

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

BRUNO BIANCHI MARQUES

**ESTUDO EXPERIMENTAL E NUMÉRICO DE PILARES
MISTOS PARCIALMENTE REVESTIDOS COM CONCRETO
DE RESÍDUOS RECICLADOS DE CONCRETO E FIBRAS DE
AÇO**

SÃO CARLOS

2022

BRUNO BIANCHI MARQUES

**ESTUDO EXPERIMENTAL E NUMÉRICO DE PILARES
MISTOS PARCIALMENTE REVESTIDOS COM CONCRETO
DE RESÍDUOS RECICLADOS DE CONCRETO E FIBRAS DE
AÇO**

VERSÃO CORRIGIDA

A versão original encontra-se na Escola de Engenharia de São Carlos

Dissertação apresentada ao programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas) da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo para a obtenção do título de Mestre em Ciências.

Área de Concentração: Estruturas

Orientador: Ana Lúcia Homce de Cresce El Debs

SÃO CARLOS

2022

AUTORIZO A REPRODUÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO, POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

Ficha catalográfica elaborada pela Biblioteca Prof. Dr. Sérgio Rodrigues Fontes da EESC/USP com os dados inseridos pelo(a) autor(a).

M357e Marques, Bruno Bianchi
Estudo experimental e numérico de pilares mistos parcialmente revestidos com concreto de resíduos reciclados de concreto e fibras de aço / Bruno Bianchi Marques; orientadora Ana Lúcia Homce de Cresce El Debs. São Carlos, 2022.

Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas) e Área de Concentração em Estruturas -- Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2022.

1. Pilares mistos parcialmente revestidos. 2. agregados reciclados de concreto. 3. fibras de aço. 4. simulação numérica. 5. análise experimental. I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Bacharel **BRUNO BIANCHI MARQUES**.

Título da dissertação: "Estudo experimental e numérico de pilares mistos parcialmente revestidos com concreto de resíduos reciclados de concreto e fibras de aço".

Data da defesa: 13/05/2022.

Comissão Julgadora

Resultado

Profa. Associada **Ana Lucia Homce de Cresce El Debs**
(Orientadora)

APROVADO

(Escola de Engenharia de São Carlos – EESC/USP)

Prof. Dr. **Hidelbrando José Farkat Diógenes**

APROVADO

(Universidade Federal da Paraíba/UBPB)

Prof. Dr. **Gustavo Henrique Siqueira**

APROVADO

(Universidade Estadual de Campinas/UNICAMP)

Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
(Engenharia de Estruturas):

Prof. Associado **Vladimir Guilherme Haach**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:

Prof. Titular **Murilo Araujo Romero**

AGRADECIMENTOS

Gostaria de agradecer minha família, em particular meus pais, José e Amélia, e minha irmã e cunhado, Mariana e Thomas, por todo o apoio dedicado a mim.

À minha orientadora Prof^a. Ana Lúcia Homce de Cresce El Debs, pelas oportunidades, incentivos e todo apoio ao longo do percurso deste trabalho.

À Fernanda, com quem tive a oportunidade de desenvolver essa pesquisa experimental em conjunto e com quem fui capaz de desenvolver uma amizade sincera.

À Prof^a. Silvana De Nardin pelas ideias e orientações desde o início do trabalho e à Prof^a. Margot por toda orientação e apoio desde a graduação e iniciação científica.

Aos professores e funcionários do Departamento de Engenharia de Estruturas (SET) da ESSC-USP, pelos ensinamentos e orientações. Em particular, gostaria de agradecer especialmente aos técnicos do Laboratório de Estruturas, que trouxeram inúmeros conhecimentos sobre a prática experimental: Amaury, Romeu, Mauri, Fabiano e Luiz.

Aos meus amigos Bruno, Larissa, Henrique, Jaqueline, Leonardo, Rafael, Lúcio e Thatiana por me ajudarem a chegar até aqui e darem força para concluir este trabalho.

Aos meus amigos no SET, Filipe, José Renan, Marcela, Yagho, Felipi, Vitor, Jéssica, Alex e Lucas pelo companheirismo, conversas e conselhos.

À Itaquareia pelo doação dos agregados utilizados no desenvolvimento do programa experimental.

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001.

RESUMO

MARQUES, B. B. **Estudo experimental e numérico de pilares mistos parcialmente revestidos com concreto de resíduos reciclados de concreto e fibras de aço.** 2022. 221 p. Dissertação (Mestrado em Ciências – Engenharia de Civil (Engenharia de Estruturas)) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2022.

A procura por soluções sustentáveis que permitam a redução do consumo de recursos naturais e de resíduos gerados pela construção civil se tornou uma preocupação crescente, tendo sido impulsionada pelo princípio da responsabilidade compartilhada introduzido pela Política Nacional dos Resíduos Sólidos. Neste contexto, a reciclagem de resíduos de concreto para a produção de agregados tem se mostrado uma alternativa interessante para a redução do impacto ambiental na construção. Este estudo traz como principais objetivos a investigação do comportamento estrutural de pilares mistos parcialmente revestidos com substituição dos agregados graúdos naturais por agregados reciclados de concreto e a viabilidade da substituição das barras de aço convencionais por concreto reforçado com fibras de aço. Após um estudo preliminar, em que foram investigados os impactos nas propriedades mecânicas e na trabalhabilidade perante a substituição de 30%, 50% e 100% do agregado graúdo natural por agregados de reciclados de concreto para concretos sem fibras e com 1,6% de fibras de aço com ganchos nas extremidades, foi determinado que o teor de 30% era o mais apropriado para ser empregado na segunda etapa do programa experimental. No tocante às peças estruturais, seis pilares foram ensaiados à compressão centrada e excêntrica com a finalidade de comparar o comportamento dos exemplares com concreto convencional, com concreto com agregados reciclados de concreto e com concreto com agregados reciclados de concreto reforçado com fibras de aço. Complementarmente, um modelo numérico foi desenvolvido no software ABAQUS® e, por meio de uma calibração, ampliaram-se os resultados dessa pesquisa com uma análise paramétrica. A adição do agregado reciclado ao concreto provocou queda nas suas propriedades mecânicas e a adição de fibras de aço causou diminuição na resistência à compressão, embora para as fibras tenha sido observado ganho significativo de tenacidade no compósito. Os resultados obtidos no programa experimental indicaram que o emprego do concreto com agregados reciclados de concreto não causou prejuízo na resposta estrutural do pilar misto mesmo com as penalizações nas propriedades mecânicas do concreto. A substituição da armadura convencional por concreto reforçado com fibras de aço também se mostrou interessante, já que não modificou o comportamento global do elemento ou afetou significativamente sua capacidade resistente, tendo ocorrido falha por esmagamento do concreto e plastificação do perfil de aço em todos os casos. Por fim, os resultados do programa experimental, tanto a substituição do agregado natural pelo reciclado de concreto em baixos teores quanto o emprego das fibras de aço no lugar de armaduras convencionais de barras se mostraram viáveis, resultando em perdas reduzidas na capacidade do elemento estrutural estudado.

Palavras-Chave: Estruturas mistas; agregados reciclados de concreto; concreto reforçado com fibras; simulação numérica; análise experimental.

ABSTRACT

MARQUES, B. B. **Experimental and numerical study of partially encased composite columns with recycled aggregate concrete and steel fiber**. 2022. 221 p. Dissertation (Master in Science in Civil Engineering (Structural Engineering)) – Sao Carlos School of Engineering, University of São Paulo, São Carlos, 2022.

The lack of solutions to reduce the environmental impact caused by the waste generated in the construction industry has become a growing concern, which has also been put on evidence by the principle of shared responsibility introduced by the National Policy of Solid Waste. In this context, recycling waste concrete has shown to be a promising alternative to reducing the construction industry's environmental impact. Thus, this study aimed to investigate the structural behavior of partially encased composite columns with recycled aggregate concrete and steel fiber reinforced concrete. After a preliminary analysis of the impact on the mechanical properties and flowability when 30%, 50%, and 100% of natural aggregate is replaced with recycled concrete aggregate for concretes without and with 1,6% of hooked-end steel fibers, the ratio of 30% was determined to be the fit for the second experimental analysis stage. Then, six columns were loaded axially and eccentrically, aiming to compare the behavior of the specimens with natural aggregate concrete, recycled aggregate concrete, and steel fiber recycled aggregate concrete. A numerical model developed using ABAQUS® allowed, through calibration with experimental results, to extrapolate the obtained results by performing a parametric analysis. The replacement of natural for recycled coarse concrete aggregate led to a reduction of the concrete's mechanical properties, and the addition of steel fiber lowered its compressive strength, even though the latter significantly enhanced the composite's toughness. The experimental results showed that the recycled concrete aggregate didn't negatively impact the composite column's structural behavior, even with reduced concrete's mechanical properties. Also, replacing the conventional reinforcement with steel fiber reinforced concrete has shown viability since it did not change the column's global behavior or even their maximum capacity, presenting concrete's crushing and steel yielding as a failure mechanism. Therefore, considering the experimental results, replacing the natural aggregate with recycled concrete aggregate in lower ratios and the conventional reinforcement with steel fiber reinforced concrete seems as feasible alternatives, resulting in satisfying structural behavior.

Key-words: Composite structures; recycled aggregate concrete; fiber reinforced concrete; numerical simulation; experimental analysis.

LISTA DE SÍMBOLOS E SIGLAS

A_a	Área da seção transversal do perfil metálico
A_c	Área da seção transversal de concreto
A_{sni}	Área da seção transversal da barra de aço
$A_{sn,x}, A_{sn,y}$	Área das barras de aço da seção transversal
A_v	Área da seção transversal do perfil metálico
A_{lig}	Área de ligamento, referente à região acima do entalhe do ensaio de prisma
C	Consumo de cimento
D	Altura da seção transversal do prisma
E	Módulo de elasticidade do concreto
E_a	Módulo de elasticidade do aço do perfil metálico
E_c	Módulo de elasticidade do concreto
$E_{c,red}$	Módulo de elasticidade reduzido do concreto
E_{in}	Módulo de elasticidade inicial do concreto
E_s	Módulo de elasticidade da armadura
$(EI)_e$	Rigidez elástica da seção transversal
$(EI)_{eff,II}$	Rigidez elástica efetiva para análise de segunda-ordem
$F_{máx}$	Força máxima
G_{ch}	Energia de esmagamento do concreto à compressão
G_f	Energia de fratura do concreto na tração
G_{f0}	Energia de fratura básica
I_1	Primeiro invariante do tensor de tensões
I_a	Momento de inércia do perfil metálico
I_c	Momento de inércia do concreto
I_s	Momento de inércia da armadura
J_2	Segundo invariante de tensão do tensor desviador
K_c	Razão da raiz do segundo invariante de tensão do tensor desviador no meridiano de tração e o valor correspondente no meridiano de compressão para um dado valor da pressão hidrostática.
K_0	Coefficiente de calibração usado no dimensionamento de pilares mistos
$K_{e,II}$	Fatores de correção usados no dimensionamento de pilares mistos
L	Comprimento do pilar
L_x, L_y, L_e	Comprimento destravado
L_p	Comprimento total do prisma
M_{ARC}	Massa do agregado reciclado
M_{NAT}	Massa do agregado natural

$M_{x,Sd}, M_{y,Sd}$	Momento solicitante de projeto
$M_{máx,pl,Rd}$	Momento fletor máximo resistente de plastificação de cálculo
$M_{pl,Rd}$	Momento fletor resistente de plastificação de cálculo
$M_{x,Rd}, M_{y,Rd}$	Momento resistente de projeto
$M_{x,Sd}, M_{y,Sd}$	Momento solicitante de projeto
$M_{x,i,Sd}, M_{y,i,Sd}$	Momento fletores devido às imperfeições nos pilares
$M_{x,tot,Sd}, M_{y,tot,Sd}$	Momento fletor solicitante de cálculo total
M_x, M_y	Momento fletor atuante
$N_{G,Sd}$	Parcela da força axial solicitante de cálculo devida à ação permanente e à ação do uso de atuação quase permanente
$N_{pl,R}$	Esforço normal plástica resistente
N_{Rd}	Esforço normal resistente
N_{Sd}	Esforço normal solicitante de projeto
$N_{cr,eff}$	Força normal crítica elástica do pilar misto para rigidez à flexão efetiva
$N_{e2,x}, N_{e2,y}, N_e$	Força normal crítica de Euler
$N_{pl,Rd}$	Esforço normal resistente plástica de projeto da seção transversal
$N_{pl,a,Rd}$	Esforço normal resistente plástica de projeto referente ao perfil metálico
$N_{pl,c,Rd}$	Esforço normal resistente plástica de projeto referente ao concreto
$N_{pl,s,Rd}$	Esforço normal resistente plástica de projeto referente à armadura
P_{exp}	Carga máxima do exemplar experimental
V_f	Volume de fibras de aço
$V_{pl,a,Rd}$	Valor de projeto da resistência à cortante da seção plastificada do perfil metálico
W_0	Área contida abaixo do gráfico Força x Deslocamento proveniente do ensaio de prisma
$Z_{a,x}, Z_{a,y}$	Módulo de resistência plástica do perfil de aço
$Z_{an,z}, Z_{an,y}$	Módulo de resistência plástica do perfil de aço na região 2hn
$Z_{c,x}, Z_{c,y}$	Módulo de resistência plástica do concreto não-fissurado
$Z_{cn,x}, Z_{cn,y}$	Módulo de resistência plástica do concreto fissurado
$Z_{s,x}, Z_{s,y}$	Módulo de resistência plástica das armaduras
$Z_{sn,x}, Z_{sn,y}$	Módulo de resistência plástica da armadura na região 2hn
a/c	Relação água-cimento
a_k	Parâmetro constante empregado na determinação do parâmetro do dano
b	Largura da seção transversal
b_k	Parâmetro constante empregado na determinação do parâmetro do dano
c_1, c_2	São constantes da fórmula proposta por Hordijk (1991)

d	Altura da seção transversal do perfil
d_c	Dano na compressão
d_f	Diâmetros das fibras
d_k	Parâmetro de dano do concreto comprimido/tracionado
$d_{m\acute{a}x}$	Dimensão máximo do agregado
d_n	Distância da fibra mais comprimida até a linha neutra do prisma
d_t	Dano na tração
e_a	Excentricidade accidental
$e_{i,x}, e_{i,y}$	Posição das armaduras em x ou y
e_i	Excentricidade de carregamento
f_{b0}	Resistências à compressão biaxial
f_{c0}	Resistência à compressão uniaxial
f_c	Resistência à compressão do concreto
f_{cd}	Resistência à compressão de projeto do concreto
f_{cm}	Resistência média do concreto à compressão
f_{FTs}	Resistência à tração direta do CRF, valor de serviço
f_{FTu}	Resistência à tração direta, valor último
f_k	Tensão no concreto comprimido/tracionado
f_{k0}	Tensão no limite elástico do concreto na compressão/tração
f_{km}	Resistência à compressão/tração do média do concreto
$f_{R,j}$	Resistência residuais do concreto com fibras
f_{sd}	Resistência ao escoamento das barras de aço
f_t	Resistência do concreto à tração
f_w	Tensão de tração na região fissurada do prisma
f_y	Resistência ao escoamento do aço
f_{yd}	Resistência ao escoamento do aço do perfil metálico de projeto
g	Aceleração da gravidade
h	Altura da seção transversal
$h_{n,x}, h_{n,y}$	Posição da linha neutra
h_{sp}	Valor da altura dos prismas descontando o entalhe
k	Parâmetro de amplificação dos efeitos de segunda-ordem do EUROCODE 4
l_{ch}	Comprimento característico do elemento finito ou largura de banda
l_{eq}	Comprimento característico do elemento
l_f	Comprimento das fibras

l_p	Comprimento entre os apoios do prisma
m	Massa do corpo de prova prismático
m_1	Massa do corpo de prova entre os apoios referente ao ensaio de prisma
m_2	Massa do equipamento não acoplada ao atuador que acompanha a deformação do corpo de prova durante a realização do ensaio de prisma
r	Razão entre os momentos nas extremidades
t_f	Espessura das mesas do perfil metálico
t_w	Espessura da alma do perfil metálico
w	Abertura de fissura
w_c	máxima abertura de fissura
w_u	Abertura fissura última
α	Coefficiente de ajuste da contribuição do concreto
α_{CM}	Fator relacionado à flexão de pilares mistos
β	Coefficiente adimensional
γ_{ARC}	Densidade do agregado reciclado de concreto
γ_{M0}	Fator parcial para aços estruturais aplicado à resistência das seções transversais
γ_{NAT}	Densidade do agregado natural
γ_{areia}	Densidade da areia
γ_{brita}	Densidade da brita
$\gamma_{cimento}$	Densidade do cimento
$\gamma_{reciclado}$	Densidade do agregado reciclado
ε'	Deformação de pico do concreto comprimido
ε_{Fu}	Deformação última do concreto com fibras
ε_{pico}	Deformação de pico
ε_t^{in}	Deformação inelástico à tração
ε_u	Deformação última do concreto comprimido
$\lambda_{rel}, \lambda_{0,m}, \bar{\lambda}$	Índice de esbeltez reduzido ou esbeltez relativa
$\mu_d, \mu_{dx}, \mu_{dy}$	Fator relacionado ao dimensionamento de elementos sob compressão e flexão simples - EUROCODE 4 (2004)
μ_x, μ_y	Fator relacionado ao dimensionamento de elementos sob compressão e flexão simples – ABNT NRB 8800 (2008)
$\rho_{f,eff}$	Fator de alinhamento das fibras
σ_c	Tensão no concreto comprimido
σ_f	Tensão na fibra de aço
σ_{pico}	Tensão de pico
σ_t	Tensão no concreto tracionado

ϵ	Excentricidade do CDP
ϵ_k^{in}	Deformação inelástica do concreto comprimido/tracionado
ϵ_k^t	Deformação total do concreto comprimido/tracionado
μ	Viscosidade
Φ	Usado da determinação de χ
ψ	Ângulo de dilatação
δ	Razão de contribuição do aço
δ_0	Deslocamento na seção central do prisma
δ_x, δ_y	Deslocamentos laterais da seção central dos pilares
ϵ	Deformação do concreto comprimido
φ	Coefficiente de fluência
χ	Fator de redução para flambagem lateral
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ABRELPE	Associação Brasileira de Empresas de Limpeza Pública e Resíduos Especiais
ARCO, ARC	Agregados Reciclados de Concreto
ARCE	Agregados Reciclados Cerâmicos
ARCI	Agregados Reciclados Cimentícios
ARM	Agregados Reciclados Mistos
CEB	<i>Comité Euro-International du Béton</i>
CDP	<i>Concrete Damaged Plasticity</i>
CG	Centro geométrico
CMOD _i	<i>Cracking opening displacement mouth</i>
CONAMA	Conselho Nacional do Meio Ambiente
CP	Corpo de prova
LOP	Limite de proporcionalidade
PNRS	Política Nacional de Resíduos Sólidos
RAC	<i>Recycled aggregate concrete</i>
RCD	Resíduos de construção e demolição
RP	Ponto de referência
TSMA	<i>Two-stage mixing approach</i>
USP	Universidade de São Paulo

SUMÁRIO

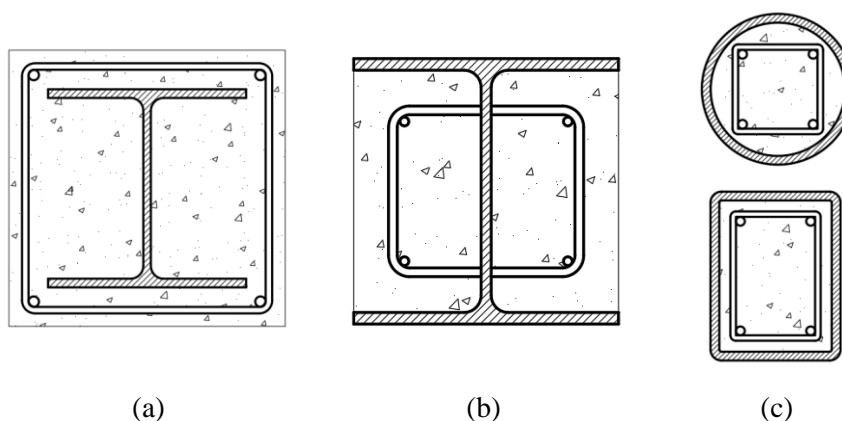
1	INTRODUÇÃO	21
1.1	Objetivos	23
1.2	Justificativa.....	24
1.3	Metodologia geral	25
1.4	Organização da dissertação	26
2	ESTADO DA ARTE.....	27
2.1	Pilares mistos parcialmente revestidos	27
2.1.1	Modelo teóricos de dimensionamento de PMPR	36
2.2	Concreto com agregados reciclados (RAC).....	39
2.2.1	Impacto nas propriedades do concreto	48
2.2.2	Procedimentos de mistura do concreto com ARC.....	55
2.3	Concreto com fibras.....	57
2.3.1	Uso de fibras em concretos com agregados naturais.....	61
2.3.2	Uso de fibras em concretos com ARC	65
2.4	Estratégias de simulação numérica de PMPR	67
2.5	Considerações finais sobre o estado da arte	73
3	PROGRAMA EXPERIMENTAL	77
3.1	Dispositivos e equipamentos	79
3.2	Caracterização dos materiais.....	80
3.2.1	Cimento	81
3.2.2	Agregado miúdo	81
3.2.3	Agregado graúdo: natural e reciclado	82
3.2.4	Aço do perfil.....	85
3.2.5	Aço das armaduras	86
3.3	Dosagem	87
3.4	Concreto: estudo preliminar	89
3.5	Concreto: estudo definitivo	94
3.6	Pilares mistos parcialmente revestidos	101
3.6.1	Descrição da configuração dos exemplares e do ensaio.....	102
3.6.2	Moldagem dos exemplares	105
3.6.3	Força máxima e momentos fletores.....	106
3.6.4	Encurtamento médio e deslocamentos laterais.....	108
3.6.5	Deformações nos materiais	113

3.6.6	Configurações finais	117
3.7	Comparação: teórico vs. experimental	120
3.8	Considerações finais sobre o programa experimental	123
4	SIMULAÇÕES NUMÉRICAS	127
4.1	Modelo de dano associado à plasticidade	127
4.2	Estratégia de solução e critérios de convergência	131
4.3	Descrição dos modelos numéricos.....	132
4.4	Modelos constitutivos para os materiais	136
4.4.1	Modelos constitutivo do aço	137
4.4.2	Comportamento do concreto na compressão	137
4.4.3	Comportamento do concreto na tração	140
4.4.4	Modelo de evolução do dano	145
4.4.5	Análise de sensibilidade.....	146
4.5	Calibração com os resultados de Pereira (2017) – pilares esbeltos.....	149
4.5.1	Deslocamentos, deformações e falha no modelo numérico.....	152
4.6	Calibração dos resultados do programa experimental.....	156
4.6.1	Deslocamentos, deformações e falha no modelo numérico.....	159
4.7	Comparação com resultados experimentais	163
4.8	Análise paramétrica	165
4.8.1	Eixo de flexão	166
4.8.2	Esbeltez do pilar.....	167
4.8.3	Excentricidade de carregamento	170
4.9	Considerações finais sobre a análise numérica.....	173
5	CONCLUSÃO	175
5.1	Sugestões para trabalhos futuros.....	178
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	179
	APÊNDICE A - DIMENSIONAMENTO DE PMPR DE ACORDO COM A ABNT	
	NBR 8800 (2008) E O EUROCODE 4 (2004)	187
	APÊNDICE B – RESULTADOS EXPERIMENTAIS DA CARACTERIZAÇÃO DOS	
	CONCRETOS E ANÁLISE ESTATÍSTICA	195
	APÊNDICE C – RESULTADOS COMPLEMENTARES DA CALIBRAÇÃO DOS	
	MODELOS NUMÉRICOS	215

1 INTRODUÇÃO

As estruturas mistas de aço e concreto se caracterizam pela associação dos dois materiais de modo que ambos possam trabalhar em conjunto permitindo assim obter elementos mais esbeltos e com mesma capacidade resistente. Essa associação surgiu da necessidade de prover proteção ao aço contra incêndios, mas, com o desenvolvimento de métodos mais eficientes para a proteção do aço, o concreto passa a ser considerado uma parcela contribuinte para a capacidade resistente do elemento. Algumas das seções mais utilizadas nesses elementos, presentes em códigos normativos como a ABNT NBR 8800 (2008) e o EUROCODE 4 (2004), são apresentadas na Figura 1.1.

Figura 1.1– Seções transversais de pilares mistos: revestido (a); parcialmente revestido (b); e preenchido (c).



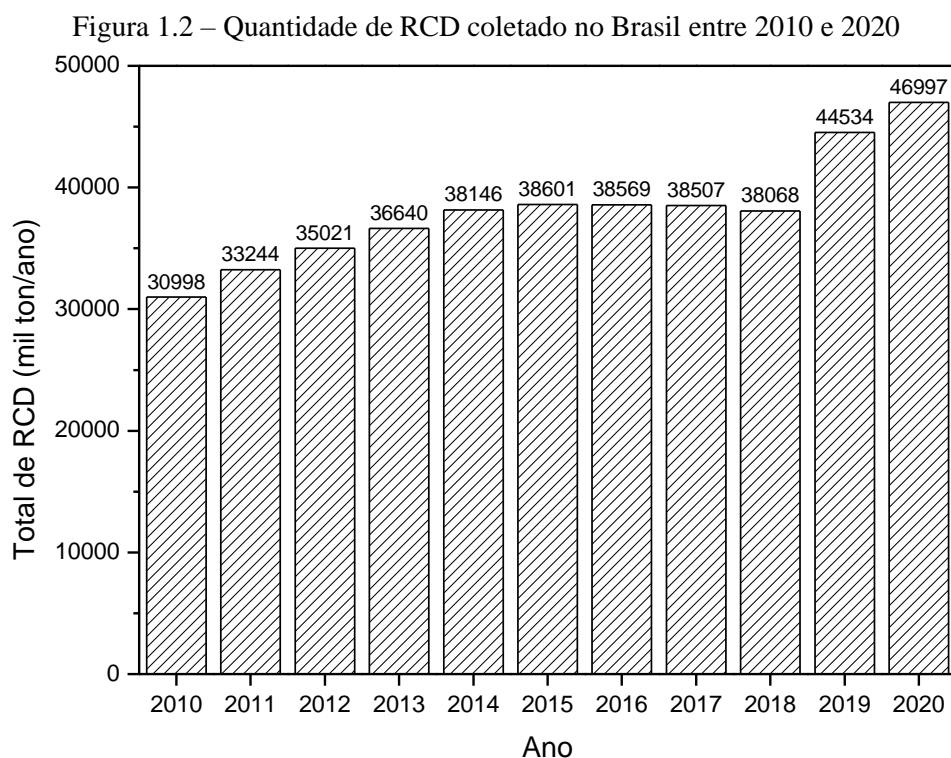
Fonte: Elaborada pelo autor.

Quando comparados aos elementos de concreto armado ou de aço, os pilares mistos de aço e concreto permitem reduzir problemas de instabilidades locais e globais no perfil e garantir uma maior ductilidade. Em particular, os pilares mistos parcialmente revestidos (PMPR, Figura 1.1- b), que constituem o foco desse estudo, proporcionam outras vantagens como a redução no uso de fôrmas por meio da concretagem parcial de cada lado do pilar e a possibilidade da pré-fabricação do elemento em indústrias, sendo posteriormente feito o transporte e montagem na obra. Isto contribui para a racionalização da construção, reduzindo desperdícios de materiais e mão de obra, além de proporcionar um canteiro com menos resíduos.

O setor da construção civil, além de ser um dos maiores consumidores de recursos naturais não renováveis, é também um dos maiores geradores de resíduos. A Figura 1.2 apresenta uma estimativa da quantidade de resíduos de construção e demolição (RCD)

coletados em logradouros públicos no Brasil entre 2010 e 2020 de acordo com dados obtidos pela Associação Brasileira de Empresas de Limpeza Pública e Resíduos Especiais (ABRELPE). Embora já sejam números expressivos, não são inclusos nesses dados os resíduos coletados por serviços privados, que compõe maior parcela do RCD gerado (BRASILEIRO; MATOS, 2015).

Entre as preocupações recentes da construção civil, a destinação dos resíduos gerados no processo construtivo vem ganhando destaque. As primeiras medidas com o objetivo de dar uma destinação aos RCD surgem no Brasil em 2002 por meio da Resolução nº 307 do Conselho Nacional de Meio Ambiente (CONAMA), que estabelece diretrizes, critérios e procedimentos para a gestão desses resíduos. Novas diretrizes surgem com a Política Nacional de Resíduos Sólidos (PNRS) em 2010, que estabelece como deve ser feita a disposição dos resíduos gerados no país (BRASILEIRO; MATOS, 2015).



Fonte: Adaptada de Brasileiro e Matos (2015) e ABRELPE (2015, 2017, 2018, 2019, 2020)

A reutilização do concreto na forma de agregado graúdo por meio de britagem tem sido uma solução explorada para destinação desse tipo de resíduo. A origem da proposta de reutilização do concreto como agregado graúdo data do período pós Segunda Guerra Mundial, em que seu uso foi proposto como um meio de facilitar a reconstrução de uma Europa devastada pela guerra e carente de recursos (LEVY; HELENE, 2002).

Os avanços nas pesquisas do uso de agregados reciclados de concreto permitiram que alguns países da Europa desenvolvessem normas que direcionassem o seu uso em concretos estruturais, uma solução que se tornou disponível no Brasil recentemente. As normas brasileiras que tratam desse tema, ABNT NBR 15115 (2004) e ABNT NBR 15116 (2021), ainda se restringem principalmente a aplicações em obras de pavimentação e concretos não-estruturais. Apenas em sua última versão a ABNT NBR 15116 (2021) passou a permitir o emprego de agregado reciclado de concreto (ARCO) em compósitos ou produtos com função estrutural, limitando o percentual de substituição em 20% da massa de agregados total e para concretos das classes de agressividade I e II conforme classificação estabelecida pela ANBT NBR 6118 (2014).

As diversas normatizações ao redor do mundo buscam em sua maioria classificar os agregados reciclados em função da sua composição, mas cada norma traz sua própria designação para cada classe de agregado (GONÇALVES; DE BRITO, 2010). Ao revisar 25 normas de mais de 10 países, Alberte e Handro (2021) empregaram uma classificação unificada para comparar os códigos, em que consideraram: agregados reciclados de concreto (ARC), no qual os resíduos de concretos prevalecem na composição em relação aos resíduos cerâmicos; agregados reciclados cerâmicos (ARCE), em que há prevalência dos resíduos cerâmicos; e agregados de resíduos misto (ARM), que as porcentagens de cada tipo de resíduo são similares. Neste trabalho é adotada a nomenclatura unificada utilizada por Alberte e Handro (2021), similar à usada por Gonçalves e de Brito (2010) em sua revisão de especificações de normas para agregados reciclados, para designar os diferentes tipos de agregados de RCD.

O efeito da substituição de agregados graúdos naturais por ARC em pilares mistos foi investigado por Gerin (2020), tendo sido utilizada a seção do tipo preenchida submetida à força axial centrada. Dessa forma, com base neste estudo de Gerin (2020) e o estudo experimental de Pereira (2017), que avaliou o comportamento de PMPR com a substituição da armadura convencional por telas, propõe-se uma análise da influência da substituição dos agregados naturais por ARC no comportamento de PMPR submetidos à flexo-compressão.

1.1 Objetivos

O objetivo principal deste trabalho é analisar a resposta estrutural de PMPR diante da substituição do agregado graúdo natural por ARC. Os parâmetros utilizados para essa investigação são o teor de substituição de ARC, a solicitação imposta (carregamento axial

centrado e excêntrico) e o tipo de reforço utilizado (armadura convencional e reforço com fibras de aço). A partir desse objetivo principal, são elencados os seguintes objetivos específicos:

- Apresentar uma revisão bibliográfica que compreenda uma fundamentação teórica robusta sobre o uso de PMPR, emprego do ARC em novos concretos e sobre o reforço de fibras de aço em concretos;
- Avaliar o comportamento estrutural de PMPR com ou sem a substituição do agregado graúdo natural por ARC;
- Investigar a eficiência da utilização de fibras de aço em substituição das armaduras convencionais, composta de barras longitudinais e estribos, nos PMPR com ARC;
- Investigar o efeito da variação do eixo de flexão, da esbeltez do pilar e da excentricidade de carregamento na capacidade resistente dos PMPR com concreto com agregados naturais, com ARC e ARC reforçado com fibras.

1.2 Justificativa

A utilização de PMPR tem se mostrado uma alternativa à outras tipologias de pilares com diversas vantagens em relação a seções de concreto armado e seções de aço, possibilitando o uso de elementos mais esbeltos sem perda de capacidade resistente, baixo consumo de fôrmas no canteiro e que contribui na industrialização do setor da construção civil. No entanto, ainda existem pontos em que é possível avançar, como na busca de alternativas mais sustentáveis para a sua produção.

O descarte inadequado de resíduos é um dos grandes problemas que vêm sendo discutidos dado o grande impacto ambiental envolvido, sendo um tema que ganhou ainda mais destaque após as diretrizes implementadas pela PNRS que tratam justamente da destinação ideal para esses resíduos. Uma alternativa ao descarte dos resíduos de concreto que vem sendo estudada é a sua aplicação na produção de novos concretos estruturais, um uso recentemente aprovado por normas brasileiras e que tem mostrado bons resultados em pesquisas, além de ser uma maneira para incentivar a reutilização e redução do descarte inapropriado.

O uso de fibras no reforço do concreto vem sendo explorado em variadas aplicações dentro da engenharia civil. A substituição das barras de aço convencionais soldadas ao perfil de aço por fibras de aço incorporadas ao concreto permite reduzir esforço laboral necessário para a produção dos elementos mistos estudados, contribuindo para reduzir gargalos em

processos produtivos da indústria da construção civil, já tendo se mostrado viável em estudos anteriores com concretos com agregados naturais.

Dados os pontos expostos, este trabalho contribui para um campo ainda pouco explorado, principalmente no contexto nacional, que é a utilização de ARC em concretos estruturais empregados em elementos mistos de aço e concreto. Ademais, o estudo avança na investigação da utilização de fibras como reforço de elementos estruturais com capacidade de trazer maior racionalização aos processos construtivos. Dessa forma, este estudo se justifica ao avançar em domínios ainda poucos explorados e que possuem a capacidade de trazer grandes benefícios tanto para o setor da construção civil quanto para preservação ambiental.

1.3 Metodologia geral

A metodologia utilizada para alcançar os objetivos é dividida em 4 etapas descritas a seguir:

- a) **Revisão bibliográfica:** revisão da literatura sobre os avanços nas pesquisas com PMPR, sobre concretos com ARC e de concretos reforçados com fibras. No caso dos pilares mistos, a revisão buscou compreender os parâmetros de maior importância no comportamento global dos elementos. Em razão dos escassos estudos sobre aplicação de ARC em PMPR, o efeito isolado do uso do ARC em concretos teve aqui seu maior foco, visando compreender como este material influencia as propriedades do concreto;
- b) **Estudo experimental:** essa etapa foi dividida em duas partes, um estudo preliminar e outro definitivo. Dada a grande variabilidade das propriedades dos concretos com ARC, o estudo preliminar permitiu identificar como os teores de substituição de 30%, 50% e 100% na fração graúda dos agregados e a adição de 1,6% de fibras de aço alteravam as propriedades mecânicas e a trabalhabilidade dos concretos. Com o teor de substituição ideal de 30% determinado, prosseguiu-se com a etapa definitiva, em que foram concretados os PMPR, prismas e corpos de prova com três configurações: concreto com agregados naturais, concreto com ARC e concreto com ARC reforçado com fibras de aço. Os pilares foram ensaiados com carregamento centrado e excêntrico e o comportamento individual de cada exemplar foi comparado;
- c) **Simulações numéricas:** nessa etapa os modelos físicos foram representados em um *software* de elementos finitos, ABAQUS® v. 2016, considerando as não-linearidades física e geométrica. Os modelos numéricos foram calibrados com os resultados

experimentais deste estudo e do estudo de Pereira (2017). Posteriormente, os modelos serviram para o estudo de parâmetros não investigados no programa experimental;

- d) **Análise dos resultados:** foram realizadas as análises dos resultados experimentais e dos modelos teóricos e numéricos, verificando impactos dos parâmetros avaliados e também a representatividade dos modelos teóricos e numéricos perante os resultados experimentais.

1.4 Organização da dissertação

A dissertação foi organizada em seis seções. Na seção 1 é feita uma descrição geral dos PMPR e do emprego de ARC na produção de novos concretos, além de apresentar as justificativas, os objetivos e a metodologia da pesquisa.

A seção 2 reúne um conjunto de trabalhos científicos consultados para compreender o atual estado de desenvolvimentos dos temas pesquisados, ou seja, pilares mistos parcialmente revestidos, concreto com ARC e reforço de concretos com fibras de aço.

A seção 3 reúne todos as descrições dos ensaios realizados e os resultados obtidos. Primeiramente são apresentadas as caracterizações individuais de cada material, seguido dos resultados do estudo preliminar e da análise definitiva dos concretos. Por fim, são apresentadas as configurações de ensaio e os resultados dos ensaios dos PMPR.

Na seção 4 são descritas as simulações numéricas desenvolvidas, sendo apresentados detalhes dos modelos constitutivos e da construção do modelo. Além disso, são feitas as comparações entre os resultados físicos e numéricos para verificar a representatividade dos modelos calibrados.

Por fim, na seção 5 são apresentadas as considerações finais considerando todo o desenvolvimento do trabalho e são feitas sugestões para novas pesquisas.

2 ESTADO DA ARTE

São descritos nessa seção os estudos que investigaram o comportamento de PMPR, sendo apresentados estudos experimentais e numéricos. Além disso, são abordados também aspectos relativos ao comportamento do concreto com adição de fibras e do concreto com substituição de agregados naturais por agregados de concreto.

2.1 Pilares mistos parcialmente revestidos

As seções compostas por aço e concreto passam a se configurar como seções mistas a partir da interação entre os dois materiais, ou seja, é necessário que haja interação entre os dois materiais de modo que eles trabalhem em conjunto. Além deste, existem diversos outros fatores que interferem no comportamento das seções mistas e que vêm sendo investigados nos diversos estudos presentes na literatura. Entre esses destacam-se a esbeltez do pilar, a excentricidade de carregamento, a substituição das armaduras convencionais por fibras e a influência do uso de chapas esbeltas para composição do perfil (seções não-compactas).

Os diversos parâmetros que influenciam no comportamento dos pilares mistos vêm sendo estudados ao longo dos últimos anos, tendo sido elaborado um resumo de alguns trabalhos, apresentado no Quadro 2.1, e elencadas as principais variáveis analisadas em cada estudo apresentado.

Quadro 2.1 - Resumo dos documentos científicos sobre PMPR

Autor	Ano	Tipo de seção do perfil	Tipo de carregamento	Tipo de Análise ¹	Software Utilizado	Principais variáveis analisadas
Hunaiti; Abdel Fattah	1994	I laminada	Axial excêntrico	E, P	-	Aderência aço/concreto; resistência do concreto; excentricidade de carregamento
Chicoine <i>et al.</i>	2002	I soldada (chapa fina)	Axial centrado	E, P	-	Efeito das dimensões da seção; modo de falha; espaçamento dos travamentos; utilização de reforço no concreto;
Chicoine; Tremblay; Massicotte	2002	I soldada (chapa fina)	Axial centrado ao longo do tempo	N	ABAQUS®	Modelagem da sequência de carregamento; Influência das imperfeições iniciais e tensões residuais;

Continua

Continuação

Prickett; Driver	2006	I soldada (chapa fina)	Axial centrado e excêntrico	E	-	Exc.de carregamento; resistência de concreto; espaçamento dos travamentos; adição de fibras
Begum; Driver; Elwi	2007	I soldada (chapa fina)	Axial centrado e excêntrico	N	ABAQUS®	Espaçamentos entre travamentos; influência da resistência do concreto
Elghazouli; Treadway	2008	I laminada	Axial centrado e lateral	E; T	-	Eixo de flexão; dimensões da seção transversal; ponto de escoamento e ductilidade da seção mista; momento máximo da seção; confinamento do concreto
Gramblička; Matiaško	2009	I laminada	Axial excêntrico	E, N, T	ATENA 3D	Uso de concreto de alta resistência; esbeltez do pilar
Chen <i>et al.</i>	2010	I soldada (chapa fina)	Axial excêntrico e lateral (cíclico)	E, N	ANSYS®	Eixo de flexão; intensidade do carregamento normal; configuração do reforço
Begum; Driver; Elwi	2013	I soldada (chapa fina)	Axial e excêntrico	N	ABAQUS®	Concreto de alta resistência; eixo de flexão; exc. de carregamento
Lelkes; Gramblička	2013	I laminada	Axial excêntrico	E, N, T	ATENA 3D	Exc. de carregamento; resistência à compressão do concreto; esbeltez; efeitos de 2º ordem
Pereira	2014	I soldada	Axial centrado e excêntrico	E, N	DIANA®	Tipo de reforço do concreto
Begum; Driver; Elwi	2015	I soldada (chapa fina)	Axial excêntrico	N	ABAQUS®	Exc. de carregamento; esbeltez do pilar; distância entre travamentos; esbeltez das mesas do perfil; resistência do concreto

Continuação

Gramblička; Hrusovska	2016	I laminada	Axial excêntrico	N, T	ATENA 3D	Esbeltez; exc. de carregamento; efeitos de segunda ordem
Pereira; De Nardin; El Debs	2016	I soldada	Axial centrado	E, N	DIANA®	Tipo de reforço do concreto
Song; Wang; Li	2016	I soldada (chapa fina)	Axial centrado	N, T	ABAQUS®	Instabilidades locais;
Pereira	2017	I laminada	Axial centrado e excêntrico	E, N	DIANA®	Tipo de reforço do concreto; eixo de flexão; esbeltez do pilar; exc. do carregamento
Ebadi Jamkhaneh; Ali Kafi; Kheyroddin	2019	Cruciforme soldada	Axial centrado; flexão e torção	E, N	ABAQUS®	Efeito isolado das armaduras longitudinal e transversal; tipo de carregamento; espaçamento dos travamentos; esbeltez das mesas; continuidade da linha de solda do perfil
Wang; Li; Song	2019	I soldada (chapa fina) e laminada	Axial excêntrico	N, T	ABAQUS®	Exc. de carregamento; representatividade de modelos teóricos
Wu; Jian; Zhao	2019	I soldada (chapa fina)	Axial centrado	E, T	-	Teor de substituição dos resíduos de demolição; espessura das mesas do perfil; espaçamento dos travamentos; origem dos resíduos de demolição
Ebadi Jamkhaneh; Ahmadi; Sadeghian	2020	I e cruciformes soldadas (chapa fina)	Axial centrado	N, T	ABAQUS®	Resistência do concreto; distância entre travamentos; forma da seção transversal; confinamento do concreto
Pereira; De Nardin; El Debs	2020	I laminada	Axial centrado e excêntrico	E	-	Esbeltez do pilar; exc. do carregamento. concreto com fibras; eixo de flexão

Conclusão

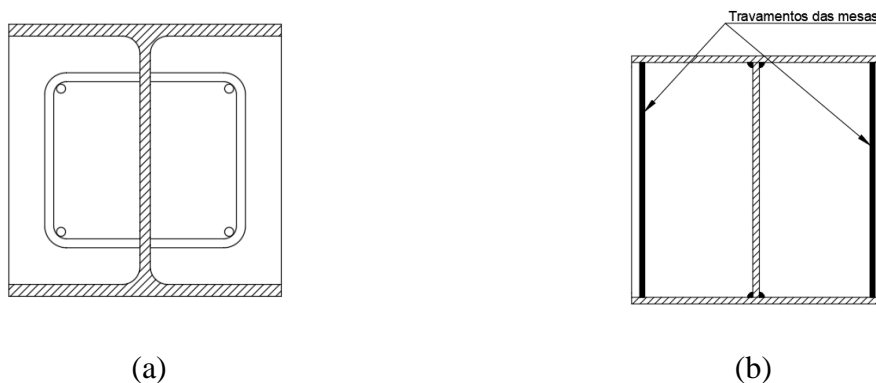
Marinho <i>et al.</i>	2021	I soldada	Axial centrado e excêntrico	N	ABAQUS®	Excentricidade de carregamento; Distribuição de momento fletor; Eixo de flexão; Tipo de reforço
-----------------------	------	-----------	-----------------------------	---	---------	---

¹ E – Experimental; N – Numérico; P – Projeto; T – Teórico.

Fonte: Elaborada pelo autor.

Há duas abordagens principais adotadas na literatura estudada para compor os PMPR: a utilização de seções compactas e seções com chapas esbeltas, havendo uma ilustração genérica de cada tipo de seção na Figura 2.1. O comportamento dos PMPR em cada uma dessas condições é distinto, havendo uma grande influência das instabilidades locais na resposta global do elemento em virtude do uso perfis de chapas esbeltas.

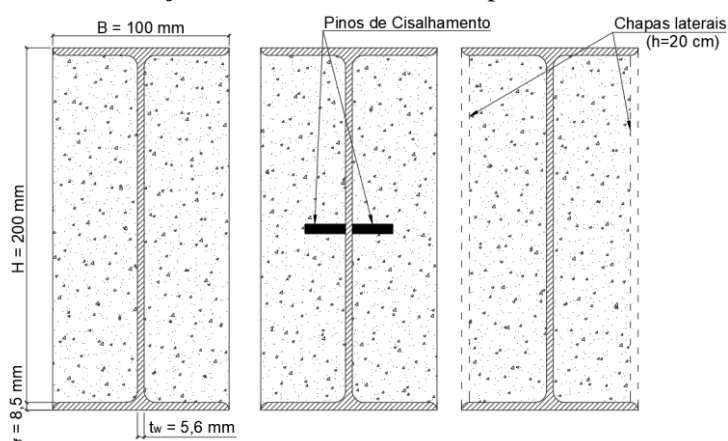
Figura 2.1 – Seções transversais de PMPR compactas (a) e composto de chapas esbeltas (b)



Fonte: Elaborada pelo autor.

O comportamento misto das seções de aço e concreto depende fundamentalmente da interação entre os dois materiais. Essa interação foi estudada por Hunaiti e Abdel Fattah (1994), que avaliaram a necessidade de utilização de conectores de cisalhamento ou de chapas de aço soldadas nas mesas do perfil, servindo como contenção lateral para o concreto e inibindo a flambagem local das mesas, conforme ilustrado na Figura 2.2. Os resultados indicaram que a presença dos conectores de cisalhamento ou das chapas não proporcionou melhoras significativas no comportamento dos pilares, levando os autores a concluir que os conectores de cisalhamento não são necessários para que se configure interação entre o aço e o concreto, embora em aplicações práticas o seu uso seja necessário pela degradação da aderência entre os materiais que ocorre ao longo do tempo.

Figura 2.2 – Detalhes das seções transversais ensaiadas por Hunaiti e Abdel Fattah (1994)



Fonte: Adaptada de Hunaiti e Abdel Fattah (1994).

A proposta de composição de uma seção com chapas finas para produção de PMPR surgiu do Grupo Canam Manac Inc., tendo como objetivo obter elementos capazes de absorver primordialmente as cargas gravitacionais em edifícios de múltiplos pavimentos, enquanto os esforços laterais seriam resistidos por outros elementos estruturais, como paredes de contraventamento (CHICOINE *et al.*, 2002).

Entre os autores que investigaram esse tipo de seção, Chicoine *et al.* (2002) compararam o comportamento de 11 pilares com diferentes dimensões para a seção transversal, tendo também variado o espaçamento entre os travamentos entre $0.5d$, $0.75d$ e $1d$, em que d é altura da seção transversal do perfil soldado. Os experimentos permitiram concluir que espaçamentos menores entre os travamentos melhoram a resposta do elemento no pós-pico, garantindo maior confinamento ao concreto e ductilidade ao elemento. Os autores também avaliaram a influência das dimensões da seção transversal no comportamento dos pilares, não tendo sido encontrados indícios de que haja ligação direta desse parâmetro com o modo de falha ou ainda com o comportamento no pós-pico dos elementos.

Os efeitos da utilização de concretos de alta resistência em pilares mistos foram estudados por Prickett e Driver (2006). Os autores estudaram o comportamento de 11 pilares com concretos de resistências entre cerca de 30 e 60 MPa, além de adicionarem fibras de aço na mistura do concreto para dois dos pilares ensaiados com concretos de alta resistência. Os resultados mostraram que os pilares com concreto de alta resistência tiveram uma falha abrupta, enquanto os pilares com concretos de menor resistência e com adição de fibras de aço tiveram comportamentos mais dúcteis.

O comportamento de elementos mistos parcialmente revestidos submetidos à flexão e com carga axial constante foi estudado por Elghazouli e Treadway (2008). Foram ensaiados 10 elementos, sendo aplicado um esforço normal constante no eixo axial dos elementos e, posteriormente, o carregamento lateral foi aplicado na seção central. Os resultados indicaram que o efeito de confinamento do concreto tem maior influência na flexão no eixo de maior inércia, levando à maior ductibilidade e maior momento resistente. Além disso, a ocorrência de instabilidades locais nos exemplares com flexão no eixo de menor inércia levou à queda do momento fletor resistente em função da liberação do confinamento do concreto. As instabilidades tiveram menor impacto nos exemplares com flexão no eixo de menor inércia em razão do confinamento ser menos eficiente nesse caso (ELGHAZOULI; TREADWAY, 2008).

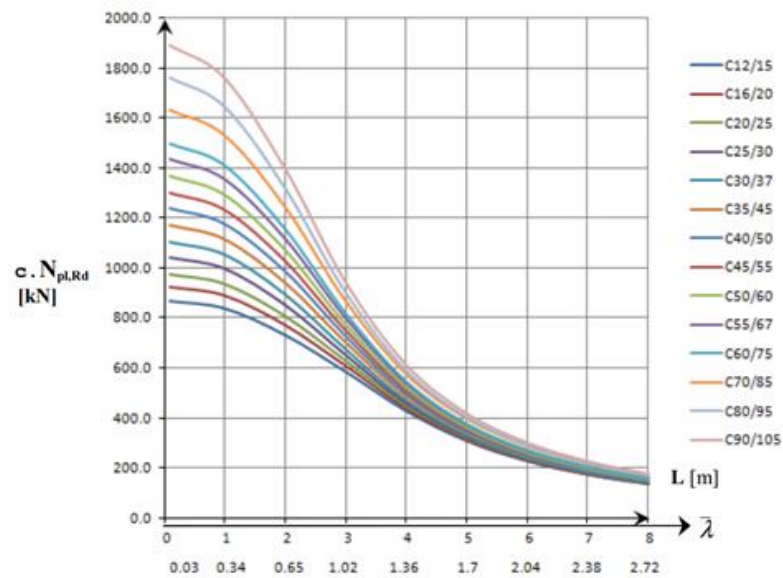
Assim como a ABNT NBR 8800 (2008), a norma europeia EN 1994-1-1 (2004) também limita a resistência à compressão do concreto empregado em pilares mistos na classe de resistência normal. Buscando investigar a influência da utilização de concretos de alta resistência em PMPR, Gramblička e Matiaško (2009) ensaiaram 6 pilares de seção compacta em duas séries, sendo a primeira composta por pilares de 3 m de comprimento e a segunda por pilares com 4 m. Em ambas as séries, foram empregados concretos com resistência característica de 60 MPa e excentricidade de carregamento de 40 mm, provocando o efeito de flexão no eixo de maior inércia.

As análises realizadas indicaram que, ao considerar os modelos de previsão das propriedades dos materiais estabelecidos na norma europeia, a resistência dos exemplares ensaiados foi 1,75 vezes superior aos valores previstos pelo código. Esse valor se reduziu para 1,15 quando as propriedades reais dos materiais foram utilizadas nas equações de dimensionamento. Além disso, os autores observaram que os momentos obtidos nos experimentos eram superiores aos calculados pelo código normativo.

Outro fator importante no dimensionamento de elementos esbeltos comprimidos é a consideração dos efeitos de 2ª ordem, o que é feito no Eurocode 4 (2004) por meio do fator majorador k . Lelkes e Gramblička (2013) compararam os valores k obtidos pelos métodos simplificado e generalizado (empregando modelos numéricos) presentes no EUROCODE 4 (2004) para concretos com classe de resistência normal e de alta resistência submetidos a diferentes distribuições de momento. Foi verificada boa concordância entre os valores de k obtidos nos modelos da norma, com uma diferença média de 3%, estando os valores do método simplificado a favor da segurança. Ainda, os autores verificaram que o método simplificado também foi eficiente em prever os valores de k para concretos de alta resistência.

Continuando trabalhos anteriores, Gramblička e Hrusovska (2016) utilizaram resultados de 18 pilares obtidos de estudos já realizados para calibrar um modelo numérico no *software* ATENA 3D, tendo sido analisados elementos com 3 e 4 m, excentricidades entre 30 e 80 mm e resistência à compressão do concreto de 36,34 e 65,45 MPa. Entre os resultados obtidos, a Figura 2.3 apresenta a variação da resistência dos PMPR de acordo com a esbeltez dos pilares para diferentes classes de resistência à compressão do concreto. É nítido que a influência da resistência à compressão é mínima para pilares muito esbeltos, embora em pilares curtos seja possível obter aumento considerável na resistência do pilar.

Figura 2.3 – Comparação da resistência de PMPR para diferentes classes de resistência do concreto



Fonte: Gramblička e Hrusovska (2016).

Uma das exigências de códigos como a ABNT NBR 8800 (2008) e o EN 1994-1-1 (2004) é a utilização de armaduras no concreto para garantir a sua integridade, sendo possível soldar as armaduras na alma do perfil ou fixá-las por meio de furos. Tendo em vista que esse processo demanda mão de obra considerável para execução, Pereira, De Nardin e El Debs (2016) estudaram a possibilidade de substituir o reforço convencional exigido pela norma por telas de aço soldadas ao perfil, buscando industrializar o processo construtivo. Os resultados indicaram que as telas soldadas podem ser empregadas como reforço no concreto, não tendo sido observadas grandes alterações no comportamento desses elementos comparados àqueles reforçados com armadura convencional.

Ebadi Jamkhaneh, Kafi e Kheyroddin (2019) estudaram o comportamento de seções cruciformes de parede fina diante de diferentes condições de carregamento e de reforço com

armaduras. Em seu estudo experimental os autores verificaram que adicionar barras longitudinais levou a um aumento de 37,7% da capacidade máxima do elemento e a adição do reforço longitudinal e transversal resultou em uma resistência 47% maior. Além disso, a rigidez elástica do elemento com estribos foi 24% maior em relação ao sem nenhum tipo de armadura, o que pode ser atribuído ao confinamento do concreto garantido pela armadura. A adição de barras longitudinais e de barras longitudinais e transversais simultaneamente também levou ao aumento de 4% e 15%, respectivamente, do momento resistente quando o elemento foi submetido à flexão.

O emprego de resíduos de concreto na confecção de PMPR compostos por chapas esbeltas foi objeto de estudo de Wu, Jian e Zhao (2019). Os autores avaliaram a substituição de agregados graúdos convencionais por agregados de resíduos de concreto com dimensões entre 80 e 125 mm e teores de substituição de 0%, 20% e 33%. O aumento do teor de substituição de agregados não mostrou ter grande impacto na força e deformação de pico dos pilares (variação máxima de 2% e 12,76%, respectivamente, para 33% de substituição), embora a queda na capacidade resistente logo após o pico tenha sido mais evidente para teores maiores de substituição.

A resposta estrutural de PMPR com concreto reforçado com fibras de aço também foi investigada por Pereira, De Nardin e El Debs (2020). Foram ensaiados 10 pilares compostos por um perfil laminado de seção compacta com objetivo de avaliar o impacto da substituição do reforço convencional de barras de aço por fibras distribuídas aleatoriamente no concreto, estando apresentadas na Tabela 2.1 as características de cada exemplar. De modo geral, os resultados dos ensaios mostraram um comportamento similar entre os pilares com o reforço comum e fibras, havendo uma redução de cerca de 10% na capacidade resistente dos pilares com a substituição do reforço convencional por fibras. Essa redução pode ser explicada tanto pela ausência do reforço convencional, que contribui para a capacidade resistente da seção, quanto pela menor resistência do concreto empregado nesses pilares.

Um estudo paramétrico para avaliar o efeito de diferentes distribuições de momento fletor foi realizado por Marinho *et al.* (2021) a partir da calibração com os resultados experimentais de Pereira (2014). O estudo envolveu pilares com reforço convencional e com concreto reforçado com fibras. Com relação às diferentes distribuições de momento fletor, ilustradas na Figura 2.4, o caso 3 apresentou a maior capacidade resistente, seguido do caso 2 e caso 1, embora tenha tido a menor ductibilidade entre os casos avaliados. O caso 1, o mais crítico, teve ainda a menor rigidez durante o carregamento. Os exemplares com concreto com

fibras tiveram resistência semelhante aos reforçados com armaduras convencionais e maior capacidade de deformação.

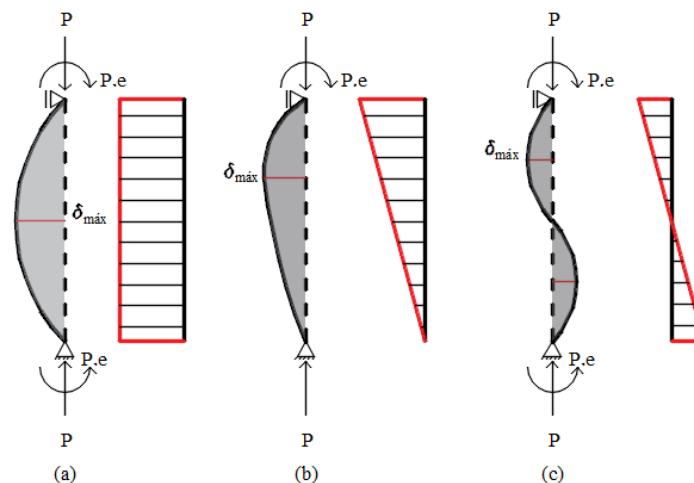
Tabela 2.1 – Características dos exemplares ensaiados por Pereira, De Nardin e El Debs (2020)

Série	Exemplar	Carreg. Axial	e_i^1 (mm)	Comprim. (mm)	Concreto	Reforço	f_c^1 (MPa)	P_{exp} (kN)
1	S-RC-0	CG ¹	0	600	Comum	Padrão	36,7	1803,96
	S-FRC-0	CG	0	600	Fibras	-	34,8	1648,91
	S-RC-25y	e_y	25	600	Comum	Padrão	36,7	1360,79
	S-FRC-25y	e_y	25	600	Fibras	-	34,8	1136,30
	S-RC-25x	e_x	25	600	Comum	Padrão	36,7	1189,03
	S-FRC-25x	e_x	25	600	Fibras	-	34,8	1178,12
2	L-RC-0	CG	0	2000	Comum	Padrão	36,7	1604,28
	L-FRC-0	CG	0	2000	Fibras	-	34,8	1717,36
	L-RC-25x	e_x	25	2000	Comum	Padrão	36,7	913,27
	L-FRC-25x	e_x	25	2000	Fibras	-	34,8	823,31

¹ CG - Centro geométrico; e_i – excentricidade inicial; f_c – resistência à compressão do concreto.

Fonte: Adaptada de Pereira, De Nardin e El Debs (2020).

Figura 2.4 – Distribuição de momentos avaliadas por Marinho *et al.* (2021): (a) caso 1 - uniforme, (b) caso 2 - não-uniforme, (c) caso 3 - curvatura dupla



Fonte: Elaborada pelo autor.

O modo de falha dos elementos também foi um dos focos dos estudos apresentados. No caso das seções de chapas esbeltas soldadas, o modo de falha predominantemente observado nas análises experimentais foi o esmagamento do concreto acompanhado de instabilidade local

na mesma região do elemento (CHICOINE *et al.*, 2002; PRICKETT; DRIVER, 2006; EBADI JAMKHANEH; KAFI; KHEYRODDIN, 2019; WU; JIAN; ZHAO, 2019). No caso das seções compactas, Hunaiti e Fattah (1994) e Pereira, De Nardin e El Debs (2020) observaram que o modo de falha predominante se deu pelo esmagamento do concreto e escoamento do aço, embora neste último estudo tenham sido observadas instabilidades locais em alguns pilares.

2.1.1 Modelo teóricos de dimensionamento de PMPR

Neste item são discutidos brevemente os métodos para a determinação da capacidade resistente dos pilares mistos parcialmente revestidos de acordo com as normas brasileira ABNT NBR 8800 (2008) e europeia EUROCODE 4 (2004). Os dois códigos possuem muitas semelhanças, sendo possível comparar pelo Quadro 2.2 alguns limites e as especificações de cada um.

Quadro 2.2 – Comparação das especificações e limites estabelecidos pelas normas brasileira e europeia com relação ao dimensionamento de PMPR

Parâmetro	EUROCODE 4 (2004)	ABNT NBR 8800 (2008)
Resistência à compressão do concreto	$20 \leq f_c \leq 60$	$20 \leq f_c \leq 50$
Resistência ao escoamento do aço	$235 \leq f_y \leq 460$	$250 \leq f_y \leq 450$
Módulo de elasticidade do aço	210.000 MPa	200.000 MPa
Razão de contribuição do aço $\left(\delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}}\right)$	$0,2 \leq \delta \leq 0,9$	$0,2 \leq \delta \leq 0,9$
Esbeltez local	$\frac{b_f}{t_f} \leq 44 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	$\frac{b_f}{t_f} \leq 1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
Índice de Esbeltez reduzido	$\lambda_{rel} \leq 2,0$	$\lambda_{rel} \leq 2,0$
Máxima área da armadura longitudinal	$6\% A_c$	$4\% A_c$
Razão entre as dimensões da seção transversal	$0,2 \leq \frac{h}{b} \leq 5$	$0,2 \leq \frac{h}{b} \leq 5$

Fonte: Elaborado pelo autor.

É pertinente fazer algumas observações sobre as razões de demais códigos normativos relevantes não serem abordados nesse trabalho: (i) embora haja grande quantidade de estudos sobre o uso de agregados reciclados executados na China, o que justificaria trazer as prescrições da norma chinesa para o dimensionamento de elementos mistos, de acordo com Zhang e Schäfer (2018) o método de dimensionamento proposto na norma chinesa JGJ138 (2016 apud ZHANG; SCHÄFER, 2018) não inclui o uso de seções mistas parcialmente revestidas; (ii) a norma canadense CSA S16 (2009) traz em seu texto especificações para emprego das seções de chapas

esbeltas do Grupo Canam Manac Inc., propondo uma curva de interação momento-normal linear muito conservadora comparada às curvas das normas brasileira e europeia.

O EUROCODE 4 (2004) apresenta duas possibilidades de dimensionamento de pilares mistos submetidos à flexo-compressão: método simplificado para seções duplamente simétricas com consideração da interação Momento Fletor – Esforço Normal e de efeitos de 2º ordem por meio da majoração do momento atuante, sendo aplicável a pilares com compressão centrada e excêntrica; método generalizado baseado em elementos finitos, sem exigências quanto à simetria ou uniformidade da seção ao longo do comprimento, consideração das não-linearidades física e geométrica, de tensões residuais, de imperfeições geométricas iniciais e da definição das curvas Tensão *vs.* Deformação dos materiais.

No caso da norma brasileira, também são admitidos dois modelos de cálculo para o dimensionamento de pilares submetidos à flexo-compressão. Ambos os modelos se restringem à aplicação em seções duplamente simétricas. O Modelo I, o mais simples, e o Modelo II, que será comparado ao modelo simplificado do EUROCODE 4 (2004).

A Quadro 2.3 compara as equações de dimensionamento das normas brasileira e europeia, sendo possível notar a semelhança entre o EUROCODE 4 (2004) e o Método II da ABNT NBR 8800 (2008). No entanto, diferente da norma brasileira, o EUROCODE 4 (2004) propõe uma equação para verificação de elementos sob flexão em apenas um eixo (que também deve ser verificada para cada eixo no caso de flexão oblíqua).

O coeficiente μ_d apresentado no Quadro 2.3 é obtido conforme ilustrado na Figura 2.5. Conforme ilustrado, caso a curva simplificada (trilinear) seja empregada no cálculo desse fator, o valor resultante será menor do que o obtido pela curva real, resultando em uma resposta mais conservadora.

O fator α_M assume o valor de 0,9 para aços das classes de resistência entre S235 e S355, enquanto para aços de maior resistência, com classes entre S420 e S460, o valor deve ser reduzido para 0,8.

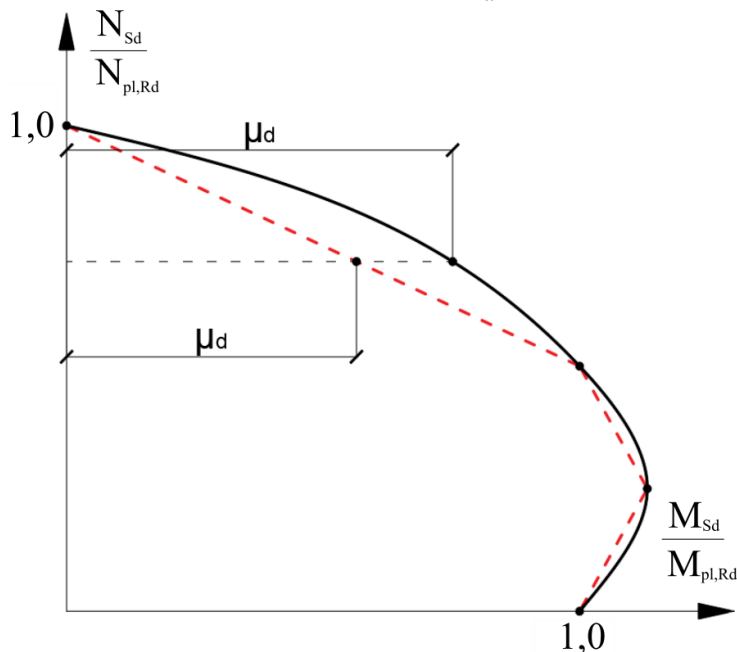
O fator α_M de 0,9 surge para corrigir um problema da consideração de plastificação total da seção utilizada no método simplificado do EUROCODE 4 (2004). Na verdade, esse fator serve para compensar os desvios provocados por se desconsiderar o gradiente de deformações e as limitações de deformação do concreto, que fazem com que parte do perfil metálico se mantenha do regime elástico (BERGMANN; HANSWILLE, 2006).

Quadro 2.3 – Comparação das equações de cálculo para PMPR

Verificação	ABNT NBR 8800 (2008)	EUROCODE 4 (2004)
Esforço normal	$\frac{N_{Sd}}{\chi N_{pl,Rd}} \leq 1,0$ (<i>Modelo II</i>)	$\frac{N_{Sd}}{\chi N_{pl,Rd}} \leq 1,0$
	$\chi = \begin{cases} \text{se } \lambda_{0,m} \leq 1,5 \rightarrow 0,658\lambda_{0,m}^2 \\ \text{se } \lambda_{0,m} > 1,5 \rightarrow \frac{0,877}{\lambda_{0,m}^2} \end{cases}$	$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1,0$ $\Phi = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - \bar{\lambda}_0) + \bar{\lambda}^2 \right]$ $\bar{\lambda}_0 = 0,2$ $\alpha = \begin{cases} 0,34 \rightarrow \text{Flexão em } x \\ 0,49 \rightarrow \text{Flexão em } y \end{cases}$
Flexo-compressão	<i>Modelo I</i> Para $N_{Sd} \geq 0,2N_{pl,Rd}$: $\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0$ Para $N_{Sd} < 0,2N_{pl,Rd}$: $\frac{N_{Sd}}{2N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0$	Flexão composta normal: $\frac{M_{Sd}}{\mu_d M_{pl,Rd}} \leq \alpha_M$ Flexão composta oblíqua: $\frac{M_{x,Sd}}{\mu_{dx} M_{pl,x,Rd}} \leq \alpha_{M,x}$ $\frac{M_{x,Sd}}{\mu_{dy} M_{pl,y,Rd}} \leq \alpha_{M,y}$ $\frac{M_{x,Sd}}{\mu_{dx} M_{pl,x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{\mu_{dy} M_{pl,y,Rd}} \leq 1,0$ $\alpha_M = \begin{cases} 0,9, S235 \leq f_y \leq S355 \\ 0,8, S420 \leq f_y \leq S460 \end{cases}$
	<i>Modelo II</i> $\frac{M_{x,tot,Sd}}{\mu_x M_{c,x}} + \frac{M_{y,tot,Sd}}{\mu_y M_{c,y}} \leq 1,0$	

Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 2.5 - Fator μ_d



Fonte: Adaptada do EUROCODE 4 (2004).

Quando a classe de resistência do aço aumenta, ignorar o gradiente de deformações se torna um problema mais crítico e grandes regiões do perfil não plastificam. Se momentos fletores significativos atuam ao longo do comprimento do elemento, a resposta do método simplificado diverge das encontradas por simulações numéricas, sendo fornecidas respostas contra a segurança. O método de dimensionamento não precisa ser modificado para que aços de maior resistência sejam considerados, mas uma maior redução maior da capacidade do elemento à flexão deve ser utilizada por meio da redução de α_M para 0,8 (BERGMANN; HANSWILLE, 2006). É interessante destacar que em seu estudo paramétrico com um modelo calibrado para seções compactas e de chapas esbeltas, Wang, Li e Song (2019) verificaram que a não ocorrência de plastificação total da seção é um problema mais crítico quanto o elemento está submetido à flexão no eixo de menor inércia, havendo regiões consideráveis do perfil ainda no regime elástico.

2.2 Concreto com agregados reciclados (RAC)¹

A grande variabilidade das propriedades dos concretos com agregados reciclados tem instigado pesquisadores a desenvolver estudos experimentais para tentar compreender o impacto do seu uso na produção de novos concretos. No Quadro 2.4 é apresentado um resumo de alguns estudos que buscaram entender os impactos do uso de agregados reciclados em diferentes propriedades do concreto, tendo sido dada atenção à condição do agregado durante o processo de mistura, fator que impacta a qualidade da interface entre agregado e matriz.

Quadro 2.4 - Resumo dos documentos científicos sobre agregados reciclados

Autor	Ano	Tipo de Agregado	Princ. variáveis e parâmetros avaliados	Condição do agregado na mistura	Impacto da substituição do agregado/observações
Tam; Gao; Tam	2005	ARC	Método de mistura; teor de substituição	Substituição direta	Aumento da f_c ; método de mistura proposto melhorou zona de transição do ARC com o novo concreto;
Xiao; Li; Zhang	2005	ARC	Efeitos do teor de ARC	Saturado	Queda da f_c e do E; aumento nas deformações;
Etxeberria <i>et al.</i>	2007	ARC	Efeitos do teor de ARC	Pré-molhado (não saturado)	Queda da f_c e do E

Continua

¹ Do inglês, *recycled aggregate concrete*.

Continuação

Butler; West; Tighe	2011	ARC	Aderência aço/concreto em barras; qualidade do ARC; comprimento de ancoragem	Saturado ³	Queda do <i>slump</i> ; aumento na f_c ; queda na aderência aço/concreto
Butler; West; Tighe	2013	ARC	Qualidade do agregado; classe de resistência do concreto; energia de fratura	Saturado	Queda do E; queda da energia de fratura;
Carneiro <i>et al.</i>	2013	ARM	Adição de fibras; substituição isolada e simultânea da parcela graúda e da fina do agregado; curva Tensão vs. Deformação	Substituição direta	Aumento da f_c ; fibras melhoraram comportamento na tração e na flexão;
García- González <i>et al.</i>	2016	ARC	Qualidade do ARC; teor de substituição; energia de fratura; tipo de aditivo reductor de água	Substituição direta ⁴	Queda do <i>slump</i> ; redução da f_c e da energia de fratura para teores de ARC maiores de 20%
Afroughsabet; Biolzi; Ozbakkalog	2017	ARC	Qualidade do agregado; teor de substituição; efeitos ao longo do tempo; uso de fibras; adição de escória de alto forno	Pré- molhado (não saturado)	Impactos nas propriedades mecânicas dependem da qualidade do ARC; há piora das propriedades ligadas à durabilidade com uso do ARC;
Gao; Zhang; Nokken	2017	ARC	Curvas Tensão vs. Deformação; volume de fibras; teor de substituição	Substituição direta	Aumento da f_c ; aumento no E para teor fixo de fibras; aumento na deformação de pico
Gao; Zhang	2018	ARC	Comportamento à flexão; volume de fibras; teor de substituição	Seco ao ar	ARC não impacta na resposta antes da fissuração; Aumento considerável da deflexão de pico ao aumentar o teor de substituição
Ramesh; Mirza; Kang	2019	ARC	Curvas Tensão vs. Deformação; tenacidade à compressão; volume de fibras; teor de substituição	Saturado	Redução da f_c , da resistência à tração e do E com aumento do teor de substituição; aumento da tenacidade para acréscimos do volume de fibras;

Conclusão

Dong <i>et al.</i>	2019	ARC	Aderência aço/concreto em barras; teor de substituição; relação a/c; comprimento de ancoragem; granulometria do agregado	Substituição direta	Redução da f_c ; tendência de redução da aderência, sendo mais significativa para a substituição da parcela fina
Gao <i>et al.</i>	2019	ARC	Teor de substituição; volume de fibras; geometria da fibra	Seco em estufa	Queda do <i>slump</i> ; redução da f_c ;
Li <i>et al.</i>	2019	ARC	Teor de substituição; energia de fratura	SSS	Redução da energia de fratura e da f_c
Gerin; Sales; De Nardin	2020	ARC	Teor de substituição; propriedades físicas e mecânicas do concreto;	Substituição direta	Queda do <i>slump</i> , do E, da densidade do concreto; aumento da f_c e absorção do concreto;
Meddah; Al-Harthy. Ismail	2020	ARC	Teor de substituição; classe de resistência do concreto; durabilidade	Substituição direta	Redução nas propriedades mecânicas em geral; impacto negativo na durabilidade, embora seja insignificante até 30% de RCA
Kaplan <i>et al.</i>	2021	ARC	Resistências à compressão, à tração e à flexão; propriedades de durabilidade; volume de fibras; teor de substituição	Seca em estufa	Redução da f_c , da resistência à tração e das capacidades residuais na flexão com o aumento do teor de substituição, havendo melhora dessas propriedades com adição de fibras de aço; piora nas propriedades de durabilidade com o aumento do teor de ARC

¹ f_c = resistência à compressão, E = módulo de elasticidade;

² Saturado superfície seca (todos os poros estão cheios de água, não havendo umidade superficial);

³ A quantidade de água na mistura foi corrigida pelos autores para compensar a parcela adicional presente no agregado saturado;

⁴ Foi feita adição de água extra à mistura com base na absorção de água do ARC;

A adição de agregados reciclados em substituição de agregados naturais provoca alterações nas propriedades como trabalhabilidade, resistência à compressão, resistência à tração, módulo de elasticidade, durabilidade e propriedades físicas (GERIN *et al.*, 2019). Buscando compreender o atual horizonte das pesquisas sobre a utilização de agregado reciclado no concreto, Gerin *et al.* (2019) fez uma revisão de trabalhos que estudaram a substituição de agregados naturais por agregados de RCD, tendo observado que os estudos têm se voltado principalmente a análise do impacto do teor de substituição e do tipo de RCD utilizado.

