

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

**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**

Mayara Turi Gerin

São Carlos
2020

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

**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**

Mayara Turi Gerin

Dissertação apresentada ao Programa
de Pós-Graduação em Engenharia Civil
da Universidade Federal de São Carlos
para a obtenção do título de Mestre

Área de Concentração: Estruturas

Orientadora: Silvana De Nardin

Coorientador: Almir Sales

São Carlos
2020



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS

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

Folha de Aprovação

Assinaturas dos membros da comissão examinadora que avaliou e aprovou a Defesa de Dissertação de Mestrado da candidata Mayara Turi Gerin, realizada em 20/02/2020:

Profa. Dra. Silvana de Nardin
UFSCar

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

Prof. Dr. Ricardo Carrazedo
EESC/USP

Certifico que a defesa realizou-se com a participação à distância do(s) membro(s) Ana Elisabete Paganelli Guimarães de Avila Jacintho e, depois das arguições e deliberações realizadas, o(s) participante(s) à distância está(ao) de acordo com o conteúdo do parecer da banca examinadora redigido neste relatório de defesa.

Profa. Dra. Silvana de Nardin

À memória de minhas mães que estão no céu,
Mara Argete Turi Gerin e Arjam Chaddad Turi.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao meu marido, Luís Alfredo, pelo companheirismo, paciência e atenção em todos os momentos de minha vida, além das muitas contribuições neste trabalho. Se não fosse pelo seu incentivo e suporte, esse trabalho nunca teria sido sequer iniciado.

À minha avó, Arjam, por todas as preocupações e orações e à minha mãe, Mara. Embora estejam em outro plano espiritual, certamente olham por mim.

Ao meu pai e minha irmã pela dedicação e apoio em todas as minhas decisões e sonhos. Obrigada por estarem ao meu lado em todos os momentos de minha vida.

Aos meus tios e segundos pais, William e Anderclay, por serem meu porto seguro.

À minha orientadora Professora Dra. Silvana De Nardin, pelos ensinamentos desde o primeiro contato com a pesquisa, pela orientação deste trabalho e de todos os anos de iniciação científica. Obrigada pelo carinho, paciência e confiança.

Ao meu coorientador Prof. Dr. Almir Sales, pela disponibilidade, paciência e todo ensinamento fundamental ao desenvolvimento desse trabalho.

Aos professores e funcionários do Departamento de Engenharia Civil (DECiv/UFSCar) por auxiliarem sempre que necessário. Em especial ao técnico José Roberto, sem o qual o programa experimental presente neste trabalho não teria se realizado.

Ao Prof. Dr. Guilherme Aris Parsekian que disponibilizou o laboratório de Sistemas Estruturais e ao técnico Ricardo Luiz Canato que me auxiliou em todos os ensaios mecânicos de corpos de prova de concreto.

Aos meus colegas de pós-graduação pelo agradável convívio e pela ajuda, não apenas intelectual, mas também física durante as concretagens dos modelos experimentais.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pela concessão da bolsa de mestrado.

À empresa Lafarge Holcim S.A. pela doação do cimento utilizado na confecção do concreto.

À empresa ConstruAço Construção Civil e Metálica São Carlos Ltda que gentilmente providenciou o corte e furação dos perfis de aço.

E a todos que de alguma maneira contribuíram para a realização deste trabalho.

RESUMO

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.** 2020. 151p. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2020.

Buscando amenizar o impacto da construção civil sobre o meio ambiente, nas últimas duas décadas houveram avanços das pesquisas brasileiras visando a aplicação dos resíduos de concreto na produção de novos concretos. No entanto, apesar dos avanços na sua composição e bons resultados em termos de resistência, esse concreto, em geral, ainda apresenta propriedades mecânicas inferiores ao concreto de agregados naturais, sobretudo no que se refere à deformabilidade. Nesse contexto, o pilar misto preenchido com concreto de agregados de resíduos de concreto surge como uma opção para a aplicação do concreto de agregados de resíduo de concreto já que o efeito de confinamento proporcionado pelo tubo de aço ao núcleo de concreto pode melhorar as propriedades mecânicas do concreto. Esse trabalho teve como principal objetivo analisar o comportamento do pilar misto preenchido com concreto de agregados de resíduos de concreto submetido à compressão axial centrada e o efeito de confinamento proporcionado pelo tubo de aço ao núcleo de concreto. Para isso, foi avaliada a influência do teor de substituição de agregados graúdos naturais por agregados de resíduo de concreto e a influência da forma de aplicação de força, no núcleo de concreto ou na seção mista do pilar. Primeiramente foram realizados ensaios de caracterização do concreto para análise dos efeitos da substituição total e parcial dos agregados naturais por agregados de resíduo de concreto como agregados graúdos. Uma vez conhecidos esses efeitos, modelos físicos de pilares curtos de seção circular preenchidos com concreto de agregados de resíduos de concreto foram ensaiados e os resultados foram comparados a modelos preenchidos com concreto de agregados naturais. A forma de aplicação de força alterou significativamente a resposta do concreto confinado pois as tensões de confinamento são desenvolvidas em momentos distintos em cada situação analisada. Os exemplares com aplicação de força no núcleo de concreto, embora não constituam uma situação de projeto, auxiliaram no entendimento do efeito de confinamento do núcleo de concreto de pilares preenchidos. Independentemente do tipo de agregado (natural ou originário de resíduos de concreto), as propriedades mecânicas do concreto exerceram influência no efeito de confinamento proporcionado pelo tubo de aço ao concreto e, conseqüentemente, no comportamento dos pilares. Porém, a substituição dos agregados naturais por agregados de resíduos de concreto por si só não exerceu influência significativa no comportamento do pilar preenchido ou nas deformações dos materiais, sugerindo que a substituição investigada pode ser viável para aplicação em tais elementos estruturais.

Palavras-chave: análise experimental, pilares preenchidos, concreto de agregados de resíduo de concreto, agregados de resíduo de concreto, compressão axial centrada.

ABSTRACT

GERIN, M. T. **Behavior of recycled aggregates concrete filled steel tube submitted to concentric axial compression: the effect of replacement and load application methods.** 2020. 151p. Dissertation (Master degree), Federal University of São Carlos, São Carlos, 2020.

Seeking to mitigate the environmental impact of civil construction, investigations focused on concrete waste use in the production of new concrete are pushing the Brazilian researches. However, despite significant advances were made in the material composition resulting in feasible tensile strengths, this concrete, in general, still has poorer mechanical properties than concrete from natural aggregates, especially regarding to deformability. On the other hand, it is known that the confinement effect may improve such concrete mechanical properties. In this context, the recycled aggregates concrete filled steel tube appears as an option for the application of recycled aggregates concrete. Therefore, the main objective of this work was to analyze the behavior of recycled aggregates concrete filled steel tube submitted to concentric axial compression and the confinement effect provided by the steel tube to the concrete core. For this, we evaluated i) the influence of the substitution content of natural coarse aggregates by recycled aggregates concrete and ii) different methods of load application, one in the concrete core and the other in the composite section of the column. To do so, firstly, concrete characterization was performed to analyze the effects of total and partial replacement of natural aggregates by recycled concrete as coarse aggregates. Secondly, physical models of short circular columns filled with recycled aggregates concrete were tested and the results were compared to models filled with natural aggregate concrete. The method of load application significantly altered the response of the confined concrete, since the confinement stresses are developed at different times in each situation analyzed. The specimens with load application on the concrete core, although not commonly used in designing, helped to understand the effect of confinement of the concrete core of filled columns. Regardless of the aggregate type, the concrete mechanical properties ruled the confinement effect provided by the steel tube, and consequently, the behavior of the columns. Moreover, the substitution of natural aggregates for recycled concrete aggregates alone did not present significant effect on the behavior of the concrete filled steel tube nor on the deformations of the materials. It suggests that the investigated substitution may be viable for application in such structural elements.

Key-words: experimental analysis, composite column, recycled aggregate concrete, recycled concrete aggregate, concentric loads.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	9
1.1 Exemplos de edificações com concreto de resíduos de concreto	11
1.2 Exemplos de edificações com pilares preenchidos.....	15
1.3 Objetivos.....	18
1.4 Justificativa	18
1.5 Metodologia.....	19
1.6 Estrutura da dissertação e descrição dos capítulos	20
2. CONCRETO DE RESÍDUOS DE CONCRETO	22
2.1 Propriedades dos agregados reciclados	22
2.1.1 Classificação dos agregados reciclados.....	22
2.1.2 Heterogeneidade do agregado	23
2.1.3 Absorção de água do agregado.....	25
2.2 Propriedades do concreto de agregados reciclados	27
2.2.1 Granulometria dos agregados	27
2.2.2 Teor de substituição do agregado natural pelo agregado de resíduo de concreto	28
2.2.3 Processos de mistura do concreto de resíduos de concreto	30
2.3 Modelos analíticos para cálculo do módulo de elasticidade do concreto	35
3. PILAR MISTO PREENCHIDO	37
3.1 Capacidade resistente a compressão axial centrada	37
3.1.1 Norma brasileira ABNT NBR 8800 (2008)	38
3.1.2 Norma européira: EUROCODE 4 (2004)	39
3.1.3 Norma chinesa: DBJ 13-51 (2010).....	41
3.2 Pilar preenchido com concreto de resíduos de concreto	41
3.2.1 Resistência à compressão do concreto.....	42
3.2.2 Teor de substituição.....	44
3.2.3 Utilização de agregados miúdos de resíduo de concreto.....	45
3.2.4 Esbeltez global.....	46
3.2.5 Esbeltez local.....	47
3.2.6 Forma da seção transversal.....	50
3.2.7 Modo de falha.....	51
4. CONFINAMENTO PASSIVO.....	54
4.1 Influência de variáveis no efeito de confinamento.....	55
4.1.1 Influência da forma de aplicação da força.....	56
4.1.2 Influência da esbeltez	57
4.1.3 Influência da resistência dos materiais	58
4.1.4 Influência da forma da seção trasnversal.....	59
4.2 Influência do confinamento no comportamento pós-pico.....	60
4.3 Modelos teóricos de resistência do concreto confinado.....	63
4.3.1 Cálculo da pressão lateral de confinamento	64
4.3.2 Modelo de Richart et al. (1928).....	66

4.3.3	Modelo de Mander et al. (1988)	67
4.3.4	Estudos recentes	69
5.	<i>PROGRAMA EXPERIMENTAL</i>	71
5.1	Considerações iniciais	71
5.2	Produção dos agregados de resíduos de concreto (ARC)	73
5.3	Caracterização dos materiais	75
5.3.1	Cimento Portland.....	75
5.3.2	Agregado miúdo	75
5.3.3	Agregados graúdos	77
5.4	Produção e caracterização do concreto de ARC.....	79
5.5	Caracterização do aço do perfil tubular.....	85
5.6	Pilares preenchidos.....	86
5.6.1	Perfis tubulares	86
5.6.2	Instrumentação	87
5.6.3	Moldagem, adensamento e cura	89
5.6.4	Esquema de ensaio	91
6.	<i>RESULTADOS E ANÁLISE DA CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS</i>	93
6.1	Caracterização do agregado miúdo: areia	93
6.2	Caracterização dos agregados graúdos: natural e de resíduo de concreto	94
6.3	Caracterização dos concretos piloto	96
6.3.1	Trabalhabilidade e índices físicos.....	96
6.3.2	Resistência à compressão	99
6.3.3	Resistência à tração por compressão diametral	106
6.3.4	Módulo de elasticidade.....	107
6.4	Caracterização do concreto definitivo	110
6.5	Caracterização do aço do perfil tubular.....	111
7.	<i>RESULTADOS E ANÁLISES: PILARES PREENCHIDOS</i>	112
7.1	Comportamento Força vs. Deformação axial.....	113
7.2	Configuração final dos exemplares ensaiados	115
7.3	Pilares mistos: exemplares com força aplicada na seção mista.....	116
7.3.1	Deformação do concreto.....	117
7.3.2	Deformação do aço.....	118
7.3.3	Força resistente experimental	118
7.3.4	Comparação com as previsões normativas.....	121
7.3.5	Rigidez.....	123
7.4	Concreto confinado: exemplares com força aplicada no núcleo de concreto .	125
7.4.1	Deformação do aço	125
7.4.2	Avaliação do efeito de confinamento e Deformação do concreto confinado.....	126
7.5	Análise comparativa	128
7.5.1	Influência da forma de aplicação de força.....	128
7.5.2	Influência do teor de substituição do agregado natural por agregado reciclado	130
8.	<i>CONCLUSÕES</i>	136

8.1	Sugestões para trabalhos futuros	138
9.	<i>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</i>	140
10.	<i>APÊNDICE A</i>	150
10.1	Deformação do concreto	150
10.2	Deformação do aço	150
10.3	Aumento radial	151
10.4	Deformação axial	151

1. INTRODUÇÃO

A Indústria da Construção Civil tem causado um grande impacto sobre o meio ambiente e, portanto, fica evidente a necessidade da adoção de um novo modelo de desenvolvimento visando à conservação ambiental. Em 2017, 45 milhões de toneladas de resíduos coletados e transportados pelos municípios brasileiros foram caracterizados como Resíduos de Construção e Demolição (RCD), segundo relatório da ABRELPE (2017).

Os Resíduos de Construção e Demolição são definidos pela ABNT NBR 15116:2004 como “Resíduos provenientes de construções, reformas, reparos e demolições de obras de construção civil e os resultantes da preparação e da escavação de terrenos, tais como: tijolos, blocos cerâmicos, concreto, solo, rocha, madeira, forros, argamassa, gesso, telha, pavimento asfáltico, vidros, plásticos, tubulações, fiação elétrica etc., comumente chamados de entulhos de obras, caliça ou metralha.”

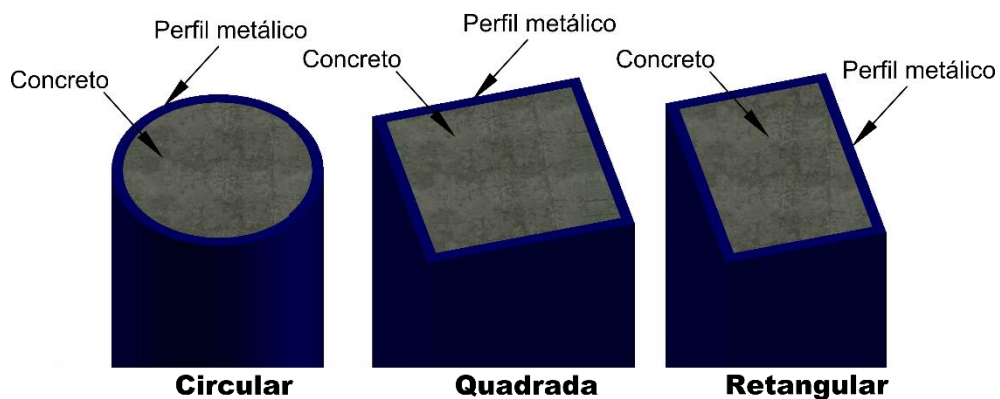
Em meio a tantas discussões acerca da preservação do meio ambiente e seus recursos naturais, a reciclagem de resíduos de construção e demolição é uma solução para a minimização desses impactos. Segundo Levy (2001), o desenvolvimento da tecnologia de resíduos de construção reciclados se iniciou na Europa, após a Segunda Guerra Mundial, como uma alternativa para viabilizar a reconstrução das cidades europeias devastadas. Devido à grande demanda por recursos naturais e necessidade de destinação dos escombros, a Europa tornou-se o continente pioneiro na reciclagem dos resíduos de construção e demolição. Em 1984, entrava em vigor na Holanda, a norma “CUR - Betonpuingranulaaten als toeslagsmateriaal vor beton” para utilização de agregados de resíduos de concreto (ARC) em novos concretos. Como reflexo desse pioneirismo europeu, atualmente alguns países europeus trazem normatizações que tratam do concreto reciclado para fins estruturais. Por exemplo, a norma holandesa prevê essa aplicação de ARC utilizando coeficientes de segurança mais conservadores para concretos de agregados reciclados. Em agosto de 1998, o Comitê alemão de Concreto Armado (DAfStb) publicou uma norma com especificações do concreto de agregados reciclados, elaborada a partir de resultados do projeto de pesquisa alemão “Baustoffkreislauf im Massivbau” (BIM). Tal norma apresenta as especificações para o uso de ARC em concreto estrutural. A utilização de agregados reciclados em concreto estrutural também é prevista, desde 2002, pela normatização de Hong Kong, “Works Bureau Technical Circular No.12”, e permite a substituição de até 20% de do agregado natural pelo reciclado em concreto estrutural com até 35 MPa (GONÇALVES, 2007).

Em contrapartida, no Brasil as diretrizes para a utilização de agregados reciclados são apresentadas somente nas normas ABNT NBR 15115:2004 e ABNT NBR 15116:2004, publicadas apenas em 2004 destinando-os apenas às obras de pavimentação viária e ao preparo de concreto sem função estrutural.

A fim de contribuir com o problema de destinação dos resíduos de construção, são encontrados na literatura diversos estudos envolvendo a utilização desses resíduos em concreto com finalidade estrutural. No entanto, apesar de grandes avanços na sua composição e bons resultados de resistência, o concreto com agregados de resíduos, em geral, ainda apresenta propriedades mecânicas inferiores ao concreto de agregados naturais. Como uma alternativa aos resíduos de construção e demolição, esse projeto visa ao estudo da aplicação do concreto de agregados de resíduos de concreto em pilares mistos preenchidos.

O pilar misto do tipo preenchido é composto por um perfil de aço com seção transversal tubular preenchido com concreto estrutural (Figura 1.1). Para que o pilar seja misto é preciso que haja comportamento conjunto entre seus componentes: perfil de aço e núcleo de concreto, conseguido via transferência de forças e repartição de cargas. O comportamento conjunto aço-concreto no pilar misto permite explorar todas as potencialidades de aço e concreto, minimizando deficiências como a baixa resistência a tração do concreto e as instabilidades locais do perfil de aço.

Figura 1.1. Exemplos de pilares mistos preenchidos



Fonte: Próprio autor

Nesse contexto, o emprego do pilar preenchido apresenta características positivas que envolvem aspectos estruturais, construtivos e econômicos como:

- O comportamento conjunto entre aço e concreto aumenta a capacidade resistente do elemento misto e a rigidez estrutural, aumentando a capacidade resistente a carregamentos horizontais (causados pelo vento ou decorrentes

de sismos), além do aumento da capacidade resistente às instabilidades locais e globais;

- A combinação de alta resistência e baixo peso do elemento resulta em excelentes propriedades resistentes quanto à atuação de ações sísmicas;
- A aplicação de proteção contra o fogo é mais simples ou desnecessária em alguns casos;
- O perfil tubular resiste às ações construtivas até que o concreto atinja a resistência adequada para colaborar na capacidade resistente do pilar misto. Assim, o perfil pode ser utilizado como fôrma permanente eliminando fôrmas provisórias e gerando economia com mão de obra;
- Redução da seção transversal e conseqüente redução do consumo de materiais, maior liberdade arquitetônica e redução do peso da estrutura com conseqüente redução das forças nas fundações, resultando em fundações mais leves e racionais;
- Maior ductilidade e precisão dimensional dos pilares mistos em relação aos pilares de concreto armado;
- Redução do tempo de execução e dos custos;

Com essa temática, a presente proposta associa os conceitos de desenvolvimento sustentável a aspectos técnico-científicos de um sistema específico e que podem contribuir para a modernização da Construção Civil e para a redução da extração de recursos naturais.

