

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO ENGENHARIA CIVIL

MAICON DE FREITAS ARCINE

**COMPORTAMENTO DO CONCRETO RECICLADO CONFINADO POR
MATERIAIS DIVERSOS**

São Carlos/SP
2025

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO ENGENHARIA CIVIL

MAICON DE FREITAS ARCINE

**COMPORTAMENTO DO CONCRETO RECICLADO CONFINADO POR
MATERIAIS DIVERSOS**

Tese apresentada à Universidade Federal de São Carlos, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, na área de concentração Estruturas, para obtenção do título de Doutor.

Orientador: Dra. Silvana De Nardin
Coorientador: Dr. Ricardo Carrazedo

São Carlos/SP
2025



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS

Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

Folha de Aprovação

Defesa de Tese de Doutorado do candidato Maicon de Freitas Arcine, realizada em 11/12/2025.

Comissão Julgadora:

Profa. Dra. Silvana de Nardin (UFSCar)

Profa. Dra. Margot Fabiana Pereira (UFSCar)

Profa. Dra. Ana Elisabete Paganelli Guimarães de Avila Jacintho (PUCCAMP)

Prof. Dr. Hidelbrando José Farkat Diógenes (UFPB)

Prof. Dr. Luciano Rodrigues Ornelas de Lima (UERJ)

O Relatório de Defesa assinado pelos membros da Comissão Julgadora encontra-se arquivado junto ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

*À minha mãe, Laurita, por sempre batalhar para que
seus filhos tenham um futuro melhor.*

AGRADECIMENTOS

O doutorado em Engenharia Civil (Estruturas) foi uma jornada de profundo crescimento pessoal e profissional, marcada por desafios superados com o apoio de pessoas essenciais. Mais que um título, esta conquista reflete a importância dos relacionamentos que acompanharam o processo e contribuíram para minha evolução.

Antes de tudo devo toda a minha gratidão a Deus pela vida, saúde, força e sabedoria, e por colocar em meu caminho pessoas tão especiais, que me ajudaram a chegar até aqui.

Agradeço profundamente à Professora Dra. Silvana De Nardin pela orientação dedicada, rigor acadêmico e apoio constante, fundamentais para o desenvolvimento desta pesquisa. Ao Professor Dr. Ricardo Carrazedo, expressei gratidão pelas contribuições técnicas, pelas discussões valiosas e pela confiança em meu trabalho.

À comissão avaliadora, meu sincero reconhecimento pelo tempo dedicado e pelas contribuições que certamente enriqueceram este estudo.

À minha família, mãe Laurita, pai Alceu, irmã Raquel, cunhado André e sobrinho e afilhado Luiz Otávio, agradeço o amor incondicional, vocês são meu porto seguro. A Leila, minha noiva e companheira, pela paciência nos momentos de ausência e pelo apoio que me manteve firme mesmo nos dias mais difíceis.

Agradeço aos colegas de instituição, em especial Bruno, Paulo, Gustavo, Aline, Lara, Rafael, Vitor, Tawan, Renato, Marcos, Lucas e Rodolfo. Estendo meu agradecimento aos professores da UFSCar e aos técnicos de laboratório da EESC-USP, Luiz Vareda, Amaury, Romeu, Fabiano, Douglas e Osni, pelo suporte e pela assistência indispensável.

A UFSCar e a EESC-USP, pelas excelentes estruturas de pesquisa, em especial aos Laboratórios de Estruturas (LE), de Materiais de Construção Civil (LMCC), de Madeiras e Estruturas de Madeira (LAMEM) e à Oficina Mecânica do Departamento de Engenharia Mecânica, que foram fundamentais para a execução deste trabalho. Aos professores Dra. Nara Villanova Menon e Dr. Carlos Humberto Martins pelo incentivo, e aos amigos César, Iago, Carlos, Jéssica, Clayton, Taynara e Débora, meu carinho e gratidão. À *Owens Corning*, pela doação do tecido de fibra de vidro.

A Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001, pela concessão da bolsa de doutorado que viabilizou meus estudos.

Por fim, a todos que, de alguma forma, contribuíram para o meu desenvolvimento e para a elaboração deste trabalho. Muito Obrigado!

“Comece fazendo o que é necessário, depois o que é possível, e de repente você estará fazendo o impossível”

São Francisco de Assis

RESUMO

ARCINE, M. F. **Comportamento do concreto reciclado confinado por materiais diversos**. 2025. p.304. Tese (Doutorado em Engenharia Civil (Estruturas)) – Universidade Federal de São Carlos, 2025.

A crescente demanda por alternativas sustentáveis na construção civil tem impulsionado o uso de agregados reciclados provenientes de resíduos de construção civil (RCC). No entanto, a menor qualidade desses materiais impõe desafios à sua aplicação em elementos estruturais comprimidos. Nesse contexto, o confinamento externo surge como técnica capaz de compensar limitações inerentes ao *Recycled Aggregate Concrete* (RAC), permitindo seu emprego em sistemas resistentes. Assim, este trabalho investiga o comportamento de concreto convencional e reciclado confinados por tubos de aço, *Carbon Fiber Reinforced Polymer* (CFRP) e *Glass Fiber Reinforced Polymer* (GFRP), visando compreender a interação entre núcleo de concreto e material confinante, bem como os efeitos do tipo e nível de confinamento no desempenho global. Foram realizados ensaios experimentais em colunas curtas, com análise das deformações, modos de falha e diferentes configurações de confinamento. O sistema *Steel Tube Confined Recycled Concrete* (STCRC) foi avaliado aplicando-se carga apenas ao núcleo de concreto reciclado. Modelos numéricos no ABAQUS foram desenvolvidos e calibrados com base nos resultados experimentais. Os resultados indicaram que o confinamento melhora significativamente a resistência e a ductilidade do RAC, reduzindo sua diferença de desempenho em relação ao concreto convencional. Tubos metálicos forneceram confinamento ativo e estável, embora espessuras muito altas diminuam a compatibilidade deformacional. O CFRP gerou os maiores ganhos de capacidade resistente, mas com baixa ductilidade e rupturas bruscas, enquanto o GFRP apresentou o melhor equilíbrio entre resistência e deformabilidade. As simulações numéricas reproduziram bem os ensaios e permitiram estimar pressões laterais e coeficientes de confinamento específicos para cada material. Conclui-se que o concreto reciclado pode atingir desempenho estrutural elevado quando associado a sistemas adequados de confinamento, sendo o tipo e o nível de rigidez lateral os principais fatores determinantes da eficiência global. Os modelos propostos ampliam o entendimento sobre o confinamento de RAC.

Palavras-chave: *Recycled Aggregate Concrete* (RAC); Confinamento; *Fiber Reinforced Polymer* (FRP); Tubos de aço; Compressão axial centrada.

ABSTRACT

ARCINE, M. F. **Behavior of recycled concrete confined by various materials**. 2025. p.304. Thesis (PhD. in Civil Engineering (Structures)) – Federal University of São Carlos, 2025.

The growing demand for sustainable alternatives in civil construction has driven the use of recycled aggregates derived from construction and demolition waste (CDW). However, the lower quality of these materials poses challenges to their application in compressed structural elements. In this context, external confinement emerges as a technique capable of compensating for the inherent limitations of Recycled Aggregate Concrete (RAC), enabling its use in load-bearing systems. Accordingly, this study investigates the behavior of conventional and recycled concrete confined by steel tubes, Carbon Fiber Reinforced Polymer (CFRP), and Glass Fiber Reinforced Polymer (GFRP), aiming to understand the interaction between the concrete core and the confining material, as well as the effects of confinement type and level on overall performance. Experimental tests were carried out on stub columns, including strain analyses, failure mode assessment, and evaluation of different confinement configurations. A system Steel Tube Confined Recycled Concrete (STCRC) was examined by applying load exclusively to the recycled concrete core. Numerical models were developed in ABAQUS and calibrated using the experimental results. The results indicated that confinement significantly enhances the strength and ductility of RAC, reducing its performance gap relative to conventional concrete. Steel tubes provided active and stable confinement, although very thick walls reduced deformational compatibility. CFRP generated the highest strength gains but exhibited low ductility and brittle failure, whereas GFRP presented the best balance between strength and deformability. The numerical simulations reproduced experimental behavior and enabled the estimation of lateral pressures and confinement coefficients specific to each material. It is concluded that recycled concrete can achieve high structural performance when combined with appropriate confinement systems, with the type of confinement and the level of lateral stiffness being the key factors governing overall efficiency. The proposed models broaden the understanding of RAC confinement.

Keywords: Recycled Aggregate Concrete (RAC); Confinement; Fiber Reinforced Polymer (FRP); Steel tubes; Uniaxial compression.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Produção de RCC em território nacional	26
Figura 1.2 – Modelo mecânico de pilares CFST (a) e STCC (b)	29
Figura 2.1 – Agregados reciclados oriundos de uma fábrica de reciclagem.....	37
Figura 2.2 – Percentual de pasta de cimento aderida ao agregado reciclado em função do tamanho das partículas com diferentes a/c.	38
Figura 2.3 – Absorção de água por agregados reciclados graúdos em função do tempo.	39
Figura 2.4 – Água efetiva em concreto convencional (a) e concreto reciclado (b).	40
Figura 2.5 – Forma e textura dos agregados naturais (a) e reciclados (b).	41
Figura 2.6 – Métodos de mistura para o RAC	42
Figura 2.7 – Resistência à compressão em função do teor de substituição conforme literatura	45
Figura 2.8 – Esquema da antiga e da nova ZTI no agregado reciclado.....	46
Figura 2.9 – Influência dos processos de mistura na resistência à compressão (a) e resistência à compressão usando método de mistura convencional e TSMA (b).....	47
Figura 2.10 – Módulo de elasticidade em função do teor de substituição conforme literatura.	48
Figura 2.11 – Efeito da relação a/c (a,b,c) no módulo de elasticidade no RAC.....	49
Figura 2.12 – Curvas tensão x deformação (a) e padrão de fissuração (b) para o RAC	52
Figura 2.13 – Construções em concreto reciclado na Alemanha (a) e Prédio administrativo da Fundação Federação Alemã (b).....	54
Figura 2.14 – <i>Samwoh Eco-Green Building</i> (a) e <i>Waldspirale</i> (b)	55
Figura 2.15 – Demolição da antiga Arena Fonte Nova (a) e Arena Fonte Nova atualmente (b)	56
Figura 3.1 – Concreto confinado por perfil tubular em aço ou com FRP de seção circular (a), quadrada (b) e retangular (c)	58
Figura 3.2 – Efeito do confinamento no concreto comprimido axialmente	59
Figura 3.3 – Evolução do dano em concretos confinados e não confinados	60
Figura 3.4 – Evolução do dano para concreto confinado por tubo de aço e não confinado	61
Figura 3.5 – Estado de tensões do tubo de parede fina submetido à compressão axial (Aço)	65
Figura 3.6 – Fluxograma do protocolo de busca para RACFST (n é o número de documentos)	68
Figura 3.7 – Linha do tempo dos estudos sobre RACFST	69
Figura 3.8 – Número de documentos em função dos parâmetros que controlam o confinamento do RAC por aço	71
Figura 3.9 – Relação entre a resistência do RACFST e a pré-molhagem do RCA, com a carga na seção mista.....	72
Figura 3.10 – Diagrama de caixa (<i>Box plot</i>) da resistência do RACFST em função do teor de substituição, com a carga na seção mista	73
Figura 3.11 – Diagrama de caixa (<i>Box plot</i>) da deformação do RACFST em função do teor de substituição, com a carga na seção mista	74
Figura 3.12 – Aplicação da carga no perfil tubular (a), no núcleo de concreto (b) e na seção mista (c).....	75
Figura 3.13 – Resultados do comportamento força x deformação de acordo com a aplicação da carga no núcleo de concreto (a) e na seção mista (b)	76

Figura 3.14 – Confinamento efetivo do concreto com barras de aço (a) e com tubos de aço (b)	77
Figura 3.15 – Curvas carga x deformação do pilar RACFST em função da esbeltez local, carga aplicada na seção mista	79
Figura 3.16 – Curvas carga x deformação de RACFST (a) e comportamento do concreto confinado por aço (b) para diferentes classes de concreto	80
Figura 3.17 – Parâmetros para o cálculo do índice de encruamento e classificação do comportamento pós-pico	81
Figura 3.18 – Curvas N_u/N_0 x deformação vertical com variação do índice de confinamento, com a carga aplicada na seção mista	82
Figura 3.19 – Tipos de curvas de acordo com Ye <i>et al.</i> (2016)	83
Figura 3.20 – Modo de falha de tubos de aço (a), concreto (b) e pilares CFST curtos (c) sujeitos a compressão axial centrada	83
Figura 3.21 – Modos de falha do concreto confinado por tubos de aço com variação da esbeltez local e global	84
Figura 3.22 – Falha do concreto confinado por tubos de aço de acordo com a esbeltez local, carga na seção mista	84
Figura 3.23 – Usina chinesa (a) e torres de transmissão com CFST (b)	86
Figura 3.24 – <i>U.S. Federal Courthouses</i> (a), <i>The Capital Market Authority Office Tower</i> (b), <i>Experimenta – Science Center</i> (c) e <i>Casselden Place</i> (d)	86
Figura 3.25 – <i>Concórdia Corporate</i> (a) e <i>AQWA Corporate</i> (b)	87
Figura 3.26 – Sistemas estruturais de pilares STCC	88
Figura 3.27 – Esquema de uma lâmina de FRP unidirecional	90
Figura 3.28 – Gráfico tensão x deformação de compósitos comerciais comparados com aço	91
Figura 3.29 – Comportamento tensão x deformação para concreto convencional confinado por FRP (a) e por outros materiais (b)	94
Figura 3.30 – Deformação lateral (a), distribuição da pressão lateral em seção quadrada (b) e circular (c) e comportamento tensão x deformação padrão (d)	95
Figura 3.31 – Estado de tensões em um tubo de parede fina submetido à compressão axial	95
Figura 3.32 – Mapa de palavras-chave por <i>cluster</i>	98
Figura 3.33 – Mapa de palavras-chave por ano com <i>recycled aggregate</i> em destaque	100
Figura 3.34 – Número de documentos (a) e número de citações (b) por país	101
Figura 3.35 – Evolução do número de publicações sobre pilares encamisados com FRP por ano	102
Figura 3.36 – Fluxograma do protocolo de busca para RACCF (n é o número de artigos)	104
Figura 3.37 – Linha do tempo dos estudos sobre RACCF	105
Figura 3.38 – Número de documentos em função dos parâmetros que controlam o confinamento do RAC por FRP	107
Figura 3.39 – Relação entre a resistência do RACCF e a pré-molhagem do RCA	108
Figura 3.40 – Relação $f_{cc}, r/f_{cc}, o$ (a) e relação $f_l, frp/f_{co}$ (b) em função do teor de substituição	109
Figura 3.41 – Relação da taxa de resistência ($f_{cc}, r/f_{co}$) (a) e taxa de deformação ($\epsilon_{cc}, r/\epsilon_{co}$) (b) pela taxa de pressão de confinamento ($f_l, frp/f_{co}$) e teor de substituição	110
Figura 3.42 – Relação do fator $k\epsilon$ pelo teor de substituição	111
Figura 3.43 – Taxa de resistência ($f_{cc}, r/f_{co}$) x número de camadas de CFRP (a) e GFRP (b)	113

Figura 3.44 – Taxa de resistência ($f_{cc}, r/f_{co}$) x taxa de confinamento ($f_l, f_{rp}/f_{co}$) (a) e taxa de deformação ($\varepsilon_{cc}, r/\varepsilon_{co}$) x taxa de confinamento ($f_l, f_{rp}/f_{co}$) (b) para pilares RACCF	115
Figura 3.45 – Modos de falha: falha do CFRP (a), falha do GFRP (b), falha por cisalhamento do concreto (c) e formação de cunha a meia altura do pilar (d)	116
Figura 4.1 – Curva granulométrica do agregado miúdo	122
Figura 4.2 – Amostra do agregado reciclado usado (<i>Recycled Concrete Aggregate</i> – RCA)	124
Figura 4.3 - Curva granulométrica do agregado grão natural e reciclado	125
Figura 4.4 – Absorção do agregado reciclado em função do tempo	126
Figura 4.5 – Dimensões dos corpos de prova extraídos dos perfis (dimensões em mm)	126
Figura 4.6 – Curvas tensão vs deformação do aço (a) e corpos de prova de (b) 4,3 mm, (c) 6,4 mm e (d) 11,6 mm após ensaio	127
Figura 4.7 – Dimensões dos corpos de prova de FRP (dimensões em mm)	128
Figura 4.8 – Etapas experimentais para obter a gramatura e a densidade dos tecidos	129
Figura 4.9 – Etapas de confecção dos corpos de prova do FRP: Corte do material (a), pesagem e preparo da resina (b), laminação do compósito (c) e aspecto final dos corpos de prova de CFRP (d) e GFRP (e)	131
Figura 4.10 – Esquema de ensaio à tração uniaxial dos corpos de prova de FRP	132
Figura 4.11 – Modos de ruptura dos compósitos CFRP (a) e GFRP (b)	132
Figura 4.12 – Curvas tensão vs. deformação do CFRP (a) e GFRP (b)	133
Figura 4.13 – Ensaio de abatimento do tronco de cone (a) e variação da trabalhabilidade de acordo com o teor de substituição (b)	135
Figura 4.14 – Configuração do ensaio de compressão (a) e detalhes do <i>clip-gage</i> (b)	137
Figura 4.15 – Resistência média do concreto para diferentes idades	137
Figura 4.16 – Modo de falha do concreto à compressão axial	139
Figura 4.17 – Configuração do ensaio à tração por compressão diametral	140
Figura 4.18 – Falha dos corpos de prova por compressão diametral (a), superfície de ruptura do CC (b) e RAC (c)	141
Figura 4.19 – Módulo de elasticidade estático do concreto para diferentes idades	142
Figura 4.20 – Representação esquemática da configuração do ensaio (a), distâncias dos suportes (b), resposta acústica (c) e frequência de pico (d)	143
Figura 4.21 – Módulo de elasticidade dinâmico do concreto para diferentes idades	144
Figura 4.22 – Gabarito (sistema multicamada) para fabricação dos tubos de FRP	146
Figura 4.23 – Dimensões pretendidas dos tubos de FRP	147
Figura 4.24 – Processo de fabricação dos tubos de FRP	148
Figura 4.25 – Aspecto final dos tubos de CFRP e GFRP	149
Figura 4.26 – Método de medir deformação na superfície do concreto não confinado	150
Figura 4.27 – Correção da curva tensão vs. deformação obtida pelos LVDT's e pelos <i>clip-gages</i>	151
Figura 4.28 – Instrumentação do ensaio piloto	152
Figura 4.29 – Instrumentação interna do projeto piloto	152
Figura 4.30 – Máquina universal servo-hidráulica	153
Figura 4.31 – Posicionamento do EPS (a), tubos prontos para concretagem (b), tubos concretados (c) e lixamento da superfície do núcleo de concreto (d)	154
Figura 4.32 – Configuração final dos exemplares do projeto piloto	155

Figura 4.33 – Parte dos tubos prontos para concretagem (a), concretagem dos tubos (b) e exemplares concretados (c).....	160
Figura 4.34 – Lixamento do núcleo (a), aplicação do composto e nivelamento do cilindro metálico (b e c), superfície do núcleo nivelada (d).....	161
Figura 4.35 – Exemplares prontos para ensaio com (a) e sem (b) instrumentação interna ...	162
Figura 4.36 – Vista frontal (a) e superior (b) da instrumentação e configuração experimental dos ensaios definitivos	163
Figura 5.1 – SÉRIE S: Configuração final dos exemplares.....	166
Figura 5.2 – Modos de falha dos exemplares representativos da série S.....	166
Figura 5.3 – Carga axial (N) vs. deformação vertical (ε_v) para a série S	167
Figura 5.4 – Capacidade de carga à compressão com (a) diferentes taxas de substituição e (b) taxas de aço	170
Figura 5.5 – Rigidez elástica dos exemplares da série S	171
Figura 5.6 – Curvas médias de carga axial (N) vs deformação axial (ε_a) e circunferencial (ε_{ah}) da série S.....	173
Figura 5.7 – Expansão do diâmetro do núcleo de concreto para a série S.....	175
Figura 5.8 – Índice de resistência do núcleo de concreto para a série S.....	176
Figura 5.9 – Índice de encruamento para série S	177
Figura 5.10 – Índice de ductilidade para a série S	178
Figura 5.11 – Deformação circunferencial vs. axial da série S.....	180
Figura 5.12 – Deformação circunferencial vs. axial de acordo com o concreto para a série S	181
Figura 5.13 – Falha localizada das séries C e G devido à instrumentação interna	182
Figura 5.14 – Falha do CFRP à meia altura (a) e por descolamento da interface (b) da série C	183
Figura 5.15 – Descolamento da interface (a) e falha do GFRP à meia altura (a) da série G.	183
Figura 5.16 – Modos de falha do concreto para a série C (a) e para a série G (b).....	184
Figura 5.17 – Carga axial (N) vs. deformação vertical (ε_v) para a série C.....	185
Figura 5.18 – Carga axial (N) vs. deformação vertical (ε_v) para a série G.....	186
Figura 5.19 – Curvas médias de carga axial (N) vs deformação axial (ε_a) e circunferencial (ε_{ah}) da série C.....	188
Figura 5.20 – Curvas médias de carga axial (N) vs deformação axial (ε_a) e circunferencial (ε_{ah}) da série G	189
Figura 5.21 – Curvas carga (N) vs aumento do raio do núcleo de concreto para a série C ...	193
Figura 5.22 – Curvas carga (N) vs aumento do raio do núcleo de concreto para a série G ...	193
Figura 5.23 – Curvas de deformação circunferencial/axial ($\varepsilon_{hm}/\varepsilon_{am}$) vs. deformação axial média (ε_{am}) da série C.....	194
Figura 5.24 – Curvas de deformação circunferencial/axial ($\varepsilon_{hm}/\varepsilon_{am}$) vs. deformação axial média (ε_{am}) da série G.....	195
Figura 5.25 – Curvas deformação circunferencial média (ε_{hm}) vs deformação axial média (ε_{am}) para a série C.....	196
Figura 5.26 – Curvas deformação circunferencial média (ε_{hm}) vs deformação axial média (ε_{am}) para a série G.....	197
Figura 5.27 – Comparação entre as curvas da relação de deformação circunferencial/axial ($\varepsilon_{hm}/\varepsilon_{am}$) vs. deformação axial para as séries S, C e G	198

Figura 5.28 – Comparação entre as curvas de deformação circunferencial média vs. deformação axial média.....	201
Figura 5.29 – Comparação entre as curvas normalizadas (N/N_u) vs. deformação axial e circunferencial das séries S, C e G	202
Figura 6.1 – Comportamento tensão vs deformação do concreto no modelo CDP: resposta uniaxial em compressão (a) e tração (b)	206
Figura 6.2 – Superfície de falha em função de Kc	209
Figura 6.3 – Relação entre f_{b0f0c} e resistência à compressão média do concreto	210
Figura 6.4 – Função de escoamento plástico (superfície de falha) para o estado plano de tensões	210
Figura 6.5 – Encruamento (<i>hardening</i>) isotrópico no plano desviatório.....	211
Figura 6.6 – Função linear e hiperbólica de Drucker-Prager: Superfície potencial plástica no plano meridional	212
Figura 6.7 – Modelo tensão vs deformação na compressão para o concreto confinado.....	214
Figura 6.8 - Modelos analíticos aproximados do comportamento do Aço.....	218
Figura 6.9 – Modelo constitutivo para o perfil tubular.....	220
Figura 6.10 – Geometria (a), (b) e discretização do modelo numérico (c).....	223
Figura 6.11 – Condições de contorno do modelo numérico.....	224
Figura 6.12 – Calibração do comportamento carga vs deformação axial da série S	226
Figura 6.13 – Resultados da calibração da carga vs deformação axial e deformação circunferencial da série S.....	228
Figura 6.14 – Formas deformadas comparadas com a calibração para os exemplares da série S	230
Figura 6.15 –Calibração do comportamento carga vs deformação axial da série C.....	232
Figura 6.16 – Resultados da calibração do comportamento carga vs deformação axial e circunferencial da série C	232
Figura 6.17 – Resultados da calibração do comportamento carga vs deformação axial da série G	233
Figura 6.18 – Resultados da calibração do comportamento carga vs deformação axial e circunferencial da série G	233
Figura 6.19 – Formas deformadas comparadas com a calibração para os exemplares da série C (a) e G (b)	234
Figura 6.20 – Desenvolvimento das tensões nos tubos de aço com espessura de 4,3 mm (a,b), 6,4 mm (c, d) e 11,6 mm (e, f).....	235
Figura 6.21 – Tubo de aço e núcleo de concreto sob compressão axial.....	236
Figura 6.22 – Tensão volumétrica vs deformação volumétrica para a série S	238
Figura 6.23 – Curvas de tensão máxima vs deformação axial para o núcleo de concreto da série S	241
Figura 6.24 – Distribuição de tensões circunferenciais na parte central do núcleo de concreto da série S.....	242
Figura 6.25 – Regressão linear dos resultados da série S	245
Figura 6.26 – Comparação do modelo proposto com os demais modelos da literatura para a série S	246
Figura 6.27 – Tensão volumétrica vs deformação volumétrica para a série S	247
Figura 6.28 – Curvas razão de dilatação (ϵ_{ah}/ϵ_a) vs. deformação axial (ϵ_a) para a série C (a) e série G (b)	248

Figura 6.29 – Distribuição de tensões circunferenciais (<i>Max. Principal</i>) e radiais (<i>Mid. Principal</i>) na parte central do núcleo de concreto das séries C e G.....	250
Figura 6.30 – Regressão linear dos resultados da série C (a) e série G (b).....	251
Figura 6.31 – Comparação do modelo proposto com os demais modelos da literatura para a série C (a) e série G (b)	253
Figura C.1 – Resultado carga vs deslocamento (a) e carga vs deformação (b) do corpo de prova piloto em concreto não confinado	2922
Figura C.2 – Resultado carga vs deslocamento (a) e carga vs deformação (b) do corpo de prova piloto em concreto confinado por tubo de aço.....	2922
Figura C.3 – Resultado carga vs deslocamento (a) e carga vs deformação (b) do corpo de prova piloto em concreto confinado por tubo de CFRP.....	293
Figura C.4 – Resultado carga vs deslocamento (a) e carga vs deformação (b) do corpo de prova piloto em concreto confinado por tubo de GFRP	293
Figura D.1 – Modos de falha da série C para concreto natural.....	294
Figura D. 2 – Modos de falha da série C para concreto reciclado	2955
Figura D. 3 – Modos de falha da série G para concreto natural	2988
Figura D. 4 – Modos de falha da série G para concreto reciclado.....	3000

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Comparação da resistência entre os agregados naturais e os reciclados.....	41
Tabela 2.2 – Equações do módulo de elasticidade segundo normas vigentes e bibliografia...	50
Tabela 3.1 – Principais expressões para a estimativa de f_{cc} para tubos de aço preenchidos	62
Tabela 3.2 – Principais propriedades das fibras mais comuns.....	90
Tabela 3.3 – Propriedades de algumas resinas termo fixas para matrizes de FRP	92
Tabela 3.4 – Principais propriedades de adesivos epóxi curados a frio.....	93
Tabela 3.5 – Número de ocorrências das palavras-chave de acordo com o <i>cluster</i>	99
Tabela 3.6 – Principais expressões para a estimativa de f_{cc} em pilares CFFT e RACCF....	117
Tabela 4.1 – Composição granulométrica do agregado miúdo.....	121
Tabela 4.2 – Propriedades do agregado miúdo	122
Tabela 4.3 – Ensaio de composição do agregado reciclado.....	123
Tabela 4.4 – Composição granulométrica do agregado graúdo	124
Tabela 4.5 – Propriedades dos agregados graúdos naturais e reciclados.....	125
Tabela 4.6 – Propriedades do aço	127
Tabela 4.7 – Propriedades mecânicas dos tecidos fornecidas pelos fabricantes.....	128
Tabela 4.8 – Propriedades dos tecidos obtidas experimentalmente.....	129
Tabela 4.9 – Propriedades mecânicas obtidas experimentalmente para os compósitos	133
Tabela 4.10 – Traços do concreto em massa	135
Tabela 4.11 – Resistência média do concreto para diferentes idades	137
Tabela 4.12 – Resistência à tração do concreto reciclado e convencional	140
Tabela 4.13 – Índices físicos experimentais para CC e RAC	145
Tabela 4.14 – Dados dos exemplares do ensaio piloto	149
Tabela 4.15 – Resultados dos ensaios piloto.....	156
Tabela 4.16 – Características dos exemplares	157
Tabela 4.17 – Programa experimental	158
Tabela 5.1 – Capacidade resistente experimental da série S.....	167

Tabela 5.2 – Capacidade resistente experimental das séries C e G	186
Tabela 5.3 – Pressões laterais de confinamento para RAC confinado por FRP	191
Tabela 6.1 – Dados para simulação dos tubos de CFRP e GFRP	222
Tabela 6.2 – Propriedades mecânicas e geométricas dos modelos experimentais de aferição para tubos de aço preenchidos	225
Tabela 6.3 – Propriedades mecânicas e geométricas dos modelos experimentais de aferição para tubos de FRP preenchidos	225
Tabela 6.4 – Parâmetros do CDP utilizados para calibração dos modelos de tubos de aço preenchidos	226
Tabela 6.5 – Comparação da capacidade de carga última à compressão para a série S	229
Tabela 6.6 – Parâmetros do CDP utilizados para calibração dos modelos de tubos de FRP preenchidos	231
Tabela 6.7 – Comparação entre numérico e teórico da pressão lateral de confinamento para a série S	243
Tabela 6.8 – Relação $f_{cc}, t/f_{cc}, e$ usando diferentes modelos analíticos para a série S	246
Tabela 6.9 – Relação $f_{cc}, t/f_{cc}, e$ usando diferentes modelos analíticos para a série C	252
Tabela 6.10 – Relação $f_{cc}, t/f_{cc}, e$ usando diferentes modelos analíticos para a série G....	253
Tabela A. 1 – Gramatura experimental dos compósitos.....	283
Tabela A. 2 – Densidade experimental dos compósitos.....	283
Tabela A. 3 – Deformações de ruptura experimental dos compósitos	284
Tabela A. 4 – Módulo de elasticidade experimental dos compósitos	284
Tabela A. 5 – Tensão de ruptura experimental dos compósitos.....	285
Tabela B.1 – Resistência à compressão do concreto reciclado e convencional	286
Tabela B.2 – Módulo de elasticidade estático do concreto convencional e reciclado.....	287
Tabela B.3 – Módulo de elasticidade dinâmico flexional do concreto convencional e reciclado	2889
Tabela B.4 – Módulo de elasticidade dinâmico longitudinal do concreto convencional e reciclado.....	28990
Tabela B.5 – Massas seca, imersa e saturada do concreto reciclado e convencional.....	290
Tabela B.6 – Absorção do concreto reciclado e convencional.....	2900
Tabela B.7 – Índice de vazios do concreto reciclado e convencional	291
Tabela B.8 – Massa específica seca do concreto reciclado e convencional	291
Tabela B.9 – Massa específica saturada do concreto reciclado e convencional.....	291

LISTA DE QUADROS

Quadro 2.1 – Principais construções utilizando concreto reciclado	55
Quadro 3.1 – Critérios de inclusão e exclusão para a revisão sistemática de RACFST	68
Quadro 3.2 – Documentos sobre concreto reciclado confinado por tubos de aço (RACFST).69	
Quadro 3.3 – Equações de conversão da resistência à compressão do concreto.....	79
Quadro 3.4 – Principais documentos sobre pilares de concreto confinados com FRP	102
Quadro 3.5 – Critérios de inclusão e exclusão para a revisão sistemática de pilares RACCF	105
Quadro 3.6 – Documentos sobre concreto reciclado confinado por FRP (RACCF).....	106
Quadro 4.1 – Ensaio de caracterização do Agregado miúdo	121
Quadro 4.2 – Ensaio de caracterização dos agregados graúdos.....	123
Quadro 4.3 – Limites estabelecidos para classificação do agregado reciclado	123

LISTA DE ABREVIATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ABRELPE	Associação Brasileira de Empresas de Limpeza Pública e Resíduos Especiais
ABREMA	Associação Brasileira de Resíduos e Meio Ambiente
ACI	<i>American Concrete Institute</i>
AIV	<i>Aggregate Impact Value</i>
ANSI/AISC	<i>American National Standards Institute/American Institute of Steel Construction</i>
ARC	Agregado de resíduo de concreto
ARCI	Agregado de resíduo cimentício
ARCO	Agregado de resíduo de concreto
ARM	Agregado de resíduo misto
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
BRFP	<i>Basalt Reinforcement Fiber Polymer</i>
BS	<i>British standard</i>
C3D8R	Elementos contínuos (C) sólidos (3D) hexaédricos lineares de oito nós com integração reduzida (R)
CAM	Compensação de água extra à mistura
CAR	Concreto de alta resistência
CC	Concreto convencional
CCTA	Pilar de concreto confinado por tubo de aço
CEB	<i>Comité Euro International du Béton</i>
CFFT	<i>Concrete Filled FRP Tubes</i>
CFRP	<i>Carbon Fiber Reinforced Polymer</i>
CFST	<i>Concrete Filled Steel Tubular</i>
CM	Meridiano de compressão
CN	Método de mistura convencional
CONAMA	Conselho Nacional do Meio Ambiente
CDP	<i>Concrete Damaged Plasticity</i>
CPRESS	Contact Pressure: pressão normal de contato
CRCTA	Pilar de concreto reciclado confinado por tubo de aço
CRN	Concreto de resistência normal
CV	Coefficiente de variação
DI	<i>Ductility index</i> : Índice de ductilidade
EC	Eurocode
EESC	Universidade de São Paulo (USP) – Escola de Engenharia de São Carlos
EPS	Poliestireno expandido
FC	Falha por cisalhamento
FF	Falha por flambagem
FIP	<i>Fédération Internationale de la Précontrainte</i>
FRP	Fiber Reinforced Polymers
GESEC	Grupo de Estudos em Sustentabilidade e Ecoeficiência em Construção Civil e Urbana
GFRP	<i>Glass Fiber Reinforced Polymer</i>
HI	<i>Hardness index</i> : índice de encruamento
ISSO	<i>International Organization for Standardization</i>
ITZ	<i>Interfacial Transition Zone</i>
JIS	<i>Japanese Industrial Standards</i>

LE	Laboratório de Estruturas
LMC	Laboratório de Materiais Compósitos
LMCC	Laboratório de Materiais e Construção Civil
MMA	<i>Mortar mixing approach</i> : mistura de argamassa
NA	<i>Natural Aggregate</i>
NBR	Norma Brasileira
NMA	<i>Normal Mixing Approach</i>
PSCA	Pré- saturação com adição de água extra
PSSA	Pré-saturação sem adição de água extra
PVC	Policloreto de vinila
RAC	<i>Recycled Aggregate Concrete</i>
RACCF	<i>Recycled Aggregate Concrete Confined by FRP</i>
RACFFT	<i>Recicled Agreggate Concrete Filled FRP Tubes</i>
RACFST	<i>Recicled Agreggate Concrete Filled Steel Tubes</i>
RCA	<i>Recycled Concrete Aggregate</i>
RCC	Resíduo de Construção Civil
RILEM	<i>Réunion Internationale des Laboratoires et Experts des Matériaux, systèmes de construction et ouvrages</i>
S4R	Elemento shell quadrilateral com quatro nós e integração reduzida
SEMA	<i>Sand enveloped mixing approach</i>
StArt	<i>State of the Art through Systematic Review</i>
STCC	<i>Steel tube confined concrete</i>
STCRC	<i>Steel tubes confined recycled concrete</i>
STC-RuC	<i>Steel tubes confied rubberized concrete</i>
TM	meridiano de tração
TSMA	<i>Two stage mixing approach</i> : mistura em duas etapas
UEPG	<i>European Aggregates Association</i>
UFSCar	Universidade Federal de São Carlos
ZTI	Zona de Transição Interfacial

LISTA DE SIMBOLOS

Letras romanas maiúsculas

Abs	Absorção de água
A_c	Área do núcleo de concreto
A_{cp}	Área da seção transversal do exemplar
A_s	Área da seção transversal do tubo de aço
D_e	Diâmetro da seção mista (diâmetro externo do tubo)
D_0^{el}	Matriz de elasticidade inicial (sem danos)
$\bar{E}$	Módulo de elasticidade danificado ou efetivo
$E_{11}, E_{22} \text{ e } E_{33}$	Módulos de elasticidade nas direções principais
E_c	Módulo de elasticidade do concreto
E_{clip}	Módulo de elasticidade obtido pelo <i>Clip-gage</i>
E_{cm}	Módulo de elasticidade estático médio do concreto
$E_{c,r}$	Módulo de elasticidade do concreto reciclado
E_{cs}	Módulo de elasticidade secante do concreto
E_{dF}	Módulo de elasticidade dinâmico flexional

E_{dL}	Módulo de elasticidade dinâmico longitudinal
E_f	Módulo de elasticidade das fibras ou tecido
E_m	Módulo de elasticidade da matriz polimérica
E_l	Rigidez lateral do FRP
E_{LVDT}	Módulos de elasticidade obtidos pelos transdutores tipo LVDT
E_s	Módulo de elasticidade do aço
$E_{sec,1}$	Módulo de elasticidade secante em ε_{co}
$E_{sec,2}$	Módulo de elasticidade secante em ε_{cc}
F_t	Força máxima obtida durante o ensaio de tração
G	Gramatura ou Função para o potencial plástico
G_{12}, G_{13} e G_{23}	Módulos de elasticidade transversal nas direções 12, 13 e 23
G_{fb}	Módulos de elasticidade transversal das fibras
G_m	Módulos de elasticidade transversal da matriz polimérica
I	Momento de inércia
IV	Índice de vazios
K_c	Constante que governa a razão entre a distância do eixo hidrostático ao meridiano de tração e de compressão no plano desviador
L	Comprimento do corpo de prova
M	Massa do corpo de prova
M_i	Massa da amostra imersa em líquido de densidade conhecida por meio do picnômetro
M_{nat}	Massa do agregado natural graúdo
M_p	Massa do picnômetro
$M_{pic.+água}$	Massa do picnômetro com água
M_{RCA}	Massa de RCA
M_s	Massa individual seca
N_0	Calculado pela soma da força no concreto ($f_{ck}A_c$) com a do aço (f_yA_s)
$N_{0,02}$	Carga axial na deformação vertical de 20000 $\mu\varepsilon$
N_{5y}	Força correspondente a 5 vezes a deformação de escoamento
$N_{u,ref}$	Capacidade resistente do concreto convencional confinado
$N_{u,subs}$	Capacidade resistente do RACFST com um determinado teor de substituição
$N_{u,e}$	Capacidade à compressão experimental dos exemplares
$N_{u,t}$	Capacidade à compressão teórica dos exemplares
N_y	Força equivalente à resistência ao escoamento
P	Carregamento axial
$\bar{R}$	Raio médio do tubo
R_c	Critério de rejeição (<i>rejection criterion</i>)
SI_c	<i>Core concrete strength index</i> : Índice de resistência do núcleo de concreto
S_c	Rigidez de confinamento do FRP
S_{ij}	Tensor de tensão desviador
T	Fator de correção tabelado de acordo com a ABNT NBR 8522-2 (2021)
V_f	Volume de fibras no compósito

Letras romanas minúsculas

d	Dano
d_c	Taxa de degradação da rigidez do concreto causada pelo dano no material durante a compressão (esmagamento – <i>crushing</i>)

d_{cp}	Diâmetro do corpo de prova
$d_{máx}$	Diâmetro máximo do agregado
d_t	Taxa de degradação da rigidez do concreto causada pelo dano no material durante a tração (fissuras – <i>cracking</i>)
f_{0c}	Tensão de escoamento à compressão
f_{0t}	Tensão de escoamento à tração
$f_{0c}(\varepsilon_c^{pl})$	Curva uniaxial de deformação plástica vs tensão na compressão
$f_{0t}(\varepsilon_t^{pl})$	Curva uniaxial de deformação plástica vs tensão na tração
$f_{ah}^{aço}$	Tensão circunferencial no aço
f_{ah}^{frp}	Tensão circunferencial no FRP
f_B	Tensão de confinamento aplicada ao concreto no Ponto B
f_{b0}	Tensão de compressão biaxial
$f_{c,100}$	Resistência à compressão cilíndrica média para cilindros de 100 x 200 mm
f_{cc}	Resistência à compressão axial do concreto confinado
$f_{cc,r}$	Resistência à compressão axial do concreto reciclado confinado
f_{cm}	Resistência à compressão cilíndrica média
f_{co}	Resistência do concreto não confinado
f_{ctm}	Resistência média a tração
f_{ck}	Resistência à compressão característica aos 28 dias de cilindros de concreto
f_{cp}	Resistência à compressão de prismas de concreto de 150 x 150 x 300 mm
$f_{cp,r}$	Resistência à compressão de prismas de concreto reciclado de 150 x 150 x 300 mm
$f_{cu,150}, f_{cu}$	Resistência à compressão de cubos de concreto de 150 mm
$f_{cu,r}$	Resistência à compressão de cubos de concreto reciclado de 150 mm
f_{frp}	Resistência à tração do FRP na direção circunferencial
$f_{l,aço}$	Pressão lateral de confinamento do aço
$f_{l,frp}$	Pressão lateral de confinamento do FRP
$f_{l,t}$	Pressão lateral de confinamento teórica
$f_{l,o}$	Pressão de confinamento limite
f_r	Tensão residual pós pico do concreto confinado
f_s	Tensão no tubo de aço
f_t	Tensão de tração
f_u	Tensão última do aço
f_y	Tensão de escoamento do aço
k	Fator de confinamento
k_a	Fator responsável pela geometria da seção transversal em concreto confinado por FRP
l_{cp}	Comprimento dos corpos de prova
m	Excentricidade
m_i	Massa do corpo de prova saturado imerso em água
m_s	Massa do corpo de prova seco em estufa
m_{sat}	Massa do corpo de prova saturado em água
n_F	Frequências longitudinal
n_{frp}	Número de camadas de FRP
n_L	Frequências transversal (flexional)
$\bar{p}$	Tensão hidrostática efetiva
p_s	Pressão lateral de confinamento do aço

$\bar{q}$	Tensão desviatória equivalente de <i>von Mises</i>
r_c, r	Teor de substituição do agregado graúdo reciclado
r_e	Raio externo do tubo
r_f	Teor de substituição do agregado fino reciclado
r_i	Raio de giração
r_{int}	Raio interno do tubo
s_d	Desvio padrão
t_s	Espessura perfil tubular em aço

Letras gregas

α	Taxa de aço
α_E	Coeficiente de correção do módulo de elasticidade acordo com o tipo do agregado
α_f	Parâmetro da forma da seção transversal
α_t	Fator de tensão axial (0,18 à 0,26)
β	Ângulo central do pilar
β_p	Fator proporcional da tensão axial correspondente à resistência ao escoamento do aço
β_{uc}	Fator de tensão transversal
γ_c	Fator de redução da resistência do concreto
δ	Parâmetro do critério de Chauvenet
Δr_e	Variações do raio externo do tubo
Δr_i	Variações do raio interno do tubo
ε	Deformação
$\varepsilon_{11}, \varepsilon_{22} \text{ e } \varepsilon_{33}$	Deformações principais nas direções x, y e z
ε^{el}	Deformação elástica
ε^{pl}	Deformação plástica
ε_a	Deformação axial
ε_{ah}	Deformação circunferencial
ε_{ah}^{frp}	Deformação circunferencial no FRP
ε_{am}	Deformações axiais médias
ε_c^{ch}	Deformação de esmagamento (<i>crushing</i>)
ε_c^{in}	Deformação inelástica de compressão
ε_{cc}	Deformação última do concreto confinado
$\varepsilon_{cc,r}$	Deformação última do concreto reciclado confinado
ε_{co}	Deformação última do concreto não confinado
$\varepsilon_{co,r}$	Deformação última do concreto reciclado não confinado
ε_e	Deformação circunferencial do extensômetro externo ao tubo
ε_{fu}	Deformação de tração máxima do material obtida nos ensaios de corpo de prova do FRP
ε_{hm}	Deformações circunferenciais médias
$\varepsilon_{h,rup}^{frp}$	Deformação circunferencial de ruptura do FRP
ε_i	Deformação axial corrigida
ε_{int}	Deformação circunferencial do extensômetro interno ao tubo
$\varepsilon_{i,LVDT}$	Deformação longitudinal obtida pelo LVDT
ε_l	Deformação lateral

ε_t^{ck}	Deformação de fissuração (<i>cracking</i>)
ε_t^{in}	Deformação inelástica de tração (<i>cracking</i>)
ε_u	Deformação última do aço
ε_{ue}	Deformação experimental última
ε_v	Deformação vertical do exemplar
ε_{vol}	Deformação volumétrica
ε_y	Deformação de escoamento
η	Imperfeição geométrica inicial
κ_ε	Fator de eficiência do FRP
λ	índice de confinamento
μ	Parâmetro de viscosidade
ν_{12}	Coefficiente de Poisson na direção 12
ν_c	Coefficiente de Poisson do concreto
ν_f	Coefficiente de Poisson das fibras
ν_m	Coefficiente de Poisson da matriz polimérica
ν_s	Coefficiente de Poisson do aço
ρ_{ap}	Massa unitária
ρ_{areia}	Massa específica da areia
ρ_c	Massa específica do concreto
$\rho_{Cimento}$	Massa específica do cimento
ρ_{frp}	Densidade do FRP
ρ_{NC}	Massa específica do concreto convencional
ρ_{nat}	Massa específica do agregado graúdo natural
ρ_{RAC}	Massa específica do concreto reciclado
ρ_{RCA}	Massa específica do agregado graúdo reciclado
ρ_r	Massa específica seca do concreto
ρ_{sat}	Massa específica saturada do concreto
$\sigma_{11}, \sigma_{22} \text{ e } \sigma_{33}$	Tensões principais na direção x, y e z
$\sigma'_1, \sigma'_2 \text{ e } \sigma'_3$	Tensões principais desviatórias
σ_{as}	Tensão de compressão axial no aço
σ_c	Tensão de compressão de referência
$\bar{\sigma}_c$	Tensão efetiva de compressão
σ_{hs}	Tensão de tração circunferencial no aço
$\bar{\sigma}_{máx}$	Maior autovalor algébrico do tensor de tensão efetiva
σ_{Mises}	Tensão de <i>von Mises</i>
σ_i	Tensão de compressão correspondente a $\varepsilon_{i,LVDT}$
σ_t	Tensão de tração de referência
$\bar{\sigma}_t$	Tensão efetiva de tração
σ_{vol}	Tensão volumétrica
ψ	Ângulo de dilatação medido no plano $p - q$
ψ_f	Fator de redução da tensão última do concreto confinado por FRP para seções não circulares
ω	Dilatação volumétrica
ω_a	Fator de argumento
ω_c	Taxa mecânica de confinamento

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1. INTRODUÇÃO.....	26
1.1 CONTEXTO E MOTIVAÇÃO.....	26
1.2 OBJETIVOS.....	30
1.3 JUSTIFICATIVA.....	30
1.4 SÍNTESE DA METODOLOGIA.....	32
1.5 ESTRUTURA DA TESE	34
CAPÍTULO 2. CONCRETO DE RESÍDUOS DE CONCRETO.....	36
2.1 DEFINIÇÃO DO AGREGADO DE RESÍDUO DE CONCRETO.....	36
2.2 PROPRIEDADES DOS AGREGADOS RECICLADOS GRAÚDOS	36
2.2.1 Heterogeneidade, densidade e massa unitária	36
2.2.2 Porosidade e absorção de água.....	38
2.2.3 Composição granulométrica, forma e textura das partículas	40
2.2.4 Resistência à compressão e Módulo de elasticidade.....	41
2.3 PROCESSO DE MISTURA	42
2.4 PROPRIEDADES DO CONCRETO RECICLADO EM ESTADO FRESCO	44
2.4.1 Trabalhabilidade.....	44
2.5 PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO RECICLADO	44
2.5.1 Resistência à compressão.....	44
2.5.2 Módulo de elasticidade	48
2.5.3 Modos de falha do concreto reciclado	51
2.6 RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS.....	52
2.7 APLICAÇÕES DO RAC	53
2.8 COMENTÁRIOS DO CAPÍTULO.....	56
CAPÍTULO 3. CONFINAMENTO DO RAC	58
3.1 COMPORTAMENTO DO CONCRETO CONFINADO.....	58
3.2 CONCRETO RECICLADO CONFINADO POR TUBOS DE AÇO	60
3.2.1 Modelos teóricos da resistência do concreto confinado por tubos de aço	62
3.2.2 Pressão lateral de confinamento: Tubos de aço	65
3.2.3 Revisão sistemática de literatura.....	67
3.2.4 Efeito do confinamento no comportamento pós-pico e no modo de falha	81
3.2.5 Aplicações de tubos preenchidos com concreto	85
3.3 CONCRETO RECICLADO CONFINADO POR FRP	89
3.3.1 <i>Fiber Reinforced Polymer</i> (FRP).....	89

3.3.2	Confinamento do concreto com FRP.....	93
3.3.3	Pressão lateral de confinamento: FRP	95
3.3.4	Revisão Bibliométrica: Concreto convencional confinado por FRP	97
3.3.5	Revisão sistemática de literatura: Concreto reciclado confinado por FRP	104
3.3.6	Modo de falha de pilares RACCF	115
3.3.7	Modelos teóricos da resistência do concreto confinado por FRP	116
3.4	COMENTÁRIOS DO CAPÍTULO	118
CAPÍTULO 4. ESTUDO EXPERIMENTAL: MATERIAIS E MÉTODOS		121
4.1	PROPRIEDADES DOS AGREGADOS	121
4.1.1	Agregado miúdo	121
4.1.2	Agregado graúdo: natural e reciclado.....	122
4.2	PROPRIEDADES DOS MATERIAIS CONFINANTES	126
4.2.1	Aço dos perfis.....	126
4.2.2	Tecidos de FRP.....	128
4.3	DOSAGEM DO CONCRETO: ESTUDO PRELIMINAR	134
4.4	PROPRIEDADES DO CONCRETO NO ESTADO ENDURECIDO: ESTUDO PRELIMINAR	136
4.4.1	Compressão axial.....	136
4.4.2	Tração por compressão diametral.....	139
4.4.3	Módulo de elasticidade.....	141
4.4.4	Índices físicos: Absorção de água, índice de vazios e massa específica	145
4.5	PREPARAÇÃO DOS TUBOS: MATERIAIS CONFINANTES	145
4.5.1	Perfis tubulares em Aço.....	145
4.5.2	Tubos de CFRP e GFRP	146
4.6	ENSAIO PILOTO.....	149
4.6.1	Instrumentação dos corpos de prova de concreto não confinado	150
4.6.2	Instrumentação dos exemplares.....	151
4.6.3	Equipamento de ensaio	153
4.6.4	Concretagem e execução dos ensaios.....	154
4.6.5	Resultados experimentais dos ensaios piloto	155
4.7	PROGRAMA EXPERIMENTAL DEFINITIVO	157
4.7.1	Exemplares	157
4.7.2	Preparação dos exemplares.....	159
4.7.3	Instrumentação.....	162
4.8	COMENTÁRIOS DO CAPÍTULO	164

CAPÍTULO 5. ANÁLISE EXPERIMENTAL.....	165
5.1 RESULTADOS DA SÉRIE S.....	165
5.1.1 Configuração final dos exemplares.....	165
5.1.2 Capacidade resistente.....	166
5.1.3 Deformações no tubo de aço.....	172
5.1.4 Deformações no núcleo de concreto.....	174
5.1.5 Efeito de confinamento.....	175
5.2 RESULTADOS DAS SÉRIES C E G.....	182
5.2.1 Configuração final dos exemplares.....	182
5.2.2 Capacidade resistente.....	185
5.2.3 Deformações nos tubos.....	188
5.2.4 Pressão lateral de confinamento.....	191
5.2.5 Deformações no núcleo de concreto.....	192
5.2.6 Relação de deformação axial-circunferencial.....	194
5.3 COMPARAÇÃO ENTRE OS MATERIAIS DE CONFINAMENTO.....	198
5.4 COMENTÁRIOS DO CAPÍTULO.....	203
CAPÍTULO 6. SIMULAÇÕES NUMÉRICAS.....	205
6.1 MODELO CONSTITUTIVO PARA O CONCRETO.....	205
6.1.1 <i>Concrete Damaged Plasticity</i> (CDP).....	205
6.1.2 Relações constitutivas para o concreto confinado por tubos de aço.....	213
6.1.3 Relação constitutiva para o concreto confinado por FRP.....	217
6.1.4 Evolução do dano.....	218
6.2 MODELO CONTITUTÍVO PARA O TUBO DE AÇO.....	218
6.3 MODELO CONSTITUTIVO PARA O FRP.....	221
6.4 MODELO NUMÉRICO.....	222
6.4.1 Estratégia de solução e critérios de convergência.....	222
6.4.2 Geometria, malha, condições de contorno e contato.....	222
6.5 VALIDAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO.....	225
6.5.1 Série S.....	226
6.5.2 Série C e G.....	231
6.6 ANÁLISES DOS RESULTADOS DA SÉRIE S.....	234
6.6.1 Análises das tensões.....	234
6.6.2 Pressão lateral de confinamento.....	239
6.6.3 Discussão sobre a capacidade última resistente.....	244
6.7 ANÁLISES DOS RESULTADOS DAS SÉRIES C E G.....	247

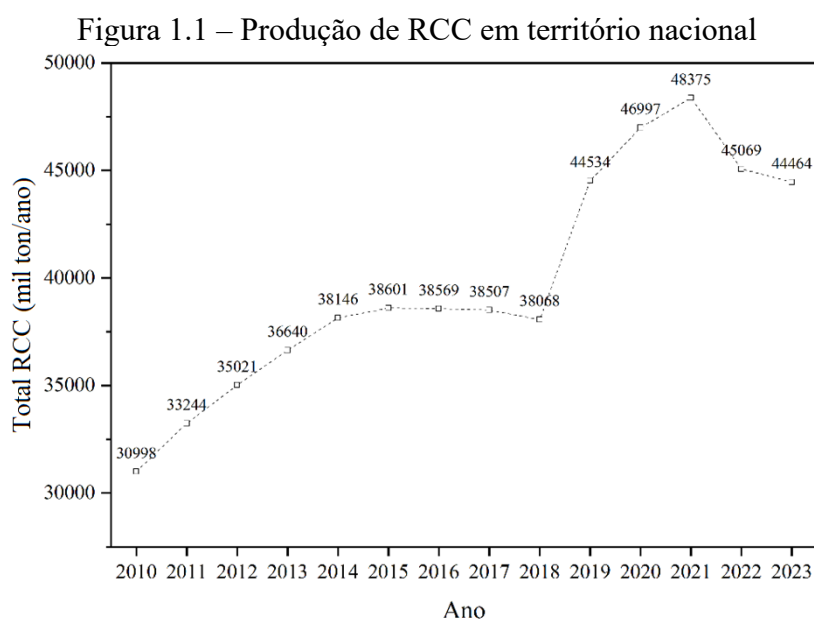
6.7.1	Dilatação volumétrica das séries C e G	247
6.7.2	Pressão lateral de confinamento	249
6.7.3	Discussão sobre a capacidade última resistente	251
6.8	COMENTÁRIOS DO CAPÍTULO	254
CAPÍTULO 7. CONCLUSÕES		256
7.1	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	258
APÊNDICE A		283
APÊNDICE B.....		286
APÊNDICE C		292
APÊNDICE D		294

CAPÍTULO 1. INTRODUÇÃO

1.1 CONTEXTO E MOTIVAÇÃO

Há uma preocupação crescente com o impacto ambiental causado pelos Resíduos de Construção Civil (RCC), gerados pelo uso intensivo de concreto na construção civil. De acordo com a ABNT NBR 15116 (2021) esses resíduos provêm de construções, reformas e demolições, incluindo materiais como concreto, tijolos, madeira, metais, vidro e plásticos. De acordo com estudos publicados pela *World Bank Group* (2022), estimou-se que o mundo gerou cerca de 2,2 bilhões de toneladas de resíduos sólidos, cerca de 0,79 kg por pessoa por dia e com o crescimento populacional, esse número pode chegar a 3,9 bilhões de toneladas em 2050. A necessidade em reduzir os RCCs para diminuir a destinação a aterros gerou um movimento em direção à sustentabilidade ambiental na perspectiva de governos e indústrias ao redor do mundo.

Em contexto nacional, dados fornecidos pela Associação Brasileira de Empresas de Limpeza Pública e Resíduos Especiais (ABRELPE, 2022) indicam que o RCC coletados em municípios brasileiros apresentaram um aumento quantitativo crescente entre os anos de 2010 e 2021 (Figura 1.1). Esse aumento reflete um crescimento na geração per capita, que passou de 174,3 kg/hab/ano para 227 kg/hab/ano, sendo que uma parcela considerável desses resíduos corresponde a materiais de construção e demolição descartados irregularmente em vias públicas e logradouros.



Fonte: Adaptado de ABREMA (2024)¹

¹ Disponível em: <https://www.abrema.org.br/panorama/>. Acesso em: 11 jun. 2025.

Contudo, segundo dados mais recentes coletados pela Associação Brasileira de Reciclagem de Materiais de Construção (ABREMA, 2024) observou-se uma redução na produção de RCC, com o volume total atingindo aproximadamente 44 milhões de toneladas no ano de 2023. Essa redução observada reflete uma combinação de fatores econômicos, regulatórios e tecnológicos, que têm impactado positivamente a gestão de RCC no Brasil, embora ainda existem desafios significativos a serem superados, como a ampliação da infraestrutura para reciclagem.

Como um dos materiais mais utilizados na construção civil, o agregado graúdo vem tendo sua produção cada vez mais associada ao processamento de Resíduos de Construção Civil (RCC). De acordo com a *Global Aggregates Information Network* (GAIN, 2021) cerca de 44 bilhões de toneladas de agregados naturais foram produzidos no ano de 2019, sendo metade da produção originada da China. Devido ao crescimento populacional e econômico, principalmente na Ásia, a demanda global de agregados deverá crescer em até 25 % até 2030. No Brasil, dados fornecidos pela M&T Expo (CAMILO, 2024), a produção de agregados atingiu 640 milhões de toneladas em 2022 e a demanda global deve crescer cerca de 45 % até 2060.

A crescente preocupação global com a redução de resíduos da construção civil (RCC) e a alta demanda por agregados naturais têm impulsionado a busca por alternativas. Uma solução promissora é o uso de agregado graúdo reciclado ou *Recycled Concrete Aggregate* (RCA), obtido da trituração de resíduos de concreto, para produzir Concreto com Agregados Reciclados ou *Recycled Aggregate Concrete* (RAC). Essa prática não só diminui a necessidade de explorar recursos naturais, mas também reduz o volume de entulho descartado em aterros (DIAS et al., 2024). O RAC foi utilizado pela primeira vez após a Segunda Guerra Mundial (1939 – 1945), na reconstrução das cidades europeias, demonstrando a viabilidade e eficácia dessa abordagem (WEDLER; HUMMEL, 1946, *apud* LEVY, 2001, p. 3). Desde então, o RAC tem sido objeto de intensas pesquisas para sua aplicação em estruturas (DUAN; POON, 2014; ETXEBERRIA et al., 2007; KHOURY et al., 2018; TAM; KOTRAYOTHAR; XIAO, 2015). De acordo com a European Aggregates Association (UEPG, 2021), a tendência nos últimos anos tem sido aumentar a parcela de agregados reciclados e reutilizados nas construções civis, entretanto, ainda é uma pequena fração. Em 2019, 9,3 % do total de agregados produzidos pela Europa foi de agregados reciclados e reutilizáveis, enquanto para rocha britada, areia e cascalho, foi de 46,9% e 39,7%, respectivamente (UEPG, 2021).

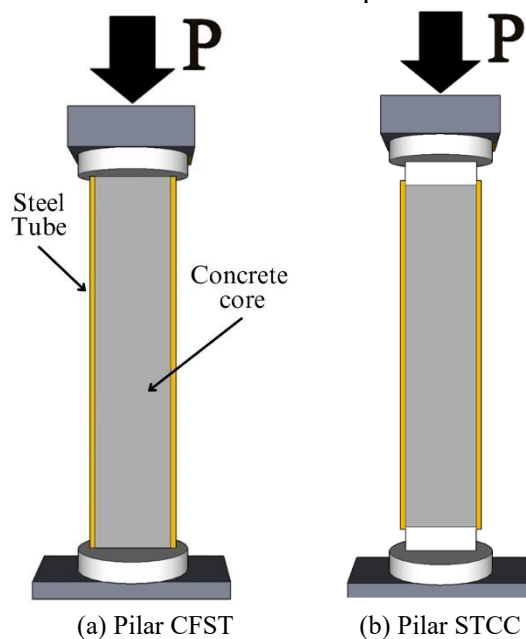
Apesar dos avanços globais, a norma brasileira ABNT NBR 15116 (2021) reflete uma postura cautelosa quanto ao uso de concreto com agregado reciclado (RAC) em estruturas. A limitação atual de 20% de substituição de agregado graúdo por RCA em concretos para classes de agressividade I e II, deve-se à necessidade de mais pesquisas e dados experimentais. Essa cautela é justificada, pois, apesar dos benefícios ambientais, a aplicação estrutural do RAC é limitada por suas propriedades mecânicas, como baixa resistência, altas deformações (tanto de curto quanto de longo prazo) e menor módulo de elasticidade. Essas características são influenciadas negativamente pela Zona de Transição Interfacial (*Interfacial Transition Zone* – ITZ) mais frágil entre o RCA e a pasta de cimento, que ocorre devido à argamassa residual aderida ao agregado reciclado. A expansão dos limites normativos dependerá diretamente da superação desses desafios através de novas pesquisas e aprimoramento das técnicas de produção. A presença da argamassa aderida também influencia nas propriedades fundamentais dos agregados reciclados, como: porosidade, absorção, densidade, textura e heterogeneidade o que gera alterações nas propriedades do RCA e concretos de baixa qualidade (ETXEBERRIA et al., 2007; WANG et al., 2021; XIAO, 2018; XIAO; LI; ZHANG, 2005).

Devido a algumas características desfavoráveis do RAC, o confinamento desse material com elementos rígidos emergiu como uma alternativa viável para sua aplicação estrutural. Dentre as técnicas mais utilizadas no confinamento do RAC, destacam-se: o preenchimento de perfis tubulares de aço, preenchimento de tubos de *Fiber Reinforced Polymers* (FRP) ou reforço externo ativo com FRP. O preenchimento de tubos de aço com concreto convencional (*Concrete Filled Steel Tubular* – CFST) oferece inúmeros benefícios estruturais, incluindo alta resistência ao fogo, ductilidade favorável, aumento da precisão dimensional dos elementos estruturais, redução do consumo de aço estrutural, grande capacidade resistente e absorção de energia. Também não há necessidade de escoramento durante a construção em concreto, consequentemente, o custo e o tempo de construção são reduzidos. Essas vantagens têm sido amplamente exploradas e têm levado ao uso extensivo de estruturas tubulares preenchidas com concreto em estruturas na construção civil (HAN; LI; BJORHOVDE, 2014; JOHNSON, 2018; ZHAO et al., 2018). Portanto, Tubos de aço preenchidos com concreto reciclado ou *Recycled Aggregate Concrete Filled Steel Tubular* (RACFST) se tornou uma alternativa interessante para a aplicação estrutural do concreto reciclado (AZEVEDO, 2018; CHEN et al., 2014; DONG; WANG; GUAN, 2013; HE et al., 2021; TAM; WANG; TAO, 2014; WANG; CHEN; GENG, 2015; XIAO et al., 2012; YANG; HAN; MAN, 2006; YANG; MA, 2013a; ZHANG et al., 2022a; ZHAO et al., 2021). No cenário nacional, as investigações têm se concentrado na análise

de elementos estruturais mistos, com ênfase em perfis tubulares de aço preenchidos com concreto reciclado (GERIN, 2020; AZEVEDO, 2018) e pilares de parede dupla (*double-skin*) de baixa esbeltez (RODRIGUES, 2018; CASTANHEIRA, 2022).

Uma forma de aumentar o efeito de confinamento de tubos de aço preenchido é aplicar a carga somente sobre o núcleo de concreto. Neste contexto, destaca-se a coluna de concreto confinado por tubo de aço (CCTA) ou *Steel Tube Confined Concrete* (STCC). Ao contrário das colunas CFST, onde o tubo contribui diretamente para suportar a carga axial, nas colunas STCC a principal função do tubo de aço é confinar o núcleo de concreto, uma vez que apenas este é efetivamente carregado (YU et al., 2010a). A Figura 1.2 apresenta a comparação entre os sistemas CFST e STCC. Este tipo de solução estrutural possui grande aplicação prática, como no reforço de colunas de concreto armado através do uso de tubos de aço externos (HASSANEIN et al., 2023; HOANG; FEHLING, 2017; YU et al., 2010a; ZHAOYUAN et al., 2022a; ZHU; CHEN; CHAN, 2021), bem como na construção de pilares de pontes equipados com apoios de amortecimento (QIYUN; ZHAOYUAN; WANLIN, 2021), o que permite que a carga seja suportada diretamente pelo concreto.

Figura 1.2 – Modelo mecânico de pilares CFST (a) e STCC (b)



Em comparação com tubos de aço, os tubos de FRP preenchidos com concreto (*Concrete Filled FRP Tubes* – CFFT) tem excelente resistência à corrosão e são muito mais leves (ZHOU, 2019). Portanto, a utilização de tubos de FRP como material confinante para o concreto reciclado (*Recycled Aggregate Concrete Filled FRP Tubes* – RACFFT) é considerada uma estratégia eficaz.

Com base nas considerações apresentadas anteriormente este estudo investiga, por meio de análises experimentais e numéricas, o comportamento mecânico de colunas curtas de aço e de compósitos preenchidas com concreto reciclado (RACFST e RACFFT) submetidas à compressão axial. Vale ressaltar que, nos pilares RACFST, as cargas serão aplicadas exclusivamente sobre o núcleo de concreto reciclado, ou seja, caracterizando como *Steel Tube Confined Recycled Concrete* (STCRC). Busca-se compreender o efeito da espessura do tubo, do número de camadas do compósito e do teor de agregado reciclado sobre o confinamento e o desempenho estrutural dessas colunas.

1.2 OBJETIVOS

O objetivo geral deste estudo é investigar o impacto do confinamento em concretos produzidos com agregados de resíduos de concreto (RAC). A pesquisa focará na avaliação da influência de distintos materiais e níveis de confinamento nas propriedades mecânicas e no comportamento desses compósitos.

Para atingir o objetivo geral, foram definidos os seguintes objetivos específicos:

- I. **Realizar uma revisão sistemática da literatura** sobre o confinamento de concretos com agregados de resíduos de concreto (RAC) por distintos materiais confinantes;
- II. **Avaliar experimentalmente o comportamento mecânico e a eficiência do confinamento** de concretos reciclados confinados por tubos de polímero reforçado com fibra de carbono (CFRP), polímero reforçado com fibra de vidro (GFRP) e aço, sob variados níveis de confinamento;
- III. **Analisar comparativamente a eficiência do confinamento** promovido pelo aço ou polímeros reforçados com fibra (FRP) em elementos de RAC;
- IV. **Desenvolver simulações numéricas** para prever o comportamento do concreto reciclado confinado por diferentes materiais, visando aprimorar a compreensão e o dimensionamento desses compósitos;
- V. **Desenvolver e avaliar expressões teóricas** para a capacidade resistente do concreto confinado.

1.3 JUSTIFICATIVA

Ao longo dos anos, a indústria da construção civil tem gerado grandes volumes de resíduos, causando impactos ambientais significativos. Nesse contexto, o uso do Agregado de Resíduo de Concreto (RCA) surgiu como alternativa sustentável ao agregado natural, trazendo

benefícios econômicos, ambientais e operacionais, como menor consumo de recursos e melhor gestão de resíduos. O RCA é obtido pela britagem de restos de concreto e rochas, podendo gerar economias expressivas, como demonstrado em Fortaleza/CE, onde houve redução anual de custos de R\$ 435 mil em 2009. No entanto, a baixa demanda e o reduzido incentivo em muitas cidades resultam no acúmulo de resíduos em aterros. Além disso, a produção de cimento e agregados naturais é altamente intensiva em energia e emissões de CO₂. Assim, promover o uso de agregados reciclados em concretos estruturais representa uma estratégia viável tanto para reduzir impactos ambientais quanto para gerar benefícios econômicos. Embora o RAC apresente menor resistência à compressão e maior deformabilidade que o concreto convencional, o confinamento por tubos rígidos pode compensar essas limitações, tornando o material mais resistente e dúctil. Esse confinamento é especialmente eficiente em concretos mais deformáveis, como o RAC, melhorando significativamente seu desempenho estrutural.

Combinando o efeito de confinamento aprimorado proporcionado pelas colunas de concreto confinado por tubo de aço (STCC) com o uso de concreto reciclado como material do núcleo, obtém-se um novo sistema denominado concreto reciclado confinado por tubo de aço (CRCTA) ou *Steel Tube Confined Recycled Concrete* (STCRC). A investigação desta configuração estrutural na literatura é quase inexistente, mas apresenta grande potencial para promover a sustentabilidade na engenharia estrutural. Além disso, como a carga é aplicada somente no núcleo, a flambagem local do tubo de aço pode ser retardada, o que leva um aumento do confinamento do núcleo em comparação com pilares CFST. Os estudos existentes sobre pilares RACFST concentram-se principalmente no efeito do teor de substituição do agregado (r), na geometria da seção, na resistência do concreto, na taxa de aço ($\alpha = A_s/A_c$), e nas diferentes fontes de agregados reciclados. No entanto, nenhum trabalho avaliou o efeito do confinamento em pilares RACFST submetidos a carga axial aplicada exclusivamente sobre o núcleo de concreto, condição que permitiria determinar o limite máximo de confinamento do material reciclado. Além disso, a literatura carece de investigações sobre o uso de tubos de aço de maior espessura e sobre o comportamento deformacional interno do concreto nesses sistemas.

Embora tubos de FRP sejam uma alternativa promissora ao aço para confinar concreto em pilares, devido à sua resistência à corrosão, leveza e capacidade de melhorar as propriedades do concreto, há uma escassez de estudos experimentais e numéricos sobre pilares de concreto reciclado confinados com tubos de FRP circulares. Os poucos estudos existentes são

estrangeiros e a falta de pesquisas numéricas dificulta a compreensão do mecanismo de confinamento e o desenvolvimento de modelos de cálculo.

Tubos preenchidos com concreto foram usados com sucesso para diferentes estruturas. Em *Salton Bay*, América, a *Kings Stormwater Bridge* usou seis vigas circulares de tubo de CFRP preenchidas com concreto. Em San Diego, América, a ponte *I-5/Gilman Bridge* utilizou colunas de CFRP preenchidas com concreto. Ainda, a melhora da ductilidade e maior capacidade de absorção de energia é crucial para a segurança estrutural, especialmente em zonas sísmicas ou sob cargas dinâmicas, ideais para pilares em edifícios altos, pontes e estacas de fundação (XIAO et al. 2012).

Diversos pesquisadores investigaram a capacidade de carga de pilares CFST, STCC e CFFT, no entanto, nenhum estudo concentrou-se em sistemas STCRC ou RACFFT e tão pouco para RACFST. Com exceção da pesquisa de Zhaoyuan *et al.* (2022b), que empregou concreto com borracha como material de enchimento, a maioria dos estudos se limitou ao concreto convencional, variando apenas a resistência do núcleo. Considerando o estado atual da arte para prever a capacidade de carga desses elementos estruturais, desenvolver preliminarmente um modelo que possa servir como base para estimar a capacidade de carga axial é de fundamental importância.

Verifica-se, por conseguinte, que esse estudo é fundamental para validar o desempenho estrutural do RAC, promover seu uso eficiente em aplicações estruturais e contribuir para a sustentabilidade na construção civil, por meio da reutilização de RCC e da redução da dependência de agregados naturais.

1.4 SÍNTESE DA METODOLOGIA

Buscando alcançar os objetivos propostos anteriormente mencionados, é apresentado a seguir a síntese da metodologia utilizada. Todos os exemplares serão circulares e submetidos a compressão axial centrada com controle de deslocamento. Salienta-se que a carga será no núcleo de concreto para confinamento por tubos de aço.

- a) **Revisão bibliográfica (Objetivo I):** foi realizada uma revisão sistemática da literatura focada nos avanços das pesquisas em tubos de aço, CFRP e GFRP preenchidos com concreto reciclado (RAC). A pesquisa foi conduzida em bases de dados científicas como *Scopus*, *Web of Science*, *ScienceDirect* e *Google Scholar*, utilizando combinações de palavras-chave. O objetivo foi mapear o estado da arte, analisar as propriedades mecânicas dos sistemas e identificar lacunas de conhecimento;

- b) **Programa experimental (Objetivo II e III):** a metodologia experimental para investigar o comportamento de tubos de aço, CFRP e GFRP preenchidos com concreto com agregado reciclado (RAC) foi estruturada em duas fases: um estudo piloto e uma etapa definitiva. A fase preliminar foi crucial para caracterizar a metodologia e otimizar os ensaios definitivos. Com base nos resultados piloto, a etapa definitiva envolveu a produção e ensaio de 38 exemplares cilíndricos circulares curtos ($L/D \cong 2,0$), distribuídos igualmente entre tubos de aço, tubos de CFRP e tubos de GFRP. Para cada tipo de tubo, foram considerados os teores de substituição de RCA de 0% (concreto convencional) e 100% (RAC) com resistência à compressão estimada em 40 MPa aos 28 dias. Para os tubos de aço, foi alterada a espessura da parede em 4,3 mm, 6,4 mm e 11,6 mm, enquanto para os tubos de CFRP e GFRP, o número de camadas foi modificado em 1, 2 e 3 camadas e 3, 5 e 7 camadas, respectivamente, resultando em três níveis distintos de confinamento para cada material. Todos os exemplares foram submetidos a carregamento axial centrado para avaliar seu comportamento à compressão, resistência máxima, deformabilidade e ao confinamento, permitindo uma análise comparativa aprofundada do desempenho de cada configuração;
- c) **Simulações numéricas (Objetivo IV):** essa etapa tomou como base os dados extraídos experimentalmente da etapa anterior para simular o comportamento do concreto reciclado confinado por diferentes materiais. Os modelos físicos foram representados pelo *software* de elementos finitos, ABAQUS® v.2017. Os modelos numéricos foram calibrados com os experimentais deste estudo e das pesquisas de Gerin (2020), Oliveira (2008), Zhao, Yu e Teng (2015) e Xie e Ozbakkaloglu (2016). Por fim, análises de tensões e deformações circunferenciais, radiais, axiais e de *Von Mises* foram realizadas;
- d) **Desenvolver e avaliar expressões empíricas (Objetivo V):** por meio dos resultados experimentais e numéricos foi possível realizar uma regressão linear da capacidade resistente do concreto confinado em função da pressão lateral de confinamento. Logo, um valor do fator de confinamento foi estimado. Na sequência, foram realizadas análises comparativas com modelos teóricos da literatura, onde foi possível obter expressões semelhantes a elaborada;
- e) **Análise dos resultados (Objetivos II, III, IV e V):** análises qualitativas e quantitativas foram realizadas para examinar sistematicamente os parâmetros críticos que afetam o confinamento de tubos preenchidos com concreto reciclado sujeitos a compressão axial centrada.

1.5 ESTRUTURA DA TESE

Esta tese foi organizada em sete seções, os quais incluem: introdução, concreto de resíduos de concreto, confinamento do RAC, estudo experimental: materiais e métodos, análise experimental, simulações numéricas, conclusão e considerações finais. Além destes, tem-se referências bibliográficas e apêndices que não se caracterizam como capítulos.

O capítulo 2 apresenta as propriedades físicas e mecânicas dos agregados de resíduos de concreto (RCA) e dos concretos reciclados (RAC), abordando sua classificação, características e influência na trabalhabilidade e resistência do material. São descritos os principais métodos de mistura, os efeitos do teor de substituição nas propriedades mecânicas e as normas técnicas e aplicações estruturais do concreto reciclado.

O capítulo 3 apresenta uma revisão sobre os mecanismos de confinamento do concreto, abordando o comportamento de colunas curtas, os modelos teóricos e os materiais utilizados, como FRP e tubos metálicos. São discutidos os principais parâmetros que influenciam o confinamento e comparados os desempenhos de concreto convencional e reciclado. Por fim, o capítulo sintetiza as formulações empíricas e analíticas que fundamentam os modelos numéricos posteriores.

O capítulo 4 descreve o programa experimental desenvolvido para avaliar pilares de concreto convencional e reciclado confinados por tubos de aço e compósitos de fibras. São apresentados os materiais, métodos de ensaio e variáveis estudadas, bem como a análise dos resultados piloto, destacando a influência do tipo de confinamento e do uso de agregados reciclados no desempenho mecânico dos pilares.

O capítulo 5 apresenta e discute os resultados dos ensaios com pilares de concreto convencional e reciclado confinados por tubos de aço, CFRP e GFRP. São analisados os modos de falha, curvas tensão-deformação e parâmetros de resistência, rigidez e ductilidade, além da eficiência do confinamento e da interação entre concreto e material envoltório. O capítulo destaca, ainda, a influência da espessura do tubo e do número de camadas de FRP no desempenho estrutural dos pilares.

O capítulo 6 apresenta as simulações numéricas realizadas para reproduzir o comportamento dos pilares confinados. São descritos os modelos constitutivos, critérios de falha, parâmetros de calibração e a modelagem no software de elementos finitos. Além disso, são comparados os resultados experimentais e numéricos, avaliando a precisão e representatividade dos modelos. Por fim, modelos preditivos da capacidade do concreto reciclado confinado por tubos de aço ou tubos de FRP foram desenvolvidas preliminarmente.

Finalmente, no capítulo 7 são apresentadas as considerações finais considerando todo o desenvolvimento do trabalho, além de sugestões para trabalhos futuros.

CAPÍTULO 2. CONCRETO DE RESÍDUOS DE CONCRETO

Neste capítulo são apresentadas as principais propriedades do agregado de resíduo de concreto, aqui nomeado de *Recycled Concrete Aggregate* (RCA). Além disso, particularidades do concreto no estado fresco ou endurecido com substituição do agregado convencional pelo RCA, aqui denominado de *Recycled Aggregate Concrete* (RAC) ou simplesmente concreto reciclado, serão elencadas e discutidas.

2.1 DEFINIÇÃO DO AGREGADO DE RESÍDUO DE CONCRETO

Em território nacional, o RCC segue a classificação de Classes em A, B, C e D de acordo com a Resolução nº 307 do CONAMA (2002). Os resíduos de Classe A são os reutilizáveis ou recicláveis como agregados, tais como: de construção, demolição, reformas e reparos de pavimentação e edificações e de processo de fabricação e/ou demolição de peças pré-moldadas em concreto. Assim, o presente trabalho tem foco apenas nos resíduos de Classe A, definidos conforme a ABNT NBR 15116 (2021).

Os agregados oriundos da classe A podem ser classificados em agregado de resíduo de concreto (ARC) e Agregado de resíduo misto (ARM). Neste trabalho, algumas siglas seguirão o idioma inglês, portanto, ARC será substituído por *Recycled Concrete Aggregate* (RCA). No caso do RCA, a norma brasileira define como sendo “[...] o agregado reciclado obtido do beneficiamento de resíduo pertencente à classe A, composta em sua fração graúda de, no mínimo, 90% em massa de fragmentos à base de cimento Portland e rochas [...]”.

2.2 PROPRIEDADES DOS AGREGADOS RECICLADOS GRAÚDOS

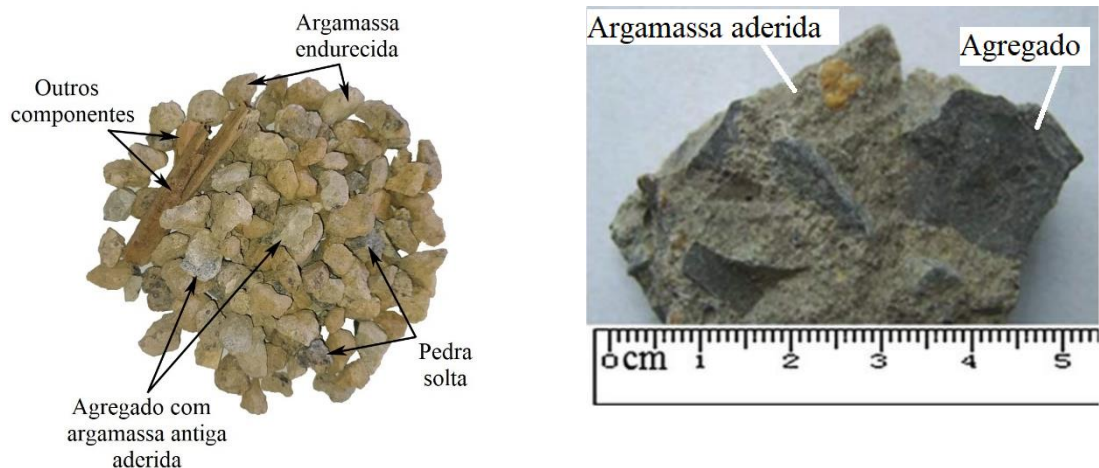
Segundo Neville (2012) e Mehta e Monteiro (2008), a fase agregado é a principal responsável pelas propriedades físicas do concreto. A densidade, resistência do agregado, volume, tamanho, forma, textura e distribuição dos poros influenciam diretamente a massa unitária, módulo de elasticidade e estabilidade dimensional do concreto.

2.2.1 Heterogeneidade, densidade e massa unitária

Ao longo dos anos, muitos autores relatam a grande dificuldade na utilização de agregados de resíduos de concreto provenientes da britagem de resíduos de concreto, devido a

sua heterogeneidade (ANGULO; MUELLER, 2009; DUAN; POON, 2014; ETXEBERRIA *et al.*, 2007; FLOREA; BROUWERS, 2013; HANSEN, 1986; KHOURY *et al.*, 2018; RAVINDRARAJAH; TAM, 1985). De acordo com Hansen (1986), quando o resíduo de concreto sofre o processo de trituração para produção do RCA, uma certa quantidade de argamassa original do concreto permanece aderida aos agregados (Figura 2.1). Duan e Poon (2014) observaram que a fonte e o processo de britagem influenciam na heterogeneidade do agregado de resíduo de concreto. Além disso, caso o concreto original seja muito velho, a quantidade de pasta de cimento e outras impurezas nos agregados reciclados também será maior. Em relação ao RCA proveniente de usinas de reciclagem o teor de argamassa aderida pode chegar a aproximadamente 25%. No caso de RCA originário de concreto muito antigo, a quantidade de argamassa aderida e outras impurezas pode atingir até 37%. Já para o RCA triturado em laboratório, a porcentagem de argamassa aderida pode chegar a quase 64%, devido ao fato de ter passado por apenas um processo de britagem (DUAN; POON, 2014).

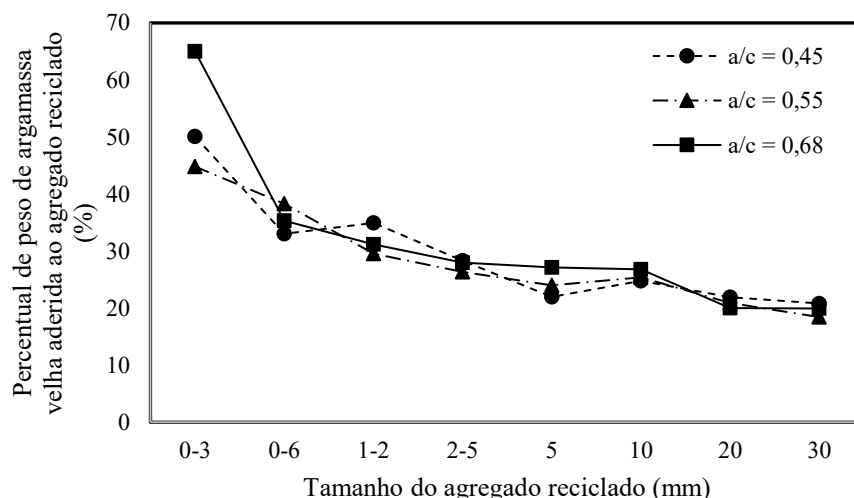
Figura 2.1 - Agregados reciclados oriundos de uma fábrica de reciclagem



Fonte: O autor (2024); adaptado de Xiao (2018)

Hansen (1992) constatou por meio de ensaios experimentais que o volume de argamassa ligada ao agregado reciclado aumenta com a diminuição do tamanho do agregado de origem. Ravindrarajah e Tam (1985) afirmam que há uma média de 50 %, em volume, de argamassa aderida aos agregados de resíduos de concreto (RCA). É apresentado na Figura 2.2 um estudo realizado pela *Building Contractors Society of Japan* (1978, *apud* HANSEN, 1992, p. 34), onde apresenta o peso percentual de argamassa aderida no RCA em função do tamanho do agregado e do fator água/cimento.

Figura 2.2 – Percentual de pasta de cimento aderida ao agregado reciclado em função do tamanho das partículas com diferentes a/c.



Fonte: Adaptado de *Building Contractors Society of Japan* (1978, *apud* HANSEN, 1992, p. 34)

É consenso entre os autores que tanto a densidade, quanto a massa específica são menores para agregados reciclados do que para agregados naturais, devido à sua alta porosidade, ocasionada pela heterogeneidade das partículas (ANGULO; MUELLER, 2009; FLOREA; BROUWERS, 2013; KHOURY *et al.*, 2018). Segundo Florea e Brouwers (2013) e Khoury *et al.* (2018), quanto mais próxima a densidade for do agregado natural, menos argamassa aderida o RCA terá. Essa pasta de cimento possui densidade menor e maior absorção de água do que os agregados naturais, o que torna os agregados de resíduos de concreto um material com grande variação da densidade e absorção de água.

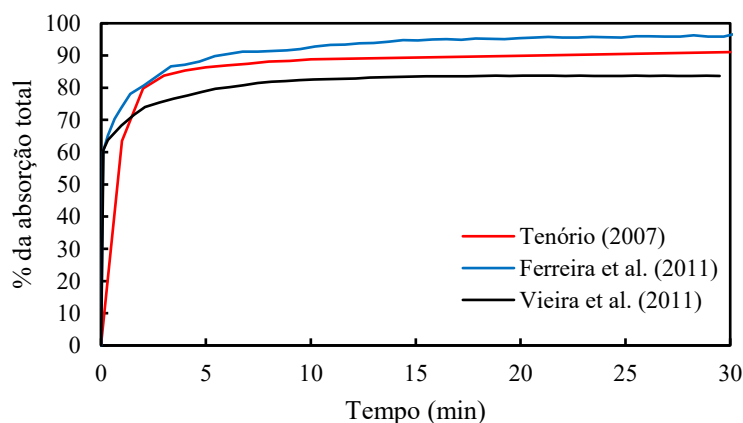
Além da redução dessas propriedades, a massa unitária também sofre queda quando comparada com agregados naturais. Essa é afetada pela forma irregular das partículas, embora essa redução seja também dependente da granulometria do RCA (CABRAL, 2007). Ravindraraiah e Tam (1985) apresentaram massas unitárias de agregados graúdos provenientes da reciclagem de concreto em torno de 8,4% menores em comparação com os agregados naturais.

2.2.2 Porosidade e absorção de água

Geralmente, os agregados naturais quase não apresentam capacidade de absorver água, isso ocorre devido à baixa ou nenhuma porosidade do material. Em contrapartida, os agregados reciclados são muito porosos e, conseqüentemente, apresentam alta taxa de absorção de água (BUTLER; WEST; TIGHE, 2011; GÓMEZ-SOBERÓN, 2002; LEITE, 2001; RAVINDRARAIAH; TAM, 1985). O diâmetro médio dos poros dos agregados de resíduos de concreto é cerca de 40% maior que dos agregados naturais (GÓMEZ-SOBERÓN, 2003).

Devido à alta absorção dos agregados reciclados nos instantes iniciais da mistura, há uma grande perda de trabalhabilidade no concreto e, por esse motivo, o uso de aditivos pode ser necessário para compensar tal perda (CARRIJO, 2005; ETXEBERRIA *et al.*, 2007; FERREIRA; BRITO; BARRA, 2011; LEITE *et al.*, 2013; MONTERO; LASERNA, 2017; VIEIRA; CORREIA; BRITO, 2011). Carrijo (2005) separou as amostras de RCA em densidades e observou uma absorção de 70 a 86% de toda a água nos primeiros 10 minutos. Já Tenório (2007) e Ferreira, Brito e Barra (2011) obtiveram uma absorção de aproximadamente 90% em apenas 5 minutos, ao passo que, para 10 minutos, Vieira, Correia e De Brito (2011) alcançaram cerca de 80% de absorção. É apresentado na Figura 2.3 algumas curvas de absorção x tempo por agregados graúdos reciclados, mostrando como tal propriedade pode variar para cada fonte de agregado reciclado. Segundo Brito e Saikia (2013), essa medição ajuda a prever o comportamento do agregado durante a mistura, além de auxiliar na determinação da quantidade de água adicional adicionada na mistura para compensar a absorção extra dos agregados de resíduos de concreto.

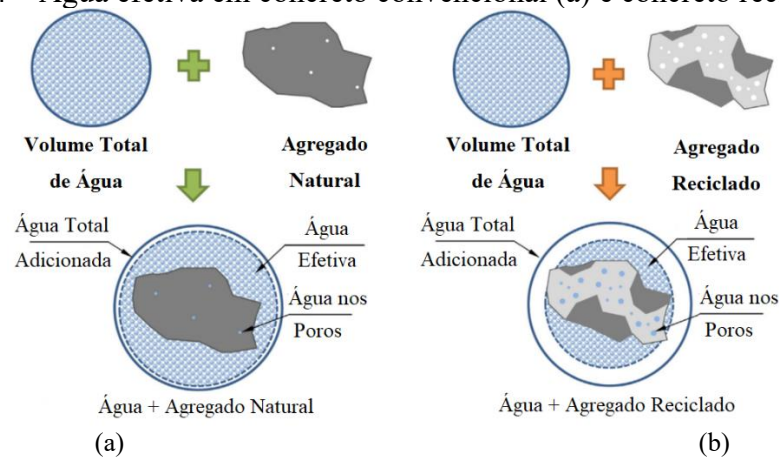
Figura 2.3 – Absorção de água por agregados reciclados graúdos em função do tempo.



Fonte: O autor (2022).

Montero e Laserna (2017) enfatizam que o conceito de água efetiva é importante para desenvolver misturas de concreto, principalmente em relação aos agregados reciclados. Água efetiva é o volume real disponível envolvida na reação do cimento na mistura que não foi absorvida pelos agregados (Figura 2.4). Devido a isso, para manter a trabalhabilidade do concreto com agregados reciclados, é necessário adicionar água a mistura. Mais conceitos sobre trabalhabilidade serão vistos na seção 2.4.1.

Figura 2.4 – Água efetiva em concreto convencional (a) e concreto reciclado (b).



Fonte: Adaptado de Montero e Laserna (2017)

2.2.3 Composição granulométrica, forma e textura das partículas

Em se tratando da composição granulométrica do RCA, esses são ligeiramente diferentes dos agregados naturais. Sua composição é variável e depende da origem dos resíduos, da granulometria do resíduo e do equipamento usado na britagem. Além disso, teor de finos (material de granulometria inferior a 0,15 mm) e de materiais pulverulentos também é variável e dependente desses fatores (BRITO; SAIKIA, 2013; LIMA, 1999; TENÓRIO, 2007). Segundo Lima (1999) e Zheng *et al.* (2018), agregados de resíduos de concreto podem apresentar curvas granulométricas parecidas com as dos agregados naturais, desde que sejam retiradas as frações mais finas.

Rochas britadas tem textura áspera. Dependendo do tipo do equipamento utilizado para a britagem do concreto, o agregado resultante pode conter uma proporção considerável de partículas achatadas ou alongadas que afetam negativamente muitas propriedades do concreto fresco e endurecido. Portanto, quanto maior a proporção dessas partículas, maior será a tendência de acúmulo de filme de água junto à superfície do agregado, enfraquecendo a zona de transição interfacial (ZTI) pasta-agregado, fenômeno conhecido como exsudação. A forma e a textura superficial das partículas do agregado exercem mais influência nas propriedades do concreto no estado fresco do que no estado endurecido (MEHTA; MONTEIRO, 2008; NEVILLE, 2012).

Por se tratar de agregados britados, os agregados de resíduos de concreto apresentam formas mais irregulares e angulares (Figura 2.5a) em comparação com a forma arredondada e irregular dos agregados naturais (Figura 2.5a). A textura do RCA é áspera e porosa, devido à presença de restos de argamassa aderida (Figura 2.5b), enquanto agregados naturais tem textura lisa e áspera (Figura 2.5a) (BUTLER; WEST; TIGHE, 2011; LEITE, 2001;

RAVINDRARAJAH; TAM, 1985; VIEIRA; CORREIA; BRITO, 2011). O fator de forma dos agregados reciclados de concreto é, geralmente, 34% maior em relação ao fator de forma dos naturais (VIEIRA; CORREIA; BRITO, 2011). Devido a sua forma angular e aspereza, haverá maior atrito interno no concreto fresco, promovendo perda de trabalhabilidade (LEITE *et al.*, 2013; RAO; BHATTACHARYYA; BARAI, 2011; THOMAS; THAICKAVIL; WILSON, 2018).

Figura 2.5 – Forma e textura dos agregados naturais (a) e reciclados (b).



Fonte: Butler, West e Tighe (2011)

2.2.4 Resistência à compressão e Módulo de elasticidade

Como apresentado na Tabela 2.1, agregados reciclados apresentam menores valores de resistência ao esmagamento que agregados naturais. Entretanto, todos os casos são superiores a 100 kN, portanto, aplicável em estruturas menores². Importante ressaltar que o valor de resistência ao esmagamento é normatizado pela norma britânica BS 812-112 (1990) por meio do teste de impacto (*aggregate impact value* – AIV).

Tabela 2.1 – Comparação da resistência entre os agregados naturais e os reciclados

Referência	Com 10% de finos (kN) ^a	
	RCA	Agregado natural
Limbachiya, Leelawat e Dhir (2000)	160	289
Tam e Tam (2007)	61,36 – 155,53	189,38
Poon, Shui e Lam (2004)	CRN ^a : 101,9 e CAR ^c : 123,8	159,7
Poon <i>et al.</i> (2004a)	117	159
Kou e Poon (2010)	120	168
Rao, Bhattacharyya e Barai (2011)	115,3	231,3

^a 10% de partículas finas (14 a 10 mm); ^b CRN: Concreto de resistência normal; ^c CAR: Concreto de alta resistência.

Fonte: O autor (2022)

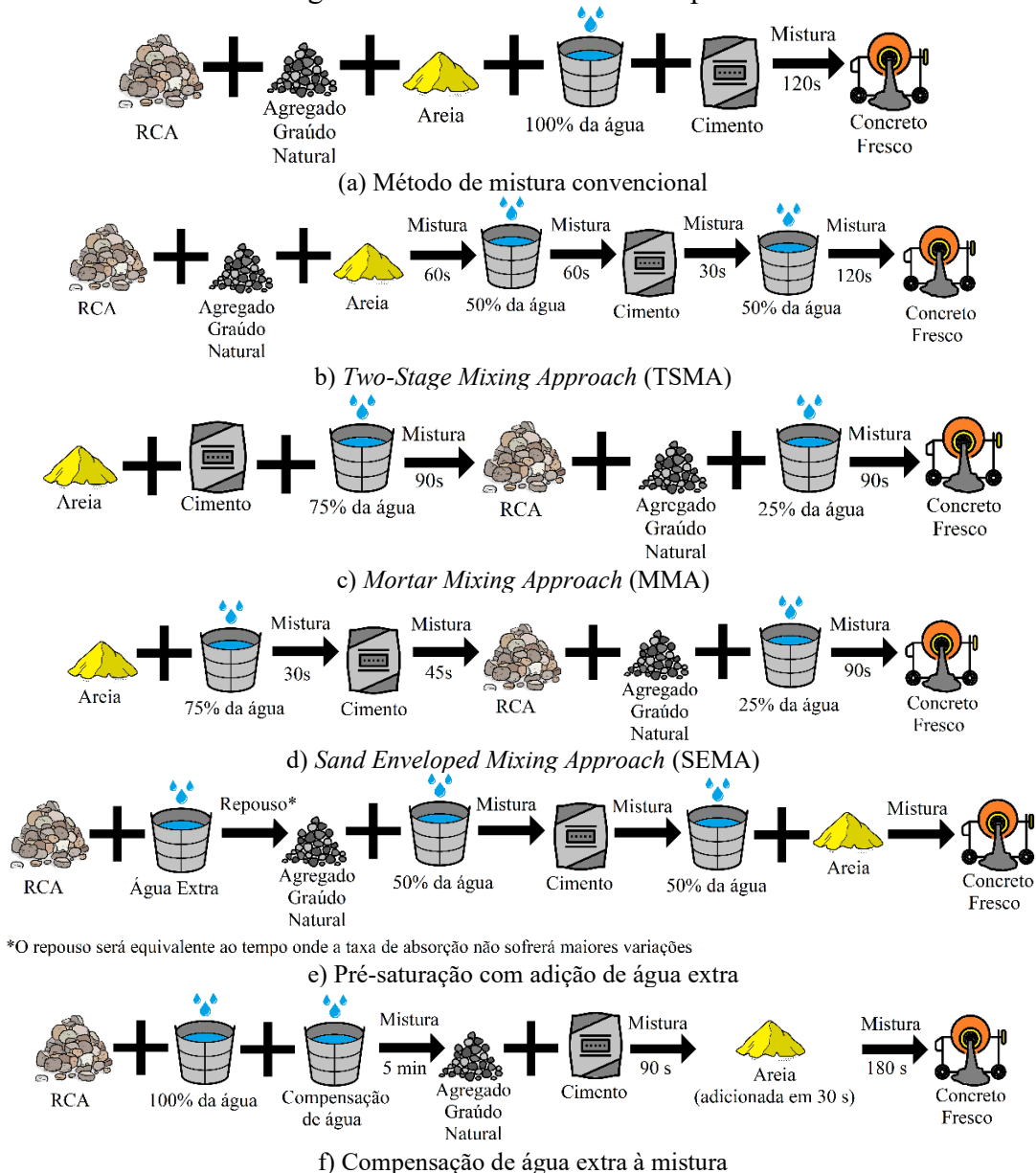
² A norma britânica BS 882 (1992) limita um mínimo de resistência ao esmagamento de 150 kN para o uso de agregados em elementos estruturais. Entretanto, é exigido um mínimo de 100 kN para elementos estruturais menores, como construção de estradas e concreto protendido. Para não estruturais e elementos de sub-base, requer um mínimo de 50 kN. A norma não possui especificações para agregado reciclado.

Análogo a resistência à compressão, o módulo de elasticidade do concreto é tanto maior quanto maior essa propriedade no agregado. Sabendo disso, o RCA possui baixo módulo de elasticidade, o que ocasiona um concreto com baixa rigidez (ETXEBERRIA *et al.*, 2007).

2.3 PROCESSO DE MISTURA

De acordo com Wang *et al.* (2021), três formas de mistura na produção de concreto reciclado se destacam: (1) *two-stage mixing approach* (TSMA) ou mistura em duas etapas, (2) *mortar mixing approach* (MMA) ou mistura de argamassa e (3) *sand enveloped mixing approach* (SEMA) ou mistura envolvida em areia. Esses métodos podem ser observados na Figura 2.6 a seguir.

Figura 2.6 – Métodos de mistura para o RAC



Fonte: O autor (2022)

Enquanto uma mistura convencional (*normal mixing approach* – NMA) é realizada em uma etapa, adicionando os componentes e em seguida acionado o misturador (Figura 2.6a), no método TSMA proposto por Tam, Gao e Tam (2005) esse processo é dividido em duas etapas. A primeira leva a formação de uma fina camada de pasta de cimento na superfície do RCA, permeando na argamassa de cimento antiga e porosa e preenchendo fissuras e vazios. Na segunda etapa, o restante da água é adicionado para complementar o processo e obter o concreto fresco (Figura 2.6b). O método TSMA proporciona melhorias na resistência à compressão do concreto com RCA (TAM; GAO; TAM, 2005).

Liang *et al.* (2013) propuseram as misturas MMA e SEMA para melhorar a trabalhabilidade do concreto reciclado. Em ambos os métodos, o objetivo da combinação é produzir uma pasta de cimento e argamassa de modo que os poros e fissuras do agregado de concreto reciclado possam ser pré-saturados com essa mesma pasta, ao invés de água. Liang *et al.* (2013) concluíram que o método TSMA proporciona o menor abatimento para o RAC, enquanto a mistura SEMA apresentou concreto com maior *slump*, sendo o método indicado para obter maior trabalhabilidade do concreto reciclado.

Além dessas misturas, o método de pré-saturar o agregado reciclado com adição de água extra proposto por Leite (2001) (Figura 2.6e) deve ser mencionado. Nessa metodologia, adiciona-se água extra relativa ao percentual aproximado da absorção do agregado reciclado referente a 10 minutos (ver seção 2.2.2). Esse ponto foi escolhido pois a taxa de absorção não variou muito entre 10 e 30 minutos. Portanto, para o agregado graúdo reciclado, deverá ser adicionada cerca de 40% da capacidade de absorção média do agregado. Essa compensação, relativa à taxa de absorção, permitiu que não houvesse excesso de água na mistura. Entretanto, Leite *et al.* (2013) afirmam que para teores de substituição de 50%, a melhor trabalhabilidade do concreto com RCA foi alcançada com compensação de 80% e 90%. Para maiores teores de substituição, foi recomendado usar no máximo 90% de compensação, visto que os resultados ainda foram muito satisfatórios. Misturas com 60 e 70% de compensação apresentaram baixa trabalhabilidade e segregação pela falta de água livre, não sendo recomendadas.

Segundo Ferreira, Brito e Barra (2011), a quantidade de água adicionada depende do teor inicial de água e absorção efetiva do agregado reciclado durante o período de mistura. Vale ressaltar que o tempo que o agregado deverá ficar imerso em água para atingir a sua pré-saturação e o volume de água extra a ser adicionada irá variar para cada agregado reciclado

coletado para confecção do concreto. Na Figura 2.6f detalha o método proposto por Ferreira, Brito e Barra (2011), sendo uma variação do processo de mistura apresentado por Leite (2001).

2.4 PROPRIEDADES DO CONCRETO RECICLADO EM ESTADO FRESCO

2.4.1 Trabalhabilidade

É um consenso na literatura que os concretos com agregados reciclados (RAC), apresentam menor trabalhabilidade que misturas com agregados naturais (BUTLER; WEST; TIGHE, 2011; ETXEBERRIA *et al.*, 2007; LEITE, 2001; RAO; BHATTACHARYYA; BARAI, 2011; THOMAS; THAICKAVIL; WILSON, 2018). Essa afirmação se fundamenta na maior porosidade apresentada pelo material reciclado, onde possui maior absorção de água o que diminui a água livre da mistura. Além disso, a forma angular e aspereza dos agregados reciclados também afetam a trabalhabilidade (ver 2.2.3).

Para manter a trabalhabilidade do concreto, alguns pesquisadores argumentam que o RCA deve ser molhado antes do uso. Caso esse processo não seja feito, além da trabalhabilidade, o controle da relação água/cimento também será perdido (BUTLER; WEST; TIGHE, 2011; CHEN; YEN; CHEN, 2003; ETXEBERRIA *et al.*, 2007; LEITE, 2001; POON *et al.*, 2004). Etxeberria *et al.* (2007) recomendam uma molhagem de 80% da capacidade total de absorção, assim como a ABNT NBR 15116 (2021), embora essa última seja uma recomendação somente para concretos não estruturais. Vale ressaltar que esse valor não é absoluto, uma vez que o agregado reciclado dependerá do processo de britagem e da composição dos agregados. Os autores destacam ainda que os agregados de resíduos de concreto não devem ser saturados, pois, provavelmente, isso resultaria em uma falha na zona de transição interfacial (ZTI) entre o agregado e a nova pasta de cimento. Além disso, a rigidez ou o módulo de elasticidade do concreto também são influenciados pelas características da zona de transição, devido ao volume de vazios e eventuais microfissuras.

2.5 PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO RECICLADO

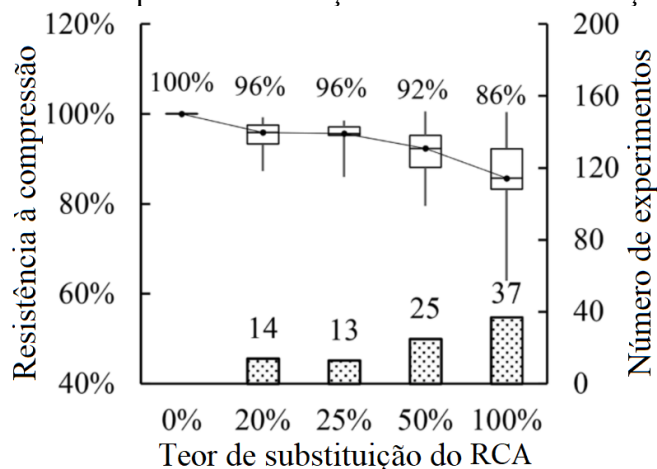
2.5.1 Resistência à compressão

Devido à maior porosidade, em geral, os concretos reciclados apresentam menores resistências à compressão que concretos naturais, para um mesmo consumo de cimento (BAI *et al.*, 2020; BARBUDO *et al.*, 2013; GÓMEZ-SOBERÓN, 2002; RAHAL, 2007; RAO; BHATTACHARYYA; BARAI, 2011; RAVINDRARAJAH; LOO; TAM, 1987;

RAVINDRARAJAH; STEWART; GRECO, 2001; THOMAS; THAICKAVIL; WILSON, 2018; WANG *et al.*, 2021; XIAO; LI; ZHANG, 2005; ZHENG *et al.*, 2018).

Wang *et al.* (2021) realizaram uma ampla revisão de literatura sobre concreto com agregados reciclados. São apresentados na Figura 2.7, os resultados da resistência a compressão do concreto reciclado de diversos autores, onde a linha conecta os valores médios com diferentes teores de substituição e as colunas hachuradas representam o número de experimentos relevantes considerados. Nota-se que a resistência reduziu, em média, cerca de 14% com 100% de substituição por RCA. Apesar disso, até 25% de substituição não são observadas grandes mudanças na resistência à compressão do RAC (BARBUDO *et al.*, 2013; ETXEBERRIA *et al.*, 2007; RAO; BHATTACHARYYA; BARAI, 2011; THOMAS; THAICKAVIL; WILSON, 2018). Outro ponto a ser observado é a distância dos quartis, quanto maior o teor de substituição, maior esse intervalo, o que demonstra uma maior dispersão dos dados. Tal fato pode ser atribuído pela heterogeneidade dos agregados reciclados, pois de acordo com resultados obtidos por Etxeberria *et al.* (2007), para uma substituição em 100% por RCA, o desvio padrão das amostras aumentou em 50%.

Figura 2.7 – Resistência à compressão em função do teor de substituição conforme literatura

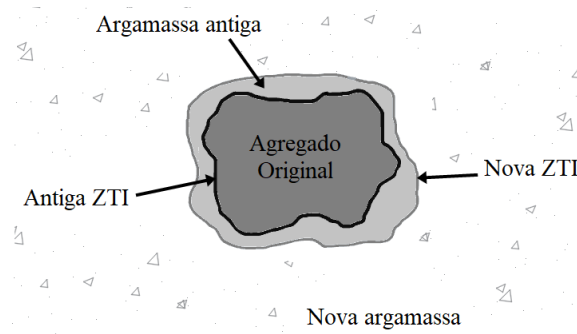


Fonte: Adaptado de Wang *et al.* (2021)

A perda de resistência à compressão devido ao aumento do teor de substituição do agregado natural pelo reciclado é atribuída à presença de dois tipos de zonas de transição interfacial (ZTI) na matriz cimentícia. Essa representa a ligação entre agregado e pasta e é normalmente mais fraca que o agregado ou pasta de cimento hidratada. No concreto convencional, a ZTI ocorre entre o agregado e a argamassa ou entre agregados (MEHTA; MONTEIRO, 2008; NEVILLE, 2012), enquanto no concreto com RCA, ela aparece entre o agregado original, a argamassa aderida antiga e a nova (ETXEBERRIA *et al.*, 2007; TAM;

GAO; TAM, 2005; THOMAS; THAICKAVIL; WILSON, 2018) (Figura 2.8) o que resulta em uma ligação mais frágil.

Figura 2.8 – Esquema da antiga e da nova ZTI no agregado reciclado.



Fonte: O autor (2022)

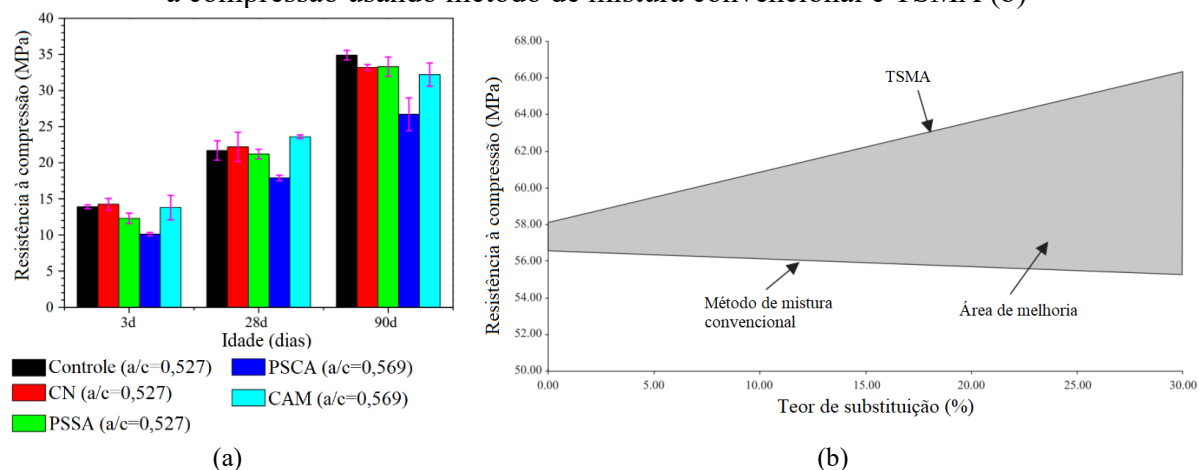
Autores afirmam que o aumento do número de etapas no processo de britagem do RCA pode aumentar a resistência à compressão do concreto, pois torna as partículas mais arredondadas e com menor quantidade de argamassa aderida nos agregados (PEDRO; BRITO; EVANGELISTA, 2014; DUAN; POON, 2014). Duan e Poon (2014) realizaram ensaios de resistência à compressão de concretos reciclados feitos com RCA de diferentes origens. Nessa pesquisa, foram variadas a quantidade de argamassa antiga aderida em 24,3%, 34% e 61,1% (RCA1, RCA2 e RCA3, respectivamente). Houveram grandes reduções da resistência ao utilizar 100% de agregado reciclado de 34% e 61,1% de argamassa, principalmente para concretos de 80MPa (C80). Portanto, para menor fator a/c, ou seja, maiores resistências, mais difícil foi atingir esse parâmetro para agregados com altos índices de argamassa antiga aderida. Isso se deu ao fato da natureza mais porosa do RCA2 e RCA3, o que proporcionou maiores absorções dos agregados e uma zona de transição interfacial (ZTI) mais frágil. Tal fato reforça a necessidade de um bom controle de materiais na produção do RAC.

Assim como no concreto convencional, muitos autores relacionam a perda de resistência à compressão do concreto reciclado com a alta relação água/cimento (RAHAL, 2007; RAVINDRARAJAH; LOO; TAM, 1987; RAVINDRAJAH; LOO; TAM, 1988; VERIAN; ASHRAF; CAO, 2018). Apesar disso, o valor da resistência à compressão do RAC varia muito para uma baixa relação a/c (RAVINDRAJAH; LOO; TAM, 1988; VERIAN; ASHRAF; CAO, 2018). Em resultados apresentados por Thomas, Thaickavil e Wilson (2018), houve uma redução de 19% da resistência à compressão para 100% de substituição, quando a relação a/c aumentou de 0,4 para 0,5. Segundo Khan (1984, *apud* KISKU *et al.*, 2016, p. 3), a relação a/c do concreto reciclado deve ser entre 0,05 e 0,1 menor que do concreto convencional para atingir o valor de resistência à compressão semelhante.

Embora diversos estudos mostrem uma menor resistência com o aumento do teor de substituição do agregado natural pelo reciclado, existem casos onde a resistência à compressão do concreto aumenta com essa substituição (BUTLER; WEST; TIGHE, 2013; FONSECA; BRITO; EVANGELISTA, 2011). Essa diferença pode ser atribuída ao tipo de britadores utilizado na produção dos agregados e, conseqüentemente, na porosidade, o tipo de cimento, a composição do resíduo, a origem e principalmente a metodologia de mistura (CABRAL, 2007).