Além disso, os autores notaram que algumas pesquisas tiveram como foco a busca de um teor limite de substituição para os agregados. Essa procura de um teor limite se justifica como uma tentativa de limitar os impactos negativos que a utilização desses materiais pode provocar nas propriedades físicas e mecânicas do concreto.

A utilização de rejeitos urbanos e resíduos sólidos incinerados em substituição do agregado natural, como vidro, papel, metais e materiais orgânicos, pode provocar reações que inviabilizam o seu uso. As variadas reações adversas provocadas no concreto tornam, de modo geral, o emprego desses resíduos inviável para a produção de concretos com função estrutural (MEHTA; MONTEIRO, 2008).

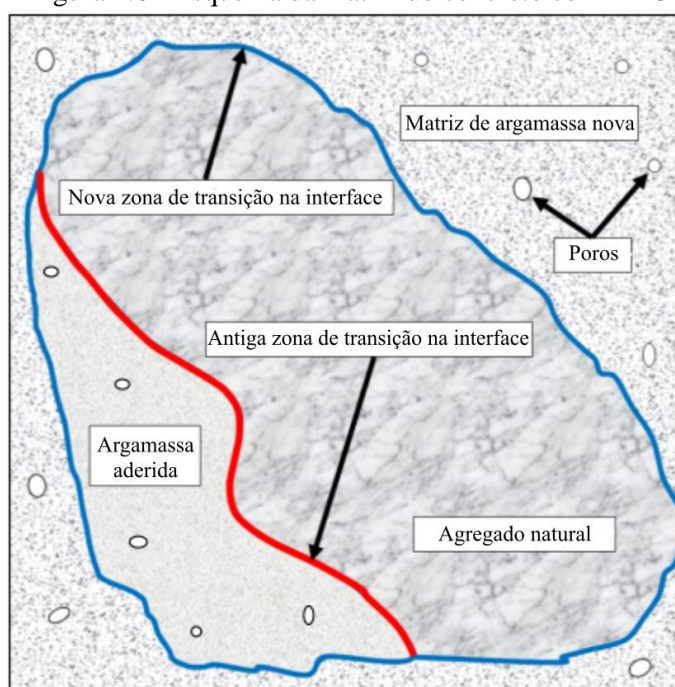
Por outro lado, dos resíduos de entulho de construções de concreto, o uso da fração correspondente ao agregado graúdo (que se encontra coberto pela pasta de cimento, conforme ilustrado na Figura 2.6) tem gerado bons resultados. De acordo com Mehta e Monteiro (2008), as pesquisas com uso desse tipo de resíduo têm indicado que, com o emprego de métodos adequados de preparação, é possível obter concretos de boa qualidade.

A norma brasileira ABNT NBR 15116 (2021) estabelece requisitos para a utilização de agregados reciclados de resíduos da construção civil para o uso em pavimentos e concretos estruturais ou não. A classificação dos agregados por meio dessa norma segue as diretrizes estabelecidas pela Resolução nº. 307 do CONAMA (2002), que divide os resíduos da construção civil em quatro classes: classe A, classificados como reutilizáveis ou recicláveis como agregados; classe B, destinados a outras aplicações; classe C, sem aplicação possível ou viável; e classe D, denominados como resíduos perigosos. Os resíduos de classe A são definidos como se segue:

- a) de construção, demolição, reformas e reparos de pavimentos e de outras obras de infraestrutura, inclusive solos provenientes de terraplanagem;

- b) de construção, demolição, reformas e reparos de edificações: componentes cerâmicos (tijolos, blocos, telhas, placas de revestimento etc.), argamassa e concreto;
- c) de processos de fabricação e/ou demolição de peças pré-moldadas em concreto (blocos, tubos, meios-fios etc.) produzidas nos canteiros de obras (CONSELHO NACIONAL DO MEIO AMBIENTE, RESOLUÇÃO N°307, 2002, p. 3).

Figura 2.6 - Esquema da matriz do concreto com ARC



Fonte: Adaptada de Adams e Jayasuriya (2019).

Permitindo apenas a aplicação de resíduos de classe A, a ABNT NBR 15116 (2021) separa o agregado produzido com esse tipo de resíduo em três categorias: agregado reciclado de concreto (ARCO), constituído predominantemente por resíduos de concreto; agregado reciclado cimentício (ARCI), constituído predominantemente por materiais cimentícios diversos (concretos, argamassas, blocos pré-moldados de concreto etc.), podendo conter índices reduzidos de cerâmica vermelha; agregado reciclado misto (ARM), agregado reciclado constituído por uma mistura de materiais cimentícios e cerâmicos.

Gonçalves e Brito (2010) compararam especificações normativas sobre a utilização de agregado reciclado de concreto de 12 origens distintas (Brasil, Alemanha, Hong-Kong, Japão, França, Reino Unido, Países Baixos, Portugal, Bélgica, Noruega, Suíça e Dinamarca) para compreender o avanço relativo dos países no emprego desse material. De modo geral, as normas

utilizam duas abordagens para tratar do uso dos agregados reciclados: a primeira e a mais simples, que consiste em impor limitações no teor de incorporação dos agregados e nos usos possíveis dos concretos produzidos com agregados reciclados, evitando que haja grande impacto nas suas propriedades; e a segunda consiste em assumir que o concreto produzido com agregado reciclado tem propriedades distintas e, portanto, devem ser empregados coeficientes para correção nos dimensionamentos (GONÇALVES; BRITO, 2010).

Uma imensa gama de estudos envolvendo a utilização de agregados reciclados na produção de concretos de qualidade estrutural já foram desenvolvidos, mas a variabilidade deste material torna os resultados muito dispersos. Para melhor descrever o comportamento deste compósito, é essencial identificar quais parâmetros afetam significativamente as propriedades do concreto.

Um estudo sobre as propriedades mecânicas do concreto com ARC foi desenvolvido por Xiao, Li e Zhang (2005), tendo sido variado o teor de substituição entre 0%, 30%, 50%, 70% e 100%. Os resultados mostraram que as curvas Tensão *vs.* Deformação dos concretos com ARC tiveram comportamentos similares, embora a deformação para um mesmo nível de carga tenha sido maior de acordo com o nível de substituição do ARC, chegando a um aumento de 20% na deformação de pico com 100% de substituição. Além disso, o aumento do teor de substituição para 100% levou à queda da resistência à compressão e do módulo de elasticidade em 25,6% e 45%, respectivamente.

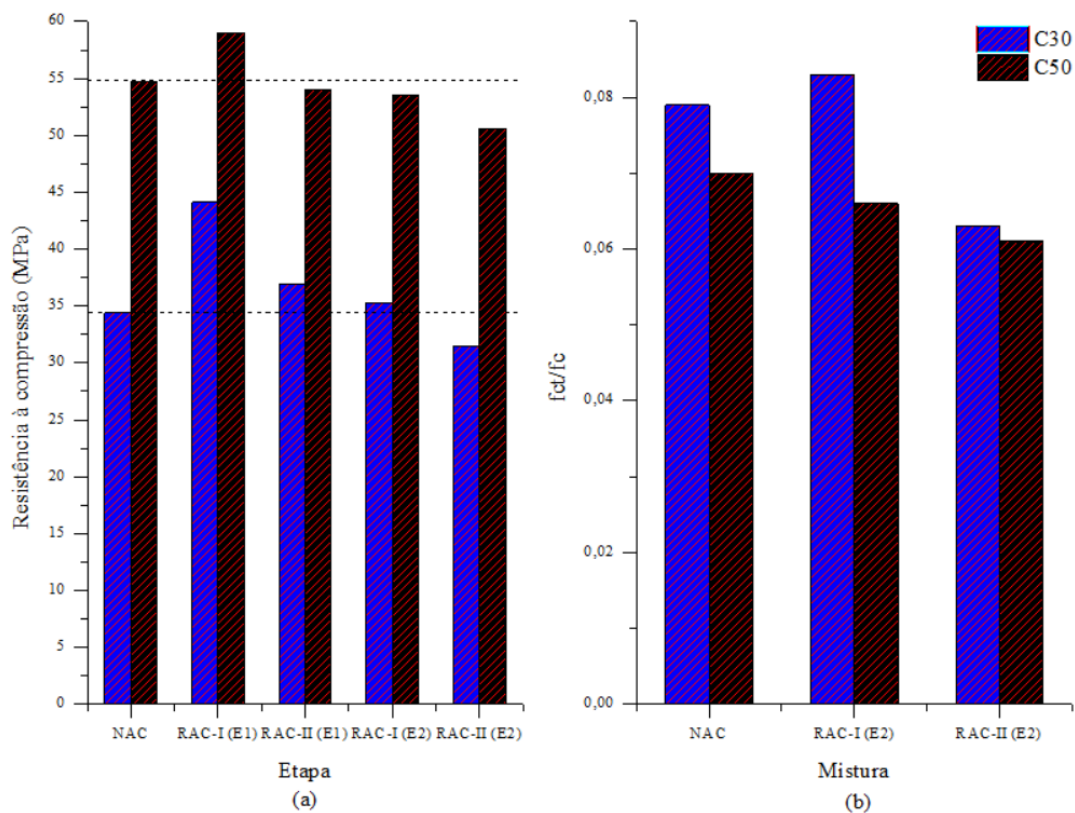
A influência do teor de substituição dos agregados também foi investigada por Etxeberria *et al.* (2007), tendo sido testados os teores de 0%, 25%, 50% e 100%. Os autores observaram que, para 25% de substituição e mantendo a relação a/c e consumo de cimento, foi possível obter um concreto com propriedades mecânicas similares ao concreto de referência, enquanto 100% de substituição levou a queda da resistência à compressão de 20% a 25%. Para os teores de 50% e 100% houve uma demanda de cimento de 5% a 10% maior e uma necessidade de uma relação a/c efetiva de 4% a 10% menor para atingir a mesma resistência à compressão. No entanto, mesmo para os concretos com mesma resistência à compressão, foi observada uma queda no módulo de elasticidade para todos os teores, chegando em cerca de 11% para o concreto com 100% substituição aos 28 dias.

Um estudo desenvolvido por Butler, West e Tighe (2011) procurou avaliar os efeitos da utilização de 100% de ARC nas propriedades do concreto no estado fresco e endurecido, sendo empregados dois tipos de ARC (obtidos de fontes distintas) em duas etapas: uma com

substituição direta do agregado natural pelo ARC e uma outra etapa em que se procurou obter a mesma resistência à compressão para todas as misturas. Na primeira etapa a relação a/c foi mantida constante e os efeitos da substituição direta na resistência à compressão e na trabalhabilidade do concreto foram analisados. Na segunda etapa as misturas anteriormente produzidas tiveram a relação a/c modificada de maneira que fosse possível obter a mesma resistência do concreto com agregados naturais, permitindo comparar as suas propriedades diante da mesma resistência.

A Figura 2.7-(a) mostra a resistência à compressão obtida para os concretos analisados por Butler, West e Tighe (2011) em cada etapa do estudo, sendo possível perceber uma tendência de ganho de resistência na etapa em que foi empregada a substituição direta do agregado (E1). Ao analisar os planos de ruptura dos corpos de prova de classe C30 os autores notaram, tanto para o concreto com agregados naturais quanto para aqueles com ARC, uma predominância da falha no entorno dos agregados. Para os concretos C50, a ruptura ocorreu no agregado, indicando que para esse nível de resistência o fator limitante não foi a argamassa.

Figura 2.7 – Resistência à compressão dos concretos analisados por Butler, West e Tighe (2011)



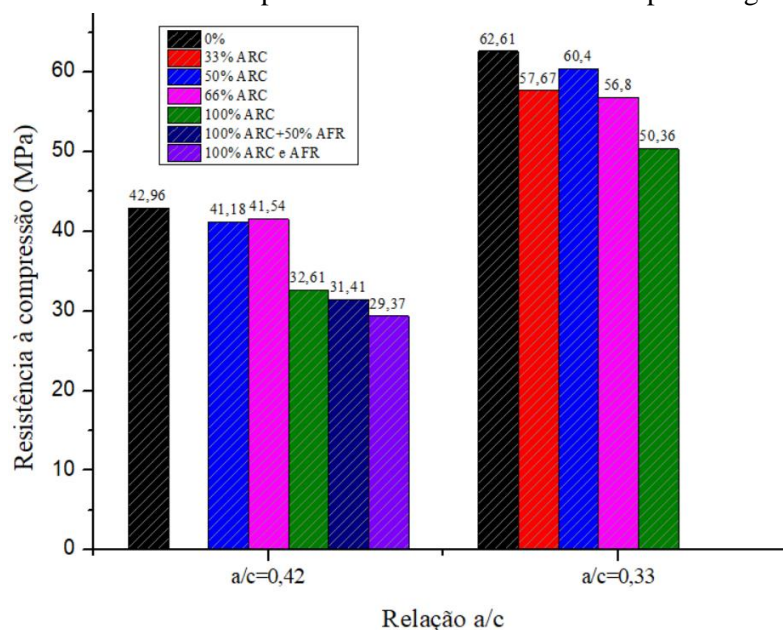
Fonte: Adaptado de Butler, West e Tighe (2011).

Na Figura 2.7-(b) é possível comparar a relação entre a resistência à tração por compressão diametral e a resistência à compressão dos concretos, sendo observada uma tendência de sua redução com a adição do ARC. Dado que as resistências dos concretos eram próximas, a queda da resistência à tração relativa revela que há outros fatores que influenciam na resposta do concreto. Os autores observaram que existe uma relação direta entre a resistência à tração do concreto e o índice de resistência ao esmagamento do agregado, havendo redução da resistência com o aumento deste índice. Este índice foi maior para o agregado II, o que levou a maior redução da resistência dos concretos produzidos com esse agregado.

Além da adição do ARC no concreto, a substituição do agregado fino natural pelo reciclado também tem impacto nas propriedades do concreto. Dong *et al.* (2019) estudaram os efeitos da substituição dos agregados graúdos naturais por agregado reciclado considerando duas relações a/c, de 0,42 e 0,33. Para a relação a/c de 0,42, foram analisados os teores de substituição de 0%, 50%, 66% e 100% de ARC e, para o teor de 100% de ARC, o agregado fino foi substituído em 50% e 100% em relação ao natural. A relação a/c de 0,33 foi estudada apenas com a substituição do agregado graúdo nos teores de 0%, 33%, 50%, 66% e 100%.

Conforme apresentado na Figura 2.8, Dong *et al.* (2019) observaram que para a relação a/c de 0,42 só houve grande impacto na resistência à compressão do concreto para o teor de 100% de substituição (24%), havendo pequenas reduções para os teores menores e para substituição do agregado fino. Por outro lado, para a relação a/c de 0,33 houve uma tendência de queda progressiva da resistência à compressão de acordo com o aumento do teor de substituição, chegando a cerca de 20% quando todo o agregado natural foi substituído. Os autores justificam a queda na resistência à compressão com o aumento do teor de substituição em razão da zona de transição mais fraca formada entre a argamassa antiga e a nova argamassa, havendo um crescimento da quantidade de interfaces fracas com o aumento do teor de substituição.

Os impactos da utilização do ARC nas propriedades mecânicas e físicas do concreto foram investigados por Gerin, Sales e De Nardin (2020). Os autores desenvolveram um estudo com o objetivo de avaliar os efeitos causados pelos teores de substituição de 30%, 50% e 100% do agregado graúdo em algumas propriedades do concreto. Embora tenha sido observada uma queda na trabalhabilidade de 10,6% para 100% de substituição, o concreto ainda se manteve trabalhável. No estado endurecido foi notado um ganho de resistência à compressão em todos os teores de substituição aos 28 dias, chegando em até 12,5% de aumento para o teor de 100% de substituição. As razões para esse aumento serão discutidas posteriormente.

Figura 2.8 – Resistência à compressão dos concretos estudados por Dong *et al.* (2019)

Fonte: Elaborada pelo autor.

Meddah, Al-Harthy e Ismail (2020) conduziram um estudo sobre as propriedades do concreto com adição de 30%, 50% e 100% de ARC, sendo investigados os impactos nas propriedades mecânicas e na durabilidade de concretos com resistência à compressão mínima de cubos de 15, 20 e 30 MPa aos 28 dias. O uso de 100% de ARC provocou uma queda na resistência à compressão, sendo mais significativa para concretos de maior classe de resistência, chegando a 13% no concreto de classe C30. De maneira similar, o módulo de elasticidade, a resistência à flexão e a resistência à tração por compressão diametral também sofreram reduções, respectivamente, de 2,4%, 5,9% e 9,8% com 100% de ARC no concreto C30. Os autores observaram que a adição do ARC também piorou propriedades como porosidade, resistência à carbonatação, resistência aos sulfatos e penetração de cloretos.

Esta revisão indica que o teor de substituição é um parâmetro fundamental no estudo de RAC, tendo sido avaliado em quase todos os estudos apresentados. Isto corrobora com o exposto por Gerin *et al.* (2019) e está diretamente relacionado com a tendência apontada por Gonçalves e Brito (2010) de se fixar um limite de substituição do agregado reciclado visando controlar os seus impactos nas propriedades dos concretos. Alguns autores também buscaram ajustar as misturas de maneira a obter resistências semelhantes entre os concretos com agregados naturais e com agregado reciclado, indicando que uma análise desta etapa também pode ser relevante no estudo do RAC.

2.2.1 Impacto nas propriedades do concreto

A impacto da substituição do agregado natural por ARC em cada propriedade do concreto vem sendo investigado por diversos autores. O conhecimento do como e quanto cada propriedade é afetada é essencial para permitir que o comportamento do concreto com agregado reciclado seja descrito da maneira correta em códigos normativos e em trabalhos de simulação numérica. O Quadro 2.5 apresenta um resumo dos impactos observados em algumas propriedades do concreto nos estudos abordados.

Quadro 2.5 – Impactos nas propriedades mecânicas do concreto com adição de agregados reciclados

Propriedade investigada	Autor	Ano	Impacto observado
Resistência à compressão	Xiao; Li; Zhang	2005	Queda da resistência à compressão
	Etxeberria <i>et al.</i>	2007	
	Silva; de Brito; Dhir	2015a	
	García-González <i>et al.</i>	2016	
	Ramesh; Mirza; Kang	2019	
	Dong <i>et al.</i>	2019	
	Gao <i>et al.</i>	2019	
	Li <i>et al.</i>	2019	
	Meddah; Al-Harthy; Ismail	2020	
	Kaplan <i>et al.</i>	2021	
	Tam; Gao; Tam	2005	Aumento da resistência à compressão
	Butler; West; Tighe	2011	
	Carneiro <i>et al.</i>	2013	
	Gao; Zhang; Nokken	2017	
Gerin; Sales; De Nardin	2020		
Resistência à tração	Silva; de Brito; Dhir	2015b	Redução da resistência à tração
	Ramesh; Mirza; Kang	2019	
	Kaplan <i>et al.</i>	2021	
	Butler; West; Tighe	2013	Não há impacto significativo
	Caneiro <i>et al.</i>	2014	
	Gerin; Sales; De Nardin	2020	

Continua

Conclusão

Módulo de elasticidade	Xiao; Li; Zhang	2005	Queda do módulo de elasticidade de acordo com o teor de substituição
	Etxeberria <i>et al.</i>	2007	
	Butler; West; Tighe	2013	
	Silva; de Brito; Dhir	2016	
	Ramesh; Mirza; Kang	2019	
	Gerin; Sales; De Nardin	2020	
Energia de fratura	Butler; West; Tighe	2013	Queda da energia de fratura
	García-González <i>et al.</i>	2017	
	Li <i>et al.</i>	2019	

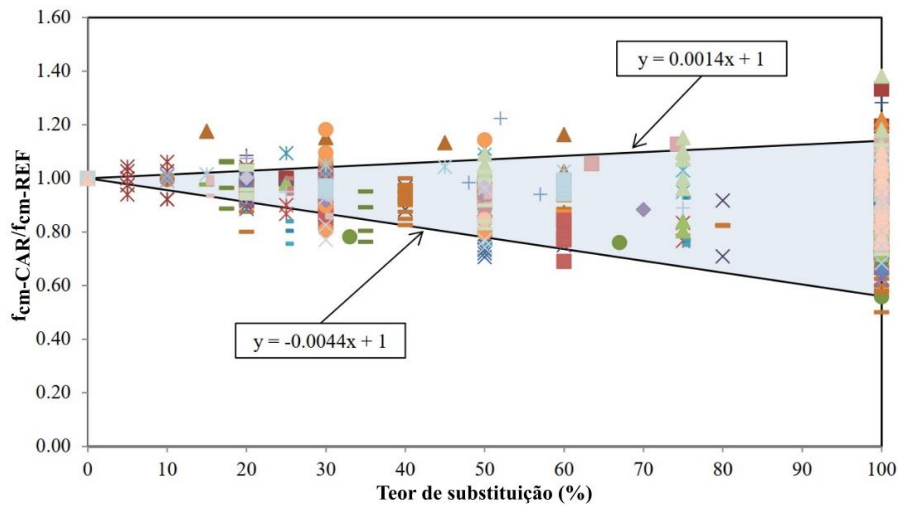
Fonte: Elaborado pelo autor.

O nível do impacto do agregado reciclado nas propriedades do concreto depende de diversos fatores, como a composição agregado, a origem do agregado de resíduo, o nível de substituição, formato dos grãos, entre outros. Uma revisão de 119 trabalhos publicados entre 1978 e 2014 realizada por Silva, de Brito e Dhir (2015a) buscou compreender o impacto de diversas variáveis na resistência à compressão de RAC. A revisão dos estudos mostrou que há um consenso de que a adição do agregado reciclado ao concreto gera uma redução da resistência à compressão, embora o nível de redução dependa das propriedades e qualidade do agregado.

A partir dos resultados de 787 misturas, produzidas com agregados graúdos e finos reciclados, Silva, de Brito e Dhir (2015a) elaboraram a Figura 2.9 que compara a resistência à compressão relativa (ao concreto de referência com agregados naturais) de RAC de acordo com o teor de substituição. A dispersão dos resultados aumenta significativamente com o aumento do teor de substituição, evidenciando a variabilidade causada pelo uso dos agregados reciclados, tendo ocorrido a redução da resistência dos concretos em até 50% do valor de referência para 100% de substituição.

Como pode ser observado no resumo apresentado no Quadro 2.5, uma parcela menor dos estudos abordados obteve um aumento da resistência à compressão, havendo nos demais trabalhos uma tendência de redução dessa propriedade de acordo com o teor de substituição. O aumento na resistência a compressão observado nesses estudos pode ser relacionado à diversos fatores, como agregados de melhor qualidade, métodos de mistura mais adequados, qualidade da matriz do novo concreto etc.

Figura 2.9 – Influência do teor de substituição do agregado reciclado na resistência à compressão do concreto



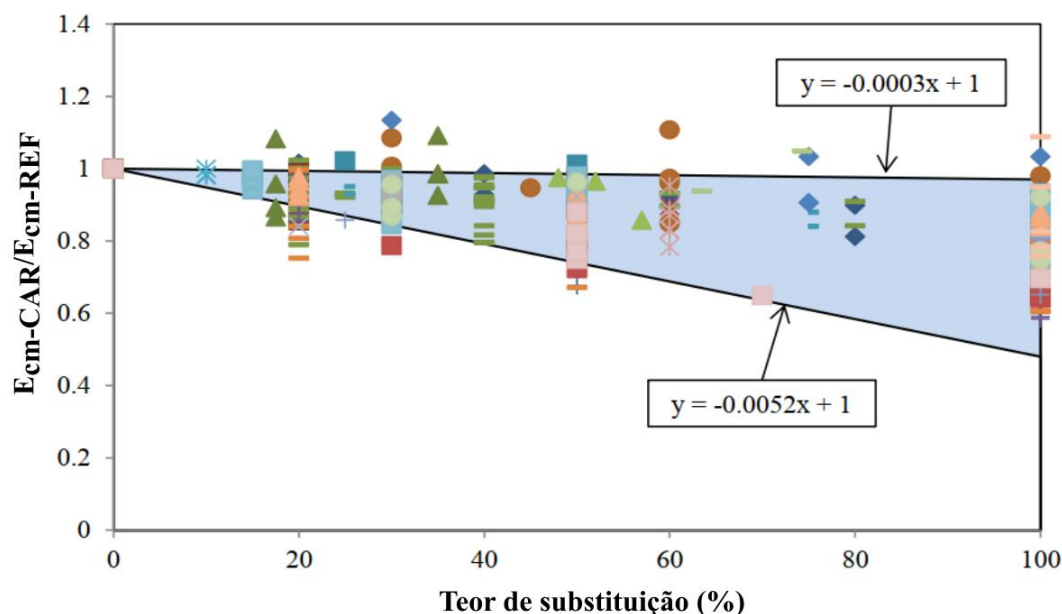
Fonte: Adaptada de Silva, de Brito e Dhir (2015a).

No caso de concretos de maior resistência, Gao *et al.* (2019), Meddah, Al-Harthy e Ismail (2020) e Silva, de Brito e Dhir (2015a) relataram um maior impacto nas propriedades do concreto em comparação aos concretos de resistência menor ao empregar agregados reciclados na sua produção. Os autores atribuem essa queda no desempenho nesses concretos à menor resistência do agregado e da argamassa aderida em comparação com a nova matriz, fazendo com que ocorra falha prematura e resulte na menor resistência do compósito.

Além da resistência à compressão, o módulo de elasticidade é outra propriedade de extrema importância do dimensionamento de estruturas de concreto. A incorporação do agregado reciclado tende a provocar uma queda no módulo de elasticidade de acordo com o teor de substituição, o que está diretamente relacionado com o menor módulo de elasticidade do agregado reciclado. No caso do ARC, a maior deformabilidade do agregado é uma consequência da presença da argamassa da antiga matriz do concreto de origem (SILVA; DE BRITO; DHIR, 2016), que por sua vez já se encontra fissurada em função do processo de britagem do concreto de origem.

Silva, de Brito e Dhir (2016) revisaram 121 publicações e, considerando 476 misturas de 35 trabalhos, elaboraram a Figura 2.10 que relaciona o teor de substituição do agregado com a razão dos módulos de elasticidade do RAC e do concreto de referência. Os dados apresentados no gráfico indicam que a substituição de 100% do agregado gráúdo natural por agregado reciclado pode levar a uma redução de até 40% do módulo de elasticidade do concreto.

Figura 2.10 – Influência do teor de substituição do agregado graúdo reciclado no módulo de elasticidade do concreto

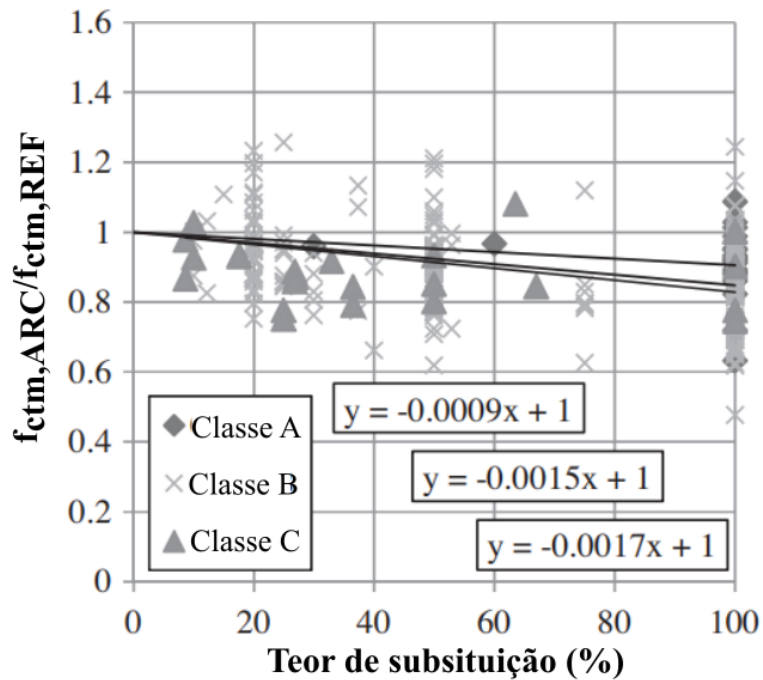


Fonte: Silva, de Brito e Dhir (2016).

Como pode ser observado no Quadro 2.5, todos os estudos abordados também concluíram que o emprego de agregados reciclados na produção de concretos tem como consequência a queda do módulo de elasticidade. Nos demais estudos apresentados no Quadro 2.5, quando 100% do agregado natural foi substituído por agregados obtidos por britagem de concretos, estes estudos obtiveram quedas no módulo de elasticidade de 9% e 45% em relação ao concreto de referência.

A caracterização do comportamento do concreto na tração também é um aspecto importante para dimensionamento ou ainda modelagem de estruturas, sendo fundamental compreender o impacto da utilização dos agregados reciclados. Por meio de uma revisão da literatura, Silva, de Brito e Dhir (2015b) observaram que os estudos apontam para uma redução entre 54% e 60% da resistência à tração do concreto com a adição do agregado reciclado. No entanto, conforme apresentado na Figura 2.11, a utilização de agregado reciclado de maior qualidade (como o ARC) permitiu diminuir o impacto desses agregados na resistência à tração por compressão diametral dos RAC. Os melhores resultados obtidos para concretos com ARC podem ser um indicativo que houve uma melhor aderência entre a argamassa aderida ao agregado natural e a nova matriz do concreto (SILVA; DE BRITO; DHIR, 2015b).

Figura 2.11 – Impacto do teor de substituição do agregado graúdo natural por agregado reciclado na resistência à tração por compressão diametral de acordo com a qualidade do agregado empregado



Fonte: Silva, de Brito e Dhir (2015b).

Em seus trabalhos, Gerin, Sales e De Nardin (2020), Carneiro *et al.* (2014) e Butler, West e Tighe (2013) concluíram, por meio de análises estatísticas de seus resultados experimentais, que não havia relação direta entre o teor de substituição de agregado reciclado e a resistência à tração por compressão diametral. Em particular, Carneiro *et al.* (2014) não observou relação direta tanto para agregado graúdo quanto para o fino.

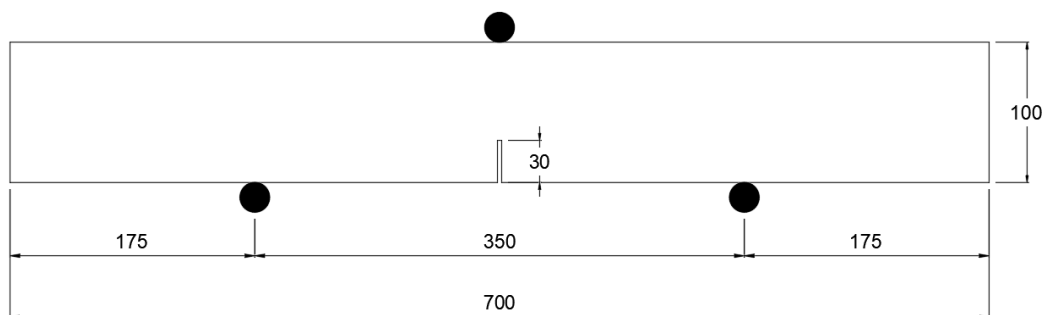
A compreensão do processo de fissuração do concreto é de extrema importância para garantir a manutenção das condições das estruturas de concreto e concreto armado, já que o avanço da fissuração pode comprometer a resistência, estabilidade, integridade e impermeabilidade dos elementos de concreto. No caso dos concretos com ARC, estes agregados possuem microfissuras ou outros defeitos inerentes aos seus processos de britagem, tornando ainda mais relevante avaliar o comportamento desse material.

A energia de fratura é definida como a área abaixo da curva Tensão *vs.* Abertura de fissura em ensaios de tração, representando a energia absorvida na zona danificada do exemplar. Butler, West e Tighe (2013) avaliaram a energia de fratura de concretos com ARC sem empregar os modelos padronizados em normas, tendo utilizados prismas de 100 x 100 x 700 mm com vão entre apoios de 350 mm e entalhes 5 mm de largura de 30 mm de profundidade,

conforme Figura 2.12. O uso desse exemplar permitiu eliminar correções em razão do peso-próprio do elemento, já que os balanços nas extremidades compensam o peso do vão central.

Considerando concretos de resistência à compressão de 40 e 60 MPa e a substituição total de três diferentes tipos de ARC de qualidades distintas, os autores ensaiaram 16 exemplares, havendo 8 tipologias e suas réplicas. Os ensaios indicaram uma queda da energia de fraturas entre 12% e 32% nos concretos com ARC em relação aos concretos com agregados naturais, havendo maiores reduções para os agregados de menor qualidade.

Figura 2.12 – Geometria dos exemplares ensaios por Butler, West e Tighe (2013)

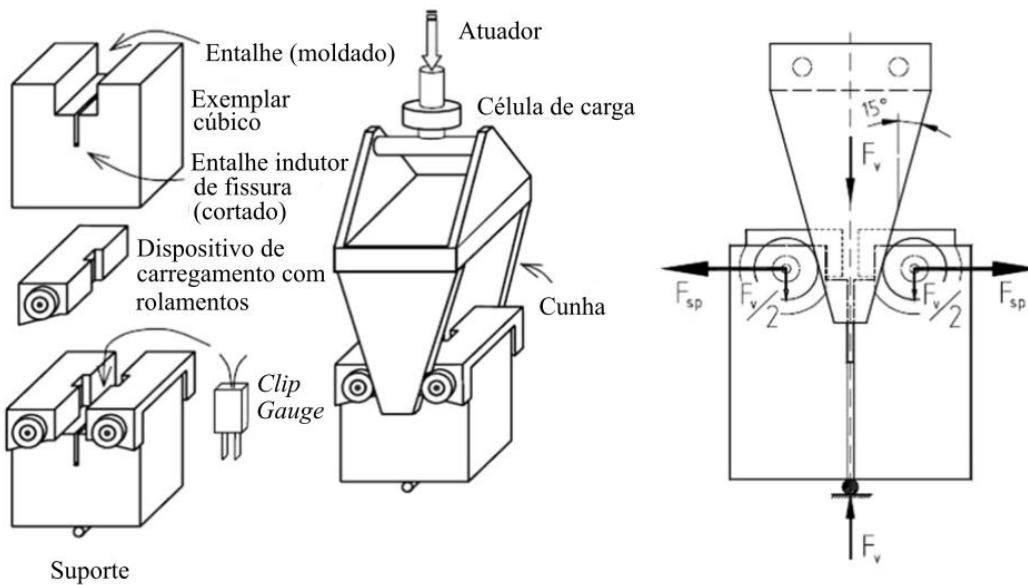


Fonte: Adaptado de Butler, West e Tighe (2013).

Buscando evitar os efeitos do peso-próprio e o grande volume de concreto dos ensaios em primas, García-González *et al.* (2016) optaram por utilizar ensaios de compressão de corpos de prova com duplo corte em cunha, conforme ilustrada na Figura 2.13. Foram considerados os teores de substituição de 0%, 20%, 50% e 100% de agregados graúdos naturais por reciclados de concreto e também foram avaliados os impactos da utilização de aditivos plastificantes e superplastificantes nas propriedades do RAC.

De maneira geral, a incorporação de aditivos nas misturas permitiu o aumento da energia de fratura em comparação com os concretos sem aditivos para todos os níveis de substituição de ARC, o que é um provável reflexo da melhora da zona de transição da matriz. Comparado com os concretos com 0% de substituição, aqueles com teor de 100% de ARC tiveram uma queda da energia de fratura de 25,5% para os traços sem aditivos, 8,9% para os com aditivos plastificantes e 31,9% para os com aditivos superplastificantes. Esse impacto negativo na energia de fratura pode ser evitado usando teores de substituição de até 20%, juntamente ao emprego de aditivos redutores de água de amassamento, que proporcionaram neste caso um aumento de 1,5% (aditivo plastificante) e 7% (superplastificante) em relação aos concretos sem adição de ARC.

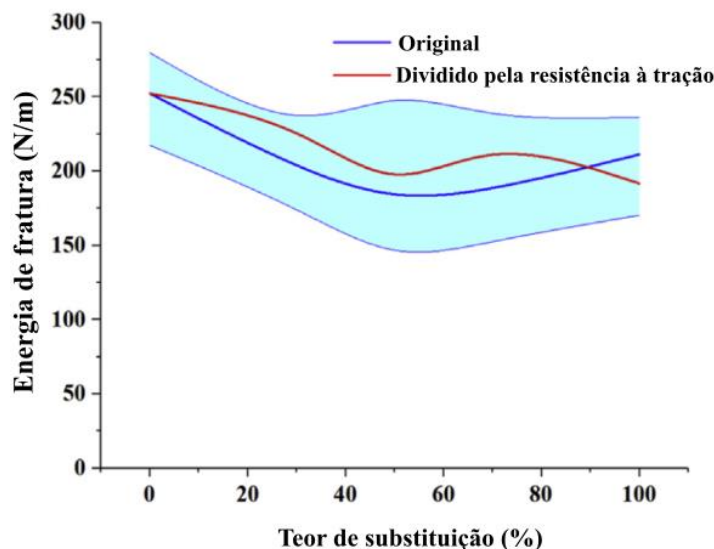
Figura 2.13 Esquema do ensaio realizado por García-González *et al.* (2016)



Fonte: Adaptada de García-González *et al.* (2016).

Utilizando teores de substituição de 0%, 30%, 50%, 70% e 100% e misturas de mesma resistência à compressão, Li *et al.* (2019) avaliaram a energia de fratura de concretos com ARC em ensaios de flexão de primas de 3 pontos. Para isso, foram ensaiados 25 prismas de 100 x 100 x 515 mm com entalhe de 3 mm de largura e 40 mm de profundidade. A Figura 2.14 apresenta as curvas médias da variação da energia de fratura de acordo com o teor de substituição do ARC e a variação dos resultados dos ensaios (área colorida), sendo possível observar por meio da curva média relativa à resistência à tração do concreto que o uso de 100% de ARC levou a uma redução de até 24% da energia de fratura.

Figura 2.14 – Variação da energia de fratura de acordo com o teor de substituição



Fonte: Adaptado de Li *et al.* (2019).

Os resultados apresentados indicam que, de modo geral, há uma tendência clara do RAC desenvolver propriedades inferiores ao concreto convencional. No entanto, quando o impacto causado atinge níveis significativos, é possível contornar essas adversidades limitando o teor de substituição ou empregando métodos de correção, como o uso de aditivos na mistura. Além disso, ter conhecimento da composição dos agregados utilizados é extremamente importante para conseguir prever o nível em que as propriedades do concreto serão afetadas pela substituição do agregado natural.

2.2.2 Procedimentos de mistura do concreto com ARC

Um dos desafios para a produção de concretos com ARC é a sua maior absorção de água, o que afeta a trabalhabilidade e as propriedades mecânicas do concreto no estado endurecido. A maior absorção do ARC está relacionada com a argamassa aderida ao agregado natural e a sua conseqüente maior porosidade, fazendo com que parte da água de amassamento preencha os seus poros.

É possível utilizar as mesmas misturas empregadas para concretos com agregados naturais em RAC, desde que sejam feitas modificações nas proporções dos materiais do traço. No entanto, isso tende a produzir concretos de pior qualidade, além de torná-los muito dependentes do teor de ARC estipulado (TAM; GAO; TAM, 2005).

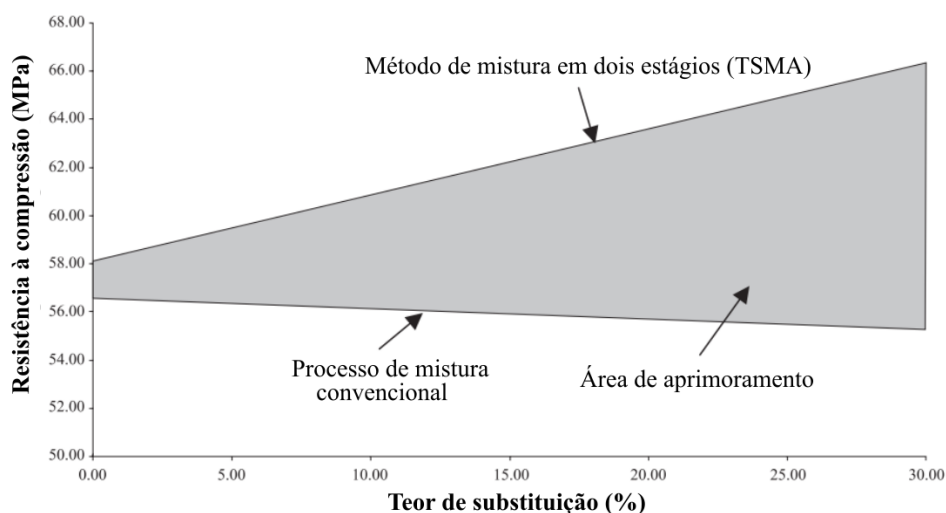
Embora alguns estudos tenham empregado o agregado na condição saturada, Etxeberria *et al.* (2007) avalia que a utilização do agregado saturado é prejudicial para a nova zona de transição entre o agregado saturado e a nova pasta de cimento. No entanto, os autores reforçam a importância de os agregados serem molhados previamente para diminuir a sua capacidade de absorção de água, evitando grandes impactos na trabalhabilidade no estado fresco e no controle da relação a/c efetiva na pasta de cimento.

Como uma alternativa à saturação dos agregados, Leite (2001) propôs um método de pré-molhagem com compensação de água na mistura. O procedimento proposto consiste em realizar a pré-molhagem dos ARC com 40% da sua taxa de absorção média cerca de 10 minutos antes da produção do concreto. A água empregada nesse processo é excedente àquela estipulada no traço, ou seja, é uma parcela adicional à prevista para a produção do concreto.

Outra proposta para a mistura de concretos com ARC foi elaborada por Tam, Gao e Tam (2005), sendo denominada método de mistura de dois estágios (do inglês, *Two-Stage Mixing*

Approach - TSMA). A proposta dos autores consiste em dividir o processo de mistura em dois estágios, havendo uma divisão proporcional da quantidade de água adicionada à mistura em cada estágio. No estudo, os autores verificaram que o emprego desse método de mistura proporcionou um aumento da resistência à compressão do concreto para incrementos do teor de substituição até 30%, conforme ilustrado na Figura 2.15.

Figura 2.15 – Comparação da resistência à compressão aos 28 dias do concreto produzido pelos métodos convencional e TSMA



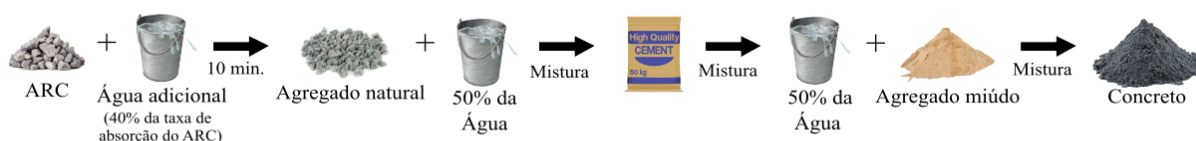
Fonte: Adaptada de Tam, Gao e Tam (2005).

A maior porosidade e a presença de fissuras nos ARC têm como consequência a retirada de parte da água necessária para a hidratação da zona de transição na interface entre o agregado e o RAC. Durante o primeiro estágio do TSMA, adição de parte da água e do cimento junto aos agregados misturados provoca a formação de uma fina camada de nata na superfície dos agregados, preenchendo os poros e fissuras do ARC e melhorando a qualidade da zona de transição (TAM; GAO; TAM, 2005). A Figura 2.16 compara os dois métodos de mistura apresentados.

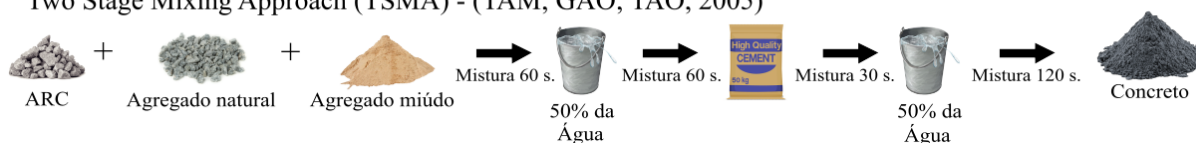
Por sua vez, a ABNT NBR 15116 (2021) recomenda que seja feita a pré-molhagem dos agregados, embora permita como alternativa a compensação da água absorvida na mistura. No entanto, a água de compensação não deve ser considerada na relação água/cimento. Deve-se descontar a quantidade de água absorvida pelos agregados reciclados apenas no cálculo de relação água/cimento efetiva.

Figura 2.16 – Comparação dos processos de mistura propostos por Leite (2001) e Tam, Gao e Tam (2005).

Pré-molhagem com compensação de água - (LEITE, 2001)



Two Stage Mixing Approach (TSMA) - (TAM; GAO; TAO, 2005)



Fonte: Elaborada pelo autor.

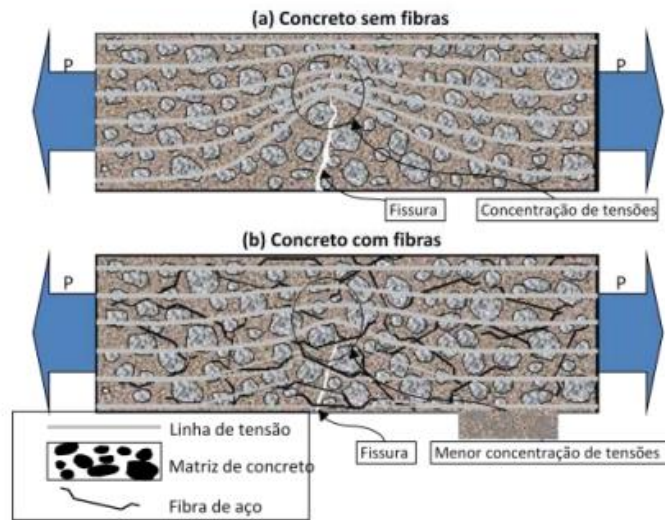
Em RECYCLED... (2020), Nikola Tošić e João Pacheco, membros do *Young Members Group* da Federação Internacional de Concreto Estrutural (do inglês, fib – *International Federation for Structural Concrete*), fazem algumas comparações relevantes entre as condições geralmente estabelecidas em pesquisas e as observadas na prática. Com relação a como o impacto da absorção de água é contornado, Pacheco aponta que nas pesquisas é comum a determinação precisa da água necessária para compensar a absorção dos agregados, além de ser comum a utilização do TSMA por proporcionar melhores interfaces entre o agregado e a pasta. No entanto, na prática há preferência pelo uso dos agregados na condição saturada pela facilidade de controle do concreto proporcionada por essa opção, já que ela é mais simples do que determinar a taxa de absorção do agregado e o seu teor de umidade. Além disso, considerando a dificuldade de determinar o teor de umidade dos agregados, não haverá a medição correta da água necessária para compensar a perda por absorção e ocorrerá queda na trabalhabilidade durante o transporte, podendo chegar a níveis inaceitáveis.

2.3 Concreto com fibras

A adição de fibras ao concreto permite controlar o progresso das fissuras que surgem no concreto tracionado, o que ocorre em razão das fibras agirem como pontes de tensão na matriz fissurada (Figura 2.17). A redução na propagação das fissuras garante ao concreto um comportamento pseudo-dúctil, evitando que ele tenha uma ruptura repentina.

O desempenho do concreto com fibras depende de vários fatores, entre os quais se destacam: o comprimento das fibras; o teor de fibras; e o fator de forma. Cada um desses fatores tem papel determinante nas propriedades do concreto com fibras.

Figura 2.17 – Esquema de concentração de tensões no concreto sem fibras (a) e efeito de ponte de tensões no concreto com fibras (b)



Fonte: Figueiredo (2011).

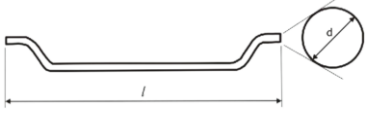
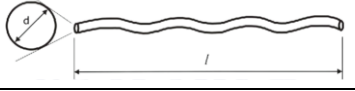
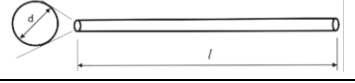
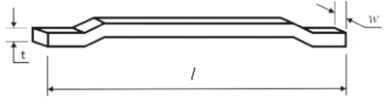
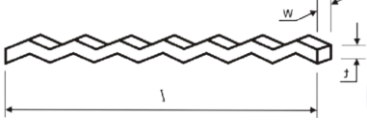
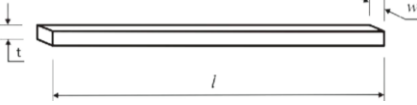
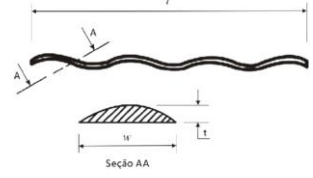
A ABNT NBR 15530 (2019) estabelece alguns critérios de classificação das fibras, sendo possível considerar o processo de fabricação, sua forma, o revestimento, teor de carbono do aço e tolerância das dimensões geométricas. Considerando o critério de processo de fabricação é possível listar cinco grupos:

- Grupo 1: arames trefilados a frio;
- Grupo 2: chapas cortadas;
- Grupo 3: arames trefilados a frio e escarificados;
- Grupo 4: fibras produzidas por fusão;
- Grupo 5: usinadas a partir de blocos de aço.

O Quadro 2.6 apresenta uma descrição da geometria apresentada pela ABNT NBR 15530 (2019) dos três primeiros grupos de fibras de acordo com a classificação pelo processo produtivo.

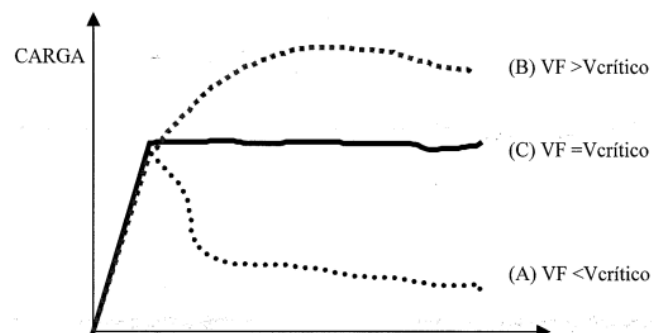
O teor de fibras tem grande influência no comportamento do concreto com fibras, isso em razão da sua relação direta com a quantidade de fissuras que são interceptadas. O conceito de volume crítico de fibras é definido como o teor em que a capacidade resistente do compósito é mantida após a ruptura da matriz. Logo, abaixo desse teor ocorre uma diminuição da capacidade resistente do compósito, enquanto acima desse teor a sua resistência continua a crescer mesmo após a ruptura da matriz (FIGUEIREDO, 2000). O efeito desse parâmetro está representado esquematicamente na Figura 2.18.

Quadro 2.6 – Classificação das fibras de acordo com o processo de fabricação

Grupo	Tipo	Descrição	Geometria
I	A	Ancoragens nas extremidades	
	C	Corrugada	
	R	Reta	
II	A	Ancoragens nas extremidades	
	C	Corrugada	
	R	Reta	
III	C	Corrugada	

Fonte: ANBT NBR 15530 (2019)

Figura 2.18 – Compósitos com diferentes teores de fibras



Fonte: Figueiredo (2000).

O comprimento das fibras está relacionado com o mecanismo de transferência de tensões entre a fibra e a matriz no estado endurecido, além de ter forte influência na trabalhabilidade da mistura no estado fresco. Além do comprimento, o diâmetro da fibra

também tem influência nas propriedades do concreto, havendo aumento da área de contato entre a fibra e o concreto de acordo com o aumento do diâmetro. Dessa forma, o fator de forma permite integrar ambas as propriedades geométricas da fibra na análise dos compósitos.

De modo geral, valores maiores de fatores de forma levam a maiores resistências no estágio pós-fissuração. Além disso, para fibras com os mesmos fatores de forma, aquela que tiver o maior comprimento levará a um melhor desempenho dado o maior comprimento de fibra embutido na matriz (FIGUEIREDO, 2011).

A presença de microfissuras no concreto é comum, havendo uma relação direta entre a sua baixa resistência à tração e ao rápido avanço dessas microfissuras no material quando submetido a esse tipo de esforço. De acordo com Mehta e Monteiro (2008), na contramão do que se esperava inicialmente, a adição de grandes volumes de fibras não leva a ganhos substanciais para as resistências à tração e flexão do concreto. No entanto, as pesquisas mostraram que há um ganho considerável de tenacidade, permitindo que o material atinja uma capacidade residual considerável e níveis de deformação muito superiores ao concreto comum.

A efetividade das fibras em promover a performance mecânica da matriz do concreto é relacionada com diversas interações fibra-matriz, sendo as três principais a adesão física e química, o atrito e a ancoragem mecânica. A primeira parcela é a menor, embora contribua significativamente em fibras com elevada área superficial (como as microfibras) e matrizes de alto desempenho e baixa porosidade. Em aplicações convencionais de concretos reforçados com fibras, com relação a/c de 0,4 ou superior e fibras de com diâmetro superior a 0,1 mm, a eficiência do reforço das fibras não pode depender da parcela de aderência e a presença da ancoragem mecânica é essencial (BENTUR; MINDESS, 2007).

A tenacidade é um dos parâmetros chave no estudo do concreto com reforço de fibras, sendo tradicionalmente definida como a energia absorvida por um material dúctil até sua ruptura. Todavia, no caso do concreto com fibras, Figueiredo (2011) aponta que a definição de tenacidade comumente empregada para esse compósito considera a energia absorvida quando este é carregado, sendo computada a energia absorvida antes e depois da ruptura da matriz, quando as fibras passam a atuar no material de maneira efetiva. Dessa forma, o concreto com fibras não se enquadra na definição tradicional de tenacidade, pois a ruptura da matriz já ocorreu quando as fibras começam exercer sua função.

A medida de tenacidade em concretos reforçados com fibras é feita por meio da área abaixo do gráfico carga por deflexão, sendo este valor utilizado na avaliação dos compósitos.

No entanto, esse método tem a desvantagem de depender das dimensões dos corpos de prova e do sistema de aplicação dos esforços.

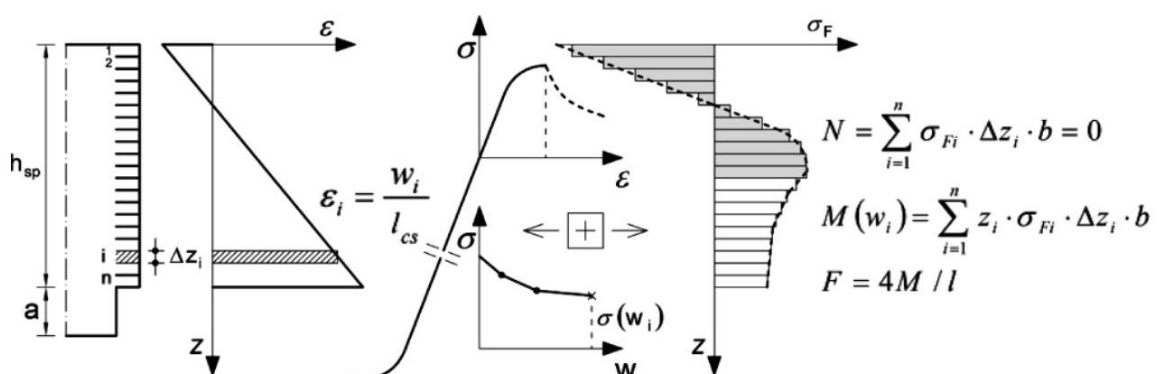
2.3.1 Uso de fibras em concretos com agregados naturais

Diversos estudos foram desenvolvidos para compreender como a adição de fibras dispersas no concreto é capaz de impactar as propriedades mecânicas do concreto. Neste contexto, Nataraja, Dhang e Gupta (1999) estudaram as curvas Tensão vs. Deformação do concreto reforçado com fibras de aço corrugadas sob compressão. As análises mostraram que o aumento do volume fibras e do fator de forma das fibras proporcionaram aumento da tenacidade entre 8,2% a 16,7%, sendo a maior parte do impacto no tramo descendente da curva, tramo em que as fibras estão trabalhando efetivamente.

Os efeitos da adição de fibras de aço de alta resistência foi investigado por Song e Hwang (2004) com teores variando entre 0 e 2%. A adição de fibras levou à melhora das resistências à compressão e tração em até 15,3% e 98,3%, respectivamente. A adição de fibras também provocou uma melhora da tenacidade medida por meio de ensaios de flexão de prismas.

A determinação do comportamento pós-fissuração do concreto com fibras é de grande importância nos procedimentos de dimensionamento de elementos, mas a determinação desse comportamento por meio de ensaios de tração direta é, ainda que mais confiável, bastante complexa. Uma maneira de estimar analiticamente este comportamento é a análise inversa, ilustrada na Figura 2.19, proposta no Model Code 10 (2013).

Figura 2.19 – Análise inversa de ensaio de flexão em viga para obtenção da curva Tensão vs. Abertura de fissura

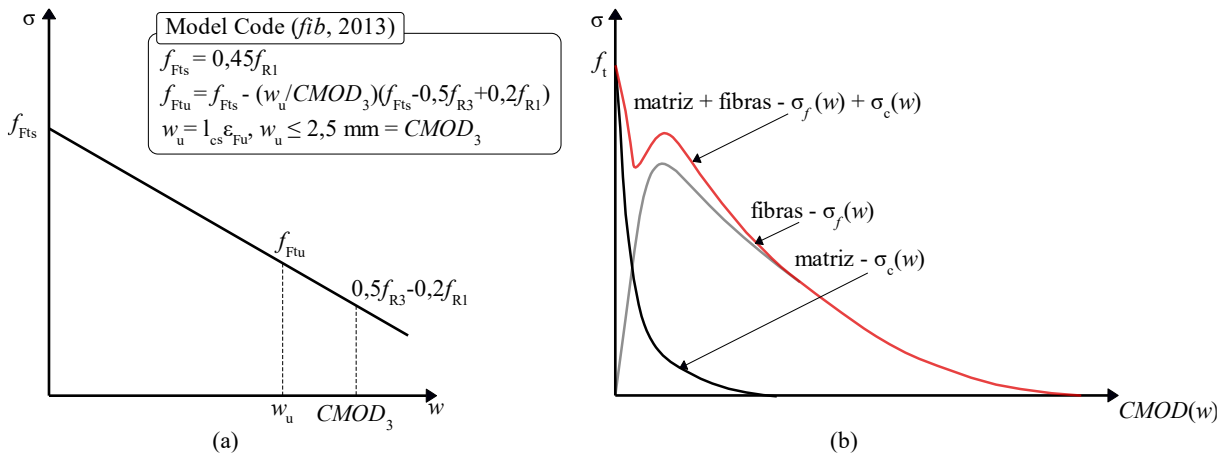


Fonte: Model Code 10 (2013).

Na Figura 2.20 (a) é ilustrado o modelo linear proposto no Model Code 10 (2013) e que também foi adotado pela nova ABNT NBR 16935 (2021), sendo definida em ambos os códigos

normativos a curva Tensão vs. Abertura de fissuras com base nas capacidades residuais f_{Rj} determinadas por meio do ensaio de flexão de prismas em 3 pontos. Nesse modelo, ϵ_{Fu} é assumido como 2% para distribuição variável de deformações na seção transversal ou 1% para distribuição constante de deformações de tração, não devendo w_u exceder o limite máximo de 2,5 mm.

Figura 2.20 – Curva Tensão vs. Abertura de fissura propostas (a) no Model Code 10 (2013) e (b) Amin, Foster e Muttoni (2015)

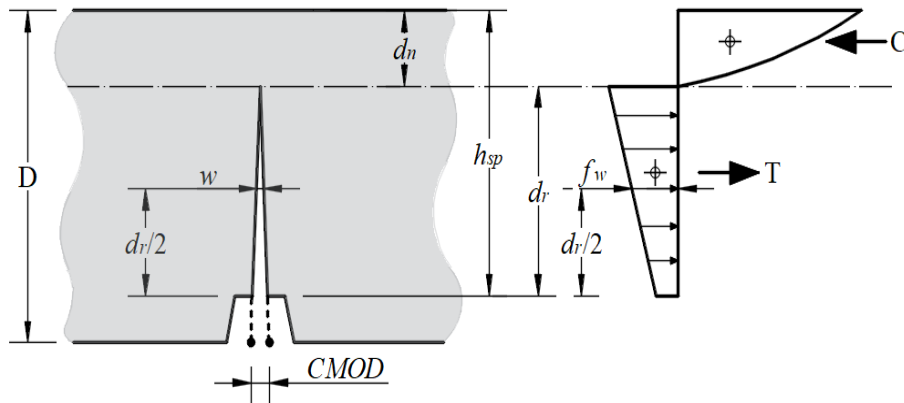


Fonte: Adaptada do Model Code 10 (2013) e Amin, Foster e Muttoni (2015).

No entanto, Amin, Foster e Muttoni (2015) observaram que este modelo tende a superestimar a capacidade residual à tração do concreto com fibras para um determinado valor de abertura de fissura. Os autores propuseram um novo modelo, considerando a soma das contribuições da matriz e das fibras, conforme ilustrado na Figura 2.20 (b). Em seu modelo, os autores propõem que os valores das capacidades residuais correspondentes ao $CMOD_2$ e $CMOD_4$ sejam empregados em detrimento dos valores para $CMOD_1$ e $CMOD_3$ proposto no Model Code 10 (2013). De acordo com os autores, a troca dos pontos escolhidos para representar o comportamento do concreto com fibras resultou em uma melhor estimativa dos resultados experimentais no intervalo $0,5 \text{ mm} \leq w \leq 1,5 \text{ mm}$, a partir do qual a resposta passa a ser mais conservadora.

Na Figura 2.21 é apresentado o esquema empregado na elaboração do modelo analítico para representar o concreto com fibras. Na formulação proposta por de Amin, Foster e Muttoni (2015) é assumido que a matriz já atingiu um elevado nível de fissuração, permitindo que a parcela de contribuição do concreto seja desconsiderada e se contabilize apenas a contribuição das fibras. Mais detalhes do modelo serão apresentados no item 4.4.3.

Figura 2.21 – Distribuição de tensões na seção fissurada do prisma fletido

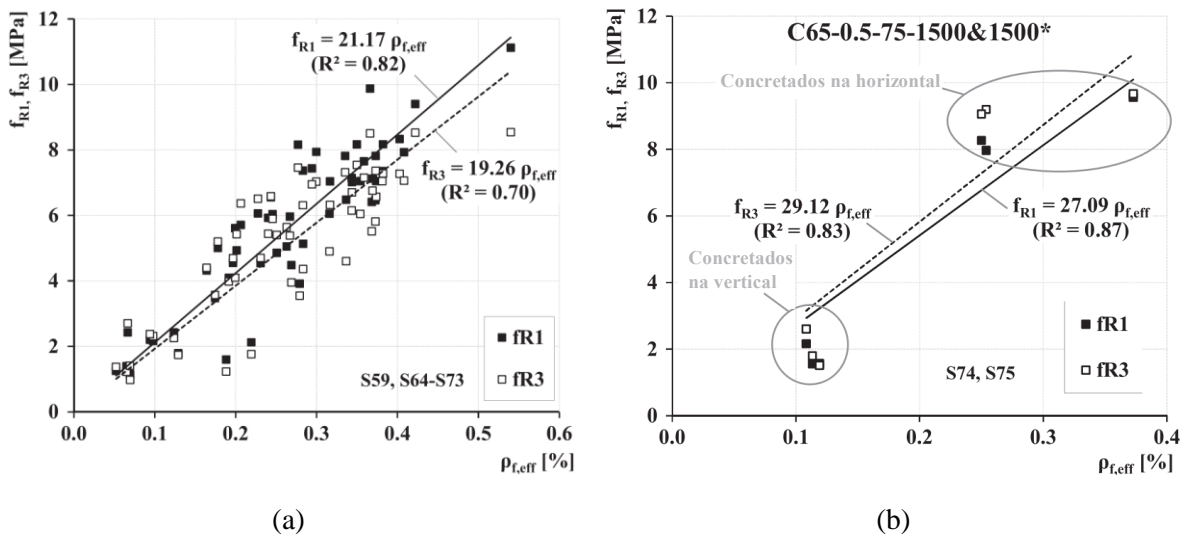


Fonte: Adaptada de Amin, Foster e Muttoni (2015).

Um extenso estudo do comportamento pós-fissuração do concreto reforçado com fibras de aço na flexão foi desenvolvido por Tiberti *et al.* (2018), tendo os autores avaliado os impactos das propriedades das fibras e da matriz nas resistências residuais do concreto determinadas pelo ensaio de flexão em 3 pontos em primas de concreto. Com foco nas resistências residuais f_{R1} e f_{R3} , empregadas no dimensionamento pelo Model Code 10 (2013), os autores identificaram que a resistência à compressão da matriz geralmente tem maior impacto em f_{R1} , o que é esperado dado o alto nível de fissuração da matriz para $CMOD_3$. Além disso, uma melhora da performance no estágio pós-fissuração foi observada com o aumento do volume de fibras, do fator de fôrma e da resistência à tração das fibras, embora no caso deste último parâmetro seja essencial considerar a compatibilidade com a resistência da matriz.

Ainda, Tiberti *et al.* (2018) avaliaram a influência da orientação das fibras ao alterar a disposição de concretagem entre horizontal e vertical. A orientação preferencial das fibras foi avaliada por meio do parâmetro $\rho_{f,eff}$, que considera a quantidade e orientação das fibras na seção fissurada. É possível perceber pela Figura 2.22 (a) que quanto maior for este parâmetro, ou seja, quanto mais perpendicular à seção da fissura as fibras estiveram, melhor será o desempenho do concreto reforçado fibras. Ainda, na Figura 2.22 (b) é apresentado o impacto do sentido de concretagem dos prismas no alinhamento das fibras e, conseqüentemente, nas resistências residuais.

Figura 2.22 – Influência do fator de reforço efetivo das fibras ($\rho_{f,eff}$) nas resistências residuais para as séries S59 e S64-S73 ensaiadas por Tiberti *et al.* (2018) (a) e influência do sentido de concretagem no alinhamento das fibras e resistências residuais dos concretos (b)

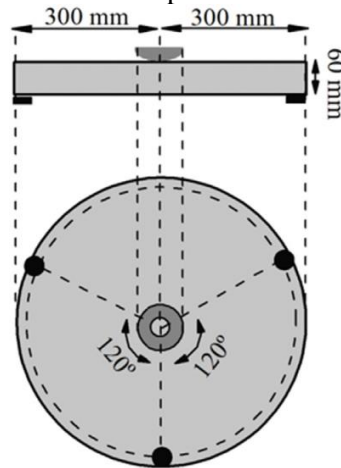


Fonte: Adaptada de Tiberti *et al.* (2018).

Buscando determinar o método mais apropriado para obter o comportamento pós-fissuração do concreto reforçado com fibras, Soltanzadeh, Cunha e Barros (2019) avaliaram diferentes maneiras para determinação de curvas Tensão vs. Abertura de fissuras. Os autores compararam experimentalmente a determinação do comportamento pós-fissuração do concreto com fibras por meio de ensaios de flexão de prismas em 3 pontos e ensaio de flexão em painéis redondos (Figura 2.23), tendo observado que a determinação em ensaio de flexão em painéis circulares gerou resultados com menor dispersão comparado aos ensaios de prisma.

O estudo ainda comparou um modelo analítico baseado nas resistências residuais de ensaios de painéis circulares com os modelos baseados em resultados de flexão de prismas do Model Code 10 (2013) e de Amin, Foster e Muttoni (2015). Todos os modelos analíticos representaram bem os resultados experimentais, embora o modelo do Model Code 10 (2013) tenha superestimado a resposta experimental do pico até um deslocamento de 3 mm enquanto o modelo de Amin, Foster e Muttoni (2015) representou bem os resultados do pico até um deslocamento de 1,5 mm, a partir do qual a resposta passa a ser conservadora.

Figura 2.23 - Painéis redondos ensaiados por Soltanzadeh, Cunha e Barros (2019)



Fonte: Soltanzadeh, Cunha e Barros (2019).

Os impactos do comprimento das fibras e da dimensão máxima do agregado nas propriedades do concreto reforçado com fibras de aço foram investigados por Han *et al.* (2019). Os resultados experimentais indicaram que nenhum dos dois parâmetros teve impacto significativo na resistência à compressão, tendo o aumento do comprimento das fibras causado maiores alterações nas propriedades mecânicas do material. Além disso, a variação do comprimento das fibras impactou mais as propriedades de fratura, como a energia de fratura e tenacidade, do que as resistências à tração ou ainda a performance sob flexão.

2.3.2 Uso de fibras em concretos com ARC

Devido às propriedades inferiores do concreto com agregado reciclados, uma das alternativas para tentar contornar os efeitos negativos da substituição do agregado natural pelo reciclado é adicionar fibras de aço distribuídas aleatoriamente no concreto. Carneiro *et al.* (2014) avaliaram os efeitos da adição de fibras de aço com ganchos nas extremidades em concretos com substituição dos agregados naturais por agregados de RCD. Foram avaliados os teores de substituição de 25% de agregado graúdo, 25% de agregado miúdo e 50% de ambos (25% de cada) junto à adição de 0,75% de fibras de aço. Foi verificado por meio da análise estatística dos resultados experimentais que há relação direta entre a adição de fibras e a melhora tanto da resistência à tração na flexão quanto da resistência à tração por compressão diametral, chegando em aumentos, respectivamente, entre 20-26% e 8-36% para os concretos com agregados de RCD.

Os efeitos da adição de fibras de aço com ganchos nas extremidades (“*double hooked-end fibers*”) e de escória de alto forno em concretos de alta performance com uso de ARC foram

investigados por Afroughsabet, Biolzi e Ozbakkaloglu (2017). Foram feitas substituições de 50% e 100% de ARC oriundos de concretos com resistência à compressão de 40 e 80 MPa, tendo sido observado que, de modo geral, a substituição do agregado natural levou a uma queda da resistência à compressão dos concretos. Ademais, a adição de fibras e da escória de alto forno levou a melhora considerável das propriedades tanto do concreto produzido com agregados naturais quanto do produzido com ARC.

Gao, Zhang e Nokken (2017) estudaram o impacto da adição de fibras com ganchos nas extremidades no concreto com uso de ARC na fração graúda. Os autores verificaram aumento da resistência ao cisalhamento e tenacidade quando o material foi solicitado ao esforço cortante variando o volume de fibras de 0 a 2%. Os resultados mostraram também que o aumento da tenacidade do material não é linearmente proporcional ao volume de fibras adicionado na mistura, havendo um grande aprimoramento do compósito ao variar o volume de 0,5% para 1% de fibras. Além disso, constatou-se também que com o aumento do fator forma das fibras há um acréscimo da resistência ao esforço cortante, sendo ele devido à resistência de aderência entre a matriz e as fibras, evitando de maneira mais eficaz a propagação das fissuras.

O comportamento à flexão de prismas de concreto reforçado com fibras de aço (“*double hooked-end*”) e com substituição do agregado natural por ARC foi avaliado Gao e Zhang (2018). Por meio de testes de flexão em 4 pontos de prismas os autores verificaram que o impacto da resistência à compressão no desempenho à flexão é similar no concreto convencional e com ARC. Em exemplares com resistência à compressão similares, o comportamento pré-ruptura da matriz é similar nos dois tipos de concreto, embora haja no pós-pico um pequeno aumento da tenacidade e crescimento significativo das deflexões ao elevar o teor de substituição. Ainda, com relação ao teor de fibras, o reforço das fibras foi mais eficiente entre o intervalo de $0,5\% < V_f < 1,0\%$, enquanto entre $1,0\% < V_f < 2,0\%$ a melhora no comportamento à flexão foi menor.

Buscando avaliar o efeito dos ARC e da adição de fibras de aço (“*double hooked-end*”) no concreto, Ramesh, Mirza e Kang (2019) avaliaram diferentes misturas com variados teores de substituição e volume de fibras. A adição de ARC entre 30% e 100% no concreto provocou queda da resistência à tração entre 6% e 17%, da resistência à compressão entre 9% e 31% e do módulo de elasticidade entre 13% e 33%. Por sua vez, a adição de fibras entre 0,3% e 1,0% melhorou a ductibilidade e tenacidade na compressão, enquanto a resistência à tração melhorou

até o volume de 0,7%, a partir do qual a grande quantidade de fibras afetou a distribuição destas na matriz e provocou um alinhamento desfavorável.

Um estudo sobre o procedimento de dosagem de concretos com ARC reforçado com fibras de aço foi desenvolvido por Gao *et al.* (2019), sendo variados os tipos e propriedades geométricas das fibras, o volume de fibras, o fator água-cimento e quantidade de água na mistura (mantendo mesmo a/c). Um breve resumo é apresentado no Quadro 2.7. A adição de 1% de fibras levou a um aumento da resistência à flexão entre 25,95% e 181,14% para os concretos sem ARC e entre 13,57% e 193,74% para os concretos com 100% de ARC. De maneira similar, para a mesma quantidade de água na mistura, o *slump* também diminuiu de acordo com o aumento tanto do teor de fibras quanto de ARC empregado, chegando a 83,33% para 100% de ARC e 2% de fibras do tipo 3.

Quadro 2.7 – Resumo das variáveis do estudo de Gao *et al.* (2019)

Tipo de fibra	Fator de forma	Volume de fibras	Relação a/c
Tipo 1 - Gancho na extremidade (laminada)	34,2	0 a 2%	0,3 a 0,55
Tipo 2 - Corrugada (trefilada)	39,7		
Tipo 3 - Gancho na extremidade (trefilada)	82,3		

Fonte: Adaptado de Gao *et al.* (2019).