A seguir são apresentados exemplos de aplicação, em edificações, de concretos com agregados de resíduos bem como de pilares preenchidos. Até o momento não foram encontrados exemplos de utilização de pilares mistos preenchidos com concreto produzido a partir de agregados reciclados. No entanto, existem inúmeras edificações estrangeiras que utilizam concreto reciclado com finalidade estrutural.

1.1 EXEMPLOS DE EDIFICAÇÕES COM CONCRETO DE RESÍDUOS DE CONCRETO

Como mencionado no item anterior, o uso de resíduos de concreto na Europa em elementos estruturais é prática corriqueira. Nesse sentido, recentemente, o estudo de Stürmer e Kulle (2017) estimou que centenas de construções na Alemanha foram executadas utilizando concretos com agregados de resíduos de construção e demolição. No mapa da

Alemanha (Figura 1.2) são destacadas as localizações de algumas construções que utilizaram concreto reciclado, executadas entre 1994 e 2017 no país.

Figura 1.2. Localização de construções com concreto reciclado na Alemanha



Fonte: Stürmer e Kulle (2017)

A primeira construção alemã com concreto de agregado de resíduo de concreto (ARC) foi inaugurada em 6 de maio de 1995, antes mesmo da publicação da primeira norma alemã com possibilidade de uso de ARC em concreto estrutural. Trata-se do prédio administrativo da Fundação Federal Alemã para o Meio Ambiente (DBU), em Osnabruque, Alemanha (DIERKS, 2017). A edificação (Figura 1.3) possui dois andares e um subsolo. Neste projeto, agregados de resíduos de concreto foram utilizados em substituição ao agregado natural na composição do concreto utilizado nas paredes estruturais (DEUTSCHEN BUNDESSTIFTUNG UMWELT, 2015). Segundo Deutschen Bundesstiftung Umwelt (2001), embora o projeto estrutural tenha previsto concreto classe C25, o traço do concreto de ARC foi dosado como C35 como procedimento de segurança. No total, cerca de 120 m³ de concreto de ARC foram empregados neste edifício de escritórios. Por ser a primeira vez que esse tipo de concreto era utilizado e devido à ausência de normatização que tratasse do uso estrutural do concreto de ARC, alguns cuidados especiais foram tomados como o acompanhamento da construção por especialistas e consentimento de autoridades do país. No entanto, os estudos mostraram que o material reciclado atingiu, com segurança, a resistência à compressão e demais propriedades necessárias para fins estruturais.

Figura 1.3 - Prédio Administrativo da Fundação Federal Alemã para o Meio Ambiente (DBU)



Fonte: Deutschen Bundesstiftung Umwelt (2015)

No entanto, as construções com concreto reciclado não se concentram apenas na Alemanha. Na Suíça, por exemplo, existe uma série de edificações com essa utilização. A prefeitura da cidade de Zurique utiliza concreto de ARC em todas as obras públicas. Conforme Stadt Zürich (2017), são exemplos dessas construções o edifício da escola “*Im Birch*” (Figura 1.4a), construída em 2004, em que os elementos estruturais de concreto utilizaram cerca de 50% de concreto de ARC; o complexo habitacional de “*Werdwies*” que foi construído em 2007 (Figura 1.4b) e que possui lajes de concreto de resíduos de concreto e paredes estruturais com concreto de agregados de RCD; o campus da escola “*Hirzenbach*”, finalizada em 2008, utilizou ARC em todos os componentes de concreto; dentre outros.

Figura 1.4. Exemplos de emprego do concreto reciclado em edificações de Zurique, Suíça.



a) Edifício da escola “*Im Birch*”



b) Complexo habitacional de “*Werdwies*”

Fonte: Stadt Zürich (2017)

Em Valência, na Espanha, uma ponte estaiada com 145m de comprimento é um importante exemplo de utilização do concreto de agregados reciclados. A ponte possui dois vãos assimétricos de 45m e 90m, respectivamente. O vão de 90 m foi concretado utilizando concreto com 35 MPa e 20% de substituição dos agregados naturais graúdos por agregados graúdos de resíduo de concreto (SANCHEZ *et al.*, 2009).

A edificação “*Enviromental Building*” localizada na cidade inglesa de Watford representa o primeiro uso de agregados reciclados em concreto estrutural no Reino Unido.

Trata-se de um edifício de escritórios no qual foram empregados 1500m³ de agregados graúdos reciclados de concreto obtidos a partir da britagem de resíduos de demolição de um edifício de 12 andares localizado em Londres. Nos elementos de fundação foi utilizado concreto C25 (75mm de abatimento) e nas lajes e pilares, concreto classe C35 e mesmo abatimento (SILVA *et al.*, 2018).

Outro importante exemplo é o “*Hong Kong Wetland Park*”, primeira edificação de Hong Kong com concreto reciclado. Concluído em 2005, o parque tem 10.000 m² e é composto por galerias de exposições, teatros, lojas de souvenirs, cafés, áreas de recreação infantil, salas de aula e um centro de recursos. Cerca de 13.000 m³ de concreto reciclado foi produzido para a concretagem de blocos, lajes e vigas, dentre outros. Os teores de substituição de agregado natural por agregado reciclado foram de 100% para concreto classe C20 e 20% para concretos de classe superior a C25 (POON e CHAN, 2007).

O edifício “*Samwoh Eco-Green Building*” é um edifício de três andares localizado em Singapura e construído com concreto com 100% de substituição dos agregados naturais por agregados reciclados. Concreto reciclado classe C40 foi usado para a confecção de todos os elementos estruturais do edifício, que incluíam vigas, pilares, lajes e paredes. Inaugurado oficialmente em março de 2010, o edifício foi construído como parte de um projeto de pesquisa financiado pelo Ministério do Desenvolvimento Nacional de Singapura com o objetivo de avaliar a viabilidade do uso de ARC. Os resultados do monitoramento dessa edificação auxiliaram na elaboração de diretrizes para uso de agregados de concreto para fins estruturais (SILVA *et al.*, 2018).

Figura 1.5. Samwoh Eco-Green Building, Singapura



Fonte: Silva *et al.* (2018)

As edificações com concreto estrutural de ARC apresentadas neste item são apenas ilustrativas da utilização do agregado reciclado na produção de concreto em vários países espalhados pelo mundo.

1.2 EXEMPLOS DE EDIFICAÇÕES COM PILARES PREENCHIDOS

Em relação aos pilares preenchidos com concreto convencional (com agregados naturais), seu emprego já é consolidado, inclusive no Brasil. Embora haja inúmeros exemplos estrangeiros, nesse item são apresentados apenas exemplos brasileiros da utilização de pilares preenchidos.

Como exemplo, cita-se o empreendimento *Aqwa Corporate*, localizado na região do Porto Maravilha, no Rio de Janeiro – RJ. Composto por duas torres de 21 pavimentos e 5 níveis de subsolo, as torres resultam em 119.000 m² de área construída. A arquitetura tem um formato irregular, com seis fachadas de vidro inclinadas e dentadas destinadas a minimizar a radiação solar no interior. O emprego de elementos mistos de aço e concreto neste projeto foi essencial devido à precisão geométrica exigida na montagem da fachada. Com tal complexidade na arquitetura, a dispensa do uso de fôrmas e escoramentos teve ainda maior impacto na velocidade de execução das torres. A Figura 1.6 apresenta detalhes do *Aqwa Corporate* na fase construtiva (Figura 1.6a) e depois da finalização de uma das torres (Figura 1.6b).

Figura 1.6. Exemplo de utilização de pilares preenchidos: Aqwa Corporate



a) Fase construtiva¹



b) Concluído²

Também localizado em Porto Maravilha, o empreendimento Porto Atlântico Leste é outro exemplo brasileiro do emprego de pilares circulares preenchidos (Figura 1.7). Concluído em setembro de 2016 com duas torres de hotéis em estrutura mista, o empreendimento possui 109.000 m² de área construída. A estrutura, que foi inicialmente projetada em concreto

¹ <http://www.cbca-acobrasil.org.br/site/publicacoes-revistas.php?codDestaque=101529>. Acesso em: 11/02/2019

² <http://www.codeme.com.br/segmentos-de-atuacao/edificios-de-andares-multiplos/>. Acesso em: 11/02/2019

armado, foi alterada para um sistema misto de aço e concreto a fim de acelerar o cronograma de execução e racionalizar os custos da obra.

Figura 1.7. Exemplo de utilização de pilares preenchidos: Porto Atlântico Leste

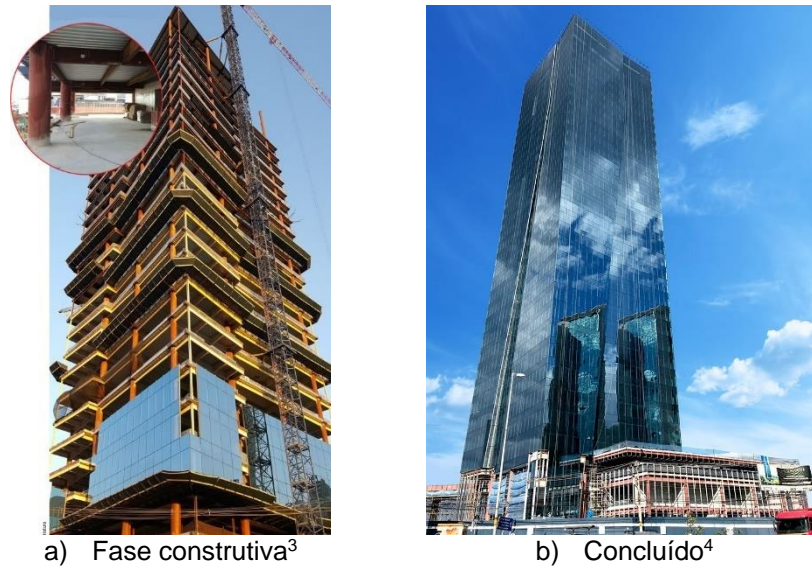


Fonte: <https://www.abcem.org.br/site/biblioteca-digital/revista-construcao-metalica>. Acesso em: 11/02/2019

A solução estrutural adotada para o *Concordia Corporate Tower* também utiliza pilares circulares preenchidos. Finalizado em abril de 2018, o edifício localiza-se na região metropolitana de Belo Horizonte, possui 60.000 m² de área construída, 8 pavimentos de subsolo em concreto armado e 30 pavimentos tipo com 12 pilares preenchidos periféricos e piso misto de aço e concreto. A torre está entre as 5 mais altas do país, com 172 m de altura (Figura 1.8).

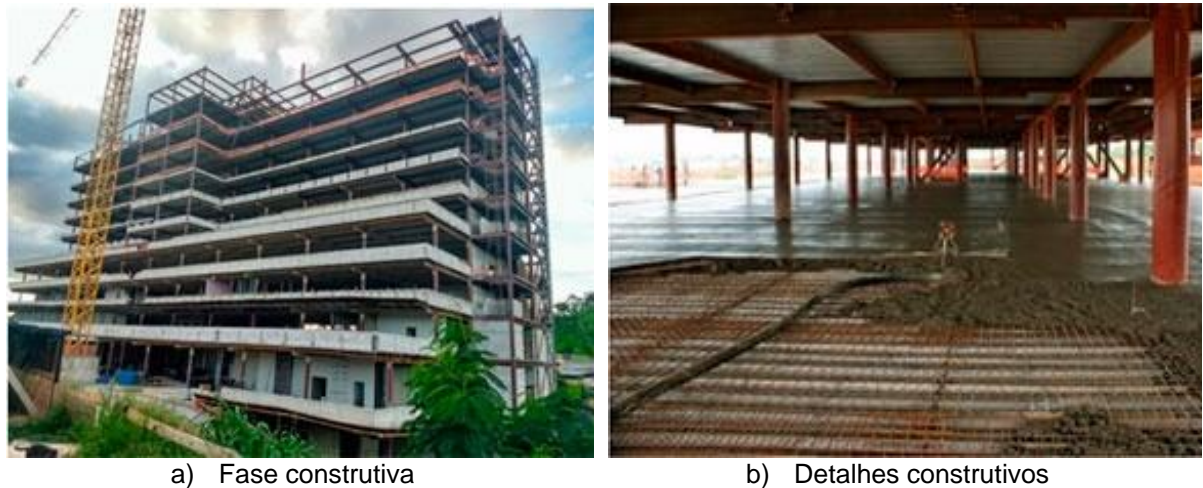
Os pilares mistos foram dimensionados de forma que os perfis de aço isolados, ou seja, ainda sem a presença do concreto, resistissem às cargas construtivas de até três pavimentos. Essa solução conferiu maior velocidade de execução, e auxiliou na organização do canteiro de obras, facilitou a logística e diminuiu a geração de resíduos. Outra vantagem da utilização desse sistema misto foi a possibilidade de pilares com dimensões menores que pilares de concreto, ampliando a área livre em planta.

Figura 1.8. Exemplo de utilização de pilares preenchidos: Concordia Corporate Tower



O último exemplo aqui apresentado é o Hospital *Mater Dei Betim* (Figura 5). Localizada em Betim, Minas Gerais, a edificação de 42.125 m² foi iniciada em 2018 e foi inaugurada em janeiro de 2019. A escolha do sistema misto com pilares mistos preenchidos de seção circular foi pautada na rapidez de execução.

Figura 1.9. Exemplo de utilização de pilares preenchidos: Hospital Mater Dei Betim



Fonte: http://www.metalica.com.br/pg_dinamica/bin/pg_dinamica.php?id_pag=1538. Acesso em: 11/02/2019

Como os exemplos de utilização aqui apresentados ilustraram, os pilares mistos preenchidos têm sido amplamente empregados nas edificações brasileiras, sobretudo em edifícios de múltiplos pavimentos. Esta pesquisa pretende contribuir para ampliação do uso

³ <https://techne.pini.com.br/2018/03/com-estrutura-mista-maior-torre-metalica-do-brasil-e-inaugurada-em-minas-gerais/>. Acesso em: 11/02/2019

⁴ <http://www.codeme.com.br/segmentos-de-atuacao/edificios-de-andares-multiplos/>. Acesso em: 11/02/2019

do pilar misto preenchido combinando esse elemento estrutural ao aproveitamento de resíduos de construção e demolição em especial dos resíduos de concreto.

1.3 OBJETIVOS

Este trabalho tem como principal objetivo avaliar o comportamento de pilares preenchidos com concreto de agregados de resíduo de concreto (ARC) submetidos a compressão axial centrada. Além do objetivo principal que norteou esse estudo, merecem destaque os objetivos específicos a seguir:

- a) Avaliar se a substituição parcial e total dos agregados naturais por ARC na confecção do núcleo de concreto modifica o comportamento do pilar preenchido de seção circular sob força axial centrada.
- b) Avaliar a influência do teor de substituição dos agregados naturais por ARC no efeito de confinamento do concreto do pilar preenchido.
- c) Avaliar a influência da forma de aplicação da força axial no efeito de confinamento do concreto de resíduo de concreto utilizado no pilar preenchido.

1.4 JUSTIFICATIVA

A utilização de concreto reciclado em pilares preenchidos alia o desenvolvimento sustentável à modernização da construção.

A presença do tubo de aço envolvendo o núcleo de concreto melhora as características frágeis do concreto por conta do efeito de confinamento. No entanto, esse efeito é mais intenso se o concreto for mais deformável pois é preciso que haja deformação transversal para que tal efeito seja mobilizado. Essa característica vai ao encontro de um dos problemas do concreto de ARC: a alta deformabilidade. Acredita-se que o confinamento do concreto possa melhorar o comportamento do concreto de ARC e, por isso, a associação aço-concreto na forma de pilar misto preenchido foi investigada.

Em relação aos impactos ambientais, o reaproveitamento de RCD diminui o volume de resíduos destinados aos aterros bem como a extração de recursos naturais. Assim, verifica-se que há um grande volume de material que pode receber uma nova destinação reduzindo o impacto ambiental das atividades da construção civil. Além dos aspectos de sustentabilidade voltados para o concreto de ARC, a aplicação desses agregados em núcleos de concreto de pilares preenchidos colabora para a redução dos impactos ambientais pois o

concreto é empregado em conjunto com o perfil tubular de aço, que é um elemento com alto grau de industrialização.

Atualmente, a receita das Usinas de Reciclagem de RCD brasileiras se baseia na cobrança do RCD recebido, com pouco lucro na venda do agregado reciclado para fins menos nobres como estradas rurais, ruas e calçadas, terraplenagem, entre outros. A baixa demanda de agregados reciclados resulta em aterros com grande volume de RCD e falta de incentivo para criação de novas usinas de reciclagem. A distância das usinas até os consumidores pode aumentar o custo do produto final pois, apesar do agregado graúdo reciclado ser mais barato que o agregado natural, o custo do transporte acrescenta cerca de 43,1% em São Paulo (FRASSON *et al.*, 2016).

Por outro lado, em abril de 2019, o SindusCon-SP (Sindicato da Indústria da Construção Civil do Estado de São Paulo) registrou um aumento nos custos da brita natural de 10,02% em doze meses. Além do aumento do custo, a extração de agregados naturais também está associada ao esgotamento das pedreiras e envolve processos mais rigorosos para obtenção de licença para criação de novas pedreiras.

A possibilidade de uso dos agregados reciclados em concretos com fins estruturais aumenta a demanda desse tipo de agregado e incentiva a criação de novas usinas de reciclagem, que podem ser mais próximas dos consumidores. Com o consumo consolidado, a produção de agregados reciclados tende a ser sistemática.

A investigação da aplicação do concreto reciclado para fins estruturais se justifica à medida que não há normatização nacional que preveja tal aplicação. O entendimento dos efeitos causados pela aplicação de parte dos resíduos de construção civil em elementos estruturais contribui para o conhecimento científico e o desenvolvimento de novos materiais e aplicações do ARC na construção civil. Assim, do ponto de vista do concreto de ARC e de sua aplicação a elementos mistos, este trabalho se justifica uma vez que visa explorar sua aplicação para fins ainda desconhecidos nacionalmente e pouco explorados internacionalmente.

A seguir, é descrita a metodologia empregada para atingir os objetivos descritos no item 1.3.

1.5 METODOLOGIA

A fim de alcançar os objetivos propostos no item anterior foi adotada a metodologia a seguir:

a) **Revisão bibliográfica:** visto que são ainda recentes as pesquisas com a aplicação do concreto de agregados de resíduos de concreto (ARC) em pilares preenchidos, foram avaliadas informações e estudos relativos a agregados de resíduos de concreto, concretos de agregados reciclados e pilares preenchidos com concretos de resíduos de concreto.

b) **Programa experimental:** ensaios em modelos físicos foi a metodologia utilizada para estudar o comportamento dos pilares preenchidos com concreto de ARC submetidos a compressão axial centrada. O programa experimental foi dividido em duas etapas: 1) produção de concreto estrutural com ARC e 2) pilares preenchidos com concreto de ARC. Na primeira etapa foi produzido o agregado de resíduo de concreto, realizados os ensaios de caracterização dos materiais constituintes dos concretos e a análise dos efeitos da substituição parcial ou total dos agregados graúdos naturais por ARC. A primeira etapa foi encerrada com a obtenção de concretos com cerca de 40 MPa de resistência a compressão, aos 28 dias. Concluída a primeira etapa, os concretos desenvolvidos foram utilizados para o preenchimento de perfis tubulares circulares de aço, resultando em modelos físicos de pilares curtos de seção circular preenchidos com concreto de ARC. Em ambas as etapas, a fim de avaliar a influência da substituição do agregado natural graúdo por ARC, foram utilizados modelos de referência confeccionados exclusivamente com agregados naturais. Maiores detalhes sobre o programa experimental serão descritos no capítulo 4.

c) **Análise dos resultados:** foram realizadas análises qualitativas e quantitativas dos resultados experimentais a fim de avaliar a influência: do teor de substituição (parcial ou total) do agregado natural por ARC e da forma de aplicação da força de compressão (no núcleo de concreto ou na seção mista) na resposta do pilar preenchido a compressão axial centrada.