Referente ao método de pré-saturar, Zhao, Zeng e Zhang (2017) estudaram a influência na resistência à compressão do concreto reciclado levando em consideração quatro métodos de mistura: convencional (CN), pré-saturação sem adição de água extra (PSSA), pré-saturação com adição de água extra (PSCA) e compensação de água extra à mistura (CAM). Os resultados dos autores são apresentados na Figura 2.9a. O processo de pré-saturação com adição de água extra (PSCA) levou a uma queda da resistência à compressão, devido a liberação de água pré-absorvida, aumentando a relação a/c efetiva ao redor do agregado reciclado. O processo de compensação de água extra à mistura (CAM) também levou a um aumento da relação a/c efetiva, levando a uma leve redução da resistência à compressão aos 90 dias de cura.

Figura 2.9 – Influência dos processos de mistura na resistência à compressão (a) e resistência à compressão usando método de mistura convencional e TSMA (b)



Fonte: Adaptado de Zhao, Zeng e Zhang (2017) e Tam, Gao e Tam (2005)

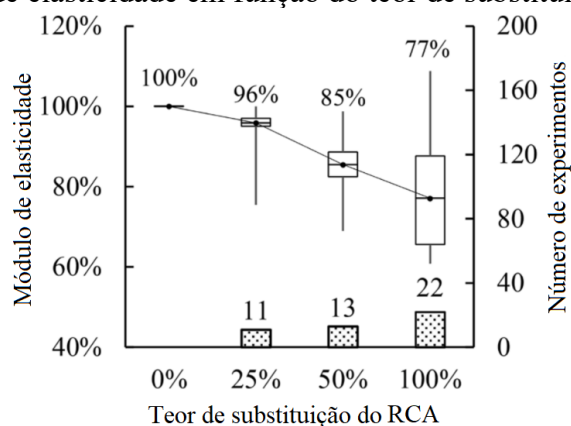
Como abordado na seção 2.3, alguns métodos de mistura são mais comuns na literatura, como o TSMA, MMA e SEMA. Referente ao processo TSMA, elaborado por Tam, Gao e Tam (2005), esse proporciona grandes melhorias na resistência a compressão do concreto aos 28 dias, como apresentado na Figura 2.9b. Em uma análise microscópica do RCA, foi observado que após a adoção do método TSMA, os poros dos agregados reciclados foram preenchidos com pasta de cimento, o que proporcionou um aumento da resistência à compressão.

2.5.2 Módulo de elasticidade

Um dos principais fatores que afeta o módulo de elasticidade do concreto é o agregado, sua forma, textura, granulometria e composição mineralógica podem influenciar a maior ou menor fissuração na ZTI. Ademais, para agregados mais porosos, o módulo de elasticidade do concreto diminui, pois influencia na rigidez da partícula (MEHTA; MONTEIRO, 2008).

Com relação ao concreto reciclado, é apresentado na Figura 2.10 uma relação entre os módulos de elasticidades e diferentes teores de substituição de acordo com diversos autores, onde a linha conecta os valores médios com diferentes teores de substituição e as colunas hachuradas representam o número de experimentos relevantes considerados. Como era esperado, há uma tendência decrescente do módulo de elasticidade com o aumento do teor de substituição, devido ao aumento da porosidade no RAC e da grande deformabilidade da argamassa aderida (DUAN; POON, 2014; ETXEBERRIA *et al.*, 2007; FONSECA; BRITO; EVANGELISTA, 2011; GÓMEZ-SOBERÓN, 2002; PEDRO; BRITO; EVANGELISTA, 2014; RAHAL, 2007; SILVA; BRITO; KUMAR, 2016; THOMAS; THAICKAVIL; WILSON, 2018; VERIAN; ASHRAF; CAO, 2018; WANG *et al.*, 2021; XIAO, 2018). Percebe-se que até 25%, há pouca queda do módulo de elasticidade em comparação com o concreto convencional. Em média, houve uma redução da rigidez para um teor de substituição de 100% cerca de 23%. De acordo com Xiao (2018), o módulo de elasticidade pode diminuir em até 45% para substituição de 100% por RCA. Como na resistência à compressão, há uma grande variabilidade dos resultados para substituição total por RCA, devido a inconsistência da qualidade das partículas e sua grande heterogeneidade.

Figura 2.10 – Módulo de elasticidade em função do teor de substituição conforme literatura.



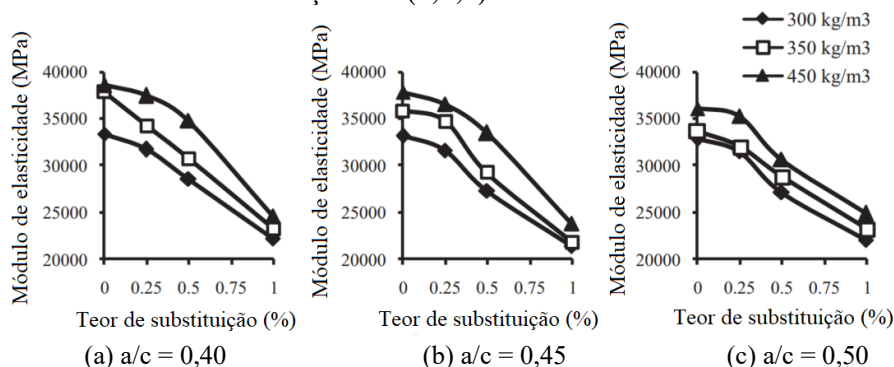
Fonte: Adaptado de Wang (2021)

O processo de britagem também pode ser relacionado com a queda do módulo de elasticidade. Durante esse processo, há a formação de microfissuras na argamassa aderida.

Além disso, o módulo de elasticidade é determinado durante a fase de pré-fissuração e, portanto, haverá a possibilidade do surgimento de microfissuras na argamassa aderida. Tais fatores interferem na rigidez do RAC, o que resulta em módulos de elasticidade menores que o concreto convencional (PEDRO; BRITO; EVANGELISTA, 2014; SILVA; BRITO; KUMAR, 2016; THOMAS; THAICKAVIL; WILSON, 2018). Segundo Fonseca, Brito e Evangelista (2011), o método de cura também tem grande influência na rigidez do RAC. Os autores observaram que até 20% de substituição, a cura em câmara úmida foi a que apresentou os melhores resultados, mantendo o módulo de elasticidade praticamente constante. Para substituições maiores, é recomendado o uso de cura por imersão. Por outro lado, à medida que o teor de umidade diminui, há uma clara tendência decrescente no módulo de elasticidade.

O uso de concretos com alta resistência também demonstraram ter influência positiva no módulo de elasticidade dos concretos reciclados (DUAN; POON, 2014; GONZALEZ; ETXEBERRIA, 2014; KOU; POON; CHAN, 2008; PEDRO; BRITO; EVANGELISTA, 2014; SILVA; BRITO; KUMAR, 2016). Em resultados de Gonzalez e Etxeberria (2014), para concretos de 100 MPa feitos com 100% de substituição, houve uma redução de 9% do módulo de elasticidade, enquanto para 60 MPa e 40 MPa, as reduções foram de 20 e 26%, respectivamente. Brito e Robles (2010) e Pedro, Brito e Evangelista (2014) observaram resultados semelhantes e justificaram essa diferença pela melhor ligação na interface dos agregados, tornando o concreto reciclado mais rígido. Thomas, Thaickavil e Wilson (2018) relatam que o aumento de a/c reduziu a queda do módulo de elasticidade com o aumento do teor de substituição (Figura 2.11a, 2.11b e 2.11c). Atrelado a isso, com o aumento do teor de cimento, há uma ligação entre os agregados reciclados mais rígida, devido ao seu formato angular e a ligação com a argamassa aderida.

Figura 2.11 – Efeito da relação a/c (a,b,c) no módulo de elasticidade no RAC



Fonte: Adaptado de Thomas, Thaickavil e Wilson (2018)

Apesar de ser consenso na literatura de que o aumento do teor de RCA na mistura diminui o módulo de elasticidade, existem estudos onde o módulo de elasticidade aumentou com o aumento do teor de substituição, como o trabalho de Wang *et al.* (2019).

Os métodos de mistura também auxiliam na melhora da rigidez do concreto reciclado. De acordo com Ferreira, Brito e Barra (2011), o módulo de elasticidade das misturas produzidas com a compensação de água foi maior que a mistura pré-saturada para teores de substituição entre 20% e 50%. Essa melhora foi atribuída ao “efeito prego” (*nailing effect*), pois houve a penetração da pasta de cimento nos poros superficiais das partículas do agregado reciclado. Quanto ao método de pré-saturar, foi considerado prejudicial, devido ao alto nível de umidade na superfície e dentro dos poros antes da mistura, diminuindo o “efeito prego” e, consequentemente, uma ZTI mais frágil com menor rigidez.

Diversos estudos tentam estabelecer relações entre a resistência à compressão e o módulo de elasticidade. Enquanto as normas americanas ACI 318-19 (2019) e ACI 363R-10 (2010) superestimaram a previsão do módulo de elasticidade para concretos contendo RCA, a rigidez calculada pelo CEB-FIP Model Code (2010) foi considerada de acordo com os resultados experimentais para concreto convencional e reciclado (KOU; POON, 2008; OLIVEIRA; VAZQUEZ, 1996; RAHAL, 2007; SILVA; BRITO; KUMAR, 2016; XIAO; LI; ZHANG, 2006). Ao longo dos anos, vários autores propuseram expressões que pudessem estimar o módulo de elasticidade do RAC (CABRAL *et al.*, 2010; DHIR; LIMBACHIYA; LEELAWAT, 1999; RAVINDRARAJAH; TAM, 1985; XIAO; LI; ZHANG, 2006). As equações de cada uma dessas normas e autores podem ser vistas na Tabela 2.2, onde E_c é o módulo de elasticidade do concreto, ρ_c é o peso específico do concreto, f_{ck} é a resistência à compressão e α_E é coeficiente de acordo com o tipo do agregado.

Tabela 2.2 – Equações do módulo de elasticidade segundo normas vigentes e bibliografia

Normas vigentes	
Norma	Módulo de elasticidade (MPa)
ACI 318-19 (2019)	$E_c = \rho_c^{1,5} \cdot 0,044 \sqrt{f_{ck}}$
ACI 363R-10 (2010)	$E_c = 3320 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 6900$ para $21 \text{ MPa} < f_{ck} < 83 \text{ MPa}$
CEB-FIP Model Code (2010)	$E_c = \alpha_E \cdot 21500 \cdot [(f_{ck} + 8)/10]^{1/3}$
Eurocode 2 (2004)	$E_c = \alpha_E \cdot 22000 \cdot [(f_{ck} + 8)/10]^{0,3}$
ABNT NBR 6118 (2023)	$E_c = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}}$ para f_{ck} de 20 MPa a 50 MPa
ANSI/AISC 360 (2016)	$E_c = 4700 \cdot \sqrt{f_{ck}}$
DBJ/T 13-51 (2010)	$E_c = 100000 / (2,2 + 27,8/f_{ck})$
Bibliografia	
Referências	Módulo de elasticidade (GPa)
Ravindrarah e Tam (1985)	$E_c = 7,77 \cdot f_{cm}^{0,33}$

Kakizaki <i>et al.</i> (1988, <i>apud</i> XIAO, LI, ZHANG, 2006)	$E_c = 1,9 \cdot 10^2 \cdot \left(\frac{\rho}{2300}\right)^{1,5} \cdot \sqrt{f_{cm}/2000}$
Dhir, Limbachiya e Leelawat (1999)	$E_c = 0,37 \cdot f_{cm} + 13,1$
Dillmann (1998, <i>apud</i> XIAO, LI, ZHANG, 2006)	$E_c = 0,63443 \cdot f_{cm} + 3,0576$
Mellmann (1999, <i>apud</i> XIAO, LI, ZHANG, 2006)	$E_c = 0,378 \cdot f_{cm} + 8,242$
Zilch e Roos (2001, <i>apud</i> XIAO, LI, ZHANG, 2006)	$E_c = 9,1 \cdot (f_{cm} + 8)^{1/3} \left(\frac{\rho}{2400}\right)^2$
Xiao, Li e Zhang (2006)	$E_c = 10^5 \cdot (2,8 + 40,1/f_{cm})$
Cabral <i>et al.</i> (2010)	$E_c = 2,58 \cdot f_{cm}^{0,63}$

* $\alpha_E = 1,2$ para basalto e diabásio, $\alpha_E = 1,0$ para granito e gnaiss, $\alpha_E = 0,9$ para calcário, $\alpha_E = 0,7$ para arenito

Fonte: O autor (2022)

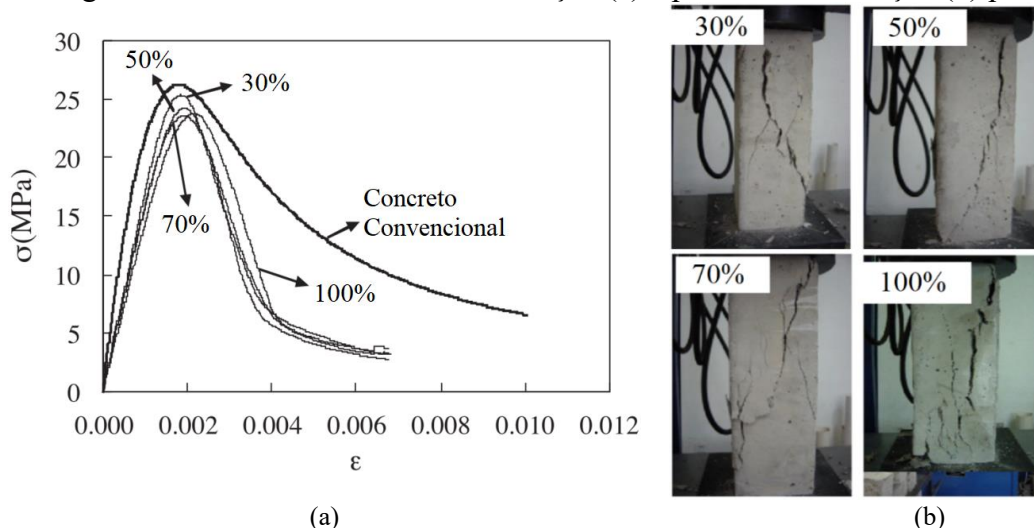
De acordo com a norma europeia Eurocode 2 (2004) e a brasileira ABNT NBR 6118 (2014), as deformações elásticas do concreto dependem principalmente de sua composição, especialmente seus agregados (basalto, quartzito, calcário e arenito). Utilizando a equação do módulo de elasticidade disponível no Eurocode 2 (2004) para basalto e arenito, Silva, Brito e Kumar (2016) compararam resultados de 588 misturas de concreto oriundos de 43 publicações. De acordo com a pesquisa, há uma chance de 95% dos módulos de elasticidade serem superiores a curva de agregado de arenito para concretos reciclados. Além disso, boa parte dos resultados da literatura se encontram entre as curvas do Eurocode 2 referente ao basalto e ao arenito. Silva, Brito e Kumar (2016) também realizaram um comparativo entre as equações provenientes de diversos documentos. A grande maioria das curvas se concentraram entre as curvas do Eurocode 2 (2004) referente ao agregado de arenito e granito, com exceção dos resultados de Dillmann (1998, *apud* SILVA; BRITO; KIMAR, 2016, p. 2181).

2.5.3 Modos de falha do concreto reciclado

O concreto com agregados reciclados possui modos de falha semelhantes em comparação aos concretos convencionais (BERNDT, 2009; ETXEBERRIA *et al.*, 2007; RAO; BHATTACHARYYA; BARAI, 2011; RYU, 2002; XIAO; LI; ZHANG, 2005). De acordo com Xiao, Li e Zhang (2005), durante as fases iniciais de carregamento à compressão do concreto reciclado, o comportamento foi análogo ao do concreto convencional. A partir da tensão de pico, pequenas fissuras são formadas ao longo do corpo de prova, desempenho também muito semelhante entre os dois tipos de concreto. Em seguida, há uma queda das tensões e as microfissuras se juntam, formando macrofissuras. Vale ressaltar, que para o RAC, essa queda foi muito mais rápida que o concreto convencional, como mostra a Figura 2.12a, juntamente com os teores de substituição em porcentagem. Os autores relacionam esse fato ao aumento da deformação de pico e uma diminuição na ductilidade do concreto reciclado, fato atribuído a redução do módulo de elasticidade. É apresentado na Figura 2.12b os padrões de fissuração

para corpos de prova de RAC submetidos a compressão axial. Nota-se um modo de falha ao cisalhamento, com planos de fissuras inclinadas.

Figura 2.12 – Curvas tensão x deformação (a) e padrão de fissuração (b) para o RAC



Fonte: Adaptado de Xiao, Li e Zhang (2005)

Para concretos convencionais, a zona de transição interfacial (ZTI) é a fase limitante da resistência (MEHTA; MONTEIRO, 2008). Por outro lado, resultados apontam que a principal falha do concreto reciclado ocorre através da argamassa aderida e dos agregados, diferente do que acontece com o concreto convencional (BERNDT, 2009; ETXEBERRIA *et al.*, 2007; RAO; BHATTACHARYYA; BARAI, 2011; RYU, 2002).

2.6 RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS

A elaboração de normas técnicas auxilia na disseminação e consolidação da aplicação do concreto reciclado na indústria da construção civil, além de propiciar qualidade e segurança. De acordo com Agrela, Alaejos e Juan (2013), a primeira norma internacional com recomendações para o uso de agregados de resíduos de concreto foi publicada no ano de 1994 intitulada *Specifications for Concrete with Recycled Aggregates* pelo *International union of laboratories and experts in construction materials, systems and structures* (RILEM). Entretanto, em território nacional, somente no ano de 2002 o Brasil começou a regulamentar o uso de materiais reciclados com a resolução CONAMA 307. Em 2004, elaborou-se a norma ABNT NBR 15116 (2021) referente a aplicação dos agregados reciclados para utilização em pavimentos e preparo de concreto, no entanto, sem função estrutural. A recente atualização da norma ABNT NBR 15116 (2021) estabeleceu, pela primeira vez no contexto normativo brasileiro, a possibilidade de utilização de agregados reciclados em elementos estruturais de

concreto, porém com restrição significativa - limitando o teor máximo de substituição a 20% da massa total de agregados graúdos.

Em comparação com normas internacionais, a brasileira é a que permite a maior quantidade de material fino passante na peneira de 0,075 mm. Pelissari (2016) afirma que esse material fino pode influenciar nas propriedades da mistura como resistência à compressão e o módulo de elasticidade, devido as chances de existirem materiais contaminantes. Vale destacar que a ABNT NBR 15116 (2021) também impõe menores restrições para o RCA com relação as impurezas, assim como a japonesa (JIS A 5021, 2005), no entanto, essa última é apenas para ARM. As normas alemãs, belgas, portuguesas e britânicas possuem diversas classificações para o agregado reciclado, dividindo-os em função dos percentuais de concreto e alvenaria. Em diversos países (Alemanha, Austrália, Bélgica, Hong Kong, Reino Unido, Holanda, Portugal, Suíça, Dinamarca, Espanha, Japão), a substituição parcial ou total do agregado convencional pelo reciclado também está presente em normas técnicas, auxiliando a aplicação desse material em estruturas de concreto.

A NBR 15116 (2021) não impõe diretamente um limite de massa específica mínima de forma isolada, mas sim limites para a absorção de água, que está intrinsecamente ligada à massa específica e à quantidade de argamassa aderida ao agregado. Já as normas internacionais apresentam uma semelhança na limitação da densidade mínima, cerca de 2000 kg/m³ para o RCA na grande maioria, sendo a japonesa a limitação menos conservadora. Referente a absorção de água, a limitação do RCA fica entre 3 e 10%. Vale ressaltar que países como Alemanha, Austrália, Bélgica, Hong Kong, Japão, Portugal e Reino Unido também permitem a aplicação do RCA como agregado em concretos estruturais, dependendo da agressividade do meio e do teor de substituição.

2.7 APLICAÇÕES DO RAC

As aplicações do concreto com agregados reciclados como elementos estruturais se concentram principalmente na Europa, com destaque para a Alemanha. Stürmer e Kulle (2017) estimaram que centenas de construções ao redor desse país foram executadas com agregados de resíduos de construção e demolição. Na Figura 2.13a, é apresentado um mapa do território alemão com as localizações das construções que utilizaram o concreto reciclado, entre os anos de 1994 e 2017. De acordo com Silva, Brito e Dhir (2019), a disponibilidade de normas alemãs sobre o RAC impulsionaram o uso desse material em estruturas.

[illegible]

(b)

A primeira construção em concreto com RCA alemã data do ano de 1995, muito antes da primeira publicação de norma que possibilitasse e auxiliasse o uso do RCA em concretos estruturais (DEUTSCHEN BUNDESSTIFTUNG UMWELT, 2015). O edifício foi construído em Osnabrück, ao norte do país (Figura 2.13b) e trata-se de um prédio administrativo da Fundação Federação Alemã para o Meio Ambiente (*Deutschen Bundesstiftung Umwelt* - DBU). De acordo com Deutschen Bundesstiftung Umwelt (2001), diversos cuidados foram tomados durante o projeto e a obra, devido à falta de normas que regulamentassem o uso desse material até aquele momento. Como por exemplo, o projetista estrutural previu concreto C25, mas para garantir a segurança da edificação, foi utilizado concreto C35.

54

Figura 2.14 – Samwoh Eco-Green Building (a) e Waldspirale (b)

Fonte: Samwoh³, hundertwasser⁴

Quadro 2.1 – Principais construções utilizando concreto reciclado

Construção	Localização	Conclusão	Função	Referência
<i>Wissenschafts-und Technologiezentrum</i>	Heilbronn, Alemanha	2012	Centro de ciências e tecnologias	TAB (2016) ⁵
<i>Hong Kong Wetland Park</i>	Hong Kong	2006	Parque	Kevinhksouth (2006) ⁶
<i>Samwoh Eco-Green Building</i>	Singapura	2010	Educacional	Yong, Pin e Fong (2010)
<i>Werdwies</i>	Zurique, Suíça	2007	Habitacional	Stadt Zürich (2017) ⁷
<i>Im Birch</i>	Zurique, Suíça	2004	Educacional	
<i>Environmental Building</i>	Watford, Reino Unido	-	Escritórios	-

Fonte: O autor (2022)

No contexto brasileiro, embora não exista registro preciso da primeira obra a utilizar agregados reciclados, destaca-se como projeto pioneiro o Estádio Plácido Aderaldo Castelo (Castelão Verde) em Fortaleza-CE. Durante sua reestruturação em dezembro de 2010, implementou-se processo de trituração *in situ* dos resíduos de demolição, gerando aproximadamente 36.000 toneladas de agregado reciclado, material este integralmente reaproveitado nas camadas de base e sub-base dos pavimentos do complexo esportivo (ABRECON, 2011)⁸. Paralelamente, a Arena Fonte Nova em Salvador-BA constitui outra obra relevante, onde cerca de 1.000 toneladas de concreto britado proveniente da demolição do estádio anterior (Figura 2.15a) foram reintegradas ao processo construtivo entre 2010 e 2013, sendo 90% deste material aplicado diretamente nas fundações, pavimentos internos e áreas de

³ Disponível em: <https://www.samwoh.com.sg/what-we-do/innovative-solutions/>. Acesso em: 13 junho, 2025.⁴ Disponível em: https://hundertwasser.com/en/architecture/arch120_die_wald-spirale_von_darmstadt_1547. Acesso em: 13 junho, 2025.⁵ Disponível em: https://www.tab.de/artikel/tab_Herzstueck_des_Zukunftsparks_in_Heilbronn_2543230.html. Acesso em: 11 maio, 2022⁶ Disponível em: <https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Hkwetlandparkindoor.jpg>. Acesso em: 11 maio, 2022⁷ <https://www.stadt-zuerich.ch/beton-konkret>. Acesso em: 11 maio, 2022.⁸ Disponível em: https://abrecon.org.br/artigos/castelao-verde-obra-se-destaca-em-aproveitamento-de-material-reciclado?utm_source=chatgpt.com. Acesso em: 14 junho, 2025.

circulação da nova arena (Figura 2.15b), enquanto os 10% remanescentes foram destinados a obras de infraestrutura urbana (GE, 2012)⁹.

Figura 2.15 – Demolição da antiga Arena Fonte Nova (a) e Arena Fonte Nova atualmente (b)



Fonte: globo esporte¹⁰, g1¹¹

2.8 COMENTÁRIOS DO CAPÍTULO

Este capítulo apresenta estudos sobre o agregado de resíduo de concreto (RCA) e o concreto reciclado (RAC), destacando suas características e desempenho. O RCA pode substituir parcial ou totalmente o agregado natural, sendo que substituições de até 30% mantêm boas propriedades mecânicas. Teores maiores reduzem a trabalhabilidade, resistência e módulo de elasticidade, devido à alta absorção e à textura irregular do RCA. Para minimizar esses efeitos, métodos de mistura são aplicados. De acordo com Brito e Saikia (2013), o método de Leite (2001), onde há pré-saturação dos agregados por 10 minutos com absorção de 85 – 90% tem sido a técnica mais utilizada.

A redução do módulo de elasticidade e da resistência à compressão com o aumento do teor de substituição está associada à presença da argamassa residual aderida ao agregado reciclado. Contudo, técnicas de mistura aprimoradas permitem melhorar as propriedades mecânicas do concreto reciclado, tornando-as comparáveis às do concreto convencional.

De acordo com as propriedades apresentadas sobre RAC, fica evidente que há possibilidade de uso desse material para fins estruturais. No entanto, vale ressaltar que suas propriedades mecânicas serão inferiores aos do concreto convencional, sendo necessárias algumas ressalvas para que possa ser aplicado com qualidade e segurança. Como apresentado

⁹ Disponível em: https://ge.globo.com/ba/noticia/2012/10/sustentavel-por-natureza-fonte-nova-fara-reuso-de-agua-da-chuva.html?utm_source=chatgpt.com. Acesso em: 14 junho, 2025.

¹⁰ Disponível em: <https://ge.globo.com/ba/noticia/2012/08/reciclada-fonte-nova-renasce-dois-anos-apos-implosao.html>. Acesso em: 14 junho, 2025.

¹¹ Disponível em: <https://g1.globo.com/ba/bahia/noticia/regiao-da-arena-fonte-nova-em-salvador-mantem-movimento-intenso-4-anos-apos-a-copa.ghtml>. Acesso em: 14 junho, 2025.

nas seções 2.6 e 2.7, o RAC já vem sendo normatizado e aplicado em diversos países a anos, mostrando que sua aplicação tem sido satisfatória em quase todos os tipos de construção.

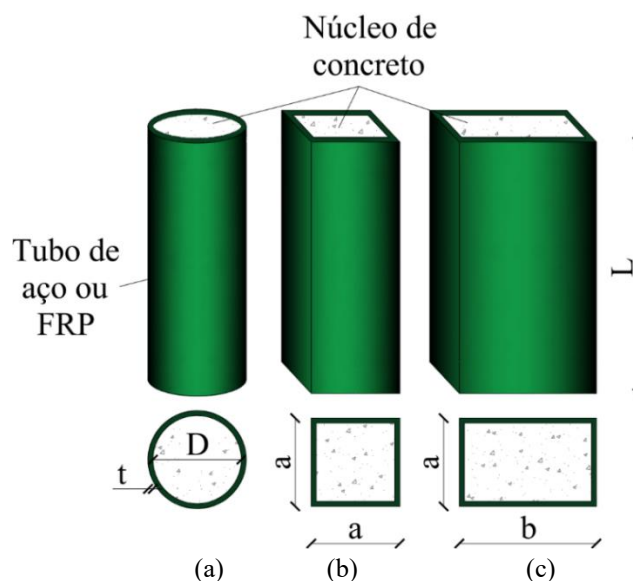
CAPÍTULO 3. CONFINAMENTO DO RAC

Este capítulo apresenta uma análise comparativa dos efeitos do confinamento do concreto reciclado (RAC) por tubos de aço e por polímeros reforçados com fibras (FRP). São discutidos os principais parâmetros que influenciam o comportamento de pilares RACFST e RACCF, incluindo mecanismos de transferência de tensões, modos de falha e particularidades de cada sistema. Devido à escassez de estudos sobre RACCF, foi realizada uma revisão bibliométrica envolvendo concretos convencionais, a fim de estabelecer comparações técnicas. Além disso, a revisão concentrou-se em pilares RACFST, uma vez que não há pesquisas específicas sobre STCRC. Essa abordagem permite identificar semelhanças e diferenças nos mecanismos de confinamento e no desempenho estrutural dos elementos avaliados.

3.1 COMPORTAMENTO DO CONCRETO CONFINADO

O efeito de confinamento pode ser obtido de forma ativa, usando-se protensão transversal ou materiais expansivos confinados, ou passivamente, quando as pressões laterais se desenvolvem com a restrição da expansão lateral do concreto usando estribos, núcleo de concreto encamisado com compósitos ou por tubos de aço (CARRAZEDO, 2002). A Figura 3.2 apresenta o confinamento por tubos de aço ou FRP em diferentes seções transversais.

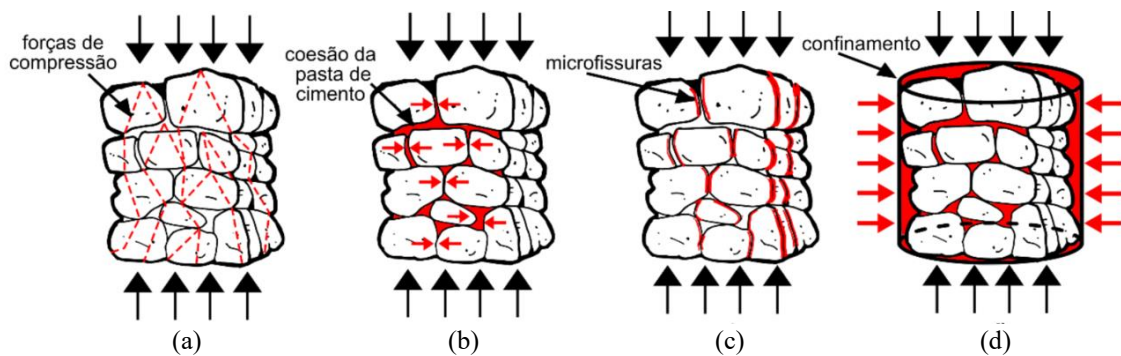
Figura 3.1 – Concreto confinado por perfil tubular em aço ou com FRP de seção circular (a), quadrada (b) e retangular (c)



Fonte: O autor (2022)

De acordo com Carrazedo (2002), cerca de 75% do concreto possui agregados de diversos tamanhos. Como os agregados são os componentes rígidos do concreto e as forças de compressão caminham através deles (Figura 3.2a), para manter o equilíbrio são necessárias componentes laterais, que no caso do concreto não confinado, ocorre pela coesão da pasta de cimento endurecida (Figura 3.2b). Após superar as tensões coesivas, as primeiras microfissuras no concreto podem ser observadas entre os agregados e a pasta de cimento (Figura 3.2c). Com o aumento do carregamento, as microfissuras crescem até que o concreto se rompa com a fissuração paralela à aplicação da carga. Caso esse mesmo concreto fosse envolto por um material confinante (aço ou compósito), o confinamento iria aumentar a coesão, resultando em concretos de maior resistência (Figura 3.2d).

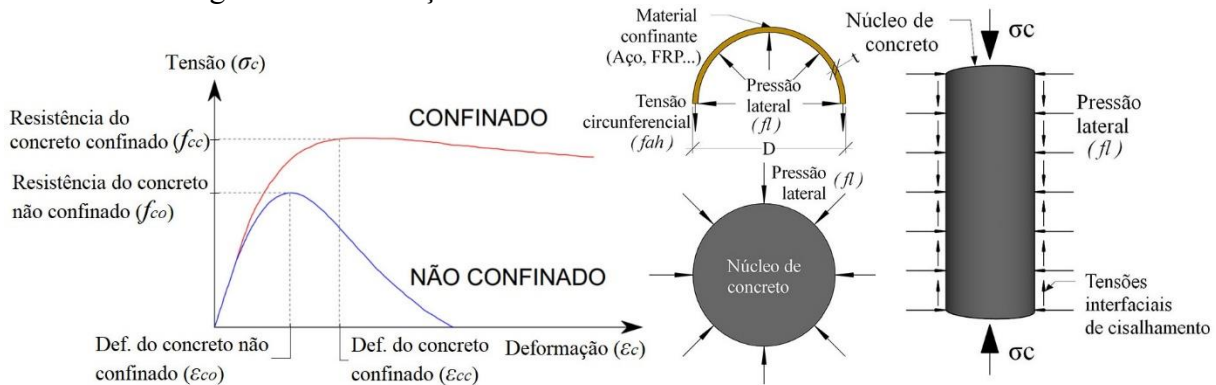
Figura 3.2 – Efeito do confinamento no concreto comprimido axialmente



Fonte: Gerin (2020)

Ao confinar o RAC, o material confinante atua como reforço longitudinal e transversal, proporcionando um confinamento uniforme ao concreto, o que induz um estado triaxial de tensões compressivas, aumentando sua resistência à compressão e capacidade de deformação. Simultaneamente, o material confinado exerce restrição sobre o confinante, resultando em maior curvatura e capacidade de cisalhamento quando comparado ao concreto armado convencional (BHARTIYA *et al.*, 2021) (Figura 3.3). Salienta-se que a uniformidade do confinamento só irá ocorrer para seções circulares e com uma força axial centrada de compressão (ver tópicos 3.2.3.4 e 3.2.3.5). Dentre as técnicas mais utilizadas no confinamento do RAC, destacam-se: o preenchimento de perfis tubulares de aço, preenchimento de tubos de *Fiber Reinforced Polymers* (FRP) ou reforço externo ativo com FRP.

Figura 3.3 – Evolução do dano em concretos confinados e não confinados



Fonte: O autor (2022)

Os itens subsequentes apresentam uma discussão aprofundada sobre os mecanismos de confinamento proporcionados por tubos de aço e tubos/encamisamento por FRP ao núcleo de concreto, abordando aspectos fundamentais que contribuem para o entendimento desse fenômeno estrutural.

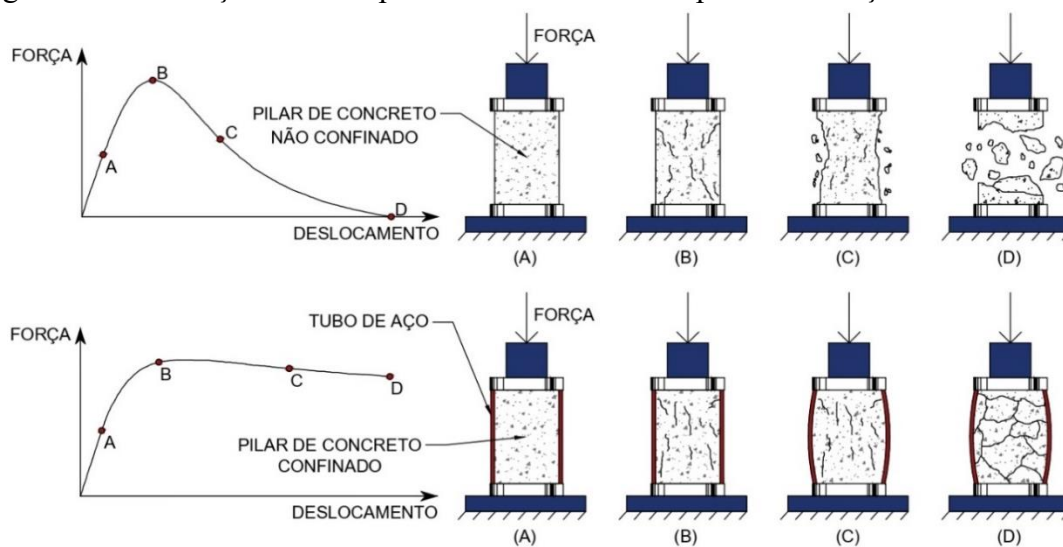
3.2 CONCRETO RECICLADO CONFINADO POR TUBOS DE AÇO

Tubos de aço preenchidos com concreto reciclado ou *Recycled Aggregate Concrete Filled Steel Tubular* (RACFST), foi proposto inicialmente por Konno *et al.* (1997, *apud*. YANG; HAN; MAN, 2006, p. 258) como uma alternativa para compensar o baixo desempenho do RAC. Além de proporcionar uma menor dispersão da capacidade resistente à compressão devido ao confinamento com o tubo de aço (ETXEBERRIA *et al.*, 2007; WANG; CHEN; GENG, 2015), o material confinante auxilia na perda de umidade do RAC, o que ajuda a reduzir a retração e a fluência do material (TAM; WANG; TAO, 2014). Como um elemento estrutural inovador, os RACFSTs devem superar as deficiências associadas à aplicação estrutural do RAC (CHEN *et al.*, 2014; WANG; CHEN; GENG, 2015; XIAO *et al.*, 2012; ZHAO *et al.*, 2023a). Yang, Han e Man (2006) relataram um dos primeiros estudos sobre RACFSTs circulares e quadrados carregados axialmente, com taxas de substituição de RCA (r) de 0%, 25% e 50%. No geral, a capacidade resistente à compressão de pilares preenchidos é reduzida e a heterogeneidade aumentada quando o concreto é substituído por RAC (DONG; WANG; GUAN, 2013; HE *et al.*, 2021; TAM; WANG; TAO, 2014; WANG; CHEN; GENG, 2015; XIAO *et al.*, 2012; YANG; HAN; MAN, 2006; YANG; MA, 2013a; ZHANG *et al.*, 2022a; ZHAO *et al.*, 2021). Para 100 % de substituição em colunas circulares, a redução da capacidade resistente do RACFST pode variar de 6 % (WANG; CHEN; GENG, 2015), 9 % (ZHAO *et al.*, 2023a) até 12 % (XIAO *et al.*, 2012) em comparação com CFST. Apesar disso, há situações

onde pode haver aumento da capacidade resistente, como é o caso da pesquisa de Chen et al. (2014), onde a capacidade à compressão pode chegar à 7 % superior com 100 % de substituição.

De acordo com De Nardin (1999), nos primeiros estágios de carregamento, à medida que as deformações longitudinais aumentam, a expansão lateral do concreto não confinado torna-se gradualmente maior que a do aço. Como observado pela Figura 3.4a e segundo Sakino *et al.* (2004), o efeito de confinamento pode ser desprezado nos primeiros estágios de carregamento, uma vez que o coeficiente de Poisson do concreto é menor que o do aço. Logo, o tubo de aço não restringe o núcleo de concreto devido a sua maior expansão radial. Entretanto, quando a carga aplicada atinge a resistência uniaxial do núcleo de concreto, representado pela Figura 3.4b, surgem microfissuras nesse material, o que acarreta em uma expansão lateral do concreto (Figura 3.4c). Portanto, surgem pressões radiais na interface aço-concreto. O núcleo de concreto e o perfil tubular em aço apresentam-se então, sob estado triaxial e biaxial de tensões, respectivamente, o que resulta em um confinamento do material usado no preenchimento do perfil tubular (Figura 3.4d).

Figura 3.4 – Evolução do dano para concreto confinado por tubo de aço e não confinado



Fonte: O autor (2022)

Oliveira *et al.* (2009) relatam que o comportamento do aço e do concreto resultam em uma capacidade resistente maior do que a soma das resistências dos componentes isolados do CFST, devido ao efeito de confinamento gerado pelo perfil tubular. Análogo a esse resultado, Han, Li e Bjorhovde (2014) também mostraram que o concreto confinado por tubos de aço possuem ainda mais capacidade resistente do que a soma das resistências finais do tubo de aço oco com concreto armado. Além disso, a ductilidade do tubo de aço preenchido com concreto é muito maior quando comparada com a do tubo de aço oco ou a do concreto armado.

Para avaliar o efeito de confinamento gerado pelos tubos de aço, diversos autores utilizam o índice de confinamento (λ), dado pela Equação (3.1). Entretanto, esse índice poderá não ser ideal, pois não considera a esbeltez global (L/D) do elemento e leva em conta apenas a contribuição de cada componente, dada pelo produto da área pela resistência do respectivo material.

$$\lambda = \frac{f_y \cdot A_s}{f_{ck} \cdot A_c} \quad (3.1)$$

3.2.1 Modelos teóricos da resistência do concreto confinado por tubos de aço

O efeito de confinamento foi inicialmente estudado por Richart, Brandtzaeg e Brown (1928). Nesse estudo, os autores analisaram o estado triaxial de tensões, com a finalidade de pesquisar o confinamento ativo do concreto. Concluíram que a resistência do concreto confinado (f_{cc}) equivale a aproximadamente a pressão interna fornecida pelos tubos em espiral, ou seja, a pressão lateral ($f_{l,aço}$) multiplicada por um fator de confinamento k obtido empiricamente, somada com a resistência à compressão do concreto não confinado (f_{co}). Nesse modelo $k = 4,1$ e $f_{l,aço}$ variam conforme a força aplicada pelo experimento triaxial. Além desse, o modelo para concreto confinado por armadura transversal baseado na superfície de falha multiaxial elaborado por Mander, Priestley e Park (1988) e o modelo Attard e Setunge (1996) desenvolvido para concreto em estado triaxial e limitado a $20 \text{ MPa} \leq f_{co} \leq 130 \text{ MPa}$, merecem destaque. A Tabela 3.1 a seguir apresenta as expressões elaboradas pelos autores supracitados, juntamente com outras expressões importantes elaboradas ao longo dos anos.

Tabela 3.1 – Principais expressões para a estimativa de f_{cc} para tubos de aço preenchidos

Ref.	Equações	Pilar
Richart, Brandtzaeg e Brown (1928)	$f_{cc(R)} = f_{co} + k f_{l,aço}$	CFST
Mander, Priestley e Park (1988) ¹²	$f_{cc(M)} = f_{co} \left[-1,254 + 2,254 \sqrt{1 + \frac{7,94 f_{l,aço}}{f_{co}}} - 2 \left(\frac{f_{l,aço}}{f_{co}} \right) \right]$ * f_{cc} adaptado para concreto confinado por tubos de aço.	CFST
Attard e Setunge (1996)	$f_{cc(A)} = f_{co} \left(1 + \frac{f_{l,aço}}{f_t} \right)^k$; $k = 1,25 \left[1 + 0,062 \left(\frac{f_{l,aço}}{f_{co}} \right) \right] (f_{co})^{-0,21}$ * f_t é a tensão de tração no concreto dada por: $f_t = \begin{cases} 0,288(f_{co})^{0,67}; \text{ sem sílica ativa} \\ 0,558(f_{co})^{0,5}; \text{ com sílica ativa} \end{cases}$	CFST
Yamamoto, Kawaguchi e Morino (2000)	$f_{cc} = 1,65 A_c^{-0,056} f_{co} + k_1 \left(\frac{2t}{D_t} \right) f_y$	CFST, STCC

¹² Para pilares confinados com armadura transversal, a equação apresentada por Mander *et al.* (1988) possui a pressão lateral efetiva (f'_l) no lugar da pressão lateral ($f_{l,aço}$). Como f'_l irá depender da área efetiva do concreto confinado e para pilares mistos circulares o confinamento é homogêneo, pode-se admitir que $f'_l = f_{l,aço}$.

O'Shea e Bridge (2000)	$k_1 = 3,3$	CFST
	f_{ck} até 50 MPa	
	$f_{cc} = f_{cc(M)}$	
	f_{ck} entre 80 MPa e 100 MPa	
	$f_{cc} = f_{cc(A)}$	
Johansson (2002)	f_{ck} entre 50 MPa e 80 MPa	CFST
	$f_{cc} = \frac{f_{cc(A)} + f_{cc(M)}}{2}$	
	Onde $f_{l,aço}$ é dado por:	
	$f_{l,aço} = \frac{2f_y t}{D} \left(0,7 - \sqrt{\frac{f_{co}}{f_y}} \right) \left(\frac{10}{3} \right)$	
	$f_{cc} = f_{cc(A)}$	
Sakino et al. (2004)	Onde $f_{l,aço}$ é dado por:	CFST
	$f_{l,aço} = f_{ah} \left(\frac{2t}{D - 2t} \right); f_{ah} = \frac{E_s}{1 - \nu_s^2} (\varepsilon_{ah} + \nu_s \varepsilon_v)$	
	$\varepsilon_{ah} = -\nu_s \varepsilon_v + \varepsilon_{ahr}; \varepsilon_{ahr} = \frac{\varepsilon_v (\nu_s - \nu_c)}{\left[1 + \frac{2tE_s}{(D - 2t)E_c} \right]}$	
	* Neste caso, $\nu_s = 0,3, \nu_c = 0,2$ e $\varepsilon_v = 0,002$	
	$f_{cc} = \gamma_c f_c + k f_{l,aço}; k = 4,1$	
Yu, Ding e Cai (2007)	$\gamma_c = 1,67 D_c^{-0,112}$	CFST, STCC
	* $f_{l,aço}$ é obtido pela Equação (3.6)	
Hatzigeorgiou (2008)	$f_{cc} = f_{cc(R)}; k = 4,3$	CFST
	$f_{l,aço} = \left(\frac{2t}{D - 2t} \right) f_{ah}$	
	$\frac{f_{ah}}{f_y} = \exp[\ln(D/t) + \ln(f_y) - 11] \leq 1,0$	
Liang e Fragomeni (2009)	$f_{cc} = \gamma_c f_c + k f_{l,aço}; k = 4,1$	CFST
	$f_{l,aço} = \begin{cases} 0,7(\nu_e - 0,5) \left(\frac{2t}{D - 2t} \right) f_y; D/t \leq 47 \\ \left[0,006241 - 0,0000357 \left(\frac{D}{t} \right) \right] f_y; 47 < D/t \leq 150 \end{cases}$	
	$\gamma_c = 1,85 D_c^{-0,135}; 0,85 \leq \gamma_c \leq 1,0$	
	$\nu'_e = \frac{0,881}{10^6} \left(\frac{D}{t} \right)^3 - \frac{2,58}{10^4} \left(\frac{D}{t} \right)^2 + \frac{1,953}{10^2} \left(\frac{D}{t} \right) + 0,4011$	
	$\nu_e = 0,2312 + 0,3582 \nu'_e - 0,1524 \left(\frac{f_{co}}{f_y} \right) + 4,843 \nu'_e \left(\frac{f_{co}}{f_y} \right) - 9,169 \left(\frac{f_{co}}{f_y} \right)^2$	
Ding et al. (2011)	$f_{cc} = (1 + 1,7\lambda) f_{co}$	CFST
Guo (2014)	$f_{cc} = f_{co} (1 + 1,1\lambda + \sqrt{\lambda})$	CFST
Wang, Chen e Geng (2015)	$f_{cc} = f_{cp,r} \left(1 + c_\alpha c_{f_y} c_{f_{cu,r}} \right); f_{cp,r} = 0,76 f_{cu,r}$	RACFST
	$f_{cu,r} = f_{cu} (-0,127 r^2 + 0,012 r + 1)$	
	$c_\alpha = 6,625 \alpha^2 + 5,960 \alpha; \alpha = A_a/A_c$	
	$c_{f_y} = \frac{1,034 f_y}{345} - 0,016$	
	$c_{f_{cu,r}} = -0,393 \left(\frac{f_{cu,r}}{60} \right) + 1,420$	
Liu, Zhou e Gan (2016)	$f_{cc} = f_{co} + k_1 \left(\frac{1,08 t f_y}{D_i} \right)$	CFST
Hoang e Fehling (2017)	$k_1 = 4,1$	STCC
	$f_{cc} = f_{cc} = (1 + 1,5\lambda) f_{co}$	

Liu <i>et al.</i> (2018)	$f_{cc} = f_{co} \left(1 + k_1 \frac{f_l}{f_{co}} \right)$ $k_1 = 5,1$	STCC
Wei, Jiang e Wu (2019)	$f_{cc} = \gamma_c f_c + k f_{l,aço}; \quad k = 4,1$ $f_{l,aço} = -(2\eta_l t f_y) / (D - 2t)$ * Tipo 1: Carga na seção mista $\eta_l = -0,42 / (0,42 + \lambda^{0,5})$ * Tipo 2: Carga no núcleo de concreto $\eta_l = -0,67 / (0,67 + \lambda^{0,7})$ * Tipos 3 e 4: Carga no núcleo de concreto com interface lubrificada ou com ranhuras no tubo de aço $\eta_l = -1,0$	CFST, STCC
Zhaoyuan <i>et al.</i> (2022b)	$f_{cc} = f_{co} (1,0587\lambda + 1,5867)$ Fonte: O autor (2022)	STC-RuC

Com base nos modelos de Mander, Priestley e Park (1988) e Attard e Setunge (1996), O'Shea e Bridge (2000) desenvolveram o primeiro estudo voltado a concretos de alta resistência confinados por tubos de aço circulares, aplicável até 100 MPa. Posteriormente, Johansson (2002) propôs um modelo teórico baseado na lei de Hooke generalizada e no modelo de Sargin (1971, *apud* JOHANSSON, 2002, p. 10) para descrever o comportamento tensão–deformação de pilares CFST. Sakino *et al.* (2004) introduziram o uso de aço de alta resistência e um fator de redução da resistência do concreto (γ_c) que considera o efeito de tamanho do pilar, dispensando a medição de f_{co} . Liang e Fragomeni (2009) ajustaram γ_c e propuseram nova forma de estimar a pressão lateral de confinamento.

Yamamoto, Kawaguchi e Morino (2000) foram os primeiros autores a aplicar carga somente sobre o núcleo de concreto e a desenvolver uma expressão para determinar f_{cc} para essa situação. Assim como esses autores, outros seguiram desenvolvendo formas de determinar f_{cc} para pilares STCC (YU; DING; CAI, 2007; HOANG; FEHLING, 2017; LIU *et al.*, 2018; WEI; JIANG; WU, 2019) embora seja um número limitado. Mais recentemente, Wei, Jiang e Wu (2019) apresentaram três equações para determinar f_{cc} conforme o tipo de carregamento. Destaca-se para o trabalho de Zhaoyuan *et al.* (2022b), ao qual foi o único a desenvolver uma equação para concreto com adição de borracha.

Relativo ao RAC, três autores desenvolveram modelos referente a esse material (CHEN *et al.*, 2020; WANG; CHEN; GENG, 2015; ZHAO *et al.*, 2021). Os três modelos seguem a formulação proposta por Wang e Zhang (2007, *apud* WANG, CHEN, GENG, 2015, p. 203)¹³ e adaptam para pilares RACFST. Tal modelo depende de três parâmetros pertencentes ao índice de confinamento (λ), são eles: razão da área de aço pela área de concreto (α), tensão de

¹³ Não foi possível obter mais informações sobre o modelo elaborado por Wang e Zhang (2007), pois o artigo não está disponível para acesso, além de ser em língua chinesa.

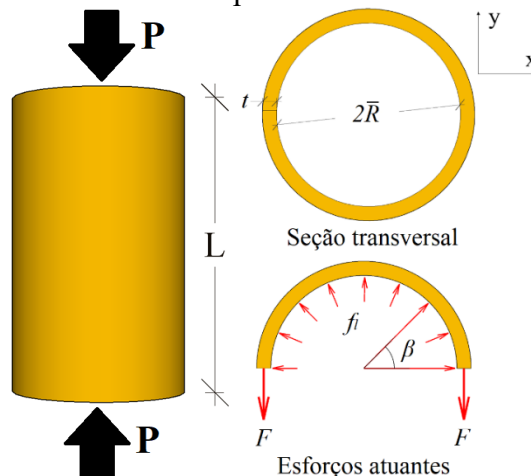
escoamento do aço (f_y) e resistência prismática ($f_{cp,r}$) e cúbica ($f_{cu,r}$) do concreto reciclado. Por meio de regressão linear, Wang, Chen e Geng (2015) sugeriram expressões que pudessem representar cada parâmetro e, consequentemente, a resistência do concreto confinado.

Chen *et al.* (2020) estudaram pilares RACFST e *recycled brick aggregate concrete* (RBAC) ou concreto com agregado de tijolo reciclado. O efeito de confinamento foi mais eficiente em pilares preenchidos com RBAC do que com RAC. Portanto, com o objetivo de contabilizar esse aumento e ser aplicável em concretos com agregados de tijolo reciclado, por meio de regressão linear, os autores propuseram a adição de um fator $k_c = 1,08$ na equação proposta por Wang, Chen e Geng (2015). No estudo de Zhao *et al.* (2021), os autores inseriram mais dois coeficientes em função do teor de substituição de agregado fino reciclado (r_f) na equação adaptada de Wang, Chen e Geng (2015). A Tabela 3.1 não apresenta as expressões pois não é relativa ao escopo da pesquisa.

3.2.2 Pressão lateral de confinamento: Tubos de aço

Supõe-se que um pilar de concreto confinado por tubo de aço seja submetido a um carregamento axial centrado, o efeito de confinamento é desenvolvido a partir de pressões laterais ($f_{l,aço}$) provocadas pelo tubo de aço, causando maior rigidez e ductilidade, o que resulta em um estado triaxial de tensões no concreto. De acordo com Carrazedo (2002), a magnitude da pressão lateral depende da carga axial aplicada, dos materiais constituintes do pilar e de suas características geométricas. Apesar disso, desde que o tubo tenha uma parede fina, a pressão lateral pode ser obtida simplesmente realizando um equilíbrio de forças da seção transversal (Figura 3.5).

Figura 3.5 – Estado de tensões do tubo de parede fina submetido à compressão axial (Aço)



Fonte: Adaptado de Carrazedo (2002)

Ao realizar o equilíbrio de forças na direção y, obtém-se a Equação (3.2):

$$\int_0^\pi f_{l,aço} \cdot \bar{R} \cdot \sin \beta \cdot d\beta = 2 \cdot F \quad (3.2)$$

A força F corresponde à resultante de tração por unidade de comprimento do tubo, $\bar{R}$ é o raio médio do tubo e β é o ângulo central do pilar. Por meio da Equação (3.2), é possível obter a relação entre a pressão lateral ($f_{l,aço}$) e a força F no tubo, dada pela Equação (3.3).

$$f_{l,aço} = \frac{F}{\bar{R}} \quad (3.3)$$

Assumindo que o tubo de aço é de parede fina, pode-se admitir que a tensão é constante ao longo da espessura. Logo, F pode ser dado pela multiplicação da tensão no tubo de aço (f_s) com a espessura $t_{aço}$ do perfil tubular. Consequentemente, tem-se a expressão da pressão lateral dada pela Equação (3.4).

$$f_{l,aço} = \frac{f_s \cdot t_{aço}}{\bar{R}} \quad (3.4)$$

Outra forma de determinar a pressão lateral é aplicando a taxa volumétrica (α), essa é dada pela razão da área transversal de aço (A_s) pela soma da área transversal de concreto com a de aço ($A_s + A_c$). Assim, a pressão lateral pode ser estimada pela Equação (3.5).

$$f_{l,aço} = \frac{\alpha f_y}{2} \quad (3.5)$$

Para o cálculo da pressão lateral máxima a ser resistida, a tensão no tubo de aço é limitada pela resistência ao escoamento (f_y) do aço. Essa relação é comumente usada para estimar a resistência do concreto confinado. No entanto, vale ressaltar que alguns autores trazem formas alternativas de estimar tal pressão lateral. Veja a Equação (3.6).

$$f_{l,aço} = \left(\frac{2t_{aço}}{D_e - 2t_{aço}} \right) \alpha_t f_y \quad (3.6)$$

Em que D_e é o diâmetro da seção mista (diâmetro externo) e α_t é fator de tensão axial, variando de 0,18 à 0,26 (HOSSAIN; CHU, 2019). Segundo Sakino *et al.* (2004), por meio do critério de escoamento de *von Mises* (Equação 4.6) e do fator de argumento (ω_a) (Equação 4.7), é possível calcular α_t em função das propriedades geométricas do perfil tubular. Mediante regressão linear, os autores encontraram o fator de argumento $\omega_a = 0,27$ e tomando $k = 4,1$ (RICHART; BRANDTZAEG; BROWN, 1928), foi desenvolvida a Equação (3.9) para o cálculo de α_t .

$$\alpha_t^2 - \alpha_t \cdot \beta_{uc} + \beta_{uc}^2 = 1,0 \quad (3.7)$$

$$\omega_a = \beta_{uc} - 1 - \frac{(D_e - 2t_{aço})}{2(D_e - t_{aço})} k \alpha_t \quad (3.8)$$

$$\alpha_t = \frac{(1,27 - 2,54\varphi) + \sqrt{(-1,27 + 2,54\varphi)^2 - 4 \cdot (1 - \varphi + \varphi^2)(0,613)}}{2 \cdot (1 - \varphi + \varphi^2)} \quad (3.9)$$

$$\varphi = \frac{2,05 \cdot (D_e - 2t)}{(D_e - t)}$$

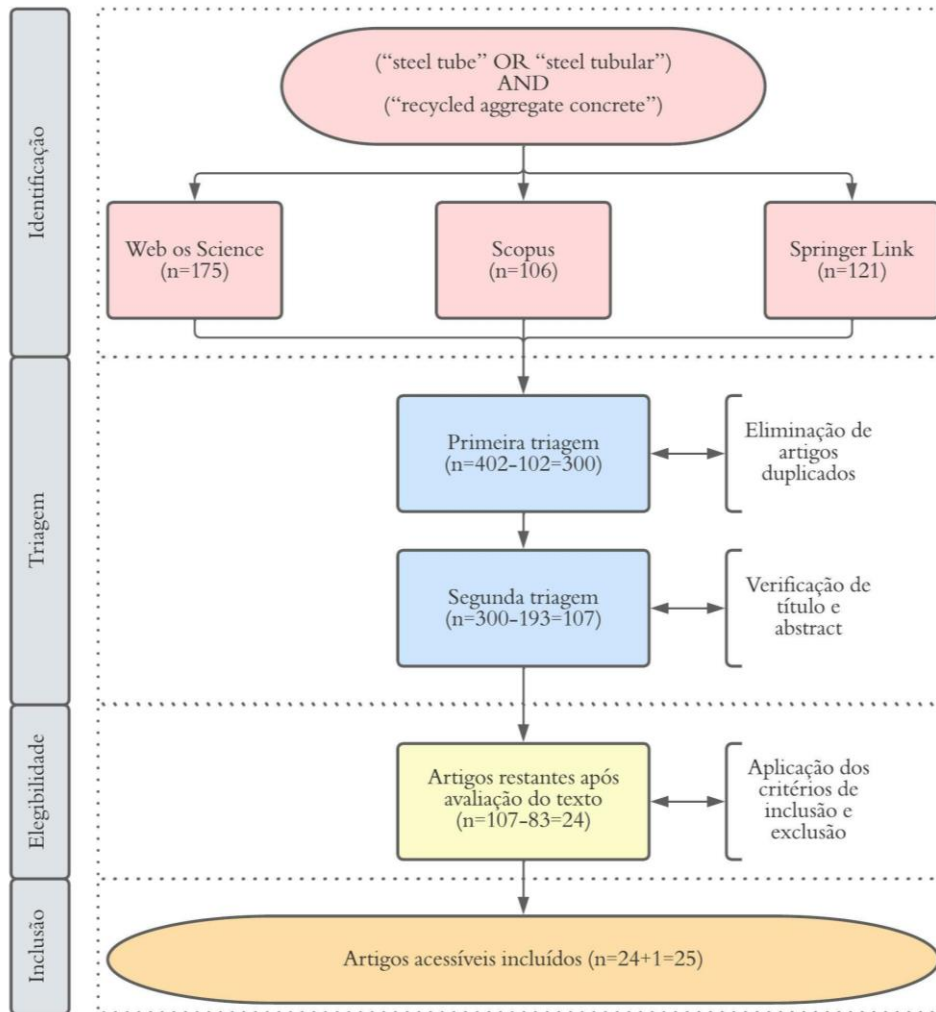
Onde β_{uc} é o fator de tensão transversal. O termo $\alpha_t f_y$ também pode ser chamado de tensão circunferencial no aço ($f_{ah}^{aço}$). A seguir serão apresentados alguns modelos analíticos para cálculo da resistência à compressão axial do concreto confinado (f_{cc}).

3.2.3 Revisão sistemática de literatura

Devido ao crescente número de documentos publicados ao longo dos anos, foi realizada uma revisão sistemática. Para identificar os documentos mais relevantes, foi utilizado o *software State of the Art through Systematic Review (StArt)*¹⁴ v. 3.3. A pesquisa foi dividida em quatro etapas: Identificação, Triagem, Elegibilidade e Inclusão (Figura 3.6). As palavras-chave usadas para a busca foram divididas em duas partes: 1) identificar documentos relacionados ao confinamento por tubo de aço (CFST), 2) selecionar apenas aqueles com concreto de agregado de resíduo de concreto (RAC). Três bancos de dados online de periódicos foram usados: *Scopus*, *Web of Science* e *Springer Link*. Os critérios de inclusão e exclusão usados são apresentados no Quadro 3.1. Na última etapa, 24 artigos foram elegíveis com um trabalho adicionado manualmente, por se tratar de uma dissertação nacional, resultando em 25 documentos finais selecionados. Embora seja relevante, o documento Konno *et al.* (1997, *apud*. YANG; HAN, 2006a, p. 258) foi excluído por estar em língua japonesa. Essa busca foi realizada no dia 22 de setembro de 2022, portanto, alguns documentos posteriores importantes usados durante as análises como o de Zhao *et al.* (2023a) não foram mencionados nesta revisão.

¹⁴Disponível em: <https://www.lapes.ufscar.br/resources/tools-1/start-1>. Acesso em: 17 junho, 2025.

Figura 3.6 – Fluxograma do protocolo de busca para RACFST (n é o número de documentos)



Fonte: O autor (2022)

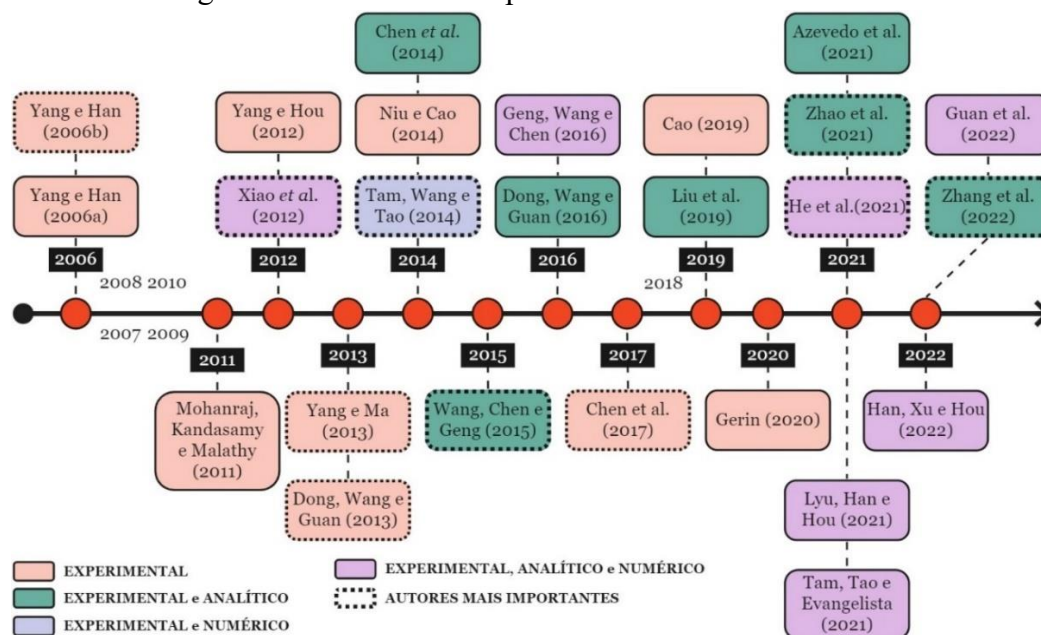
Quadro 3.1 – Critérios de inclusão e exclusão para a revisão sistemática de RACFST

Critérios de inclusão	Critérios de exclusão
- Artigos de periódicos ou conferências em língua inglesa; - Carga axial centrada; - Seções circulares e confinados com tubos de aço; - Artigos mais citados (acima de 2 citações/ano, em média); - Pilares com carga aplicada na seção mista ou no núcleo de concreto; - Agregados de Resíduos de Concreto (RCA) graúdo.	- Pesquisas em andamento, capítulos de livros, cartas, notas e avaliações; - Confinamento com mais de um tipo de material além do tubo de aço; - Concreto confinado ativamente com FRP ou triaxial - Concreto confinado passivamente; - Altas temperaturas, cargas cíclicas, sísmicas combinadas, excêntricas, impacto, de longa duração e sob ações corrosivas; - Seções não circulares; - Cargas aplicadas somente no perfil de aço; - Adição de outros materiais reciclados ou não, como: tijolo cerâmico triturado, tijolo de barro triturado, fibras de aço, etc.

Fonte: O autor (2022)

Na Figura 3.7 e Quadro 3.2 são apresentadas a linha do tempo e os autores com seus respectivos destaques, respectivamente. Nota-se um aumento de publicações a partir de 2011, com grande destaque para o ano de 2021. Além disso, a China é o país com mais documentos sobre RACFST. É importante destacar que não foi encontrado nenhum documento onde a carga foi aplicada exclusivamente sobre o núcleo de concreto reciclado.

Figura 3.7 – Linha do tempo dos estudos sobre RACFST



Fonte: O autor (2022)

Quadro 3.2 – Documentos sobre concreto reciclado confinado por tubos de aço (RACFST)

Estudo	Referência	Destaques
Experimental	Yang e Han (2006a) - China	Avaliaram a variação de D/t e tipo da seção transversal
	Yang e Han (2006b) - China	Verificaram modelos teóricos de pilares CFST em RACFST
	Mohanraj, Kandasamy e Malathy (2011) - Índia	Avaliaram e propuseram equações para resistência à compressão
	Yang e Hou (2012) - China	Verificaram RACFST com RCA fino e grosso a altas temperaturas
	Dong, Wang e Guan (2013) - China/Inglaterra	Investigaram RACFST confinados com CFRP, variando as configurações dos tubos
	Yang e Ma (2013) - China	Avaliaram pilares mistos de aço inox de seções quadradas e circulares com RCA fino e grosso
	Niu e Cao (2014) - China	Verificaram a influência da forma do tubo para pilares RACFST com concreto de alta resistência em escala real
	Chen et al. (2017) - China	Investigaram pilares curtos e esbeltos e a origem do RCA
	Cao (2019) - Vietnã	Observou que após o pico de tensão, a taxa de degradação do RACFST é cerca de 30% menor que pilares CFST
	Gerin (2020) - Brasil	Levou em consideração a forma de aplicação da carga ao RACFST (somente no núcleo ou na seção mista)
Experimental e Numérico	Tam, Wang e Tao (2014) – Austrália/China	Observaram que a variação da resistência à compressão para pilares RACFST com aço inox é maior que para aço carbono

Experimental e Analítico	Chen <i>et al.</i> (2014) - China	Verificaram que sem pré-molhagem do RCA, há acréscimo da resistência do RACFST com o aumento do teor de substituição
	Wang, Chen e Geng (2015) - China	Propuseram equações e modelos de cálculo para prever o confinamento do RAC por tubos de aço
	Dong, Wang e Guan (2016) - China/Inglaterra	Por meio de normas e referências, realizaram cálculos teóricos e compararam com resultados experimentais
	Liu <i>et al.</i> (2019) - China	Investigaram RAC com fibras de aço confinado com perfil tubular de aço
	Azevedo <i>et al.</i> (2021) – Brasil/China	Investigaram o efeito combinado da esbeltez local (D/t) e o índice de confinamento
	Zhao <i>et al.</i> (2021) - China/EUA	Propuseram um modelo teórico para RACFST com RCA grosso e fino
	Zhang <i>et al.</i> (2022) - China/Inglaterra	Propuseram um modelo teórico para RAC confinado com aço inox
Experimental, Analítico e Numérico	Xiao <i>et al.</i> (2012) – China/Alemanha	Avaliaram as propriedades mecânicas do RACFST e RAC confinado com GFRP
	Geng, Wang e Chen (2016) - China	Avaliaram RACFST sujeitos a cargas de curta e longa duração. Desenvolveram um fator de amplificação para previsão da resistência do RACFST a longo prazo com base no EC2
	He <i>et al.</i> (2021) - Singapura/Inglaterra	Investigaram a esbeltez global do RACFST com aço inox. Avaliaram as previsões normativas para este tipo de pilar
	Lyu, Han e Hou (2021) - China	Sugeriram um modelo simplificado para prever a resistência do RACFST
	Tam, Tao e Evangelista (2021) - Austrália	Investigaram agentes expansivos em pilares mistos. Apresentaram uma expressão para dimensionar a expansão do núcleo de concreto
	Guan <i>et al.</i> (2022) – China/Emirados A./Irã/Inglaterra	Estudaram o comportamento de RACFST reforçados com CFRP sob cargas centradas e excêntricas. Sugeriram um modelo de cálculo para prever a carga de pico para este tipo de pilar
	Han, Xu e Hou (2022) - China	Verificaram a interface de pilares RACFST com aço carbono e inox. A resistência da interface para aço inox foi menor, devido a sua superfície mais lisa

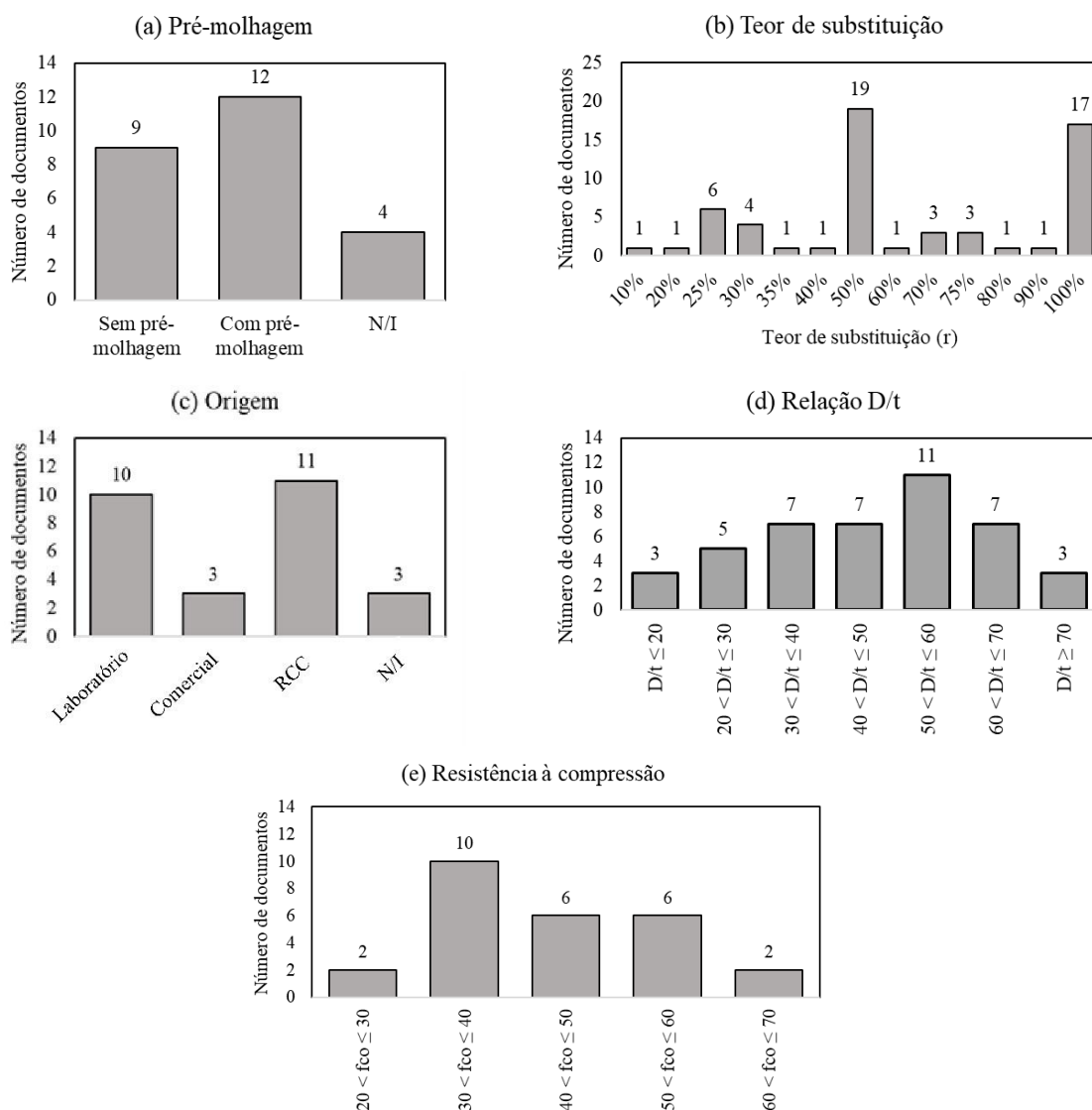
Fonte: O autor (2022)

A análise crítica da literatura permitiu identificar os principais parâmetros que controlam o confinamento passivo em núcleos de concreto reciclado (RAC), destacando-se: (i) a influência da pré-molhagem dos agregados, (ii) o teor de substituição de agregados naturais, (iii) os efeitos combinados de esbeltez global e local, (iv) as propriedades mecânicas dos materiais constituintes e (v) a origem do agregado reciclado (RCA). Considerando que todos os estudos revisados adotaram carregamento aplicado à seção mista, esta variável foi analisada separadamente.

A revisão concentrou-se predominantemente em seções transversais circulares (conforme especificado no Quadro 3.1), embora incluía observações comparativas sobre o comportamento em outras geometrias. Adicionalmente, incorporaram-se discussões sobre o confinamento de concreto convencional como referência, visando estabelecer comparações analíticas relevantes. Ressalta-se que, dado que muitos estudos investigaram múltiplos níveis

de: substituição de agregados, esbeltez (global e local) e resistência dos materiais, o número total de referências analisadas frequentemente excede a contagem básica de 25 documentos. A partir das informações extraídas dos documentos selecionados, a Figura 3.8 representa o número de documentos em função dos parâmetros identificados.

Figura 3.8 – Número de documentos em função dos parâmetros que controlam o confinamento do RAC por aço



Sem pré-molhagem: Documentos que não realizaram adição de água na mistura ou qualquer pré-molhagem do RCA;

Com pré-molhagem: Documentos que realizaram adição de água extra na mistura também foram incluídos;

RCC: Agregados provenientes da britagem de Resíduos de Construção Civil;

Laboratório: Agregados provenientes da britagem de concretos produzidos em laboratório;

Comercial: Agregados reciclados adquiridos comercialmente;

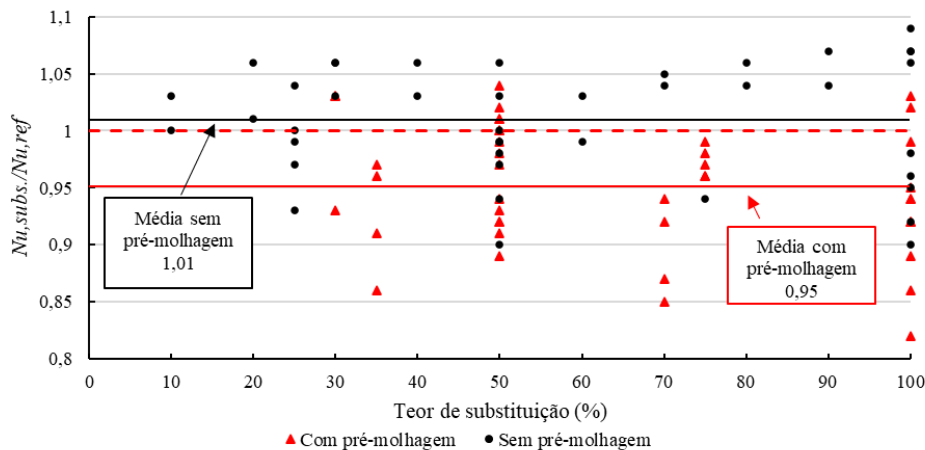
N/I: Não informado.

Fonte: O autor (2022)

3.2.3.1 Influência da pré-molhagem

A Figura 3.8a mostra que quase metade dos estudos realizou pré-molhagem ou adicionou água extra às misturas. Isso ocorre porque, sem compensar a absorção do agregado reciclado, o RAC apresentaria menor relação água/cimento que o concreto convencional. Assim, a pré-molhagem é amplamente adotada para manter constante essa relação e permitir a análise isolada de outros parâmetros (AZEVEDO et al., 2021; GUAN et al., 2022; ZHANG et al., 2022a). Apesar do uso comum da pré-molhagem ou da adição de água extra, esses procedimentos alteram a relação água/cimento, afetando a resistência à compressão do RAC confinado por tubos de aço. A Figura 3.9 apresenta a relação entre a capacidade resistente axial ($N_{u,subs}/N_{u,ref}$) e o teor de substituição, considerando o tipo de tratamento aplicado ao RCA.

Figura 3.9 – Relação entre a resistência do RACFST e a pré-molhagem do RCA, com a carga na seção mista



*Resultados com a pré-molhagem não identificada foram omitidos do gráfico.

Fonte: O autor (2022)

Fica claro pela Figura 3.9 que ao adicionar água na mistura, seja por pré-molhagem ou por compensação, há um decréscimo da resistência à compressão do RACFST, devido ao aumento da relação água/cimento (CHEN *et al.*, 2017; HE *et al.*, 2021; WANG; CHEN; GENG, 2015). Apesar disso, mesmo sem pré-molhagem, a média da relação $N_{u,subs}/N_{u,ref}$ foi muito próximo de 1, enquanto a média com pré-molhagem foi de 0,95. Isso indica que mesmo sem adição de água ao RCA ou a mistura e, consequentemente, aumento da relação água/cimento em comparação com o concreto referência, as propriedades do RCA afetam a resistência do RACFST, como a frágil zona de transição interfacial (ZTI) dos agregados reciclados.

Em pesquisas realizadas por Dong, Wang e Guan (2013), Wang, Chen e Geng (2015), Geng, Wang e Chen (2016) e Azevedo *et al.* (2021), onde foram realizadas a pré-molhagem do RCA antes da mistura, a resistência foi pouco maior que a referência, como pode ser observado

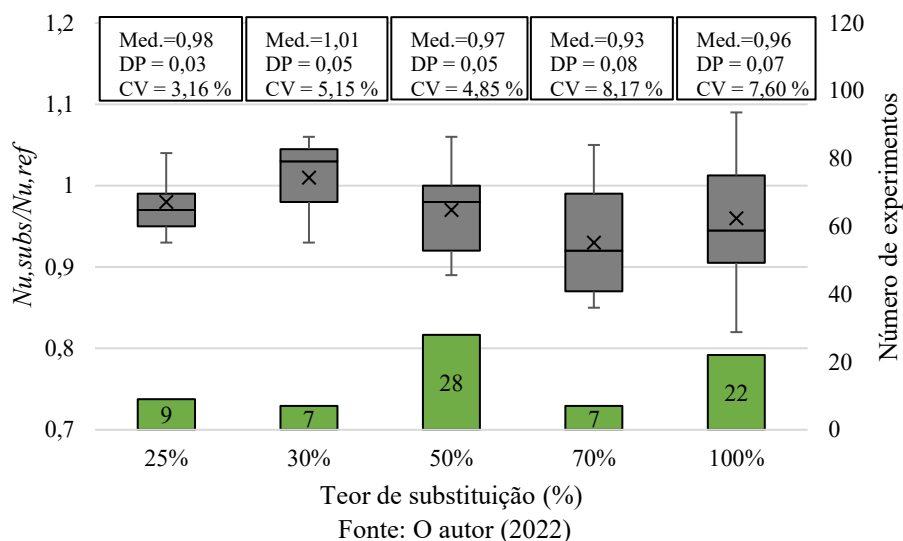
por alguns pontos em vermelho superiores a 1 (Figura 3.9). Uma possível justificativa para o ocorrido é a origem do agregado reciclado. Muitas das pesquisas não analisam a origem do RCA, portanto, a classe de resistência do concreto triturado para produção do agregado poderá influenciar na resistência do núcleo de concreto confinado.

3.2.3.2 Influência do teor de substituição

Embora o foco de muitos estudos seja a variação de outros parâmetros, o teor de substituição do concreto reciclado confinado por tubos de aço quase sempre é considerado nos documentos. Pela Figura 3.8b os teores de substituição que mais se destacaram nas pesquisas foram de 25% (10% das pesquisas), 50% (32% das pesquisas) e 100% (29% das pesquisas).

A resistência à compressão do RACFST em função do teor de substituição é apresentada na Figura 3.10, onde é mostrado o resultado de 24 pesquisas. Com o aumento da substituição do agregado convencional por RCA, tenderá a diminuir a resistência. Além disso, a variação da resistência também será maior com o aumento do teor de substituição, devido a heterogeneidade do agregado reciclado.

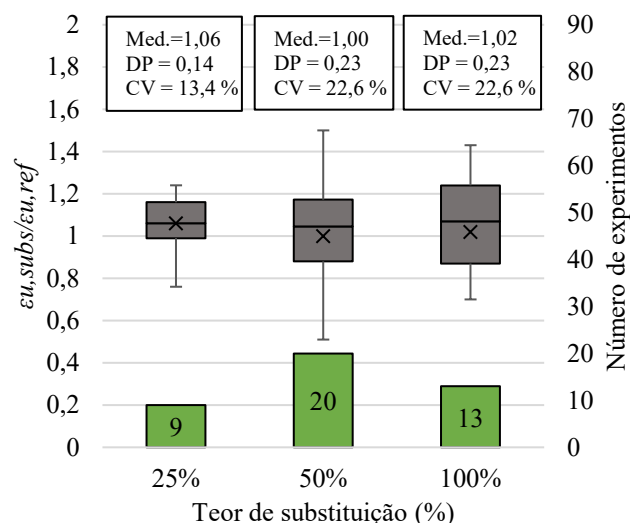
Figura 3.10 – Diagrama de caixa (*Box plot*) da resistência do RACFST em função do teor de substituição, com a carga na seção mista



A partir dos resultados de 10 pesquisas, foi construído o gráfico da Figura 3.11. Como pode ser observado, aumento do teor de substituição aumentou a variabilidade das deformações axiais. Embora o aumento do teor de substituição tende a aumentar as deformações do RAC, em média, não causou mudanças significativa na deformação axial do pilar preenchido (Figura 3.11) (CHEN *et al.*, 2014; WANG; CHEN; GENG, 2015). Isso ocorre pois, durante o carregamento, mesmo com a maior deformabilidade da argamassa antiga aderida ao RCA, a

mesma tende a ser esmagada devido ao efeito de confinamento, diferentemente do agregado natural, que terá comportamento expansivo (CHEN *et al.*, 2014).

Figura 3.11 – Diagrama de caixa (*Box plot*) da deformação do RACFST em função do teor de substituição, com a carga na seção mista



Fonte: O autor (2022)

3.2.3.3 Influência da origem do RCA

As características mecânicas do RAC podem variar de acordo com a origem do RCA (PEDRO; BRITO; EVANGELISTA, 2014). Portanto, o confinamento do concreto reciclado por aço também pode sofrer alterações. Percebe-se pela Figura 3.8c que a maioria das pesquisas utilizam o RCA proveniente de resíduos de concreto de laboratório (37%) e RCC (41%).

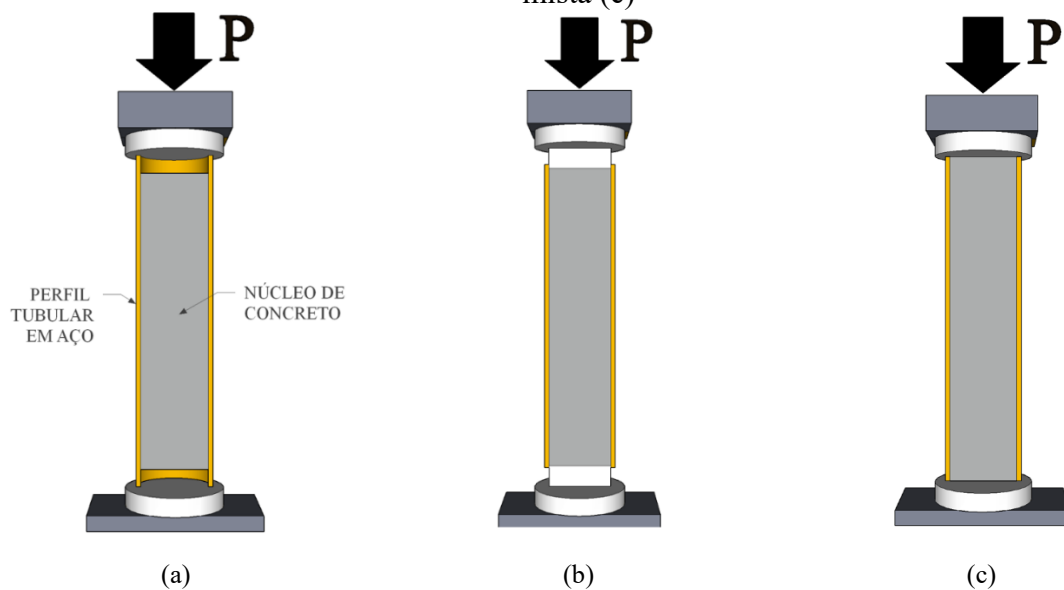
Chen *et al.* (2017) realizaram análises de RACFST com o RCA originado de laboratório e de RCC em 100% de substituição. Segundo os autores, a diferença da resistência à compressão do pilar foi muito pequena, cerca de 0,8% para $L/D = 3,0$ e 5,6% para $L/D = 8,0$. Na pesquisa de Wang, Chen e Geng (2015), a diferença máxima obtida entre agregados reciclados originados de laboratório e de RCC foi de 0,9%, em 100% de substituição. Chen *et al.* (2017) atribuíram essas semelhanças ao fato de o RCA ter passado pelo mesmo processo de britagem e classificação em ambos os casos, o que é recomendado para o uso de agregados reciclados de diferentes origens. Referente ao RCA comercial, os autores mencionam que podem estar contaminados com materiais orgânicos ou pedaços de telhas e tijolos triturados, o que justifica a pouca utilização em RACFST. Portanto, é recomendado um controle de qualidade para agregados comerciais.

3.2.3.4 Influência da forma de aplicação da carga

O grau de confinamento dependerá da diferença de expansão lateral entre o tubo de aço e o núcleo de concreto. Portanto, o efeito de confinamento será influenciado pela forma de

aplicação de carga no conjunto tubo de aço + núcleo de concreto (JOHANSSON, 2002; O'SHEA; BRIDGE, 2000). Existem três diferentes formas de aplicação do esforço axial de acordo com estudos teóricos e experimentais, no perfil tubular (Figura 3.12a), no núcleo de concreto (Figura 3.12b) e na seção mista (Figura 3.12c). Vale ressaltar que nem todas as formas de aplicação de carga configuram-se como pilares mistos. De acordo com Johansson (2002) e Oliveira (2008), caso a aplicação da carga seja apenas no perfil em aço (Figura 3.12a) não há comportamento conjunto entre os dois materiais, pois a capacidade resistente da seção à compressão será dada pelo tubo de aço apenas, ou seja, não há o efeito de confinamento para essa situação. Isso ocorre devido à grande expansão do tubo de aço, o que provoca a separação dos materiais. Fato que já ocorre nos estágios iniciais de carregamento, assemelhando-se a um pilar não preenchido.

Figura 3.12 – Aplicação da carga no perfil tubular (a), no núcleo de concreto (b) e na seção mista (c)

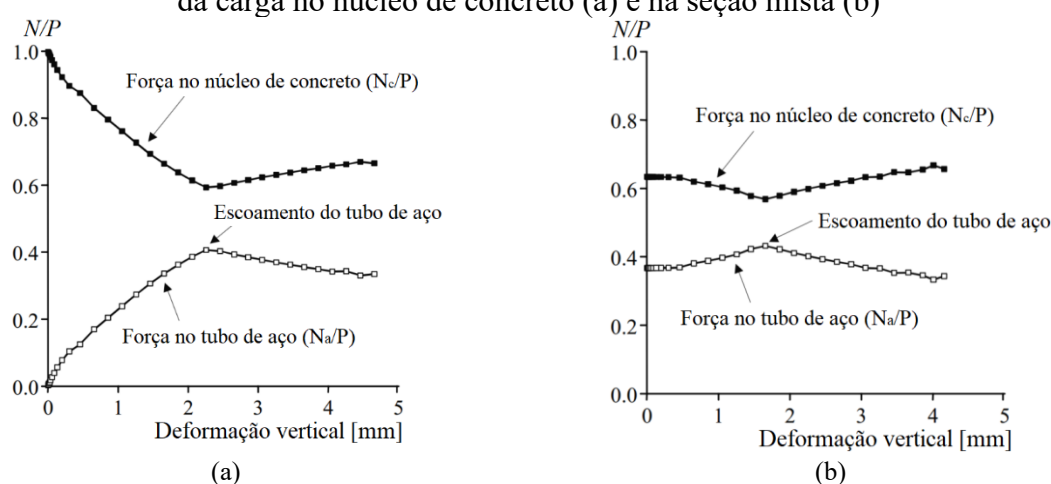


Fonte: O autor (2022)

A aplicação da carga diretamente no núcleo de concreto é a forma mais eficiente para avaliar o efeito de confinamento, pois mobiliza as tensões do tubo apenas pela expansão lateral do concreto, ativando o confinamento desde os primeiros estágios de carregamento (GERIN, 2020; HAN; XU; HOU, 2022; JOHANSSON; GYLLTOFT, 2002; O'SHEA; BRIDGE, 2000; XIONG; XIONG; LIEW, 2017; HASSANEIN et al., 2023; HOANG; FEHLING, 2017; YU et al., 2010a; ZHAOYUAN et al., 2022a; ZHU; CHEN; CHAN, 2021; (QIYUN; ZHAOYUAN; WANLIN, 2021), bem como na construção de pilares de pontes equipados com apoios de amortecimento. Inicialmente, o núcleo resiste toda a carga aplicada, ao aumentar as forças, o concreto tende a se expandir lateralmente, o que aumenta a tensão de contato entre o aço e o

concreto. Com essa pressão, as tensões são redistribuídas para o tubo de aço, atuando apenas na restrição lateral para esse método de carregamento (Figura 3.13a). Portanto, houve um aumento da rigidez. Ademais, o efeito de confinamento está diretamente ligado a magnitude das tensões de cisalhamento da interface. Contudo, quando o aço atinge o escoamento, sua resistência diminui devido ao aumento das tensões circunferenciais. Gerin (2020) confirmou maior rigidez e capacidade de carga em pilares RACFST carregados apenas pelo núcleo de concreto reciclado.

Figura 3.13 – Resultados do comportamento força x deformação de acordo com a aplicação da carga no núcleo de concreto (a) e na seção mista (b)



Fonte: Adaptado de Johansson (2002)

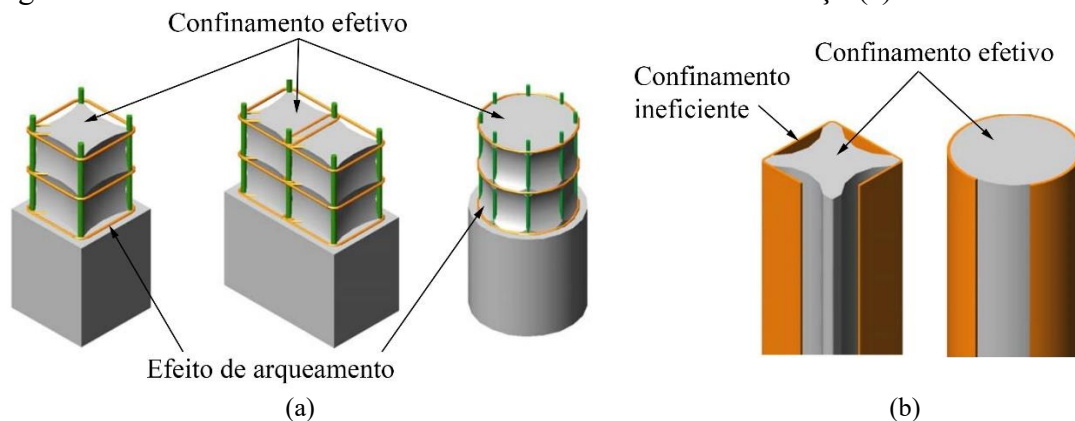
Para analisar o confinamento com carga aplicada ao núcleo de concreto, é essencial que ambas as extremidades do núcleo sejam apoiadas (Figura 3.12b). Alguns estudos revisados focaram na interface concreto-aço, aplicando a carga em apenas uma extremidade, o que os excluiu desta revisão por não atenderem ao seu escopo. Apenas Gerin (2020) e Han, Xu e Hou (2022) realizaram análises comparativas sobre a influência do tipo de carregamento no efeito de confinamento em pilares RACFST.

Quando a carga é aplicada na seção mista, há interação entre o concreto e o tubo de aço, com a carga sendo compartilhada conforme a resposta axial de cada material. Inicialmente, devido ao maior coeficiente de Poisson do aço, sua deformação lateral supera a do concreto, não havendo confinamento efetivo. À medida que o carregamento aumenta, o concreto fissa e suas deformações transversais se igualam às do aço, iniciando o confinamento. A partir desse ponto, o tubo de aço restringe a expansão do concreto, que passa a atuar em um estado triaxial de tensões antes da ruptura por compressão (Figura 3.13b).

3.2.3.5 Influência da forma da seção transversal

Em pilares de concreto armado sob carga axial centrada, o concreto de cobertura não é confinado e perde eficiência após atingir sua resistência à compressão. Além disso, o concreto efetivamente confinado entre os estribos é menor que o volume do núcleo, devido ao efeito de arqueamento presente em seções quadradas, retangulares ou circulares (Figura 3.14a) (CUSSON; PAULTRE, 1995; MANDER; PRIESTLEY; PARK, 1988). O efeito de arqueamento não ocorre em concretos confinados por tubos de aço. Entre as seções circulares, quadradas e retangulares, a circular é a mais eficiente, pois proporciona confinamento uniforme em todo o núcleo de concreto (Figura 3.14b). Em seções quadradas ou retangulares, a baixa rigidez das faces faz com que apenas o concreto central e dos cantos seja efetivamente confinado (Figura 3.14b) (HAN; LI; BJORHOVDE, 2014; OLIVEIRA *et al.*, 2010; SCHNEIDER, 1998).

Figura 3.14 – Confinamento efetivo do concreto com barras de aço (a) e com tubos de aço (b)



Fonte: Adaptado de Oliveira *et al.* (2010)

Pesquisas mostram que o confinamento do concreto por tubos de aço de seção circular apresentam maior rigidez e proporcionam maiores resistências à compressão do concreto confinado (f_{cc}), podendo chegar a 60% em comparação com outras seções (BAIG; FAN; NIE, 2006; SCHNEIDER, 1998; SUSANTHA; GE; USAMI, 2001). Além disso, seções quadradas e retangulares apresentam maiores instabilidades laterais e menores ductilidades que as circulares e, consequentemente, menores efeitos de confinamento (EVIRGEN; TUNCAN; TASKIN, 2014; HU *et al.*, 2003; HUANG *et al.*, 2002).

Assim como no confinamento do concreto convencional, seções circulares também são mais efetivas para RACFST (MOHANRAJ; KANDASAMY; MALATHY, 2011; NIU; CAO, 2014; TAM; WANG; TAO, 2014; YANG; HAN, 2006a, 2006b; YANG; MA, 2013a). Yang e Ma (2013) mostraram que o teor de substituição de RCA teve maior influência na capacidade resistente das seções quadradas que em seções circulares.

3.2.3.6 Influência da esbeltez local (D/t)

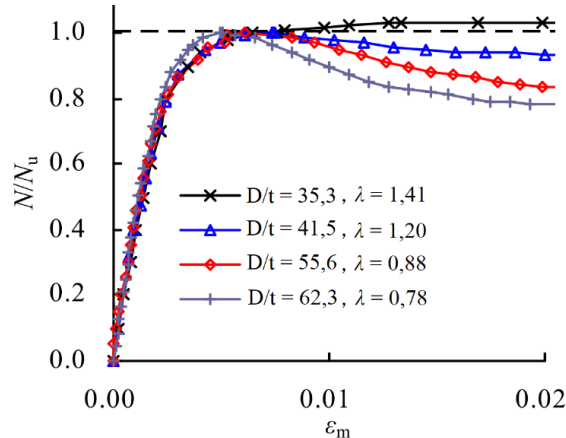
Como o foco está em concretos confinados por tubos de aço curtos, a esbeltez global não é abordada. A esbeltez local, expressa pela relação D/t , influencia a flambagem local, a ductilidade, a resistência e o confinamento do concreto. Observa-se ampla variação nos valores adotados, com maior frequência de uso na faixa entre 50 e 60 (26%) (Figura 3.8d).

Embora haja decréscimo da área de concreto, o aumento da espessura do perfil tubular em aço sem variação de seu diâmetro proporciona maiores tensões no núcleo e, conseqüentemente, há um aumento no efeito de confinamento (EVIRGEN; TUNCAN; TASKIN, 2014). De acordo com Zhao *et al.* (2018), menores relações D/t aumentam o efeito de confinamento, prolongando o estágio pré-fissuração do concreto. Nesse estágio, a esbeltez local exerce maior influência que a própria resistência dos materiais.

Assim como a esbeltez global, é consenso entre os pesquisadores que ao aumentar a esbeltez local (D/t), o efeito de confinamento é reduzido, assim como a capacidade resistente e a ductilidade do CFST (BHARTIYA *et al.*, 2021; ELLOBODY; YOUNG; LAM, 2006; EVIRGEN; TUNCAN; TASKIN, 2014; HU *et al.*, 2003; HUANG *et al.*, 2002; MURSI; UY, 2003; OLIVEIRA *et al.*, 2010; SCHNEIDER, 1998; ZHAO *et al.*, 2018) e RACFST (Figura 3.15) (CHEN *et al.*, 2014; HAN; XU; HOU, 2022; LYU; HAN; HOU, 2021; WANG; CHEN; GENG, 2015; YANG; HAN, 2006a), devido ao efeito da flambagem local.

De acordo com Hu *et al.* (2003), quando D/t for pequeno, a pressão lateral de confinamento (f_l) será maior, o que melhora o efeito de confinamento no núcleo de concreto. Em estudos realizados por Wang, Chen e Geng (2015), curvas carga x deformação para pilares com D/t inferiores a 40 tendem a apresentar um comportamento elastoplástico perfeito, ou seja, sem regiões de *softening* no pós-pico. Em contrapartida, a curva apresentou maior comportamento de *softening* com o aumento da esbeltez local (Figura 3.15). Segundo Wang, Chen e Geng (2015) e Liang e Fragomeni (2009), com o aumento da relação D/t , haverá uma redução da ductilidade o que faz com que cada elemento do elemento estrutural funcione isoladamente, ou seja, ausência de confinamento.

Figura 3.15 – Curvas carga x deformação do pilar RACFST em função da esbeltez local, carga aplicada na seção mista



Fonte: Adaptado de Wang, Chen e Geng (2015)

3.2.3.7 Influência da resistência dos materiais

De acordo com a Figura 3.8e, nota-se que a classe de concreto comumente usada se concentra entre 30 MPa e 40 MPa (38%). Como os ensaios do banco de dados foram conduzidos com diferentes valores de resistência do concreto, foram utilizadas equações de conversão para homogeneizar os dados (Quadro 3.3).

Quadro 3.3 – Equações de conversão da resistência à compressão do concreto

Referência	Equação
CEB-FIB MODEL CODE (1990)	$f_{cu,150} \cong 1,25 f_{cm}$
EUROCODE 2: part 1-1 (2004)	$f_{ck} \cong 0,83 f_{cu,150}^*$
Yang, Liu e Wang, 2023	$f_{cp} \cong 0,76 f_{cu,150}$
Rashid, Mansur e Paramasivam (2002)	$f_{c,m} \cong 0,96 f_{c,100}$

*A norma britânica BS 8110: Part 1 (1997) adota a expressão mais conservadora $f_{ck} \cong 0,67 f_{cu,150}$, embora seja uma norma clássica, ainda existem pesquisas atuais que a usam, como Chen et al. (2023)

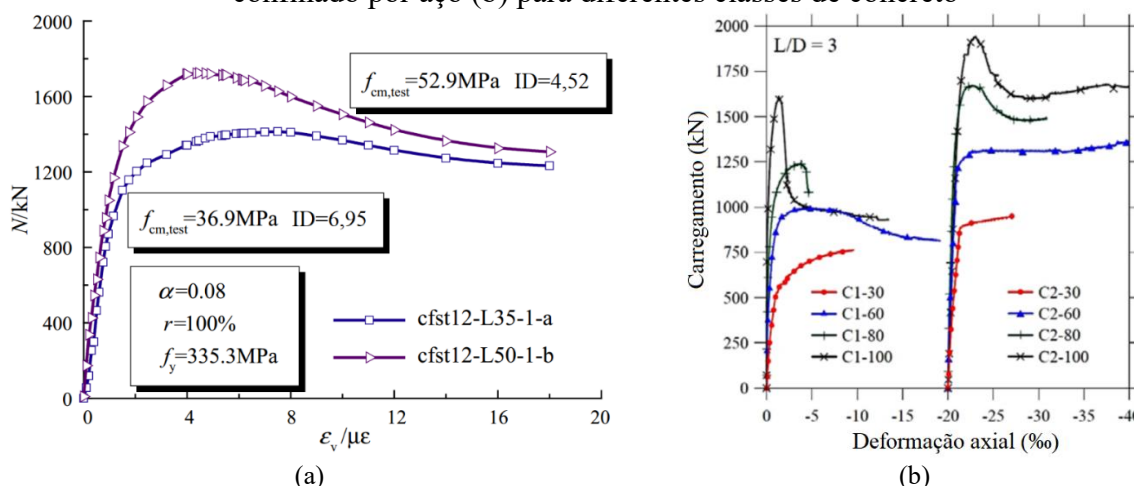
Onde:
 $f_{cu,150}$ é resistência à compressão de cubos de concreto (150 x 150 mm);
 f_{cm} é resistência à compressão cilíndrica média para cilindros de 150 x 300 mm;
 $f_{c,100}$ é resistência à compressão cilíndrica média para cilindros de 100 x 200 mm;
 f_{ck} é resistência à compressão característica aos 28 dias de cilindros de concreto (150 x 300 mm);
 f_{cp} é resistência à compressão de prismas de concreto (150 x 150 x 300 mm).

Fonte: O autor (2022)

Wang, Chen e Geng (2015) observaram que núcleos de concreto de maior f_{ck} proporcionam menor deformação e, conseqüentemente, menor efeito de confinamento, o que justifica a sua menor ductilidade. Isso também corrobora com o observado anteriormente (Figura 3.10), onde um maior teor de substituição, geralmente, proporciona uma menor resistência à compressão do concreto não confinado e, portanto, ao confina-lo, maiores efeitos

de confinamento do núcleo de concreto reciclado serão observados devido a maiores deformações. É apresentado na Figura 3.16a o gráfico que relaciona a força axial à meia altura pela deformação axial obtido por Wang, Chen e Geng (2015), além do cálculo do índice de ductilidade (ID)¹⁵.

Figura 3.16 – Curvas carga x deformação de RACFST (a) e comportamento do concreto confinado por aço (b) para diferentes classes de concreto



Fonte: Adaptado de Wang, Chen e Geng (2015) e Oliveira *et al.* (2010)

Para melhorar o efeito de confinamento com o aumento da classe do concreto, diversos autores recomendam o aumento da espessura do tubo, sendo capaz até de mudar o modo de falha de cisalhamento para flambagem (HE; LIN; JIANG, 2019; OLIVEIRA *et al.*, 2010; XIONG; XIONG; LIEW, 2017; ZHAO *et al.*, 2018). Na Figura 3.16b é apresentado um resultado comparativo, em que C1 é composto por tubos de aço de espessura 3,35 mm e C2 com perfis de espessura 6,0 mm, para uma mesma relação $L/D = 3$.

Como os documentos obtidos pela revisão não trazem variações da tensão de escoamento (f_y) em pilares RACFST, alguns comentários sobre pilares preenchidos com concreto convencional se fazem necessários. Liang e Fragomeni (2009) usaram perfis tubulares com f_y iguais a 350, 450 e 690 MPa e o índice de desempenho axial (IS)¹⁶ obtido foi de 0,345, 0,399 e 0,480, respectivamente, o que mostra uma maior influência do aço no confinamento do pilar preenchido. Han, Li e Bjorhovde (2014) recomendam que a resistência do aço e do concreto devem ser combinadas para que o pilar preenchido adquira melhor desempenho estrutural. Isso significa que ao se utilizar concreto de maior resistência, o perfil tubular também deverá possuir grande resistência ao escoamento.

¹⁵ Semelhante ao índice de encruamento (HI) a ser visto no tópico 3.2.43.2.4.

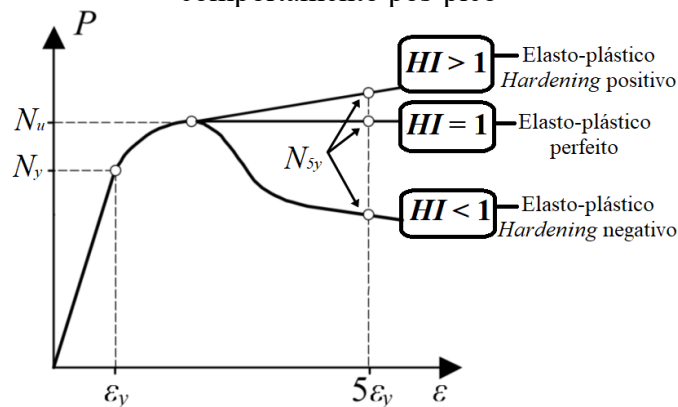
¹⁶ Razão entre força suportada pela seção de aço e carga máxima experimental. Índice usado em pilares mistos.

3.2.4 Efeito do confinamento no comportamento pós-pico e no modo de falha

Johansson (2002) estabeleceu um índice para classificar o comportamento pós-pico, denominado Índice de encruamento (HI), dado pela Equação (3.10) e pela Figura 3.17. Onde N_y é a força equivalente à resistência ao escoamento, ou seja, a carga para a qual o comportamento se torna aparentemente não linear e N_{5y} é a força correspondente a 5 vezes a deformação de escoamento. Vale ressaltar que outros autores também estabeleceram formas de classificar o comportamento pós-pico, como é o caso de Liang e Fragomeni (2009). Nesse caso, o parâmetro é nomeado de Índice de ductilidade (ID) e possui um formato muito semelhante ao Índice de encruamento (HI).

$$HI = \frac{N_{5y}}{N_y} \quad (3.10)$$

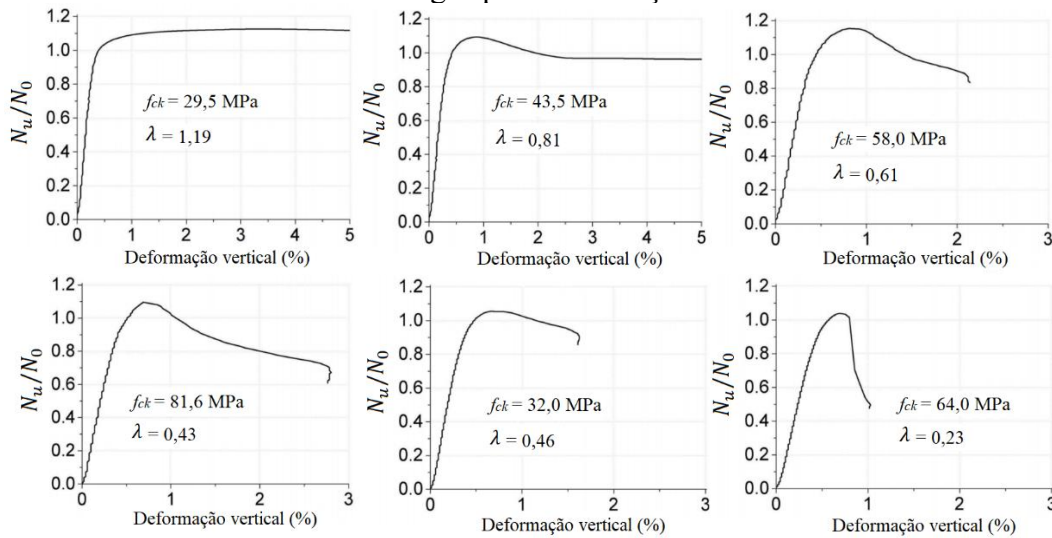
Figura 3.17 – Parâmetros para o cálculo do índice de encruamento e classificação do comportamento pós-pico



Fonte: Adaptado de Johansson (2002)

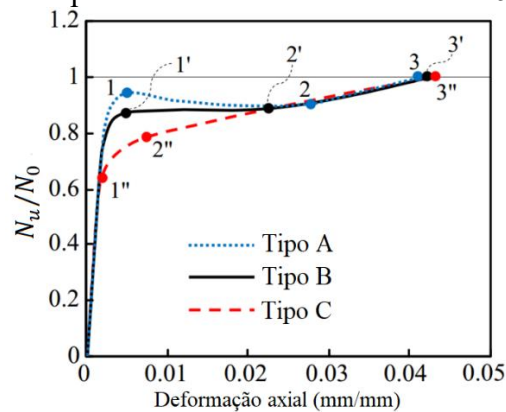
Para Johansson (2002), o *hardening* positivo ocorre para índices de confinamento (Equação (3.1)) maiores que um ($\lambda > 1$), ou seja, $HI > 1$, um comportamento dúctil. Caso λ seja menor que um ($\lambda < 1$), a curva tenderá a apresentar um comportamento com *hardening* negativo ($HI < 1$), ou seja, ocorre um *softening* no pós-pico, tornando o comportamento menos dúctil. Com o decréscimo do índice de confinamento, mais inclinada será a curva de *softening* pós-pico de carregamento. Assim como Johansson (2002), os resultados de He, Lin e Jiang (2019) também apresentaram maior ductilidade para maiores λ e menores inclinações no *softening* pós-pico. É apresentado na Figura 3.18 a relação N_u/N_0 x deformação vertical, onde N_0 é calculado pela soma da força no concreto ($f_{ck}A_c$) com a do aço (f_yA_s).

Figura 3.18 – Curvas N_u/N_0 x deformação vertical com variação do índice de confinamento, com a carga aplicada na seção mista



Fonte: Adaptado de He, Lin e Jiang (2019)

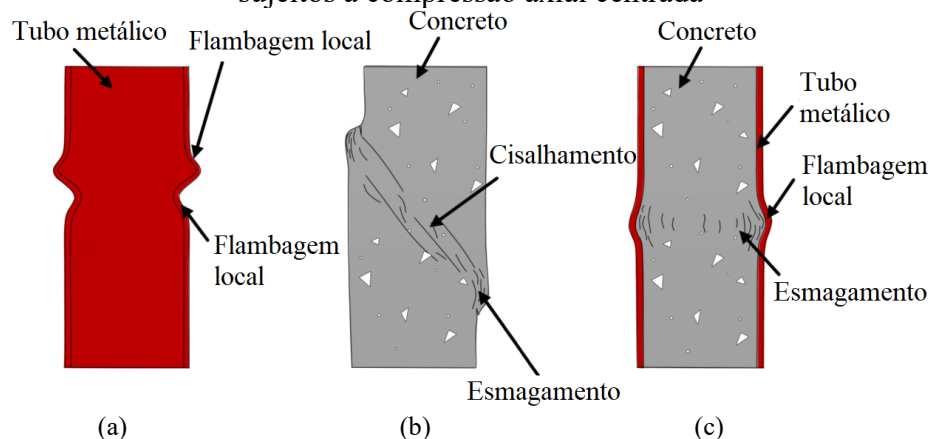
Uy, Tao e Han (2011) e Ye *et al.* (2016) classificaram o comportamento pós-pico das curvas N_u/N_0 versus deformação vertical em três tipos (A, B e C) conforme o índice de confinamento (λ), que aumenta de A para C (Figura 3.19). Nas curvas do tipo A, a carga diminui após o pico (ponto 1) até o ponto 2, voltando a crescer até o ponto 3 devido ao encruamento do aço, geralmente ultrapassando o valor inicial. As curvas B apresentam comportamento similar, porém com um trecho de carga constante entre os pontos 1' e 2', seguido de novo aumento até o ponto 3'. A curva C inicia com um trecho elástico linear, seguido por uma fase plástica não linear até o ponto 2'', onde ocorre flambagem local do tubo de aço e posterior não linearidade do núcleo de concreto. Quanto maior a esbeltez local, maior a deformação no ponto 2'' e menor a inclinação da curva. Após esse ponto, há novo crescimento quase linear até o ponto 3'', também associado ao encruamento do aço. Ye *et al.* (2016) destacam que, para os tipos A e B, a capacidade axial resistente corresponde aos pontos 1 e 1', respectivamente. Já para o tipo C, o ponto 3'' não deve ser considerado o pico de carga, pois nesse estágio o tubo já sofreu flambagem local.

Figura 3.19 – Tipos de curvas de acordo com Ye *et al.* (2016)Fonte: Adaptado de Ye *et al.* (2016)

Diversos autores relatam que o modo de falha de pilares RACFST são muito semelhantes a pilares CFST (CHEN *et al.*, 2014, 2016b; TAM; WANG; TAO, 2014; WANG; CHEN; GENG, 2015), ou seja, a substituição dos agregados graúdos naturais por reciclados não afetam significativamente os modos de falha. Portanto, aqui serão elencadas características observadas tanto para concreto convencional quanto para o reciclado.

Em perfis tubulares curtos de aço submetidos à compressão axial, o modo de falha predominante é a flambagem local (Figura 3.20a). No concreto, a ruptura ocorre por esmagamento e cisalhamento (Figura 3.20b). Já nos pilares CFST curtos, o núcleo de concreto melhora a resistência à flambagem local do tubo, resultando em uma falha combinada, onde o tubo sofre flambagem local e o núcleo apresenta ruptura mais dúctil (Figura 3.20c) (HAN; LI; BJORHOVDE, 2014; JIN *et al.*, 2019; OLIVEIRA *et al.*, 2010).