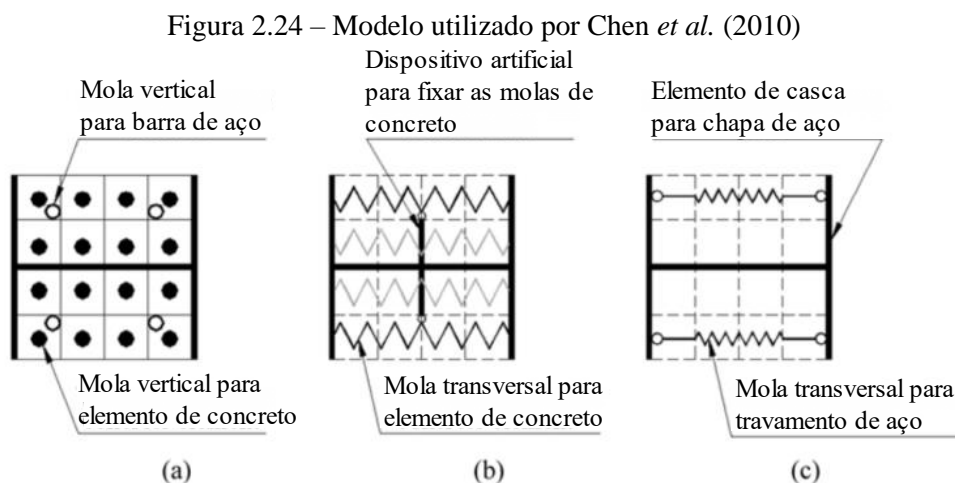
A durabilidade e as propriedades mecânicas de concretos com ARC e reforçado com fibras de aço (“*double hooked-end*”) foram comparadas com os concretos de referência por Kaplan *et al.* (2021). Considerando duas relações a/c de 0,3 e 0,5, os autores verificaram queda na resistência à compressão de 31% e 44%, respectivamente, para os concretos com 100% de substituição aos 28 dias, enquanto a adição de 1% e 2% de fibras de aço levou ao aumento desse parâmetro em 30% e 40% e 15% e 30% em relação aos respectivos teores de fibra e relação a/c. Ainda considerando as relações a/c de 0,3 e 0,5, as resistências à tração por compressão diametral e à tração na flexão sofreram reduções, respectivamente de 28% e 45% e 23% e 20% quando a totalidade do agregado natural foi substituído por ARC. No caso do concreto com fibras, o uso do agregado reciclado resultou ainda na queda da ordem de 20% a 40% das capacidades residuais para os valores de CMOD de 0,5 a 3,5 quando a substituição foi total.

2.4 Estratégias de simulação numérica de PMPR

A complexidade dos modelos numéricos está associada ao nível de detalhe que se deseja representar, sendo possível tornar a simulação extremamente trabalhosa. Além de representar

o comportamento dos materiais, a análise de seções mistas aço/concreto pode exigir também a representação do comportamento da interface entre os dois materiais, da ocorrência de instabilidades locais ou globais, da fissuração do concreto ou ainda do efeito de confinamento.

Um resumo de alguns estudos e as suas estratégias na modelagem de PMPR é apresentado no Quadro 2.8. Entre as estratégias utilizadas, a que mais difere das demais foi a utilizada por Chen *et al.* (2010) ao simular PMPR com chapas esbeltas, tendo os autores buscado simplificar a representação do concreto e dos travamentos por meio de molas, havendo uma representação do modelo na Figura 2.24. Apesar de simples, o modelo foi capaz de representar satisfatoriamente o comportamento do elemento.



Fonte: Adaptada de Chen *et al.* (2010).

Quadro 2.8 – Resumo das estratégias de simulação numérica de PMPR

Autor	Componente	Estratégia de modelagem	Comportamento adotado	Tipo de análise	Software de modelagem
Chicoine; Tremblay; Massicotte (2002)	Aço	Elem. Fin. de casca	Elasto-plástico com encruamento (bi-linear)	NLF; NLG; NLC; considerou imperfeições iniciais e tensões residuais	ABAQUS®
	Concreto	Elem. Fin. Sólido	Modelo de fissuração (<i>Cracking Model for Concrete</i>)		
	Interface	Alma/Concreto – Aderência Perfeita (molas com alta rigidez) Mesas/Concreto – Elementos de mola	Mesas/Concreto: Molas com alta rigidez na compressão e baixa rigidez na tração		

Continua

Continuação

Begum; Driver; Elwi (2007)	Aço	Elem. Fin. de casca	Elasto-plástico com encruamento (tri- linear)	NLF; NLG; NLC; considerou imperfeições iniciais e tensões residuais	ABAQUS®
	Concreto	Elem. Fin. Sólido	Modelo de dano associado a plasticidade		
	Interface	Alma/Concreto – Aderência Perfeita Mesas/Concreto - <i>Contact Pair</i>	<i>Hard Contact</i> ; Modelo de atrito – Interação mestre/escravo		
Chen <i>et al.</i> (2010)	Aço	Elem. Fin. de casca	Elasto-plástico com encruamento cinemático bilinear	NLF; NLG	ANSYS®
	Concreto	Molas horizontais (apenas compressão) e verticais (tração e compressão)	Curvas Tensão vs. Deformação na compressão e tração		
	Interface	-	-		
Pereira; De Nardin; El Debs (2016)	Aço	Elem. Fin. Sólido	Elasto-plástico perfeito	NLF	DIANA®
	Concreto	Elem. Fin. Sólido	Modelo de fissuração distribuída		
	Interface	-	Aderência perfeita		
Song; Wang; Li (2016)	Aço	Elem. Fin. de casca	Elasto-plástico com encruamento isotrópico (quadruplo-linear)	NLF; NLG; NLC; considerou imperfeições iniciais e tensões residuais	ABAQUS®
	Concreto	Elem. Fin. Sólido	Modelo de dano associado a plasticidade		
	Interface	<i>Contact Pair</i>	<i>Hard Contact</i>		
Pereira (2017)	Aço	Elem. Fin. Sólido	Elasto-plástico perfeito	NLF; NLG	DIANA®
	Concreto	Elem. Fin. Sólido	Modelo de fissuração distribuída		
	Interface	Elementos de interface	Modelo linear com rigidez normal e transversal		

Conclusão

Ebadi Jamkhaneh; Ali Kafi; Kheyroddin (2019)	Aço	Elem. Fin. de casca	Elasto-plástico com encruamento (tri- linear)	NLF; NLG; NLC	ABAQUS®
	Concreto	Elem. Fin. Sólido	Modelo de dano associado a plasticidade		
	Interface	Mesas/Concreto: <i>Contact Pair</i>	<i>Hard Contact</i> ; Modelo de atrito – Interação mestre/escravo		
Wang; Li; Song (2019)	Aço	Elem. Fin. de casca	Elasto-plástico com encruamento isotrópico (quadruplo-linear)	NLF; NLG; NLC; considerou tensões residuais	ABAQUS®
	Concreto	Elem. Fin. Sólido	Modelo de dano associado a plasticidade		
	Interface	<i>Contact Pair</i>	<i>Hard Contact</i>		
Ebadi Jamkhaneh; Ahmadi; Sadeghian (2020)	Aço	Elem. Fin. de casca	Elasto-plástico com encruamento (tri- linear)	NLF; NLG; NLC; considerou imperfeições iniciais e tensões residuais	ABAQUS®
	Concreto	Elem. Fin. Sólido	Modelo de dano associado a plasticidade		
	Interface	Mesas/Concreto: <i>Contact Pair</i>	<i>Hard Contact</i> ; Modelo de atrito – Interação mestre/escravo		
Marinho <i>et al.</i> (2021)	Aço	Elem. Fin. Sólido	Elasto-plástico perfeito	NFL; NLG; imperfeições iniciais;	ABAQUS®
	Concreto	Elem. Fin. Sólido	Modelo de dano associado a plasticidade		
	Interface	-	Aderência perfeita		

OBS: NLF – Não-linearidade física; NLG – Não-linearidade geométrica; NLC – Não-linearidade de contato.

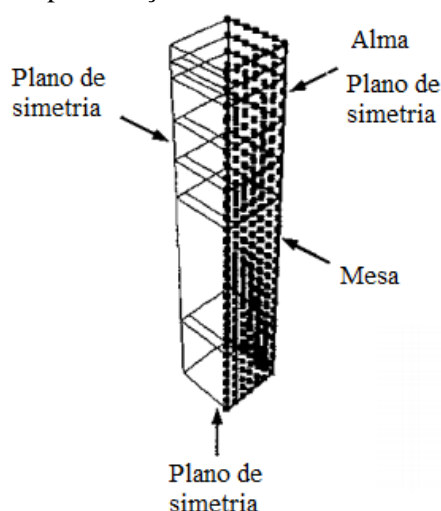
Fonte: Elaborado pelo autor.

Na maioria dos estudos abordados foram empregados elementos sólidos para representar o concreto, enquanto o perfil de aço foi representado utilizando duas abordagens: elementos sólidos e elementos de casca. Quando comparados aos elementos sólidos, os elementos de casca são mais apropriados para representar os efeitos de instabilidades locais no modelo numérico.

Chicoine, Tremblay e Massicotte (2002) desenvolveram um modelo no ABAQUS em que se buscou representar o comportamento de PMPR compostos por chapas esbeltas e a ocorrências de instabilidade locais que afetam o seu comportamento, tendo sido empregado na solução o método de Riks. A interface entre as mesas do perfil e o concreto foi simulada por meio de elementos de mola, tendo sido atribuída alta rigidez na compressão e baixa rigidez na tração, favorecendo o surgimento de instabilidades no sentido oposto ao concreto. Embora o pós-pico não tenha sido completamente descrito, o modelo foi capaz de prever com bastante eficácia a força de pico dos modelos e o modo de falha dos elementos.

Continuando os estudos de representação numérica de PMPR com chapas esbeltas, Begum, Drive e Elwi (2007) empregaram um modelo muito similar ao de Chicoine, Tremblay e Massicotte (2002). Nesse novo modelo, a interação entre as superfícies do concreto e das mesas do perfil foi feita por meio de contato, o que gera um novo grau de não-linearidade ao modelo. A complexidade desse modelo tem como consequência grandes problemas de convergência do processo numérico, o que levou os autores a utilizar uma estratégia de solução dinâmica explícita com aplicação de carregamento em passos suaves, de modo a simular um carregamento quase-estático. O modelo utilizado pelos autores para avaliar os casos de carregamento axial está apresentado na Figura 2.25, tendo sido elaborado ainda um outro com o pilar completo para analisar a flexo-compressão. Em geral, a resposta global dos modelos experimentais foi bem representada pelo modelo numérico, havendo proximidade da força de pico e boa representação do modo de falha.

Figura 2.25 – Representação do modelo de $\frac{1}{4}$ da seção do pilar



Fonte: Adaptada de Begum, Driver e Elwi (2007).

Dado o sucesso do modelo de Begum, Driver e Elwi (2007), as propostas feitas pelos autores foram empregadas em estudos posteriores como os de Begum, Driver e Elwi (2013, 2015), Song, Wang e Li (2016), Wang, Li e Song (2019) e Ebadi Jamkhaneh, Ahmadi e Sadeghian (2020). O modelo se mostrou também eficiente em representar o comportamento de PMPR com concreto de alta resistência (BEGUM; DRIVER; ELWI, 2013), tendo sido empregado ainda em um amplo estudo paramétrico por Begum, Driver e Elwi (2015) e na avaliação da influência das instabilidades locais por Song, Wang e Li (2016).

Utilizando esta mesma proposta para construção do modelo numérico, Wang, Li e Song (2019) modelaram não apenas seções com chapas esbeltas como também seções compactas. O emprego desse modelo se mostrou eficiente em representar o comportamento de ambas as seções, tendo o modelo numérico sido capaz de caracterizar as diferenças nos modos de falha característicos de cada tipo de seção.

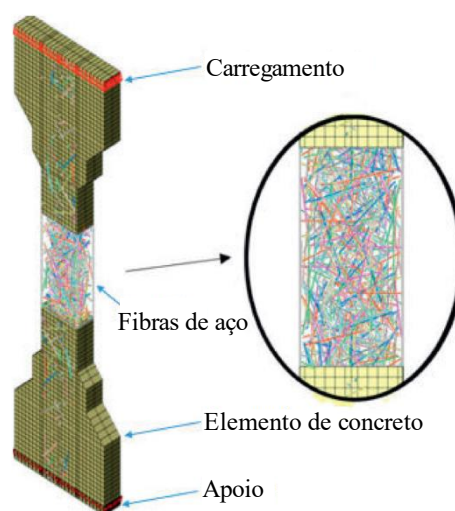
Seguindo uma outra abordagem, Pereira, De Nardin e El Debs (2016) e Pereira (2017) elaboraram modelos numéricos utilizando elementos sólidos tanto para o concreto quanto para o perfil de aço, tendo sido obtidas boas correlações com os modelos experimentais. Os modelos desses trabalhos são mais simples e conseguiram utilizar o método implícito para avançar nos passos de carregamento no processo numérico. A utilização de elementos de interface no modelo de Pereira (2017), embora ainda torne a análise mais complexa, não introduz um novo grau de não-linearidade ao modelo, facilitando a sua convergência pelo método implícito.

De acordo com Pereira (2017), a utilização dos elementos de interface não teve grande impacto na força de pico do modelo, isso porque a falha do elemento não se dava na interface dos dois materiais. Comportamento similar foi observado por Pereira, De Nardin e El Debs (2016), o que levou as autoras a considerar aderência perfeita entre os dois materiais.

Com um modelo calibrado com os resultados experimentais de Pereira (2014), Marinho *et al.* (2021) desenvolveram um estudo paramétrico que comparou o desempenho de PMPR com reforço convencional e com concreto reforçado com fibras diante de diferentes distribuições de momento (Figura 2.4) e excentricidades de carregamento. Para simular as imperfeições iniciais, os autores impuseram excentricidades acidentais na aplicação do carregamento e obtiveram boas correlações com os resultados experimentais. Além disso, os autores simularam o concreto com fibras a partir de curvas Tensão vs. Deformação modificadas para considerar os efeitos das fibras na matriz.

Com relação à simulação das fibras no modelo numérico, a abordagem mais comum é utilizar curvas Tensão *vs.* Deformação modificadas para considerar os efeitos das fibras no comportamento mecânico do material. Uma alternativa interessante a essa opção, ilustrada na Figura 2.26, é a simulação das fibras discretas distribuídas aleatoriamente na matriz, como feito nos estudos de Li *et al.* (2018) e Yang, Yan e Zhang (2021). Em ambas as abordagens os autores modificam a definição do comportamento do aço das fibras no modelo numérico com base nos resultados de determinação do comportamento de *pull-out* obtidos experimentalmente.

Figura 2.26 – Simulação numérica de concreto reforçado com fibras com discretização das fibras



Fonte: Li *et al.* (2018).

No entanto, cabe ressaltar que a depender da dimensão do elemento simulado e da quantidade de elementos de fibra colocados no modelo, a eficácia e tempo de processamento exigidos para a simulação podem ser tornar inviáveis. De acordo com Yang, Yan e Zhang (2021), que modelaram segmentos de túneis de concreto, o tempo mínimo e máximo para conclusão do processamento dos seus modelos foram de 2 e 15 dias, respectivamente.

2.5 Considerações finais sobre o estado da arte

A revisão bibliográfica realizada permitiu compreender o atual panorama dos estudos de PMPR. Por meio da comparação feita no Quadro 2.1 foi possível compreender quais variáveis têm se mostrado mais significativas nas investigações do comportamento desse tipo de seção mista.

Os estudos apresentados se voltaram a duas abordagens na análise de seções de PMPR: com uso de perfis compactos ou perfis compostos de chapas esbeltas. A utilização de chapas esbeltas em PMPR foi proposta com o objetivo de trazer maior economia, tendo sido o foco de

muitos estudos avaliar como a utilização de travamentos nas mesas do perfil pode auxiliar no controle das instabilidades locais e no comportamento global dos pilares.

No caso das seções compactas, os estudos de Pereira (2014) e Pereira (2017) buscaram trazer maior eficiência no processo produtivo dos pilares com a redução do tempo de solda das armaduras ao utilizar telas soldadas e o uso de fibras no lugar das armaduras convencionais. Já Gramblička e Matiaško (2009), Lelkes e Gramblička (2013) e Gramblička e Hrusovska (2016) procuraram contribuir no desenvolvimento dos modelos teóricos para representação do comportamento de PMPR, tendo havido foco no estudo da influência da esbeltez e dos efeitos de segunda ordem.

Também foi possível compreender por meio da revisão bibliográfica os procedimentos para determinação da capacidade resistente de PMPR de acordo com a ABNT NBR 8800 (2008) e comparar as prescrições desta norma com o EUROCODE 4 (2004). A norma europeia é mais abrangente ao adotar o método generalizado, permitindo que pilares das mais diversas configurações sejam dimensionados por meio de simulações numéricas, mas há um alto nível de exigências e de detalhamentos necessários para que a simulação seja válida (como considerações de imperfeições geométricas e tensões residuais). A consideração de plastificação total da seção transversal é uma simplificação da situação real, em que na verdade parte do perfil de aço não alcança a plastificação, o que pode levar a superestimação do momento fletor resistente. Esse problema é maior em aços de maior resistência, conforme verificado por Bergmann e Hanswille (2006). Enquanto a norma europeia opta por limitar o momento de plastificação em 80% de seu valor calculado em aços de maior resistência, a norma brasileira, que considera o coeficiente no cálculo de $M_{c,i}$, o limita sempre a 90%.

A utilização de ARC na produção de concretos estruturais vem se mostrando uma alternativa viável com o avanço dos estudos na área, tendo sido obtidos concretos de boa qualidade nos trabalhos expostos. Esses estudos apresentaram indícios de que o uso desse material é viável na produção de concretos estruturais, sendo possível contornar eventuais prejuízos nas propriedades causados pelo uso dos agregados reciclados por meio de adições como fibras de aço e escória de alto forno.

É importante frisar, no entanto, que a grande variabilidade inerente aos agregados reciclados torna necessário que mais estudos sejam realizados para complementar os dados já disponíveis. Das normas que permitem o uso desse material em concretos estruturais, grande

parte ainda impõe limitações genéricas quanto ao teor máximo permitido buscando evitar que as propriedades do concreto possam ser fortemente afetadas.

Embora tenham sido desenvolvidas diversas investigações para compreender o comportamento de PMPR, ainda são necessários estudos que busquem analisar o comportamento desses elementos frente a utilização de ARC no concreto. Nesse sentido, Wu, Jian e Zhao (2019) destacam que ainda são necessários estudos sobre os efeitos da substituição de agregados de dimensão padrão no comportamento desta seção mista.

O emprego de fibras na produção de concretos tem se mostrado promissor em aprimorar o comportamento desse compósito, tendo sido observado em estudos que o uso simultâneo das fibras com ARC permite melhorar consideravelmente suas propriedades. Além de promover o controle da fissuração, a presença das fibras melhora o comportamento do concreto no pós-pico, garantindo maior tenacidade e resistência residual para o material, já tendo sido obtidos bons resultados com relação ao seu emprego em PMPR com concreto de agregados naturais no estudo desenvolvido por Pereira, De Nardin e El Debs (2020).

O emprego de modelos numéricos na representação do comportamento de PMPR tem se mostrado uma ferramenta muito importante no estudo desses elementos. Desde abordagens mais complexas até as mais simples, as simulações numéricas desenvolvidas para seções compactas ou de chapas esbeltas levaram a uma boa correlação com os estudos experimentais. Dessa forma, o uso dessa abordagem para melhorar a compreensão de PMPR vem se mostrando uma alternativa interessante.

Portanto, com base nos estudos apresentados, é possível concluir que ainda são necessárias investigações para esclarecer o comportamento de PMPR com concreto produzido com ARC com reforço convencional ou com fibras. Além disso, a elaboração de modelos numéricos é uma ferramenta fundamental para expandir as possibilidades de análise do estudo.

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

O foco do programa experimental foi realização de ensaios de PMPR sob compressão axial e excêntrica com o objetivo de compreender o seu comportamento diante das situações analisadas. Foram investigados nesse estudo o efeito da substituição dos agregados naturais por ARC, tipo de reforço e excentricidade de carregamento.

O programa experimental desenvolvido teve como objetivo principal avaliar a influência da substituição do agregado natural pelo ARC em PMPR. No entanto, prever o efeito da substituição de agregados naturais por ARC no concreto não é uma tarefa simples. Tendo isso em vista, a determinação do teor de substituição de ARC foi feita por meio de um estudo prévio em que foram avaliadas a resistência à compressão, a resistência à tração e o módulo de elasticidade do concreto com diferentes teores, a partir do qual foi decidido o teor ideal para ser aplicado na produção dos pilares.

Além das propriedades mecânicas do concreto com ARC, houve também uma preocupação com relação ao impacto na trabalhabilidade no uso simultâneo do ARC com as fibras. Assim, foram moldados alguns exemplares para investigar o impacto das fibras de acordo com o teor de substituição de ARC.

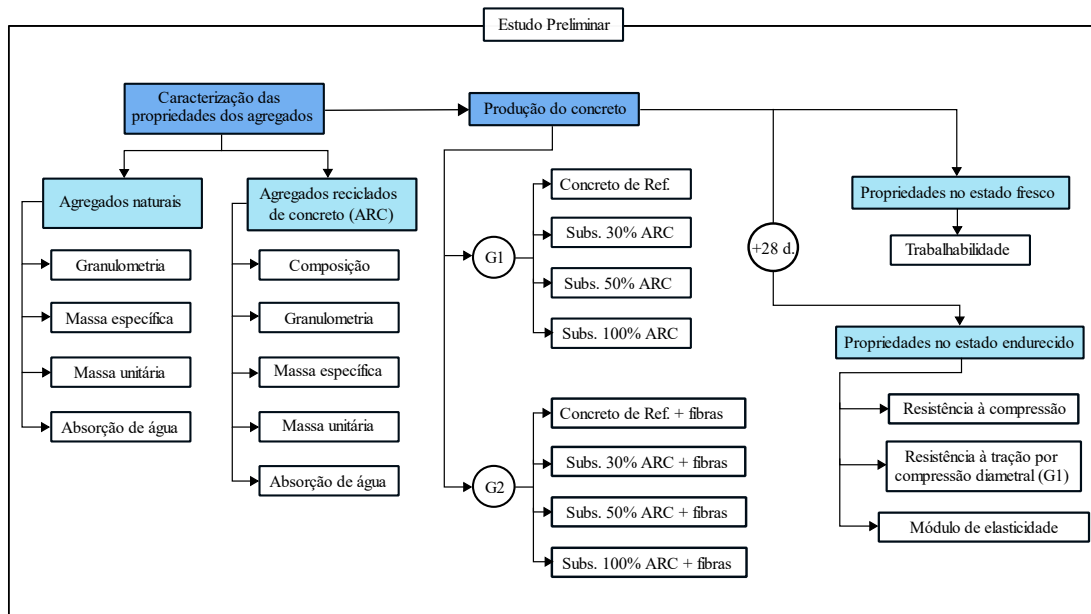
A Figura 3.1 apresenta um fluxograma relativo à etapa inicial do programa experimental. Além do fluxograma, o Quadro 3.1 apresenta um breve resumo dos parâmetros investigados na etapa preliminar. Os ensaios para determinação das propriedades no estado endurecido foram realizados 28 dias após a concretagem.

Quadro 3.1 – Variáveis analisadas para determinação do teor de substituição

Grupo de ensaio	Princ. variáveis analisadas	Tipo de concreto utilizado	Teor de substituição	Quantidade de CP's
1	Trabalhabilidade, resistências à compressão e tração e módulo de elasticidade	Comum	0%	6
		ARC	30%	6
			50%	6
			100%	6
2	Trabalhabilidade, resistência à compressão e módulo de elasticidade	Comum + fibras	0%	3
		ARC + fibras	30%	3
			50%	3
			100%	3

Fonte: Elaborado pelo autor.

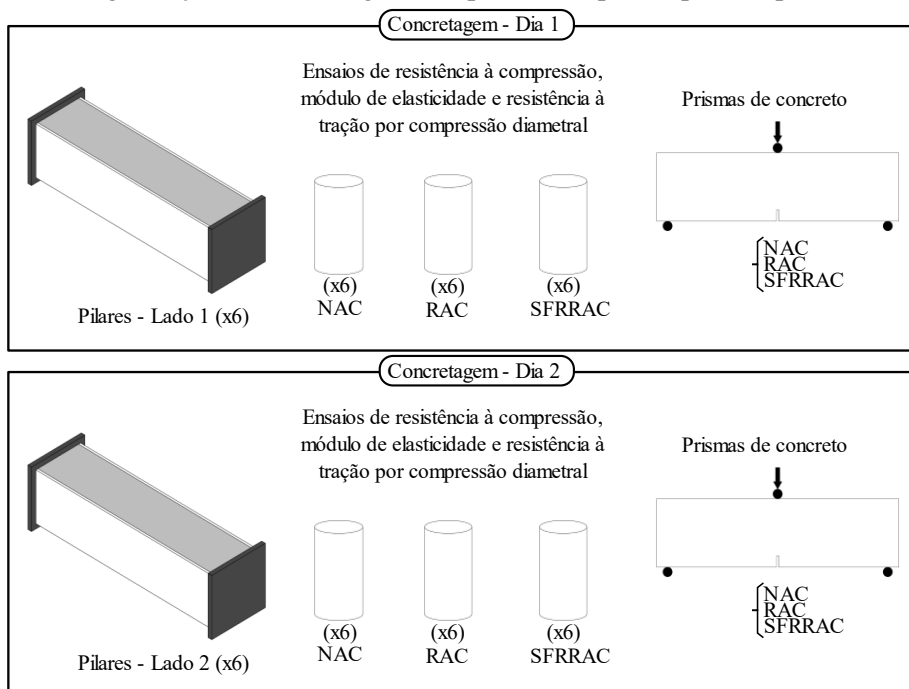
Figura 3.1 – Fluxograma da etapa do estudo preliminar



Fonte: Elaborada pelo autor.

Após a execução e análise da etapa preliminar, já tendo sido definido o teor de substituição a ser utilizado no concreto, foram feitas as concretagens dos pilares, corpos de prova e prismas. A concretagem dos pilares foi feita em duas etapas, sendo cada lado do perfil concretado em um dia. Para cada dia de concretagem foram moldados corpos de prova e prismas para determinar as propriedades dos concretos utilizados, conforme apresentado na Figura 3.2.

Figura 3.2 – Programação de concretagem dos pilares, corpos de prova e prismas de concreto



Fonte: Elaborada pelo autor.

3.1 Dispositivos e equipamentos

No Quadro 3.2 são apresentados os dispositivos e equipamentos utilizados nos ensaios, enquanto o Quadro 3.3 apresenta as velocidades de cada ensaio realizado.

Quadro 3.2 – Dispositivos e equipamentos empregados nos ensaios

Equipamento	Tipo	Finalidade	Marca
Máquina de ensaios servo-hidráulica	Modelo 8506 (Capacidade: 2500 kN)	Aplicação de força de compressão nos pilares	INSTRON
Máquina de ensaios servo-hidráulica	Modelo 300 HVL (Capacidade: 1500 kN)	Obtenção das curvas tensão vs. deformação, ensaio de tração nas barras de aço e de flexão dos prismas	INSTRON
Sistema de aquisição de dados	System 5000	Coleta e gravação dos dados	MEASUREMENTS GROUP
Extensômetros elétricos de resistência (Uniaxiais)	KFG-5-120-C1-11	Medir deformações na alma do perfil e nas armaduras	KYOWA
	Aço: PA-06-250BA-120-L Concreto: PA-06-800BA-120-L	Medir deformações nas mesas do perfil de aço e nas faces do concreto	EXCEL
Transdutores de deslocamento	-	Medir deslocamentos	KYOWA
Máquina hidráulica elétrica	Autotest 2000	Ensaio compressão e tração diametral	ELE Internacional
Sonelastic®	-	Determ. do módulo de elasticidade do concreto	ATCP Engenharia Física

Fonte: Elaborado pelo autor.

Quadro 3.3 – Velocidades de ensaio

Ensaio		Velocidade de ensaio
Obtenção de curvas Tensão vs. Deformação		0,005 mm/s
Ensaio de tração – Barras de aço		0,02 mm/s até a deformação de 1,8%
		0,2 mm/s até ruptura
Prismas	Sem fibras	0,0005 mm/s
	Com fibras	0,05 mm/min até CMOD = 0,1 mm
		0,2 mm/min até CMOD = 4,0 mm
Pilares		0,005 mm/s

Fonte: Elaborado pelo autor.

A seguir são apresentados os resultados da caracterização dos materiais empregados no estudo experimental.

3.2 Caracterização dos materiais

Os ensaios realizados para determinação das propriedades do agregado natural e do ARC estão apresentados no Quadro 3.4. Com exceção do ensaio de determinação da composição dos agregados, descrito na ABNT NBR 15116 (2021), todos os demais ensaios foram realizados para ambos os agregados.

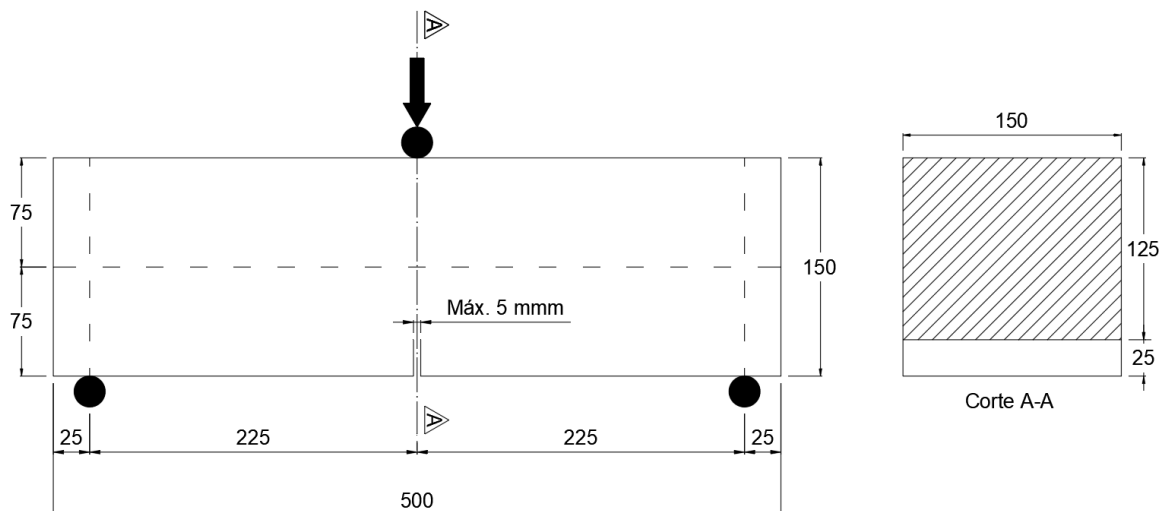
Quadro 3.4 – Ensaio realizados para determinação das propriedades do agregado

Ensaio realizado	Norma de referência
Determinação da composição granulométrica	ABNT NBR NM 248 (2003)
Determinação da densidade e absorção de água	ABNT NBR 16916 (2021) – miúdo ABNT NBR 16917 (2021) – graúdo
Determinação da massa unitária	ABNT NBR 16972 (2021)
Ensaio de composição	ABNT NBR 15116 (2021) – apenas para ARC

Fonte: Elaborado pelo autor.

Os ensaios de flexão tiveram por objetivo caracterizar os concretos utilizados na produção dos pilares. Foram realizados ensaios de flexão em prismas e foram seguidas as prescrições da ABNT NBR 16940 (2021), que estabelece o método de ensaio para determinação das resistências à tração na flexão em concretos reforçados com fibras, havendo um esquema da geometria dos prismas na Figura 3.3.

Figura 3.3 – Geometria dos prismas a serem ensaiados



Fonte: Adaptada da ABNT NBR 16940 (2021).

Importante observar que, em função dos dispositivos de ensaio do laboratório se restringirem à dimensão padrão dos prismas, não foi possível seguir a prescrição da ABNT NBR 16940 (2021) em relação ao comprimento, que por sua vez deveria estar entre 550 e 700 mm. Foram adotadas as mesmas dimensões para os corpos de prova sem fibras, a partir do qual será determinada a energia de fratura do compósito.

Além da caracterização do concreto, o aço do perfil e das armaduras também tiveram suas resistências determinadas por meio de ensaios de tração. A seguir são apresentados os resultados da caracterização individual de cada material.

3.2.1 Cimento

Foi empregado na produção dos concretos envolvidos nesse estudo o cimento do tipo CPV-ARI da LafargeHolcim®. Na ausência de ensaios próprios, foi considerada a massa específica de 3,16 g/cm³ empregada por Gerin (2020) com base na determinação do Grupo de Estudos em Sustentabilidade e Ecoeficiência em Construção Civil e Urbana (GESEC) do Laboratório de Materiais e Componentes da UFSCar.

3.2.2 Agregado miúdo

Para caracterização do agregado miúdo foram realizados os ensaios de determinação da composição granulométrica, densidade, massa unitária e absorção de água. A Tabela 3.1 apresenta a composição granulométrica obtida de acordo com a ABNT NBR NM 248 (2003).

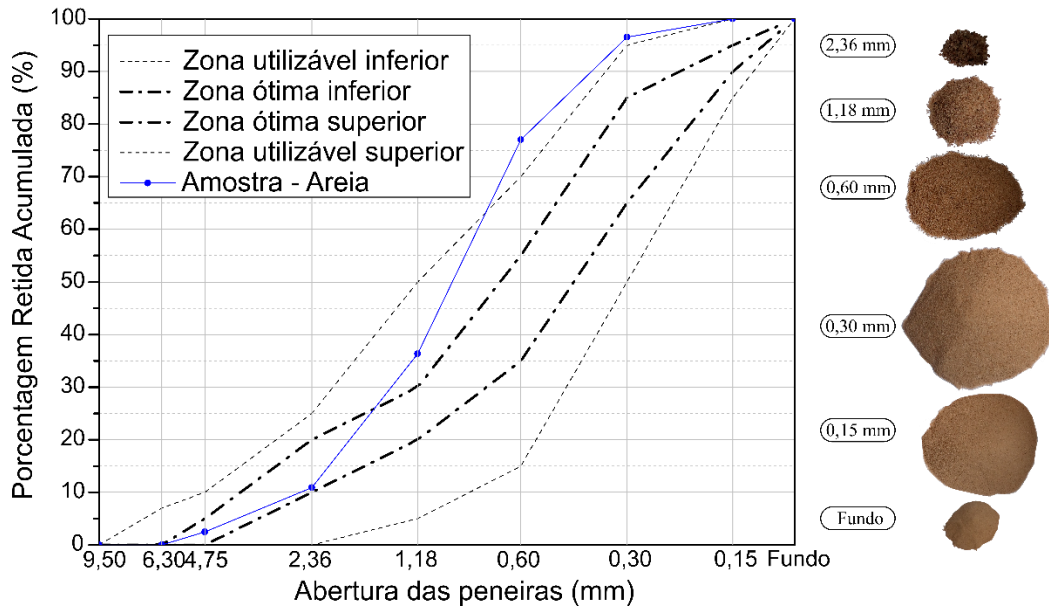
Tabela 3.1 – Composição granulométrica do agregado miúdo

Abertura da peneira (mm)	Porcentagem Retida (%)	Porc. Retida Acumulada (%)
4,75	0	0
2,36	2	2
1,18	9	11
0,6	25	36
0,3	41	77
0,15	19	96
Fundo	4	100
Dimensão máxima característica (mm)		2,36
Módulo de finura		2,23

Fonte: Elaborada pelo autor.

Na Figura 3.4 é apresentada a curva de distribuição granulométrica e a comparação com os limites estabelecidos na ABNT NBR 7211 (2009).

Figura 3.4 – Curva granulométrica do agregado miúdo e limites de distribuição segundo ABNT NBR 7211 (2009)



Fonte: Elaborada pelo autor.

O Tabela 3.2 apresenta as demais propriedades determinadas para o agregado miúdo.

Tabela 3.2 - Propriedades determinadas para o agregado miúdo

Propriedade		Resultados
Densidade	g/cm ³	2,53
Massa unitária (estado solto)	kg/m ³	1545
Massa unitária (material compactado)	kg/m ³	1708
Absorção de água	%	0,2
Dimensão máxima característica	mm	2,36
Módulo de finura	-	2,23

Fonte: Elaborada pelo autor.

A seguir é apresentada a caracterização dos agregados graúdos.

3.2.3 Agregado graúdo: natural e reciclado

Para caracterização dos agregados graúdos natural e reciclado foram realizados os ensaios de determinação da composição granulométrica, densidade, massa unitária e absorção

de água. Em particular, para o agregado reciclado também foi realizado o ensaio de composição de acordo com a ABNT NBR 15116 (2021). O Quadro 3.5 apresenta os limites estabelecidos pela ABNT NBR 15116 (2021) que permitem diferenciar os agregados reciclados nas três classificações propostas no código.

Quadro 3.5– Limites estabelecidos para a classificação do agregado reciclado

Parâmetro	Ensaio	Limite	
Materiais indesejáveis (G ₄)	Ensaio de composição – ANBT NBR 15116 (2021)	< 1%	
Teor de cerâmica vermelha ou branca não polida (G ₃)*		ARCO	0%
		ARCI	< 10%
		ARM	< 40%
Absorção de água	Absorção de água – ABNT NBR 16917 (2021)	ARCO	< 7%
		ARCI/ARM	< 12%
* Diferente dos demais, estes limites são apresentados na norma como sugeridos			

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 15116 (2021).

Na Tabela 3.3 são apresentados os resultados do ensaio de composição. Considerando apenas os limites sugeridos para o teor de cerâmica apresentados na ABNT NBR 15116 (2021) é possível classificar o agregado analisado como agregado de resíduo cimentício (ARCI). Na prática, o uso do agregado analisado como agregado reciclado total não atenderia o limite do teor de materiais indesejáveis, que tiveram uma porcentagem superior ao 1% estabelecido na norma.

Tabela 3.3 – Resultado do ensaio de composição do agregado reciclado

Grupo	Massa (g)	Teor (%)
G ₁ Fragmentos de pasta de cimento endurecida	2000,0	25,82%
G ₂ Fragmentos constituídos por rochas	5386,0	69,77%
G ₃ Fragmentos de cerâmica vermelha	234,0	3,03%
G ₄ Fragmentos de materiais indesejáveis	127,4	1,65%
Total	7747,4	100,00%
Classificação do agregado	Agregado de resíduo cimentício (ARCI)	

Fonte: Elaborada pelo autor.

Na Tabela 3.4 estão dispostos os resultados da determinação da composição granulométrica para os agregados graúdos empregados de acordo com a ABNT NBR NM 248

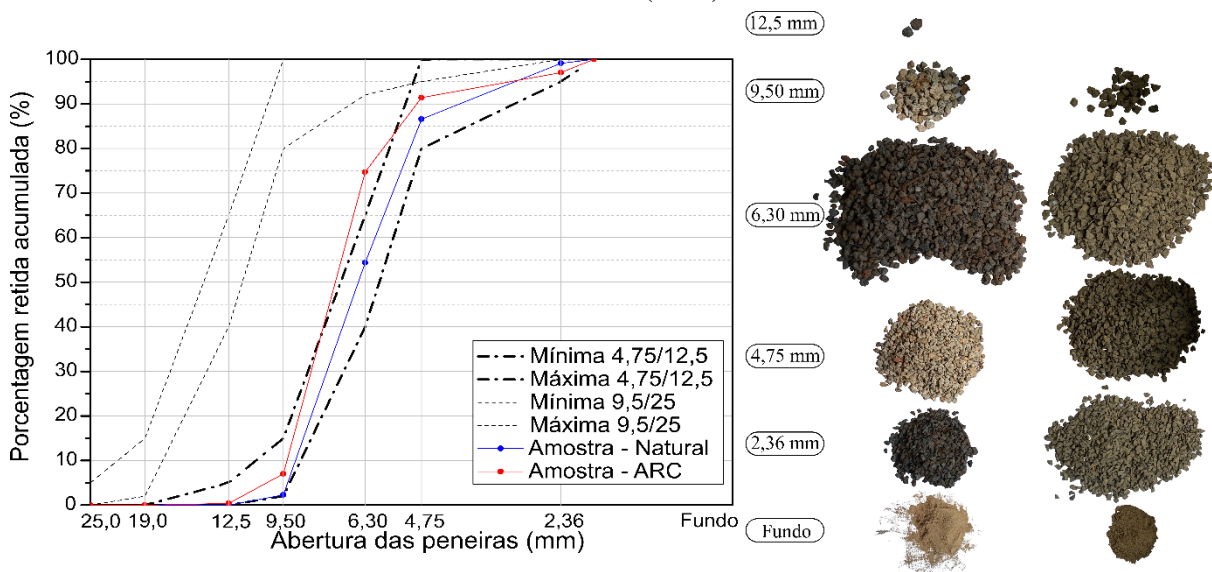
(2003). Na Figura 3.5 estão apresentadas as curvas de distribuição granulométrica para os agregados graúdos e essas são comparadas com os limites da ABNT NBR 7211 (2009).

Tabela 3.4 – Composição dos agregados graúdos empregados

Abertura da peneira (mm)	Agregado Natural		ARCI	
	Porcentagem Retida (%)	Porc. Retida Acumulada (%)	Porcentagem Retida (%)	Porc. Retida Acumulada (%)
12,5	0	0	0	0
9,50	2	2	7	7
6,30	52	54	67	74
4,75	32	87	17	91
2,36	12	99	6	97
Fundo	1	100,0	3	100
Dimensão máxima característica (mm)	9,50		12,50	
Módulo de finura	2,42		2,70	

Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 3.5 – Curva granulométrica dos agregados graúdos e limites de distribuição segundo ABNT NBR 7211 (2009)



Fonte: Elaborada pelo autor.

Na Tabela 3.5 dispõem-se as propriedades determinadas para ambos agregados graúdos empregados. É possível verificar que a densidade do agregado reciclado é cerca de 20% inferior à do natural enquanto a absorção de água é aproximadamente 218% superior. Considerando o critério de absorção de água, o agregado reciclado estudado atende aos requisitos estabelecidos para a classe do ARCI, sendo inferior a 12%.

Tabela 3.5 – Propriedades determinadas para os agregados graúdos natural e reciclado

Propriedade		Resultados	
		Natural	ARCI
Densidade	g/cm ³	2,83	2,26
Massa unitária (estado solto)	kg/m ³	1540	1269
Massa unitária (material compactado)	kg/m ³	1600	1326
Absorção de água	%	2,02	6,43
Dimensão máxima característica	mm	9,5	12,5
Módulo de finura	-	2,42	2,70

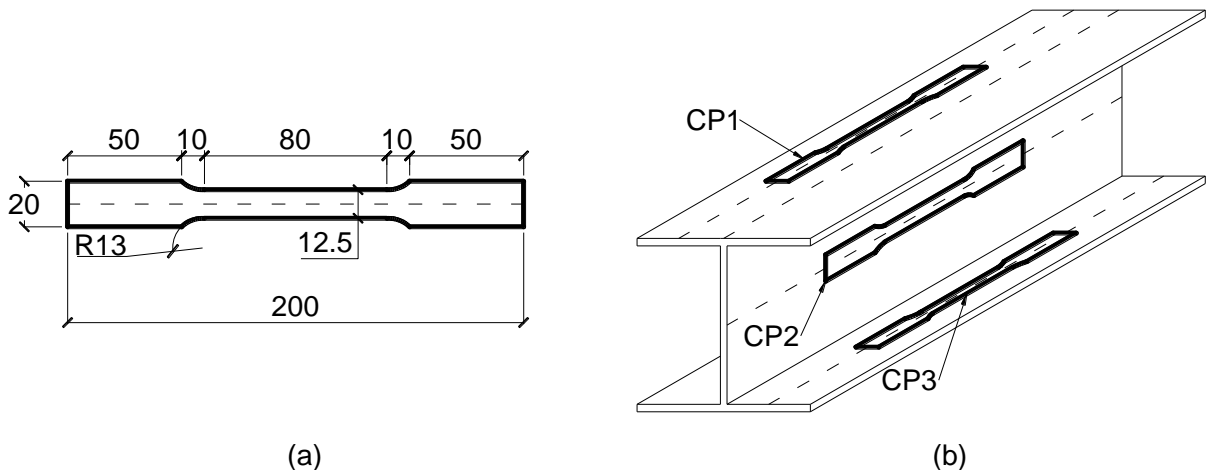
Fonte: Elaborada pelo autor.

A seguir são apresentados os resultados obtidos nos ensaios de tração dos corpos de prova retirados do perfil de aço.

3.2.4 Aço do perfil

Foram extraídos três corpos de prova (conforme Figura 3.6) do perfil de aço, tendo sido obtido um exemplar da alma e um exemplar de cada mesa.

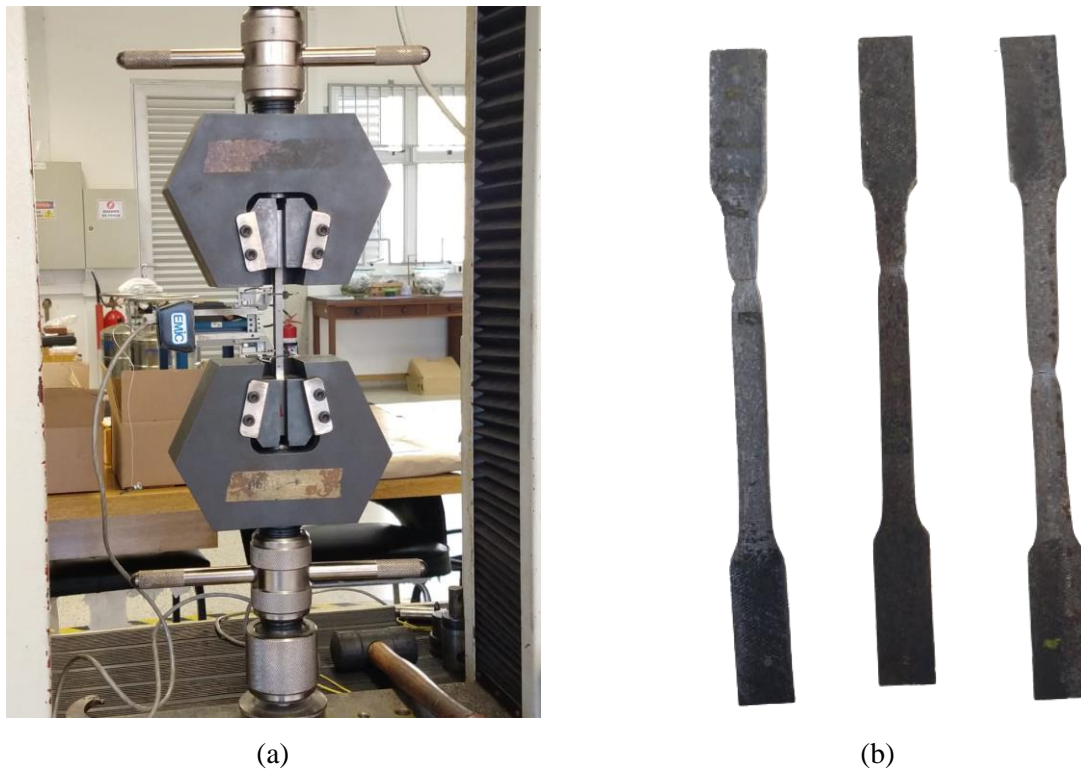
Figura 3.6 – Ensaio de tração para o aço do perfil: (a) dimensões dos corpos de prova extraídos do perfil e (b) pontos de extração dos corpos de prova



Fonte: Elaborada pelo autor.

Na Figura 3.7 é mostrado o esquema de ensaio e os corpos de prova após a ruptura, tendo sido seguidas as prescrições da ABNT NBR ISO 6892-1 (2013). A Tabela 3.6 apresenta as propriedades determinadas para o perfil de aço.

Figura 3.7 – Esquema de ensaio (a) e corpos de prova após ensaio (b)



Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela 3.6 – Propriedades do perfil de aço

Corpo de prova	Resistência ao escoamento	Resistência última
1	393,5	516,3
2	370,9	476,7
3	368,6	492,9
Média	377,7	495,3

Fonte: Elaborada pelo autor.

A seguir é apresentada a caracterização do aço das armaduras.

3.2.5 Aço das armaduras

Os ensaios de tração em barras de aço para determinação da resistência ao escoamento e resistência última foram executados com amostras de 100 cm de comprimento. Os ensaios

seguiram as recomendações da ABNT NBR ISO 6892-1 (2013). Os resultados estão apresentados na Tabela 3.7.

Tabela 3.7 – Resistência ao escoamento das barras de aço

Amostra	Resistência ao escoamento	
	ϕ 5,0 mm	ϕ 6,3 mm
1	593,2	600,7
2	597,8	588,9
Média	595,5	594,8

Fonte: Elaborada pelo autor.

A seguir são apresentados resultados do estudo preliminar do concreto.

3.3 Dosagem

O traço do concreto empregado nesse estudo se baseou no elaborado por Pereira (2017) e também nas modificações aplicadas por Gerin (2020). No caso dos concretos com adição de fibras, fibras metálicas Wirand FS8 0,75x25mm ($l_f/d_f = 25/0,75 = 33,33$) com ganchos nas extremidades foram empregadas no volume de 1,60%. É interessante observar que foi considerada a compatibilidade da dimensão do agregado e o comprimento das fibras, devendo o comprimento da fibra ser igual ou o superior ao dobro da dimensão máxima do agregado.

A produção dos concretos com ARC foi feita mediante a correção da massa de agregado graúdo empregado de acordo com a Equação (3.1). Essa correção foi empregada pois, de acordo com Leite (2001), dado que a massa específica do ARC é inferior à do agregado natural, a simples substituição em massa levaria a um maior volume de ARC, elevando a demanda de água e cimento para produzir misturas equivalentes, tanto em consistência quanto em resistência mecânica.

$$M_{ARC} = M_{NAT} \frac{\gamma_{ARC}}{\gamma_{NAT}} \quad (3.1)$$

A Tabela 3.8 apresenta os traços em massa empregados no estudo preliminar e também na concretagem definitiva. Na produção dos concretos, os agregados foram utilizados na condição seca ao ar. A correção do consumo de cimento, feita em função das massas específicas dos materiais empregados, foi feita por meio da Equação (3.2). A nomenclatura para os concretos com agregados naturais foi NAC (*natural aggregate concrete*) e para os concretos com agregados reciclados foi RAC (*recycled aggregate concrete*).

$$C = \frac{1000}{\frac{1}{\gamma_{\text{cimento}}} + \frac{a}{\gamma_{\text{areia}}} + \frac{b}{\gamma_{\text{brita}}} + \frac{r}{\gamma_{\text{reciclado}}} + a/c} \quad (3.2)$$

Tabela 3.8 – Traços em massa empregados na produção dos concretos

Composição	NAC	RAC30	RAC50	RAC100
Cimento CPV-ARI	1,00	1,00	1,00	1,00
Areia média	2,42	2,42	2,42	2,42
Brita 0	2,58	1,81	1,29	0,00
Agregado reciclado	0,00	0,62	1,03	2,06
a/c	0,68	0,68	0,68	0,68
Consumo de cimento	349,10	349,10	349,10	349,10

OBS: Relação empregada no ajuste dos traços foi de $\gamma_{\text{ARC}}/\gamma_{\text{NAT}} = 0,7986$.

Fonte: Elaborada pelo autor.

O processo de mistura empregado foi o proposto por Tam, Gao e Tao (2005), conforme representado na Figura 3.8. Não foi adotado o procedimento de pré-molhagem, comumente utilizado para compensar a queda da trabalhabilidade em função do uso de agregados com maior absorção água, em decorrência do aumento da relação a/c e conseqüente queda da resistência do concreto. Isso foi possível dada a alta relação a/c do traço escolhido, o que permitiu que ainda se alcançasse níveis satisfatórios de trabalhabilidade.

Figura 3.8 – Método de mistura adotado para as concretagens



Fonte: Elaborada pelo autor.

Com os traços ajustados, foi realizada a etapa do estudo preliminar, cujos resultados estão apresentados a seguir.

3.4 Concreto: estudo preliminar

O estudo preliminar teve por objetivo avaliar principalmente a resistência à compressão e trabalhabilidade dos concretos produzidos com diferentes teores de agregado reciclado. Na Figura 3.9 são mostrados os materiais empregados em cada mistura. No total, 36 corpos de prova foram moldados para determinação das propriedades mecânicas dos concretos produzidos.

Para cada traço sem fibras, 3 corpos-de-prova (CP's) cilíndricos (100 x 200 mm) foram utilizados para obter a resistência à compressão e outros 3 foram empregados na determinação da resistência à tração por compressão diametral. Nos concretos com fibras, apenas 3 CP's foram moldados para determinação da resistência à compressão. Antes da ruptura dos CP's, os mesmos foram utilizados para obtenção do módulo de elasticidade dinâmico por meio do método das frequências naturais de vibração (ABNT NBR 8522-2, 2021) utilizando o *software* Sonelastic®. Sendo esse um ensaio não-destrutivo, esse método permitiu que os CP's fossem aproveitados para a determinação das propriedades de interesse.

Figura 3.9 – Materiais empregados no estudo preliminar



Fonte: Elaborada pelo autor.

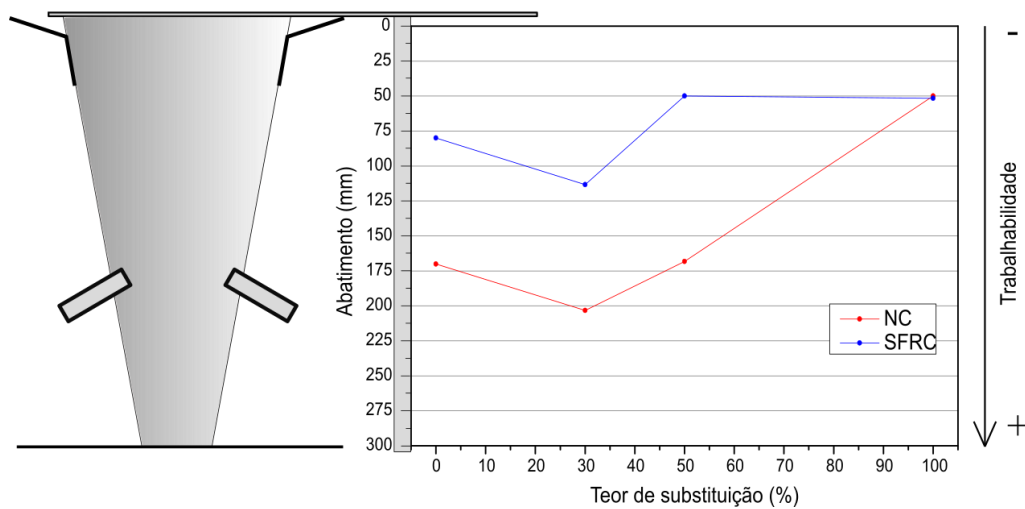
Os resultados da caracterização dos concretos preparados nessa etapa estão apresentados na Tabela 3.9. É possível perceber que, de modo geral, as propriedades do concreto foram penalizadas com a adição do agregado reciclado. As exceções estão na trabalhabilidade com a substituição de 30% tanto no concreto sem quanto no com fibras, que aumentou em relação aos concretos com agregados naturais. A representação gráfica do impacto na trabalhabilidade está apresentada na Figura 3.10.

Tabela 3.9 – Trabalhabilidade e propriedades mecânicas (28 dias) dos concretos produzidos na etapa do estudo preliminar

Traço	Abatimento (mm)	Resistência à compressão (MPa)	Resistência à tração (MPa)	Módulo de elasticidade dinâmico (GPa)
NAC	170,0	35,62	2,70	38,49
RAC30	203,3 (+19,58%)	33,39 (-6,26%)	2,52 (-6,67%)	36,94 (-4,03%)
RAC50	168,3 (-1,00%)	34,04 (-4,43%)	2,39 (-11,48%)	34,95 (-9,19%)
RAC100	50,0 (-70,59%)	32,13 (-9,80%)	1,85 (-31,48%)	31,95 (-16,99%)
SFRC	80,0	36,88	-	39,50
SFRRAC30	113,3 (+41,63%)	33,35 (-9,57%)	-	36,29 (-8,13%)
SFRRAC50	50,0 (-37,50%)	33,65 (-8,76%)	-	34,76 (-12,00%)
SFRRAC100	51,6 (-35,50%)	31,02 (-15,89%)	-	32,09 (-18,76%)

Fonte: Elaborada pelo autor.

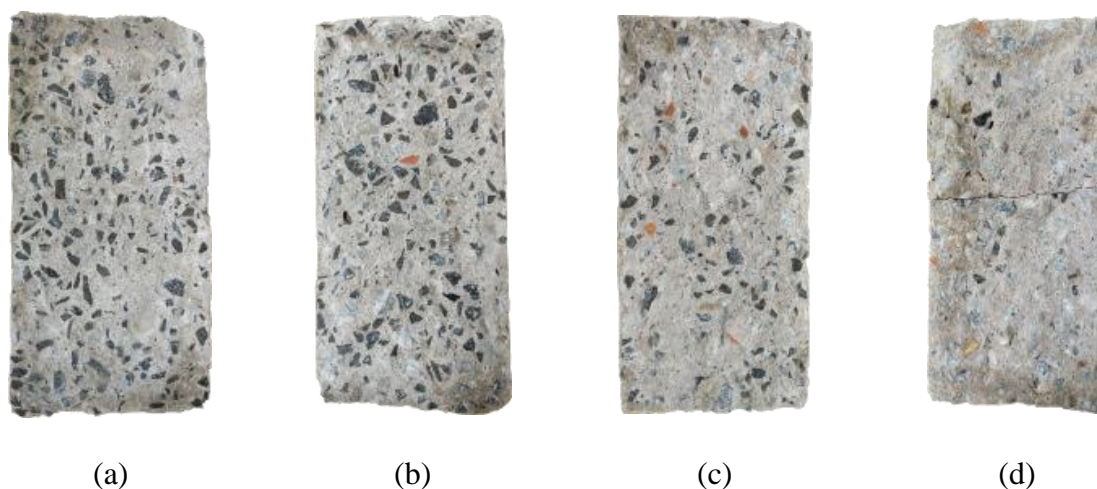
Figura 3.10 – Variação da trabalhabilidade de acordo com o teor de substituição para os concretos com fibras e sem fibras



Fonte: Elaborada pelo autor.

A Figura 3.11 apresenta as seções de ruptura dos corpos de prova rompidos à tração por compressão diametral. É possível notar uma diminuição clara da quantidade de rochas basálticas com o aumento do teor de substituição e crescimento da quantidade de rochas graníticas, cerâmica e resíduos indesejáveis (madeira, asfalto, vidro, etc.). O aumento das duas últimas parcelas pode explicar a queda nas propriedades mecânicas do concreto em função de sua menor resistência.

Figura 3.11 – Seção de ruptura dos concretos com (a) agregado natural, (b) 30% de substituição, (c) 50% de substituição, (d) 100% de substituição



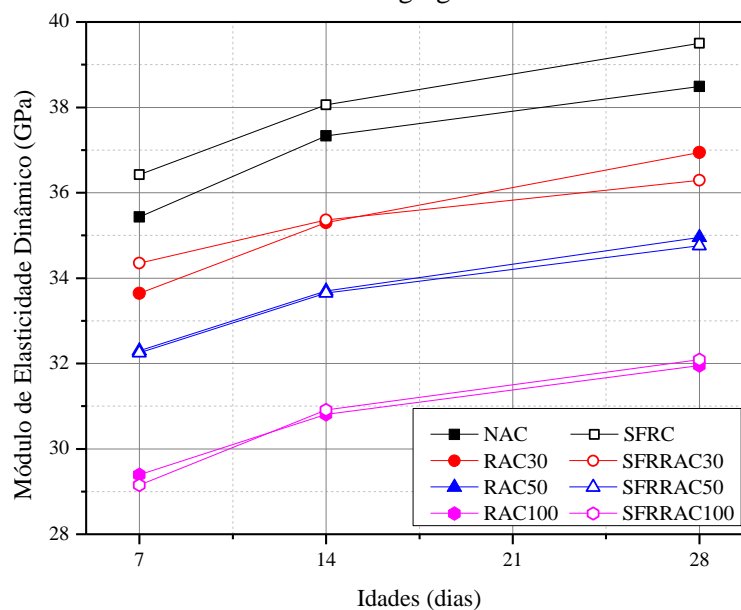
Fonte: Elaborada pelo autor.

A variação do módulo de elasticidade dinâmico foi determinada utilizando o equipamento Sonelastic® para diferentes idades e de acordo com o teor de substituição de agregado reciclado está representada graficamente na Figura 3.12. É esperado que haja um pequeno aumento do módulo de elasticidade do concreto reforçado com fibras de aço em função do maior módulo da própria fibra. No entanto, esse comportamento foi observado consistentemente ao longo do tempo apenas no concreto com agregados naturais, enquanto para os agregados com ARC não houve uma tendência bem definida, embora os valores tendam a ser similares. Isso pode estar relacionado à maior porosidade do agregado reciclado, o que interfere na propagação das ondas através do material.

O impacto do aumento do teor de substituição no módulo de elasticidade dinâmico do concreto fica claro na Figura 3.12, havendo queda de 16,99% e 18,76% para 100% de substituição nos concretos sem e com fibras, respectivamente. Essa observação é condizente com o registrado na literatura.

Os valores experimentais foram avaliados por meio da análise de variâncias (ANOVA), tendo sido verificada a normalidade das distribuições por meio do teste de Shapiro-Wilk. Com exceção dos resultados para o concreto SFRRAC50, em todos os demais casos foi verificada adequabilidade dos resultados à distribuição normal. Excluindo os resultados do concreto SFRRAC50, foi verificada a homogeneidade das variâncias das amostras por meio do teste de Levene e, portanto, foi possível aplicar a ANOVA para comparar as médias das amostras. Os resultados para o teste Tukey para os concretos com 28 dias indicaram que há diferença significativa entre todas as médias, com exceção de quando a comparação é feita entre os traços sem e com fibras (entre RAC30 e SFRRAC30, por exemplo). Isso revela que o tratamento aplicado, ou seja, a substituição do agregado natural por ARC teve impacto no módulo de elasticidade dinâmico do concreto, enquanto a inclusão das fibras não teve.

Figura 3.12 – Evolução do módulo de elasticidade dinâmico ao longo do tempo para concretos com diferentes teores de agregado reciclado

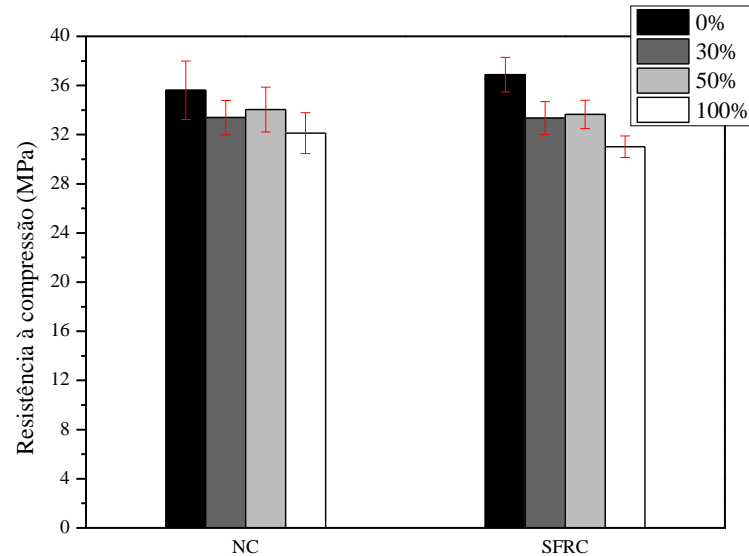


Fonte: Elaborada pelo autor.

Na Figura 3.13 é apresentada a representação gráfica dos resultados para a resistência à compressão no estudo preliminar. As variações da resistência em função do teor de substituição foram similares entre os concretos com e sem fibras, havendo queda não-proporcional da resistência em função do teor de substituição. A ANOVA foi aplicada aos resultados e, por meio dos testes de Shapiro-Wilk e de Levene, foram verificadas a normalidade dos resultados e homogeneidade das variâncias das amostras. A aplicação do teste Tukey não indicou variação significativa da resistência à compressão, não sendo possível afirmar se há efeito da variação

do teor de substituição a partir das amostras analisadas. Todavia, por inspeção visual da Figura 3.13 fica clara a tendência de redução dessa propriedade conforme o teor de ARC cresce.

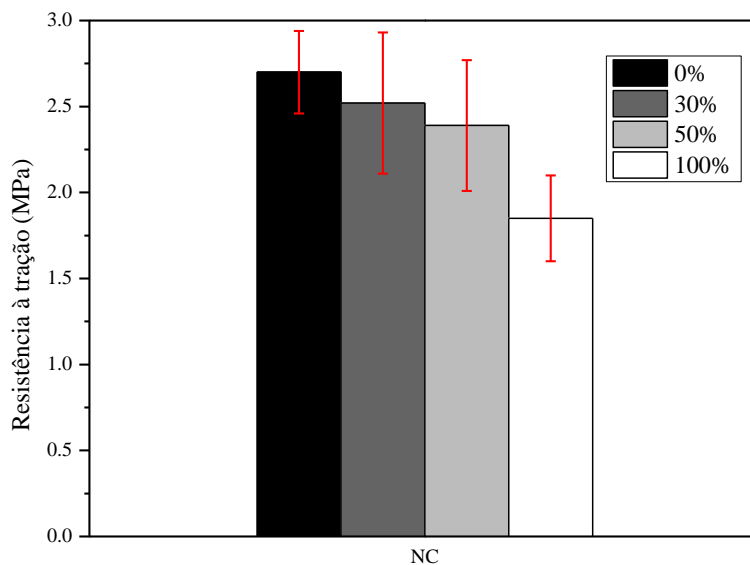
Figura 3.13 – Variação da resistência à compressão dos concretos no estudo preliminar



Fonte: Elaborada pelo autor.

A variação da resistência à tração é ilustrada na Figura 3.14. Foi aplicada a ANOVA aos resultados, tendo sido verificada a normalidade dos valores determinados experimentalmente pelo teste de Shapiro-Wilk e a homogeneidade das variâncias das amostras pelo teste de Levene, com exceção para o NAC (em que a normalidade foi assumida nas análises) que possuía apenas 2 valores determinados (o mínimo necessário para o teste de Shapiro-Wilk são 3 valores). Assim como observado por Butler, West e Tighe (2013), Carneiro *et al.* (2014) e Gerin, Sales e De Nardin (2020), a análise estatística dos resultados obtidos por meio do teste Tukey indicou que não há variação estatisticamente significativa da resistência à tração em função do teor de substituição. No entanto, a Figura 3.14 apresenta uma tendência clara de queda da resistência com o aumento do teor, o que pode indicar que uma análise com um maior número de corpos de prova seria necessária para determinar o efeito do agregado reciclado nessa propriedade.

Figura 3.14 – Variação da resistência à tração do concreto sem fibras no estudo preliminar



Fonte: Elaborada pelo autor.

Os resultados dessa análise foram determinantes para a escolha do teor de substituição para a concretagem dos PMPR. Os resultados individuais para cada corpo de prova podem ser conferidos no Apêndice B. A seguir é apresentada a análise do concreto definitivo empregado nas concretagens finais.

3.5 Concreto: estudo definitivo

Os resultados do estudo preliminar possibilitaram definir o teor de substituição a ser adotado para a confecção dos pilares. A decisão do teor de substituição se deu pelos seguintes fatores:

- Limite normativo: a ABNT NBR 15116 (2021) limita o teor de substituição a 20% em massa da quantidade total dos agregados. Considerando o traço escolhido, o teor de 30% corresponde a 12,78% da quantidade total dos agregados, o que atende o limite normativo. Em comparação, os teores de substituição de 50% e 100% correspondem, respectivamente, a 21,73% e 45,98%;
- Propriedades mecânicas: o estudo preliminar revelou que, com 30% de substituição, as variações da resistência à compressão, da resistência à tração e do módulo de elasticidade dinâmico não foram superiores a 10% tanto para o concreto com quanto para o sem fibras;

- **Trabalhabilidade:** outro fator determinante na escolha do teor foi a queda brusca na trabalhabilidade do concreto com fibras com 50% e 100% de substituição, o que dificultaria a concretagem dos pilares.

Com o teor de substituição definido, foi possível seguir adiante com o programa experimental e realizar a concretagem dos pilares e prismas. A Figura 3.10 apresenta os resultados obtidos para a trabalhabilidade e propriedades mecânicas dos concretos produzidos. Com o objetivo de enriquecer a análise, foram incluídos os resultados para o concreto com 50% de substituição produzido em outro estudo que ocorreu simultânea e conjuntamente com este, sendo este estudo desenvolvido por Oliveira (2022). Os métodos, materiais e os dias de concretagem são compartilhados entre os dois estudos.

Assim como no estudo preliminar, é possível perceber que a adição dos ARC tem efeito negativo nas propriedades mecânicas do concreto e na sua trabalhabilidade no estado fresco, embora novamente tenha sido observada uma leve melhora na trabalhabilidade para o teor de 30%. A Figura 3.15 ilustra a variação da trabalhabilidade, sendo claro o impacto causado pela adição das fibras.

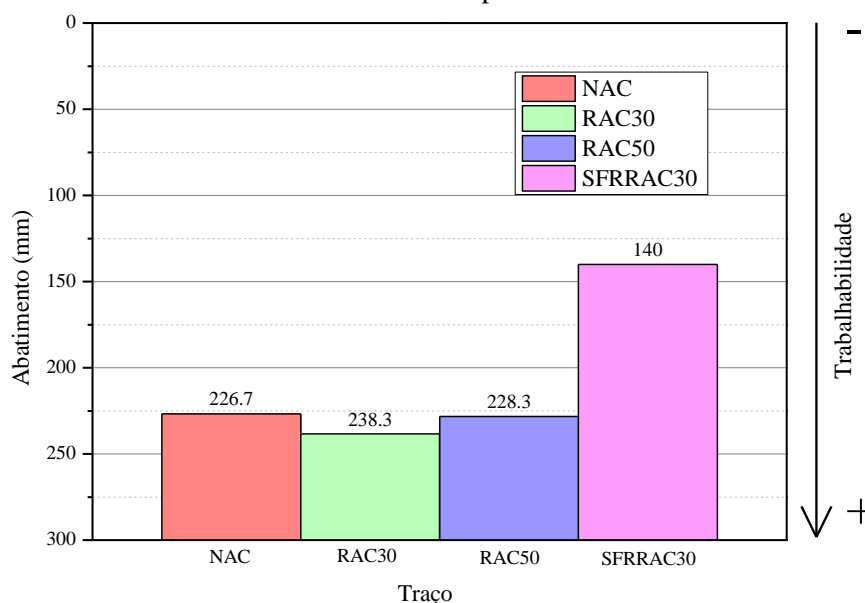
Tabela 3.10 - Trabalhabilidade e propriedades mecânicas (28 dias) dos concretos produzidos na etapa final

Traço	Abatimento (mm)	Resistência à compressão (MPa)	Resistência à tração (MPa)	Módulo de elasticidade dinâmico (GPa)
NAC	226,7	39,09	3,36	34,51
RAC30	238,3 (+5,12%)	36,73 (-6,04%)	3,11 (-7,44%)	32,76 (-5,07%)
RAC50	228,3 (+0,71%)	35,92 (-8,11%)	2,89 (-13,99%)	30,76 (-10,87%)
SFRRAC30	140,0 (-38,24%)	34,72 (-11,18%)	4,28 (+27,38)	31,38 (-9,07%)

Fonte: Elaborada pelo autor.

Novamente houve queda do módulo de elasticidade dinâmico do concreto. A ANOVA foi aplicada aos resultados experimentais, tendo sido verificadas a normalidade e homogeneidade das variâncias por meio dos testes de Shapiro-Wilk e de Levene, respectivamente. Assim como no estudo preliminar, a análise do teste Tukey revelou que há variação significativa das médias das determinações do módulo de elasticidade dinâmico em todos os casos, com exceção na comparação entre o SFRRAC30 e RAC50. Essa é uma tendência diferente da observada no estudo preliminar, em que a adição das fibras não provocou mudança significativa nesta propriedade.

Figura 3.15 – Abatimento de tronco de cone para os concretos do estudo definitivo



Fonte: Elaborada pelo autor.

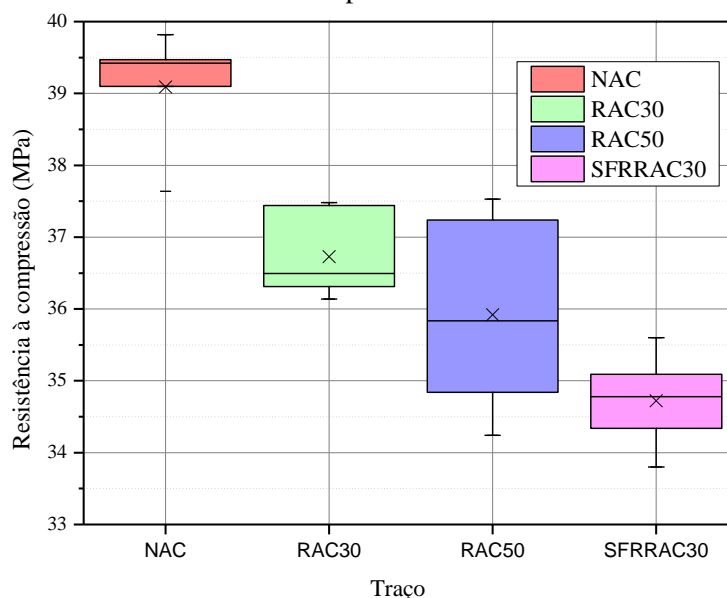
Na Figura 3.16 são apresentados os resultados para a resistência à compressão para os diferentes traços analisados. O traço com 50% de substituição apresentou a maior variação nas resistências, sendo observado ainda que as distribuições para o NAC e RAC30 possuem maior assimetria (identificada pela diferença entre a média e a mediana). Há uma clara tendência de queda da resistência à compressão com o aumento do teor de substituição, corroborando com observado no estudo preliminar.

Os resultados para as resistências à tração dos concretos analisados estão ilustrados na Figura 3.17. Ao contrário do que ocorreu na resistência à compressão, a menor variação neste caso foi para a substituição de 50%, enquanto os demais traços tiveram dispersões semelhantes. Assim como observado no estudo preliminar, há uma tendência de queda na resistência à tração com o aumento do teor de agregado reciclado.

A ANOVA foi novamente utilizada na análise dos resultados, tendo sido excluídas as determinações para o concreto RAC50 por não atender à condição da homogeneidade das variâncias quando analisado juntos às demais amostras. Nos demais casos as condições para a aplicação da ANOVA foram atendidas. A análise do teste Tukey para os resultados do estudo definitivo indicou que há diferença significativa entre as médias do NAC para os demais concretos e entre RAC30 e o SFRRAC30. Isso indica que o tratamento aplicado, que no primeiro caso é a substituição do agregado natural pelo reciclado e no segundo é a adição de fibra no volume de 1,6%, provocaram alterações nas médias da propriedade analisada. Ainda

que não tenha atendido às condições necessárias para a ANOVA, por inspeção visual da Figura 3.16 é possível notar a tendência de maior redução da resistência à compressão ao aumentar o teor de substituição para 50%.