1.6 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO E DESCRIÇÃO DOS CAPÍTULOS

Esta dissertação foi dividida em oito capítulos sendo que neste primeiro capítulo são apresentados os objetivos, justificativas, metodologia e uma breve apresentação dos pilares mistos preenchidos, aspectos positivos e seu emprego na construção civil brasileira.

O Capítulo 2 traz o atual estado do conhecimento sobre os agregados de RCD e do concreto de ARC, com destaque para as principais propriedades físicas e mecânicas deste tipo de agregado e sua utilização em concretos estruturais. Na sequência, o Capítulo 3, denominado “Pilar misto preenchido”, reúne um extenso conjunto de estudos voltados ao pilar preenchido a compressão simples, incluindo algumas normas técnicas destinadas ao dimensionamento e verificação de pilares preenchidos submetidos à compressão axial centrada. Esse capítulo se encerra com um conjunto de estudos cujo enfoque foram os pilares

preenchidos com concreto de agregados de resíduos de concreto submetidos à compressão axial centrada.

Os conceitos sobre o confinamento do concreto do núcleo do pilar preenchido são abordados no Capítulo 4, juntamente com alguns modelos teóricos voltados ao confinamento passivo encontrados na literatura.

O programa experimental é apresentado no Capítulo 5 e reúne, primeiramente, informações sobre a produção do ARC, a caracterização dos materiais e, posteriormente, para os ensaios de pilares preenchidos comprimidos axialmente. Tal capítulo traz a descrição da metodologia utilizada para produção do ARC e dos concretos com diferentes teores de substituição, caracterização dos materiais e dos concretos de referência e com ARC, instrumentação dos modelos de pilares preenchidos, esquemas de aplicação da força axial centrada e procedimento de ensaio.

Os resultados e análises referentes à caracterização dos materiais são apresentados no capítulo 6, que se inicia com a caracterização dos agregados naturais e reciclados. Na sequência é apresentada a análise dos resultados da caracterização do concreto piloto, incluindo suas propriedades físicas e mecânicas. Uma vez analisados os resultados do concreto piloto, são realizadas análises semelhantes para os resultados dos ensaios de caracterização dos concretos definitivos, utilizados no preenchimento dos pilares. Também são apresentados os resultados da caracterização do perfil tubular de aço.

O capítulo 7 traz a análise de resultados dos pilares mistos preenchidos com concreto de ARC (PPCARC) submetidos à compressão axial centrada. Para todos os exemplares são discutidos: o comportamento dos pilares, valores de capacidade resistente, deformações dos materiais, modo de falha e efeito de confinamento. Além disso, os valores experimentais de capacidade resistente são comparados a previsões normativas. O capítulo se encerra com a análise dos efeitos de diferentes teores de substituição do agregado gráudo natural por ARC e da forma de aplicação da força no pilar preenchido.

No Capítulo 8 são apresentadas as conclusões deste trabalho, bem como sugestões para trabalhos futuros; as referências bibliográficas são apresentadas no capítulo 9.

2. CONCRETO DE RESÍDUOS DE CONCRETO

O concreto de agregados de resíduos de concreto é caracterizado pela substituição parcial ou total dos agregados naturais por agregados de resíduos de concreto (ARC). É fato que algumas características do concreto são modificadas pelo uso de agregados reciclados, sobretudo aquelas relacionadas à resistência mecânica, absorção de água, porosidade e permeabilidade, retração por secagem, módulo de elasticidade, fluência e massa específica. Com a limitação do tipo de agregado reciclado ao oriundo dos resíduos de concreto, denominado agregado de resíduo de concreto (ARC) acredita-se na menor variabilidade das propriedades mecânicas e físicas do agregado resultante.

Nos itens 2.1 e 2.2.3 são apresentadas as características principais, respectivamente, dos agregados reciclados e dos concretos com ARC. Por fim, são apresentados alguns modelos analíticos para previsão do módulo de elasticidade (item 2.3) do concreto com agregado de resíduo de concreto.

2.1 PROPRIEDADES DOS AGREGADOS RECICLADOS

Diferentemente dos agregados naturais, os agregados de resíduos de construção e demolição apresentam propriedades específicas que levam a diferenças nas condições de aplicação e nas características dos concretos resultantes. Ferreira *et al.* (2011), Khoury *et al.* (2018) e Verian *et al.* (2018) apontam que, em comparação aos agregados naturais, os ARC possuem maior absorção de água, menor resistência mecânica e maior heterogeneidade na composição devido à presença de argamassa antiga aderida. Portanto, antes de iniciar o estudo do comportamento do concreto com ARC é fundamental compreender as principais características e particularidades desse tipo de agregados.

2.1.1 CLASSIFICAÇÃO DOS AGREGADOS RECICLADOS

No Brasil, as normas que tratam dos Resíduos de Construção de Demolição seguem a classificação estabelecida pela Resolução nº 307 do CONAMA (2002) em Classes A, B, C e D. Este trabalho se concentrará apenas nos resíduos de Classe A, que são definidos pela resolução citada conforme segue:

“Classe A - são os resíduos reutilizáveis ou recicláveis como agregados, tais como:

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

b) de construção, demolição, reformas e reparos de edificações: componentes cerâmicos (tijolos, blocos, telhas, placas de revestimento etc.), argamassa e concreto;

c) de processo de fabricação e/ou demolição de peças pré-moldadas em concreto (blocos, tubos, meio-fios etc.) produzidas nos canteiros de obras". (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 15116, 2004, p.3).

Para utilização dos resíduos como agregados, ainda que sem função estrutural, a ABNT NBR 15116:2004 classifica os agregados de resíduo classe A em dois grupos: agregados de resíduo de concreto (ARC) e agregado de resíduo misto (ARM), sendo que o ARC é o agregado reciclado obtido do beneficiamento de resíduo pertencente à classe A, composto na sua fração gráuda de, no mínimo, 90% em massa de fragmentos à base de cimento Portland e rochas". (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 15116, 2004, p.3). Já o agregado de resíduo misto (ARM) é o agregado reciclado obtido do beneficiamento de resíduo de classe A composto, na sua fração gráuda, com menos de 90% em massa, de fragmentos à base de cimento Portland e rochas (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 15116, 2004, p.3).

Em outras onze normas estrangeiras (Alemanha, Hong-Kong, Japão, França, Reino Unido, Holanda, Portugal, Bélgica, Suíça, Noruega e Dinamarca) a classificação dos resíduos não se baseia em classes, como no Brasil, mas sim na composição de materiais (GONÇALVES, 2007). Segundo Gonçalves (2007), na maioria das normas, os agregados de resíduos são classificados em agregados de resíduo misto e agregados de resíduo de concreto; algumas delas também consideram agregados de resíduos de alvenaria. Nas normas alemã e portuguesa há ainda uma subdivisão dos agregados de resíduo de concreto em dois grupos, o primeiro grupo com a exigência de no mínimo 90% de concreto em sua composição e o segundo com um percentual de 70%.

No presente estudo, o concreto reciclado foi definido pela substituição dos agregados naturais gráudos por agregados gráudos de resíduo de concreto (ARC). Ao restringir os resíduos de construção e demolição a resíduos de concreto, há uma predominância de agregados com características similares de granulometria, densidade, quantidade de argamassa aderida e absorção de água. Isso minimizaria uma das dificuldades de utilizar os agregados reciclados no concreto que é a sua heterogeneidade.

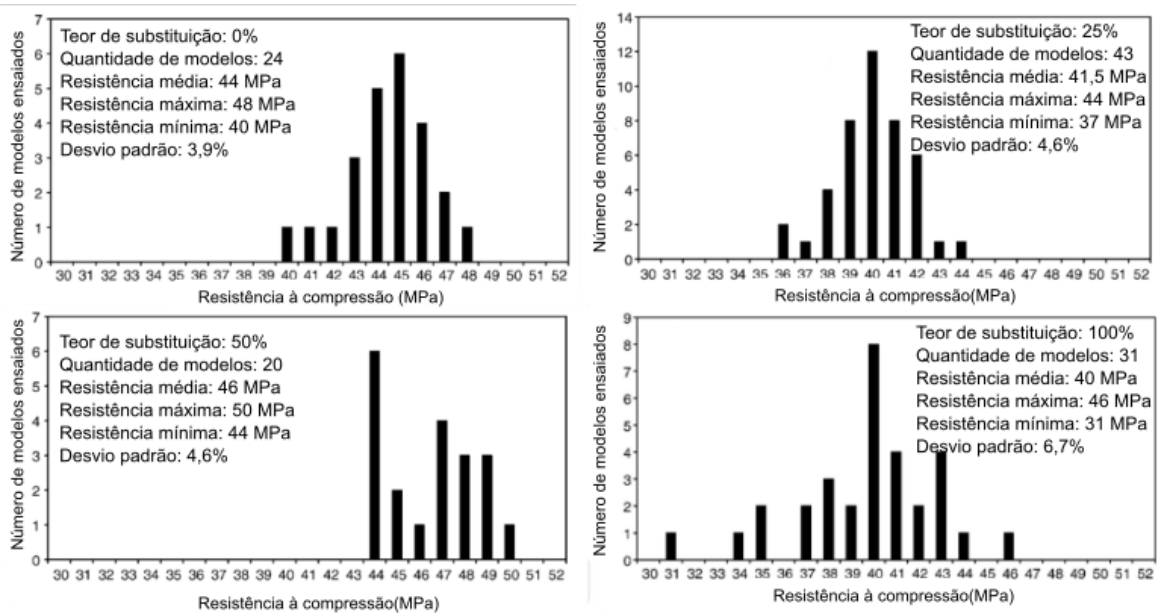
2.1.2 HETEROGENEIDADE DO AGREGADO

A heterogeneidade está entre as principais características do agregado reciclado e, devido a isso, muitos autores (ANGULO e MUELLER, 2009; ETXEBERRIA *et al.*, 2007; LEAL,

2018) relatam variabilidade considerável nos resultados obtidos, apontando uma das dificuldades do estudo de concretos com ARC.

Nesse sentido, Etxeberria *et al.* (2007) analisaram a dificuldade de obter a mesma resistência à compressão em concretos com altas porcentagens de agregados reciclados. Para isso, os autores avaliaram agregados de uma unidade recicladora de resíduos com a seguinte composição: 92,1% de concreto (49,1% de agregados com argamassa aderida e 43% de agregados naturais), 1,6% de agregados cerâmicos, 5,3% de material betuminoso e 0,8% de outros materiais não identificados. Com esse agregado foram confeccionadas misturas de concreto variando o teor de substituição dos agregados naturais pelos ARC: 0%, 25%, 50% e 100%. Para determinar a variabilidade de cada concreto, a resistência à compressão foi avaliada considerando um mínimo de 20 corpos de prova para cada mistura de concreto. Com base nos resultados experimentais (Figura 2.1), o maior desvio padrão em relação à resistência à compressão dos concretos foi de 6,7% e ocorreu para concretos com substituição total (100%). No entanto, em relação ao concreto com agregados naturais, o desvio padrão foi influenciado pelo teor de substituição: aumentou 18% para os concretos com 25% de teor de substituição e 49% no concreto com 100% de substituição por ARC. Etxeberria *et al.* (2007) justificam esse aumento do desvio padrão em função do aumento do teor de substituição pela alta heterogeneidade dos ARC já que houve alto controle tecnológico no procedimento de produção das misturas de concreto.

Figura 2.1. Variabilidade nos resultados de resistência à compressão



Fonte: Adaptado de Etxeberria *et al.* (2007)

Autores como Angulo e Mueller (2009), Florea e Brouwers (2013) e Khoury *et al.* (2018) concordam que a densidade do agregado pode ser uma característica importante a ser

considerada no controle da heterogeneidade de agregados de uma mesma faixa granulométrica. Para Khoury *et al.* (2018), a diferença de densidade para uma mesma faixa granulométrica de agregado se deve, principalmente, aos diferentes teores de argamassa aderida a cada partícula. Em uma mesma faixa granulométrica podem ser encontradas partículas constituídas por quase 100% de agregados naturais e outras com grandes quantidades de pasta de cimento aderida, ou seja, partículas com diferentes densidades e absorção de água (KHOURY *et al.*, 2018).

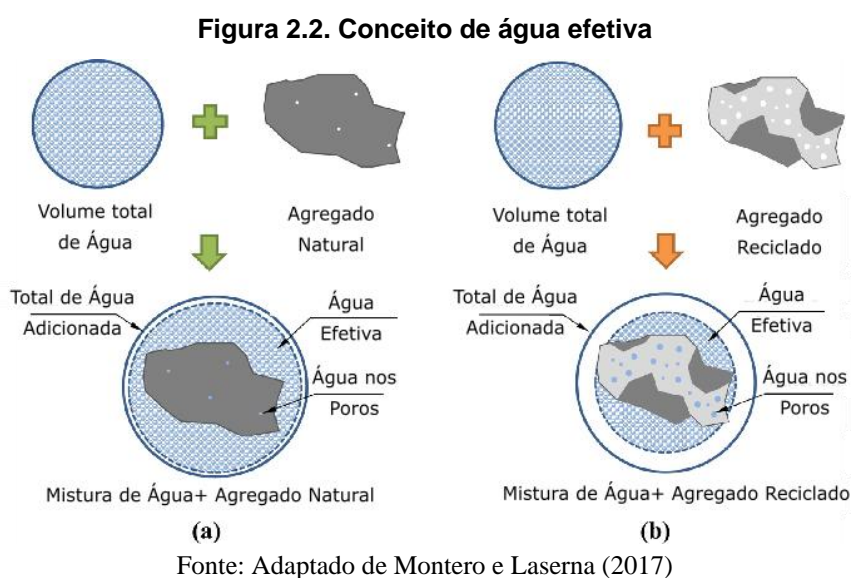
Segundo Florea e Brouwers (2013), quantificar a densidade do ARC pode auxiliar na estimativa da quantidade de agregado natural presente na sua composição pois, quanto menor a diferença entre as densidades do agregado reciclado e do agregado natural, menor a quantidade de argamassa aderida.

Angulo e Mueller (2009) defendem a utilização de agregados com densidade superior a $2,0 \text{ g/cm}^3$ para concretos estruturais, pois tais agregados são oriundos predominantemente, de rochas naturais, envolvidas por uma camada de pasta de cimento endurecida, cujo teor é relativamente baixo. Os agregados com densidade inferior a $2,0 \text{ g/cm}^3$ podem incluir contaminantes como madeira, papel e materiais betuminosos.

2.1.3 ABSORÇÃO DE ÁGUA DO AGREGADO

A capacidade de absorção é definida por Mehta e Monteiro (2008) como sendo a quantidade total de água necessária para um agregado na condição seca em estufa, chegar à condição saturada superfície seca. Na literatura é destacado que o alto grau de absorção dos agregados reciclados influencia na trabalhabilidade e na relação água/cimento da mistura pois o agregado reciclado absorve parte da água de mistura. Alguns autores como Butler *et al.* (2011); Cabral (2007); Etxeberria *et al.* (2007); Leite (2001) e Moretti (2014) sugerem que os poros dos agregados reciclados sejam preenchidos parcialmente numa etapa anterior à concretagem a fim de evitar que a alta absorção dos resíduos de construção afete a trabalhabilidade do concreto. A ABNT NBR 15116:2004 também recomenda, para o preparo de concreto de agregados reciclados sem função estrutural, a pré-molhagem dos agregados miúdo e graúdo em torno de 80% do teor de absorção de água. Com os agregados semi-saturados há redução considerável da absorção da água da mistura pelos agregados. Porém, os agregados reciclados não devem ser saturados, pois isso pode resultar na falha da zona de transição interfacial efetiva entre os agregados graúdos reciclados saturados e a nova pasta de cimento (ETXEBERRIA *et al.*, 2007). De acordo com Mehta e Monteiro (2008), a zona de transição é considerada a fase de resistência limite do concreto, e é devido a esta região que o concreto rompe para um nível de tensão consideravelmente inferior à resistência dos agregados e da pasta de cimento. Além disso, as características da zona de transição têm grande influência no módulo de elasticidade do concreto (MEHTA e MONTEIRO, 2008).

Conforme Montero e Laserna (2017), o conceito de água efetiva, ilustrado na Figura 2.2, também é importante para o entendimento do comportamento do concreto de agregado reciclado. A água efetiva trata-se da quantidade de água na mistura que não foi absorvida pelos agregados. Montero e Laserna (2017) alertam que apenas o comportamento e as propriedades mecânicas do concreto convencional e reciclado com a mesma quantidade de água efetiva podem ser comparados adequadamente. É claro que, para manter constante a água efetiva na mistura, é necessário aumentar a água total devido à maior porosidade do ARC. No entanto, os resultados indicam que o aumento proporcional no consumo de cimento, sugerido por alguns autores, para manter a relação água/cimento e compensar a diminuição da resistência à compressão não é necessário (MONTERO e LASERNA, 2017).



Existem diferentes recomendações para a quantidade de água e o tempo de molhagem. O procedimento sugerido por alguns autores (ETXEBERRIA *et al.*, 2007; FERREIRA *et al.*, 2011; LEITE, 2001; MONTERO e LASERNA, 2017) é realizar ensaio de absorção no qual é obtida uma curva que relaciona a absorção percentual de água do agregado de resíduo em função do tempo de molhagem. Com essa curva é possível relacionar o tempo necessário para que o agregado, submerso em água, chegue ao teor de umidade desejado. De acordo com Leite *et al.* (2013), teores de umidade entre 80% e 90% da capacidade de absorção dos agregados são satisfatórios para manter a trabalhabilidade e a resistência à compressão dos concretos reciclados considerando teor de substituição de até 100% do agregado graúdo natural pelo reciclado.

Outro aspecto importante é que o tempo de absorção varia em função do agregado. Ferreira *et al.* (2011) obtiveram 90% da saturação de seus agregados em apenas 5 minutos enquanto que Montero e Laserna (2017) obtiveram cerca de 15 minutos para atingir a mesma saturação.

A obtenção da absorção de água dos agregados reciclados contribui para o controle tecnológico da mistura, a trabalhabilidade do concreto no estado fresco e a definição de uma relação água/cimento efetiva ideal. Por isso, no presente estudo foi traçada uma curva de absorção em função do tempo, conforme sugerido por Leite (2001), cujo procedimento e resultados são detalhado no item 5.3.3.