Figura 3.20 – Modo de falha de tubos de aço (a), concreto (b) e pilares CFST curtos (c) sujeitos a compressão axial centrada

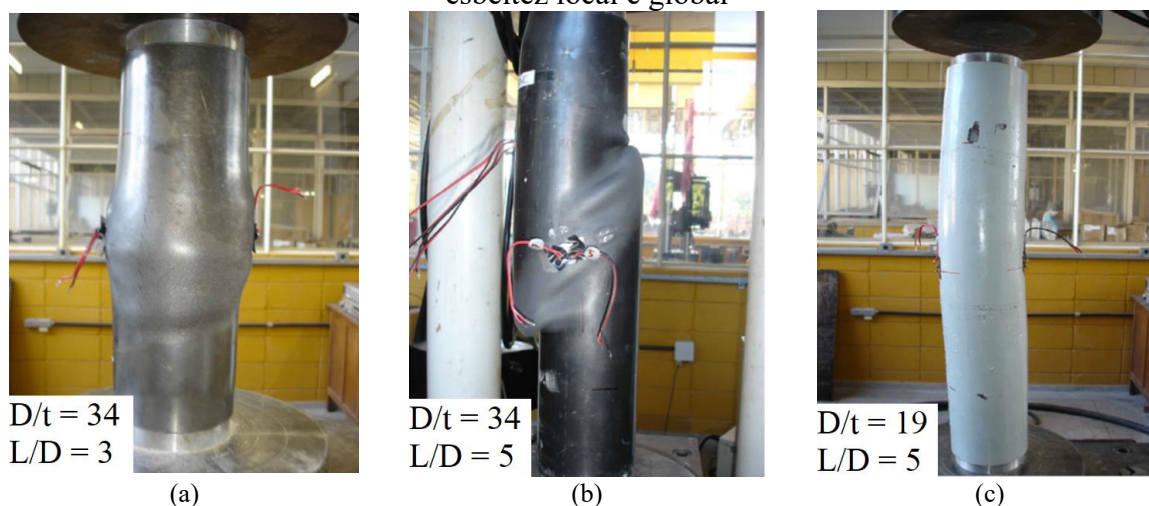


Fonte: Adaptado de Han, Li e Bjorhovde (2014)

Oliveira *et al.* (2010) observaram que os modos de falha do concreto convencional confinado por aço sob compressão axial variam conforme a esbelteza local (D/t) e global (L/D).

Nos CFST curtos ($L/D = 3$), a falha ocorreu por esmagamento do núcleo de concreto, associado à flambagem local do tubo de aço, mesmo com o aumento da espessura do tubo (de 3,35 mm para 6,00 mm) (Figura 3.21a). Quando a esbelteza global foi ampliada para $L/D = 5$ e $D/t \approx 34$, o modo de ruptura predominante passou a ser o cisalhamento do núcleo (Figura 3.21b). Contudo, ao reduzir D/t para cerca de 19 (mantendo $L/D = 5$), o confinamento impediu o cisalhamento, levando à instabilidade global (Figura 3.21c). Para L/D entre 7 e 10 com $D/t = 34$, as falhas ocorreram por cisalhamento; porém, ao reduzir D/t para 19, o modo de falha voltou a ser a instabilidade global.

Figura 3.21 – Modos de falha do concreto confinado por tubos de aço com variação da esbelteza local e global

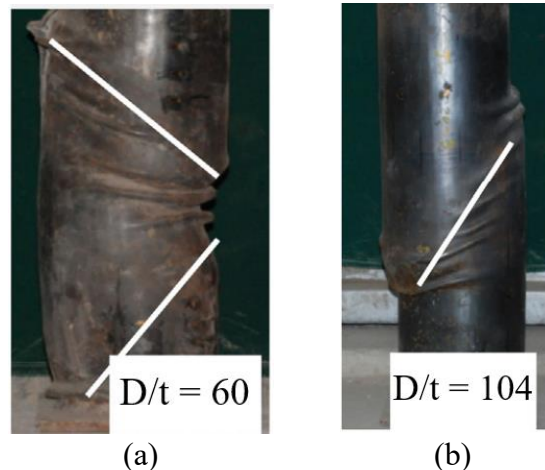


Fonte: Adaptado de Oliveira *et al.* (2010)

De acordo com Jin *et al.* (2019), o aumento do efeito de confinamento proporcionado pelo aumento da espessura possibilita a redução da inclinação do plano de fratura ao cisalhamento. Portanto, o aumento desse efeito provocou uma mudança do tipo de falha, passando de frágil ao cisalhamento para dúctil por esmagamento/cisalhamento.

Em estudos realizados por Zhou, Sun e Wu (2018), para uma mesma classe de concreto ($f_{ck} = 42,4$ MPa) e uma mesma esbelteza global ($L/D = 3,7$), uma relação D/t de até 64 possibilitou um modo de falha diferente. Nesse caso, o efeito de confinamento foi suficiente para que uma segunda superfície de ruptura ao cisalhamento se formasse no perfil tubular em aço (Figura 3.22a). Entretanto, para grande esbelteza local ($124 \geq D/t \geq 80$), a carga axial não pode ser transferida e apenas uma superfície de cisalhamento foi observada (Figura 3.22b).

Figura 3.22 – Falha do concreto confinado por tubos de aço de acordo com a esbelteza local, carga na seção mista



Fonte: Adaptado de Zhou, Sun e Wu (2018)

A partir de 177 resultados coletados, Wang, Fan e Lai (2022) concluíram que existem dois modos de falha dominantes para perfis tubulares preenchidos com concreto, são eles: falha por flambagem (FF) e falha por cisalhamento (FC). Para os autores, a variação dos parâmetros L/D e f_{ck} não tiveram tanta influência nos modos de falha. Em relação a esbelteza local (D/t), valores acima de 90 mostram que o principal modo de falha é pelo cisalhamento (FC). Entretanto, para valores entre 15 e 90, não foram encontradas grandes diferenças entre os modos. Com relação a resistência à compressão do núcleo de concreto, a falha por flambagem (FF) é predominante para classes de concreto inferiores a 40 MPa. Já para resistências entre 40 e 80 MPa, observa-se que o principal modo de falha é por cisalhamento (FC).

3.2.5 Aplicações de tubos preenchidos com concreto

Atualmente, a utilização de pilares mistos de aço preenchidos com concreto reciclado (RACFST) permanece restrita ao campo experimental e acadêmico, sem aplicação efetiva em construções comerciais, enquanto concreto reciclado confinado por tubos de aço (STCRC) ainda não foi estudado. Como visto anteriormente, diversos estudos têm investigado o desempenho estrutural e a viabilidade de soluções semelhantes. Entretanto, não há registros de obras comerciais em andamento ou finalizadas. Portanto, este tópico focará apenas em pilares mistos preenchidos com concreto convencional (CFST) e pilares de concreto confinados por tubos de aço (STCC).

A utilização de tubos preenchidos com concreto convencional é amplamente consolidada no Brasil e em diversos países, especialmente na China, que se destaca em aplicações e pesquisas sobre o tema. Segundo Han, Li e Bjorhovde (2014), o país utiliza essa técnica há mais de 55 anos, com crescimento acelerado nas últimas décadas, desde as primeiras obras em 1966, como a estação de metrô Qianmen, em Pequim.

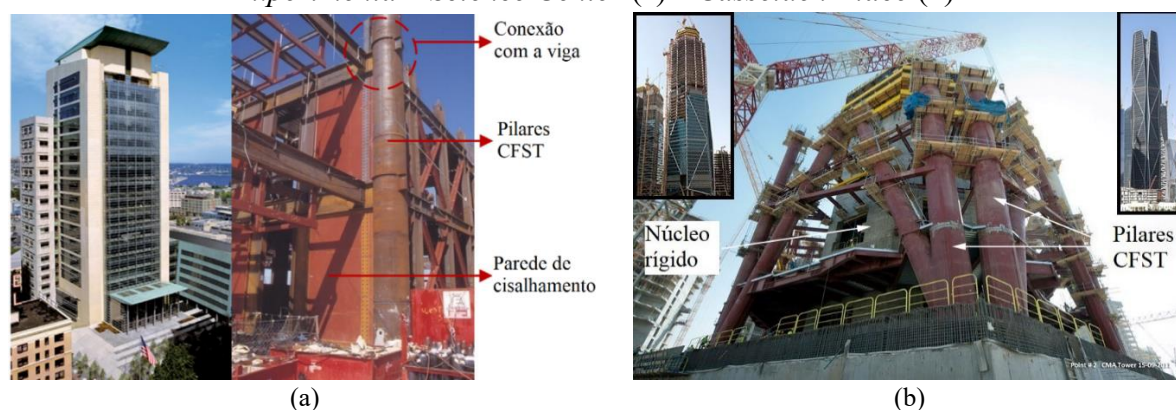
Figura 3.23 – Usina chinesa (a) e torres de transmissão com CFST (b)

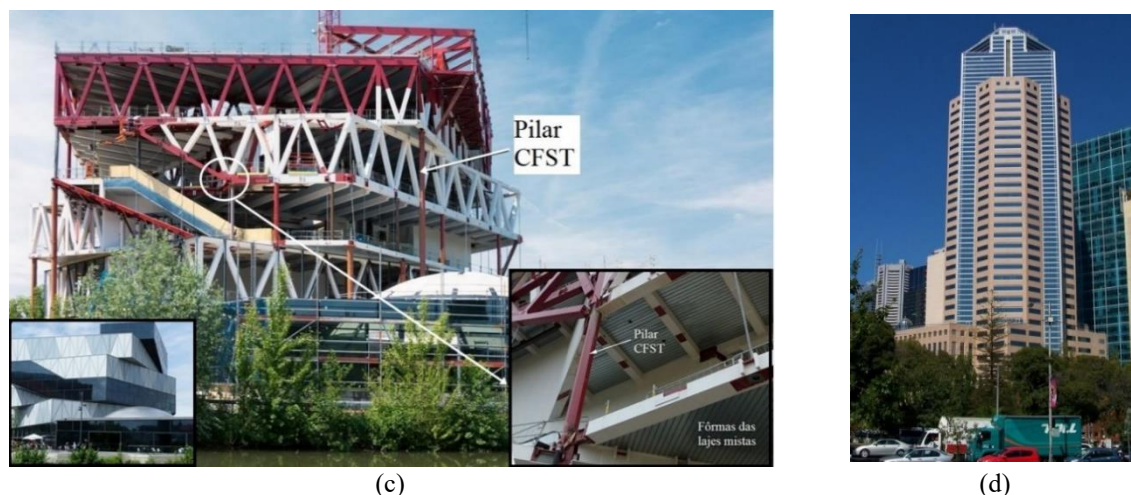


Fonte: Adaptado de Han, Li e Bjorhovde (2014)

Diversas obras ao redor do mundo destacam o uso de pilares mistos preenchidos com concreto (CFST). Na China, o SEG Plaza (2000) foi um dos primeiros arranha-céus com pilares CFST, com 291,6 m de altura. Outros exemplos notáveis incluem o Ping An Finance Center (2017, 555 m) e o Wuhan Greenland Center (2022, 476 m). A ponte Wangcang East River (1992) foi uma das primeiras pontes em arco com pilares mistos, enquanto a torre de Zhoushan (370 m) (Figura 3.23b) demonstra a aplicação em torres de transmissão. Nos EUA, o U.S. Federal Courthouse em Seattle (2004, 119 m) emprega pilares mistos semelhantes (Figura 3.24a). Outras obras relevantes são o *The Capital Market Authority Office (CMA) Tower* na Arábia Saudita (2021, 385 m) (Figura 3.24b), o *Experienta Science Center* na Alemanha (2019, 39 m) (Figura 3.24c) e o *Casselden Place* na Austrália (1992, 166 m) (Figura 3.24d), todas evidenciando a versatilidade e consolidação da tecnologia CFST em diferentes tipologias estruturais (MOON *et al.*, 2014; AZEVEDO, 2018; MONTANA: A TATA STEEL ENTERPRISE, 2019).

Figura 3.24 – U.S. Federal Courthouses (a), *The Capital Market Authority Office Tower* (b), *Experienta – Science Center* (c) e *Casselden Place* (d)





Fonte: Adaptado de Moon *et al.* (2014), DNEC (2021)¹⁷, MONTANA: A Tata Steel Enterprise (2019), Dickson (2022)¹⁸

No Brasil, destacam-se duas importantes construções com o uso de estruturas mistas preenchidas. O Concórdia Corporate, em Nova Lima (MG), inaugurado em 2017, possui 172 m de altura e 45 pavimentos, combinando núcleo de concreto e estrutura metálica, caracterizando-se como edificação híbrida (Figura 3.25a) (CONSTRUÇÃO METÁLICA, 2017). Já o AQWA Corporate, no Rio de Janeiro, concluído em 2018, tem 90 m de altura e vãos de até 30 m, utilizando pilares mistos preenchidos para garantir precisão geométrica e eficiência construtiva, dispensando o uso de fôrmas e escoramentos (Figura 3.25b) (REVISTA ESTRUTURA, 2018).

Figura 3.25 – Concórdia Corporate (a) e AQWA Corporate (b)



Fonte: Adaptado de Construção Metálica (2017), Bedê (2016)¹⁹, CTE²⁰, Revista Estrutura (2018)

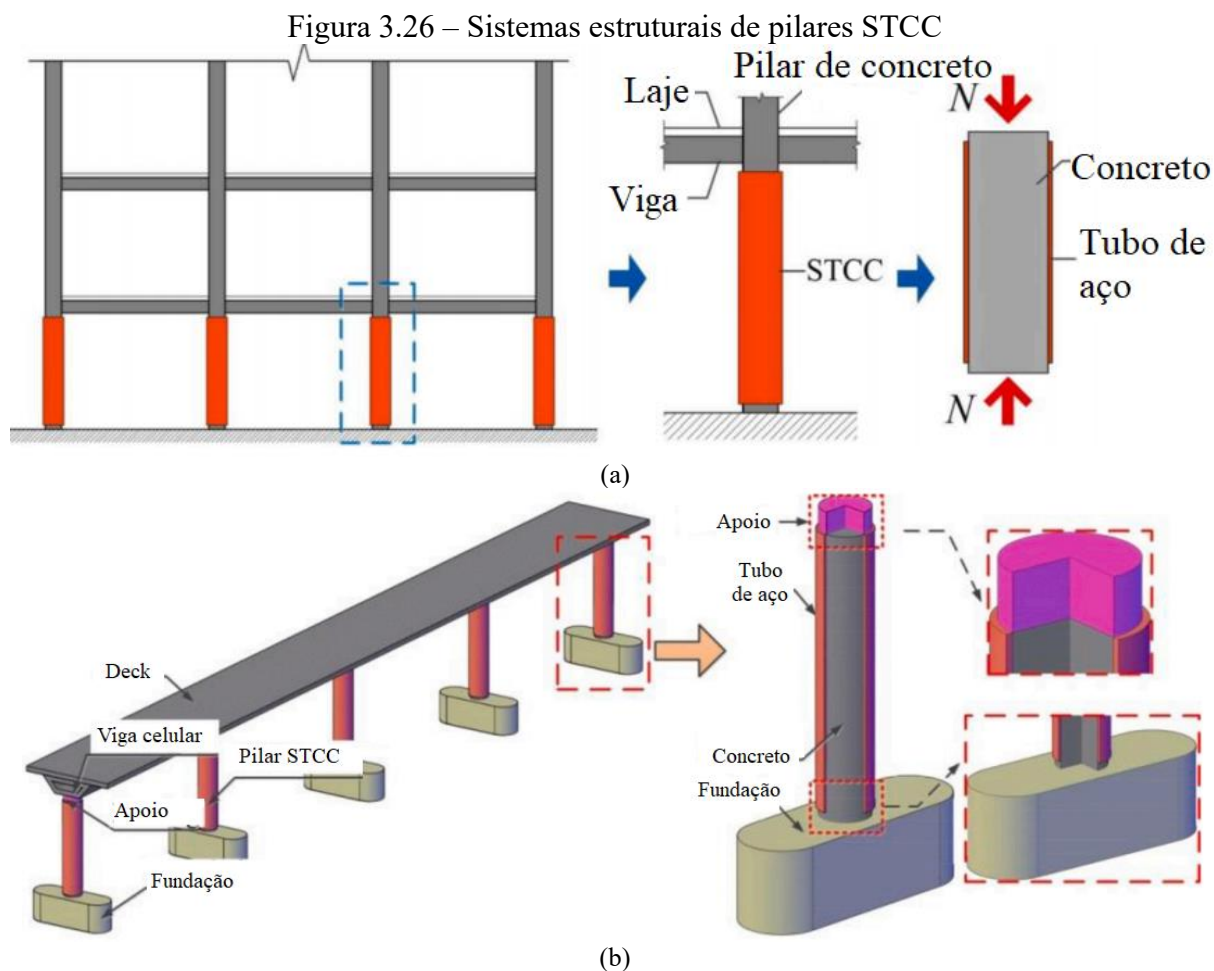
¹⁷ <https://dnec.com/portfolio-item/cma-tower/>. Acesso em: 23 jun. 2022

¹⁸ <https://www.skyscrapercenter.com/building/casselden-place/2985>. Acesso em: 23 jun. 2022

¹⁹ http://www.abece.com.br/enec2016/Palestras/PAULO_BEDE.pdf. Acesso em: 23 jun. 2022

²⁰ <https://cte.com.br/cases/sustentabilidade/projeto-aqwa/>. Acesso em: 23 jun. 2022

Diferentemente dos pilares de aço conformados a frio (CFST), o principal objetivo de pilares STCC é confinar o núcleo de concreto em vez de suportar diretamente a carga axial. Os tubos de aço são desconectados nas conexões viga-pilar ou pilar-fundação para evitar a transferência direta da força axial (Figura 3.26). Embora não se tenha relatos de construções com este sistema, esta solução estrutural possui grande aplicação prática, como no reforço de colunas de concreto armado através do uso de tubos de aço externos (HASSANEIN et al., 2023; HOANG; FEHLING, 2017; YU et al., 2010a; ZHAOYUAN et al., 2022a; ZHU; CHEN; CHAN, 2021) (Figura 3.26a), bem como na construção de pilares de pontes equipados com apoios de amortecimento (QIYUN; ZHAOYUAN; WANLIN, 2021) (Figura 3.26b), o que permite que a carga seja suportada diretamente pelo concreto.



Fonte: Adaptado de Zhaoyuan et al. (2022a) e Qiyun, Zhaoyuan e Wanlin (2021)

Como pode ser observado, pilares mistos CFST têm sido muito utilizados em grandes arranha-céus, enquanto a aplicação de pilares STCC ainda é limitada. Suas aplicações se justificam pela grande ductilidade, resistência à abalos sísmicos, eficiência na construção e grande resistência a temperaturas elevadas (incêndio), características fundamentais para

construções de edifícios altos. Outro ponto a ser destacado é a grande utilização de concretos de resistência elevada, com o objetivo de redução da seção transversal. Entretanto, até o presente momento, não foram encontrados relatos de construções com pilares mistos preenchidos com concreto reciclado em território nacional e internacional.

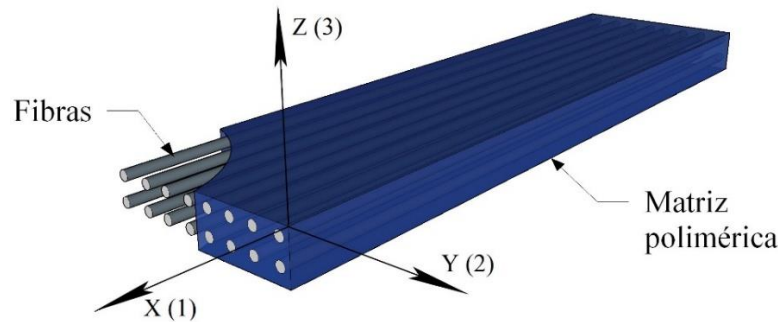
3.3 CONCRETO RECICLADO CONFINADO POR FRP

Com relação ao uso de FRP no confinamento do concreto, o Japão foi o primeiro país a confinar o concreto armado usando materiais compósitos nos anos 1980, com a finalidade de promover maior ductilidade devido as constantes ações sísmicas sofridas nesse território. Assim como o país asiático, os Estados Unidos também realizaram estudos sobre o assunto. Em 1990, a *Fyfe Company* desenvolveu um compósito de vidro para reforçar pilares de concreto armado (BANK, 2006). Quanto ao conceito de tubos de FRP preenchidos com concreto, aqui nomeado de *Concrete Filled FRP Tubes* (CFFT), foram primeiramente usados como novos elementos estruturais por Fardis e Khalili (1981, *apud* DONG *et al.*, 2021). Em comparação com tubos de aço, os tubos de FRP tem excelente resistência à corrosão e são muito mais leves (ZHOU, 2019). Portanto, a utilização de tubos de FRP como material confinante para o concreto reciclado (RAC) é considerada uma estratégia eficaz. Xiao *et al.* (2012) foram os primeiros pesquisadores a preencher tubos de FRP com RAC (*Recycled Aggregate Concrete Filled FRP Tubes – RACFFT*), utilizando tecido de fibra de vidro (*Glass Fiber Reinforced Polymer – GFRP*) como compósito. Eles descobriram que as propriedades mecânicas do RAC confinado por tubos de aço são melhores que aquelas do RAC confinado por tubos de GFRP. Em seguida, Xie e Ozbakkaloglu (2016) utilizaram tubos de *Carbon Fiber Reinforced Polymer* (CFRP) como confinamento do RAC. Portanto, o estudo de FRP como material confinante do concreto reciclado ainda é recente e pouco explorado (CHEN *et al.*, 2018; DEY; DAS; MISHRA, 2020; HUANG; LI, 2024; LI *et al.*, 2019; RONG *et al.*, 2022; XIAO *et al.*, 2012; XIE; OZBAKKALOGLU, 2016; ZHAO; YU; TENG, 2015)

3.3.1 *Fiber Reinforced Polymer* (FRP)

Os materiais nomeados *Fiber Reinforced Plastics* (FRP), ou seja, Polímeros Reforçado com Fibras (PRF), são materiais compósitos constituídos por fibras embebidas em uma matriz polimérica (Figura 3.27).

Figura 3.27 – Esquema de uma lâmina de FRP unidirecional



Fonte: O autor (2022)

As fibras apresentam-se sob a forma de filamentos de pequeno diâmetro, baixa densidade e comportamento frágil. São responsáveis pela resistência à tração e rigidez do material compósito. Caso o compósito seja unidirecional (Figura 3.27), a direção principal das fibras leva a maior rigidez e resistência ao FRP (eixo X). Entretanto, à medida que se aproxima da direção normal, essa rigidez tende a diminuir, até atingir seu mínimo na direção perpendicular as fibras (eixo Y ou Z) (TENG *et al.*, 2002). Dependendo do material que compõe a fibra, o material compósito será nomeado como: *Carbon Fiber Reinforced Polymer* (CFRP) ou Polímero Reforçado com Fibra de Carbono (PRFC), *Glass Fiber Reinforced Polymer* (GFRP) ou Polímero Reforçado com Fibra de Vidro (PRFV), *Aramid Fiber Reinforced Polymer* (AFRP) ou Polímero Reforçado com Fibra de Aramida (PRFA). As principais vantagens do FRP são: baixa corrosão, baixo peso próprio, facilidade de aplicação, alta resistência à tração, rigidez adaptável, grande capacidade de deformação e diversidade de tamanhos e geometrias. Entretanto, o FRP apresenta algumas desvantagens. Uma das principais é o seu comportamento elástico linear até a ruptura, característica de materiais pouco dúcteis. Algumas das principais propriedades das fibras mais comuns são apresentadas na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Principais propriedades das fibras mais comuns

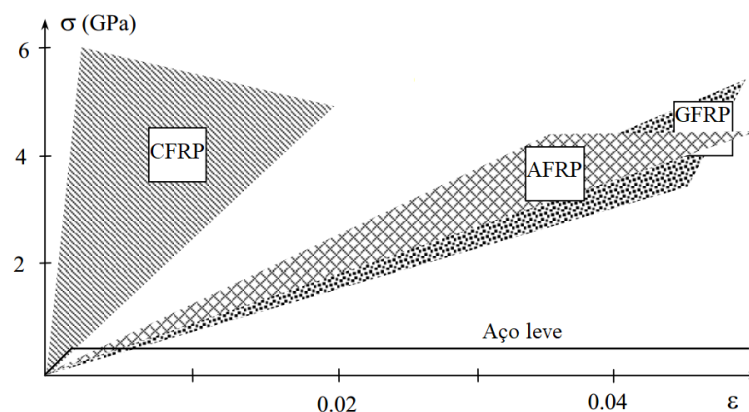
Tipos de Fibras		Densidade (g/cm ³)	Resistência à tração (f_f) (GPa)	Módulo de elasticidade (E_f) (GPa)	Deformação última à tração (ϵ_f) (%)	Diâmetro da fibra (μ m)
Carbon (C)	Tipo PAN ^(a) – Alta resistência (HS)	1,7 – 1,8	3,5 – 5,0	200 – 260	1,2 – 1,8	5 – 8
	Tipo PAN ^(a) – Alto módulo (HM)	1,8 – 2,0	2,5 – 4,0	350 – 700	0,4 – 0,8	5 – 8
	Tipo <i>Pitch</i> ^(b) – Alto módulo (HM)	1,9 – 2,1	3,0 – 3,5	400 – 800	0,4 – 1,5	9 – 18
Glass (G)	<i>E-glass</i> ^(c)	2,55 – 2,60	1,9 – 3,0	70	3,0 – 4,5	8 – 12
	<i>S-glass</i> ^(d)	2,55 – 2,60	3,5 – 4,8	85 – 90	4,5 – 5,5	14
	<i>AR-glass</i> ^(e)	2,27	1,8 – 3,5	70 – 76	2,0 – 3,0	8 – 12
Aramid (A)	Baixo módulo	1,40 – 1,45	3,5 – 4,1	70 – 80	4,3 – 5,0	12
	Alto módulo	1,40 – 1,45	3,5 – 4,0	115 – 130	2,5 – 3,5	12

^(a)Fibras tipo PAN são obtidas por pirólise e oxidação de fibras sintéticas de Poliacrilonitrila. ^(b)Fibras tipo Pitch são obtidas pela pirólise do petróleo destilado ou do piche convertido em cristal líquido. ^(c)Fibras tipo “E” contêm grandes quantidades de ácido bórico e aluminato, sendo desvantajosas pela baixa resistência alcalina, entretanto, possui alta resistência elétrica. ^(d)Fibras tipo “S” são mais fortes e rígidas que as fibras tipo “E”, mas ainda não resistente a álcalis. ^(e)Fibras resistentes a álcalis.

Fonte: Adaptado de Fédération Internationale du Béton (2001); Matthys (2000) e Uomoto *et al.* (2002)

A Figura 3.28 apresenta diagramas tensão x deformação de algumas fibras comerciais. Nota-se a diferença de resistência entre o aço e os materiais poliméricos, principalmente do CFRP. O aço apresenta uma rigidez semelhante ao carbono, mas a ruptura do metal é dúctil, enquanto dos compósitos é frágil. Além disso, são frágeis a altas temperaturas (algumas resinas epóxi começam a perder rigidez em entre 45° C e 70° C), coeficiente de dilatação é incompatível com o concreto e, em certos casos, são mais caras que o aço. Portanto, a aplicação do FRP em estruturas deve-se levar em consideração possíveis inconvenientes, incluindo não apenas aspectos mecânicos, mas também construtibilidade e durabilidade (FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON, 2001).

Figura 3.28 –Gráfico tensão x deformação de compósitos comerciais comparados com aço



Fonte: Adaptado de Fédération Internationale du Béton (2001)

Os compósitos encontrados comercialmente podem ser na forma de tecidos (*sheets*) laminados e lâminas pré-fabricadas. A fração volumétrica de fibras (V_f) é cerca de 50 – 70% de fibras para lâminas pré-fabricadas e pode variar de 20% a 55% para compósitos fabricados a partir da técnica *hand layup*²¹. No entanto, é mais comum encontrar valores na faixa de 30% a 45% (JONES, 1999).

As lâminas são unidirecionais, possuem espessura da ordem de 1 mm e são feitas por pultrusão ou laminação. Para sua fixação no concreto, apenas adesivos são necessários. Já os

²¹ Técnica usada para laminação de um material (tecido de fibra de vidro ou carbono, por exemplo), onde camadas do tecido é manualmente impregnada com resina e posteriormente curada.

tecidos (*sheets*) podem ser unidirecionais, bidirecionais, ortogonais ou ainda pré-impregnados. No caso das pré-impregnadas, somente se torna um compósito de FRP após a execução do reforço no local, ou seja, aplicado *in situ* sobre um adesivo epóxi previamente espalhado sobre a superfície do elemento de concreto a ser reforçado (CALLISTER JR; RETHWISCH, 2018; CARRAZEDO, 2005).

As matrizes, geralmente, são constituídas de resinas, configuram geometricamente o material e garantem que as fibras funcionem em conjunto. Os esforços são transferidos de umas fibras às outras, protegendo-as das agressões ambientais, danos mecânicos e fenômenos de instabilidade (TENG *et al.*, 2002). A resina é o principal componente de uma matriz. Dois tipos principais de resinas se destacam: termofixos e termoplásticos. O primeiro é o mais comum para a fabricação de compósitos de FRP e oferece alta rigidez, estabilidade dimensional e térmica, alta resistência a efeitos elétricos, químicos e solventes (ABBOOD *et al.*, 2021). É apresentado na Tabela 3.3 algumas das principais propriedades das resinas termo fixas.

Tabela 3.3 – Propriedades de algumas resinas termo fixas para matrizes de FRP

Propriedades a 20°C	Resina		
	Poliéster	Epóxi	Éster vinílico
Densidade (g/cm ³)	1,2 – 1,4	1,2 – 1,4	1,15 – 1,35
Resistência à tração (MPa)	34,5 – 104	55 – 130	73 – 81
Módulo de elasticidade (GPa)	2,1 – 3,45	2,75 – 4,10	3,0 – 3,5
Coefficiente de Poisson	0,35 – 0,39	0,38 – 0,40	0,36 – 0,39
Coefficiente de expansão térmica (10 ⁻⁶ /°C)	55 – 100	45 – 65	50 – 75
Saturação (%)	0,15 – 0,6	0,08 – 0,15	0,14 – 1,30

Fonte: Adaptado de Gudonis *et al.* (2014)

O objetivo do adesivo é fornecer um caminho de carga de cisalhamento entre a superfície de concreto e o material compósito, para que se possa desenvolver a ação completa do FRP e, conseqüentemente, a ação conjunta entre os materiais. O tipo mais comum de adesivos estruturais é o epóxi, resultado da mistura de uma resina epóxi (polímero) com um endurecedor. Algumas das principais vantagens da utilização são: alta atividade superficial e boas propriedades de molhagem para diferentes substratos; alta resistência coesiva; a falha da junta pode ser ditada pela força aderente; possui baixa retração e permite a aplicação em grandes áreas apenas com a pressão de contato; possui baixa fluência e grande retenção de força quando sujeito a carga sustentada (longa duração); podem ser tixotrópicas para aplicação em superfícies verticais; acomodam irregularidades com espessuras consideráveis (FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON, 2001). A Tabela 3.4 traz algumas das principais propriedades dos adesivos epóxi curados a frio.

Tabela 3.4 – Principais propriedades de adesivos epóxi curados a frio

Propriedades a 20°C	Epóxi
Densidade (g/cm ³)	1,1 – 1,7
Resistência à tração (MPa)	9 – 30
Resistência ao cisalhamento (MPa)	10 – 30
Resistência à compressão (MPa)	55 – 110
Módulo de elasticidade (GPa)	0,5 – 20
Módulo de elasticidade transversal (GPa)	0,2 – 8,0
Coefficiente de Poisson	0,3 – 0,4
Deformação na tração até a ruptura (%)	0,5 – 5,0
Energia de fratura aproximada (Jm ⁻²)	200 – 1000
Coefficiente de expansão térmica (10 ⁻⁶ /°C)	25 – 100
Absorção de água: 7 dias – 25°C (%)	0,1 – 3,0

Fonte: Adaptado de Fédération Internationale du Béton (2001)

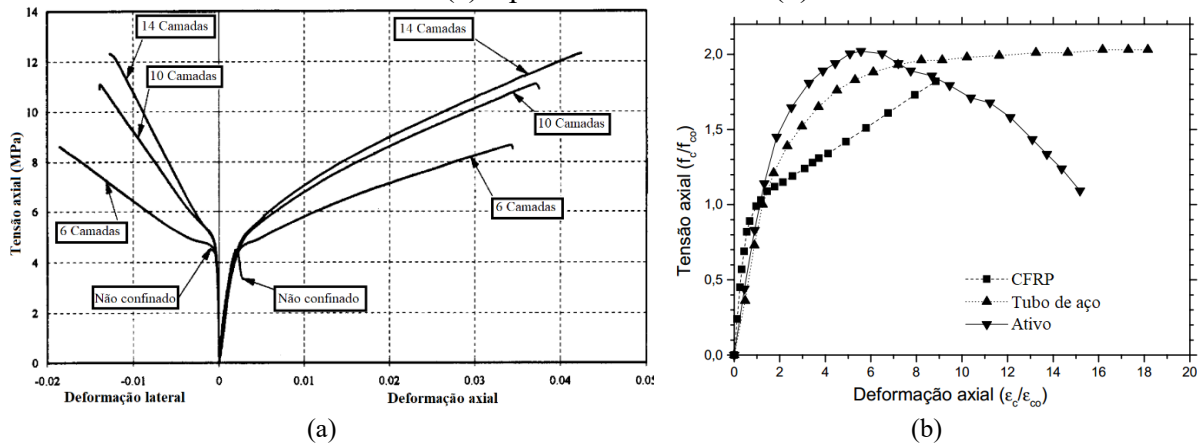
3.3.2 Confinamento do concreto com FRP

Assim como o confinamento com aço, o confinamento com FRP limita a dilatação volumétrica do concreto quando submetido a compressão, oferecendo uma pressão lateral confinante (ver seção 3.2.2). Entretanto, existe uma diferença no histórico de carregamento entre esses tipos de confinamento, ou seja, o diagrama tensão vs. deformação. No concreto confinado por tubos de aço há elevadas pressões laterais desde o início do carregamento, semelhante a um confinamento ativo (ensaios triaxiais). Após o escoamento do tubo de aço em função do seu encruamento, ainda existirá confinamento, tornando o comportamento mais dúctil (Figura 3.15). No caso do FRP, não haverá escoamento e seu comportamento é frágil, portanto, seu histórico será diferente.

O comportamento tensão x deformação em pilares de concreto confinados com FRP segue um comportamento bi linear, como apresentado na Figura 3.29a. As curvas à direita representam a tensão axial x deformação axial, enquanto as da esquerda representam a tensão axial x deformação lateral. Tais curvas seguem um padrão semelhante ao concreto não confinado até valores próximos a f_{co} , devido a expansão lateral do núcleo de concreto ser insignificante. Na sequência, há aumento da microfissuração do concreto e uma zona de transição é inserida, onde o FRP exerce uma pressão lateral no núcleo de concreto e diminui a degradação da rigidez. Após essa fase, a rigidez axial se estabiliza em um segundo trecho linear, dependente da rigidez lateral do FRP (E_l) e das propriedades do concreto (MIMIRAN; SHAHAWAY, 1997). Vale ressaltar que para tecidos de FRP pouco rígidos ou de baixa espessura, há pouco efeito de confinamento e o segundo trecho linear ascendente pode ser descendente após ser atingida uma resistência igual ou superior ao concreto não confinado. Caso os tecidos apresentem rigidez elevada, há a possibilidade de um trecho de transição mais

prolongado, ou ainda, o prolongamento do primeiro trecho linear (CARRAZEDO, 2005). É apresentado na Figura 3.29b um comparativo entre o confinamento por aço, FRP e triaxial.

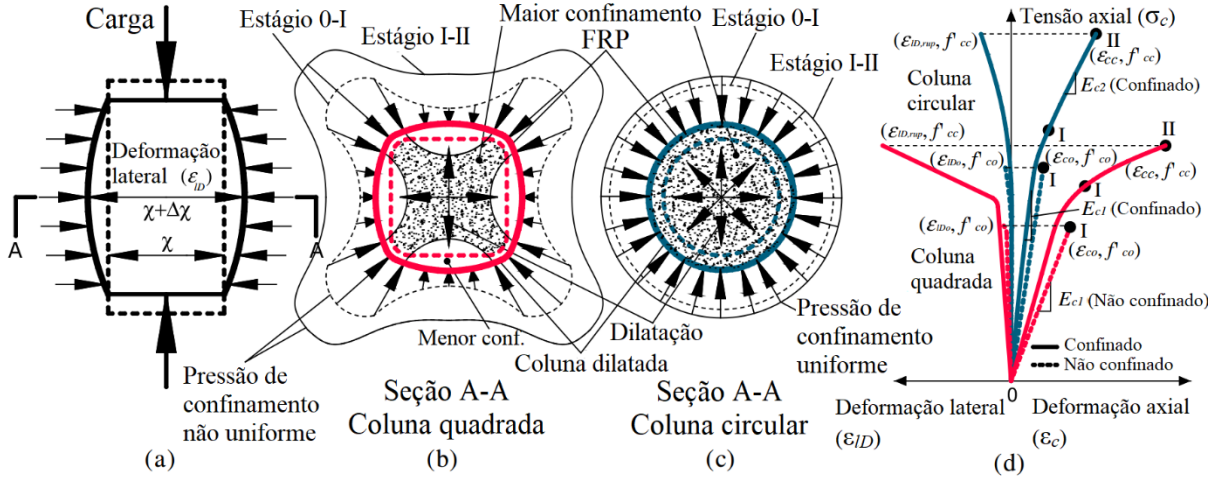
Figura 3.29 – Comportamento tensão x deformação para concreto convencional confinado por FRP (a) e por outros materiais (b)



Fonte: Adaptado de Mimiran e Shahaway (1997); Untiveros (2002)

Um dos principais fatores que reduzem a pressão lateral confinante em pilares confinados com FRP é a forma da seção transversal. Nesse sentido, a falha de pilares circulares e não circulares (quadrado e retangular) será diferente, uma vez que as pressões confinantes serão uniformes (Figura 3.30c) e não uniformes (Figura 3.30b), respectivamente. Em seções não circulares, o concreto sofre maior dilatação nos trechos retos porque a rigidez à flexão é menor, reduzindo o efeito de confinamento. Já em seções circulares, a curvatura natural da forma ajuda a distribuir as pressões laterais, equilibrando as tensões. Esse efeito não acontece em trechos retos de seções não circulares, onde não há curvatura para compensar as pressões. Portanto, esse comportamento se assemelha a pilares confinados com aço, onde seções circulares proporcionam maior rigidez e maior resistência à compressão do núcleo de concreto (CARRAZEDO, 2005; CHOUDHURY *et al.*, 2016). De acordo com Shehata, Carneiro e Shehata (2002), a efetividade do confinamento é maior para pilares circulares, menor para seções quadradas e mínima para retangulares (Figura 3.30d).

Figura 3.30 – Deformação lateral (a), distribuição da pressão lateral em seção quadrada (b) e circular (c) e comportamento tensão x deformação padrão (d)



Fonte: Adaptado de Choudhury *et al.* (2016)

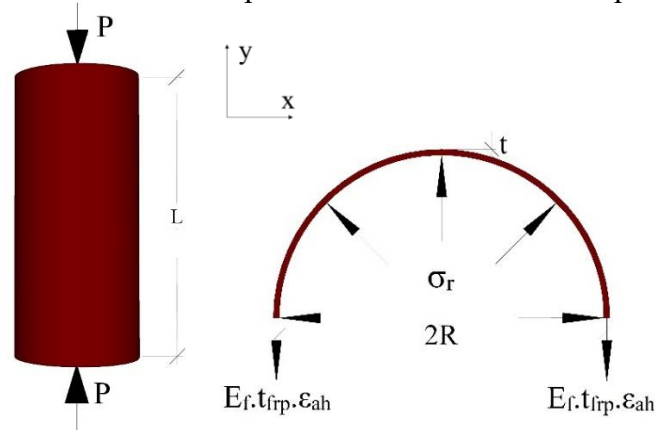
3.3.3 Pressão lateral de confinamento: FRP

A pressão lateral de confinamento para pilares RACCF ($f_{l,FRP}$) é obtida de forma análoga ao confinamento com aço. A partir do equilíbrio de forças do diagrama de corpo livre (Figura 3.31) e compatibilidade geométrica entre o concreto e o FRP, é possível obter a Equação (3.11) referente a pressão de confinamento lateral atuando sobre o núcleo de concreto σ_r é dada por:

$$\sigma_r = \frac{f_{ah}^{frp} \cdot n_{frp} \cdot t_{frp}}{R} = \frac{2 \cdot f_{ah}^{frp} \cdot n_{frp} \cdot t_{frp}}{D} \quad (3.11)$$

onde f_{ah}^{frp} é a tensão de tração circunferencial em FRP, n_{frp} é o número de camadas de FRP, t_{frp} é a espessura do envoltório de FRP e R e D são raio e diâmetro do núcleo de concreto confinado, respectivamente.

Figura 3.31 – Estado de tensões em um tubo de parede fina submetido à compressão axial



Fonte: O autor (2024)

Caso o FRP seja carregado apenas com tração circunferencial, então a tensão circunferencial será proporcional a deformação circunferencial ε_{ah}^{frp} devido a linearidade do FRP, portanto f_{ah}^{frp} pode ser escrito como:

$$f_{ah}^{frp} = E_f \cdot \varepsilon_{ah}^{frp} \quad (3.12)$$

onde E_f é o módulo de elasticidade do FRP.

De acordo com Lam e Teng (2003), a falha por ruptura do compósito na direção circunferencial é o caso mais comum para concreto confinado por FRP, ou seja, quando atinge sua resistência à tração. Essa suposição é base para calcular a tensão lateral máxima de confinamento usando FRP ($f_{l,frp}$). Tomando como base a Equação (3.11), é possível determinar a tensão lateral máxima de confinamento usando FRP ($f_{l,frp}$) pela Equação (3.13), onde f_{frp} é a resistência à tração do FRP na direção circunferencial.

$$f_{l,frp} = \frac{2 \cdot f_{frp} \cdot n_{frp} \cdot t_{frp}}{D} \quad (3.13)$$

Entretanto, segundo Lam e Teng (2003), os resultados experimentais mostram que, na maioria dos casos, resistência à tração do FRP não foi atingida na ruptura. Logo, a tensão lateral máxima de confinamento dada pela Equação (3.13) é apenas um valor nominal e deve ser representada pela Equação (3.14), onde $\varepsilon_{h,rup}^{frp}$ é a deformação circunferencial de ruptura do FRP.

$$f_{l,frp} = \frac{2 \cdot E_f \cdot n_{frp} \cdot t_{frp} \cdot \varepsilon_{h,rup}^{frp}}{D} \quad (3.14)$$

A razão entre a deformação média de ruptura circunferencial do FRP ($\varepsilon_{h,rup}^{frp}$) e a deformação de tração máxima do material obtida nos ensaios (ε_{fu}) foi denominada fator de eficiência do FRP (κ_ε) por Pessiki *et al.* (2001). De acordo com dados experimentais obtidos por Lam e Teng (2004), o fator κ_ε é aproximadamente 0,586 e 0,624 para CFRP e GFRP, respectivamente. Já para Oliveira, Raiz e Carrazedo (2019), esse fator corresponde a 0,511 e 0,579 para CFRP e GFRP, respectivamente. Logo, fica evidente que κ_ε possui variabilidade de resultados. Por meio de regressão linear, Oliveira, Raiz e Carrazedo (2019) estabeleceram uma forma de estimar o fator de eficiência dependente da resistência à compressão de uma amostra

de 100 x 200 mm (D x L) ($f_{c,100}$), do módulo de elasticidade de FRP (E_f) e da rigidez de confinamento do FRP (S_c), como apresentado pelas Equações (3.15).

$$\kappa_\varepsilon = 0,861 - 2,51f_{c,100} \cdot 10^{-3} - 0,606E_f \cdot 10^{-6} + 2,70S_c \cdot 10^{-5}; \kappa_\varepsilon = \frac{\varepsilon_{h,rup}^{frp}}{\varepsilon_{fu}} \quad (3.15)$$

$$S_c = \frac{2 \cdot n_{frp} \cdot t_{frp} \cdot E_f}{D} \quad (3.16)$$

Sendo assim, a Equação (3.14) pode ser reescrita em função de κ_ε , resultando na Equação (3.17).

$$f_{l,frp} = S_c \cdot \kappa_\varepsilon \cdot \varepsilon_{fu} ; \kappa_\varepsilon = \varepsilon_{h,rup}^{frp} / \varepsilon_{fu} \quad (3.17)$$

3.3.4 Revisão Bibliométrica: Concreto convencional confinado por FRP

Será visto no tópico seguinte que o número de documentos referente ao confinamento do concreto reciclado por FRP é limitado. Portanto, foi necessário realizar um levantamento bibliométrico do concreto convencional confinado por FRP para complementar o assunto. Vale destacar que essa revisão tem o intuito de traçar um panorama sobre as tendências e interesses dos diversos autores, logo, não é tão refinada quanto a revisão sistemática. Isso se fundamenta na quantidade de documentos existentes sobre o assunto até o presente momento. No início da pesquisa, os operadores *booleanos* (OR, AND e AND NOT) foram utilizados e formulado o seguinte termo:

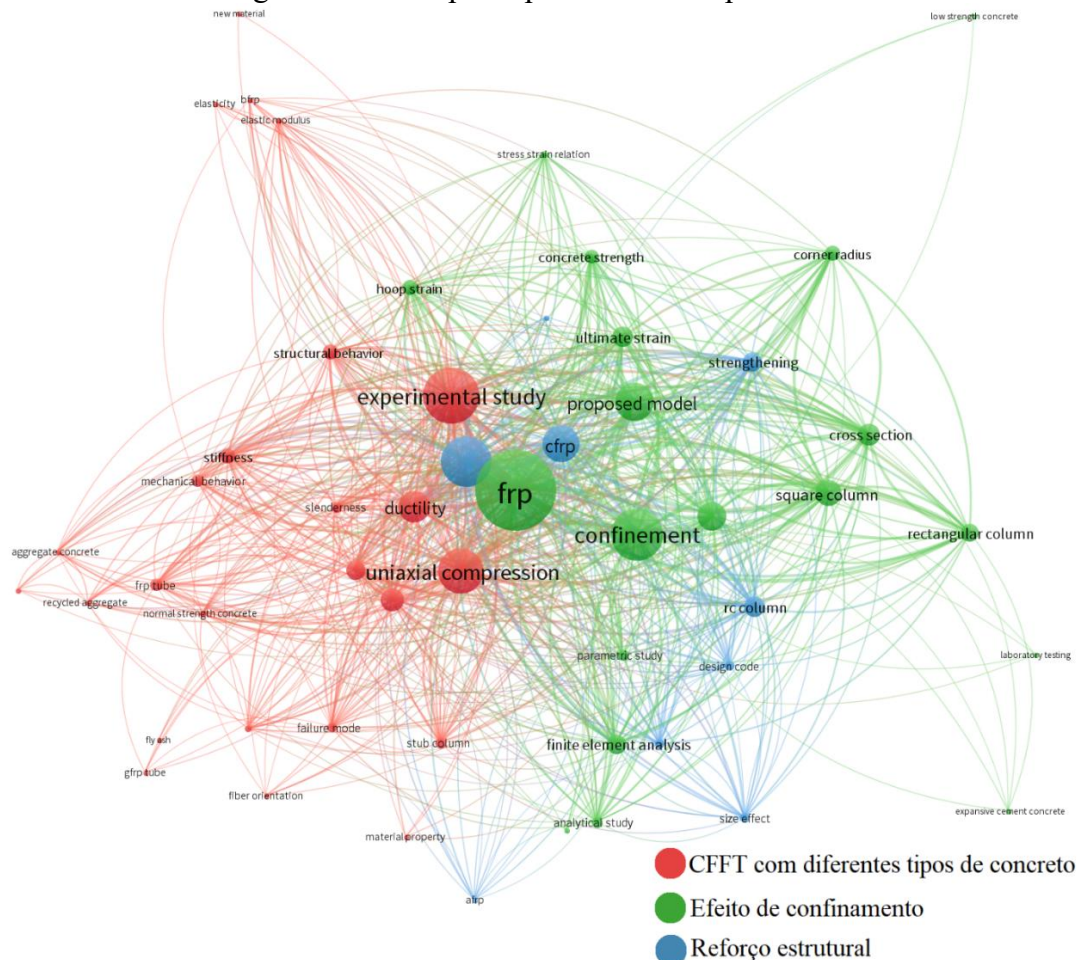
(“fiber reinforced polymer” OR FRP OR “fiber reinforced plastic” OR “fibre reinforced plastic”) AND (Concrete) AND (column) AND NOT (earthquake OR dynamic OR cyclic OR seismic OR beam OR flexural OR blast OR corrosion OR masonry OR “impact load” OR soil OR durability OR bridge OR eccentric OR “shear wall” OR slab OR torsion OR fire OR temperature OR “long term” OR cold OR freeze OR “steel tube” OR “steel tubular” OR timber OR bamboo)

Uma série de palavras-chave foram combinadas com AND NOT (destacadas em vermelho), com o objetivo de eliminar os artigos menos relevantes. A única base de dados utilizada foi a *Scopus*. Como enfatizado por Merli *et al.* (2020), o uso dessa base se justifica pelo alto nível de singularidade e com banco de dados de maior cobertura. Além disso, documentos em língua não inglesa, pesquisas em andamento, capítulos de livros, cartas, notas e avaliações foram eliminados usando a função *refine results* da base *Scopus*. A pesquisa foi realizada em 31 de outubro de 2022 e teve um retorno de 745 resultados. Em seguida, o *software*

VOSviewer v1.6.18 foi utilizado para analisar os resultados da pesquisa e gerar mapas bibliométricos. Foram realizadas duas análises, a primeira consistiu em investigar as palavras-chave no cenário científico e analisar as tendências de pesquisa, a segunda se baseou no número de citações e os autores mais relevantes sobre o assunto.

Todas as palavras-chave foram extraídas dos títulos e resumos das publicações e filtradas com um mínimo de 5 ocorrências, resultando em 821 palavras. Na sequência, foram eliminadas as palavras não relacionadas e repetidas (sinônimos), por meio de um arquivo pré-definido. Assim, 53 palavras-chave foram selecionadas e o mapa pode ser gerado pelo *VOSviewer*. A Figura 3.32 apresenta a distribuição das palavras-chave de acordo com *cluster* (conjunto), onde o tamanho dos círculos identifica o número de ocorrências da palavra e as cores, os *clusters*. Nessa mesma figura, as linhas entre as palavras representam as ligações entre elas, onde foi informado ao programa para obter as 700 ligações mais fortes entre os termos. Para facilitar o entendimento, tentou-se nomear os conjuntos manualmente com base nas palavras-chave observadas (Tabela 3.5).

Figura 3.32 – Mapa de palavras-chave por *cluster*



Fonte: O autor (2022)

Tabela 3.5 – Número de ocorrências das palavras-chave de acordo com o *cluster*

Efeito de confinamento (Verde)		CFFT com diferentes tipos de concreto (Vermelho)	
Palavras-chave	Nº de ocorrências	Palavras-chave	Nº de ocorrências
FRP	646	<i>Experimental study</i>	410
<i>Confinement</i>	373	<i>Uniaxial compression</i>	317
<i>Proposed model</i>	252	<i>Ductility</i>	201
<i>Circular column</i>	178	GFRP	144
<i>Square column</i>	165	<i>Layer</i>	115
<i>Cross section</i>	127	<i>Structural behavior</i>	85
<i>Ultimate strain</i>	120	<i>Stiffness</i>	80
<i>Finite element analysis</i>	111	FRP Tube	65
<i>Rectangular column</i>	105	<i>Mechanical behavior</i>	61
<i>Hoop strain</i>	83	<i>Slenderness</i>	59
<i>Corner radius</i>	80	<i>Stub column</i>	54
<i>Concrete strength</i>	74	<i>Failure mode</i>	50
<i>Analytical study</i>	60	<i>High strength concrete</i>	34
<i>Parametric study</i>	54	<i>Normal strength concrete</i>	31
<i>Stress strain relation</i>	32	<i>Elastic modulus</i>	27
<i>Energy absorption</i>	11	<i>Aggregate concrete</i>	22
<i>Expansive cement concrete</i>	5	BFRP	22
<i>Laboratory testing</i>	5	<i>Recycled aggregate</i>	20
<i>Low strength concrete</i>	5	<i>Elasticity</i>	13
Reforço estrutural (Azul)		<i>Material property</i>	12
<i>Ultimate strength</i>	357	<i>Fiber orientation</i>	11
CFRP	245	<i>Natural aggregate</i>	10
RC column	121	GFRP Tube	8
<i>Strengthening</i>	109	<i>Fly ash</i>	6
<i>Design code</i>	52	<i>New material</i>	5
<i>Significant effect</i>	51		
<i>Size effect</i>	47		
AFRP	18		
<i>Comparative study</i>	14		

Fonte: O autor (2022)

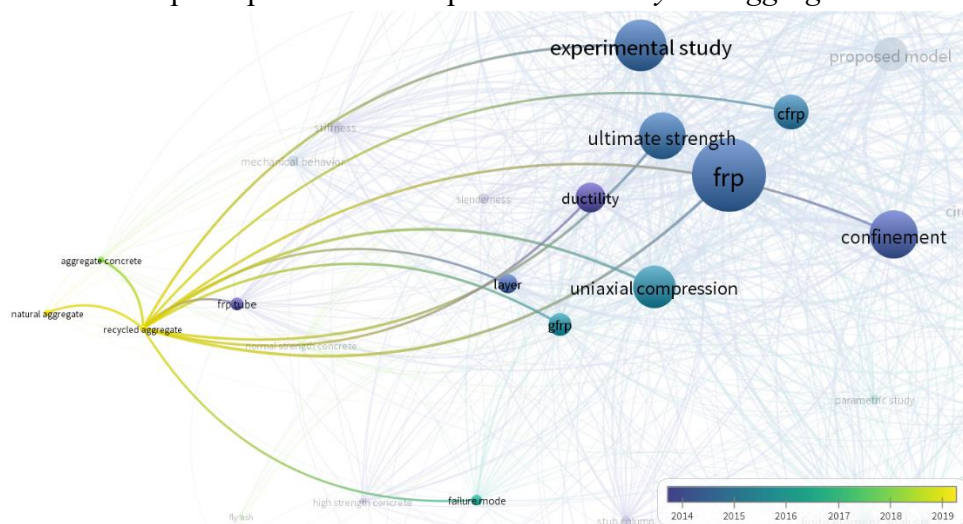
O *cluster* vermelho tem como foco pesquisas sobre o comportamento mecânico de pilares encamisados com FRP e *Concrete Filled FRP Tubes* (CFFT) sujeitos a compressão axial. Esse conjunto também considera a variação do tipo de concreto. Ao comparar esse grupo com as palavras *rectangular column* e *square column*, nota-se uma grande distância entre eles, o que indica menor coocorrência entre os *clusters*. Isso significa que o foco das pesquisas sobre o comportamento mecânico axial não contém frequentemente palavras-chave relacionadas a seções transversais quadradas e retangulares. Ademais, pode também indicar que o confinamento com FRP geralmente é do tipo circular.

O conjunto azul contém a maioria das palavras-chave sobre reforço estrutural, com CFRP ocorrendo 245 vezes. Nota-se que, embora a palavra *strengthening* (reforço) esteja no *cluster* azul, ela está muito próxima das palavras sobre seção transversal (*cross section*), isso revela que muitas pesquisas sobre seções transversais também estão relacionadas com o reforço estrutural. A palavra FRP ao centro indica que houve coparticipação de pesquisas entre pilares

CFFT, confinamento e reforço, além de ter sido a palavra com maior ocorrência, tanto no grupo verde quanto em toda a pesquisa.

É apresentado na Figura 3.33 a tendência das pesquisas ao longo dos anos, juntamente com as coocorrências da palavra em destaque. Há uma forte tendência dos pesquisadores recentes em estudar concretos com variação do tipo do agregado, principalmente os agregados reciclados (*recycled aggregate*). Existe uma grande propensão em melhorar as propriedades do concreto com agregado reciclado usando materiais compósitos. Nesse caso, as palavras *ductility* (ductilidade), *uniaxial compression* (compressão uniaxial), *ultimate strength* (resistência última) e *failure mode* (modo de falha) estão relacionadas ao conhecimento e desenvolvimento das propriedades e FRP *tubes* (tubos de PRF), *confinement* (confinamento), *layer* (camada), *experimental study* (estudo experimental), CFRP e GFRP, ao modo como será realizado.

Figura 3.33 – Mapa de palavras-chave por ano com *recycled aggregate* em destaque



Fonte: O autor (2022)

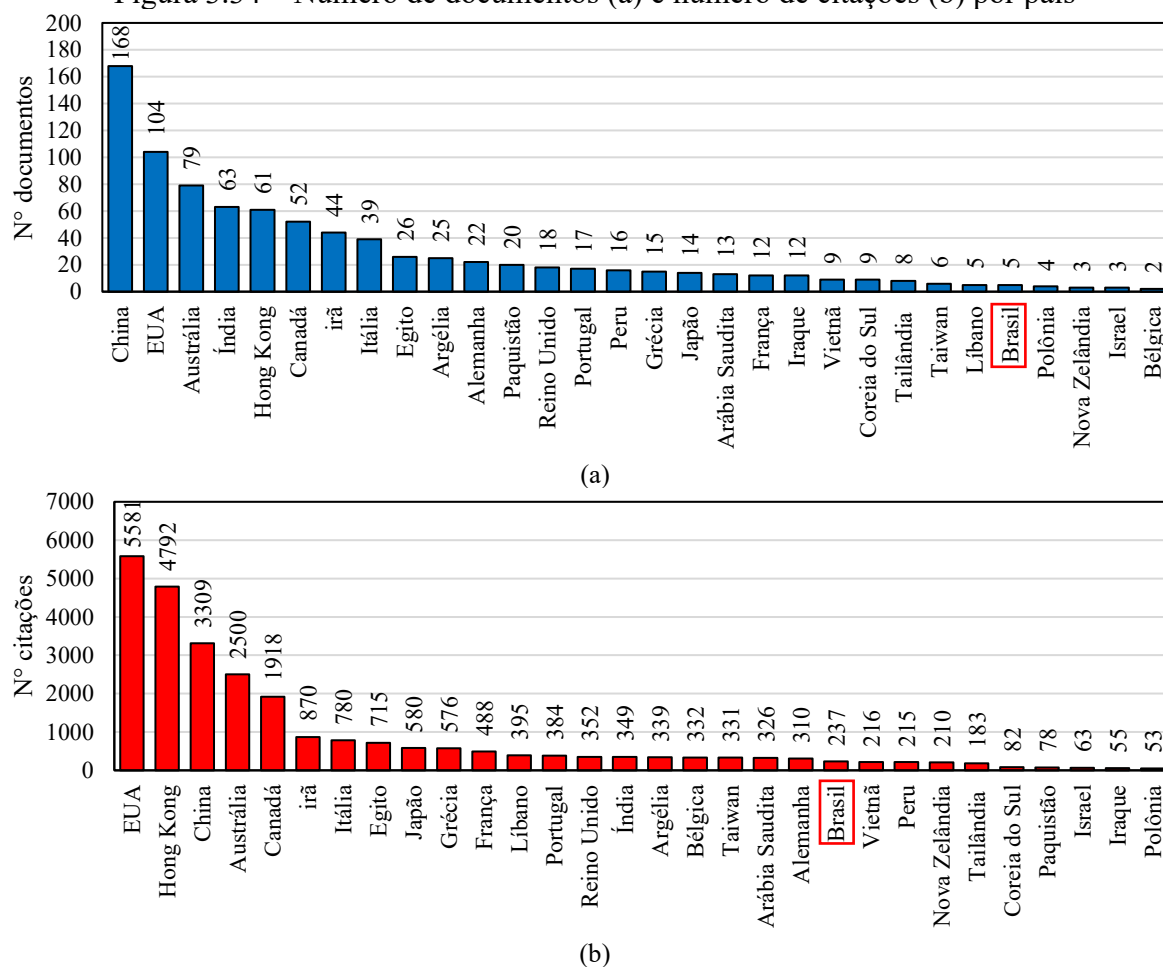
3.3.4.1 Análise de citações

Primeiramente, os documentos foram analisados de acordo com os países mais influentes no assunto. O número mínimo de documentos adotado por país foi 1, enquanto o número mínimo de citações foi 50. Ao eliminar as palavras não relacionadas e repetidas (sinônimos) por meio de um arquivo pré-definido²², sobraram 30 países com pelo menos 50 citações e 1 documento. Por meio do *VOSviewer*, foi possível elaborar um diagrama de barras mostrando os países com maior número de documentos (Figura 3.34a) e maior número de citações (Figura 3.34b). O número de citações se refere as citações somadas de cada um dos

²² O arquivo pré-definido é utilizado para somar o número de citações e/ou documentos de países com nomes repetidos (sinônimos). Por exemplo, EUA e *United States* são o mesmo país, logo, o número de documentos e/ou citações serão somados e representados por um único nome.

documentos de cada país. Por exemplo, atualmente a China é o país com maior número de documentos, 168, somando todas as citações de cada documento resultou em 3309 citações para o país. Apesar disso, os EUA é o país com maior número de citações sobre o assunto (Figura 3.34b). Além de China e EUA, Austrália e Hong Kong merecem destaque. Referente ao Brasil, há apenas 5 documentos sobre pilares confinados com FRP e quase 240 citações (Figura 3.34a). Vale ressaltar que essa pesquisa se trata apenas da base de dados *Scopus*, o que exemplifica as pesquisas sobre o assunto.

Figura 3.34 – Número de documentos (a) e número de citações (b) por país

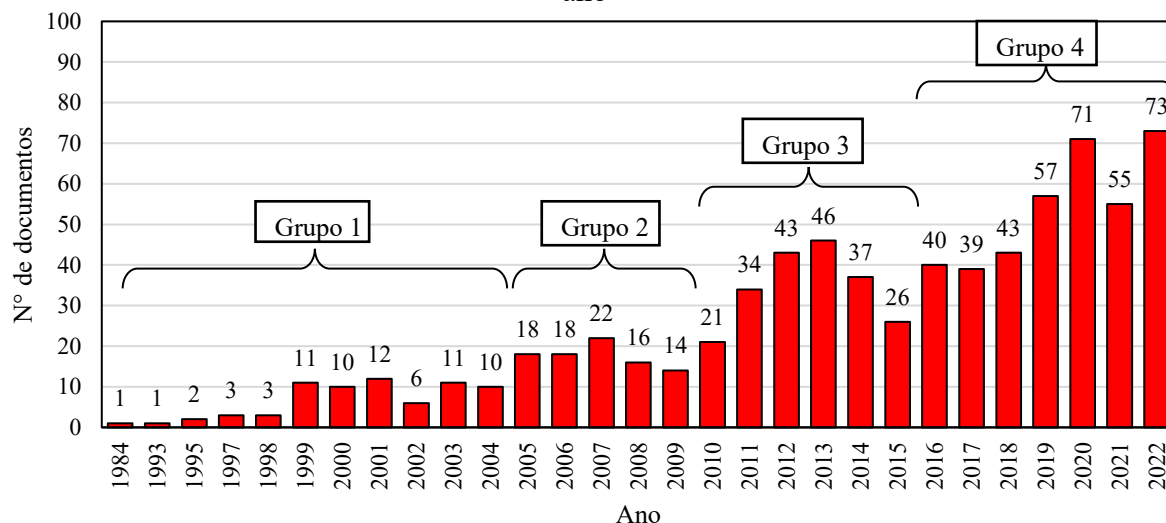


Fonte: O autor (2022)

Na Figura 3.35 é possível visualizar a evolução do número de publicações desde 1984 até 2022. Para tal, foi atribuído um limite de citações igual a 0, assim todos os 745 documentos foram selecionados. Além disso, 2 documentos para o ano de 2023 foram excluídos da pesquisa. Nota-se que entre os anos de 1984 e 1998 não houveram muitas pesquisas sobre pilares confinados com FRP, embora dois dos principais artigos sobre esse assunto datam desse período (MIMIRAN; SHAHAWAY, 1997; MIRMIRAN *et al.*, 1998). A partir do ano de 1999 o número de documentos começou a crescer. Após essa época, há um padrão de picos de pesquisa sobre

o tema, com intervalos variando de 4 a 6 anos, os quais são: 1999 – 2004, 2005 – 2009, 2010 – 2015 e 2016 – 2022. Destaque para os anos de 2020 e 2022 como o maior número de publicações, 71 e 73, respectivamente. Ao avaliar o número de ocorrências de palavras-chave por ano, pode-se estabelecer grupos de palavras mais relevantes em função de cada período em destaque (Figura 3.35).

Figura 3.35 – Evolução do número de publicações sobre pilares encamisados com FRP por ano



Grupo 1: Propriedades e comportamento do confinamento usando primeiramente GFRP e, posteriormente, CFRP; **Grupo 2:** Pesquisas sobre aplicabilidade em estruturas e comportamento sobre carga excêntrica; **Grupo 3:** Capacidade de pilares quadrados e circulares reforçados com FRP em estudos numéricos e experimentais; **Grupo 4:** Barras de GFRP em pilares armados, maior uso de concreto reciclado confinado e outros tipos de tecidos como o híbrido e tubos de pet.

Fonte: O autor (2022)

No Quadro 3.4 é apresentado, de forma resumida, os documentos mais citados, assim como alguns de seus documentos mais importantes. Tais dados foram obtidos a partir das informações anteriores do número de artigos por ano. Para facilitar, os documentos selecionados tratam apenas de pilares circulares. Alguns desses estudos serão utilizados para fomentar a argumentação sobre pilares de concreto reciclado confinados com FRP. Embora o objetivo aqui seja apenas o comportamento de pilares de concreto confinados com FRP, alguns estudos analíticos (modelos teóricos) foram mencionados, devido a sua grande relevância.

Quadro 3.4 – Principais documentos sobre pilares de concreto confinados com FRP

Estudo	Referência	Citações	Observações
Experimental	Mirmiran <i>et al.</i> (1998)	841	Avaliaram pilares de concreto normal e de alta resistência confinados com GFRP
	Fam e Rizkalla (2001)	320	Avaliaram pilares de concreto normal confinados com GFRP
	Lam e Teng (2004)	563	Estudaram pilares encamisados com CFRP e GFRP
	Wu e Jiang (2013)	165	Investigaram pilares encamisados com CFRP

	Ozbakkaloglu (2013)	224	Avaliaram pilares de concreto normal, alta resistência e ultra alta resistência confinados com CFRP e AFRP
	Ozbakkaloglu e Vincent (2014)	172	Investigaram pilares de concreto normal e alta resistência encamisados com CFRP e AFRP
	Vincent e Ozbakkaloglu (2013a)	249	Avaliaram pilares de concreto normal, alta resistência e ultra alta resistência confinados com CFRP
	Vincent e Ozbakkaloglu (2013b)	196	Estudaram pilares de concreto normal e alta resistência confinados com AFRP
	Xie e Ozbakkaloglu (2016)	113	Investigaram pilares de concreto reciclado confinado com CFRP
	Lim e Ozbakkaloglu (2015a)	132	Estudaram pilares de concreto normal, alta resistência e ultra alta resistência encamisados com AFRP, CFRP e GFRP
	Liao <i>et al.</i> (2021)	53	Avaliaram pilares de concreto normal, alta resistência e ultra alta resistência confinados com CFRP e GFRP
Analítico	Samaan, Mirmiran e Shahawy (1998)	1131	Modelo teórico para pilares de concreto normal confinados com GFRP
	Lam e Teng (2002)	468	Modelo teórico para pilares de concreto normal confinados com GFRP, CFRP e AFRP
	Lam e Teng (2003)	1558	Modelo teórico para pilares de concreto normal confinados com GFRP e CFRP
	Jiang e Teng (2007)	575	Modelo teórico para pilares de concreto normal confinados com GFRP e CFRP
	Teng (2007)	512	Modelo teórico para pilares de concreto normal e alta resistência encamisados com GFRP e CFRP
	Teng <i>et al.</i> (2009)	484	Modelo teórico para pilares de concreto normal encamisados com GFRP e CFRP
	Wu e Wang (2009)	165	Modelo teórico para pilares quadrados e circulares
	Wu e Zhou (2010)	188	Modelo teórico para pilares quadrados e circulares
	Wei e Wu (2012)	292	Modelo teórico para pilares de concreto normal encamisados com GFRP e CFRP
	Lim e Ozbakkaloglu (2014)	225	Modelo de confinamento para concreto de alta resistência
	Lim e Ozbakkaloglu (2015b)	140	Modelo da relação deformação lateral-deformação axial do concreto confinado
Revisão	Teng e Lam (2004)	388	Revisão sobre comportamento de pilares encamisados com FRP
	Ozbakkaloglu, Lim e Vincent (2013)	519	Revisão sobre os modelos teóricos de pilares confinados com FRP
Experimental e Analítico	Nanni e Bradford (1995)	428	Modelo teórico para pilares de concreto normal confinados com GFRP e AFRP
	Mimiran e Shahaway (1997)	1082	Modelo teórico para pilares de concreto normal confinados com GFRP
	Karbhari e Gao (1997)	506	Modelo teórico para pilares de concreto normal confinados com GFRP, CFRP e AFRP
	Toutanji (1999)	775	Modelo teórico para pilares de concreto normal confinados com GFRP e CFRP
	Saafi, Toutanji e Li (1999)	638	Modelo teórico para pilares de concreto normal confinados com GFRP e CFRP
	Shahawy, Mirmiran e Beitelman (2000)	422	Modelo teórico para pilares de concreto normal e de alta resistência confinados com CFRP
	Xiao e Wu (2000)	968	Modelo teórico para pilares de concreto normal confinados com CFRP
	Shehata, Carneiro e Shehata (2002)	321	Além do programa experimental, propuseram um modelo teórico de confinamento para pilares quadrados, retangulares e circulares.
	Guo <i>et al.</i> (2019)	61	Modelo teórico para pilares de concreto normal confinados com faixas de CFRP

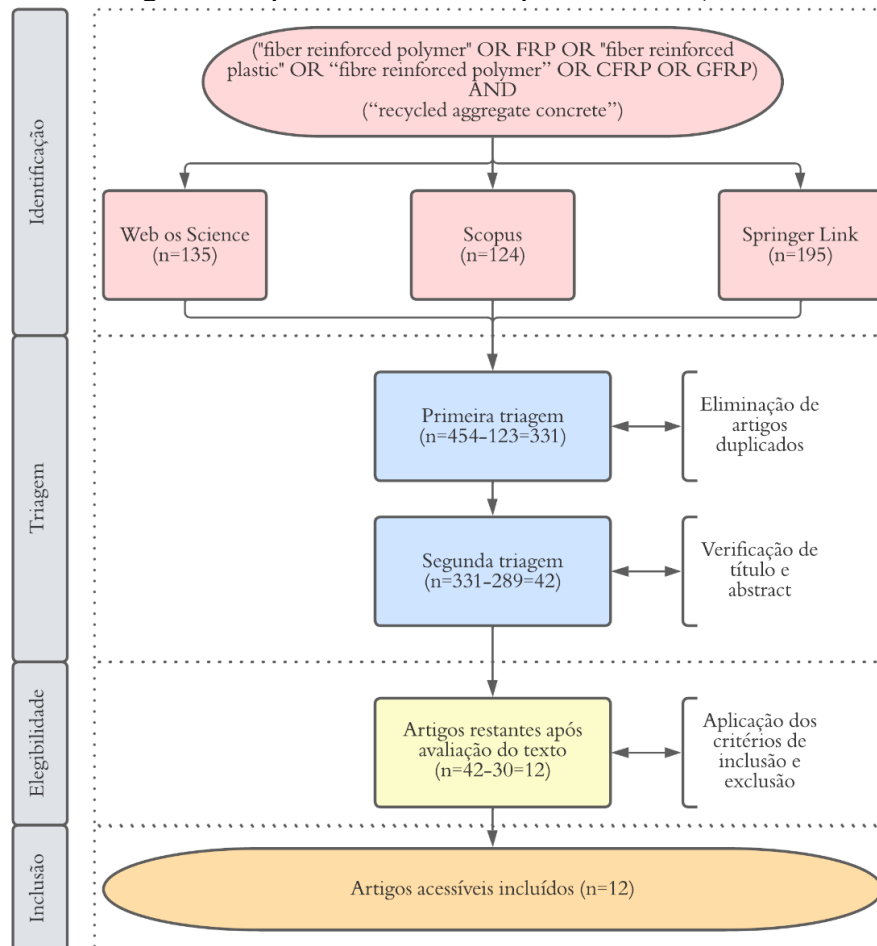
	Zeng <i>et al.</i> (2020)	134	Modelo teórico para pilares de concreto com areia e água do mar confinados com tubos de carbono e PET
Revisão e Analítico	Ozbakkaloglu e Lim (2013)	320	Apresentam um banco de dados sobre pilares confinados com FRP e elaboraram um modelo numérico sobre o assunto

Fonte: O autor (2022)

3.3.5 Revisão sistemática de literatura: Concreto reciclado confinado por FRP

Para a compilação e processo de pesquisa, foi utilizado o *software State of the Art through Systematic Review* (StArt) v. 3.3. A pesquisa foi realizada no dia 12 de outubro de 2022 e seguiu as mesmas etapas que RACFST (Figura 3.36). Na primeira etapa, as palavras-chave foram divididas em duas partes: 1) encontrar documentos que tratem do material confinante FRP, 2) selecionar apenas aqueles com concretos reciclados (RAC).

Figura 3.36 – Fluxograma do protocolo de busca para RACCF (n é o número de artigos)



Fonte: O autor (2022)

Os critérios de inclusão e exclusão são apresentados no Quadro 3.5. Ao final, foram selecionados 12 documentos. Concreto reciclado confinado por FRP serão denominados *recycled aggregate concrete confined by FRP* (RACCF), pois há duas formas de confinamento

com FRP, uso de tubos e encamisamento. Vale ressaltar que no capítulo 6 esta nomenclatura irá se alterar, pois o foco desta pesquisa será o confinamento do concreto reciclado por tubos de FRP e de aço.

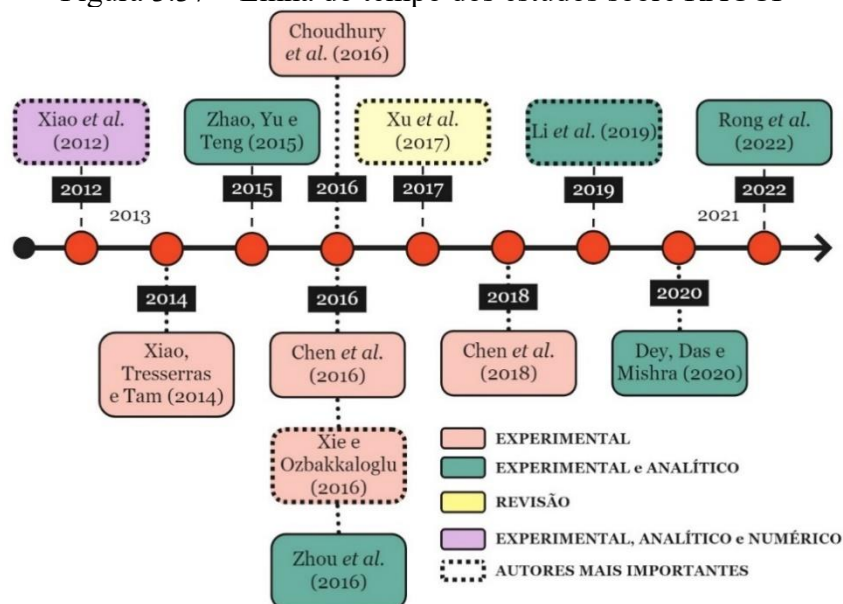
Quadro 3.5 – Critérios de inclusão e exclusão para a revisão sistemática de pilares RACCF

Critérios de inclusão	Critérios de exclusão
- Artigos de periódicos ou conferências em língua inglesa; - Pilares sujeitos a carga axial centrada; - Pilares circulares e confinados com tecidos ou tubos de CFRP ou GFRP; - <i>Recycled Concrete Aggregate</i> (RCA) graúdo.	- Pesquisas em andamento, capítulos de livros, cartas, notas e avaliações; - Confinamento com mais de um tipo de material além do FRP: tubos de aço, anéis de aço e estribos; - Concreto confinado ativamente: triaxial; - Concreto confinado com outros FRP, como: basalto, aramida, híbridos e PVC; - Altas temperaturas, cargas cíclicas, sísmicas combinadas, excêntricas, impacto, de longa duração e sob ações corrosivas; - Seções não circulares como: quadradas, retangulares, hexagonais, octogonais e elípticos; - Adição de outros materiais reciclados ou não, como: tijolo cerâmico triturado, tijolo de barro triturado, fibras de aço, etc.

Fonte: O autor (2022)

São apresentadas na Figura 3.37 e Quadro 3.6 a linha do tempo e os autores relativos à revisão sistemática, respectivamente.

Figura 3.37 – Linha do tempo dos estudos sobre RACCF



Fonte: O autor (2022)

Quadro 3.6 – Documentos sobre concreto reciclado confinado por FRP (RACCF)

Estudo	Referência	Destaques
Experimental	Xiao, Tresserras e Tam (2014) – China/Austrália	Avaliaram tubos esbeltos de GFRP preenchidos com RAC sujeitos a cargas axiais e excêntricas, usando ou não agente expansivo.
	Chen <i>et al.</i> (2016) – China	Modelos tensão x deformação do concreto convencional confinado com CFRP pode ser aplicado para concreto reciclado.
	Xie e Ozbakkaloglu (2016) – Austrália	Investigaram tubos de CFRP e BRFP quadrados e circulares preenchidos com RAC.
	Choudhury <i>et al.</i> (2016) – Bangladesh	Estudaram as propriedades de dilatação entre diferentes concretos confinados com FRP de seções quadradas e circulares.
	Chen <i>et al.</i> (2018a) – China	Avaliaram o efeito de tamanho em pilares de concreto reciclado confinados com CFRP.
	Dey, Das e Mishra (2020) – Índia	Investigaram o efeito de tamanho e observaram que pilares de pequeno tamanho tem mais efeito de confinamento.
Experimental e Analítico	Zhao, Yu e Teng (2015) – China/Austrália	Avaliaram o comportamento tensão x deformação e desenvolveram um modelo para pilares RACCF com diferentes teores de substituição.
	Zhou <i>et al.</i> (2016) – China	Deduziram que o RAC confinado com CFRP depende principalmente do número de camadas e do teor de substituição.
	Li <i>et al.</i> (2019) – China	Concluíram que o efeito de confinamento foi mais evidente para concretos com maior teor de substituição.
	Rong <i>et al.</i> (2022) – China	Estudaram o confinamento com tubos de GFRP, tubos de aço e ambos.
Experimental, Analítico e Numérico	Xiao <i>et al.</i> (2012) – China/Alemanha	Estudaram o confinamento com tubos de GFRP e de aço e elaboraram um modelo teórico para a tensão de confinamento e o comportamento tensão x deformação.
Revisão	Xu <i>et al.</i> (2017) – China	Revisão sobre os resultados experimentais existentes.

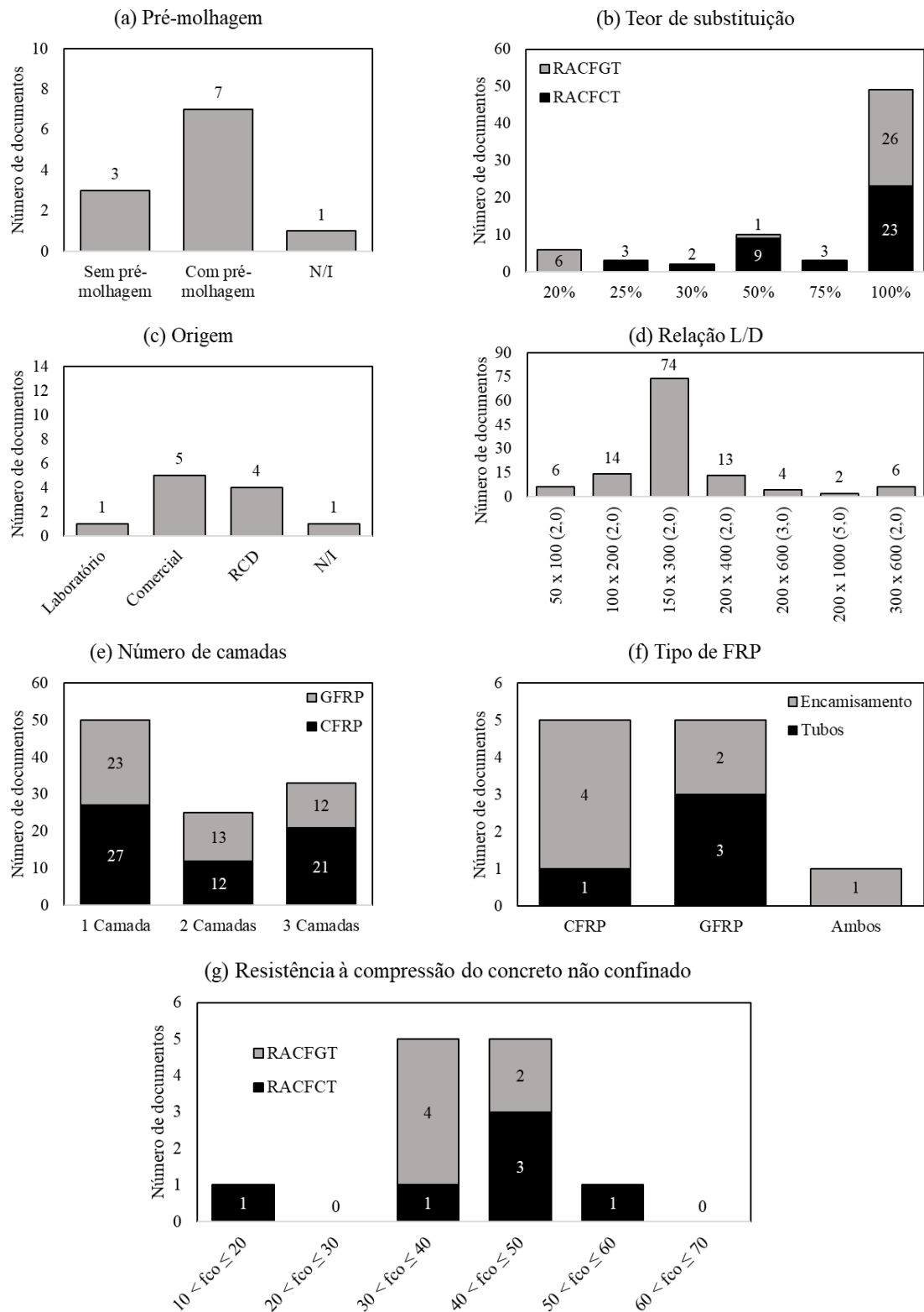
Fonte: O autor (2022)

A primeira pesquisa foi realizada por Xiao *et al.* (2012), onde explorou o uso de tubos de FRP como confinamento para concreto reciclado e demonstraram a eficiência desse sistema. Como esperado, a China é o país com mais pesquisas sobre RACCF. A análise crítica da literatura permitiu identificar os principais parâmetros que controlam o confinamento do concreto reciclado (RAC) por camisas de FRP, destacando-se: (i) a influência da pré-molhagem e origem dos agregados, (ii) o teor de substituição de agregados naturais, (iii) os efeitos combinados de esbeltez global (L/D), (iv) orientação do FRP no confinamento, (v) rigidez e número de camadas de FRP e (vi) resistência à compressão do concreto não confinado.

Embora inclua observações comparativas sobre o comportamento em diferentes geometrias, a revisão concentrou-se predominantemente em seções transversais circulares. Para servir como base de comparação, também foram incluídos debates sobre o confinamento de concreto tradicional. Vale destacar que, como várias pesquisas exploraram diferentes graus de substituição de agregados, esbeltez global e resistência dos materiais, o total de fontes analisadas muitas vezes ultrapassa os 12 estudos iniciais. Com base nos dados coletados da

literatura analisada, o gráfico da Figura 3.38 mostra a quantidade de estudos relacionados a cada parâmetro avaliado.

Figura 3.38 – Número de documentos em função dos parâmetros que controlam o confinamento do RAC por FRP



*Figura (d): as unidades das seções estão em mm e seguem a configuração D x L (D/L)

***Figura (g):** as unidades de f_{co} estão em MPa

Sem pré-molhagem: Documentos que não realizaram adição de água na mistura ou qualquer pré-molhagem do RCA;

Com pré-molhagem: Documentos que realizaram adição de água extra na mistura também foram incluídos;

RCC: Agregados provenientes da britagem de Resíduos de Construção Civil;

Laboratório: Agregados provenientes da britagem de concretos produzidos em laboratório;

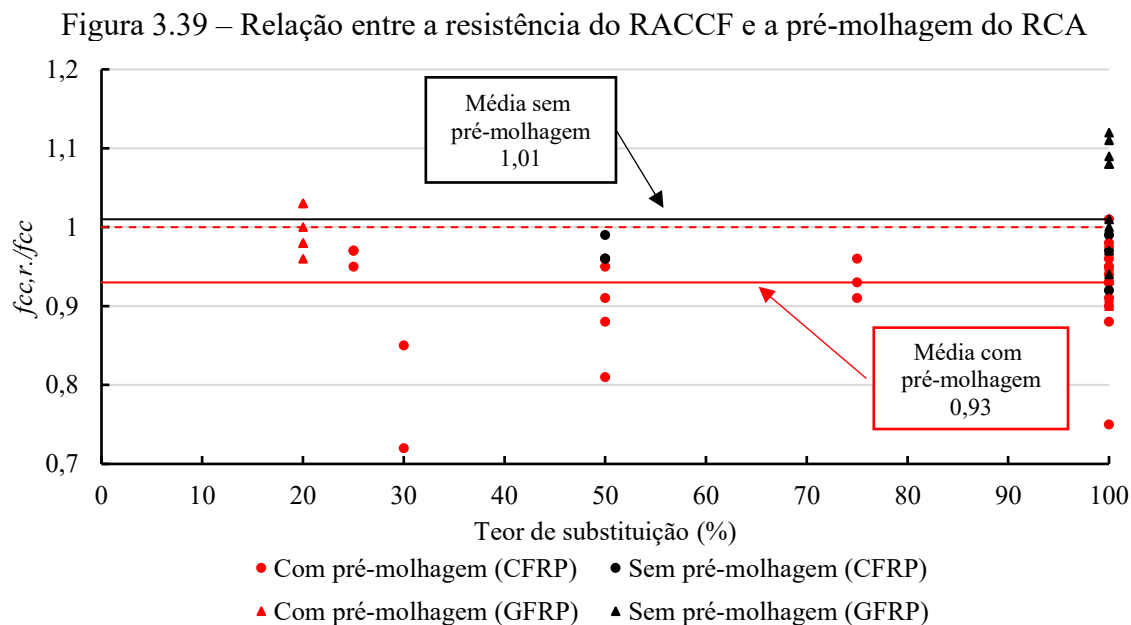
Comercial: Agregados reciclados adquiridos comercialmente;

N/I: Não informado.

Fonte: O autor (2022)

3.3.5.1 Influência da pré-molhagem e origem do RCA

Assim como o RAC confinado por aço, a pré-molhagem também afeta a resistência de pilares RACCF. De acordo com a Figura 3.38a, mais da metade das pesquisas encontradas possuem molhagem do RCA ou adição de água na mistura no concreto confinado com FRP (64%). É apresentado na Figura 3.39 uma relação entre a razão da resistência do concreto reciclado confinado $f_{cc,r}$ pela do concreto convencional f_{cc} e o teor de substituição com relação ao tipo de tratamento do RCA. Assim como os pilares de concreto reciclado confinados com aço, a resistência ao confinamento do RACCF também é afetada pela pré-molhagem. Pode ser observado que a média da relação $f_{cc,r}/f_{cc}$ para os casos onde foi realizada pré-molhagem ou adicionado água extra na mistura foi menor em relação ao caso oposto. O motivo pelo qual há essa queda de resistência com a adição de água extra na mistura ou a pré-molhagem do RCA é o aumento da relação água/cimento, como também observado no confinamento com aço (ver item 3.2.3.1).



*Resultados com a pré-molhagem não identificada foram omitidos do gráfico.

Fonte: O autor (2022)

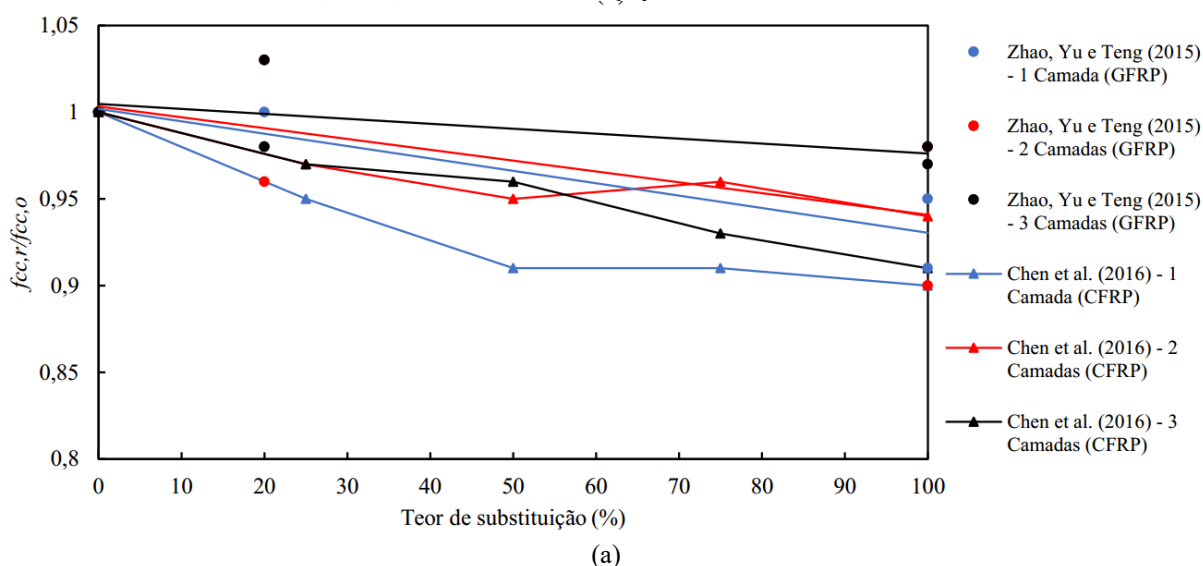
Assim como os pilares RACFST, a origem do agregado reciclado também pode alterar as propriedades de pilares RACCF. De acordo com a Figura 3.38c, diferentemente do RACFST, a maioria das pesquisas para pilares RACCF utilizaram RCA proveniente de RCC (36%) e comercial (46%), embora a origem por RCC tenha se mantido constante para os dois tipos de pilares.

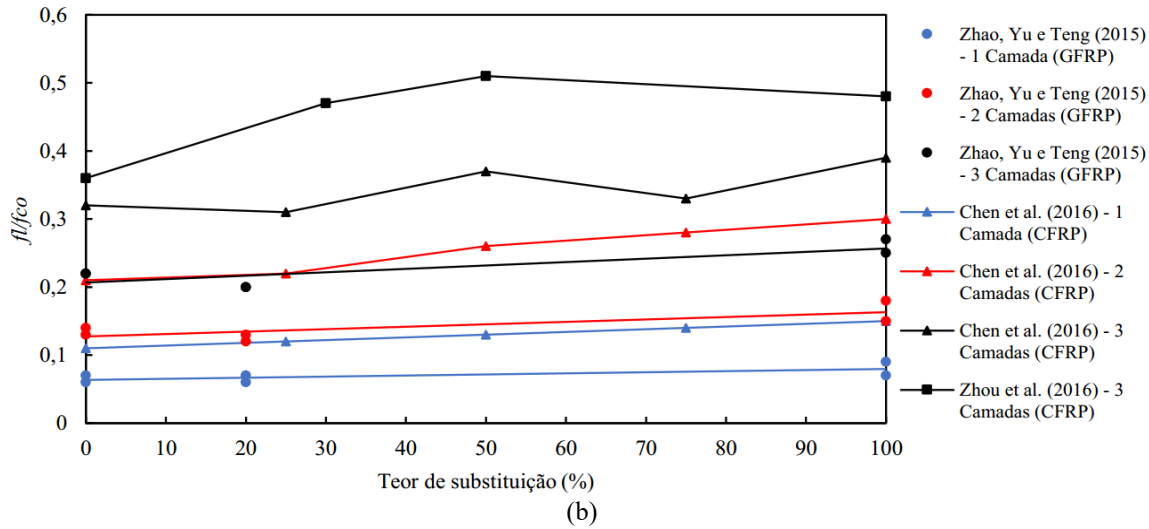
Embora não se tenha estudos sobre a influência da origem dos agregados reciclados em concreto confinado com FRP, pode-se supor que o comportamento do núcleo do concreto é semelhante ao de pilares RACFST. Portanto, podem ser consideradas as recomendações sobre o processo de britagem elencadas por Chen *et al.* (2017) no tópico 3.2.3.3.

3.3.5.2 Influência do teor de substituição

A influência do teor de substituição em pilares RACCF foi investigada por Zhao, Yu e Teng (2015), Zhou *et al.* (2016) e Chen *et al.* (2016), onde o RCA foi pré-molhado em todas essas pesquisas. Pode ser observado na Figura 3.38b que muitos autores usaram o RCA como substituto total do agregado natural em suas pesquisas. Neste caso, RACFGT e RACFCT representam *recycled aggregate concrete filled glass tube* e *recycled aggregate concrete filled carbon tube*, respectivamente. A partir da Figura 3.40b, observa-se que o aumento do teor de substituição reduz a capacidade resistente ($f_{cc,r}/f_{cc,o}$) dos pilares RACCF (CHEN *et al.*, 2016a; XIE; OZBAKKALOGLU, 2016; ZHAO; YU; TENG, 2015; ZHOU *et al.*, 2016), onde $f_{cc,r}$ é a resistência do concreto reciclado confinado com determinado teor de substituição e $f_{cc,o}$ é a resistência do concreto convencional confinado. Referente ao efeito de confinamento, há um leve acréscimo da pressão lateral com o aumento do teor de substituição (Figura 3.40b).

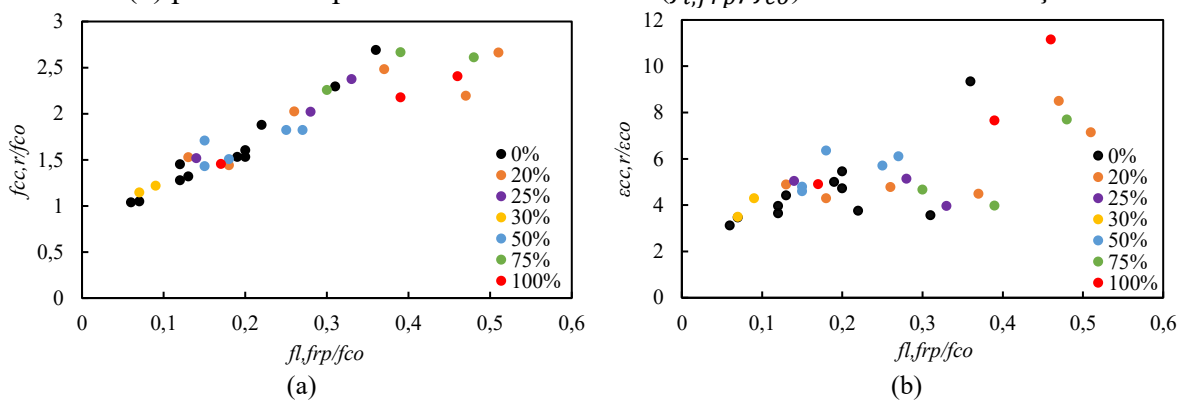
Figura 3.40 – Relação $f_{cc,r}/f_{cc,o}$ (a) e relação $f_{l,frp}/f_{co}$ (b) em função do teor de substituição





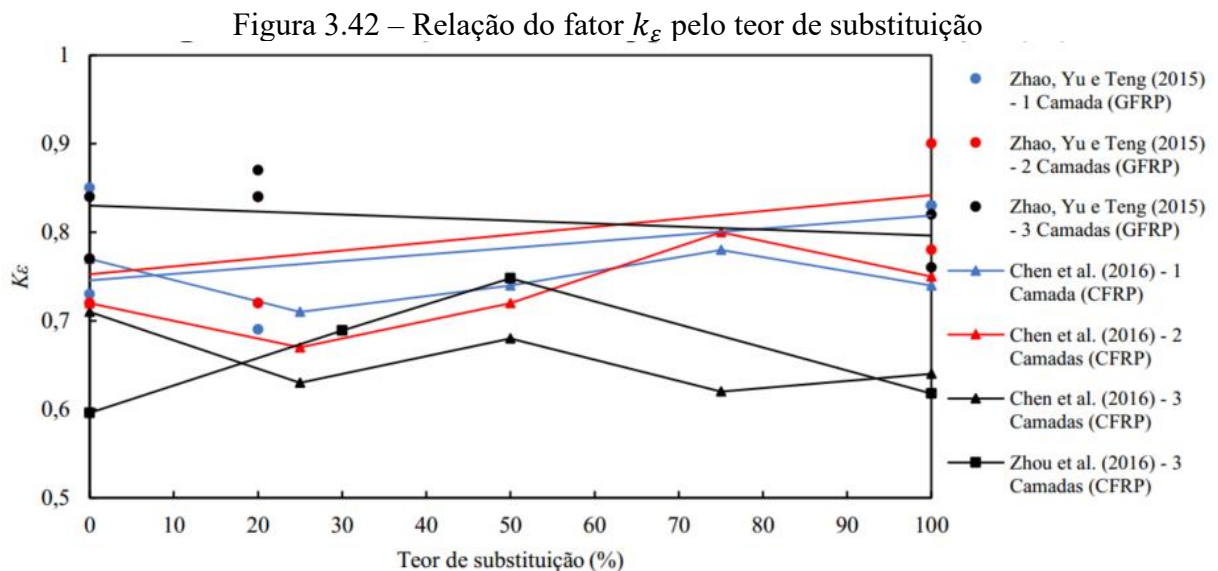
Chen *et al.* (2016) e Zhao, Yu e Teng (2015) ressaltam que para pilares RACCF sob a mesma pressão lateral de confinamento ($f_{l,frp}$), a taxa de pressão de confinamento ($f_{l,frp}/f_{co}$) aumenta com o aumento do teor de substituição, uma vez que a resistência do concreto reciclado não confinado (f_{co}) diminui com o aumento do teor de RCA (Figura 3.40). Entretanto, Chen *et al.* (2016) consideram que a eficiência do confinamento não é afetada significativamente pelo teor de substituição, sendo o confinamento semelhante para concretos reciclados e convencionais. As relações apresentadas na Figura 3.41 enfatizam tal observação, uma vez que os pontos de dados com diferentes substituições de RCA seguem tendências semelhantes.

Figura 3.41 – Relação da taxa de resistência ($f_{cc,r}/f_{co}$) (a) e taxa de deformação ($\varepsilon_{cc,r}/\varepsilon_{co}$) (b) pela taxa de pressão de confinamento ($f_{l,frp}/f_{co}$) e teor de substituição



A Figura 3.42 retrata a relação entre o teor de substituição pelo fator de redução da deformação (κ_ε) (Equação (3.15)). O aumento de RCA proporcionou um leve crescimento do fator κ_ε , devido a maior capacidade de deformação do agregado reciclado que, consequentemente, levou a uma maior deformação transversal última do FRP ($\varepsilon_{h,rup}^{frp}$). Choudhury *et al.* (2016) observaram que as deformações dos agregados reciclados são maiores

que as dos agregados naturais, proporcionando um maior efeito de confinamento, o que reforça a argumentação anterior. Além disso, o aumento do teor de substituição tende a reduzir a resistência à compressão do concreto reciclado. Vale ressaltar que pilares RACCF com 3 camadas de FRP não apresentaram comportamento semelhante. Dessa forma, o aumento da rigidez, proporcionado pelo número de camadas, pode ter ocasionado a diminuição de $\varepsilon_{h,rup}^{frp}$.



Fonte: O autor (2022)

Estudos recentes mostram que o comportamento tensão x deformação do concreto com RCA e do concreto convencional confinados com FRP são semelhantes (CHEN et al., 2018, 2017; ZHAO; YU; TENG, 2015), ou seja, seguem o mesmo comportamento bi linear. Em estudos realizados por Chen *et al.* (2017) e Zhao, Yu e Teng (2015), o aumento do teor de substituição de RCA em pilares RACCF de mesma rigidez diminui a região de transição e a segunda porção da curva, devido a uma menor resistência do concreto reciclado não confinado. Em contrapartida, a primeira etapa da curva quase não é afetada.

3.3.5.3 Influência do efeito de tamanho do pilar e esbeltez global (L/D)

Como pode ser observado pela Figura 3.38d, há uma certa predominância no uso de pilares de seção 150 x 300 mm (62%). Além disso, com exceção de Xiao, Tresserras e Tam (2014) e Rong *et al.* (2022), todos os outros autores utilizaram a relação L/D do pilar RACCF igual a dois. Xiao, Tresserras e Tam (2014) usaram $L/D = 4,8$ e observaram que o principal modo de falha dos pilares RACCF é a falha violenta do GFRP no terço superior dos corpos de prova devido a flambagem local dos tubos, não sendo possível alcançar o esmagamento do concreto.

Em estudos realizados por Chen *et al.* (2018a) e Choudhury *et al.* (2016) o efeito de tamanho foi estudado tomando como base seções transversais de 100 x 200, 150 x 300, 200 x 400 e 300 x 600 (unidades em mm). Assim como em pilares confinados com tubo de aço, o aumento do diâmetro pode reduzir a capacidade resistente dos pilares RACCF, pois o núcleo de concreto desenvolve mais efeitos internos e heterogeneidade. Estudos experimentais realizados por Chen *et al.* (2018a) e Ozbakkaloglu (2013) demonstraram que, embora se observe redução progressiva da resistência e eficiência do confinamento com o aumento do diâmetro em elementos estruturais confinados com FRP, o chamado "efeito de escala" torna-se estatisticamente irrelevante para pilares com diâmetros inferiores a 300 mm. Tal observação se fundamenta no fato de que todos os corpos de prova com a mesma rigidez de confinamento tiveram curvas tensão x deformação muito similares para diferentes tamanhos de pilares com diâmetro até 300 mm.

3.3.5.4 Influência da orientação do FRP no confinamento

Como mencionado anteriormente, a direção principal das fibras determina a rigidez e a resistência do FRP. Portanto, devido a expansão circunferencial do compósito durante o carregamento axial do concreto, o ângulo de inclinação das fibras em relação ao eixo de aplicação de carga pode afetar o efeito de confinamento de pilares circulares em concreto. Mirmiran *et al.* (1998) foram os primeiros pesquisadores a variar a inclinação das fibras no confinamento do concreto. Concluíram que uma inclinação de 75° é eficiente no aumento da força e ductilidade do concreto sujeito a carga axial. De acordo com Li *et al.* (2006), para 0° e 45° o confinamento foi praticamente ineficaz, já para 90°, houve maiores capacidades resistentes dos pilares confinados com FRP. Tais observações reforçam que o aumento da inclinação das fibras em relação ao eixo longitudinal, ou seja, as fibras próximas a direção circunferencial, corroboram com o efeito de confinamento, como observado por vários outros autores (DONG *et al.*, 2021; HAIN; MOTAREF; ZAGHI, 2019; LI *et al.*, 2018; VINCENT; OZBAKKALOGLU, 2013b).

3.3.5.5 Influência da rigidez do FRP e número de camadas

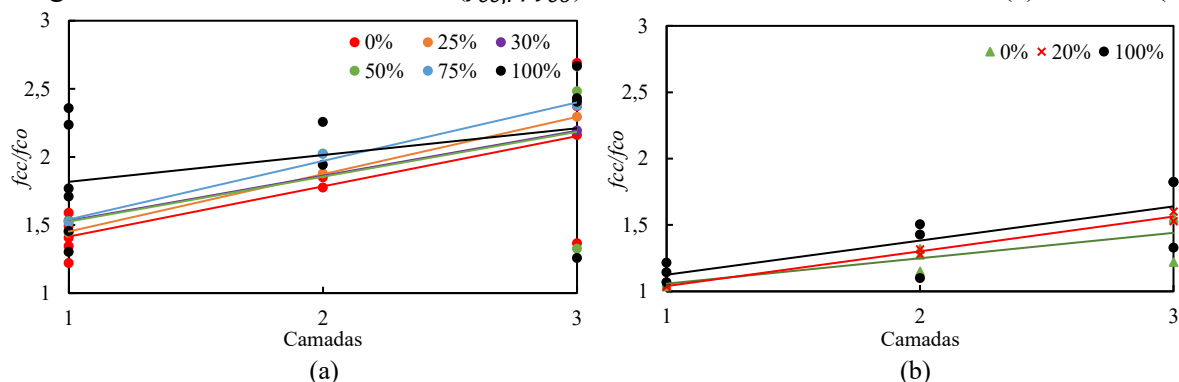
Os dados apresentados na Figura 3.38e que utilizaram tubos de FRP pré-fabricados foram omitidos, pois não possuíam camadas de tecidos, apenas a espessura do tubo. Pode ser observado que o uso de 1, 2 e 3 camadas foi o mais comum entre os pesquisadores. Vale ressaltar que o número de camadas usadas em cada estudo vai depender do objetivo da pesquisa de cada autor. Dentro desse panorama, Xie e Ozbakkaloglu (2016) e Rong *et al.* (2022) foram os únicos pesquisadores que utilizaram a técnica *wet lay-up* na fabricação dos tubos de FRP.

Xie e Ozbakkaloglu (2016) fabricaram esse novo elemento estrutural impregnando de 3 a 6 camadas de tecidos de CFRP com epóxi em torno de moldes de isopor de alta densidade. O número de camadas de cada exemplar foi calculado de acordo com o nível de confinamento desejado. Além disso, os autores também usaram a mesma técnica para estudar pilares quadrados e circulares confinados com *Basalt Fibers Reinforced Polymer* (BFRP). Já Rong *et al.* (2022) utilizaram tal técnica na fabricação de tubos de GFRP de 1 mm a 2 mm de espessura, pois o fabricante não pode fornecer tubos com tal espessura.

Embora o número de documentos que usam tecidos de carbono e/ou vidro no confinamento do concreto com agregado reciclado sejam iguais (Figura 3.38f), o número de experimentos que usam CFRP foi maior (Figura 3.38e). Vale destacar que apenas o estudo de Choudhury *et al.* (2016) utilizou ambos os compósitos no confinamento do concreto reciclado.

A rigidez de confinamento (S_c), apresentada pela Equação (3.16), é diretamente proporcional a pressão lateral de confinamento de um pilar confinado por compósitos ($f_{l,frp}$), logo, o tipo de FRP e o seu número de camadas irá influenciar diretamente na rigidez e na capacidade resistente do pilar RACCF. Assim, a maior rigidez do carbono (Tabela 3.2) é o motivo do maior uso desse tecido no confinamento do concreto reciclado, já que o mesmo proporciona maior tensão de confinamento com o aumento do número de camadas, se comparado ao tecido de vidro (Figura 3.43). Desse modo, são necessárias mais camadas de GFRP para garantir pressões laterais semelhantes de um tecido de CFRP. Entretanto, como o acréscimo de camadas de FRP pode não ser viável economicamente, a Fédération Internationale du Béton (2001) recomenda que o ganho de resistência por confinamento seja realizado por CFRP, enquanto os demais tipos de compósitos são mais recomendados para aumento de ductilidade. Os gráficos da Figura 3.43 foram construídos considerando somente pilares de seções 150 x 300 mm.

Figura 3.43 – Taxa de resistência ($f_{cc,r}/f_{co}$) x número de camadas de CFRP (a) e GFRP (b)



Fonte: O autor (2022)

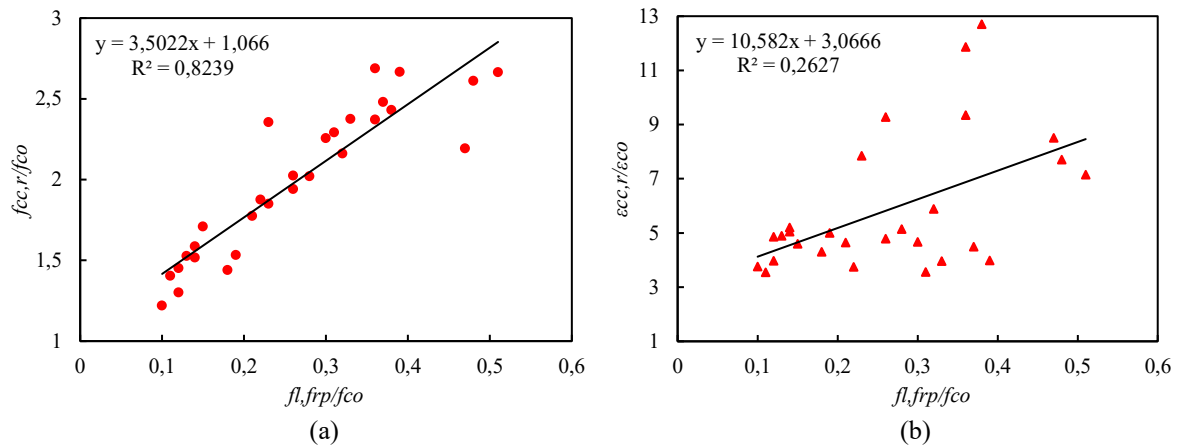
Segundo Nanni e Bradford (1995) e Saafi, Toutanji e Li (1999) o comportamento bi linear é semelhante para concretos confinados com FRP de vidro e carbono.

3.3.5.6 Influência da resistência à compressão do concreto não confinado

Pode ser observado pela Figura 3.38g que boa parte dos estudos apresentam concretos de resistências entre 30 e 50 MPa. Vale ressaltar que todos os dados coletados remetem a pilares circulares de 150 x 300 mm (D x L).

Embora nenhum autor tenha realizado ensaios comparando o comportamento de pilares RACCF com a variação da resistência do concreto reciclado confinado, a Figura 3.44 apresenta um conjunto de dados coletados a partir dos documentos selecionados. Os dados sugerem que o aumento da taxa de confinamento ($f_{l,frp}/f_{co}$) proporciona maiores resistências do núcleo de concreto ($f_{cc,r}/f_{co}$), como apresentado pela Figura 3.44a. Além disso, os dados da Figura 3.44b indicam que um aumento da deformação do núcleo de concreto ($\varepsilon_{cc,r}/\varepsilon_{co}$) proporcionou maiores pressões laterais ao concreto confinado. Esse comportamento é semelhante ao observado para pilares RACFST e confirmado por diversas pesquisas em pilares de concreto convencional confinados por FRP (LIAO *et al.*, 2021; LIM; OZBAKKALOGLU, 2015a; OZBAKKALOGLU, 2013; OZBAKKALOGLU; VINCENT, 2014; VINCENT; OZBAKKALOGLU, 2013a, 2015). Estudos evidenciam que o aumento da resistência do concreto reduz sua ductilidade, alterando o padrão de fissuração (de microfissuras distribuídas para microfissuras localizadas). Concretos de alta resistência expandem-se mais abruptamente, ativando o confinamento tardiamente - apenas após extensa fissuração - diferentemente de concretos menos resistentes, onde o confinamento atua gradualmente devido à distribuição homogênea de microfissuras (OZBAKKALOGLU; VINCENT, 2014). Além disso, o trecho de transição da curva tensão x deformação se torna mais prolongado (VINCENT; OZBAKKALOGLU, 2013a, 2015).

Figura 3.44 – Taxa de resistência ($f_{cc,r}/f_{co}$) x taxa de confinamento ($f_{l,frp}/f_{co}$) (a) e taxa de deformação ($\varepsilon_{cc,r}/\varepsilon_{co}$) x taxa de confinamento ($f_{l,frp}/f_{co}$) (b) para pilares RACCF



Fonte: O autor (2022)

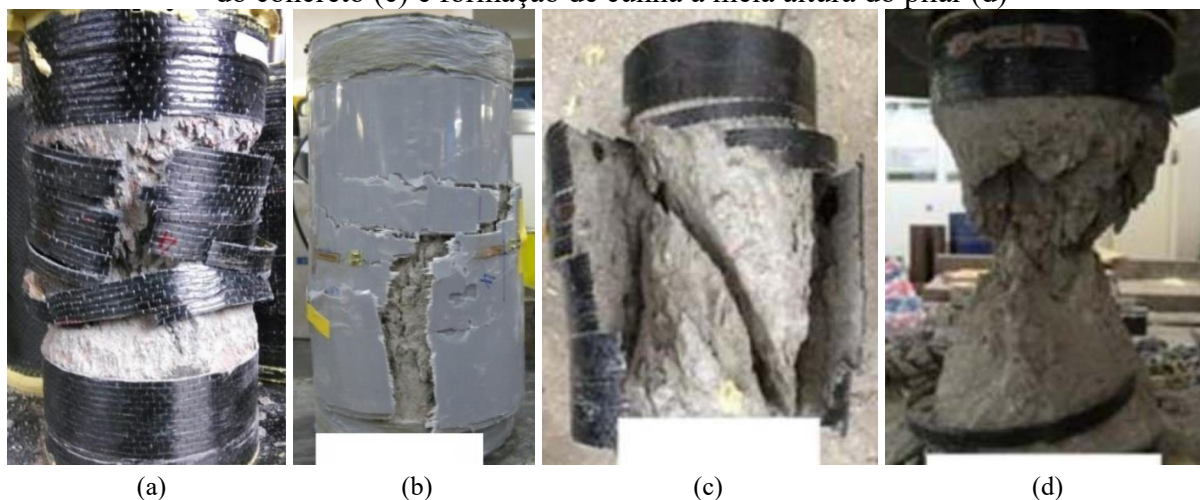
Diversos autores relatam que o aumento da resistência do concreto não confinado diminui o fator de redução da deformação (κ_ε), dado pela Equação (3.15) (OZBAKKALOGLU, 2013; OZBAKKALOGLU; VINCENT, 2014; VINCENT; OZBAKKALOGLU, 2013a, 2015). Isso ocorre, pois, a queda de deformação do concreto devido ao aumento de resistência, leva a uma diminuição da deformação transversal última do FRP ($\varepsilon_{h,rup}^{frp}$).