Figura 3.16 – Resistências à compressão dos concretos do estudo definitivo



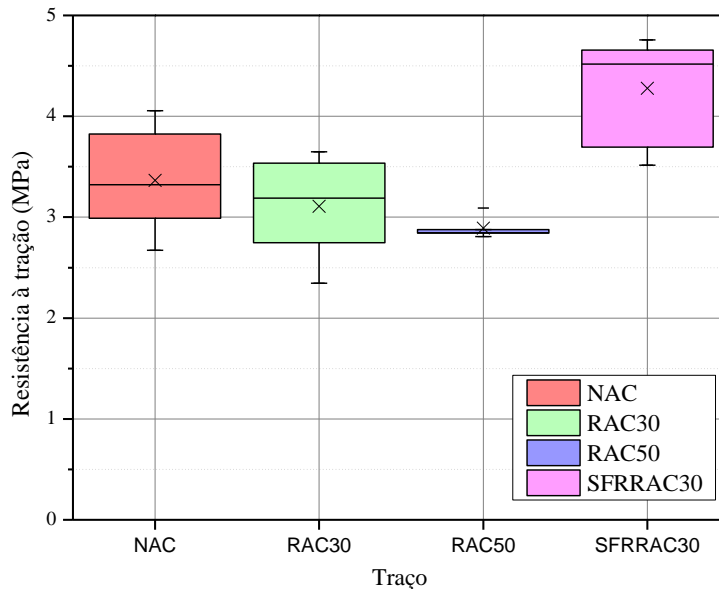
Fonte: Elaborada pelo autor.

A redução da resistência à compressão ao empregar o ARC foi reportada por diversos autores conforme pode ser percebido pelo Quadro 2.5, enquanto a redução ao acrescentar as fibras ao concreto pode estar relacionada com uma distribuição não uniforme e ineficiente das fibras ou aos vazios que surgem em função do alto volume usado na produção do concreto. A adição das fibras de aço ao concreto pode afetar negativamente a resistência à compressão pois acaba adicionando vazios à matriz do concreto. O efeito positivo ou negativo das fibras na resistência à compressão dependerá da capacidade das fibras em agir como pontes de tensão e da quantidade de vazios criado em razão sua adição ao concreto (RAMESH; MIRZA; KANG, 2019). Impactos negativos nas propriedades mecânicas do concreto com fibras em função de distribuições não uniformes para elevados teores de fibras foram reportados por Ramesh, Mirza e Kang (2019) e Nataraja, Dhang e Gupta (1999).

Assim como para a resistência à compressão, os dados para o concreto com 50% de substituição foram retirados da ANOVA para a resistência à tração por não atender ao critério de homogeneidade dos resultados. Os demais critérios foram atendidos para os concretos restantes. No caso da resistência à tração, o teste Tukey novamente apontou que o tratamento aplicado, ou seja, a substituição do agregado natural pelo reciclado, não levou à diferença

significativa entre as médias. No entanto, novamente se observa Figura 3.17 uma tendência de queda dessa propriedade com o aumento do teor. Um estudo com um maior número de corpos de prova poderia ajudar a compreender melhor o efeito do agregado reciclado nessa propriedade.

Figura 3.17 – Resistências à tração dos concretos do estudo definitivo



Fonte: Elaborada pelo autor.

As energias de fratura obtidas por meio do ensaio de flexão em três pontos (Figura 3.18) para os concretos sem fibras estão apresentadas na Tabela 3.11. Os valores foram calculados pela Equação (3.3), proposta nas recomendações da RILEM 50-FCM (1985).

$$G_f = \frac{W_0 + (m_1 + m_2)g\delta_0}{A_{lig}}, m_1 = m \frac{l_p}{L_p} \quad (3.3)$$

Em que:

- G_f é a energia de fratura do concreto;
- W_0 Área contida abaixo do gráfico Força x Deslocamento proveniente do ensaio de prisma;
- m_1 é a massa do corpo de prova entre os apoios;
- m_2 é a massa dos dispositivos que acompanham o corpo de prova durante o corpo de prova e que não está acoplado ao atuador;

- g é a aceleração da gravidade;
- δ_0 é o deslocamento ao final do ensaio;
- A_{lig} é a área acima do entalhe;
- l_p é o vão entre apoios;
- L_p é comprimento total do corpo de prova.

Figura 3.18 – Esquema de ensaio de flexão de prismas



Fonte: Elaborada pelo autor.

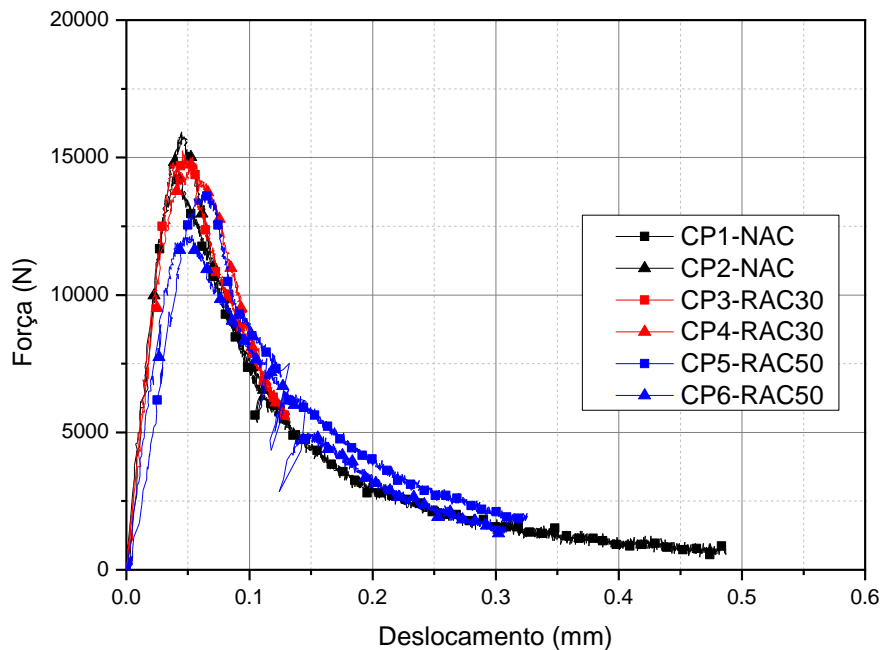
Tabela 3.11 – Energia de fratura do concreto sem fibras

Traço	CP	W_0	m	δ_0	a	G_f
		N/mm	kg	mm	mm	N/mm
NAC	CP1	1871	27,00	0,486	24,34	0,1054
	CP2	1247	26,95	0,1325	24,69	0,0680
RAC30	CP3	1264	26,50	0,1328	24,32	0,0687
	CP4	1254	26,45	0,1264	22,86	0,0673
RAC50	CP5	1814	26,10	0,326	24,17	0,1001
	CP6	1637	26,25	0,3075	24,33	0,0906

Fonte: Elaborada pelo autor.

As curvas Força vs. Deslocamento para os ensaios de flexão dos prismas estão apresentadas na Figura 3.19. As curvas para o NAC e RAC30 são muito similares, embora ambos os prismas com 30% tenham rompido precocemente comparado aos demais. Já nos prismas com 50% de substituição, há uma queda na rigidez em ambos os exemplares, evidenciando a maior deformabilidade do concreto com o aumento do teor de substituição.

Figura 3.19 – Curvas Força vs. Deslocamento para os prismas sem fibras



Fonte: Elaborada pelo autor.

Os ensaios de flexão em 3 pontos de prismas para os corpos de prova com fibras permitiram obter o limite de proporcionalidade e as resistências residuais do concreto com fibras, estando os valores determinados apresentados na Tabela 3.12. As curvas Força vs. CMOD estão ilustradas na Figura 3.20.

Tabela 3.12 – Limite de proporcionalidade e resistências residuais obtidas pelo ensaio de flexão em 3 pontos

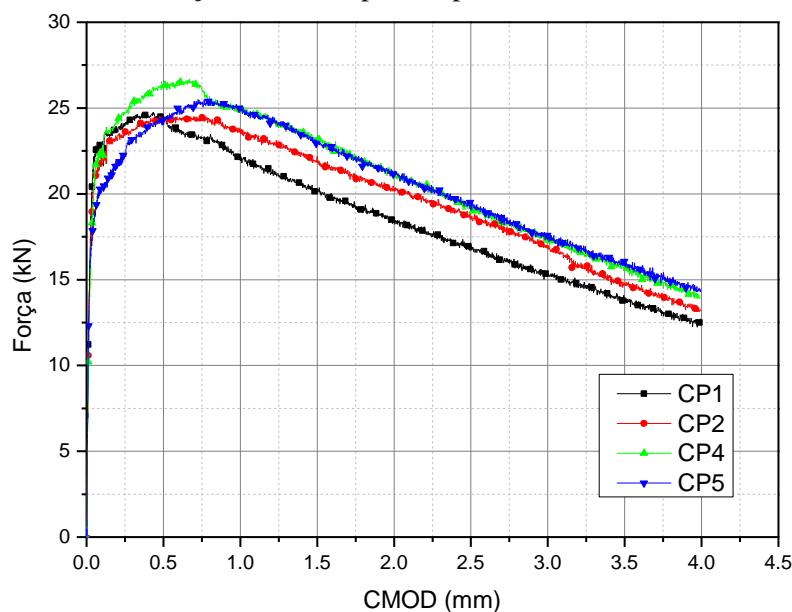
CP	LOP	$f_{R,1}$	$f_{R,2}$	$f_{R,3}$	$f_{R,4}$
	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa
1	6,39	7,06	5,83	4,85	3,97
2	5,85	6,88	6,29	5,28	4,16
3	5,79	7,42	6,44	5,44	4,39
4	5,30	6,91	6,59	5,44	4,54
Média	5,83	7,07	6,29	5,25	4,27
Desvio padrão	0,45	0,25	0,33	0,28	0,25
Valor Característico	5,09	6,66	5,74	4,79	3,85

Fonte: Elaborada pelo autor.

Além dos ensaios supracitados, também foram obtidas as curvas Tensão vs. Deformação (Figura 3.21) dos concretos estudados. Não foi possível observar nas curvas uma tendência clara tanto antes quanto depois do pico ao se variar o teor de substituição, o que eventualmente

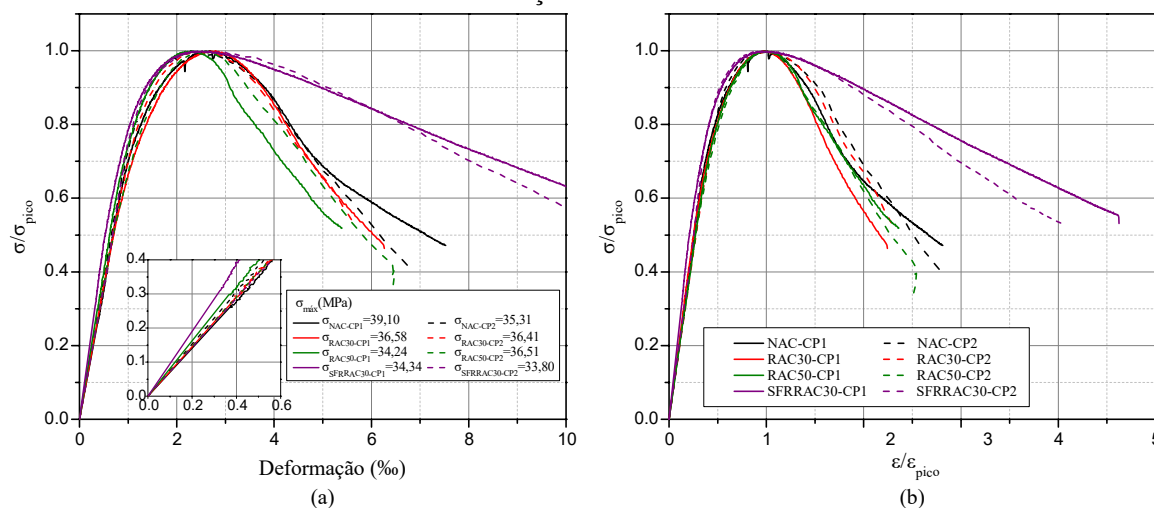
poderia ser observado na realização de um maior número de determinações. Já no caso das fibras, há uma grande mudança do comportamento no pós-pico, havendo uma quantidade muito superior de energia dispersada para ruptura do concreto.

Figura 3.20 – Curva Força vs. CMOD para os prismas com fibras e 30% de substituição



Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 3.21 – Curvas Tensão vs. Deformação (a) com tensão normalizada e (b) com tensão e deformação normalizadas



Fonte: Elaborada pelo autor.

A seguir serão apresentados os resultados experimentais dos ensaios de PMPR.

3.6 Pilares mistos parcialmente revestidos

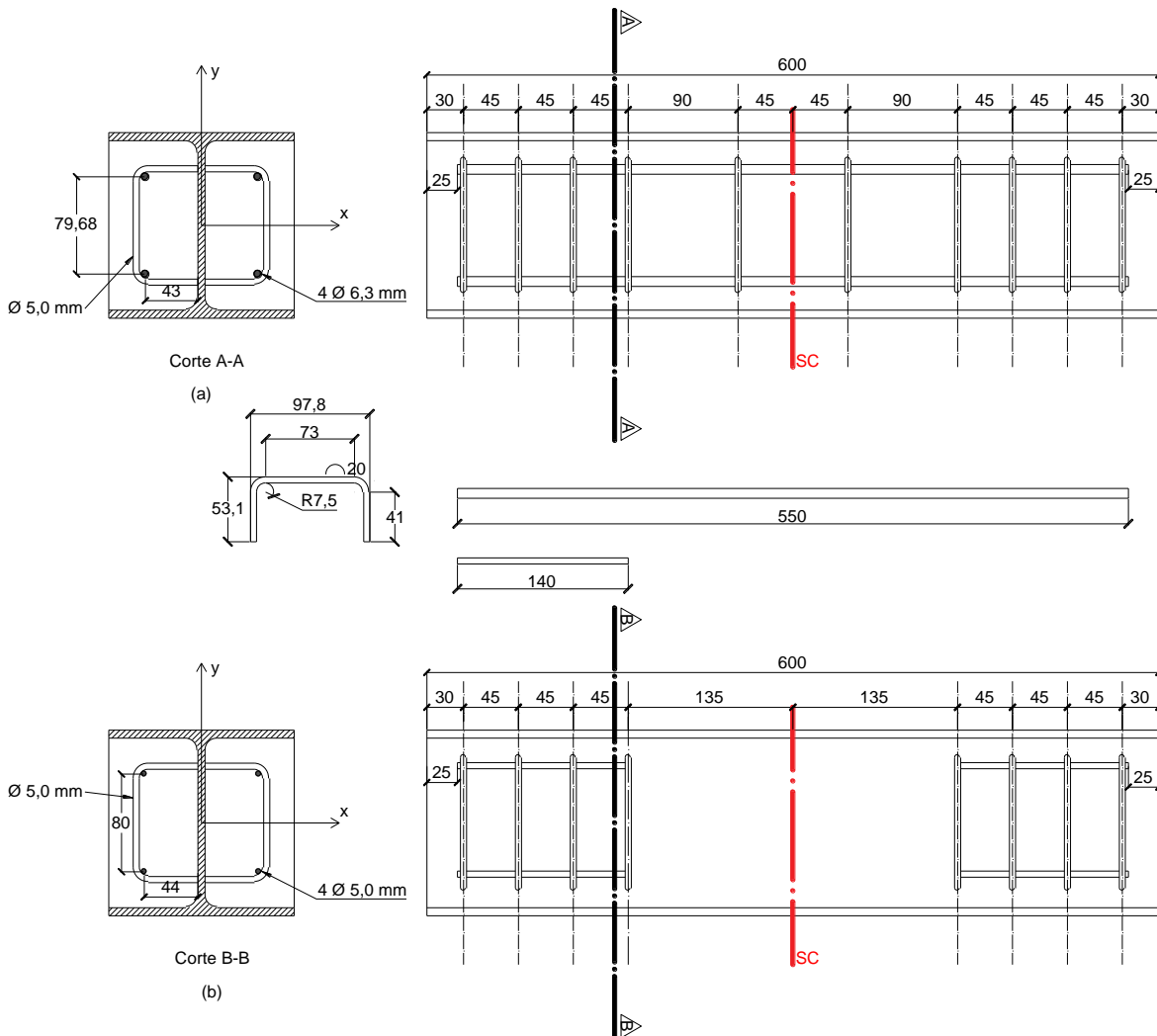
Neste item serão apresentados o processo de confecção dos pilares e os resultados experimentais obtidos nos ensaios de compressão centrada e excêntrica. Os resultados dos

ensaios dos pilares foram avaliados quanto à força máxima, momento máximo, encurtamento médio, deslocamentos laterais e deformações dos materiais.

3.6.1 Descrição da configuração dos exemplares e do ensaio

Os detalhes de cada tipo de exemplar, tomando como base o estudo de Pereira (2017), estão apresentados na Figura 3.22. Os exemplares possuem comprimento de 600 mm, havendo uma descrição das demais características de cada exemplar no Quadro 3.6.

Figura 3.22 – Detalhes dos exemplares com reforço convencional (a) e concreto com fibras (b)



Fonte: Elaborada pelo autor.

Na Figura 3.23 são apresentadas as posições dos transdutores de deslocamento utilizados durante o ensaio dos pilares. A mesma configuração foi empregada para os exemplares com carregamento centrado e excêntrico, sendo medidos o encurtamento do

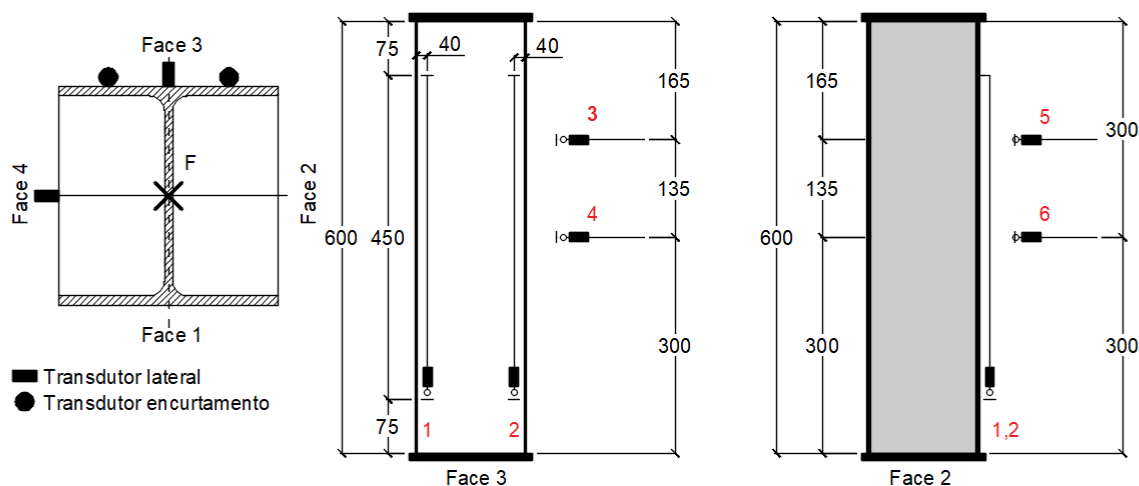
exemplar e os deslocamentos laterais em cada direção. Para medir o encurtamento foram utilizados dois transdutores com curso máximo de 25 mm e precisão de 0,001 mm, enquanto para os deslocamentos laterais foram empregados transdutores com curso máximo de 50 mm e sensibilidade de 0,01 mm.

Quadro 3.6– Exemplos a serem ensaiados durante o programa experimental

Exemplar	Eixo de flexão	Excentricidade	Tipo de reforço	Tipo de agregado graúdo
E01	-	0	Convencional	Natural
E02	-	0	Convencional	Reciclado
E03	-	0	Fibras de aço	Reciclado
E04	y	25	Convencional	Natural
E05	y	25	Convencional	Reciclado
E06	y	25	Fibras de aço	Reciclado

Fonte: Elaborado pelo autor.

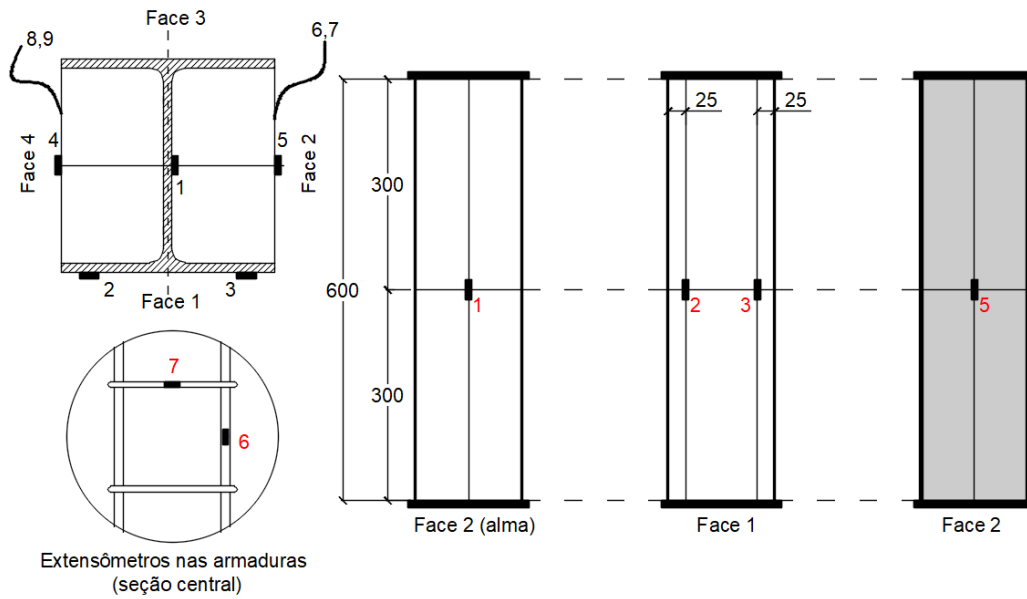
Figura 3.23 – Configuração dos transdutores de deslocamentos laterais e de encurtamento



Fonte: Elaborada pelo autor.

Na Figura 3.24 estão apresentadas as posições dos extensômetros posicionados no perfil de aço e nas faces do concreto. Em particular, apenas os exemplares com armadura convencional tiveram extensômetros posicionados em uma barra longitudinal e uma transversal para ambos os lados dos pilares, conforme detalhe da Figura 3.24.

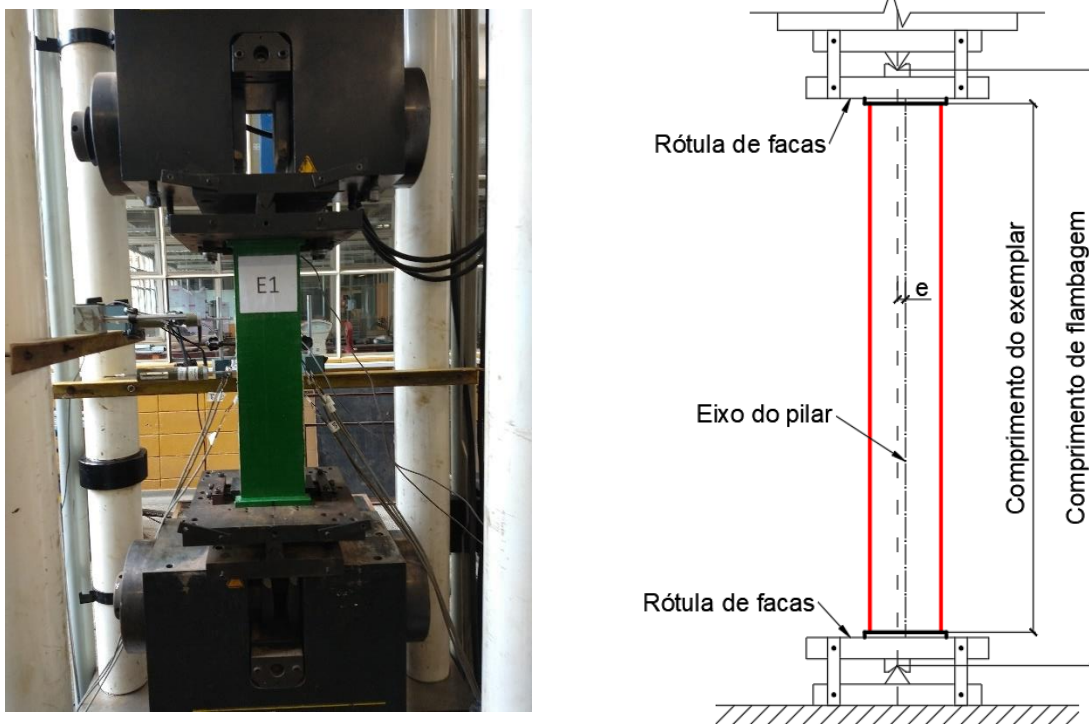
Figura 3.24 – Disposição dos extensômetros



Fonte: Elaborada pelo autor.

O esquema do ensaio dos pilares, também baseado na proposta de Pereira (2017), está apresentado na Figura 3.25. Como condições de vinculação, foram usadas rótulas de facas nas duas extremidades do pilar, sendo o pilar centralizado e fixado conforme Figura 3.25.

Figura 3.25 – Esquema de ensaio dos pilares



Fonte: Elaborada pelo autor.

A velocidade de ensaio foi de 0,005 mm/s. É importante atentar ao fato do comprimento de flambagem ser a soma do comprimento do exemplar com as distâncias entre a extremidade do perfil e ponto de aplicação de carga na rótula, tendo sido determinado o valor de 61 mm em cada extremidade (ou seja, o comprimento de flambagem é de 722 mm).

Após a concretagem e cura dos exemplares, os pilares e primas foram ensaiados. A cura dos pilares foi feita durante 7 dias após a concretagem.

3.6.2 Moldagem dos exemplares

As chapas de aço soldadas nas extremidades dos perfis permitiram que a concretagem fosse feita sem o uso de fôrmas. A Figura 3.26 ilustra a disposição dos exemplares para concretagem. No caso dos pilares, o adensamento do concreto foi feito com um vibrador de agulha, conforme Figura 3.27 (a), enquanto nos corpos de prova e prismas foi utilizada uma mesa vibratória (Figura 3.27 – b).

Figura 3.26 – Disposição dos perfis para concretagem

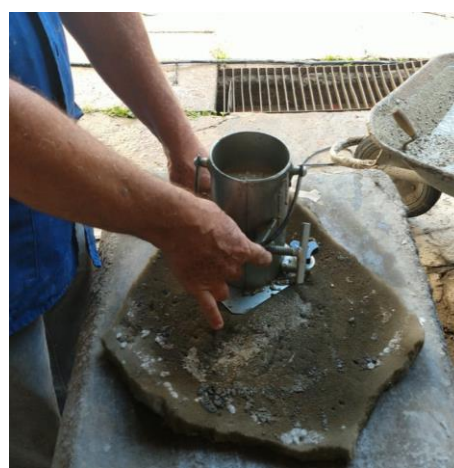


Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 3.27 – Adensamento (a) por vibrador de agulha nos pilares e (b) por mesa vibratória nos corpos de prova de prova



(a)



(b)

Fonte: Elaborada pelo autor.

O intervalo de concretagem entre os lados dos pilares foi de 2 dias. Após a concretagem, plásticos foram colocados no topo dos corpos de prova para prevenir perda excessiva de água e uma lona plástica foi utilizada para cobrir todos os demais elementos concretados (pilares e prismas). Ainda, os pilares e prismas foram cobertos por uma manta geotêxtil que foi regularmente molhada ao longo do dia durante os 7 dias após as concretagens.

3.6.3 Força máxima e momentos fletores

Os valores obtidos para a força máxima dos exemplares estão apresentados na Tabela 3.13. São apresentados também os respectivos momentos máximos calculados com base nas excentricidades aplicadas, sendo somados os valores dos deslocamentos laterais para a força de pico.

Tabela 3.13 – Força máxima e momentos correspondentes dos pilares

Exemplar	$e_{x,i}$	$e_{x,a}$	δ_x^*	δ_y^*	$F_{\text{máx}}$	M_x	M_y	Redução em F^{**}
	mm	mm	mm	mm	kN	kNcm	kNcm	%
E1	0	-5	0,57	0,06	1696,37	100,09	945,56	-
E2	0	5	-1,12	0,30	1697,59	514,37	1038,76	-
E3	0	0	0,27	-0,11	1742,23	186,42	46,52	-
E4	25	0	-2,00	-0,07	1138,14	77,39	3072,98	-32,91%
E5	25	0	-2,09	-0,20	1163,47	228,04	3151,72	-31,46%
E6	25	0	-2,34	-0,12	1083,35	127,84	2961,55	-37,82%

$$M = F(e_i + e_a + \delta_k)$$

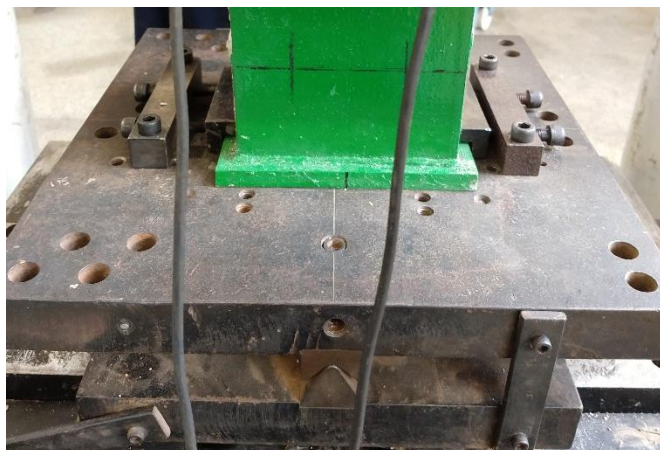
* Para o carregamento máximo

** Em relação aos respectivos exemplares centrados

Fonte: Elaborada pelo autor.

Em alguns casos, conforme pode ser observado pela Figura 3.28, as irregularidades dos pilares geraram excentricidades acidentais que prejudicaram o posicionamento planejado dos exemplares. Os desvios mensurados para os exemplares centrados E1 e E2 tiveram uma média de 5 mm, enquanto o pilar E3 não teve desvios visivelmente significativos. No caso dos exemplares com carregamento excêntrico, também não foram verificados desvios significativos durante o posicionamento.

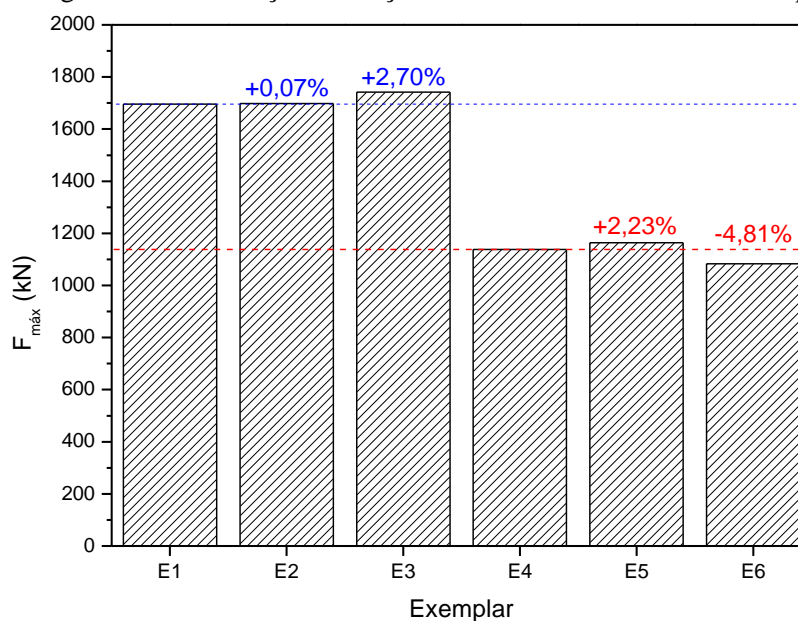
Figura 3.28 – Excentricidade acidental em decorrência de irregularidades no pilar



Fonte: Elaborada pelo autor.

A Figura 3.29 apresenta a variação da força máxima tomando como referência os exemplares com concreto convencional. É possível verificar que há pouca variação desse parâmetro com a substituição de 30% do agregado natural pelo reciclado, sendo o maior desvio observado no exemplar flexo-comprimido. Essa observação é coerente, já que as propriedades do concreto têm maior influência nos exemplares com flexão no eixo de menor inércia. Dessa maneira, é interessante observar que a queda de 6,04% na resistência à compressão do concreto não teve reflexo significativo na resposta dos exemplares E2 e E5.

Figura 3.29 – Variação da força máxima de acordo com os exemplares



Fonte: Elaborada pelo autor.

O estudo desenvolvido por Pereira (2017) observou que há redução da capacidade resistente do elemento ao substituir o concreto com reforço convencional por concreto

reforçado com fibras, sendo este efeito mais evidente no exemplar com carregamento centrado. Isto estaria relacionado com a retirada da armadura, que contribui para a capacidade resistente do elemento, e também à queda da resistência à compressão desse concreto em relação ao de referência (sem fibras). No entanto, esse comportamento não foi observado para o pilar E3, que teve uma capacidade superior aos demais elementos centrados, o que nesse estudo provavelmente está relacionado com as imperfeições iniciais dos pilares E1 e E2 terem resultado em uma excentricidade acidental significativa durante a montagem do ensaio.

3.6.4 Encurtamento médio e deslocamentos laterais

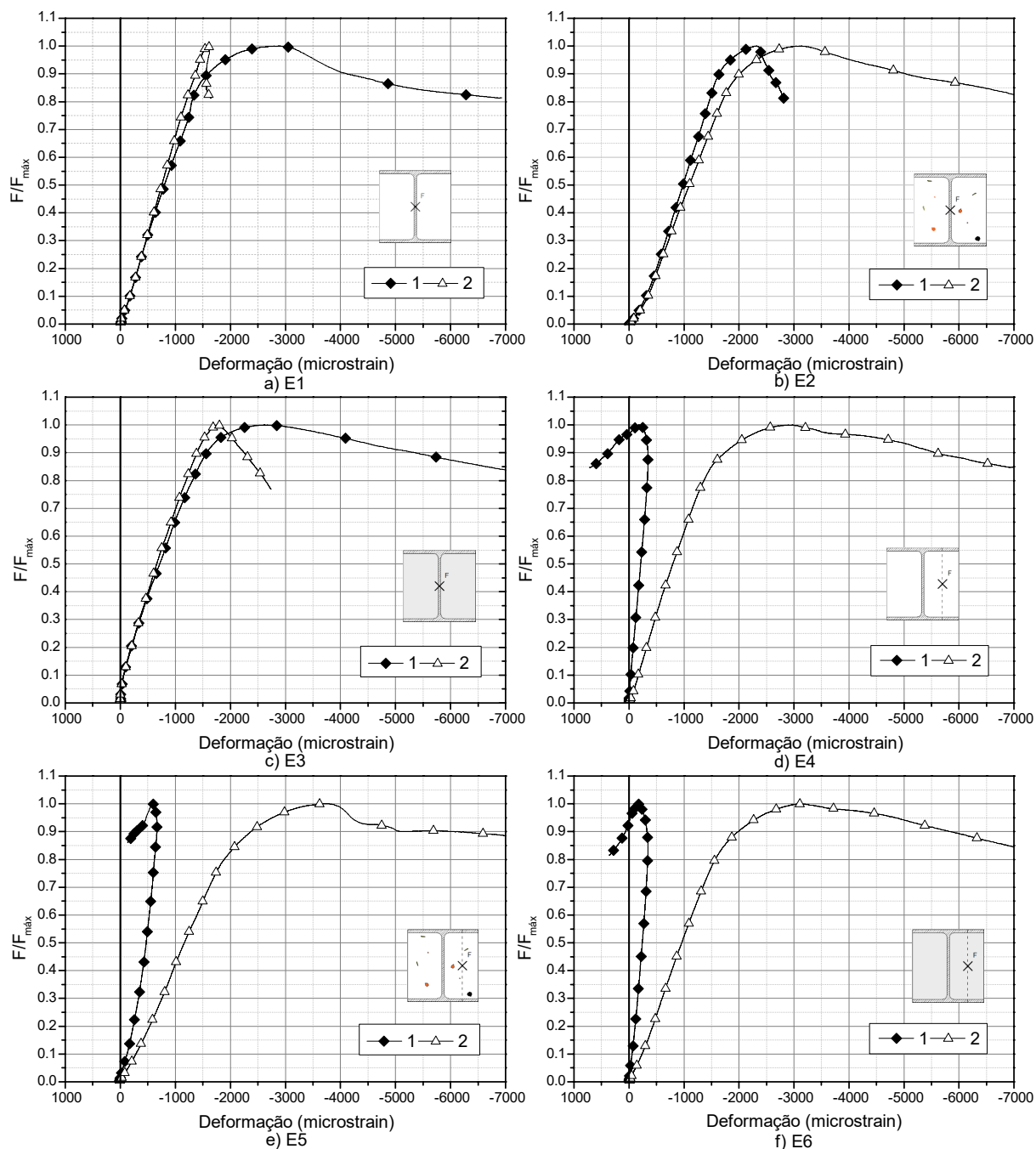
Neste item os pilares são analisados em função da deformação axial e dos deslocamentos laterais ao longo do ensaio. A deformação axial dos pilares foi obtida dividindo as leituras dos transdutores 1 e 2 pela distância entre os pontos de medição, que no caso era de 450 mm. O encurtamento médio, por sua vez, é a média das deformações axiais calculadas para os transdutores.

A Figura 3.30 apresenta a deformação axial para cada transdutor nos 6 exemplares. A diferença de comportamento entre os exemplares centrados e flexo-comprimidos é evidente, havendo um distanciamento entre as medições em ambos os transdutores logo no início do carregamento excêntrico. As deformações axiais calculadas em cada transdutor dos exemplares E1 e E3 são similares até cerca de 60% da carga máxima, o que condiz com o observado por Pereira (2017), enquanto no modelo E2 o distanciamento das leituras começa entre 30% e 40% da força de pico. Isso provavelmente se deve à presença da excentricidade acidental causada pelas imperfeições do modelo, o que levou ao encurtamento superior no transdutor 2.

Os valores de deformação axial nos pilares flexo-comprimidos destoam desde o começo do carregamento em todos os exemplares. Após o pico, o transdutor 1 dos exemplares E4 e E6 alcançaram valores positivos para o encurtamento, sugerindo o surgimento de tensões de tração nos materiais, um comportamento bastante similar ao observado por Pereira (2017).

É interessante observar que a adição dos ARC não provocou mudança no comportamento global dos exemplares. No entanto, é possível perceber que os pilares E2 e E5 atingiram deformações axiais superiores aos respectivos exemplares de referência E1 e E4, o que era esperado em função da queda do módulo de elasticidade do concreto. Essa mudança é mais evidente no exemplar E5 em função da flexo-compressão no eixo de menor inércia, sendo esperada maior influência do concreto nos resultados.

Figura 3.30 – Curvas Força vs. Deformação Axial dos pilares (a) E1, (b) E2, (c) E3, (d) E4, (e) E5 e (f) E6

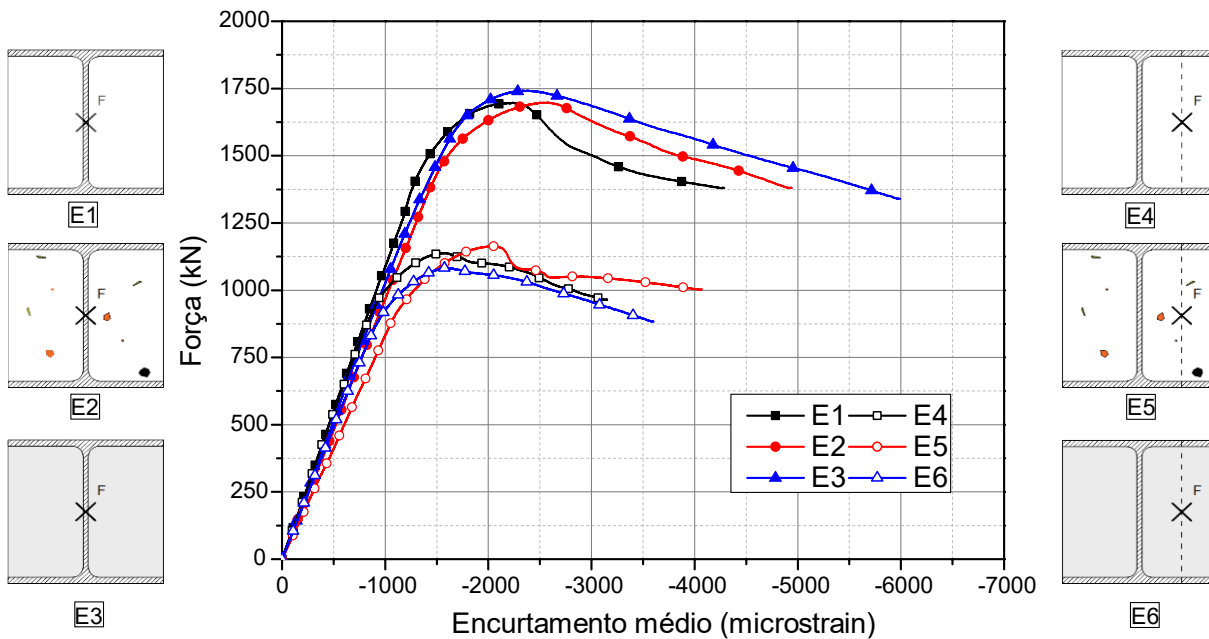


Fonte: Elaborada pelo autor.

As curvas Força vs. Encurtamento médio para os pilares com carregamento centrado e excêntrico estão apresentadas na Figura 3.31. Os modelos tiveram comportamento linear entre 70% e 80% da capacidade máxima. Os exemplares E1 e E3 tiveram deformações de pico entre 2200 μe e 2300 μe , enquanto no pilar E2 o valor foi da ordem de 2500 μe . Esse comportamento

era esperado dada a maior deformabilidade do concreto com ARC, sendo esse fator compensado pela adição das fibras no concreto do pilar E3. No pós-pico, o exemplar com concreto natural teve uma queda brusca da força aplicada em comparação com os demais exemplares centrados, enquanto os pilares E2 e E3 tiveram comportamentos e capacidades residuais similares.

Figura 3.31 – Curvas Força vs. Encurtamento Médio dos modelos ensaiados



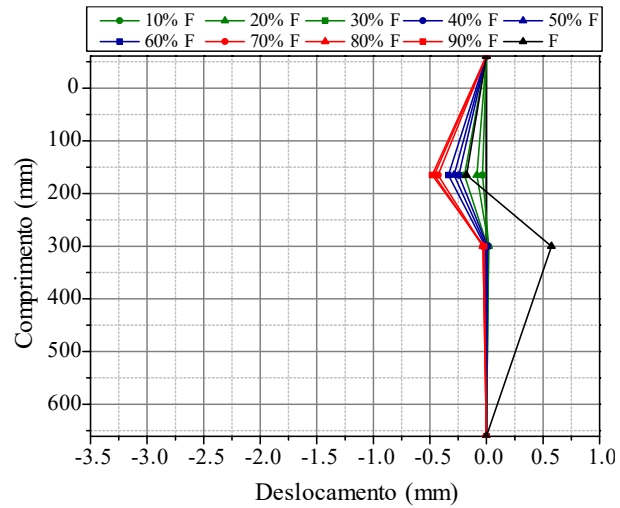
As deformações de pico dos exemplares flexo-comprimidos tiveram comportamento similar, tendo os exemplares E4 e E6 deformações de pico de aproximadamente $1600 \mu\epsilon$, enquanto o pilar E5 chegou a $2050 \mu\epsilon$. A queda brusca no carregamento logo após o pico do exemplar E5 ocorreu em função da ruptura do concreto ilustrada na Figura 3.39 do item 3.6.6.

Em particular, o exemplar E5 apresentou uma rigidez inicial inferior ao seu exemplar correspondente com carregamento centrado, o que não ocorreu nos demais casos. Isso pode ter ocorrido por menor desenvolvimento do módulo de elasticidade do concreto do exemplar, o que provocaria maiores deslocamentos durante o carregamento.

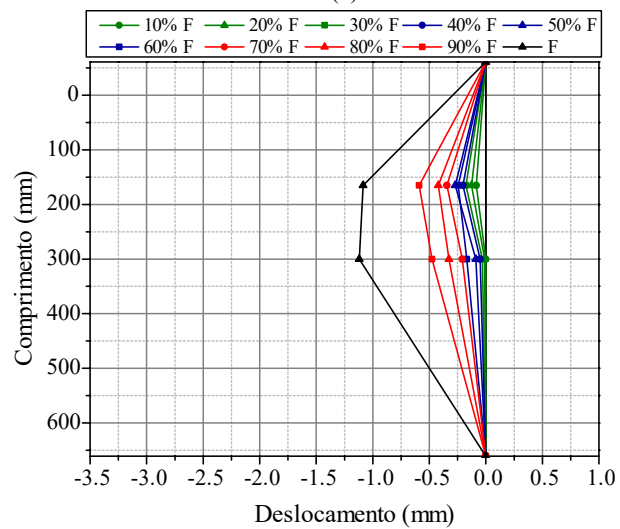
A Figura 3.32 apresenta a evolução dos deslocamentos laterais ao longo do processo de carregamento dos exemplares centrados. Os deslocamentos na seção central para os modelos E1 e E3 foram desprezíveis durante quase todo o ensaio, havendo uma mudança brusca entre 90% e 100% da capacidade máxima. No entanto, na altura de 165 mm a partir do topo do exemplar E1 os deslocamentos se desenvolvem desde o início do ensaio, o que pode estar

relacionado com um desnível da chapa de apoio superior que favoreceria os deslocamentos apenas no topo do exemplar.

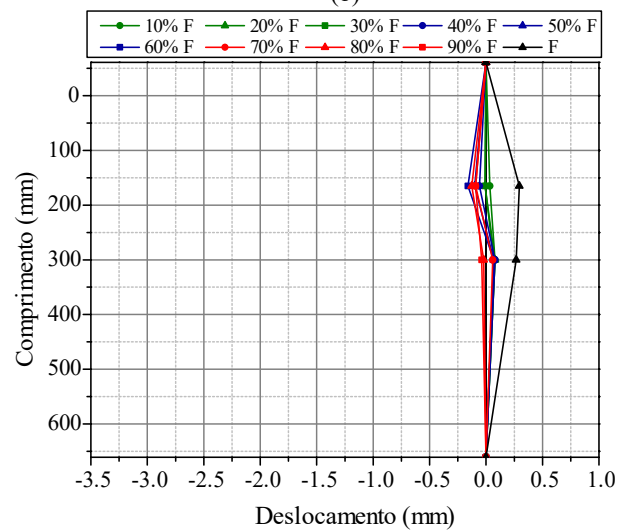
Figura 3.32 – Deslocamentos laterais nos pilares centrados: (a) E1, (b) E2 e (c) E3



(a)



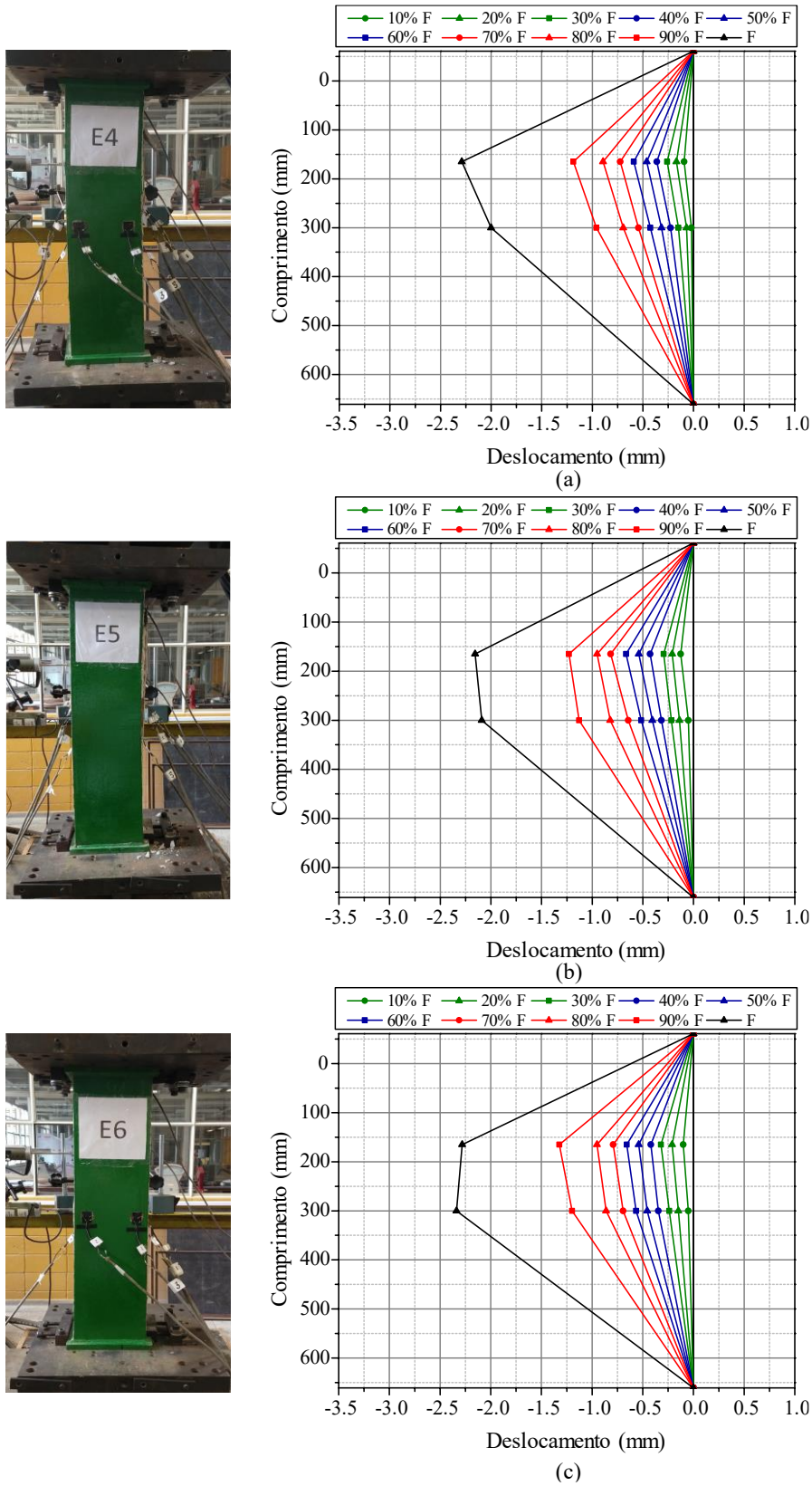
(b)



(c)

Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 3.33 – Deslocamentos laterais para os exemplares flexo-comprimidos: (a) E4, (b) E5 e (c) E6



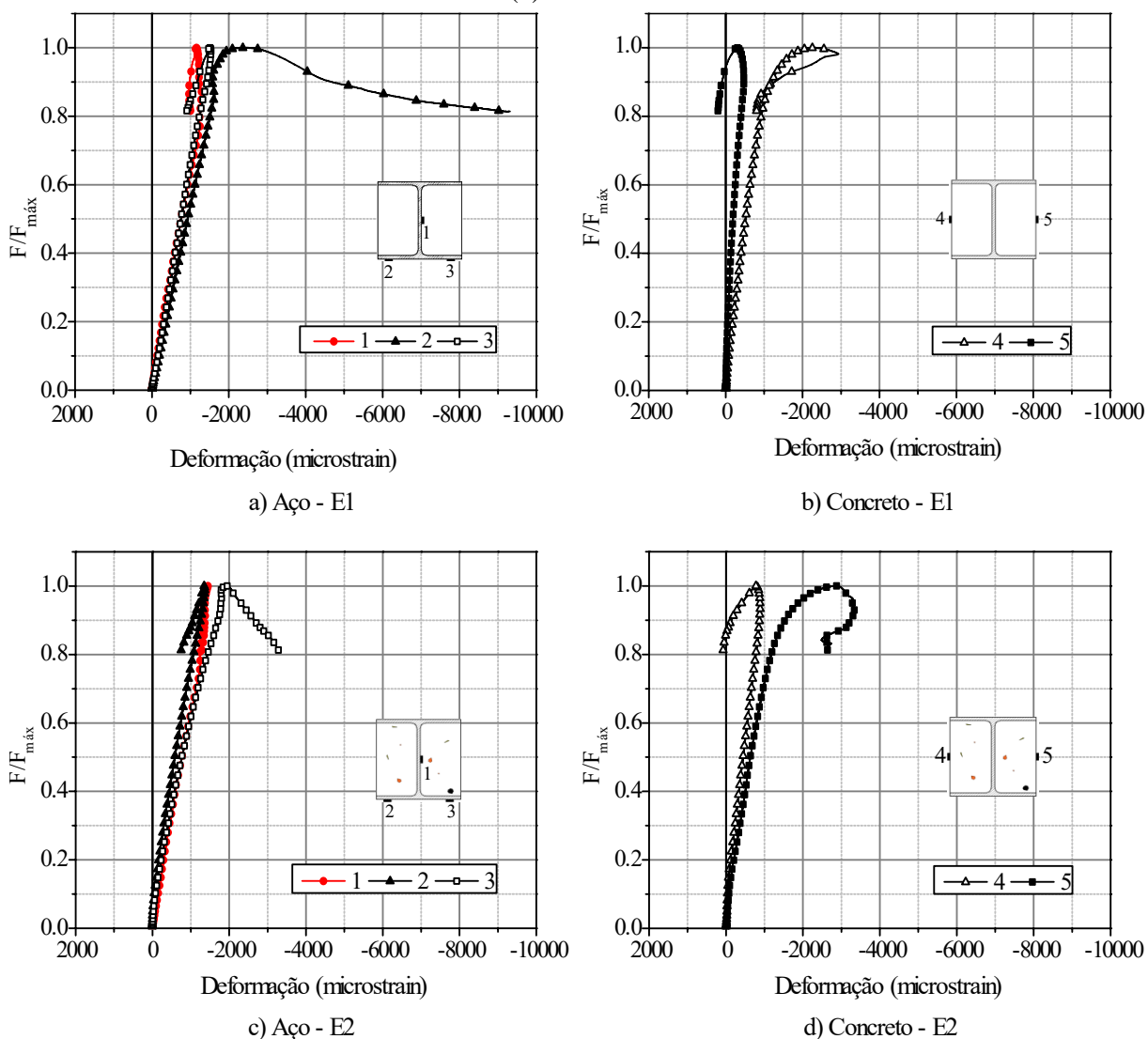
Fonte: Elaborada pelo autor.

A seguir serão apresentadas as análises referentes às deformações nos materiais.

3.6.5 Deformações nos materiais

Na Figura 3.34 estão apresentadas as deformações axiais no perfil de aço e no concreto para os exemplares E1 e E2. Durante a realização do ensaio do exemplar E3 a placa responsável pela captura dos dados dos 5 extensômetros desse modelo apresentou um problema que ocasionou a perda dos dados e, por esta razão, não estão ilustrados.

Figura 3.34 – Registros das deformações: (a) perfil de aço – E1, (b) concreto – E1, (c) perfil de aço – E2 e (d) concreto – E2



Fonte: Elaborada pelo autor.

É possível perceber pela Figura 3.34 que as deformações no perfil de aço se mantêm próximas durante quase todo o ensaio, embora comecem a se distanciar significativamente após o pico, havendo um lado do modelo mais comprimido que o outro. O comportamento no concreto é similar, tendo ainda ocorrido tensões de tração em uma das faces. Nos dois

exemplares analisados, apenas um dos extensômetros da mesa atingiu a tensão de escoamento, enquanto os outros extensômetros atingiram deformações no pico por volta de 1100 $\mu\epsilon$ a 1500 $\mu\epsilon$.

A Figura 3.35 traz os resposta dos extensômetros dos pilares flexo-comprimidos. Comparando os resultados, é possível concluir que as deformações nos materiais foram bastante similares entre os modelos flexo-comprimidos independente do uso do agregado reciclado ou da ausência de armadura longitudinal. De modo geral, o extensômetro na mesa do perfil de aço no lado menos comprimido apresenta níveis baixos de deformação até cerca de 90% da carga máxima, a partir do qual esse lado do perfil passa a ser tracionado.

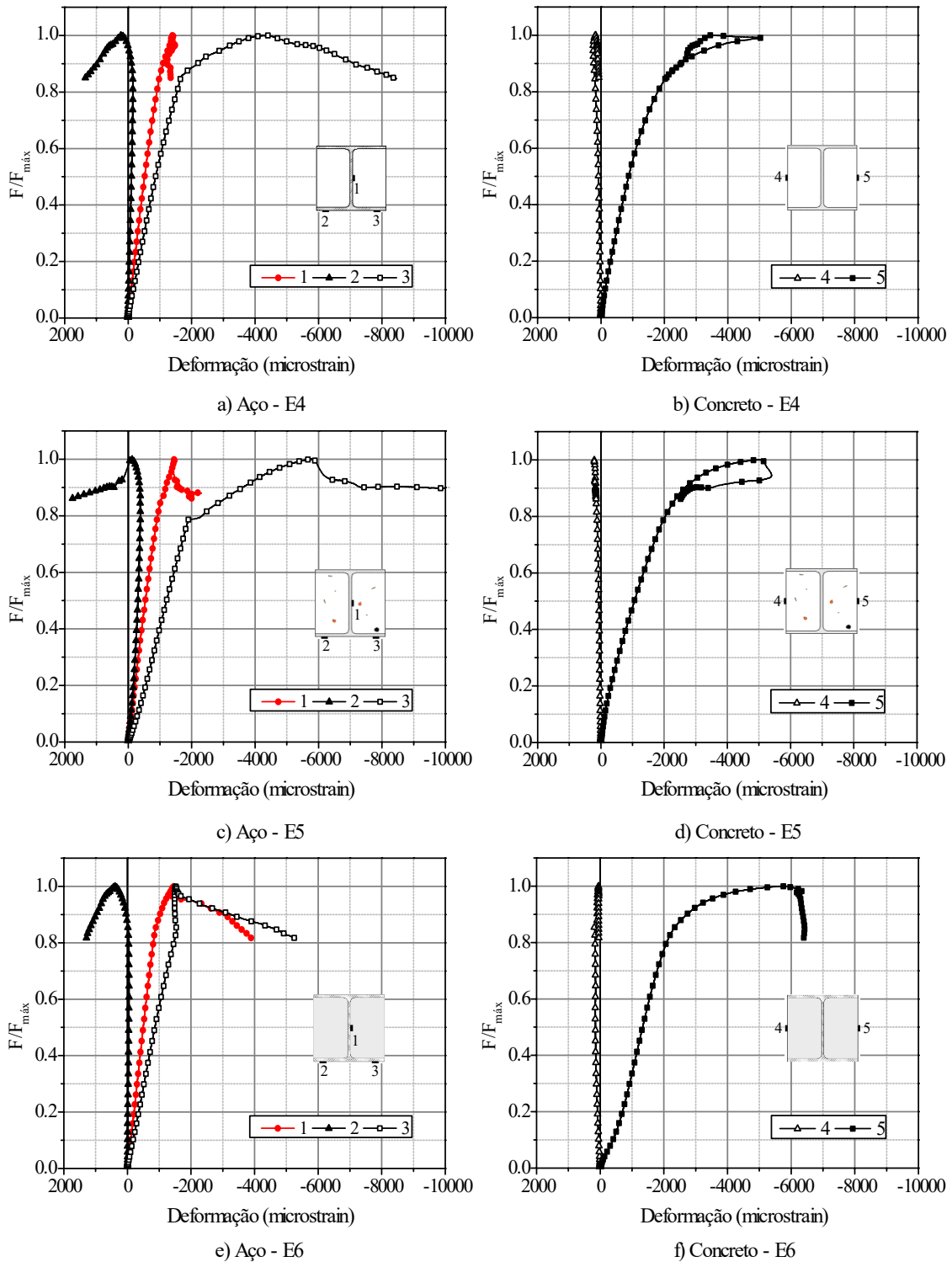
Com relação ao extensômetro no lado mais comprimido, é possível perceber que em todos os casos o escoamento começa próximo à 80% da carga máxima. No entanto, há uma diferença na evolução das deformações após esse ponto para os pilares sem fibras e o exemplar E6. No caso dos pilares E4 e E5, há um acréscimo nas deformações até o ponto de pico, alcançando para a carga máxima respectivamente deformações na ordem de 4000 $\mu\epsilon$ e 6000 $\mu\epsilon$. Já para o exemplar com fibras, após atingir 80% da capacidade máxima, há uma estabilização das deformações até o ponto de pico, a partir do qual elas continuam evoluindo. Neste caso, é provável que as deformações no pilar E6 tenham se concentrado fora da linha dos extensômetros, o que posteriormente pode ter resultado na formação das instabilidades locais identificadas no item 3.6.6.

As deformações na alma são bastante similares até o ponto de pico em todos os casos. No entanto, há novamente uma diferença entre a progressão das deformações do exemplar com fibras, o que ocorreu após o pico neste caso. Enquanto nos exemplares sem fibras as deformações na alma após a carga máxima se mantêm estáveis, no pilar E6 há uma continuidade da evolução das deformações de encurtamento. Isso pode estar relacionado à ausência de armaduras na seção central, o que garantiria maior confinamento ao concreto e traria maior restrição à deformação da alma do perfil. Em nenhum dos casos há plastificação da alma para a força de pico.

Com relação ao concreto, as deformações no lado menos comprimido são praticamente idênticas em todos os exemplares. O mesmo acontece no lado mais comprimido nos exemplares E4 e E5, enquanto no pilar E6 há uma progressão mais rápida da deformação no concreto até cerca de 80% da carga de pico, a partir do qual elas se assemelham com os valores dos demais exemplares. Ainda, é interessante observar que, além de atingir uma deformação de pico

superior em relação aos concretos sem fibras, acredita-se que o concreto reforçado com fibras foi capaz de controlar a continuação da abertura de fissuras, o que pode ser observado pela estabilização das deformações logo após o pico mesmo com a progressão do encurtamento do exemplar.

Figura 3.35 – Registros das deformações: (a) perfil de aço – E4, (b) concreto – E4, (c) perfil de aço – E5, (d) concreto – E5, (e) perfil de aço – E6 e (f) concreto – E6

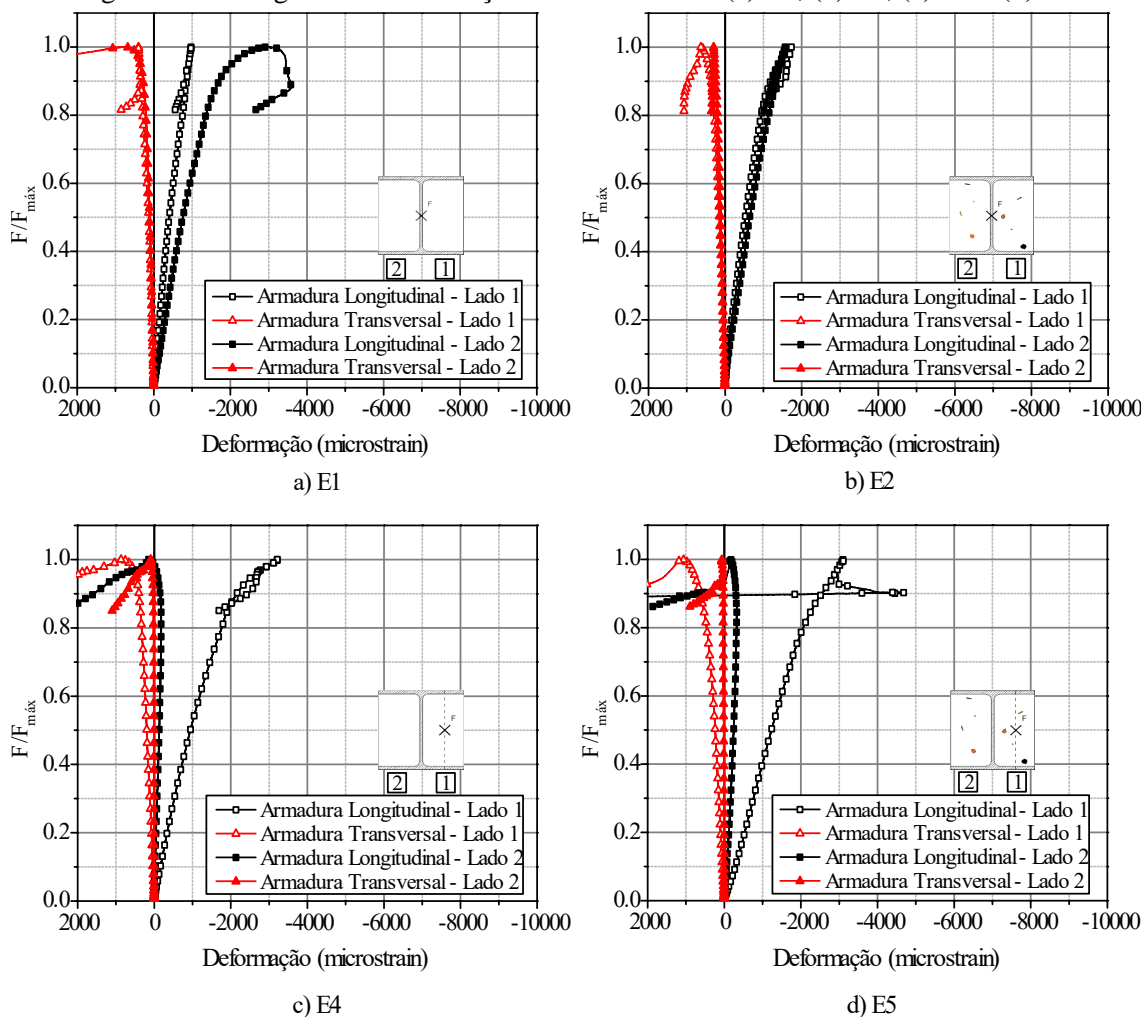


Fonte: Elaborada pelo autor.

A Figura 3.36 ilustra as deformações nas armaduras nos exemplares com reforço convencional de barras. De modo geral, nos exemplares centrados, o estribo da seção central mantém baixos níveis de deformação até a força máxima durante quase todo o ensaio. Já nos exemplares com carregamento excêntrico o estribo no lado mais comprimido apresentou maiores níveis de deformação de alongamento desde o início do carregamento, o que é coerente dada a tendência de expansão lateral do concreto diante do esforço de compressão aplicado.

As armaduras longitudinais apresentaram deformações de encurtamento até a força de pico em quase todos os casos, com exceção da barra no lado 2 do exemplar E4 em que há um pequeno alongamento para a carga de pico. No pilares flexo-comprimidos, após a carga máxima, as barras do lado 2 começam a apresentar tensões de tração. As deformações das barras do modelo E2 são muito similares, mostrando coerência à proposta de carregamento centrado, enquanto no exemplar E1 há um distanciamento das deformações desde o início do carregamento, evidenciando a influência da excentricidade acidental na resposta do modelo.

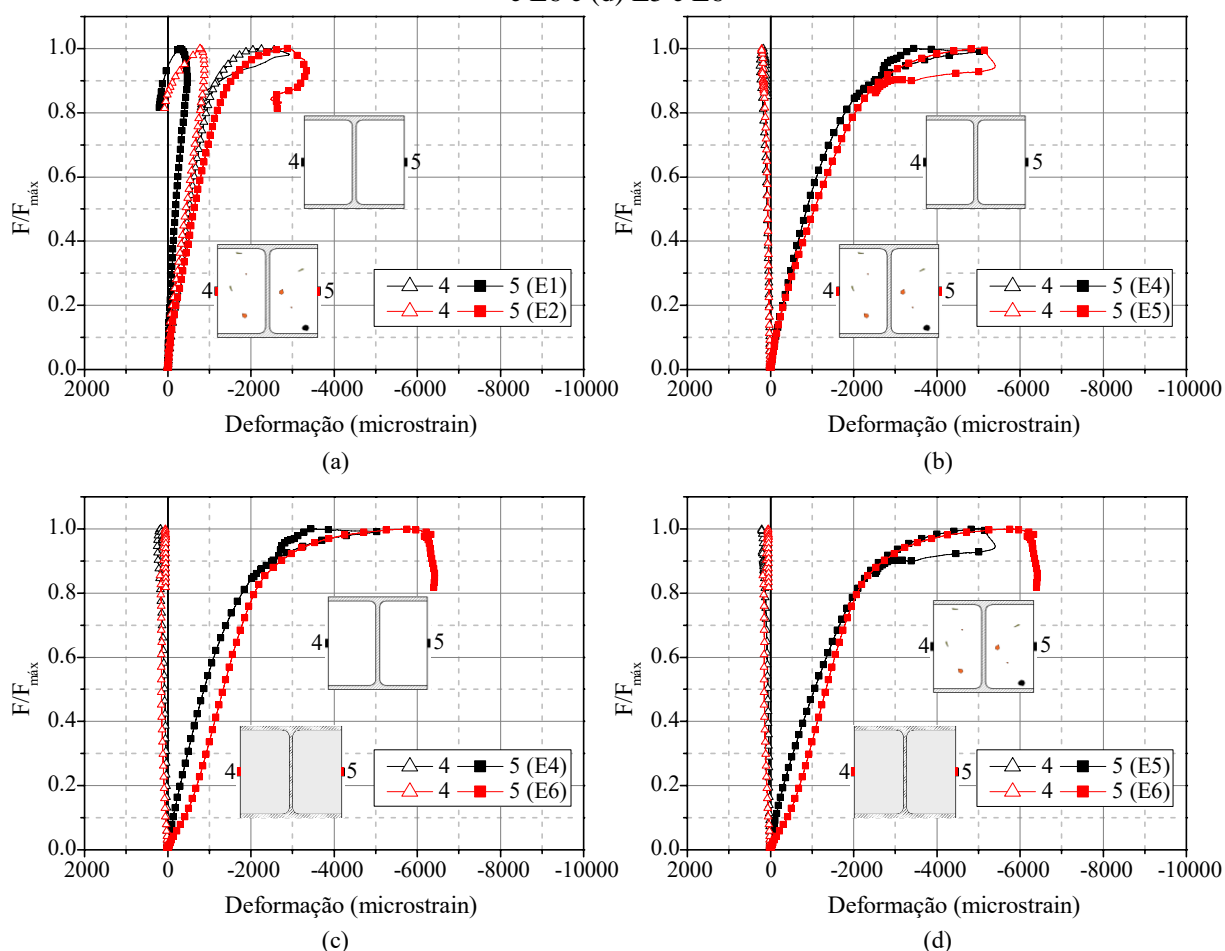
Figura 3.36 – Registro de deformações nas armaduras: (a) E1, (b) E2, (c) E4 e (d) E5



Fonte: Elaborada pelo autor.

Na Figura 3.37 são comparadas as deformações nos concretos entre os diferentes exemplares. As deformações nos exemplares centrados têm respostas nos extensômetros semelhantes, embora a presença da excentricidade accidental em sentidos inversos fique clara. As deformações nos exemplares E4 e E5 também têm comportamento similar, enquanto na comparação com o exemplar E6 é possível perceber um avanço maior da deformação no concreto comprimido até cerca de 80% da carga máxima. Em exemplares submetidos à flexo-compressão as deformações no lado menos comprimido são muito semelhantes.

Figura 3.37 – Comparação dos registros das deformações no concreto: (a) E1 e E2, (b) E4 e E5, (c) E4 e E6 e (d) E5 e E6



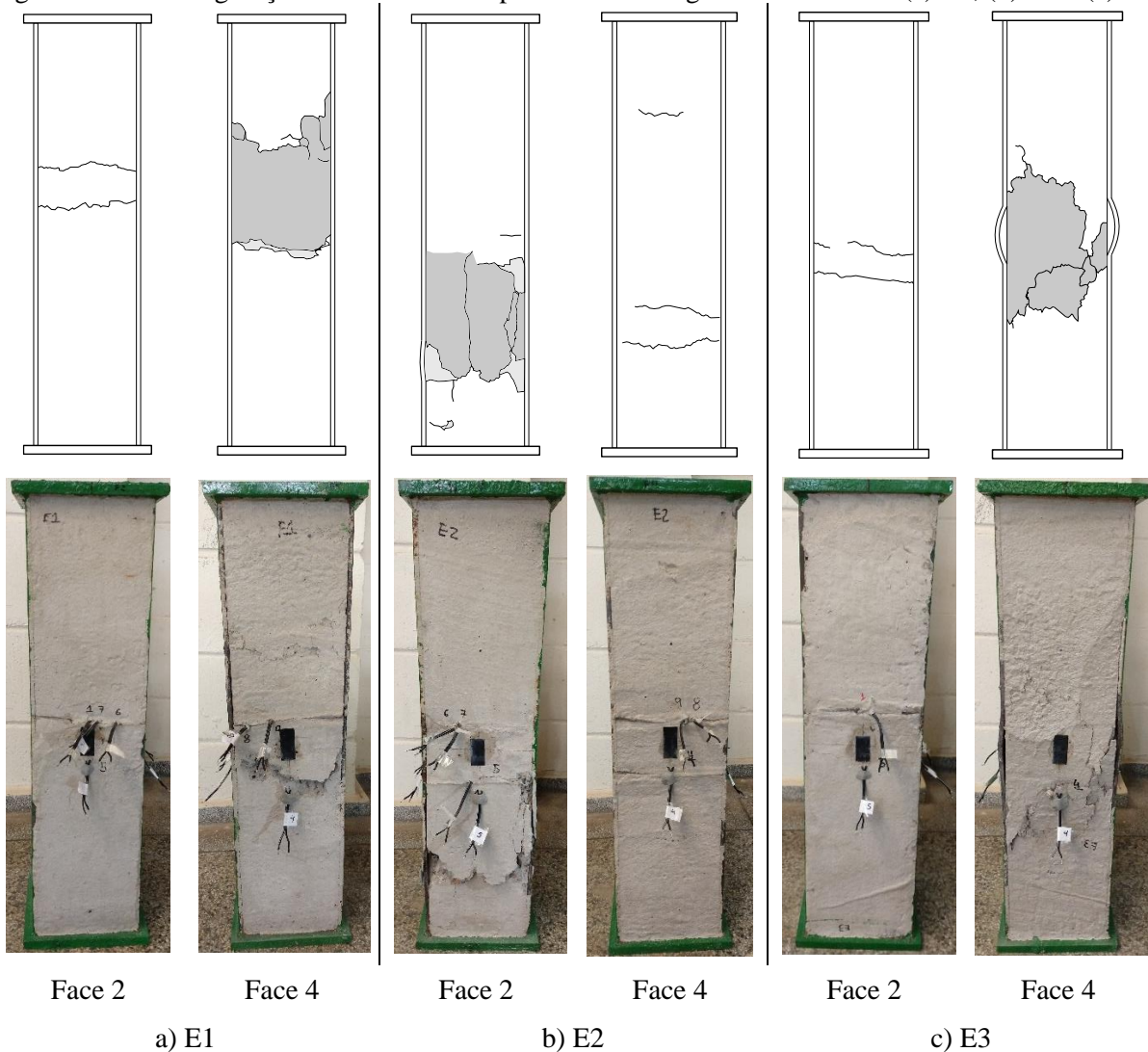
Fonte: Elaborada pelo autor.