2.2 PROPRIEDADES DO CONCRETO DE AGREGADOS RECICLADOS

Com base em resultados experimentais de 121 publicações científicas divulgadas entre 1973 e 2015, Silva *et al.* (2016) identificaram diversos aspectos da produção do concreto de ARC que influenciam, com diferentes intensidades, nas características mecânicas do concreto. Segundo os autores, alguns dos fatores que afetam o módulo de elasticidade e a resistência à compressão do concreto são: teor de substituição do agregado natural pelo ARC, granulometria do agregado de resíduo, origem e características do concreto antigo, processo de mistura do concreto, aditivos químicos, aditivos minerais e idade do concreto. As influências da granulometria dos agregados, do teor de substituição e dos processos de mistura no concreto de ARC já estudadas por outros autores serão apresentadas, respectivamente, nos itens 2.2.1, 2.2.2 e 2.2.3.

2.2.1 GRANULOMETRIA DOS AGREGADOS

A granulometria do agregado é de grande influência na trabalhabilidade do concreto fresco e na quantidade de pasta de cimento necessária à mistura (MEHTA e MONTEIRO, 2008). Os agregados reciclados graúdos possuem granulometria mais contínua, forma mais irregular e textura mais áspera contribuindo para maior travamento e empacotamento entre as partículas de agregado graúdo reciclado nas misturas (LEITE, 2001). Esse efeito contribui para maior porosidade e menores valores de abatimento no concreto de ARC se comparado ao concreto convencional.

Chen *et al.* (2003) e Debieb e Kenai (2008) observaram que a utilização de agregados miúdos influencia o módulo de elasticidade e a resistência à compressão do concreto. Em Debieb e Kenai (2008), reduções de 35, 30 e 40% na resistência à compressão foram observadas quando os agregados naturais foram substituídos, respectivamente, por agregados graúdos, miúdos e ambos simultaneamente.

Quanto ao módulo de elasticidade, Debieb e Kenai (2008) verificaram que a substituição dos agregados graúdos naturais por agregados reciclados reduziu o módulo de elasticidade em 30% se comparado ao concreto convencional. Quando utilizado agregado miúdo, essa redução foi de 40% e 50% quando utilizado ambos. De acordo com Silva *et al.* (2016), alguns estudos têm mostrado que a utilização de agregados miúdos reciclados causa

redução no módulo de elasticidade se comparado à substituição dos agregados graúdos. Esse efeito é ainda mais pronunciado quando são utilizados, simultaneamente, agregados reciclados graúdos e miúdos. Ou seja, a substituição simultânea por agregados reciclados tem impacto maior no módulo de elasticidade e resistência a compressão que a substituição de apenas um dos agregados (graúdo ou miúdo).

Alguns autores como Buttler (2003) e Florea e Brouwers (2013), explicam que a granulometria dos agregados de resíduos depende do tipo de britagem (processo de produção dos agregados) dependendo, por exemplo, da abertura da mandíbula do britador. Esse processo também impacta na quantidade de argamassa aderida ao agregado.

2.2.2 TEOR DE SUBSTITUIÇÃO DO AGREGADO NATURAL PELO AGREGADO DE RESÍDUO DE CONCRETO

Nas pesquisas sobre o concreto de agregado de resíduo de concreto (ARC), ainda que outros parâmetros variem na mistura, a influência do teor de substituição de agregados naturais por ARC é sempre um parâmetro investigado. Alguns exemplos desses estudos são listados na Tabela 2.1, seguidos do teor de substituição e outros parâmetros avaliados.

Tabela 2.1. Exemplos de estudos voltados para o Teor de Substituição do agregado

Trabalho	Teor de substituição	Outros parâmetros variados
Poon <i>et al.</i> (2004)	0%, 20%, 50% e 100%	Condição de saturação inicial do ARC
Tam <i>et al.</i> (2005)	0%, 10%, 15%, 20%, 25% e 30%	Método de mistura do concreto
Xiao <i>et al.</i> (2005)	0%, 30%, 50%, 70% e 100%	-
Etxeberria <i>et al.</i> (2007)	0%, 25, 50% e 100%	-
Fonseca <i>et al.</i> (2011)	0%, 20%, 50%, 100%	Condições de cura do concreto
Barbudo <i>et al.</i> (2013)	0%, 20%, 50%, 100%	Uso de plastificantes
Leite <i>et al.</i> (2013)	0 e 50% e 100	Teor de compensação de água extra na mistura
Andreu e Miren (2014)	0%, 20%, 50%, 100%	Resistência à compressão do ARC
Moretti <i>et al.</i> (2016)	0%, 30% e 50%	Teor de substituição de agregado miúdo por areia de cinza do bagaço de cana-de-açúcar
Leite e Monteiro (2016)	0 e 50%	Condição de saturação inicial do ARC e Resistência à compressão do ARC
Kurad <i>et al.</i> (2017)	0 e 100%	Teor de substituição de agregado miúdo por agregado miúdo de concreto e Utilização de cinzas volantes
Montero e Laserna (2017)	0, 20%, 50% e 100%	Procedimento de mistura do concreto

Em Etxeberria *et al.* (2007) é analisada a influência dos seguintes teores de substituição: 25%, 50% e 100% de agregados naturais por ARC. Os concretos com 100% de ARC apresentaram resistência a compressão de 20% a 25% inferior ao concreto de referência. No entanto, os concretos com 25% de ARC e resistência de 30 a 45 MPa são obtidos com a mesma quantidade de cimento e relação água/cimento efetiva. O mesmo pôde ser observado por Barbudo *et al.* (2013), ou seja, a substituição de 20% dos agregados

graúdos por agregados de ARC resultou em concreto com resistência à compressão muito similar ao concreto convencional. No entanto, a substituição de 50% reduziu a resistência a compressão e a substituição de 100% acentuou ainda mais esse efeito.

Moretti (2013) realizou ensaios de resistência à compressão, resistência à tração, módulo de elasticidade, índice de vazios, absorção, massa específica e carbonatação. Os concretos produzidos com teores de substituição de 30% e 50% de resíduos de construção e demolição apresentaram propriedades mecânicas similares ao concreto de referência. No entanto, ao contrário dos demais teores de substituição, a utilização de 100% de resíduos resultou em concretos com módulo de elasticidade inferior aos valores estimados pela norma ABNT NBR 6118:2014 com base na relação entre módulo de elasticidade e resistência à compressão.

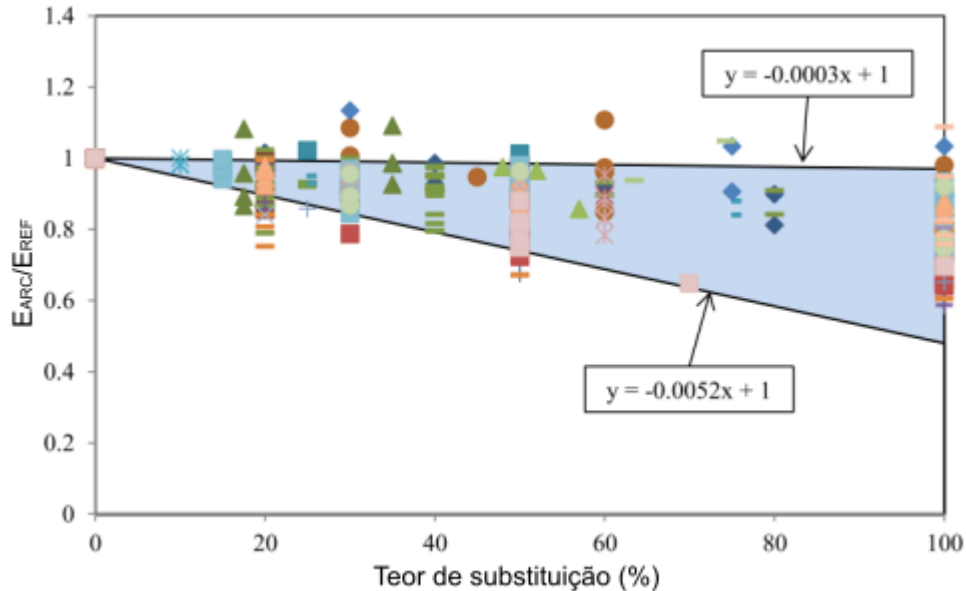
A influência do teor de substituição também foi avaliada por Andreu e Miren (2014) para concretos originalmente com resistências de 40MPa, 60 MPa e 100MPa. A redução da resistência à compressão foi observada apenas na substituição de agregados naturais por ARC de resistência de 40 MPa, com reduções de 10,6% e 5,1% para 100% e 50% de substituição, respectivamente. Na substituição por ARC vindos de concretos originais com resistência 40MPa e 60 MPa; foi verificado aumento na resistência à compressão do concreto final de até 6,3%. No entanto, o mesmo não ocorreu com o módulo de elasticidade. Independente da resistência do concreto original, todas as substituições geraram redução do módulo de elasticidade, sendo estas reduções mais significativas para os maiores teores de substituição. Enquanto o valor do módulo de elasticidade do concreto com agregados naturais foi de 50,41 GPa, concretos com 100% de substituição apresentaram reduções de 8,5%, 20,5% e 26,3% quando utilizado ARC de concretos originais com 40, 60 e 100MPa, respectivamente.

Com base na revisão bibliográfica realizada por Gholampour *et al.* (2017), os autores também verificaram que os valores de resistência à compressão, módulo de elasticidade, resistência à flexão e resistência a tração por compressão diametral diminuem com o aumento do teor de ARC para um dado fator água/cimento. Da mesma forma, ao fixar o teor de substituição, os valores de resistência diminuem com o aumento do fator água/cimento.

Silva *et al.* (2016) relacionaram resultados de 36 estudos em um gráfico que mostra a influência do teor de substituição na razão do módulo de elasticidade (Figura 2.3). Essa razão é expressa pela relação E_{ARC}/E_{REF} , sendo E_{ARC} o valor do módulo de elasticidade obtido para um dado teor de substituição enquanto E_{REF} é o módulo de elasticidade do concreto de referência obtido em cada estudo. O uso de cerca de 30% de agregados de resíduos de concreto tem sido considerado um teor ótimo para que resultem os mínimos efeitos no módulo

de elasticidade a flexão. Quando esse teor é de 100%, o módulo de elasticidade decai de 20 a 40% (SILVA *et al.*, 2016).

Figura 2.3. Influência do teor de substituição no módulo de elasticidade do concreto



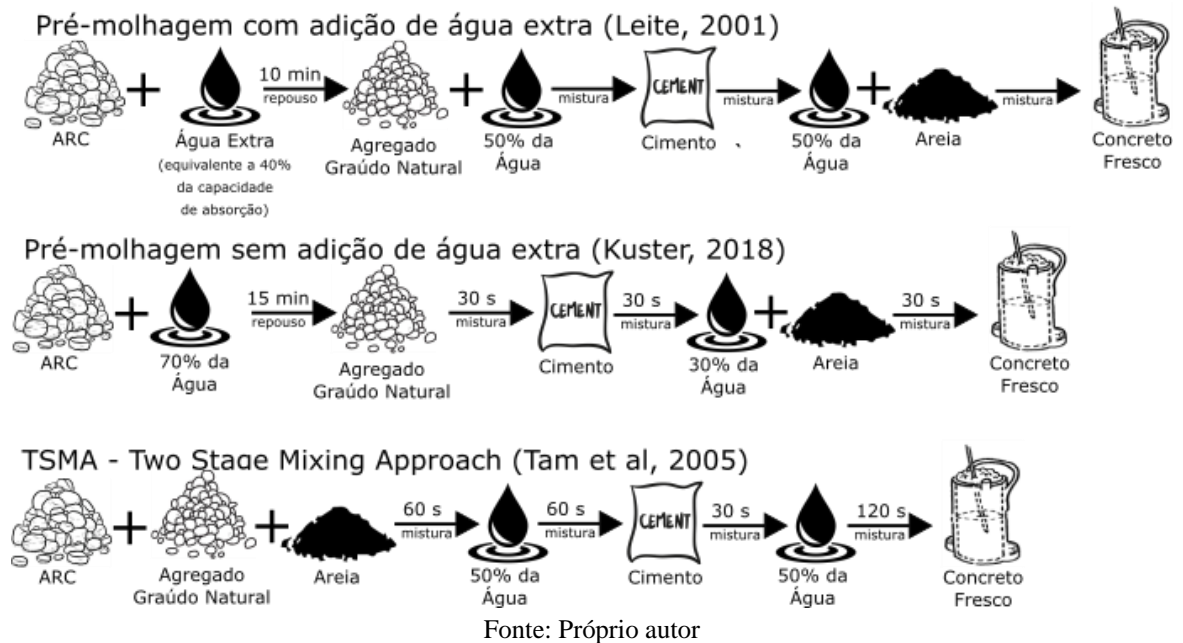
Fonte: Adaptado de Silva *et al.* (2016)

Da revisão bibliográfica foi possível observar que, de maneira geral, há um decréscimo do módulo de elasticidade com o aumento do teor de substituição de agregados naturais por agregados de resíduo de concreto (ARC). No entanto, esse decréscimo não segue uma relação linear, sendo que outras propriedades dos ARC podem torná-lo mais ou menos significativo.

2.2.3 PROCESSOS DE MISTURA DO CONCRETO DE RESÍDUOS DE CONCRETO

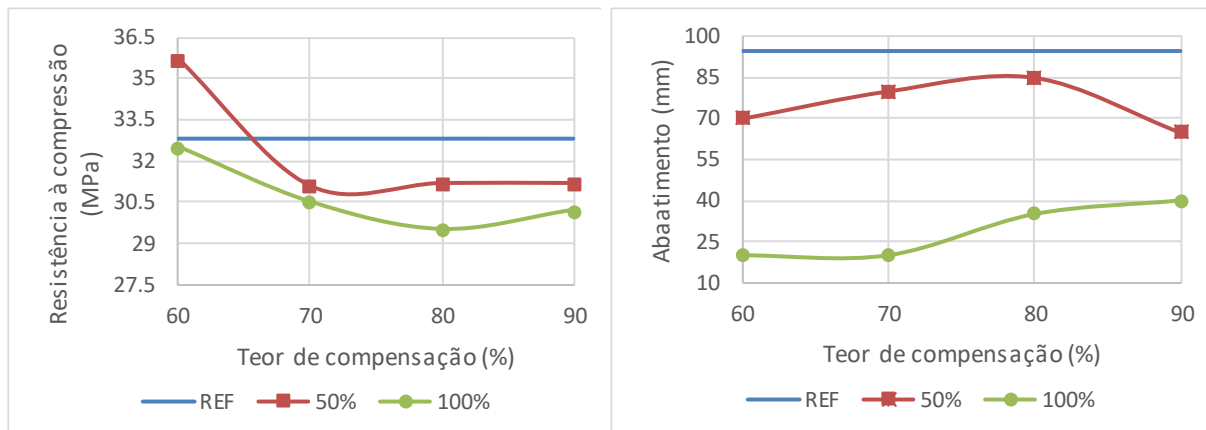
Devido à maior porosidade e absorção dos agregados reciclados em relação aos agregados naturais, são encontradas na literatura diferentes recomendações para o processo de produção dos concretos com agregados de resíduos de concreto. Além do controle da quantidade de água adicionada na mistura com base na velocidade e capacidade de absorção do agregado reciclado, já mencionado anteriormente, três métodos de mistura do concreto de ARC são mais utilizados: a pré-molhagem com a compensação de água na mistura proposta por Leite (2001), a pré-molhagem sem adição de água extra na mistura, utilizada por Kuster Junior (2018) e, por último, o método “*TSMA (two-stage mixing approach)*” que pode ser traduzido como um método de mistura em duas fases, proposto por Tam e Tam (2008). Os três métodos de mistura do concreto citados são ilustrados na Figura 2.4.

Figura 2.4. Métodos de mistura do concreto



De acordo com o método de compensação proposto por Leite (2001), primeiramente foi obtida a curva de absorção em função do tempo para verificação do tempo mínimo necessário para que o percentual de absorção do material não variasse muito. Antes da mistura do concreto, foi adicionada água em uma quantidade equivalente a 40% da taxa de absorção média do agregado graúdo reciclado durante o tempo definido na curva. A compensação de água apenas na taxa de absorção permitiu que não houvesse um excesso de água na mistura, o que levaria à redução da resistência mecânica. Posteriormente, Leite *et al.* (2013) avaliaram o quanto essa taxa de compensação de água influencia na resistência à compressão do concreto aos 28 dias. Para isso foram utilizados dois teores de substituição de agregados naturais por agregados de resíduo de argamassa (50% e 100%) combinando-os a quatro diferentes taxas de compensação (60%, 70%, 80% e 90%). Os resultados de resistência à compressão e de abatimento de tronco de cone são apresentados nos gráficos da Figura 2.5.

Figura 2.5. Influência do teor de compensação de água na resistência à compressão e trabalhabilidade

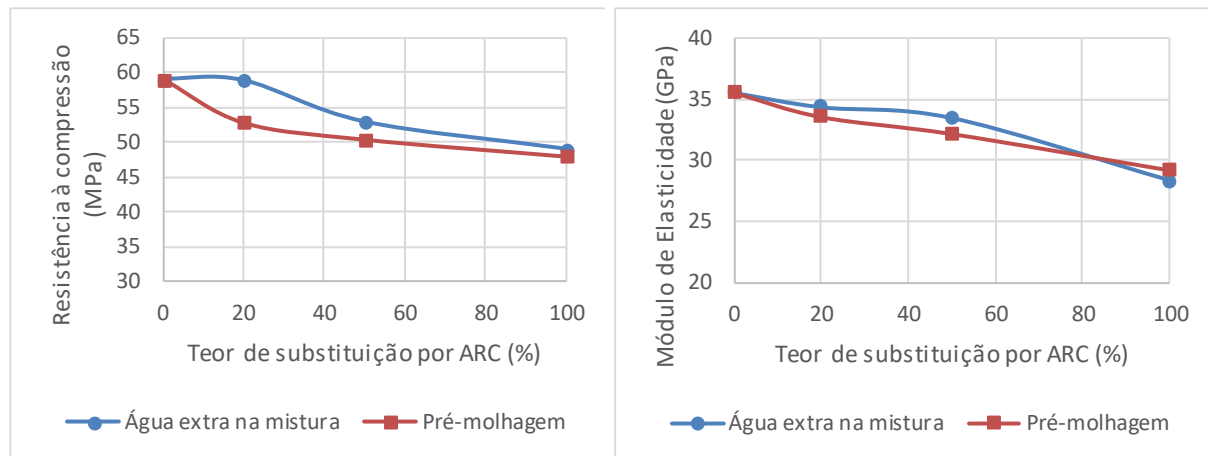


Fonte: Próprio autor com base nos dados de Leite *et al.* (2013)

Leite *et al.* (2013) concluíram que os teores de umidade de 80% a 90% da capacidade de absorção dos agregados são satisfatórios para manter a trabalhabilidade do concreto, mesmo para concretos reciclados com teor de substituição de 100% do agregado graúdo natural pelo reciclado. Quanto à resistência à compressão, com uma taxa de compensação de 60% há falta de água para compensar melhor a absorção de água agregada, então o agregado de resíduo causa redução de água livre na pasta de cimento, resultando em diminuição da relação água/cimento efetiva e melhora da resistência à compressão.

Ferreira *et al.* (2011) compararam os métodos de adição de água extra pela compensação de água durante a mistura e pela compensação conforme método de pré-molhagem proposto por Leite (2001). No método proposto por Leite (2001), os agregados são adicionados pré-saturados à mistura, tornando insignificante a quantidade de água a ser absorvida na mistura. Ferreira *et al.* (2011) utilizaram aproximadamente 90% do potencial de absorção de água para a pré-molhagem. Os valores de resistência à compressão e módulo de elasticidade obtidos são apresentados na Figura 2.6.