3.3.6 Modo de falha de pilares RACCF

A Figura 3.45 apresenta algumas imagens dos modos de falha em pilares RACCF observados pelos autores da revisão sistemática. Segundo Xiao *et al.* (2012), no início do carregamento não há qualquer deformação significativa. A partir de 70% do carregamento de pico, surgem algumas fissuras na parede do FRP. À medida que o carregamento axial aumenta, observa-se a propagação progressiva das fissuras no sistema compósito até a obtenção da capacidade resistente máxima. Neste estágio crítico, ocorre ruptura frágil e instantânea do tubo na região mediana (Figura 3.45a e Figura 3.45b). Quanto ao núcleo de concreto, há duas formas mais comuns relatadas na literatura. A primeira remete a falha por cisalhamento do concreto reciclado, proveniente de estruturas com baixo confinamento, ou seja, pequena espessura, baixa rigidez ou pequeno número de camadas de FRP (Figura 3.45c). Segundo Rong *et al.* (2022) e Chen *et al.* (2018a), tubos de GFRP finos (1 a 2 mm) melhoram as propriedades do RAC, mas não foi suficiente para alterar o modo de falha ao cisalhamento do concreto. Chen *et al.* (2018a) afirmam que esse mecanismo de falha ao esforço cortante ocorre devido ao atrito de cisalhamento ativado pelo efeito combinado de tensão de compressão axial e a tensão de confinamento lateral. Em comparação com tubos de aço, Xiao *et al.* (2012) observaram o esmagamento do concreto no interior do tubo e uma ruptura mais dúctil. De acordo com Zhou

et al. (2016), não há diferença entre o modo de falha do confinamento com GFRP e CFRP. Modos de falha semelhantes foram encontrados pelos demais autores, tanto para pilares encamisados (DEY; DAS; MISHRA, 2020; LI *et al.*, 2019; ZHAO; YU; TENG, 2015) quanto para tubos de FRP (RONG *et al.*, 2022; XIE; OZBAKKALOGLU, 2016). Além disso, Zhao, Yu e Teng (2015) e Li *et al.* (2019) concluíram que a variação do teor de substituição não influencia o modo de falha.

Figura 3.45 – Modos de falha: falha do CFRP (a), falha do GFRP (b), falha por cisalhamento do concreto (c) e formação de cunha a meia altura do pilar (d)



Fonte: Adaptado de Chen *et al.* (2016); Zhao, Yu e Teng (2015); Chen *et al.* (2018).

O segundo modo de falha do núcleo de concreto tem a forma de uma cunha à meia altura do pilar (Figura 3.45d). Segundo Rong *et al.* (2022) e Chen *et al.* (2018a), tubos de espessuras maiores (5 e 8 mm) proporcionaram maiores confinamentos do núcleo, o que gera esmagamento do concreto antes da ruptura do FRP. Por fim, o descolamento na região de superposição da camisa de FRP pode ocorrer quando o comprimento de emenda é insuficiente para resistir às tensões da expansão lateral do concreto. É crucial destacar que essa falha específica na zona de emenda não indica ineficiência do confinamento em si, mas sim limitações na transferência de tensões na interface FRP-concreto. O efeito de confinamento mantém-se eficaz nas áreas onde a integridade da interface é preservada.

3.3.7 Modelos teóricos da resistência do concreto confinado por FRP

A partir do modelo de Richart, Brandtzaeg e Brown (1928), um grande número de estudos foram desenvolvidos ajustando dados experimentais para confinamento com FRP. O coeficiente k da expressão de Richart, Brandtzaeg e Brown (1928) (Tabela 3.1) pode ser trabalhado como um valor constante, em função da pressão lateral de confinamento do FRP ($f_{l,frp}$), da taxa de confinamento ($f_{l,frp}/f_{co}$) ou das propriedades do FRP ou concreto.

Logicamente, a variação do coeficiente k e de outras características da formulação estão ligadas a metodologia utilizada e o objetivo de cada autor. Como existe uma numerosa quantidade de modelos teóricos para cálculo da resistência do concreto confinado por FRP, apenas os principais modelos encontrados a partir da revisão bibliométrica foram apresentados (Tabela 3.6). A última coluna da Tabela 3.6 representa se o confinamento é por tubo ou encamisamento.

Tabela 3.6 – Principais expressões para a estimativa de f_{cc} em pilares CFFT e RACCF

Ref.	Equações	Confinamento
Mimiran e Shahaway (1997)	$f_{cc} = f_{co} + 4,269(f_{l,frp})^{0,587}$	Encamisamento
Karbhari e Gao (1997)	$f_{cc} = f_{co} \left[1 + 2,1 \left(\frac{f_{l,frp}}{f_{co}} \right)^{0,87} \right]$	Encamisamento
Konno <i>et al.</i> (1998, <i>apud</i> OZBAKKALOGLU; LIM; VICENT, 2013, p. 1071)	$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 1 + 0,0286 \left(\frac{4t_{frp}}{D} \right) \cdot f_{l,frp}$ * Limitações: $30 \leq f_{co} \leq 40 \text{ MPa}$ $220 \leq E_f \leq 350 \text{ GPa}$ $1280 \leq f_{frp} \leq 3820 \text{ MPa}$ para tecidos de CFRP	Encamisamento
Samaan, Mirmiran e Shahawy (1998)	$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 1 + 6,0 \left(\frac{f_{l,frp}}{f_{co}} \right)^{0,7}$	Encamisamento
Toutanji (1999)	$f_{cc} = f_{co} + k f_{l,frp}; \quad k = 3,5 \left(\frac{f_{l,frp}}{f_{co}} \right)^{-0,15}$	Encamisamento
Saafi, Toutanji e Li (1999)	$f_{cc} = f_{co} + k f_{l,frp}; \quad k = 2,2 \left(\frac{f_{l,frp}}{f_{co}} \right)^{-0,16}$	Tubo
Xiao e Wu (2000)	$f_{cc} = 1,1 \cdot f_{co} + k \left(\frac{f_{l,frp}}{f_{co}} \right); \quad k = 4,1 - 0,75 \left(\frac{E_l}{f_{co}^2} \right)^{-1}$	Encamisamento
Lam e Teng (2002)	$f_{cc} = f_{co} + 2 f_{l,frp}$	Tubo
Shehata, Carneiro e Shehata (2002)	$f_{cc} = f_{co} + 1,25 f_{l,frp}$	Encamisamento
Lam e Teng (2003)	$f_{cc} = f_{co} + 3,3 f_{l,frp}$	Encamisamento
Teng <i>et al.</i> (2009)	$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 1 + 3,5(\rho_k - 0,01)\rho_\varepsilon$ $\rho_\varepsilon = \frac{\varepsilon_{fu}}{\varepsilon_{co}}; \quad \rho_k = \frac{E_f t_{frp}}{(f_{co}/\varepsilon_{co})R}$	Encamisamento
Jiang e Teng (2007)	$f_{cc} = f_{co} + 3,5 f_{l,frp}$	Encamisamento
Wu e Wang (2009)	$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 1 + 2,23 \left(\frac{f_{l,frp}}{f_{co}} \right)^{0,96}$	Encamisamento
Fahmy e Wu (2010)	$f_{cc} = f_{co} + k f_{l,frp}$ $k = \begin{cases} 4,5 f_{l,frp}^{-0,3} & \text{se } f_{co} \leq 40 \text{ MPa} \\ 3,75 f_{l,frp}^{-0,3} & \text{se } f_{co} > 40 \text{ MPa} \end{cases}$	-
Mohamed e Masmoudi (2010)	$f_{cc} = f_{co} [0,7 + 2,7(f_{l,frp}/f_{co})^{0,7}]$	Tubo
Realfonzo e Napoli (2011)	$f_{cc} = f_{co} [1 + 3,49(f_{l,frp}/f_{co})^{0,86}]$	Encamisamento
Wei e Wu (2012)	$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 0,5 + 2,7 \left(\frac{f_{l,frp}}{f_{co}} \right)^{0,73}$	Encamisamento
Ozbakkaloglu e Lim (2013)	$f_{cc} = c_1 f_{co} + 3,2(f_{l,frp} - f_{l,o})$ $c_1 = 1 + 0,0058 \left(\frac{S_c}{f_{co}} \right); \quad f_{l,o} = S_c \varepsilon_{ah}^{frp}$ $\varepsilon_{ah}^{frp} = \left(0,43 + 0,009 \frac{S_c}{f_{co}} \right) \varepsilon_{co}$	Tubo

	$S_c = \frac{2E_f t_{frp}}{D}$ com $S_c \geq f_{co}^{1,65}$	
Raza, Khan e Ahmad (2020)	$f_{cc} = f_{co} [1 + 3(f_l/f_{co})^{3/4}]$	Encamisamento
Wang, Lin e Zhao (2024)	$f_{cc} = 0,6f_{co} + 5,2f_l (f_l/f_{co} \geq 0,07)$	Encamisamento

Fonte: O autor (2022)

A norma americana ACI 440.2R-17 (2017) adota a expressão de Lam e Teng (2003) para o cálculo da tensão última axial do concreto confinado. Essa norma inclui um fator de redução $\psi_f = 0,95$ para seções não circulares e o fator k_a também responsável pela geometria da seção transversal. Para seções circulares, o ACI 440.2R-17 (2017) e Lam e Teng (2003) recomendam $k_a = 1,0$.

Os modelos baseados no confinamento do concreto reciclado são limitados. Em geral, os pesquisadores tem avaliado a aplicabilidade de modelos existentes para concreto convencional em concreto reciclado (LI *et al.*, 2019; ZHAO; YU; TENG, 2015; ZHOU *et al.*, 2016). Zhou *et al.* (2016) avaliaram onze modelos de tensão e deformação última do concreto convencional confinado com CFRP e GFRP na previsão do comportamento do RAC confinado com esses mesmos materiais. De acordo com os autores, todos os modelos apresentaram boa concordância com os resultados experimentais do concreto reciclado confinado. A partir disso, Zhou *et al.* (2016) recomendam os modelos de Jiang e Teng (2007) e Wei e Wu (2012) para a estimativa da tensão ($f_{cc,r}$) e deformação ($\varepsilon_{cc,r}$) última do concreto reciclado confinado, respectivamente. Zhao, Yu e Teng (2015) também concluíram que as expressões de Jiang e Teng (2007) fornecem previsões da tensão última ($f_{cc,r}$) satisfatórias para pilares RACCF. Além disso, para Zhou *et al.* (2016), tais recomendações devem ser associadas ao modelo de Zhou e Wu (2012) para a previsão do comportamento tensão x deformação. Entretanto, Li *et al.* (2019) concluíram que os cinco modelos avaliados por eles não são capazes de prever a resistência máxima do RAC confinado por FRP. Portanto, por meio de regressão linear dos resultados obtidos, os autores estabeleceram um novo modelo da Equação (3.18).

$$f_{cc} = f_{co} + 4,9f_{l,frp} \quad (3.18)$$

3.4 COMENTÁRIOS DO CAPÍTULO

Neste capítulo, os resultados de diversos autores sobre *Concrete Filled Steel Tubular* (CFST), *Recycled Aggregate Concrete Filled Steel Tubes* (RACFST) e *Recycled aggregate concrete confined by FRP* (RACCF) foram apresentados, com o intuito de caracterizar seus comportamentos quando sujeitos à compressão axial centrada. A influência de parâmetros no efeito de confinamento sobre o núcleo de concreto foi descrita neste capítulo. Para confinamento por aço, os parâmetros foram: pré-molhagem, teor de substituição, forma de

aplicação de carga, forma da seção transversal, esbeltez local (D/t), resistência dos materiais, origem do RCA e comportamento pós-pico, descritos conforme a bibliografia. Para confinamento por FRP, os parâmetros foram: orientação das fibras, pré-molhagem, efeito de tamanho e esbeltez global (L/D), rigidez e número de camadas, classe de resistência do concreto não confinado e origem do RCA. Ademais, modos de falha também foram abordados.

Com a pré-molhagem do RCA ou uso de técnicas de mistura que aumentem a quantidade de água para melhorar a trabalhabilidade, há aumento da relação a/c , o que proporciona quedas de resistência à compressão do RACFST e RACCF. Além disso, o aumento do teor de substituição por RCA proporciona resistências menores e mais variáveis, devido a heterogeneidade dos agregados. O aumento do teor de substituição também proporciona maiores taxas de pressões laterais de confinamento ($f_{l,frp}/f_{co}$) devido à queda de resistência do concreto não confinado. Em respeito ao confinamento do RAC por FRP, o aumento de RCA na mistura também afeta ruptura do compósito, uma vez que aumenta a deformação do concreto reciclado. Pilares RACCF exibem curva tensão-deformação similar ao concreto convencional confinado por FRP, porém com redução na região de transição e no patamar pós-pico conforme aumenta o teor de agregados reciclados.

Um fator que melhora a resistência do pilar RACCF é o aumento da inclinação das fibras em relação ao eixo longitudinal, pois proporciona maior rigidez ao pilar. A revisão sistemática também revelou que o índice de esbeltez global (L/D) mais utilizado foi 2 e que o aumento do diâmetro do pilar proporciona menores efeitos de confinamento por parte do FRP.

O efeito de confinamento é primordial para garantir o ganho de resistência em concreto confinado por tubos de aço. A carga aplicada sobre o núcleo de concreto tem o efeito de confinamento mais eficiente. Essa configuração é usada para estudos sobre confinamento, uma vez que tal efeito age desde o início do carregamento. Em aplicações de carga sobre a seção mista (aço + concreto), a mesma é distribuída, inicialmente por repartição entre o núcleo e o aço de acordo com a sua resposta axial. Já para o carregamento somente sobre o perfil tubular, não haverá qualquer efeito de confinamento sobre o núcleo.

Dependendo da forma da seção transversal, o núcleo de concreto estará mais ou menos confinado. Dentre os três tipos de seções comumente usadas em concretos confinados (circular, quadrada ou retangular), a circular é a que propõe melhor efeito confinante, devido a todo o núcleo estar sujeito a um mesmo grau de confinamento, além de apresentarem maior ductilidade. O aumento da esbeltez local (D/t) também provoca instabilidade local no perfil tubular em aço, em detrimento da redução da pressão lateral de confinamento ($f_{l,aço}$). Com uma

baixa relação D/t , a curva carga x deformação apresenta um comportamento elastoplástico perfeito sem regiões de *softening* pós carga de pico, caso contrário, o *softening* foi mais pronunciado no pós-pico. Isso indica que o confinamento afeta o comportamento pós-pico do tubo de aço preenchido com concreto.

O aumento da classe do concreto diminui o efeito de confinamento do núcleo de concreto, pois apresenta menores deformações, o que mobiliza menos o perfil tubular e o FRP, além de proporcionar maior rigidez. Portanto, utilizar concretos de resistência usual, proporcionará confinamentos mais eficientes. A utilização de tubos de aço com maior resistência ao escoamento proporciona maior ductilidade aos pilares CFST e RACFST, melhorando significativamente a eficiência do confinamento. Este efeito está diretamente relacionado com a capacidade do material de redistribuir as tensões e acomodar deformações plásticas. Paralelamente, no caso de confinamento com FRP, a rigidez do compósito - determinada pelas propriedades do material e pelo número de camadas - mostra-se como um dos parâmetros mais críticos para o desempenho estrutural. Especificamente, as fibras de vidro (GFRP), por apresentarem menor rigidez em comparação com as de carbono (CFRP), exigiriam um número significativamente maior de camadas para atingir pressões de confinamento equivalentes, o que frequentemente se torna inviável do ponto de vista econômico e construtivo. Esta análise comparativa evidencia que tanto a seleção do material metálico quanto a do sistema FRP devem considerar cuidadosamente a relação entre propriedades mecânicas, eficiência de confinamento e viabilidade técnica-econômica.

Pilares CFST (concreto convencional) e RACFST (concreto reciclado) apresentam modos de falha similares (flambagem local do perfil, cisalhamento do núcleo ou flambagem global do perfil), determinados principalmente por relações geométricas (L/D , D/t) e resistência do concreto. Já em pilares RACCF, o modo de falha varia significativamente com o número de camadas de FRP, tornando este o parâmetro crítico de projeto. Esta diferença mostra que enquanto o confinamento metálico depende essencialmente de fatores geométricos e de resistência, no confinamento com FRP a configuração do sistema (número de camadas) torna-se o fator determinante do comportamento estrutural.

Como apresentado neste capítulo sobre pilares de concreto reciclado confinados com FRP (RACCF) e aço (RACFST), embora seja clara a eficiência do sistema, fica evidente a grande limitação de documentos que abordam o assunto.

CAPÍTULO 4. ESTUDO EXPERIMENTAL: MATERIAIS E MÉTODOS

O capítulo apresenta a metodologia experimental utilizada para avaliar o comportamento de elementos estruturais confinados. Descreve a caracterização dos materiais, incluindo dois concretos (convencional e com 100% de RCA), e três sistemas de confinamento: aço, CFRP e GFRP. Também detalha as propriedades dos materiais, a instrumentação empregada, os procedimentos de ensaio e os ensaios piloto realizados para validar o protocolo, além dos parâmetros de controle adotados ao longo dos experimentos.

4.1 PROPRIEDADES DOS AGREGADOS

4.1.1 Agregado miúdo

A areia foi utilizada como agregado miúdo neste trabalho. É apresentado no Quadro 4.1 os ensaios que foram realizados na caracterização do agregado miúdo.

Quadro 4.1 – Ensaios de caracterização do Agregado miúdo

Ensaio	Norma
Composição granulométrica	ABNT NBR NM 248 (2003)
Massa específica (ρ_{areia}) em g/cm ³	ABNT NBR NM 52 (2009)
Massa unitária (ρ_{ap}) em g/cm ³	ABNT NBR NM 45 (2006)
Absorção de água (Abs) em %	ABNT NBR NM 30 (2001)

Fonte: O autor (2022)

A composição granulométrica da areia foi determinada a partir de duas amostras de 500 g cada. Após adicionar uma das amostras sobre o conjunto de peneiras, foi agitado mecanicamente por 10 minutos no peneirador e o material retido foi separado e pesado para a determinação da massa final. A Tabela 4.1 e a Figura 4.1 a seguir apresentam a composição granulométrica obtida de acordo com a ABNT NBR NM 248 (2003).

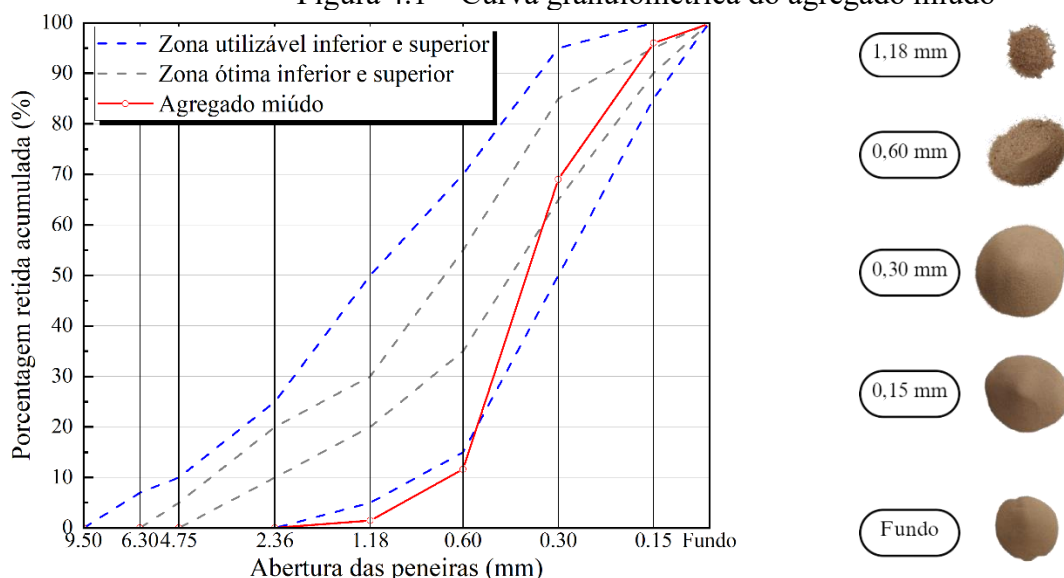
Tabela 4.1 – Composição granulométrica do agregado miúdo

Abertura da peneira (mm)	% Retida	% Retida Acumulada
4,75	0	0
2,36	0	0
1,18	1,48	1,48
0,60	10,14	11,62
0,30	57,39	69,01

0,15	26,98	95,98
Fundo	3,85	99,84
Dimensão máxima característica (mm)		1,18
Módulo de finura		1,78

Fonte: O autor (2024)

Figura 4.1 – Curva granulométrica do agregado miúdo



Fonte: O autor (2024)

A dimensão máxima característica e o módulo de finura obtidos no ensaio de caracterização foram, respectivamente, 1,18 mm e 1,78; portanto, o agregado miúdo foi classificado na zona utilizável inferior conforme a ABNT NBR 7211 (2019). A Tabela 4.2 a seguir apresenta as demais propriedades determinadas experimentalmente para o agregado miúdo.

Tabela 4.2 – Propriedades do agregado miúdo

Propriedade	Resultado
Massa específica	2,5 g/cm ³
Massa unitária (estado solto)	1564,8 kg/m ³
Massa unitária (compactado)	1688,3 kg/m ³
Absorção de água	0,33 %
Dimensão máxima característica	1,18 mm
Módulo de finura	1,78

Fonte: O autor (2024)

4.1.2 Agregado graúdo: natural e reciclado

Os agregados graúdos utilizados neste trabalho, foram do tipo natural de origem basáltica e agregados oriundos de resíduos de concreto (RCA), o qual foi obtido a partir de uma usina de reciclagem. É apresentado no Quadro 4.2 os ensaios que foram realizados para caracterização dos agregados graúdos, onde. Em particular, o ensaio de composição e o de

absorção em função do tempo foram realizados para o agregado reciclado. O Quadro 4.3 apresenta os limites estabelecidos para a classificação do agregado reciclado.

Quadro 4.2 – Ensaios de caracterização dos agregados graúdos

Ensaio	Agregado	Norma
Composição granulométrica	NA e RAC	ABNT NBR NM 248 (2003)
Massa específica (ρ_{NC} e ρ_{RAC}) em g/cm ³	NA e RAC	ABNT NBR NM 53 (2009)
Massa unitária (ρ_{ap}) em g/cm ³	NA e RAC	ABNT NBR NM 45 (2006)
Absorção de água (Abs) em %	NA e RAC	ABNT NBR NM 53 (2009)
Composição	RAC	ABNT NBR 15116 (2021)
Tempo de absorção do agregado reciclado (RCA)	RAC	Leite (2001)

*NA: *Natural Aggregate*

Fonte: O autor (2025)

Quadro 4.3 – Limites estabelecidos para classificação do agregado reciclado

Parâmetro	Norma	Limite	
Materiais indesejáveis (G_4) ^a	Ensaio de composição – ABNT NBR 15116 (2021)	< 1 %	
Teor de cerâmica vermelha ou branca não polida (G_3) ^b		ARCO (RCA)	0 %
		ARCI	< 10 %
		ARM	< 40 %
Absorção de água	ABNT NBR 16917 (2021)	ARCO (RCA)	< 7 %
		ARCI/ARM	< 12 %

^a Diferentes dos demais, estes limites são apresentados na norma como sugeridos

^b Materiais indesejáveis: fragmentos de natureza orgânica, como madeiras, plástico, betume e materiais carbonizados, e de natureza inorgânica, como vidros, vidrados cerâmicos e gesso.

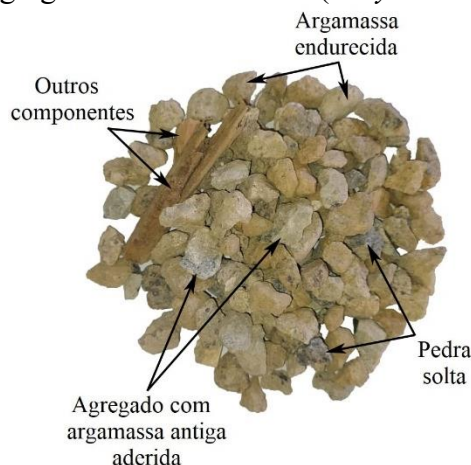
Fonte: Adaptado de ABNT NBR 15116 (2021)

Por se tratar do mesmo material utilizado na pesquisa, as propriedades do agregado reciclado são apresentadas a partir dos resultados obtidos por Marques (2022). A Tabela 4.3 apresenta os resultados do ensaio de composição do agregado reciclado e a Figura 4.2 apresenta uma amostra do material. 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 (MARQUES, 2022).

Tabela 4.3 – Ensaio de composição do agregado reciclado

Grupo	Massa (g)	Teor (%)
G_1 Fragmentos de pasta de cimento endurecida	2000,0	25,8
G_2 Fragmentos constituídos por rochas	5386,0	69,8
G_3 Fragmentos de cerâmica vermelha	234,0	3,0
G_4 Fragmentos de materiais indesejáveis	127,4	1,7
Total	7747,4	100
Classificação do agregado	Agregado de resíduo cimentício (ARCI)	

Fonte: Marques (2022)

Figura 4.2 – Amostra do agregado reciclado usado (*Recycled Concrete Aggregate – RCA*)

Fonte: O autor (2024)

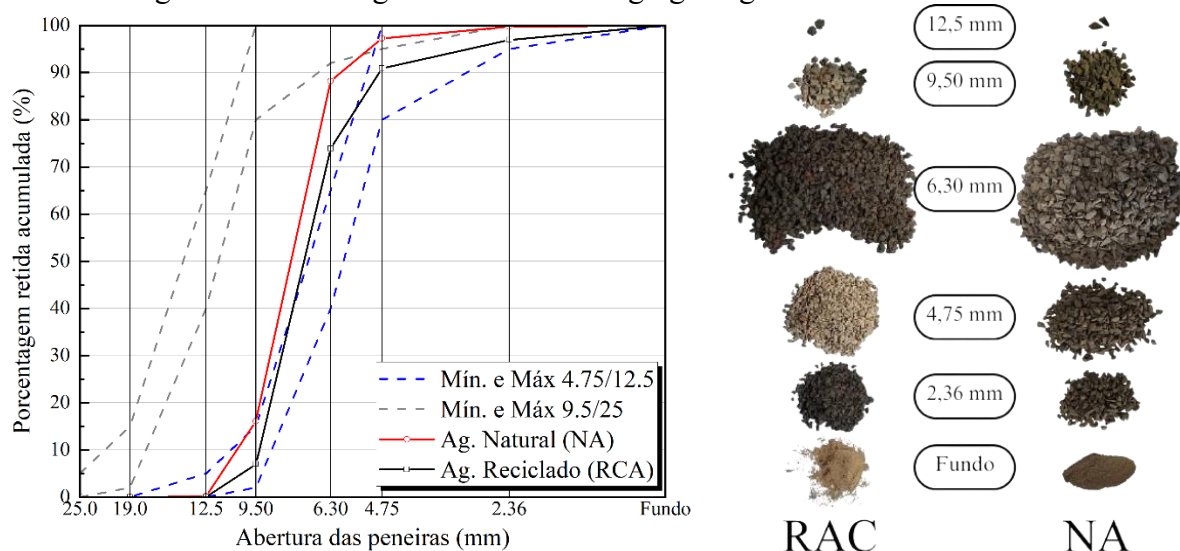
Assim como o agregado miúdo, o agregado graúdo foi peneirado usando uma série de peneiras estabelecidas pela ABNT NBR NM 248 (2003). A Tabela 4.4 e a Figura 4.3 a seguir apresentam as composições granulométricas obtidas. A Tabela 4.5 a seguir apresenta as demais propriedades dos agregados graúdos obtidas experimentalmente. É possível verificar que a densidade do agregado reciclado é cerca de 20% inferior à do natural enquanto a absorção de água é aproximadamente 347 % superior. Considerando o critério de absorção de água (ABNT NBR 16917, 2021), o agregado reciclado estudado atende aos requisitos estabelecidos para a classe do ARCI e ARCO (RCA), sendo inferior a 7% e 12%, respectivamente.

Tabela 4.4 – Composição granulométrica do agregado graúdo

Abertura da peneira (mm)	Agregado natural (NA)		Agregado reciclado (RCA)	
	% Retida	% Retida Acumulada	% Retida	% Retida Acumulada
12,5	0,2	0,2	0	0
9,50	15,9	16,1	7	7
6,30	72,1	88,2	67	74
4,75	9,1	97,3	17	91
2,36	2,5	99,7	6	97
Fundo	0,3	100	3	100
Dimensão máxima característica (mm)	12,50		12,50	
Módulo de finura	3,01		2,70	

Fonte: O autor (2022); Marques (2022)

Figura 4.3 - Curva granulométrica do agregado gráudo natural e reciclado



Fonte: O autor (2022); Marques (2022)

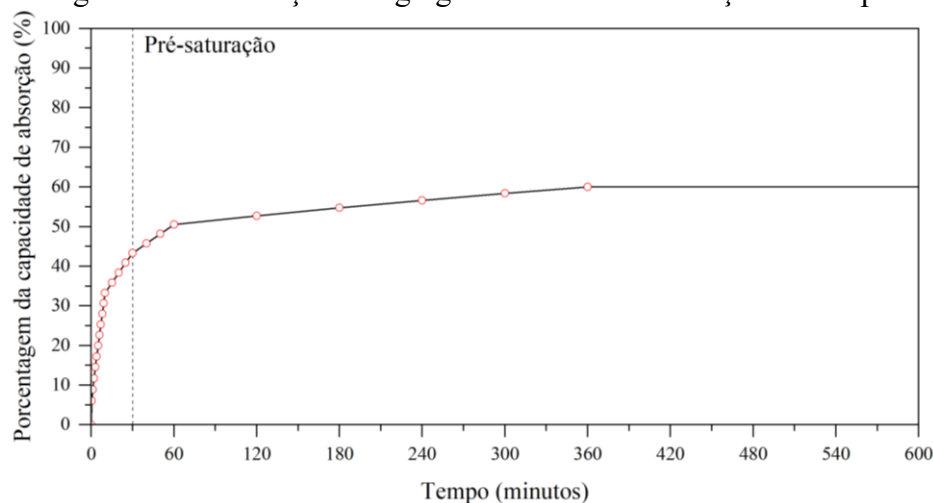
Tabela 4.5 – Propriedades dos agregados gráudos naturais e reciclados

Propriedade	Resultados	
	NA	RCA
Massa específica	2,83 g/cm ³	2,26 g/cm ³
Massa unitária (estado solto)	1440,4 kg/m ³	1269 kg/m ³
Massa unitária (compactado)	1589,2 kg/m ³	1326 kg/m ³
Absorção de água	1,44 %	6,43 %
Dimensão máxima característica	12,5 mm	12,5 mm
Módulo de finura	3,01	2,70

Fonte: O autor (2022); Marques (2022)

A Figura 4.4 apresenta a curva de absorção do agregado reciclado em função do tempo. Este ensaio ainda não é normatizado, mas tem sido muito utilizado por pesquisadores (FERREIRA; BRITO; BARRA, 2011; GERIN, 2020; LEITE, 2001; TENÓRIO, 2007; VIEIRA; CORREIA; BRITO, 2011) para estimar o tempo de pré-saturação do RCA. O ensaio consistiu em coletar uma amostra do agregado reciclado e monitorar seu peso aparente quando submerso em água. Quando o peso aparente se estabilizou, foi determinado o tempo de pré-saturação. É possível observar que nos primeiros 30 minutos o agregado absorve uma quantidade de água equivalente a 45% da sua capacidade de absorção. A partir desse tempo, a absorção se torna mais lenta.

Figura 4.4 – Absorção do agregado reciclado em função do tempo



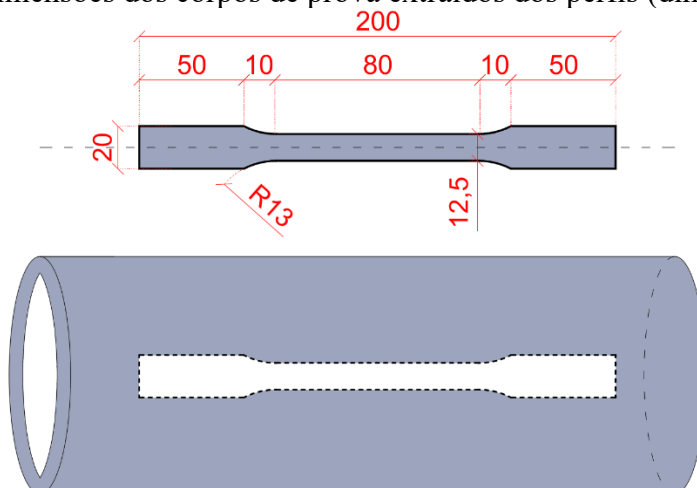
Fonte: O autor (2022)

4.2 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS CONFINANTES

4.2.1 Aço dos perfis

As propriedades do material dos tubos de aço com costura circulares foram obtidas por meio de ensaios de tração, a partir de três amostras extraídas longitudinalmente do perfil tubular, seguindo as recomendações ASTM A370 (2019) (Figura 4.5). Por se tratar de tubos com costura, a região da solda foi evitada na produção das amostras.

Figura 4.5 – Dimensões dos corpos de prova extraídos dos perfis (dimensões em mm)



Fonte: O autor (2022)

As amostras de cada perfil tubular circular foram usinadas e testadas em um aparelho INSTRON 5500R no laboratório de materiais compósitos (LMC) da Escola de Engenharia de São Carlos (EESC-USP). Durante os ensaios, as deformações longitudinais foram medidas por meio de extensômetros localizados nos pontos médios das amostras em ambos os lados. As

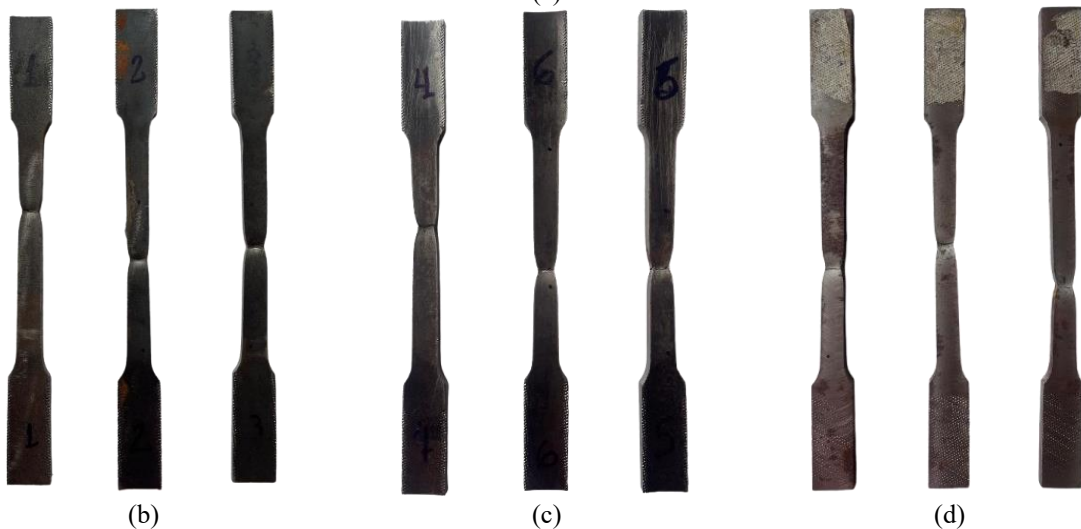
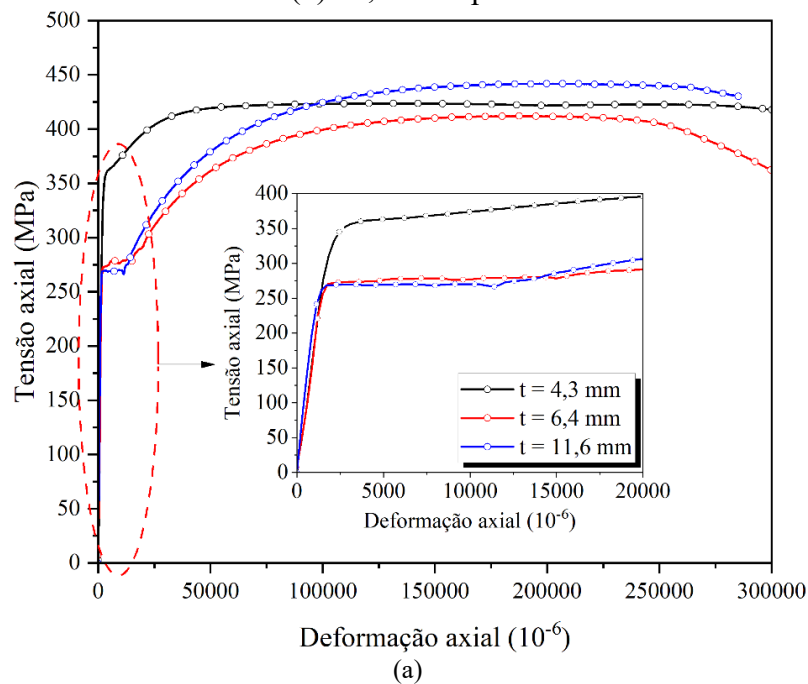
principais propriedades do material foram obtidas a partir das curvas médias tensão vs deformação entre as amostras apresentadas na Figura 4.6 e relatadas na Tabela 4.6, no qual D_e é o diâmetro externo do tubo, $t_{aço}$ é a espessura do tubo, f_y e ε_y são a tensão e deformação de escoamento, respectivamente, f_u e ε_u são as tensões e deformações últimas.

Tabela 4.6 – Propriedades do aço

$t_{aço}$ (mm)	f_y (MPa)	ε_y ($\times 10^{-6}$)	f_u (MPa)	ε_u ($\times 10^{-6}$)	E_s (GPa)
4,30	361,27	2000,0	423,71	135302,5	202,59
6,44	273,51	1302,4	412,06	185121,1	209,28
11,60	269,63	1283,9	441,80	205235,3	210,75

Fonte: O autor (2022)

Figura 4.6 – Curvas tensão vs deformação do aço (a) e corpos de prova de (b) 4,3 mm, (c) 6,4 mm e (d) 11,6 mm após ensaio

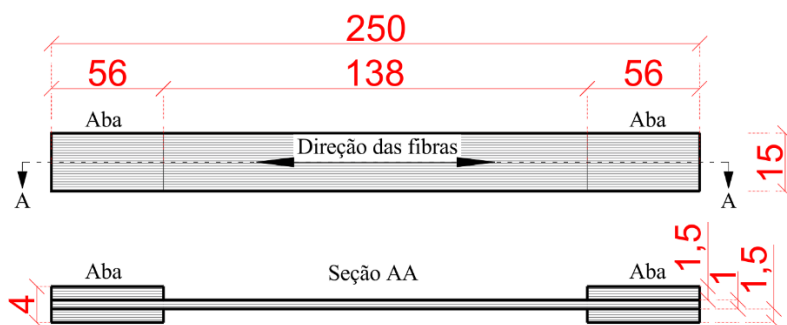


Fonte: O autor (2022)

4.2.2 Tecidos de FRP

Foram avaliadas as propriedades mecânicas dos tecidos de fibra de vidro (*Glass Fiber Reinforced Polymer* – GFRP) e do tecido de fibra de carbono (*Carbon Fiber Reinforced Polymer* – CFRP) por meio de ensaios de tração uniaxial paralela às fibras. Os corpos de prova fabricados seguiram as recomendações da ASTM D 3039/D 3039M (2017) e suas características geométricas são apresentadas pela Figura 4.7. A Tabela 4.7 apresenta as propriedades fornecidas pelo fabricante de cada tecido, onde t_{frp} é espessura do tecido, ρ_{frp} é a densidade, ε_{fu} é a deformação de ruptura da amostra, E_f é o módulo de elasticidade e f_{frp} é a resistência à tração.

Figura 4.7 – Dimensões dos corpos de prova de FRP (dimensões em mm)



Fonte: O autor (2025)

Tabela 4.7 – Propriedades mecânicas dos tecidos fornecidas pelos fabricantes

Tecido	Fabricante	Gramatura (g/m ²)	t_{frp} (mm)	ρ_{frp} (g/cm ³)	ε_{fu} (%)	E_f (GPa)	f_{frp} (MPa)
Carbono	S&P Clever Reinforcement Company	300 (unidirecional)	0,168	1,78	1,8	≥ 240	≥ 4300
Vidro	Max epoxi	326 (bidirecional)	0,320	N/I	N/I	N/I	N/I

* N/I: Não informado.

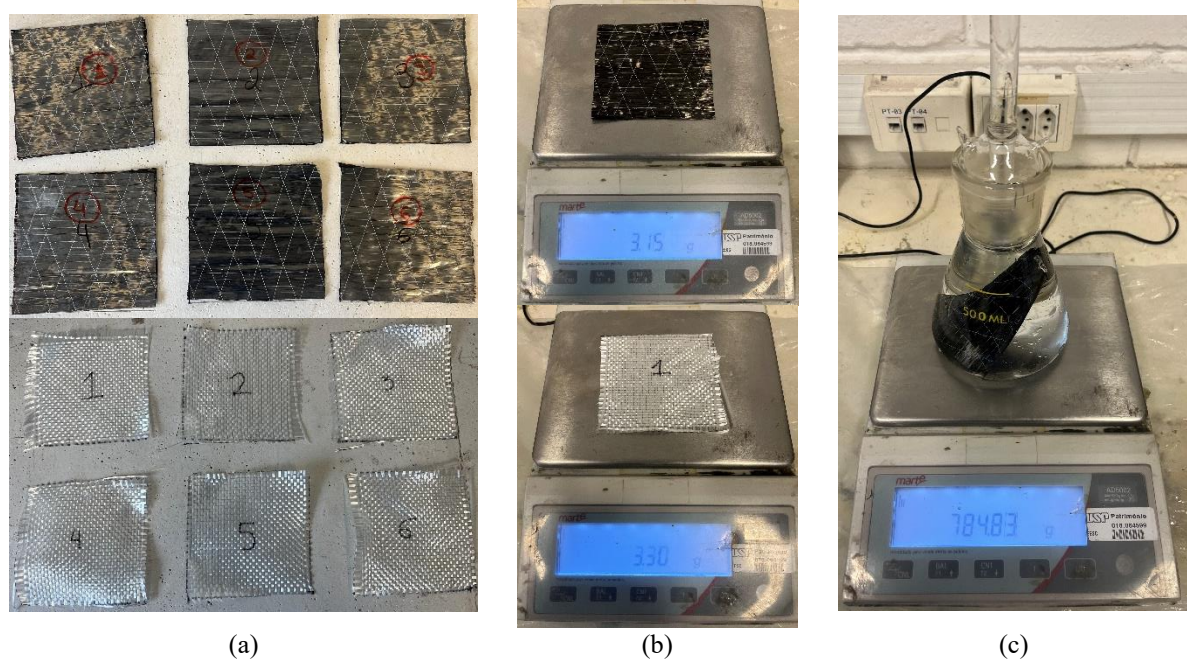
Fonte: O autor (2025)

Previamente à fabricação dos compósitos e realização dos ensaios mecânicos, procedeu-se à caracterização dos tecidos reforçados mediante determinação da gramatura e densidade, parâmetros fundamentais para a avaliação das propriedades físicas dos materiais. A gramatura foi determinada conforme a norma ABNT NBR 10591 (2008), mediante análise de seis corpos de prova com dimensões padronizadas de 10 × 10 cm (Figura 4.8a). Primeiramente, mensurou a massa individual seca (M_s) de cada amostra em balança analítica de precisão (Figura 4.8b). Na sequência, foi realizado o cálculo da gramatura (g/m²) através da relação entre massa e área amostral. Para a determinação da densidade aparente, adotou-se o método do picnômetro

descrito na norma ASTM D2320 (2022), que compreende na pesagem da amostra em condições controladas de umidade e temperatura (M_s), imersão do tecido em líquido de densidade conhecida por meio do picnômetro (M_i) (Figura 4.8c) e por fim, o cálculo da densidade é realizado mediante a Equação (4.1). A massa do picnômetro com água (M_p) variou devido a utilização de dois picnômetros diferentes. Por fim, a espessura foi estimada pela razão entre a gramatura (G) e a densidade (ρ_{frp}) do material. A Tabela 4.8 apresenta os resultados obtidos. Os detalhes de cada amostra se encontram na Tabela A. 1 e na Tabela A. 2 do Apêndice A.

$$\rho_{frp} = \frac{M_s}{M_s - (M_i - M_{pic.+água})} \quad (4.1)$$

Figura 4.8 – Etapas experimentais para obter a gramatura e a densidade dos tecidos



Fonte: O autor (2024)

Tabela 4.8 – Propriedades dos tecidos obtidas experimentalmente

Material	G (g/m ²)	ρ_{frp} (g/cm ³)	t_{frp} (mm)
CFRP	311 (1,4%)	1,90 (10,6%)	0,164
GFRP	332 (0,9%)	2,70 (20,9%)	0,123

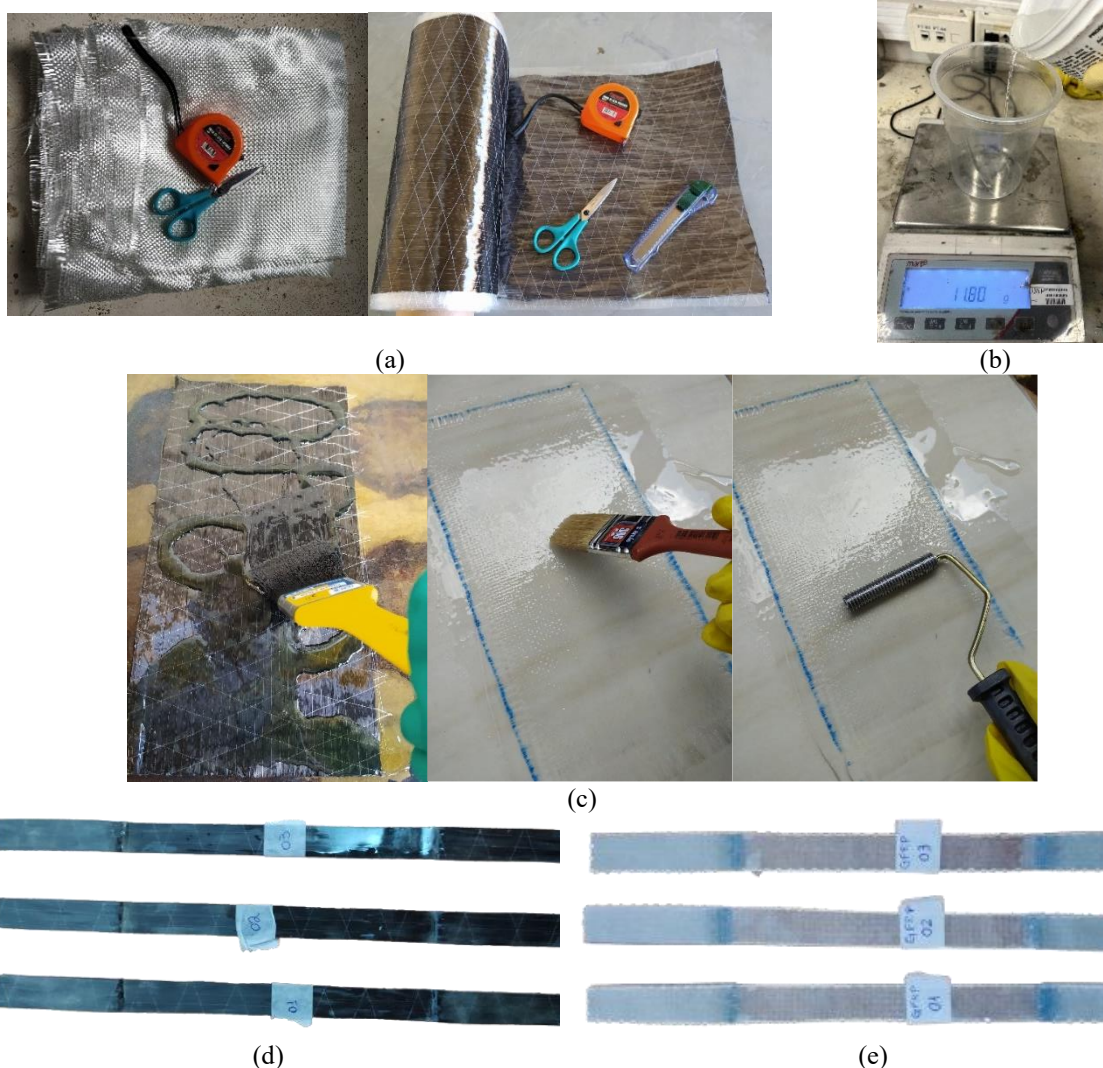
Fonte: O autor (2024)

Os resultados experimentais demonstram que os valores de gramatura para ambos os materiais apresentam concordância satisfatória com as especificações do fabricante. Particularmente no tecido de fibra de carbono, observou-se estreita correlação entre os valores experimentais e os dados de referência tanto para densidade quanto para espessura, corroborando os valores reportados na literatura especializada (ABBOOD et al., 2021). Contudo, para o tecido de fibra de vidro, constatou-se uma discrepância significativa na

espessura, pois o valor original fornecido pelo fabricante foi de 0,32 mm. Considerando a ausência de outras propriedades específicas fornecidas pelo fabricante e a boa concordância entre a densidade experimental obtida e os valores da literatura (ABBOOD et al., 2021), optou-se por adotar os valores de espessura determinados experimentalmente para os cálculos subsequentes.

O tecido reforçado com fibras e a matriz polimérica (resina epóxi e seu agente de cura) foram fornecidos como componentes distintos, sendo o processo de laminação realizado *in situ* – método no qual a impregnação e a consolidação das fibras ocorrem simultaneamente à cura da resina. O processo de laminação dos tecidos está ilustrado na Figura 4.9. Inicialmente, o tecido foi cortado em dimensões adequadas para permitir a obtenção de seis amostras após a laminação. Em seguida, realizou-se a pesagem dos componentes da matriz epóxi (resina e endurecedor), que foram homogeneizados em um misturador mecânico por aproximadamente 3 minutos, conforme especificado pelo fabricante. Para a laminação do compósito de fibra de carbono, foi empregada a resina epóxi bicomponente S&P 55 RS, constituída pelos componentes A (resina base) e B (agente de cura) na proporção recomendada pelo fabricante. No caso do compósito de fibra de vidro, adotou-se o sistema epóxi Araldite LY 1564 BR (resina base) em combinação com o endurecedor Aradur 2963 BR, na proporção recomendada pelo fabricante. Posteriormente, os tecidos de CFRP e GFRP foram impregnados com a resina na proporção 600 g/m² e 300 g/m², respectivamente, e as abas foram posicionadas nas extremidades para garantir o alinhamento das fibras. Para eliminar bolhas de ar e promover uma distribuição uniforme da resina, utilizou-se rolos compactadores durante a laminação. Para o desmolde do GFRP, o fabricante recomendou o uso de cera desmoldante carnaúba, ao qual foi aplicada sob a superfície com estopa. Após 24 horas de cura em temperatura ambiente, a placa laminada foi cortada, resultando nos corpos de prova destinados aos ensaios mecânicos. Vale destacar que o procedimento de laminação foi idêntico para ambos os materiais analisados (GFRP e CFRP), assegurando a comparabilidade dos resultados.

Figura 4.9 – Etapas de confecção dos corpos de prova do FRP: Corte do material (a), pesagem e preparo da resina (b), laminação do compósito (c) e aspecto final dos corpos de prova de CFRP (d) e GFRP (e)



Fonte: O autor (2024)

Após 7 dias de cura, as amostras de cada compósito foram testadas em um aparelho INSTRON 5500R no laboratório de materiais compósitos (LMC) da Escola de Engenharia de São Carlos (EESC-USP). Seguindo as recomendações das normas ISO 527-1 (2019) e ISO 527-5 (2021) os ensaios são controlados por deslocamento aplicados a uma taxa de 2 mm/min. Durante os ensaios, as deformações longitudinais foram medidas por meio de *clip-gage* com 50 mm de comprimento localizados nos pontos médios das amostras (Figura 4.10). Todos os ensaios de tração desconsideraram a contribuição da matriz na resistência do compósito.

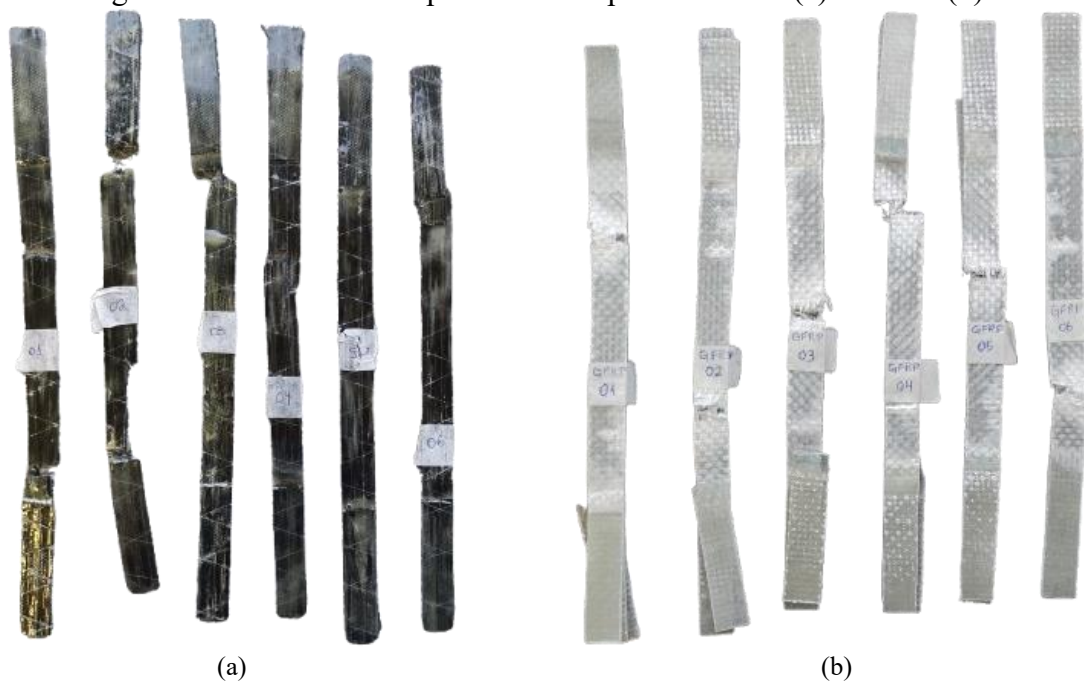
Figura 4.10 – Esquema de ensaio à tração uniaxial dos corpos de prova de FRP



Fonte: Posterlli (2023)

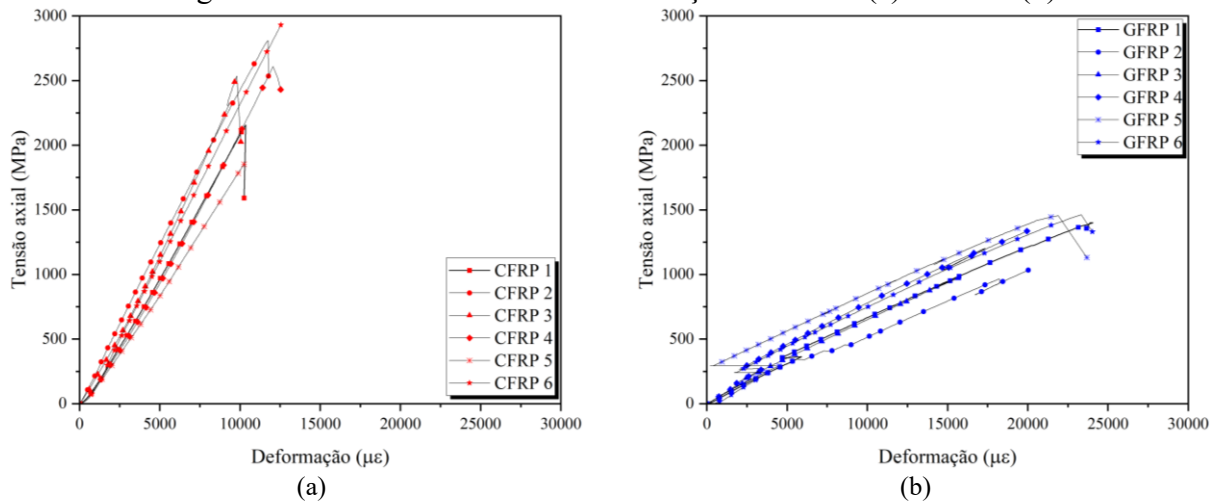
Após os ensaios, a Figura 4.11 apresenta o aspecto final de cada exemplar e a Figura 4.12 as curvas tensão vs. deformação. Devido à heterogeneidade de espessura característica dos processos de laminação *in-situ*, o cálculo da tensão de tração no compósito foi através da relação entre a carga máxima registrada durante o ensaio de tração e a área efetiva de fibras, conforme estabelecido por Posterlli (2023).

Figura 4.11 – Modos de ruptura dos compósitos CFRP (a) e GFRP (b)



Fonte: O autor (2024)

Figura 4.12 – Curvas tensão vs. deformação do CFRP (a) e GFRP (b)



Fonte: O autor (2024)

Como esperado a curva de tração vs deformação para ambos os compósitos teve um comportamento elástico linear até a ruptura, típico de materiais frágeis. As principais propriedades calculadas do material são apresentadas resumidamente na Tabela 4.9. Os detalhes de cada amostra encontram-se nas Tabela A. 3, Tabela A. 4 e Tabela A. 5 do Apêndice A. Por ter usado o tecido de fibra de carbono do mesmo fabricante, o trabalho de Posterlli (2023) foi adicionado a Tabela 4.9. O módulo de elasticidade (E_f) foi calculado conforme a Equação (4.2), seguindo as recomendações da ISO 527-1 (2019), onde σ_1 é a tensão medida para a deformação $\varepsilon_1 = 0,0005$ e σ_2 é a tensão medida para uma deformação $\varepsilon_2 = 0,0025$.

$$E_f = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{\varepsilon_2 - \varepsilon_1} \quad (4.2)$$

Tabela 4.9 – Propriedades mecânicas obtidas experimentalmente para os compósitos

Material		ε_f (%)	E_f (GPa)	f_{frp} (MPa)
CFRP	Este estudo	1,09 (10,6%)	228,47 (13,1%)	2666,31 (11,4%)
	Posterlli (2023)	1,08	231,96	2611,49
GFRP	Este estudo	2,35 (12,7%)	77,17 (10,2%)	1476,81 (4,7%)

Fonte: O autor (2024)

Os parâmetros mecânicos do CFRP demonstraram excelente correlação com os dados reportados por Posterlli (2023) e com as especificações técnicas do fabricante. No caso do compósito de fibra de vidro (GFRP), os valores obtidos apresentaram consistência satisfatória com os dados da literatura (ABBOOD et al., 2021). Como era esperado, o módulo de elasticidade do CFRP superou significativamente o do GFRP, representando uma diferença relativa de 66% entre os materiais. Em contrapartida, a deformação de ruptura do GFRP mostrou-se 116% superior à do CFRP.

4.3 DOSAGEM DO CONCRETO: ESTUDO PRELIMINAR

Foi utilizado o cimento CP-V ARI (Cimento Portland de alta resistência inicial) da LafargeHolcim®. Na ausência de ensaios próprios, foi considerada a massa específica do cimento (ρ_{Cimento}) de 3,16 g/cm³, determinada pelo grupo de pesquisa GESEC (Grupo de Estudos em Sustentabilidade e Ecoeficiência em Construção Civil e Urbana) no Laboratório de Materiais e Componentes da UFSCar.

O traço adotado para produção do concreto referência foi desenvolvido por Pereira (2017) e adaptado por Gerin (2020), com resistência à compressão de 40 MPa. Conforme Pereira (2017), a escolha dessa resistência justifica-se pela limitação na capacidade de aplicação de carga dos equipamentos disponíveis. Segundo Gerin (2020) e Pereira (2017), a utilização desse traço é fundamentada pela sua elevada trabalhabilidade, uma vez que a substituição do agregado convencional por RCA reduz essa propriedade. A partir do traço proposto por Pereira (2017) para o concreto de referência, foi produzida uma mistura com substituição integral (100%) de agregados naturais por RCA. A nomenclatura adotada neste estudo para as misturas de concreto não confinado com diferentes percentuais de substituição é apresentada a seguir:

- CC (*Conventional Concrete*): Concreto referência (0% de substituição);
- RAC (*Recycled Aggregate Concrete*): Concreto com 100% de substituição por RCA.

Para a substituição dos agregados naturais por RCA será adotada a metodologia usada por Leite (2001), Moretti (2014) e Gerin (2020), onde o agregado reciclado é dado em volume a partir das massas específicas dos agregados. Para a sua conversão em massa e controle do volume dos agregados na mistura a Equação (4.3) foi utilizada.

$$M_{RCA} = M_{nat} \cdot \left(\frac{\rho_{RCA}}{\rho_{nat}} \right) \quad (4.3)$$

Onde M_{RCA} e M_{nat} são a massa de RCA e do agregado natural gráudo em kg, respectivamente e ρ_{RCA} e ρ_{nat} são a massa específica do RCA e do agregado natural gráudo em kg/dm³, respectivamente. Salienta-se que ρ_{RCA} e ρ_{nat} foram obtidos anteriormente (Tabela 4.5). A correção do consumo de cimento, feita em função das massas específicas dos materiais empregados, foi feita por meio da Equação (4.4), onde as letras a , b e r são o traço em massa da areia, brita e RCA. A Tabela 4.10 estabelece o traço que foi utilizado na mistura dos corpos de prova, com a compensação de volume de RCA necessária.

$$C = \frac{1000}{\frac{1}{\rho_{\text{Cimento}}} + \frac{a}{\rho_{\text{Areia}}} + \frac{b}{\rho_{\text{Brita}}} + \frac{r}{\rho_{RCA}} + a/c} \quad (4.4)$$

Tabela 4.10 – Traços do concreto em massa

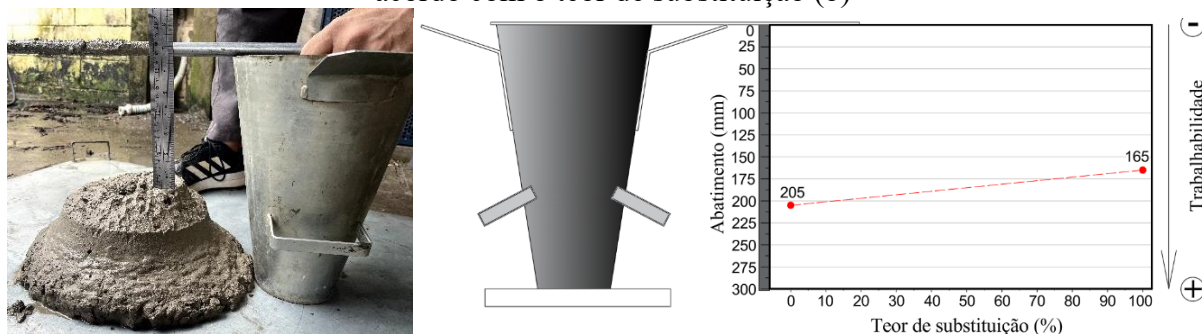
Nomenclatura	CC	RAC
Teor de substituição	0%	100%
Cimento	1	1
Areia (<i>a</i>)	2,42	2,42
Agregado natural graúdo (<i>b</i>)	2,58	-
RCA (<i>r</i>)	-	2,19
Relação a/c	0,68	0,68
Consumo de cimento (kg/m ³)	351,7	351,7

Fonte: O autor (2024)

Assim como comentado anteriormente (itens 2.5.1, 3.2.3.1 e 3.3.5.1), a prática de pré-molhagem ou compensação hídrica durante a incorporação de RCA resulta em um incremento indesejável da relação água/cimento (*a/c*) efetiva. Este fenômeno está diretamente associado a uma redução significativa na resistência mecânica do concreto. Por esse motivo, optou-se por não usar qualquer procedimento de pré-molhagem do RCA e adotar a técnica de mistura em dois estágios (*Two-Stage Mixing Approach* - TSMA), conforme ilustrado na Figura 2.6b. Os materiais foram misturados em uma betoneira com capacidade de 150 litros.

Após o processo de mistura de cada composição de concreto, procedeu-se à caracterização reológica no estado fresco. A avaliação da trabalhabilidade foi realizada mediante o método de abatimento do tronco de cone (*slump test*), estritamente conforme os parâmetros normativos estabelecidos pela ABNT NBR 16889 (2020). Conforme demonstrado na Figura 4.13, é possível observar que a trabalhabilidade do concreto diminui com o aumento do teor de substituição (*r*), como já esperado. Para 100 % de substituição, houve uma queda de aproximadamente 19,5 % no abatimento. Apesar disso, a trabalhabilidade se manteve satisfatória. Paralelamente, os dados referentes à absorção dos agregados graúdos, previamente determinados e disponíveis na Tabela 4.5, são correlacionados com os parâmetros de trabalhabilidade.

Figura 4.13 – Ensaio de abatimento do tronco de cone (a) e variação da trabalhabilidade de acordo com o teor de substituição (b)



Fonte: O autor (2024)

Para a caracterização das propriedades mecânicas do concreto no estado endurecido, foram moldados corpos de prova cilíndricos com dimensões padronizadas de 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura. O processo de moldagem e cura seguiu rigorosamente os procedimentos estabelecidos pela norma ABNT NBR 5738 (2015). O adensamento foi manual e na sequência, os exemplares foram cobertos com plástico filme para evitar a perda de água. Após a cura inicial de 24h, os corpos de prova foram desmoldados e armazenados em uma câmara úmida. O Quadro 4.4 a seguir apresenta o número de corpos de prova previsto para cada ensaio de caracterização do concreto no estado endurecido, juntamente com as respectivas normas.

Quadro 4.4 – Número de corpos de prova para caracterização do concreto

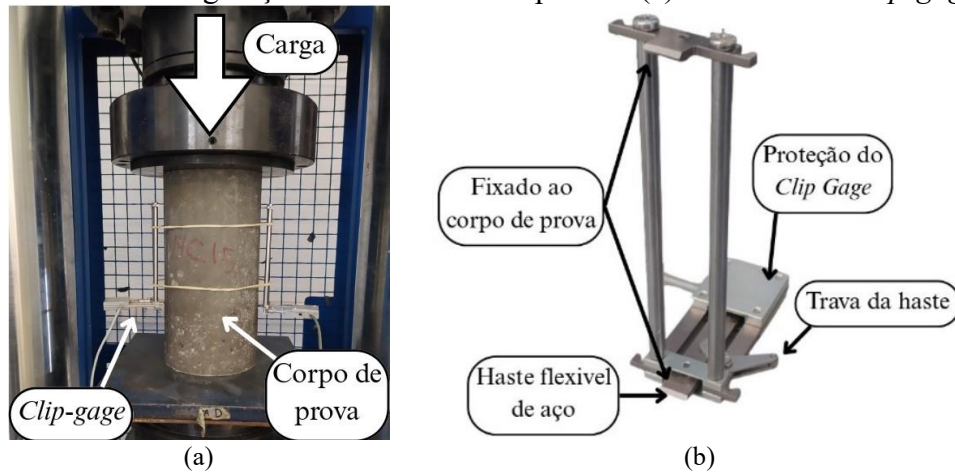
Ensaio	Norma	CC					RAC				
Idade do concreto (dias)	-	3	7	14	28	56	3	7	14	28	56
Compressão axial e módulo de elasticidade estático e dinâmico	ABNT NBR 5739 (2018)/ ABNT NBR 8522-1 e 8522-2 (2021)/ ABNT NBR 6118 (2014)/ ASTM C469/469M (2022)/ ASTM C215 (2019)	3	3	3	5	3	5	5	5	5	5
Tração por compressão diametral	ABNT NBR 7222 (2011)	-	-	-	3	-	-	-	-	3	-
Absorção de água, índice de vazios e massa específica	ABNT NBR 9778 (2005)	-	-	-	3	-	-	-	-	3	-
Total de corpos de prova por idade	-	3	3	3	9	3	5	5	5	11	5
Total dos corpos de prova	-	23					31				

Fonte: O autor (2022)

4.4 PROPRIEDADES DO CONCRETO NO ESTADO ENDURECIDO: ESTUDO PRELIMINAR

4.4.1 Compressão axial

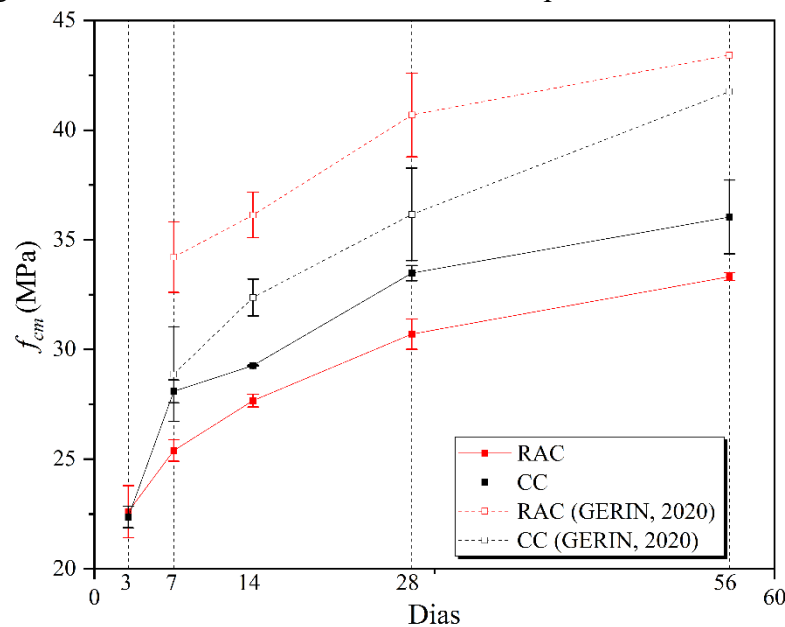
Os ensaios de compressão axial uniaxial foram conduzidos sob controle de deslocamento (0,5 mm/min) no Laboratório de Materiais e Construção Civil (LMCC) da Escola de Engenharia de São Carlos (EESC/USP). O equipamento utilizado consistiu em uma prensa servo-hidráulica INSTRON com capacidade nominal de 2000 kN. A Figura 4.14a apresenta o esquema de ensaio. Dois extensômetros tipo *clip-gage* foram instalados simetricamente nos corpos de prova, utilizando um sistema de fixação por elastômero. Cada dispositivo foi posicionado para monitorar continuamente o deslocamento axial ao longo de uma base de medição de 100 mm, permitindo a determinação precisa da deformação longitudinal durante o ensaio mecânico. A Figura 4.14b apresenta uma imagem detalhada do *Clip-gage*. Previamente à execução dos ensaios, os corpos de prova foram submetidos a um processo de retificação superficial em ambas as faces de aplicação de carga usando uma retífica pneumática.

Figura 4.14 – Configuração do ensaio de compressão (a) e detalhes do *clip-gage* (b)

Fonte: O autor (2025)

Os resultados dos ensaios à compressão axial média (f_{cm}) de acordo com cada mistura e idade de concreto (3, 7, 14, 28 e 56 dias) são apresentados no gráfico da Figura 4.15, Tabela 4.11 e detalhado na Tabela B.1. O maior aumento de resistência foi entre os dias 3 e 7, com um acréscimo de 25,63 % e 12,35 % para CC e RAC, respectivamente. Os resultados experimentais demonstram uma redução progressiva na taxa de ganho de resistência mecânica ao longo do processo de cura, chegando ao mínimo entre os dias 28 e 56 dias.

Figura 4.15 – Resistência média do concreto para diferentes idades



Fonte: O autor (2025)

Tabela 4.11 – Resistência média do concreto para diferentes idades

Ref.	Dias	f_{cm} (MPa)		D. P	
		CC	RAC	CC	RAC
O autor (2025)	3	22,36	22,60	0,49	1,19
	7	28,09	25,39	0,52	0,49

	14	29,27	27,67	0,02	0,29
	28	33,48	30,70	0,35	0,69
	56	36,04	33,32	1,68	0,18
	7	28,87	34,21	2,15	1,61
Gerin (2020)	14	32,37	36,13	0,84	1,04
	28	36,16	40,69	2,11	1,91
	56	41,76	43,42	-	-

Fonte: O autor (2025)

Os resultados experimentais mostram a redução da resistência à compressão do concreto reciclado em relação ao convencional em todas as idades, conforme ilustrado na Figura 4.15. Esta diferença de desempenho mecânico pode ser atribuída principalmente à fragilização da zona de transição interfacial (ZTI) entre o RCA e a nova pasta de cimento, decorrente da presença de argamassa residual aderida ao agregado reciclado. Apesar disso, há resultados discrepantes do obtido. Ao confrontar os dados obtidos experimentalmente com os resultados reportados por Gerin (2020), observa-se uma discrepância significativa no comportamento mecânico dos concretos estudados. Contrariamente aos achados da referida pesquisa, os resultados do presente trabalho indicam que o concreto produzido com agregado reciclado de concreto (RCA) apresentou menor resistência que seu análogo com agregado natural, mesmo Gerin (2020) utilizando o mesmo traço. Esta divergência pode ser atribuída principalmente a origem do RCA, pois enquanto Gerin (2020) produziu o material em condições laboratoriais controladas, no presente trabalho o RCA foi obtido de fonte comercial (empresa de reciclagem). Estes resultados evidenciam a importância crítica do controle de qualidade na produção de RCA para aplicações estruturais, particularmente quando o material é adquirido comercialmente (CHEN *et al*, 2017).

A resistência característica à compressão (f_{ck}) é definida pela ABNT NBR 6118 (2023) como o valor que apresenta um grau de confiança de 95 % das amostras de um dado lote de material. Admitindo uma distribuição estatística normal dos resultados, a resistência característica pode ser calculada pela Equação (4.5):

$$f_{ck} = f_{cm} - 1,645 \cdot s_d \quad (4.5)$$

onde s_d é o desvio padrão e f_{cm} é a resistência à compressão média do corpo de prova. Ao conduzir os cálculos, obteve-se um f_{ck} aos 28 dias de 33,36 MPa e 29,56 MPa para CC e RAC, respectivamente. Conforme mencionado anteriormente, a resistência à compressão prevista era de 40 MPa, essa pequena discrepância observada pode estar associada à baixa energia de mistura da betoneira utilizada.

O estudo do mecanismo de falha sob compressão axial centrada revelou que o concreto reciclado apresenta um mecanismo de falha análogo ao do concreto convencional independentemente da idade, conforme demonstrado na Figura 4.16. Durante as fases iniciais de carregamento, ambos os materiais exibem uma resposta linear-elástica semelhante, com deformação proporcional à tensão aplicada. À medida que a carga se aproxima da tensão de pico, observa-se a formação de microfissuras distribuídas aleatoriamente ao longo do corpo de prova, um fenômeno consistente em ambos os sistemas. Após atingir a resistência máxima, ocorre uma progressão dessas microfissuras, levando à formação de macrofissuras críticas que se propagam preferencialmente ao longo da ZTI do RAC. A fase pós-pico é caracterizada por uma redução gradual da resistência, acompanhada pela formação de superfícies de ruptura bem definidas, tipicamente orientadas aproximadamente a 45° (cisalhamento) em relação ao eixo de carregamento para ambos os concretos. Esses resultados estão em consonância com estudos anteriores (ETXEBERRIA et al., 2007; RAO; BHATTACHARYYA; BARAI, 2011; RYU, 2002; XIAO; LI; ZHANG, 2005).

Figura 4.16 – Modo de falha do concreto à compressão axial



Fonte: O autor (2025)

4.4.2 Tração por compressão diametral

O ensaio de resistência à tração por compressão diametral foi realizado conforme a metodologia padronizada pela norma ABNR NBR 7222 (2011). O protocolo experimental consistiu no posicionamento horizontal dos corpos de prova cilíndricos entre os pratos da máquina servo-hidráulica INSTRON com capacidade nominal de 2000 kN, submetendo-os a um carregamento compressivo diametral até a ruptura (Figura 4.17) com controle de

carregamento. A resistência à tração por compressão diametral pode ser calculada pela Equação (4.6).

$$f_{ct} = \frac{2F_t}{\pi d_{cp} l_{cp}} \quad (4.6)$$

onde F_t é a força máxima obtida durante o ensaio de tração, d_{cp} e l_{cp} são o diâmetro e o comprimento dos corpos de prova, respectivamente.

Figura 4.17 – Configuração do ensaio à tração por compressão diametral



Fonte: O autor (2025)

Os resultados são apresentados na Tabela 4.12. Obteve-se uma resistência média à tração de 3,01 MPa para CC e 2,69 MPa para RAC. Houve uma diminuição de aproximadamente 10,6 % da resistência à tração para concretos RAC quando comparados com CC. A Tabela 4.12 também apresenta uma análise comparativa entre os valores de resistência à tração determinados experimentalmente ($f_{ctm,e}$) e aqueles estimados pela Equação (4.7) ($f_{ctm,c}$), conforme estabelecido pela norma ABNT NBR 6118 (2023), além da relação f_{ctm}/f_{ctk} . De acordo com esta comparação, a Equação (4.7) prevê adequadamente a resistência à tração dos concretos com agregados naturais e de ARC.

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (4.7)$$

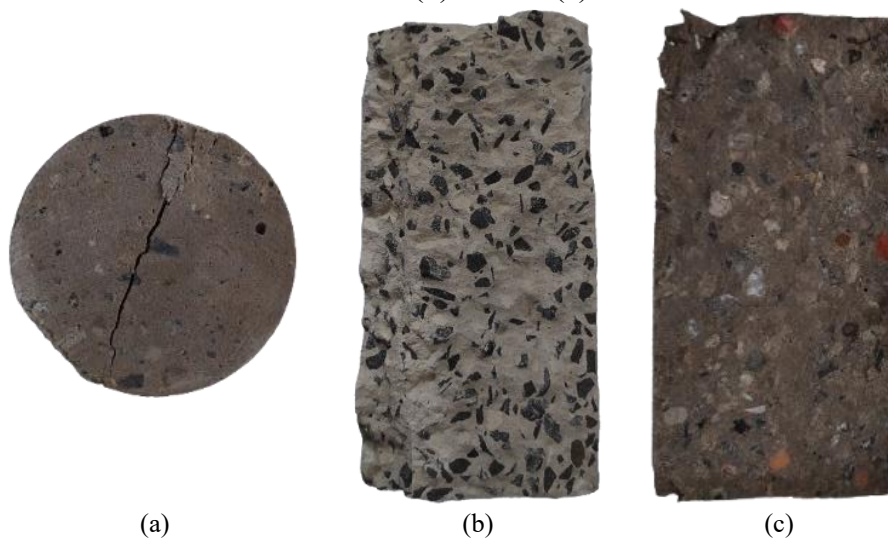
Tabela 4.12 – Resistência à tração do concreto reciclado e convencional

Dias	Concreto	$f_{ctm,e}$ (MPa)	$\frac{f_{ctm}}{f_{ck}}$	$f_{ctm,c}$ (MPa)	$\frac{f_{ctm,e}}{f_{ctm,c}}$
28	CC	3,01	0,091	3,08	0,98
	RAC	2,69	0,093	2,83	0,95

Fonte: O autor (2025)

A Figura 4.18 apresenta as superfícies internas dos corpos de prova de concreto convencional e reciclado. É possível notar uma diferença clara entre o concreto reciclado (rochas graníticas, cerâmica e resíduos indesejáveis) e o concreto convencional (rochas basálticas).

Figura 4.18 – Falha dos corpos de prova por compressão diametral (a), superfície de ruptura do CC (b) e RAC (c)



Fonte: O autor (2023)

4.4.3 Módulo de elasticidade

4.4.3.1 Estático

O módulo de elasticidade (E_c) do concreto foi determinado a partir dos ensaios de compressão axial uniaxial, mediante análise da curva tensão vs. deformação obtida experimentalmente. O cálculo foi realizado conforme metodologia padronizada pela norma ASTM C469/C469M (2014), utilizando a seguinte expressão:

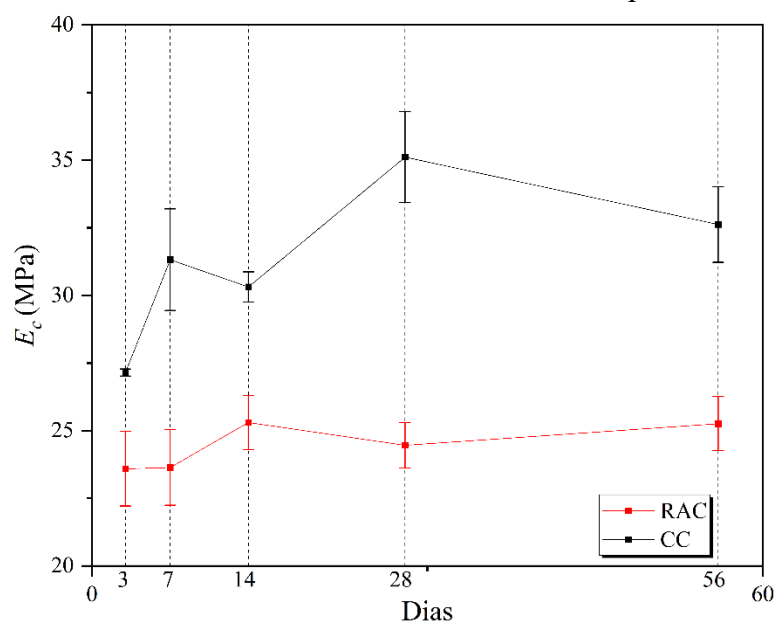
$$E_c = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{\varepsilon_2 - \varepsilon_1} \quad (4.8)$$

onde σ_1 é a tensão referente a deformação $\varepsilon_1 = 0,00005$, σ_2 é a tensão correspondente à 40 % da carga de pico e ε_2 é a deformação longitudinal produzida por σ_2 . A partir do módulo de elasticidade do concreto, o módulo de elasticidade secante (E_{cs}) foi determinado segundo a Equação (4.9) de acordo com a ABNT NBR 6118 (2023).

$$E_{cs} = E_c \cdot \left(0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \right) \quad (4.9)$$

Os resultados obtidos do módulo de elasticidade de acordo com o tempo são apresentados na Figura 4.19 e detalhados na Tabela B.2. Como era esperado, a substituição dos agregados naturais por reciclados afetou significativamente o módulo de elasticidade do concreto endurecido, o que é consenso entre os pesquisadores (WANG et al., 2021).

Figura 4.19 – Módulo de elasticidade estático do concreto para diferentes idades

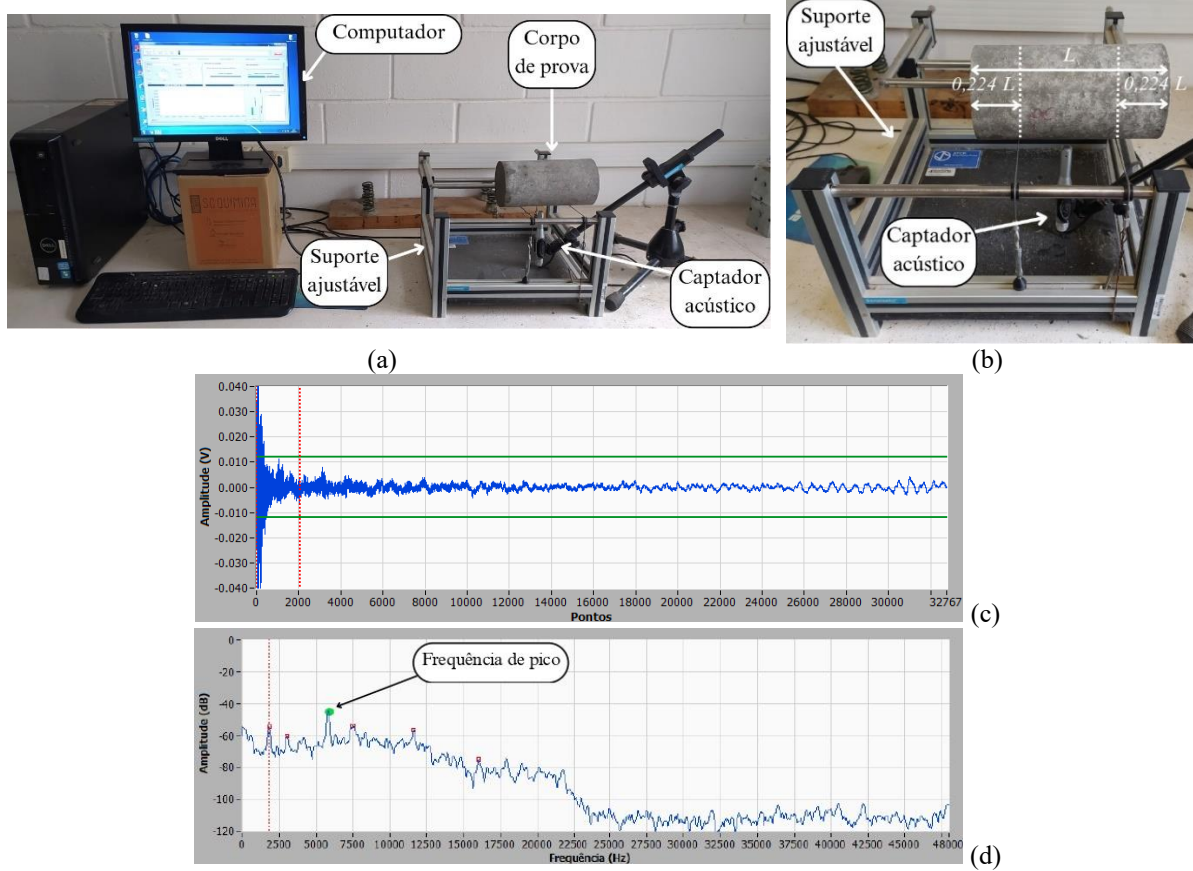


Fonte: O autor (2024)

4.4.3.2 Dinâmico

A Figura 4.20a a seguir mostra uma representação esquemática da configuração do ensaio, seguindo os requisitos das normas ABNT NBR 8522-2 (2021) e ASTM C215 (2019). Destaca-se que o módulo de elasticidade do RAC O corpo de prova de concreto foi posicionado em um suporte com fios de aço tensionados e ajustáveis para acomodar os cilindros de diferentes tamanhos. Os suportes (fios de aço) foram localizados a uma distância de $0,224L$ (Figura 4.20b) das extremidades do corpo de prova, onde L é o comprimento do corpo de prova. Um martelo especialmente projetado com cabo de borracha e cabeça esférica de aço foi usado para aplicar um impacto único no centro e sobre o eixo do cilindro na extremidade oposta a posição do captador acústico. O impacto pode ser aplicado na posição longitudinal (módulo longitudinal) ou transversal (módulo flexional) ao corpo de prova. Após a excitação, é possível obter uma resposta acústica (Figura 4.20c) e o pico correspondente a este modo aparece no aspecto de frequência (Figura 4.20d).

Figura 4.20 – Representação esquemática da configuração do ensaio (a), distâncias dos suportes (b), resposta acústica (c) e frequência de pico (d)



Fonte: O autor (2025)

O captador acústico é conectado a uma placa de som padrão ao computador. Foi utilizado *software Sonelastic®*, fabricado pela empresa ATPC Engenharia Física, ele permitiu o ajuste das propriedades físicas dos corpos de prova. A partir da frequência natural obtida durante o ensaio, é possível determinar os módulos dinâmicos do corpo de prova de concreto usando as expressões a seguir:

$$E_{dL} = 5,093 \left(\frac{L}{d_{cp}^2} \right) M(n_L)^2 \quad (4.10)$$

$$E_{dF} = 1,6067 \left(\frac{L^3 T}{d_{cp}^4} \right) M(n_F)^2 \quad (4.11)$$

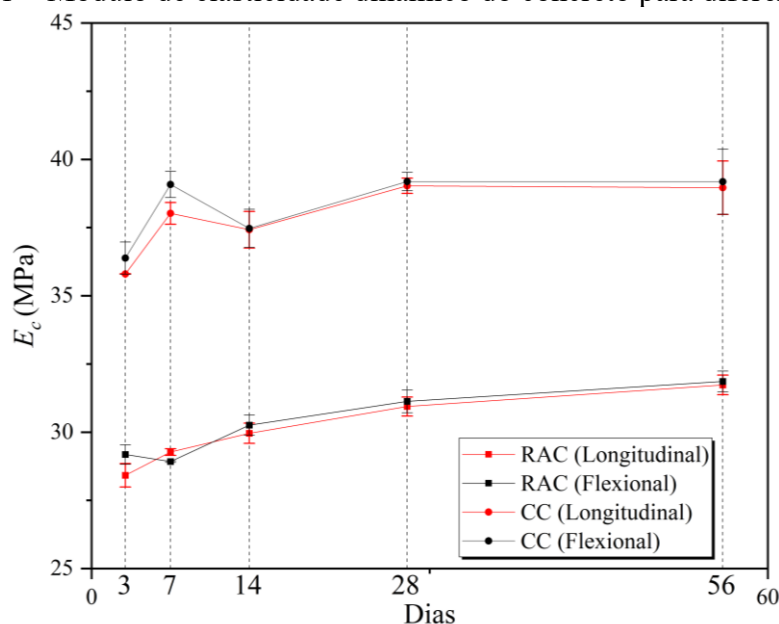
$$T = \left[1 + 81,79 \left(\frac{r_i}{L} \right)^2 - \frac{1314 \left(\frac{r_i}{L} \right)^4}{1 + 81,09 \left(\frac{r_i}{L} \right)^2} - 125 \left(\frac{r_i}{L} \right)^4 \right] \cdot \left[\frac{1 + (0,26v + 3,22v^2) \frac{r_i}{L}}{1 + 0,1328 \left(\frac{r_i}{L} \right)} \right] \quad (4.12)$$

onde E_{dL} e E_{dF} são os módulos de elasticidade dinâmico longitudinal e flexional; M é a massa do corpo de prova (kg); L é o comprimento total do corpo de prova; T é um fator de correção

que também é tabelado de acordo com a ABNT NBR 8522-2 (2021); r_i é o raio de giração dado por $\sqrt{I/A_{cp}}$, onde I é o momento de inércia e A_{cp} é a área da seção transversal do corpo de prova; d_{cp} é o diâmetro do corpo de prova; n_L e n_F são as frequências longitudinais e transversais (flexional).

Os módulos de elasticidade dinâmico foram determinados para diferentes idades e de acordo com o teor de substituição, assim como o módulo de elasticidade estático. A Figura 4.21 apresenta graficamente os resultados e os dados detalhados para módulos flexional e longitudinal podem ser vistos nas Tabela B.3 e Tabela B.4 (Apêndice B), respectivamente. Assim como o módulo estático, houve queda no módulo de elasticidade flexional e longitudinal com a adição do agregado reciclado na mistura de concreto. Isso pode ser relacionado à maior porosidade do RCA, o que interfere na propagação das ondas através do material. É importante destacar que os valores foram medidos em ambas as faces do corpo de prova, com pelo menos duas medições em cada face, a fim de assegurar a confiabilidade dos resultados.

Figura 4.21 – Módulo de elasticidade dinâmico do concreto para diferentes idades



Fonte: O autor (2025)

O módulo de elasticidade dinâmico dos concretos RAC e CC aumenta com o tempo de cura, estabilizando-se após 28 dias, em conformidade com o processo de hidratação do cimento. Apesar de o RAC apresentar valores ligeiramente inferiores nos primeiros dias, essa diferença se reduz com o tempo. As medições longitudinal e flexional mostram resultados semelhantes, indicando comportamento mecânico uniforme nas duas direções, embora a longitudinal seja ligeiramente inferior a flexional.

4.4.4 Índices físicos: Absorção de água, índice de vazios e massa específica

A determinação da absorção de água (Abs), índice de vazios (IV), massa específica seca (ρ_r) e saturada (ρ_{sat}) do concreto seguiram as prerrogativas a norma ABNT NBR 9778 (2005). O cálculo de cada um desses parâmetros é dado a seguir:

$$Abs (\%) = \frac{m_{sat} - m_s}{m_s} \quad (4.13)$$

$$IV (\%) = \frac{m_{sat} - m_s}{m_{sat} - m_i} \quad (4.14)$$

$$\rho_r (\text{g/cm}^3) = \frac{m_s}{m_s - m_i} \quad (4.15)$$

$$\rho_{sat} (\text{g/cm}^3) = \frac{m_{sat}}{m_{sat} - m_i} \quad (4.16)$$

onde m_s é a massa do corpo de prova seco em estufa, m_{sat} é a massa do corpo de prova saturado em água e m_i é a massa do corpo de prova saturado imersa em água. A Tabela 4.13 apresenta os resultados obtidos para ambos os traços. Mais detalhes dos resultados amostrais podem ser observados nas Tabela B.5, Tabela B.6, Tabela B.7, Tabela B.8 e Tabela B.9.

Tabela 4.13 – índices físicos experimentais para CC e RAC

Dias	CP	Abs (%)	S_d (%)	IV (%)	S_d (%)	ρ_r (g/cm ³)	S_d (g/cm ³)	ρ_{sat} (g/cm ³)	S_d (g/cm ³)
28	CC	4,54 (3,1 %)	0,14	10,49 (3,1 %)	0,33	2,58 (0,4 %)	0,009	2,41 (0,2 %)	0,004
	RAC	5,88 (5,0 %)	0,29	12,30 (4,6 %)	0,57	2,38 (0,4 %)	0,009	2,21 (0,1 %)	0,003

Fonte: O autor (2025)

O uso de agregados graúdos reciclados aumentou a absorção e o índice de vazios em 29,5 % e 17,2 %, respectivamente. Enquanto isso, a massa específica seca e saturada diminuíram em 7,7 % e 8,3 %, respectivamente. Estas alterações microestruturais são atribuíveis principalmente à presença de argamassa aderida nos agregados reciclados e maior porosidade dos agregados.

4.5 PREPARAÇÃO DOS TUBOS: MATERIAIS CONFINANTES

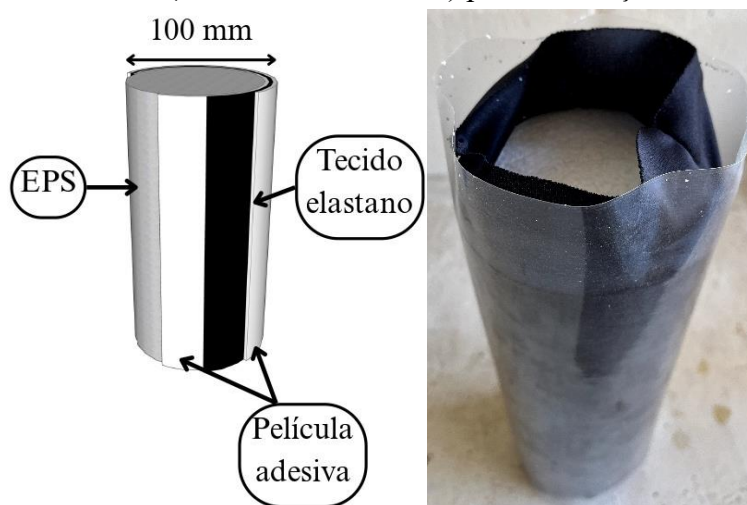
4.5.1 Perfis tubulares em Aço

Os tubos de aço foram cortados e usinados pela oficina mecânica da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade Estadual de São Paulo. Os tubos metálicos foram submetidos a uma preparação superficial mediante escovação manual com escovas de aço carbono, visando a remoção completa dos óxidos ferrosos e camadas de corrosão superficial.

4.5.2 Tubos de CFRP e GFRP

Os tubos compósitos de FRP foram fabricados mediante a técnica de laminação úmida manual (*wet layup*), utilizando como núcleo um gabarito cilíndrico de poliestireno expandido (EPS) com diâmetro nominal de 100 mm. Para garantir a integridade dimensional e facilitar o desmolde, o gabarito foi revestido com um sistema de proteção multicamada composto por: uma camada inicial de película adesiva (papel *contact*) aplicada diretamente sobre a superfície do EPS; uma camada intermediária de tecido elastano, usada para que as películas adesivas deslizassem entre si; e uma camada externa adicional de película adesiva. A primeira camada de adesivo serviu para aderência com o EPS, enquanto a segunda serviu para aderir o tecido. Esta configuração permitiu o deslizamento controlado do tecido durante a etapa de desmolde, assegurando a preservação da geometria tubular e da qualidade superficial do compósito final, conforme ilustrado na Figura 4.22. O sistema multicamada foi projetado para minimizar tensões de cisalhamento durante a remoção do núcleo, evitando assim danos à estrutura laminada do FRP.

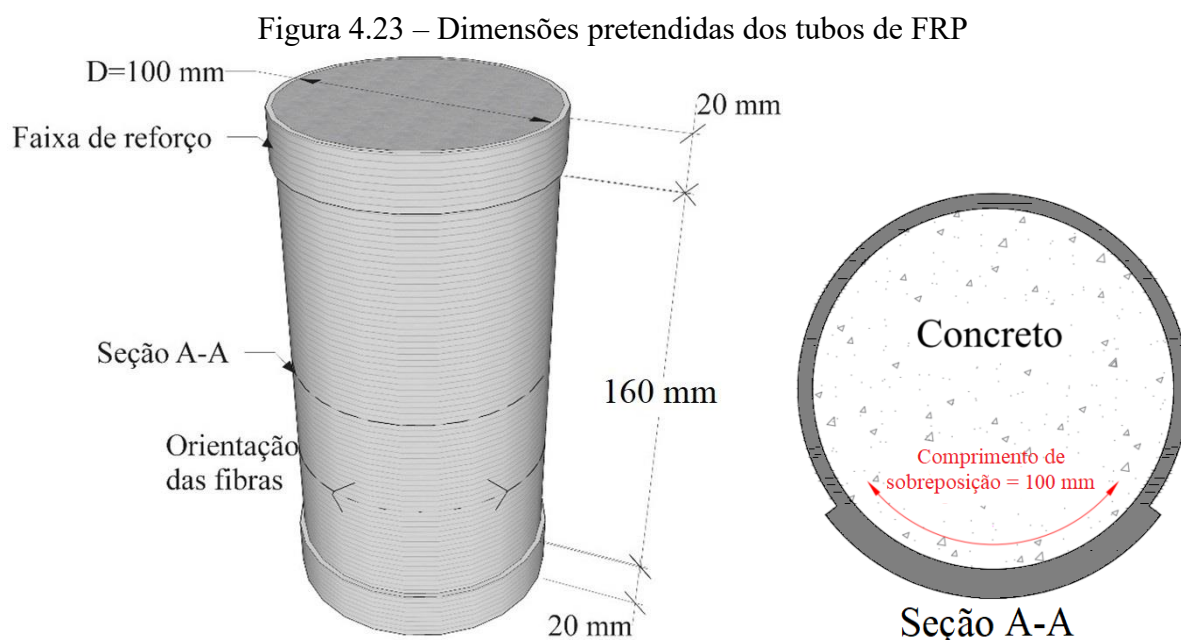
Figura 4.22 – Gabarito (sistema multicamada) para fabricação dos tubos de FRP



Fonte: O autor (2025)

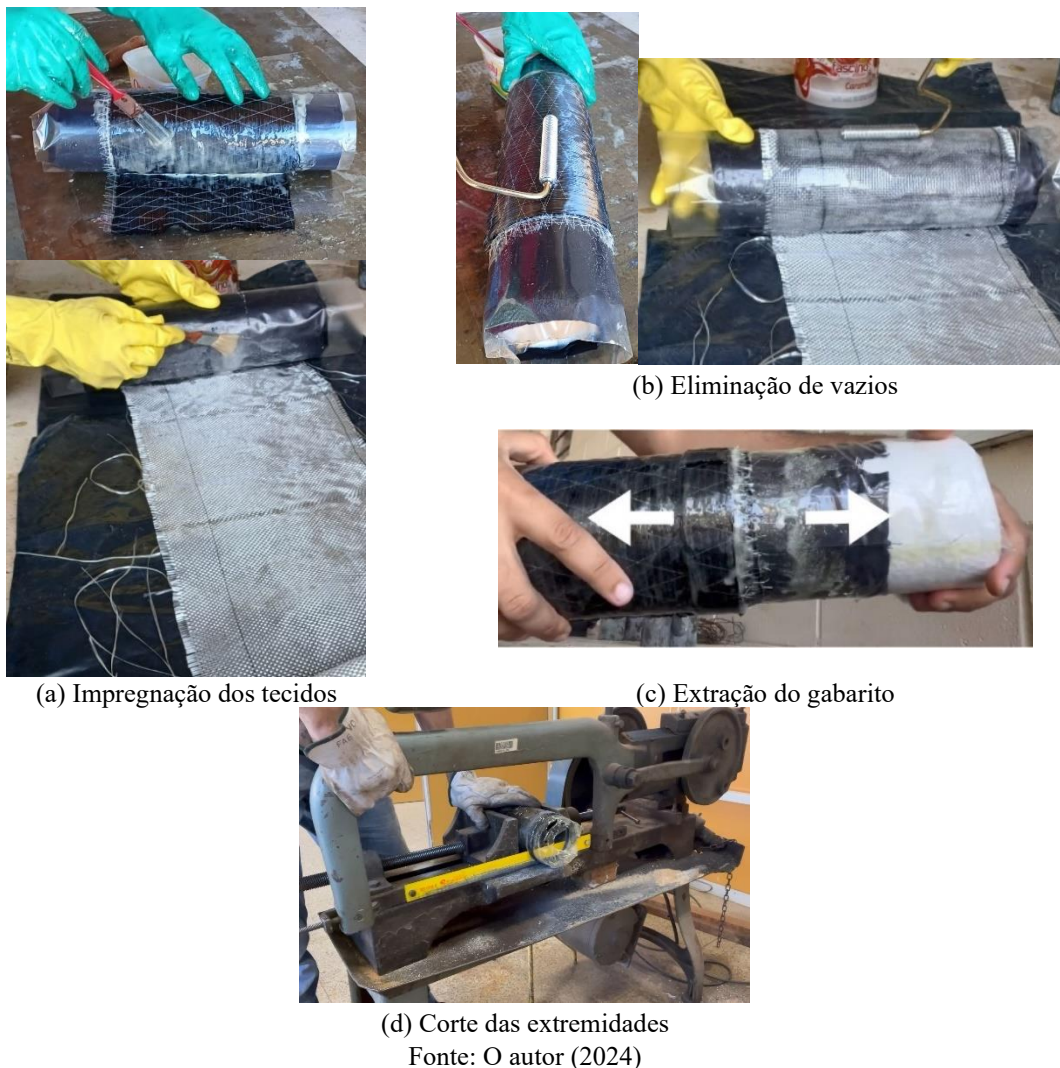
A Figura 4.23 apresenta as dimensões pretendidas dos tubos de FRP e a Figura 4.24 ilustra detalhadamente o protocolo experimental adotado para a fabricação dos tubos compósitos. Inicialmente, os tecidos de reforço foram seccionados em dimensões geométricas pré-determinadas, considerando o número especificado de camadas laminadas e incorporando uma sobreposição de 100 mm para garantir a continuidade estrutural e prevenir a delaminação prematura. Paralelamente, procedeu-se à dosagem dos constituintes da matriz polimérica (resina epóxi e seu agente de cura), seguida de homogeneização mecânica por 180 ± 5 segundos, atendendo às especificações técnicas do fabricante. Antes da impregnação, os tecidos e o

gabarito foram limpos para eliminar possíveis contaminantes superficiais. A aplicação da resina foi realizada em taxas de $700 \pm 50 \text{ g/m}^2$ e $350 \pm 30 \text{ g/m}^2$ para os tecidos de fibra de carbono e fibra de vidro, respectivamente. O processo de laminação consistiu na aplicação manual da resina com pincel sobre o molde, seguida da deposição controlada dos tecidos. Cada camada foi submetida a um processo de compactação mecânica com rolos, visando a eliminação de vazios interlaminares e a otimização da distribuição da matriz polimérica. Após a consolidação final das camadas, aplicaram-se faixas adicionais de reforço com 20 mm de largura nas regiões terminais dos tubos, utilizando o mesmo sistema de resina empregado no processo de laminação principal. Esta medida preventiva teve como objetivo principal mitigar a ocorrência de falhas localizadas nas zonas de transição entre as seções confinadas e não-confinadas. Na sequência, os protótipos foram mantidos em posição vertical por 24 horas em temperatura ambiente para completa cura do sistema. O desmolde foi realizado mediante extração axial cuidadosa do gabarito, preservando a integridade geométrica dos tubos. Por fim, as extremidades dos tubos foram cortadas e lixadas para garantir a dimensão pretendida. É importante destacar que o processo de fabricação foi padronizado para ambos os sistemas compósitos (GFRP e CFRP), assegurando a comparabilidade direta dos resultados obtidos. Esta metodologia foi desenvolvida com base em adaptações das técnicas desenvolvidas por Xiao et al. (2012) e Zhou (2019).



Fonte: O autor (2025)

Figura 4.24 – Processo de fabricação dos tubos de FRP



A metodologia adotada mostrou-se eficiente na produção de tubos com baixa rugosidade superficial e geometria uniforme, características essenciais para aplicações estruturais que demandam precisão dimensional. O aspecto final dos tubos pode ser observado pela Figura 4.25.

Figura 4.25 – Aspecto final dos tubos de CFRP e GFRP



Fonte: O autor (2024)

4.6 ENSAIO PILOTO

Ensaio piloto foram realizados para validar o procedimento experimental, utilizando três tubos preenchidos e quatro amostras de concreto não confinado, cujas propriedades estão apresentadas na Tabela 4.14. A geometria dos modelos foi definida com base nos estudos de Oliveira (2008) e Gerin (2020), enquanto as dimensões seguiram a capacidade operacional da máquina de ensaio, limitada a 2000 kN (80% da capacidade nominal de 2500 kN), por razões de segurança estrutural. Embora o procedimento seja originalmente destinado a pilares mistos, com aplicação de carga na seção composta, neste trabalho adotou-se a previsão da capacidade resistente de tubos de aço preenchidos conforme o EUROCODE 4 (2004), uma vez que tal abordagem foi empregada exclusivamente como estimativa preliminar, considerando a limitação da capacidade do equipamento de ensaio. Para os tubos preenchidos com CFRP e GFRP, a estimativa da carga última foi obtida pela metodologia proposta por Jiang e Teng (2007) (Tabela 3.6).

Tabela 4.14 – Dados dos exemplares do ensaio piloto

ID	Mat. confinante	Concreto	D (mm)	t (mm) ou n° camadas	L/D	$N_{u,EC4}$ (kN)	$N_{u,JN}$ (kN)
RAC1	-	RAC	100,0	-	2,0	-	-
RAC2							
G-RAC3							
G-RAC4							
P-RST11,6	Aço		114,4	11,6		1666,41	-

P-RCT3	CFRP	100,0	3	-	742,24
P-RGT7	GFRP	100,0	7	-	521,15

Fonte: O autor (2025)

A regra de identificação para as colunas é mostrada a seguir: A primeira letra “P” representa o ensaio piloto e a letra “R” o concreto reciclado ($r = 100\%$). As duas letras seguintes “ST”, “CT” ou “GT” denotam *steel tube*, *CFRP tube* e *GFRP tube*, respectivamente. Os dígitos significam a espessura para o caso do tubo de aço ou número de camadas para o tubo de FRP. Referente aos corpos de prova, a primeira letra “G” representa a existência da fina camada de GFRP para leitura das deformações superficiais (tópico 4.6.1) e a sigla RAC significa *Recycled Aggregate Concrete*.

Os ensaios tiveram como objetivo avaliar a eficácia de diferentes técnicas de instrumentação na caracterização do confinamento de concretos reciclados sob compressão axial centrada, comparando a precisão dos sistemas de medição na obtenção de parâmetros mecânicos. Adicionalmente, registrou-se o tempo médio de execução de aproximadamente 60 minutos por ensaio.

4.6.1 Instrumentação dos corpos de prova de concreto não confinado

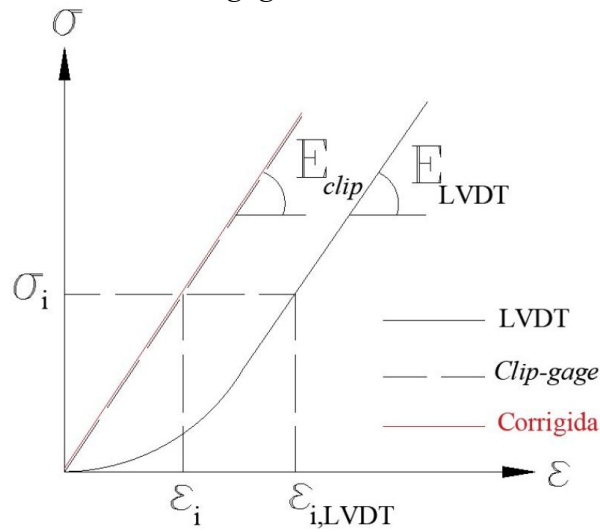
Para medir as deformações do concreto não confinado, podem ser utilizados *strain gauges* na superfície (DEY; DAS; MISHRA, 2020), porém este pode se romper após o início do colapso, impedindo leituras pós-pico. Para contornar essa limitação, neste trabalho foi adotado um método alternativo: aplicou-se resina epóxi com um tecido fino de *Glass Fiber Reinforcement Polymer* (GFRP) ($\sim 0,03\text{ mm}$) na superfície do corpo de prova cilíndrico, sem alterar significativamente sua resistência à compressão. Sobre essa camada, foram posicionados 2 extensômetros axiais, 2 circunferenciais e 2 LVDTs diametralmente opostos (Figura 4.26). Também foram posicionados *clip gage* da mesma forma que as análises preliminares anteriores (Figura 4.14).

Figura 4.26 – Método de medir deformação na superfície do concreto não confinado



Apesar disso, há necessidade de correção dos valores de deformação obtidos pelos transdutores de deslocamento em função de acomodações iniciais do contato com os pratos da máquina (CARRAZEDO, 2002). A Figura 4.27 ilustra a diferença de leitura obtida pelos *clip-gages* e pelos LVDTs. Mansur, Wee e Chin (1995) propuseram a Equação (4.17) para a correção da leitura obtida por meio dos transdutores a partir das leituras dos *clip-gages* no regime linear.

Figura 4.27 – Correção da curva tensão vs. deformação obtida pelos LVDT's e pelos *clip-gages*



Fonte: Posterliti (2023)

$$\varepsilon_i = \varepsilon_{i,LVDT} - \left(\frac{1}{E_{LVDT}} - \frac{1}{E_{clip}} \right) \sigma_i \quad (4.17)$$

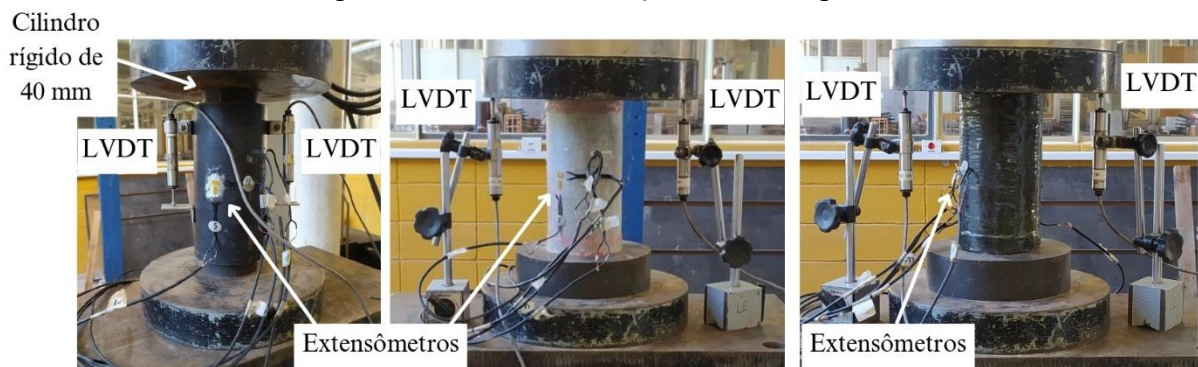
Onde ε_i é a deformação axial corrigida, $\varepsilon_{i,LVDT}$ é a deformação longitudinal obtida pelo LVDT, E_{LVDT} e E_{clip} são os módulos de elasticidade obtidos pelos transdutores e *clip-gages*, respectivamente e σ_i é a tensão de compressão correspondente a $\varepsilon_{i,LVDT}$.