3.6.6 Configurações finais

A Figura 3.38 apresenta a configuração dos exemplares ao final dos ensaios para os modelos com carregamento concêntrico. São evidenciadas fissuras e as regiões em que ocorreu o esmagamento do concreto.

Nos exemplares E1 e E3 a face 2 apresenta fissuras de tração e na face 4 ocorre o esmagamento no concreto, enquanto no modelo E2 o contrário ocorre. A inversão do comportamento ocorre em função da excentricidade accidental dos modelos estarem em sentidos opostos. Essas observações são coerentes com os registros das deformações ilustrados na Figura 3.34, em que se observa a inversão no comportamento dos extensômetros 4 e 5 entre os pilares E1 e E2.

Figura 3.38 – Configurações finais dos exemplares com carregamento centrado: (a) E1, (b) E2 e (c) E3



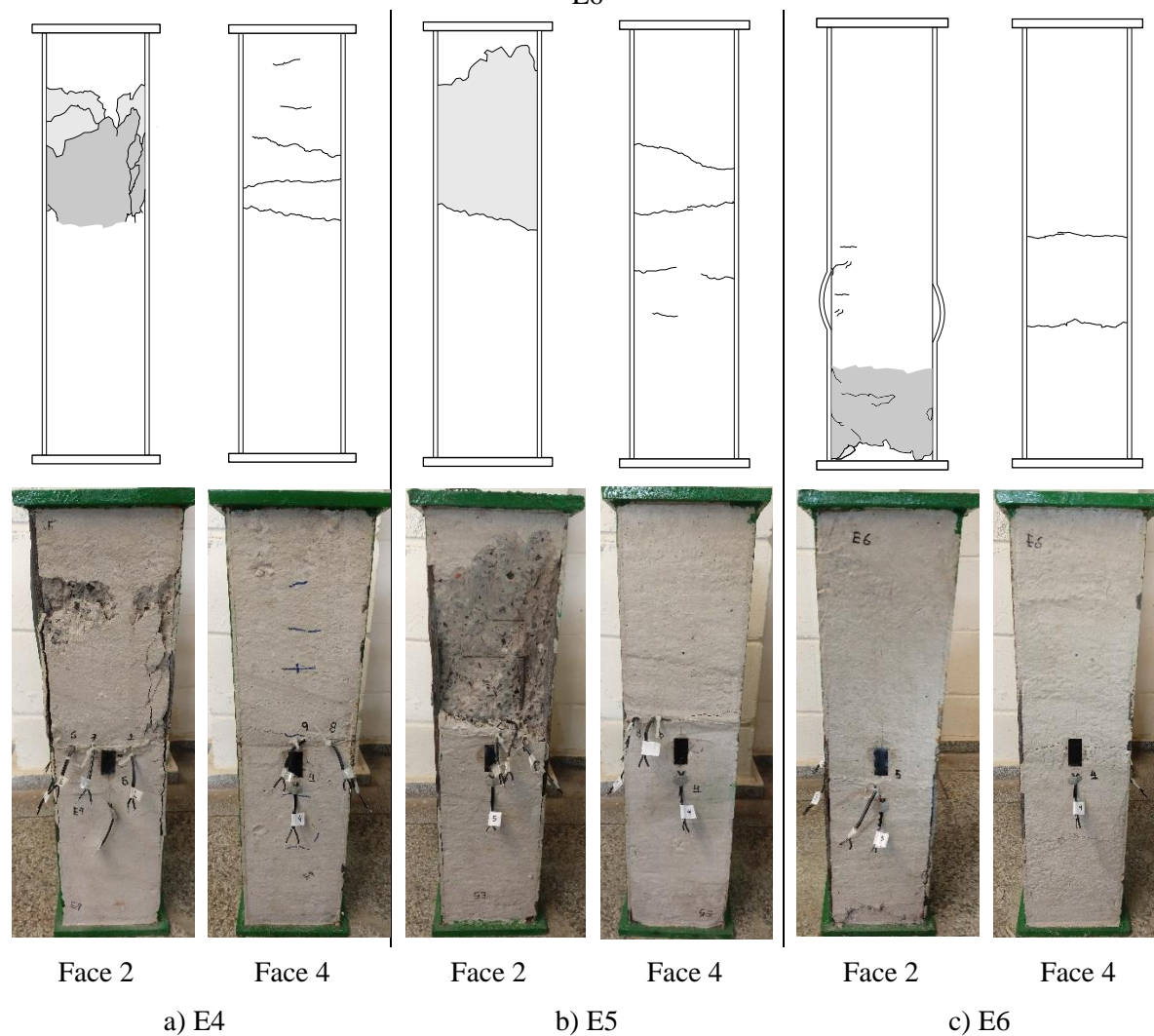
Fonte: Elaborada pelo autor.

Na Figura 3.39 são apresentadas as configurações deformadas dos exemplares submetidos à flexo-compressão. Assim como nos exemplares centrados, há uma tendência de o esmagamento do concreto ocorrer entre a seção central e as extremidades, enquanto as fissuras na face tracionada dos exemplares com flexo-compressão são distribuídas ao longo do

comprimento do exemplar. Particularmente, no pilar E4 houve a formação de fissuras de retração na face 4, identificadas na Figura 3.39 (a) com uma marcação prévia ao ensaio, que acabaram se expandindo durante a aplicação do carregamento.

Nos exemplares com armadura convencional, a ruptura do concreto ocorre com a formação de um plano de ruptura que se forma entre a face externa do concreto e a armadura soldada à alma. A formação desse plano fica evidente na Figura 3.39 (b), em que há a flambagem da barra de aço longitudinal, o que contribuiu no deslocamento do concreto. No caso dos exemplares com fibras, apesar da ocorrência do esmagamento do concreto, a expansão das fissuras é controlada pelas fibras.

Figura 3.39 – Configurações finais dos exemplares com carregamento excêntrico: (a) E4, (b) E5 e (c) E6



Fonte: Elaborada pelo autor.

É interessante observar que apenas os exemplares com fibras apresentaram instabilidades locais.

3.7 Comparação: teórico vs. experimental

A Tabela 3.14 apresenta a comparação da força máxima e do momento correspondente obtidos no programa experimental e calculados de acordo com as prescrições da ABNT NBR 8800 (2008) e do EUROCODE 4 (2004). Os valores calculados pela NBR foram obtidos empregando o código elaborado por Pereira (2017) e que foi transcrito para VBA no Excel®. No caso do EUROCODE 4 (2004), o código foi adaptado para seguir o mesmo desenvolvimento apresentado no Apêndice A. Os códigos empregam o Modelo de Cálculo II da norma brasileira e do método simplificado do EUROCODE 4 (2004).

Tabela 3.14 – Comparação da força e momentos máximos experimentais e os obtidos nos modelos teóricos da ABNT NBR 8800 (2008) e do EUROCODE 4 (2004)

Exemplar	Força máxima			Momento máximo		
	Exp. (kN)	NBR (kN)	Eurocode 4 (kN)	Exp. (kNcm)	NBR (kNcm)	Eurocode 4 (kNcm)
E1	1696,37	1689,20 (-0,42%)	1686,70 (-0,57%)	945,56	882,72 (-6,65%)	892,35 (-5,63%)
E2	1697,59	1644,30 (-3,14%)	1641,40 (-3,31%)	1038,76	858,02 (-17,40%)	866,35 (-16,60%)
E3	1742,33	1543,30 (-11,42%)	1540,10 (-11,61%)	46,52	804,83	811,94
E4	1138,14	1068,50 (-6,12%)	1007,50 (-11,48%)	3072,98	3212,57 (+4,54%)	3440,96 (+11,97%)
E5	1163,47	1034,30 (-11,10%)	975,50 (-16,16%)	3151,72	3109,13 (-1,35%)	3326,25 (+5,54%)
E6	1083,35	963,40 (-11,07%)	906,20 (-16,35%)	2961,55	2895,64 (-2,23%)	3086,22 (+4,21%)

Fonte: Elaborada pelo autor.

Ao analisar os resultados se observa uma tendência de a norma brasileira apresentar valores inferiores aos obtidos nos modelos experimentais, ficando a exceção para o momento fletor no pilar E4. Particularmente para o pilar E3, em que se alcançou maior nível de centralização durante o ensaio, a imposição de uma excentricidade acidental no cálculo de norma provocou uma diferença incomparável entre os valores de momentos. De modo geral, o

modelo da norma é capaz de prever satisfatoriamente o valor da força máxima e do momento fletor correspondente, sendo os desvios máximos de -11,42% e +17,40%.

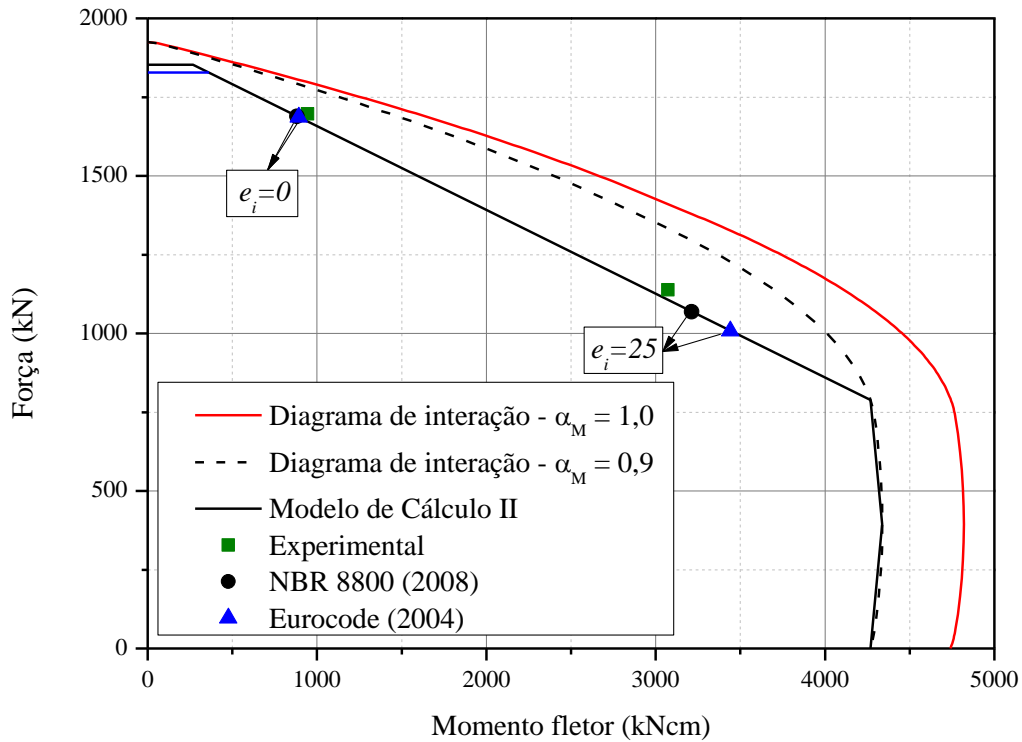
O EUROCODE 4 (2004) segue a tendência observada na norma brasileira, mas tende a subestimar em maior grau as capacidades resistentes para os exemplares flexo-comprimidos, sendo a maior variação para a carga máxima de -16,35%. Já para os momentos atuantes, houve uma tendência de subestimar os momentos dos modelos centrados e de superestimar para os modelos flexo-comprimidos, com desvio máximo de -16,56% no exemplar E2. Na previsão do momento fletor a norma brasileira se mostrou mais eficiente no exemplares flexo-comprimidos, tendo o EUROCODE 4 (2004) apresentado diferenças superiores à NBR em todos os casos.

De modo geral, ambos os códigos foram capazes de prever satisfatoriamente a carga máxima e o respectivo momento fletor independente da adição do agregado reciclado ou ainda da substituição da armadura convencional por concreto com fibras.

A seguir são apresentadas as representações gráficas dos resultados e as respectivas curvas de interação Força vs. Momento fletor para plastificação total da seção. Além da curva de interação padrão, são apresentadas a curva de interação multiplicada pelo fator $\alpha_M = 0,9$ e a envoltória simplificada, ambas comuns aos dois códigos. Os trechos horizontais preto e azul na parte superior das envoltórias simplificadas representam o esforço normal máximo admitido (N_{Rd}), respectivamente, pela ABNT NBR 8800 (20008) e EUROCODE 4 (2004). Os valores empregados na construção das curvas foram os obtidos no programa experimental, não tendo sido aplicado nenhum coeficiente de segurança.

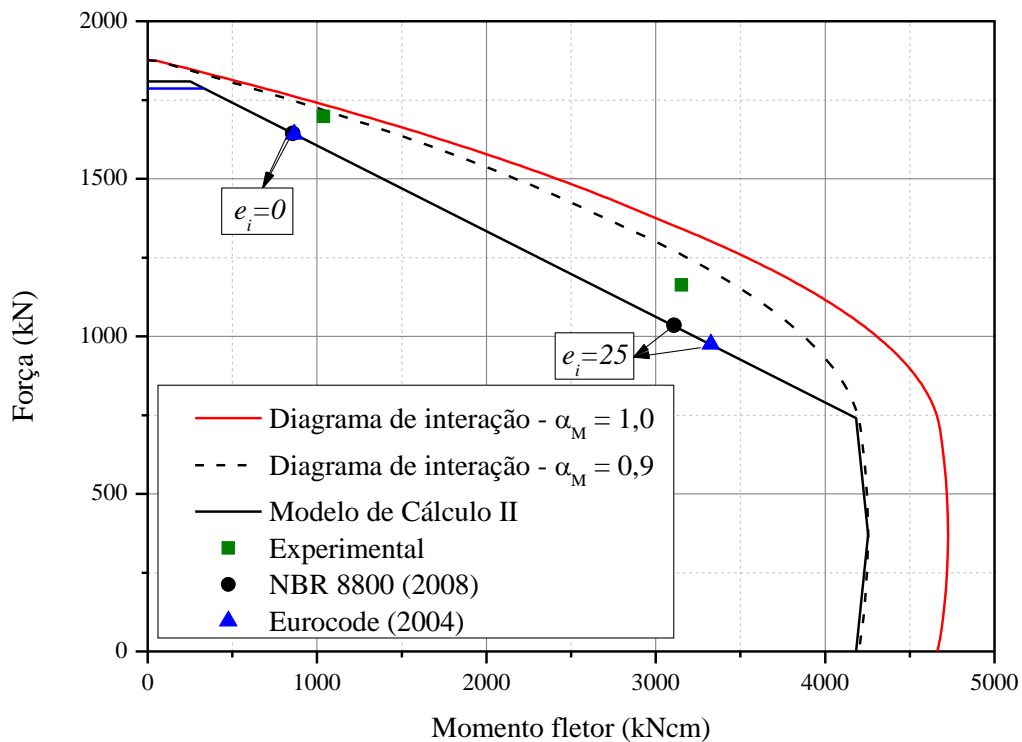
Da Figura 3.40 a Figura 3.42 são apresentadas, respectivamente, as representações gráficas para os resultados dos exemplares com NAC, RAC30 e SFRRAC30. Em todos os casos os valores experimentais ficaram acima da envoltória de norma, embora para os pilares com NAC os valores estejam particularmente muito próximos a ela. Nos demais casos os valores experimentais se ajustam melhor ao diagrama de interação com o fator $\alpha_M = 0,9$. De modo geral, os pontos experimentais e teóricos estão próximos, com exceção do exemplar centrado com fibras (E3), sendo possível observar graficamente a magnitude da divergência do momento fletor previsto e o obtido no ensaio por meio na Figura 3.42.

Figura 3.40 – Diagrama Força vs. Momento fletor para flexão no eixo de menor inércia para os pilares com NAC



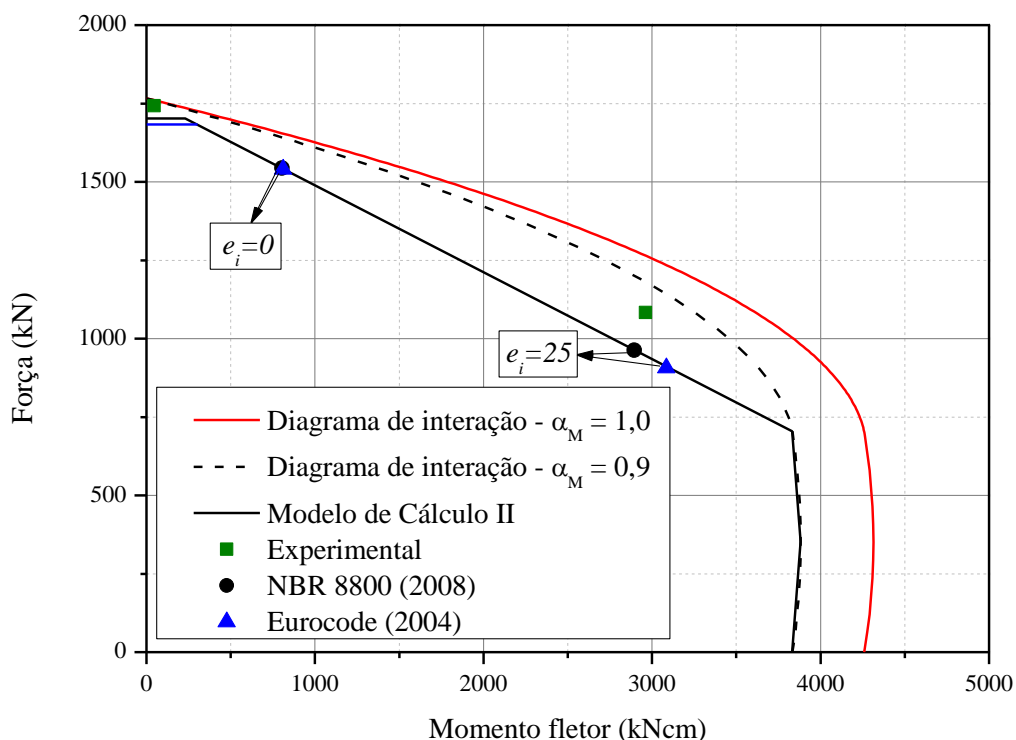
Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 3.41 - Diagrama Força vs. Momento fletor para flexão no eixo de menor inércia para os pilares com RAC30



Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 3.42 - Diagrama Força vs. Momento fletor para flexão no eixo de menor inércia para os pilares com SFRRAC30



3.8 Considerações finais sobre o programa experimental

Na primeira etapa desse estudo experimental foi realizada a caracterização do ARC adquirido e o estudo do teor de substituição ideal para ser empregado na produção do concreto para os PMPR. Das etapas do estudo preliminar e definitiva dos concretos se conclui que:

- 1 De acordo com nova ABNT NBR 15116 (2021), o agregado utilizado pode ser classificado como ARCI por conter em sua composição fragmentos de cerâmica acima do limite estabelecido para o ARCO. Ainda, o teor de materiais indesejáveis encontrados no agregado foi superior ao limite permitido por norma;
- 2 A determinação das propriedades físicas do ARC empregado mostrou que ele possui propriedades inferiores ao agregado natural, tendo uma absorção de água 218% maior e uma densidade 20% menor em comparação com o agregado natural;
- 3 Os resultados do estudo preliminar indicaram que há, em geral, penalização das propriedades mecânicas e da trabalhabilidade do concreto ao substituir ao agregado natural pelo reciclado. No entanto, para o teor de 30% os impactos negativos se mantêm abaixo de 10%;

- 4 No estudo preliminar, o teste Tukey não indicou que há impacto estatisticamente significativo do teor de ARC nos concretos em relação as médias das resistências à compressão e à tração, embora tenha tido impacto significativo no módulo de elasticidade. No entanto, ao aumentar o número de CP's no estudo definitivo, o teste Tukey revelou que tanto o teor substituição de ARC quanto a adição de 1,6% de fibras teve impacto na resistência à compressão dos concretos. No caso da resistência à tração, mesmo que tenha sido observada uma tendência de queda nas duas etapas de análise, o teste Tukey não revelou relevância estatística na diferença entre as médias. Um estudo com um maior número de CP's é necessário para melhor avaliar o impacto do ARC nessa propriedade;
- 5 O emprego do teor de 30% de substituição corresponde a 12,78% da quantidade total de agregado para o traço escolhido, atendendo requisito da ABNT NBR 15116 (2021) que limite esse valor em 20%. O uso desse teor no estudo definitivo seguiu a mesma tendência do estudo preliminar e manteve o impacto negativo nas propriedades abaixo de 10%.

Foram apresentados os resultados dos ensaios de seis exemplares de PMPR submetidos à compressão centrada e excêntrica em que se buscou avaliar principalmente os impactos do uso do concreto com ARC na resposta estrutural do elemento. Dos resultados analisados é possível concluir que:

- 1 A comparação entre os exemplares com NAC e com RAC30 indicaram que não há impacto significativo na capacidade máxima do elemento ou mesmo no seu comportamento global;
- 2 A substituição do reforço convencional por fibras de aço aleatoriamente distribuídas no concreto também se mostrou uma alternativa eficiente. Os exemplares com SFRRAC30 tiveram capacidades resistentes similares aos demais modelos com NAC e RAC30, o que corrobora com o observado por Pereira (2017);
- 3 A aplicação da excentricidade de carregamento de 25 mm para provocar a flexão no eixo de menor inércia resultou em uma redução da capacidade máxima dos elementos na ordem de 30%. Essa mesma magnitude de redução da carga de pico foi observada por Pereira (2017) nos seus exemplares curtos com flexão no eixo de menor inércia;
- 4 É interessante observar que os registros das deformações da alma do perfil não registraram a plastificação da região em nenhum dos exemplares na força pico, ocorrendo a plastificação apenas nos exemplares E5 e E6 após a ruptura do elemento.

Esse comportamento é coerente com o reportado por Pereira (2017) em seu estudo experimental e também por Wang, Li e Song (2019) em seu estudo numérico. Isso pode explicar ainda os desvios observados entre os pares de força e momento fletor experimentais para com as curvas dos modelos teóricos considerando a plastificação total da seção apresentados;

- 5 As comparações das deformações entre os concretos mostraram que há um desenvolvimento bastante similar em função do nível de carga. As curvas Força normalizada *vs.* Deformação para NAC e RAC30 ficaram praticamente sobrepostas, enquanto que para o exemplar com SFRRAC30 há inicialmente um desenvolvimento mais rápido das deformações e posteriormente atingem níveis equivalentes após 80% da carga de pico;
- 6 Só foram observadas instabilidade locais nos exemplares com SFRRAC30, mas elas não tiveram influência no comportamento até o ponto de carga máxima;
- 7 O modo de ruptura dos elementos se deu por esmagamento do concreto na face mais comprimida e plastificação do perfil de aço. Foi observada uma tendência de formação de um plano de ruptura entre a face exposta do concreto e os estribos;
- 8 A comparação entre os valores calculados para as capacidades resistentes com base na ABNT NBR 8800 (2008) e no EUROCODE 4 (2004) mostraram que as previsões dos códigos são similares, embora a norma brasileira tenha sido mais assertiva em suas previsões para os exemplares flexo-comprimidos.

4 SIMULAÇÕES NUMÉRICAS

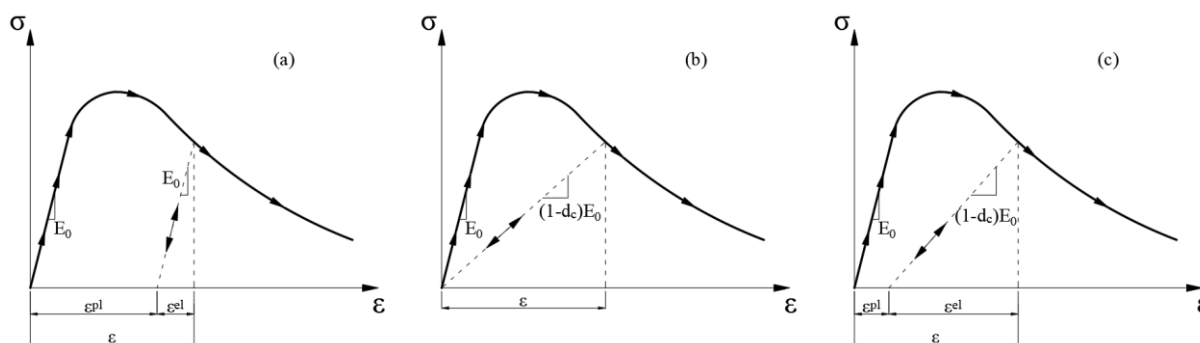
O desenvolvimento das simulações numéricas foi feito no software de elementos finitos ABAQUS® v. 2016. Em uma primeira etapa o modelo foi calibrado com os resultados experimentais obtidos por Pereira (2017). Em um segundo momento o modelo foi calibrado com os resultados experimentais desse trabalho, empregando-se os dados obtidos nas caracterizações dos materiais desse estudo.

4.1 Modelo de dano associado à plasticidade

Diferentes abordagens podem ser empregadas para representar o comportamento do concreto. O modelo proposto por Lubliner *et al.* (1989) e posteriormente ajustado por Lee e Fenves (1998), conhecido como “*Concrete Damaged Plasticity*” (CDP), consiste em uma união dos modelos de plasticidade e de dano, o que está representado esquematicamente na Figura 4.1. Este modelo está disponível na biblioteca do software ABAQUS® e será utilizado nesse trabalho.

O emprego de modelos plásticos permite representar a formação de deformações residuais no concreto que surgem em função de esforços aplicados, embora não seja capaz de representar a degradação da resposta do material em função do surgimento das fissuras. Em contrapartida, o modelo de dano permite fazer uma penalização da rigidez do material em função do nível de fissuração do concreto, embora a resposta no descarregamento não permita representar deformações irreversíveis formadas no material. Dessa forma, a união dos dois modelos permite descrever de maneira mais adequada o comportamento do concreto.

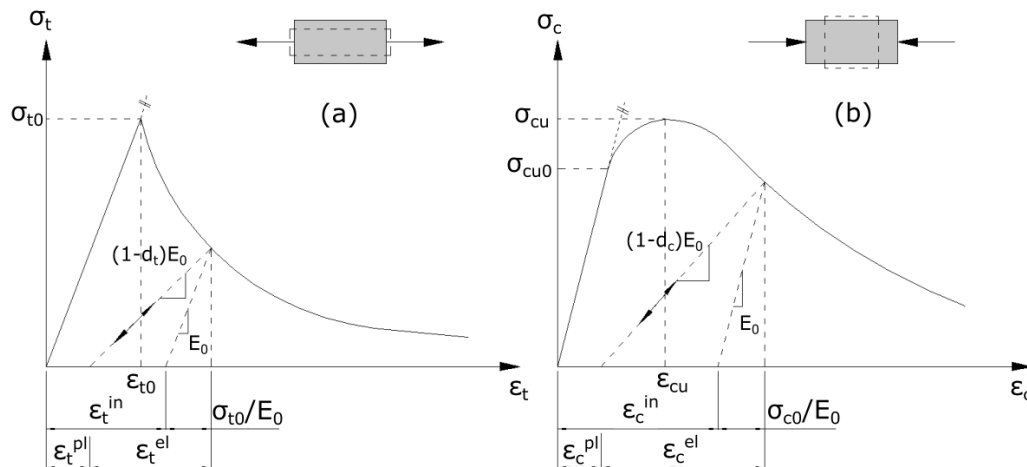
Figura 4.1 – Curvas esquemáticas representativas do modelo de plasticidade (a), de dano (b) e dano associado à plasticidade (c)



Fonte: Elaborada pelo autor.

O CDP combina a teoria da plasticidade não-associada com dano isotrópico de maneira que seja possível descrever comportamentos distintos para o concreto na tração e na compressão. Curvas genéricas que descrevem o comportamento assumido por esse modelo para o concreto na tração e compressão sob esforço uniaxial estão apresentadas na Figura 4.2.

Figura 4.2 – Comportamento assumido para o concreto na tração (a) e na compressão (b) no modelo de plasticidade com dano



Fonte: Adaptado do Manual ABAQUS (2016),

O comportamento do concreto na tração é assumido linear até a tensão de pico, σ_{t0} , a partir da qual ocorre a degradação da rigidez em função da fissuração do material. No caso da compressão o comportamento é assumido como linear até uma tensão limite σ_{c0} , havendo em seguida um trecho não-linear ascendente até a tensão de pico, σ_{cu} . Assim como na tração, após o pico da compressão ocorre a penalização da rigidez do material em função do dano associado à fissuração.

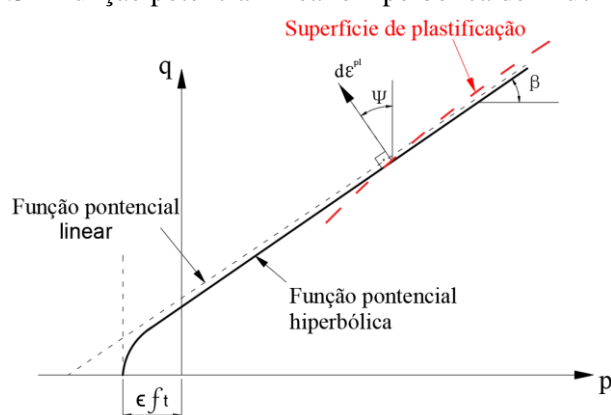
Como pode ser observado na Figura 4.2, o descarregamento nesse tipo de modelo não se dá por uma reta paralela ao trecho elástico linear. A rigidez elástica do material é enfraquecida em função de dois parâmetros, d_t e d_c , que representam, respectivamente, o dano na tração e na compressão. Ambos variam entre 0, representando o material sem dano, e 1, que significa a perda total da capacidade resistente do material.

Entre os dados de entrada do CDP no ABAQUS®, é exigida a definição de 5 parâmetros que auxiliam na descrição do comportamento do material simulado. Esses parâmetros são denominados ângulo de dilatação, excentricidade, a relação entre a resistência à compressão biaxial e uniaxial, o parâmetro K_c e a viscosidade.

O ângulo de dilatação (ψ), que determina a capacidade de expansão do concreto ao sofrer deformações plásticas, pode ser visualizado no plano meridional conforme ilustrado na Figura 4.3. Dada a condição de não-associatividade empregada no modelo, não se verifica a regra da normalidade, o que implicaria na condição do tensor taxa de deformação plástica ser normal à superfície de plastificação. Em condições de altas tensões de confinamento tem-se que $\beta = \psi$, fazendo com as funções potenciais linear e hiperbólica assumam as mesmas inclinações.

Ainda, na Figura 4.3 é indicada também a excentricidade (ϵ), que controla a taxa em que a função hiperbólica se aproxima de sua assíntota. De acordo com o Manual do Usuário do ABAQUS (2016), o valor padrão assumido para esse parâmetro é de 0,1.

Figura 4.3 – Função potencial linear e hiperbólica de Drucker-Prager



Fonte: Elaborada pelo autor.

Um outro parâmetro utilizado para caracterizar o comportamento do material consiste na relação entre as resistências à compressão biaxial (f_{b0}) e uniaxial (f_{c0}). O comportamento do concreto submetido a tensões biaxiais, representado na Figura 4.4, foi investigado por Kupfer, Hilsdorf e Rusch (1979), que verificaram experimentalmente que a relação f_{b0}/f_{c0} é cerca de 1,16.

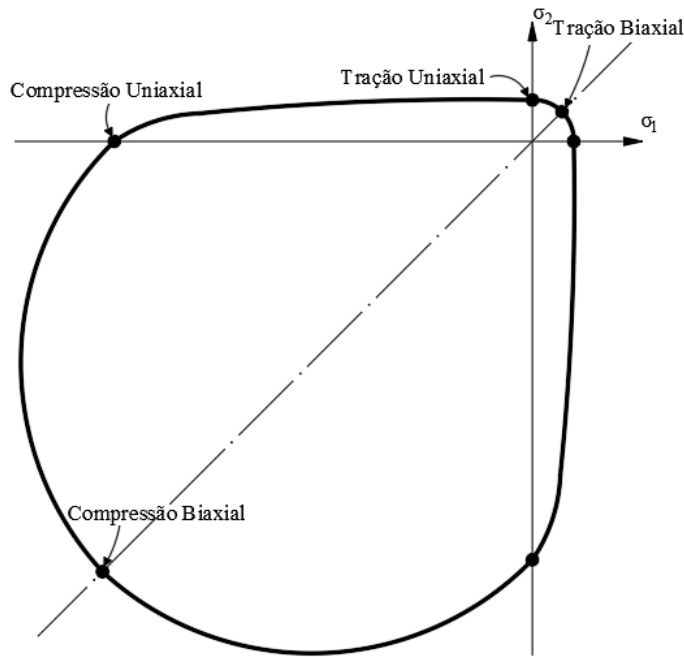
O parâmetro K_c , obtido pela Equação (4.1), é definido pela razão da raiz do segundo invariante de tensão do tensor desviador (J_2) no meridiano de tração ($q_{(TM)}$) e o valor correspondente no meridiano de compressão ($q_{(CM)}$) para um dado valor da pressão hidrostática. A interpretação geométrica desse parâmetro é apresentada na Figura 4.5.

Segundo Lubliner *et al.* (1989), assumir esse parâmetro como constante independentemente da tensão hidrostática permite representar adequadamente o comportamento experimental. O valor padrão indicado pelos autores e pelo Manual do Usuário do ABAQUS (2016) é de 2/3.

$$K_c = \frac{q_{(TM)}}{q_{(CM)}} = \frac{(\sqrt{J_2})_{TM}}{(\sqrt{J_2})_{CM}} \text{ para } I_1 = \text{const.} \quad (4.1)$$

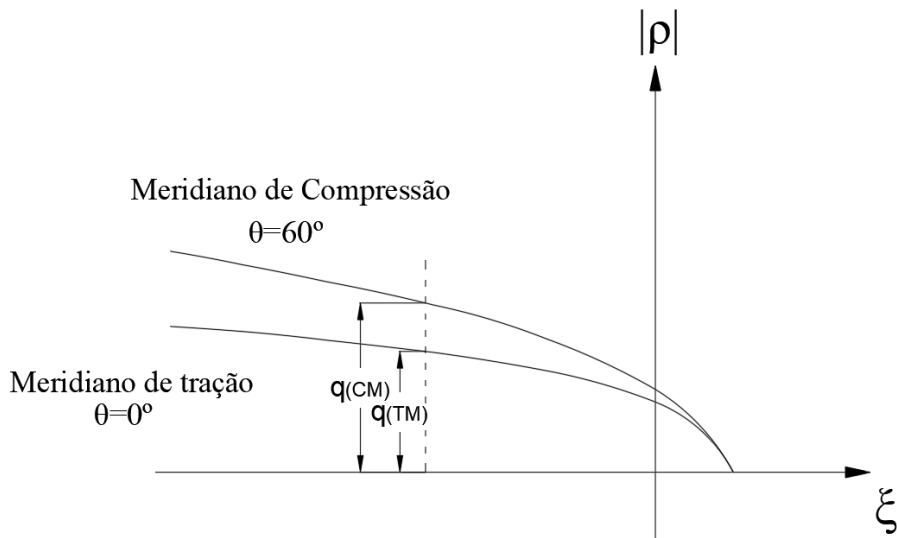
Em que I_1 é o primeiro invariante do tensor de tensões.

Figura 4.4 – Superfície de plastificação para estado plano de tensão



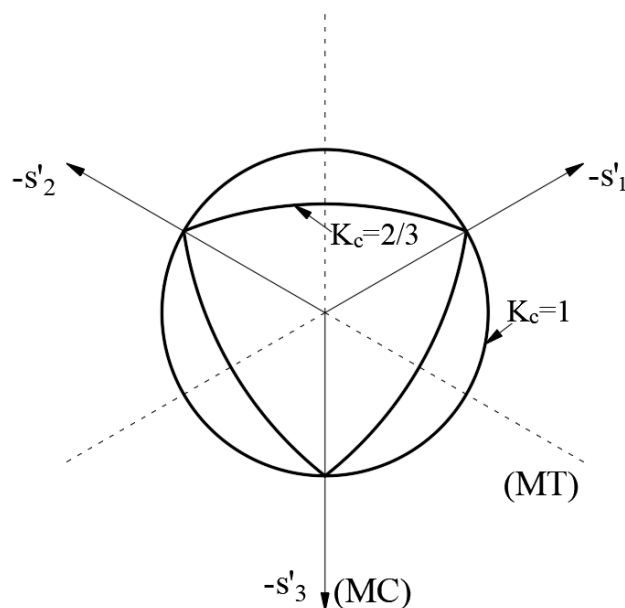
Fonte: Adaptada do Manual ABAQUS (2016).

Figura 4.5 – Interpretação geométrica para o fator K_c



Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 4.6 – Superfícies de plastificação no plano desviador para $K_c=2/3$ e $K_c=1$



Fonte: Adaptada do Manual do ABAQUS (2016).

Por fim, o último parâmetro a ser definido no ABAQUS é a viscosidade (μ). Tentar representar o efeito de “amolecimento” dos materiais e da degradação da sua rigidez acaba gerando grandes problemas de convergência em modelos implícitos. Em termos práticos, o uso desse recurso permite diminuir os problemas de instabilidade nos modelos numéricos e, dessa forma, avançar no seu processamento. Esse recurso deve ser usado com cuidado, pois, embora valores muito altos proporcionem maior facilidade na obtenção dos resultados, podem introduzir erros no modelo. Michal e Andrzej (2015) recomendam que esse valor seja tomado como 0,0001.

4.2 Estratégia de solução e critérios de convergência

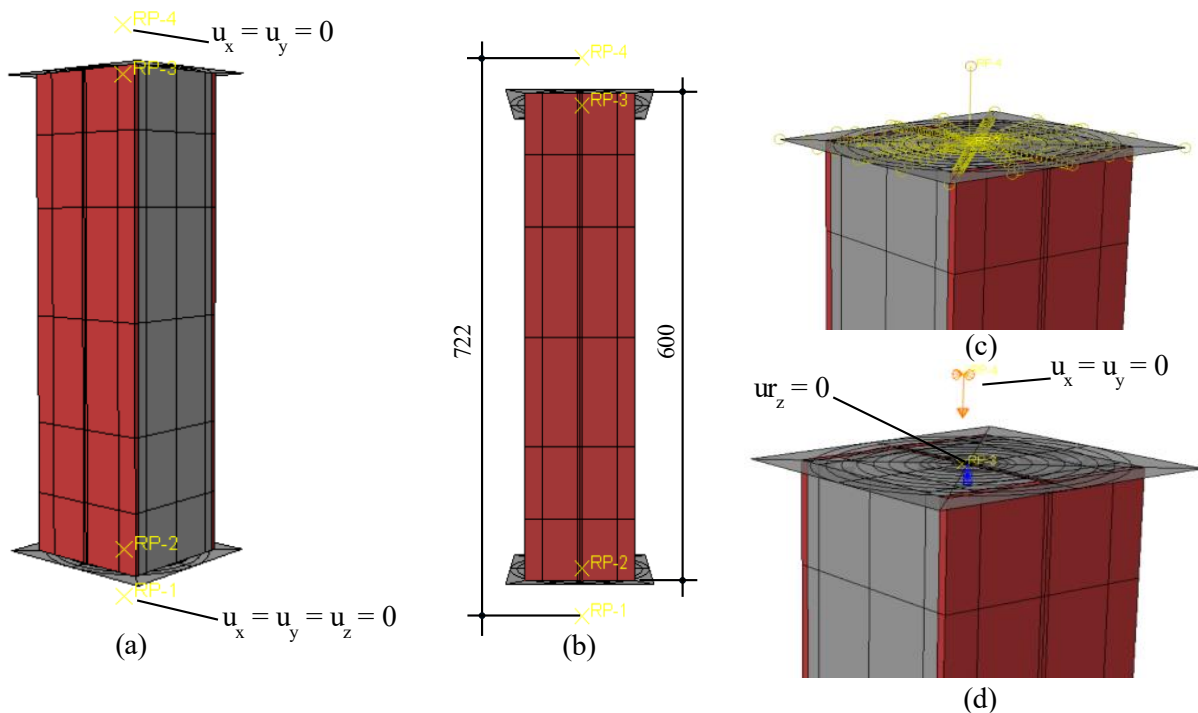
Para representar o comportamento do PMPR, os modelos numéricos foram construídos com a consideração das não-linearidades física e geométrica. A estratégia empregada para a solução do problema numérico foi a de Newton-Raphson, tendo sido feito uso do algoritmo *line-search* para melhorar a convergência do modelo. A tolerância utilizada no modelo é de 0,5% para o critério de força.

O carregamento foi aplicado em forma de deslocamento por meio de passos automáticos com incremento inicial de $6,25 \times 10^{-4}$ e incrementos mínimo e máximo de, respectivamente, 10^{-5} e $2,5 \times 10^{-3}$.

4.3 Descrição dos modelos numéricos

A representação dos pilares foi feita por meio de um modelo tridimensional construído com um único sólido, conforme ilustrado na Figura 4.7-a e b. As chapas de cada extremidade foram construídas com elementos rígidos discretos. As partições no sólido principal foram feitas considerando as posições dos extensômetros e transdutores do programa experimental de Pereira (2017) e desse estudo, sendo replicadas para manter a simetria ao longo de comprimento.

Figura 4.7 – Sólido particionado de acordo a atribuição de materiais (a), distância entre os pontos de referência (b), acoplamento dos nós ao RF4 (c) e restrições aplicadas na extremidade superior (d)



Fonte: Elaborada pelo autor.

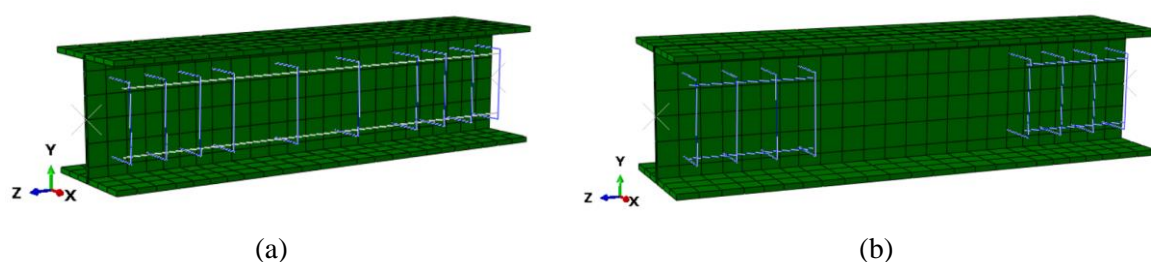
Com relação às condições de contorno, a simulação do comportamento da rótula de facas foi feita restringindo os deslocamentos nas direções x , y e z na extremidade inferior do pilar e apenas das direções x e y na extremidade superior. Foi aplicada também uma restrição para impedir o giro nos pontos centrais (coordenadas x e y nulas) nas duas chapas rígidas, conforme indicado na Figura 4.7-d. As restrições e o carregamento (com exceção da restrição de giro), representados para a extremidade superior na Figura 4.7-d, foram aplicados nos pontos de referência RP1 (extremidade inferior) e RP4 (extremidade superior), sendo empregada uma restrição de acoplamento dos nós cinemática (“*kinematic coupling constraint*”) para vincular os deslocamentos do ponto de referência na chapa rígida ao ponto de referência de

carregamento, conforme Figura 4.7-c. A interação entre os pontos de referência e as chapas de carregamento foram simuladas por meio do recurso “*rigid body constraint*”.

Todo o pilar foi representado em um único sólido, sendo este sólido particionado nos limites que definem cada material. A exceção são as armaduras do concreto e as chapas de extremidade, que foram modeladas à parte e posteriormente ligadas ao sólido principal. As armaduras foram ligadas ao concreto por meio da restrição do tipo embutimento (“*embedded region constraint*”), enquanto para as chapas de extremidade foi considerada aderência perfeita à seção transversal do pilar por meio do recurso “*tie constraint*”.

As armaduras já posicionadas no modelo numérico estão apresentadas na Figura 4.8 para os dois casos, concreto convencional e concreto com fibras. Cabe salientar que a disposição das armaduras para os modelos curtos de Pereira (2017) é idêntica à empregada neste estudo, sendo apenas diferente o diâmetro da barra longitudinal, que era de 8 mm. A configuração dos exemplares esbeltos, que também foram simulados, está apresentada na Figura 4.9.

Figura 4.8 – Armaduras embutidas no concreto para o modelo com reforço convencional (a) e com concreto com fibras (b)



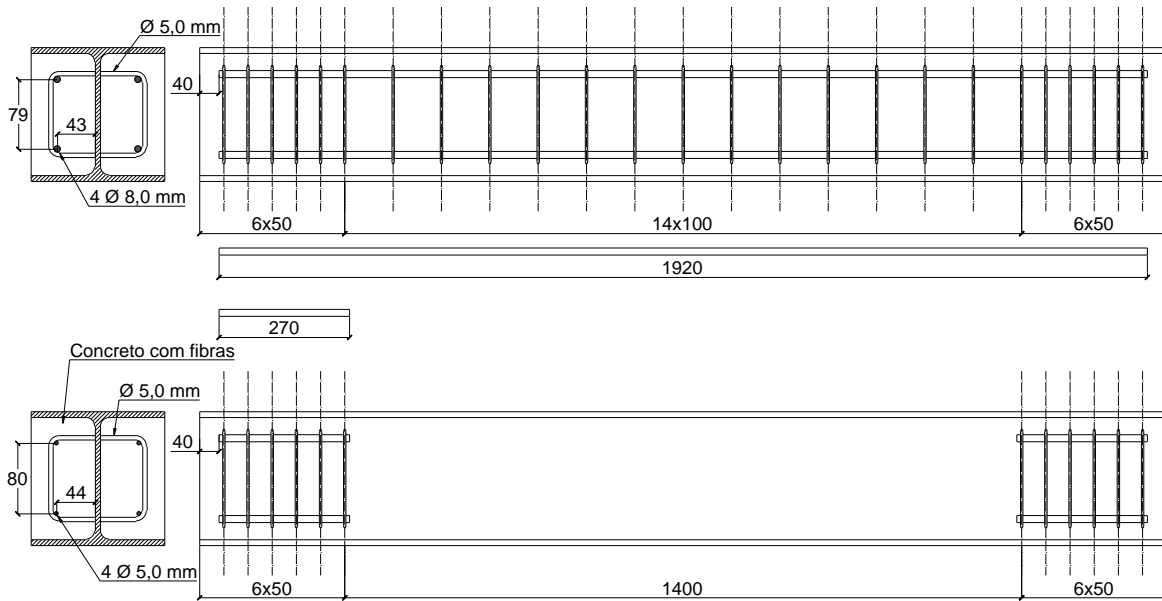
Fonte: Elaborada pelo autor.

A posição dos pontos de referência foi alterada de acordo com excentricidade de carregamento de cada exemplar simulado. Particularmente, para os pilares com carregamento axial foi aplicada uma pequena excentricidade (conforme determinações do estudo experimental, Tabela 3.13) a dada a dificuldade de se obter um exemplar perfeitamente centrado. Estratégia similar foi adotada por Pereira (2017), que aplicou uma excentricidade acidental de 3 mm em todos os modelos.

A malha de elementos finitos do pilar foi construída com elementos sólidos C3D8 (Figura 4.10-a) de integração completa e interpolação linear. Esse elemento possui 8 nós e 8 pontos de integração (Figura 4.10-b). Ao todo, foram utilizados no sólido 1536 elementos C3D8 com dimensão aproximada de 25 mm.

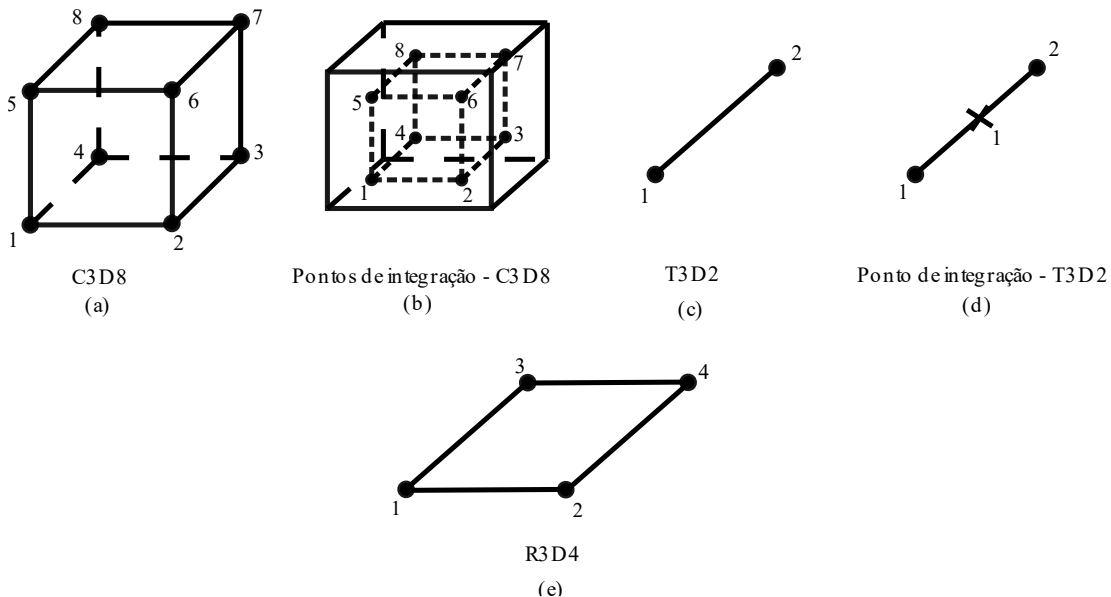
No caso das armaduras, foram utilizados elementos treliça T3D2 (Figura 4.10-c), sendo elementos com 2 nós e 1 ponto de integração (Figura 4.10-d). Foram utilizados no modelo 24 elementos com dimensão de 100 mm para representar as armaduras longitudinais e 60 elementos para os estribos nos exemplares com concreto convencional. A malha dos estribos foi construída por meio do recurso “*edge by number*”, tendo sido criado um 1 elemento por segmento da armadura transversal.

Figura 4.9 – Configuração geométrica dos pilares esbeltos de Pereira (2017)



Fonte: Adaptado de Pereira (2017).

Figura 4.10 - Elementos da biblioteca do *software* ABAQUS®: (a) C3D8, (b) C3D8 – Pontos de integração, (c) T3D2, (d) T3D2 – Pontos de integração e (e) R3D4



Fonte: Elaborada pelo autor.

No caso dos pilares com concreto com fibras foram utilizados 8 elementos para representar as armaduras longitudinais e 24 elementos para os estribos. Dada a dimensão reduzida da armadura longitudinal nesses exemplares, todos os elementos de armadura foram criados empregado o recurso “*edge by number*” para atribuir 1 elemento por segmento da armadura.

No caso das chapas rígidas de topo, foram empregados elementos rígidos discretos do tipo R3D4 (Figura 4.10 – e), sendo estes elementos rígidos 3D com 4 nós. Para a construção da chapa, foram empregados 565 elementos com dimensão aproximada de 10 mm.

O Quadro 4.1 apresenta um resumo dos elementos empregados nos modelos. Os elementos estão ilustrados na Figura 4.11.

Quadro 4.1– Número de elementos empregado em cada modelo

Comprimento	Tipo de reforço	Elementos		
		Pilar	Armaduras (Long./Transv.)	Placas de apoio
		C3D4	T3D2	R3D4
600	Convencional	1536	24 / 60	565
	Fibras	1536	8 / 24	565
2000	Convencional	5120	76 / 150	565
	Fibras	5120	24 / 72	565

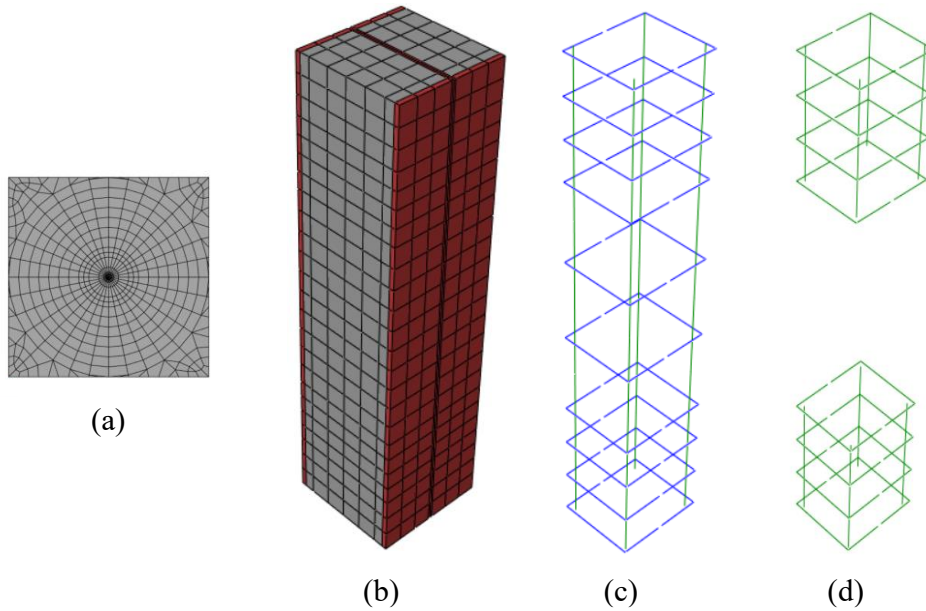
Fonte: Elaborado pelo autor.

Os elementos que representam as armaduras não possuem graus de liberdade próprios. Na verdade, ao utilizar o recurso “*embedded region constraint*” os graus de liberdade dos nós do elemento embutido são restringidos de acordo com os nós mais próximos do elemento em que ele está contido. O uso dessa estratégia provoca uma alteração da rigidez dos elementos que hospedam os elementos embutidos, implicando também em uma consideração de aderência perfeita entre as barras de aço e o concreto.

Com relação a representação do concreto com fibras em modelos numéricos, existem duas abordagens comumente empregadas: a modelagem de fibras discretas distribuídas aleatoriamente no elemento ou modificação da resposta do modelo constitutivo do material levando em consideração o efeito da adição de fibras. Nesse estudo será utilizada a segunda

abordagem, sendo utilizadas curvas Tensão vs. Deformação modificadas para o concreto de maneira a considerar a presença das fibras.

Figura 4.11 – Representação dos elementos do modelo numérico: (a) chapa de apoio, (b) perfil de aço + concreto, (c) armaduras para concreto convencional e (d) armaduras para concreto com fibras



Fonte: Elaborada pelo autor.

Assim como no caso das armaduras, a interação entre o concreto e o perfil de aço foi considerada como aderência perfeita. Como mencionado no item 2.4, Pereira (2017) não observou grande impacto na resposta do modelo ao simular a interface dos dois materiais.

Com relação aos parâmetros de plasticidade, foram empregados os valores da Quadro 4.2.

Quadro 4.2 – Parâmetros de plasticidade

Ângulo de dilatação	Excentricidade	f_{b0}/f_{c0}	K_c	μ
33°	0,1	1,16	0,667	0

Fonte: Elaborado pelo autor.

4.4 Modelos constitutivos para os materiais

A seguir são apresentados os modelos constitutivos empregados no modelo numérico para representar o comportamento dos materiais na simulação. Além das curvas Tensão vs.

Deformação do aço e concreto, é apresentado também o modelo de evolução do dano no concreto.

4.4.1 Modelos constitutivo do aço

Os estudos desenvolvidos por Pereira, De Nardin e El Debs (2016) e Pereira (2017) obtiveram boa representatividade com relação aos modelos numéricos considerando o comportamento do aço como elasto-plástico perfeito. Considerando os resultados desses estudos, esse modelo será adotado para representar o comportamento do perfil de aço e das barras de reforço convencional. Os valores considerados, apresentados na Tabela 4.1, foram obtidos dos ensaios realizados por Pereira (2017) e os desenvolvidos nesse trabalho. Para todos os casos foi assumido o módulo de elasticidade de 200 GPa e o Poisson de 0,3.

Tabela 4.1 – Valores das tensões de escoamento utilizados no modelo numérico

Material	Resistência ao escoamento (MPa)	
	Pereira (2017)	Experimental
Perfil de aço	385,0	377,7
Barra de aço - ϕ 5 mm	680,0	595,5
Barra de aço - ϕ 8 mm	524,0	-
Barra de aço - ϕ 6,3 mm	-	594,8

Fonte: Elaborada pelo autor.

A seguir são apresentados os modelos constitutivos para o concreto.

4.4.2 Comportamento do concreto na compressão

Na representação do comportamento à compressão do concreto convencional de Pereira (2017) foi utilizada a Equação (4.2), proposta por Carreira e Chu (1985). A Figura 4.12 (a) compara as curvas experimentais obtidas por Pereira (2017) com a curva analítica proposta.

$$\frac{\sigma_c}{f_{c0}} = \frac{\beta(\varepsilon/\varepsilon')}{\beta - 1 + (\varepsilon/\varepsilon')^\beta}; \beta \geq 1 \text{ e } \varepsilon \leq \varepsilon_u \quad (4.2)$$

Em que:

- σ_c é a tensão no concreto comprimido;

- f_{c0} é a resistência à compressão uniaxial do concreto;
- β é um parâmetro adimensional que rege o comportamento da curva;
- ε é a deformação do concreto comprimido;
- ε' é a deformação de pico do concreto comprimido;
- ε_u é a deformação última do concreto comprimido.

O parâmetro β pode ser obtido pela Equação (4.3), em que E_{in} é o módulo de elasticidade inicial do concreto. Alternativamente, seu valor também pode ser obtido pela Equação (4.4). No caso apresentado na Figura 4.12 (a) foi utilizada a segunda opção.

$$\beta = \frac{1}{1 - \frac{f_{c0}}{\varepsilon' E_{in}}} \quad (4.3)$$

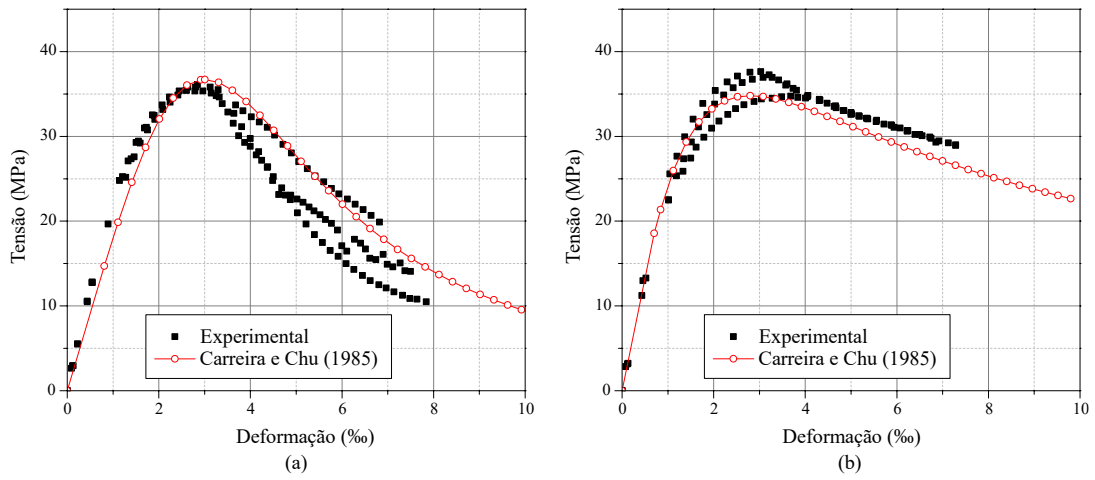
$$\beta = \left(\frac{f_{c0}}{32,4} \right) + 1,55; f_c \text{ em MPa} \quad (4.4)$$

Para representar o comportamento do concreto com fibras na compressão foi utilizada a mesma equação proposta por Carreira e Chu (1985), tendo sido trocada apenas a equação de cálculo do parâmetro β . A Equação (4.5) proposta por Júnior *et al.* (2010) foi empregada em conjunto com a Equação (4.2) para representar o comportamento do concreto com fibras na compressão, conforme apresentado na Figura 4.12 (b). O parâmetro V_f da Equação (4.5) é o volume de fibras utilizado no concreto.

$$\beta = (0,0536 - 0,5754V_f) * f_c \quad (4.5)$$

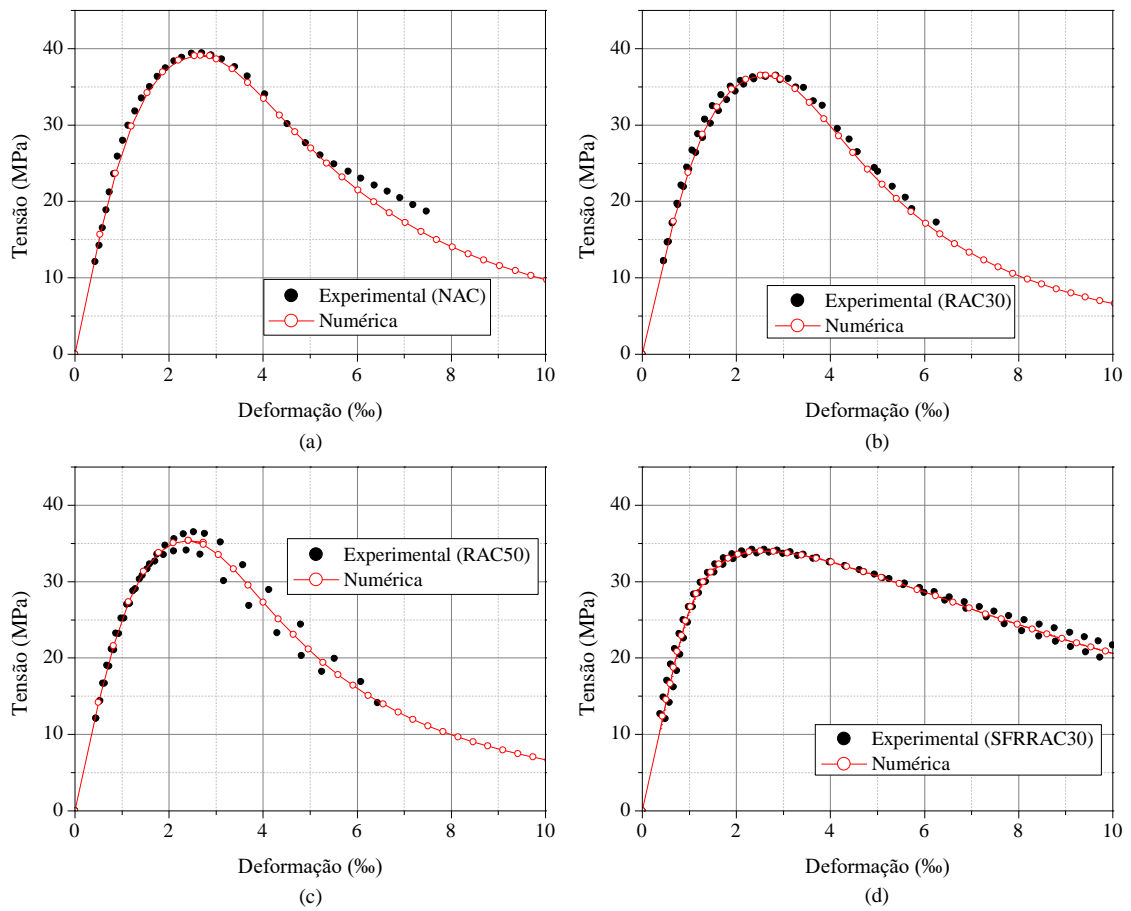
A Figura 4.13 apresenta as curvas empregadas no modelo numérico e as obtidas no programa experimental. No caso do concreto convencional (NAC) o resultado com 35,31 MPa não foi considerado na elaboração da curva numérica por estar fora dos limites estabelecidos pelo critério de Chauvenet (Apêndice B), sendo considerado como não representativo do conjunto. De modo geral, buscou-se que as curvas numéricas tivessem um comportamento intermediário entre as duas determinações de cada dia de concretagem.

Figura 4.12 – Comparação da curva Tensão vs. Deformação adotada para o (a) concreto convencional de Pereira e (b) concreto com fibras de Pereira (2017)



Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 4.13 – Curvas Tensão vs. Deformação adotadas nos modelos numéricos para o (a) NAC, (b) RAC30, (c) RAC50 e (d) SFRRAC30



Fonte: Elaborada pelo autor.

Para todos os casos analisados, o Poisson do concreto foi considerado com o valor 0,2. O módulo de elasticidade considerado no modelo numérico foi o obtido por meio dos valores experimentais medidos pelos *clip-gages* utilizados na obtenção das curvas dos ensaios Tensão vs. Deformação do concreto. No caso dos modelos calibrados com base nos resultados de Pereira (2017) foram empregados os módulos de elasticidade determinados pela autora. Os valores utilizados para cada concreto estão apresentados na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Módulos de Elasticidade dos concretos usados no modelo numérico

Concreto	Módulo de Elasticidade (MPa)
Pereira (2017)	26000
Pereira – fibras (2017)	27000
NAC	27800
RAC30	26600
SFRRAC30	28527

Fonte: Elaborada pelo autor.

A seguir é apresentado o comportamento adotado para o concreto na tração.

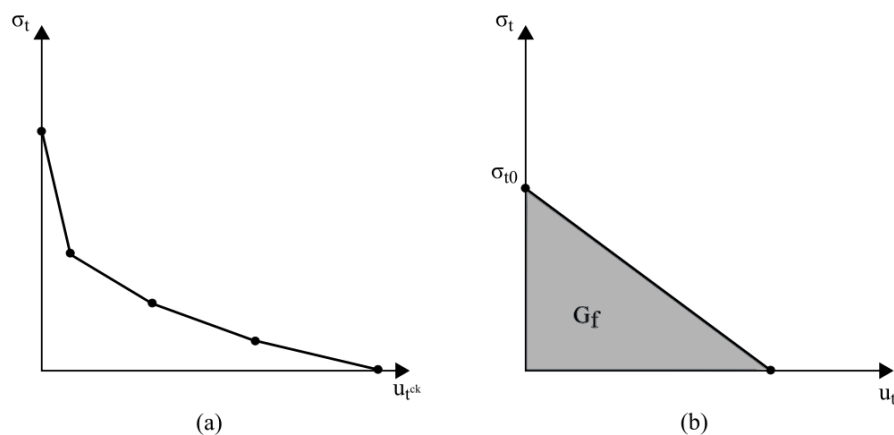
4.4.3 Comportamento do concreto na tração

O ABAQUS® permite descrever o comportamento do concreto na tração de três maneiras: por meio de curvas Tensão vs. Deformação, curvas Tensão vs. Deslocamento e fornecendo a energia de fratura. A definição do comportamento do concreto por meio da relação Tensão vs. Deformação pode provocar grande dependência da malha, principalmente em modelos em que não há reforço em uma parcela considerável do elemento simulado.

Como alternativa, é possível definir o comportamento do concreto na tração de acordo com um critério de energia de fratura. Uma das opções, que consiste em simplesmente fornecer a energia de fratura do concreto, gera o comportamento linear apresentado na Figura 4.14 (b). A outra segue a proposta de Hilleborg, Modeer e Petersson (1986), consistindo em utilizar uma curva com os pontos discretizados conforme a Figura 4.14 (a), o que traz maior flexibilidade na definição do comportamento. A desvantagem dessas alternativas consiste no fato do ABAQUS® não permitir a definição manual da largura de banda na versão *Standart*, o que

resultaria em curvas Tensão vs. Deformação distintas para cada elemento com lados diferentes do especificado na criação da malha.

Figura 4.14 – Curvas Tensão vs. Deslocamento após a falha do material



Fonte: Adaptada do Manual do Usuário do ABAQUS (2016).

A opção adotada para simular o concreto na tração foi inserir a curva Tensão vs. Deformação diretamente no modelo. A curva Tensão vs. Abertura de fissura empregada para representar o comportamento do concreto foi a proposta por Hordijk (1991), apresentada na Equação (4.6).

$$\frac{\sigma_t(w)}{f_t} = [1 + (c_1 w/w_c)^3] e^{-c_2 \frac{w}{w_c}} - \frac{w}{w_c} (1 + c_1^3) e^{-c_2} \quad (4.6)$$

Em que:

- $\sigma_t(w)$ é a tensão no concreto tracionado para a respectiva abertura de fissura;
- f_t é a resistência à tração do concreto;
- w é a abertura de fissura do concreto tracionado;
- w_c é a máxima abertura de fissura;
- c_1 e c_2 são constantes com valores, respectivamente, de 3 e 6,93,

A máxima fissura w_c foi determinada por meio da energia de fratura G_f e da resistência à tração (f_t), conforme a Equação (4.7), também proposta por Hordijk (1991). Por sua vez, a energia de fratura pode ser estimada pela Equação (4.8), proposta pelo CEB-FIP 90 (1993),

utilizando a resistência média à compressão do concreto (f_{cm}) e o valor básico da energia de fratura, G_{f0} .

$$w_c = 5,14 \frac{G_f}{f_t} \quad (4.7)$$

$$G_f = G_{f0} \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0,7} \quad (4.8)$$

Os valores básicos da energia de fratura de acordo com o CEB-FIP 90 (1993) estão apresentados na Tabela 4.3. Considerando a dimensão máxima do agregado utilizado por Pereira (2017) de 9,5 mm, foi obtido o valor de 0,026 Nmm/mm² para G_{f0} por interpolação linear.

Tabela 4.3 – Valores básicos da energia de fratura

$d_{\text{máx}}$ (mm)	G_{f0} (Nmm/mm ²)
8	0,025
16	0,030
32	0,058

Fonte: CEB-FIP Model Code (1990).

A partir da curva Tensão vs. Abertura de fissura é possível obter a curva Tensão vs. Deformação por meio da Equação (4.9). O parâmetro l_{ch} é chamado de comprimento característico do elemento ou largura de banda de fissuração e, no caso dos elementos sólidos, é equivalente a raiz cúbica do volume do elemento.

$$l_{ch} = \frac{w}{\varepsilon_t^{in}} \quad (4.9)$$

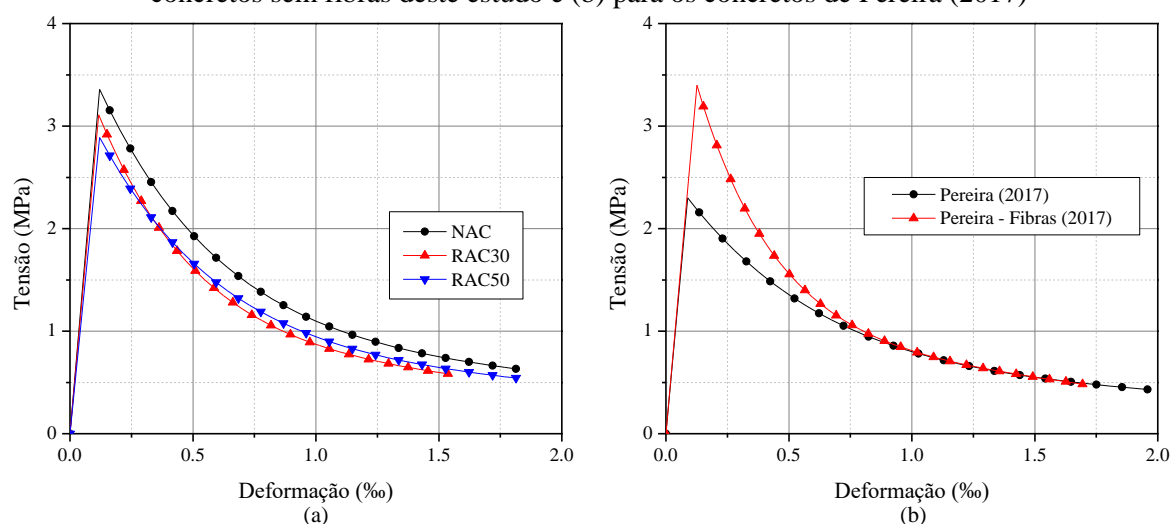
Utilizando as expressões apresentadas foram obtidas as curvas apresentadas na Figura 4.15. Os valores utilizados para a obtenção dessas curvas estão apresentados na Tabela 4.4. Na falta de ensaios de caracterização, as mesmas expressões foram utilizadas para descrever o comportamento do concreto com fibras de Pereira (2017) na tração.

Tabela 4.4 – Valores utilizados nos parâmetros utilizados para obtenção da curva Tensão vs. Abertura de fissura

Parâmetro	Unid,	Pereira (2017)	Pereira – Fibras (2017)	NAC	RAC30
f_{tm}	MPa	2,30	3,40	3,36	3,11
G_f	Nmm/mm ²	0,0646	0,0622	0,0870	0,0681
w_c	mm	0,14436	0,09410	0,13313	0,11260

Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 4.15 – Curvas Tensão vs. Deformação na tração empregadas no modelo numérico: (a) para os concretos sem fibras deste estudo e (b) para os concretos de Pereira (2017)



Fonte: Elaborada pelo autor.

O uso das fibras garante uma maior capacidade de deformação do concreto, o que torna o modelo anterior inapropriado para representar o seu comportamento. No caso do concreto com fibras, a curva Tensão vs. Abertura de fissuras pode ser obtida de maneira indireta por meio ensaios de flexão em prismas, como os realizados no programa experimental. A seguir serão apresentadas as expressões propostas no modelo de Amin, Foster e Muttoni (2015) adotadas para representar o comportamento do concreto com fibras do presente estudo.

A Equação (4.10) é utilizada para determinação a tensão contribuinte das fibras, enquanto a Equação (4.11) é empregada na conversão do CMOD para abertura de fissura (w). Ainda, a posição da linha neutra d_n pode ser assumida de maneira conservadora como $0,3h_{sp}$.