Figura 2.6. Influência do método de mistura na resistência à compressão e módulo de elasticidade: Ferreira *et al.* (2011)

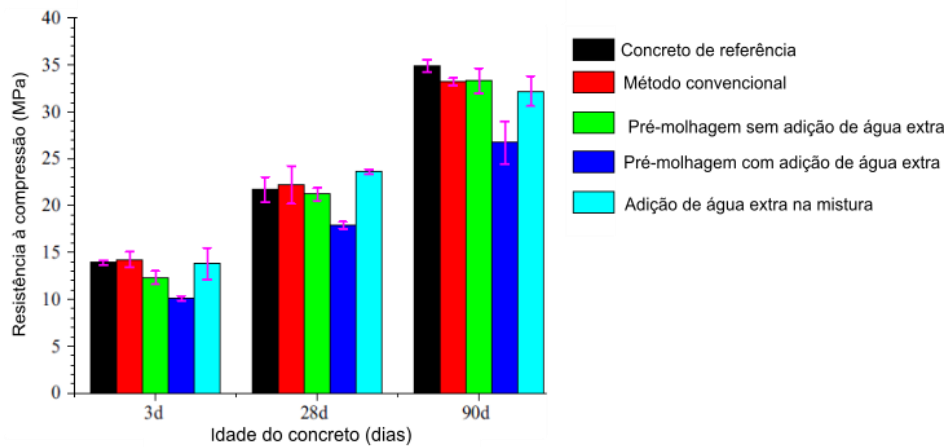


Fonte: Próprio autor com base nos dados de Ferreira *et al.* (2011)

De acordo com a Figura 2.6, as misturas em que a pré-saturação foi feita apresentaram menores resistência à compressão e módulo de elasticidade. Foi observado que o agregado pré-saturado alcançou um alto nível de umidade, o que pode ter prejudicado a penetração da pasta de cimento nos poros, levando ao enfraquecimento da zona de transição entre a pasta de cimento e o agregado (FERREIRA *et al.*, 2011).

Zhao *et al.* (2017) estudaram a influência de quatro diferentes métodos de mistura na produção do concreto de ARC: método convencional sem pré-molhagem ou adição de água, pré-molhagem sem adição de água extra, pré-molhagem com adição de água extra e adição de água extra na mistura. Os resultados de resistência à compressão são apresentados na Figura 2.7 e mostram que o processo de pré-molhagem levou à redução da resistência à compressão do concreto. Segundo os autores isso ocorreu devido à liberação de água pré-absorvida, que aumentou a relação de água/cimento efetiva em torno do agregado. A adição de água de mistura extra na mistura de concreto também diminuiu a resistência à compressão do concreto devido à maior relação água-cimento.

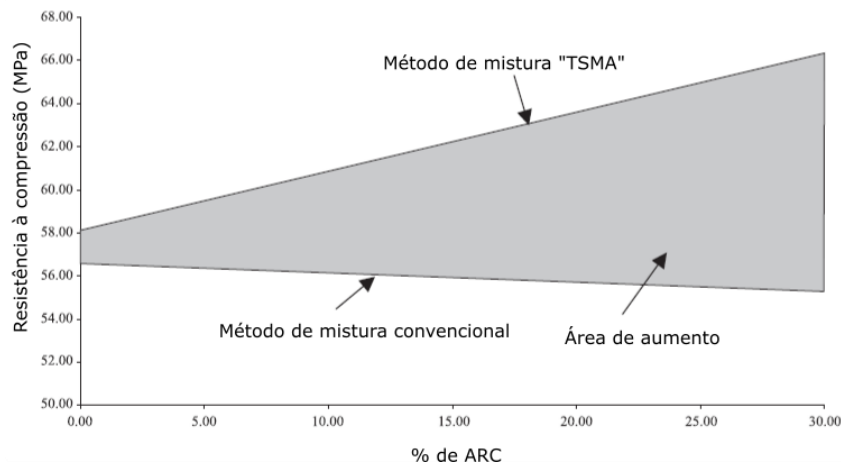
Figura 2.7. Influência do método de mistura na resistência à compressão: Resultados de Zhao *et al.* (2017)



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

Ainda em relação à mistura, para Tam *et al.* (2005), na primeira etapa de mistura, a metade da quantidade de água é a necessária para a formação de uma fina camada de pasta de cimento na superfície do agregado de RCD, que irá penetrar na argamassa velha e porosa de cimento, enchendo as fissuras e os vazios antigos. Na segunda fase de mistura do concreto, a água restante é adicionada para completar o processo de mistura de concreto. Em uma análise microscópica do agregado foi observado, que os poros e fissuras da partícula de agregado são preenchidas de pasta de cimento após a adoção do método TSMA, enquanto no método convencional, elas permanecem sem preenchimento Tam *et al.* (2005). Conforme resultado da resistência à compressão apresentados na Figura 2.8, o método de mistura TSMA gera uma melhoria da resistência à compressão do concreto ainda mais significativa para maiores teores de substituição dos agregados naturais por ARC.

Figura 2.8. Comparação entre os métodos de mistura convencional e "TSMA"



Fonte: Adaptado de Tam *et al.* (2005)

2.3 MODELOS ANALÍTICOS PARA CÁLCULO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DO CONCRETO

Observadas as diversas peculiaridades dos ARC e sua influência no comportamento do concreto, este item trata de modelos analíticos para avaliação e previsão de propriedades mecânicas dos concretos com ARC. As normas europeia (Eurocode 2:2004) e brasileira (ABNT NBR 6118:2014) consideram a influência dos agregados naturais de diferentes origens geológicas (basalto, quartzito, calcário e arenito) no módulo de elasticidade do concreto.

No entanto, as equações definidas pelas duas normas diferem entre si. O Eurocode 2 (2004) recomenda o uso da Equação 2.1 para o cálculo do módulo de elasticidade inicial, sendo α_E é o coeficiente que leva em conta o tipo de agregado gráudo utilizado na mistura de concreto. Para agregados gráudos de quartzito não há redução do módulo ($\alpha_E=1,0$). Quando utilizado agregado de basalto, deve-se adotar $\alpha_E=1,2$, gerando um aumento de 20% no valor do módulo de elasticidade. Já para calcário e arenito, o módulo deve ser reduzido em 10% ($\alpha_E=0,9$) e 30% ($\alpha_E=0,7$), respectivamente. Os valores de módulo de elasticidade (E_{ci}) são calculados em MPa na Equação 2.1, sendo f_{ck} o valor de resistência à compressão, na mesma unidade.

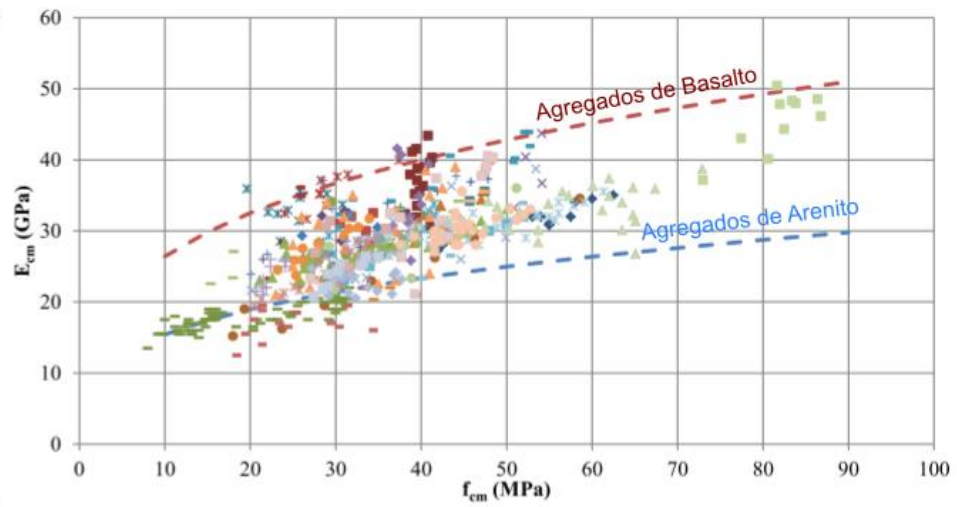
$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 22000 \left(\frac{f_{ck}}{10} \right)^{0,3} \quad \text{Equação 2.1}$$

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, o cálculo do módulo de elasticidade conforme a Equação 2.2 é ideal para agregados de granito ou gnaisse ($\alpha_E=1,0$). Em relação aos agregados de basalto, calcário e arenito, os valores recomendados para o coeficiente α_E são os mesmos indicados pelo Eurocode 2 (2004).

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad \text{Equação 2.2}$$

Onde E_{ci} é o módulo de elasticidade, em MPa, e f_{ck} é a resistência à compressão aos 28 dias, em MPa.

Utilizando como referência os valores teóricos de módulo de elasticidade propostos pelo Eurocode 2 (2004) para basalto e arenito, Silva *et al.* (2016) compara os valores de módulo de elasticidade (E_{ci}) e resistência à compressão do concreto (f_{ck}) de 588 misturas de concreto provenientes de 43 publicações (Figura 2.9). Segundo os autores, cerca de 80% dos dados estão acima da curva do Eurocode 2 (2004) referente a arenito, sendo que mesmo para altos teores de substituição de ARC, o concreto resultante geralmente tem módulo de elasticidade compatível com os padrões e especificações existentes para o concreto convencional. Verifica-se que a maioria dos dados está na envoltória formada pelas curvas do Eurocode 2 (2004) correspondentes aos agregados de arenito (curva azul, Figura 2.9) e de basalto (curva vermelha, Figura 2.9).

Figura 2.9. Relação entre módulo de elasticidade e resistência à compressão do concreto

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

3. PILAR MISTO PREENCHIDO

O pilar misto preenchido com concreto de agregados de resíduos de concreto (PPCARC) vem sendo considerado interessante opção para a utilização do concreto de ARC em elementos estruturais. A combinação do perfil tubular de aço preenchido com concreto de ARC tem se mostrado bastante promissora para ampliar as possibilidades e minimizar as deficiências do concreto de ARC. Isso porque nessa combinação, o aço, além de sua contribuição estrutural, é responsável por proteger o núcleo de concreto e minimizar os efeitos das intempéries. Além disso, o efeito de confinamento proporcionado pelo tubo de aço ao núcleo de concreto pode melhorar suas propriedades mecânicas, sobretudo quanto à deformabilidade.

A aplicação do concreto de ARC em pilares mistos preenchidos ainda não foi objeto de estudo no Brasil. No entanto, na literatura internacional já existem algumas pesquisas voltadas para o estudo deste elemento.

Neste capítulo são apresentados resultados de estudos envolvendo pilares mistos preenchidos com concreto de agregados de resíduos de concreto submetidos a compressão axial centrada. Para isso, a abordagem iniciará no item 3.1 com os critérios de dimensionamento/verificação do pilar preenchido com concreto convencional pois não há normas que contemplam tais pilares preenchidos com ARC. No item 3.2 as análises se concentrarão nos avanços referentes ao pilar preenchido com concreto de ARC.

3.1 CAPACIDADE RESISTENTE A COMPRESSÃO AXIAL CENTRADA

Neste item são apresentadas algumas formulações para o cálculo da capacidade resistente de pilares preenchidos de seção circular segundo a norma brasileira ABNT NBR 8800:2008, a norma europeia Eurocode 4 (2004) e a norma chinesa DBJ 13-51-2010. A importância da apresentação e do entendimento da norma chinesa se justifica pela numerosa quantidade de estudos de pilares preenchidos com concreto de ARC de origem chinesa.

Na Tabela 3.1 são apresentadas as condições de aplicabilidade das normas aqui consideradas sendo, D/t a relação diâmetro/espessura, f_y a resistência ao escoamento do aço do perfil, f_{ck} a resistência à compressão do concreto e E_a o módulo de elasticidade do aço do perfil. Conforme já mencionado, o uso de concreto de agregados de resíduos ainda não é previsto nas normas brasileiras ou estrangeiras que contemplam os pilares preenchidos;

portanto, são citados apenas os limites para concreto convencional (agregados naturais) para este tipo de pilar.

Tabela 3.1. Condições de aplicabilidade das normas

Norma	D/t (esbeltez local)	f_y (MPa)	f_{ck} (MPa)
Eurocode 4 (2004)	$\frac{D}{t} \leq 90 \frac{235}{f_y}$	$235 \leq f_y \leq 460$	$20 \leq f_{ck} \leq 60$
DBJ 13-51 (2010)	$\frac{D}{t} \leq 150 \frac{235}{f_y}$	$230 \leq f_y \leq 420$	$24 \leq f_{ck} \leq 70$
ABNT NBR 8800:2008	$\frac{D}{t} \leq \frac{0,15 \cdot E_a}{f_y}$	$250 \leq f_y \leq 450$	$20 \leq f_{ck} \leq 50$

3.1.1 NORMA BRASILEIRA ABNT NBR 8800 (2008)

A norma brasileira ABNT NBR 8800:2008 trata, dentre outros, da verificação de pilares preenchidos de seção circular submetidos à compressão axial considerando a força axial resistente de cálculo dada pela Equação 3.1.

$$N_{Rd} = \chi \cdot N_{pl,Rd} \quad \text{Equação 3.1}$$

Sendo χ o fator correspondente à instabilidade por flexão associado a uma única curva de resistência e $N_{pl,Rd}$ a força normal resistente, de cálculo, da seção transversal à plastificação total calculados, respectivamente, de acordo com Equação 3.2 e Equação 3.3.

$$N_{pl,Rd} = \frac{f_y}{\gamma_s} \cdot A_a + \alpha \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot A_c \quad \text{Equação 3.2}$$

No cálculo da força axial de compressão resistente de cálculo ($N_{pl,Rd}$), o parâmetro α deve ser tomado igual a 0,95 para seções tubulares circulares preenchidas com concreto, A_a é a área do tubo de aço na seção transversal, f_y e f_{ck} são, respectivamente, as resistências ao escoamento do aço do perfil tubular e à compressão do concreto, γ_s e γ_c são os coeficientes de ponderação da resistência ao escoamento do aço e da resistência à compressão e A_c é a área de concreto na seção transversal. Esse valor de α específico para seções preenchidas circulares visa levar em conta o efeito de confinamento.

O fator de redução χ leva em conta a instabilidade por flexão e é função do índice de esbeltez reduzido $\lambda_{0,m}$ (Equação 3.3).

$$\chi = \begin{cases} 0,658^{\lambda_{0,m}^2}, & \lambda_{0,m} \leq 1,5 \\ \frac{0,877}{\lambda_{0,m}^2}, & \lambda_{0,m} > 1,5 \end{cases} \quad \text{Equação 3.3}$$

O índice de esbeltez reduzido, por sua vez, é calculado utilizando a Equação 3.4.

$$\lambda_{0,m} = \sqrt{\frac{N_{pl,R}}{N_e}} \quad \text{Equação 3.4}$$

A força axial de compressão resistente à plastificação total ($N_{pl,R}$), valor característico, é calculada a partir da Equação 3.5. A força axial de flambagem elástica (N_e), também utilizada para calcular o índice de esbeltez reduzido, é dada pela Equação 3.6.

$$N_{pl,R} = f_y \cdot A_a + \alpha \cdot f_{ck} \cdot A_c \quad \text{Equação 3.5}$$

$$N_e = \frac{\pi^2 \cdot (EI)_e}{(KL)^2} \quad \text{Equação 3.6}$$

Sendo KL o comprimento de flambagem do pilar e $(EI)_e$ a rigidez efetiva à flexão da seção transversal mista (Equação 3.7).

$$(EI)_e = E_a I_a + 0,6 E_c \quad \text{Equação 3.7}$$

Sendo I_a o momento de inércia do perfil de aço; E_a o módulo de elasticidade do aço estrutural e E_c o módulo de elasticidade do concreto.

3.1.2 NORMA EUROPÉIRA: EUROCODE 4 (2004)

Assim como a ABNT NBR 8800:2008, a norma do Eurocode 4 (2004) traz um método de cálculo simplificado para pilares mistos preenchidos com seção duplamente simétricas e sem variação ao longo do comprimento. Nesse caso, a força axial resistente de cálculo (N_{Rd}) de pilares preenchidos de seção circular submetidos à compressão axial é dada pela Equação 3.8.

$$N_{Rd} = \chi \cdot N_{pl,Rd} \quad \text{Equação 3.8}$$

Em elementos sob compressão axial, o valor do fator de redução χ é determinado de acordo com a curva de resistência adequada, de acordo com Eurocode 3 (2005). O parâmetro χ (Equação 3.10) é função do índice de esbeltez reduzido $\bar{\lambda}$, Equação 3.9, sendo que o cálculo do parâmetro auxiliar Φ é feito de acordo com a Equação 3.11.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,R}}{N_e}} \quad \text{Equação 3.9}$$

A força axial de compressão resistente à plastificação total ($N_{pl,R}$), valor de cálculo, e a força axial de flambagem elástica (N_e) são calculadas, respectivamente, pela Equação 3.5 e Equação 3.6, como indicado na ABNT NBR 8800:2008 (Equação 3.5) adota-se $\alpha=0,95$ para seções circulares, já, o Eurocode 4 (2004) recomenda que seja adotado $\alpha=1$ para todas as seções preenchidas.

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 + \bar{\lambda}^2}} \leq 1 \quad \text{Equação 3.10}$$

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \quad \text{Equação 3.11}$$

O fator de imperfeição (α), mostrado na Equação 3.11, leva em conta as imperfeições iniciais. Determinado pelo Eurocode 3 (2005), esse parâmetro descreve a curva de resistência correspondente a um tipo de perfil de aço utilizado que correlaciona o fator de redução (χ) com o índice de esbeltez reduzido (λ). Para perfis tubulares, a curva de resistência pode ser obtida em função da classe de resistência conforme Tabela 3.2.

Tabela 3.2. Valor do fator de imperfeição (α) para perfis tubulares

Classe de resistência	S235 / S275 / S355 / S420	S 460
Perfis laminados a quente	Curva a $\alpha = 0,21$	Curva a ₀ $\alpha = 0,13$
Perfis conformados a frio	Curva c $\alpha = 0,49$	Curva c $\alpha = 0,49$

A força axial de compressão resistente de cálculo à plastificação total ($N_{pl,Rd}$) é calculada de acordo com a Equação 3.2 porém considerando $\alpha=1$ para seções tubulares preenchidas. Contudo, no caso de pilares preenchidos de seção circular submetidos à compressão axial centrada cuja esbeltez global (λ) não ultrapasse 0,5 há um aumento na resistência do concreto decorrente do efeito de confinamento. Esse efeito é levado em consideração pela inserção dos coeficientes η_{ao} e η_{co} . O coeficiente η_{ao} tem valor inferior a 1 e consiste em redução na parcela correspondente ao aço, enquanto o coeficiente η_{co} é responsável pelo aumento na parcela de concreto e seu grau de influência depende de outras variáveis como a resistência ao escoamento do aço (f_y), resistência à compressão do concreto (f_{ck}) e esbeltez local (D/t).