4.6.2 Instrumentação dos exemplares

A configuração instrumental empregada nos exemplares é apresentada na Figura 4.28. As deformações radiais e longitudinais dos tubos foram monitoradas por quatro extensômetros de resistência elétrica (*strain gages*) da marca KYOWA, modelo KFG-5-120-C1-11, posicionados a meia altura na face externa do tubo (Figura 4.28). No núcleo de concreto, instalou-se um dispositivo composto por uma barra longitudinal de aço de 4,2 mm de diâmetro, à qual foram soldadas três barras transversais do mesmo diâmetro. Extensômetros foram fixados a meia altura dessa barra, sendo dois na direção vertical (SG2 e SG3) e um na transversal (SG1), com o objetivo de registrar a deformação radial do concreto e compará-la àquela medida

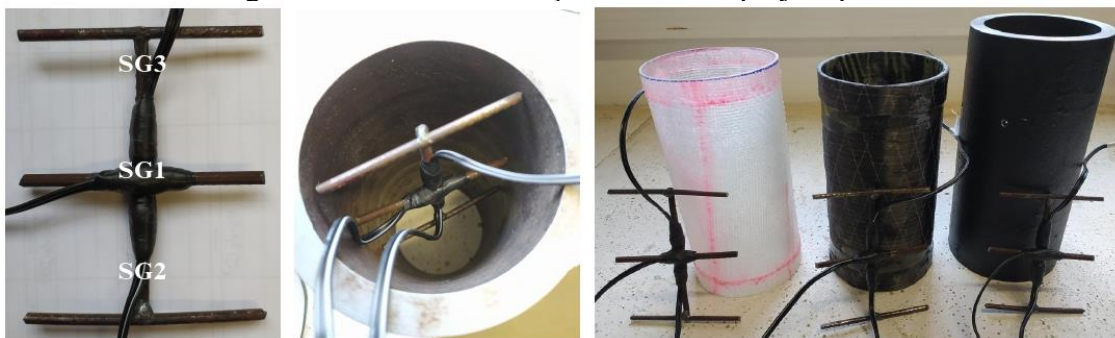
externamente nos tubos de aço (Figura 4.29). Recomenda-se posicionar a barra a 5 cm das extremidades inferior e superior, de modo a evitar que a carga compressiva incida diretamente sobre o dispositivo (GERIN, 2020; OLIVEIRA, 2008). O conjunto foi fixado com cola de silicone para impedir deslocamentos durante a concretagem. Para a passagem dos cabos dos extensômetros, foram realizados furos de aproximadamente 6 mm a 70 mm da borda superior do tubo.

Figura 4.28 – Instrumentação do ensaio piloto



Fonte: O autor (2025)

Figura 4.29 – Instrumentação interna do projeto piloto



Fonte: O autor (2025)

Assim como Oliveira (2008), as deformações medidas pelos extensômetros circunferenciais instalados na superfície externa do tubo de aço (ϵ_e) foram convertidas em variações do raio (Δr_e em mm) mediante aplicação da Equação (4.18). Paralelamente, as deformações registradas pelo extensômetro horizontal posicionado na barra embutida no núcleo de concreto (ϵ_{int}) foram igualmente transformadas em variações radiais correspondentes (Δr_i) aplicando a Equação (4.19), permitindo assim uma comparação direta entre os padrões de deformação observados nas diferentes componentes do sistema compósito.

$$\Delta r_e = \frac{r_e \epsilon_e}{10^6} \quad (4.18)$$

$$\Delta r_i = \frac{r_{int} \epsilon_{int}}{10^6} \quad (4.19)$$

Onde r_e e r_{int} são os raios externo e interno do tubo de aço, respectivamente e ε_e e ε_i são as deformações externas e internas, respectivamente.

Além dos extensômetros elétricos de resistência foram utilizados dois transdutores de deslocamento (LVDT²³), dispostos diametralmente no contorno do corpo de prova. Para os tubos de aço, os transdutores foram instalados em uma estrutura metálica anexada ao perfil tubular, onde cada transdutor possuía aproximadamente 117 mm de curso. Referente aos ensaios com tubos de FRP, os transdutores foram posicionados diretamente abaixo dos pratos da prensa e diametralmente opostos.

4.6.3 Equipamento de ensaio

Os ensaios à compressão axial centrada foram realizados com controle de deslocamento a 0,01 mm/s até a força máxima e de 0,005 mm/s após o pico de carregamento. O ensaio ocorreu no Laboratório de Estruturas (LE), localizado na EESC/USP na máquina universal de ensaio servo-hidráulica da marca INSTRON, modelo 8506 com capacidade de 2500 kN (Figura 4.30).

Figura 4.30 – Máquina universal servo-hidráulica



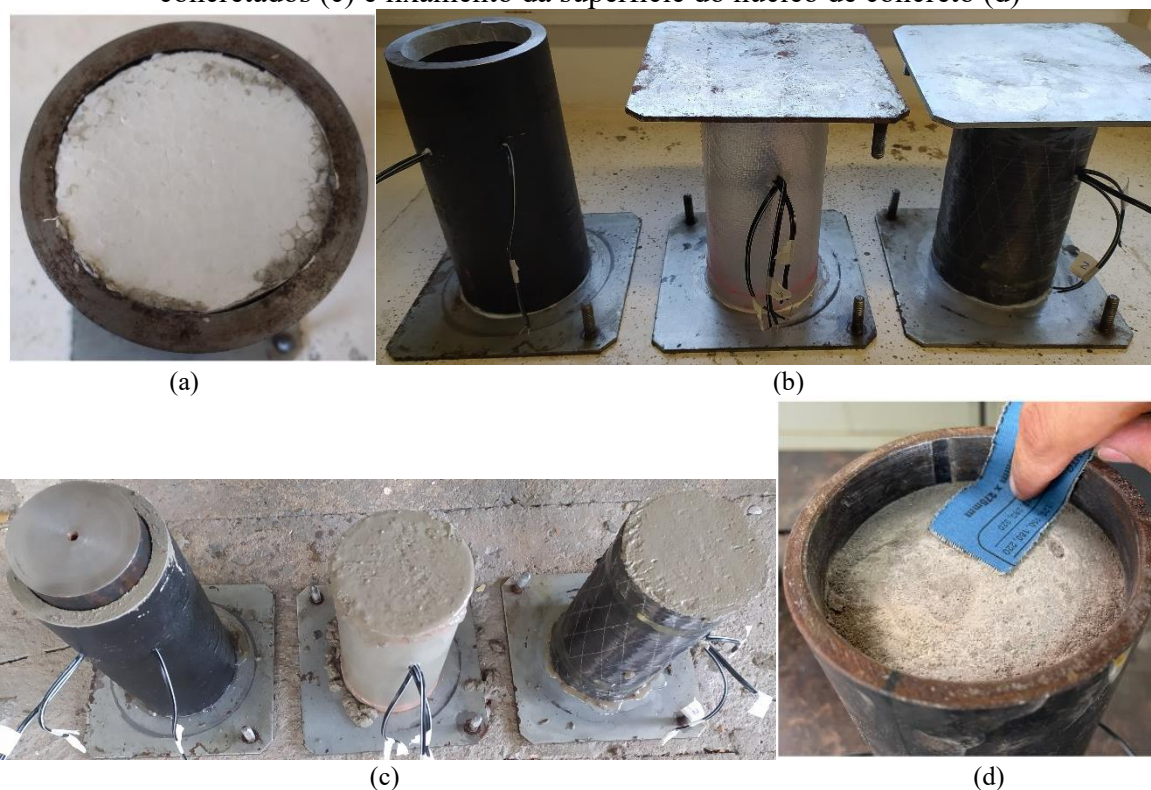
Fonte: O autor (2024)

²³ LVDT - *Linear Variable Differential Transformer*: Também chamado de transformador diferencial variável linear, os LVDTs são transdutores eletromagnéticos que convertem deslocamento linear em sinal elétrico com alta precisão.

4.6.4 Concretagem e execução dos ensaios

Antes do processo de concretagem do tubo de aço, cilindros de poliestireno expandido (EPS), com 20 mm de espessura, foram posicionados na extremidade inferior dos tubos de aço (Figura 4.31a). Esse arranjo permitiu, posteriormente, a colocação de um cilindro metálico, garantindo que a aplicação da carga incidisse exclusivamente sobre o núcleo de concreto. Antes da concretagem, todos os tubos foram posicionados sobre chapas metálicas de 200 mm x 200 mm (Figura 4.31b). Após a concretagem, o adensamento foi realizado usando uma haste de aço, cilíndrica, com superfície lisa, de $(16,0 \pm 0,2)$ mm de diâmetro e comprimento de 600 mm a 800 mm, com os dois extremos em forma semiesférica. Após a concretagem, um cilindro metálico foi posicionado na parte superior do tubo de aço (Figura 4.31ac) como uma tentativa de regularização da superfície interna. Após 28 dias de cura, o plástico filme e o EPS foram removidos.

Figura 4.31 – Posicionamento do EPS (a), tubos prontos para concretagem (b), tubos concretados (c) e lixamento da superfície do núcleo de concreto (d)



Fonte: O autor (2023)

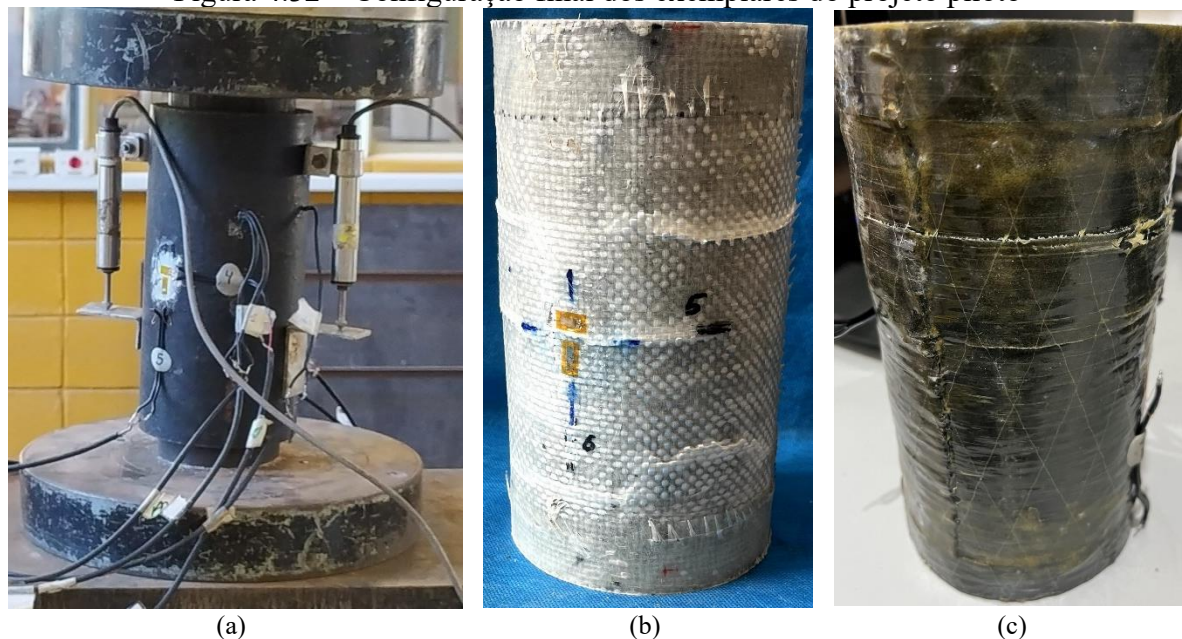
Previamente à execução dos ensaios piloto, procedeu-se ao preparo superficial do núcleo de concreto, sendo que o exemplar confinado por tubos de aço foi submetido a lixamento para regularização superficial (Figura 4.31d), enquanto os confinados por FRP passaram por processo de retificação padrão (retífica pneumática), similar ao empregado em corpos de prova

convencionais. A campanha experimental iniciou-se com a avaliação dos cinco corpos de prova de concreto não confinado, fabricados sob as mesmas condições estabelecidas para os corpos de prova utilizados na caracterização do concreto.

4.6.5 Resultados experimentais dos ensaios piloto

A Figura 4.32 a seguir apresenta as configurações finais dos exemplares após os ensaios.

Figura 4.32 – Configuração final dos exemplares do projeto piloto



Fonte: O autor (2024)

A Figura 4.32a revela a ocorrência de significativa excentricidade no exemplar P-RST11,6, atribuível provavelmente à irregularidade na superfície do núcleo de concreto. Quanto aos exemplares P-RCT3 e P-RGT7, observou-se não apenas falhas à meia altura do compósito, mas também rupturas localizadas nas proximidades dos orifícios destinados à passagem dos cabos dos extensômetros internos (Figura 4.32b e Figura 4.32c). O ensaio do exemplar P-RST11,6 foi interrompido prematuramente devido a excentricidades elevadas observadas durante o ensaio, resultando em uma carga máxima significativamente inferior à esperada, fato indicado por um asterisco na apresentação dos dados. O exemplar P-RCT3 apresentou fissuras pronunciadas nas proximidades do furo, mas sua resistência máxima permaneceu próxima ao valor teórico previsto. Em contraste, o exemplar P-RGT7 teve seu desempenho estrutural substancialmente comprometido pela presença do furo, o que reduziu a eficiência de confinamento do concreto reciclado (RAC) e gerou expressiva divergência entre os resultados experimentais e teóricos. Observa-se, ainda, que a fina camada de GFRP sob os

corpos de prova de RAC não influenciou de forma significativa sua capacidade de carga sob compressão uniaxial.

A

Tabela 4.15 apresenta uma comparação entre os valores experimentais e normativos ou da literatura da capacidade resistente obtidos nos ensaios dos tubos preenchidos durante o estudo preliminar. Os valores entre parênteses representam a relação entre a capacidade resistente experimental $N_{u,e}$ e teórica obtida pelo Eurocode 4 ($N_{u,EC4}$), Jiang e Teng (2007) e Fahmy e Wu (2010) para tubos de aço, CFRP e GFRP, respectivamente. ($N_{u,JN}$) ($N_{u,e}/N_{u,t}$), como apresentado na Tabela 3.6.

Tabela 4.15 – Resultados dos ensaios piloto

ID	Capacidade resistente (kN)			
	$N_{u,e}$	$N_{u,EC4}$ (kN)	$N_{u,JN}$ (kN)	$N_{u,FW}$ (kN)
P-RST11,6	1071,76	1666,41 (0,64)	-	-
P-RCT3	637,51	-	739,06 (0,86)	-
P-RGT7	249,36	-	-	565,85
ID	$N_{u,e}$ (kN)	Média (kN)	s_d (kN)	-
RAC1	230,60	230,34 (4,5 %)	10,47	-
RAC2	245,00			
G-RAC3	215,40			
G-RAC4	230,36			

Fonte: O autor (2025)

As deformações axiais e longitudinais foram determinadas como a média dos valores medidos obtidos de dois extensômetros posicionados na altura média da coluna, conforme relatado durante a instrumentação. Os deslocamentos axiais também foram determinados da mesma maneira, a partir de dois transdutores de deslocamento (LVDT). As respostas de carga axial (N) vs deformação (ε_v) para todos os ensaios são apresentadas no Apêndice C, onde a legenda externo e interno representam a instrumentação do exemplar.

O método de medição das deformações superficiais mostrou-se eficaz na caracterização do comportamento expansivo do concreto não confinado. Nos elementos confinados, a ruptura do material de confinamento ocorreu antes do desenvolvimento significativo da dilatação transversal do núcleo, indicando que a falha do sistema foi governada pela deformação limite do elemento confinante e confirmando a eficiência do confinamento na restrição das deformações laterais.

Com base nos resultados obtidos, foram realizados ajustes no sistema de instrumentação para aprimorar a aplicação de carga axial centrada durante a fase de ensaios definitivos. As modificações propostas visam especificamente minimizar excentricidades indesejáveis, que podem comprometer a validade dos dados experimentais. Devido à influência negativa dos

furos nos tubos de CFRP e GFRP, o programa experimental definitivo incorporou a análise comparativa entre exemplares com e sem instrumentação interna. Essa abordagem visa observar o impacto das aberturas na capacidade resistente dos elementos.

4.7 PROGRAMA EXPERIMENTAL DEFINITIVO

O presente programa experimental concentra-se na análise do comportamento mecânico de concreto reciclado confinado por três sistemas distintos (aço, CFRP e GFRP), avaliados mediante ensaios de compressão axial centrada em 38 tubos circulares preenchidos com concreto convencional e reciclado. A investigação considerou as variáveis experimentais detalhadas na Tabela 4.16.

Tabela 4.16 – Características dos exemplares

Propriedade	Aço	CFRP	GFRP
Diâmetro externo médio do tubo – D_e (mm)	114,4	100,0	
Comprimento – L (mm)	2D		
Espessura do tubo – t (mm) ou n° camadas	4,3, 6,4 e 11,6	1, 2 e 3	3, 5 e 7
Preenchimento	RAC ($r = 100\%$) ou CC ($r = 0\%$)		
Tipo de carregamento	Núcleo de concreto	Seção transversal	

Fonte: O autor (2025)

Portanto, as variáveis investigadas experimentalmente foram: o material confinante (Aço, CFRP e GFRP), níveis de confinamento (espessura t e número de camadas de FRP) e o material confinado (RAC ou CC). A seguir são apresentados detalhadamente os elementos dos ensaios.

4.7.1 Exemplares

A Tabela 4.17 apresenta as características dos 38 exemplares ensaiados, todos com comprimento aproximado de $L = 2D$, adotado para minimizar efeitos de segunda ordem, maximizar os efeitos de confinamento e evitar instabilidades locais (OLIVEIRA, 2008), além de manter consistência com a literatura conforme revisão sistemática realizada, possibilitando a comparação entre materiais confinantes. A regra de identificação para os elementos é apresentada a seguir: a primeira letra representa o material de preenchimento, podendo ser “R” para concreto reciclado ($r = 100\%$) ou “C” para convencional ($r = 0\%$); as letras seguintes “ST”, “CT” ou “GT” denotam *steel tube*, *CFRP tube* e *GFRP tube*, respectivamente; os dígitos significam a espessura para o caso do tubo de aço ou número de camadas para o tubo de FRP; as letras “a”, “b” e “c” são usadas para identificar exemplares idênticos em cada grupo;

finalmente, o asterisco (*) representa o ensaio que não possui o aparato para medições de deformações internas, ou seja, não possui furo para passagem da fiação.

Tabela 4.17 – Programa experimental

Série	ID	t (mm) ou n° camadas	D_e (mm)	r (%)	f_{cm} (MPa)	f_{ck} (MPa)	$f_{l,t}$ (MPa)
S	CST4,3-a	4,3	113,8	0	33,94	33,36	5,68
	RST4,3-a			100	30,70	29,56	
	RST4,3-b						
	CST6,4-a	6,4	114,7	0	33,94	33,36	6,88
	RST6,4-a			100	30,70	29,56	
	RST6,4-b						
	CST11,6-a	11,6	114,8	0	33,94	33,36	15,00
	RST11,6-a			100	30,70	29,56	
	RST11,6-b						
C	CCT1-a	1	100,0	0	33,94	33,36	5,42
	RCT1-a			100	30,70	29,56	5,49
	RCT1-b						
	*RCT1-c						
	CCT2-a	2	100,0	0	33,94	33,36	11,18
	*CCT2-b			100	30,70	29,56	11,30
	RCT2-a						
	RCT2-b						
	*RCT2-c						
	CCT3-a	3	100,0	0	33,94	33,36	17,26
	*CCT3-b			100	30,70	29,56	17,45
	RCT3-a						
	RCT3-b						
	*RCT3-c						
G	CGT3-a	3	100,0	0	33,94	33,36	9,74
	*CGT3-b			100	30,70	29,56	9,84
	RGT3-a						
	RGT3-b						
	*RGT3-c						
	CGT5-a	5	100,0	0	33,94	33,36	16,38
	*CGT5-b			100	30,70	29,56	16,55
	RGT5-a						
	RGT5-b						
	*RGT5-c						
	CGT7-a	7	100,0	0	33,94	33,36	23,13
	*CGT7-b			100	30,70	29,56	23,37
	RGT7-a						
	RGT7-b						
	*RGT7-c						

Fonte: O autor (2025)

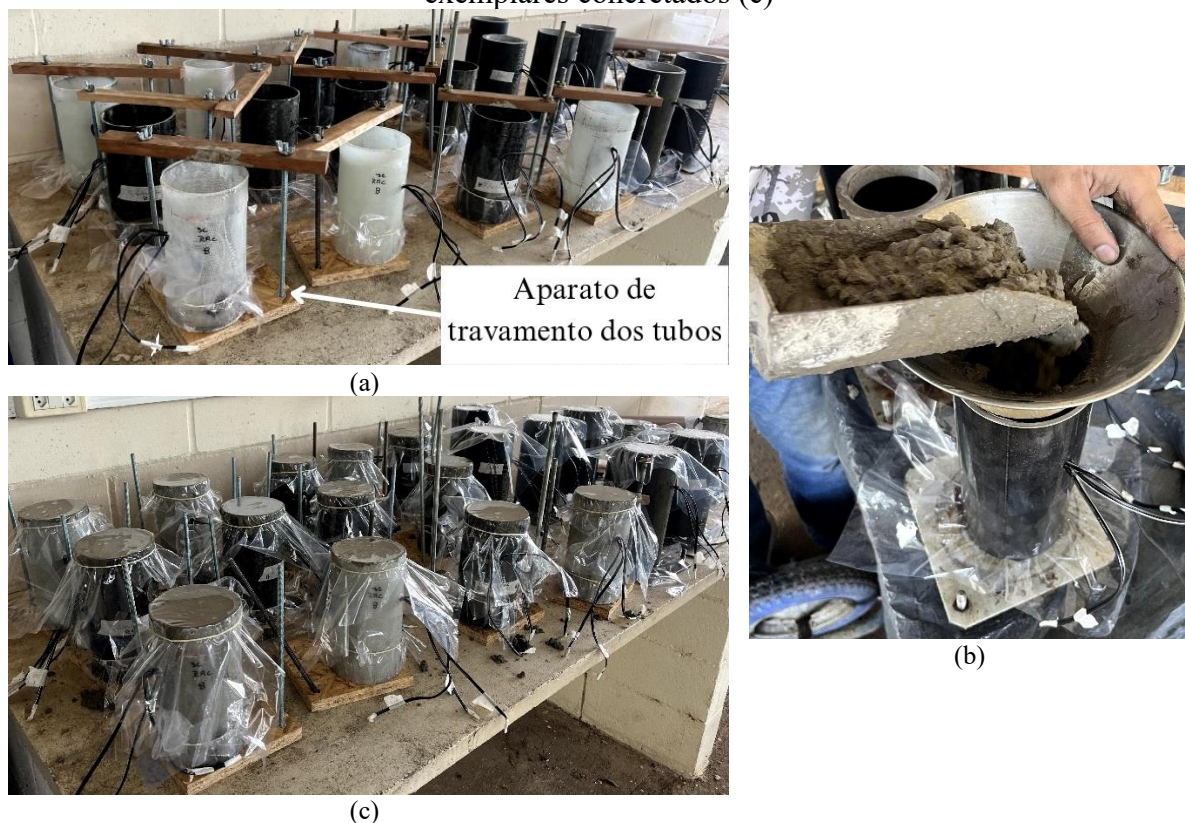
Conforme já mencionado, os ensaios foram elaborados para avaliar três níveis distintos de confinamento, cujas pressões laterais teóricas ($f_{l,t}$) foram calculadas conforme as Equações (3.6) – (3.9) para o aço e (3.15) – (3.17) para o FRP apresentadas nos tópicos 3.2.2 e 3.3.3, respectivamente. Esta abordagem teve como objetivo principal garantir a comparabilidade dos resultados entre os três sistemas de confinamento investigados (aço, CFRP e GFRP), assegurando que os diferentes materiais confinantes fossem submetidos a condições similares de restrição lateral. O cálculo prévio das pressões laterais permitiu o dimensionamento adequado das espessuras dos tubos e das camadas de reforço.

4.7.2 Preparação dos exemplares

Em virtude das inconsistências identificadas na fase experimental preliminar, a metodologia de ensaios foi otimizada. As modificações incluíram o ajuste do sistema de aplicação de carga com tubos de aço para mitigar excentricidades e a inclusão de amostras das séries C e G com e sem instrumentação interna. Conforme estabelecido anteriormente, todos os tubos de aço receberam instrumentação interna, enquanto os tubos de FRP, parte dos exemplares foi instrumentada internamente e outra parte mantida sem modificações. Para os exemplares instrumentados internamente, a extensometria (Figura 4.29) foi preservada sem alterações. A modificação restringiu-se ao redimensionamento amostral da série C e G, alternando a proporção entre elementos com e sem monitoramento interno, conforme mencionado previamente.

A concretagem dos elementos foi executada em duas etapas distintas, separadas por tipo de concreto e realizadas em dias diferentes. No primeiro dia de preenchimento, procedeu-se à concretagem dos tubos destinados ao concreto convencional (CC - *Conventional Concrete*). No segundo dia, realizou-se o preenchimento dos tubos com concreto reciclado (RAC - *Recycled Aggregate Concrete*). O adensamento foi realizado com uma haste metálica. Na base dos tubos de aço foram instalados elementos de EPS com 20 mm de altura, revestidos com filme polimérico, visando garantir a transferência de carga exclusivamente para o núcleo de concreto durante os ensaios, conforme estabelecido no projeto piloto. O preenchimento dos tubos foi interrompido intencionalmente 20 mm abaixo da borda superior, criando assim uma zona não confinada simétrica. Para facilitar o preenchimento dos tubos de FRP, um aparato foi projetado para garantir estabilidade durante a concretagem (Figura 4.33a). A Figura 4.33 a seguir apresenta os detalhes da concretagem.

Figura 4.33 – Parte dos tubos prontos para concretagem (a), concretagem dos tubos (b) e exemplares concretados (c)



Fonte: O autor (2025)

Imediatamente após a concretagem, todos os corpos de prova foram protegidos com filme polimérico para controle das condições de cura (Figura 4.33c). Nos tubos de aço, inseriu-se um elemento de EPS de 20 mm de altura, igualmente revestido com filme plástico, na extremidade superior, visando garantir a uniformidade inicial da superfície do núcleo (Figura 4.31a). Após 24 horas de cura, os exemplares das séries C (CFRP) e G (GFRP) foram submetidos a processo de retificação pneumática, seguindo o mesmo procedimento adotado para corpos de prova convencionais. Para os tubos de aço com aplicação de carga direta no núcleo de concreto, adotou-se um procedimento especial de regularização: (i) lixamento das superfícies internas do tubo e do concreto para remoção completa de resíduos de argamassa (Figura 4.34a); (ii) aplicação de composto polimérico (massa plástica) sobre a superfície do núcleo e posicionamento imediato de um cilindro metálico maciço revestido com filme plástico para moldagem da superfície de contato (Figura 4.34b e 4.34c); e (iii) após o nivelamento e cura de 24h do composto, o cilindro foi retirado (Figura 4.34d). Antes dos ensaios, foi realizada a verificação e correção do nivelamento por meio da aplicação de areia fina nos desníveis residuais. Apesar de não alcançar perfeição, o procedimento melhorou significativamente as condições em relação aos ensaios piloto, assegurando uma transferência de carga mais uniforme

e a equivalência das capacidades resistentes entre os exemplares, conforme ilustrado na Figura 4.34.

Figura 4.34 – Lixamento do núcleo (a), aplicação do composto e nivelamento do cilindro metálico (b e c), superfície do núcleo nivelada (d)



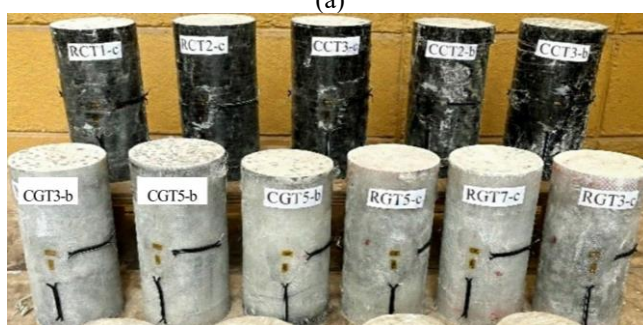
Fonte: O autor (2025)

Após o processo de regularização, os exemplares da série S foram pintados, no qual as diferentes espessuras (4,3 mm, 6,4 mm e 11,6 mm) receberam codificação por cores distintas - verde, vermelho e azul, respectivamente - visando facilitar a distinção visual durante os ensaios. Paralelamente, aplicou-se uma malha de referência na superfície dos tubos para permitir a análise dos padrões de deformação após os ensaios. Como etapa final de preparação, foram colados 4 *strain gauges*, 2 horizontais e 2 verticais diametralmente opostos. A Figura 4.35 apresenta detalhes da configuração final dos modelos devidamente identificados com as nomenclaturas previamente estabelecidas no protocolo experimental.

Figura 4.35 – Exemplos prontos para ensaio com (a) e sem (b) instrumentação interna



(a)



(b)

Fonte: O autor (2025)

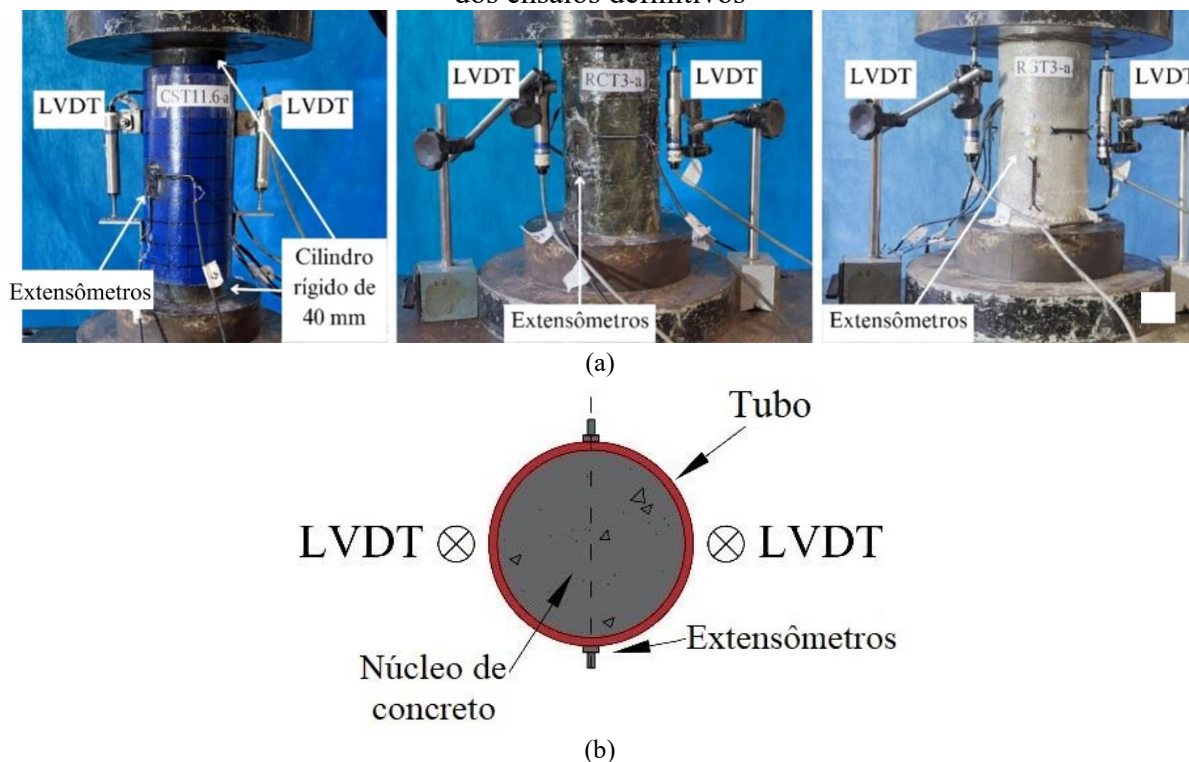
4.7.3 Instrumentação

As deformações dos corpos de prova em concreto não confinado foram obtidas por meio do sistema adotado nos ensaios piloto, uma vez que foi constatada a efetividade do procedimento (ver tópico 4.6.1). Assim como nos ensaios preliminares, *clip gages* e transdutores tipo LVDT também foram posicionados diametralmente opostos (Figura 4.28).

A configuração instrumental empregada no ensaio definitivo encontra-se detalhada na Figura 4.36, compreendendo um arranjo experimental validado durante a fase de ensaios preliminares. Os ensaios de compressão axial centrada foram realizados em uma máquina universal de ensaios servo-hidráulica da marca INSTRON, modelo 8506, com capacidade de 2500 kN. Com o objetivo de avaliar o efeito do confinamento, a carga foi aplicada exclusivamente no núcleo de concreto da série S. A deformação axial de cada coluna da série S foi monitorada por meio de dois transdutores de deslocamento do tipo LVDT com um curso aproximado de 117 mm, instalados em uma estrutura de aço acoplada ao perfil tubular. Para as séries C e G, os transdutores foram posicionados nas bases da máquina, onde as correções da curva tensão vs deformação se fazem necessárias (MANSUR; WEE; CHIN, 1995). Além disso, a deformação das séries C e G foi obtida por meio de dois *clip-gages* com 100 mm de

comprimento posicionado na região central dos modelos. As deformações radiais e longitudinais foram medidas com o uso de quatro extensômetros, todos posicionados na região central da face externa dos tubos (Figura 4.36). Como já descrito na Tabela 4.17, todos os exemplares da série S tiveram instrumentação interna. Em contrapartida, para as séries C e G, o monitoramento interno foi aplicado apenas a uma parte.

Figura 4.36 – Vista frontal (a) e superior (b) da instrumentação e configuração experimental dos ensaios definitivos



Fonte: O autor (2025)

A coluna foi instalada e ajustada previamente à aplicação da carga, a fim de assegurar o carregamento axial do espécime. Uma pré-carga foi aplicada para eliminar possíveis lacunas entre a máquina de ensaio e a placa final do espécime. Durante o ensaio, adotou-se o método de controle por deslocamento, com uma taxa de aplicação de 0,005 mm/s. Como o comportamento pós-pico apresentou encruamento positivo, caracterizado pela ausência de *softening* e pela inexistência de indícios de falha, o carregamento foi interrompido quando o ensaio ultrapassou uma deformação de 10 % (10000 $\mu\epsilon$) (UY; TAO; HAN, 2011; YE et al., 2016; ZHANG et al., 2022a; GERIN, 2020).

4.8 COMENTÁRIOS DO CAPÍTULO

Neste capítulo, foram apresentados de forma detalhada os materiais, métodos e procedimentos experimentais empregados na investigação do comportamento mecânico de elementos estruturais confinados por diferentes sistemas (aço, CFRP e GFRP). A metodologia assegurou a comparabilidade entre os grupos de ensaio, e abrangeu desde a caracterização dos agregados naturais e reciclados até a fabricação e instrumentação dos corpos de prova.

Os resultados de caracterização do concreto confirmaram as diferenças intrínsecas entre o concreto convencional e o concreto reciclado, especialmente quanto à densidade, absorção e módulo de elasticidade, evidenciando os efeitos da porosidade e da argamassa residual presente no RCA. Apesar dessas limitações, o concreto reciclado demonstrou comportamento mecânico consistente e adequado para estudos de confinamento estrutural. Quanto aos materiais confinantes, sua caracterização revelou excelente correlação entre os resultados experimentais e os dados de referência. As discrepâncias na espessura do GFRP foram corrigidas com base em parâmetros experimentais, assegurando a confiabilidade dos cálculos.

Os ensaios piloto desempenharam papel fundamental na calibração do ensaio experimental, permitindo identificar e corrigir potenciais fontes de erro, como excentricidades no carregamento e interferências geométricas decorrentes dos furos de instrumentação. De modo geral, a metodologia desenvolvida neste capítulo estabelece uma base sólida para a fase definitiva da pesquisa.

CAPÍTULO 5. ANÁLISE EXPERIMENTAL

Este capítulo apresenta os resultados obtidos para cada série de tubos preenchidos submetidos a carregamento axial centrada.

5.1 RESULTADOS DA SÉRIE S

5.1.1 Configuração final dos exemplares

A configuração final dos exemplares é apresentada na Figura 5.1. Muitos estudos sobre pilares curtos circulares preenchidos com carga aplicada na seção mista observaram que a substituição de agregados graúdos naturais por RCA não altera o modo de falha característico (AZEVEDO et al., 2021; XIAO et al., 2012; YANG; HAN; MAN, 2006; ZHAO et al., 2023a). Neste estudo, onde a carga foi aplicada somente no núcleo de concreto, também foi observado que os processos de falha de todos os exemplares STCRC foram muito semelhantes aos dos CFSTs. No estágio inicial de carregamento, não houve fenômeno algum observado. Quando a carga atingiu aproximadamente a carga de pico (deformação de 10 ‰), observou-se uma leve tendência a abaulamento a meia altura na superfície do aço e pequenos ruídos de esmagamento do concreto. Finalmente, no estágio final, protuberâncias visíveis foram observadas nas proximidades à meia altura dos exemplares com espessura de 4,3 mm e 6,4 mm, enquanto nos exemplares com espessuras de 11,6 mm o abaulamento não foi não óbvio.

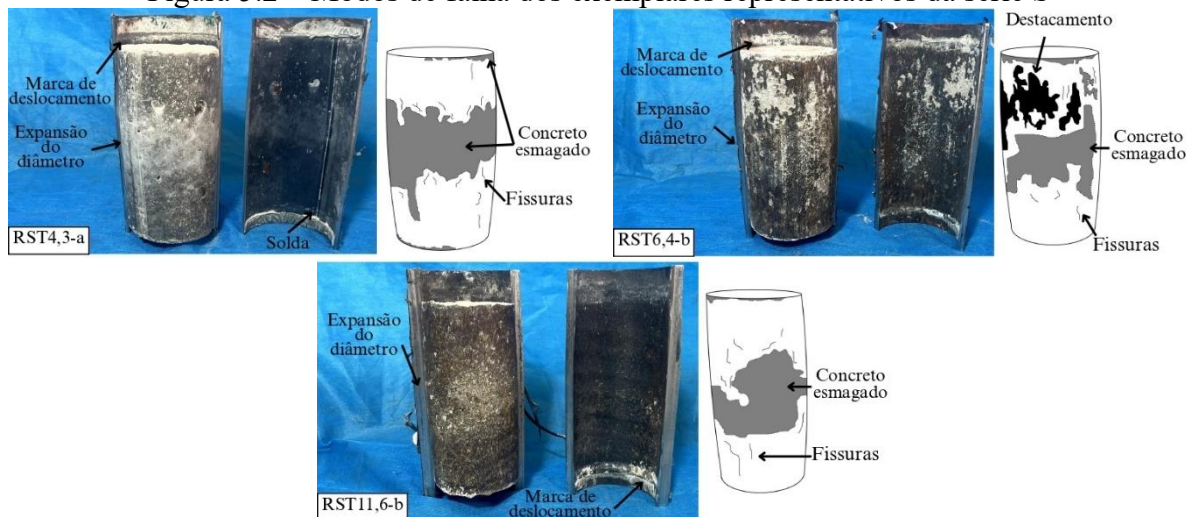
Após o corte dos tubos, foi possível observar o estado final do núcleo de concreto, apresentado na Figura 5.2. Devido à baixa relação $L/D = 2$, foi observado que tanto os ensaios com concreto reciclado quanto convencional para diferentes espessuras tinham boa integridade após o experimento. Os exemplares apresentaram ruptura por esmagamento do núcleo de concreto à meia altura, caracterizada pelo aumento do diâmetro do núcleo e do tubo, além de manchas acinzentadas nesta região. Os danos à meia altura foram agravados pela deformação plástica do tubo de aço, após ser atingida a resistência ao escoamento. O aumento da deformação lateral foi uniforme ao longo da altura de cada exemplar, onde ela é mais localizada na altura média. Também pode ser visto que os cilindros rígidos de carga superior e inferior no interior da seção penetraram na seção do tubo de aço, devido as cargas elevadas. Por fim, devido a espessura elevada, alguns exemplares quase não mobilizaram o tubo de aço. Resultados semelhantes foram encontrados na literatura (GERIN, 2020; UNTIVEROS, 2002).

Figura 5.1 – SÉRIE S: Configuração final dos exemplares



Fonte: O autor (2025)

Figura 5.2 – Modos de falha dos exemplares representativos da série S



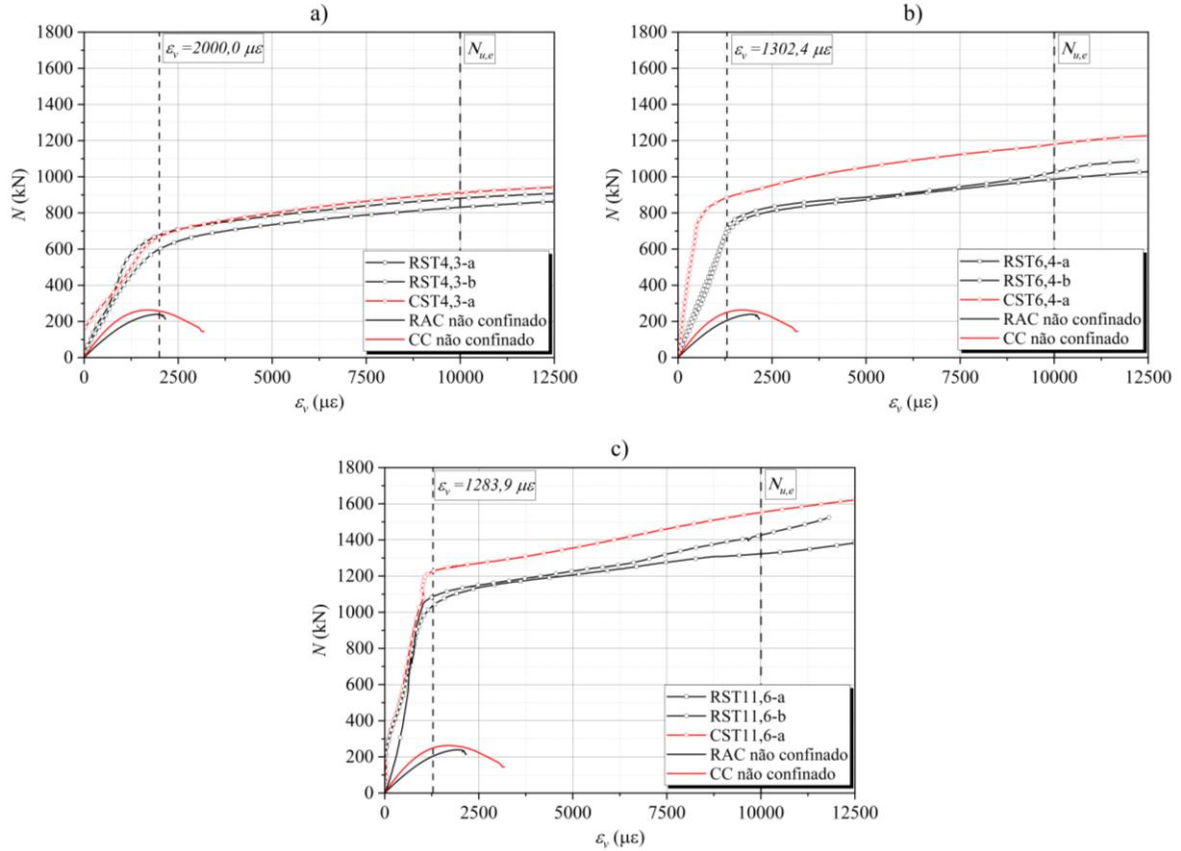
Fonte: O autor (2025)

5.1.2 Capacidade resistente

As respostas de carga axial (N) vs deformação axial (ϵ) para todos os ensaios são apresentadas na Figura 5.3 e a capacidade resistente é apresentada na Tabela 5.1, onde N_{ue} é a capacidade à compressão experimental dos exemplares e ϵ_{ue} é a deformação experimental última. Pode ser observado que todas as curvas possuem características dúcteis para todos os

exemplares. Para o exemplar CST6,4-a houve um pequeno descolamento da chapa que sustentava o LVDT alterando um levemente sua rigidez inicial.

Figura 5.3 – Carga axial (N) vs. deformação vertical (ε_v) para a série S



Fonte: O autor (2025)

Tabela 5.1 – Capacidade resistente experimental da série S

Série	ID	t (mm)	r (%)	N_{ue} (kN)		$\frac{N_{ue,CC}}{N_{ue,RAC}}$	ε_{ue} ($\mu\varepsilon$)		$\frac{\varepsilon_{ue,CC}}{\varepsilon_{ue,RAC}}$
				Medido	Média		Medido	Média	
S	CST4,3-a	4,3	0	908,47	908,47	1,06	10000	10000	1,0
	RST4,3-a		100	831,25	855,55				
	RST4,3-b			879,85					
	CST6,4-a	6,4	0	1180,70	1180,70	1,17	10000	10000	1,0
	RST6,4-a		100	986,07	1005,53				
	RST6,4-b			1024,98					
	CST11,6-a	11,6	0	1552,77	1552,77	1,13	10000	10000	1,0
	RST11,6-a		100	1322,90	1374,38				
	RST11,6-b			1425,86					

Fonte: O autor (2025)

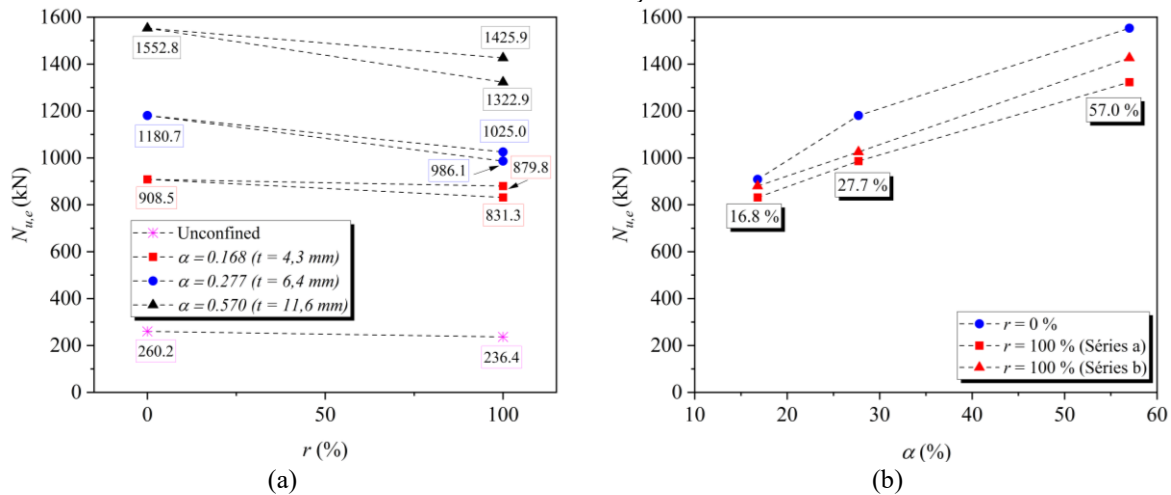
Geralmente, as curvas $N - \varepsilon$ obtidas podem ser classificadas em tipos A, B ou C (UY; TAO; HAN, 2011; YE et al., 2016), que podem depender do fator de confinamento (λ), sendo a tipo A com menor índice de confinamento e a tipo C com maior índice. Segundo Johansson

(JOHANSSON, 2002), para índice de confinamento (λ) superior a 1,0, há comportamento de encruamento positivo, enquanto para menores que 1,0 há comportamento elastoplástico com *softening* (ou encruamento negativo) após a tensão de pico. Assim sendo, nota-se que todas as curvas (Figura 5.3) são do tipo C, pois possuem alto índice de confinamento e encruamento negativo. Para esse tipo de curva, observa-se inicialmente uma fase elástica, onde a deformação lateral do tubo de aço foi pequena e nenhum fenômeno obvio foi observado para todos os exemplares. Na sequência, há uma redução da carga à medida que a deformação axial aumenta após o escoamento do aço (ε_y) e os espécimes começaram a exibir comportamento não linear com a formação de uma protuberância a meia altura, ao qual aumentou gradualmente com o aumento da carga. O comportamento não linear nesta fase é devido à flambagem local do tubo de aço acompanhada pela resposta não linear do núcleo de concreto. Além desse ponto, a curva apresenta um encruamento negativo. Esse comportamento é característico de pilares preenchidos com aço carbono, nos quais a carga é aplicada exclusivamente no núcleo de concreto (JOHANSSON, 2002; UY; TAO; HAN, 2011; YE et al., 2016). O resultado atípico observado no espécime CST6.4-a pode ser atribuído ao descolamento do transdutor de deslocamento linear (LVDT) previamente fixado à superfície do tubo. Apesar das tentativas de recolocação do transdutor, não foi possível restabelecer a aderência adequada do dispositivo, o que pode ter levemente comprometido sua fase elástica.

Como visto anteriormente, os modelos ensaiados não atingiram a ruptura de fato, caracterizada pela diminuição da força axial aplicada e aumento das deformações. Ao invés disso, os modelos apresentam aumento considerável da deformação axial sem redução da força aplicada, consequência de encruamento e do confinamento. Segundo Ye et al. (2016), é inapropriado definir o ponto final de carregamento como um estágio final, uma vez que a flambagem local já ocorreu no tubo metálico. Além disso, Oliveira (2008) destaca que elementos estruturais submetidos a deformações excessivas perdem sua integridade visual, pois os materiais atingem deformações correspondentes à ruptura convencional, comprometendo a percepção de segurança. Nesses casos, a força resistente final ($N_{u,e}$) é considerada como correspondente a uma deformação axial de 10 ‰ (10000 $\mu\varepsilon$), pois deformações superiores indicam fissuras excessivas no núcleo de concreto (UY; TAO; HAN, 2011; YE et al., 2016; ZHANG et al., 2022a; GERIN, 2020). Ademais, de acordo com Gerin (2020) a diferença entre forças correspondentes às deformações de 10‰ e 30‰ variam entre 10 e 15%, não constituindo diferença significativa.

A capacidade resistente à compressão dos exemplares ($N_{u,e}$) será novamente apresentada na Figura 5.4 (a), que ilustra a relação entre as capacidades resistentes à compressão axial centrada e os teores de substituição de cada exemplar. Foi observado que o efeito de confinamento proporcionado pelo tubo de aço gerou aumento na resistência do RAC em comparação com o concreto não confinado. Apesar disso, os valores de resistência dos tubos preenchidos com RAC ainda foram inferiores aos de preenchidos com concretos convencionais (CC). Por exemplo, para colunas com espessura de parede de 4,3 mm, observou-se uma redução em média de 5,8% em $N_{u,e}$ quando a taxa de substituição (r) aumentou de 0% para 100%. Fenômenos análogos foram identificados na resistência à compressão cilíndrica média ($f_{cm,28}$), onde $f_{cm,28}$ do concreto reciclado (RAC) diminuiu 9,1% com o incremento da taxa de substituição de 0% para 100%. Embora, devido ao efeito de confinamento proporcionado pelo tubo de aço externo, a redução na capacidade resistente associada ao aumento da taxa de substituição não tenha sido tão pronunciada quanto no concreto não confinado, o comportamento de redução da capacidade resistente ainda se manifestou. Diante disso, é plausível inferir que a diminuição da capacidade resistente está diretamente relacionada ao aumento da taxa de substituição por RCA. Tendências similares foram reportadas em estudos com RACFSTs circulares curtos (CHEN et al., 2017; LYU; HAN; HOU, 2021; ZHAO et al., 2023b). Apesar disso, para tubos com espessuras de 6,4 mm e 11,6 mm sob 100% de substituição, a redução na capacidade resistente, em média, foi de 14,8% e 11,5%, respectivamente, valores superiores à redução observada no concreto não confinado. Uma explicação para esse fenômeno reside na maior fragilidade do agregado reciclado, que possui menor capacidade de mobilizar o confinamento proporcionado por tubos de aço de maior espessura. Tal fenômeno apresenta maior dificuldade de observação quando a carga é aplicada sobre a seção mista, uma vez que a mobilização do núcleo pode não ser atingida em decorrência de instabilidades localizadas no tubo de aço.

Figura 5.4 – Capacidade de carga à compressão com (a) diferentes taxas de substituição e (b) taxas de aço



Fonte: O autor (2025)

Como pode ser observado pela Figura 5.4 (b), à medida que a taxa de aço (espessura do tubo de confinamento) aumenta, a diferença entre as capacidades de resistência à compressão do RAC confinado pelo CC (Concreto convencional) também aumenta. A diferença observada entre os tubos preenchidos com CC e os tubos preenchidos com RAC apresentou variações distintas conforme a taxa de aço (A_s/A_c). Para tubos com espessura de 4,3 mm ($\alpha = 0,168$), a diferença variou de 3,2% a 8,5%. Já para tubos com espessuras de 6,4 mm e 11,6 mm ($\alpha = 0,277$ e $\alpha = 0,570$, respectivamente), as variações foram de 13,2% a 16,5% e de 8,2% a 14,8%, respectivamente. Isso indica que, para maiores taxas de aço, o RAC apresenta um ganho menor na capacidade de resistência à compressão. Embora o aumento do teor de substituição de agregados naturais por reciclados (RCA) tenda a elevar as deformações do concreto reciclado, em média, isso não resultou em mudanças expressivas na deformação axial dos tubos preenchidos (WANG; CHEN; GENG, 2015). Esse fenômeno ocorre porque, durante o carregamento, mesmo que a argamassa antiga aderida ao agregado reciclado (RCA) apresente maior deformabilidade, ela tende a ser compactada devido ao efeito de confinamento proporcionado pelo tubo externo. Em contraste, o agregado natural exibe um comportamento expansivo sob as mesmas condições (CHEN et al., 2014). Portanto, para maximizar o efeito de confinamento e melhorar a resistência do RAC, é recomendável utilizar menores taxas de aço, ou seja, tubos de menor espessura.

Em cenários onde a espessura do tubo de aço é reduzida (neste caso $t \leq 4,3$ mm), se a capacidade resistente necessária puder ser atingida tanto para concreto convencional (CC) quanto para concreto reciclado (RAC) não confinado, independentemente da taxa de substituição (r), por meio do ajuste da relação água/cimento (a/c) na dosagem do concreto

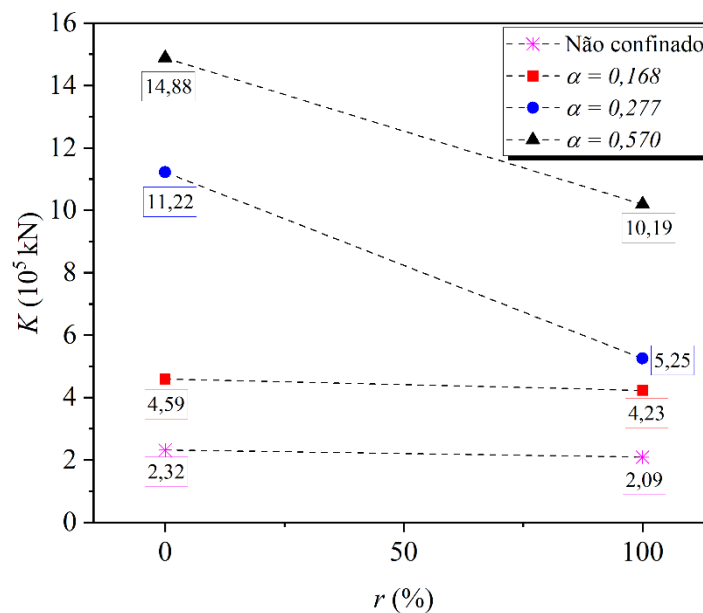
(LYU; HAN; HOU, 2021), os pilares RACFSTs de curta altura podem ser utilizados como elementos estruturais com 100% de substituição por RCA. Logicamente, há necessidade de aprofundamento das análises, de tal forma que possa ser estabelecida a espessura do tubo de aço e o fator a/c do RAC ideal, de tal forma que pilares RACFST ou STCRC sejam o mais eficiente possível.

A rigidez estrutural elástica (K) para pilares STCC é definida como a inclinação tangente do trecho elástico linear da curva $N - \varepsilon$ a 40% da carga última, pois a 40% de $N_{u,e}$, o tubo de aço permanece em estado elástico (QIYUN; ZHAOYUAN; WANLIN, 2021; ZHAOYUAN et al., 2022b). A rigidez elástica K pode ser determinada pela expressão a seguir:

$$K = \frac{0,4N_{u,e}}{\varepsilon_{40\%}} \quad (5.1)$$

onde $\varepsilon_{40\%}$ é a deformação para $0.4N_{u,e}$. Para fins comparativos, a rigidez elástica concreto não confinado também foi determinada pela expressão $E_c A_c$, onde A_c é a área da seção transversal do sistema e E_c é o módulo secante do concreto. A Figura 5.5 apresenta a influência do nível de substituição de RCA (r) em relação a rigidez elástica (K).

Figura 5.5 – Rigidez elástica dos exemplares da série S



Fonte: o autor (2025)

Grandes mudanças foram observadas na rigidez com a substituição em 100 % por RCA. Foi observada uma redução máxima de 113,7 % com o aumento do teor de substituição de 0 % para 100 %, principalmente para tubos de maior espessura. O RAC apresentou rigidez cerca de 11% menor que o concreto convencional, resultado associado ao seu menor módulo de

elasticidade devido à presença de argamassa antiga aderida. Essa característica fragiliza a zona de transição interfacial, antecipando a formação de microfissuras e gerando maiores deformações para o mesmo nível de carga, em concordância com a literatura (WANG; CHEN; GENG, 2015; ZHANG et al., 2022a).

Conforme ilustrado na Figura 5.5, a rigidez K apresenta tendência de crescimento com o aumento da tensão lateral, ou seja, da taxa de aço α , resultado associado à restrição da deformação transversal e à inibição da propagação de fissuras internas, o que eleva a capacidade resistente. Quanto maior a tensão lateral, mais pronunciado é o efeito de confinamento. Cabe destacar que esse aumento não implica variação do módulo de elasticidade, uma vez que este é uma propriedade intrínseca do material e independe do estado de carregamento (MENG et al., 2020).

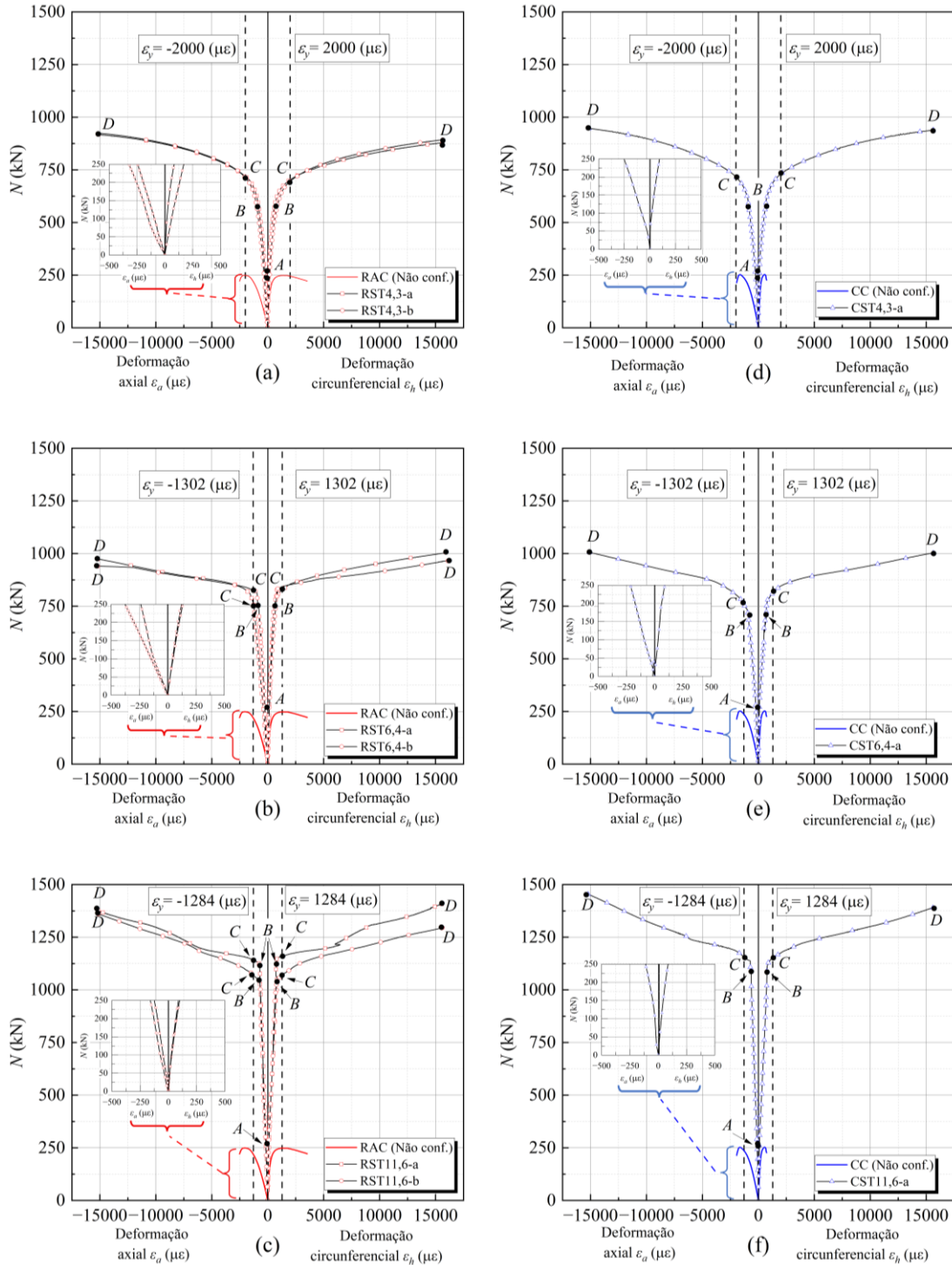
5.1.3 Deformações no tubo de aço

As curvas médias de carga axial (N) vs deformação axial (ε_a) e circunferencial (ε_{ah}) do aço foram analisadas e apresentadas pela Figura 5.6. Os valores negativos e positivos indicam, respectivamente, deformações de compressão e tração. Os resultados mostram que há grande similaridade de comportamento das curvas entre os tubos preenchidos com RAC e CC e que ambos possuem boa capacidade de resistência à deformação. Embora haja uma dispersão significativa nos resultados entre os RAC não confinados, os resultados obtidos para os STCRCs demonstram uma notável similaridade entre as réplicas. Observa-se também que as deformações axiais no tubo de aço de menor espessura aumentam de forma mais acentuada em comparação com as deformações circunferenciais, quando contrastadas com as observadas no tubo de maior espessura. Esse comportamento sugere que a espessura da parede do tubo influencia significativamente a resposta deformacional, com paredes mais finas exibindo maior sensibilidade às cargas axiais. Esses resultados são similares aos encontrados na literatura (AZEVEDO et al., 2021; LYU; HAN; HOU, 2021; WANG; CHEN; GENG, 2015; YANG; HAN; MAN, 2006; ZHAO et al., 2023a). A curva carga versus deformação axial e circunferencial do concreto não confinado apresenta um comportamento típico, caracterizado por uma fase inicial linear, seguida por um regime pré-pico não linear, culminando em um pico bem definido e, posteriormente, em um regime pós-pico marcado pela redução progressiva da carga com o aumento da deformação (*softening*).

Verifica-se que as deformações nos tubos evoluíram de forma uniforme, indicando uma expansão homogênea. Nesse caso, a falha é governada pelo esmagamento do núcleo de concreto

(Figura 5.2). Caso a ruptura ocorresse por cisalhamento ou instabilidade global, as leituras em posições opostas apresentariam diferenças significativas (OLIVEIRA, 2008).

Figura 5.6 – Curvas médias de carga axial (N) vs deformação axial (ε_a) e circunferencial (ε_{ah}) da série S



Fonte: o autor (2025)

Para facilitar as análises, a metodologia adotada por Zhao et al. (2018) foi utilizada, onde as curvas foram divididas em 4 trechos. No trecho inicial 0A, não há deformação

circunferencial ou axial significativa no tubo. O ponto A marca a mudança no comportamento do concreto devido ao confinamento, com o surgimento de microfissuras. A partir de A, o concreto se expande, gerando deformações laterais e axiais suaves. Como pode ser observado, o ponto A está localizado nas proximidades da carga de pico do concreto não confinado, acentuando o início do confinamento após a fissuração do concreto. No trecho AB o aço transfere tensões ao núcleo de concreto confinado. Com o aumento da força axial, as deformações axiais e transversais aumentam mais rapidamente até o ponto B. Devido ao efeito de confinamento, a ruptura do concreto é retardada até o ponto B, no qual a tensão de compressão é aproximadamente $2,8f_{co}$, $3,5f_{co}$ e $5,2f_{co}$ para as espessuras 4,3 mm, 6,4 mm e 11,6 mm, respectivamente. A partir do ponto B, a deformação do tubo de aço aumentou rapidamente e o tubo atinge o escoamento no ponto C. Pode ser visto que, tanto as deformações longitudinais quanto as transversais do tubo de aço atingem a deformação de escoamento (ϵ_y) antes que a capacidade resistente experimental à compressão axial ($\sigma_{u,e}$) seja atingida. Além disso, o trecho de transição fica mais suave com o aumento da espessura dos tubos. A mobilização do escoamento do aço sob tensões combinadas depende da combinação destas tensões, sendo a componente longitudinal da tensão a mais crítica para o início da plastificação em tubos com paredes mais finas. Por fim, a tensão lateral exibe um trecho de transição e na sequência, continua a aumentar devido ao *strain hardening* do tubo de aço, até que não foi mais possível medir tais deformações em função do limite dos extensômetros e atingir o ponto D. Devido ao trecho de transição (ponto C) ser mais suave em tubos com espessuras mais finas, o *strain hardening* inicia mais tardiamente, isso sugere que tubos de maior espessura tornam o concreto mais frágil (ZHAO et al., 2018).

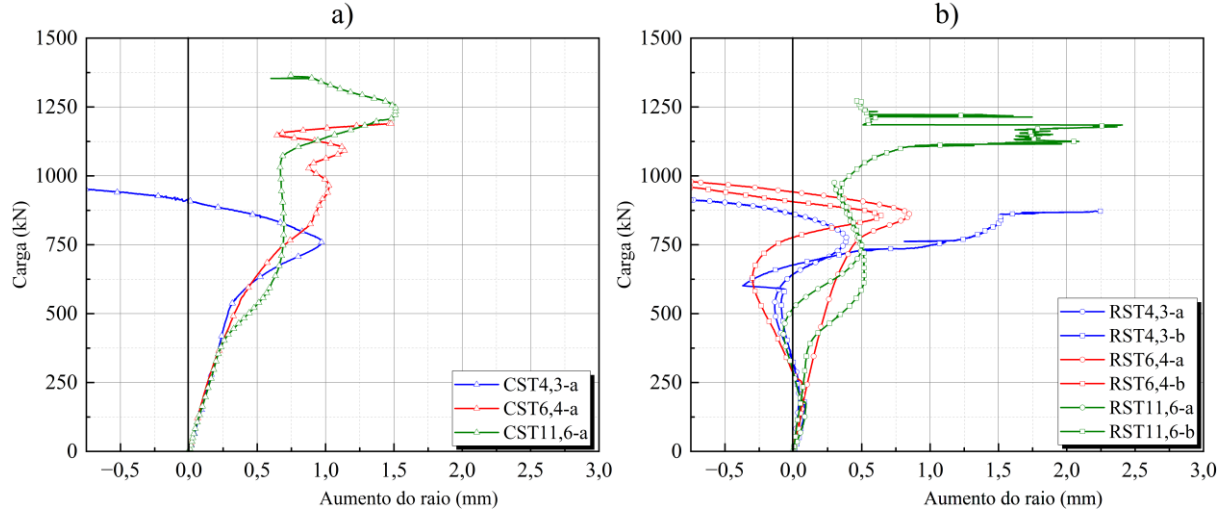
Durante o trecho linear do comportamento do material, observa-se que a deformação axial atinge valores aproximadamente três vezes superiores aos da deformação circunferencial. Essa relação está diretamente associada ao coeficiente de Poisson do aço, que, para este caso, é de aproximadamente $\nu = 0,3$.

5.1.4 Deformações no núcleo de concreto

A Figura 5.7 apresenta a expansão radial do núcleo de concreto, calculada a partir da Equação (4.19). Verificou-se que os extensômetros posicionados no interior do concreto não conseguiram captar grandes mudanças no raio interno, devido a expansão do concreto. Tal comportamento pode estar associado à barra utilizada para a fixação dos extensômetros, possivelmente instalada com comprimento de ancoragem insuficiente para garantir sua

solicitação. Além disso, o pequeno diâmetro do tubo pode ter limitado o posicionamento adequado dessas barras.

Figura 5.7 – Expansão do diâmetro do núcleo de concreto para a série S



Fonte: O autor (2025)

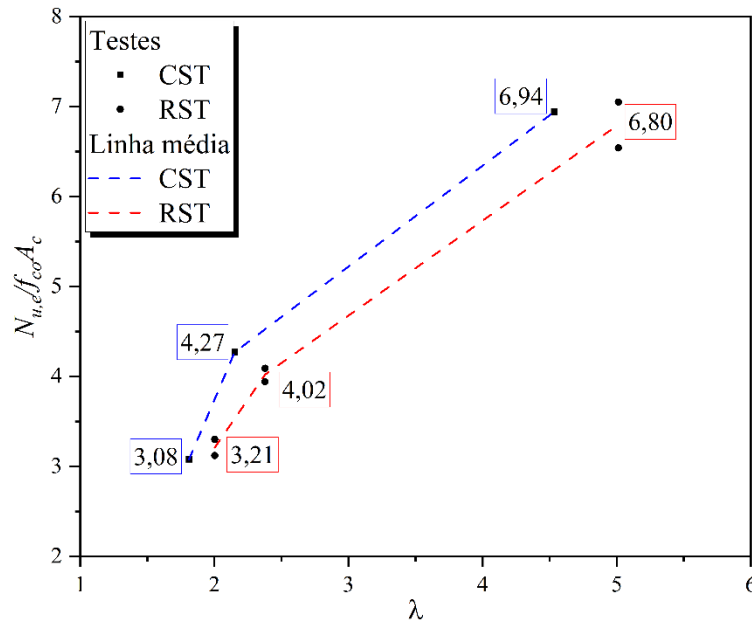
5.1.5 Efeito de confinamento

5.1.5.1 Índice de resistência do núcleo de concreto (SI_c)

Para pilares mistos em que a carga é aplicada sobre a seção composta, tanto o concreto quanto o tubo de aço são projetados para resistir ao esforço axial. No entanto, em sistemas compostos por tubos de aço preenchidos com concreto, nos quais a carga é aplicada exclusivamente ao núcleo de concreto, apenas este é dimensionado para suportar a carga axial, considerando-se o efeito de confinamento proporcionado pelo tubo. Com base nessa premissa, Qiyun, Zhaoyuan e Wanlin (2021) sugeriram a Equação (5.2) para avaliar o índice de resistência do núcleo de concreto (SI_c). Esse parâmetro reflete não apenas a contribuição do esforço gerado pelo tubo de aço na resistência à compressão axial do concreto, mas também a extensão do efeito de confinamento promovido pela interação entre os materiais. A Figura 5.8 mostra a relação entre o índice de confinamento (λ) e o índice de resistência do núcleo de concreto (SI_c).

$$SI_c = \frac{N_{u,e}}{f_{co}A_c} \quad (5.2)$$

Figura 5.8 – Índice de resistência do núcleo de concreto para a série S

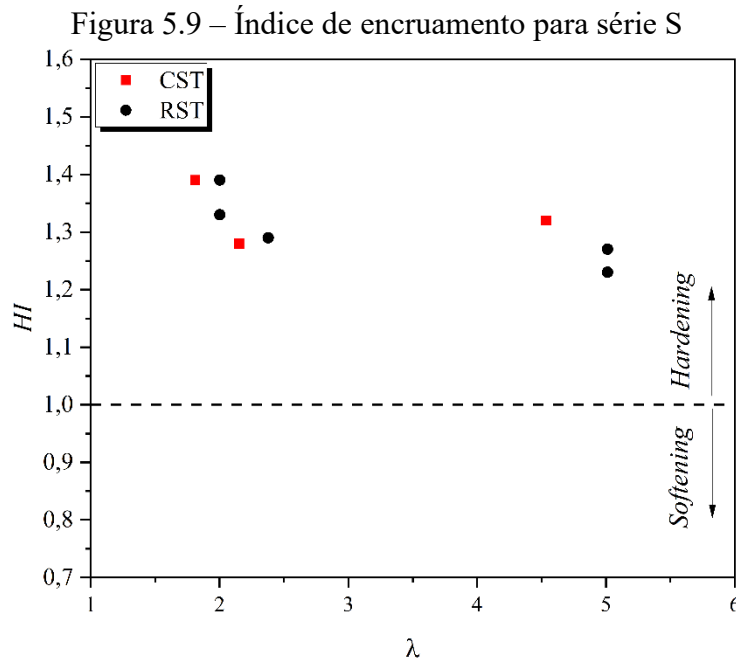


Fonte: O autor (2025)

Devido ao efeito de confinamento, as razões de capacidade obtidas para todos os exemplares ensaiados superaram o valor de 3,0, tanto para tubos preenchidos com concreto convencional (CST) quanto para aqueles preenchidos com concreto reciclado (RST). Essa faixa está em concordância com resultados reportados na literatura (QIYUN; ZHAOYUAN; WANLIN, 2021; ZHAOYUAN et al., 2022b). Observa-se, ainda, que o aumento do índice de confinamento (λ), resultante do acréscimo da espessura do tubo, promoveu elevação do índice de resistência do núcleo de concreto. Essa relação positiva é evidenciada pela linha média tracejada em vermelho, que conecta os valores médios de cada grupo. Do ponto de vista de projeto estrutural, tal comportamento indica que, para se obter ganhos significativos de resistência, é recomendável adotar configurações que maximizem o índice de confinamento. Como, neste estudo, a carga foi aplicada exclusivamente sobre o núcleo de concreto, o valor de SI_c foi substancialmente superior aos registrados quando a carga é aplicada sobre a seção mista, conforme relatado por diversos autores (QIYUN; ZHAOYUAN; WANLIN, 2021; YANG; LIU; WANG, 2023; ZHAOYUAN et al., 2022b), nos quais o índice de resistência da seção varia tipicamente entre 1,0 e 1,5. Comparando-se RST e CST, nota-se que os resultados são próximos para cada faixa de λ , evidenciando que o concreto reciclado, quando adequadamente confinado por tubos de aço, pode apresentar desempenho similar ao do concreto convencional, mesmo sob carregamento aplicado exclusivamente ao núcleo.

5.1.5.2 Índice de encruamento (HI) e Índice de ductilidade (DI)

A Figura 5.9 apresenta a relação entre *Hardening Index* (HI) e o índice de confinamento (λ). O parâmetro HI é dado pela Equação (5.3) e foi definido por Johansson (JOHANSSON, 2002). Observa-se que, como todos os valores de λ são superiores a 1,0, consequentemente, todos os valores de HI também se mantêm acima de 1,0, indicando a ocorrência de encruamento positivo (*hardening*) e comportamento dúctil em todas as curvas analisadas.



Fonte: O autor (2025)

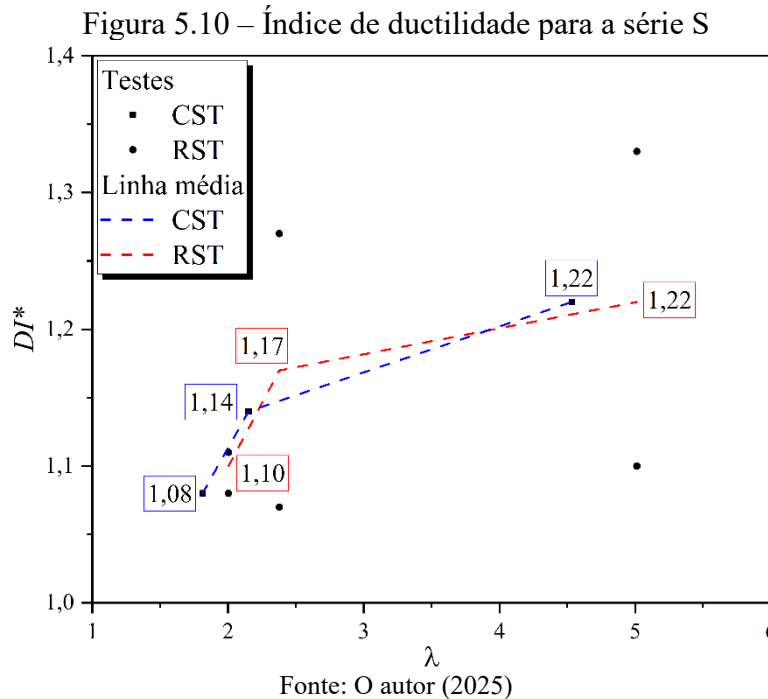
$$HI = \frac{N_{5y}}{N_y} \quad (5.3)$$

onde N_y é a força equivalente à resistência ao escoamento, ou seja, a carga para o qual o comportamento se torna aparentemente não linear e N_{5y} é a força correspondente a 5 vezes a deformação de escoamento.

Assim, como todas as curvas carga vs. deformação dos exemplares apresentaram encruamento positivo (*hardening*), sem a presença de estágio descendente, o método tradicional de avaliação de ductilidade (LIANG; FRAGOMENI, 2009) não se mostra adequado para a comparação da ductilidade neste estudo. Dessa forma, Qiyun, Zhaoyuan e Wanlin (2021) propuseram a Equação (5.4) para o cálculo do coeficiente de ductilidade (DI^*) em curvas com esse comportamento.

$$DI^* = \frac{N_{0.02}}{N_{u,e}} \quad (5.4)$$

onde $N_{0,02}$ é a carga axial na deformação vertical de $20000 \mu\epsilon$ que é a deformação final para concreto confinado sob compressão axial, de acordo com Bing, Park e Tanaka (2001). A Figura 5.10 apresenta a relação entre o índice de confinamento (λ) e o índice de ductilidade (DI^*).



De forma geral, observa-se que o aumento de λ está associado a um discreto acréscimo no DI^* , indicando que, conforme o confinamento se torna mais efetivo, há uma ligeira melhoria na capacidade do concreto confinado de manter níveis de carga mais elevados em deformações posteriores. Esse efeito, no entanto, é significativamente menos pronunciado do que no caso do ganho de resistência (SI_c), sugerindo que a ductilidade, medida dessa forma, apresenta sensibilidade menor ao aumento do confinamento. Para baixos índices de confinamento (próximos de 2), ou seja, espessuras mais baixas, DI^* varia entre aproximadamente 1,08 e 1,17, enquanto para valores mais elevados (próximos de 5) atinge cerca de 1,22 para ambos os tipos de concreto. Isso indica que, mesmo com maior confinamento, o ganho relativo de ductilidade segundo esse critério é limitado a cerca de 13%–14% em relação ao valor inicial.

A comparação entre RST e CST mostra valores muito próximos do índice de ductilidade em todas as faixas de λ , evidenciando que o concreto reciclado, quando confinado por tubo de aço, apresenta comportamento de ductilidade semelhante ao do concreto convencional, mesmo sob carregamento exclusivamente aplicado ao núcleo. Isso sugere que, do ponto de vista da ductilidade medida nesse intervalo de deformações, o uso de concreto reciclado não implica perda de desempenho significativo. Além disso, observou-se que, em termos médios, a ductilidade do concreto convencional apresentou-se ligeiramente inferior à do concreto

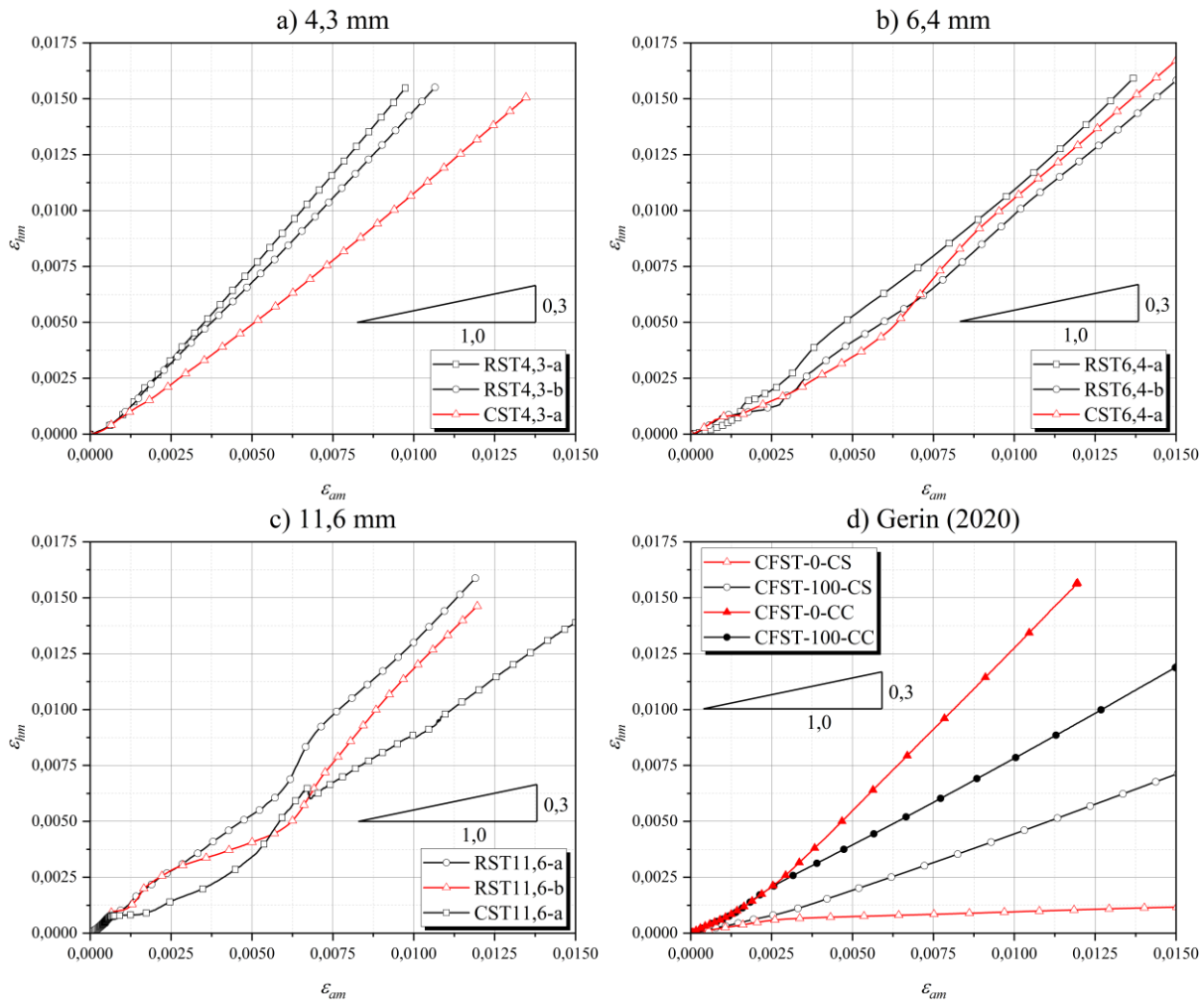
reciclado, sugerindo uma tendência de maior capacidade de deformação deste último, mesmo sob condições de confinamento. Contudo, essa diferença foi sutil e pode estar dentro da variabilidade experimental. Relatos semelhantes também foram observados na literatura (QIYUN; ZHAOYUAN; WANLIN, 2021; YANG; LIU; WANG, 2023; ZHAOYUAN et al., 2022b).

Pequenas diferenças pontuais entre amostras (dispersão dos pontos no gráfico) podem ser atribuídas a variações experimentais, heterogeneidade do material, pequenas diferenças geométricas, preparação do contato núcleo-tubo e precisão na leitura das deformações.

5.1.5.3 Relação de deformação axial-circunferencial

Para avaliar o início do efeito de confinamento, a Figura 5.11 apresenta a relação entre as deformações axiais médias (ϵ_{am}) e as deformações radiais médias (ϵ_{hm}) obtidas experimentalmente. Observa-se que a razão entre as deformações radiais e axiais ($\epsilon_{hm}/\epsilon_{am}$) permanece superior ao coeficiente de Poisson do aço (0,3) desde o início do carregamento, evidenciando a presença de um estado de tensão biaxial no tubo e a atuação do efeito de confinamento desde os instantes iniciais. Isso é atribuído ao carregamento aplicado exclusivamente no núcleo de concreto. Ao comparar os resultados desta pesquisa com os de Gerin (2020), verifica-se que o início do efeito de confinamento ocorreu de forma mais tardia no grupo de exemplares em que a carga foi aplicada sobre a seção mista (CFST-0-CS e CFST-100-CS), em relação ao grupo em que o carregamento foi aplicado exclusivamente sobre o núcleo (CFST-0-CC e CFST-100-CC). Este comportamento também está de acordo com a pesquisa de Untiveros (2002) e Zhu e Chan (2019).

Figura 5.11 – Deformação circunferencial vs. axial da série S

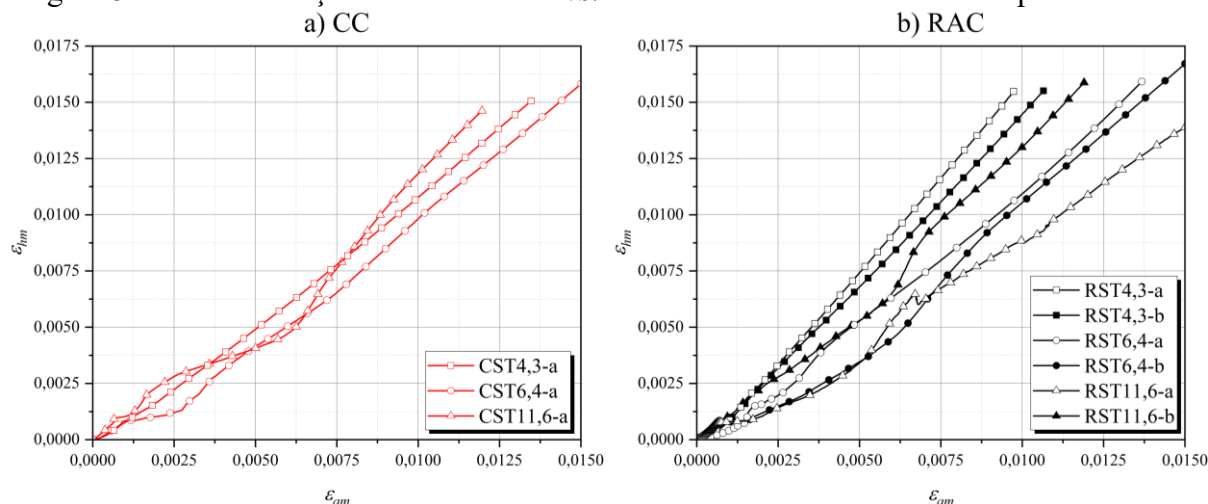


Fonte: O autor (2025)

Para a espessura de 4,3 mm (Figura 5.11a), o concreto reciclado (RST) mostra inclinações mais acentuadas que o concreto convencional (CST), sugerindo maior expansão lateral relativa, possivelmente devido à menor rigidez inicial do agregado reciclado. Nas espessuras de 6,4 mm e 11,6 mm (Figura 5.11b e Figura 5.11c), as curvas de RST e CST apresentam comportamento mais próximo, indicando que o aumento da espessura da parede do tubo promove maior contenção circunferencial e reduz as diferenças associadas ao tipo de agregado. A elevada rigidez dos tubos mais espessos restringe de forma mais efetiva a expansão lateral, o que resultou na redução da inclinação da curva, conforme ilustrado na Figura 5.12. De modo geral, verificou-se que os espécimes confeccionados com concreto reciclado (RST) apresentaram inclinações mais acentuadas que aqueles com concreto convencional (CST), evidenciando maior propensão à dilatação lateral para um mesmo nível de deformação axial. Esse comportamento pode estar relacionado à menor rigidez e maior deformabilidade do concreto reciclado, características que favorecem maior mobilização do confinamento. Isso

sugere maior tendência à dilatação lateral, possivelmente associada a menor rigidez e maior deformabilidade do concreto reciclado, o que induz maior mobilização do confinamento. Esse mesmo comportamento foi observado na literatura (LYU; HAN; HOU, 2021; YANG; HAN, 2006a; ZHAO et al., 2023b), embora todos os resultados analisados tenham sido para cargas aplicadas sobre a seção mista.

Figura 5.12 – Deformação circunferencial vs. axial de acordo com o concreto para a série S



Fonte: O autor (2025)

Apesar disso, observa-se que os resultados obtidos por Gerin (2020) apresentaram comportamento distinto, uma vez que, para a aplicação de carga exclusivamente no núcleo de concreto, o concreto reciclado confinado apresentou menor inclinação de curva em comparação ao concreto convencional confinado. É importante destacar que, no presente estudo, os agregados reciclados utilizados foram provenientes de uma indústria de reciclagem, enquanto, no trabalho de Gerin (2020), foram produzidos em laboratório. Essa diferença evidencia que agregados reciclados comerciais tendem a apresentar maior heterogeneidade e demandam controle de qualidade mais rigoroso em relação aos produzidos em ambiente laboratorial (CHEN et al., 2017), considerando que estes últimos derivam exclusivamente de estruturas de concreto demolidas, ao passo que os agregados comerciais podem conter diversos componentes, o que contribui para o aumento da deformabilidade.

5.2 RESULTADOS DAS SÉRIES C E G

5.2.1 Configuração final dos exemplares

Assim como tubos de aço preenchidos, muitos estudos sobre confinamento do concreto por CFRP ou GFRP relataram que a substituição de agregados graúdos naturais por RCA não altera o modo de falha característico (LI et al., 2019; XIE; OZBAKKALOGLU, 2016; ZHAO; YU; TENG, 2015; ZHOU et al., 2016). Apesar disso, devido à instrumentação interna, os exemplares RCT3-a (i), RCT3-b (i) e CCT2-a (i) da série C e RGT7-a (i), RGT7-b (i), CGT5-a (i) e CGT7-a (i) da série G apresentaram falhas localizadas nos furos destinados à passagem da fiação dos extensômetros, o que evidenciou uma concentração de tensões nessas regiões. A Figura 5.13 ilustra alguns exemplares representativos dessa condição, enquanto os demais podem ser consultados no APÊNDICE D.

Figura 5.13 – Falha localizada das séries C e G devido à instrumentação interna



Fonte: O autor (2024)

Para os exemplares da série C sem furos, houve uma ruptura repentina do tubo à meia altura (Figura 5.14a), ocasionada pela tensão circunferencial. O processo de ruptura manifestou-se através de estalos sonoros, culminando em padrões de fratura horizontais. Adicionalmente, observou-se que apenas os tubos confeccionados com uma camada da série C, independente da presença de instrumentação interna, apresentaram falhas por descolamento na região de superposição da laminação (Figura 5.14b). Este fenômeno pode ser atribuído à fragilidade da interface entre a face interna do tubo e o núcleo de concreto, condição agravada pelo método de lançamento do concreto no interior do tubo em contraste com a técnica convencional de aderência externa como reforço. A ausência de um mecanismo eficiente de transferência de tensões na interface tubo-concreto resultou em significativa redução da resistência de aderência, culminando no processo de descolamento observado.

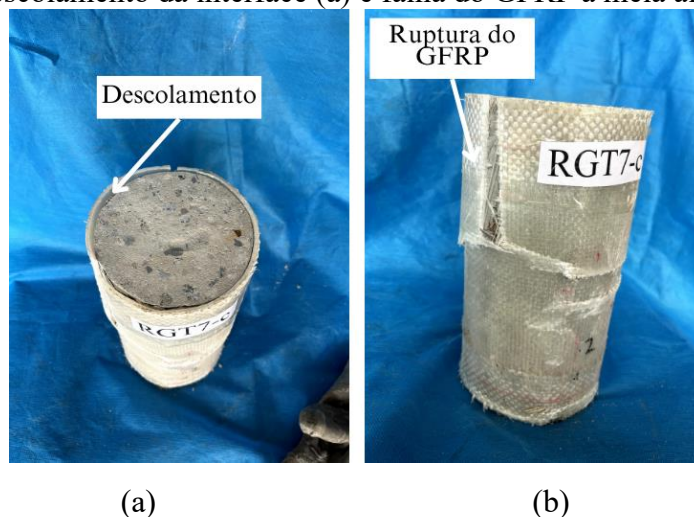
Figura 5.14 – Falha do CFRP à meia altura (a) e por descolamento da interface (b) da série C



Fonte: O autor (2024)

Para os do grupo G, observou-se a formação de linhas de falha esbranquiçadas características ao longo do comprimento dos modelos, particularmente nos exemplares com três camadas de GFRP. A ausência de descolamento na área de sobreposição da série G indica adequada adesão entre as camadas durante todo o carregamento. O colapso estrutural da série G foi precedido por ruídos abruptos, evoluindo para um padrão de fissuração complexo com orientações tanto horizontais quanto verticais, conforme demonstrado na Figura 5.15b. Adicionalmente, observou-se a formação de zonas esbranquiçadas distribuídas longitudinalmente ao longo do tubo, acompanhadas por linhas de fratura secundárias paralelas à região central de ruptura, evidenciando a propagação dos danos no compósito. Após a falha, alguns exemplares apresentaram descolamento completo do tubo com o núcleo de concreto (Figura 5.15a).

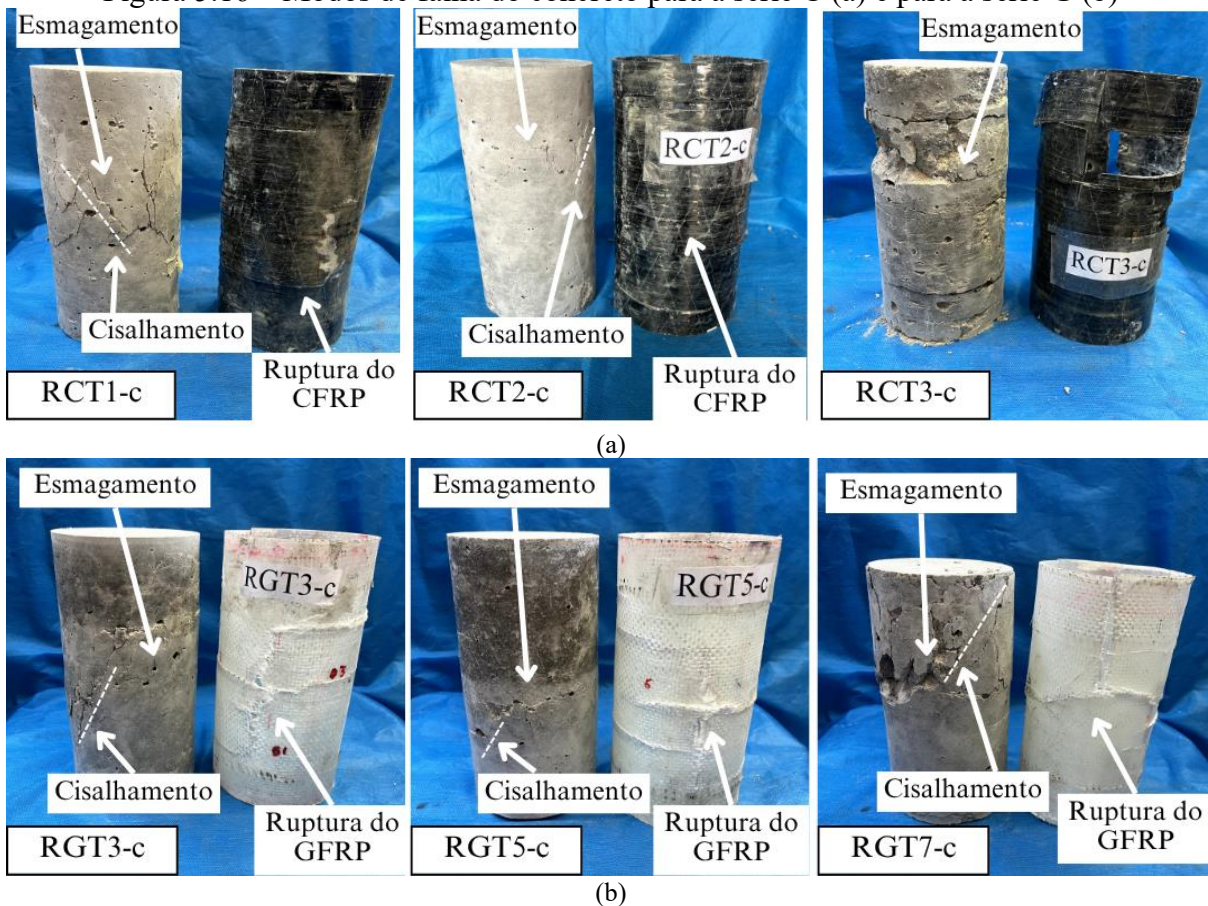
Figura 5.15 – Descolamento da interface (a) e falha do GFRP à meia altura (a) da série G



Fonte: O autor (2024)

Após algumas análises, os tubos de CFRP e GFRP foram cortados e o núcleo de concreto removido, permitindo a observação individualizada dos modos de falha de cada componente (Figura 5.16). Após a remoção da camisa de CFRP, a inspeção pós-ensaio revelou que os núcleos de concreto apresentaram fissuração concentrada junto às aberturas e destacamento do material cimentício em espécimes com múltiplas camadas de CFRP. Diferentemente do relatado por Visintin, Chen e Oehlers (2015), não foram observadas cunhas circunferenciais, mas sim regiões de esmagamento a meia altura e alguns planos de cisalhamento, mais pronunciadas em modelos com maior rigidez de confinamento. Essa diferença é atribuída à adoção do confinamento tubular, que reduz a aderência entre CFRP e concreto e altera os mecanismos de transferência de tensões (XIAO *et al.*, 2012). A maior heterogeneidade e menor compacidade do concreto reciclado alteraram a distribuição de tensões e a propagação de fissuras, afetando seu desempenho estrutural.

Figura 5.16 – Modos de falha do concreto para a série C (a) e para a série G (b)



Fonte: O autor (2024)

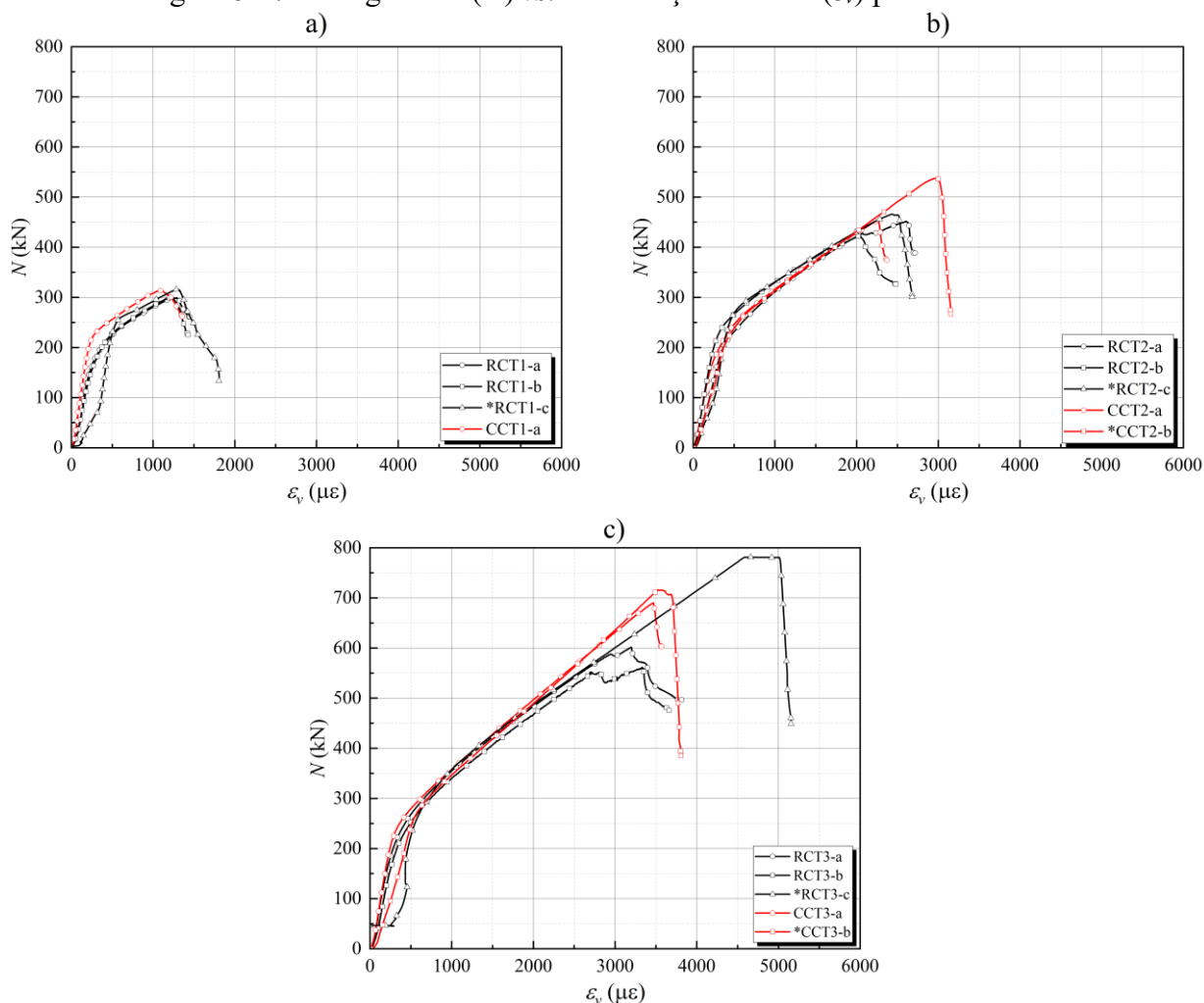
Na série G, a fissuração concentrou-se nas aberturas, como na série C, porém sem destacamento de concreto, indicando menor aderência na interface concreto-GFRP em

comparação ao CFRP. Essa limitação reduziu a eficiência na transferência de tensões e na ação conjunta entre confinamento e carga axial, dificultando a formação de mecanismos clássicos de ruptura. Ainda assim, os modos de falha entre CFRP e GFRP foram essencialmente semelhantes, diferenciando-se principalmente em rigidez e resistência (ZHOU *et al.*, 2016). As demais figuras com o modo de falha de todos os exemplares se encontram no APÊNDICE D.

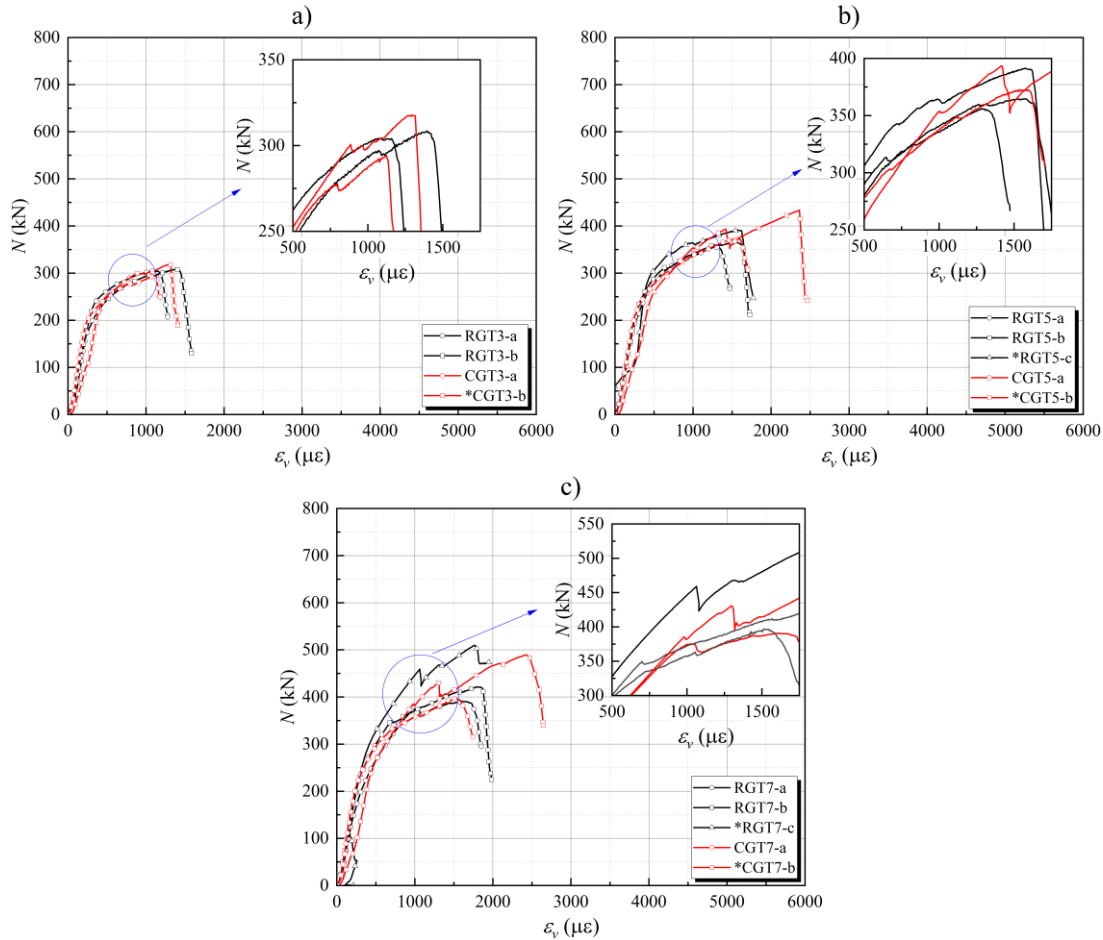
5.2.2 Capacidade resistente

A Figura 5.17 e Figura 5.18 apresentam os resultados experimentais das curvas médias de carga axial (N) em função da deformação axial (ε_v) para a série C e G, respectivamente. Mesmo com o aumento da resistência na ausência de aberturas, o formato geral das curvas permaneceu semelhante, possibilitando avaliar adequadamente o confinamento. Ressalta-se que o ensaio do exemplar RGT3-c apresentou falhas operacionais, levando ao descarte de seus resultados.

Figura 5.17 – Carga axial (N) vs. deformação vertical (ε_v) para a série C



Fonte: O autor (2025)

Figura 5.18 – Carga axial (N) vs. deformação vertical (ϵ_v) para a série G

Fonte: O autor (2025)

A Tabela 5.2 apresenta os resultados das séries C e G. Observou-se que, na série C, a razão de deformação última foi inferior a 1, indicando maior eficiência de confinamento do RAC, especialmente para a amostra com uma camada de CFRP. Já na série G, essa razão permaneceu praticamente constante. Uma possível razão para este último pode estar relacionada a menor aderência entre o núcleo e o GFRP, o que pode permitir um equilíbrio de deformação entre os diferentes núcleos. Portanto, dentre os dois compósitos, o CFRP se mostrou mais adequado ao confinamento.

Tabela 5.2 – Capacidade resistente experimental das séries C e G

Série	ID	n° camadas	r (%)	N_{ue} (kN)		$\frac{N_{ue,CC}}{N_{ue,RAC}}$	ϵ_{ue} ($\mu\epsilon$)		$\frac{\epsilon_{ue,CC}}{\epsilon_{ue,RAC}}$
				Medido	Média		Medido	Média	
C	CCT1-a	1	0	314,06	314,06	1,03	10789	10789	0,98
	RCT1-a		100	299,03	305,10		11174	11038	
	RCT1-b			299,64			11645		
	*RCT1-c			316,63			10295		
	CCT2-a	2	0	452,48	495,30	1,11	23117	25836	1,16
	*CCT2-b			538,12			28555		

G	RCT2-a	100	451,72	447,11	1,06	25441	22170	0,91
	RCT2-b		423,64			20394		
	*RCT2-c		465,97			20675		
	CCT3-a	0	690,55	703,38	1,06	34172	33968	0,91
	*CCT3-b		716,21			33765		
	RCT3-a		601,80			31837		
	RCT3-b	100	561,82	663,53	1,06	33910	37484	0,91
	*RCT3-c		826,96			46705		
	CGT3-a	0	294,53	306,25	1,01	13199	12844	1,00
	*CGT3-b		317,96			12490		
	RGT3-a		304,30			10120		
	RGT3-b	100	308,57	305,72	1,01	13590	12671	1,00
	*RGT3-c		304,30			14305		
	CGT5-a	0	372,66	398,67	1,03	15532	19000	1,07
	*CGT5-b		424,67			22468		
	RGT5-a		356,03			12601		
	RGT5-b	100	364,73	370,72	1,03	15327	14096	1,07
	*RGT5-c		391,39			14360		
	CGT7-a	0	397,08	443,32	1,13	14819	19189	1,01
	*CGT7-b		489,55			23560		
	RGT7-a		391,05			15617		
	RGT7-b	100	421,65	440,74	1,13	18428	16922	1,01
	*RGT7-c		509,51			16721		

Fonte: O autor (2025)

As curvas de comportamento podem ser divididas em três estágios: inicialmente, no regime elástico, não há efeito de confinamento relevante e a resposta é semelhante ao concreto não confinado; em seguida, ao atingir a resistência do concreto não confinado, ocorre fissuração e propagação das mesmas, marcando a transição para o regime não linear; por fim, no terceiro estágio, a expansão lateral do núcleo ativa o confinamento passivo dos tubos de CFRP ou GFRP, promovendo ganho contínuo de resistência até os sinais iniciais de falha do compósito, culminando na ruptura do envoltório. Como já mencionado, a instrumentação interna não alterou o comportamento constitutivo do material, preservando similaridade na rigidez do estágio III entre todos os espécimes.

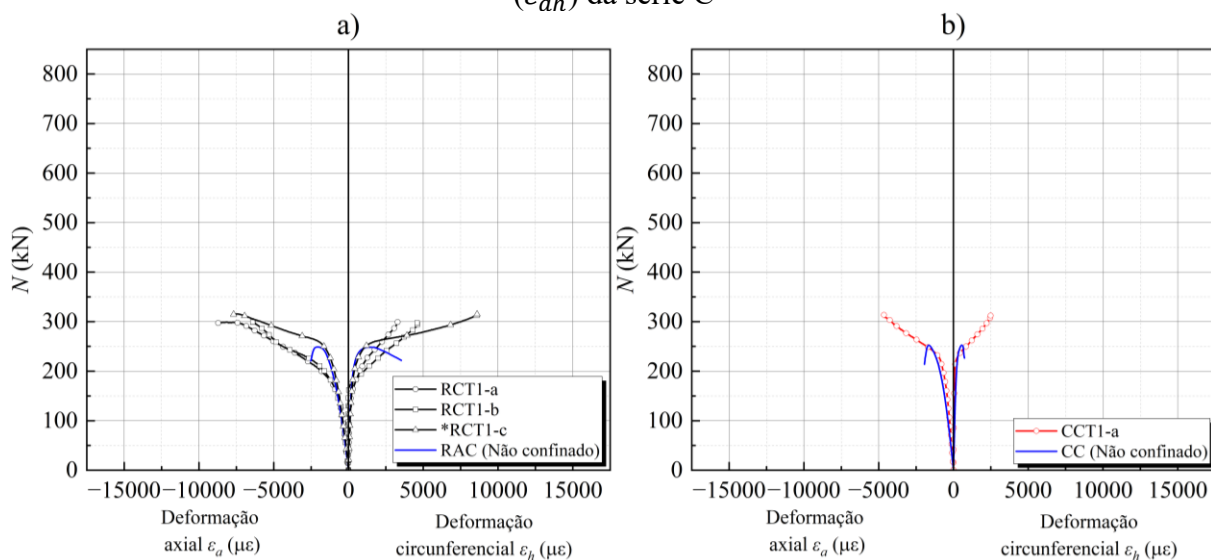
Nos exemplares da série G, verificou-se uma queda temporária de resistência, seguida de recuperação até a ruptura final, fenômeno que ocorreu entre $1000 \mu\epsilon$ e $1500 \mu\epsilon$ de deformação para concreto convencional e entre $500 \mu\epsilon$ e $1000 \mu\epsilon$ para concreto reciclado. Esse comportamento, observado de forma recorrente, está ligado à fissuração inicial do núcleo e ao deslizamento na interface tubo–núcleo, mais evidentes em tubos com maior número de camadas de GFRP, devido à menor aderência em relação à série C. No caso do concreto reciclado, sua maior heterogeneidade e fragilidade anteciparam o início desse processo.