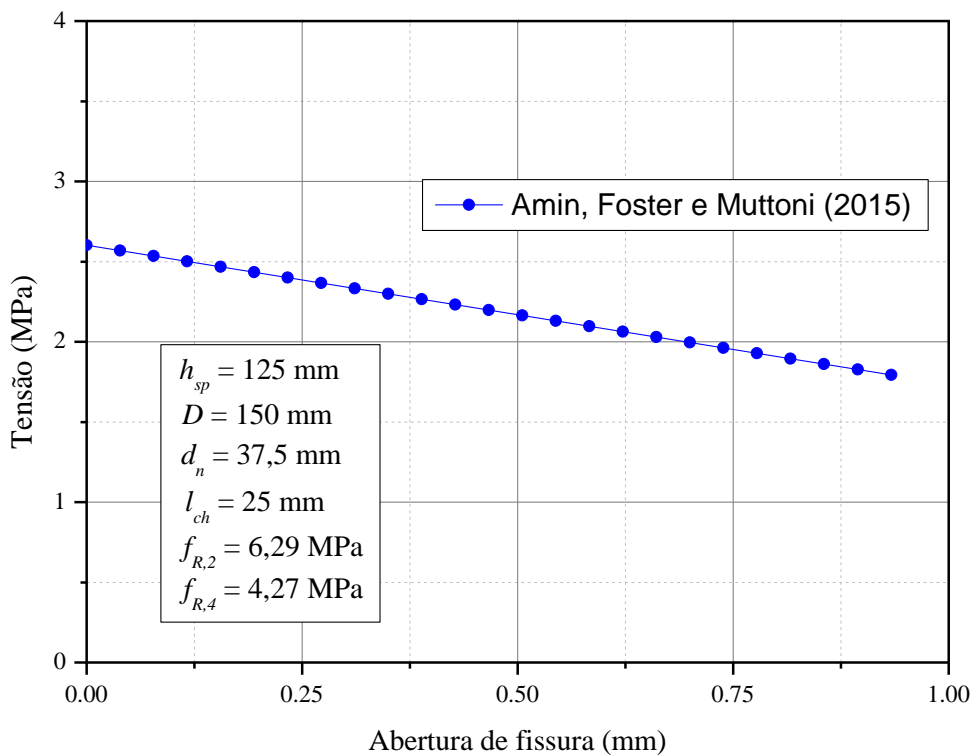
$$\sigma_f(w) = f_w = \frac{f_{R2}}{3} + (f_{R4} - f_{R2})\xi(w); \quad (4.10)$$

$$\xi(w) = \frac{w}{3} \frac{D - d_n}{h_{sp} - d_n} - \frac{1}{4}, d_n = 0,3h_{sp}$$

$$w = \frac{0,35h_{sp}CMOD}{D - 0,3h_{sp}} \quad (4.11)$$

Empregando as expressões apresentadas acima, foi obtida a reta apresentada na Figura 4.16. A curva foi limitada até que se alcançasse a mesma energia de fratura calculada para os resultados experimentais dos prismas, o que correspondeu para o CMOD de 2,4 mm.

Figura 4.16 – Curva Tensão vs. Abertura de fissura para o concreto com fibras



Fonte: Elaborada pelo autor.

A seguir é apresentado o modelo de dano adotado para representar a degradação do concreto com o avanço do carregamento.

4.4.4 Modelo de evolução do dano

Além da curva Tensão vs. Deformação do concreto na compressão, é necessário obter também a parâmetro do dano correspondente para cada incremento de deformação. O modelo adotado foi o proposto por Alfarah, López-Almansa e Oller (2017), apresentado na Equação (4.12). Além disso, a entrada da deformação no ABAQUS® é feita pela parcela inelástica, obtida pela Equação (4.13). As mesmas expressões são válidas para o cálculo dos parâmetros na tração e na compressão.

$$d_k = 1 - \frac{1}{2 + a_k} \left[2(1 + a_k)e^{-b_k \varepsilon_k^{in}} - a_k e^{-2b_k \varepsilon_k^{in}} \right], k = c, t$$

$$a_k = 2 \frac{f_{km}}{f_{k0}} - 1 + 2 \sqrt{\left(\frac{f_{km}}{f_{k0}} \right)^2 - \frac{f_{km}}{f_{k0}}}, k = c, t; b_k = \frac{f_{k0} l_{eq}}{G} \left(1 + \frac{a_k}{2} \right)$$
(4.12)

$$\varepsilon_k^{in} = \varepsilon_k^t - f_k / E_c, k = c, t$$
(4.13)

Em que:

- d_k é parâmetro de dano do concreto comprimido/tracionado;
- a_k e b_k são parâmetros constantes empregados na determinação do parâmetro do dano;
- ε_k^{in} é a deformação inelástica do concreto comprimido/tracionado;
- f_{km} é a resistência à compressão/tração do média do concreto;
- f_{k0} é a tensão no limite elástico do concreto na compressão/tração;
- l_{eq} é o comprimento característico do elemento;
- G é a energia de fraturamento do concreto à compressão (G_{ch}) ou a energia de fratura do concreto na tração (G_f);
- ε_k^t é a deformação total do concreto comprimido/tracionado;
- f_k é a tensão no concreto comprimido/tracionado;
- E_c é o módulo de elasticidade do concreto.

O valor da energia de esmagamento foi calculado por meio das curvas Tensão vs. Deformação a partir do ponto de 40% da tensão máxima, conforme proposto no modelo de Alfarah, López-Almansa e Oller (2017). Os valores obtidos estão apresentados na Tabela 4.5.

Tabela 4.5 – Energias de esmagamento empregadas nos modelos numéricos

Concreto	Energia de esmagamento (Nmm/mm ²)
Pereira (2017)	7,405
Pereira - Fibras (2017)	9,553
NAC	6,725
RAC30	5,333
SFRRAC30	9,215

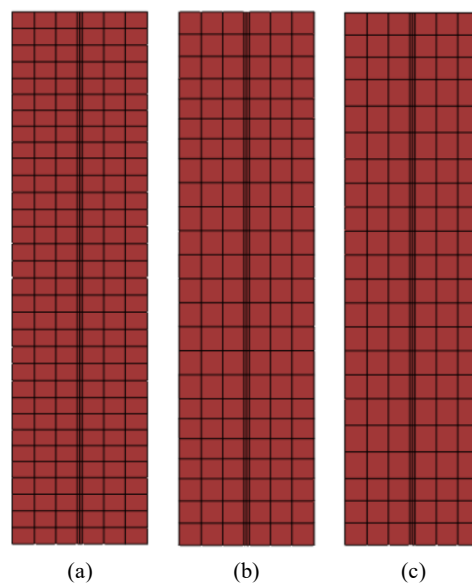
Fonte: Elaborada pelo autor.

Em seguida serão apresentados os resultados obtidos pelos modelos calibrados.

4.4.5 Análise de sensibilidade

Neste item são analisados os impactos de alguns parâmetros chave na definição do modelo numérico, como a malha e os parâmetros do CDP. A sensibilidade do modelo à malha de elementos finitos foi avaliada variando a dimensão dos elementos que representam o pilar, sendo possível comparar as malhas avaliadas pela Figura 4.17.

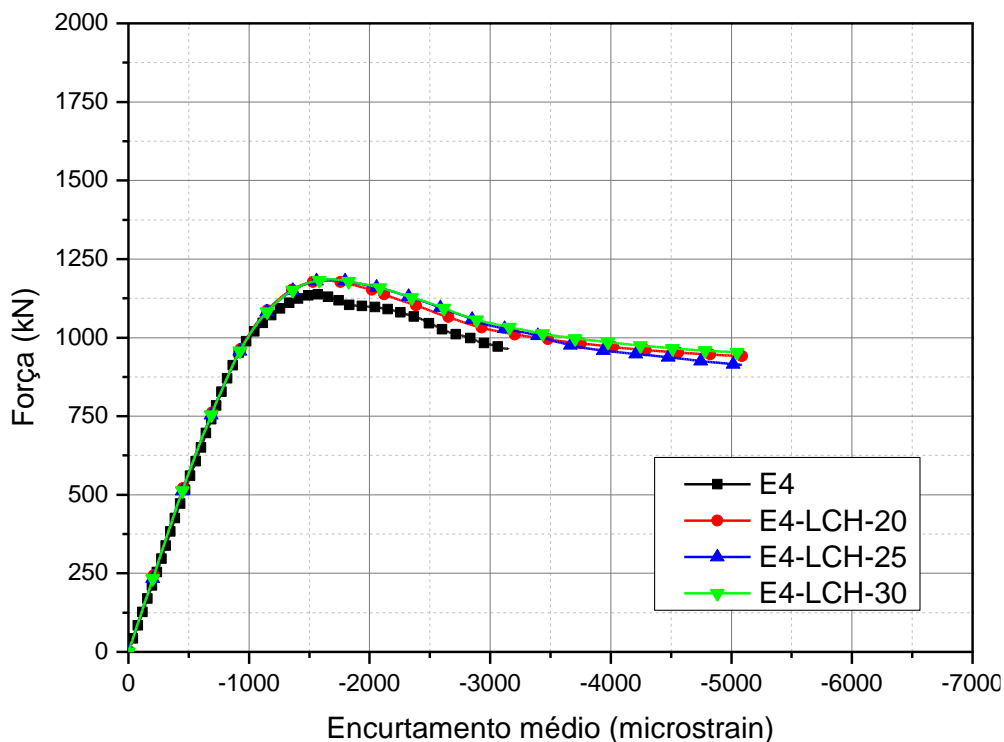
Figura 4.17 – Variação da malha de elementos finitos: (a) 20 mm, (b) 25 mm e (c) 30 mm



Fonte: Elaborada pelo autor.

Na Figura 4.18 são apresentadas as respostas do modelo ao variar a malha de elementos entre 20 e 30 mm. É possível perceber que não há grande influência na resposta, indicando que os resultados do modelo têm baixa dependência da malha. Ao final, optou-se por seguir as análises com a malha intermediária de 25 mm.

Figura 4.18 – Análise de sensibilidade da malha

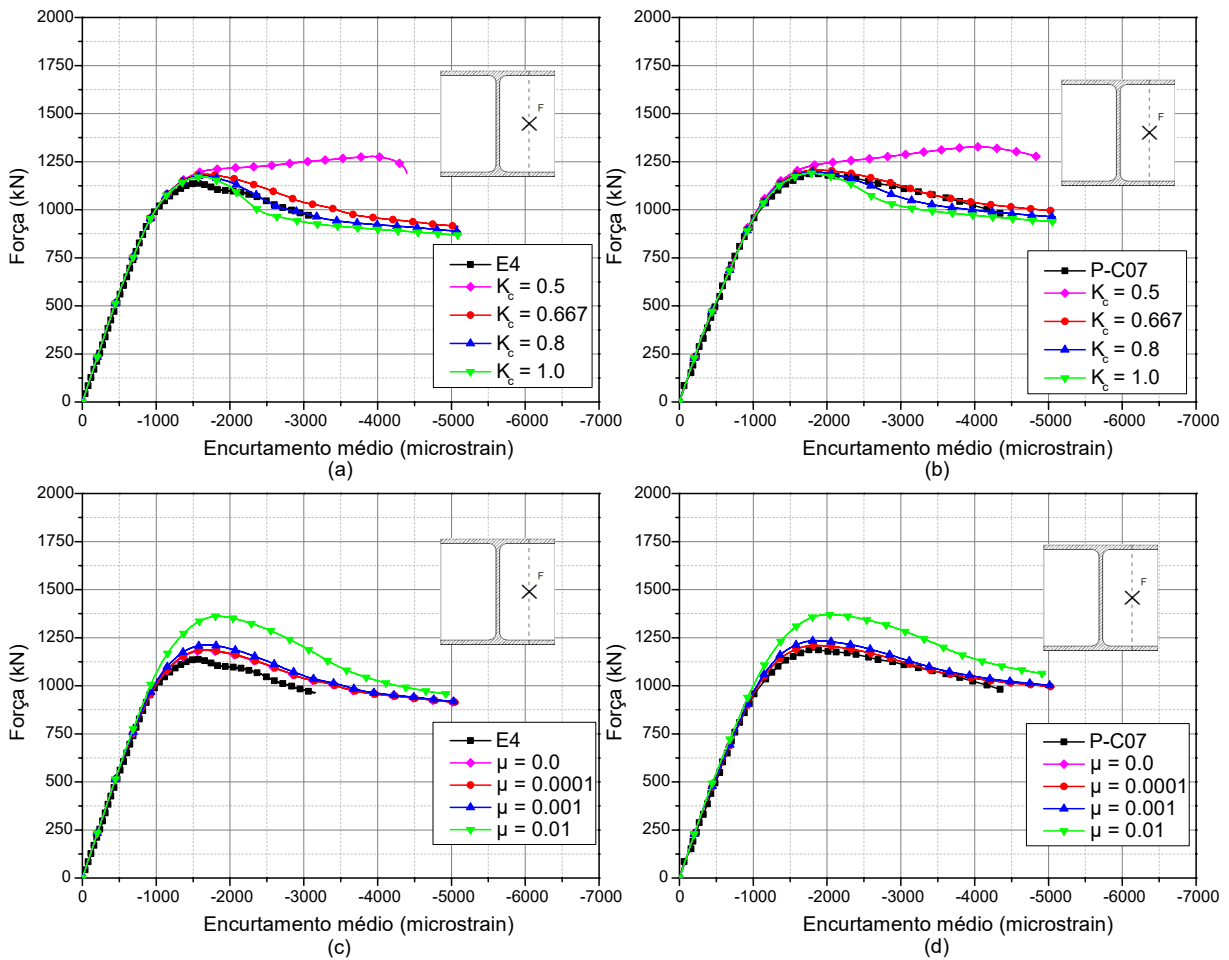


Fonte: Elaborada pelo autor.

Com relação aos parâmetros do CDP, apenas a viscosidade e o parâmetro K_c tiveram impacto significativo na resposta do modelo. Assim, apenas as variações causadas por esses parâmetros serão analisadas. Quando não especificado, os valores adotados nas simulações são os apresentados na Quadro 4.2.

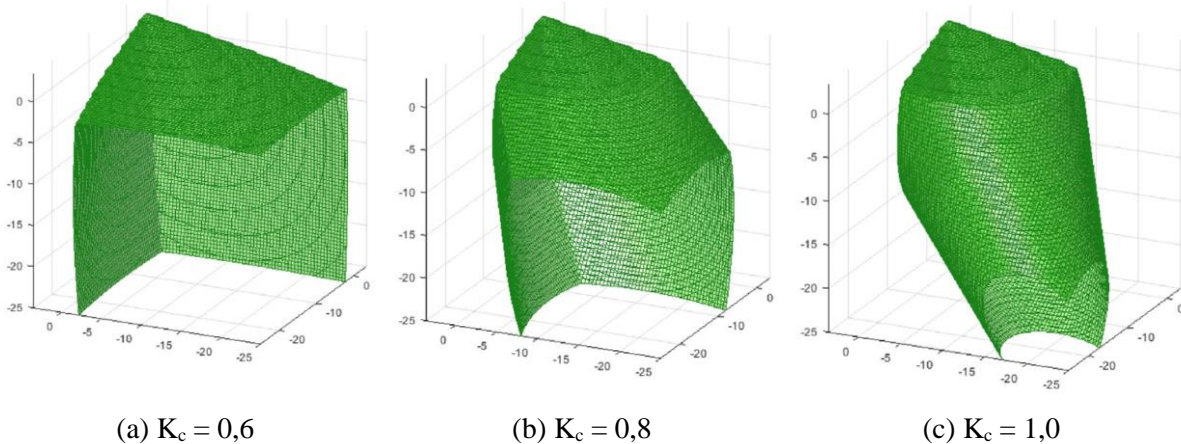
Na Figura 4.19 (a) e (b) são apresentadas, respectivamente, as respostas dos modelos para diferentes valores de K_c para o exemplar E4 desse estudo e P-C07 do estudo de Pereira (2017). Ambos os exemplares foram produzidos com concreto convencional e submetidos à flexão no eixo de menor inércia. É possível perceber que a capacidade do elemento aumenta ao diminuir o valor de K_c , o que pode ser compreendido pela Figura 4.20, em que se observa uma expansão da superfície de plastificação do CDP ao diminuir o valor desse parâmetro. O valor padrão sugerido, de $K_c = 0,667$, apresentou boa representatividade e foi adotada nas demais simulações.

Figura 4.19 – Impacto do parâmetro K_c para (a) E4 e (b) P-C07 e da viscosidade para (c) E4 e (d) P-C07.



Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 4.20 – Influência do parâmetro K_c na superfície de plastificação do CDP: a) $K_c = 0,6$, b) $K_c = 0,8$ e c) $1,0$



Fonte: Adaptada de Wosatko *et al.* (2019).

O impacto da viscosidade nos modelos está apresentado na Figura 4.19 (c) e (d). As curvas para $\mu = 0$ e $\mu = 0,0001$ têm resultados praticamente iguais, enquanto para o valor de $\mu = 0,001$ já é possível perceber um aumento da força na curva próximo à região do pico. Quando o valor de μ chega a 0,01 a resposta do modelo é significativamente alterada, havendo aumento considerável da capacidade do pilar. Optou-se por seguir as simulações com o valor de $\mu = 0$, que apresentou boa representatividade com os resultados experimentais.

4.5 Calibração com os resultados de Pereira (2017) – pilares esbeltos

Neste item serão apresentados a comparação entre os resultados experimentais de Pereira (2017) e os obtidos no modelo numérico para os pilares esbeltos. Os resultados para os pilares curtos de Pereira (2017) não serão discutidos em função da grande similaridade com os modelos ensaiados neste estudo e cujos resultados estão apresentados no item 4.6. As comparações das curvas experimentais e numéricas para os pilares curtos de Pereira (2017) podem ser conferidas no Apêndice C.

Na Figura 4.21 estão apresentadas as curvas Força vs. Encurtamento médio para os pilares esbeltos com concreto convencional. Há boa correlação entre as curvas numéricas e experimentais, sendo tanto a rigidez inicial quanto a força de pico muito próximas em ambos os casos. O pós-pico dos exemplares esbeltos não pôde ser completamente determinado por Pereira (2017) em função da rápida queda da carga após o pico e o considerável aumento dos deslocamentos laterais, tornando a continuidade do ensaio perigosa. No entanto, é interessante observar que esse efeito é representado no modelo numérico, como pode ser observado pelo pequeno trecho do pós-pico do pilar P-E01.

Na Figura 4.22 é possível comparar os resultados para os exemplares esbeltos com concreto com fibras de Pereira (2017). Embora as rigidezes das curvas sejam similares em ambos os casos, a força de pico do exemplar P-E03 não foi bem representada pelo modelo numérico. Particularmente para o pilar P-E06 é possível perceber que o modelo numérico teve uma queda menos abrupta da carga aplicada ao atingir a força de pico, indicando que o modelo numérico manteve maior capacidade residual na região de pós-pico.

Figura 4.21 - Curvas Força vs. Encurtamento médio experimentais e numéricas para os exemplares esbeltos com concreto convencional de Pereira (2017)

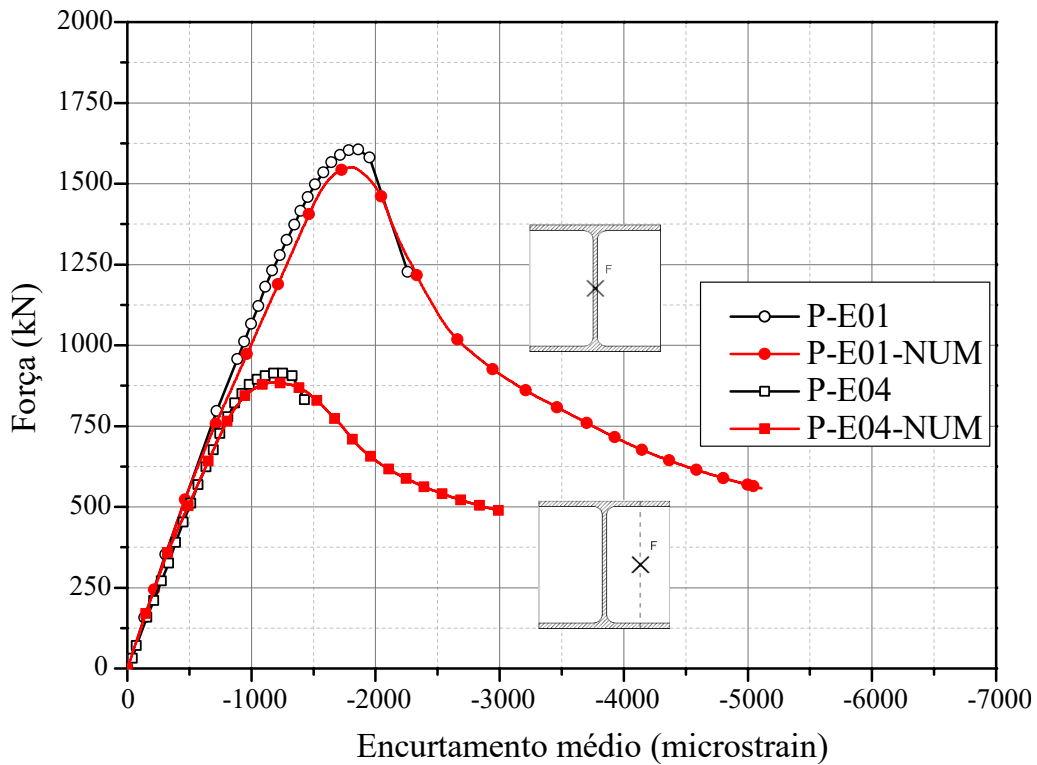
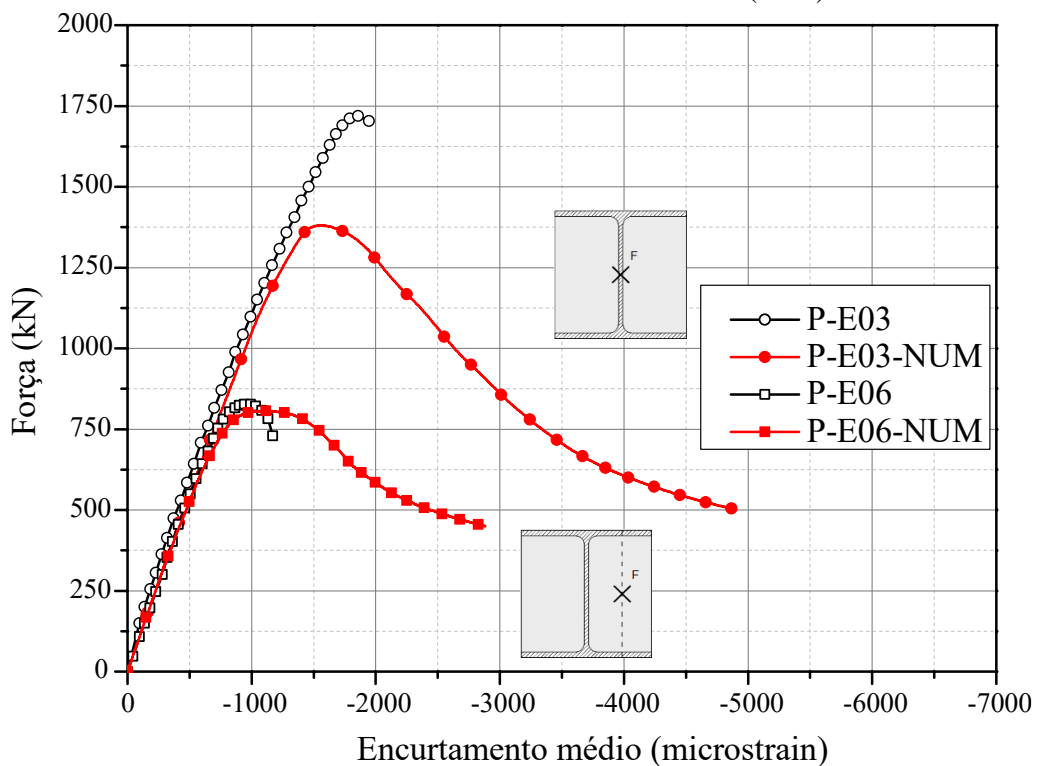
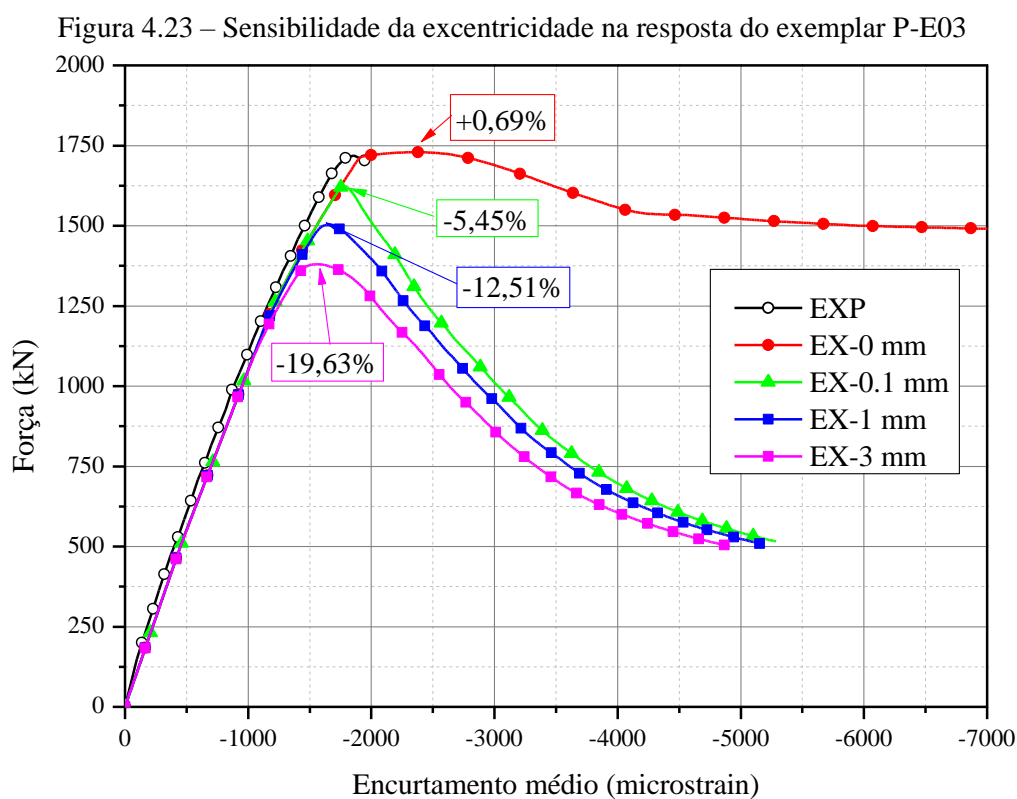


Figura 4.22 - Curvas Força vs. Encurtamento médio experimentais e numéricas para os exemplares esbeltos com concreto com fibras de Pereira (2017)



A diferença da força de pico do exemplar P-E03, de -19,63%, pode estar relacionada à alguns fatores, como o fato do modelo ter sido desenvolvido em outro *software* de elementos finitos, ou ainda à excentricidade acidental de 3 mm aplicada nos modelos com carregamento centrado de Pereira (2017) desenvolvidos neste trabalho. Essa é a mesma estratégia empregada por Pereira (2017) em seu modelo numérico no DIANA® para representar possível o mau posicionamento durante o ensaio ou ainda imperfeições geométricas nos exemplares. No entanto, no modelo desenvolvido pela autora a diferença entre a força de pico experimental e numérica para esse exemplar foi de -10,31%.

Na Figura 4.23 é mostrada a sensibilidade da resposta do modelo numérico do exemplar P-E03 à variação da excentricidade de carregamento.



Fonte: Elaborada pelo autor.

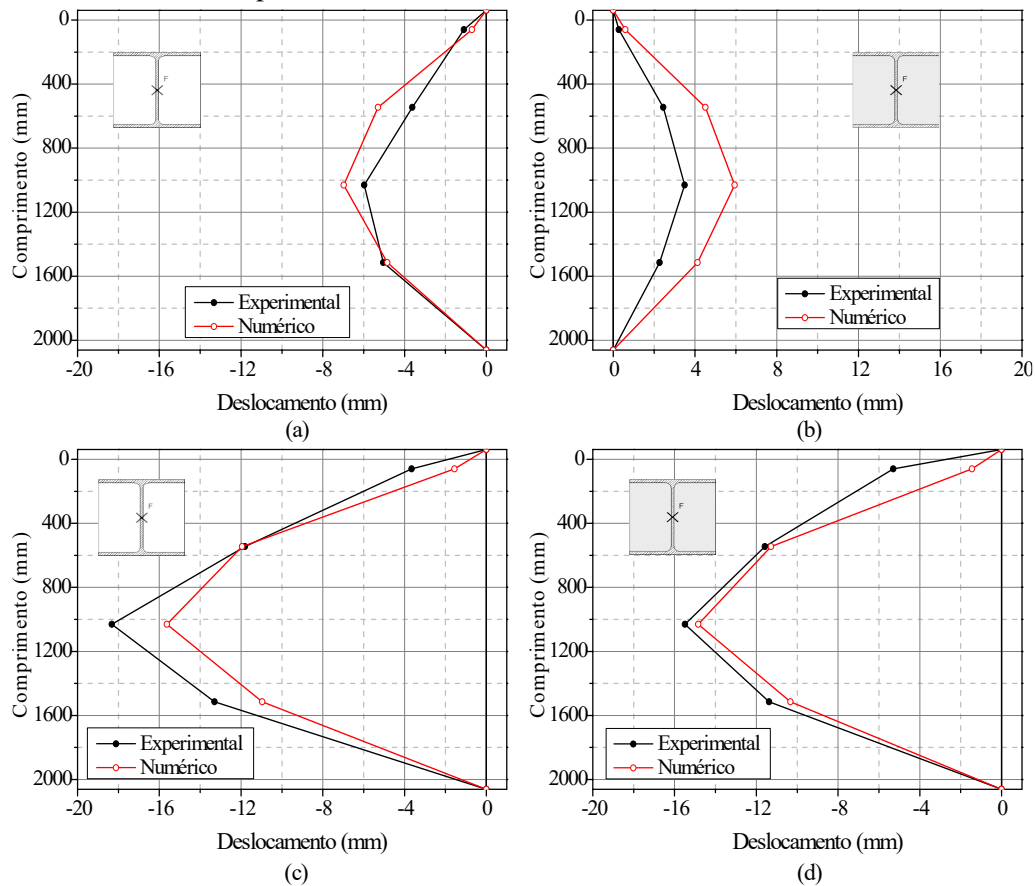
É possível notar que, em relação à carga máxima, a curva numérica que melhor se aproxima da resposta experimental é a obtida com excentricidade nula. No entanto, em função da falta da determinação do comportamento pós-pico para o exemplar experimental não é possível verificar a representatividade do modelo nessa etapa de carregamento. Nota-se também uma grande sensibilidade da resposta em relação à excentricidade de carregamento, havendo redução considerável da carga máxima para valores baixos de excentricidade como 0,1 mm.

Optou-se, assim, por analisar a configuração deformada do exemplar P-E03 no modelo numérico para determinar qual o valor da excentricidade melhor representa o seu comportamento. Essa discussão está apresentada a seguir.

4.5.1 Deslocamentos, deformações e falha no modelo numérico

Nesta seção são comparados os deslocamentos laterais e as deformações do modelo numérico com os resultados experimentais de Pereira (2017). Na Figura 4.24 são apresentadas as comparações entre os deslocamentos laterais em cada modelo, tendo havido boa correlação entre modelos experimentais e numéricos, principalmente para os prontos mais próximos à seção central. Nos dois exemplares centrados foi adotada a excentricidade acidental de 3 mm.

Figura 4.24 - Deslocamentos laterais dos modelos físicos e numéricos de Pereira (2017) para a carga de pico: (a) P-E01, (b) P-E03, (c) P-E04, (d) P-E06



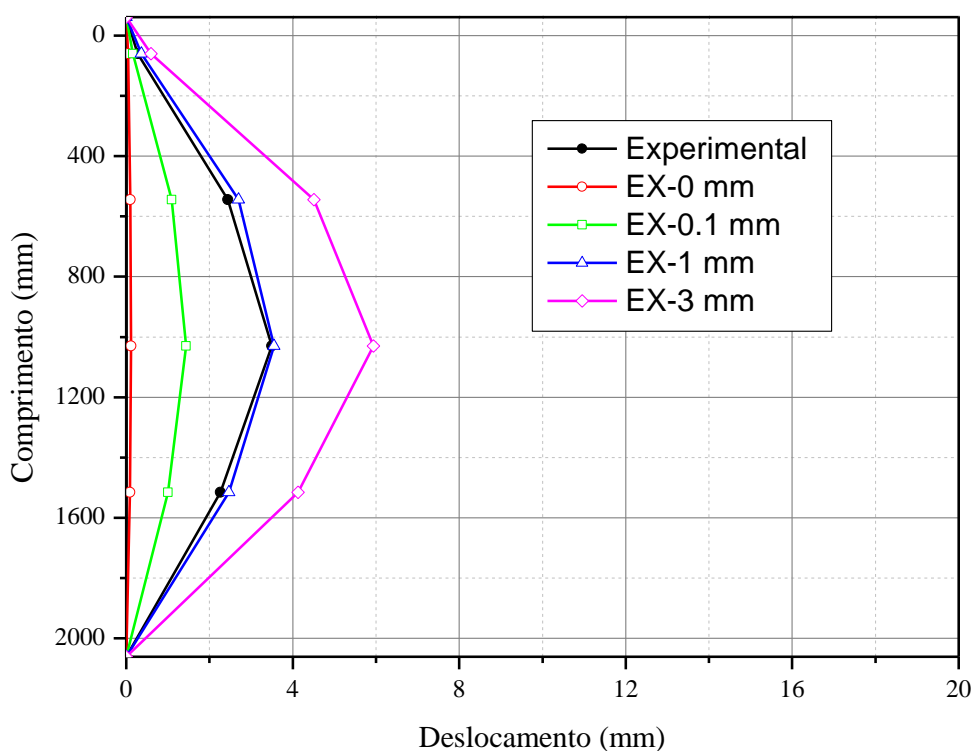
Fonte: Elaborada pelo autor.

É interessante observar que os deslocamentos laterais do modelo numérico do exemplar P-E03 foram consistentemente superiores aos encontrados para o modelo físico em todos os pontos, o que não ocorre nos demais modelos. Junto ao fato de o modelo numérico de Pereira (2017) também ter subestimado a capacidade resistente deste exemplar, isso pode ser um

indicativo que o valor da excentricidade acidental padronizado por Pereira (2017) de 3 mm é, especificamente neste caso, superior ao valor necessário para efetivamente representar os desvios no modelo experimental.

São apresentados na Figura 4.25 os deslocamentos laterais para diferentes níveis de excentricidade aplicadas no modelo numérico do pilar P-E03. Ao relacionar com os resultados apresentados na Figura 4.23 é possível perceber que, apesar da maior proximidade da carga máxima, o modelo numérico com a excentricidade nula não é capaz de representar os deslocamentos laterais de maneira fiel. Nesse sentido, a excentricidade de 1 mm se mostrou a melhor opção, além de haver um erro -12,51% em relação à carga máxima, relativamente inferior ao obtido para a excentricidade padronizada por Pereira (2017) de 3 mm. Sendo assim, o valor de 1 mm foi adotado para a excentricidade do pilar P-E03.

Figura 4.25 – Deslocamentos laterais do exemplar P-E03 para diferentes valores de excentricidades acidentais

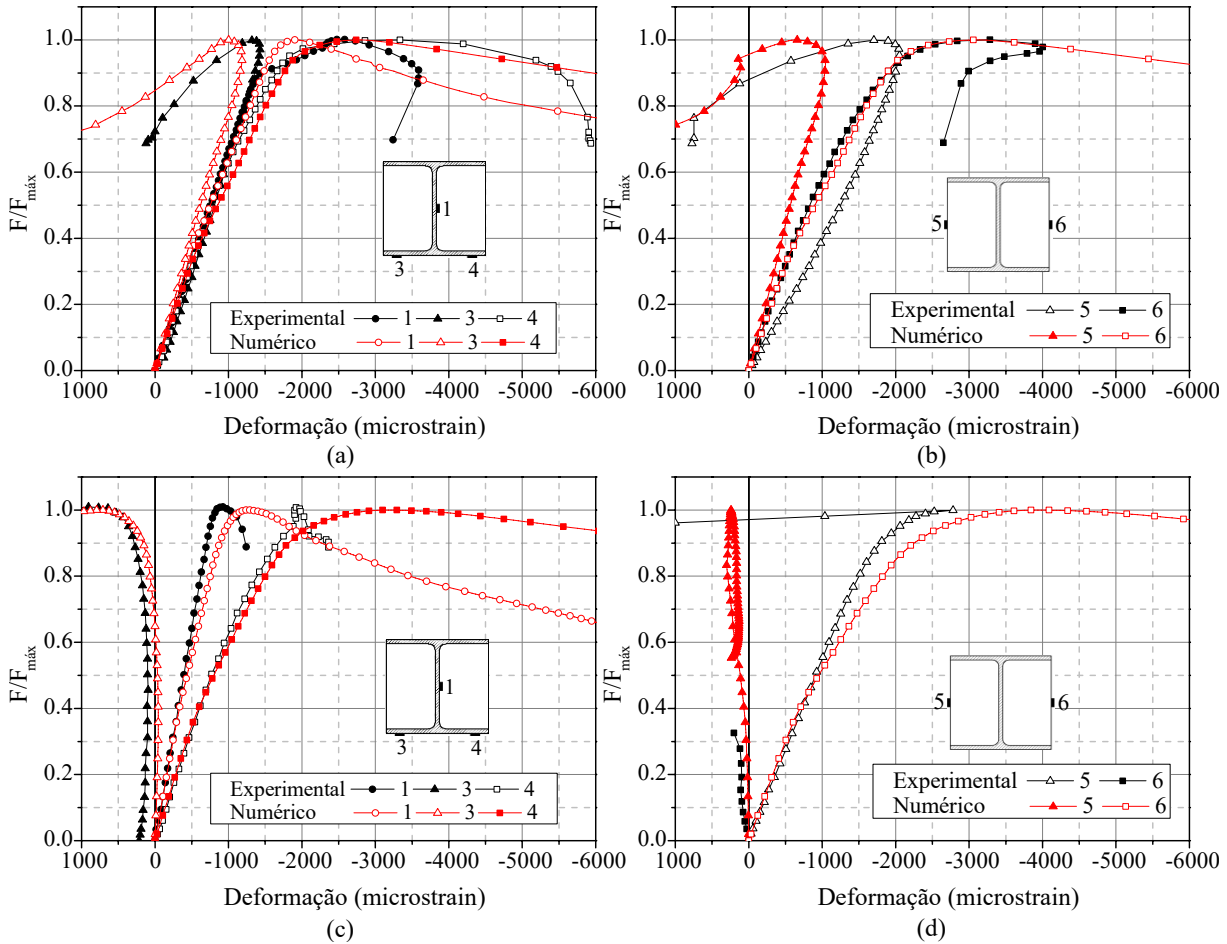


Fonte: Elaborada pelo autor.

Na Figura 4.26 são apresentadas as comparações das medições nos extensômetros com os valores extraídos do modelo numérico. Há boa correlação entre os resultados experimentais e numéricos, havendo maiores desvios nos extensômetros do concreto, especificamente no

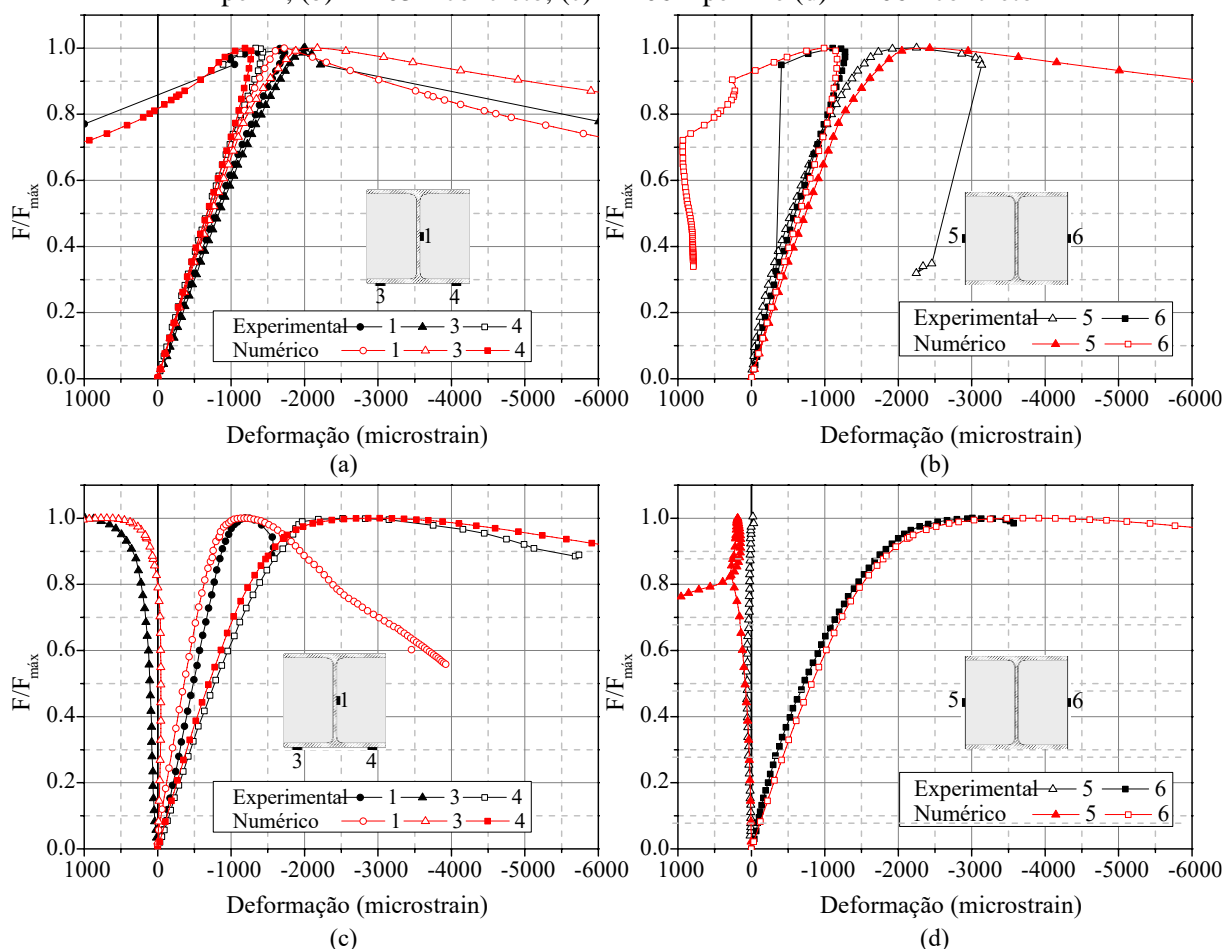
extensômetro 5 do exemplar P-E01. Comportamento similar é observado para os exemplares com fibras, cujas curvas estão apresentadas na Figura 4.27.

Figura 4.26 - Comparação das curvas experimentais e numéricas Força normalizada vs. Deformação nos extensômetros para os exemplares esbeltos de Pereira (2017) com concreto convencional: (a) P-E01 – perfil, (b) P-E01 – concreto, (c) P-E04 – perfil e (d) P-E04 - concreto



Fonte: Elaborada pelo autor.

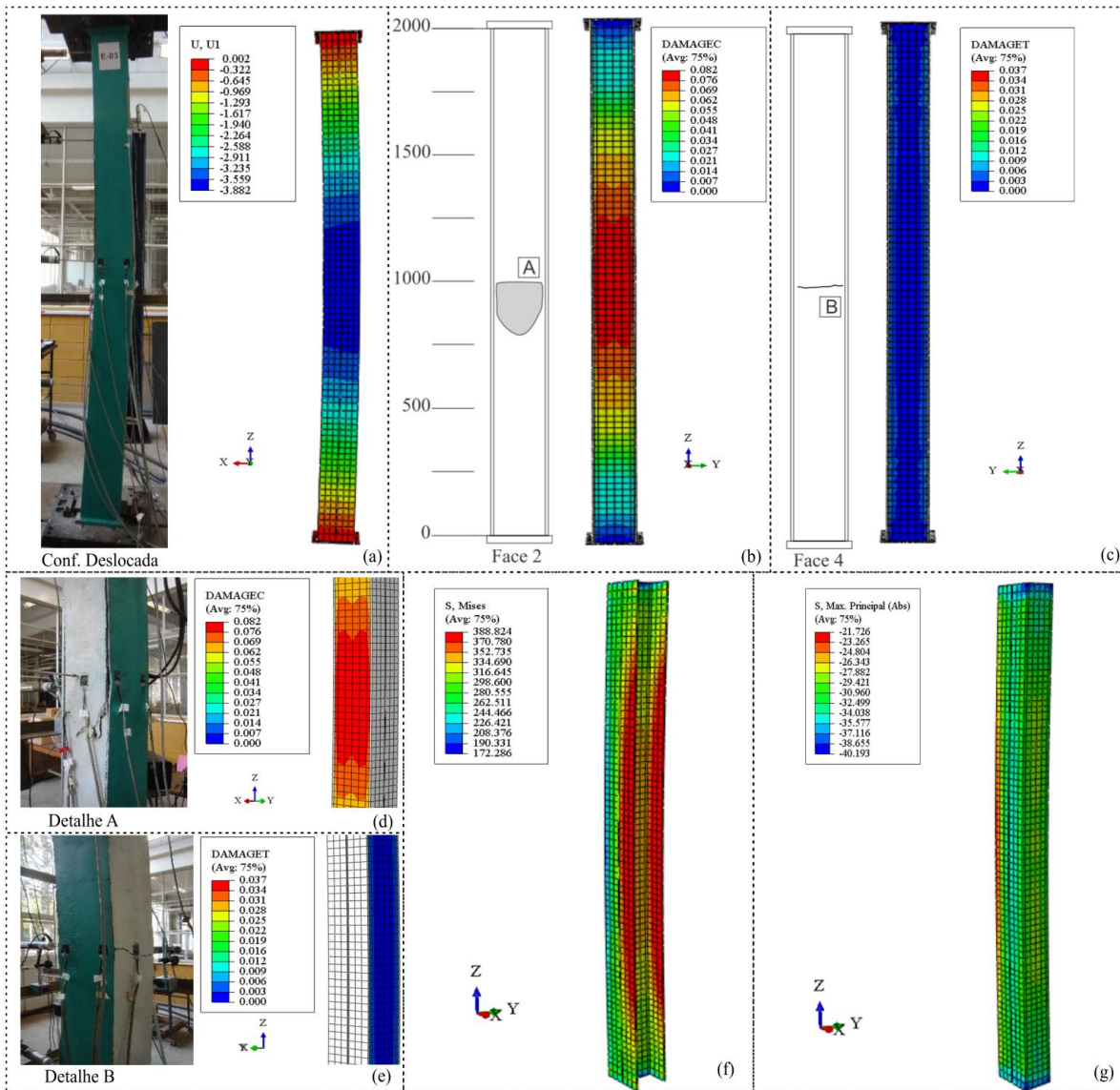
Figura 4.27 - Comparação das curvas experimentais e numéricas Força normalizada vs. Deformação nos extensômetros para os exemplares esbeltos de Pereira (2017) com concreto com fibras: (a) P-E03 – perfil, (b) P-E03 – concreto, (c) P-E06 – perfil e (d) P-E06 - concreto



Fonte: Elaborada pelo autor.

A falha dos modelos físico e numérico do pilar P-E03 são comparadas na Figura 4.28. Há coerência da configuração deformada do exemplar, além de ser possível notar que o concreto se encontra pouco danificado, embora parcela considerável das mesas do perfil de aço no lado mais comprimido tenha plastificado. Boa parcela do concreto se encontra com tensões próximas à de pico, havendo pequena concentração nas regiões dos apoios. Como pode ser percebido pela Figura 4.27, após a força máxima, as deformações no exemplar P-E03 avançam rapidamente, tanto no modelo físico quanto no numérico. Isso caracteriza o esgotamento da capacidade resistente do elemento, havendo um rápido crescimento dos deslocamentos e das deformações em ambos os materiais.

Figura 4.28 - Comparação da configuração após a falha dos modelos físicos e numéricos – modelo P-E03 (carga de pico): (a) configuração deformada, (b) dano na face mais comprimida, (c) dano na face menos comprimida/tracionada, (d) detalhe A, (e) detalhe B, (f) tensões de Mises no perfil de aço e (g) tensões máximas principais absolutas no concreto



Fonte: Ilustrações Conf. Deslocada, Detalhe A, Detalhe B, Face 2 e Face 4 foram obtidas de Pereira (2017), os resultados da análise numérica foram elaborados pelo autor.

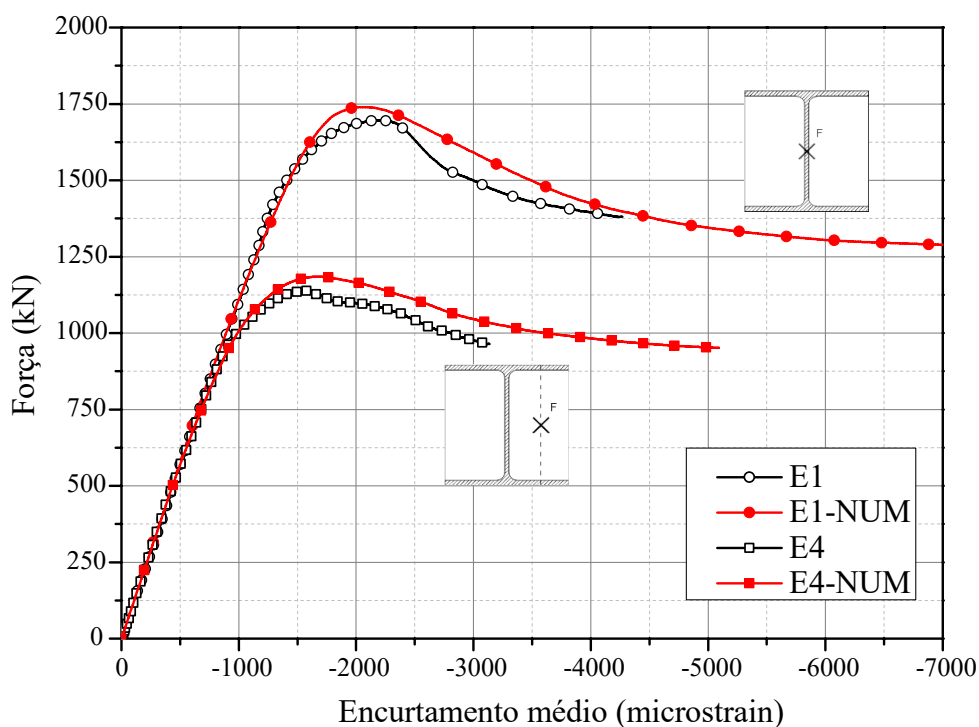
As comparações da falha para os demais exemplares podem ser verificadas no Apêndice C.

4.6 Calibração dos resultados do programa experimental

Na Figura 4.29 são apresentadas as curvas Força vs. Encurtamento médio experimentais e numéricas para os exemplares com NAC e reforço convencional. A força foi obtida no ponto de referência de aplicação de força e o encurtamento médio foi calculado nos mesmos pontos

utilizados no modelo físico. O comportamento experimental foi bem representado pelo modelo numérico, com uma rigidez próxima durante o início do ensaio, havendo um distanciamento dos resultados ao se aproximar do pico de carregamento. A divergência nos resultados é mais perceptível no pós-pico, em que o modelo numérico apresentou uma maior capacidade residual.

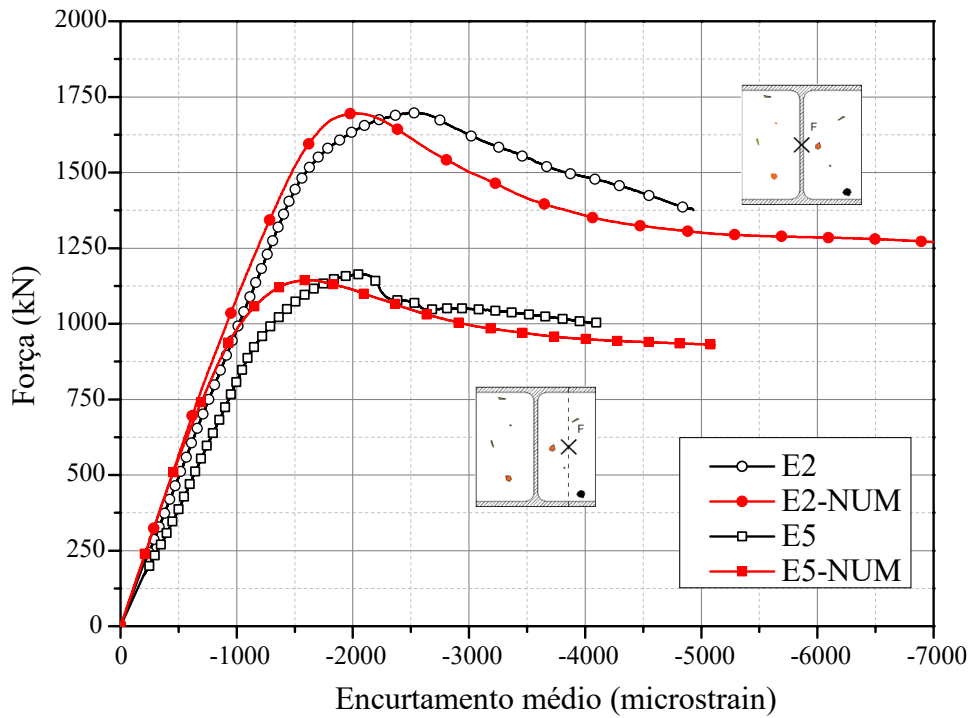
Figura 4.29 – Curvas Força vs. Encurtamento médio experimentais e numéricas para os exemplares com NAC



Fonte: Elaborada pelo autor.

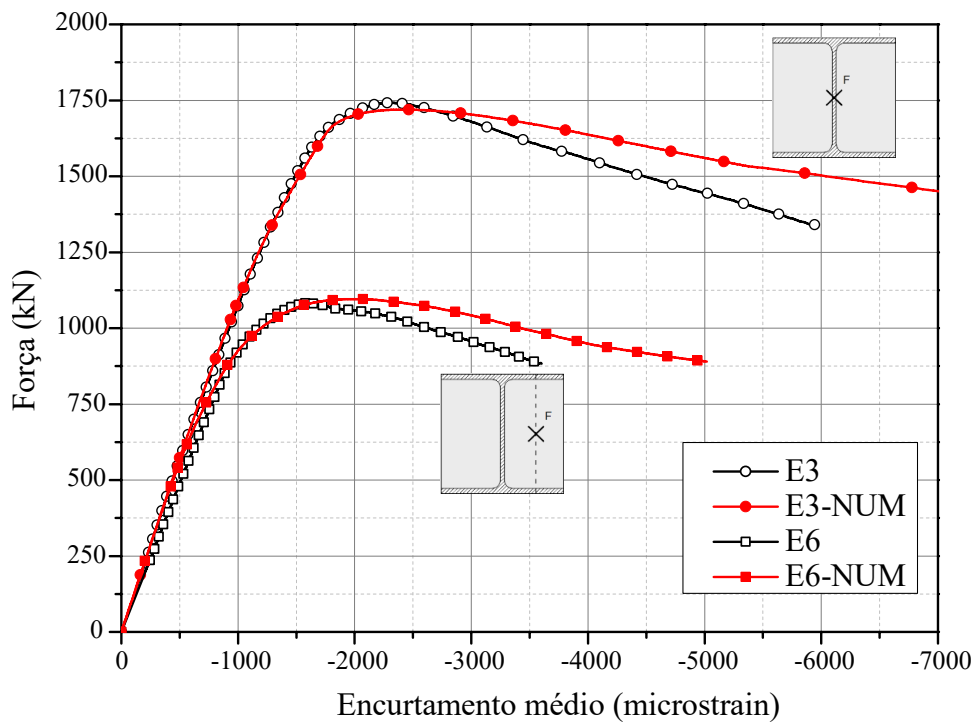
As respostas experimentais e numéricas para os exemplares com RAC30 estão apresentadas na Figura 4.30. Diferente do caso anterior, há uma maior divergência entre os resultados experimentais e numéricos, sendo as rigidezes dos modelos físicos inferiores às dos respectivos modelos numéricos. Cabe destacar, no entanto, que esse comportamento não é incomum na resposta de modelos numéricos. Particularmente, a rigidez do pilar E5 foi, ao contrário do esperado, inferior ao do modelo centrado E2 desde o início do ensaio, o que pode explicar a maior diferença em relação ao modelo numérico. No entanto, embora haja boa proximidade do valor da carga máxima, o modelo numérico não foi capaz de representar fielmente, ao menos quando comparado aos demais casos, a maior deformabilidade dos modelos físicos com agregado reciclado.

Figura 4.30 – Curvas Força vs. Encurtamento médio experimentais e numéricas para os exemplares com RAC30



Os comportamentos dos modelos físicos e numéricos para os exemplares com SFRRAC30 estão apresentados na Figura 4.31.

Figura 4.31 – Curvas Força vs. Encurtamento médio experimentais e numéricos para os exemplares com SFRRAC30

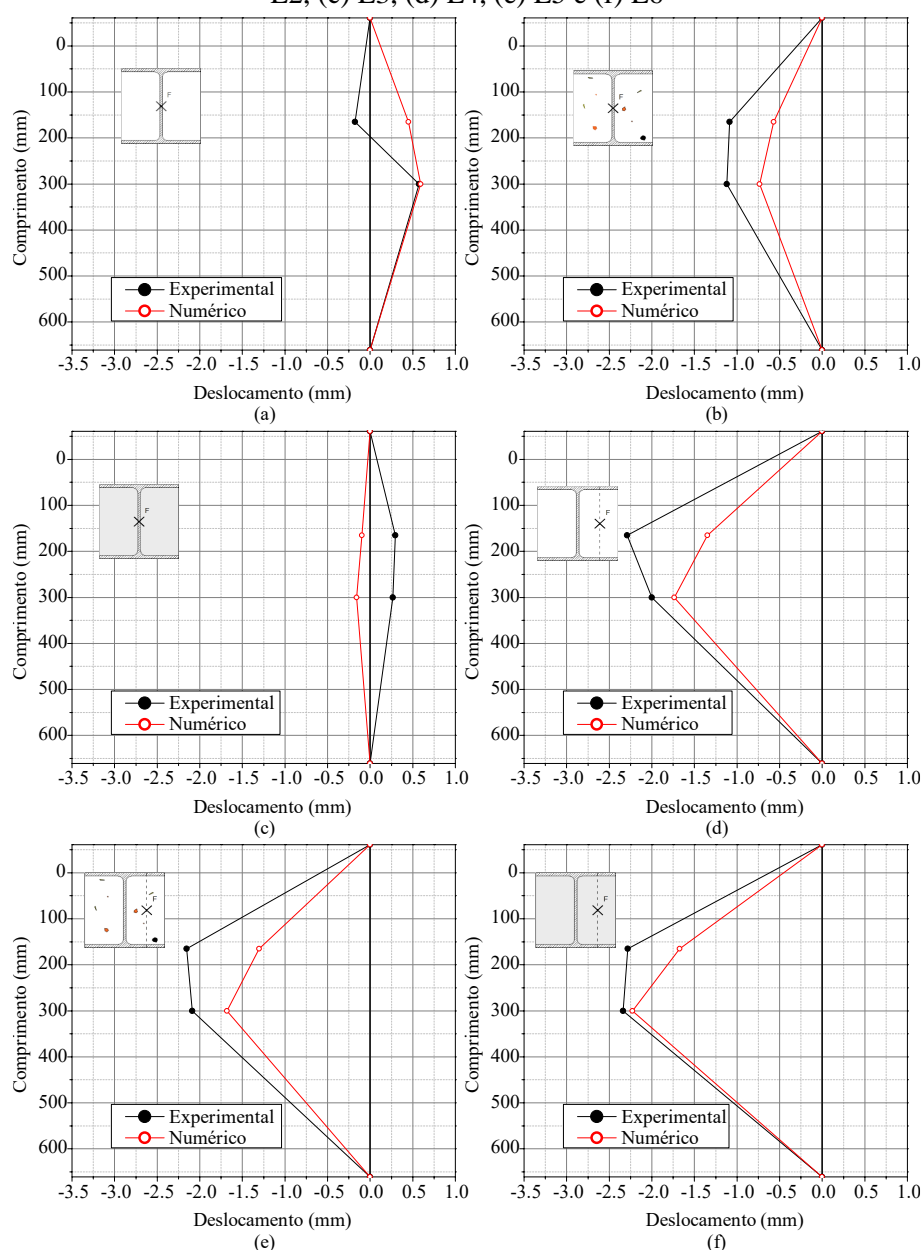


Novamente é observada uma boa proximidade dos resultados até a região próxima ao pico, a partir do qual os modelos numéricos passam a apresentar uma maior capacidade residual. Interessante observar que, dada a maior centralização alcançada para o exemplar E3, não foi aplicada excentricidade acidental no modelo numérico, o que se mostrou uma decisão eficaz para representar o comportamento do modelo.

4.6.1 Deslocamentos, deformações e falha no modelo numérico

Na Figura 4.32 são apresentadas as comparações entre as respostas dos modelos experimentais e numéricos para os deslocamentos laterais na carga de pico.

Figura 4.32 – Deslocamentos laterais dos modelos físicos e numéricos para a carga de pico: (a) E1, (b) E2, (c) E3, (d) E4, (e) E5 e (f) E6

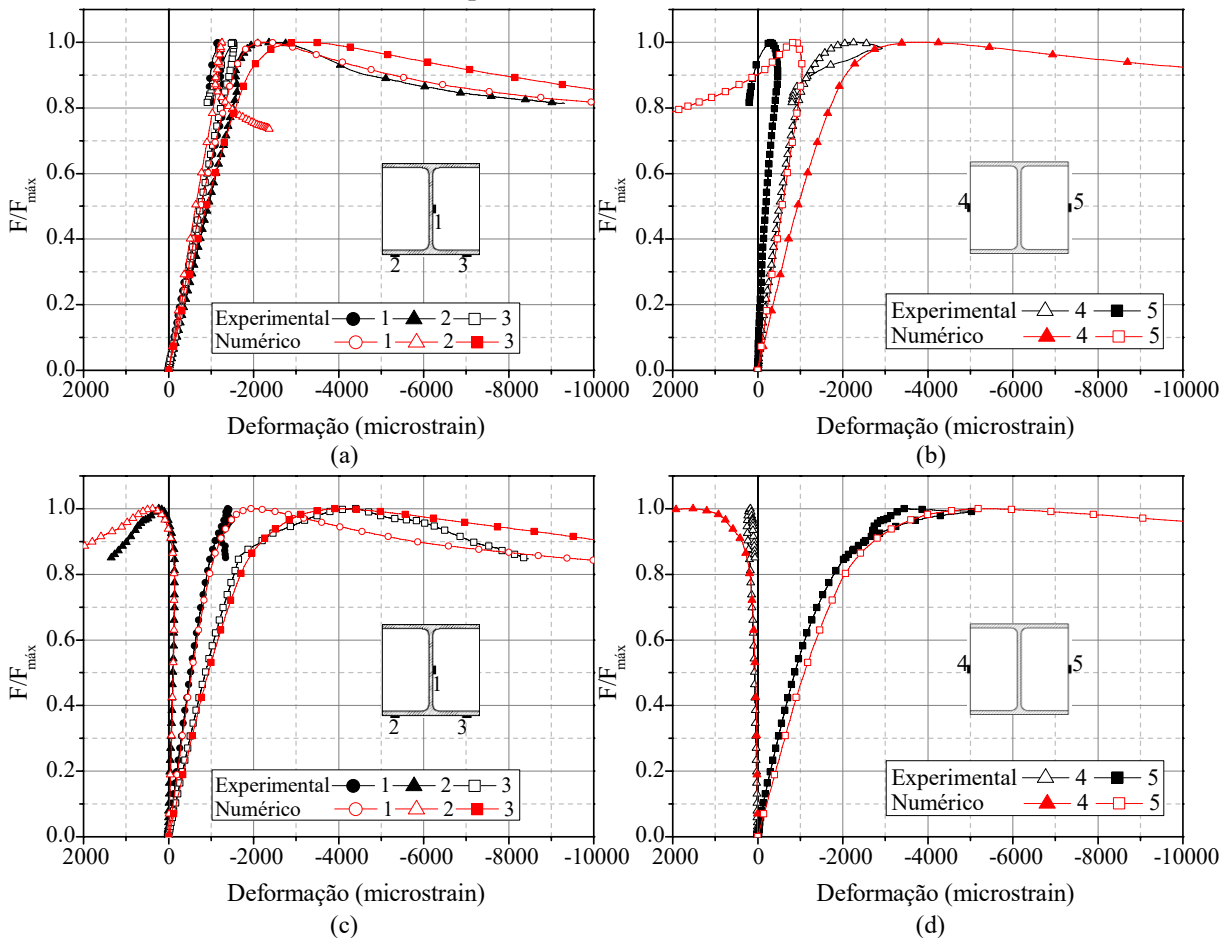


Fonte: Elaborado pelo autor.

A capacidade do modelo numérico em prever os deslocamentos laterais está diretamente relacionada à previsibilidade do momento fletor atuante na seção central. Há, de modo geral, uma boa aproximação dos resultados numéricos e experimentais. As melhores previsões ocorrem na seção central, enquanto na seção superior os deslocamentos do modelo numérico tendem a ser mais destoantes.

A comparação das deformações obtidas nos modelos físicos e numéricos para os pilares com NAC estão apresentadas na Figura 4.33. No exemplar centrado é possível perceber há coerência nos resultados, embora no caso do exemplar flexo-comprimido seja observada maior proximidade dos resultados numéricos em relação aos experimentais. A diferença entre os resultados numéricos e experimentais no caso do modelo E1 podem ser compreendidos por meio da configuração deformada atípica do exemplar durante o ensaio (Figura 3.32 – a)

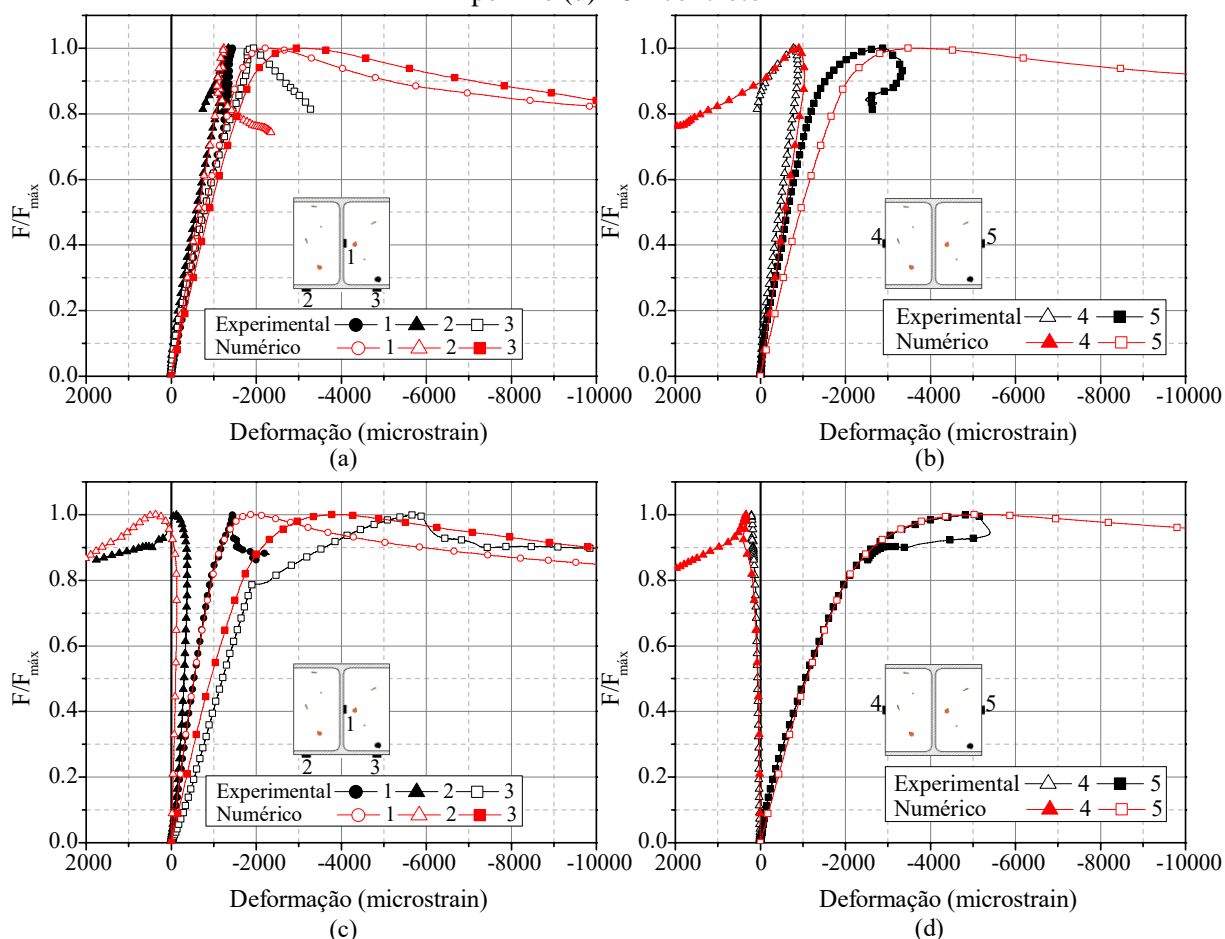
Figura 4.33 – Comparação das curvas Força normalizada vs. Deformação nos extensômetros experimentais e numéricas para os exemplares com NAC: (a) E1 – perfil, (b) E1 – concreto, (c) E4 – perfil e (d) E4 - concreto



Fonte: Elaborada pelo autor.

Na Figura 4.34 estão apresentadas as comparações das deformações dos modelos físicos e numéricos para os exemplares com RAC30. Neste caso, tanto o pilar centrado quando o flexo-comprimido tiveram boa representatividade das deformações até a carga de pico.

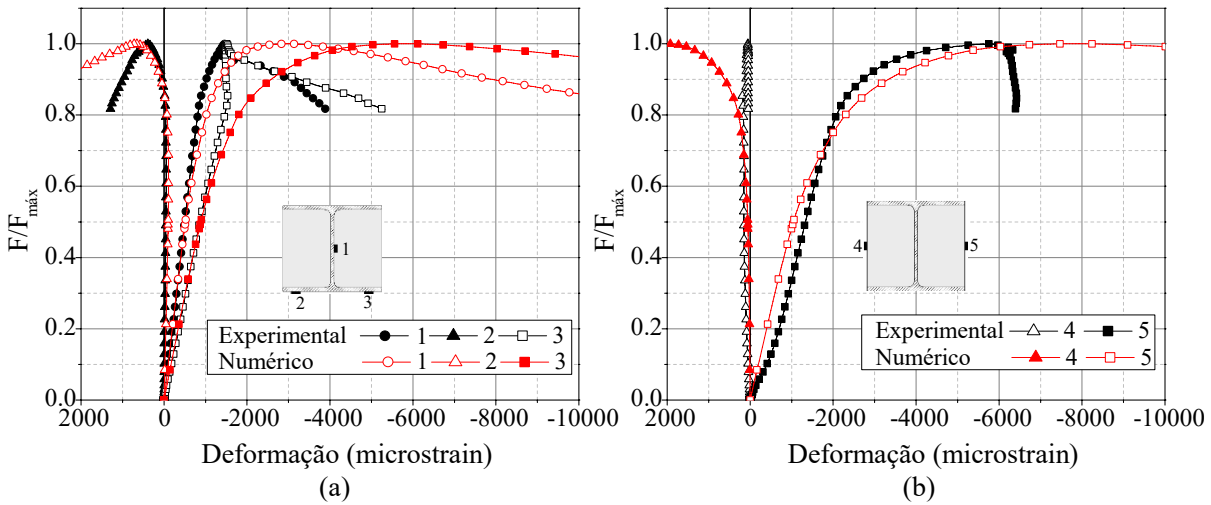
Figura 4.34 - Comparação das curvas Força normalizada vs. Deformação nos extensômetros experimentais e numéricas para os exemplares com RAC30: (a) E2 – perfil, (b) E2 – concreto, (c) E5 – perfil e (d) E5 - concreto



Fonte: Elaborada pelo autor.

Por fim, na Figura 4.35 são apresentadas as deformações experimentais e numéricas para o modelo E6, reforçado com fibras de aço. Há, novamente, uma boa correlação entre os resultados experimentais e numéricos, havendo distanciamento dos resultados entre 70 e 80% da carga máxima. Particularmente, as deformações no concreto comprimido mostraram uma evolução linear no modelo numérico, enquanto no modelo físico a progressão foi não-linear e mais rápida até 70% da carga máxima, a partir do qual a tendência se inverte.

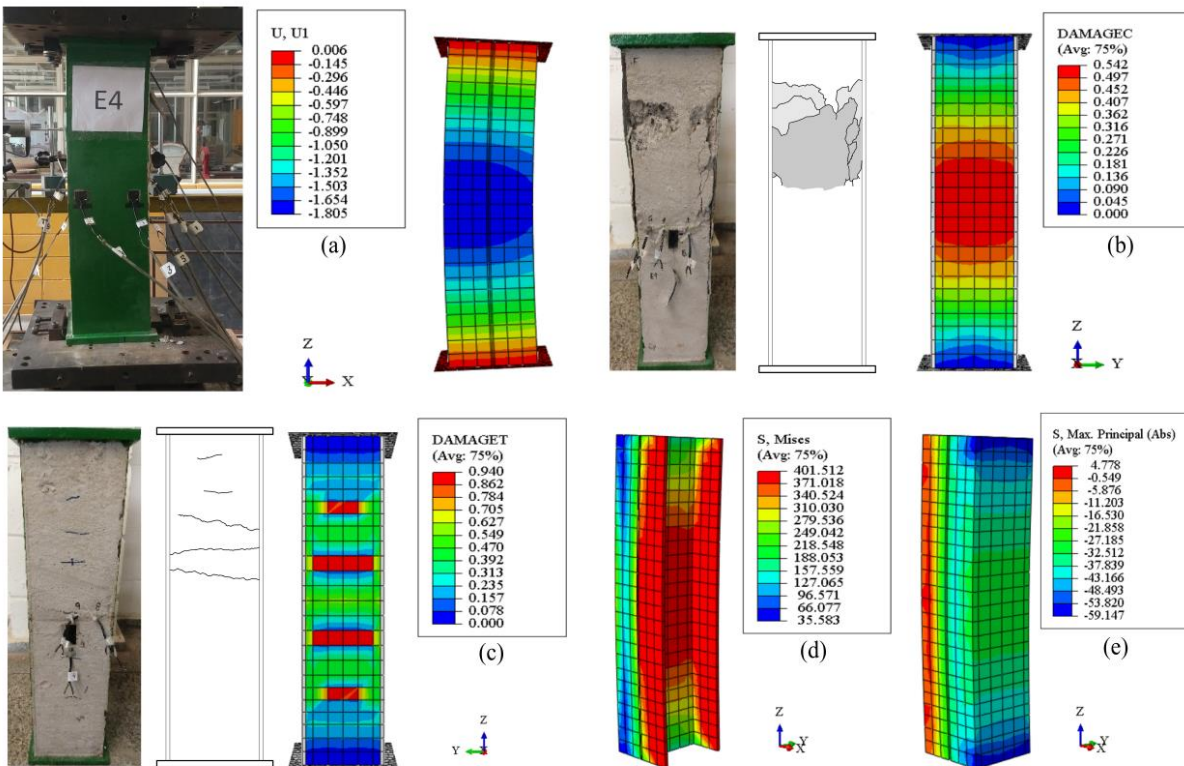
Figura 4.35 - Comparação das curvas Força normalizada vs. Deformação nos extensômetros experimentais e numéricas para os exemplares com SFRRAC30: (a) E6 – perfil e (b) E6 - concreto



Fonte: Elaborada pelo autor.