Os coeficientes η_{ao} e η_{co} são calculados de acordo com Equação 3.12 e Equação 3.13, respectivamente.

$$\eta_{ao} = 0,25 \cdot (3 + 2\bar{\lambda}), \quad \eta_{ao} \leq 1,0 \quad \text{Equação 3.12}$$

$$\eta_{co} = 4,9 - 18,5\bar{\lambda} + 17\bar{\lambda}^2, \quad \eta_{co} \geq 0 \quad \text{Equação 3.13}$$

Assim sendo, ao considerar o efeito de confinamento a força axial de compressão resistente de cálculo, $N_{pl,Rd}$ é definida pela Equação 3.14, t e D , respectivamente, a espessura e o diâmetro externo do tubo de aço.

$$N_{pl,Rd} = \eta_{ao} \cdot f_{yd} \cdot A_a + \left(1 + \eta_{co} \cdot \frac{t}{D} \cdot \frac{f_y}{f_{ck}} \right) \cdot f_{cd} \cdot A_c \quad \text{Equação 3.14}$$

3.1.3 NORMA CHINESA: DBJ 13-51 (2010)

Com a indisponibilidade de uma versão dessa norma no idioma inglês, as equações apresentadas neste item são baseadas em outras publicações (PATEL *et al.*, 2017 e WANG *et al.*, 2017). Assim sendo, apenas alguns dos parâmetros correspondentes à normal resistente à compressão axial são aqui apresentados por falta de informações nas fontes supracitadas.

A força axial resistente de cálculo (N_u) para os pilares preenchidos de seção circular submetidos à compressão axial é dada pela Equação 3.15.

$$N_{pl,R} = f_{sc} \cdot (A_a + A_c) \quad \text{Equação 3.15}$$

Em que A_a e A_c são, respectivamente, a área da seção transversal do tubo de aço e da seção transversal de concreto. A resistência à compressão dos materiais é ponderada em função da seção transversal. Para as seções circulares essa correção é feita como mostrado pela Equação 3.16.

$$f_{sc} = f_{ck} \cdot (1,14 + 1,02\lambda) \quad \text{Equação 3.16}$$

Sendo λ denominado pela norma como “índice de confinamento” e que leva em consideração a relação entre as forças resistentes da parcela de aço ($A_s f_y$) da parcela de concreto ($A_c f_{ck}$).

$$\lambda = \frac{A_s \cdot f_y}{A_c \cdot f_{ck}} \quad \text{Equação 3.17}$$

Apresentadas os principais critérios de dimensionamento dos pilares preenchidos com concreto com agregados naturais, no item 3.2 são apresentados os principais avanços envolvendo os pilares preenchidos com concreto de ARC (aqui representados pela sigla PPCARC).

3.2 PILAR PREENCHIDO COM CONCRETO DE RESÍDUOS DE CONCRETO

O pilar misto preenchido com concreto de ARC (PPCARC) vem sendo considerado uma alternativa interessante para a aplicação do concreto reciclado em elementos estruturais.

Este tipo de pilar (PPCARC) foi estudado pela primeira vez por Konno⁵ *et al.* (1997) apud Tam *et al.* (2014). Nesse estudo foram realizados ensaios de pilares preenchidos submetidos a compressão axial considerando concreto com substituição total dos agregados naturais por agregados reciclados. Foi observado que o efeito de confinamento proporcionado

⁵ Konno, 1997 apud Tam *et al.* (2014), p. 294

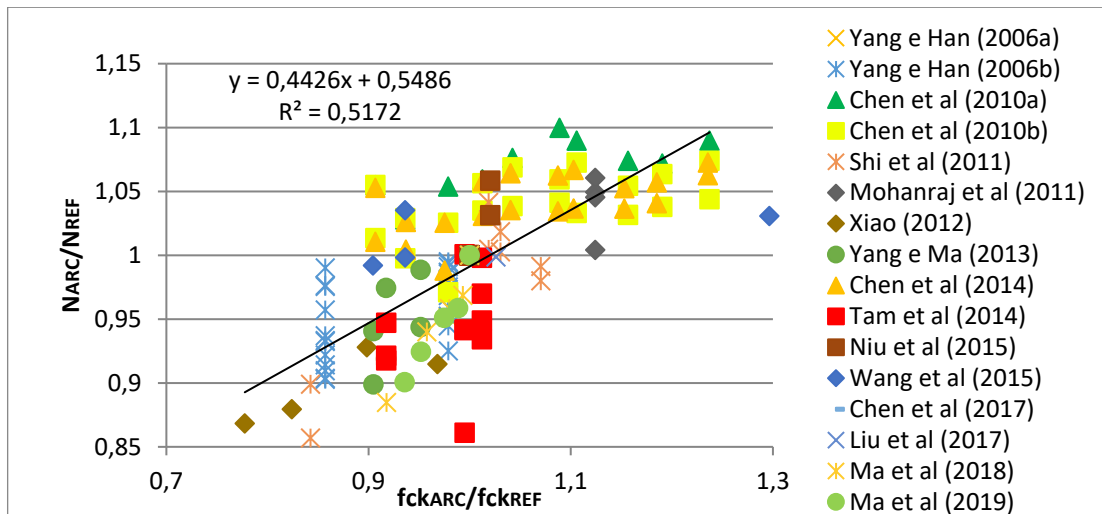
pelo tubo de aço gerou aumento na rigidez e na resistência do concreto de ARC. No entanto, apesar deste aumento, os valores de resistência ainda foram inferiores aos de pilares preenchidos com concretos convencionais (de agregados naturais). Após esse primeiro estudo, uma série de outros pesquisadores investigaram o comportamento dos pilares preenchidos submetidos à compressão axial, à flexo-compressão (CHEN *et al.*, 2017a e YANG e HAN, 2006), a carregamentos cíclicos (CHEN *et al.*, 2017b; TANG *et al.*, 2017; YANG e ZHU, 2009; YANG *et al.*, 2009), a carregamentos de longa duração (GENG *et al.*, 2015, 2016; WANG *et al.*, 2018; YANG *et al.*, 2008), além ensaios de arrancamento (CHEN *et al.*, 2014b).

Com o objetivo de concentrar as principais informações que tratam dos disponíveis na literatura, são apresentados, individualmente, os principais parâmetros que interferem na força normal resistente (teor de substituição, utilização de agregados miúdos de resíduos de concreto, origem dos resíduos de concreto, resistência do núcleo de concreto, esbeltez dos pilares, esbeltez local e forma da seção transversal. Nos itens 3.2.1 a 3.2.6, grande parte desses parâmetros investigados experimentalmente por outros autores é objeto de análise e os resultados são correlacionados. Como há poucos resultados de pilares preenchidos de seção circular, nesse item foram incluídas outras formas de seção transversal preenchida.

3.2.1 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO

A análise da influência da resistência à compressão do concreto de resíduos de concreto na capacidade resistente dos pilares se baseou nos resultados de estudos anteriores a esse. Para isso, no gráfico da Figura 3.1 são correlacionadas a razão da capacidade resistente (N_{ARC}/N_{REF}) e a razão da resistência à compressão do concreto ($f_{ck_{ARC}}/f_{ck_{REF}}$) sendo, $f_{ck_{ARC}}$ e $f_{ck_{REF}}$ os valores da resistência a compressão, respectivamente, do concreto com um dado teor de substituição e do concreto de referência (com agregados naturais) de cada estudo. A partir da Figura 3.1 e utilizando regressão linear, foi obtida uma equação aproximada da relação do aumento da capacidade resistente em função do aumento da resistência do concreto, no entanto, essa representa apenas 52% dos dados analisados (correlação de 52%).

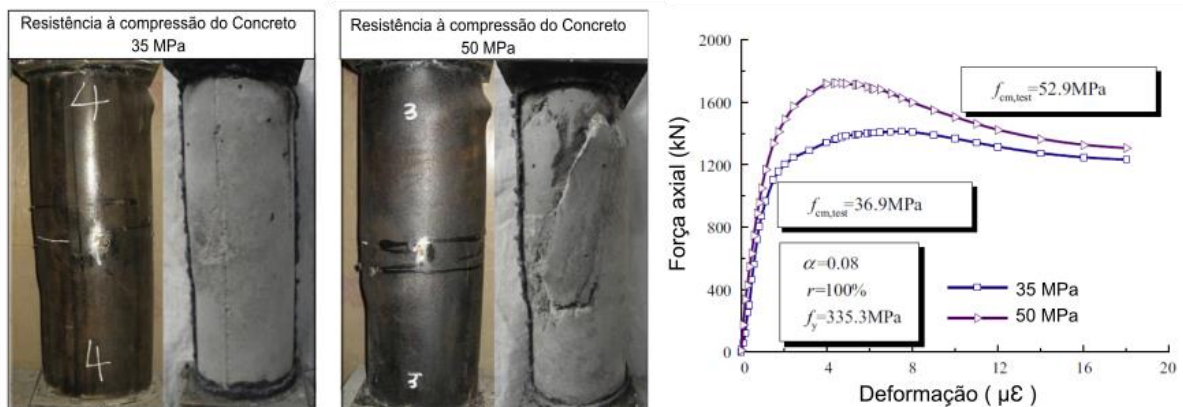
Figura 3.1. Relação entre resistência a compressão do concreto e capacidade resistente do pilar



Fonte: Próprio autor

A influência da variação da resistência do concreto também foi objeto de estudo de Wang *et al.* (2015) e Ma *et al.* (2019), respectivamente, para pilares de seção transversal circular e quadrada. Wang *et al.* (2015) avaliaram experimentalmente dois grupos com 3 pilares cada e que se diferenciavam apenas quanto à classe de resistência do núcleo de concreto, sendo 35 e 50 MPa. Os autores observaram que os pilares preenchidos com concreto de menor resistência possuíam maior efeito de confinamento e, portanto, apresentavam maior ductilidade. Isso se explica pela maior deformabilidade dos concretos menos resistentes. Dessa forma, o exemplar preenchido com concreto de 35 MPa apresentou menor dano que o exemplar com 50MPa (Figura 3.2). Ainda na Figura 3.2 é apresentado o gráfico que relaciona a força axial aplicada no pilar com a deformação axial a meia altura; é possível observar que os modelos cujo concreto é de menor resistência apresentam maior ductilidade.

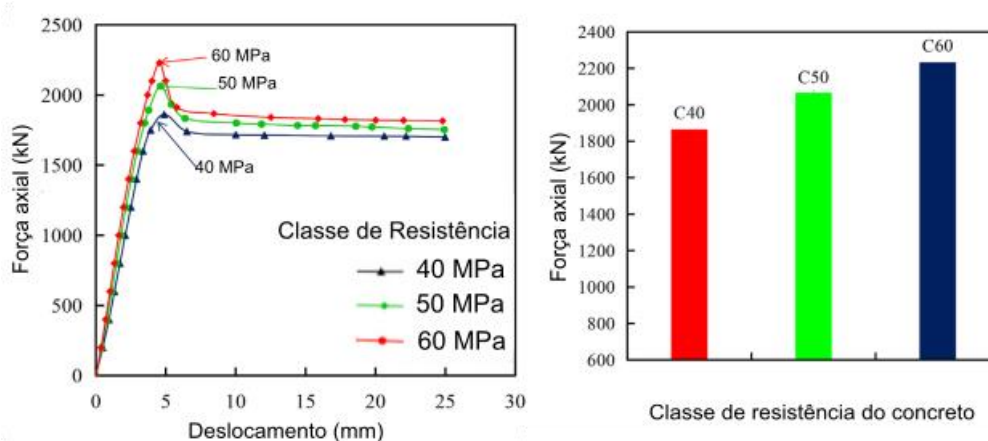
Figura 3.2. Comparação entre diferentes resistências à compressão do concreto de preenchimento



Fonte: Adaptado de Wang *et al.* (2015)

Na análise de pilares preenchidos de seção retangular, Ma *et al.* (2019) consideraram os seguintes valores de resistência a compressão do concreto: 40, 50 e 60 MPa. Os resultados dessa comparação são apresentados na Figura 3.3; no gráfico da esquerda há diversas curvas Força axial vs. Deslocamento em função da classe de resistência do concreto enquanto o gráfico da direita apresenta a capacidade resistente dos pilares preenchidos com cada tipo de concreto. Os resultados mostram que o aumento da resistência gerou aumento da capacidade resistente dos pilares sendo que as capacidades resistentes dos pilares preenchidos com concretos de 60MPa e 50 MPa foram, respectivamente, 19,8% e 8,1% superiores aos pilares preenchidos com 40MPa. No entanto, o aumento da resistência do concreto reduziu a ductilidade dos pilares. Portanto, há uma relação direta entre o aumento da resistência do concreto e o aumento na capacidade resistente a compressão, ao mesmo tempo que há redução da ductilidade.

Figura 3.3. Influência da resistência do concreto na força resistente

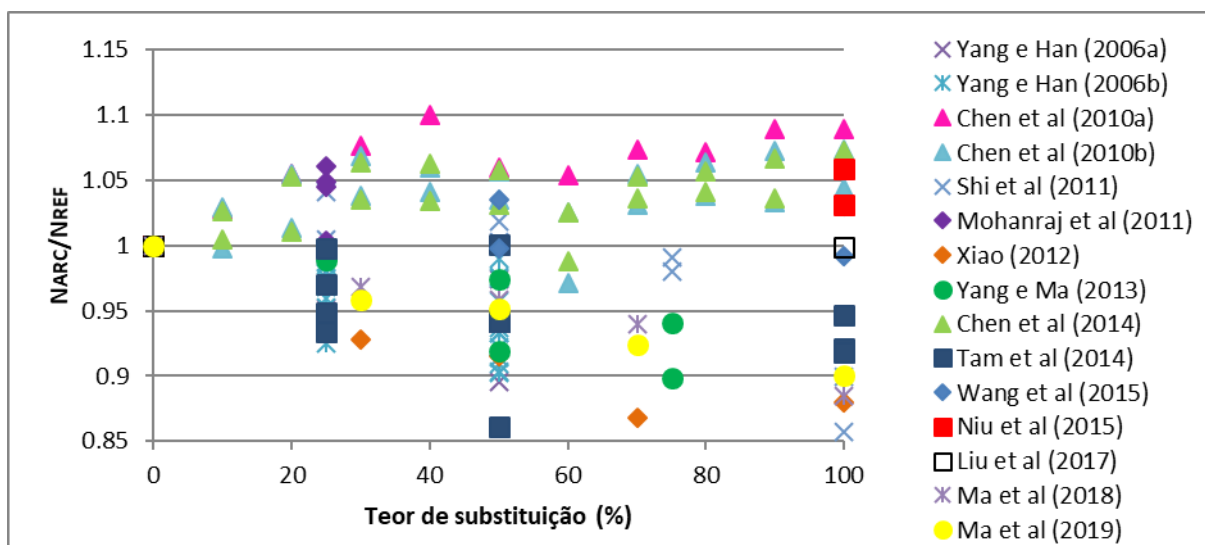


Fonte: Adaptado de Ma *et al.* (2019)

3.2.2 TEOR DE SUBSTITUIÇÃO

Nos artigos sobre o comportamento do PPCARC, mesmo que outros parâmetros sejam avaliados, a influência do teor de substituição de agregados naturais por ARC é sempre verificada. A relação entre o teor de substituição do agregado natural por ARC e a capacidade resistente a compressão axial centrada é mostrada na Figura 3.4. Para isso, a razão da capacidade resistente é expressa pela relação N_{ARC}/N_{REF} , sendo N_{ARC} a capacidade resistente do pilar preenchido com concreto com um dado teor de substituição enquanto N_{REF} é a capacidade resistente do pilar preenchido com concreto de referência (agregados naturais).

Figura 3.4. Influência do teor de substituição na capacidade resistente



Fonte: Próprio autor

De maneira geral, os dados na Figura 3.4 indicam diminuição da razão da capacidade resistente com o aumento do teor de substituição de agregados naturais por ARC. Essa redução está associada, principalmente, à diminuição da resistência do concreto de preenchimento por conta da substituição do agregado natural por agregado de resíduo. No entanto, esse decréscimo não segue uma relação linear, sendo que o aumento do teor de substituição do agregado natural por resíduo de concreto gera maior variação da relação entre as capacidades resistente (N_{ARC}/N_{REF}). Essa variação mostra que outras propriedades dos ARC e do método de produção do concreto podem tornar a influência do teor de substituição mais ou menos significativo.

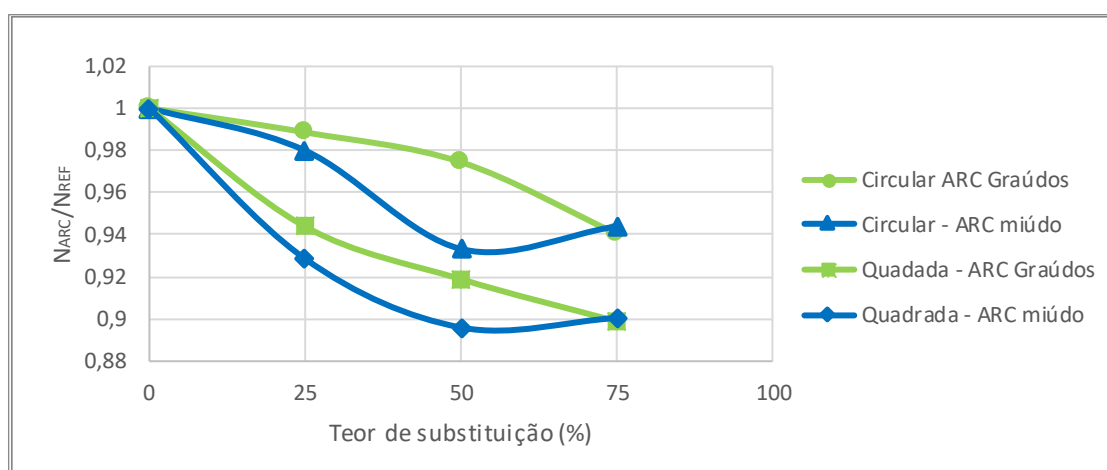
Chen *et al.* (2016) destacam que, para a melhoria da trabalhabilidade, muitas pesquisas sugerem a utilização do pré-umedecimento dos agregados de concreto antes da mistura do concreto. No entanto, com um aumento no conteúdo de ARC e, portanto, um maior w/c , é obtido um declínio na resistência à compressão do concreto de ARC que leva a uma capacidade resistente também mais baixa para o PPCARC no nível estrutural. Como exemplo dessa observação estão os estudos de Chen *et al.* (2010b), Chen *et al.* (2014a) e Mohanraj *et al.* (2011). Nestes trabalhos não foi realizado nenhum processo especial para a compensação de água na mistura e o teor água/cimento foi mantido o mesmo. Como resultado, houve aumento da capacidade resistente dos pilares ensaiados em função do aumento do teor de substituição de agregados naturais por ARC.

3.2.3 UTILIZAÇÃO DE AGREGADOS MIÚDOS DE RESÍDUO DE CONCRETO

A utilização de ARC miúdos no concreto de preenchimento foi avaliada por Yang e Ma (2013); os demais estudos fizeram a substituição apenas dos agregados graúdos. Yang e Ma (2013) compararam a substituição exclusiva de ARC graúdo à substituição exclusiva de ARC

miúdo. O módulo de finura do agregado miúdo foi de 3mm e absorção de 8,30% enquanto os agregados graúdos foram caracterizados com dimensão máxima de 20mm e absorção de 8,49%. Sete tipos de concreto foram desenvolvidos: um concreto de referência com agregados naturais e outros seis variando o teor de substituição em 25%, 50% e 75% dos ARC miúdos ou graúdos isoladamente. Os resultados obtidos para as seções circulares e quadradas são apresentados no gráfico da Figura 3.5, onde a relação da capacidade resistente de um pilar com dado teor de substituição e a capacidade resistente do pilar de referência é expressa pela relação N_{ARC}/N_{REF} . Os resultados mostram que a capacidade resistente à compressão dos pilares de referência varia de 1,1 a 10,1% e de 2 a 10,5% maiores que os pilares de concreto de agregados graúdos e miúdos, respectivamente.