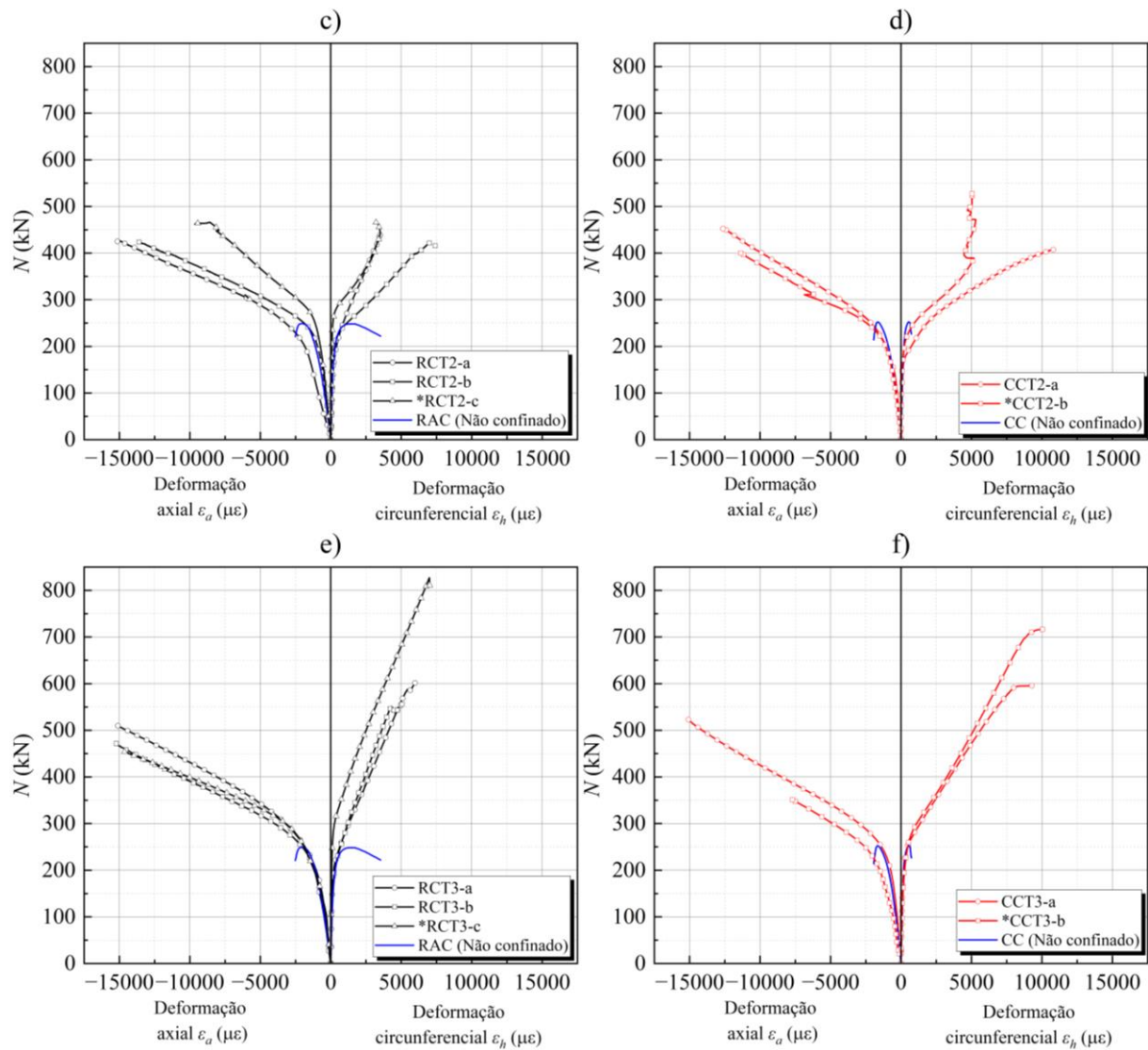
Os resultados mostram que o confinamento por tubo de GFRP ou CFRP elevou a capacidade resistente à compressão do concreto com agregado reciclado (RAC) em relação ao concreto não confinado. Observa-se que, em níveis de confinamento com menor número de camadas, a capacidade resistente do sistema é inferior nos tubos preenchidos com concreto reciclado. Contudo, à medida que o confinamento aumenta, a resistência dos tubos com concreto reciclado supera a dos tubos preenchidos com concreto convencional, independentemente do tipo de confinamento adotado. Como mencionado por Ozbakkaloglu (2013) o nível de confinamento necessário para confinar o concreto suficientemente aumenta significativamente com a resistência do concreto. Logo, à medida que a rigidez do tubo aumenta, a pressão lateral beneficia mais o RAC do que o CC.

5.2.3 Deformações nos tubos

As curvas de carga axial (N) vs deformação axial (ε_a) e circunferencial (ε_{ah}) para tubos de CFRP e GFRP, apresentadas na Figura 5.19 e Figura 5.20, foram analisadas de modo a identificar o comportamento estrutural do sistema. Valores negativos correspondem a deformações de compressão, enquanto os positivos indicam deformações de tração. Os resultados evidenciam que os tubos preenchidos com concreto reciclado (RAC) e com natural (CC) apresentam comportamentos semelhantes, demonstrando, em ambos os casos, uma boa capacidade de resistência às deformações.

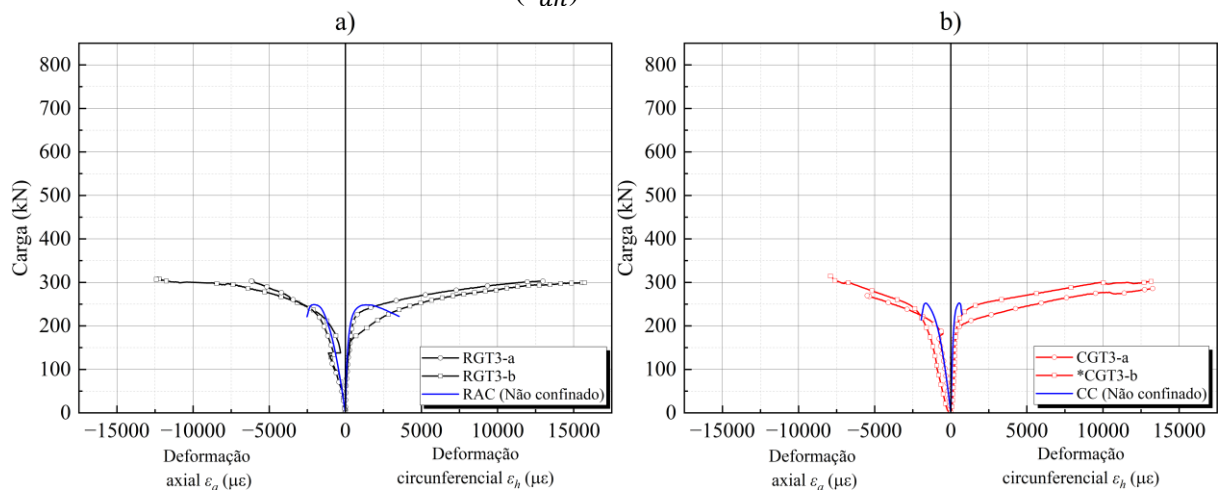
Figura 5.19 – Curvas médias de carga axial (N) vs deformação axial (ε_a) e circunferencial (ε_{ah}) da série C

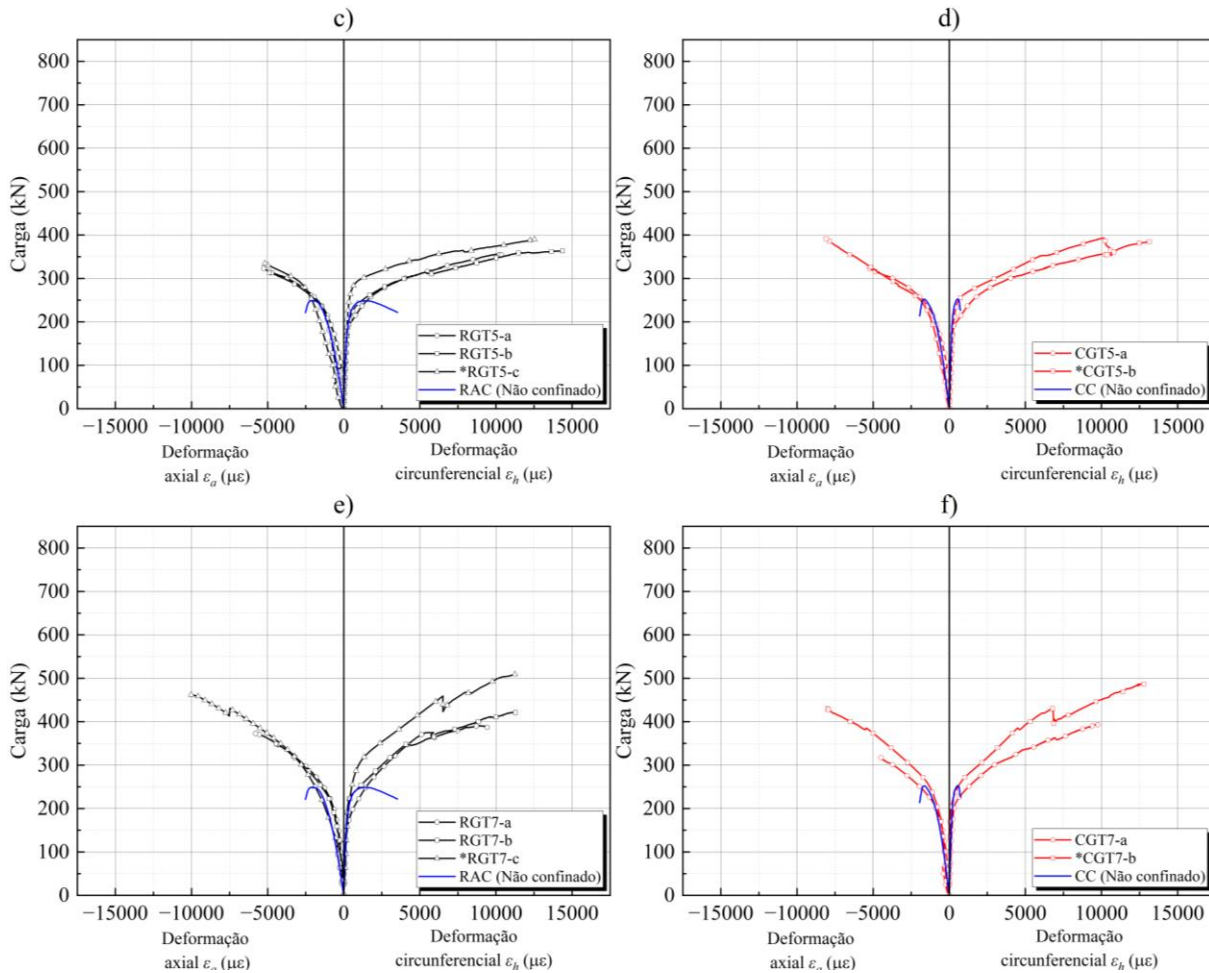




Fonte: O autor (2025)

Figura 5.20 – Curvas médias de carga axial (N) vs deformação axial (ϵ_a) e circunferencial (ϵ_{ah}) da série G





Fonte: O autor (2025)

O comportamento carga vs. deformação do concreto confinado, tanto da série C quanto da série G, apresenta a mesma tendência e pode ser dividido em três estágios distintos. Na primeira região (trecho OA), a resposta é muito próxima à do concreto não confinado; contudo, a curva ultrapassa a tensão máxima do concreto sem confinamento, sobretudo em níveis mais elevados de confinamento, com destaque para os núcleos de RAC. Nesse estágio inicial, as tensões e deformações adicionais geradas pelo confinamento ainda são pouco significativas. Com a progressão das microfissuras, estabelece-se uma zona de transição (região AB), na qual o FRP passa a aplicar pressão lateral sobre o núcleo de concreto, retardando a degradação da seção resistente. Isso indica que o confinamento é efetivo somente após o concreto começar a fissurar. Finalmente, na região BC, ocorre o início da fissuração generalizada do concreto, momento em que o FRP é plenamente mobilizado, proporcionando ganhos expressivos em resistência, capacidade de absorção de energia e ductilidade dos corpos de prova. O desempenho nessa fase é fortemente influenciado pela rigidez do FRP, como evidenciado nas curvas experimentais e relatado na literatura (CHOUDHURY et al., 2016; UNTIVEROS, 2002).

No caso de 1 camada de CFRP, o confinamento foi afetado pela falta de aderência na região de sobreposição da camada (*overlap*). A hipótese mais plausível é que, em decorrência do deslizamento na interface, as deformações resultem diretamente desse mecanismo, tornando o confinamento imperfeito e instável e, conseqüentemente, antecipando a transição do comportamento estrutural. Para o caso de três camadas de GFRP, embora não tenha ocorrido falha na região de *overlap*, a aderência do concreto à interface do tubo não foi perfeita, possibilitando a ocorrência de microdeslizamentos entre os materiais, o que pode ter contribuído para a redução da eficiência do confinamento. Outro aspecto relevante é que tais fenômenos ocorreram predominantemente no concreto reciclado, o que pode estar associado à elevada deformabilidade do RAC, ao surgimento precoce de microfissuras e à baixa rigidez de confinamento. Embora a rigidez pós-pico aumente com o acréscimo de camadas de FRP, as deformações circunferenciais não apresentam crescimento significativo, o que indica que o modo de falha é governado pela ruptura do FRP em uma deformação circunferencial máxima específica.

5.2.4 Pressão lateral de confinamento

A Tabela 5.3 apresenta as pressões laterais de confinamento reais exercidas pelos FRPs no núcleo de concreto, calculadas usando a Equação (5.5) (SPOELSTRA; MONTI, 1999). De forma geral, observa-se que a rigidez lateral E_l é maior para concreto confinado por CFRP, consequência direta do maior módulo de elasticidade do CFRP em relação ao GFRP.

$$f_l = \frac{2nt_{frp}E_{frp}}{D} \varepsilon_{h,rup}^{frp} \quad (5.5)$$

Tabela 5.3 – Pressões laterais de confinamento para RAC confinado por FRP

Série	ID	ε_{ah} ($\mu\varepsilon$)	Média ε_{ah} ($\mu\varepsilon$)	E_I (GPa)	f_I (MPa)	Média f_I	f_I/f_{co}	
C	RCT1-a	4600	5400	0,75	3,45	4,05	0,13	
	RCT1-b	3300			2,47			
	*RCT1-c	8330			6,24			
	CCT1-a	2500	2500	1,50	1,87	1,87	0,06	
	RCT2-a	3860	4900		5,78	7,33	0,24	
	RCT2-b	7100			10,64			
	*RCT2-c	3720			5,58			
	CCT2-a	5400	5400		8,09	8,02	0,24	
	*CCT2-b	5300			7,94			
	RCT3-a	4770	5700	2,25	10,72	12,78	0,42	
	RCT3-b	5100			11,47			
	*RCT3-c	7177			16,14			
	CCT3-a	9300	8100		20,91	18,20	0,54	
	*CCT3-b	6890			15,49			
G	RGT3-a	6500	8400	0,57	3,70	4,78	0,15	
	RGT3-b	13700			7,80			
	*RGT3-c	4980			2,84			

CGT3-a	6375	9800		3,63	5,56	0,16
*CGT3-b	13160			7,50		
RGT5-a	10000	12000	0,95	9,49	11,56	0,38
RGT5-b	14000			13,29		
*RGT5-c	12530			11,90		
CGT5-a	12000	13000		11,39	12,01	0,36
*CGT5-b	13300			12,63		
RGT7-a	8900	10000	1,33	11,83	13,91	0,45
RGT7-b	11100			14,75		
*RGT7-c	11400			15,15		
CGT7-a	9800	11000		13,03	15,02	0,44
*CGT7-b	12800			17,02		

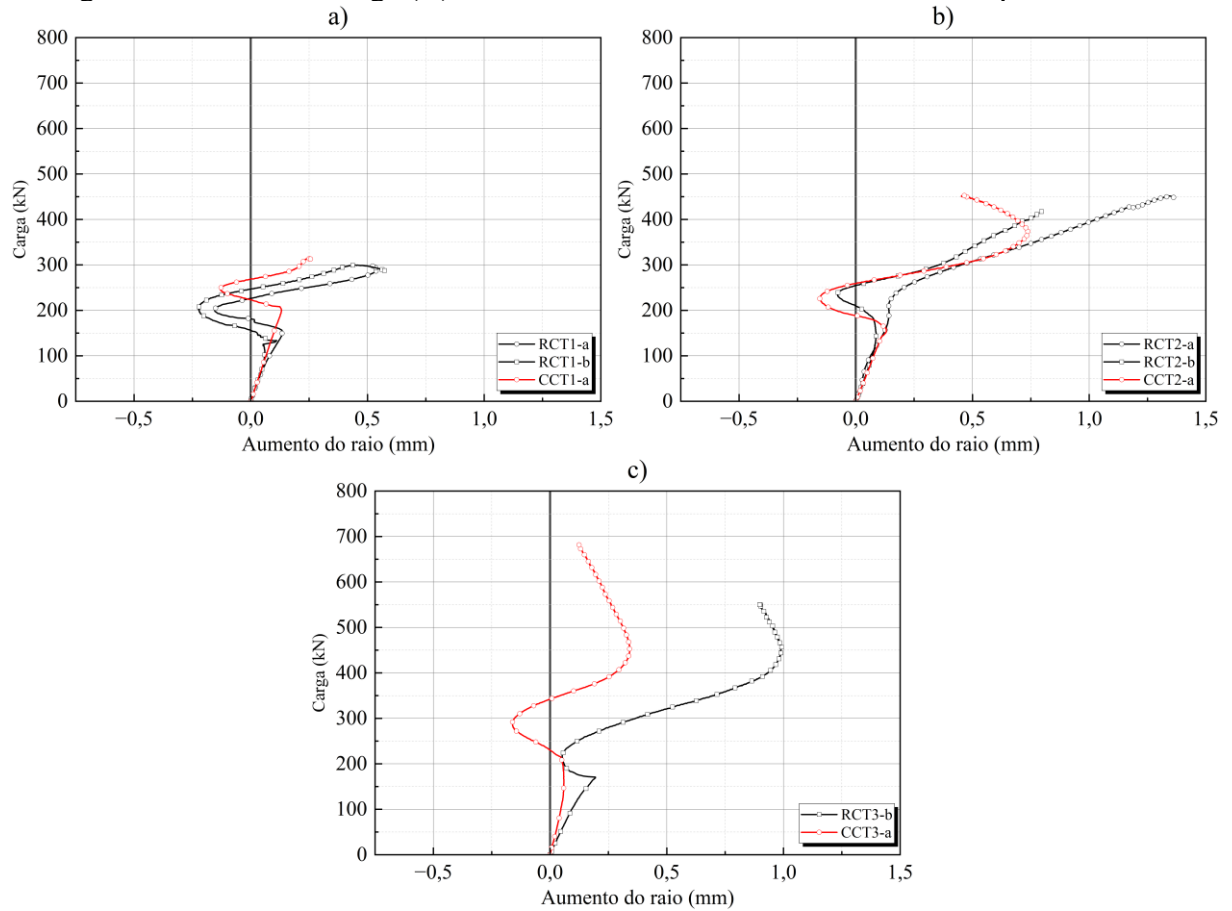
Fonte: O autor (2025)

A relação f_l/f_{co} mostra a pressão de confinamento relativa comparada à resistência do núcleo não confinado. Valores mais altos indicam maior influência do confinamento em relação à resistência do concreto. Observa-se que a elevação da pressão lateral de confinamento apresenta comportamento semelhante para ambos os tipos de reforço, CFRP e GFRP. Em níveis equiparáveis de confinamento, ou seja, três camadas de CFRP e sete camadas de GFRP, as pressões laterais obtidas foram muito próximas, atingindo 12,78 MPa e 13,91 MPa, respectivamente. Em outras palavras, são necessárias 3, 5 e 7 camadas de GFRP para promover um nível de confinamento semelhante a 1, 2 e 3 camadas de CFRP.

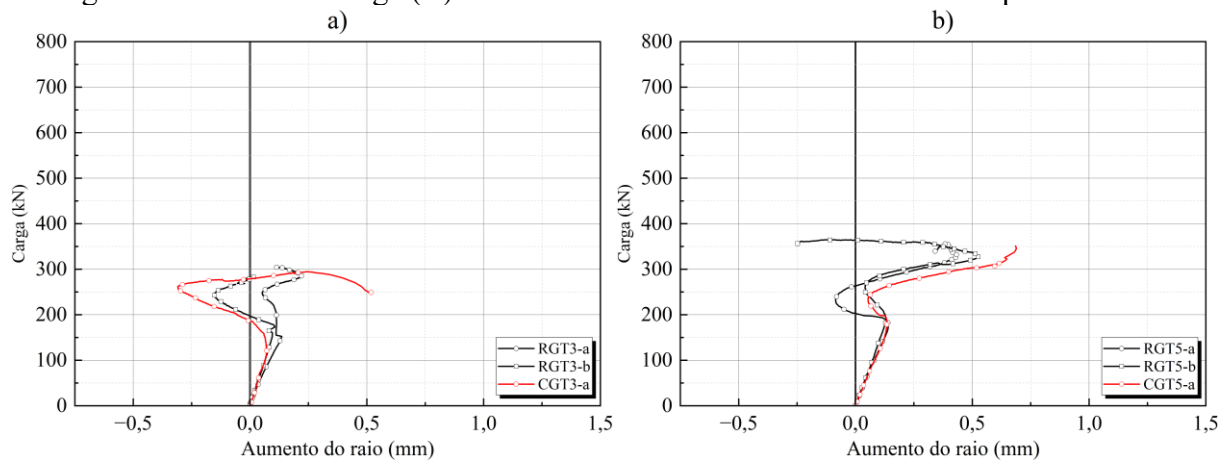
Na prática, esses resultados mostram que o uso de CFRP é mais adequado em aplicações que exigem maiores ganhos de resistência e ductilidade. Enquanto o GFRP seria como uma alternativa viável para situações em que se necessita apenas um aumento moderado de resistência, com menor custo, ainda que sua eficiência de confinamento seja inferior.

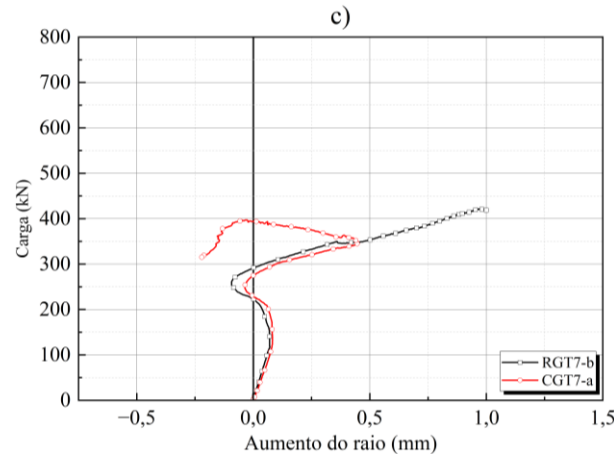
5.2.5 Deformações no núcleo de concreto

A Figura 5.21 e a Figura 5.22 apresentam a expansão radial do núcleo de concreto para as séries C e G, respectivamente, ambas calculadas a partir da Equação (4.19). Os exemplares RGT7-a e RCT3-a foram omitidos por apresentarem erros durante a leitura. Diferentemente da série S, foi possível observar nas séries C e G um comportamento de compressão seguido de expansão do concreto. Nota-se que o concreto reciclado confinado apresenta desempenho inferior ao convencional, especialmente para níveis menores de confinamento (1 camada para CFRP e 3 camadas de GFRP). Com o aumento do número de camadas, o FRP passa a controlar o comportamento, elevando significativamente a eficiência do confinamento e reduzindo a diferença entre os materiais do núcleo. Portanto, o confinamento com maior número de camadas se mostra suavizar os efeitos negativos do uso do agregado reciclado, permitindo comportamento radial semelhante ao do concreto convencional.

Figura 5.21 – Curvas carga (N) vs aumento do raio do núcleo de concreto para a série C

Fonte: O autor (2025)

Figura 5.22 – Curvas carga (N) vs aumento do raio do núcleo de concreto para a série G

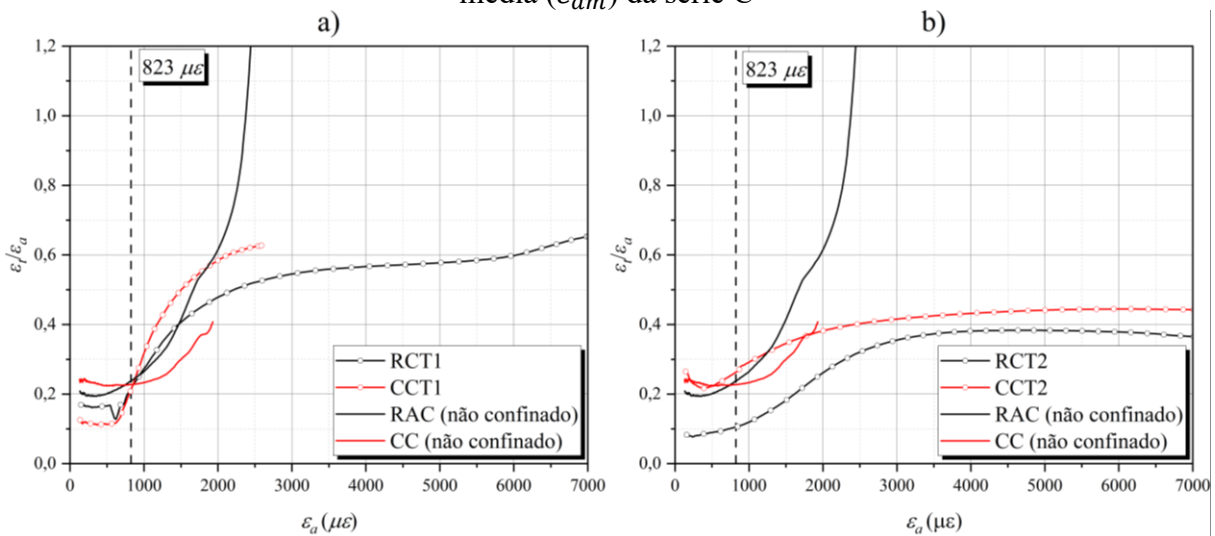


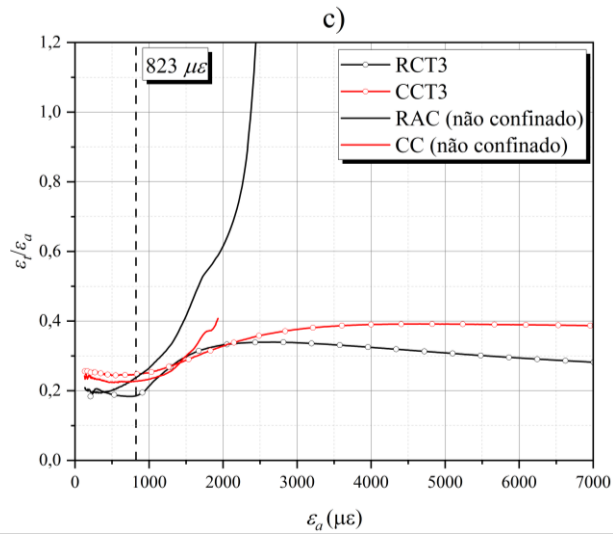
Fonte: O autor (2025)

5.2.6 Relação de deformação axial-circunferencial

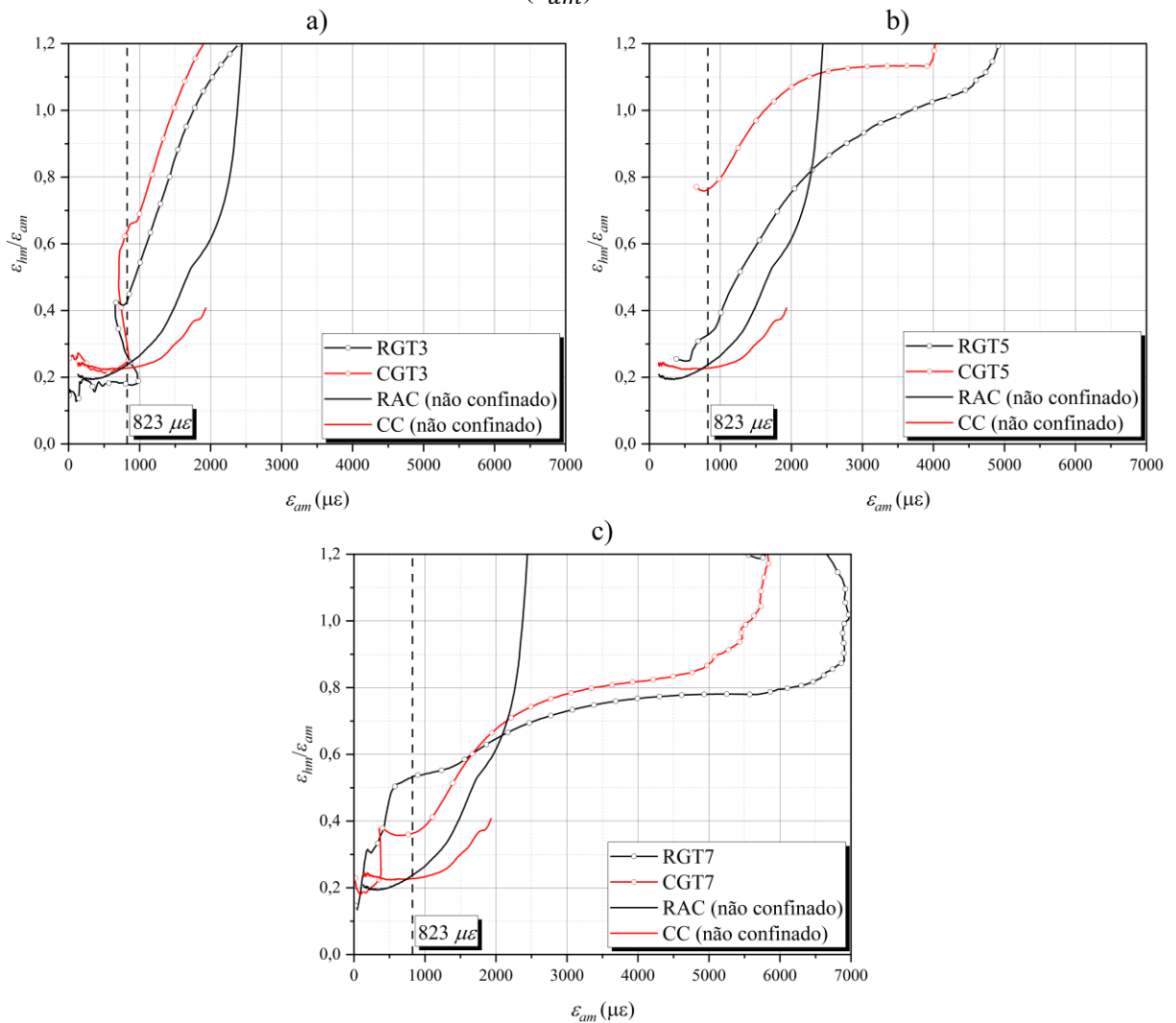
A Figura 5.23 e a Figura 5.24 mostram as curvas de deformação circunferencial/axial ($\varepsilon_{hm}/\varepsilon_{am}$) vs. deformação axial média (ε_{am}). Conforme Untiveros (2002), de forma geral, as curvas podem ser divididas em três regiões para ambos os materiais confinantes: uma porção inicial constante, seguida por um trecho linearmente ascendente até atingir um trecho aproximadamente estável. O trecho inicial com $\varepsilon_{hm}/\varepsilon_{am}$ aproximadamente constante indica uma maior rigidez, pois permite atingir maiores deformações axiais antes da falha.

Figura 5.23 – Curvas de deformação circunferencial/axial ($\varepsilon_{hm}/\varepsilon_{am}$) vs. deformação axial média (ε_{am}) da série C





Fonte: O autor (2025)

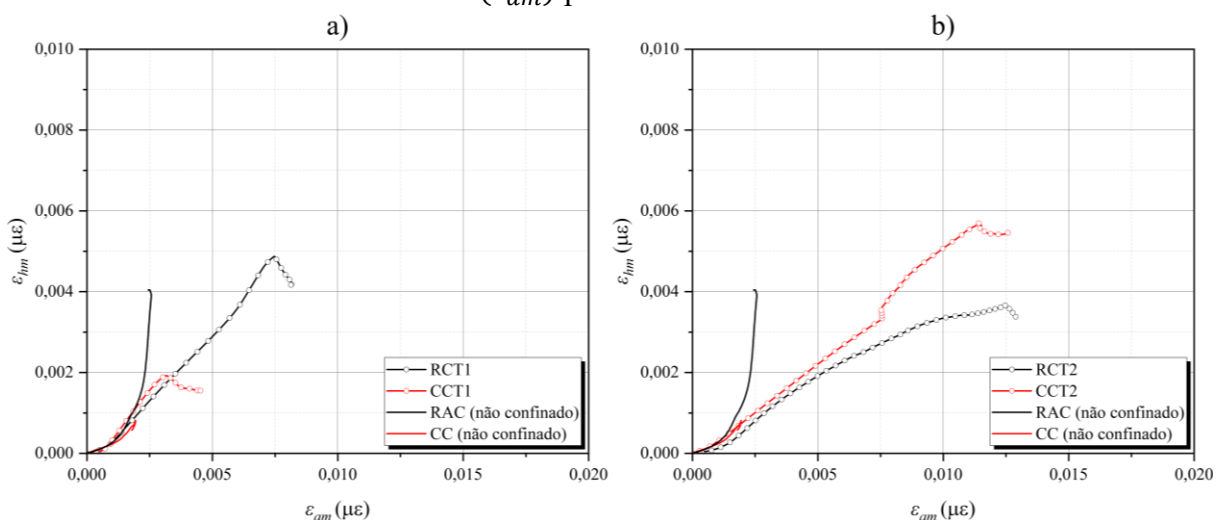
Figura 5.24 – Curvas de deformação circunferencial/axial ($\varepsilon_{hm}/\varepsilon_{am}$) vs. deformação axial média (ε_{am}) da série G

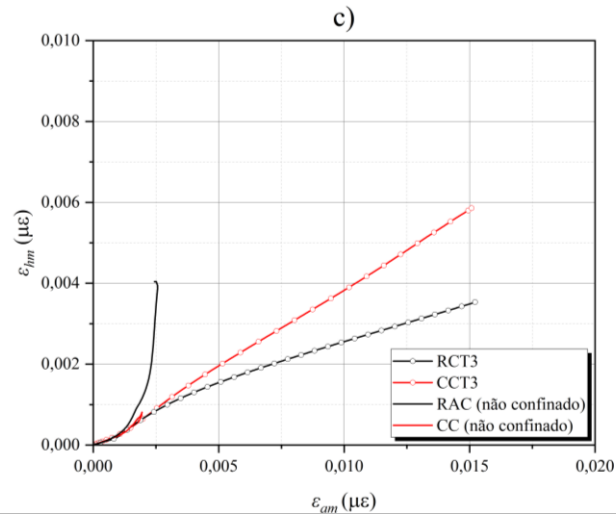
Fonte: O autor (2025)

Para o concreto convencional não confinado, a razão $\varepsilon_{hm}/\varepsilon_{am}$ manteve-se próxima de 0,23 até uma deformação aproximada de 823 $\mu\varepsilon$, correspondente a aproximadamente 189,4 kN, o que equivale a cerca de 75% da carga de pico. O comportamento pós-pico foi marcado por rápida expansão, atingindo valores próximos de 0,42 para a razão $\varepsilon_{hm}/\varepsilon_{am}$, em concordância com a literatura (UNTIVEROS, 2002). O concreto reciclado apresentou tendência semelhante, com razão $\varepsilon_{hm}/\varepsilon_{am}$ de 0,20 até uma deformação aproximada de 520 $\mu\varepsilon$, representando uma carga de 112,9 kN, ou cerca de 46% da carga de pico, evoluindo no pós-pico até valores de $\varepsilon_{hm}/\varepsilon_{am}$ próximos de 1,6. Isso mostra que o concreto reciclado possui maior expansão lateral que o concreto convencional para cargas acima de 50 % da carga de pico.

Observa-se também que, independentemente de o confinamento do concreto ser realizado por tubos de CFRP ou GFRP, a razão $\varepsilon_{hm}/\varepsilon_{am}$ mantém-se praticamente constante, em torno de 0,2, até deformações axiais correspondentes a aproximadamente 75% da carga de pico para o concreto convencional e 46% para o concreto reciclado. Além disso, à medida que o número de camadas de confinamento aumenta, a inclinação da curva diminui. Esse comportamento pode estar associado ao aumento da rigidez dos tubos, uma vez que, com o acréscimo do número de camadas de FRP, a pressão lateral também se eleva, dificultando a expansão volumétrica do núcleo de concreto e a consequente mobilização da camisa. Estes comportamentos seguem o que foi encontrado na literatura (CHEN et al., 2018; UNTIVEROS, 2002) e também podem ser observados pela Figura 5.25 e Figura 5.26 a seguir.

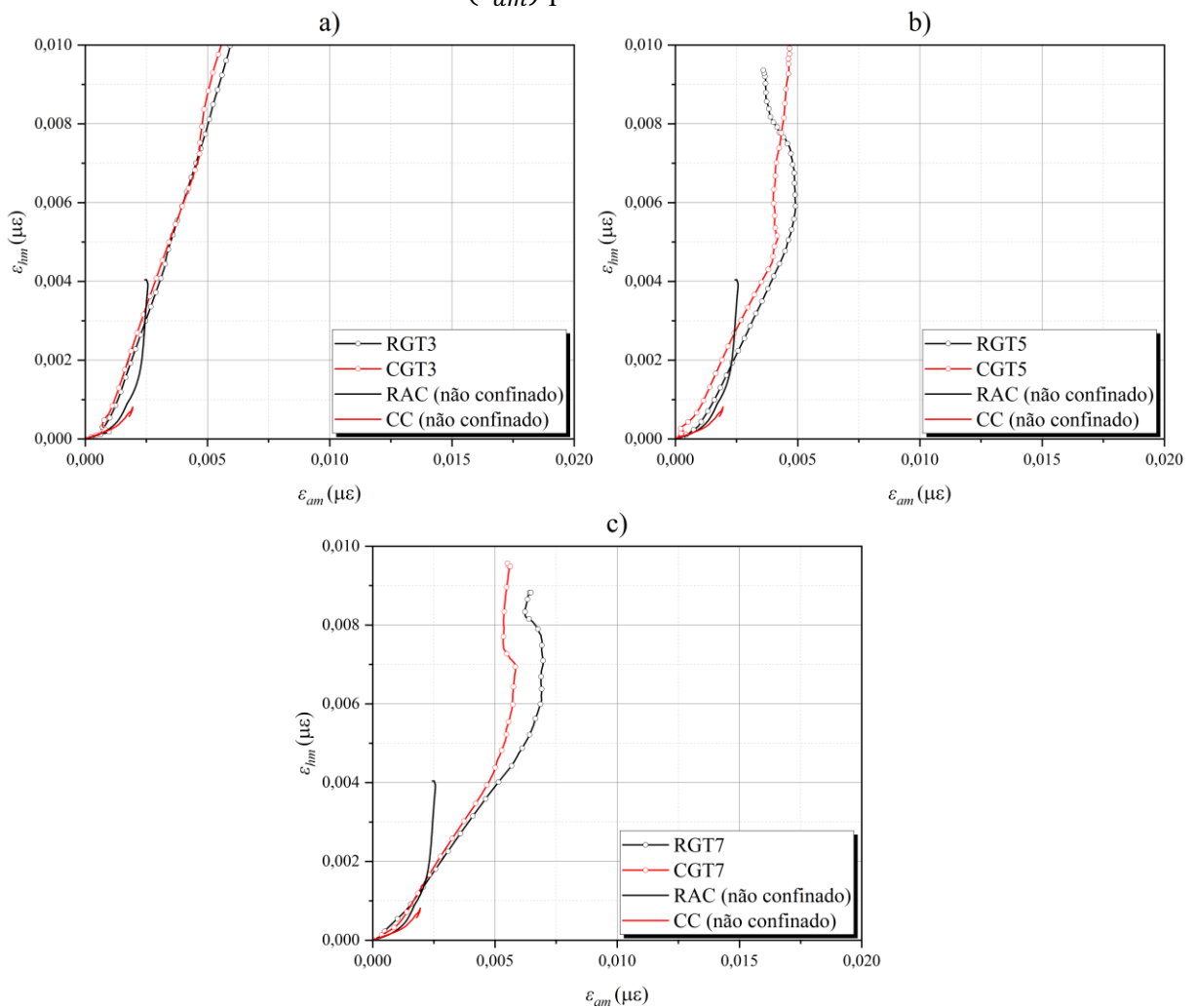
Figura 5.25 – Curvas deformação circunferencial média (ε_{hm}) vs deformação axial média (ε_{am}) para a série C





Fonte: O autor (2025)

Figura 5.26 – Curvas deformação circunferencial média (ε_{hm}) vs deformação axial média (ε_{am}) para a série G



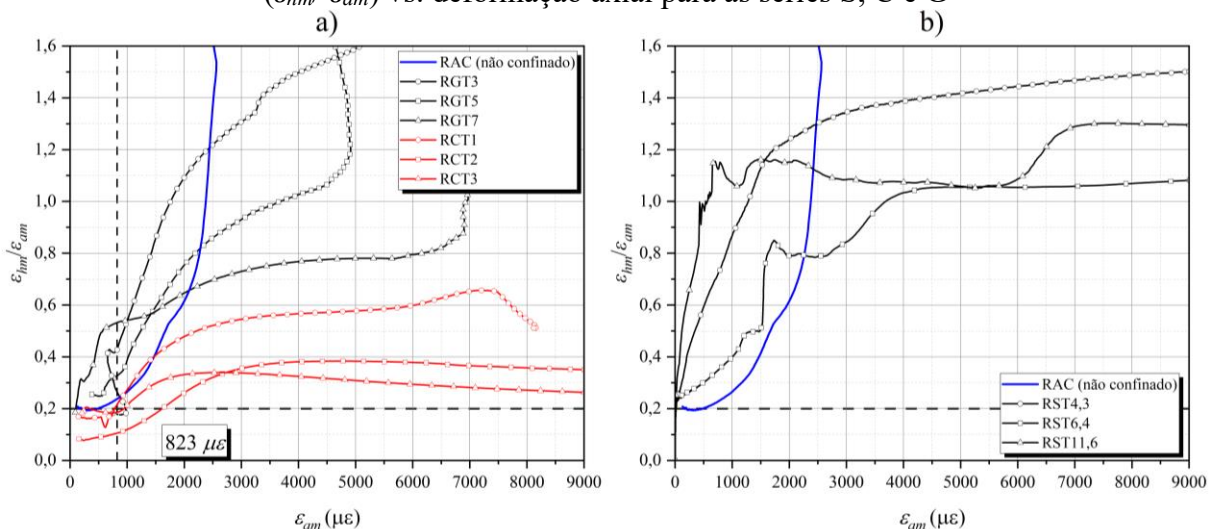
Fonte: O autor (2025)

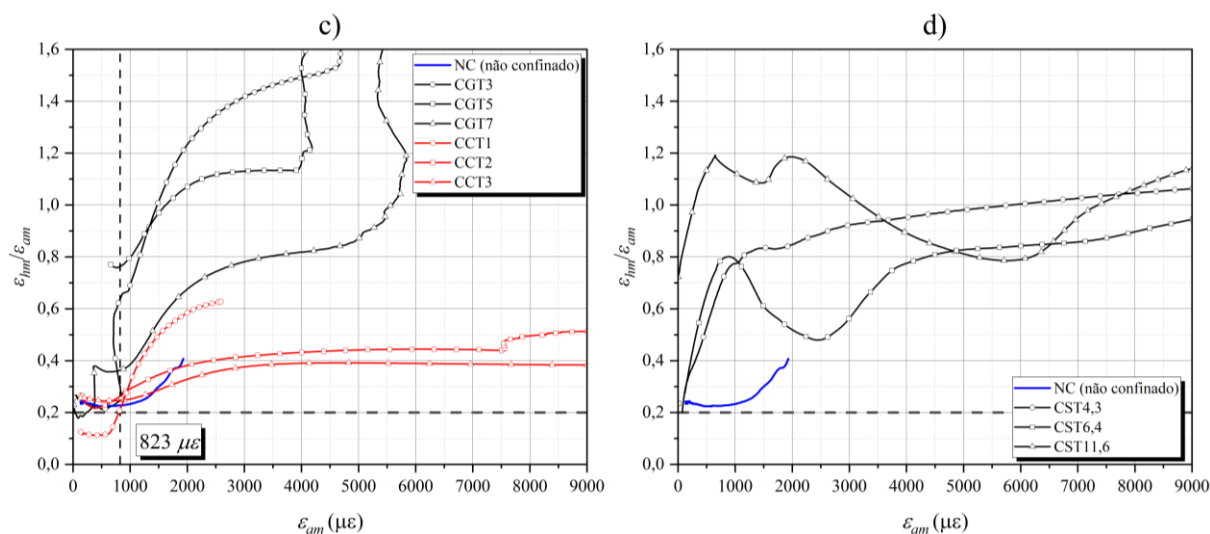
Observa-se que as deformações transversais do RAC confinado por FRP foram menores que do CC confinado para ambos os tipos de confinamento. Nos tubos de aço, o concreto reciclado apresentou maiores deformações e ductilidade que o concreto convencional, devido ao confinamento ativo e contínuo proporcionado pelo comportamento elasto-plástico do aço, que mantém pressão lateral constante durante a compressão. Já o confinamento por FRP, de natureza passiva e linearmente elástica, depende de maior dilatação lateral para ser ativado, o que é limitado no concreto reciclado pela presença de microfissuras e pela menor rigidez da zona de transição interfacial. Assim, enquanto o aço se beneficia da maior deformabilidade do concreto reciclado, o FRP tem sua eficiência reduzida. Estudos de Zhou et al. (2016) e Zhou (2019) relatam resultados semelhantes.

5.3 COMPARAÇÃO ENTRE OS MATERIAIS DE CONFINAMENTO

A Figura 5.27 apresenta a evolução da relação entre deformações circunferenciais e axiais ($\varepsilon_{hm}/\varepsilon_{am}$) em função da deformação axial média (ε_{am}) para colunas curtas de concreto convencional (CC) e reciclado (RAC) confinadas por tubos de GFRP, CFRP e aço. O parâmetro $\varepsilon_{hm}/\varepsilon_{am}$ é indicativo direto da eficiência do confinamento, pois reflete a ativação da pressão lateral no compósito ou no tubo de aço em resposta à expansão do núcleo de concreto (UNTIVEROS, 2002).

Figura 5.27 – Comparação entre as curvas da relação de deformação circunferencial/axial ($\varepsilon_{hm}/\varepsilon_{am}$) vs. deformação axial para as séries S, C e G





Fonte: O autor (2025)

As amostras com menor espessura (4,3 mm) apresentaram maior tendência de aumento na razão $\varepsilon_{hm}/\varepsilon_{am}$ para o confinamento com RAC em comparação ao CC, além de exibirem menores variações dessa razão ao longo da deformação axial, em relação às demais espessuras, para ambos os tipos de núcleo. Esses resultados indicam um confinamento mais efetivo para tubos de menor espessura quando utilizados com RAC. Com o aumento da espessura (6,4 mm e 11,6 mm), observa-se maior sensibilidade à dilatação lateral para ambos os tipos de concreto confinados em pequenas deformações. A estabilidade de crescimento da razão $\varepsilon_{hm}/\varepsilon_{am}$ é atingida apenas em deformações axiais mais elevadas, indicando uma maior sensibilidade deformacional associada ao aumento da espessura do tubo. Além disso, percebe-se que há um crescimento estável maior na relação $\varepsilon_{hm}/\varepsilon_{am}$ para confinamento do CC do que para RAC com tubos de maior espessura.

Os tubos de 6,4 mm e 11,6 mm mostraram-se mais sensíveis à dilatação lateral nas fases iniciais de carregamento para ambos os tipos de concreto, evidenciada pelo rápido crescimento da razão $\varepsilon_{hm}/\varepsilon_{am}$, que tende a se estabilizar apenas em deformações mais elevadas. Isso indica que tubos mais espessos apresentam maior rigidez circunferencial e retardam o regime de estabilização da resposta lateral. Além disso, o crescimento da razão $\varepsilon_{hm}/\varepsilon_{am}$ é mais pronunciado em amostras com concreto convencional (CC) do que com concreto reciclado (RAC), sugerindo que o núcleo de RAC perde a capacidade de mobilizar o confinamento em estágios avançados de deformação axial. Esse efeito pode ser explicado pela degradação progressiva da matriz e da ZTI, que limita a mobilização de tensões laterais adicionais. O concreto convencional, por sua vez, mantém a coesão e a compatibilidade de deformação,

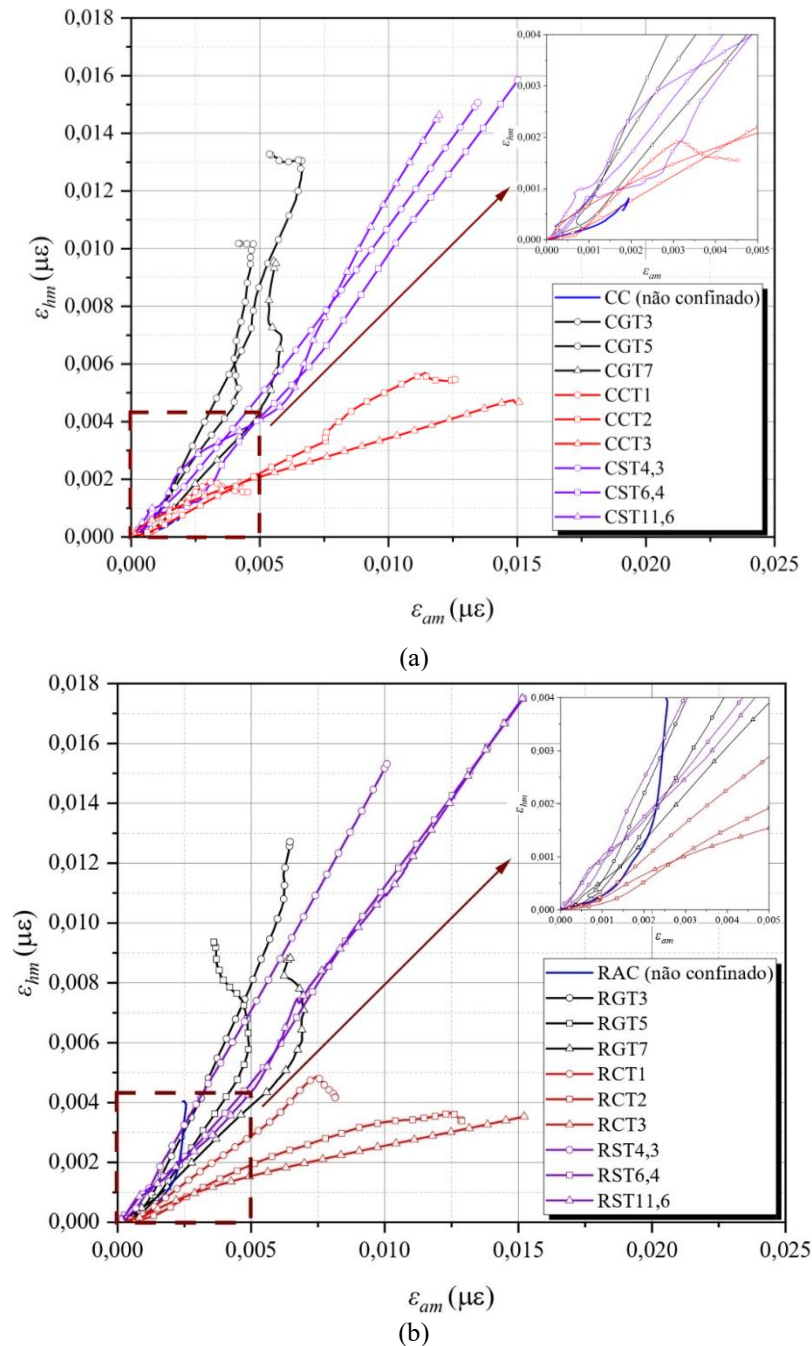
permitindo maior continuidade no aumento da deformação circunferencial até o colapso do conjunto.

Nos tubos de FRP (séries C e G), o confinamento apresentou caráter passivo, sendo ativado apenas quando a deformação axial atingiu o limite elástico do concreto não confinado ($\sim 823 \mu\epsilon$). As curvas experimentais mostraram comportamentos distintos entre CFRP e GFRP. O CFRP apresentou confinamento mais rígido e menos deformável, caracterizado por rápido aumento inicial de $\epsilon_{hm}/\epsilon_{am}$ seguido de estabilização, indicando elevada eficiência inicial, porém limitada pela baixa capacidade deformacional do compósito devido ao seu alto módulo de elasticidade. Em contraste, o GFRP exibiu resposta mais gradual e contínua até altas deformações, refletindo melhor compatibilidade com a dilatação do concreto devido ao seu menor módulo e maior capacidade de deformação. O aumento do número de camadas ampliou significativamente a eficiência do confinamento em ambos os materiais.

As análises mostram que o aço proporciona confinamento imediato e rígido, o CFRP oferece alta resistência e o GFRP combina melhor resistência e ductilidade. O tipo de material confinante afeta tanto a resistência máxima quanto o modo de falha e o comportamento pós-pico, confirmando o modelo passivo de Mander et al. (1988), no qual a pressão lateral mobilizada controla a resistência e a ductilidade do concreto confinado.

As curvas apresentadas na Figura 5.28 representam a variação da deformação circunferencial média (ϵ_{hm}) em função da deformação axial média (ϵ_{am}) para os exemplares de concreto reciclado (RAC) e convencional (CC) confinados por tubos de GFRP, CFRP e aço. De forma geral, as curvas apresentam comportamento quase linear até deformações axiais intermediárias, variando conforme o tipo de material confinante e confinado. Como já confirmado anteriormente, com o aumento da deformação axial, a expansão lateral do concreto intensifica o confinamento, especialmente nos tubos de GFRP. Nos tubos de aço, o confinamento é ativo desde o início, com relação $\epsilon_{hm} \propto \epsilon_{am}$ linear e inclinação mais acentuada, resultado da mobilização simultânea de tensões laterais e axiais. Nos tubos de FRP, o confinamento é passivo, sendo ativado gradualmente à medida que o concreto entra em regime não linear.

Figura 5.28 – Comparação entre as curvas de deformação circunferencial média vs. deformação axial média



Fonte: O autor (2025)

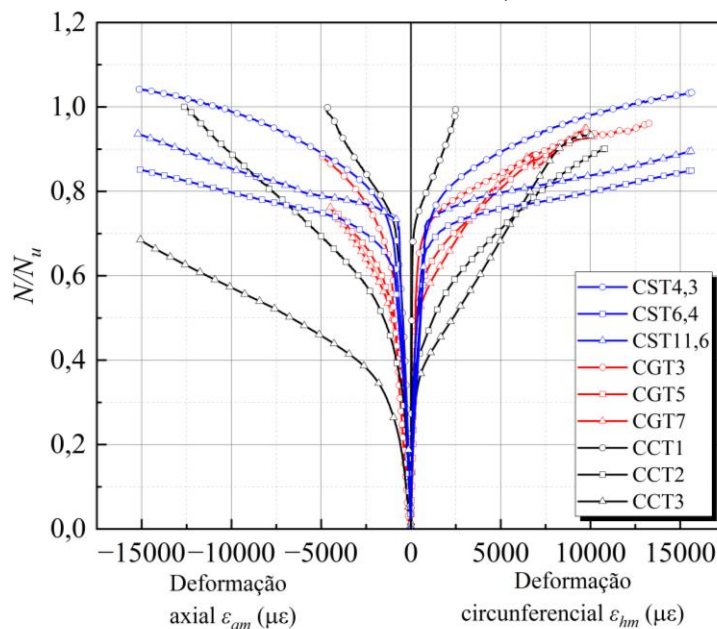
O aumento do número de camadas nos FRPs e da espessura nos tubos metálicos resultaram na redução da inclinação das curvas, refletindo o aumento da restrição lateral ao núcleo de concreto. Contudo, o aumento excessivo da espessura do tubo metálico confere maior rigidez, o que reduz a deformabilidade global do sistema e pode limitar o ganho de ductilidade (ELLOBODY; YOUNG; LAM, 2006). Nos FRPs, o acréscimo de camadas intensifica o confinamento, mas o efeito é mais evidente no GFRP do que no CFRP. No GFRP, a maior

deformabilidade do material permite um crescimento contínuo da deformação circunferencial mesmo após o pico de carga, enquanto o CFRP tende a estabilizar ou apresentar ruptura súbita em deformações menores.

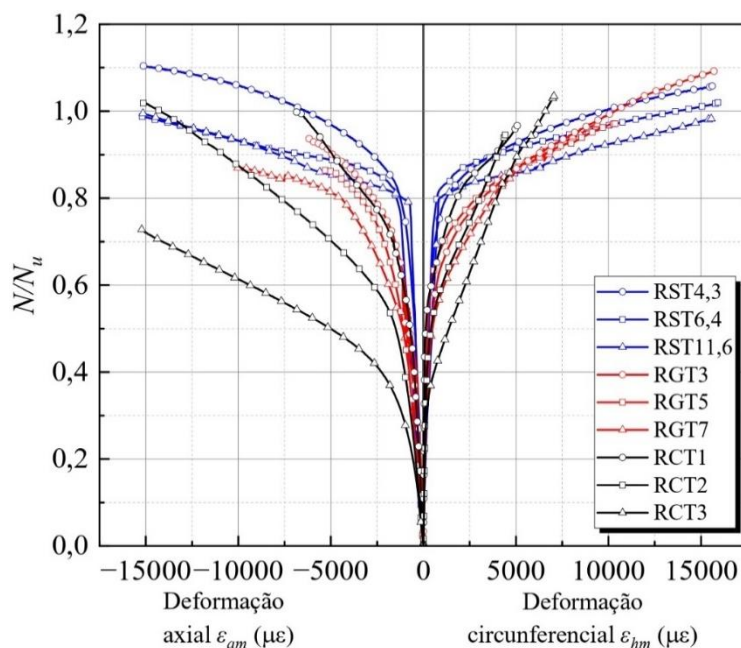
Nos tubos de menor espessura ou menor número de camadas, o comportamento do RAC difere do CC, principalmente para tubos de aço e CFRP. Após certa deformação axial, as curvas do RAC apresentam grandes tendências de crescimento da deformação circunferencial, sugerindo que o núcleo reciclado ganha capacidade de expandir lateralmente contra a parede do tubo.

A Figura 5.29 apresenta curvas da carga normalizada (N/N_u) em função das deformações axiais (ε_{am}) e circunferenciais médias (ε_{hm}). Assim como anteriormente, os resultados confirmam que o aço e o GFRP promovem confinamento com maior capacidade de redistribuição de tensões, enquanto o CFRP atua de forma mais eficiente em termos de resistência máxima, mas limitada em ductilidade. Assim, o comportamento pós-pico mostra-se mais estável para os tubos de aço e de GFRP, os quais apresentam ramificações laterais mais amplas nas curvas de resposta (UNTIVEROS, 2002).

Figura 5.29 – Comparação entre as curvas normalizadas (N/N_u) vs. deformação axial e circunferencial das séries S, C e G



(a)



(b)

Fonte: O autor (2025)

O aumento do número de camadas nos tubos de GFRP e CFRP intensificou o confinamento, mas o ganho foi mais perceptível nos compósitos de vidro, cuja maior deformabilidade favoreceu o crescimento da deformação circunferencial mesmo em altas taxas de compressão axial. Esse comportamento sugere que, para concretos mais deformáveis, como o RAC, a compatibilidade entre a rigidez lateral do tubo e o módulo do concreto é fator determinante para maximizar a eficiência do confinamento.

5.4 COMENTÁRIOS DO CAPÍTULO

Os resultados experimentais obtidos neste capítulo evidenciam que o comportamento mecânico de colunas curtas preenchidas com concreto convencional (CC) e reciclado (RAC) é fortemente influenciado pelo tipo de material confinante, pelo nível de confinamento aplicado e pelas particularidades do núcleo. Em todas as séries avaliadas aço (S), CFRP (C) e GFRP (G), verificou-se que a substituição total por agregados reciclados resultou em reduções moderadas da capacidade resistente, ainda que tais reduções tenham sido mitigadas pelo efeito de confinamento.

Para os tubos de aço, o confinamento ativo e contínuo promoveu comportamento altamente dúctil, com encruamento pós-escoamento e mobilização plena da resistência do aço antes do atingimento da capacidade resistente do sistema. Apesar disso, verificou-se que aumentos excessivos da espessura do tubo limitaram a mobilização lateral do núcleo de RAC, que atingiu níveis de degradação interna antes de conseguir ativar plenamente o confinamento.

Esse efeito manifestou-se na maior diferença de capacidade resistente entre RAC e CC para tubos espessos.

A comparação direta entre os três sistemas demonstrou que o aço oferece confinamento mais rígido e imediato, os FRPs oferecem confinamento progressivo e dependente da dilatação lateral, e o comportamento global depende fortemente da compatibilidade entre rigidezes do confinante e do núcleo.

A análise das curvas normalizadas confirmou que os tubos de aço e GFRP proporcionam respostas pós-pico mais estáveis, enquanto o CFRP mantém superioridade em resistência máxima, porém com ductilidade reduzida. Também se observou que o aumento do número de camadas nos FRPs ou da espessura nos tubos metálicos reduz a inclinação da relação $\varepsilon_{hm}/\varepsilon_{am}$, refletindo aumento da rigidez lateral e limitação da dilatação volumétrica do núcleo.

CAPÍTULO 6. SIMULAÇÕES NUMÉRICAS

Neste capítulo são descritas as etapas de desenvolvimento das simulações numéricas realizadas no *software* de elementos finitos *ABAQUS*® (v. 2017). Inicialmente, apresenta-se a construção do modelo numérico, contemplando as características dos materiais, a geometria, as condições de vinculação e a aplicação do carregamento. A calibração do modelo é apresentada em seguida, realizada em duas etapas: a primeira com base nos resultados experimentais obtidos neste trabalho, e a segunda utilizando dados da literatura – para o aço, foram empregados os estudos de Oliveira (2008) e Gerin (2020), enquanto para o FRP utilizou-se a referência de Xie e Ozbakkaloglu (2016) e Zhao, Yu e Teng (2015). Por fim, são conduzidas análises paramétricas, nas quais são variadas propriedades físicas e geométricas dos modelos, visando uma avaliação mais abrangente do comportamento estrutural em estudo.

6.1 MODELO CONSTITUTIVO PARA O CONCRETO

6.1.1 *Concrete Damaged Plasticity* (CDP)

O modelo constitutivo empregado para a representação do comportamento do concreto foi o *Concrete Damaged Plasticity* (CDP) ou modelo de dano acoplado à plasticidade. Este modelo multiaxial proposto por Lubliner *et al.* (1989) e desenvolvido por Lee e Fenves (1998), ao qual é descrito na forma de tensão efetiva²⁴ é um modelo já implementado no *ABAQUS* e consolidado na representação do comportamento mecânico do concreto e outros materiais quase-frágeis. No caso do modelo CDP, há a necessidade de quatro suposições básicas, são elas: **leis de evolução de dano, superfície de plastificação inicial ou critério de plastificação ou escoamento (*Yield criterion*), leis de encruamento e “amolecimento”²⁵ (*Hardenening/Softening law*) e regra de fluxo (*Flow rule*).**

Vários resultados evidenciaram que a não linearidade do concreto pode ser atribuída ao dano ou plasticidade, ou derivam de uma combinação de ambos, enquanto a degradação da

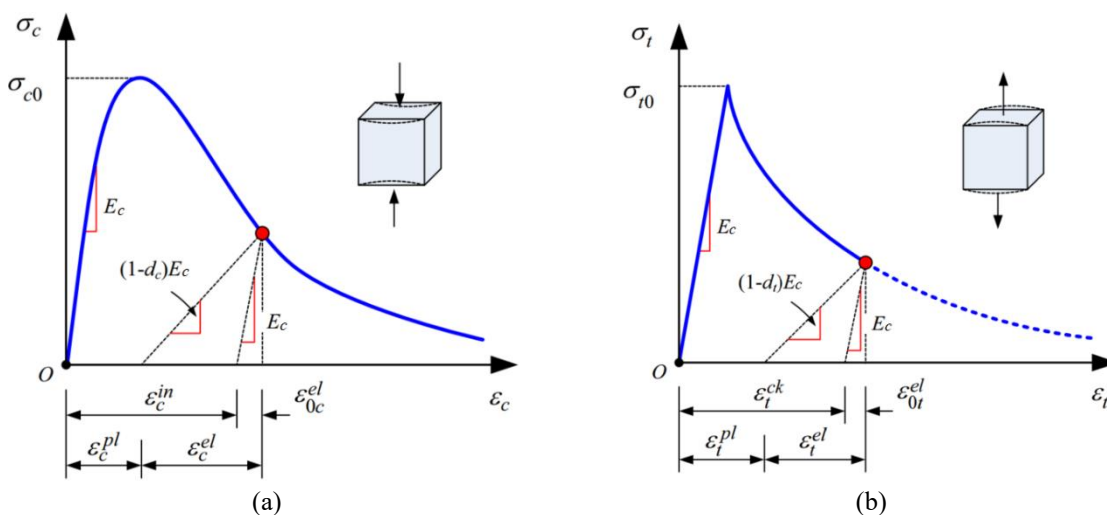
²⁴ De acordo com Besson *et al.* (2010) é a tensão aplicada sobre a seção de resistência (ou seção líquida) de uma amostra danificada ou fissurada.

²⁵ O termo amolecimento não é considerado por alguns autores o mais adequado. Deve-se ao fato de que o material não fica necessariamente mais mole e sim um alívio da tensão média. Portanto, após um material alcançar a resistência à tração, as tensões suportadas por este mesmo material diminuem à medida que as deformações aumentam.

elasticidade do descarregamento está principalmente associada à evolução dos danos (CHI *et al.*, 2017). O CDP é um modelo constitutivo que combina conceitos de plasticidade e dano para representar de forma mais realista o comportamento do concreto sob carregamento. Tradicionalmente, a plasticidade permite descrever a formação de deformações residuais devido a carregamentos aplicados, mas não captura adequadamente a degradação da rigidez causada pelo surgimento de fissuras. Por outro lado, os modelos de dano penalizam a rigidez do material conforme o nível de fissuração, mas não representam deformações irreversíveis durante o descarregamento. O CDP integra essas duas abordagens, utilizando uma superfície de escoamento que evolui conforme as leis de encruamento (*hardening*) e “amolecimento” (*softening*), obtidas a partir do comportamento uniaxial do material em tração/compressão. Além disso, incorpora leis de evolução do dano para calcular a degradação da rigidez, permitindo uma descrição mais completa do comportamento não linear do concreto, incluindo tanto as deformações permanentes quanto a perda progressiva de resistência devido à microfissuração.

O CDP oferece uma capacidade de modelagem progressiva de dano no material. O dano é descrito pela variável d , onde seu valor é considerado zero quando um material está totalmente íntegro e 1 relaciona-se ao dano completo ou ao início do faturamento. Os fatores de dano d_c e d_t , representam a taxa de degradação da rigidez do concreto causada pelo dano no material durante a compressão (esmagamento – *crushing*) e tração (fissuras – *cracking*), respectivamente, sob tensão uniaxial (Figura 6.1). Segundo Demin e Fukang (2017), o modelo CDP do concreto no programa *ABAQUS* é considerado adequado para materiais quase frágeis (Concreto).

Figura 6.1 – Comportamento tensão vs deformação do concreto no modelo CDP: resposta uniaxial em compressão (a) e tração (b)



Fonte: Adaptado de Chi *et al.* (2017)

O diagrama tensão vs deformação do concreto sob compressão uniaxial (Figura 6.1a) apresenta inicialmente um comportamento linear até determinado nível de tensão, a partir do qual se inicia o regime plástico. Nessa fase, a tensão continua a aumentar até atingir o valor máximo (σ_{c0}), acompanhada pela redução do módulo de elasticidade do concreto (E_c). Posteriormente, observa-se a diminuição progressiva da tensão com o aumento da deformação. No caso da tração (Figura 6.1b), a resposta do material mantém uma relação elástico-linear até alcançar a tensão de ruptura (σ_{t0}), momento em que começam a se formar microfissuras. Para tensões acima desse limite, a curva demonstra uma redução no módulo de elasticidade do concreto (E_c), promovendo a deformação localizada na estrutura de concreto. Como consequência, ocorre a diminuição da tensão simultaneamente ao crescimento da deformação.

De modo geral, a deformação ε pode ser decomposta de acordo com a teoria elasto-plástica, em deformação elástica ε^{el} e deformação plástica ε^{pl} (Equação (6.1).

$$\varepsilon = \varepsilon^{el} + \varepsilon^{pl}; \varepsilon^{el} = \sigma/E_c \quad (6.1)$$

Nos diagramas, pode-se notar que há uma mudança de valor no módulo de elasticidade no regime plástico, este valor é denominado de módulo de elasticidade danificado (ou efetivo) $\bar{E}$ e segundo Lemaitre (2007) é dado por:

$$\bar{E} = (1 - d)E_c \quad (6.2)$$

Ao levar em conta as Equações (6.1) e (6.2), tem-se a Equação (6.3), que apresenta a função do estado de tensões em função da elasticidade inicial e dos tensores de deformação.

$$\sigma = (1 - d)E_c(\varepsilon - \varepsilon^{pl}); \bar{\sigma} = E_c(\varepsilon - \varepsilon^{pl}) \quad (6.3)$$

Finalmente, conforme a Figura 6.1, a Equação (6.3) pode ser simplificada de acordo com o dano à compressão (d_c) e tração (d_t), resultando nas Equações (6.4) e (6.5).

$$\sigma_t = (1 - d_t)E_0(\varepsilon - \varepsilon^{pl}); \bar{\sigma}_t = E_0(\varepsilon_t - \varepsilon_t^{pl}) \quad (6.4)$$

$$\sigma_c = (1 - d_c)E_0(\varepsilon - \varepsilon^{pl}); \bar{\sigma}_c = E_0(\varepsilon_c - \varepsilon_c^{pl}) \quad (6.5)$$

Onde $\bar{\sigma}_t$ e $\bar{\sigma}_c$ são valores de tensão efetiva de tração e compressão, respectivamente; e σ_t e σ_c são as tensões de tração e compressão de referência, respectivamente.

As relações constitutivas apresentadas se referem ao estado uniaxial de tensões, no entanto, sabe-se que, na prática, um elemento dificilmente está sob estas condições. A resposta

de materiais como o concreto é muito mais complexa em outros estados. Para condições de estado multiaxial, as equações anteriores foram reformuladas e dadas como:

$$\sigma = (1 - d)D_0^{el} : (\varepsilon - \varepsilon^{pl}) \quad (6.6)$$

Onde D_0^{el} é a matriz de elasticidade inicial (sem danos) e “:” indica o produto interno da Frobenius.

Segundo Chi et al. (2017), a superfície de escoamento define o estado crítico de tensão, além do qual a deformação plástica se inicia. O modelo constitutivo utilizado para representar o comportamento do material concreto é baseado no conceito de tensão efetiva de Lemaitre e Chaboche (1994). O critério de plastificação, fundamentado no trabalho de Lubliner *et al.* (1989) e Lee e Fenves (1998), é aplicado para simular o comportamento não linear de um compósito. A Equação (6.7) apresenta o critério de plastificação e a Equação (6.8) seus parâmetros.

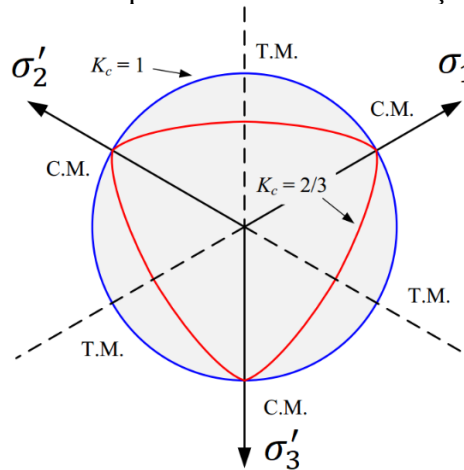
$$F(\bar{\sigma}) = \frac{1}{1 - \alpha} (\bar{q} - 3\alpha\bar{p} + \beta_1(\varepsilon^{pl})\langle\bar{\sigma}_{m\acute{a}x}\rangle - \gamma_a\langle\bar{\sigma}_{m\acute{a}x}\rangle) - \bar{\sigma}_c(\varepsilon_c^{pl}) = 0 \quad (6.7)$$

$$\alpha = \frac{(f_{b0}/f_{0c}) - 1}{2(f_{b0}/f_{0c}) - 1}; \quad 0 \leq \alpha \leq 0,5$$

$$\beta_1(\varepsilon^{pl}) = (1 - \alpha) \frac{f_{0c}(\varepsilon_c^{pl})}{f_{0t}(\varepsilon_t^{pl})} - (1 + \alpha) \quad (6.8)$$

$$\gamma_a = \frac{3(1 - K_c)}{2K_c - 1}$$

Onde $\bar{q}$ é a tensão desviatória equivalente de *von Mises* dada por $\bar{q} = \sqrt{3/2 (S_{ij} : S_{ij})}$ com S_{ij} sendo o tensor de tensão desviador; $\bar{p}$ é a tensão hidrostática efetiva dada por $\bar{p} = -(1/3)tr(\bar{\sigma})$ com “*tr*” representando o traço da matriz; $\bar{\sigma}_{m\acute{a}x}$ representa o maior autovalor algébrico do tensor de tensão efetiva; $\langle \cdot \rangle$ é o operador de Macauley definido como $\langle x \rangle = (|x| + x)/2$; f_{b0} é a tensão de compressão biaxial; f_{0c} e f_{0t} são as tensões de escoamento à compressão e tração, respectivamente; $f_{0c}(\varepsilon_c^{pl})$ e $f_{0t}(\varepsilon_t^{pl})$ são as curvas uniaxiais de deformação plástica vs tensão na compressão e na tração, respectivamente; K_c é uma constante que governa a razão entre a distância do eixo hidrostático ao meridiano de tração e de compressão no plano desviador e define a forma da superfície de falha no plano desviatório, a qual é calibrada experimentalmente como apresentado na Figura 6.2, onde os planos σ'_1 , σ'_2 e σ'_3 representam as tensões principais desviatórias. É importante destacar que este trabalho não aborda o desenvolvimento teórico detalhado nem a dedução das expressões apresentadas, sendo necessária a consulta a obras especializadas como Kossa (2011) e Chen e Han (2007) para uma análise mais aprofundada dos conceitos.

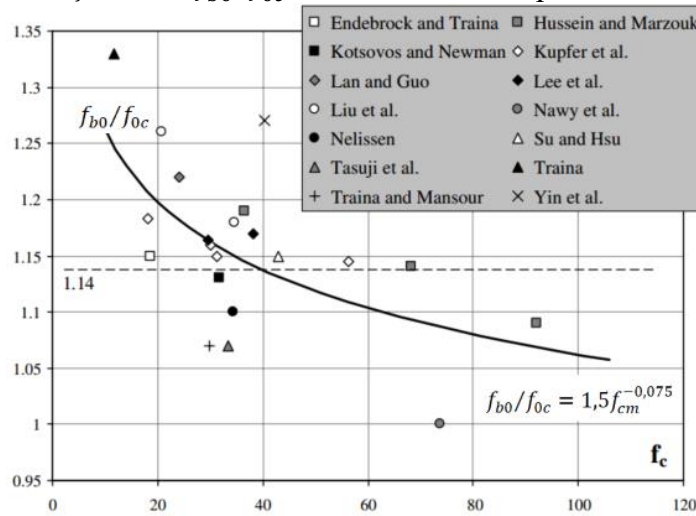
Figura 6.2 – Superfície de falha em função de K_c Fonte: Adaptado de Chi *et al.* (2017)

O parâmetro K_c apresenta variação entre 0,5 e 1,0, sendo fundamental para a definição da superfície de falha. O meridiano de compressão (CM), que representa a curva de interseção entre a superfície de falha e um plano com inclinação de 60 graus em relação ao eixo hidrostático, contrasta com o meridiano de tração (TM), cujo ângulo correspondente é de 30 graus. Para concretos convencionais - aqueles que não se classificam como concreto de alto desempenho com adição de fibras ou outros materiais complementares - o valor de K_c que melhor aproxima os resultados experimentais é $2/3$ (0,667) (FERROTTO; FISCHER; CAVALERI, 2018; HAN; YAO; TAO, 2007), conforme ilustrado na Figura 6.2. Quando K_c assume valor unitário, a superfície de falha se torna circular, com distâncias iguais entre o eixo hidrostático e ambos os meridianos (CM e TM), caracterizando o critério de Drucker-Prager (1952).

Por meio de estudos experimentais, Papanikolaou e Kappos (2007) mostraram a relação entre f_{b0}/f_{0c} e a resistência à compressão média do concreto (f_{cm}) pela Equação (6.9).

$$f_{b0}/f_{0c} = 1,5 f_{cm}^{-0,075} \quad (6.9)$$

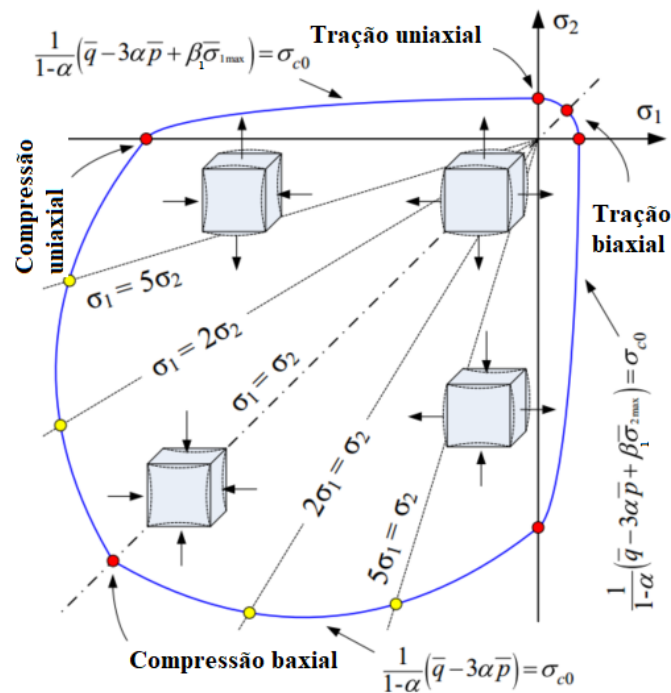
A Figura 6.4 mostra que valores laboratoriais da relação f_{b0}/f_{0c} variam, geralmente, entre 1,05 e 1,20, portanto, α normalmente varia entre 0,045 a 0,14.

Figura 6.3 – Relação entre f_{b0}/f_{0c} e resistência à compressão média do concreto

Fonte: Adaptado de Papanikolaou e Kappos (2007)

A curva tensão vs deformação no concreto é controlada por uma elasticidade danificada, em que fissuras reduzem a rigidez do material. O dano é caracterizado por duas variáveis independentes: a deformação plástica de tração e a de compressão, que representam o crescimento de microfissuras e influenciam a evolução da superfície de escoamento. A degradação da rigidez está diretamente ligada à energia dissipada na formação dessas fissuras (ABAQUS, 2016). A Figura 6.4 retrata a função de escoamento plástico, ou seja, a superfície de falha no estado plano de tensões.

Figura 6.4 – Função de escoamento plástico (superfície de falha) para o estado plano de tensões

Fonte: Adaptado de Chi *et al.* (2017)

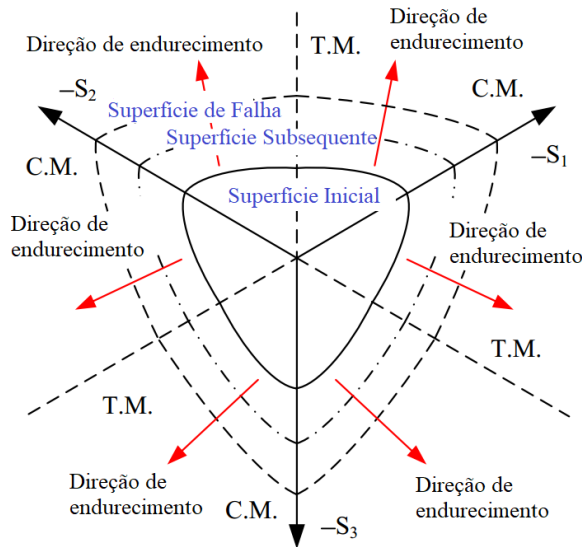
A *Hardening/softening law* define a forma e a localização da superfície de carga, bem como a resposta do material após escoamento plástico inicial. A lei de encruamento descreve o comportamento pré-pico como o término da região elástica e a lei de amolecimento define o comportamento pós-pico durante o escoamento plástico. No programa ABAQUS assume-se um encruamento isotrópico (CHI *et al.*, 2017), como apresentado na Figura 6.5. A evolução é conduzida pela deformação plástica equivalente, como na Equação (6.7). Para uma compressão e tensão uniaxial (Figura 6.1), a relação entre a tensão de escoamento e a deformação inelástica é expressa como:

$$\varepsilon_c^{ch} = \varepsilon_c - \varepsilon_{0c}^{el}; \varepsilon_{0c}^{el} = \sigma_c/E_c \quad (6.10)$$

$$\varepsilon_t^{ck} = \varepsilon_t - \varepsilon_{0t}^{el}; \varepsilon_{0t}^{el} = \sigma_t/E_c \quad (6.11)$$

Em que ε_c^{ch} e ε_t^{ck} são as deformações de esmagamento (*crushing*) à compressão e fissuramento (*cracking*) à tração, respectivamente.

Figura 6.5 – Encruamento (*hardening*) isotrópico no plano desviatório



Fonte: Adaptado de Chi et al. (2017)

Nota-se que os dados de descarregamento fornecidos ao CDP estão em função dos danos no material (Figura 6.1). Assim, Earij *et al.* (2017) e Chi *et al.* (2017), demonstram as equações que definem os valores de deformação plásticas, disponíveis no *software* ABAQUS e exibidas a seguir.

$$\varepsilon_c^{pl} = \varepsilon_c^{in} - \frac{d_c \cdot \sigma_c}{(1 - d_c) \cdot E_c} \quad (6.12)$$

$$\varepsilon_t^{pl} = \varepsilon_t^{ck} - \frac{d_t \cdot \sigma_t}{(1 - d_t) \cdot E_c} \quad (6.13)$$

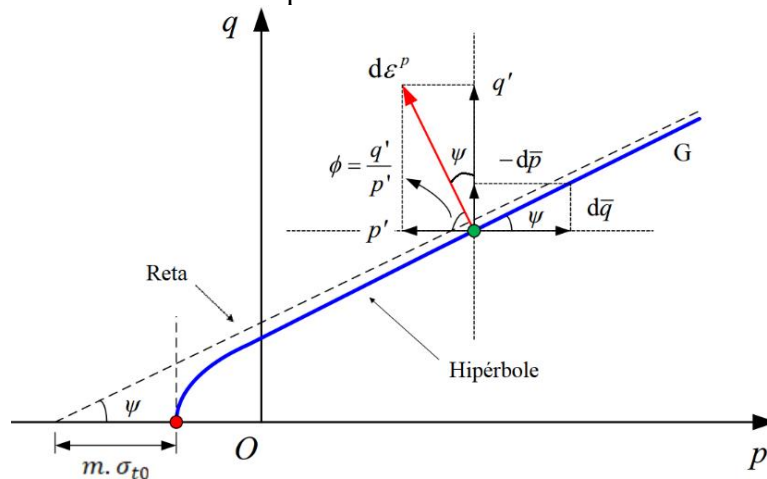
Onde ε_c^{in} e ε_t^{ck} é deformação inelástica de compressão e tração (*cracking*), respectivamente. Com isso, pode-se obter os valores do dano no concreto e, conseqüentemente, as deformações plásticas de acordo com cada tensão no regime plástico. Na ausência de dano, $\varepsilon_t^{pl} = \varepsilon_t^{ck}$ e $\varepsilon_c^{pl} = \varepsilon_c^{in}$.

A regra de fluxo (*Flow rule*) define a direção e a intensidade da deformação plástica com base em um potencial de fluxo. Diferente dos metais, o modelo CDP adota uma regra de fluxo não associada, utilizando um potencial hiperbólico no formato de Drucker-Prager (CHI *et al.*, 2017). Sendo G a função do potencial plástico dada pela Equação (6.14), a regra de fluxo é a equação constitutiva que usa o potencial plástico G para calcular os incrementos de deformação plástica.

$$G = \sqrt{(mf_t \tan \psi)^2 + \bar{q}^2} - \bar{p} \tan \psi \quad (6.14)$$

Onde ψ é o ângulo de dilatação medido no plano $p - q$, f_t é a tensão de tração de falha uniaxial e m é um parâmetro identificado como a excentricidade. Esses três parâmetros indicam a função hiperbólica do escoamento potencial de Drucker-Prager (1952). O ângulo de dilatação ψ está apresentado no plano meridional $p - q$ (Figura 6.6), juntamente com a função linear de Drucker-Prager (1952) (linha pontilhada) e a função hiperbólica (linha contínua). O ângulo ψ descreve o ângulo de inclinação da superfície potencial plástica em direção ao eixo hidrostático medido no plano meridional (KMIECIK; KAMINSKI, 2011). Ou ainda, esse parâmetro corresponde ao ângulo de inclinação entre a direção do incremento de deformação plástica ($d\varepsilon^p$) e a vertical (q'). Fisicamente, ψ é interpretado como o ângulo de atrito interno do concreto, geralmente com valores entre $30^\circ \leq \psi \leq 40^\circ$ (ABAQUS, 2016).

Figura 6.6 – Função linear e hiperbólica de Drucker-Prager: Superfície potencial plástica no plano meridional



Fonte: Adaptado de Chi et al. (2017)

O parâmetro m define a taxa com que a função hiperbólica se aproxima da função linear à medida que a tensão hidrostática cresce, ou seja, governa a forma da função plástica potencial para estados de tensão hidrostática baixa. Seu valor deve estar compreendido entre $0 \leq m \leq 1$ e na sua ausência pode ser adotado como $m = 0,1$ (ABAQUS, 2016).

O concreto apresenta comportamento de *softening* e degradação da rigidez devido a evolução do dano. Devido a isso, o *software* ABAQUS possui recursos que minimizam problemas de convergência nos resultados. O *software* adota um parâmetro nomeado de viscosidade (μ), com a finalidade de regularizar as equações constitutivas desse tipo de problema. A viscosidade (μ) atua como uma ferramenta matemática para regularizar modelos constitutivos com amolecimento, distribuindo o dano em uma área mais ampla e evitando sua localização. Quanto menor esse parâmetro, maior a região influenciada pelo dano, resultando em uma representação menos frágil do material. Para resolver problemas de convergência associados a esse comportamento, utiliza-se a regularização viscoplástica, que mantém a rigidez do material positiva em pequenos incrementos de tempo. No modelo CDP, essa técnica permite que as tensões excedam temporariamente a superfície de falha, melhorando a estabilidade numérica e a representação da degradação progressiva do material (KRAHL, 2018). Para esse fim, é utilizada a regularização de Duvaut e Lions (1976), como na Equação (6.15).

$$\dot{\varepsilon}_v^{pl} = \frac{1}{\mu} (\varepsilon^{pl} - \varepsilon_v^{pl}) \quad (6.15)$$

Onde $\dot{\varepsilon}_v^{pl}$ é a taxa de deformação visco plástica e ε_v^{pl} é a deformação visco plástica.

6.1.2 Relações constitutivas para o concreto confinado por tubos de aço

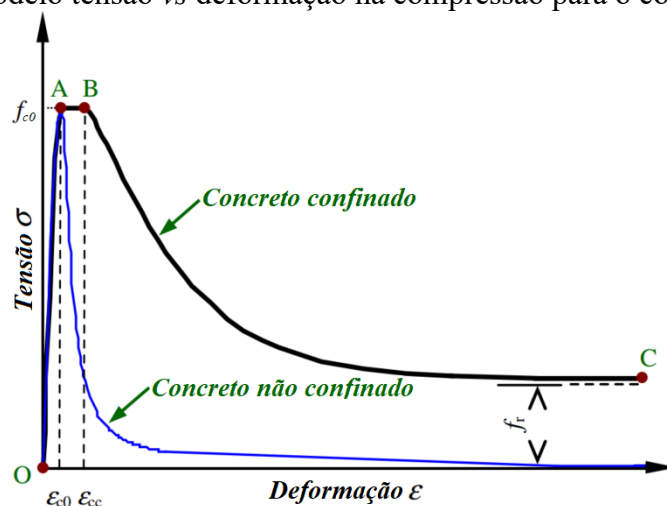
Diversos modelos empíricos buscam descrever o comportamento do concreto sob tração e compressão, mas poucos conseguem representá-lo integralmente. O desempenho do material é influenciado por múltiplos fatores, incluindo: o fator água/cimento, a dimensão dos agregados, o tipo de cimento utilizado, a forma de cura do elemento, a idade de ensaio do elemento e o efeito de confinamento. Os modelos mais eficazes são aqueles que consideram tanto a fase de endurecimento (ramo ascendente) quanto o “amolecimento” (ramo descendente) do material (ROSSI, 2021).

De acordo com diversos estudos (FERROTTO; FISCHER; CAVALERI, 2018; HAMED; HASSANEIN; HASAN, 2024; RAZA; MASOOD; HUSSAIN, 2020; TAO; WANG;

YU, 2013; YU et al., 2010b), modelos desenvolvidos para concreto não confinado não são aplicáveis à análise de concreto confinado. O *software* ABAQUS, por padrão, utiliza a curva tensão vs deformação do concreto não confinado para simular concreto confinado, mesmo quando há diferentes níveis de pressão lateral (confinamento). O problema é que o ABAQUS aplica essa mesma "regra de amolecimento" para o concreto confinado, independentemente do nível de confinamento, onde quanto maior o confinamento, mais suave é o amolecimento (ou seja, a queda da curva é menos acentuada). Para contornar essa limitação, os pesquisadores Yu et al. (2010) propõem uma abordagem mais sofisticada. Eles sugerem que a regra de amolecimento não deve depender apenas da deformação do material, mas também do nível de pressão de confinamento.

Tomando como base esse conceito, Tao, Wang e Yu (2013) propuseram um modelo de três estágios para representar a regra de *hardening/softening* por deformação do concreto confinado por tubos de aço, como mostra a Figura 6.7.

Figura 6.7 – Modelo tensão vs deformação na compressão para o concreto confinado



Fonte: Adaptado de Tao, Wang e Yu (2013)

Neste modelo, no estágio inicial (do ponto O ao ponto A), observa-se pouca ou nenhuma interação entre o tubo de aço e o concreto. Dessa forma, o ramo ascendente da relação tensão-deformação do concreto não confinado é adequado para representar a curva OA até que se atinja o pico de resistência f_{co} . No entanto, no presente estudo, a carga é aplicada exclusivamente no núcleo de concreto, o que impossibilitaria a consideração do modelo de Tao, Wang e Yu (2013) nessa fase. Contudo, devido à ausência de modelos que representem fielmente o comportamento do concreto confinado sob carregamento aplicado diretamente no núcleo, optou-se pela adoção do modelo de Tao, Wang e Yu (2013) como referência. Após o estágio inicial, um platô (do Ponto A ao Ponto B) é incluído para representar o aumento da deformação máxima do concreto

devido ao confinamento. Durante este estágio, qualquer aumento de resistência do concreto devido ao confinamento será capturado na simulação por meio da interação entre o tubo de aço e o concreto. Além do Ponto B, define-se uma porção de *softening* com aumento da ductilidade resultante do confinamento. Para descrever a fase inicial (curva ascendente OA), foi utilizado um modelo proposto por Samani e Attard (2012) (Equação (6.16)). Na falta da deformação no pico de tensão sob compressão uniaxial do concreto convencional (ε_{co}) a Equação (6.17) proposta por Nicolo, Pani e Pozzo (1994) foi sugerida por Tao, Wang e Yu (2013), onde f_{co} variou de 10 MPa a 100 MPa. A deformação no ponto B (ε_{cc}) para concreto convencional é determinada pela Equação (6.18). Finalmente, para o trecho descendente do modelo (BC), foi utilizada uma função exponencial proposta por Binici (2005) (Equação (6.19)).

$$\frac{\sigma}{f_{co}} = \frac{A \cdot X + B \cdot X^2}{1 + (A - 2)X + (B + 1)X^2} \quad 0 < \varepsilon \leq \varepsilon_{co}$$

$$X = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{co}}; \quad A = \frac{E_c \varepsilon_{co}}{f_{co}}; \quad B = \frac{(A - 1)^2}{0,55} - 1 \quad (6.16)$$

$$\varepsilon_{co} = 0,00076 + \sqrt{(0,626f_{co} - 4,33 \cdot 10^{-7})} \quad (6.17)$$

$$\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{co}} = e^k; \quad k = (2,9224 - 0,00367f_{co}) \left(\frac{f_B}{f_{co}} \right)^{0,3124 + 0,002f_{co}}$$

$$f_B = \frac{(1 + 0,027f_y)e^{-0,02 \frac{D_e}{t_{aço}}}}{1 + 1,6e^{-10}(f_{co})^{4,8}} \quad (6.18)$$

$$\sigma = f_r + (f_{co} - f_r) \exp \left[- \left(\frac{\varepsilon - \varepsilon_{cc}}{\alpha_f} \right)^{1,2} \right] \quad \varepsilon \geq \varepsilon_{cc}$$

$$f_r = 0,7(1 - e^{-1,38\lambda})f_{co} \leq 0,25f_{co}$$

$$\alpha_f = 0,04 - \frac{0,036}{1 + e^{6,08\lambda - 3,49}} \quad (6.19)$$

onde f_B é a tensão de confinamento aplicada ao concreto no Ponto B, f_r é a tensão residual pós pico do concreto confinado, α_f é um parâmetro da forma da seção transversal e λ é o fator de confinamento (Equação (3.1)). O modelo de Tao, Wang e Yu (2013) é consolidado e adotado em muitas pesquisas relacionadas a simulação numérica (ABBAS, 2017; HU et al., 2024; WANG; HAN, 2018), inclusive para concreto reciclado confinado por tubos de aço (AL-ROUSAN; ALNEMRAWI; SAWALHA, 2024; CASTANHEIRA et al., 2022).

Na falta de algumas propriedades experimentais do concreto reciclado, algumas expressões foram adotadas. A Equação (6.20) foi adaptada do trabalho de Wang, Chen e Geng (2015) e usada para a tensão de pico do concreto reciclado não confinado ($f_{co,r}$). No mesmo trabalho, a deformação de pico do concreto reciclado confinado ($\varepsilon_{cc,r}$) é dada pela Equação

(6.21). Por fim, a deformação de pico do concreto reciclado não confinado ($\varepsilon_{co,r}$) proposta por Lyu, Han e Hou (2021), foi adotada e expressa pela Equação (6.22).

$$f_{co,r} = 1,25f_{co}(-0,127r^2 + 0,012r + 1) \quad (6.20)$$

$$\varepsilon_{cc,r} = (1 + 0,21r)\varepsilon_{cc} \quad (6.21)$$

$$\varepsilon_{co,r} = \varepsilon_{co} \left(1 + \frac{r}{65,715r^2 - 109,43r + 48,989} \right) \quad (6.22)$$

O módulo de elasticidade do concreto convencional será tomado de acordo com a ABNT NBR 6118 (2023), conforme a Equação (6.23). O módulo de elasticidade do concreto reciclado ($E_{c,r}$) pode ser estimado de acordo com Wang, Chen e Geng (2015), apresentado pela Equação (6.24).

$$E_c = \alpha_E \cdot 5600\sqrt{f_{ck}}; \alpha_E = 1,0 \text{ (granito e gnaisse)} \quad (6.23)$$

$$E_{c,r} = \left[\frac{100000}{2,2 + 27,8/f_{ck}} \right] (1 - 0,2r) \quad (6.24)$$

Para as propriedades de tração do concreto, foi adotada a abordagem recomendada pelo Comité Euro-International du Béton (CEB-FIP Model Code, 1990), baseada na energia de fratura, dada pela Equação (6.25). Quanto a resistência à tração do concreto, na falta de ensaios experimentais, será adotada a Equação (6.26) a seguir, conforme a ABNT NBR 6118 (2023).

$$G_f = (0,0469d_{máx}^2 - 0,5d_{máx} + 26) \left(\frac{f_{co}}{10} \right)^{0,7} \quad (6.25)$$

$$f_t = 0,3(f_{ck})^{2/3} \quad (6.26)$$

onde $d_{máx}$ é o diâmetro máximo do agregado em mm. É importante destacar que a ductilidade pós pico do concreto muda de acordo com o índice de confinamento (λ), logo, foram adicionados dados diferentes para cada modelo.

Quanto aos parâmetros do CDP, Tao, Wang e Yu (2013) apresentam formas de determinar K_c e ψ de acordo com a resistência à compressão do concreto e o nível de confinamento, respectivamente. São apresentadas a seguir as expressões utilizadas.

$$K_c = \frac{5,5}{5 + 2(f_{cm})^{0,075}} \quad (6.27)$$

$$\psi = \begin{cases} 56,3(1 - \lambda) & \text{para } \lambda \leq 0,5 \\ 6,672e^{\frac{7,4}{4,64+\lambda}} & \text{para } \lambda > 0,5 \end{cases} \quad (6.28)$$

6.1.3 Relação constitutiva para o concreto confinado por FRP

Assim como o confinamento por tubos de aço, a curva tensão vs deformação do concreto não confinado deverá ser evitada na simulação do concreto confinado por FRP. Sabendo disso e com base nas considerações fornecidas por Tao, Wang e Yu (2013), Ferrotto, Fischer e Cavaleri (2018) apresentaram um procedimento simplificado para representar a regra de *hardening/softening* por deformação do concreto confinado por FRP. Tal qual o modelo anterior, este também considera três trechos da curva tensão vs deformação. Os autores tomaram como base as expressões de Popovics (1973). No primeiro trecho ascendente OA (Figura 6.7), pode ser aplicada a Equação (6.29). Na sequência, o aumento dos valores de deformação ($\varepsilon_{co} \rightarrow \varepsilon_{cc}$) mantém a tensão f_{co} constante no trecho AB de acordo com a Equação (6.30). O terceiro trecho descendente BC é dado pelo *softening* e calculado conforme as Equações (6.31) e (6.32).

$$\frac{\sigma}{f_{co}} = \frac{X_1 r_1}{r_1 - 1 + X_1^{r_1}} \quad 0 < \varepsilon \leq \varepsilon_{co} \quad (6.29)$$

$$X_1 = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{co}}; \quad r_1 = \frac{E_c}{E_c - E_{sec,1}}; \quad E_{sec,1} = \frac{f_{co}}{\varepsilon_{co}}$$

$$\frac{\sigma}{f_{co}} = 1 \quad \varepsilon_{co} < \varepsilon \leq \varepsilon_{cc} \quad (6.30)$$

$$\frac{\sigma}{f_{co}} = \frac{X_2 r_2}{r_2 - 1 + X_2^{r_2}} \quad \varepsilon > \varepsilon_{cc} \quad (6.31)$$

$$X_2 = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cc}}; \quad r_2 = \frac{E_c}{E_c - E_{sec,2}}; \quad E_{sec,2} = \frac{f_{co}}{\varepsilon_{cc}}$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} + k\varepsilon; \quad k\varepsilon = 0,00065 + 0,0007\omega_c; \quad \omega_c = \frac{4t_{frp}E_f\varepsilon_{fu}}{D_e f_{co}} \quad (6.32)$$

onde $E_{sec,1}$ e $E_{sec,2}$ são módulos de elasticidade secante em ε_{co} e ε_{cc} , respectivamente, dados em MPa; e ω_c é a taxa mecânica de confinamento. Quanto as demais propriedades do concreto reciclado, como módulo de elasticidade, resistência à tração e comportamento à tração serão adotadas como no item anterior conforme a necessidade. O modelo de Ferrotto, Fischer e Cavaleri (2018) também já foi aplicado em análises numéricas (CHEN et al., 2025; GHANI et al., 2023; LU et al., 2022). Entretanto, por ser um modelo relativamente recente, ainda não foi aplicado em concreto reciclado confinado por FRP.

Como pode ser observado, o modelo de Ferrotto, Fischer e Cavaleri (2018) depende das propriedades físicas e geométricas do compósito, portanto, assim como no confinamento por tubos de aço, há a necessidade de uma curva diferente para cada exemplar simulado.

A metodologia utilizada na modelagem do concreto à tração seguiu da mesma forma que anteriormente, aplicando a equação da energia de fratura (Equação (6.25)).

6.1.4 Evolução do dano

Como observado anteriormente, a relação tensão vs deformação apresentada na Figura 6.1 está associada a um comportamento elástico danificado. Com base na Equação (6.3), é possível adaptá-la para estimar a curva de dano à compressão (d_c) e tração (d_t) em função da deformação inelástica, conforme descrito a seguir:

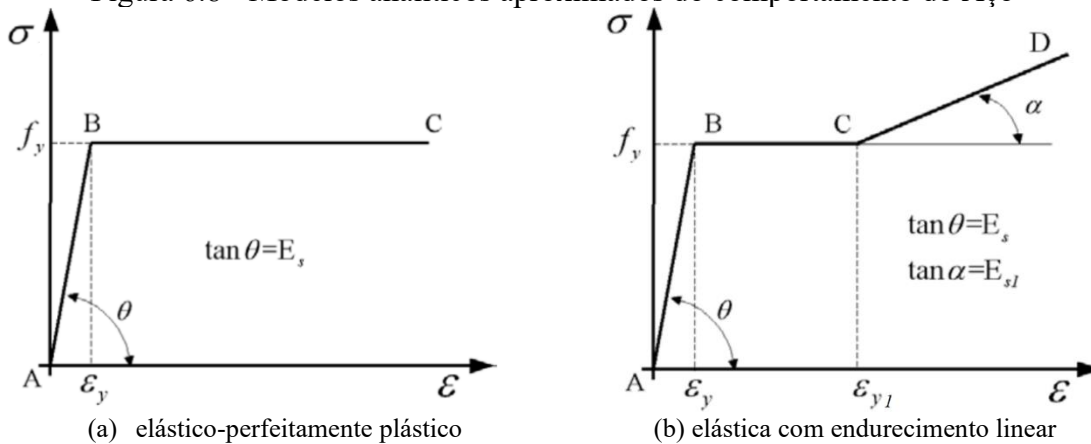
$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c}{f_{co}}; d_t = 1 - \frac{\sigma_t}{f_t} \quad (6.33)$$

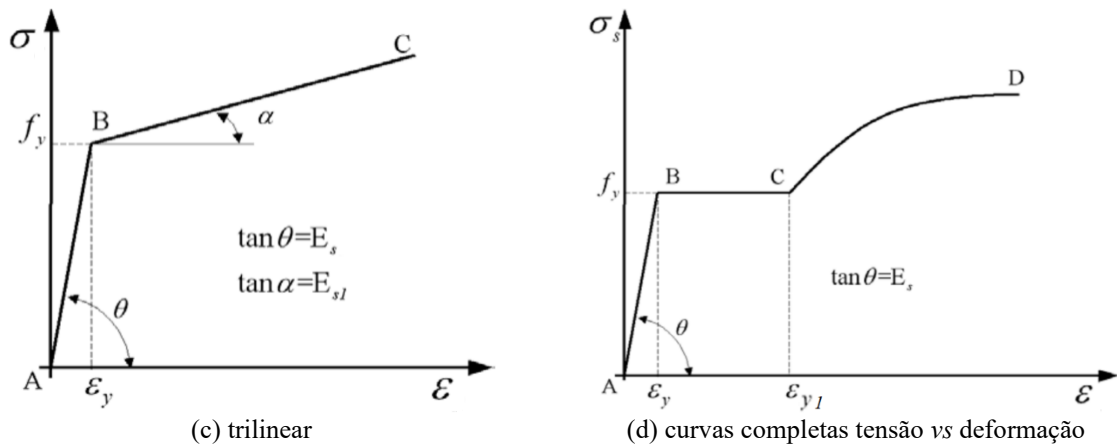
Neste caso, a tensão efetiva ($\bar{\sigma}$) pode ser substituída pela tensão de pico do concreto não confinado (f_{co}).

6.2 MODELO CONTITUTIVO PARA O TUBO DE AÇO

Ao contrário do concreto, o aço apresenta comportamento homogêneo e de simples caracterização. Sua resposta à tração pode ser descrita em quatro estágios distintos: regime elástico, patamar de escoamento, encruamento e fase de estricção, que precede a ruptura. Tradicionalmente, sua modelagem considera um estado uniaxial de tensões, sendo frequentemente representado aproximadamente como material elástico-perfeitamente plástico (Figura 6.8a), com endurecimento linear (Figura 6.8b), relações trilineares (Figura 6.8c) ou curvas completas tensão vs deformação (Figura 6.8d). Destes modelos, a elástico-perfeitamente plástico é a mais adotada, seguida da representação elástica com endurecimento linear.

Figura 6.8 - Modelos analíticos aproximados do comportamento do Aço

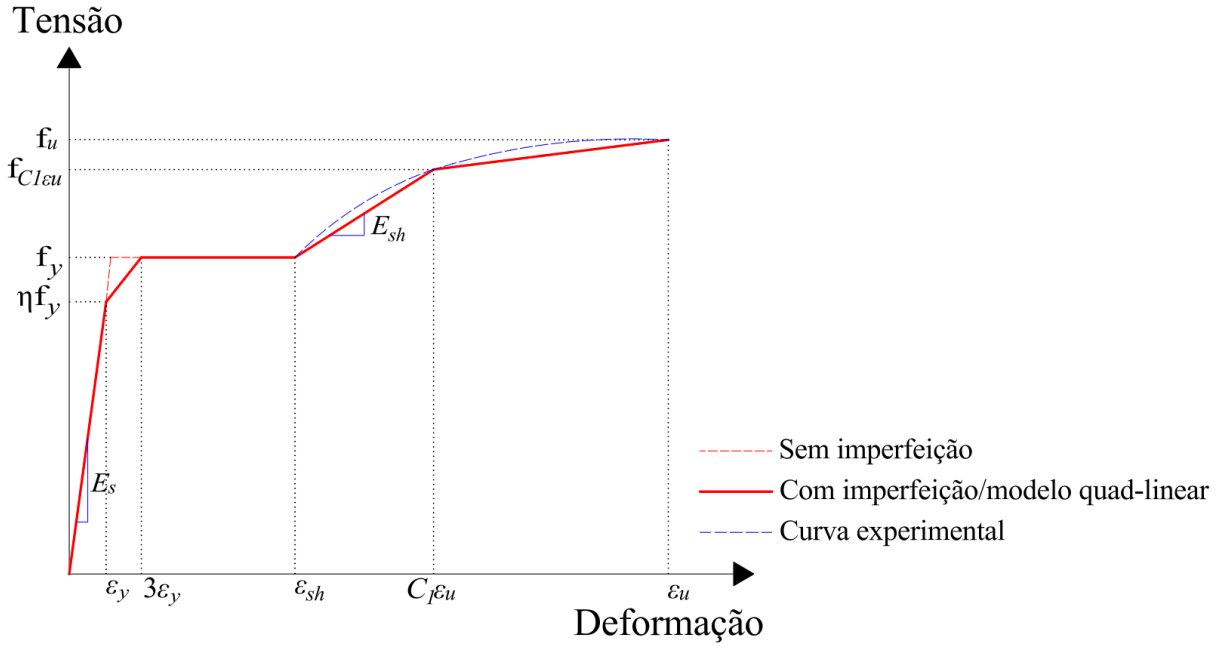




Fonte: Adaptado de Yun e Gardner (2017)

Estudos demonstram que as tensões residuais exercem influência limitada no comportamento estrutural de tubos de aço preenchidos com concreto, promovendo apenas uma discreta redução na rigidez inicial e apresentando efeito insignificante na resposta global carga versus deslocamento (ELLOBODY; YOUNG, 2005; TAO et al., 2011; TAO; WANG; YU, 2013). Devido a isso, as imperfeições serão consideradas de forma simplificada, visando otimizar a eficiência computacional. Para o perfil tubular, adotou-se uma adaptação do modelo constitutivo proposto por Yun e Gardner (2017), caracterizado por um comportamento elastoplástico com consideração do efeito de encruamento mediante uma relação tensão-deformação quad-linear, conforme ilustrado na Figura 6.9. O modelo incorpora uma imperfeição geométrica inicial que limita o regime linear elástico até $\eta\%$ da resistência ao escoamento (f_y), conforme recomendado pelo Eurocode 3 (EN 1993-1-5, 2004) e outros autores (ALMEIDA, 2012; GARDNER; NETHERCOT, 2004). Esta abordagem permite considerar indiretamente diversos efeitos não modelados explicitamente, incluindo tensões residuais, imperfeições de concretagem e condições de apoio dos ensaios experimentais. Análises paramétricas preliminares avaliaram valores de 90%, 85%, 80%, 75% e 70% de (f_y) para esta imperfeição, sendo o último valor identificado como o mais adequado mediante confrontação com dados experimentais.

Figura 6.9 – Modelo constitutivo para o perfil tubular



Fonte: Adaptado de Yun e Gardner (2017)

As Equações propostas por Yun e Gardner (2017) para determinar os valores de tensão e deformação são apresentadas a seguir:

$$f(\epsilon) = \begin{cases} E_s \epsilon; & \epsilon \leq \epsilon_y \\ f_y; & 3\epsilon_y < \epsilon \leq \epsilon_{sh} \\ f_y + E_{sh}(\epsilon - \epsilon_{sh}); & 3\epsilon_y < \epsilon \leq \epsilon_{sh} \\ f_{C_1\epsilon_u} + \frac{f_u - f_{C_1\epsilon_u}}{\epsilon_u - C_1\epsilon_u}(\epsilon - C_1\epsilon_u); & C_1\epsilon_u < \epsilon \leq \epsilon_u \end{cases} \quad (6.34)$$

$$\epsilon_u = 0,6 \left(1 - \frac{f_y}{f_u} \right); \quad \epsilon_u \geq 0,06 \text{ para aço laminados a quente} \quad (6.35)$$

$$\epsilon_{sh} = 0,1 \frac{f_y}{f_u} - 0,055; \quad 0,015 \leq \epsilon_{sh} \leq 0,03 \quad (6.36)$$

$$C_1 = \frac{\epsilon_{sh} + 0,25(\epsilon_u - \epsilon_{sh})}{\epsilon_u} \quad (6.37)$$

$$E_{sh} = \frac{f_u - f_y}{0,4(\epsilon_u - \epsilon_{sh})} \quad (6.38)$$

onde ϵ_{sh} e E_{sh} são deformação e módulo de elasticidade de encruamento (*hardening*), respectivamente. A curva tensão vs deformação convencional, apresentada anteriormente, não representa de forma precisa o comportamento real do material, uma vez que se baseia unicamente nas dimensões originais do corpo de prova ou da amostra, as quais são continuamente modificadas ao longo do ensaio. Essa limitação implica que os valores de tensão e deformação devem ser calculados utilizando a tensão verdadeira e a deformação logarítmica, respectivamente. Dessa forma, ao se definirem os dados de plasticidade no *software ABAQUS*,

é necessário adotar tensões verdadeiras (σ_{true}) e deformações plásticas logarítmicas (ε_{true}^{pl}) (ABAQUS, 2016). A relação entre as propriedades verdadeiras e nominais pode ser expressa conforme apresentado a seguir:

$$\sigma_{true} = \sigma(1 - \varepsilon) \quad (6.39)$$

$$\varepsilon_{true}^{pl} = \ln(1 + \varepsilon) - \frac{\sigma_{true}}{E} \quad (6.40)$$

onde σ_{true} e σ são tensões verdadeira e nominal ou de engenharia em MPa, ε_{true}^{pl} e ε são deformações plástica verdadeira e nominal ou de engenharia e E é o módulo de elasticidade do material em MPa.

6.3 MODELO CONSTITUTIVO PARA O FRP

Para a representação das propriedades dos compósitos, adotou-se no ABAQUS o modelo *Lamina*, no qual são necessários os módulos de elasticidade nas direções principais (E_{11} e $E_{22} = E_{33}$), o coeficiente de Poisson na direção 12 (ν_{12}) e os módulos de cisalhamento nas direções 12, 13 e 23 (G_{12} , G_{13} e G_{23}). Entretanto, apenas o módulo de elasticidade na direção das fibras (E_{11}) foi obtido experimentalmente, de modo que as demais propriedades foram determinadas por meio da Lei de Mistura (FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON, 2001; KEZMANE; BOUKAIS; HAMIZI, 2016), conforme apresentado nas equações (6.41).

$$\begin{aligned} E_{11} &= V_f E_f + E_m(1 - V_f) \\ E_{22} = E_{33} &= \frac{E_m E_f}{E_m V_f + (1 - V_f) E_f} \\ \nu_{12} &= \nu_f V_f + \nu_m(1 - V_f) \\ G_{13} = G_{12} &= \frac{G_m G_{fb}}{G_m V_f + (1 - V_f) G_{fb}} \\ G_{23} &= \frac{E_{22}}{2(1 + \nu_{23})} \\ G_m &= \frac{E_m}{2(1 + \nu_m)}; \quad G_{fb} = \frac{E_f}{2(1 + \nu_f)} \end{aligned} \quad (6.41)$$

onde E_f , ν_f e G_{fb} : módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson e módulo de cisalhamento das fibras, respectivamente; E_m , ν_m e G_m : módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson e módulo de cisalhamento da matriz, respectivamente; V_f : volume de fibras no compósito. Na ausência de dados como E_m , ν_m e ν_f , estes foram adotados conforme Posterlly (2023), que utilizou o mesmo fornecedor de CFRP. Para o GFRP, as propriedades foram

consideradas de acordo com Abbood *et al.* (2021) e Papanicolaou *et al.* (2023). O volume de fibras e de matriz polimérica de cada compósito foi calculado com base na aplicação e nas informações fornecidas pelo fabricante, considerando que os tecidos de CFRP e GFRP foram impregnados com resina nas proporções de 600 g/m² e 300 g/m², respectivamente. A Tabela 6.1 apresenta os dados utilizados.