A comparação da falha dos modelos experimental e numérico para o exemplar E4 está apresentada na Figura 4.36.

Figura 4.36 - Comparação da configuração após a falha dos modelos físicos e numéricos – modelo E4 (carga de pico): (a) configuração deformada, (b) dano na face mais comprimida, (c) dano na face menos comprimida/tracionada, (d) tensões de Mises no perfil de aço e (e) tensões máximas principais absolutas no concreto



Fonte: Elaborada pelo autor.

Há coerência da configuração deformada e boa correlação em relação à distribuição do dano no concreto, que por sua vez está mais concentrado na região central do exemplar. O nível de dano atingido no concreto nos exemplares curtos é consideravelmente superior ao observado nos exemplares de 2000 mm, o que era esperado em função da maior esbeltez dos pilares culminar na maior influência da instabilidade global na resposta do elemento. No entanto, em ambas as situações as mesas do perfil de aço no lado mais comprimido se encontram plastificadas. As comparações para os demais casos estão apresentadas no Apêndice C.

4.7 Comparação com resultados experimentais

Na Tabela 4.6 estão apresentadas as comparações entre os valores da força máxima e momentos máximos dos modelos físicos e numéricos. É observada uma boa correlação entre as capacidades máxima experimental e as previstas pelo modelo numérico, havendo um erro máximo inferior a 5%. No caso dos momentos para a carga máxima, a maior divergência ocorreu para o pilar E3, enquanto nos demais exemplares a diferença foi inferior a 10%.

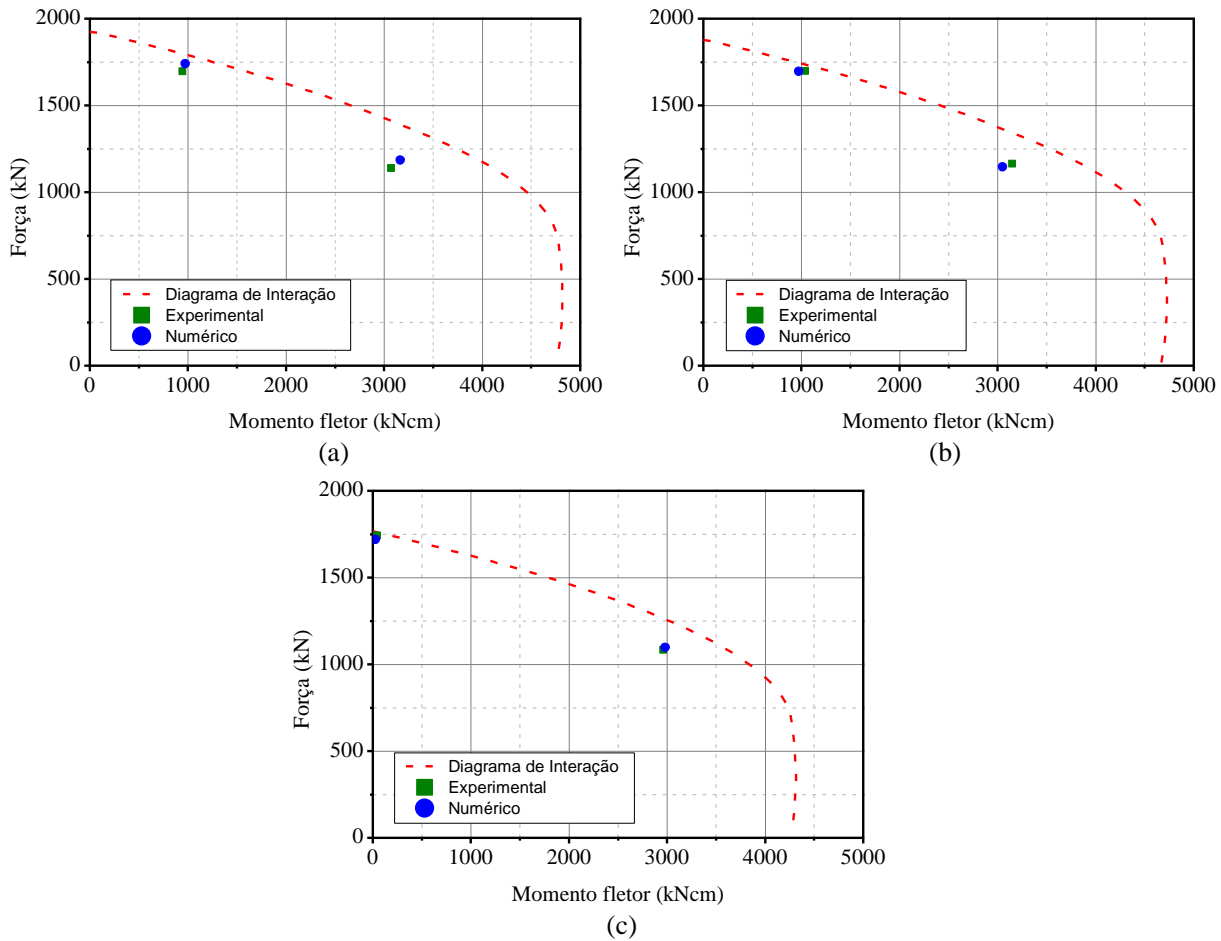
Tabela 4.6 – Comparação da força e momentos máximos experimentais e os obtidos no modelo numérico

Exemplar	Força máxima		Comparação (%)	Momento máximo		Comparação (%)
	Exp. (kN)	Num. (kN)		Exp. (kNcm)	Num. (kNcm)	
E1	1696,37	1739,71	+2,55	945,56	972,79	+2,88
E2	1697,59	1695,48	-0,12	1038,76	972,15	-6,41
E3	1742,33	1719,46	-1,31	0,0	27,63	-
E4	1138,14	1184,55	+4,08	3072,98	3167,13	+3,06
E5	1163,47	1144,19	-1,66	3151,72	3052,78	-3,14
E6	1083,35	1095,98	+1,17	2961,55	2984,04	+0,76

Fonte: Elaborada pelo autor.

Na Figura 4.37 são apresentados os resultados experimentais e numéricos junto às respectivas curvas de interação Força vs. Momento fletor. É possível verificar a boa representatividade do modelo numérico, além da proximidade à previsão pelo modelo teórico de plastificação total da seção transversal.

Figura 4.37 – Curvas de interação Força vs. Momento fletor com os resultados experimentais e numéricos: (a) NAC, (b) RAC30 e (c) SFRRAC30



Fonte: Elaborada pelo autor.

Na Tabela 4.7 são apresentadas as comparações entre os resultados experimentais de Pereira (2017) e os obtidos no modelo numérico calibrado nesse estudo. Há, de modo geral, boa representatividade da força máxima e momento fletor pelo modelo numéricos, estando os maiores desvios concentrados nos exemplares com carregamento centrado e com concreto com fibras. Nos demais modelos os desvios se mantiveram abaixo de 10%.

Na Figura 4.38 estão plotados os resultados experimentais de Pereira (2017) juntos os obtidos no modelo numérico. Eles estão acompanhados das curvas de interação Força vs. Momento fletor. Se verifica, novamente, boa proximidade entre resultados experimentais e numéricos e a previsão do modelo teórico considerando plastificação total da seção.

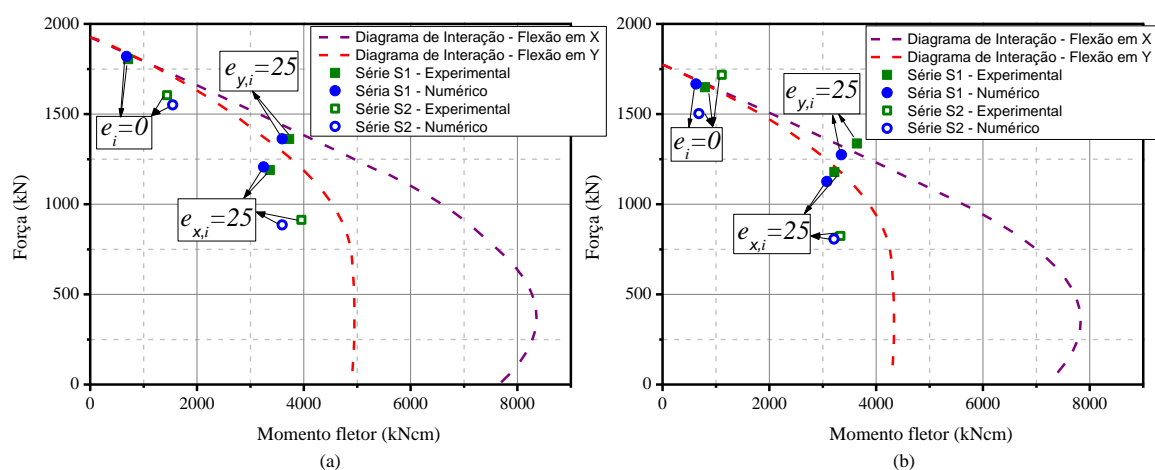
Tabela 4.7 - Comparação da força e momentos máximos experimentais e os obtidos no modelo numérico para os exemplares de Pereira (2017)

Exemplar	Força máxima		Comparação (%)	Momento máximo		Comparação (%)
	Exp. (kN)	Num. (kN)		Exp. ¹ (kNcm)	Num. (kNcm)	
P-C01	1803,96	1819,82	+0,88	709	683	-3,67
P-C03	1648,91	1666,9	+1,09	795	629	-20,88
P-C04	1360,79	1362,78	+0,15	3728	3598	-3,49
P-C06	1336,3	1273,66	-4,69	3639	3348	-8,00
P-C07	1189,03	1206,34	+1,46	3364	3248	-3,45
P-C09	1178,12	1126,2	-4,41	3218	3079	-4,32
P-E01	1604,28	1550,56	-3,35	1442	1546	+7,21
P-E03	1717,36	1502,57	-12,51	1109	684	-38,32
P-E04	913,27	884,89	-3,11	3955	3595	-9,10
P-E06	823,31	806,22	-2,08	3333	3212	-3,63

¹A excentricidade acidental de 3 mm foi considerada apenas nos modelos com carregamento centrado, com exceção do modelo P-E03 em que foi adotada como 1 mm.

Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 4.38 - Curvas de interação Força vs. Momento fletor com os resultados experimentais de Pereira (2017) e numéricos: (a) concreto convencional, (b) concreto com fibras



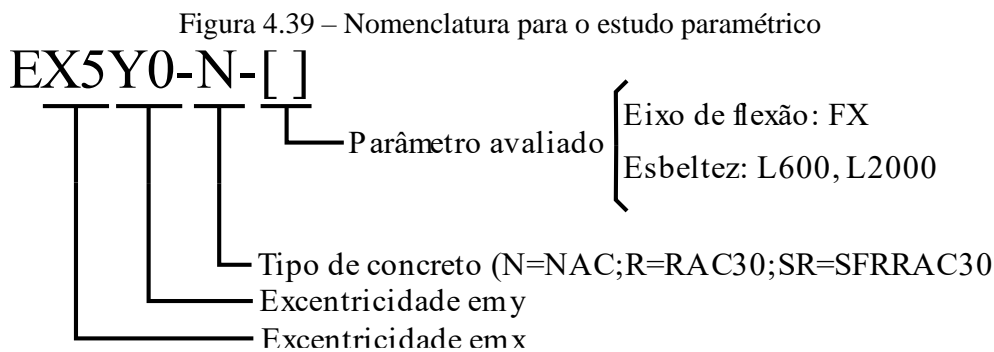
Fonte: Elaborada pelo autor.

4.8 Análise paramétrica

Com o modelo numérico calibrado foi possível investigar parâmetros não analisados no programa experimental. Três parâmetros foram analisados:

- (i) eixo de flexão: flexão em torno do eixo x;
- (ii) esbeltez do pilar: o comprimento foi avaliado para 600 mm e 2000 mm;
- (iii) excentricidade de carregamento: foram avaliadas as excentricidades de 0, 10, 20, 30, 40 e 50 mm.

Esses três parâmetros se mostraram relevantes no comportamento de PMPR de acordo com a revisão bibliográfica realizada e foram, portanto, considerados na análise paramétrica. A Figura 4.39 explica a nomenclatura empregada na denominação dos modelos.



Fonte: Elaborada pelo autor.

4.8.1 Eixo de flexão

Na Tabela 4.8 estão apresentados as forças máximas e os momentos fletores para os modelos com flexão em x, tendo ocorrido redução da força máxima entre 21% e 28% em relação aos exemplares numéricos com carregamento centrado. Esses valores são condizentes com o observado por Pereira (2017) em seu estudo experimental, em que houve queda entre 19% e 24% da capacidade máxima, embora o menor valor tenha ocorrido para o exemplar com fibras.

Tabela 4.8 – Força máxima e respectivos momentos fletores para modelos com flexão em x

Modelo	Força máxima (kN)	Momento fletor (kNcm)	Redução de F*
EX25Y0-N-FY	1360,37	3558,65	-21,80%
EX25Y0-R-FY	1326,14	3459,33	-21,78%
EX25Y0-SR-FY	1236,21	3240,35	-28,10%

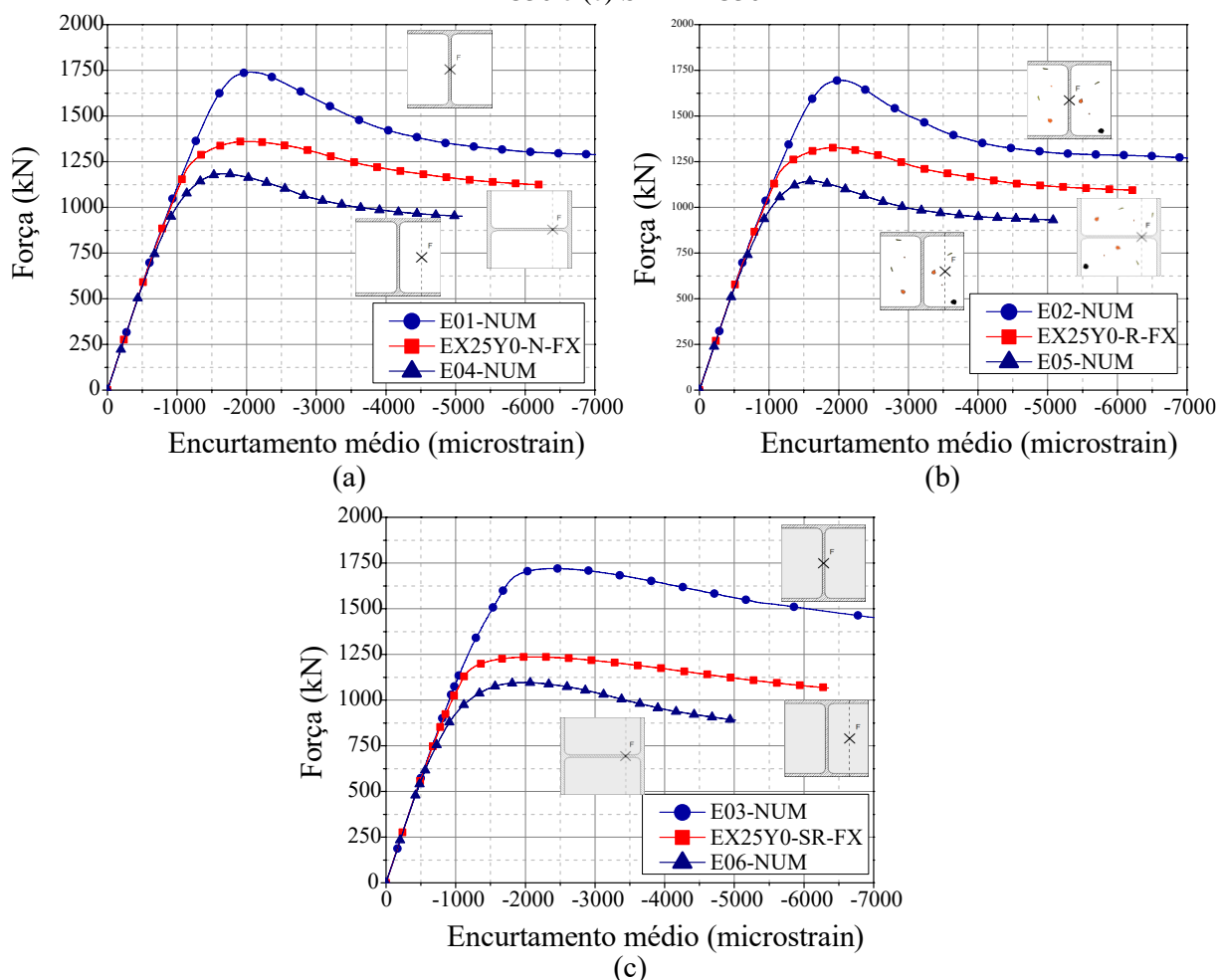
*Referente ao valor numérico do exemplar centrado

Fonte: Elaborada pelo autor.

Na Figura 4.40 são apresentadas as curvas numéricas Força vs. Encurtamento médio para os modelos com carregamento centrado e sob flexo-compressão nos dois eixos principais de inércia para os diferentes tipos de concreto. A excentricidade no eixo y também provoca que

redução da capacidade resistente e residual, embora seja em menor nível. No entanto, o comportamento global das curvas para flexão nesse eixo é similar às demais independentemente do tipo de concreto ou do tipo de reforço utilizado.

Figura 4.40 – Comparação das curvas Força vs. Encurtamento médio numéricas para: (a) NAC, (b) RAC30 e (c) SFRRAC30



Fonte: Elaborada pelo autor.

4.8.2 Esbeltez do pilar

Na Tabela 4.9 são apresentados os valores da força máxima e dos respectivos momentos fletores para os exemplares da análise de esbeltez. O aumento do comprimento dos pilares provocou uma queda a força máxima em todas as situações analisadas, enquanto para os momentos fletores houve aumento expressivo dos valores calculados.

É perceptível que o eixo de flexão tem um impacto significativo na variação da capacidade máxima quando o comprimento máximo é elevado de 600 mm para 2000 mm. Enquanto os exemplares com excentricidade acidental ou com excentricidade inicial em x tiveram queda entre -17,12% e -27,85%, os exemplares com excentricidade em y sofreram uma

queda da ordem de -11%. Observa-se também que o tipo de concreto e reforço parece ter menor influência para flexão no eixo de maior inércia, não havendo grande diferença para variação da força de pico entre os exemplares, enquanto para a flexão no eixo de menor inércia os exemplares com fibras tiveram maior queda da força máxima. A dependência do eixo de flexão também fica clara nas variações dos momentos fletores, havendo crescimento entre 40,86% e 66,07% para os exemplares com flexão em torno de x e entre 22,28% e 37,34% nos exemplares com flexão em torno de y.

Tabela 4.9 – Forças máximas e momentos fletores para análise de esbeltez do pilar

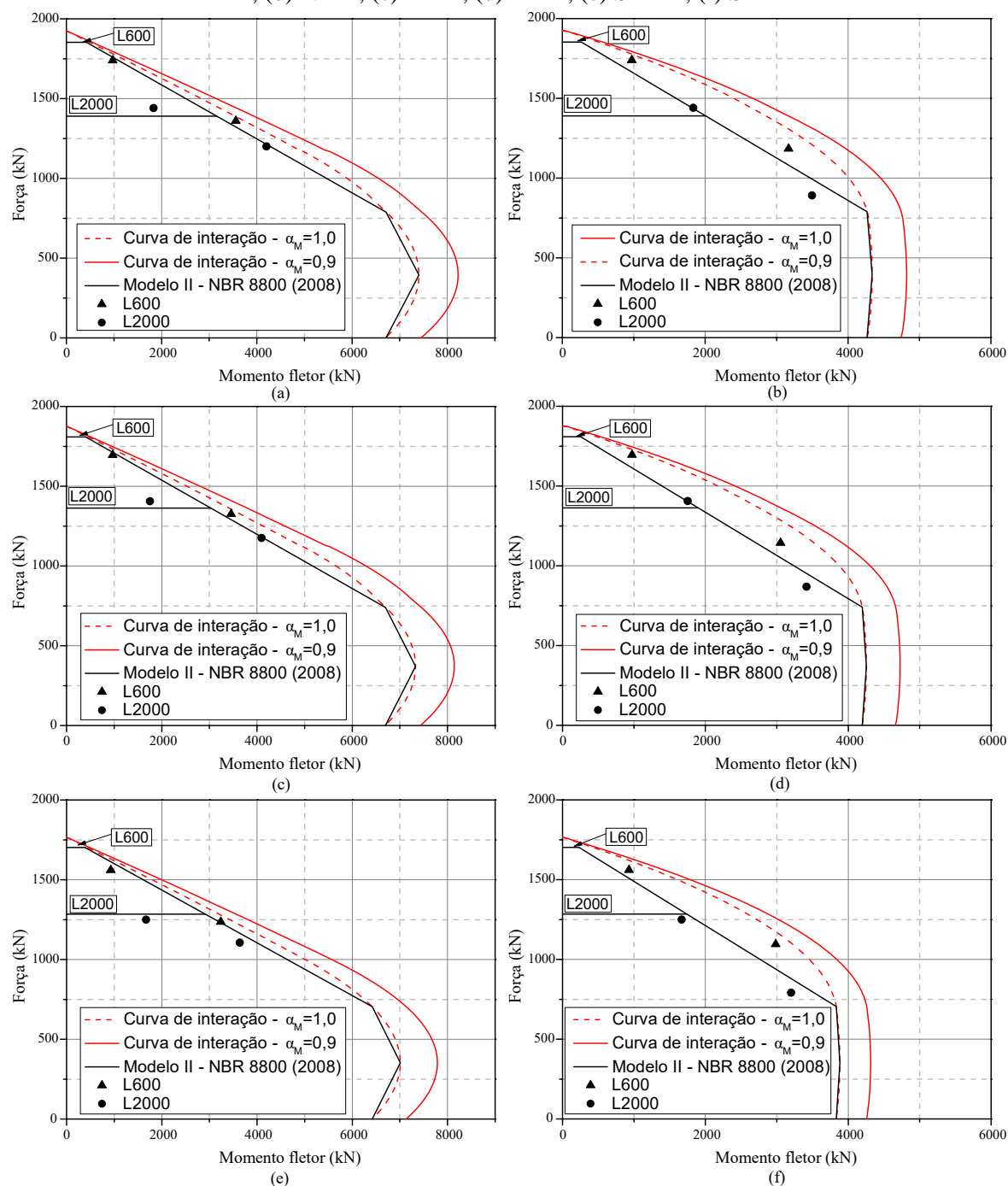
Modelo	Força máxima (kN)		Momento fletor (kNcm)				
	L600	L2000	M _x	M _y	M _x	M _y	
			L600	L2000	L600	L2000	
EX5Y0*	N	1739,71	1440,39 (-17,21%)	-	972,79	-	1833,77 (+88,51%)
	R	1695,48	1405,23 (-17,12%)	-	972,15	-	1754,22 (+80,39%)
	SR	1560,16	1249,43 (-19,92%)	-	930,25	-	1669,01 (+75,94%)
EX0Y25	N	1360,37	1200,17 (-11,78%)	3558,65	-	4201,39 (+66,07%)	-
	R	1326,14	1175,57 (-11,35%)	3459,33	-	4097,83 (+65,64%)	-
	SR	1236,21	1106,17 (-10,52%)	3240,35	-	3637,79 (+40,86%)	-
EX25Y0	N	1184,55	891,53 (-24,74%)	-	3167,13	-	3496,37 (+33,84%)
	R	1144,19	868,81 (-24,07%)	-	3052,78	-	3416,00 (+37,34%)
	SR	1095,98	790,77 (-27,85%)	-	2984,04	-	3200,82 (+22,28%)

*Considerados como exemplares centrados com excentricidade acidental de 5 mm

Fonte: Elaborada pelo autor.

Na Figura 4.41 são comparados os resultados do modelo numérico dessa etapa de análise com as curvas de interação Força vs. Momento Fletor.

Figura 4.41 – Comparação do comportamento teórico com os resultados do modelo numérico: (a) N-FX, (b) N-FY, (c) R-FX, (d) R-FY, (e) SR-FX, (f) SR-FY



Fonte: Elaborada pelo autor.

Os resultados do modelo numérico para ambos os comprimentos avaliados se apresentam mais próximos à curva de interação para $\alpha_M = 0,9$, havendo melhor representatividade em relação ao modelo teórico para os exemplares com 600 mm e os exemplares de 2000 mm com flexão em torno de x.

O maior distanciamento do exemplar centrado com 2000 mm da curva de interação para flexão em x se deve à aplicação da excentricidade de carregamento na direção x (flexão em y) adotada para calibração do modelo com os resultados experimentais. A maior esbeltez torna a resposta do elemento mais dependente da excentricidade de carregamento e acaba ocorrendo queda significativa da capacidade resistente para 5 mm de excentricidade.

Cabe frisar que maior cuidado é necessário com as respostas do modelo para os pilares esbeltos em razão das simplificações adotadas (como a aderência perfeita).

4.8.3 Excentricidade de carregamento

Na Tabela 4.10 são apresentadas as forças máximas e respectivos momentos fletores para os modelos com variação da excentricidade.

Tabela 4.10 – Capacidade máximas e momentos fletores para análise de excentricidade de carregamento

Modelo		Força máxima		Momento fletor (kNcm)			
		(kN)		Mx	My	Mx	My
		L600	L2000	L600	L2000	L600	L2000
EX0Y0	N	1948,62	1931,03	-	-	-	-
	R	1898,60	1883,37	-	-	-	-
	SR	1719,46	1689,62	-	-	-	-
EX10Y0	N	1574,48	1258,93	-	1739,21	-	2533,99
	R	1532,70	1227,41	-	1688,84	-	2471,59
	SR	1421,80	1099,66	-	1616,34	-	2218,22
EX20Y0	N	1304,59	991,73	-	2798,36	-	3222,79
	R	1266,11	965,86	-	2714,59	-	3151,63
	SR	1191,07	873,25	-	2608,37	-	2939,73
EX30Y0	N	1081,41	810,62	-	3462,25	-	3760,48
	R	1046,93	790,78	-	3347,79	-	3674,91
	SR	1010,21	724,06	-	3272,15	-	3467,33
EX40Y0	N	911,83	689,45	-	3859,40	-	3961,76
	R	882,19	673,76	-	3715,49	-	3887,63
	SR	857,79	619,22	-	3658,34	-	3633,73
EX50Y0	N	777,98	598,07	-	4066,77	-	4102,95
	R	755,69	584,43	-	3947,29	-	4033,19
	SR	731,62	539,22	-	3866,18	-	3759,59

Continua

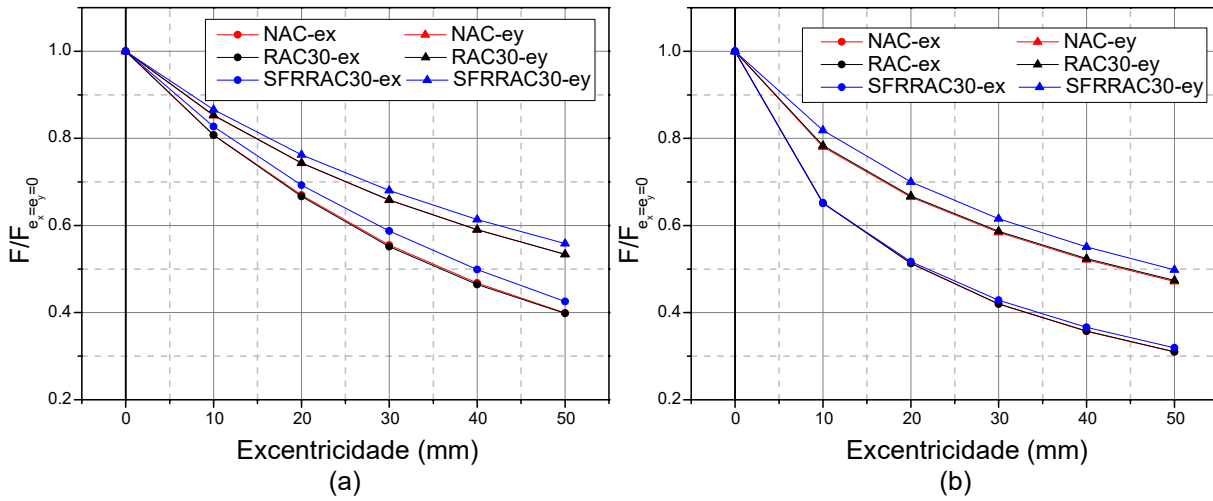
		Conclusão					
EX0Y10	N	1660,51	1506,93	1781,62	-	2349,44	-
	R	1619,79	1475,30	1733,89	-	2288,11	-
	SR	1488,81	1382,67	1590,05	-	1937,53	-
EX0Y20	N	1448,04	1284,26	3046,49	-	3694,76	-
	R	1411,98	1257,84	2961,56	-	3613,33	-
	SR	1310,68	1182,90	2761,90	-	3148,03	-
EX0Y30	N	1282,70	1127,84	4011,30	-	4634,88	-
	R	1250,03	1104,79	3897,32	-	4520,78	-
	SR	1169,69	1040,08	3667,85	-	4030,24	-
EX0Y40	N	1150,09	1007,18	4764,97	-	5315,39	-
	R	1120,48	986,84	4634,10	-	5183,08	-
	SR	1055,11	930,53	4385,54	-	4689,41	-
EX0Y50	N	1040,39	910,78	5369,95	-	5857,37	-
	R	1013,20	892,47	5218,87	-	5714,76	-
	SR	959,92	842,28	4970,92	-	5234,88	-

Fonte: Elaborada pelo autor.

Na Figura 4.42 são apresentadas as tendências de queda da capacidade máxima dos exemplares com o aumento da excentricidade de carregamento para os dois comprimentos avaliados. A queda da capacidade resistente dos exemplares com NAC e RAC30 é praticamente idêntica, enquanto os exemplares com fibras apresentaram uma tendência de queda ligeiramente inferior. Em todos os casos a tendência de queda é bastante similar, sendo mais acentuada para as excentricidades menores e mais branda conforme há avanço do valor da excentricidade.

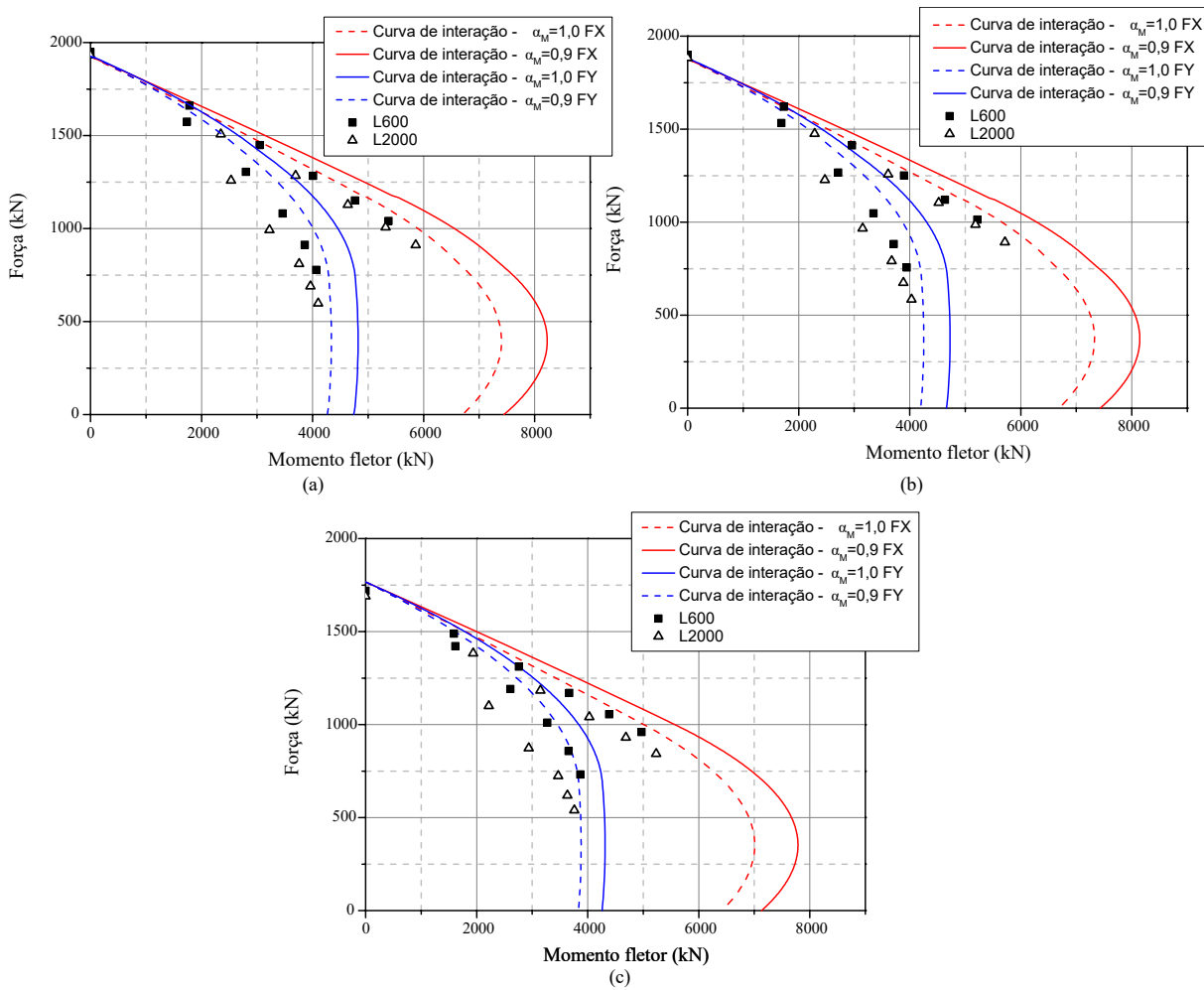
Na Figura 4.43 são apresentadas as comparações dos resultados numéricos com as curvas do modelo teórico. Em todos os casos os pontos estão mais próximos à curva multiplicada pelo fator $\alpha_M = 0,9$, havendo em geral maior representatividade em relação ao modelo teórico nos pilares curtos e com flexão no eixo de maior inércia. Maiores análises e a calibração com outros modelos esbeltos permitiria verificar com maior clareza o comportamento do modelo.

Figura 4.42 – Diminuição da força máxima relativa ao modelo com excentricidade nula: (a) L600 e (b) L2000



Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 4.43 – Comparação do modelo teórico com os resultados numéricos: (a) N, (b) R e (c) SR



Fonte: Elaborada pelo autor.

4.9 Considerações finais sobre a análise numérica

Com base nas comparações dos resultados experimentais com os obtidos dos modelos numéricos apresentados nesta seção foi possível concluir que:

1. Houve boa representatividade dos modelos numéricos com relação ao comportamento global representada pelas curvas Força *vs.* Encurtamento médio. Particularmente para os exemplares com RAC30, os modelos numéricos não foram capazes de representar adequadamente a maior deformabilidade dos modelos físicos;
2. Os modelos numéricos foram capazes de estimar a capacidade máxima e os momentos para força de pico com boa aproximação na maioria dos casos, tendo, de modo geral, os desvios ficado abaixo de 10%;
3. O modelo numérico foi capaz de determinar satisfatoriamente as configurações deformadas do modelo numérico, principalmente nas regiões mais próximas à seção central;
4. O uso da excentricidade acidental se mostrou um método simples e eficaz de representar imperfeições geométricas e de posicionamento dos exemplares. No entanto, para manter a consistência, é interessante que um mesmo valor seja adotado para todos os modelos, como feito por Pereira (2017), o que pode prejudicar a representatividade em alguns casos como do pilar P-E03;
5. As deformações no modelo numérico têm, em geral, boa correlação com as experimentais até a carga máxima, a partir do qual passam a serem superestimadas. Essa observação é muito importante, pois é um indício de é possível analisar quais regiões do perfil plastificaram, o que permitiria realizar uma análise similar à desenvolvida pro Wang, Li e Song (2019) para estudar os desvios dos modelos em relação à consideração de plastificação total do perfil;
6. A consideração de aderência perfeita se mostrou uma escolha viável na representação dos exemplares analisados. A simulação da interface não é uma tarefa simples e os bons resultados atingidos com o modelo numérico considerando aderência perfeita são um indicativo de que, nas condições analisadas, essa consideração pode otimizar os estudos numéricos sobre o tema. Mais análises sobre os limites de aplicabilidade dessa consideração são necessárias;
7. A análise paramétrica indicou a dependência da resposta dos pilares em relação ao eixo de flexão, havendo menor redução da força máxima e uma maior capacidade residual para os exemplares com flexão no eixo de maior inércia;

8. O aumento da esbeltez causa redução da capacidade resistente, mas essa redução é dependente do eixo de flexão, sendo menor para o eixo de maior inércia. Além disso, o modelo teórico representou melhor o comportamento dos exemplares curtos, havendo um maior distanciamento da resposta dos pilares esbeltos da curva interação para $\alpha_M = 0,9$;
9. O aumento da excentricidade de carregamento provoca a queda da capacidade resistente, mas essa queda é mais acentuada nos níveis iniciais e mais branda para maiores excentricidades.

5 CONCLUSÃO

Grande avanços foram alcançados ao longo do tempo no emprego de pilares mistos de aço e concreto, mas ainda há espaço para melhorias. Aliado à necessidade cada vez maior de reduzir os resíduos gerados no setor da construção civil, a produção de PMPR com o uso de RAC com e sem fibras são soluções que permitem alcançar maior sustentabilidade e eficiência no processo construtivo. Nesse contexto, esse trabalho procurou avaliar a viabilidade dessas soluções.

A revisão da literatura permitiu compreender o comportamento de PMPR, tendo sido possível identificar os principais parâmetros que ditam o seu comportamento. Em pilares construídos com chapas esbeltas há grande influência das instabilidades locais no comportamento global dos pilares, sendo empregadas barras soldadas entre as mesas para tentar conter as instabilidades e proporcionar confinamento ao concreto. Em pilares formados por seções compactas, em que há menor influência das instabilidades, fatores como eixo de flexão, excentricidade de carregamento e esbeltez do pilar são determinantes na resposta global dos elementos.

De maneira similar, os estudos apresentados sobre o uso de ARC em concretos permitiram compreender quais propriedades do concreto são mais influenciadas pela substituição do agregado natural, além de tornar possível identificar quais parâmetros e métodos estratégicos para tentar contornar os efeitos negativos do uso de agregados de menor qualidade. A revisão da literatura mostrou que propriedades fundamentais utilizadas na descrição do comportamento de estruturas de concreto, como resistência à compressão e módulo de elasticidade, podem ser significativamente afetadas dependendo da qualidade do ARC utilizado. O emprego de métodos adequados de mistura do concreto produzido com ARC é fundamental para aprimorar a interface entre esses agregados e a nova matriz de argamassa, permitindo contornar parte dos efeitos negativos que o emprego desses materiais pode causar.

As propriedades de concretos reforçados com fibras de aço aleatoriamente distribuídas na matriz vêm sendo investigadas por diversos autores, mas há ainda, comparativamente, poucos estudos em concretos com ARC. A revisão permitiu concluir que a adição das fibras permite melhorar algumas das propriedades penalizadas pela adição do ARC, como as resistências residuais na flexão ou ainda a resistência à tração dos concretos. Em ambos os tipos de concreto, com agregados naturais e com ARC, as fibras têm papel o papel fundamental de garantir maior capacidade de deformação, controle da fissuração e tenacidade ao compósito.

O programa experimental se dividiu em 2 etapas: a primeira, em que foi feito um estudo preliminar dos impactos do uso do ARC nas propriedades mecânicas e na trabalhabilidade do concreto; e a segunda, em que foi feita o estudo definitivo do concreto com o teor de substituição escolhido e a avaliação do comportamento estrutural dos PMPR. A partir dos resultados, listam-se as seguintes conclusões marcantes:

1. A substituição do agregado natural pelo ARC utilizado provoca a redução das propriedades mecânicas e da trabalhabilidade do concreto, o que condiz com o reportado na literatura. No entanto, a limitação do teor de substituição pode ser uma alternativa para controlar o impacto negativo nas propriedades;
2. Com base nos resultados da análise dos concretos produzidos, a limitação de 20% no teor de substituição com base na quantidade total dos agregados imposta pela ABNT NBR 15116 (2021) permite obter concretos com propriedades mecânicas muito similares aos concretos convencionais;
3. O comportamento estrutural dos PMPR com RAC30 foi muito parecido com o dos exemplares com NAC, tendo apresentado forças máximas e momento fletores para força de pico muito similares. Os deslocamentos e o desenvolvimento das deformações também são muito próximos entre os modelos. No entanto, os exemplares com RAC30 possuem uma rigidez menor comparada aos exemplares com NAC, o que pode ser atribuído ao menor módulo de elasticidade do RAC30;
4. O uso das fibras em substituição do reforço convencional se mostrou uma alternativa viável. Considerando o comportamento global, as respostas dos exemplares com SFRRAC30 foram muito semelhantes quando comparadas aos modelos com reforço convencional. Tanto as curvas Força vs. Encurtamento médio quanto as capacidades resistentes são comparáveis;
5. A aplicação da excentricidade de carregamento leva à queda da capacidade resistente do elemento. A ordem de grandeza dessa queda para este estudo, que foi por volta de 30%, é a mesma observada por Pereira (2017).

Com relação aos modelos numéricos e teóricos, foi possível delinear as seguintes conclusões:

1. O Modelo II da ANBT NBR 8800 (2008) e o modelo simplificado do EUROCODE (2004) foram eficazes em estimar a capacidade resistente dos elementos estudados. A norma brasileira se mostrou mais assertiva nas previsões para os exemplares flexo-comprimidos;

2. O modelo teórico baseado na consideração de plastificação total da seção transversal é capaz de representar satisfatoriamente o comportamento dos PMPR. No entanto, assim como reportado por Pereira (2017) e por Wang, Li e Song (2019), há a ocorrência de regiões no perfil metálico que ainda se encontram no regime elástico na carga de pico ou mesmo durante toda a duração do ensaio. Isso pode estar relacionado ao distanciamento de alguns pontos em relação à curva de interação Força vs. Momento fletor;
3. Os modelos numéricos foram capazes de representar o comportamento estrutural dos PMPR independentemente do tipo de concreto e do tipo de reforço utilizado;
4. A proposta do modelo numérico adotada, muito similar à empregada por Pereira, De Nardin e El Debs (2016) e Pereira (2017), se mostrou eficiente em representar o comportamento dos PMPR. A proposta, muito mais simples do que a de outros autores, proporciona menor tempo de processamento sem prejudicar a qualidade dos resultados. No entanto, é importante destacar as suas limitações, já que a falta de representação da interface e o uso de elementos sólidos para representar o perfil de aço pode prejudicar a representação de alguns efeitos no modelo numérico, com as instabilidades locais. Um estudo mais aprofundado das limitações do modelo numérico proposto é necessário para melhor estabelecer os limites da sua aplicação;
5. O estudo paramétrico indicou que a resposta dos exemplares é dependente do eixo de flexão, o que condiz com o observado na literatura. Além disso, o aumento da esbeltez e da excentricidade reduz a capacidade resistente, mas a diminuição para esses parâmetros também é dependente do eixo de flexão;
6. O modelo teórico foi capaz de representar mais fielmente a resposta dos exemplares curtos em comparação com os esbeltos, em particular para os exemplares com flexão no eixo de menor inércia. Análises mais detalhadas são necessárias para tentar compreender este comportamento.

Dessa maneira, com base no exposto, acredita-se que o uso de ARC em baixos níveis de substituição para a produção de PMPR é viável, não havendo grandes alterações na resposta do elemento. Ou seja, o ARC pode ser utilizado na produção de PMPR sem que a sua resposta estrutural seja negativamente afetada. Além disso, os resultados do estudo experimental mostraram que o uso das fibras garante maior integridade ao concreto após a ruptura do elemento.

Por fim, o estudo experimental, as simulações numéricas e as análises por meio dos modelos teóricos realizados nesse trabalho demonstraram que é possível substituir as barras de aço convencionais por fibras de aço distribuídas no concreto sem que haja prejuízo no comportamento estrutural do elemento, tendo sido mantida capacidade resistente e rigidez equiparáveis aos modelos com armaduras de aço.

5.1 Sugestões para trabalhos futuros

Levando em consideração o desenvolvimento deste trabalho, são propostas algumas sugestões a seguir para dar continuidade a este estudo:

1. Ampliação do número de teores de substituição empregados na produção de PMPR por vias experimental e/ou numérica utilizando curvas Tensão vs. Deformação para diferentes teores de substituição;
2. Análise da resposta estrutural de PMPR com RAC com diferentes teores de substituição sem que haja interferência na resistência à compressão do concreto
3. Estudo do impacto da retração e fluência na resposta estrutural de PMPR com RAC;
4. Desenvolvimento de pesquisa sobre o impacto do confinamento do concreto na resposta estrutural de PMPR com RAC;
5. Expandir a aplicabilidade do modelo numérico proposto ao considerar as exigências do método generalizado do EUROCODE 4, acrescentando novas considerações como imperfeições geométricas iniciais diretamente no elemento, tensões residuais e comportamento da interface entre os materiais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABRELPE. **Panorama dos Resíduos Sólidos no Brasil 2015**. Disponível em: <https://abrelpe.org.br/download-panorama-2015/>. Acesso em: 19 nov. 2020.
- ABRELPE. **Panorama dos Resíduos Sólidos no Brasil 2017**. Disponível em: <https://abrelpe.org.br/download-panorama-2017/>. Acesso em: 19 nov. 2020.
- ABRELPE. **Panorama dos Resíduos Sólidos no Brasil 2018**. Disponível em: <https://abrelpe.org.br/download-panorama-2018/>. Acesso em: 19 nov. 2020.
- ABRELPE. **Panorama dos Resíduos Sólidos no Brasil 2019**. Disponível em: <https://abrelpe.org.br/download-panorama-2019/>. Acesso em: 25 mar. 2022.
- ABRELPE. **Panorama dos Resíduos Sólidos no Brasil 2020**. Disponível em: <https://abrelpe.org.br/download-panorama-2020/>. Acesso em: 25 mar. 2022.
- ABRELPE. **Panorama dos Resíduos Sólidos no Brasil 2021**. Disponível em: <https://abrelpe.org.br/download-panorama-2021/>. Acesso em: 25 mar. 2022.
- ADAMS, M. P. JAYASURIYA, A. American Concrete Institute. **CRC 18.517 Report – Guideline Development for Use of Recycled Concrete Aggregate in New Concrete**. Technical Report, Farmington Hills, 2019.
- AFROYGHSABET, V.; BIOLZI, L.; OZBAKKALOGLU, T. Influence of double hooked-end steel fibers and slag on mechanical and durability properties of high performance recycled aggregate concrete. **Composite Structures**, v. 181, p. 273 – 284, 2017.
- ALBERTE, E. P. V.; HANDRO, J. B. Estado do conhecimento acerca de especificações técnicas e normativas para agregados reciclados de RCD. **Ambiente Construído**, Porto Alegre, v. 21, n. 3, p. 305-320, set. 2021.
- ALFARAH, B.; LÓPEZ-ALMANSA, F.; OLLER, S. New methodology for calculating damage variables evolution in Plastic Damage Model for RC structures. **Engineering Structures**, v. 132, p. 70-86, 2017.
- AMIN, A.; FOSTER, S. J.; MUTTONI, A. Derivation of the σ -w relationship for SFRC from prism bending tests. **Structural concrete**, p. 93-105, 2015.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NM 248**: Agregados – Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 2003. 6 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5739**: Concreto - Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2018. 9 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014. 174p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR ISO 6892-1**: Materiais metálicos – Ensaio de Tração Parte 1: Método de ensaio à temperatura ambiente. Rio de Janeiro, 2008. 70 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7211**: Agregados para concreto - Especificação. Rio de Janeiro, 2009. 9 p.

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. 5 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8522-2**: Concreto endurecido — Determinação dos módulos de elasticidade e de deformação Parte 2: Módulo de elasticidade dinâmico pelas frequências naturais de vibração. Rio de Janeiro, 2021. 10 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008. 237p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15115**: Agregados reciclados de resíduos sólidos da construção civil: execução de camadas de pavimentação: procedimentos. Rio de Janeiro, 2004. 14 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15116**: Agregados reciclados para uso em argamassas e concretos de cimento Portland – Requisitos e métodos de ensaio. Rio de Janeiro, 2021. 20 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15530**:Fibras de aço para concreto – Requisitos e métodos de ensaio. Rio de Janeiro, 2019. 44 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16916**: Agregado miúdo – Determinação da densidade e da absorção de água. Rio de Janeiro, 2021. 6 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16917**: Agregado graúdo – Determinação da densidade e da absorção de água. Rio de Janeiro, 2021. 11 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16889**: Concreto — Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Rio de Janeiro, 2020. 5 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16935**: Projeto de estruturas de concreto reforçado com fibras - Procedimento. Rio de Janeiro, 2021. 33 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16940**: Concreto reforçado com fibras – Determinação das resistências à tração na flexão (limite de proporcionalidade e resistências residuais) – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2021. 15 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16972**: Agregados – Determinação da massa unitária e índice de vazios. Rio de Janeiro, 2021. 6 p.

BEGUM, M.; DRIVER, R.; ELWI, A. E. Finite-Element Modeling of Partially Encased Composite Columns Using the Dynamic Explicit Method. **Journal of Structural Engineering**, v. 133, n. 3, p. 326-334, 2007.

BEGUM, M.; DRIVER, R.; ELWI, A. E. Behavior of partially encased composite columns with high strength concrete. **Engineering Structures**, v. 56, p. 1718-1727, 2013.

BEGUM, M.; DRIVER, R.; ELWI, A. E. Parametric study on eccentrically-loaded partially

encased composite columns under major axis bending. **Steel and Composite Structures**, v. 19, n. 5, p. 1299-1319, 2015.

BENTUR, A.; MINDESS, S. Fibre reinforced cementitious composites. Oxford: **Taylor & Francis**, 2007.

BERGMANN, R.; HANSWILLE, G. New design method for composite columns including high strength steel. In: Fifth International Conference on Composite Construction in Steel and Concrete, p. 381-389, 2006.

BRASIL. Ministério do Meio Ambiente. Conselho Nacional do Meio Ambiente. **Resolução CONAMA Nº 307 – Estabelece diretrizes, critérios e procedimentos para a gestão de resíduos da construção civil**. Brasília, 2002. Disponível em: <http://www2.mma.gov.br/port/conama/legiabre.cfm?codlegi=307>. Acesso em: 7 dez 2020.

BRASILEIRO, L. L.; MATOS, J. M. E. Revisão bibliográfica: reutilização de resíduos da construção e demolição na indústria da construção civil. **Cerâmica**, São Paulo, v. 61, n. 358, p. 178-189, jun. 2015. Disponível em http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0366-69132015000200178&lng=pt&nrm=is o. Acesso em 19 nov. 2020.

BUTLER, L.; WEST, J. S.; TIGHE, S. L. 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, p. 1037-1049, 2011.

BUTLER, L.; WEST, J. S.; TIGHE, S. L. 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, p. 1292-1301.

CARNEIRO, J. A.; LIMA, P. R. L.; LEITE, M. B.; FILHO, R. D. T. Compressive stress-strain behavior of steel fiber reinforced-recycled aggregate concrete. **Cement & Concrete Composites**, v. 46, p. 65-72, 2014.

CARREIRA, D. J. CHU, K. Stress-Strain Relationship for Plain Concrete in Compression. **ACI Structural Journal**, v. 82, n. 6, p. 797-804, 1985.

CEB – Comité Euro-International Du Béton. **CEB MODEL CODE 1990**, 1993.

CHICOINE, T.; TREMBLAY, R.; MASSICOTTE, B. Finite element modelling and design of partially encased composite columns. **Steel and Composite Structures**, v. 2, n. 3, p. 171-194, 2002.

CHICOINE, T.; TREMBLAY, R.; MASSICOTTE, B.; RICLES, J. M.; LU, L. Behavior and Strength of partially encased composite columns with built-up shapes. **Journal of Structural Engineering**, Canada, v.128, n. 3, p. 279-288, Mar. 2002.

CHEN, Y.; WANG, T.; YANG, J.; ZHAO, X. Test and Numerical Simulation of Partially Encased Composite Columns Subject to Axial and Cyclic Horizontal Loads. **International Journal of Steel Structures**, v. 10, n. 4, p. 385-393, 2010.

Canadian Standards Association-S16-09. CSA-S16-09: **Design of Steel Structures**. Ontario, 2009. 198p.

DASSAULT SYSTÈMES SIMULIA CORPORATION. **ABAQUS User's Manual**. 2016.

DONG, H.; SONG, Y.; CAO, W.; SUN, W.; ZHANG, J. Flexural bond behavior of reinforced aggregate concrete. **Construction and Building Materials**, v. 213, p. 514-527, 2019.

DUJMOVIĆ, D.; ANDROIĆ, B.; LUKAČEVIĆ, I. **Composite Structures according to Eurocode 4 – Worked Examples**. Berlim, Wilhelm Ernst & Sohn, 2015.

EBADI JAMKHANEH, M.; KAFI, M. A.; KHEYRODDIN, A. Behavior of partially encased composite members under various load conditions: Experimental and analytical models. **Advances in Structural Engineering**, v. 22, n. 1, p. 94-111, 2019.

EBADI JAMKHANEH, M.; AHMADI, M.; SADEGHIAN, P. Simplified relations for confinement factors of partially and highly confined areas in partially encased composite columns. **Engineering Structures**, v. 208, 2020.

ELGHAZOULI, A. Y.; TREADWAY, J. Inelastic behavior of composite members under combined bending and axial loading. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 64, p. 1008-1019, 2008.

ETXEBERRIA, M. VÁSQUEZ, E. MARÍ, A. BARRA, M. Influence of amount of recycled coarse aggregate and production process on properties of recycled aggregate concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 37, p. 735-742, 2007.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARTIZATION. **BS EN 1994-1-1**: Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels, 2004.

FIGUEIREDO, A. D. **Concreto com fibras de aço**. Boletim Técnico (BT/PCC/260). São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – Departamento de Engenharia de Construção Civil, 2000.

FIGUEIREDO, A. D. **Concreto com fibras de aço**. 256 p. Tese (Livre Docência) – Departamento de Engenharia de Construção Civil, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011.

GAO, D. ZHANG, L. NOKKEN, M. Compressive behavior of steel fiber reinforced recycled concrete coarse aggregate concrete designed with equivalent cubic compressive strength. **Construction and Building Materials**, v. 141, p. 235-244, 2017.

GAO, D.; ZHANG, L. Flexural performance and evaluation method of steel fiber reinforced recycled coarse aggregate concrete. **Construction and Building Materials**, v. 159, p. 126-136, 2018.

GAO, D.; ZHANG, L.; NOKKEN, M.; ZHAO, J. Mixture Proportion Design Method of Steel Fiber Reinforced Recycled Coarse Aggregate Concrete. **Materials**, v. 12, n. 3-375, 2019.

GARCÍA-GONZÁLEZ, J.; BARROQUEIRO, T.; EVANGELISTA, L.; DE BRITO, J.; DE BELIE, N.; MORÁN-DEL POZO, J.; JUAN-VALDÉS, A. Fracture energy of coarse recycled aggregate concrete using the wedge splitting teste method: influence of water-reducing admixtures. **Material and Structures**, v. 50-120, 2016.

GERIN, M. T.; STORCH, I. S.; FILHO, F. M. A.; DE NARDIN, S. Utilização de agregados de

RCD em elementos estruturais: panorama atual. In: 2º Congresso Sul-Americano de Resíduos Sólidos e Sustentabilidade, 2019, Foz do Iguaçu. **Anais...Instituto Brasileiro de Estudos Ambientais e de Saneamento**, 2019, p. 1-10.

GERIN, M. T. (2020). **Comportamento de pilares mistos preenchidos com concreto de resíduos de concreto submetidos a compressão axial centrada: efeito do teor de substituição e da forma de aplicação da força**. 2020. Dissertação (Mestrado em Estruturas) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2020.

GERIN, M. T.; SALES, A.; DE NARDIN, S. Mechanical and physical properties of recycled aggregates concrete. *Revista Tecnológica*, 29 (1), p. 259-274, 2020.

GONÇALVES, P.; BRITO, J. Recycled aggregate concrete (RAC) – comparative analysis of existing specifications. **Magazine of Concrete Research**, v. 62, n. 5, p. 339-346., 2010.

GRAMBLIČKA, S. HRUSOVSKA, A. Slenderness influence on the behavior of composite columns. **Key Engineering Materials**, v. 691, p. 40-50, 2016.

GRAMBLIČKA, S.; MATIAŠKO, S. Theoretical and experimental analyses of composite columns with the use of high strength concrete. **Slovak Journal of civil engineering**, v. 4, p. 31-40, 2009.

HAN, J.; ZHAO, M.; CHEN, J.; LAN, X. Effects of steel fiber length and coarse aggregate maximum size on mechanical properties of steel fiber reinforced concrete. *Construction and Building Materials*, v. 209, p. 577-591, 2019.

HILLERBORG, A.; MODÉER, M.; PETERSSON, P. E. **Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements**. *Cement and Concrete Research*, v. 6, p. 773-782, 1976.

HORDIJK, D. A. **Local approach to fatigue of concrete**. (Doctorate Thesis). Technische Universiteit Delft. Delft, 1991.

HUNAITI, Y.M.; FATTAH, B. A. Design Considerations of Partially Composite Columns. **Proc. Inst. Civ. Eng., Struct. Build.**, v.106, n. 2, p.75-82, Feb. 1994.

INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE (*fib*). **Model Code for concrete structures 2010**. Fédération International du Béton, Lausanne, Switzerland. 2013.

JÚNIOR, L. A. O.; BORGES, V. E. S.; DANIN, A. R.; MACHADO, D. V. R.; ARAÚJO, D. L.; EL DEBS, M. K.; RODRIGUES, P. F. **Stress-Strain curves for steel fiber-reinforced concrete in compression**. *Revista Matéria*, v. 15, n. 2, p. 260-266, 2010.

KAPLAN, G.; BAYRAKTAR, O. Y.; GHOLAMPOUR, A.; GENÇEL, O.; KOKSAL, F.; OZBAKKALOGLU, T. Mechanical and durability properties of steel fiber-reinforced concrete containing coarse recycled concrete aggregate. **Structural Concrete**, v. 22, p. 2791-2812, 2021.

KUPFER, H. HILSDORF, H. RUSH, H. Behavior of Concrete Under Biaxial Stresses. **ACI Journal Proceedings**, 66, p. 656-666, 1969.

LEVY, S. M.; HELENE, P. R. L. **Evolução histórica da utilização do concreto como material de construção**. Boletim Técnico (BT/PCC/318). São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – Departamento de Engenharia de Construção Civil, 2002.

LI, Z.; WU, M.; WU, J.; CUI, Y.; XUE, X. Steel fibre Reinforced Concrete Meso-Scale Numerical Analysis. *Advances in Civil Engineering*, v. 2020, 16 p., 2018.

LI, T.; XIAO, J.; ZHANG, Y. CHEN, B. Fracture behavior of recycled aggregate concrete under three-point bending. *Cement and Concrete Composites*, v. 104, 103353, 2019.

LEE, J.; FENVES, G. L. Plastic-damage model for cycling loading of concrete structures. *Journal of Engineering Mechanics*, v. 124, n. 8, p. 892-900, 1998.

LEITE, M. B. **Avaliação de propriedades mecânicas de concretos produzidos com agregados reciclados de resíduos de construção e demolição**. Porto Alegre, 2001. Tese (Doutorado em engenharia civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2001.

LELKES, A.; GRAMBLIČKA, S. Theoretical and Experimental Studies on Composite steel – Concrete Columns. *Procedia Engineering*, n. 65, p. 405-410, 2013.

LUBLINER, J.; OLIVER, S.; OLLER, S.; OÑATE, E. A plastic-damage model for concrete. *International Journal of Solids and Structures*, v. 25, n. 3, p. 299-326, 1989.

MARINHO, A. P. M.; KRAHL, P. A.; ALMEIDA, S. J. C.; PEREIRA, M. F.; SIQUEIRA, G. H. Parametrical analysis of partially encased composite columns with fiber reinforced concrete subjected to uniaxial and biaxial non-constant bending moments. *Structures*, v. 34, p. 1872-1889, 2021.

MEDDAH, M. S.; AL-HARTHY, A.; ISMAIL, M. Recycled Concrete Aggregate and Their Influences on Performances of Low and Normal Strength Concrete. *Buildings*, v. 10, n. 9- 167, 2020.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: Microestrutura, Propriedades e Materiais**. São Paulo: IBRACON, 2008.

MICHAL, S.; ANDRZEJ, W. Calibration of CDP model parameters in ABAQUS. In: The 2015 World Congress on Advances in Structural Engineering and Mechanics (ASEM15), 2015. Incheon, 2015.

NATARAJA, M. C.; DHANG, N.; GUPTA, A. P. Stress-strain curves for steel-fiber reinforced concrete under compression. *Cement & Concrete Composites*, v. 21, p. 383-390, 1999.

OLIVEIRA, F.G.B.S. **Análise experimental e numérica do comportamento à flexão de vigas formadas por perfis de aço parcialmente revestidas com concreto de resíduos reciclados de concreto**. 2022. 175 p. Dissertação (Mestrado em Ciências - Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas))– Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2022.

OZBAKKALOGLU, T.; GHOLAMPOUR, A. LIM, J. Damage-Plasticity Model for FRP-Confined Normal-Strength and High-Strength Concrete, *Journal of Composites for Construction*, v. 20, 2016.

PEREIRA, M. F. **Análise experimental e numérica de pilares mistos parcialmente revestidos**. 2014. 174 p. Dissertação (Mestrado em Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2014.

PEREIRA, M. F. **Comportamento estrutural de pilares mistos parcialmente revestidos submetidos a flexo-compressão**. 2017. Tese (Doutorado em Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2017.

PEREIRA, M.F.; DE NARDIN, S.; EL DEBS, A.L.H.C. Structural behavior of partially encased composite columns under axial loads. **Steel and Composite Structures**, v. 20, n. 6, p. 1305-1322, 2016.

PEREIRA, M.F.; DE NARDIN, S.; EL DEBS, A.L.H.C. Partially encased composite columns using fiber reinforced concrete: experimental study. **Steel and Composite Structures**, v. 34, n. 6, p. 909-927, 2020.

PRICKETT, B.S.; DRIVER, R.G. Behavior of Partially Encased Columns Made with High Performance Concrete. 2006. 221f. **Structural Engineering Report** no 262, Dept. of Civil and Environment Engineering, University of Alberta, AB, Canada, 2006.

RAMESH, R. B.; MIRZA, O.; KANG, W. Mechanical properties of steel fiber reinforced recycled aggregate concrete. **Structural Concrete**, v. 20, p. 745-755, 2019.

RECYCLED aggregate concrete: from research to practice. Palestrantes: João Pacheco e Nikola Tošić. [S. l.]: Fib YMG, 2020. (Trecho: 18:48 a 20:49). Publicado pelo canal fib - International Federation for Structural Concrete. Disponível em: https://www.youtube.com/watch?v=U14d_Q6q4qY. Acesso em: 06 fev. 2021.

RILEM Draft Recommendation. 50-FMC Committee Fracture Mechanics of Concrete. Determination of fracture energy of mortar and concrete by means of three-point bend tests on notched beams. **Matériaux et Constructions**, v. 33, pp. 347-351, 1985

SILVA, R. V.; DE BRITO, J.; DHIR, R. K. The influence of the use of recycled aggregates on the compressive strength of concrete: a review. **European Journal of Environmental and Civil Engineering**, v. 19, n. 7, p. 825-849, 2015.

SILVA, R. V.; DE BRITO, J.; DHIR, R. K. Tensile strength behavior of recycled aggregate concrete. **Construction and Building Materials**, v. 83, p. 108-118, 2015.

SILVA, R. V.; DE BRITO, J.; DHIR, R. K. Establishing a relationship between modulus of elasticity and compressive strength of recycled aggregate concrete. **Journal of Cleaner Production**, v. 112, p. 2171-2186, 2016.

SOLTANZADEH, F.; CUNHA, V. M. C. F.; BARROS, J. A. O. Assessment of different methods for characterization and simulation of post-cracking behavior of self-compacting steel fiber reinforced concrete. **Construction and Building Materials**, v. 227, 2019.

SONG, Y.; WANG, R.; LI, J. Local and post-local buckling of welded steel shapes in partially encased composite columns. **Thin-Walled Structures**, v. 108, p. 93-108, 2016.

SONG, P. S.; HWANG, S. Mechanical properties of high-strength steel fiber-reinforced concrete. **Construction and Building Materials**, v. 18, p. 669-673, 2004.

TAM, V. W. Y.; GAO, X.F.; TAM, C. M. Microstructural analysis of recycled aggregate concrete produced from two-stage mixing approach. **Cement and Concrete Research**, v. 35, p. 1195-1203, 2005.

TIBERTI, G.; GERMANO, F.; MUDADU, A.; PLIZZARI, G. A. An overview of the flexural post-cracking behavior of steel fiber reinforced concrete. **Structural Concrete**, v. 19, p. 695-718, 2018.

WANG, H.; LI, J.; SONG, Y. Numerical Study and Design Recommendations of Eccentrically Loaded Partially Encased Composite Columns. **International Journal of Steel Structures**, v. 19, n. 3, p. 991-1009, 2019.

WOSATKO, A.; WINNICKI, A.; POLAK, M. A.; PAMIN, J. Role of dilatancy angle in plasticity-based models of concrete. **Archives of Civil and Mechanical Engineering**, v. 19, n. 4, p. 1268-1283, 2019.

WU, B.; JIAN, S.M.; ZHAO, X. Y. Structural behavior of steel-concrete partially encased composite columns containing demolished concrete lumps under axial compression. **Engineering Structures**, v. 197, 109383, 2019.

XIAO, J. LI, J. ZHANG, C. Mechanical properties of recycled aggregate concrete under uniaxial loading. **Cement and Concrete Research**, v. 35, p. 1187-1194, 2005.

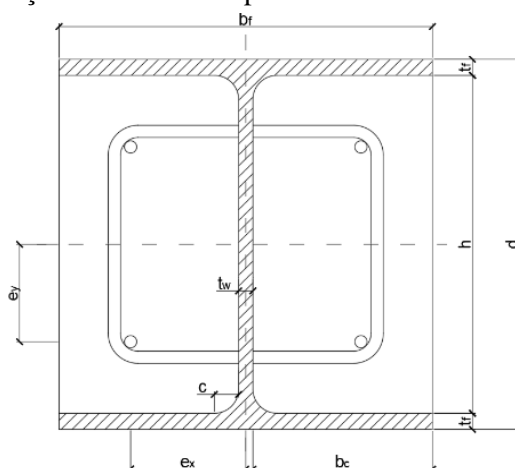
YANG, K.; YAN, Q.; ZHANG, C. Three-dimensional mesoscale numerical study on the mechanical behaviors of SFRC tunnel lining segments. **Tunneling and Underground Space Technology**, v. 113, 17 p. 2021.

ZHANG, Q.; SCHÄFER, M. Comparison of design for composite columns in steel and concrete according to Eurocode 4 and Chinese design codes. In: 12th International Conference on Advances in Steel-Concrete Composite Structures (ASCCS 2018), 2018, Valência, Espanha.

APÊNDICE A - Dimensionamento de PMPR de acordo com a ABNT NBR 8800 (2008) e o EUROCODE 4 (2004)

Neste item é apresentado o dimensionamento do exemplar E5 de acordo com a ABNT NBR 8800 (2008) e com o EUROCODE 4 (2004). Tomou-se o livro de Dujmović, Androić e Lukačević (2015) como referência no dimensionamento do EUROCODE 4 (2004).

Figura A. 1 - Seção transversal do pilar considerada no dimensionamento



Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela A. 1 – Propriedades geométricas consideradas no dimensionamento

Parâmetro	Valor (cm)
t_f	0,66
t_w	0,58
H	13,88
D	15,2
b_f	15,2
b_c	7,31
$e_{i,x}$	4,62
$e_{i,y}$	3,98
L_x	72,2
L_y	72,2
K_x	1,0
K_y	1,0

Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela A. 2 – Passo a passo para o dimensionamento de acordo com a ABNT NBR 8800 (2008) e com o EUROCODE 4 (2004)

1) Propriedades dos materiais	
NBR 8800 (2008)	EUROCODE 4 (2004)
a) Aço estrutural:	
$f_{yk} = 385,0 \text{ MPa};$ $E_a = 200.000,0 \text{ MPa};$	$f_{yk} = 385,0 \text{ MPa};$ $E_a = 210.000,0 \text{ MPa};$
b) Aço de reforço:	
$f_{yk} = 600,0 \text{ MPa};$ $E_s = 200.000,0 \text{ MPa}$	$f_{yk} = 600,0 \text{ MPa};$ $E_s = 210.000,0 \text{ MPa}$
c) Concreto	
$f_{ck} = 36,73$ $\alpha_i = 0,8 + 0,2 * \frac{f_{ck}}{90} = 0,891825$ $E_{cm} = 5600\alpha_i\sqrt{f_{ck}} = 30.267,61 \text{ MPa}$	$f_{ck} = 36,73$ $E_{cm} = 22 \left(\frac{f_{ck} + 8}{10} \right)^{0,3} = 34.482,80 \text{ MPa}$
2) Propriedades geométricas	
a) Aço estrutural:	
$A_a = 2t_f b_f + h t_w = 28,11 \text{ cm}^2$ $I_{a,x} = 2 \left[\frac{b_f t_f^3}{12} + b_f t_f \left(\frac{h + t_f}{2} \right)^2 \right] + \frac{t_w h^3}{12} = 1.190,41 \text{ cm}^4$ $I_{a,y} = 2 \frac{t_f b_f^3}{12} + \frac{h t_w^3}{12} = 386,52 \text{ cm}^4$ $Z_{a,x} = b_f t_f (h + t_f) + t_w * \frac{h^2}{4} = 173,80 \text{ cm}^3$ $Z_{a,y} = 2(b_f - t_w) t_f (b_f + t_w) + d \left(\frac{t_w}{2} \right)^2 = 77,41 \text{ cm}^3$	
b) Aço de reforço:	
$\Phi = 6,3 \text{ mm}$ $N^\circ \text{ de barras (n)} = 4$ $A_{s,i} = 31,17 \text{ cm}^2$ $A_{s,tot} = n A_{s,i} = 124,69 \text{ cm}^2$ $I_{s,x} = 4 \left(\frac{\pi \phi^4}{64} \right) + \frac{\pi \tau \phi^2}{4} e_{i,y}^2 = 19,78 \text{ cm}^4$ $I_{s,y} = 4 \left(\frac{\pi \phi^4}{64} \right) + \frac{\pi \tau \phi^2}{4} e_{i,x}^2 = 26,64 \text{ cm}^4$ $Z_{s,x} = A_{s,tot} e_{i,y} = 4,96 \text{ cm}^3$ $Z_{s,y} = A_{s,tot} e_{i,x} = 5,76 \text{ cm}^3$	

Continua

Continuação

c) Concreto

$$A_c = 2b_c h - A_{s,tot} = 201,68 \text{ cm}^2$$

$$I_{c,x} = 2 \frac{b_c h^3}{12} - I_{s,x} = 3.238,09 \text{ cm}^4$$

$$I_{c,y} = 2 \left(\frac{h b_c^3}{12} + b_c h \frac{(b_c + t_w)^2}{4} \right) - I_{s,y} = 4.035,12 \text{ cm}^4$$

$$Z_{c,x} = \frac{b_f d^2}{4} - Z_{a,x} - Z_{s,x} = 699,19 \text{ cm}^3$$

$$Z_{c,y} = \frac{d b_f^2}{4} - Z_{a,y} - Z_{s,y} = 794,78 \text{ cm}^3$$

3) Taxa de reforço

$$p = \frac{A_s}{A_c} = \frac{1,2469}{201,68} = 0,62\% \quad p = \frac{A_s}{A_c} = \frac{1,2469}{201,68} = 0,62\%$$

$$0,3\% p 4\% \rightarrow ok! \quad 0,3\% p 6\% \rightarrow ok!$$

4) Força axial de compressão resistente de cálculo da seção totalmente plastificada

$$N_{pl,Rd} = f_{yd} A_a + \alpha f_{cd} A_c + f_{sd} A_s; \alpha = 0,85$$

Todos os coeficientes de segurança e minoração foram adotados com o valor unitário, ou seja, $\alpha=1$, Assim,

$$N_{pl,Rd} = N_{pl,Rk} = f_{yd} A_a + f_{cd} A_c + f_{sd} A_s = 1.876,81 \text{ kN}$$

5) Contribuição do aço

$$0,2\delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}} = 0,560,9 \rightarrow ok!$$

6) Instabilidade local

$$\frac{b}{t} \leq 1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \rightarrow \frac{15,2}{6,6} = 23,0334,28 \rightarrow ok! \quad \frac{b}{t} \leq 44 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow 23,0334,71 \rightarrow ok!$$

7) Módulo de elasticidade do concreto – Redução por efeitos de retração e fluência

$$E_{c,red} = \frac{E_c}{1 + \varphi \left(\frac{N_{G,Sd}}{N_{Sd}} \right)} = 12.107,04 \text{ MPa} \quad E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi \left(\frac{N_{G,Ed}}{N_{Ed}} \right)} = 11.343,02 \text{ MPa}$$

$$\frac{N_{G,Sd}}{N_{Sd}} = 0,6, \varphi = 2,5$$

Por simplicidade, a razão $\frac{N_{G,Sd}}{N_{Sd}}$ também foi adotada como 0,6. O coeficiente de fluência φ foi obtido pelo Eurocode 2 (2004). Para isso, o perímetro exposto u e o valor da dimensão nomenclal h_0 foram obtidos conforme segue.

$$u = 2 * d + 0,5 * b_f = 38 \text{ cm}$$

$$h_0 = 2 \frac{A_c}{u} = 106,8 \text{ mm}$$

Foi considerada umidade ambiente relativa de 50%, tempo inicial de carregamento de 28 dias, concreto de classe de resistência C30/C37 e cimento de alta resistência inicial (classe R), tendo-se chegado a $\varphi = 3,4$.