Figura 3.5. Comparação entre a utilização de agregados graúdos e miúdos



Fonte: Próprio autor com base nos dados de Yang e Ma (2013)

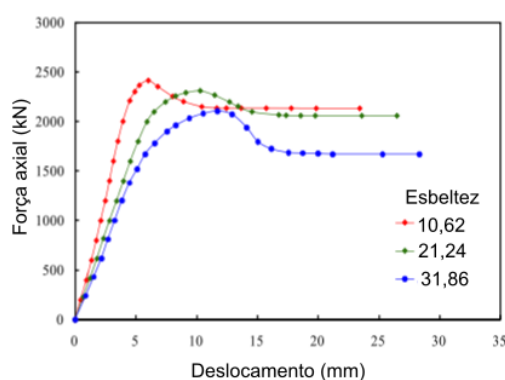
Para Yang e Ma (2013), essa diminuição da capacidade resistente é causada, principalmente, pelas diferenças na resistência à compressão do concreto. A diminuição da resistência do concreto com a utilização de agregados reciclados miúdos já é conhecida nos estudos das características mecânicas do concreto de ARC e ocorre, sobretudo, devido aos teores mais elevados de argamassa e impurezas do agregado de resíduo de concreto miúdo em comparação com o agregado graúdo (VERIAN *et al.* 2018).

3.2.4 ESBELTEZ GLOBAL

Outro parâmetro avaliado é a esbeltez, explorada nos ensaios experimentais de Chen *et al.* (2017a) e Ma *et al.* (2018). Para esta análise, Chen *et al.* (2017a) ensaiaram pilares à compressão axial centrada, preenchidos apenas com concreto com 100% de substituição dos agregados naturais por reciclados. Foram ensaiados pilares com 420mm, 1120mm e 1680mm de comprimento, que resultaram em valores de esbeltez, respectivamente, de 12, 32 e 48. Os pilares com índice de esbeltez igual a 12 apresentaram capacidade resistente à compressão de 1105kN, enquanto que aqueles com esbeltez de 32 e 48 atingiram 89,8% e 75,7% desta

capacidade resistente, respectivamente. A análise da esbeltez feita por Ma *et al.* (2018) também se concentraram apenas em modelos de pilares preenchidos com concreto com 100% de substituição. Adotando comprimentos de 600mm, 1200mm e 1800mm resultaram respectivamente, esbeltezes de 10,62, 21,24 e 31,86. A Figura 3.6 mostra a influência da esbeltez global no comportamento dos pilares à compressão axial centrada. Assim como observado nos resultados de Chen *et al.* (2017a), a força resistente também diminuiu em função do aumento da esbeltez, resultado já esperado e observado em pilares preenchidos com concreto convencional (agregados naturais).

Figura 3.6. Influência da esbeltez na resposta Força x Deslocamento

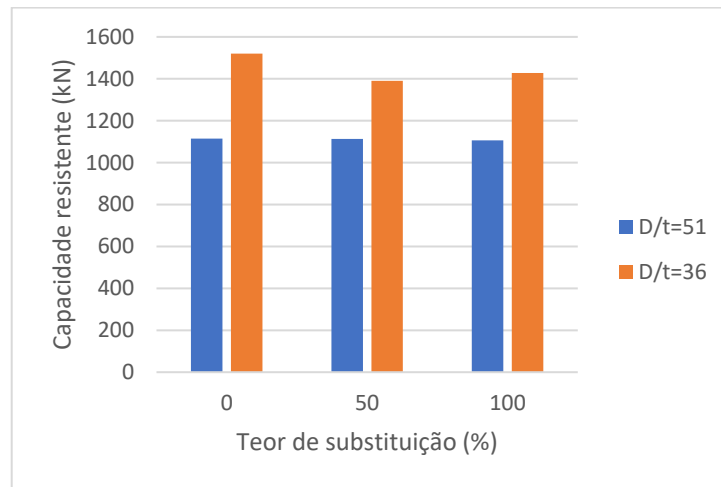


Fonte: Adaptado de Ma *et al.* (2018)

3.2.5 ESBELTEZ LOCAL

Neste item são abordadas as análises envolvendo esbeltez local (relação diâmetro por espessura do tubo). Neste contexto, alguns autores como Chen *et al.* (2014a), Ma *et al.* (2018) e Ma *et al.* (2019) e Wang *et al.* (2015) realizaram ensaios de modelos com diferentes valores de esbeltez local (D/t). Dentre os modelos ensaiados por Wang *et al.* (2015), alguns se diferiam em relação à esbeltez local. Para realizar uma correlação das capacidades resistentes em função da esbeltez local tomou-se os valores obtidos em modelos constituídos de concreto com 0%, 50% e 100% de substituição dos agregados naturais por resíduos de concreto. No gráfico da Figura 3.7 são comparadas as capacidades resistentes dos modelos com esbeltez local (D/t) de valores próximos a 51 e 36, para os teores de substituição 50% e 100%. Pode ser observado que a capacidade resistente é maior nos modelos com menor esbeltez local. Em relação à capacidade resistente dos pilares com $D/t=51$, os pilares com $D/t=36$ atingiram capacidades resistentes 36,32%, 24,89% e 29,11% maiores quando preenchidos com concretos com teor de substituição 0%, 50% e 100%, respectivamente.

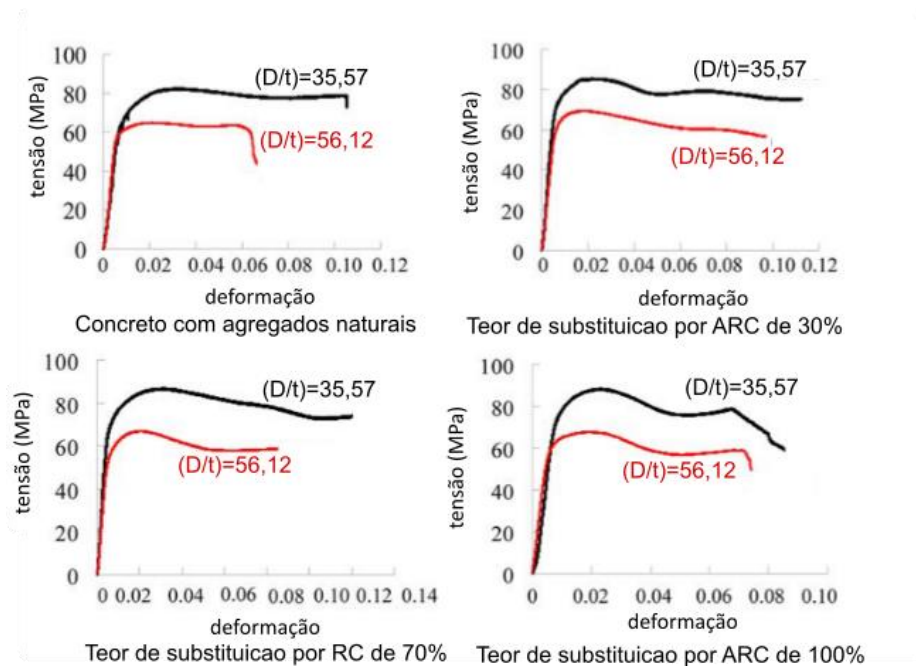
Figura 3.7. Influência da esbeltez local na capacidade resistente



Fonte: Próprio autor com base nos dados de Wang *et al.* (2015)

Chen *et al.* (2014a) compararam modelos de seção circular considerando os seguintes valores de D/t : 35,57 e 56,12. Para cada esbeltez local avaliada foram analisados diversos teores de substituição de agregados naturais por agregados de ARC: 10, 20, 30, 40, 50, 60, 70, 80, 90 e 100%. Considerando as respostas tensão-deformação dos modelos (Figura 3.8) os teores de substituição de 0%, 30%, 70% e 100%, Chen *et al.* (2014a) observaram maiores valores de tensão e deformação nos modelos com menor esbeltez local, embora não haja relação linear entre o aumento desses valores e o aumento da esbeltez local.

Figura 3.8. Influência da esbeltez local na resposta tensão-deformação

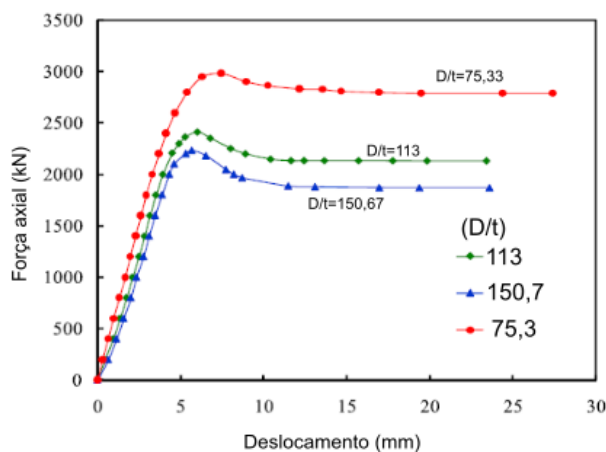


Fonte: Adaptado de Chen *et al.* (2014)(a)

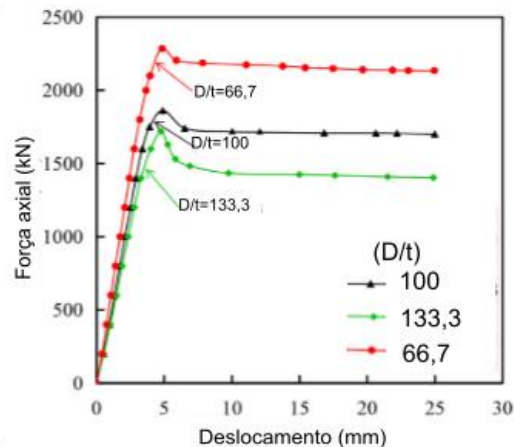
A esbeltez local também foi investigada por Ma *et al.* (2018) e Ma *et al.* (2019), respectivamente, para pilares de seção transversal circular com diâmetro de 226mm e

quadrada com 200mm de lado. Ambos os autores ensaiaram modelos variando a espessura do perfil tubular em 2 mm, 1,5mm e 3mm. Dessa forma, Ma *et al.* (2018) obtiveram esbeltezes locais (D/t) de 113, 150,7 e 75,3 enquanto Ma *et al.* (2019) avaliaram esbeltezes locais de 100, 133,3 e 66,7. Para essa variação foi utilizado concreto com 100% de teor de substituição do agregado natural por ARC. A influência da variação deste parâmetro no comportamento dos pilares de seção circular e quadrada, submetidos à compressão centrada, são apresentados, respectivamente, na Figura 3.9a e na Figura 3.9b. Os resultados mostram que os tubos com menor esbeltez local apresentaram maior capacidade resistente e maior rigidez, independente da forma da seção transversal. Para os pilares de seção circular, as capacidades resistentes naqueles com esbeltez local (D/t) igual a 150,3 e 75,3 foram, respectivamente, 6,72% menores e 23,7% maiores que a capacidade resistente dos pilares com esbeltez local $D/t=113$. Nas seções quadradas a redução foi de 7,65% para as seções com $D/t=133,3$ e aumento de 22,71% para aquelas com $D/t=66,7$ que, em comparação com os pilares cujo perfil tubular tinha $D/t=100$. Isso indica que a esbeltez local tem grande influência na capacidade resistente, independentemente do tipo de seção transversal, sendo que o aumento da esbeltez local é desfavorável para a capacidade resistente e ductilidade dos pilares.

Figura 3.9. Influência da esbeltez local na curva Força axial por deslocamento



a) Seção transversal circular
Fonte: Adaptado de Ma *et al.* (2018)



b) Seção transversal quadrada
Fonte: Adaptado de Ma *et al.* (2019)

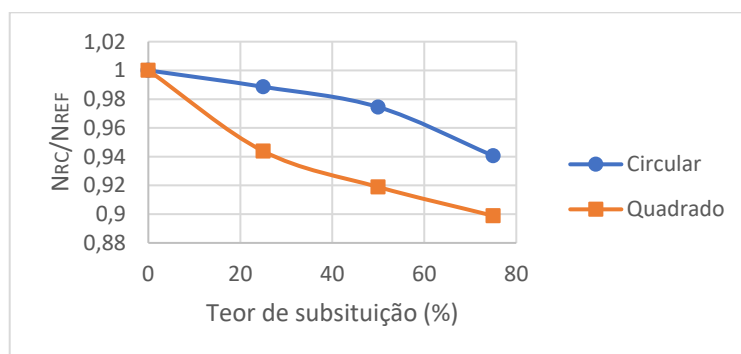
Assim como no caso dos pilares preenchidos de concreto convencional, os resultados mostraram que a diminuição da relação D/t (Diâmetro por espessura do tubo) aumenta a capacidade resistente dos PPCARC, o que é justificado pelo menor efeito do confinamento gerado.

3.2.6 FORMA DA SEÇÃO TRANSVERSAL

Muitos pesquisadores variaram as seções transversais para o estudo do comportamento do pilar preenchido de concreto de agregados reciclados de concreto, dentre eles estão: Mohanraj *et al.* (2011); Niu e Cao (2015); Shi *et al.* (2011); Tam *et al.* (2014); Yang e Han (2006a), (2006b) e Yang e Ma (2013). No entanto, em algumas pesquisas não foi estabelecida uma relação entre as dimensões das diferentes formas da seção, impossibilitando uma melhor comparação entre elas. Assim sendo, neste texto serão abordados apenas os resultados de Yang e Ma (2013) e Niu e Cao (2015) que mantiveram o mesmo índice de esbeltez local (D/t) para as duas formas de seção transversal avaliadas por esses pesquisadores.

Os modelos investigados por Yang e Ma (2013) possuíam seções circulares e quadradas com o mesmo índice de esbeltez local (D/t) igual a 67,76. O gráfico da Figura 3.10 relaciona, para seções circulares e quadradas, a relação entre capacidades resistentes (N_{ARC}/N_{REF}), sendo N_{ARC} o valor da capacidade resistente do pilar preenchido com concreto com um dado teor de substituição enquanto N_{REF} é a capacidade resistente do pilar preenchido com concreto de referência (com agregados naturais). Os resultados mostram que o aumento do teor de substituição de ARC teve maior influência na capacidade resistente das seções quadradas em comparação com as seções circulares. Por exemplo, o concreto com 100% de substituição apresentou redução de 9,52% na resistência à compressão em relação ao concreto de referência, enquanto os pilares circulares e quadrados com este mesmo concreto apresentaram reduções na capacidade resistente de 5,94 e 10,11%, respectivamente, em relação ao pilar de referência. Acredita-se que o maior efeito de confinamento proporcionado pelo tubo de aço circular tenha melhorado as propriedades do concreto e reduzido a influência da redução da resistência à compressão do concreto.

Figura 3.10. Influência da forma da seção transversal na capacidade resistente



Fonte: Próprio ator com base nos dados de Yang e Ma (2013)

Por fim, Niu e Cao (2015) compararam seções transversais circulares e quadradas com mesma esbeltez local ($D/t=58$) e verificaram aumentos de 40,5 e 44,5% nas capacidades resistentes dos pilares de seção circular em relação aqueles de seção quadrada e

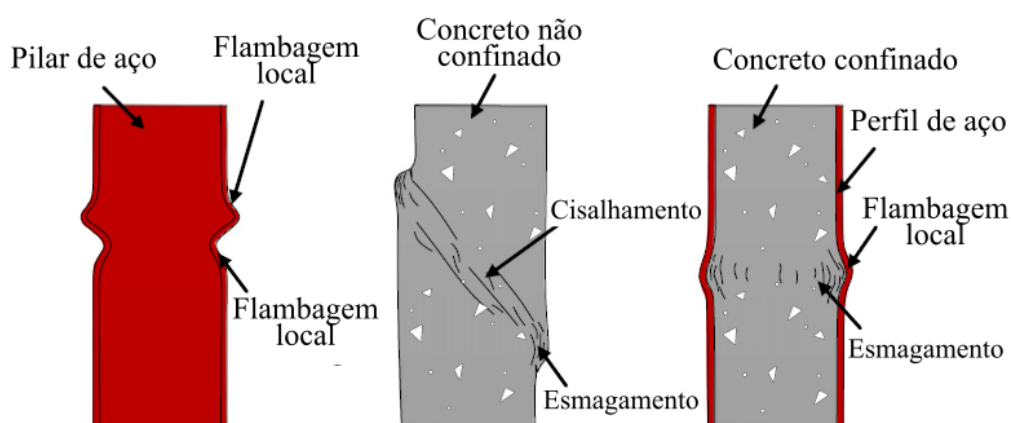
preenchidos, respectivamente, com concretos de referência (agregados naturais) e com 100% de substituição.

Entre os estudos de pilares preenchidos convencionais (agregados naturais) é consenso que aqueles com seção transversal circular possuem maior capacidade resistente do que aqueles de seção quadrada. Isso é explicado pelo ganho de resistência do concreto devido ao confinamento que, para seções circulares, é superior ao proporcionado para seções quadradas. Esse aumento também foi observado nos resultados verificados para os pilares preenchidos com resíduos de concreto (PPCARC).

3.2.7 MODO DE FALHA

O modo de falha dos pilares preenchidos é um aspecto extremamente importante e, por isso, analisado na maioria dos estudos. É sabido que este sofre grande influência do grau de confinamento aplicado pelo tubo de aço no núcleo de concreto. Considerando pilares curtos submetidos à compressão axial centrada, o modo de falha predominantemente observado em um pilar de aço seria flambagem local enquanto que o modo de falha de um pilar em concreto seria a combinação da ruptura por cisalhamento e o esmagamento do concreto (Figura 3.11). No caso dos pilares preenchidos, tensões de confinamento de pequena magnitude aplicadas no concreto podem tornar o cisalhamento predominante no processo de ruptura; o aumento das tensões de confinamento, seja pela diminuição da esbeltez local ou da esbeltez global, torna o processo de ruptura por cisalhamento menos predominante. Neste caso, é mais comum a falha por esmagamento do concreto combinada com instabilidade local do tubo de aço devido à expansão radial do núcleo de concreto.

Figura 3.11. Modos de falha característicos de pilares de aço, de concreto e mistos



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

Na análise de pilares mistos de seção circular preenchidos com concreto de agregados naturais, Oliveira (2008) observou que as esbeltezes global e local foram os parâmetros de maior influência no modo de falha dos pilares. Nos pilares mistos com esbeltez local maior e,

portanto, mais susceptíveis à instabilidade local, a falha se deu por esmagamento do núcleo de concreto, intensificada pela instabilidade local do perfil após ser atingida a resistência ao escoamento do aço (Figura 3.12a). No entanto, pilares com esbeltez local menor, apesar de também ser observado o esmagamento do concreto, a instabilidade local foi menos aparente (Figura 3.12b). O autor explica esse fenômeno pela uniformização e melhor distribuição da deformação radial do pilar provocada pelo aumento da espessura que não permite que a deformação se concentre apenas na região da altura média.