Tabela 6.1 – Dados para simulação dos tubos de CFRP e GFRP

Material	V_f (%)	E_m (GPa)	ν_f	ν_m	E_{11} (GPa)	E_{22} (GPa)	ν_{12}	G_{12} (GPa)	G_{13} (GPa)	G_{23} (GPa)
CFRP	35	4,32	0,30	0,35	82,77	6,62	0,33	4,47	4,47	4,47
GFRP	50	2,70	0,30	0,35	39,93	5,31	0,33	3,58	3,58	3,51

Fonte: O autor (2025)

A falha do compósito de FRP foi definida pelo critério de falha de Tsai-Hill. Tsai-Hill é um critério interativo que leva em consideração o efeito da tensão de cisalhamento no plano, onde os dados de entrada necessários para essa falha são: os limites de tensão de tração e compressão na direção 1 (σ_{11}); os limites de tensão de tração e compressão na direção 2 (σ_{22}); e a resistência ao cisalhamento (tensão de cisalhamento máxima) no plano 12 (τ_{12}) (KOLLAR; SPRINGER, 2003). Os eixos coordenados 1,2 e 3 se referem as coordenadas principais do material, no qual 1 representa a direção das fibras (eixo x) e 2 e 3 (y e z respectivamente) perpendiculares a 1. Este modo pode ser observado no ABAQUS ativando a opção CFAILURE.

6.4 MODELO NUMÉRICO

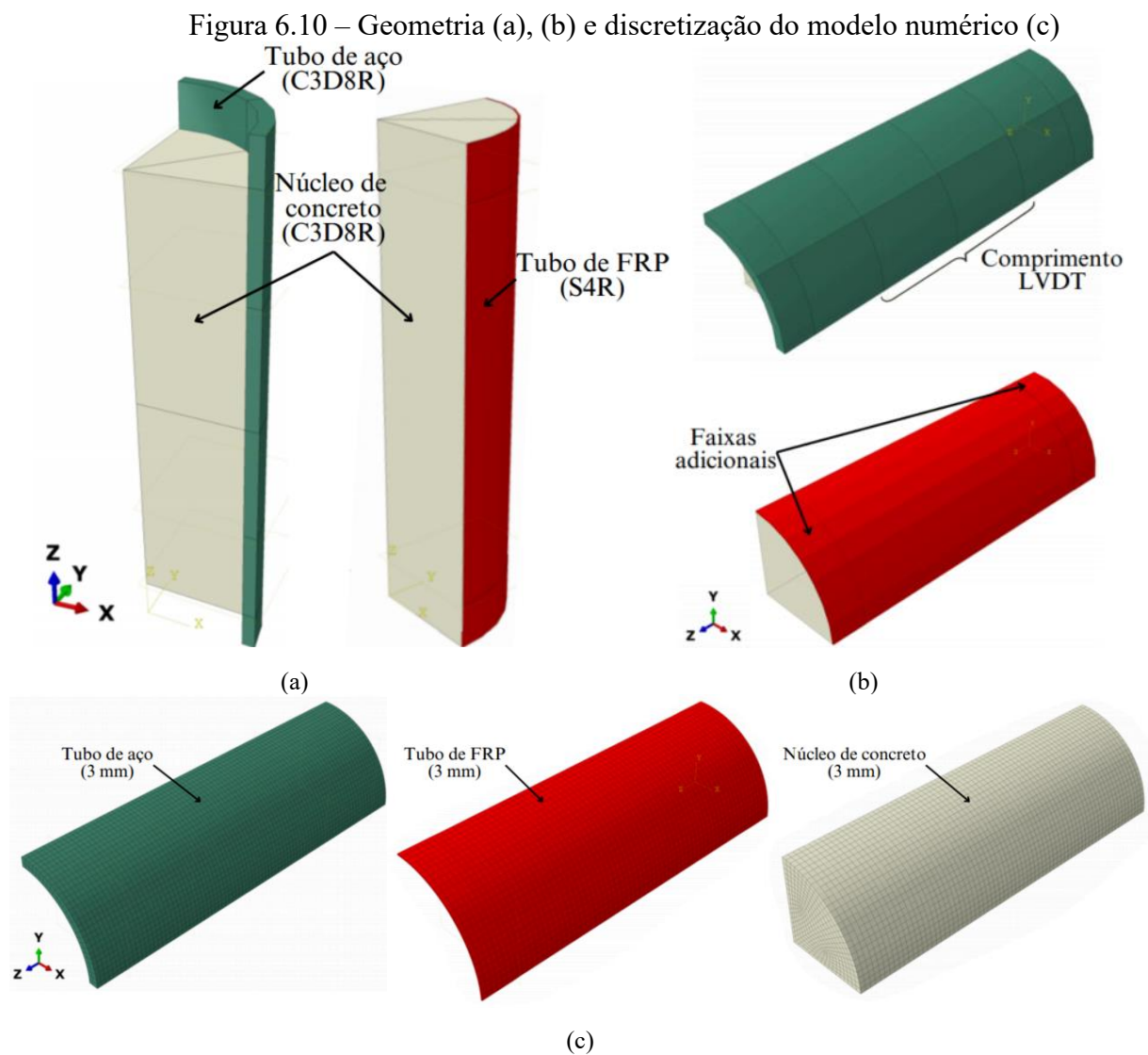
6.4.1 Estratégia de solução e critérios de convergência

Para convergência do modelo foi utilizado o método de Newton-Raphson com a não-linearidade geométrica considerada. O carregamento foi aplicado em forma de deslocamento por meio de passos automáticos com número de incrementos limitado a 200, incremento inicial de 10^{-3} e incrementos mínimo e máximo de 10^{-6} e 10^{-2} , respectivamente. As análises foram realizadas em um computador equipado com 16 GB de memória RAM, processador Intel(R) Xeon(R) CPU E3-1225 v5, com frequência de 3,30 GHz e quatro núcleos, além de uma placa de vídeo NVIDIA Quadro K620.

6.4.2 Geometria, malha, condições de contorno e contato

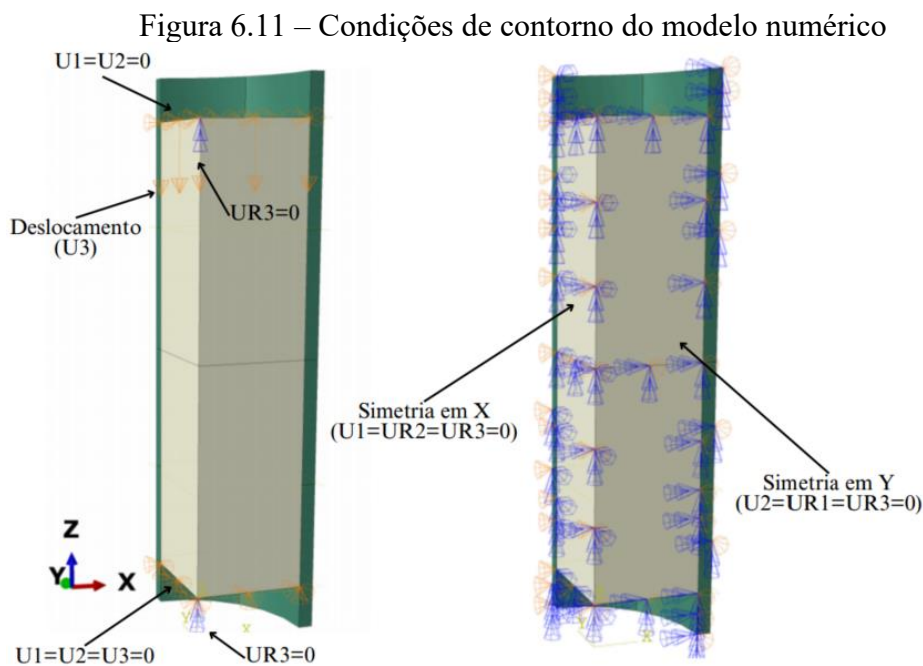
A geometria do modelo numérico é constituída por um perfil tubular em aço ou em FRP preenchido com concreto (Figura 6.10a). Foi utilizada dupla simetria no modelo numérico. As partições no núcleo e nos materiais confinantes foram feitas considerando as posições dos

extensômetros, transdutores e faixas adicionais de reforço para tubos de FRP (Figura 6.10b). Os elementos finitos utilizados são apresentados na Figura 6.10a. O núcleo de concreto e o tubo de aço foram modelados utilizando elementos sólidos contínuos hexaédricos lineares de oito nós, com integração reduzida e controle de *hourglass* (C3D8R), sendo esta última escolhida por proporcionar maior eficiência computacional na obtenção dos resultados. Para os tubos de FRP, empregou-se o elemento de casca (*shell*) quadrilateral com quatro nós e integração reduzida (S4R), o qual possui seis graus de liberdade por nó, correspondentes a três rotações e três translações. As dimensões da malha foram verificadas por meio de análise de sensibilidade, com o intuito de fornecer bons resultados e manter um tempo de processamento baixo. As dimensões usadas na discretização de cada elemento são apresentadas na Figura 6.10c.



Fonte: O autor (2025)

A introdução de vinculações e ações externas no modelo numérico foi realizada por meio da imposição de restrições de deslocamento. Como já mencionado, foi utilizada dupla simetria (x e y) ao modelo numérico, tanto para tubos de aço preenchidos, quanto para tubos de FRP preenchidos, com a finalidade de reduzir o custo computacional (Figura 6.11). Na extremidade inferior do modelo, os deslocamentos foram restringidos nas direções x, y e z, enquanto na extremidade superior a restrição foi aplicada apenas nas direções x e y, de modo a permitir a aplicação de deslocamento nesta face. Para impedir a rotação em torno do eixo z, foi imposta uma restrição do tipo UR3, correspondente à anulação das coordenadas x e y, em ambas as extremidades do modelo. Os detalhes das condições de contorno encontram-se representados na Figura 6.11. A imposição de ações externas foi realizada com a aplicação de deslocamento da direção da aplicação da ação. Foram medidos os valores da força de reação para determinar a intensidade da ação.



Fonte: O autor (2025)

A interação entre as superfícies concreto-aço e concreto-FRP foi modelada de forma equivalente, por meio da opção de interação de superfícies (*surface-to-surface interaction*). A adoção do mesmo tipo de contato na interface concreto-FRP e concreto-aço justifica-se pelo fato de ambos os modelos consistirem em tubos preenchidos. Caso o FRP fosse aplicado externamente, encamisando o corpo de prova de concreto, seria mais apropriado considerar uma simulação com adesão perfeita entre os materiais. O contato normal e tangencial (atrito de Coulomb) entre as superfícies foi definido pelas opções *Hard Contact* e *Penalty*,

respectivamente. Para o coeficiente de atrito, adotou-se o valor de 0,6, conforme proposto por Tao, Wang e Yu (2013).

6.5 VALIDAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

A precisão dos modelos sob carregamento de compressão axial centrada foi avaliada por meio da comparação entre as respostas numéricas e experimentais, considerando as curvas completas de carga vs deformação, as deformações axial e circunferencial na superfície do material confinante e as formas deformadas observadas. Essa análise foi realizada com base nos experimentos apresentados anteriormente nesta tese, bem como em dados experimentais disponíveis na literatura, abrangendo estudos de Oliveira (2008) e Gerin (2022) para tubos de aço (Tabela 6.2) e Xie e Ozbakkaloglu (2016) e Zhao, Yu e Teng (2015) para tubos de CFRP e GFRP (Tabela 6.3) preenchidos, respectivamente. É importante salientar que todos os tubos de aço preenchidos possuem cargas somente sobre o núcleo de concreto. Além disso, em razão da escassez de análises experimentais com aplicação de cargas exclusivamente no núcleo de concreto, o número de validações adicionais foi limitado.

Tabela 6.2 – Propriedades mecânicas e geométricas dos modelos experimentais de aferição para tubos de aço preenchidos

Autor	ID	Concreto				Tubo de aço			
		Núcleo	f_{cm} (MPa)	f_t (MPa)	E_c (GPa)	$\frac{L}{D_e}$	$D_e \times t$ (mm)	f_y (MPa)	f_u (MPa)
Gerin (2020)	CFST-0-CC	CC ($r = 0\%$)	39,43	3,00	28,93	3,02	114,3 x 6,3	453,08	478,97
	CFST-100-CC	RAC ($r = 100\%$)	38,66	3,25	26,16				
Oliveira (2008)	P1-30-3D-C	CC ($r = 0\%$)	32,68	2,71	32,01	3,00	114,3 x 3,35	287,33	324,60
	P2-60-3D-C		58,68	3,09	41,36		114,3 x 6,00	342,95	452,40

Fonte: O autor (2025)

Tabela 6.3 – Propriedades mecânicas e geométricas dos modelos experimentais de aferição para tubos de FRP preenchidos

Autor	ID	Tubo	N	Concreto			Tubo de CFRP			
				Núcleo	f_{cm} (MPa)	E_c (GPa)	t (mm)	$D \times L$ (mm)	E_f (GPa)	f_f (MPa)
Xie e Ozbakkaloglu (2016)	H-C-B6-100	CFRP	6	RAC ($r = 100\%$)	66,8	32,3	0,111	152,5 x 305	236	4152
	H-C-C3-100		3							
Zhao, Yu e Teng (2015)	R100-G1-1,2	GFRP	1	RAC ($r = 100\%$)	37,3	27,8	0,17	153 x 305	98,7	1720
	R100-G2-1,2		2							
	R100-G3-1,2		3							

*N é número de camadas

Fonte: O autor (2025)

6.5.1 Série S

Por meio de uma análise de sensibilidade, foram estabelecidos os valores dos parâmetros do modelo CDP apresentados na Tabela 6.4. Devido ao efeito de confinamento, as Equações (6.9), (6.27) e (6.28) foram utilizadas, uma vez que alguns parâmetros do CDP variam em função do índice de confinamento (λ), conforme Tao, Wang e Yu (2013).

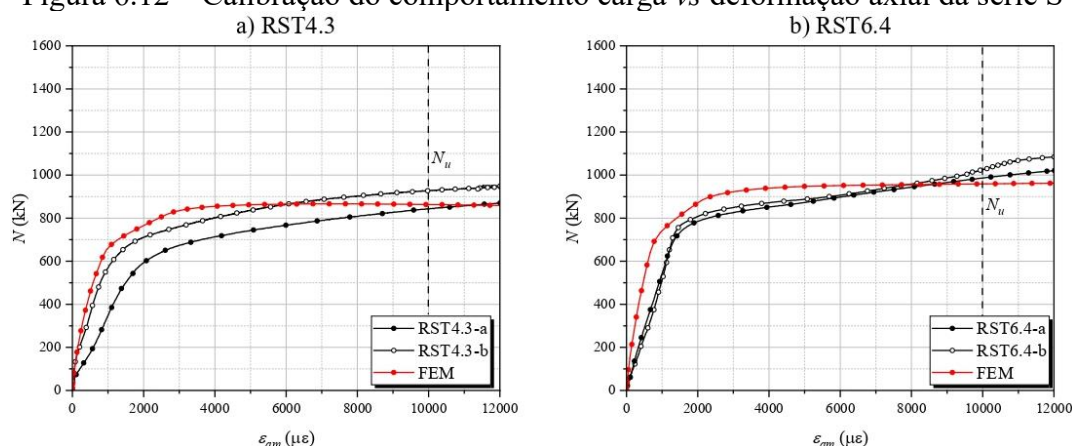
Tabela 6.4 – Parâmetros do CDP utilizados para calibração dos modelos de tubos de aço preenchidos

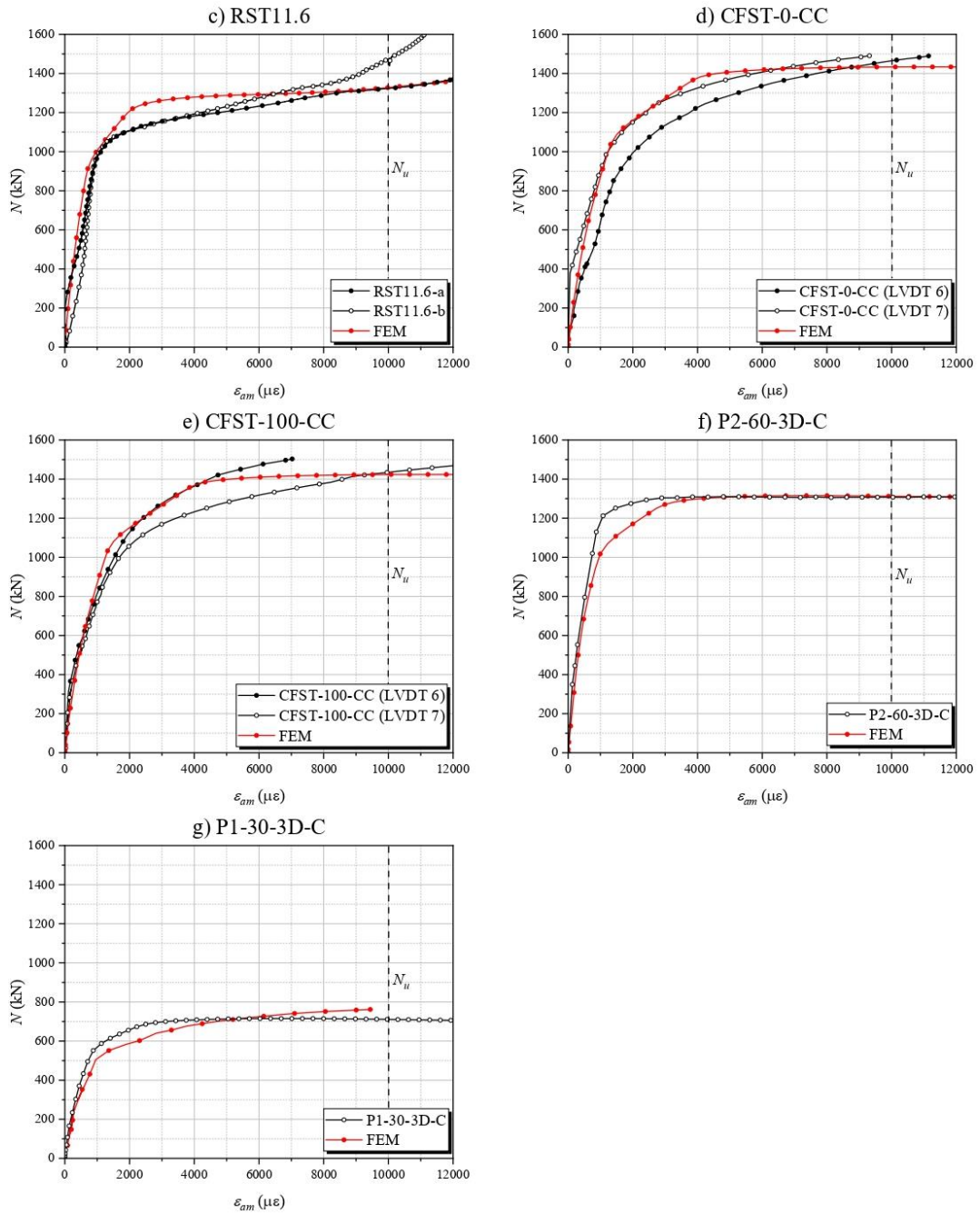
Autor	ID	λ	f_{cm} (MPa)	ψ	m	f_{b0}/f_{0c}	K_c	μ
Gerin (2020)	CFST-0-CC	3,02	39,43	17,5°	0,1	1,14	0,72	0
	CFST-100-CC	3,08	38,66	17,4°	0,1	1,14	0,72	0
Oliveira (2008)	P1-30-3D-C	1,13	32,68	24,1°	0,1	1,15	0,72	0
	P2-60-3D-C	1,45	58,68	22,5°	0,1	1,10	0,71	0
Este trabalho	RST4,3	2,08		20,1°	0,1	1,16	0,73	0
	RST6,4	2,47	30,70	18,9°	0,1	1,16	0,73	0
	RST11,6	5,20		14,2°	0,1	1,16	0,73	0

Fonte: O autor (2025)

A partir da metodologia de modelagem proposta anteriormente, a comparação entre os resultados numéricos e experimentais é apresentada nas Figura 6.12 e Figura 6.13. Na sequência, a Tabela 6.5 apresenta a relação entre as cargas últimas experimentais (N_{ue}) e numéricas (N_{uFE}), considerando uma deformação máxima de 10 %. Vale ressaltar que o comprimento do LVDT adotado para os modelos de Oliveira (2008) e Gerin (2020) foi de aproximadamente 185 mm, enquanto para este trabalho foi de aproximadamente 117 mm.

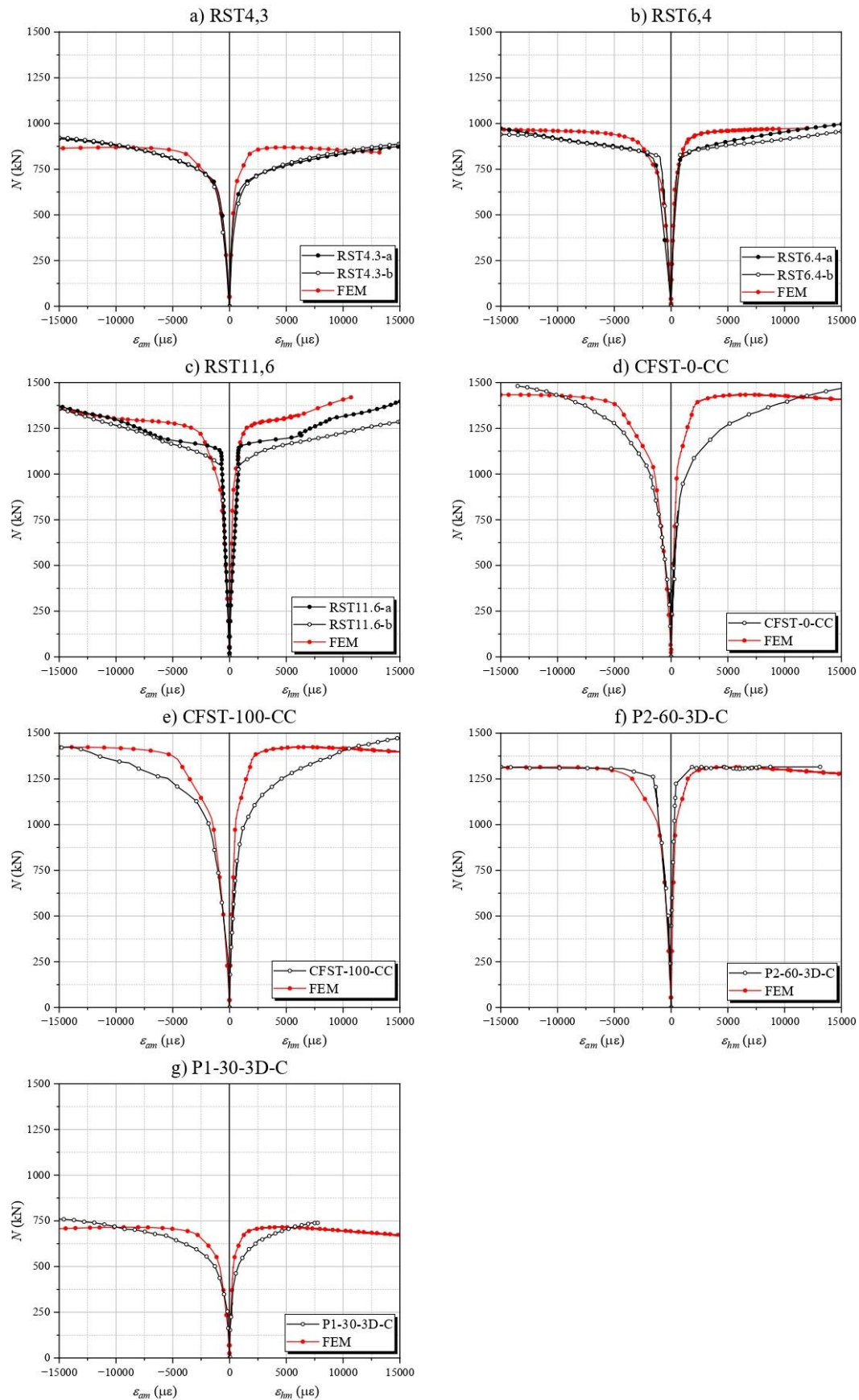
Figura 6.12 – Calibração do comportamento carga vs deformação axial da série S





Fonte: O autor (2025)

Figura 6.13 – Resultados da calibração da carga vs deformação axial e deformação circunferencial da série S



Fonte: O autor (2025)

Tabela 6.5 – Comparação da capacidade de carga última à compressão para a série S

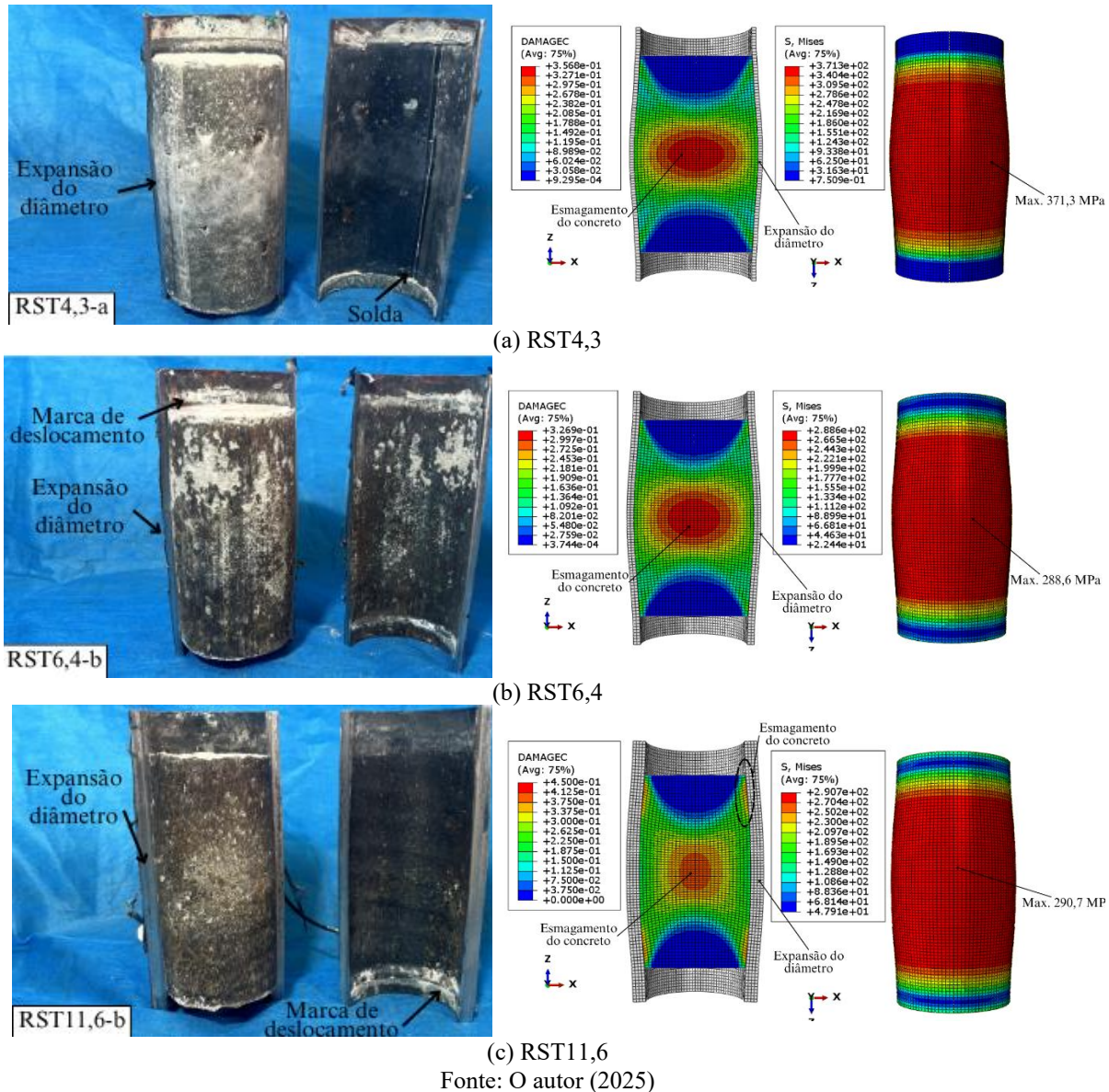
Autor	ID	$N_{ue} (kN)$	$N_{uFE} (kN)$	N_{ue}/N_{uFE}
Gerin (2020)	CFST-0-CC	1486,48	1432,88	1,037
	CFST-100-CC	1485,60	1423,09	1,044
Oliveira (2008)	P1-30-3D-C	761,94	710,69	1,072
	P2-60-3D-C	1307,40	1312,32	0,996
Este trabalho	RST4,3	855,55	866,00	0,987
	RST6,4	1005,53	959,14	1,048
	RST11,6	1374,38	1328,95	1,034
Média				1,031
CV (%)				2,894

Fonte: O autor (2025)

A partir dos resultados apresentados, observa-se que o modelo numérico proporciona uma representação satisfatória tanto da resposta carga *vs* deformação obtida por meio dos LVDTs quanto das respostas carga *vs* deformação axial e carga *vs* deformação circunferencial na superfície do material confinante, reproduzindo adequadamente as principais características do comportamento observado experimentalmente. A rigidez inicial ligeiramente superior observada nas curvas numéricas em comparação às experimentais, em alguns ensaios, pode ser atribuída à introdução de carga não uniforme, possivelmente resultante de excentricidade nas extremidades dos elementos ou de pequenas folgas provocadas pela retração do concreto. Referente a carga de pico, observa-se que o modelo numérico fornece uma previsão precisa e confiável da capacidade resistente à compressão, com um valor médio de N_{ue}/N_{uFE} de 1,03 e coeficiente de variação (C.V) de 2,89 %.

Com relação às formas deformadas, a Figura 6.14 apresenta uma comparação entre os resultados experimentais obtidos neste trabalho e as distribuições numéricas de tensões (em MPa) de von Mises e dano por compressão. Os resultados das formas deformadas foram obtidos para uma deformação axial da ordem de 10 %.

Figura 6.14 – Formas deformadas comparadas com a calibração para os exemplares da série S



Em relação ao dano por compressão, representado pelo esmagamento do concreto, observa-se que, nos tubos de menor espessura, esse fenômeno ocorreu predominantemente no interior do núcleo, enquanto nos tubos com espessura de 11,6 mm o esmagamento também se manifestou nas regiões superior e inferior do núcleo (Figura 6.14c). Esse comportamento pode ser atribuído à maior instabilidade local dos tubos mais delgados, que permite uma expansão lateral mais acentuada do concreto na região de meia altura. Por outro lado, em tubos de maior espessura, a elevada rigidez do aço limita essa expansão, promovendo uma distribuição mais uniforme das tensões ao longo do núcleo. Essa rigidez adicional reduz a ocorrência de flambagens locais no tubo e intensifica a pressão de confinamento sobre o concreto, favorecendo o desenvolvimento de danos nas extremidades do núcleo. Observações semelhantes foram relatadas por Wang *et al.* (2023).

Portanto, o modelo de elementos finitos foi capaz de reproduzir a expansão lateral homogênea do núcleo de concreto reciclado observada experimentalmente, assim como o esmagamento interno do concreto reciclado confinado. No geral, conclui-se que o modelo numérico para a série S é capaz de representar de forma realística o comportamento dos tubos de aço preenchidos com concreto reciclado.

6.5.2 Série C e G

Os parâmetros do modelo CDP foram definidos a partir de uma análise de sensibilidade e estão apresentados na Tabela 6.6. Ao contrário do caso dos tubos preenchidos com aço, nenhuma das expressões disponíveis se mostrou adequada para estimar o ângulo de dilatação de tubos preenchidos com FRP, visto que esse parâmetro tende a reduzir-se com o aumento do nível de confinamento. Dessa forma, os valores apresentados na tabela seguinte foram ajustados com base na calibração dos modelos numéricos.

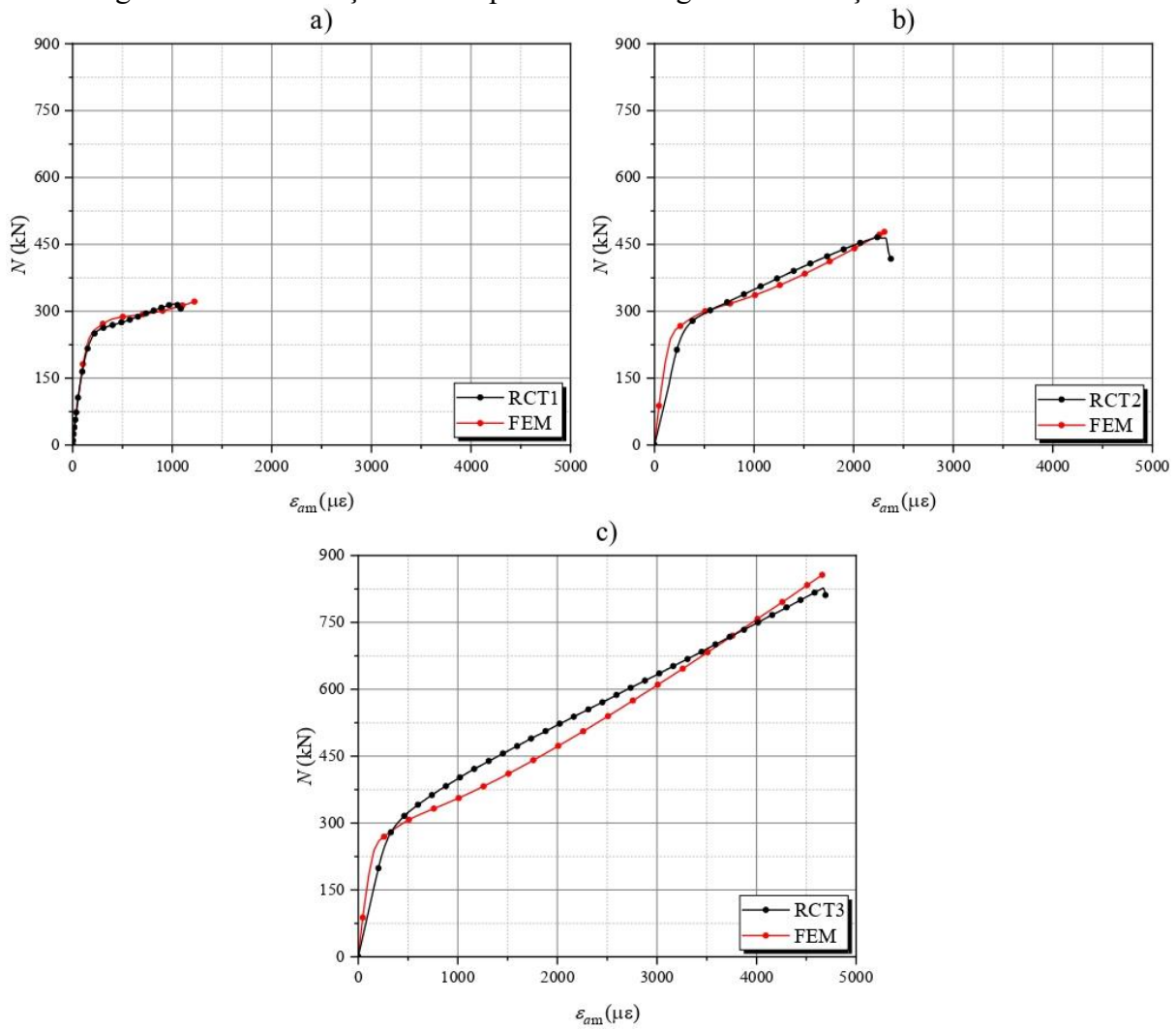
Tabela 6.6 – Parâmetros do CDP utilizados para calibração dos modelos de tubos de FRP preenchidos

Autor	ID	ψ	m	f_{b0}/f_{0c}	K_c	μ
Xie e Ozbakkaloglu (2016)	H-C-C3-100	40	0,1	1,16	0,667	0
	R100-G1-1,2	50	0,1	1,16	0,667	0
Zhao, Yu e Teng (2015)	R100-G2-1,2	47	0,1	1,16	0,667	0
	R100-G3-1,2	45	0,1	1,16	0,667	0
Este trabalho	RCT1	49	0,1	1,16	0,667	0
	RCT2	35°	0,1	1,16	0,667	0
	RCT3	20°	0,1	1,16	0,667	0
	RGT3	30°	0,1	1,16	0,667	0
	RGT5	20°	0,1	1,16	0,667	0
	RGT7	15°	0,1	1,16	0,667	0

Fonte: O autor (2025)

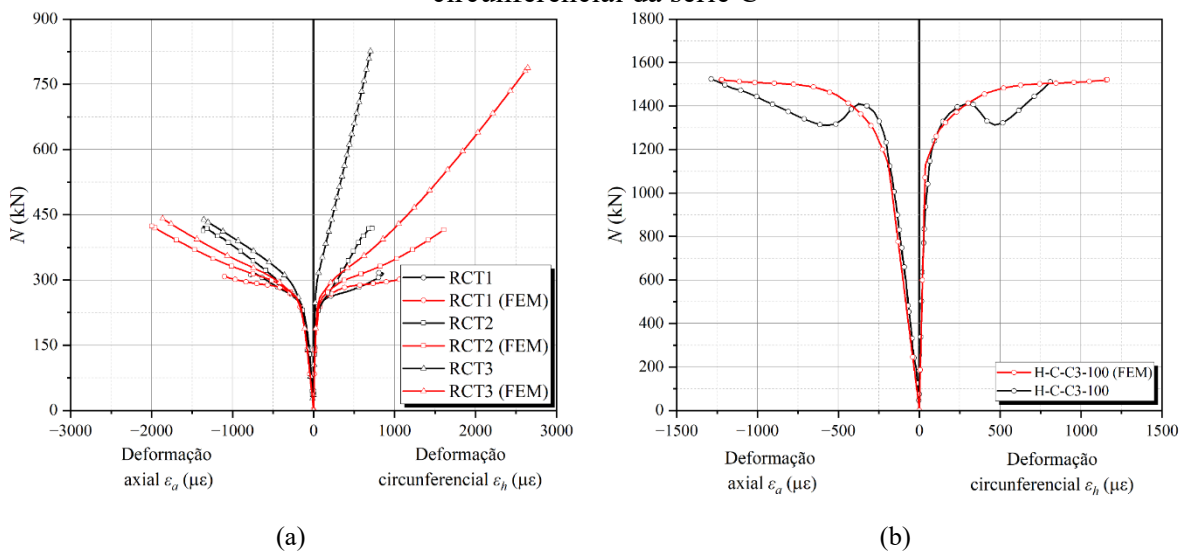
As Figura 6.15, Figura 6.16, Figura 6.17 e Figura 6.18 a seguir apresentam uma comparação entre os resultados experimentais e numéricos. Os resultados indicam que o modelo numérico reproduz de forma consistente as respostas carga–deformação observadas experimentalmente, tanto axial quanto circunferencial, capturando as principais tendências do comportamento. Assim como os resultados da série S, a rigidez inicial ligeiramente superior em relação aos ensaios pode ser explicada por irregularidades na aplicação da carga ou por pequenas folgas decorrentes da retração do concreto.

Figura 6.15 – Calibração do comportamento carga vs deformação axial da série C



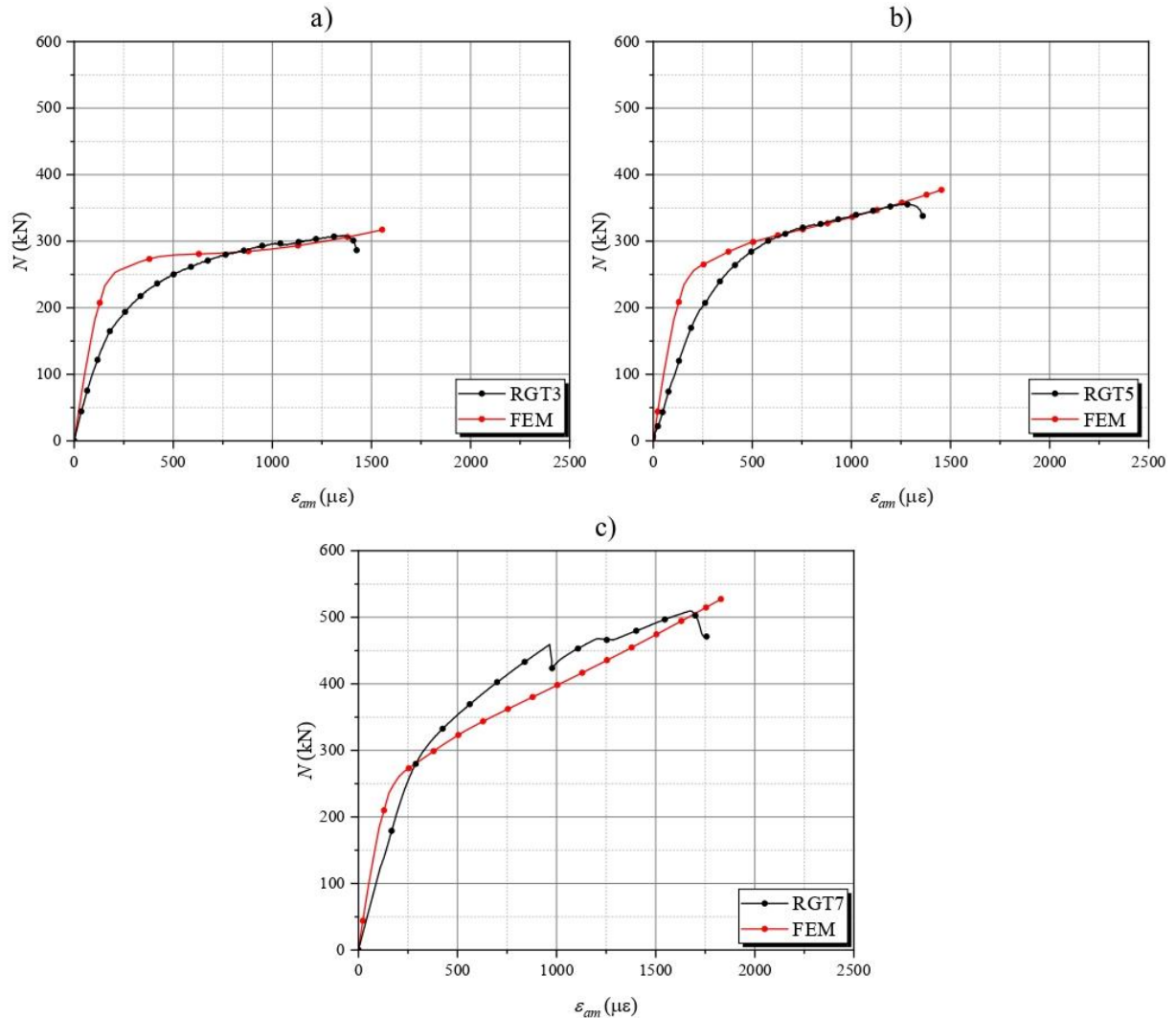
Fonte: O autor (2025)

Figura 6.16 – Resultados da calibração do comportamento carga vs deformação axial e circunferencial da série C



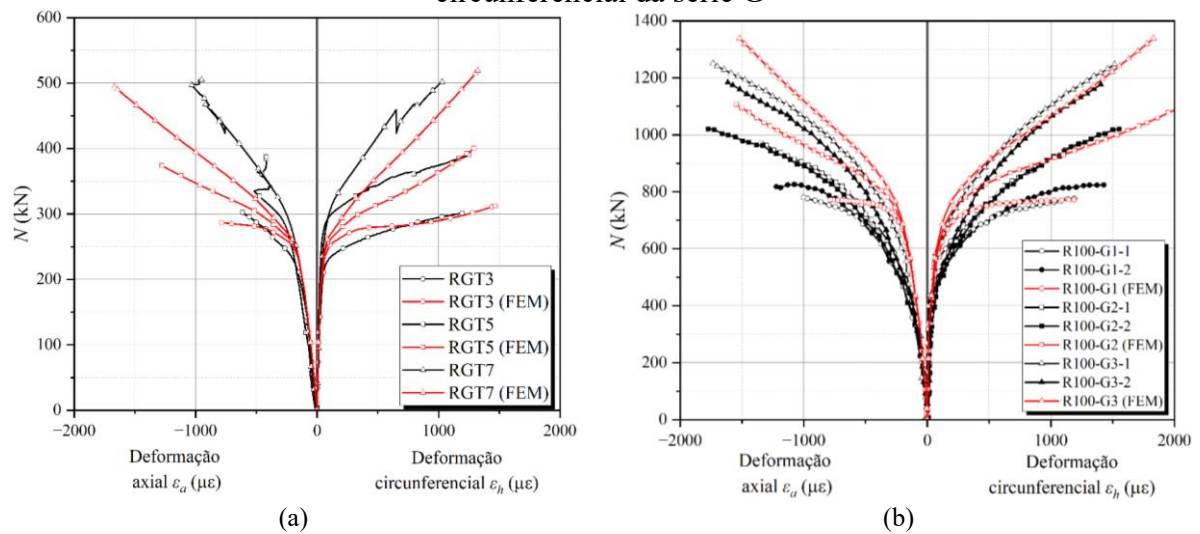
Fonte: O autor (2025)

Figura 6.17 – Resultados da calibração do comportamento carga vs deformação axial da série G



Fonte: O autor (2025)

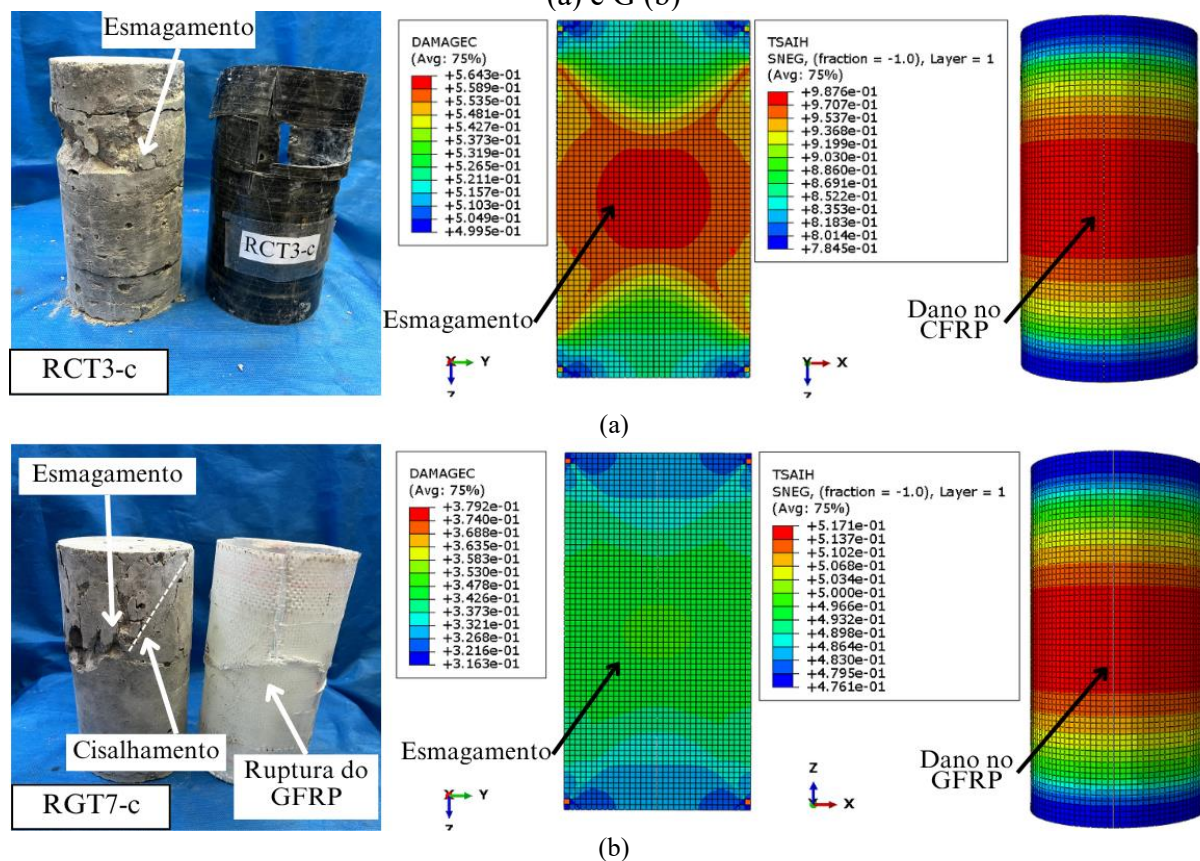
Figura 6.18 – Resultados da calibração do comportamento carga vs deformação axial e circunferencial da série G



Fonte: O autor (2025)

A Figura 6.19 apresenta a comparação entre os modos de falha observados experimentalmente e as distribuições numéricas de dano à compressão do concreto e de dano por Tsai–Hill no FRP. Observa-se que, nas simulações, tanto o dano à compressão quanto o dano por Tsai–Hill foram mais elevados para o modelo RCT3 do que para RGT7. Esse comportamento pode ser atribuído à maior espessura total e à maior deformabilidade (ou deformação última) do GFRP, características que proporcionaram maior rigidez circunferencial e capacidade de deformação, resultando em melhor proteção do núcleo de concreto e retardando o acionamento do critério de falha Tsai–Hill. Em contrapartida, o CFRP, embora mais rígido, apresentou apenas três camadas, o que possivelmente levou ao atingimento precoce dos limites de deformação e falha, de maneira mais frágil, ocasionando maiores concentrações de dano numérico local (CHEN et al., 2018; DEY; DAS; MISHRA, 2020).

Figura 6.19 – Formas deformadas comparadas com a calibração para os exemplares da série C (a) e G (b)



6.6 ANÁLISES DOS RESULTADOS DA SÉRIE S

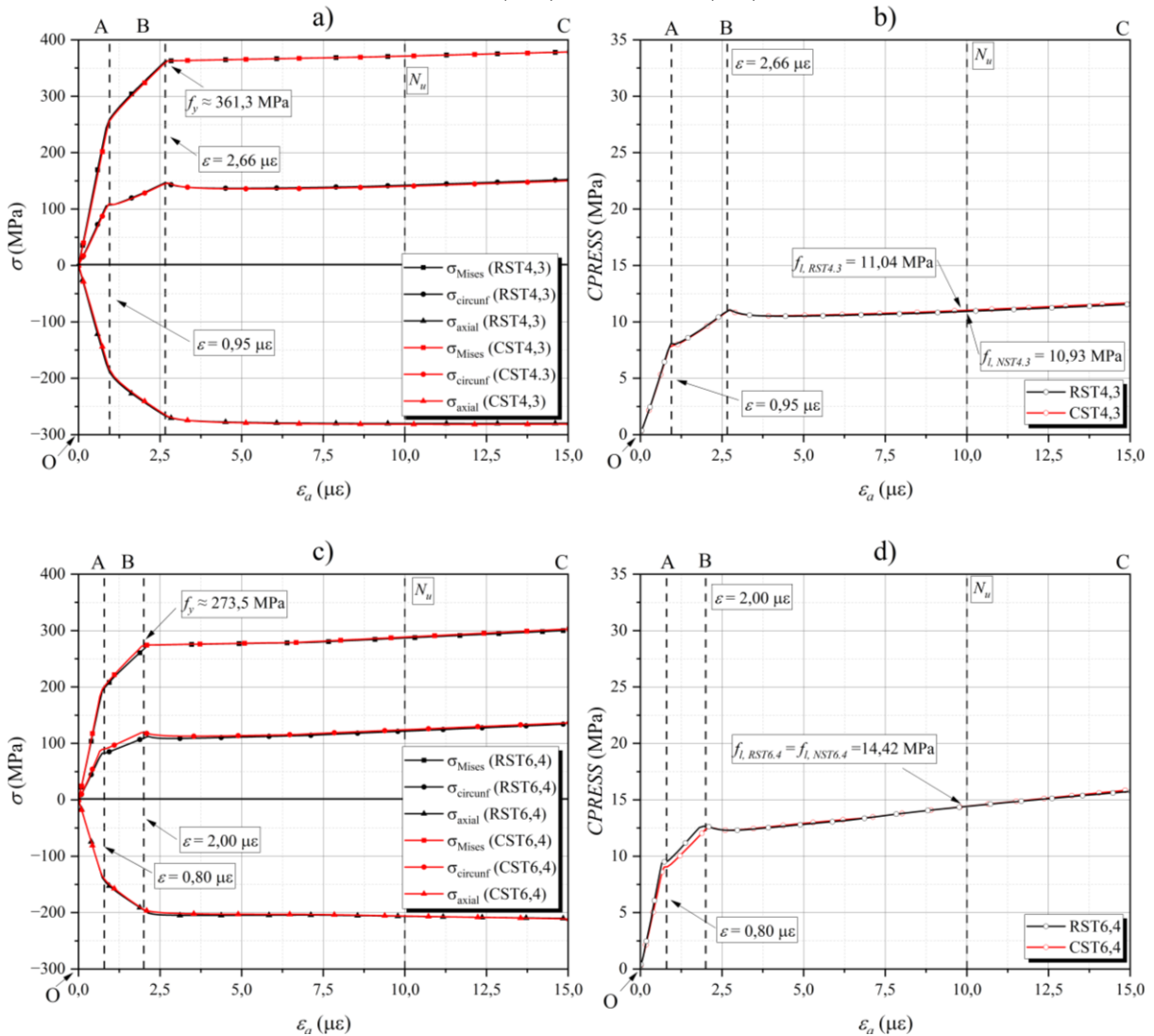
6.6.1 Análises das tensões

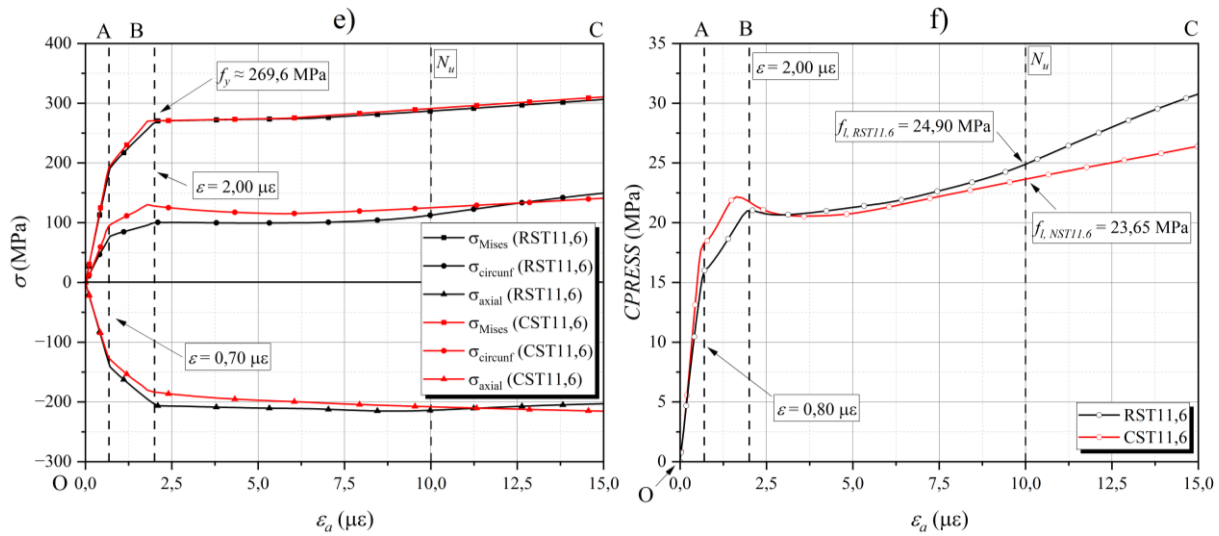
As curvas da Figura 6.20 correspondem às tensões circunferenciais, axiais e de *von Mises* no aço, bem como à pressão de contato (CPRESS) (TAO; WANG; YU, 2013) aferida a

meia altura do exemplar. O padrão de comportamento repete-se tanto nos casos com concreto convencional confinado (CST4,3, CST6,4 e CST11,6) quanto naqueles com concreto reciclado (RST4,3, RST6,4 e RST11,6). Para o concreto reciclado (RAC) confinado por aço e submetido à carga axial centrada aplicada apenas sobre o núcleo, o tubo de aço atua predominantemente sob compressão axial (σ_{as}), tração transversal (σ_{hs}) e tensão de contato (p_s) (Figura 6.21). Nessa condição, o núcleo de RAC encontra-se submetido a um estado de compressão triaxial, enquanto a tensão de contato p_s se eleva em decorrência do rápido aumento do coeficiente de Poisson do concreto, que chega a exceder o do aço durante o carregamento (Figura 6.20). No entanto, como ressaltado por Zhao *et al.* (2023a), a tensão p_s é significativamente menor que σ_{as} e σ_{hs} , permitindo que a tensão equivalente de von Mises seja expressa pela Equação (6.42).

$$\sigma_{Mises} = \sqrt{[(\sigma_{hs} - \sigma_{as})^2 + \sigma_{hs}^2 + \sigma_{as}^2]/2} \quad (6.42)$$

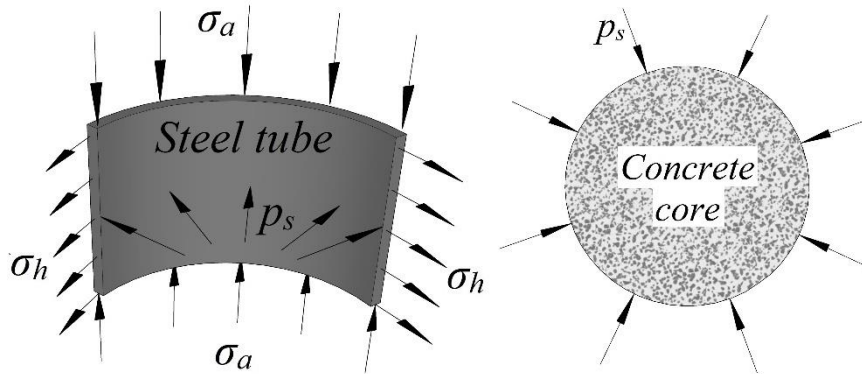
Figura 6.20 – Desenvolvimento das tensões nos tubos de aço com espessura de 4,3 mm (a,b), 6,4 mm (c,d) e 11,6 mm (e, f)





Fonte: O autor (2025)

Figura 6.21 – Tubo de aço e núcleo de concreto sob compressão axial



Fonte: O autor (2025)

O comportamento pode ser dividido em três estágios distintos: no trecho OA ocorre a fase inicial elástica linear, no trecho AB verifica-se o pico e a redistribuição de tensões, e no trecho BC manifesta-se o comportamento pós-pico estabilizado. Estes estágios também foram observados de forma semelhante por outros autores (YANG; LIU; WANG, 2023; ZHANG et al., 2022b).

- 1) Estágio OA: observa-se o crescimento acentuado e quase linear de todas as tensões no aço, acompanhado pelo aumento da pressão de confinamento. Esse trecho inicial reflete a ativação do confinamento, caracterizada pela compatibilização entre a dilatação lateral do concreto e a resistência circunferencial do tubo. Observa-se que o efeito de confinamento se inicia desde o início do carregamento. A resposta é essencialmente elástica, e a rigidez inicial das curvas indica a eficiência do confinamento imediato proporcionado pela configuração do ensaio. A maior rigidez inicial da curva de von Mises decorre da resposta elástica imediata do aço sob múltiplos estados de tensão,

enquanto a menor rigidez da curva de CPRESS está associada ao caráter indireto do confinamento, que depende da dilatação radial do concreto para se manifestar plenamente;

- 2) Estágio AB: ocorre uma redução da rigidez e o aparecimento de um pico nas tensões, fenômeno que pode ser interpretado como o início da plastificação localizada do aço no sentido circunferencial, associada à redistribuição de tensões na interface aço–concreto. Nesse processo, ajustes no estado de contato, decorrentes de pequenas instabilidades locais e da redistribuição da pressão lateral em função de heterogeneidades geométricas, podem ter influenciado o comportamento. A tensão de von Mises, nesse estágio, aproxima-se do valor de escoamento, sinalizando o início do regime plástico, enquanto o pico da curva CPRESS representa a pressão lateral máxima efetivamente transmitida ao núcleo de concreto;
- 3) Estágio BC: após o pico inicial, a pressão de contato e a tensão circunferencial do aço sofrem uma queda devido, principalmente, à separação entre o tubo e o concreto ocasionada pela flambagem local do tubo de aço (YANG; LIU; WANG, 2023). Em seguida, no regime pós-pico estável, observa-se que as tensões radiais e a pressão lateral (CPRESS) retomam crescimento progressivo, ainda que em intensidade inferior à registrada na fase inicial. Esse comportamento está associado ao desenvolvimento contínuo da deformação lateral e das fissuras no concreto reciclado, o que mantém a mobilização do confinamento. Nesse estágio, a tensão de von Mises permanece próxima ou ligeiramente acima do limite de escoamento, evidenciando que o aço atua em regime plástico com encruamento. Tal fenômeno sugere que, mesmo após a perda momentânea da pressão máxima, o confinamento não se dissipa, mas é gradualmente intensificado pela dilatação do concreto, o que contribui para retardar a degradação da resistência do núcleo e ampliar a eficiência estrutural do sistema.

Nos modelos com maiores espessuras de tubo (6,4 e 11,6 mm) observa-se que, após o crescimento inicial das tensões circunferenciais e de von Mises, as curvas apresentam um patamar seguido por nova elevação gradual em deformações mais avançadas. Esse comportamento pode ser interpretado como a manifestação inicial da plastificação localizada do tubo de aço no sentido circunferencial, associada à redistribuição de tensões no contato aço–concreto. Tal fenômeno está diretamente relacionado às duas fases de dilatação volumétrica do núcleo de concreto (ε_{vol}): em uma primeira etapa, a expansão lateral é limitada pelo confinamento imposto pelo tubo, mantendo a pressão de contato estável; na sequência, com o

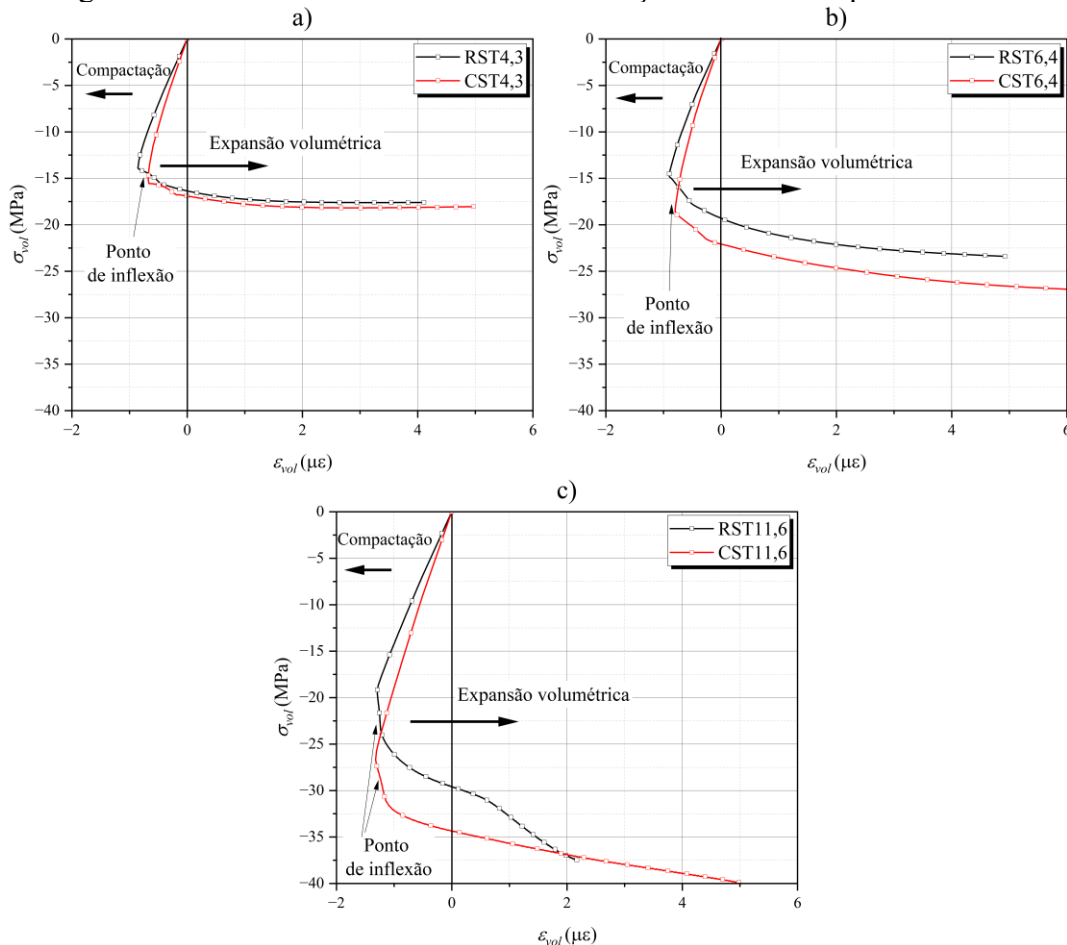
avanço do esmagamento interno do concreto à compressão, a dilatação se intensifica, resultando no aumento da pressão transmitida ao aço e promovendo a mobilização adicional da resistência circunferencial do tubo (Figura 6.22). Além disso, a presença de encruamento no modelo constitutivo do aço contribui para que, após a plastificação localizada inicial, o material ainda apresente capacidade de resistir a acréscimos de tensão. Para tubos de 4,3 mm, devido à baixa rigidez, essa não retarda instabilidades locais o que garante menor estabilidade geométrica durante a redistribuição de tensões. Esse comportamento foi constatado de forma semelhante por Zhao *et al.* (2023a). Para reforçar esse argumento, foram elaboradas as curvas de tensão volumétrica (σ_{vol}) em função da deformação volumétrica (ε_{vol}), obtidas a partir das Equações (6.43) e (6.44).

$$\sigma_{vol} = (\sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33})/3 \quad (6.43)$$

$$\varepsilon_{vol} = \varepsilon_{11} + \varepsilon_{22} + \varepsilon_{33} \quad (6.44)$$

onde os subscritos 11, 22 e 33 representam as direções x, y e z, respectivamente. A Figura 6.22 apresenta as curvas tensão volumétrica (σ_{vol}) em função da deformação volumétrica (ε_{vol}).

Figura 6.22 – Tensão volumétrica vs deformação volumétrica para a série S



Fonte: O autor (2025)

Inicialmente, observa-se uma fase de compactação, onde a deformação volumétrica aumenta com a tensão compressiva, indicando uma redução do volume do material. Subsequentemente, as curvas atingem um ponto de inflexão, onde a taxa de compactação atinge seu valor máximo, que marca a transição volumétrica. Este ponto corresponde ao início da propagação instável de microfissuras, a partir do qual o material entra na terceira fase, a de dilatação, onde o volume do concreto passa a aumentar devido à expansão lateral (efeito de Poisson) decorrente do dano interno, sendo está restringida pela parede do tubo de aço.

Ao comparar o desempenho dos dois tipos de concreto, observa-se uma tendência consistente em todos os níveis de confinamento. O concreto com agregado reciclado atinge a tensão de transição volumétrica em um patamar inferior ao do concreto com agregado natural. O efeito do nível de confinamento, controlado pela espessura do tubo de aço, demonstrou ser um fator predominante na melhoria do desempenho de ambos os materiais. O aumento da espessura de 4,3 mm para 11,6 mm resultou em um incremento substancial da tensão de transição volumétrica. Para o concreto convencional confinado, este valor elevou-se de aproximadamente -16 MPa para -32 MPa, enquanto para o concreto reciclado confinado, o aumento foi de -15 MPa para -25 MPa. Este resultado corrobora que uma maior rigidez de confinamento é altamente eficaz em retardar a degradação da microestrutura do concreto, permitindo que ele suporte maiores níveis de tensão antes de iniciar a fase de dilatação. Esse comportamento segue o que foi relatado na literatura (CARRAZEDO; MIRMIRAN; HANAI, 2013; YOUSSEF *et al.*, 2019).

Em particular, nota-se que quanto maior a espessura do tubo, maior é a diferença entre as deformações correspondentes ao início da plastificação localizada no aço dos casos CST e RST, indicando que o tipo de concreto influencia mais fortemente o comportamento em espessuras elevadas. O concreto reciclado tende a possuir módulo de elasticidade menor que o convencional, resultando em maior deformação para alcançar a mesma pressão lateral (YANG; LIU; WANG, 2023), especialmente em tubos mais espessos que retardam a instabilidade local, logo, essa diferença aumenta com a espessura, como já visto na Figura 6.22.

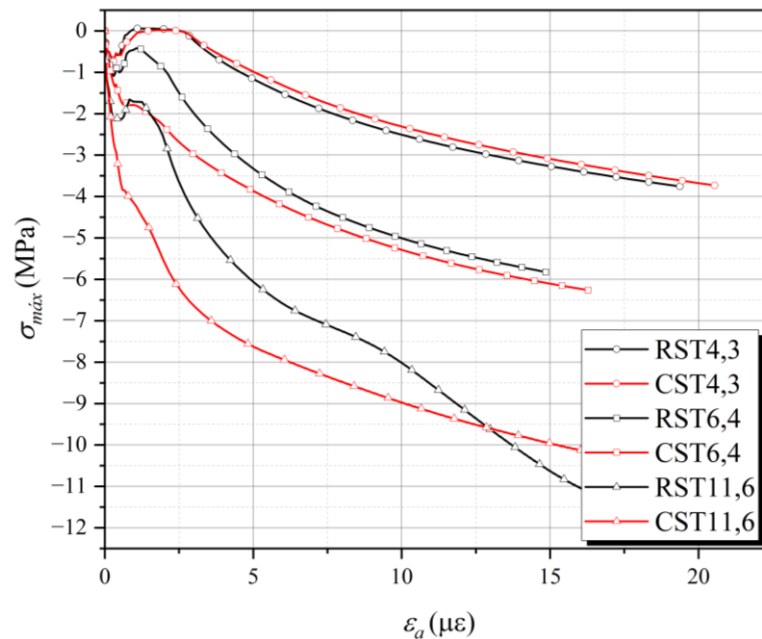
6.6.2 Pressão lateral de confinamento

A partir dos resultados numéricos, foi possível obter as pressões laterais efetivas de confinamento (f_l), dada pela deformação 10 % (Figura 6.20), assim como o pico de carregamento anteriormente estabelecido. Esse instante de pico axial foi escolhido pois define o estado de tensões efetivo que causou resistência máxima do concreto. Nota-se que f_l é

ligeiramente maior para RAC confinado que para CC confinado para todas as espessuras. Até o início da plastificação do aço, há menores tensões radiais agindo sob o concreto reciclado comparado ao convencional. No entanto, em níveis avançados de deformação, o concreto reciclado confinado tende a recuperar-se e a ultrapassar a pressão lateral alcançada pelo concreto convencional confinado. A resposta da literatura sobre tubos de aço preenchidos mostra que menores D/t (parede mais espessa) elevam a eficiência do confinamento e tornam a resposta mais sensível ao concreto interno (HASSANEIN *et al.*, 2023; WANG; CHEN; GENG, 2015).

Para esclarecer o mecanismo de confinamento passivo, foram analisadas as curvas de tensão circunferencial $\sigma_{m\acute{a}x}$ ($S_{m\acute{a}x}$ ou $S, Max. Principal$ no ABAQUS) na superfície do núcleo de concreto em função da deformação axial do pilar, como apresentado pela Figura 6.23 a seguir. As curvas apresentadas para as três espessuras de tubo (4,3 mm, 6,4 mm e 11,6 mm) evidenciam comportamentos distintos no confinamento do núcleo de concreto, embora observasse um comportamento característico em todos os cenários. Uma análise detalhada da fase inicial de mobilização da tensão circunferencial revela um comportamento anômalo, particularmente evidente nos níveis de confinamento mais baixos (tubos de 4 mm e 6 mm). Este fenômeno é caracterizado por: (i) um aumento rápido de compressão circunferencial, (ii) alívio momentâneo da compressão, chegando a valores próximos de zero ou levemente menos compressivos e (iii) uma compressão circunferencial crescendo em magnitude. Esse fenômeno é mais nítido no tubo de 4,3 mm, torna-se discreto em 6,4 mm e praticamente some em 11,6 mm. Entretanto, vale ressaltar que para o concreto reciclado confinado esse comportamento permaneceu independente da espessura, sendo apenas aliviado para tubos de 11,6 mm.

Figura 6.23 – Curvas de tensão máxima vs deformação axial para o núcleo de concreto da série S



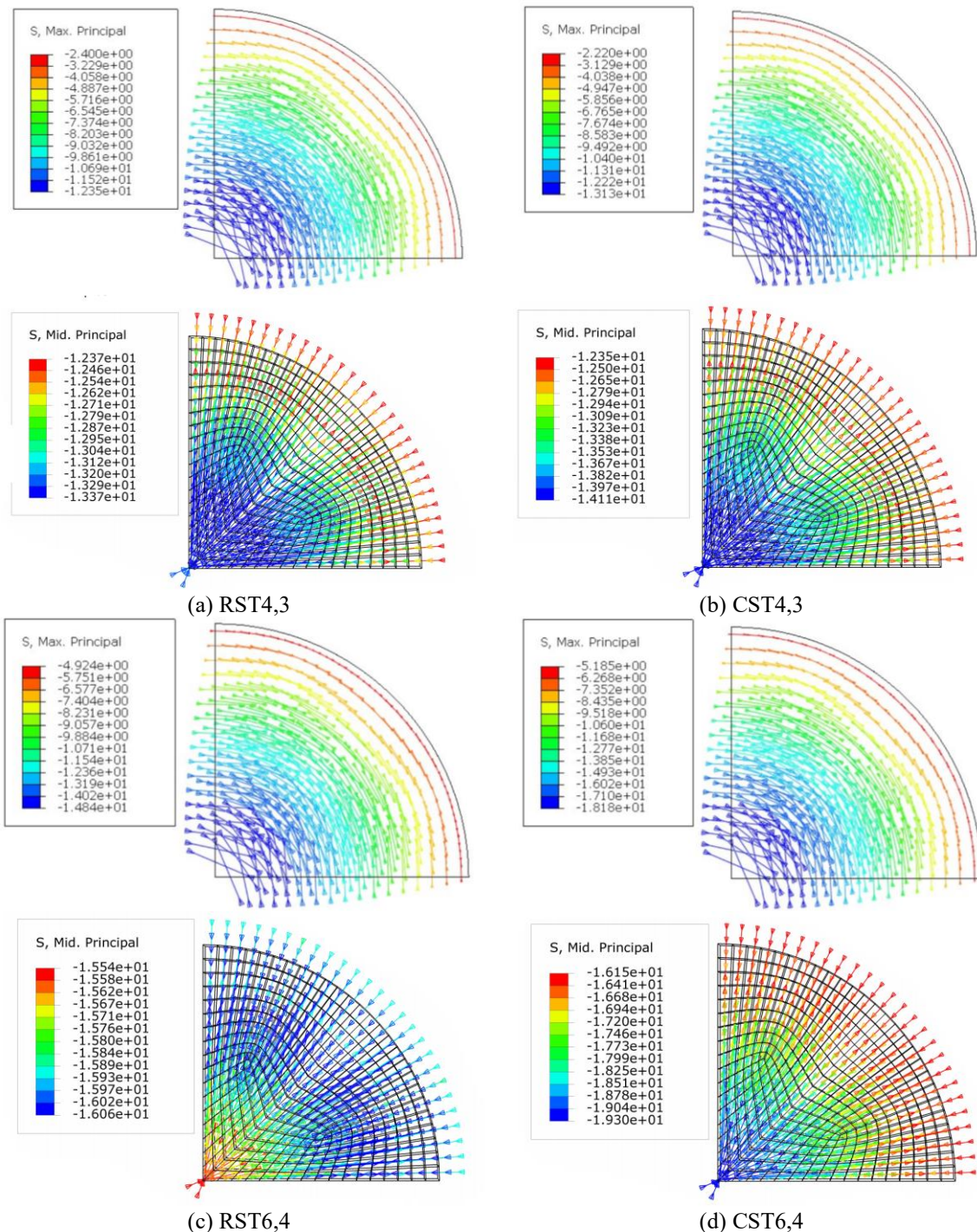
Fonte: O autor (2025)

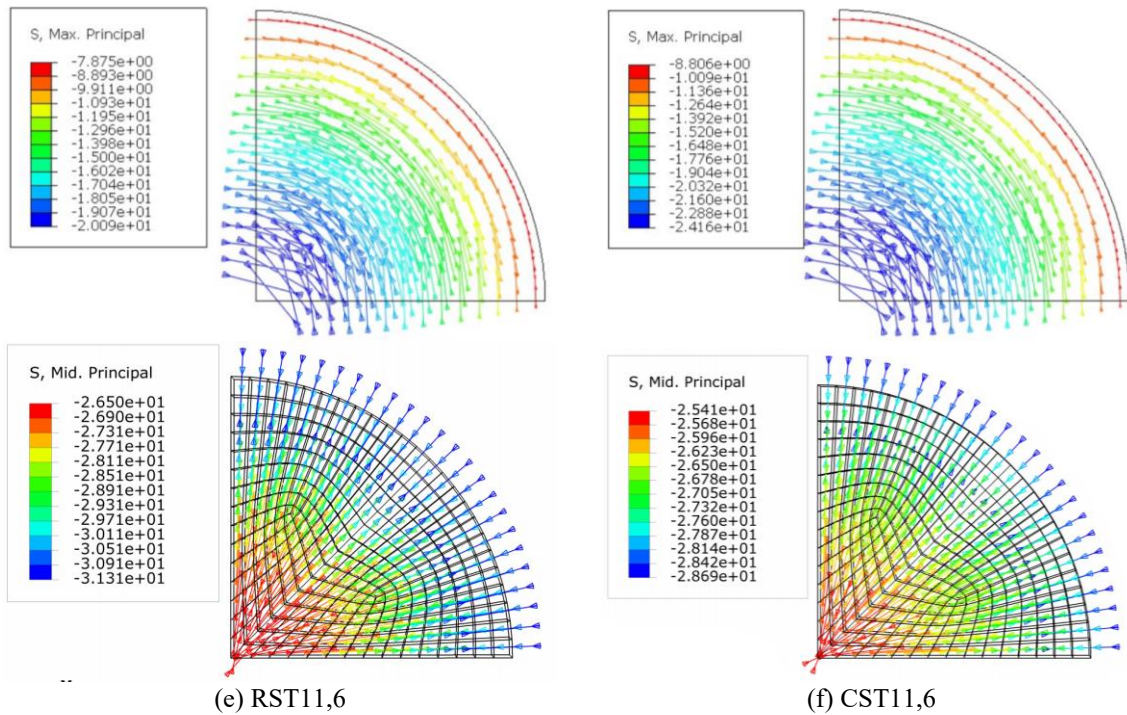
No estágio inicial de carregamento ocorre o assentamento do contato entre concreto e aço, quando micro folgas e irregularidades são fechadas, gerando um rápido aumento da pressão circunferencial, mais evidente nos tubos de 4,3 mm e 6,4 mm devido à maior flexibilidade. Em seguida, parte da interface passa de aderência para deslizamento (DAI *et al.*, 2022), redistribuindo tensões e provocando um alívio momentâneo antes da retomada do crescimento compressivo, efeito que também é mais observado com o aumento da espessura. Após as instabilidades iniciais, também ocasionadas pelo limite de escoamento do aço, a dilatação volumétrica do concreto torna-se dominante, produzindo uma expansão lateral contida pelo tubo de aço, o que leva a um crescimento quase linear da compressão circunferencial, mais precoce e estável em tubos de maior espessura, onde o confinamento é maior. Esse comportamento enfatiza as demais evidências deste estudo, onde há retomada do crescimento após a estabilização inicial, compatível com a intensificação da pressão circunferencial imposta pelo núcleo.

A distribuição de tensões nas direções circunferenciais (*S, Max. Principal*) e ou radiais (*S, Mid. Principal*) referente ao pico de carga (deformação 10 %) a meia altura da amostra em função do raio externo do exemplar pode ser vista nas Figura 6.24 a seguir. Observa-se que a tensão circunferencial na seção de concreto é uniforme ao longo do eixo e diminui gradualmente com o aumento da distância do centro do núcleo independentemente do tipo de concreto e espessura do tubo. Isso sugere que o tubo de aço circular fornece um confinamento uniforme

ao núcleo durante o carregamento, estando de acordo com os resultados obtidos por Yu et al. (2010a). Nota-se que tubos de menor espessura concentram maior parcela da tensão no próprio aço, resultando em menor participação efetiva do concreto no equilíbrio circunferencial. Em contrapartida, o aumento da espessura do tubo reduz a intensidade da tensão de confinamento no aço, favorecendo maior contribuição do núcleo de concreto na absorção das tensões circunferenciais.

Figura 6.24 – Distribuição de tensões circunferenciais na parte central do núcleo de concreto da série S





Fonte: O autor (2025)

Na falta de resultados numéricos, a pressão lateral de confinamento para concreto confinado por tubos de aço geralmente é expressa pela Equação (6.45) a seguir.

$$f_l = \frac{2t_s\sigma_{hs}}{D_e - 2t_s} \quad (6.45)$$

onde t_s é a espessura do tubo de aço, D_e é o diâmetro externo do tubo e σ_{hs} é a tensão circunferencial do tubo de aço e pode ser expressa pela Equação (6.46), conforme Guo *et al.* (2019a).

$$\sigma_{hs} = \frac{\sqrt{4 - 3\beta_p^2} - \beta_p}{2} f_y \quad (6.46)$$

onde β_p é o fator proporcional da tensão axial correspondente à resistência ao escoamento do aço. A partir da Figura 6.20 anterior, a razão média entre tensão vertical e resistência ao escoamento foi de aproximadamente 74,8 %, portanto, neste estudo β vale 0,748. Aplicando esta expressão e comparando com os resultados numéricos, é possível notar pela Tabela 6.7 grande semelhança entre os resultados de pressão lateral para RAC confinado por tubo de aço.

Tabela 6.7 – Comparação entre numérico e teórico da pressão lateral de confinamento para a série S

ID	f_{LFEM}	σ_{ah}	f_{lt}	f_{LFEM}/f_{lt}
RST4,3	11,04	140,11	11,46	0,96
RST6,4	14,42	106,07	13,33	1,08
RST11,6	24,90	104,57	26,48	0,94

Fonte: O autor (2025)

6.6.3 Discussão sobre a capacidade última resistente

Diversos modelos analíticos presentes na literatura descrevem o aumento da resistência do concreto confinado por meio de expressões que relacionam a tensão axial última (f_{cc}) com a resistência do concreto não confinado (f_{co}) e a pressão lateral efetiva de confinamento (f_l). Nessa relação, um parâmetro de proporcionalidade, usualmente denominado coeficiente k , é determinado a partir de dados experimentais ou numéricos, representando a eficiência do confinamento. Como já mencionado em tópicos anteriores, Richart et al. (1928) verificaram que a resistência à compressão axial e a deformação última do concreto crescem na presença de pressões confinantes e pode ser dada pela Equação (6.47):

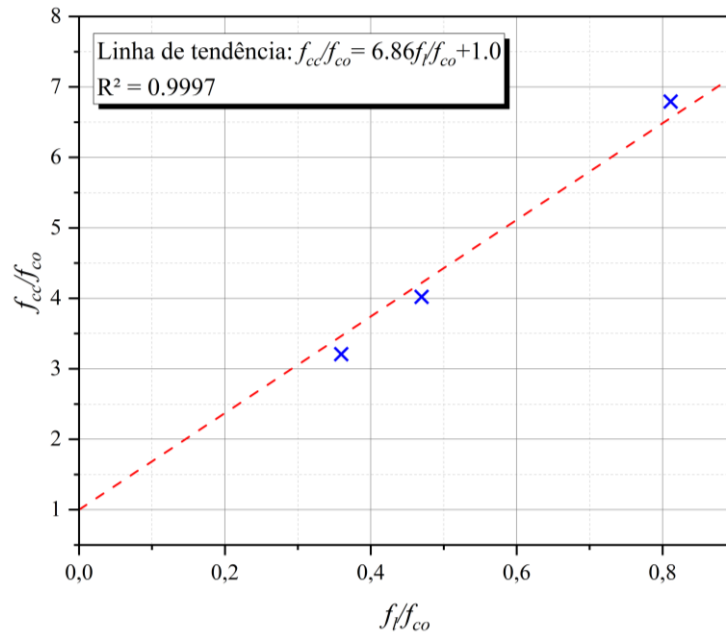
$$f_{cc} = f_{co} + kf_l \quad (6.47)$$

Richart et al. (1928), verificaram que k variava com a pressão lateral tendendo a 4,1 para maiores pressões laterais. Pesquisas mais recentes (LIU et al., 2018; ZHAOYUAN et al., 2022b) reforçam a importância da calibração experimental do coeficiente k , uma vez que ele pode variar significativamente em função das propriedades do concreto, do tipo de material de confinamento e da geometria da seção. Apesar disso, até o momento, não se tem relatos de pesquisas que estabeleceram expressões empíricas sobre o concreto reciclado sujeito a confinamento efetivo, ou seja, com aplicação somente sobre o núcleo de concreto. Portanto, a determinação de k torna-se uma etapa essencial para a formulação de modelos preditivos confiáveis, além de possibilitar a comparação direta entre diferentes técnicas e materiais de confinamento.

A partir da análise de regressão dos resultados ensaiados, foi possível obter um valor representativo de k (Figura 6.25) e fornecer previsões para a tensão axial última (f_{cc}), como na Equação (6.48).

$$f_{cc} = f_{co} + 6,86f_l \quad (6.48)$$

Figura 6.25 – Regressão linear dos resultados da série S



Fonte: O autor (2025)

Além disso, sabendo que a carga é aplicada exclusivamente sob o núcleo de concreto, f_{cc} também pode ser representado pela razão entre a carga última (N_u) e a área da seção transversal do núcleo de concreto (A_c). Com isso, a carga última teórica ($N_{u,t}$) pode ser expressa como a Equação (6.49).

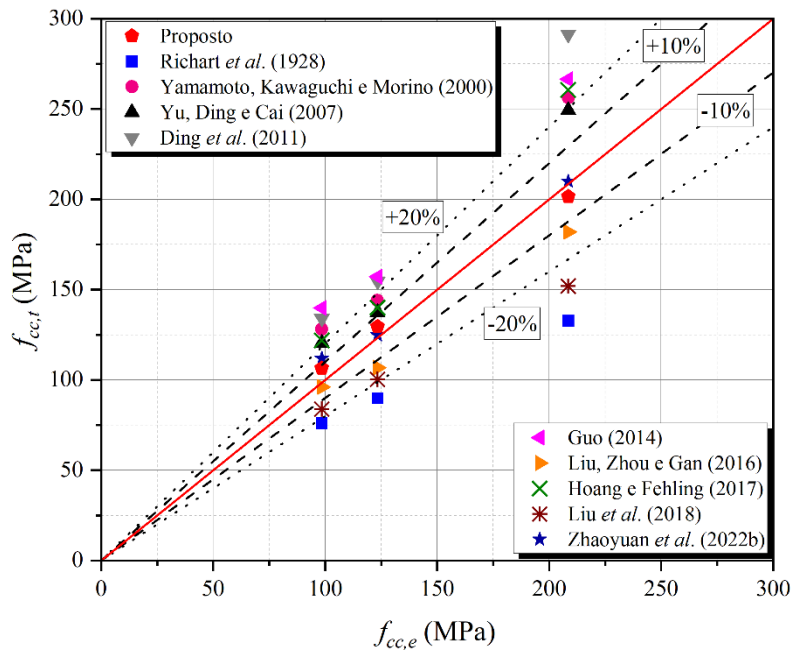
$$N_{u,t} = A_c(f_{co} + 6,86f_l) \quad (6.49)$$

Vale ressaltar que este estudo constitui uma investigação preliminar de tendências e, portanto, não deve ser considerado um modelo definitivo, uma vez que ainda há escassez de resultados disponíveis na literatura. Essa limitação evidencia a necessidade de novas pesquisas e incentiva a comunidade científica a aprofundar a exploração do tema.

A Tabela 6.8 apresenta uma avaliação de alguns modelos específicos para calcular f_{cc} considerando aplicação de carga somente sobre o núcleo de concreto, juntamente com o modelo de Richart et al. (1928). Além disso, a Figura 6.26 apresenta a comparação entre os resultados experimentais da tensão de compressão ($f_{cc,e}$) dos ensaios e os resultados dos cálculos de diferentes modelos ($f_{cc,t}$), incluindo o apresentado neste trabalho. Uma reta de igualdade ($f_{cc,t}/f_{cc,e} = 1,0$) e erros de $\pm 10\%$ e $\pm 20\%$ foram inseridos para enfatizar a precisão dos valores previstos. Além do modelo proposto, o modelo de Zhaoyuan *et al.* (2022b) pode avaliar melhor a capacidade experimental da tensão de compressão do concreto reciclado confinado, visto que o erro entre os resultados obtidos experimentais e teóricos ficou dentro de 10% . Os modelos de Liu, Zhou e Gan (2016) e Yu, Ding e Cai (2007), subestimaram e superestimaram

a capacidade do concreto reciclado confinado, respectivamente, mas ainda ficaram dentro do erro de 20 %. Enquanto os modelos de Richart *et al.* (1928) e Liu *et al.* (2018) foram bastante conservadores, os resultados dos modelos de Ding *et al.* (2011), Guo (2014), Yamamoto, Kawaguchi e Morino (2000) e Hoang e Fehling (2017) foram relativamente grandes.

Figura 6.26 – Comparação do modelo proposto com os demais modelos da literatura para a série S



Fonte: O autor (2025)

Tabela 6.8 – Relação $f_{cc,t}/f_{cc,e}$ usando diferentes modelos analíticos para a série S

ID	Equação (f_{cc})	Avg	s_d	CV (%)
Este trabalho	$f_{co} + k_1 f_l$ $k_1 = 6,86$	1,03	0,06	5,74
Richart <i>et al.</i> (1928)	$f_{co} + k_1 f_l$ $k_1 = 4,1$	0,71	0,07	9,67
Yamamoto, Kawaguchi e Morino (2000)	$1,65A_c^{-0,056} f_{co} + k_1 \left(\frac{2t}{D_i}\right) f_y$ $k_1 = 3,3$	1,23	0,07	5,38
Yu, Ding e Cai (2007)	$f_{co}(1,14 + 1,34\lambda)$	1,18	0,06	4,86
Ding <i>et al.</i> (2011)	$(1 + 1,7\lambda)f_{co}$	1,34	0,07	5,58
Guo (2014)	$f_{co}(1 + 1,1\lambda + \sqrt{\lambda})$	1,32	0,08	6,30
Liu, Zhou e Gan (2016)	$f_{co} + k_1 \left(\frac{1,08t f_y}{D_i}\right)$ $k_1 = 4,1$	0,90	0,06	6,87
Hoang e Fehling (2017)	$(1 + 1,5\lambda)f_{co}$	1,21	0,06	5,22
Liu <i>et al.</i> (2018)	$f_{co} \left(1 + k_1 \frac{f_l}{f_{co}}\right)$ $k_1 = 5,1$	0,80	0,06	7,85
Zhaoyuan <i>et al.</i> (2022b)	$f_{co}(1,0587\lambda + 1,5867)$	1,05	0,07	7,04

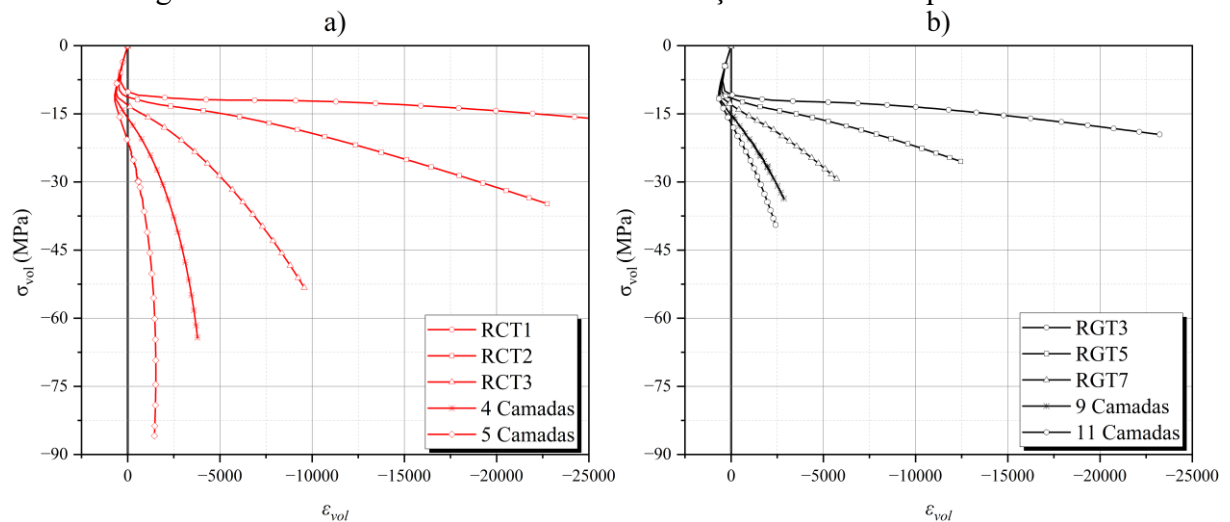
Fonte: O autor (2025)

6.7 ANÁLISES DOS RESULTADOS DAS SÉRIES C E G

6.7.1 Dilatação volumétrica das séries C e G

Para melhor descrever o comportamento do concreto confinado com FRP em estado triaxial, sua resposta volumétrica deve ser examinada. A deformação volumétrica ε_{vol} e a tensão volumétrica σ_{vol} já foram definidas anteriormente para análises da série S calculadas usando as Equações (6.43) e (6.44), respectivamente. A Figura 6.27 a seguir apresenta as curvas tensão volumétrica vs deformação volumétrica. Vale ressaltar que valores positivos de deformação volumétrica representam redução de volume (compactação), enquanto valores negativos indicam expansão de volume (dilatação). Assim como na série S, as curvas apresentam três estágios: uma fase inicial de compactação, marcada pela redução volumétrica sob compressão; um ponto de inflexão, que indica o início da propagação instável de microfissuras; e, por fim, a fase de dilatação, em que o volume aumenta devido à expansão lateral causada pelos danos internos, restrita pela parede do tubo de FRP.

Figura 6.27 – Tensão volumétrica vs deformação volumétrica para a série S



Fonte: O autor (2025)

Observa-se que, com o aumento do número de camadas, a curva tende a se inverter para RAC confinado. O comportamento elástico inicial é semelhante para todos os resultados, entretanto, a restrição da deformação transversal promovida pelo FRP induz um efeito de “endurecimento” (*hardening*) no material, como evidenciado nos casos de concreto confinado com onze camadas de GFRP e cinco camadas de CFRP. Ressalta-se, que esses resultados foram obtidos por meio de simulações numéricas, não havendo ensaios experimentais para tais configurações de camadas. Evidencia-se que um número adequado de camadas de FRP é capaz de reduzir de forma efetiva a expansão lateral do concreto reciclado. Nessa condição, um maior

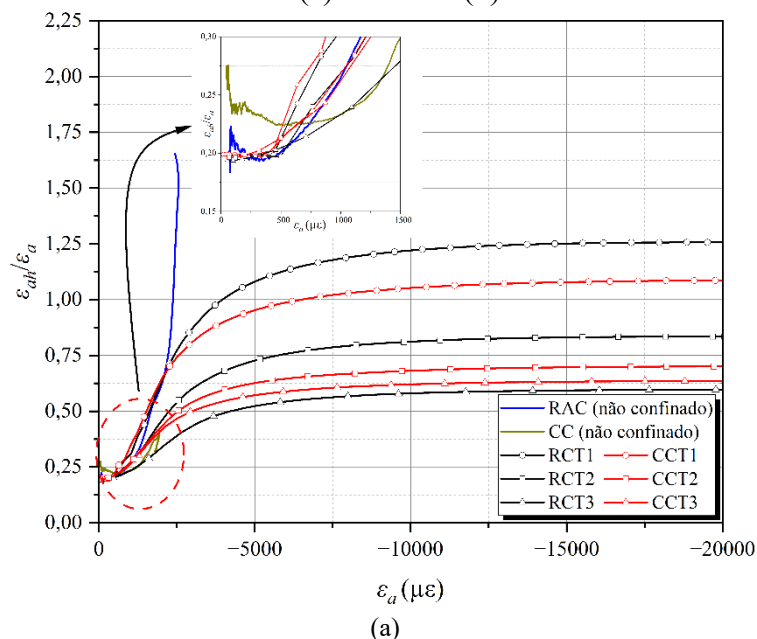
número de camadas é requerido para promover o endurecimento do material (UNTIVEROS, 2002; YOUSSEF et al., 2019).

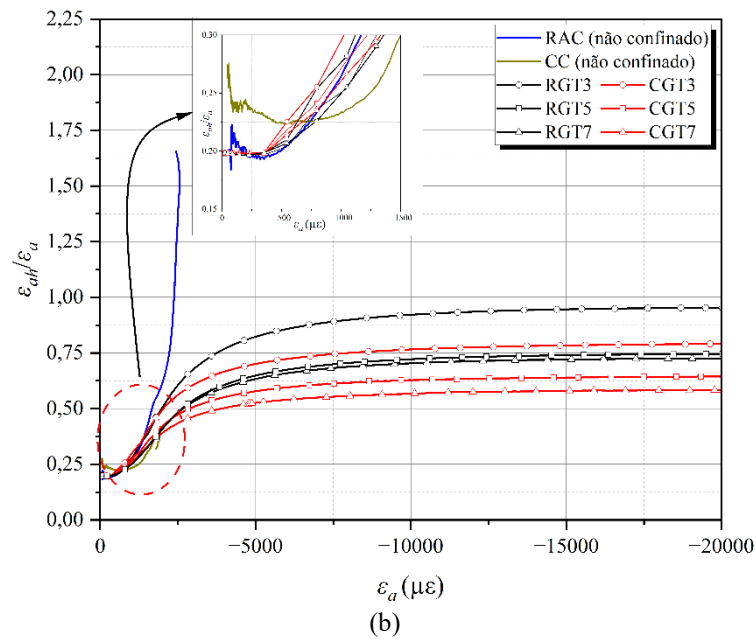
A Figura 6.28 a seguir apresenta a razão de dilatação ($\varepsilon_{ah}/\varepsilon_a$) pela deformação axial (ε_a). Pode-se afirmar que pequenas razões de dilatação indicam maior resistência e rigidez, o que permite maiores deformações axiais antes que ocorra a ruptura. Isso pode ser observado levando em consideração o número de camadas de cada curva da Figura 6.28. As curvas consistem em três trechos principais:

- Trecho inicial A: Observa-se que todas as curvas iniciam com valores de razão relativamente baixos, em torno de 0,2. Isso é devido à baixa dilatação do núcleo de concreto;
- Trecho crescente B: Há um aumento acentuado da dilatação e se estabiliza em um patamar, dependendo do número de camadas de confinamento;
- Trecho de estabilização C: A razão de dilatação tende a se estabilizar, atingindo valores quase constantes. Esse fenômeno é decorrente do equilíbrio entre pressão de confinamento do FRP e tendência de dilatação do concreto (HANY; HANTOUCHE; HARAJLI, 2016), onde o maior número de camadas proporciona maior restrição lateral e, conseqüentemente, menor razão de dilatação.

Em suma, as curvas mostram bem a mobilização crescente do confinamento: primeiro quase inexistente, depois crescente com a fissuração do concreto, e por fim estabilizado em regime quase constante, independentemente do tipo de concreto e da espessura do tubo.

Figura 6.28 – Curvas razão de dilatação ($\varepsilon_{ah}/\varepsilon_a$) vs. deformação axial (ε_a) para a série C (a) e série G (b)





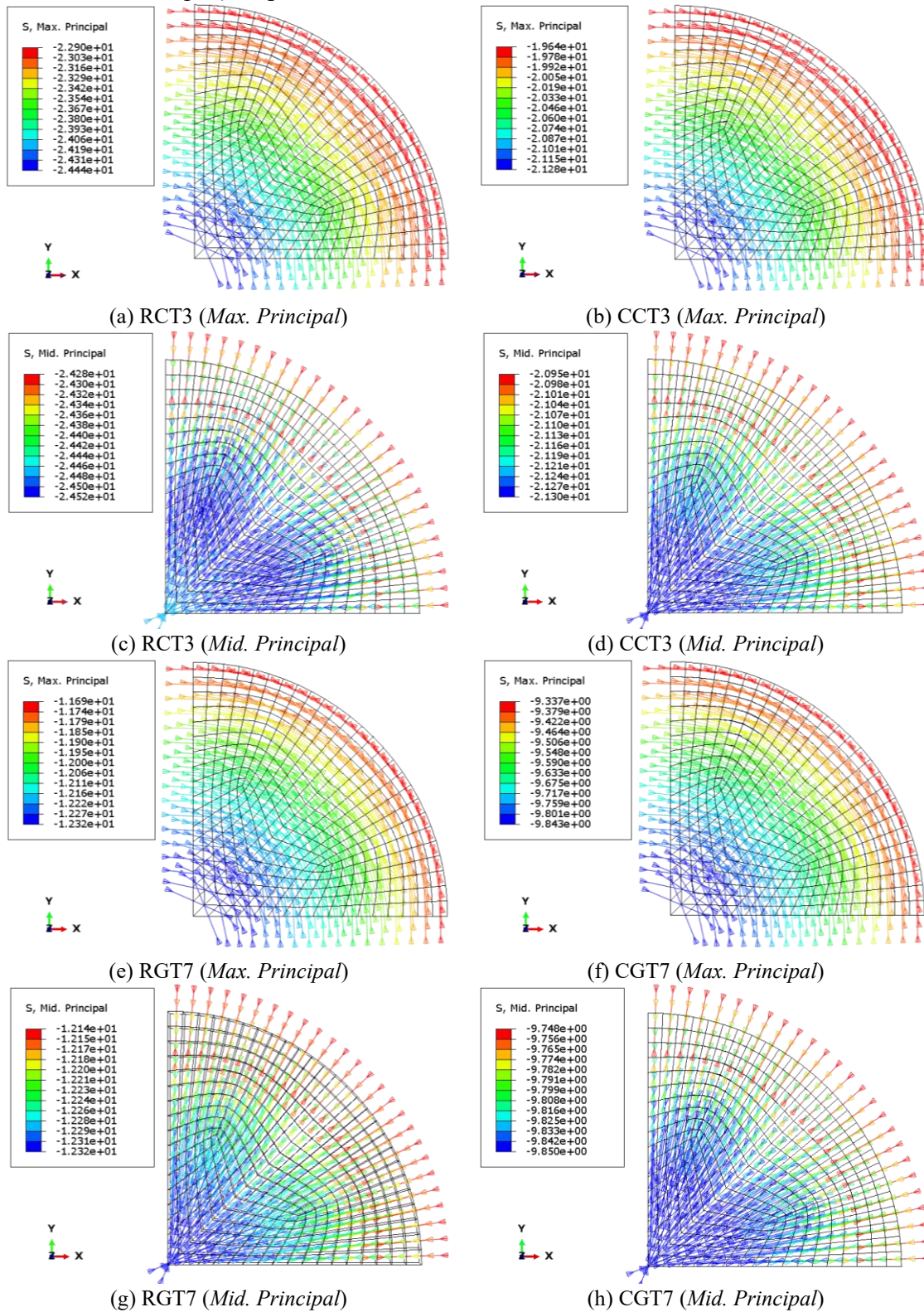
Fonte: O autor (2025)

O concreto convencional apresentou menor dilatação relativa, pois é mais rígido que o reciclado e resiste melhor a fissuração. Em contrapartida, o reciclado é menos rígido e mais suscetível a deformações laterais. No caso do concreto sem confinamento, obtido dos resultados experimentais, a relação $\varepsilon_{ah}/\varepsilon_a$ é constante e varia de 0,20 – 0,23 até uma deformação de aproximadamente 0,012. A partir desse ponto de deformação, a dilatação se intensifica rapidamente e passa a apresentar um comportamento semelhante ao do concreto confinado, até ocorrer a ruptura do exemplar não confinado (UNTIVEROS, 2002). Como era esperado, a dilatação do concreto reciclado se intensifica mais rapidamente que o concreto convencional.

6.7.2 Pressão lateral de confinamento

A distribuição de tensões nas direções circunferenciais (S , *Max. Principal*) e ou radiais (S , *Mid. Principal*) referente ao pico de carga a meia altura da amostra em função do raio externo do exemplar pode ser visto nas Figura 6.29 a seguir. Observa-se que a tensão circunferencial na seção de concreto e na direção do raio independentemente do tipo de concreto, número de camadas e tipo de FRP é praticamente constante e uniforme.

Figura 6.29 – Distribuição de tensões circunferenciais (*Max. Principal*) e radiais (*Mid. Principal*) na parte central do núcleo de concreto das séries C e G



Fonte: O autor (2025)

6.7.3 Discussão sobre a capacidade última resistente

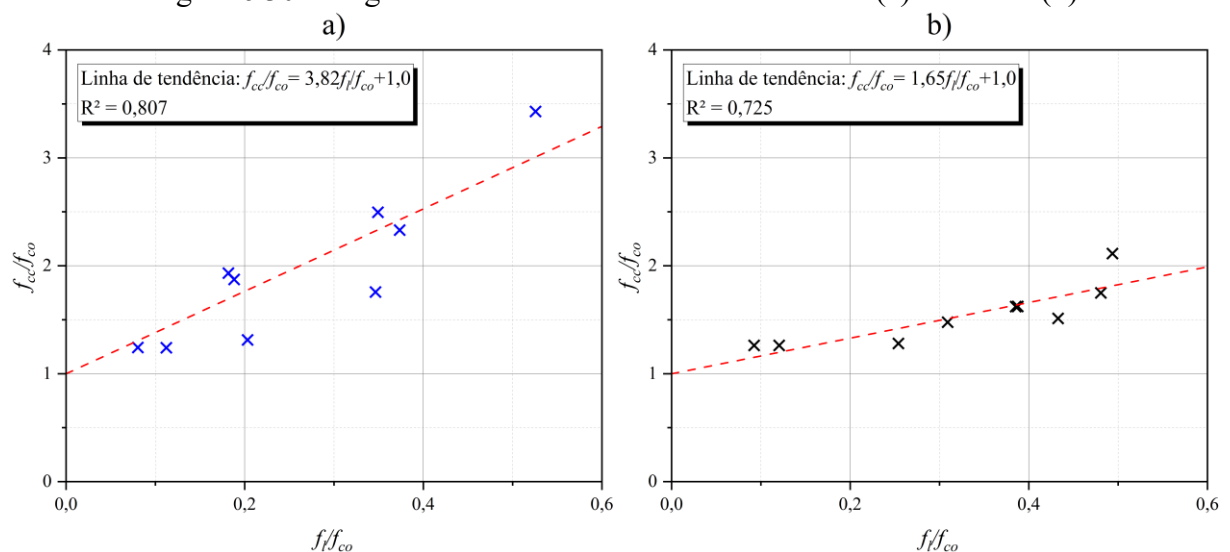
Assim como já mencionado anteriormente, Richart et al. (1928) verificaram que a resistência à compressão axial e a deformação última do concreto crescem na presença de pressões confinantes e pode ser dada pela Equação (6.47) anterior. Apesar da existência de diversos documentos sobre a determinação do fator k para concreto convencional confinado por CFRP ou GFRP, até o momento não se tem relatos da determinação desse coeficiente para núcleos de concreto reciclado. Portanto, a determinação de k torna-se uma etapa essencial para a formulação de modelos preditivos confiáveis, além de possibilitar a comparação direta entre diferentes técnicas e materiais de confinamento.

A partir da análise de regressão dos resultados ensaiados, foi possível obter um valor representativo de k para a pressão axial última (f_{cc}) no concreto confinado por CFRP ($f_{cc,CFRP}$) (Figura 6.30a) e por GFRP ($f_{cc,GFRP}$) (Figura 6.30b) conforme as equações (6.50) e (6.51), respectivamente. Como as pressões laterais foram obtidas experimentalmente (Tabela 5.3), observou-se significativa dispersão nos resultados. Assim, a média desses valores não foi utilizada na determinação do coeficiente k , a fim de ampliar a faixa de aplicabilidade da expressão proposta. Como esperado, o coeficiente k foi menor para concreto reciclado confinado por tubo de GFRP, pois este material confinante proporciona menos pressão lateral de confinamento e, conseqüentemente, menos capacidade resistente do sistema.

$$f_{cc,CFRP} = f_{co} + 3,82f_l \quad (6.50)$$

$$f_{cc,GFRP} = f_{co} + 1,65f_l \quad (6.51)$$

Figura 6.30 – Regressão linear dos resultados da série C (a) e série G (b)



Fonte: O autor (2025)

A pressão axial última (f_{cc}) também pode ser representado pela razão entre a carga última (N_u) e a área da seção transversal do núcleo de concreto (A_c). Com isso, a carga última teórica no confinamento por CFRP ($N_{ut,CFRP}$) e por GFRP ($N_{ut,GFRP}$) podem ser expressas como nas equações (6.52) e (6.53), respectivamente.

$$N_{ut,CFRP} = A_c f_{cc,CFRP} \quad (6.52)$$

$$N_{ut,GFRP} = A_c f_{cc,GFRP} \quad (6.53)$$

Vale ressaltar que este estudo constitui uma investigação preliminar de tendências e, portanto, não deve ser considerado um modelo definitivo, uma vez que ainda há escassez de resultados disponíveis na literatura. Essa limitação evidencia a necessidade de novas pesquisas e incentiva a comunidade científica a aprofundar a exploração do tema.

Tomando como base as equações da Tabela 3.6, a Tabela 6.9 e a Tabela 6.10 apresentam uma avaliação de alguns modelos específicos para calcular f_{cc} , juntamente com o modelo de Richart et al. (1928). Além disso, a Figura 6.31a e a Figura 6.31b apresentam a comparação entre os resultados experimentais da tensão de compressão ($f_{cc,e}$) dos ensaios e os resultados dos cálculos de diferentes modelos ($f_{cc,t}$), incluindo o apresentado neste trabalho. Uma reta de igualdade ($f_{cc,t}/f_{cc,e} = 1,0$) e erros de $\pm 10\%$ e $\pm 20\%$ foram inseridos para enfatizar a precisão dos valores previstos. Referente a série C, além do modelo proposto, os modelos de Samaan, Mirmiran e Shahawy (1998), Jiang e Teng (2007), Ozbakkaloglu e Lim (2013) e Wang, Lin e Zhao (2024) podem avaliar com precisão a capacidade experimental da tensão de compressão do concreto reciclado confinado, visto que o erro entre os resultados obtidos experimentais e teóricos ficou dentro de 10% . Quanto aos demais, com exceção do modelo de Mohamed e Masmoudi (2010), todos os outros superestimaram a capacidade resistente do concreto confinado por CFRP, sendo o modelo de Teng *et al.* (2009) o que mais se desviou dos resultados experimentais.