Continuação

8) Rigidez de efetiva à flexão	
$(EI)_{e,x} = E_a I_{a,x} + 0,6 E_{c,red} I_{c,x} + E_s I_{s,x}$	$(EI)_{eff,x} = E_a I_{a,x} + 0,6 E_{c,red} I_{c,x} + E_s I_{s,x}$
$(EI)_{e,x} = 26.556.156,86 \text{ kNcm}^2$	$(EI)_{eff,x} = 27.598.132,64 \text{ kNcm}^2$
$(EI)_{e,y} = E_a I_{a,y} + 0,6 E_{c,red} I_{c,y} + E_s I_{s,y}$	$(EI)_{eff,y} = E_a I_{a,y} + 0,6 E_{c,red} I_{c,y} + E_s I_{s,y}$
$(EI)_{e,y} = 11.194.598,46 \text{ kNcm}^2$	$(EI)_{eff,y} = 11.396.147,70 \text{ kNcm}^2$
9) Força axial de flambagem elástica	
$N_{e,x} = \frac{\pi^2 (EI)_{e,x}}{(KL_x)^2} = 50.279,46 \text{ kNcm}^2$	$N_{e,x,eff} = \frac{\pi^2 (EI)_{eff,x}}{(KL_x)^2} = 52.252,26 \text{ kNcm}^2$
$N_{e,y} = \frac{\pi^2 (EI)_{e,y}}{(KL_y)^2} = 21.195,02 \text{ kNcm}^2$	$N_{e,y,eff} = \frac{\pi^2 (EI)_{eff,y}}{(KL_y)^2} = 21.576,62 \text{ kNcm}^2$
10) Índice de esbelteza reduzido	
$\lambda_{0,m,x} = \sqrt{\frac{N_{pl,R}}{N_{e,x}}} = 0,19322,0 \rightarrow ok!$	$\bar{\lambda}_x = \sqrt{\frac{N_{pl,R}}{N_{e,x}}} = 0,18952,0 \rightarrow ok!$
$\lambda_{0,m,y} = \sqrt{\frac{N_{pl,R}}{N_{e,y}}} = 0,29762,0 \rightarrow ok!$	$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{N_{pl,R}}{N_{e,y}}} = 0,29492,0 \rightarrow ok!$
11) Limites das dimensões da seção	
$0,2 \leq \frac{d}{b_f} \leq 5,0 \rightarrow \frac{15,2}{15,2} = 1 \rightarrow ok!$	
12) Esforços atuantes	
$N_{Sd} = 1.034,30 \text{ kN};$	$N_{Sd} = 975,50 \text{ kN};$
$e_x = 2,5 \text{ cm (excentricidade inicial)}$	$e_x = 2,5 \text{ cm (excentricidade inicial)}$
$M_{x,Sd} = 0,0 \text{ kNcm}$	$M_{x,Sd} = 0,0 \text{ kNcm}$
$M_{y,Sd} = 2.585,75 \text{ kNcm}$	$M_{y,Sd} = 2.438,75 \text{ kNcm}$
13) Verificação da necessidade de considerar efeitos de 2ª ordem	
De acordo com a cláusula 6.7.3.4(3) do Eurocode 4, que se refere à cláusula 5.2.1(3) do mesmo documento, os efeitos de segunda ordem podem ser dispensados se acréscimo nos esforços for inferior à 10%. Assim, deve-se verificar:	
$\alpha_{CM} = \frac{N_{cr,eff}}{N_{Sd}} \geq 10$	
Em que:	
$(EI)_{eff,II} = K_0 (E_a I_a + E_s I_s + K_{e,II} E_{cm} I_x);$	
$K_0 = 0,9; K_{e,II} = 0,5;$	
$(EI)_{eff,x,II} = 24.507.751,50 \text{ kNcm}^2$	
$(EI)_{eff,y,II} = 9.844.598,81 \text{ kNcm}^2$	
$N_{cr,x,eff} = \frac{\pi^2 (EI)_{eff,x,II}}{(KL_x)^2} = 46.401,16 \text{ kN}$	

Continuação

$$N_{cr,y,eff} = \frac{\pi^2(EI)_{eff,y,II}}{(KL_y)^2} = 18.639,03 \text{ kN}$$

$$\alpha_{CM,x} = 47,35; \alpha_{CM,y} = 19,02$$

Portanto, em ambos os casos deve-se considerar os efeitos de 2ª ordem.

14) Efeitos das imperfeições iniciais no pilar

$$M_{x,i,Sd} = \frac{N_{Sd}L_x}{200 \left(1 - \frac{N_{Sd}}{N_{e2,x}}\right)} = 381,22 \text{ kNcm}$$

$$e_{0,y} = \frac{L}{150} = \frac{72,2}{150} = 0,481 \text{ cm}$$

$$M_{x,i,Sd} = N_{Sd}e_{0,x} = 352,15 \text{ kNcm}$$

$$M_{y,i,Sd} = \frac{N_{Sd}L_y}{150 \left(1 - \frac{N_{Sd}}{N_{e2,y}}\right)} = 523,38 \text{ kNcm}$$

$$e_{0,x} = \frac{L}{200} = \frac{72,2}{200} = 0,361 \text{ cm}$$

$$M_{x,i,Sd} = N_{Sd}e_{0,x} = 469,54 \text{ kNcm}$$

15) Cálculo do fator amplificador de 2ª ordem

$$\beta_1 = 0,66 + 0,44r; -1 \leq r \leq 1$$

Em que r é a razão entre os momentos nas duas extremidades do pilar. Assim, dado r = 1 no problema analisado, temos:

$$\beta_1 = 1,1 \rightarrow k_1 = \frac{\beta}{1 - \frac{N_{Sd}}{N_{cr,eff}}}$$

$$k_1 = k_2 = k$$

$$k_x = 1,124$$

$$k_y = 1,161$$

A distribuição de momento para as imperfeições iniciais é parabólica e tem momentos nulos nas extremidades. Dessa forma:

$$\beta = 11,1 \rightarrow k_{imp} = \frac{\beta}{1 - \frac{N_{Sd}}{N_{cr,eff}}}$$

$$k_{imp,x} = 1,021$$

$$k_{imp,y} = 1,055$$

16) Momento totais atuantes

Caso 1 – Momentos totais em x:

$$M_{x,tot,Sd,1} = M_{x,Sd} + M_{x,i,Sd} = 381,22 \text{ kNcm}$$

$$M_{y,tot,Sd,1} = M_{y,Sd} = 2.585,75 \text{ kNcm}$$

Caso 2 – Momentos totais em y:

$$M_{x,tot,Sd,2} = M_{x,Sd} = 0 \text{ kNcm}$$

$$M_{y,tot,Sd,2} = M_{y,Sd} + M_{y,i,Sd} \\ = 3.109,13 \text{ kNcm}$$

Caso 1 – Momentos totais em x:

$$M_{x,tot,Sd,1} = M_{x,Sd}k_1 + M_{x,i,Sd}k_2 \\ = 359,72 \text{ kNcm}$$

$$M_{y,tot,Sd,1} = M_{y,Sd}k_1 = 2.740,23 \text{ kNcm}$$

Caso 2 – Momento totais em y:

$$M_{x,tot,Sd,2} = M_{x,Sd}k_1 = 0 \text{ kNcm}$$

$$M_{y,tot,Sd,2} = M_{y,Sd}k_1 + M_{y,i,Sd}k_2 \\ = 3.326,25 \text{ kNcm}$$

17) Determinação da linha neutra e dos módulos de resistência plásticos na região 2h_n

Continuação

Flexão em x - Tentativa 1 – Assumindo linha neutra abaixo da armadura:

$$h_{n,x} = \frac{A_c f_{cd1} - A_{sn,x}(2f_{sd} - f_{cd1})}{2b_f f_{cd1} + 2t_w(2f_{yd} - f_{cd1})} \stackrel{A_{sn,x}=0}{\cong} 3,798 e_{y,i} = 3,98 \rightarrow ok!$$

$$Z_{an,x} = t_w h_n^2 = 8,36 \text{ cm}^3$$

$$Z_{sn,x} = A_{sn,x} e_{y,i} = 0,0 \text{ cm}^3$$

$$Z_{cn,x} = b_f h_n^2 - Z_{an,x} - Z_{sn,x} = 210,93 \text{ cm}^3$$

Flexão em y - Tentativa 1 – Assumindo linha neutra na alma:

$$h_{n,y} = \frac{A_c f_{cd1} - A_{sn,y}(2f_{sd} - f_{cd1})}{2d f_{cd1} + 2d(2f_{yd} - f_{cd1})} \stackrel{A_{sn,y}=0}{\cong} 0,323 \frac{t_w}{2} = 0,29 \rightarrow LN \text{ fora da alma!}$$

Tentativa 2 – Assumindo linha neutra fora da alma e antes da armadura:

$$h_{n,y} = \frac{A_c f_{cd1} - A_{sn,y}(2f_{sd} - f_{cd1}) + t_w(2t_f - d)(2f_{yd} - f_{cd1})}{2d f_{cd1} + 4t_f(2f_{yd} - f_{cd1})} \stackrel{A_{sn,y}=0}{\cong} 0,538 e_{x,i} = 4,62 \frac{b_f}{2} = 7,6 \rightarrow ok!$$

$$Z_{an,y} = 2t_f h_n^2 + \frac{(d - 2t_f)t_w^2}{4} = 1,55 \text{ cm}^3$$

$$Z_{sn,y} = A_{sn,y} e_{x,i} = 0,0 \text{ cm}^3$$

$$Z_{cn,x} = d h_n^2 - Z_{an,y} - Z_{sn,y} = 2,85 \text{ cm}^3$$

18) Momentos fletores resistentes de plastificação de cálculo

$$M_{pl,x,Rd} = f_{yd}(Z_{a,x} - Z_{an,x}) + 0,5f_{cd1}(Z_{c,x} - Z_{cn,x}) + f_{sd}(Z_{s,x} - Z_{sn,x}) = 7.440,26 \text{ kN}$$

$$M_{pl,y,Rd} = f_{yd}(Z_{a,y} - Z_{an,y}) + 0,5f_{cd1}(Z_{c,y} - Z_{cn,y}) + f_{sd}(Z_{s,y} - Z_{sn,y}) = 4.662,28 \text{ kN}$$

19) Momentos fletores máximos resistentes de plastificação

$$M_{máx,pl,x,Rd} = f_{yd}Z_{a,x} + 0,5f_{cd1}Z_{c,x} + f_{sd}Z_{s,x} = 8.143,67 \text{ kN}$$

$$M_{máx,pl,y,Rd} = f_{yd}Z_{a,y} + 0,5f_{cd1}Z_{c,y} + f_{sd}Z_{s,y} = 4.726,05 \text{ kN}$$

20) Força axial resistente de cálculo

$$N_{Rd} = \chi N_{pl,Rd}$$

$$\chi = \begin{cases} 0,658\lambda_0^2 & \text{se } \lambda_0 \leq 1,5 \\ \frac{0,877}{\lambda_0^2} & \text{se } \lambda_0 > 1,5 \end{cases}$$

$$\lambda_{0,m,y} \rightarrow \chi = 0,9636$$

$$N_{Rd} = 1.808,53 \text{ kNN}_{sd} \rightarrow ok!$$

$$N_{Rd} = \chi N_{pl,Rd}$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1,0$$

$$\Phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - \bar{\lambda}_0) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\bar{\lambda}_0 = 0,2; \bar{\lambda}_y \rightarrow \alpha = 0,49 \text{ (Eurocode 3)}$$

$$\Phi = 0,567 \rightarrow \chi = 0,9517$$

$$N_{Rd} = 1.786,23 \text{ kNN}_{sd} \rightarrow ok!$$

21) Verificações

$$M_{c,x} = 0,9M_{pl,x,Rd} = 6.696,23 \text{ kNcm}$$

$$M_{c,y} = 0,9M_{pl,y,Rd} = 4.196,06 \text{ kNcm}$$

$$M_{d,x} = \text{maior}\{M_{c,x}, 0,8M_{máx,pl,x,Rd}\} = 6.696,23 \text{ kNcm}$$

$$M_{d,y} = \text{maior}\{M_{c,y}, 0,8M_{máx,pl,y,Rd}\} = 4.196,06 \text{ kNcm}$$

$$\alpha_{CM} = 0,9$$

$$\text{Se } N_{pl,c,Rd} = 740,76 \text{ kNN}_{sd} N_{pl,Rd} = 1.876,81 \text{ kN:}$$

$$M_{Ed,i} = \frac{N_{sd} - N_{pl,Rd}}{N_{pl,c,Rd} - N_{pl,Rd}} M_{pl,i,Rd}$$

Conclusão

Se $N_{Sd} \geq N_c = 740,76 \text{ kN}$:

$$\mu_x = 1 - \frac{N_{Sd} - N_{pl,c,Rd}}{N_{pl,Rd} - N_{pl,c,Rd}}$$

Se $\frac{N_c}{2} = 370,38 \text{ kN} \leq N_{Sd} < N_c = 740,76 \text{ kN}$:

$$\mu_i = \left(1 - \frac{M_{d,i}}{M_{c,i}}\right) \left(\frac{2N_{Sd}}{N_{pl,c,Rd}} - 1\right) + \frac{M_{d,i}}{M_{c,i}}$$

Se $0 \leq N_{Sd} \leq \frac{N_c}{2} = 370,38 \text{ kN}$:

$$\mu_i = 1 + \frac{2N_{Sd}}{N_{pl,c,Rd}} \left(\frac{M_{d,i}}{M_{c,i}} - 1\right)$$

Com $i = x, y$. Assim, como $N_{Sd} < N_c$:

$$\mu_x = \mu_y = 0,7416$$

Caso 0:

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} = \frac{1.034,30}{1.808,53} = 0,5721 \rightarrow ok!$$

Caso 1:

$$\frac{\frac{M_{x,tot,Sd}}{\mu_x M_{c,x}} + \frac{M_{y,tot,Sd}}{\mu_y M_{c,y}}}{0,7144 * 6.696,23 + 0,7144 * 4.196,06} \rightarrow \frac{381,22}{0,7144 * 6.696,23} + \frac{2.585,75}{0,7144 * 4.196,06} = 0,9081 \rightarrow ok!$$

Caso 2:

$$\frac{\frac{M_{x,tot,Sd}}{\mu_x M_{c,x}} + \frac{M_{y,tot,Sd}}{\mu_y M_{c,y}}}{0,7144 * 6.696,23 + 0,7144 * 4.196,06} \rightarrow \frac{0}{0,7144 * 6.696,23} + \frac{3.109,13}{0,7144 * 4.196,06} = 0,9991 \rightarrow ok!$$

Se $0,5N_{pl,c,Rd} = 370,38 \text{ kN} < N_{Sd} < N_{pl,c,Rd} = 740,76$:

$$M_{Ed,i} = \frac{N_{Sd} - 0,5N_{pl,c,Rd}}{N_{pl,c,Rd} - 0,5N_{pl,c,Rd}} (M_{pl,i,Rd} - M_{máx,pl,i,Rd}) + M_{máx,pl,i,Rd}$$

Se $0 < N_{Sd} < 0,5N_{pl,c,Rd} = 370,38$:

$$M_{Ed,i} = \frac{N_{Sd}}{0,5N_{pl,c,Rd}} (M_{máx,pl,i,Rd} - M_{pl,i,Rd}) + M_{pl,i,Rd}$$

Com $i = x, y$, Dado $N_{Sd} = 975,50 \text{ kN}$:

$$M_{Ed,x} = 5.902,92 \text{ kNcm}$$

$$M_{Ed,y} = 3.698,95 \text{ kNcm}$$

$$\mu_x = \frac{M_{Ed,x}}{M_{pl,x,Rd}} = 0,793$$

$$\mu_y = \frac{M_{Ed,y}}{M_{pl,y,Rd}} = 0,793$$

Caso 0:

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} = \frac{975,50}{1.786,23} = 0,5461 \rightarrow ok!$$

Caso 1:

$$\frac{M_{x,tot,Sd,1}}{\alpha_{CM} \mu_x M_{pl,x,Rd}} = 0,0681 \rightarrow ok!$$

$$\frac{M_{y,tot,Sd,1}}{\alpha_{CM} \mu_y M_{pl,y,Rd}} = 0,8231 \rightarrow ok!$$

$$\frac{M_{x,tot,Sd,1}}{\mu_x M_{pl,x,Rd}} + \frac{M_{y,tot,Sd,1}}{\mu_y M_{pl,y,Rd}} = 0,8021 \rightarrow ok!$$

Caso 2:

$$\frac{M_{x,tot,Sd,2}}{\alpha_{CM} \mu_x M_{pl,x,Rd}} = 01 \rightarrow ok!$$

$$\frac{M_{y,tot,Sd,2}}{\alpha_{CM} \mu_y M_{pl,y,Rd}} = 0,9991 \rightarrow ok!$$

$$\frac{M_{x,tot,Sd,2}}{\mu_x M_{pl,x,Rd}} + \frac{M_{y,tot,Sd,2}}{\mu_y M_{pl,y,Rd}} = 0,8991 \rightarrow ok!$$

APÊNDICE B – Resultados experimentais da caracterização dos concretos e análise estatística

Neste item são apresentados os valores experimentais obtidos para os corpos de prova durante as análises preliminar e definitiva e os resultados da análise pelo critério de Chauvenet.

Tabela B. 1 - Resultados para a resistência à compressão dos concretos do estudo preliminar

Traço	CP	Valor experimental (MPa)	Média	Desvio padrão (DP)	Limites		Critério de Chauvenet	Média /DP
					LI	LS		
NAC	1	34,15	35,62	2,38	32,33	38,91	Ok	-
	2	38,37					Ok	
	3	34,34					Ok	
RAC30	1	32,32	33,39	1,40	31,46	35,32	Ok	-
	2	32,87					Ok	
	3	34,97					Ok	
RAC50	1	32,35	34,04	1,82	31,53	36,54	Ok	-
	2	33,8					Ok	
	3	35,96					Ok	
RAC100	1	34,04	32,13	1,66	29,83	34,42	Ok	-
	2	31,01					Ok	
	3	31,33					Ok	
SFRC	1	38,43	36,88	1,40	34,95	38,80	Ok	-
	2	36,47					Ok	
	3	35,73					Ok	
SFRRAC30	1	33,56	33,35	1,33	31,52	35,19	Ok	-
	2	34,57					Ok	
	3	31,93					Ok	
SFRRAC50	1	34,74	33,65	1,15	32,06	35,24	Ok	-
	2	32,44					Ok	
	3	33,77					Ok	
SFRRAC100	1	31,99	31,02	0,88	29,81	32,23	Ok	-
	2	30,80					Ok	
	3	30,28					Ok	

Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela B. 2 - Resultados da resistência à tração dos concretos do estudo preliminar

Traço	CP	Valor experimental (MPa)	Média	Desvio padrão (DP)	Limites		Critério de Chauvenet	Média /DP
					LI	LS		
NAC	1	2,87	2,44	0,47	1,80	3,09	Ok	2,695/ 0,24
	2	2,53					Ok	
	3	1,94 ¹					Ok	
RAC30	1	2,32	2,52	0,41	1,96	3,08	Ok	-
	2	2,99					Ok	
	3	2,25					Ok	
RAC50	1	2,06	2,39	0,38	1,87	2,91	Ok	-
	2	2,30					Ok	
	3	2,80					Ok	
RAC100	1	1,62	1,85	0,25	1,51	2,19	Ok	-
	2	1,81					Ok	
	3	2,12					Ok	

¹ Este valor foi desconsiderado por ter ocorrido mau posicionamento durante o ensaio

Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela B. 3 - Resultados do módulo de elasticidade dinâmico aos 7 dias para os concretos do estudo preliminar

Traço	CP	Valor experimental (GPa)	Média	Desvio padrão (DP)	Limites		Critério de Chauvenet	Média /DP
					LI	LS		
NAC	1	36,31	35,58	0,42	34,84	36,31	Ok	-
	2	35,60					Ok	
	3	35,23					Ok	
	4	35,26					Ok	
	5	35,79					ok	
	6	35,27					Ok	
RAC30	1	33,91	33,64	0,73	32,37	34,90	Ok	-
	2	33,96					Ok	
	3	34,66					Ok	
	4	32,80					Ok	
	5	32,78					Ok	
	6	33,71					Ok	

Continua

Continuação

RAC50	1	32,93	32,30	0,54	31,36	33,23	Ok	-
	2	31,76					Ok	
	3	31,79					Ok	
	4	32,03					Ok	
	5	32,30					Ok	
	6	32,97					Ok	
RAC100	1	28,95	29,39	0,72	28,15	30,63	Ok	-
	2	28,69					Ok	
	3	29,30					Ok	
	4	30,47					Ok	
	5	30,05					Ok	
	6	28,87					Ok	
SFRC	1	37,32	36,42	0,66	35,27	37,57	Ok	-
	2	37,08					Ok	
	3	36,04					Ok	
	4	36,01					Ok	
	5	35,62					Ok	
	6	36,45					Ok	
SFRRAC30	1	34,43	34,54	0,52	33,45	35,26	Ok	-
	2	34,43					Ok	
	3	34,34					Ok	
	4	35,25					Ok	
	5	33,91					Ok	
	6	33,76					Ok	
SFRRAC50	1	31,82	32,51	0,66	31,36	33,66	Ok	32,25/ 0,80
	2	32,32					Ok	
	3	32,42					Ok	
	4	33,79					Não ok	
	5	32,40					Ok	
	6	32,31					Ok	

Conclusão

		Conclusão						
SFRRAC100	1	29,02	29,49	0,90	27,93	31,04	Ok	-
	2	28,92					Ok	
	3	29,89					Ok	
	4	31,16					Ok	
	5	28,96					Ok	
	6	28,96					Ok	

Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela B. 4 - Resultados do módulo de elasticidade dinâmico aos 14 dias para os concretos do estudo preliminar

Traço	CP	Valor experimental (GPa)	Média	Desvio padrão (DP)	Limites		Critério de Chauvenet	Média /DP
					LI	LS		
NAC	1	37,97	37,33	0,47	36,52	38,14	Ok	-
	2	37,63					Ok	
	3	36,97					Ok	
	4	36,87					Ok	
	5	37,63					ok	
	6	36,91					Ok	
RAC30	1	37,12	35,30	1,17	33,28	37,31	Ok	-
	2	35,93					Ok	
	3	35,4					Ok	
	4	34,22					Ok	
	5	33,92					Ok	
	6	35,18					Ok	
RAC50	1	33,5	33,70	0,43	32,95	34,45	Ok	-
	2	33,09					Ok	
	3	33,62					Ok	
	4	33,6					Ok	
	5	34,28					Ok	
	6	34,12					Ok	

Continua

		Conclusão						
RAC100	1	30,92	30,81	0,47	30,00	31,62	Ok	-
	2	30,31					Ok	
	3	30,63					Ok	
	4	31,18					Ok	
	5	31,47					Ok	
	6	30,34					Ok	
SFRC	1	38,99	38,06	0,55	37,11	39,02	Ok	-
	2	38,27					Ok	
	3	37,72					Ok	
	4	37,92					Ok	
	5	37,37					Ok	
	6	38,1					Ok	
SFRRAC30	1	35,53	35,36	0,32	34,81	35,91	Ok	-
	2	35,71					Ok	
	3	35,17					Ok	
	4	35,44					Ok	
	5	34,82					Ok	
	6	35,48					Ok	
SFRRAC50	1	33,65	33,89	0,67	32,74	35,05	Ok	33,65/ 0,79
	2	33,62					Ok	
	3	33,10					Ok	
	4	35,10					Não ok	
	5	33,93					Ok	
	6	33,96					Ok	
SFRRAC100	1	30,24	30,91	0,86	29,42	32,40	Ok	-
	2	30,07					Ok	
	3	31,04					Ok	
	4	32,16					Ok	
	5	30,29					Ok	
	6	31,67					Ok	

Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela B. 5 - Resultados do módulo de elasticidade dinâmico aos 28 dias para os concretos do estudo preliminar

Traço	CP	Valor experimental (GPa)	Média	Desvio padrão (DP)	Limites		Critério de Chauvenet	Média /DP
					LI	LS		
NAC	1	39,31	38,49	0,59	37,46	39,51	Ok	-
	2	38,49					Ok	
	3	37,92					Ok	
	4	38,17					Ok	
	5	39,09					ok	
	6	37,95					Ok	
RAC30	1	37,28	36,56	1,03	34,78	38,35	Ok	-
	2	37,14					Ok	
	3	37,43					Ok	
	4	36,12					Ok	
	5	34,69					Ok	
	6	36,71					Ok	
RAC50	1	35,41	34,95	0,49	34,10	35,81	Ok	-
	2	34,73					Ok	
	3	34,12					Ok	
	4	35,02					Ok	
	5	34,97					Ok	
	6	35,47					Ok	
RAC100	1	32,01	31,95	0,47	31,14	32,77	Ok	-
	2	31,47					Ok	
	3	31,72					Ok	
	4	32,67					Ok	
	5	32,32					Ok	
	6	31,53					Ok	
SFRC	1	40,49	39,50	0,79	38,13	40,87	Ok	-
	2	40,26					Ok	
	3	39,02					Ok	
	4	38,73					Ok	
	5	38,68					Ok	
	6	39,81					Ok	

Continua

Conclusão								
SFRRAC30	1	36,95	36,29	0,45	35,51	37,07	Ok	-
	2	35,7					Ok	
	3	36,28					Ok	
	4	36,52					Ok	
	5	35,88					Ok	
	6	36,41					Ok	
SFRRAC50	1	34,84	35,00	0,68	33,83	36,18	Ok	34,76/ 0,80
	2	34,92					Ok	
	3	34,12					Ok	
	4	36,22					Não ok	
	5	35,01					Ok	
	6	34,91					Ok	
SFRRAC100	1	31,31	32,09	0,89	30,54	33,64	Ok	-
	2	31,45					Ok	
	3	32,13					Ok	
	4	33,47					Ok	
	5	31,35					Ok	
	6	32,82					Ok	

Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela B. 6 - Resultados da resistência à compressão dos concretos do estudo definitivo

Traço	CP	Valor experimental (GPa)	Média	Desvio padrão (DP)	Limites		Critério de Chauvenet	Média /DP
					LI	LS		
NAC	1	37,64	38,46	1,72	35,48	41,44	Ok	39,09/ 0,85
	2	39,42					Ok	
	3	39,47					Ok	
	4	39,82					Ok	
	5	39,1					Ok	
	6	35,31					Não ok	

Continua

Conclusão								
RAC30	1	37,44	36,73	0,59	35,71	37,74	Ok	-
	2	37,48					Ok	
	3	36,58					Ok	
	4	36,14					Ok	
	5	36,31					Ok	
	6	36,41					Ok	
RAC50	1	34,84	35,92	1,36	33,57	38,27	Ok	-
	2	35,17					Ok	
	3	37,24					Ok	
	4	37,53					Ok	
	5	36,5					Ok	
	6	34,24					Ok	
SFRRAC30	1	37,15	35,13	1,17	35,13	37,15	Não ok	34,72/ 0,69
	2	35,09					Ok	
	3	34,34					Ok	
	4	34,78					Ok	
	5	35,6					Ok	
	6	33,8					Ok	

Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela B. 7 - Resultados da resistência à tração para os concretos do estudo definitivo

Traço	CP	Valor experimental (GPa)	Média	Desvio padrão (DP)	Limites		Critério de Chauvenet	Média /DP
					LI	LS		
NAC	1	2,671	3,36	0,52	2,47	4,26	Ok	39,09/ 0,85
	2	3,454					Ok	
	3	3,823					Ok	
	4	3,189					Ok	
	5	2,991					Ok	
	6	4,056					Não ok	

Continua

Conclusão								
RAC30	1	3,536	3,11	0,52	2,20	4,02	Ok	-
	2	3,481					Ok	
	3	3,649					Ok	
	4	2,895					Ok	
	5	2,345					Ok	
	6	2,746					Ok	
RAC50	1	2,878	2,89	1,30	0,65	5,14	Ok	-
	2	2,841					Ok	
	3	2,844					Ok	
	4	2,807					Ok	
	5	3,09					Ok	
	6	-					-	
SFRRAC30	1	4,433	4,28	0,53	3,35	5,20	Não ok	-
	2	4,605					Ok	
	3	4,757					Ok	
	4	3,514					Ok	
	5	3,695					Ok	
	6	4,655					Ok	

Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela B. 8 - Resultados do módulo de elasticidade dinâmico dos concretos do estudo definitivo

Traço	CP	Valor experimental (GPa)	Média	Desvio padrão (DP)	Limites		Critério de Chauvenet	Média /DP
					LI	LS		
NAC	1	33,5	34,51	1,04	32,71	36,32	Ok	-
	2	34,88					Ok	
	3	36,13					Ok	
	4	34,68					Ok	
	5	33,24					Ok	
	6	34,65					Ok	

Continua

Conclusão								
RAC30	1	33,52	32,76	0,66	31,61	33,90	Ok	-
	2	32,13					Ok	
	3	32,47					Ok	
	4	32,12					Ok	
	5	33,6					Ok	
	6	32,69					Ok	
RAC50	1	29,88	30,76	0,82	29,34	32,17	Ok	-
	2	31,43					Ok	
	3	29,96					Ok	
	4	30,24					Ok	
	5	31,31					Ok	
	6	31,71					Ok	
SFRRAC30	1	31,2	31,56	0,51	30,69	32,44	Ok	31,38/ 0,25
	2	31,66					Ok	
	3	32,48					Não ok	
	4	31,03					Ok	
	5	31,47					Ok	
	6	31,54					Ok	

Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela B. 9 – Resultados da análise estatística para os módulos de elasticidade dinâmicos do estudo preliminar

Estatística descritiva				
Traço	N	Média	DP	EP
NAC	6	38.48833	0.59182	0.24161
RAC30	5	36.936	0.52937	0.23674
RAC50	6	34.95333	0.49488	0.20203
RAC100	6	31.95333	0.47298	0.19309
SFRC	6	39.49833	0.79366	0.32401
SFRRAC30	6	36.29	0.45149	0.18432
SFRRAC50	5	34.76	0.36284	0.16227
SFRRAC100	6	32.08833	0.89493	0.36535

N – tamanho da amostra

EP – Erro padrão

Continua

Continuação

Teste de Normalidade – Shapiro-Wilk				
Traço	GL	Estatística	p-valor	Ver.
NAC	6	0.8808	0.27273	Ok
RAC30	5	0.90691	0.44924	Ok
RAC50	6	0.92331	0.52952	Ok
RAC100	6	0.92818	0.56613	Ok
SFRC	6	0.87809	0.2604	Ok
SFRRAC30	6	0.97107	0.89953	Ok
SFRRAC50	5	0.70855	0.01174	Não ok
SFRRAC100	6	0.8653	0.20812	Ok

OBS: A hipótese nula é rejeitada se o p-valor é $< \alpha = 0,05$

OBS-2: Os dados da amostra SFRRAC50 não foram considerados nas análises seguintes

GL – Graus de liberdade

Teste de homogeneidade das variâncias – Teste de Levene				
Traço	GL	Soma dos quadrados	Quadrado médio	Razão F
Modelo	6	0.9023	0.15038	1.74126
Erro	34	2.93641	0.08637	
p-valor				0.14139

OBS: Com um nível de significância de 5%, as variâncias das amostras são homogêneas (p-valor $> \alpha = 0,05$)

ANOVA				
Traço	GL	Soma dos quadrados	Quadrado médio	Razão F
Modelo	6	308.7658	51.46096	130.6854
Erro	34	13.38844	0.39378	
Total	40	322.1542		
p-valor				~ 0

OBS: Com um nível de significância de 5%, as médias populacionais são significativamente distintas (p-valor $< \alpha = 0,05$)

Teste Tukey				
Traço 1	Traço 2	p-valor	α	Ver.
NAC	RAC30	0.00431	0,05	S
NAC	RAC50	7.78E-08	0,05	S

		Conclusão		
NAC	RAC100	6.13E-08	0,05	S
NAC	SFRC	0.10761	0,05	N
NAC	SFRRAC30	1.37E-05	0,05	S
NAC	SFRRAC100	5.93E-08	0,05	S
RAC30	RAC50	1.68E-04	0,05	S
RAC30	RAC100	0	0,05	S
RAC30	SFRC	1.93E-06	0,05	S
RAC30	SFRRAC30	0.62061	0,05	N
RAC30	SFRRAC100	1.36E-09	0,05	S
RAC50	RAC100	5.62E-08	0,05	S
RAC50	SFRC	2.36E-09	0,05	S
RAC50	SFRRAC30	0.01247	0,05	S
RAC50	SFRRAC100	1.05E-07	0,05	S
RAC100	SFRC	3.17E-06	0,05	S
RAC100	SFRRAC30	6.20E-08	0,05	S
RAC100	SFRRAC100	0.99976	0,05	N
SFRC	SFRRAC30	5.12E-08	0,05	S
SFRC	SFRRAC100	1.29E-06	0,05	S
SFRRAC30	SFRRAC100	6.45E-08	0,05	S

S – Indica que médias comparadas diferem com um nível de significância de 5% ($p\text{-valor} < \alpha$)

N – Indica que médias comparadas não diferem com um nível de significância de 5% ($p\text{-valor} > \alpha$)

Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela B. 10 - Resultados da análise estatística para as resistências à compressão do estudo preliminar

Estatística descritiva				
Traço	N	Média	DP	EP
NAC	3	35.62	2.38346	1.37609
RAC30	3	33.38667	1.39851	0.80743
RAC50	3	34.03667	1.8166	1.04881
RAC100	3	32.12667	1.6647	0.96112
SFRC	3	36.87667	1.39518	0.80551
SFRRAC30	3	33.35333	1.33208	0.76908
SFRRAC50	3	33.65	1.15469	0.66666
SFRRAC100	3	31.02333	0.8766	0.50611

Continua

Continuação

N – tamanho da amostra

EP – Erro padrão

Teste de Normalidade – Shapiro-Wilk				
Traço	GL	Estatística	p-valor	Ver.
NAC	3	0.7837	0.07614	Ok
RAC30	3	0.89764	0.37801	Ok
RAC50	3	0.98727	0.78406	Ok
RAC100	3	0.82823	0.18385	Ok
SFRC	3	0.93628	0.51262	Ok
SFRRAC30	3	0.98195	0.74261	Ok
SFRRAC50	3	0.9919	0.82788	Ok
SFRRAC100	3	0.95132	0.57511	Ok

OBS: A hipótese nula é rejeitada se o p-valor é $< \alpha = 0,05$

GL – Graus de liberdade

Teste de homogeneidade das variâncias – Teste de Levene				
Traço	GL	Soma dos quadrados	Quadrado médio	Razão F
Modelo	7	2.77049	0.39578	0.94435
Erro	16	6.70571	0.41911	
p-valor				0.50093

OBS: Com um nível de significância de 5%, as variâncias das amostras são homogêneas (p-valor $> \alpha = 0,05$)

ANOVA				
Traço	GL	Soma dos quadrados	Quadrado médio	Razão F
Modelo	7	71.17118	10.16731	4.16465
Erro	16	39.0614	2.44134	
Total	23	110.2326		
p-valor				0.00862

OBS: Com um nível de significância de 5%, as médias populacionais são significativamente distintas (p-valor $< \alpha = 0,05$)

Conclusão				
Teste Tukey				
Traço 1	Traço 2	p-valor	α	Ver.
NAC	RAC30	0.65797	0,05	N
NAC	RAC50	0.90727	0,05	N
NAC	RAC100	0.18028	0,05	N
NAC	SFRC	0.97026	0,05	N
NAC	SFRRAC30	0.64255	0,05	N
NAC	SFRRAC50	0.77418	0,05	N
NAC	SFRRAC100	0.03834	0,05	S
RAC30	RAC50	0.99943	0,05	N
RAC30	RAC100	0.96984	0,05	N
RAC30	SFRC	0.18105	0,05	N
RAC30	SFRRAC30	1	0,05	N
RAC30	SFRRAC50	1	0,05	N
RAC30	SFRRAC100	0.59756	0,05	N
RAC50	RAC100	0.79842	0,05	N
RAC50	SFRC	0.38679	0,05	N
RAC50	SFRRAC30	0.99921	0,05	N
RAC50	SFRRAC50	0.99998	0,05	N
RAC50	SFRRAC100	0.32108	0,05	N
RAC100	NFRC	0.03049	0,05	S
RAC100	SFRRAC30	0.97385	0,05	N
RAC100	SFRRAC50	0.92234	0,05	N
RAC100	SFRRAC100	0.9854	0,05	N
SFRC	SFRRAC30	0.17345	0,05	N
SFRC	SFRRAC50	0.25097	0,05	N
SFRC	SFRRAC100	0.00569	0,05	S
SFRRAC30	SFRRAC50	1	0,05	N
SFRRAC30	SFRRAC100	0.6131	0,05	N
SFRRAC50	SFRRAC100	0.47701	0,05	N

S – Indica que médias comparadas diferem com um nível de significância de 5% ($p\text{-valor} < \alpha$)

N – Indica que médias comparadas não diferem com um nível de significância de 5% ($p\text{-valor} > \alpha$)

Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela B. 11 - Resultados da análise estatística para as resistências à tração do estudo preliminar

Estatística descritiva				
Traço	N	Média	DP	EP
NAC	2	2.6955	0.24112	0.1705
RAC30	3	2.518	0.4078	0.23544
RAC50	3	2.388	0.37879	0.21869
RAC100	3	1.851	0.24857	0.14351

N – tamanho da amostra

EP – Erro padrão

Teste de Normalidade – Shapiro-Wilk				
Traço	GL	Estatística	p-valor	Ver.
NAC	2	-	-	-
RAC30	3	0.8232	0.17117	Ok
RAC50	3	0.95671	0.59972	Ok
RAC100	3	0.98338	0.75312	Ok

OBS: A hipótese nula é rejeitada se o p-valor é $< \alpha = 0,05$

OBS-2: A normalidade foi assumida para o concreto NAC nas análises seguintes

GL – Graus de liberdade

Teste de homogeneidade das variâncias – Teste de Levene				
Traço	GL	Soma dos quadrados	Quadrado médio	Razão F
Modelo	3	0.04172	0.01391	0.77567
Erro	7	0.12549	0.01793	
p-valor				0.54363

OBS: Com um nível de significância de 5%, as variâncias das amostras são homogêneas (p-valor $> \alpha = 0,05$)

ANOVA				
Traço	GL	Soma dos quadrados	Quadrado médio	Razão F
Modelo	3	1.07153	0.35718	3.12029
Erro	7	0.80129	0.11447	
Total	10	1.87282		
p-valor				0.09728

OBS: Com um nível de significância de 5%, as médias populacionais são significativamente distintas (p-valor $< \alpha = 0,05$)

Continua

Conclusão				
Teste Tukey				
Traço 1	Traço 2	p-valor	α	Ver.
NAC	RAC30	0.93657	0,05	N
NAC	RAC50	0.75681	0,05	N
NAC	RAC100	0.10613	0,05	N
RAC30	RAC50	0.96322	0,05	N
RAC30	RAC100	0.16132	0,05	N
RAC50	RAC100	0.29267	0,05	N

S – Indica que médias comparadas diferem com um nível de significância de 5% ($p\text{-valor} < \alpha$)

N – Indica que médias comparadas não diferem com um nível de significância de 5% ($p\text{-valor} > \alpha$)

Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela B. 12 - Resultados da análise estatística para os módulos de elasticidade dinâmicos do estudo preliminar

Estatística descritiva				
Traço	N	Média	DP	EP
NAC	6	34.51333	1.04333	0.42594
RAC30	6	32.755	0.66008	0.26948
RAC50	6	30.755	0.81714	0.33359
SFRRAC30	5	31.38	0.25836	0.11554

N – tamanho da amostra

EP – Erro padrão

Teste de Normalidade – Shapiro-Wilk				
Traço	GL	Estatística	p-valor	Ver.
NAC	6	0.92867	0.56984	Ok
RAC30	6	0.85051	0.1589	Ok
RAC50	6	0.84914	0.1549	Ok
SFRRAC30	5	0.93927	0.6608	Ok

OBS: A hipótese nula é rejeitada se o p-valor é $< \alpha = 0,05$

GL – Graus de liberdade

Teste de homogeneidade das variâncias – Teste de Levene				
Traço	GL	Soma dos quadrados	Quadrado médio	Razão F
Modelo	3	1.01904	0.33968	2.4772

Continua

Conclusão				
Erro	19	2.60533	0.13712	
p-valor				0.09249
OBS: Com um nível de significância de 5%, as variâncias das amostras são homogêneas (p-valor > $\alpha = 0,05$)				
ANOVA				
Traço	GL	Soma dos quadrados	Quadrado médio	Razão F
Modelo	3	48.99025	16.33008	27.63661
Erro	19	11.22683	0.59089	
Total	22	60.21709		
p-valor				3.87125E-7
OBS: Com um nível de significância de 5%, as médias populacionais são significativamente distintas (p-valor < $\alpha = 0,05$)				
Teste Tukey				
Traço 1	Traço 2	p-valor	α	Ver.
NAC	RAC30	0.00425	0,05	N
NAC	RAC50	4.80E-07	0,05	N
NAC	SFRRAC30	1.09E-05	0,05	N
RAC30	RAC50	0.00127	0,05	N
RAC30	SFRRAC30	0.03742	0,05	N
RAC50	SFRRAC30	0.54843	0,05	N
S – Indica que médias comparadas diferem com um nível de significância de 5% (p-valor < α)				
N – Indica que médias comparadas não diferem com um nível de significância de 5% (p-valor > α)				

Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela B. 13 - Resultados da análise estatística para as resistências à compressão do estudo definitivo

Estatística descritiva				
Traço	N	Média	DP	EP
NAC	5	39.09	0.84982	0.38005
RAC30	6	36.72667	0.58582	0.23916
RAC50	6	35.92	1.3581	0.55444
SFRRAC30	5	34.722	0.69023	0.30868

N – tamanho da amostra

EP – Erro padrão

Continua

Continuação

Teste de Normalidade – Shapiro-Wilk

Traço	GL	Estatística	p-valor	Ver.
NAC	5	0.81906	0.11484	Ok
RAC30	6	0.83053	0.10861	Ok
RAC50	6	0.916	0.47701	Ok
SFRRAC30	5	0.99552	0.99502	Ok

OBS: A hipótese nula é rejeitada se o p-valor é $< \alpha = 0,05$

GL – Graus de liberdade

Teste de homogeneidade das variâncias – Teste de Levene

Traço	GL	Soma dos quadrados	Quadrado médio	Razão F
Modelo	3	1.82377	0.60792	3.59622
Erro	18	3.04281	0.16904	
p-valor				0.03396

OBS: Com um nível de significância de 5%, as variâncias das amostras não são homogêneas (p-valor $> \alpha = 0,05$)

Teste de Levene (sem RAC50)

Traço	GL	Soma dos quadrados	Quadrado médio	Razão F
Modelo	2	0.0229	0.01145	0.07318
Erro	13	2.03401	0.15646	
p-valor				0.92981

OBS: Com um nível de significância de 5%, as variâncias das amostras são homogêneas (p-valor $> \alpha = 0,05$)

ANOVA

Traço	GL	Soma dos quadrados	Quadrado médio	Razão F
Modelo	2	47.81916	23.90958	47.74268
Erro	13	6.51041	0.5008	
Total	15	54.32957		
p-valor				1.02E-06

OBS: Com um nível de significância de 5%, as médias populacionais são significativamente distintas (p-valor $< \alpha = 0,05$)

Continua

Conclusão				
Teste Tukey				
Traço 1	Traço 2	p-valor	α	Ver.
NAC	RAC30	2.73E-04	0,05	S
NAC	SFRRAC30	5.81E-07	0,05	S
RAC30	SFRRAC30	0.00117	0,05	S

S – Indica que médias comparadas diferem com um nível de significância de 5% (p-valor < α)
N – Indica que médias comparadas não diferem com um nível de significância de 5% (p-valor > α)

Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela B. 14 - Resultados da análise estatística para as resistências à tração do estudo preliminar

Estatística descritiva				
Traço	N	Média	DP	EP
NAC	6	3.364	0.51916	0.21195
RAC30	6	3.10867	0.52413	0.21398
RAC50	5	2.892	0.1135	0.05076
SFRRAC30	6	4.2765	0.53406	0.21803

N – tamanho da amostra
EP – Erro padrão

Teste de Normalidade – Shapiro-Wilk				
Traço	GL	Estatística	p-valor	Ver.
NAC	6	0.977	0.93571	Ok
RAC30	6	0.9001	0.37451	Ok
RAC50	5	0.75331	0.03193	Ok
SFRRAC30	6	0.82378	0.09513	Ok

OBS: A hipótese nula é rejeitada se o p-valor é < $\alpha = 0,05$
GL – Graus de liberdade

Teste de homogeneidade das variâncias – Teste de Levene				
Traço	GL	Soma dos quadrados	Quadrado médio	Razão F
Modelo	3	0.503	0.16767	4.30806
Erro	19	0.73947	0.03892	
p-valor				0.01772

OBS: Com um nível de significância de 5%, as variâncias das amostras não são homogêneas (p-valor > $\alpha = 0,05$)

Continua

Conclusão

Teste de Levene (sem RAC50)				
Traço	GL	Soma dos quadrados	Quadrado médio	Razão F
Modelo	2	0.00454	0.00227	0.04733
Erro	15	0.71931	0.04795	
p-valor				0.95392
OBS: Com um nível de significância de 5%, as variâncias das amostras são homogêneas (p-valor > $\alpha = 0,05$)				

ANOVA				
Traço	GL	Soma dos quadrados	Quadrado médio	Razão F
Modelo	2	4.52337	2.26169	8.18006
Erro	15	4.14732	0.27649	
Total	17	8.67069		
p-valor				0.00396
OBS: Com um nível de significância de 5%, as médias populacionais são significativamente distintas (p-valor < $\alpha = 0,05$)				

Teste Tukey				
Traço 1	Traço 2	p-valor	α	Ver.
NAC	RAC30	0.68413	0,05	S
NAC	SFRRAC30	0.02273	0,05	S
RAC30	SFRRAC30	0.00425	0,05	S
S – Indica que médias comparadas diferem com um nível de significância de 5% (p-valor < α)				
N – Indica que médias comparadas não diferem com um nível de significância de 5% (p-valor > α)				

Fonte: Elaborada pelo autor.

APÊNDICE C – Resultados complementares da calibração dos modelos numéricos

Figura C. 1 - Curvas Força vs. Encurtamento médio para os exemplares curtos com concreto convencional de Pereira (2017)

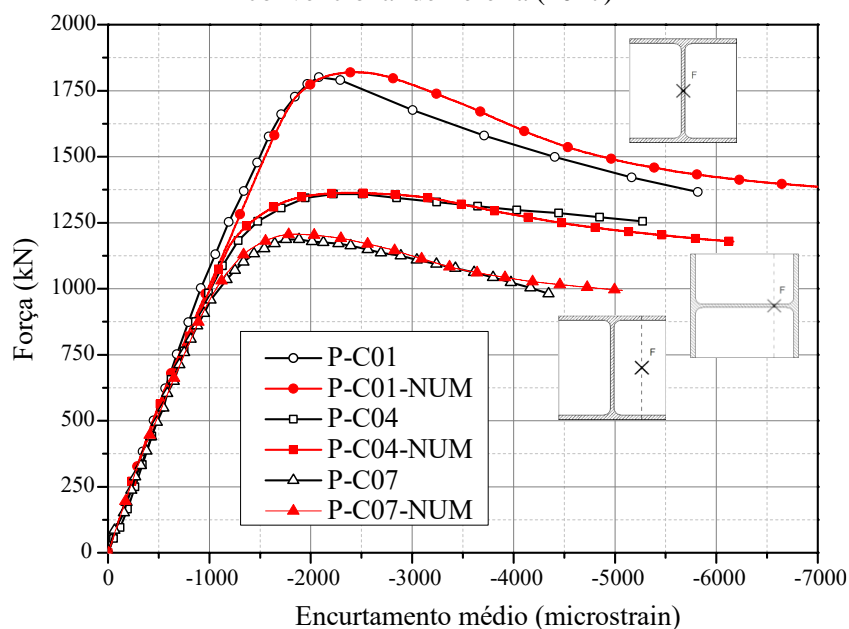


Figura C. 2 - Curvas Força vs. Encurtamento médio para os exemplares curtos com concreto com fibras de Pereira (2017)

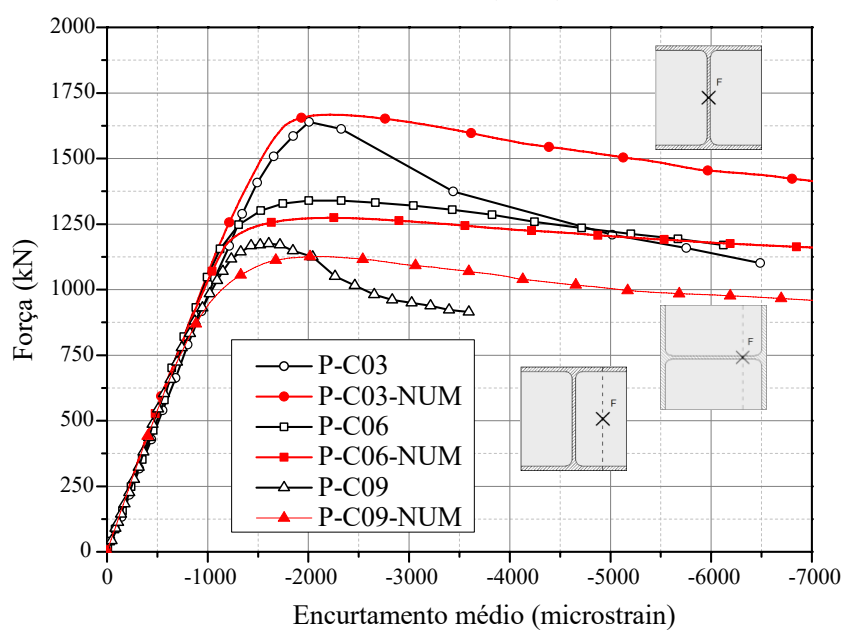
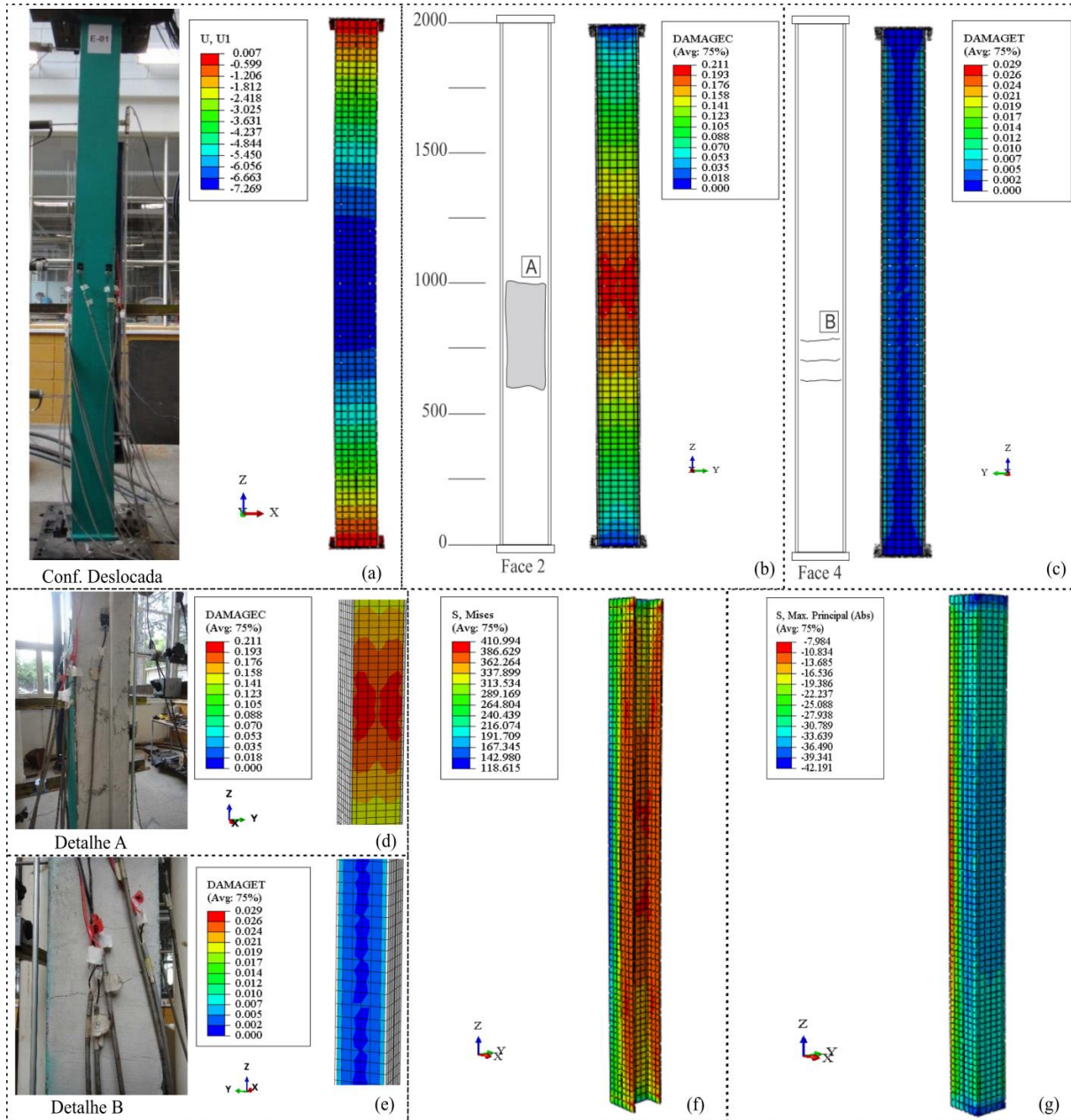
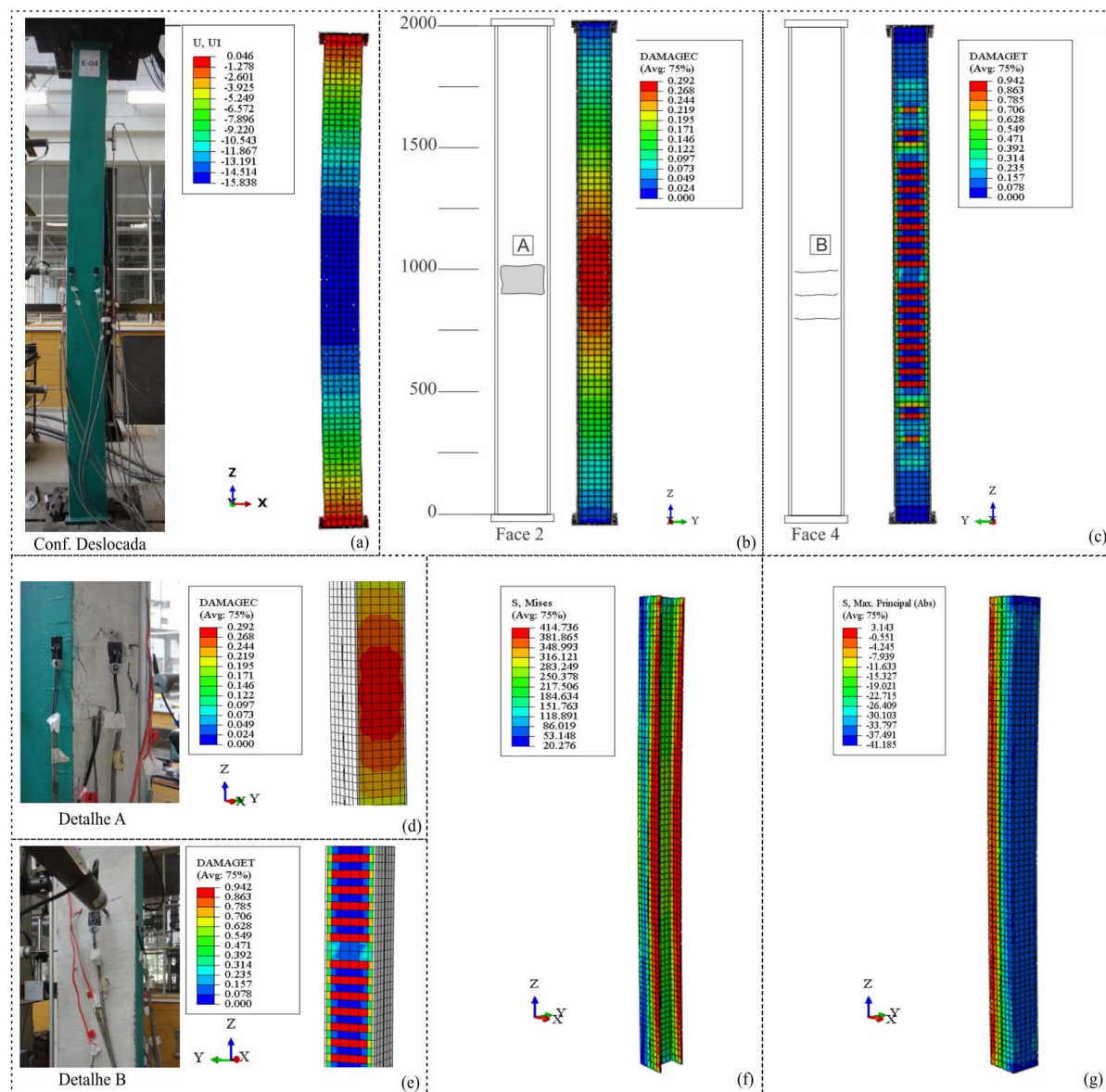


Figura C. 3 – Comparação da configuração após a falha dos modelos físicos e numéricos – modelo P-E01 (carga de pico): (a) configuração deformada, (b) dano na face mais comprimida, (c) dano na face menos comprimida/tracionada, (d) detalhe A, (e) detalhe B, (f) tensões de Mises no perfil de aço e (g) tensões máximas principais absolutas no concreto



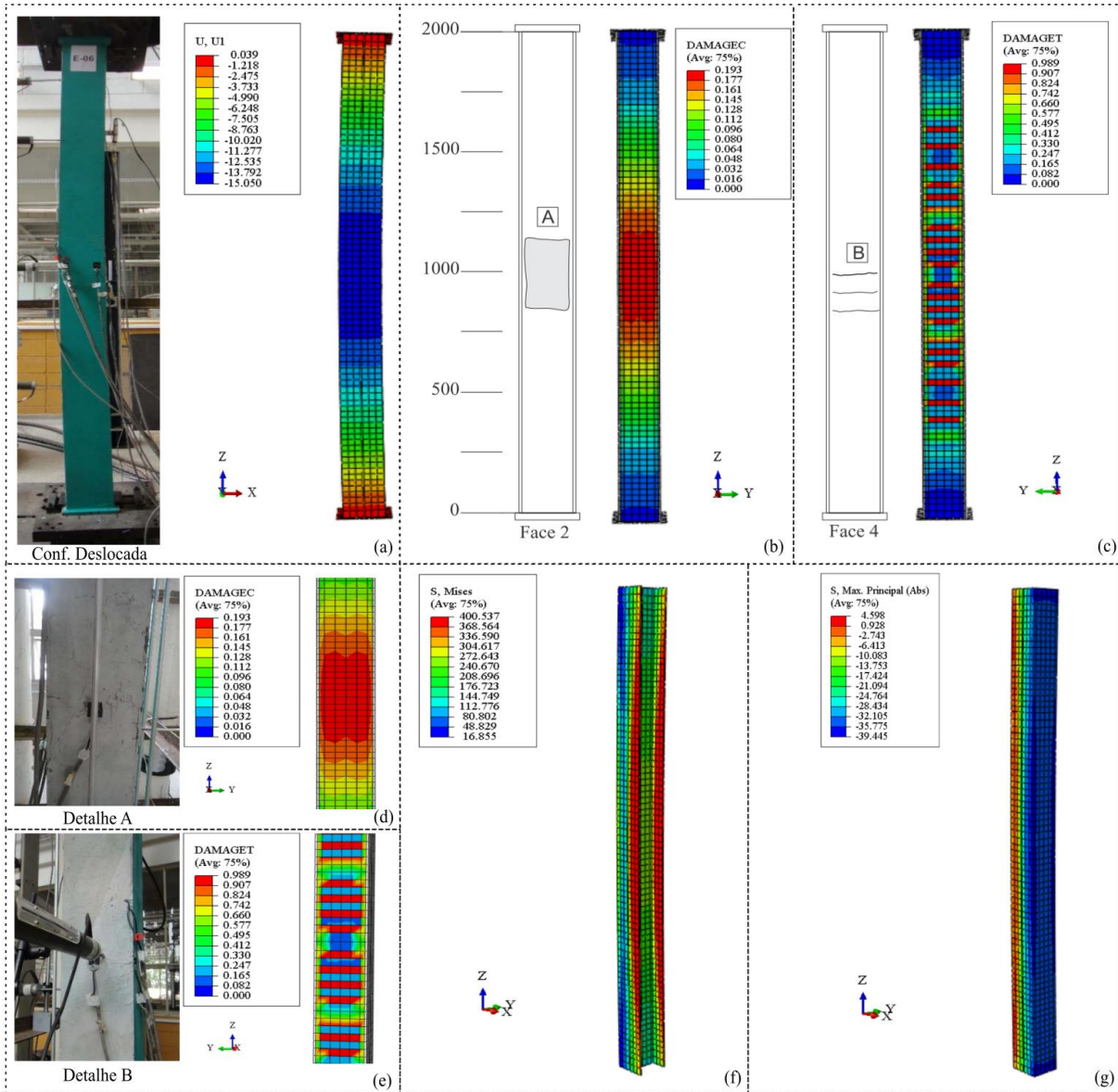
Fonte: Ilustrações Conf. Deslocada, Detalhe A, Detalhe B, Face 2 e Face 4 foram obtidas de Pereira (2017), os resultados da análise numérica foram elaborados pelo autor.

Figura C. 4 - Comparação da configuração após a falha dos modelos físicos e numéricos – modelo P-E04 (carga de pico): (a) configuração deformada, (b) dano na face mais comprimida, (c) dano na face menos comprimida/tracionada, (d) detalhe A, (e) detalhe B, (f) tensões de Mises no perfil de aço e (g) tensões máximas principais absolutas no concreto



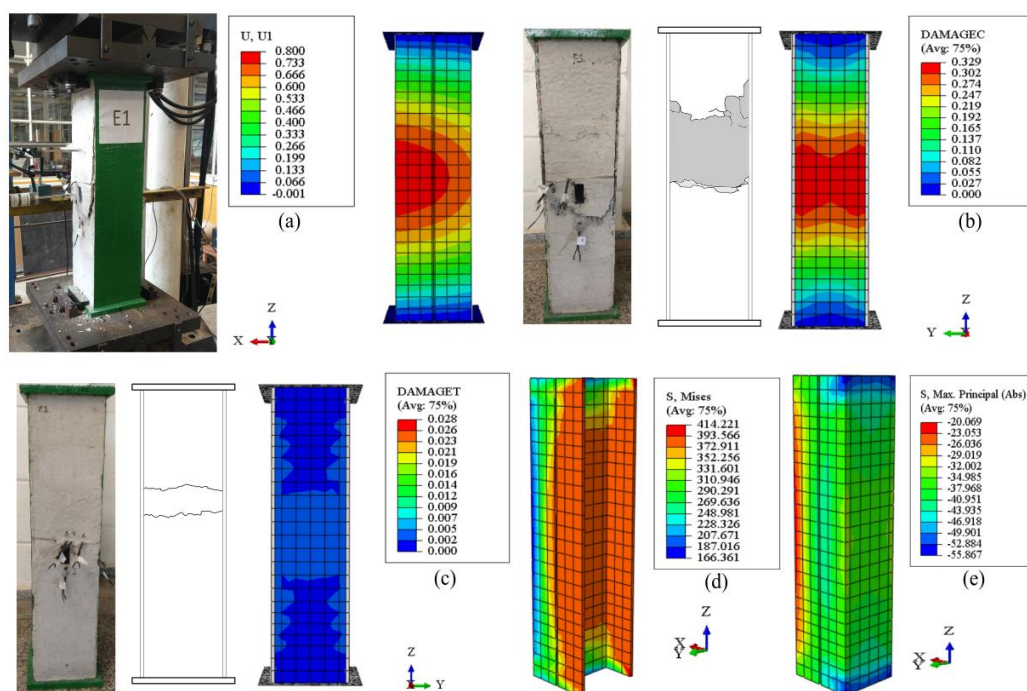
Fonte: Ilustrações Conf. Deslocada, Detalhe A, Detalhe B, Face 2 e Face 4 foram obtidas de Pereira (2017), os resultados da análise numérica foram elaborados pelo autor.

Figura C. 5 - Comparação da configuração após a falha dos modelos físicos e numéricos – modelo P-E06 (carga de pico): (a) configuração deformada, (b) dano na face mais comprimida, (c) dano na face menos comprimida/tracionada, (d) detalhe A, (e) detalhe B, (f) tensões de Mises no perfil de aço e (g) tensões máximas principais absolutas no concreto



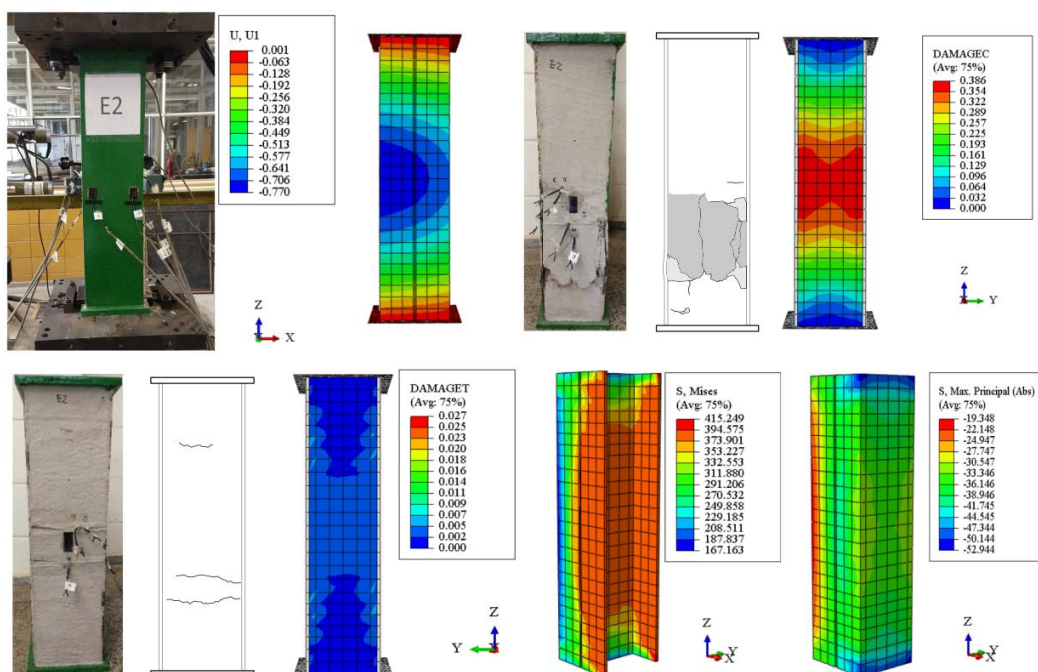
Fonte: Ilustrações Conf. Deslocada, Detalhe A, Detalhe B, Face 2 e Face 4 foram obtidas de Pereira (2017), os resultados da análise numérica foram elaborados pelo autor.

Figura C. 6 - Comparação da configuração após a falha dos modelos físicos e numéricos – modelo E1 (carga de pico): (a) configuração deformada, (b) dano na face mais comprimida, (c) dano na face menos comprimida/tracionada, (d) tensões de Mises no perfil de aço e (e) tensões máximas principais absolutas no concreto



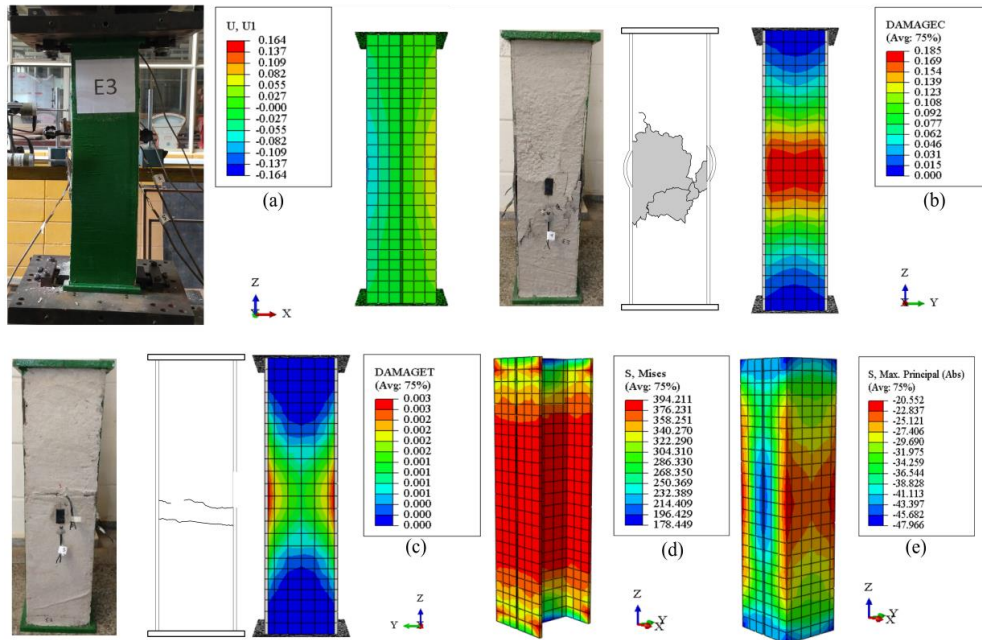
Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura C. 7 - Comparação da configuração após a falha dos modelos físicos e numéricos – modelo E2 (carga de pico): (a) configuração deformada, (b) dano na face mais comprimida, (c) dano na face menos comprimida/tracionada, (d) tensões de Mises no perfil de aço e (e) tensões máximas principais absolutas no concreto



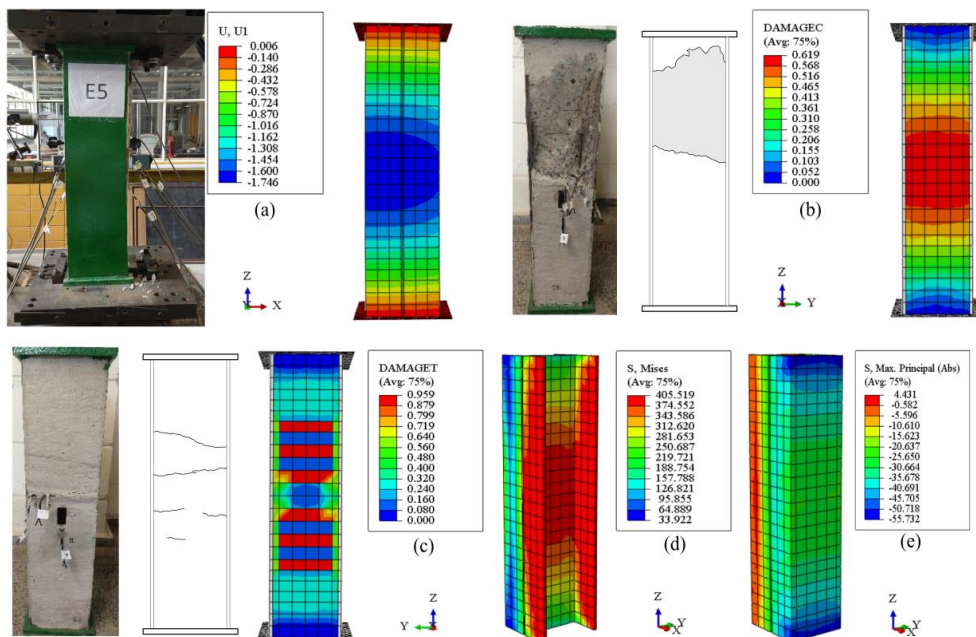
Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura C. 8 - Comparação da configuração após a falha dos modelos físicos e numéricos – modelo E3 (carga de pico): (a) configuração deformada, (b) dano na face mais comprimida, (c) dano na face menos comprimida/tracionada, (d) tensões de Mises no perfil de aço e (e) tensões máximas principais absolutas no concreto



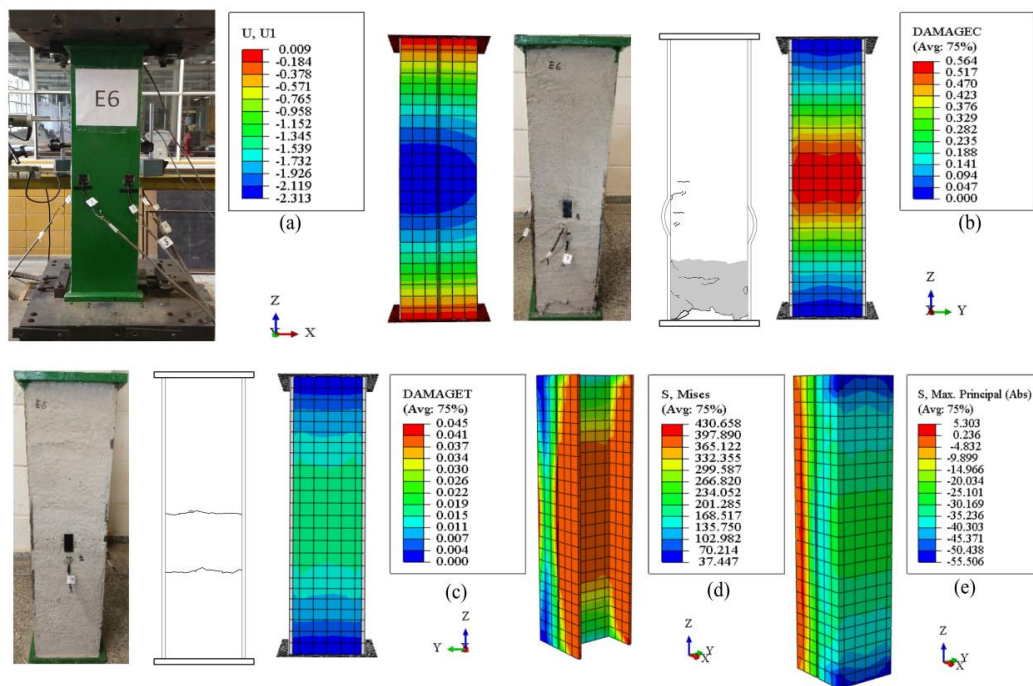
Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura C. 9 - Comparação da configuração após a falha dos modelos físicos e numéricos – modelo E5 (carga de pico): (a) configuração deformada, (b) dano na face mais comprimida, (c) dano na face menos comprimida/tracionada, (d) tensões de Mises no perfil de aço e (e) tensões máximas principais absolutas no concreto



Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura C. 10 - Comparação da configuração após a falha dos modelos físicos e numéricos – modelo E6 (carga de pico): (a) configuração deformada, (b) dano na face mais comprimida, (c) dano na face menos comprimida/tracionada, (d) tensões de Mises no perfil de aço e (e) tensões máximas principais absolutas no concreto



Fonte: Elaborada pelo autor.