Tabela 6.9 – Relação $f_{cc,t}/f_{cc,e}$ usando diferentes modelos analíticos para a série C

ID	Avg	s_d	CV (%)
Este trabalho	1,06	0,17	16,30
Richart <i>et al.</i> (1928)	1,09	0,18	16,51
Samaan, Mirmiran e Shahawy (1998)	0,99	0,19	19,19
Toutanji (1999)	1,12	0,19	16,96
Jiang e Teng (2007)	1,02	0,17	16,67
Teng <i>et al.</i> (2009)	1,15	0,41	35,65
Mohamed e Masmoudi (2010)	0,92	0,16	17,39
Realfonzo e Napoli (2011)	1,11	0,19	17,12
Ozbakkaloglu e Lim (2013)	0,98	0,18	18,37

Raza, Khan e Ahmad (2020)	1,11	0,20	18,02
Wang, Lin e Zhao (2024)	1,01	0,19	18,81

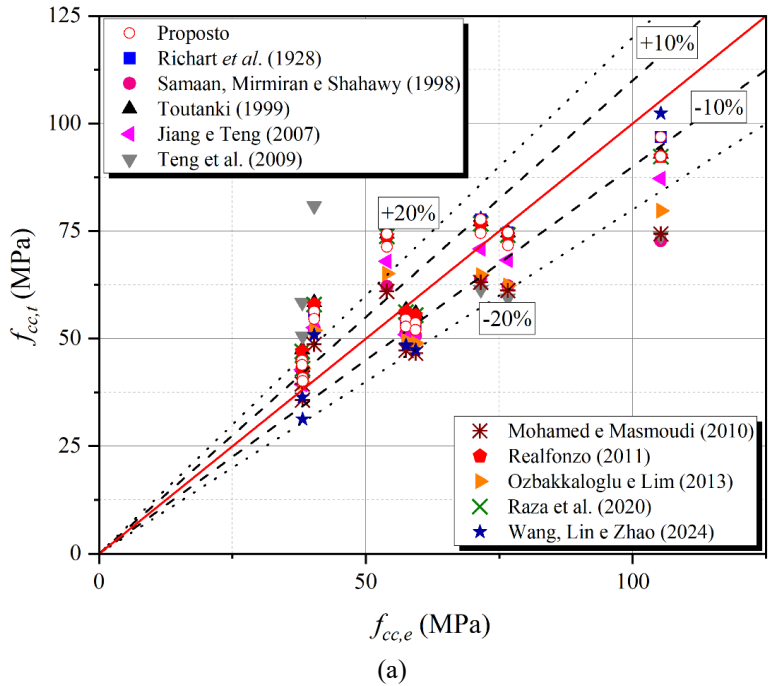
Fonte: O autor (2025)

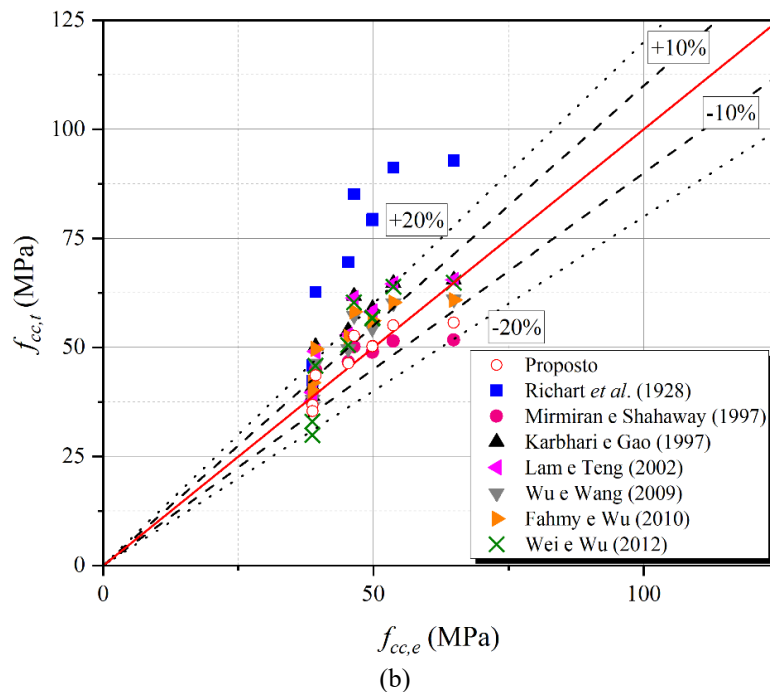
Tabela 6.10 – Relação $f_{cc,t}/f_{cc,e}$ usando diferentes modelos analíticos para a série G

ID	Avg	s_d	CV (%)
Este trabalho	1,00	0,08	8,00
Richart <i>et al.</i> (1928)	1,51	0,22	14,57
Mimiran e Shahaway (1997)	1,00	0,09	9,00
Karbhari e Gao (1997)	1,16	0,11	9,48
Lam e Teng (2002)	1,08	0,10	9,26
Wu e Wang (2009)	1,14	0,11	9,65
Fahmy e Wu (2010)	1,12	0,10	8,93
Wei e Wu (2012)	1,08	0,16	14,81

Fonte: O autor (2025)

Figura 6.31 – Comparação do modelo proposto com os demais modelos da literatura para a série C (a) e série G (b)





Fonte: O autor (2025)

Quanto a série G, o modelo proposto apresentou resultados satisfatórios. O modelo de Mirmiran e Shahaway (1997) também avaliou com precisão a capacidade resistente do concreto reciclado confinado por GFRP, além de ser o segundo menor desvio padrão. Com excessão do modelo de Richart *et al.* (1928), que apresentou o maior desvio dentre os modelos, todos os demais modelos também são capazes de prever a capacidade resistente.

6.8 COMENTÁRIOS DO CAPÍTULO

O Capítulo 7 apresentou o desenvolvimento, calibração e aplicação de modelos numéricos em elementos finitos voltados à simulação do comportamento de concreto convencional (CC) e reciclado (RAC) submetidos a confinamento por tubos de aço e compósitos de FRP (CFRP e GFRP). Os resultados demonstram que o modelo numérico implementado foi capaz de reproduzir satisfatoriamente as respostas observadas experimentalmente, tanto em evolução das tensões e deformações, quanto da capacidade resistente última dos sistemas analisados.

A calibração baseada nos resultados experimentais e na literatura mostrou que o modelo CDP, combinado a constituições adequadas para os materiais de confinamento, reproduz o comportamento multiaxial do concreto confinado, incluindo compactação inicial, transição volumétrica e dilatação. Nos tubos de aço, a simulação captou de forma consistente a evolução das tensões circunferenciais, axiais e de *von Mises*, bem como o desenvolvimento da pressão radial, refletindo a ativação imediata do confinamento.

As análises mostraram claramente que o nível de confinamento, governado pela espessura dos tubos de aço ou pelo número de camadas dos compósitos, exerce papel dominante na melhoria do desempenho mecânico dos sistemas. Para tubos de aço, o aumento da espessura retardou significativamente a degradação volumétrica, elevando a tensão correspondente ao ponto de transição entre compactação e dilatação. Em contrapartida, tubos menos espessos apresentaram menor estabilidade geométrica e maior suscetibilidade a instabilidades locais.

Os modelos de FRP permitiram observar diferenças claras entre CFRP e GFRP. O CFRP, de maior rigidez, produziu maiores pressões laterais e maior eficiência de confinamento, enquanto o GFRP gerou pressões menores e respostas mais sensíveis ao nível de deformação axial.

A comparação com diversos modelos analíticos disponíveis mostrou que muitos deles, em especial para CFRP, superestimam a capacidade resistente do concreto reciclado confinado. Os modelos propostos neste trabalho apresentaram melhor desempenho, com erros dentro de faixas compatíveis às de modelos conhecidos.

CAPÍTULO 7. CONCLUSÕES

O conjunto das investigações experimentais, numéricas e analíticas desenvolvidas nesta tese permitiu avançar de forma abrangente a compreensão do comportamento mecânico de concretos reciclados (RAC) confinados por diferentes materiais, aço, CFRP e GFRP, sob compressão axial. Os resultados demonstraram que, apesar das limitações inerentes ao uso de agregados reciclados, especialmente no que diz respeito à maior porosidade, menor módulo de elasticidade e maior variabilidade mecânica, o concreto reciclado apresenta desempenho estrutural satisfatório quando submetido a condições adequadas de confinamento.

Inicialmente, os estudos de caracterização confirmaram que o RAC pode ser aplicado de forma segura em elementos estruturais, desde que observadas técnicas adequadas de pré-molhagem, controle da relação água/cimento e seleção criteriosa do teor de substituição. Substituições totais, embora reduzam a resistência e rigidez, não inviabilizam o uso estrutural quando associadas a sistemas eficientes de confinamento.

As análises experimentais revelaram que o material confinante e o nível de confinamento exercem papel determinante no comportamento global das colunas. O aço, quando a carga é aplicada sobre o núcleo de concreto, mostrou desempenho superior em termos de resistência e atuação inicial do confinamento, oferecendo uma resposta ativa e imediata, com elevada rigidez lateral, mobilização eficiente da pressão circunferencial e comportamento pós-pico estável. Contudo, verificou-se que espessuras elevadas resultam em incompatibilidade deformacional com o núcleo de RAC, que apresenta deterioração interna precoce e incapacidade de mobilizar plenamente a rigidez lateral do tubo, o que limita a eficiência do confinamento em colunas com tubos metálicos mais espessos.

Nos sistemas confinados com FRP, observou-se claramente o caráter passivo do confinamento: a atuação do compósito depende da fissuração e da dilatação lateral do concreto. O CFRP, material de maior rigidez, promoveu os maiores incrementos de resistência máxima, mas apresentou comportamento mais frágil, com menor capacidade deformacional e quedas abruptas de carga após o pico. Já o GFRP, devido ao seu menor módulo elástico, mostrou melhor compatibilidade com a deformabilidade do RAC e desempenho pós-pico mais estável, evidenciando vantagens quando a ductilidade é o parâmetro de interesse. Em níveis altos de confinamento, observou-se que o RAC confinado com GFRP atingiu desempenho comparável ao CC em termos de ductilidade e estabilidade da curva tensão-deformação.

As análises de deformações médias, tanto axiais quanto circunferenciais, reforçaram que a compatibilidade deformacional entre o núcleo e o confinante é o fator governante da eficiência global do confinamento. Sistemas rígidos (aço de maior espessura e CFRP com mais camadas) tendem a limitar a dilatação lateral necessária para mobilização da pressão circunferencial, sobretudo no RAC, cujo comportamento em deformações avançadas é condicionado pela degradação interna da microestrutura. Por outro lado, sistemas mais flexíveis, como tubos metálicos de menor espessura e compósitos de GFRP independentemente do número de camadas, favorecem maior transferência de deformações laterais e aumento contínuo da pressão de confinamento, contribuindo para respostas mais dúcteis e estáveis. As investigações numéricas realizadas no Capítulo 6 confirmaram essas interpretações.

O modelo baseado no *Concrete Damaged Plasticity* (CDP), devidamente calibrado, reproduziu de forma consistente o comportamento multiaxial dos sistemas, incluindo compactação inicial, transição volumétrica, dilatação e pressões circunferenciais. Apesar disso, como visto, modelos desenvolvidos para concreto não confinado não são adequados para análise de concreto confinado. Embora o modelo CDP seja capaz de considerar a influência da pressão hidrostática e os efeitos de confinamento, sua concordância com os resultados experimentais permanece limitada, particularmente na captura precisa do comportamento pós-pico do concreto confinado. O desempenho do modelo melhora consideravelmente quando um ramo descendente modificado é adotado na curva tensão-deformação uniaxial, fornecendo uma representação mais realista do comportamento de *softening* observado experimentalmente. Nota-se também que o ângulo de dilatação varia com o nível de confinamento, quanto maior o nível de confinamento, menor o ângulo de dilatação, independente do material confinante ou confinado.

A comparação com modelos analíticos da literatura indicou que diversas equações clássicas superestimam a resistência do RAC confinado, especialmente quando aplicadas a confinamentos rígidos. As expressões propostas nesta tese apresentaram desempenho superior, ampliando a aplicabilidade dos modelos a materiais reciclados e estabelecendo parâmetros mais realistas para colunas RACCF e RACFST ou STCRC.

Em síntese, as principais conclusões desta tese são:

- Confinamento metálico (ativo) e FRP (passivo): O aço atua desde o início do carregamento, enquanto o FRP somente após a dilatação lateral do concreto, influenciando diretamente a eficiência e o modo de mobilização do confinamento;

- Eficiência do confinamento para RAC: O confinamento por aço ou FRP mostrou-se altamente eficaz em compensar as limitações mecânicas do concreto reciclado, elevando significativamente resistência e ductilidade, com o RAC beneficiando-se mais que o CC em sistemas de menor rigidez lateral;
- Desempenho dos materiais de confinamento:
 - Aço: mais eficiente em resistência e ductilidade, especialmente em tubos de menor espessura;
 - CFRP: maximiza a resistência, porém com baixa deformabilidade e falhas bruscas;
 - GFRP: melhor equilíbrio entre resistência e ductilidade, mostrando maior compatibilidade com o RAC.
- Importância do nível de confinamento: A espessura do aço ou o número de camadas de FRP governam a resistência, ductilidade e estabilidade pós-pico do sistema;
- Compatibilidade deformacional como ponto principal: A eficiência global depende da compatibilidade entre o núcleo (CC ou RAC) e o confinante, superando a simples rigidez do material, exigindo atenção à rigidez relativa, deformação última e mobilização da pressão lateral;
- Modelagem numérica como ferramenta de previsão: O modelo numérico calibrado demonstrou elevada capacidade preditiva para elementos RACCF e RACFST.

7.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

1. Investigações em pilares confinados

- Pilares RACFFT com variação da resistência do concreto confinado, avaliando a interação entre resistência inicial do RAC e o nível de confinamento fornecido pelos tubos de FRP;
- Pilares RACFFT submetidos a carregamentos excêntricos, explorando a estabilidade global, modos de flambagem e a eficiência do confinamento sob flexocompressão;
- Pilares de RAC confinados e submetidos a torque, analisando a resposta torsional, a evolução das tensões principais e os mecanismos de interação entre cisalhamento e confinamento;
- Pilares de concreto reciclado confinados com FRP protendido, avaliando os ganhos estruturais decorrentes da introdução de pré-tensão circunferencial.

2. Ensaio e caracterização avançada do material

- Ensaios triaxiais aplicados ao RAC, visando descrever de forma mais precisa o comportamento multiaxial e os parâmetros de dilatação;
- Desenvolvimento de um dispositivo para medir deformações internas do concreto, permitindo monitoramento tridimensional do núcleo confinado durante carregamentos monotônicos e cíclicos.

3. Confinamento com novos materiais e compósitos avançados

- Uso de GRAC (Geopolymeric Recycled Aggregate Concrete) como material de base ou de confinamento, investigando efeitos do teor de GRAC, tamanho dos agregados e relação de confinamento, conforme estudos recentes sobre GRAC confinado por GFRP;
- Aplicação de *sea-sand* (areia marinha) em sistemas de confinamento, explorando viabilidade mecânica, durabilidade e compatibilidade com matrizes cimentícias e geopoliméricas;
- RAC reforçado com fibras de polipropileno, considerando evidências de Wang e Belarbi (2011) sobre ganhos de deformabilidade e mitigação da fissuração.

4. Estruturas metálicas e sistemas híbridos

- Uso de perfis metálicos soldados ou aparafusados preenchidos com RAC, analisando transferência de carga, aderência mecânica e rigidez nas interfaces;
- Desenvolvimento de um modelo tensão–deformação para concreto confinado por tubo de aço com carregamento aplicado exclusivamente ao núcleo (STCRC), permitindo prever o comportamento axial de sistemas onde o tubo atua apenas como contenção lateral.

5. Geometria estrutural e modelagem

- Estudos com diferentes seções transversais para pilares STCRC e RACFFT, incorporando seções circulares, quadradas, poligonais e otimizadas.

REFERÊNCIAS

- ABBAS, Y. R. **Nonlinear Finite Element analysis to the circular CFST stub coluns**. 11th International Symposium on Plasticity and Impact Mechanics, Implast 2016. **Anais...**Kirkuk province, Iraque: 2017.
- ABBOOD, I. S.; ODAA, S. A.; HASAN, K. F.; JASIM, M. A. Properties evaluation of fiber reinforced polymers and their constituent materials used in structures - A review. **Materials Today: Proceedings**, v. 43, p. 1003–1008, 2021.
- ABRELPE. **Panorama dos resíduos sólidos no Brasil**. São Paulo: Associação Brasileira de Empresas de Limpeza Pública e Resíduos Especiais, 2022.
- ABREMA. **Panorama dos resíduos sólidos no Brasil**. São Paulo. Disponível em: <https://www.abrema.org.br/panorama/>. Acesso em: 11 jun. 2025.
- AL-ROUSAN, R. Z.; ALNEMRAWI, B. R.; SAWALHA, H. M. The ultimate capacity of geopolymer recycled aggregate concrete filled steel tubular columns : Numerical and theoretical study. **Journal of Building Engineering**, v. 96, n. August, p. 110365, 2024.
- ALMEIDA, P. H. F. DE. **Estudo numérico de um dispositivo de transferência de cargas em pilares mistos tubulares preenchidos com concreto**. Dissertação de Mestrado. Belo Horizonte: Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia, 2012.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318-19: Building code requirements for structural concrete**. Farmington Hills: American Concrete Institute, 2019.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 363R-10: Report on high-strength concrete**. Farmington Hills: American Concrete Institute, 2010.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 440.2R-17: Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures**. Farmington Hills: American Concrete Institute, 2017.
- AGRELA, F.; ALAEJOS, P.; JUAN, M. S. DE. **Properties of concrete with recycled aggregates**. Cambridge: Woodhead Publishing, 2013.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C215-19: Standard Test Method for Fundamental Transverse, Longitudinal, and Torsional Resonant Frequencies of Concrete Specimens**. West Conshohocken, United States, 2019.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C469/C469M: Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression**. West Conshohocken, United States, 2022.
- ANGULO, S. C.; MUELLER, A. Determination of construction and demolition recycled aggregates composition , in considering their heterogeneity. **Materials and Structures**, v. 42, p. 739–748, 2009.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICA. **ABNT NBR 8522-2: Concreto endurecido - Determinação dos módulos de elasticidade e de deformação - Parte 2: Módulo de elasticidade dinâmico pelo método das frequências naturais de vibração**. Rio de Janeiro: 2021.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 10591: Materiais**

têxteis - Determinação da gramatura de tecidos. Rio de Janeiro: 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 15116: Agregados reciclados de resíduos sólidos da construção civil - Utilização em pavimentação e preparo de concreto sem função estrutural - Requisitos.** Rio de Janeiro: 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 15116: Agregados reciclados para uso em argamassas e concretos de cimento Portland - Requisitos e métodos de ensaios.** Rio de Janeiro: 2021.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 16889: Concreto fresco Slump test.** Rio de Janeiro: 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 16917: Agregado graúdo — Determinação da densidade e da absorção de água.** Rio de Janeiro: 2021.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 5738: Concreto — Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova.** Rio de Janeiro: 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 5739: Concreto — Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos.** Rio de Janeiro: 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento.** Rio de Janeiro: 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto.** Rio de Janeiro: 2023.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7211: Agregados para concreto – Especificação.** Rio de Janeiro: 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7222: Concreto e argamassa – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos.** Rio de Janeiro: 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8522: Concreto - Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação à compressão.** Rio de Janeiro: 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 9778: Argamassa e concreto endurecidos - Determinação da absorção de água, índice de vazios e massa específica.** Rio de Janeiro: 2005.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR NM 248: Agregados - Determinação da composição granulométrica.** Rio de Janeiro: 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR NM 30: Agregado miúdo - Determinação da absorção de água.** Rio de Janeiro: 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR NM 45: Agregados – Determinação da massa unitária e do volume de vazios.** Rio de Janeiro: 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR NM 52: Agregado miúdo - Determinação da massa específica e massa específica aparente.** Rio de Janeiro: 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR NM 53: Agregado**

gráudo – Determinação da massa específica, massa específica aparente e absorção de água. Rio de Janeiro: 2009.

ASTM A370. **Standard Test Methods and Definitions for Mechanical Testing of Steel Products.** AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). Philadelphia: 2019. Disponível em: <www.astm.org>

ASTM D 3039/D 3039M. **Standard Test Method for Tensile Properties of Polymer Matrix Composite Materials.** Pensilvânia: 2017.

ASTM D2320. **Standard Test Method for Density (Relative Density) of Solid Pitch (Pycnometer Method).** West Conshohocken, Pa, United States: 2022.

ATTARD, M. M.; SETUNGE, S. Stress-strain relationship of confined and unconfined concrete. **ACI Materials Journal**, v. 93, n. 5, p. 432–442, 1996.

AZEVEDO, V. DA S. DE. **Avaliação experimental de colunas CFST curtas com núcleo de concreto reciclado.** Tese de Doutorado. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, 2018.

AZEVEDO, V. S.; LIMA, L. R. O.; VELLASCO, P. C. G. S.; TAVARES, M. E. N.; CHAN, T. Experimental investigation on recycled aggregate concrete filled steel tubular stub columns under axial compression. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 187, p. 106930, 2021.

BAI, G. ZHU, C.; LIU, C.; LIU, B. An evaluation of the recycled aggregate characteristics and the recycled aggregate concrete mechanical properties. **Construction and Building Materials**, v. 240, p. 117978, 2020.

BAIG, M. N.; FAN, J.; NIE, J. Strength of concrete filled steel tubular columns. **Tsinghua Science and Technology**, v. 11, n. 6, p. 657–666, 2006.

BANK, L. C. **Composites for Construction: Structural Design with FRP Materials.** 1 ed. Canadá: Wiley, 2006.

BARBUDO, A. BRITO, J.; EVANGELISTA, L.; BRAVO, M.; AGRELA, F. Influence of water-reducing admixtures on the mechanical performance of recycled concrete. **Journal of Cleaner Production**, p. 5–10, 2013.

BERNDT, M. L. Properties of sustainable concrete containing fly ash, slag and recycled concrete aggregate. **Construction and Building Materials**, v. 23, n. 7, p. 2606–2613, 2009.

BESSON, J.; CAILLETAUD, G.; CHABOCHE, J. L.; FOREST, S. **Non-Linear Mechanics of Materials.** Waterloo: Springer, 2010.

BHARTIYA, R.; OINAM, R. M.; SAHOO, D. R.; UTKARSH, K. Modified confinement model for monotonic axial behavior of concrete-filled tubular columns. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 180, 2021.

BING, L.; PARK, R.; TANAKA, H. Stress-strain behavior of high-strength concrete confined by ultra-high- and normal-strength transverse reinforcements. **ACI Structural Journal**, v. 98, n. 3, p. 395–406, 2001.

BINICI, B. An analytical model for stress-strain behavior of confined concrete. **Engineering Structures**, v. 27, n. 7, p. 1040–1051, 2005.

BRITO, J. de; SAIKIA, N. **Recycled aggregate in concrete: use of industrial, construction**

and demolition waste. London: Springer, 2013.

BRITISH STANDARD. **BS 882: Specification for aggregates from natural sources for concrete.** British Standards Institution. Londres: 1992.

BRITISH STANDARD. **BS 812-112: Methods for determination of aggregate impact value (AIV).** Londres: 1990.

BUTLER, L.; WEST, J. S.; TIGHE, S. L. Cement and Concrete Research 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, 2013.

CABRAL, A. E. B. **Modelagem de propriedades mecânicas e de durabilidade de concretos produzidos com agregados reciclados, considerando-se a variabilidade da composição do RCD.** Tese de Doutorado. São Carlos: Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, 2007.

CABRAL, A. E. B. SCHALCH, V.; MOLIN, D. C. C. D.; RIBEIRO, J. J. D. Mechanical properties modeling of recycled aggregate concrete. **Construction and Building Materials**, v. 24, n. 4, p. 421–430, 2010.

CALLISTER JR, W. D.; RETHWISCH, D. G. **Materials Science and Engineering: An Introduction.** 10. ed. iOWA: Wiley, 2018.

CAMILO, S. **Demanda global por areia e agregados tende a subir 45% até 2060.** Disponível em: <<https://www.mtexpo.com.br/>>. Acesso em: 20 mar. 2025.

CAO, V. VAN. Experimental Behaviour of Recycled Aggregate Concrete-Filled Steel Tubes Under Axial Loading. **International Journal of Civil Engineering**, v. 0, n. 0, p. 0, 2019.

CARRAZEDO, R. **Mecanismos de confinamento e suas implicações no reforço de pilares de compósito de fibras de carbono.** Dissertação de Mestrado. São Carlos: Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, 2002.

CARRAZEDO, R. **Mecanismos de confinamento em pilares de concreto encamisados com polímeros reforçados com fibras submetidos à flexo-compressão.** Tese de Doutorado. São Carlos: Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, 2005.

CARRAZEDO, R.; HAACH, V. G.; MONFRINATO, E. F.; PERSISSIN, D. A. M.; CHAIN, J. P. Mechanical Characterization of Concrete by Impact Acoustics Tests. **J. Mater. Civ. Eng.**, v. 30, n. 2008, p. 10, 2018.

CARRAZEDO, R.; MIRMIRAN, A.; HANAI, J. B. Plasticity based stress-strain model for concrete confinement. **Engineering Structures**, v. 48, p. 645–657, 2013.

CARRIJO, P. M. **Análise da influência da massa específica de agregados graúdos provenientes de resíduos de construção e demolição no desempenho mecânico do concreto.** Tese de Doutorado. São Carlos: Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, 2005.

CASTANHEIRA, D. S. **Behaviour of concrete-filled double-skin stub columns with recycled aggregate concrete subjected to concentric and eccentric load.** Tese de

Doutorado. Rio de Janeiro: Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia, 2021.

CASTANHEIRA, D. S.; LIMA, L. R. O.; VELLASCO, P. C. G. S.; CASHELL, K. A.; GARDNER, L. Compressive behaviour of double skin sections with stainless steel outer tubes and recycled aggregate concrete. **Structures**, v. 41, n. May, p. 750–763, 2022.

CHEN, W. F.; HAN, D. J. **Plasticity for Structural Engineers**. Nova York: J. Ross Publishing, 2007.

CHEN, C. FANG, H.; LIM, Y. M.; XIE, H.; CHEN, J.; PARK, J. W. Experimental and numerical studies on compressive behavior of winding FRP grid spiral stirrups confined circular concrete columns. **Composites Part A: Applied Science and Manufacturing**, v. 191, n. August 2024, p. 108709, 2025.

CHEN, G. M.; HE, Y. H.; JIANG, T.; LIN, C. J. Behavior of CFRP-confined recycled aggregate concrete under axial compression. **Construction and Building Materials**, v. 111, p. 85–97, 2016a.

CHEN, G. M.; ZHANG, J. J.; JIANG, T.; LIN, C. J.; HE, Y. H. Compressive Behavior of CFRP-Confined Recycled Aggregate Concrete in Different-Sized Circular Sections. **Journal of Composites for Construction**, v. 22, n. 4, p. 1–13, 2018.

CHEN, H. J.; YEN, T.; CHEN, K. H. The use of building rubbles in concrete and mortar. **Journal of the Chinese Institute of Engineers, Transactions of the Chinese Institute of Engineers, Series A/Chung-kuo Kung Ch'eng Hsueh K'an**, v. 26, n. 2, p. 227–236, 2003.

CHEN, J.; WANG, Y.; ROEDER, C. W.; MA, J. Behavior of normal-strength recycled aggregate concrete filled steel tubes under combined loading. **Engineering Structures**, v. 130, p. 23–40, 2017.

CHEN, J.; ZHANG, S.; WANG, Y.; GENG, Y. Axial compressive behavior of recycled concrete filled steel tubular stub columns with the inclusion of crushed brick. **Structures**, v. 26, n. April, p. 271–283, 2020.

CHEN, L.; FAKHARLAN, P.; REZAZADEH EIDGAHEE, D.; HAJI, M.; MOHAMMAD ALIZADEH ARAB, A.; NOURI, Y. Axial compressive strength predictive models for recycled aggregate concrete filled circular steel tube columns using ANN, GEP, and MLR. **Journal of Building Engineering**, v. 77, p. 107439, 2023.

CHEN, Z.; XU, J.; XUE, J.; SU, Y. Performance and calculations of recycled aggregate concrete-filled steel tubular (RACFST) short columns under axial compression. **International Journal of Steel Structures**, v. 14, n. 1, p. 31–42, 2014.

CHEN, Z.; XU, J.; CHEN, Y.; LIU, E.; ZHANG, J. Recycling and reuse of construction and demolition waste in concrete-filled steel tubes : A review. **Construction and Building Materials**, v. 126, p. 641–660, 2016b.

CHI, Y.; YU, M.; HUANG, L.; XU, L. Finite element modeling of steel-polypropylene hybrid fiber reinforced concrete using modified concrete damaged plasticity. **Engineering Structures**, v. 148, p. 23–35, 2017.

CHOUDHURY, M. S. I.; BANERJEE, B.; SARKAR, P. P.; BHATTACHARYA, B. B.; RAJPUT, R.; PARASHAR, A. Effect of confining pressure distribution on the dilation behavior in FRP-confined plain concrete columns using stone, brick and recycled aggregates.

Construction and Building Materials, v. 102, p. 541–551, 2016.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON-FÉDÉRATION INTERNATIONALE DE LA PRÉCONTRAÎNTE. **CEB-FIB MODEL CODE 1990: Design code**. Lausanne, Switzerland Comité Euro-International du Béton-Fédération Internationale de la Précontrainte, 1990.

CONSTRUÇÃO METÁLICA. **Concórdia Corporate: o papel determinante da estrutura mista na gestão e no resultado da obra**. 123 ed. São Paulo: ABCEM – Associação Brasileira da Construção Metálica, 2019.

CUSSON, D.; PAULTRE, P. Stress-Strain Model for Confined High-Strength Concrete. **Journal of Structural Engineering**, v. 121, n. 3, p. 468–477, 1995.

DAI, P.; YANG, L.; WANG, J.; LIN, M.; FAN, J. Bond stress-slip relationship in concrete-filled square stainless steel tubes. **Construction and Building Materials**, v. 326, n. February, p. 127001, 2022.

DASSAULT SYSTÈMES. **ABAQUS 2016: analysis user's guide – materials**. Providence: Dassault Systèmes Simulia Corp., 2016. v. 3.

DEMIN, W.; FUKANG, H. Investigation for plastic damage constitutive models of the concrete material. **Procedia Engineering**, v. 210, p. 71–78, 2017.

DEUTSCHEN BUNDESSTIFTUNG UMWELT. **Studie zum Recycling von Beton**. Disponível em: <https://www.dbu.de/projekt_02952/01_db_2409.html>. Acesso em: 11 maio. 2022.

DEUTSCHEN BUNDESSTIFTUNG UMWELT. Bauen für die Zukunft. p. 62, 2015.

DEY, T.; DAS, C. S.; MISHRA, N. Behaviour of confined recycled aggregate concrete under compressive loading: An experimental investigation. **Journal of Building Engineering**, v. 32, n. February, p. 101825, 2020.

DHIR, R. K.; LIMBACHIYA, M. C.; LEELAWAT, T. Suitability of recycled concrete aggregate for use in BS 5328 designated mixes. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Structures and Buildings**, v. 134, n. 3, p. 257–274, 1999.

DIAS, S.; ALMEIDA, J.; TADEU, A.; DE BRITO, J. Alternative concrete aggregates - Review of physical and mechanical properties and successful applications. **Cement and Concrete Composites**, v. 152, p. 1–30, 2024.

DING, F.; YU, Z.; BAI, Y.; GONG, Y. Elasto-plastic analysis of circular concrete-filled steel tube stub columns. **JCSR**, v. 67, n. 10, p. 1567–1577, 2011.

DONG, J. F.; WANG, Q. Y.; GUAN, Z. W. Structural behaviour of recycled aggregate concrete filled steel tube columns strengthened by CFRP. **Engineering Structures**, v. 48, p. 532–542, 2013.

DONG, J. F.; WANG, Q. Y.; GUAN, Z. W. Material and structural response of steel tube confined recycled earthquake waste concrete subjected to axial compression. **Magazine of Concrete Research**, v. 68, n. 6, p. 271–282, 2016.

DONG, Z.; HAN, T.; ZHANG, B.; ZHU, H.; WU, G.; WEI, Y. ZHANG, P. A review of the research and application progress of new types of concrete-filled FRP tubular members. **Construction and Building Materials**, v. 312, n. June, p. 125353, 2021.

- DUAN, Z. H.; POON, C. S. Properties of recycled aggregate concrete made with recycled aggregates with different amounts of old adhered mortars. **Materials and Design**, v. 58, p. 19–29, 2014.
- DUVAUT, G.; LIONS, J. L. **Inequalities in Mechanics and Physics**. 1 ed ed. Berlin, Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg, 1976.
- EARIJ, A.; BENMOUHA, S.; TAHA, M. R.; EL KADI, H.; KOLLI, S. Nonlinear three-dimensional finite-element modelling of reinforced-concrete beams: Computational challenges and experimental validation. **Engineering Failure Analysis**, v. 82, n. September, p. 92–115, 2017.
- ELLOBODY, E.; YOUNG, B. Structural performance of cold-formed high strength stainless steel columns. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 61, p. 1631–1649, 2005.
- ELLOBODY, E.; YOUNG, B.; LAM, D. Behaviour of normal and high strength concrete-filled compact steel tube circular stub columns. v. 62, p. 706–715, 2006.
- ETXEBERRIA, M.; VÁZQUEZ, E.; MARÍN, J.; LÓPEZ, G. Influence of amount of recycled coarse aggregates and production process on properties of recycled aggregate concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 37, n. 5, p. 735–742, 2007.
- EUROCODE 2. **Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design**. Brussels, BelgiumEuropean Committee for Standardization, , 2004a.
- EUROCODE 2. **Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for building**. Brussels, BelgiumEuropean Committee for Standardization, , 2004b.
- EUROCODE 3. **Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-5: General rules - Plated structural elements**. Brussels, BelgiumEuropean Committee for Standardization, , 2004.
- EUROCODE 4. **Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings**. , 2004.
- EUROPEAN AGGREGATES ASSOCIATION (UEPG). **Annual Review 2020/2021**. Brussels, Belgium: 2020/2021. Disponível em: <<https://www.aggregates-europe.eu/>>. Acesso em: 28 fev. 2025.
- EVIRGEN, B.; TUNCAN, A.; TASKIN, K. Structural behavior of concrete filled steel tubular sections (CFT/CFSt) under axial compression. **Thin-Walled Structures**, v. 80, p. 46–56, 2014.
- FAHMY, M. F. M.; WU, Z. Evaluating and proposing models of circular concrete columns confined with different FRP composites. **Composites Part B: Engineering**, v. 41, n. 3, p. 199–213, 2010.
- FAM, A. Z.; RIZKALLA, S. H. Behavior of axially loaded concrete-filled circular fiber-reinforced polymer tubes. **ACI Structural Journal**, v. 98, n. 3, p. 280–289, 2001.
- FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. **Fib Bulletin 14: Externally Bonded FRP Reinforcement for RC Structures. Technical report**Lausanne, Switzerland, 2001.
- FERREIRA, L.; BRITO, J. DE; BARRA, M. Influence of the pre-saturation of recycled coarse concrete aggregates on concrete properties. **Magazine of Concrete Research**, v. 63, n. 8, p. 617–627, 2011.

- FERROTTO, M. F.; FISCHER, O.; CAVALERI, L. A strategy for the finite element modeling of FRP-confined concrete columns subjected to preload. **Engineering Structures**, v. 173, n. June, p. 1054–1067, 2018.
- FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON (FIB). **CEB-FIP MODEL CODE 2010**. Vol. 1. Lausanne: 2013.
- FLOREA, M. V. A.; BROUWERS, H. J. H. Cement and Concrete Research Properties of various size fractions of crushed concrete related to process conditions and re-use. **Cement and Concrete Research**, v. 52, p. 11–21, 2013.
- FONSECA, N.; BRITO, J. DE; EVANGELISTA, L. Cement & Concrete Composites The influence of curing conditions on the mechanical performance of concrete made with recycled concrete waste. **Cement and Concrete Composites**, v. 33, n. 6, p. 637–643, 2011.
- GARDNER, L.; NETHERCOT, D. A. Numerical Modeling of Stainless Steel Structural Components — A Consistent Approach. **JOURNAL OF STRUCTURAL ENGINEERING**, n. 130, p. 1586–1601, 2004.
- GENG, Y.; WANG, Y.; CHEN, J. Time-dependent behaviour of steel tubular columns filled with recycled coarse aggregate concrete. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 122, p. 455–468, 2016.
- GERIN, M. T. **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**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de São Carlos, 2020.
- GHANI, M. U.; HASSAN, O. A.; QURESHI, L. A.; SHAH, A. Experimental and Numerical Analysis of Axial Behavior of Triaxial Woven Fabric Confined Concrete Columns. **Journal of Composites Science**, v. 7, n. 9, 2023.
- GLOBAL AGGREGATES INFORMATION NETWORK (GAIN). **Growing global aggregates sustainably**. Disponível em: <<https://www.aggbusiness.com/growing-global-aggregates-sustainably>>. Acesso em: 27 fev. 2025.
- GÓMEZ-SOBERÓN, J. M. V. Porosity of recycled concrete with substitution of recycled concrete aggregate An experimental study. v. 32, p. 1301–1311, 2002.
- GÓMEZ-SOBERÓN, J. M. V. Relationship between Gas Adsorption and the Shrinkage and Creep of Recycled Aggregate Concrete. **Cement, Concrete and Aggregates**, v. 25, n. 2, p. 42–48, 2003.
- GONZALEZ, A.; ETXEBERRIA, M. Experimental analysis of properties of high performance recycled aggregate concrete. **Construction and Building Materials**, v. 52, p. 227–235, 2014.
- GUAN, Z. W.; CHEN, J.; WANG, Y.; MA, J. Concentric and Eccentric Compression Behaviour of Recycled Aggregate Concrete Filled Steel Tube Columns Strengthened with CFRP. **Applied Composite Materials**, v. 29, n. 3, p. 983–1005, 2022.
- GUDONIS, E.; TIMINSKAS, E.; GRIBNIAK, V.; KAKLAUSKAS, G.; ARNAUTOV, A. K. Frp Reinforcement for Concrete Structures: State-of-the-Art Review of Application and Design. **Engineering Structures and Technologies**, v. 5, n. 4, p. 147–158, 2014.
- GUO, L.; YOUNG, B.; GARDNER, L. Behavior of axially loaded circular stainless steel tube

- confined concrete stub columns. **Thin Walled Structures**, v. 139, p. 66–76, 2019a.
- GUO, Y. C.; ZHANG, J. J.; CHEN, G. M.; XIE, J. H. Compressive behavior of FRP ring-confined concrete in circular columns: Effects of specimen size and a new design-oriented stress-strain model. **Construction and Building Materials**, v. 201, p. 350–368, 2019b.
- GUO, Z. **Principles of reinforced concrete design**. Pequim: Butterworth-Heinemann, 2014.
- HAACH, V. G.; RAMOS, L. F.; LOURENÇO, P. B. Application of acoustic tests to mechanical characterization of masonry mortars. **NDT and E International**, v. 59, p. 18–24, 2013.
- HAIN, A.; MOTAREF, S.; ZAGHI, A. E. Influence of fiber orientation and shell thickness on the axial compressive behavior of concrete-filled fiber-reinforced polymer tubes. **Construction and Building Materials**, v. 220, p. 353–363, 2019.
- HAMED, A. Y.; HASSANEIN, M. F.; HASAN, M. A. Stress-strain modelling of circular concrete-filled FRP – steel composite tube columns under axial compression load. **Structures**, v. 67, n. August, p. 107040, 2024.
- HAN, L. H.; LI, W.; BJORHOVDE, R. Developments and advanced applications of concrete-filled steel tubular (CFST) structures: Members. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 100, p. 211–228, 2014.
- HAN, L. H.; XU, C. Y.; HOU, C. Axial compression and bond behaviour of recycled aggregate concrete-filled stainless steel tubular stub columns. **Engineering Structures**, v. 262, n. May, p. 114306, 2022.
- HAN, L. H.; YAO, G. H.; TAO, Z. Performance of concrete-filled thin-walled steel tubes under pure torsion. **Thin-Walled Structures**, v. 45, n. 1, p. 24–36, 2007.
- HANSEN, T. C. Recycled aggregates and recycled aggregate concrete second state-of-the-art report developments 1945-1985. **Materials and Structures**, v. 19, n. 3, p. 201–246, 1986.
- HANSEN, T. C. **Recycling of Demolished Concrete and Masonry**. London: Spon Press, 1992.
- HANY, N. F.; HANTOUCHE, E. G.; HARAJLI, M. H. Finite element modeling of FRP-confined concrete using modified concrete damaged plasticity. **Engineering Structures**, v. 125, p. 1–14, 2016.
- HASSANEIN, M. F.; ELSANADY, M. M.; KHOUMANEY, A. E. Confinement-based direct design of circular steel tube confined concrete (STCC) short columns. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 204, p. 107871, 2023.
- HATZIGEORGIOU, G. D. Numerical model for the behavior and capacity of circular CFT columns, Part I: Theory. **Engineering Structures**, v. 30, n. 6, p. 1573–1578, 2008.
- HE, A.; DAI, P.; WANG, J.; YANG, L. Experimental and numerical investigations of circular recycled aggregate concrete-filled stainless steel tube columns. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 179, 2021.
- HE, L.; LIN, S.; JIANG, H. Confinement Effect of Concrete-Filled Steel Tube Columns With Infill Concrete of Different Strength Grades. v. 6, n. April, p. 1–9, 2019.
- HOANG, A. LE; FEHLING, E. Numerical study of circular steel tube confined concrete

- (STCC) stub columns. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 136, n. October 2016, p. 238–255, 2017.
- HOSSAIN, K. M. A. A.; CHU, K. Confinement of six different concretes in CFST columns having different shapes and slenderness. **International Journal of Advanced Structural Engineering**, v. 11, n. 2, p. 255–270, 2019.
- HU, H.; HUANG, C. S.; WU, M. H.; WU, Y. M. Nonlinear Analysis of Axially Loaded Concrete-Filled Tube Columns with Confinement Effect. **Journal of Structural Engineering**, v. 129, n. 10, p. 1322–1329, 2003.
- HU, H.; LIU, X.; HUANG, C. S.; WANG, Q. Structural performance of circular CFST columns with circumferential gap imperfections. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 218, n. April, p. 108714, 2024.
- HUANG, C. S.; YEH, Y. K.; LIU, G. Y.; HU, H.; TSAI, K. C.; WENG, Y. T.; WANG, S. H.; WU, M. H. Axial Load Behavior of Stiffened Concrete-Filled Steel Columns. **Journal of Structural Engineering**, v. 128, n. 9, p. 1222–1230, 2002.
- HUANG, D.; LI, P. Effect of aggregate sizes on dilation properties and stress – strain behavior of FRP-confined recycled aggregate concrete. **Journal of Building Engineering**, v. 89, p. 109245, 2024.
- ISO 527-1. **Plastics — Determination of tensile properties — Part 1: General principles. International Organization for Standardization (ISO)**. Geneva, Switzerland, 2019.
- ISO 527-5. **Plastics — Determination of tensile properties — Part 5: Test conditions for unidirectional fibre- reinforced plastic composites**. Geneva, Switzerland, 2021.
- JIANG, T.; TENG, J. G. Analysis-oriented stress-strain models for FRP-confined concrete. **Engineering Structures**, v. 29, n. 11, p. 2968–2986, 2007.
- JIN, L.; ZHANG, J.; XU, S.; ZHANG, C. Size effect in shear failure of RC beams with stirrups: Simulation and formulation. **Engineering Structures**, v. 199, n. August, 2019.
- JOHANSSON, M. **Composite action and confinement effects in tubular steel-concrete columns**. PhD thesis. Göteborg, Sweden 2002.
- JOHANSSON, M.; GYLLTOFT, K. Mechanical Behavior of Circular Steel–Concrete Composite Stub Columns. **Journal of Structural Engineering**, v. 128, n. 8, p. 1073–1081, 2002.
- JOHNSON, R. P. **Composite Structures of Steel and Concrete: beams, slabs, columns and frames for buildings**. fourth ed. Coventry, England: Blackwell Publishing, 2018.
- JONES, R. M. **Mechanics of Composite Materials**. 2 ed ed. Blacksburg, Virginia, USA: Taylor & Francis, 1999.
- KARBHARI, V.; GAO, Y. Composite jacketed concrete under uniaxial compression—Verification of simple design equations. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 9, p. 185–193, 1997.
- KEZMANE, A.; BOUKAIS, S.; HAMIZI, M. Numerical simulation of squat reinforced concrete wall strengthened by FRP composite material. **Frontiers of Structural and Civil Engineering**, v. 10, n. 4, p. 445–455, 2016.

- KHOURY, E.; COURARD, L.; MICHEL, F. Heterogeneity of recycled concrete aggregates , an intrinsic variability. **Construction and Building Materials**, v. 175, p. 705–713, 2018.
- KISKU, N.; JOSHI, H.; ANSARI, M.; PANDEY, S.; PANDEY, R. K. A critical review and assessment for usage of recycled aggregate as sustainable construction material. **Construction and Building Materials**, v. 131, p. 721–740, 2016.
- KMIECIK, P. Modelling of reinforced concrete structures and composite structures with concrete strength degradation taken into consideration. **Archives of Civil and Mechanical Engineering**, v. XI, n. 3, 2011.
- KOLLAR, L. P.; SPRINGER, G. S. **Mechanics of Composite Structures**. 1 ed. ed. Cambridge, United Kingdom: Cambridge University Press, 2003.
- KOSSA, A. Exact stress integration schemes for elastoplasticity. PhD thesis. Budapest: Budapest University of Technology and Economics, Department of Applied Mechanics, 2011.
- KOU, S. C.; POON, C. S. Properties of concrete prepared with PVA-impregnated recycled concrete aggregates. **Cement and Concrete Composites**, v. 32, n. 8, p. 649–654, 2010.
- KOU, S. C.; POON, C. S.; CHAN, D. Influence of fly ash as a cement addition on the hardened properties of recycled aggregate concrete. **Materials and Structures**, v. 41, p. 1191–1201, 2008.
- KOU, S.; POON, C. Mechanical properties of 5-year-old concrete prepared with recycled aggregates obtained from three different sources. **Magazine of Concrete Research**, v. 60, n. 1, p. 57–64, 2008.
- KRAHL, P. A. Lateral stability of ultra-high performance fiber-reinforced concrete beams with emphasis in transitory phases. p. 202, 2018.
- LAM, L.; TENG, J. G. Strength Models for Fiber-Reinforced Plastic-Confined Concrete. **Journal of Structural Engineering**, v. 128, n. 5, p. 612–623, 2002.
- LAM, L.; TENG, J. G. Design-oriented stress-strain model for FRP-confined concrete. **Construction and Building Materials**, v. 17, n. 6–7, p. 471–489, 2003.
- LAM, L.; TENG, J. G. Ultimate Condition of Fiber Reinforced Polymer-Confined Concrete. **Journal of Composites for Construction**, v. 8, n. 6, p. 539–548, 2004.
- LEE, J.; FENVES, G. L. Plastic-damage model for cyclic 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**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2001.
- LEITE, M. B.; FIGUEIREDO, A. D.; LIMA, P. R. L.; TOLEDO FILHO, R. D. Workability study of concretes made with recycled mortar aggregate. **Materials and Structures**, v. 46, n. 10, p. 1765–1778, 2013.
- LEMAITRE, J. **Introduction to continuum damage mechanics**. Berlin: Springer, 1996.
- LEMAITRE, J.; CHABOCHE, J.-L. **Mechanics of solid materials**. Cambridge, UK: Cambridge University Press, 1994.

- LEVY, S. L. **Contribuição ao estudo da durabilidade de concretos, produzidos com resíduos de concreto e alvenaria**. Tese de Doutorado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2001.
- LI, G.; MARUYAMA, K.; TAKEDA, J.; MAEKAWA, K. Effect of fiber orientation on the structural behavior of FRP wrapped concrete cylinders. **Composite Structures**, v. 74, n. 4, p. 475–483, 2006.
- LI, P.; WANG, Y.; ZHANG, S.; GENG, Y. Static and cyclic response of low-strength recycled aggregate concrete strengthened using fiber-reinforced polymer. **Composites Part B: Engineering**, v. 160, n. August 2018, p. 37–49, 2019.
- LI, Y. L.; WU, G.; ZHANG, Z.; DONG, Z. Theoretical model for seawater and sea sand concrete-filled circular FRP tubular stub columns under axial compression. **Engineering Structures**, v. 160, n. January, p. 71–84, 2018.
- LIANG, Q. Q.; FRAGOMENI, S. Nonlinear analysis of circular concrete-filled steel tubular short columns under axial loading. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 65, n. 12, p. 2186–2196, 2009.
- LIANG, Y.; YE, Z.; LIU, Q.; ZHANG, J. Development of Processing Methods to Improve Strength of Concrete with 100% Recycled Coarse Aggregate. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 27, n. 5, p. 04014163, 2013.
- LIAO, J. J.; TENG, J. G.; ZHAO, Y. G.; LIN, G. Compressive behavior of FRP-confined ultra-high performance concrete (UHPC) in circular columns. **Engineering Structures**, v. 249, n. August, 2021.
- LIM, J. C.; OZBAKKALOGLU, T. Confinement Model for FRP-Confined High-Strength Concrete. **Journal of Composites for Construction**, v. 18, n. 4, 2014.
- LIM, J. C.; OZBAKKALOGLU, T. Hoop strains in FRP-confined concrete columns: experimental observations. **Materials and Structures/Materiaux et Constructions**, v. 48, n. 9, p. 2839–2854, 2015a.
- LIM, J. C.; OZBAKKALOGLU, T. Lateral Strain-to-Axial Strain Relationship of Confined Concrete. **Journal of Structural Engineering**, v. 141, n. 5, p. 1–18, 2015b.
- LIMA, J. A. R. **Proposição de diretrizes para a produção e normalização de resíduo de construção reciclado e de suas aplicações em argamassas e concretos**. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, 1999.
- LIMBACHIYA, M. C.; LEELAWAT, T.; DHIR, R. K. Use of recycled concrete aggregate in high-strength concrete. **Materials and Structures/Materiaux et Constructions**, v. 33, n. 9, p. 574–580, 2000.
- LIU, J.; TANG, J.; ZHANG, X.; LI, G. Axial stress-strain behavior of high-strength concrete confined by circular thin-walled steel tubes. **Construction and Building Materials**, v. 177, p. 366–377, 2018.
- LIU, J.; ZHOU, X.; GAN, D. Effect of friction on axially loaded stub circular tubed columns. **Advances in Structural Engineering**, v. 19, n. 3, p. 546–559, 2016.
- LIU, Z.; WANG, Y.; ZHANG, S.; GENG, Y. Axial behavior of slender steel tube filled with steel-fiber-reinforced recycled aggregate concrete. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 162, p. 105748, 2019.

- LU, S.; TENG, J. G.; ZHAO, Y. G.; CHEN, G. M. Numerical analysis of preloaded FRP-strengthened concrete columns under axial compression. **Construction and Building Materials**, v. 357, n. September, p. 129297, 2022.
- LUBLINER, J.; OLIVER, J.; OLLER, S.; OÑATE, E. A plastic-damage model for concrete. **International Journal of Solids and Structures**, v. 25, n. 3, p. 299–326, 1989.
- LYU, W. Q.; HAN, L. H.; HOU, C. Axial compressive behaviour and design calculations on recycled aggregate concrete-filled steel tubular (RAC-FST) stub columns. **Engineering Structures**, v. 241, n. May, p. 112452, 2021.
- MANDER, J. B.; PRIESTLEY, M. J. N.; PARK, R. Theoretical stress-strain model for confined concrete. **Journal of Structural Engineering**, v. 114, n. 8, p. 1804–1826, 1988.
- MANSUR, M. A.; WEE, T. H.; CHIN, M. S. Derivation of the complete stress - strain curves for concrete in compression. **Magazine of Concrete Research**, v. 47, n. 173, p. 285–290, 1995.
- MARQUES, B. B. **Estudo experimental e numérico de pilares mistos parcialmente revestidos com concreto de resíduos reciclados de concreto e fibras de aço**. Tese de Doutorado. Universidade de São Carlos - Escola de Engenharia de São Carlos, 2022.
- MATTHYS, S. **Structural behaviour and design of concrete members strengthened with externally bonded FRP reinforcement**. PhD thesis. Ghent University, Faculty of Engineering, 2000.
- MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto - Microestrutura, Propriedades e Materiais**. 3 ed. São Paulo: IBRACON, 2008.
- MENG, E.; ZHANG, J.; LI, Y.; YANG, H. Experimental and theoretical research on the mechanical performance of totally recycled concrete under triaxial compression after high temperatures. **Construction and Building Materials**, v. 261, p. 120012, 2020.
- MERLI, R.; PREZIOSI, M.; ACAMPORA, A.; LUCCHESI, F. Recycled fibers in reinforced concrete: A systematic literature review. **Journal of Cleaner Production**, v. 248, p. 119207, 2020.
- MIMIRAN, A.; SHAHAWAY, M. Behavior of concrete column confined by fiber composites. **ASCE journal of the structural engineering**, v. 123, n. May, p. 583–590, 1997.
- MIRMIRAN, A.; SHAHWY, M.; SAMI, A. Effect of Column Parameters on FRP-Confined Concrete. **Journal of Composites for Construction**, v. 2, n. 4, p. 175–185, 1998.
- MOHAMED, H. M.; MASMOUDI, R. Axial Load Capacity of Concrete-Filled FRP Tube Columns: Experimental versus Theoretical Predictions. **Journal of Composites for Construction**, v. 14, n. 2, p. 231–243, 2010.
- MOHANRAJ, E. K.; KANDASAMY, S.; MALATHY, R. Behaviour of steel tubular stub and slender columns filled with concrete using recycled aggregates. **Journal of the South African Institution of Civil Engineering**, v. 53, n. 2, p. 31–38, 2011.
- MONTANA: A TATA STEEL ENTERPRISE. **Case Study: “Experimenta - Science Center” in Heilbronn, Germany**. Heilbronn, Germany: 2013.
- MONTERO, J.; LASERNA, S. Influence of effective mixing water in recycled concrete. **Construction and Building Materials**, v. 132, p. 343–352, 2017.

- MOON, J.; YOUNG, B.; GARDNER, L. Prediction of axial load capacity of stub circular concrete-filled steel tube using fuzzy logic. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 101, p. 184–191, 2014.
- MURSI, M.; UY, B. Strength of Concrete Filled Steel Box Columns Incorporating Interaction Buckling. **Journal of Structural Engineering**, v. 129, n. 5, p. 626–639, 2003.
- NANNI, A.; BRADFORD, N. M. FRP jacketed concrete under uniaxial compression. **Construction and Building Materials**, v. 9, n. 2, p. 115–124, 1995.
- NEVILLE, A. **Properties of Concrete**. 5 ed ed. Londres: Prentice Hall, 2012. v. 65
- NICOLO, B. DE; PANI, L.; POZZO, E. Strain of concrete at peak compressive stress for a wide range of compressive strengths. **Materials and Structures**, v. 27, p. 206–210, 1994.
- NIU, H.; CAO, W. Full-scale testing of high-strength RACFST columns subjected to axial compression. **Magazine of Concrete Research**, v. 67, n. 5, p. 257–270, 2014.
- O'SHEA, M. D.; BRIDGE, R. Q. Design of circular thin-walled concrete filled steel tubes. **Journal of Structural Engineering**, v. 126, p. 1295–1303, 2000.
- OLIVEIRA, D. S. DE; RAIZ, V.; CARRAZEDO, R. Experimental Study on Normal-Strength, High-Strength and Ultrahigh-Strength Concrete Confined by Carbon and Glass FRP Laminates. **Journal of Composites for Construction**, v. 23, n. 1, p. 1–15, 2019.
- OLIVEIRA, W. L. A. DE. **Análise teórico-experimental de pilares mistos preenchidos de seção circular**. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo, 2008.
- OLIVEIRA, W. L. A. DE; NARDIN, S. D.; SOUZA, A. S. C.; EL DEBS, A. L. H. C. Influence of concrete strength and length / diameter on the axial capacity of CFT columns. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 65, n. 12, p. 2103–2110, 2009.
- OLIVEIRA, W. L. A. DE; NARDIN, S. D.; EL DEBS, A. L. H. C. Evaluation of passive confinement in CFT columns. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 66, n. 4, p. 487–495, 2010.
- OLIVEIRA, M. B.; VAZQUEZ, E. The influence of retained moisture in aggregates from recycling on the properties of new hardened concrete. **Waste Management**, v. 16, n. 1–3, p. 113–117, 1996.
- OZBAKKALOGLU, T. Compressive behavior of concrete-filled FRP tube columns: Assessment of critical column parameters. **Engineering Structures**, v. 51, p. 188–199, 2013.
- OZBAKKALOGLU, T.; LIM, J. C. Axial compressive behavior of FRP-confined concrete: Experimental test database and a new design-oriented model. **Composites Part B: Engineering**, v. 55, p. 607–634, 2013.
- OZBAKKALOGLU, T.; LIM, J. C.; VINCENT, T. FRP-confined concrete in circular sections: Review and assessment of stress-strain models. **Engineering Structures**, v. 49, p. 1068–1088, 2013.
- OZBAKKALOGLU, T.; VINCENT, T. Axial Compressive Behavior of Circular High-Strength Concrete-Filled FRP Tubes. **Journal of Composites for Construction**, v. 18, n. 2, p. 04013037-1–11, 2014.
- PAPANICOLAOU, G. C.; SOTIROPOULOU, S.; TSOTSI, A.; KATSIKA, E.;

- CHRISSAFIS, K.; CHARITIDIS, C. A. Application of an Eco-Friendly Adhesive and Electrochemical Nanostructuring for Joining of Aluminum A1050 Plates. **Materials**, v. 16, n. 2428, p. 1–17, 2023.
- PAPANIKOLAOU, V. K.; KAPPOS, A. J. Confinement-sensitive plasticity constitutive model for concrete in triaxial compression. **International Journal of Solids and Structures**, v. 44, n. 21, p. 7021–7048, 2007.
- PEDRO, D.; BRITO, J. DE; EVANGELISTA, L. Performance of concrete made with aggregates recycled from precasting industry waste: influence of the crushing process. **Materials and Structures/Materiaux et Constructions**, v. 48, n. 12, p. 3965–3978, 2014.
- PELISSARI, V. **Propriedades de concretos produzidos através da utilização de agregados reciclados de concreto**. Dissertação de Mestrado. Universidade Tecnológica Federal do Paraná, 2016.
- PEREIRA, M. F. **Comportamento estrutural de pilares mistos parcialmente revestidos submetidos a flexo-compressão**. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo - Escola de Engenharia de São Carlos, 2017.
- PESSIKI, B. S.; HARRIES, K. A.; KESTER, M. P.; SAUSE, R.; RICLES, J. M. AXIAL Behavior of Reinforced Concrete Columns Confined with FRP Jackets. **Journal of Composites for Construction**, v. 5, n. 4, p. 237–245, 2001.
- POON, C. S.; KOU, S. C.; LAM, L. Influence of moisture states of natural and recycled aggregates on the slump and compressive strength of concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 34, n. 1, p. 31–36, 2004.
- POON, C. S.; SHUI, Z. H.; LAM, L. Effect of microstructure of ITZ on compressive strength of concrete prepared with recycled aggregates. **Construction and Building Materials**, v. 18, n. 6, p. 461–468, 2004.
- POPOVICS, S. A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete. **CEMENT and CONCRETE RESEARCH**, v. 3, p. 583–599, 1973.
- POSTERLLI, M. C. **Estudo da durabilidade frente às ações ambientais do sistema de reforço externo com FRP aplicado ao concreto**. [s.l.] Universidade de São Paulo: Escola de Engenharia de São Carlos, 2023.
- QIYUN, Q.; ZHAOYUAN, Y.; WANLIN, C. Axial compressive behavior of stainless steel tube confined concrete column piers. **Marine Structures**, v. 78, p. 103021, 2021.
- RAHAL, K. Mechanical properties of concrete with recycled coarse aggregate. v. 42, p. 407–415, 2007.
- RAO, M. C.; BHATTACHARYYA, S. K.; BARAI, S. V. Influence of field recycled coarse aggregate on properties of concrete. **Materials and Structures/Materiaux et Constructions**, v. 44, n. 1, p. 205–220, 2011.
- RASHID, M. A.; MANSUR, M. A.; PARAMASIVAM, P. Correlations between Mechanical Properties of High-Strength Concrete. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 14, n. 3, p. 230–238, 2002.
- RAVINDRARAJAH, R. S.; LOO, Y. H.; TAM, C. T. Recycled concrete as fine and coarse aggregates in concrete. **Magazine of Concrete Research**, v. 39, n. 141, p. 214–220, 1987.

- RAVINDRARAJAH, R. S.; STEWART, M.; GRECO, D. Variability of Recycled Concrete Aggregate and its Effects on the properties of Concrete. **2001 Second International Conference on Engineering Materials**, p. 113–124, 2001.
- RAVINDRARAJAH, R. S.; TAM, C. T. Properties of concrete made with crushed concrete as aggregates. **Magazine of Concrete Research**, v. 37, n. 130, p. 29–38, 1985.
- RAZA, A.; KHAN, Q. UZ Z.; AHMAD, A. Prediction of Axial Compressive Strength for FRP-Confined Concrete Compression Members. **KSCE Journal of Civil Engineering**, v. 24, n. 7, p. 2099–2109, 2020.
- RAZA, A.; MASOOD, B.; HUSSAIN, I. Finite element modelling and theoretical predictions of FRP-reinforced concrete columns confined with various FRP-tubes. **Structures**, v. 26, n. April, p. 626–638, 2020.
- REALFONZO, R.; NAPOLI, A. Concrete confined by FRP systems: Confinement efficiency and design strength models. **Composites Part B: Engineering**, v. 42, n. 4, p. 736–755, 2011.
- REVISTA ESTRUTURA. **Edifício AQWA Corporate: Linhas futuristas de um projeto arquitetônico arrojado que se insere no conjunto de obras que tem alterado urbanisticamente a zona portuária do Rio de Janeiro**. 6. ed. São Paulo: Revista Estrutura, 2021.
- RICHART, F. E.; BRANDTZAEG, A.; BROWN, R. L. **A study of the failure of concrete under combined compressive stresses**. Urbana: University of Illinois, 1928.
- RODRIGUES, P. F. **Avaliação experimental e numérica de colunas tubulares mistas CFDST (aço inoxidável-concreto-aço carbono)**. Dissertação de Mestrado. Rio de Janeiro: Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia, 2018.
- RONG, C.; LIU, J.; ZHANG, X.; LI, G. Axial behaviors of recycled aggregate concrete cylinders under various confinement types: The experimental and theoretical analysis. **Construction and Building Materials**, v. 340, n. May, p. 127821, 2022.
- ROSSI, A. **Modelagem e análise numérica da estabilidade lateral com distorção de vigas mistas de aço e concreto**. Tese de Doutorado. Universidade Federal de São Carlos, 2021.
- RYU, J. S. An experimental study on the effect of recycled aggregate on concrete properties. **Magazine of Concrete Research**, v. 54, n. 1, p. 7–12, 2002.
- SAAFI, M.; TOUTANJI, H. A.; LI, Z. Behavior of Concrete Columns Confined with Fiber Reinforced Polymer Tubes. **ACI Materials Journal**, v. 96, n. 4, p. 500–509, 1999.
- SAKINO, K.; NAKAHARA, H.; MORINO, S.; NISHIYAMA, I. Behavior of Centrally Loaded Concrete-Filled Steel-Tube Short Columns. **Journal of Structural Engineering**, v. 130, n. 2, p. 180–188, 2004.
- SAMAAN, M.; MIRMIRAN, A.; SHAHAWY, M. Model of Concrete Confined by Fiber Composites. **Journal of Structural Engineering**, v. 124, n. 9, p. 1025–1031, 1998.
- SAMANI, A. K.; ATTARD, M. M. A stress – strain model for uniaxial and confined concrete under compression. **Engineering Structures**, v. 41, p. 335–349, 2012.
- SCHNEIDER, S. P. Axially loaded concrete-filled steel tubes. **Journal of Structural Engineering**, v. 124, n. 10, p. 1125–1138, 1998.

- SHAHAWY, M.; MIRMIRAN, A.; BEITELMAN, T. Tests and modeling of carbon-wrapped concrete columns. **Composites Part B: Engineering**, v. 31, n. 6–7, p. 471–480, 2000.
- SHEHATA, I. A. E. M.; CARNEIRO, L. A. V.; SHEHATA, L. C. D. Strength of short concrete columns confined with CFRP sheets. **Materials and Structures**, v. 35, n. 245, p. 50–58, 2002.
- SILVA, R. V.; BRITO, J. DE; KUMAR, R. Establishing a relationship between modulus of elasticity and compressive strength of recycled aggregate concrete. **Journal of Cleaner Production**, v. 112, p. 2171–2186, 2016.
- SILVA, R. V.; BRITO, J. DE; DHIR, R. K. Use of recycled aggregates arising from construction and demolition waste in new construction applications. **Journal of Cleaner Production**, v. 236, p. 117629, 2019.
- SPOELSTRA, B. M. R.; MONTI, G. FRP-Confined Concrete Model. **J. Compos. Constr.**, v. 3, p. 143–150, 1999.
- SRI RAVINDRAJAH, R.; LOO, Y. H.; TAM, C. T. Strength evaluation of recycled-aggregate concrete by in-situ tests. **Materials and Structures**, v. 21, n. 4, p. 289–295, 1988.
- STÜRMER, S.; KULLE, C. **Untersuchung von Mauerwerksabbruch (verputztes Mauerwerk aus realen Abbruchgebäuden) und Ableitung von Kriterien für die Anwendung in Betonen mit rezyklierter Gesteinskörnung (RC-Beton mit Typ 2 Körnung) für den ressourcenschonenden Hochbau**. Stuttgart: Universität Stuttgart, 2016.
- SUSANTHA, K. A. S. S.; GE, H.; USAMI, T. Uniaxial stress-strain relationship of concrete confined by various shaped steel tubes. **Engineering Structures**, v. 23, n. 10, p. 1331–1347, 2001.
- TAM, V. W. Y.; KOTRAYOTHAR, D.; XIAO, J. Long-term deformation behaviour of recycled aggregate concrete. **CONSTRUCTION & BUILDING MATERIALS**, v. 100, p. 262–272, 2015.
- TAM, V. W. Y.; TAM, C. M. Crushed aggregate production from centralized combined and individual waste sources in Hong Kong. **Construction and Building Materials**, v. 21, n. 4, p. 879–886, 2007.
- TAM, V. W. Y.; TAO, Z.; EVANGELISTA, A. Performance of recycled aggregate concrete filled steel tubular (RACFST) stub columns with expansive agent. **Construction and Building Materials**, v. 272, p. 121627, 2021.
- TAM, V. W. Y.; WANG, Z. BIN; TAO, Z. Behaviour of recycled aggregate concrete filled stainless steel stub columns. **Materials and Structures/Materiaux et Constructions**, v. 47, n. 1–2, p. 293–310, 2014.
- TAM, V. W. Y. 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, n. 6, p. 1195–1203, 2005.
- TAO, Z.; HAN, L. H.; WANG, D. Y. Nonlinear analysis of concrete-filled square stainless steel stub columns under axial compression. **JCSR**, v. 67, n. 11, p. 1719–1732, 2011.
- TAO, Z.; WANG, Z. BIN; YU, Q. Finite element modelling of concrete-filled steel stub columns under axial compression. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 89, p. 121–131, 2013.

TENG, J. G.; CHEN, J. F.; SMITH, S. T.; LAM, L. **FRP-strengthened RC structures**. 1. ed. Chichester: John Wiley & Sons, 2002.

TENG, J. G. Theoretical Model for Fiber-Reinforced Polymer-Confined Concrete Theoretical Model for Fiber-Reinforced Polymer-Confined Concrete. **Journal of Composites for Construction**, v. 11, n. 2, p. 201–210, 2007.

TENG, J. G.; LAM, L.; SMITH, S. T.; YAO, J. Refinement of a Design-Oriented Stress–Strain Model for FRP-Confined Concrete. **Journal of Composites for Construction**, v. 13, n. 4, p. 269–278, 2009.

TENG, J. G.; LAM, L. Behavior and Modeling of Fiber Reinforced Polymer-Confined Concrete. **Journal of Structural Engineering**, v. 130, n. 11, p. 1713–1723, 2004.

TENÓRIO, J. J. L. **Avaliação de propriedades do concreto produzido com agregados reciclados de resíduos de construção e demolição visando aplicações estruturais**. [s.l.] Universidade Federal de Alagoas, 2007.

THOMAS, J.; THAICKAVIL, N. N.; WILSON, P. M. Strength and durability of concrete containing recycled concrete aggregates. **Journal of Building Engineering**, v. 19, p. 349–365, 2018.

TOUTANJI, H. A. Stress-strain characteristics of concrete columns externally confined with advanced fiber composite sheets. **ACI Materials Journal**, v. 96, n. 3, p. 397–404, 1999.

UNTIVEROS, C. A. **Estudio experimental del comportamiento del hormigón confinado sometido a compresión**. Tese de Doutorado. Universitat Politècnica de Catalunya, 2002.

UOMOTO, T.; MUTA, K.; OKADA, K.; TANAKA, H. Use of Fiber Reinforced Polymer Composites as Reinforcing Material for Concrete. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 14, n. 3, p. 191–209, 2002.

UY, B.; TAO, Z.; HAN, L. Behaviour of short and slender concrete-filled stainless steel tubular columns. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 67, n. 3, p. 360–378, 2011.

VERIAN, K. P.; ASHRAF, W.; CAO, Y. Resources , Conservation & Recycling Properties of recycled concrete aggregate and their in fl uence in new concrete production. **Resources, Conservation & Recycling**, v. 133, n. February, p. 30–49, 2018.

VIEIRA, J. P. B.; CORREIA, J. R.; BRITO, J. DE. Post-fire residual mechanical properties of concrete made with recycled concrete coarse aggregates. **Cement and Concrete Research**, v. 41, n. 5, p. 533–541, 2011.

VINCENT, T.; OZBAKKALOGLU, T. Influence of concrete strength and confinement method on axial compressive behavior of FRP confined high- and ultra high-strength concrete. **Composites Part B: Engineering**, v. 50, p. 413–428, 2013a.

VINCENT, T.; OZBAKKALOGLU, T. Influence of fiber orientation and specimen end condition on axial compressive behavior of FRP-confined concrete. **Construction and Building Materials**, v. 47, p. 814–826, 2013b.

VINCENT, T.; OZBAKKALOGLU, T. Influence of Slenderness on Stress-Strain Behavior of Concrete-Filled FRP Tubes: Experimental Study. **Journal of Composites for Construction**, v. 19, n. 1, p. 1–13, 2015.

VISINTIN, P.; CHEN, Y.; OEHLERS, D. J. Simulating the Behavior of FRP-Confined

Cylinders Using the Shear-Friction Mechanism. **Journal of Composites for Construction**, v. 19, n. 6, p. 1–10, 2015.

WANG, B.; YAN, L.; KASAL, B.; LIU, Y. A Comprehensive Review on Recycled Aggregate and Recycled Aggregate Concrete. **Resources, Conservation and Recycling**, v. 171, n. September 2020, p. 105565, 2021.

WANG, F.; HAN, L. Thin-Walled Structures Analytical behavior of special-shaped CFST stub columns under axial compression. **Thin Walled Structures**, v. 129, n. December 2017, p. 404–417, 2018.

WANG, J.; LIN, S.; ZHAO, Y. G. Stress path-based compressive strength model of FRP-confined recycled aggregate concrete. **Construction and Building Materials**, v. 440, n. June, p. 137437, 2024.

WANG, X.; FAN, F.; LAI, J. Strength behavior of circular concrete-filled steel tube stub columns under axial compression: A review. **Construction and Building Materials**, v. 322, p. 126144, 2022.

WANG, Y.; ZHANG, S.; GENG, Y.; LIU, Z. 2D numerical investigation on damage mechanism of recycled aggregate concrete prism. **Construction and Building Materials**, v. 213, p. 91–99, 2019.

WANG, Y.; ZHANG, S.; GENG, Y.; LIU, Z. Compressive Behaviors of Thin-Walled Steel Tube Stub Columns Filled with Self-Compacting Concrete Containing Recycled Aggregate. **Materials**, v. 16, n. 18, 2023.

WANG, Y.; CHEN, J.; GENG, Y. Testing and analysis of axially loaded normal-strength recycled aggregate concrete filled steel tubular stub columns. **Engineering Structures**, v. 86, p. 192–212, 2015.

WEI, Y. Y.; WU, Y. F. Unified stress-strain model of concrete for FRP-confined columns. **Construction and Building Materials**, v. 26, n. 1, p. 381–392, 2012.

WORLD BANK GROUP. **Solid Waste Management**. Disponível em: <<https://www.worldbank.org/ext/en/home>>. Acesso em: 27 fev. 2025.

WU, Y. F.; JIANG, J. F. Effective strain of FRP for confined circular concrete columns. **Composite Structures**, v. 95, p. 479–491, 2013.

WU, Y.; WANG, L. Unified Strength Model for Square and Circular Concrete Columns Confined by External Jacket. **Journal of Structural Engineering**, v. 135, n. 3, p. 253–261, 2009.

WU, Y.; ZHOU, Y. Unified Strength Model Based on Hoek-Brown Failure Criterion for Circular and Square Concrete Columns Confined by FRP. **Journal of Composites for Construction**, v. 14, n. 2, p. 175–184, 2010.

XIAO, J.; LI, J.; ZHANG, C. Mechanical properties of confined recycled aggregate concrete under axial compression. **Construction and Building Materials**, v. 26, n. 1, p. 591–603, 2012.

XIAO, J. **Recycled Aggregate Concrete Structures**. Shanghai: Tongji University Press, 2018.

XIAO, J.; LI, J.; ZHANG, C. Mechanical properties of recycled aggregate concrete under

- uniaxial loading. **Cement and Concrete Research**, v. 35, n. 6, p. 1187–1194, 2005.
- XIAO, J.; TRESSERRAS, J.; TAM, V. W. Y. GFRP-tube confined RAC under axial and eccentric loading with and without expansive agent. **Construction and Building Materials**, v. 73, p. 775–785, 2014.
- XIAO, J. Z.; LI, J. B.; ZHANG, C. On relationships between the mechanical properties of recycled aggregate concrete: An overview. **Materials and Structures/Materiaux et Constructions**, v. 39, n. 6, p. 655–664, 2006.
- XIAO, Y.; WU, H. Compressive behavior of concrete confined by carbon fiber composite jackets. **Journal of Materials**, v. 12, n. 2, p. 139–146, 2000.
- XIE, T.; OZBAKKALOGLU, T. Behavior of recycled aggregate concrete-filled basalt and carbon FRP tubes. **Construction and Building Materials**, v. 105, p. 132–143, 2016.
- XIONG, M. X.; XIONG, D. X.; LIEW, J. Y. R. Axial performance of short concrete filled steel tubes with high- and ultra-high- strength materials. **Engineering Structures**, v. 136, p. 494–510, 2017.
- XU, J. J.; CHEN, Z. P.; XUE, J. Y.; SU, Y. S. Recycled Aggregate Concrete in FRP-confined columns: A review of experimental results. **Composite Structures**, v. 174, p. 277–291, 2017.
- YAMAMOTO, T.; KAWAGUCHI, J.; MORINO, S. Experimental study of scale effects on the compressive behavior of short concrete-filled steel tube columns. **Proceedings of the Conference: Composite Construction in Steel and Concrete IV**, p. 879–890, 2000.
- YANG, D.; LIU, F.; WANG, Y. Axial compression behaviour of rectangular recycled aggregate concrete-filled steel tubular stub columns. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 201, p. 107687, 2023.
- YANG, Y. F.; HAN, L.-H.; MAN, L. H. Compressive and flexural behaviour of recycled aggregate concrete filled steel tubes (RACFST) under short-term loadings. **Steel and Composite Structures**, v. 6, n. 3, p. 257–284, 2006.
- YANG, Y. F.; HAN, L. H. Experimental behaviour of recycled aggregate concrete filled steel tubular columns. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 62, n. 12, p. 1310–1324, 2006a.
- YANG, Y. F.; HOU, R. Experimental behaviour of RACFST stub columns after exposed to high temperatures. **Thin-Walled Structures**, v. 59, p. 1–10, 2012.
- YANG, Y. F.; MA, G. L. Experimental behaviour of recycled aggregate concrete filled stainless steel tube stub columns and beams. **Thin-Walled Structures**, v. 66, p. 62–75, 2013a.
- YANG, Y.; HAN, L.-H. Compressive and flexural behaviour of recycled aggregate concrete filled steel tubes (RACFST) under short-term loadings. **Steel and Composite Structures**, v. 6, n. 3, p. 257–284, 2006b.
- YANG, Y.; MA, G. Thin-Walled Structures Experimental behaviour of recycled aggregate concrete filled stainless steel tube stub columns and beams. **Thin Walled Structures**, v. 66, p. 62–75, 2013b.
- YE, Y.; CHEN, Z. P.; ZHANG, J. T.; XU, J. J. Concrete-filled bimetallic tubes under axial compression: Experimental investigation. **Thin-Walled Structures**, v. 108, p. 321–332,

2016.

YONG, H. N.; PIN, K. L. Y.; FONG, L. W. Samwoh Eco-Green Building - A key Milestone Towards Sustainable Development. **SCI Concretus**, v. 1, n. 2, p. 8–10, 2010.

YOUSSEF, O.; ELGHAZALY, H.; MILLS, J. E.; MA, X. Axial compression behaviour of hybrid double-skin tubular columns filled with rubcrete. **Journal of Composites Science**, v. 3, n. 2, 2019.

YU, Q.; TAO, Z.; WU, Y. X. Analysis and calculations of steel tube confined concrete (STCC) stub columns. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 66, n. 1, p. 53–64, 2010a.

YU, T.; TENG, J. G.; WONG, Y. L.; DONG, S. L. Finite element modeling of confined concrete-I : Drucker – Prager type plasticity model. **Engineering Structures**, v. 32, n. 3, p. 665–679, 2010b.

YU, Z.; DING, F.; CAI, C. S. Experimental behavior of circular concrete-filled steel tube stub columns. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 63, p. 165–174, 2007.

YUN, X.; GARDNER, L. Stress-strain curves for hot-rolled steels. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 133, p. 36–46, 2017.

ZENG, J. J.; LI, L. J.; TENG, J. G.; ZHAO, Y. G. Axial compressive behavior of polyethylene terephthalate/carbon FRP-confined seawater sea-sand concrete in circular columns. **Construction and Building Materials**, v. 234, p. 117383, 2020.

ZHANG, W. H.; CHEN, Z. P.; XU, J. J.; LIU, E. M. Axial-load response of CFST stub columns with external stainless steel and recycled aggregate concrete: Testing, mechanism analysis and design. **Engineering Structures**, v. 256, n. November 2021, p. 113968, 2022a.

ZHANG, Z.; LI, G.; LIU, J.; WANG, Y. Experimental and Numerical Study of the Behavior of Concrete-Filled High-Strength Steel Tube Columns with Large D / t Ratio under Axial Compression. **Buildings**, v. 12, p. 1–18, 2022b.

ZHAO, H.; GUO, L.; YOUNG, B. Performance of recycled aggregate concrete-filled high-strength steel tubes under axial compression , tension and torsion. **Thin-Walled Structures**, v. 184, p. 110478, 2023a.

ZHAO, H.; GUO, L.; YOUNG, B. Axial compression behaviour of round-ended recycled aggregate concrete-filled steel tube stub columns (RE-RACFST): Experiment, numerical modeling and design. **Engineering Structures**, v. 276, p. 115376, 2023b.

ZHAO, J. L.; YU, T.; TENG, J. G. Stress-Strain Behavior of FRP-Confined Recycled Aggregate Concrete. **Journal of Composites for Construction**, v. 19, n. 3, p. 1–11, 2015.

ZHAO, M. Z.; XU, J. J.; CHEN, Z. P.; SU, Y. S. Response and modeling of axially-loaded concrete-filled steel columns with recycled coarse and fine aggregate. **Engineering Structures**, v. 234, n. November 2020, p. 111733, 2021.

ZHAO, Y. G.; TENG, J. G.; YU, T.; LIN, G. Loading paths of confined concrete in circular concrete loaded CFT stub columns subjected to axial compression. **Engineering Structures**, v. 156, n. July 2017, p. 21–31, 2018.

ZHAO, Y.; ZENG, W.; ZHANG, H. Properties of recycled aggregate concrete with different water control methods. **Construction and Building Materials**, v. 152, p. 539–546, 2017.

- ZHAOYUAN, Y.; LIU, J.; WANG, Y.; ZHANG, S. Study on axial compressive behavior of circular steel tube confined rubberized concrete stub columns. **Structures**, v. 41, p. 887–907, 2022a.
- ZHAOYUAN, Y.; LIU, J.; WANG, Y.; ZHANG, S. Study on axial compressive behavior of circular steel tube confined rubberized concrete stub columns. **Structures**, v. 41, n. November 2021, p. 887–907, 2022b.
- ZHENG, C.; WU, H.; ZHANG, X.; LIU, J. Mechanical properties of recycled concrete with demolished waste concrete aggregate and clay brick aggregate. **Results in Physics**, v. 9, n. April, p. 1317–1322, 2018.
- ZHOU, J. **Behavior And Modeling of Compound Concrete-Filled FRP Tubular (CCFFT) Columns**. PhD thesis. The Hong Kong Polytechnic University, 2019.
- ZHOU, S.; SUN, Q.; WU, X. Impact of D/t ratio on circular concrete-filled high-strength steel tubular stub columns under axial compression. **Thin-Walled Structures**, v. 132, n. October 2017, p. 461–474, 2018.
- ZHOU, Y.; XIAO, J.; LI, J.; ZHANG, C. FRP-confined recycled coarse aggregate concrete: Experimental investigation and model comparison. **Polymers**, v. 8, n. 10, 2016.
- ZHOU, Y. W.; WU, Y. F. General model for constitutive relationships of concrete and its composite structures. **Composite Structures**, v. 94, n. 2, p. 580–592, 2012.
- ZHU, J.; CHAN, T. Experimental investigation on steel-tube-confined-concrete stub column with different cross-section shapes under uniaxial-compression. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 162, p. 105729, 2019.
- ZHU, J. Y.; CHEN, J.; CHAN, T. M. Analytical model for circular high strength concrete filled steel tubes under compression. **Engineering Structures**, v. 244, n. May, p. 112720, 2021.

APÊNDICE A

RESULTADOS EXPERIMENTAIS: CARACTERIZAÇÃO DOS COMPÓSITOS

LEGENDA:

^a Valores recalculados excluindo o valor amostral descartado;

^b Valor desconsiderado por apresentar erros durante o ensaio;

* O valor em porcentagem entre parênteses representa o coeficiente de variação (CV).

LI – Limite Superior

LI – Limite Inferior

CC – Critério de Chauvenet

Tabela A. 1 – Gramatura experimental dos compósitos

Material	Corpo de prova	M_s (g)	G (g/m ²)	LS	LI	δ	CC ($R_c = 1,73$)
Carbon Fiber Reinforced Polymer (CFRP)	CFRP 1	3,09	309	336	304	0,53	OK
	CFRP 2	3,12	312			0,26	OK
	CFRP 3	3,15	315			0,02	OK
	CFRP 4	3,04	304			0,98	OK
	CFRP 5	3,36	336			1,92	NÃO OK
	CFRP 6	3,13	312			0,17	OK
	Média	3,15 ^a 3,11	315 (3,5%) ^a 311 (1,4%)			-	
	s_d	0,11 ^a 0,04	11,05 ^a 4,28			-	
Glass Fiber Reinforced Polymer (GFRP)	GFRP 1	3,27	327	336	217	1,73	OK
	GFRP 2	3,33	333			0,22	OK
	GFRP 3	3,33	333			0,22	OK
	GFRP 4	3,31	331			0,43	OK
	GFRP 5	3,36	336			1,19	OK
	GFRP 6	3,34	334			0,54	OK
	Média	3,32	332 (0,9%)			-	
	s_d	0,03	3,08			-	

Fonte: O autor (2024)

Tabela A. 2 – Densidade experimental dos compósitos

Material	Corpo de prova	M_i (g)	ρ_{frp} (g/cm³)	LS	LI	δ	CC ($R_c = 1,73$)
Carbon Fiber Reinforced Polymer (CFRP)	CFRP 1	784,83	1,85	2,21	1,58	0,23	OK
	CFRP 2	784,90	1,91			0,09	OK
	CFRP 3	784,57	1,58			1,56	OK
	CFRP 4	784,84	1,89			0,04	OK
	CFRP 5	785,25	2,21			1,57	OK
	CFRP 6	784,92	2,20			0,18	OK
	Média	-	1,90 (10,6%)	-			
	s_d	-	0,20	-			

<i>Glass Fiber Reinforced Polymer (GFRP)</i>	GFRP 1	826,21	2,19	3,63	2,19	0,90	OK
	GFRP 2	826,44	2,52			0,31	OK
	GFRP 3	826,32	2,31			0,69	OK
	GFRP 4	826,36	2,40			0,53	OK
	GFRP 5	826,72	3,14			0,78	OK
	GFRP 6	826,85	3,63			1,65	OK
	Média	-	2,70 (20,9%)			-	-
	s_d	-	0,56			-	-

Fonte: O autor (2024)

Tabela A. 3 – Deformações de ruptura experimental dos compósitos

Material	Corpo de prova	ε_{fu} (%)	LS	LI	δ	CC ($R_c = 1,73$)
<i>Carbon Fiber Reinforced Polymer (CFRP)</i>	CFRP 1	1,04	1,26	0,98	0,50	OK
	CFRP 2	1,17			0,70	OK
	CFRP 3	0,98			0,99	OK
	CFRP 4	1,26			1,39	OK
	CFRP 5	1,03			0,59	OK
	^b CFRP 6	1,03			-	-
	Média	1,09 (10,6%)			-	-
	s_d	0,12			-	-
<i>Glass Fiber Reinforced Polymer (GFRP)</i>	GFRP 1	2,41	2,90	2,04	0,20	OK
	GFRP 2	2,90			1,85	NÃO OK
	GFRP 3	2,21			0,47	OK
	GFRP 4	2,04			1,01	OK
	GFRP 5	2,33			0,04	OK
	GFRP 6	2,19			0,52	OK
	Média	2,35 (12,7%) ^a 2,24 (6,3%)			-	-
	s_d	0,30 ^a 0,14			-	-

Fonte: O autor (2024)

Tabela A. 4 – Módulo de elasticidade experimental dos compósitos

Material	Corpo de prova	E_f (GPa)	δ	CC ($R_c = 1,73$)
<i>Carbon Fiber Reinforced Polymer (CFRP)</i>	CFRP 1	206,34	0,74	OK
	CFRP 2	262,59	1,14	OK
	CFRP 3	225,26	0,11	OK
	CFRP 4	254,86	0,88	OK
	CFRP 5	193,30	1,17	OK
	^b CFRP 6	179,30	-	-
	Média	228,47 (13,1%)	-	-
	s_d (GPa)	30,0	-	-
<i>Glass Fiber Reinforced Polymer (GFRP)</i>	GFRP 1	69,82	0,93	OK
	GFRP 2	70,18	0,89	OK
	GFRP 3	85,69	1,08	OK

	GFRP 4	85,62	1,07	OK
	GFRP 5	81,41	0,54	OK
	GFRP 6	70,32	0,87	OK
	Média	77,17 (10,2%)	-	-

Fonte: O autor (2024)

Tabela A. 5 – Tensão de ruptura experimental dos compósitos

Material	Corpo de prova	f_{frp} (MPa)	δ	CC ($R_c = 1,73$)
<i>Carbon Fiber Reinforced Polymer (CFRP)</i>	CFRP 1	2204,55	1,52	OK
	CFRP 2	2870,47	0,67	OK
	CFRP 3	2591,86	0,24	OK
	CFRP 4	2667,98	0,01	OK
	CFRP 5	2996,71	1,09	OK
	^bCFRP 6	1894,52		
	Média	2666,31 (11,4%)	-	-
	s_d (MPa)	303,9	-	-
<i>Glass Fiber Reinforced Polymer (GFRP)</i>	GFRP 1	1479,52	0,04	OK
	GFRP 2	1521,66	0,64	OK
	GFRP 3	1354,59	1,73	OK
	GFRP 4	1443,51	0,48	OK
	GFRP 5	1544,98	0,98	OK
	GFRP 6	1516,59	0,57	OK
	Média	1476,81 (4,7%)	-	-
	s_d (MPa)	69,7	-	-

Fonte: O autor (2024)

APÊNDICE B

RESULTADOS EXPERIMENTAIS: CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO

LEGENDA:

^a Valores recalculados excluindo o valor amostral descartado;

^b Valor amostral descartado por apresentar excentricidade ou erros durante o ensaio;

* O valor em porcentagem entre parênteses representa o coeficiente de variação (CV).

LI – Limite Superior

LI – Limite Inferior

CC – Critério de Chauvenet

Tabela B.1 – Resistência à compressão do concreto reciclado e convencional em função da idade

Dias	CP	f_c (MPa)	f_{cm} (MPa)	s_d (MPa)	LS	LI	δ	CC	f_{ck} (MPa)
3	CC1	22,70	22,36 (2,2%)	0,49	22,7	22,01	0,69	OK	-
	CC2	17,96^b					-	OK	
	CC3	22,01					0,71	OK	
	RAC1	21,72	22,60 (5,3%)	1,19	23,77	21,12	0,74	OK	
	RAC2	21,12					1,24	OK	
	RAC3	23,77					0,98	OK	
	RAC4	23,76					0,97	OK	
	RAC5	22,65					0,04	OK	
7	CC4	28,16	28,09 (1,8%)	0,52	28,58	27,54	0,13	OK	-
	CC5	28,58					0,94	OK	
	CC6	27,54					1,06	OK	
	RAC6	25,67	25,39 (1,9%)	0,49	25,97	24,83	0,57	OK	
	RAC7	25,97					1,18	OK	
	RAC8	24,93					0,94	OK	
	RAC9	25,56					0,35	OK	
	RAC10	24,83					1,14	OK	
14	CC7	29,28	29,27 (0,07%)	0,02	29,29	29,25	0,50	OK	-
	CC8	29,29					1,0	OK	
	CC9	29,25					1,0	OK	
	RAC11	27,49	27,94 ^a27,67 (1,0%)	0,66 ^a0,29	29,04 ^a28,11	27,49 ^a27,49	0,68	OK	
	RAC12	27,55					0,59	OK	
	RAC13	29,04					1,67	NÃO OK	
	RAC14	27,53					0,62	OK	
	RAC15	28,11					0,26	OK	
28	CC10	33,90	33,48 ^a33,94 (1,0%)	1,08 ^a0,35	34,44 ^a34,44	31,62 ^a33,62	0,39	OK	33,36
	CC11	33,81					0,31	OK	
	CC12	33,62					0,13	OK	

	CC13	34,44					0,89	OK	
	CC14	31,62					1,72	NÃO OK	
	RAC16	31,01					0,45	OK	
	RAC17	31,62					1,33	OK	
	RAC18	29,93	30,70 (2,2%)	0,69	31,62	29,93	1,12	OK	29,56
	RAC19	30,80					0,14	OK	
	RAC20	30,12					0,84	OK	
	CC15	34,99					0,62	OK	
	CC16	37,98	36,04 (4,7%)	1,68	37,98	34,99	1,15	OK	-
	CC17	35,14					0,54	OK	
56	RAC21	33,45					0,18	OK	
	RAC22	33,13	33,54				0,82	OK	
	RAC23	33,49	^a 33,32	0,50	34,39	33,13	0,1	OK	-
	RAC24	34,39	(0,5%)	^a 0,18	^a 33,49	^a 33,13	1,7	NÃO OK	
	RAC25	33,22					0,64	OK	

$R_c = 1,38 - 3$ medidas realizadas

$R_c = 1,64 - 5$ medidas realizadas

Fonte: O autor (2024)

Tabela B.2 –Módulo de elasticidade estático do concreto convencional e reciclado

Dias	CP	E_c (GPa)	E_{cm} (GPa)	s_d (MPa)	LS	LI	δ	CC	E_{cs} (GPa)
	CC1	27,05					0,71	OK	
	CC2	27,24	27,15 (0,5 %)	0,13	27,24	27,05	0,71	OK	-
	CC3	^b 33,96					-	-	
3	RAC1	23,36					0,16	OK	
	RAC2	22,05					1,11	OK	
	RAC3	25,60	23,59 (5,8 %)	1,38	25,60	22,05	1,46	OK	-
	RAC4	22,72					0,63	OK	
	RAC5	24,20					0,45	OK	
	CC4	31,53					0,11	OK	
	CC5	33,09	31,32 (6,0 %)	1,88	33,09	29,34	0,94	OK	-
	CC6	29,34					1,05	OK	
7	RAC6	23,61					0,02	OK	
	RAC7	22,00					1,18	OK	
	RAC8	25,60	23,64 (5,9 %)	1,40	25,60	22,00	1,4	OK	-
	RAC9	22,72					0,66	OK	
	RAC10	24,28					0,46	OK	
	CC7	36,13					1,15	OK	
	CC8	29,91	32,25 (10,5 %)	3,38	36,13	29,91	0,69	OK	-
	CC9	30,71					0,46	OK	
14	RAC11	25,07					0,23	OK	
	RAC12	26,84	25,30 (3,4 %)	1,00	26,84	24,03	1,53	OK	-
	RAC13	25,23					0,07	OK	
	RAC14	24,03					1,26	OK	

28	RAC15	25,32	35,11 (4,8 %)	1,68	37,13	32,60	0,02	OK	31,01
	CC10	32,60					1,49	OK	
	CC11	34,58					0,31	OK	
	CC12	35,88					0,46	OK	
	CC13	35,34					0,14	OK	
	CC14	37,13					1,2	OK	
	RAC16	23,82	24,35 24,46 (3,6 %)	2,10 0,84	27,89 24,42	22,50 22,50	0,25	OK	20,50
	RAC17	27,89					1,68	NÃO OK	
	RAC18	24,42					0,03	OK	
	RAC19	23,11					0,59	OK	
	RAC20	22,50					0,88	OK	
56	CC15	31,02	32,62 (4,3 %)	1,40	33,63	31,02	1,14	OK	-
	CC16	33,22					0,43	OK	
	CC17	33,63					0,72	OK	
	RAC21	26,63	25,26 (4,0 %)	1,00	26,63	23,84	1,36	OK	-
	RAC22	25,09					0,16	OK	
	RAC23	25,11					0,14	OK	
	RAC24	23,84					1,4	OK	
	RAC25	25,61					0,35	OK	

Fonte: O autor (2024)

Tabela B.3 –Módulo de elasticidade dinâmico flexional do concreto convencional e reciclado

Dias	CP	E_c (GPa)	E_{dF} (GPa)	S_d (MPa)	LS	LI	δ	CC
3	CC1	36,33	36,38 (1,6 %)	0,59	36,99	35,81	0,08	OK
	CC2	36,99					1,03	OK
	CC3	35,81					0,97	OK
	RAC1	28,87	29,18 (1,2 %)	0,36	29,74	28,86	0,86	OK
	RAC2	28,86					0,89	OK
	RAC3	29,74					1,56	OK
	RAC4	29,20					0,06	OK
	RAC5	29,25					0,19	OK
7	CC4	38,92	39,08 (1,2 %)	0,48	39,62	38,69	0,33	OK
	CC5	39,62					1,13	OK
	CC6	38,69					0,81	OK
	RAC6	28,88	29,03 28,92 (0,1 %)	0,25 0,03	29,48 28,94	28,88 28,88	0,6	OK
	RAC7	28,94					0,36	OK
	RAC8	28,91					0,48	OK
	RAC9	28,93					0,4	OK
	RAC10	29,48					1,8	NÃO OK
14	CC7	38,21	37,47 (1,9 %)	0,7	38,21	36,83	1,06	OK
	CC8	37,37					0,14	OK
	CC9	36,83					0,91	OK

28	RAC11	30,19	30,26 (1,2 %)	0,37	30,68	29,77	0,19	OK
	RAC12	30,07					0,51	OK
	RAC13	30,68					1,14	OK
	RAC14	29,77					1,32	OK
	RAC15	30,58					0,86	OK
	CC10	39,69	39,19 (0,9 %)	0,34	39,69	38,84	1,47	OK
	CC11	38,95					0,71	OK
	CC12	39,08					0,32	OK
	CC13	39,37					0,53	OK
	CC14	38,84					1,03	OK
	RAC16	30,65	31,13 (1,3 %)	0,42	31,64	30,65	1,14	OK
	RAC17	31,64					1,21	OK
	RAC18	30,73					0,95	OK
	RAC19	31,25					0,29	OK
	RAC20	31,36					0,55	OK
56	CC15	38,67	39,18 (3,0 %)	1,19	40,54	38,34	0,43	OK
	CC16	40,54					1,14	OK
	CC17	38,34					0,71	OK
	RAC21	31,60	31,86 (1,2 %)	0,38	32,36	31,42	0,68	OK
	RAC22	32,12					0,68	OK
	RAC23	31,81					0,13	OK
	RAC24	32,36					1,32	OK
	RAC25	31,42					1,16	OK

Fonte: O autor (2024)

Tabela B.4 –Módulo de elasticidade dinâmico longitudinal do concreto convencional e reciclado

Dias	CP	E_c (GPa)	E_{dL} (GPa)	s_d (MPa)	LS	LI	δ	CC
3	CC1	35,79	35,80 (0,03%)	0,01	35,81	35,79	1	OK
	CC2	<i>b</i> -					-	-
	CC3	35,81					1	OK
	RAC1	27,92	28,42 (1,5 %)	0,43	28,95	27,92	1,16	OK
	RAC2	28,68					0,60	OK
	RAC3	28,95					1,23	OK
	RAC4	28,49					0,16	OK
	RAC5	28,06					0,84	OK
7	CC4	38,33	38,02 (1,1 %)	0,4	38,33	37,57	0,77	OK
	CC5	38,15					0,32	OK
	CC6	37,56					1,14	OK
	RAC6	<i>b</i> -	29,27 (0,4 %)	0,12	29,4	29,18	-	-
	RAC7	<i>b</i> -					-	-
	RAC8	29,18					0,75	OK
	RAC9	29,23					0,33	OK
	RAC10	29,40					1,08	OK

14	CC7	38,11	37,42 (1,8 %)	0,67	38,12	36,79	1,04	OK
	CC8	37,35					0,11	OK
	CC9	36,78					0,95	OK
	RAC11	29,60	29,96 (1,2 %)	0,37	30,42	29,57	0,96	OK
	RAC12	30,08					0,32	OK
	RAC13	30,14					0,49	OK
	RAC14	29,57					1,05	OK
	RAC15	30,42					1,24	OK
28	CC10	39,36	39,03 (0,7 %)	0,28	39,36	38,86	1,17	OK
	CC11	^b -					-	-
	CC12	38,87					0,55	OK
	CC13	^b -					-	-
	CC14	38,86	30,94 (1,1 %)	0,35	31,41	30,55	0,62	OK
	RAC16	30,94					0,01	OK
	RAC17	31,40					1,33	OK
	RAC18	30,55					1,11	OK
56	RAC19	30,85	31,73 (1,1 %)	0,36	32,25	31,41	0,26	OK
	RAC20	^b -					-	-
	CC15	38,32					0,56	OK
	CC16	32,58					1,16	OK
	CC17	38,46	36,46 (9,2 %)	3,35	38,46	32,59	0,6	OK
	RAC21	^b -					-	-
	RAC22	31,64					0,24	OK
	RAC23	31,60					0,36	OK
	RAC24	32,25	31,73 (1,1 %)	0,36	32,25	31,41	1,44	OK
	RAC25	31,41					0,89	OK

^b Alguns corpos de prova apresentavam grande parte da superfície transversal com agregados expostos devido ao processo de retificação, o que dificultou tanto o impacto do martelo quanto a leitura da frequência de vibração. Por esse motivo, esses valores foram omitidos por apresentarem erros durante a medição.

Fonte: O autor (2024)

Tabela B.5 – Massas seca, imersa e saturada do concreto reciclado e convencional

Dias	CP	M_s (g)	M_i (g)	M_{sat} (g)
28	CC1	3592,2	2197	3752,5
	CC2	3588,5	2204	3757,4
	CC3	3585,8	2194	3745,64
	RAC1	3253,6	1896	3460,91
	RAC2	3279,2	1900	3465,92
	RAC3	3306	1918	3492,48
	RAC4	3265	1889	3453,95
	RAC5	3300,9	1919	3496,4

Fonte: O autor (2024)

Tabela B.6 – Absorção do concreto reciclado e convencional

Dias	CP	Abs (%)	Média (%)	s_d (%)	LS	LI	δ	CC
28	CC1	4,46	4,54	0,14 (3,2 %)	4,71	4,46	0,99	OK
	CC2	4,71	(3,2 %)				0,93	OK

CC3	4,46					0,99	OK
RAC1	6,37					0,88	OK
RAC2	5,69					0,98	OK
RAC3	5,64	5,88 (5,0 %)	0,29	6,37	5,64	0,99	OK
RAC4	5,79					0,96	OK
RAC5	5,92					0,94	OK

Fonte: O autor (2024)

Tabela B.7 – Índice de vazios do concreto reciclado e convencional

Dias	CP	IV (%)	Média (%)	s _d (%)	LS	LI	δ	CC
	CC1	10,31					0,99	OK
	CC2	10,87	4,54 (4,7 %)	0,33	10,87	10,3	0,94	OK
	CC3	10,30					0,99	OK
28	RAC1	13,25					0,88	OK
	RAC2	11,92					0,98	OK
	RAC3	11,84	5,88 (3,1 %)	0,57	13,25	11,84	0,99	OK
	RAC4	12,07					0,97	OK
	RAC5	12,39					0,95	OK

Fonte: O autor (2024)

Tabela B.8 – Massa específica seca do concreto reciclado e convencional

Dias	CP	ρ _r (g/cm³)	Média (g/cm³)	s _d (g/cm³)	LS	LI	δ	CC
	CC1	2,57					1,00	OK
	CC2	2,59	2,58 (0,4 %)	0,01	2,59	2,57	0,99	OK
	CC3	2,58					1,00	OK
28	RAC1	2,40					1,00	OK
	RAC2	2,38					1,00	OK
	RAC3	2,38	2,38 (0,5 %)	0,01	2,40	2,37	1,00	OK
	RAC4	2,37					1,00	OK
	RAC5	2,39					1,00	OK

Fonte: O autor (2024)

Tabela B.9 – Massa específica saturada do concreto reciclado e convencional

Dias	CP	ρ _{sat} (g/cm³)	Média (g/cm³)	s _d (g/cm³)	LS	LI	δ	CC
	CC1	2,41					1,00	OK
	CC2	2,42	2,41 (0,2 %)	0,01	2,42	2,41	0,99	OK
	CC3	2,41					1,00	OK
28	RAC1	2,21					1,00	OK
	RAC2	2,21					1,00	OK
	RAC3	2,22	2,21 (0,2 %)	0,01	2,22	2,21	0,99	OK
	RAC4	2,21					1,00	OK
	RAC5	2,22					0,99	OK

Fonte: O autor (2024)

APÊNDICE C

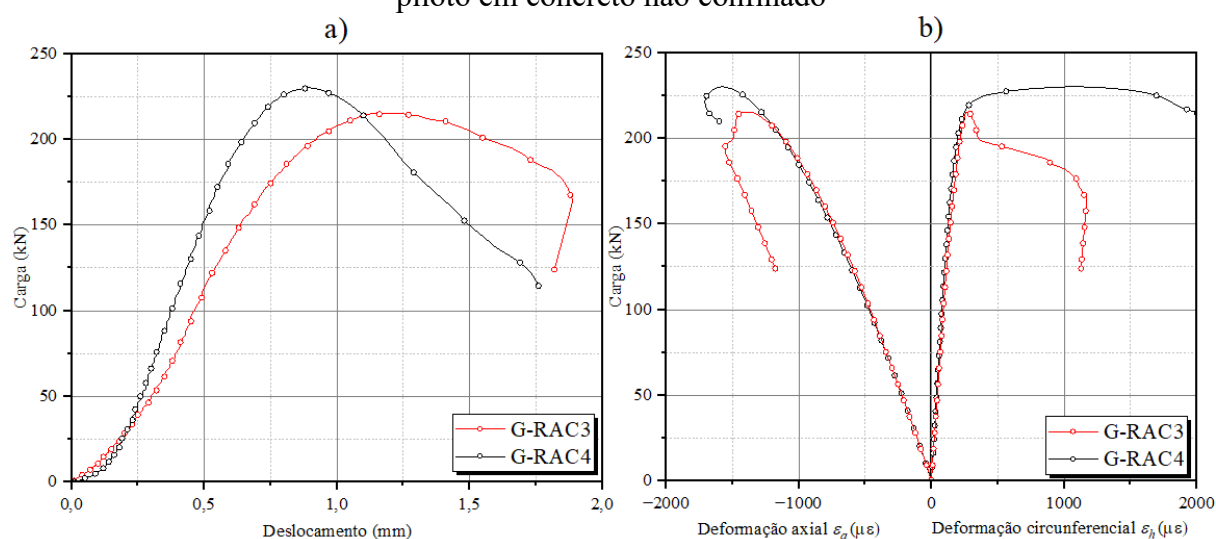
RESULTADOS EXPERIMENTAIS: ENSAIO PILOTO

LEGENDA:

Interno: representa os resultados da instrumentação interna do núcleo de concreto

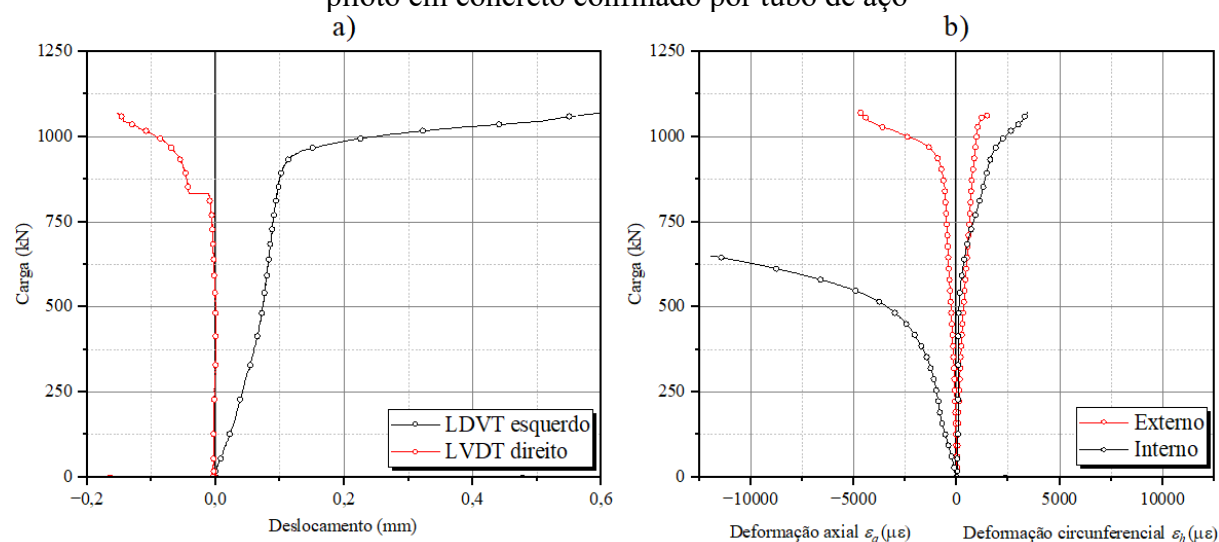
Externo: representa os resultados da superfície do material confinante

Figura C.1 – Resultado carga vs deslocamento (a) e carga vs deformação (b) do exemplar piloto em concreto não confinado



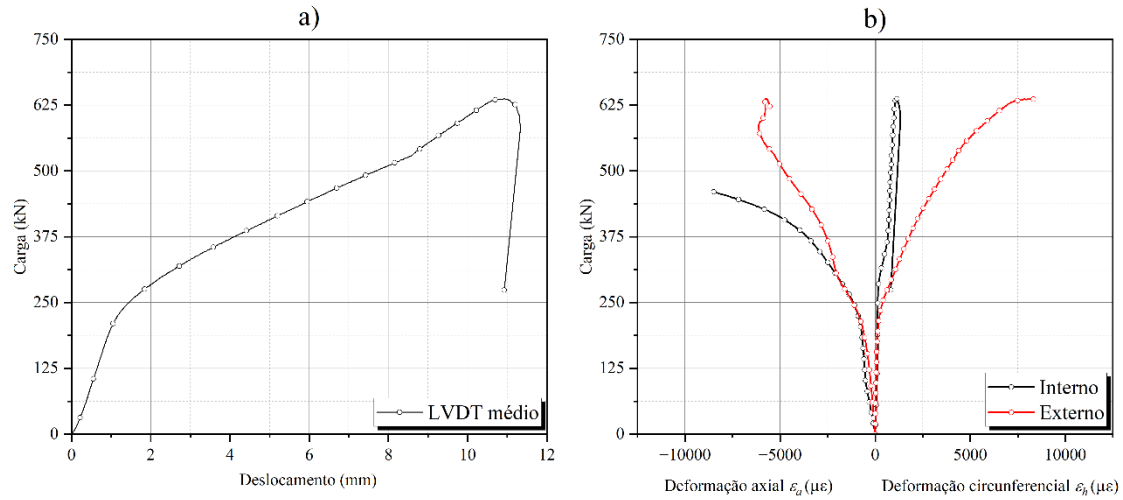
Fonte: o autor (2024)

Figura C.2 – Resultado carga vs deslocamento (a) e carga vs deformação (b) do exemplar piloto em concreto confinado por tubo de aço



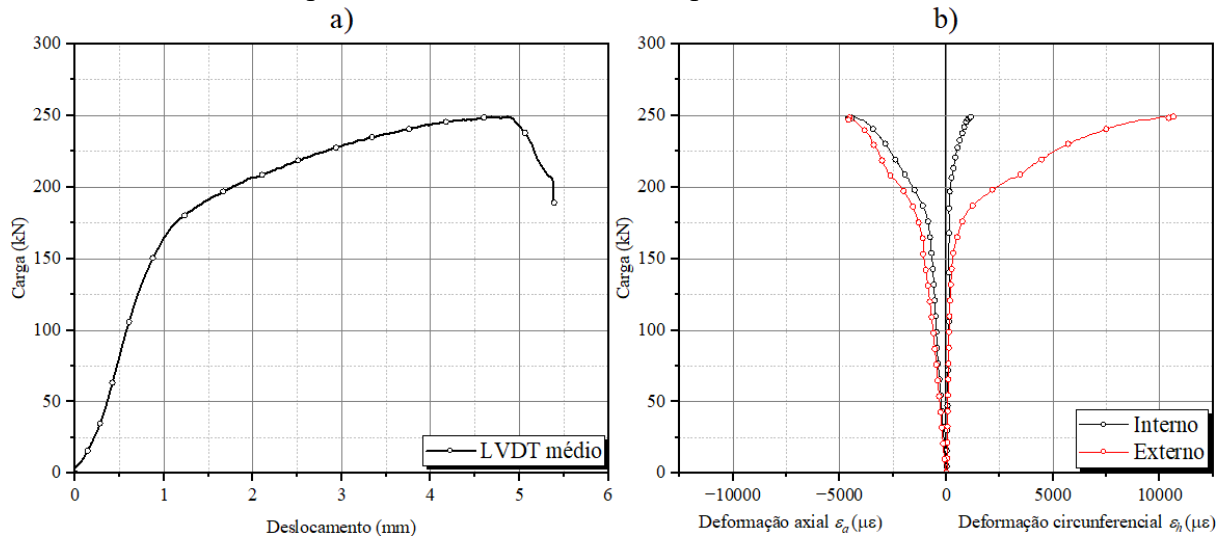
Fonte: o autor (2024)

Figura C.3 – Resultado carga vs deslocamento (a) e carga vs deformação (b) do exemplar piloto em concreto confinado por tubo de CFRP



Fonte: o autor (2024)

Figura C.4 – Resultado carga vs deslocamento (a) e carga vs deformação (b) do exemplar piloto em concreto confinado por tubo de GFRP



Fonte: o autor (2024)

APÊNDICE D

RESULTADOS EXPERIMENTAIS: MODOS DE FALHA DAS SÉRIES C E G

Figura D.1 – Modos de falha da série C para concreto convencional



(a) CCT1-a



(b) CCT2-a



(c) *CCT2-b



(d) CCT3-a



(e) *CCT3-b

Figura D. 2 – Modos de falha da série C para concreto reciclado



(a) RCT1-a



(b) RCT1-b



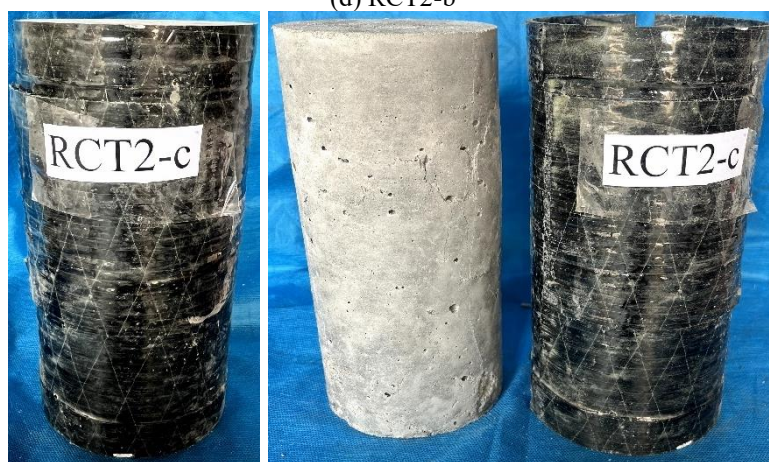
(c) *RCT1-c



(d) RCT2-a



(d) RCT2-b



(e) *RCT2-c



(f) RCT3-a



(g) RCT3-b



(h) *RCT3-c

Figura D. 3 – Modos de falha da série G para concreto convencional



(a) CGT3-a



(b) *CGT3-b



(c) CGT5-a



(d) *CGT5-b



(e) CGT7-a



(f) *CGT7-b

Figura D. 4 – Modos de falha da série G para concreto reciclado



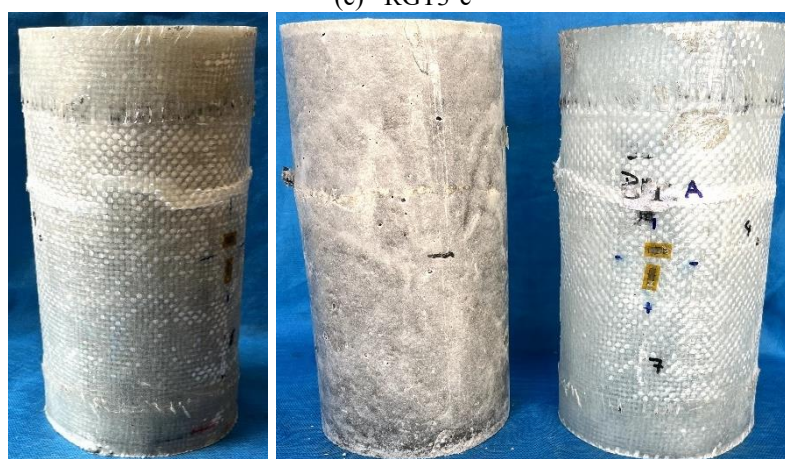
(a) RGT3-a



(b) RGT3-b



(c) *RGT3-c



(d) RGT5-a



(e) RGT5-b



(f) *RGT5-c



(g) RGT7-a



(h) RGT7-b



(i) *RGT7-c