Figura 3.12. Modos de falha em pilares curtos com diferentes esbeltezes locais



a) $D/t = 34,12$

b) $D/t = 19,05$

Fonte: Oliveira (2008)

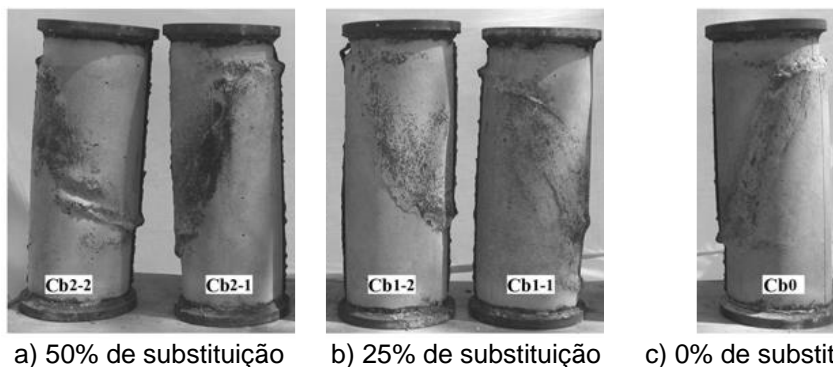
Na análise dos pilares preenchidos com concreto de ARC, muitos estudos que tratam de PPCARC circulares (CHEN *et al.*, 2016; CHEN *et al.*, 2010b; NIU e CAO, 2015; TAM *et al.*, 2014; XIAO *et al.*, 2012; YANG e HAN, 2006a, YANG e HAN, 2006b) observaram que a substituição de agregados graúdos naturais por ARC não alterou o modo de falha característico. Contudo, Chen *et al.* (2014a) observaram, ao abrir os tubos de aço após o ensaio, que o concreto com agregados naturais estava esmagado em partículas de granulometria maior que o concreto de ARC.

Em mais uma comparação entre os modelos de seção transversal quadrada e circular, Yang e Ma (2013) observaram que o concreto dos pilares circulares apresentava-se íntegro com trincas inclinadas concentradas na região central do pilar. No entanto, nos modelos de seção quadrada, o concreto do núcleo sofreu esmagamento nas regiões próximas à instabilidade do tubo de aço inoxidável e os fragmentos se soltaram após o tubo ser removido.

Em pilares curtos com esbeltez local $D/t=64$, Yang e Han (2006a) verificaram a falha por cisalhamento do concreto para todos os teores de substituição avaliados (Figura 3.13). Os autores justificam que mesmo utilizando pilares com elevada esbeltez local não foi observado significativo efeito de confinamento no concreto. Essa justificativa pode ser confirmada comparando os modos de falha dos pilares convencionais ensaiados por Oliveira (2008) (Figura 3.12): com a mesma relação $L/D=3$ e $D/t=34,1$, ou seja, esbeltez local cerca de

18% inferior, foi observado falha por esmagamento do concreto. Nos pilares circulares com esbeltez local $D/t=34,62$ analisados por Chen *et al.* (2010) foi observado falha por esmagamento no núcleo de concreto e deformação radial considerável na região central, modo de falha também observado por Oliveira (2008).

Figura 3.13. Modos de falha para pilares curtos com diferentes teores de substituição



a) 50% de substituição

b) 25% de substituição

c) 0% de substituição

Fonte: Yang e Han, (2006a)

Além da esbeltez local, para ambos os tipos de pilar preenchido (com concreto convencional e reciclado), a diferença no modo de falha também está associada à esbeltez global do pilar. Em pilares curtos a falha se dá por esmagamento do concreto e posterior instabilidade local do perfil enquanto que em pilares esbeltos há instabilidade global por flexão do pilar misto (YANG e HAN, 2006b; MOHANRAJ, *et al.*, 2011).

A partir da revisão bibliográfica aqui apresentada constatou-se que a aplicação do concreto de ARC em pilares mistos do tipo preenchido tem sido uma alternativa investigada na última década em outros países. Nesse contexto, o presente estudo visa iniciar os estudos brasileiros voltados à aplicação dos concretos com ARC em pilares preenchidos. Devido a essa característica inovadora e sabendo das particularidades e dificuldades do manejo e controle dos resíduos de construção civil no Brasil, esse estudo visa alavancar essa possibilidade de aplicação dos ARC em pilares preenchidos.

4. CONFINAMENTO PASSIVO

Como observado no item 3, a capacidade resistente do pilar preenchido não é dada apenas pela contribuição das resistências dos elementos de aço e de concreto. Há um acréscimo da capacidade resistente à compressão axial do pilar preenchido devido ao efeito de confinamento do concreto pelo tubo de aço.

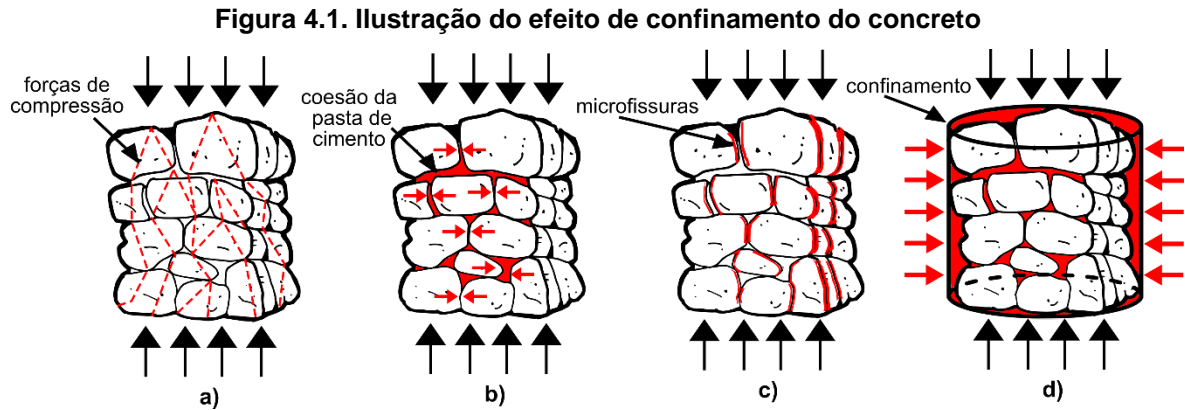
O confinamento é desenvolvido a partir da aplicação de pressões laterais que possibilitam o aumento da capacidade resistente e da ductilidade. Pode ser obtido de forma ativa, pela aplicação de protensão transversal ou materiais expansivos confinados, ou de forma passiva quando as pressões laterais se desenvolvem com a restrição da expansão lateral do concreto por meio de estribos, tubos de aço e camisas de compósitos coladas (CARRAZEDO, 2002).

Nos estudos do confinamento ativo, um cilindro de concreto é carregado axialmente enquanto é submetido à pressão lateral. Geralmente o ensaio é realizado em uma célula de carga triaxial, onde a pressão confinamento é aplicada ao redor do cilindro enquanto a pressão axial é aumentada até a falha. A pressão de confinamento é fornecida pelo uso de fluido e um nível de tensão constante é assegurado por um sistema de controle de pressão. Neste caso, duas das tensões principais são iguais e são consideradas a pressão lateral, a terceira tensão principal é a tensão axial referida (JOHANSSON, 2002).

Quanto ao efeito de confinamento passivo, De Nardin (1999) o explica da seguinte forma: à medida que as deformações longitudinais aumentam, a expansão lateral do concreto não confinado torna-se gradualmente maior que a do aço. Conseqüentemente, surgem pressões radiais na interface aço-concreto. O concreto envolvido pelo perfil tubular apresenta-se então, sob estado triaxial de tensões e o perfil tubular, em estado biaxial de tensões. Por causa deste estado biaxial de tensões, o perfil não consegue manter sua resistência ao escoamento e passa a transferir esforços para o núcleo de concreto.

Para entender como o efeito de confinamento altera o comportamento do concreto pode-se recorrer ao mecanismo de ruptura desse material quando comprimido axialmente. Usualmente, cerca de 75% do concreto é constituído de agregados dos mais diversos tamanhos. Como os agregados são componentes rígidos do concreto, as forças de compressão caminham através deles (Figura 4.1a) e, para manter o equilíbrio, surgem componentes laterais (Figura 4.1b) que, no concreto não confinado, decorrem da coesão da pasta de cimento (CARRAZEDO, 2002). Vencida a coesão, surgem as primeiras microfissuras entre os agregados e a pasta de cimento (Figura 4.1c). Ao aumentar a força aplicada, as

microfissuras crescem e o concreto atinge a ruptura com fissuração paralela à aplicação da força. O efeito de confinamento aumenta a coesão, resultando em aumento na resistência a compressão do material (Figura 4.1d).



No pilar preenchido submetido a compressão axial centrada, nos primeiros estágios de carregamento, não há contenção da expansão do núcleo de concreto pelo perfil tubular; o aço está submetido a tensões de compressão e o concreto está em fase de expansão, não havendo separação entre aço e concreto. Ao aumentar a força axial aplicada para níveis de intensidade da resistência uniaxial do concreto, o processo de microfissuração se intensifica e a expansão do concreto confinado atinge um nível tal que solicita o tubo de aço, confinando o concreto e restringindo sua expansão. O resultado do efeito de confinamento é que a capacidade resistente a compressão do pilar passa a ser superior à soma das parcelas correspondentes ao perfil de aço e ao núcleo de concreto.

A seguir são apresentadas considerações de outros autores sobre a influência de algumas variáveis no efeito de confinamento. Também será apresentado o cálculo do índice de confinamento (λ) e sua influência no comportamento pós-pico de pilares preenchidos. Por último são apresentados alguns modelos teóricos para previsão da resistência do concreto confinado por tubo de aço de seção circular.

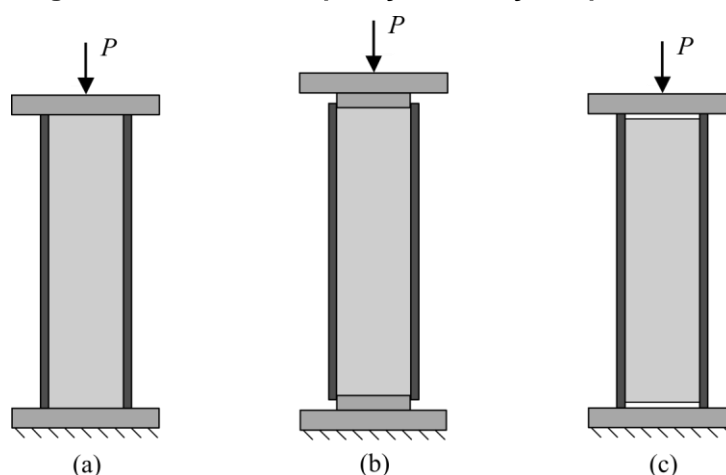
4.1 INFLUÊNCIA DE VARIÁVEIS NO EFEITO DE CONFINAMENTO

A melhoria da capacidade resistente devido ao confinamento depende de algumas variáveis como: esbeltez local, índice de esbeltez do pilar misto, excentricidade da força, resistência e deformabilidade dos materiais, forma da seção transversal e forma de introdução da força na seção transversal.

4.1.1 INFLUÊNCIA DA FORMA DE APLICAÇÃO DA FORÇA

Sabendo que a eficiência do confinamento passivo depende da diferença na expansão transversal e distribuição de tensões do tubo de aço e do núcleo de concreto, a mobilização do efeito de confinamento variará de acordo com a forma de introdução de força nos pilares (JOHANSSON, 2002). Conforme Oliveira *et al.* (2010), se a força é aplicada apenas no perfil de aço (Figura 4.2c), há separação entre os materiais e não há mobilização do efeito de confinamento. Neste caso, a capacidade resistente da seção é dada apenas pela capacidade resistente à compressão do tubo de aço isolado. Para que haja o desenvolvimento do efeito de confinamento é necessário que a força seja aplicada na seção mista (Figura 4.2a) ou apenas no núcleo de concreto (Figura 4.2c), sendo que, no primeiro caso o efeito de confinamento se inicia apenas quando a expansão radial do concreto for suficiente para produzir tensões circunferenciais significativas no tubo de aço, enquanto que a força aplicada apenas no concreto gera o efeito de confinamento desde os primeiros estágios de carregamento. Cabe lembrar que a aplicação de força no núcleo de concreto, embora mobilize substancialmente o efeito de confinamento, não representa uma situação prática uma vez que, nesse caso, não se constituirá o pilar misto preenchido.

Figura 4.2. Formas de aplicação de força no pilar misto

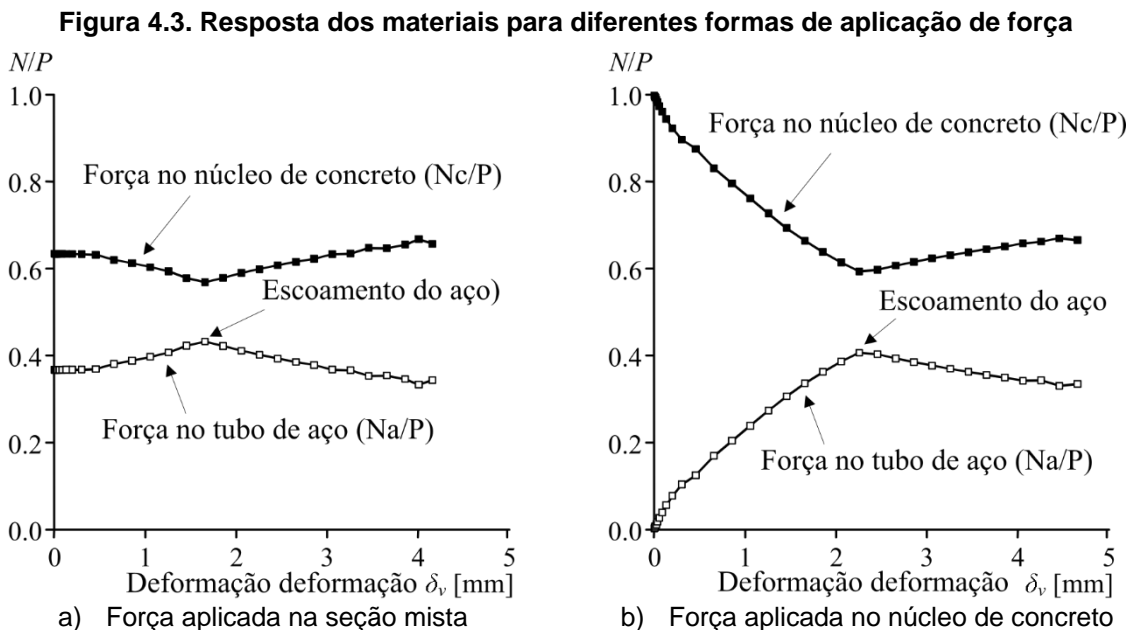


Fonte: Johansson (2002)

Por meio de simulação numérica, Johansson (2002) compara a resposta dos componentes aço e concreto para duas formas de aplicação de força na seção mista e no núcleo de concreto. Nos gráficos da Figura 4.3 são apresentadas as relações Força vs. Deformações (aço e concreto) para as duas formas de aplicação de força, onde que a força total aplicada (N) é dividida em: força aplicada no tubo de aço (N_a) e força aplicada no núcleo de concreto (N_c).

Quando a força é aplicada na seção mista (Figura 4.3a), a expansão transversal do aço é mais rápida que a do concreto devido ao menor coeficiente de Poisson, portanto, o aço

não restringe o núcleo de concreto. Com o aumento da força aplicada, o concreto que não está sob confinamento, começa a fissurar até que sua deformação transversal se iguale à do aço. A partir desse nível de força aplicada, as tensões do tubo de aço passam a conter o concreto que entra em estado triaxial de tensões, iniciando o efeito de confinamento. Dessa forma, antes que a resistência à compressão do concreto não confinado seja atingida, o tubo de aço quase oferece restrição no núcleo do concreto. Quando a força é aplicada apenas no núcleo de concreto (Figura 4.3b), o tubo de aço atua apenas como um invólucro para proporcionar confinamento lateral do núcleo de concreto assim que as deformações laterais do concreto se desenvolvem. Nesse caso, no início do carregamento, o núcleo de concreto resiste a toda a força aplicada. Com o aumento da força aplicada, o núcleo do concreto se expande transversalmente e a pressão de contato na interface aço-concreto aumenta e, dessa forma, parte da força é redistribuída para o tubo de aço. A magnitude da tensão de cisalhamento está diretamente relacionada à pressão de confinamento. No entanto, quando o aço atinge sua resistência ao escoamento, a força axial no tubo de aço diminui devido ao aumento da tensão circunferencial do aço causada pela expansão do núcleo do concreto (JOHANSSON, 2002).



Fonte: Johansson (2002)

4.1.2 INFLUÊNCIA DA ESBELTEZ

Em relação à esbeltez local, Oliveira *et al.* (2009) avaliaram experimentalmente a influência da relação comprimento/diâmetro, variando tal parâmetro em 3, 5, 7 e 10. Os exemplares com $L/D=3$ apresentaram os maiores valores de capacidade resistente enquanto aqueles com $L/D=10$ apresentaram menor deformação pois, a instabilidade global ocorreu antes que o núcleo de concreto pudesse atingir seu limite de resistência, reduzindo sua

deformação e reduzindo a mobilização do efeito de confinamento do tubo. Apesar do maior efeito de confinamento nos pilares com menor relação L/D , os autores alertam que o aumento da capacidade resistente devido ao efeito de confinamento foi superestimado pelas equações propostas pelos códigos normativos europeu (Eurocode 4:2004) e canadense (CAN/CSA S16-01:2001).

Em estudo complementar, Oliveira *et al.* (2010) verificou que pilares preenchidos com tubos de menor relação diâmetro/espessura (D/t) são capazes de aplicar maiores tensões de confinamento no núcleo de concreto. Da mesma forma, a diminuição da relação (D/t) também gerou maior ductilidade nos pilares preenchidos ensaiados experimentalmente por Uy *et al.* (2011), no entanto, os autores também perceberam que o efeito de confinamento decorrente do aumento do parâmetro (D/t) é menos eficaz à medida que há aumento da esbeltez global dos pilares.

Zhao *et al.* (2018) também avaliaram experimentalmente influência da relação diâmetro/espessura (D/t) no comportamento dos pilares. Segundo Zhao *et al.* (2018), o comportamento do pilar preenchido até o início da fissuração do concreto é mais influenciado pela relação (D/t) do que pelas resistências dos materiais. Nessa fase, o concreto ainda não confinado inicia a fissuração mais tardiamente em pilares com menor relação (D/t) porque há um maior efeito de confinamento. Segundo os autores, o aumento do efeito de confinamento com a diminuição da relação (D/t) aumenta a ductilidade dos pilares.

4.1.3 INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA DOS MATERIAIS

A resistência dos materiais no efeito de confinamento também foi investigada por alguns autores (OLIVEIRA *et al.*, 2010; UY *et al.*, 2011; ZHAO *et al.*, 2018). A influência da resistência ao escoamento do aço da resistência à compressão do concreto no comportamento dos pilares é analisada por Zhao *et al.* (2018) com base em ensaios experimentais em pilares submetidos à compressão axial centrada. Para isso, os autores variaram a resistência ao escoamento do aço em 374,2 e 462,9 MPa e a resistência à compressão do concreto em 28, 39 e 52 MPa. Antes do início da fissuração do concreto, os autores não observaram diferença significativa entre os modelos com diferentes resistências do aço. No entanto, os autores concluíram que maiores resistências contribuem para um melhor efeito de confinamento após esse ponto do ensaio.

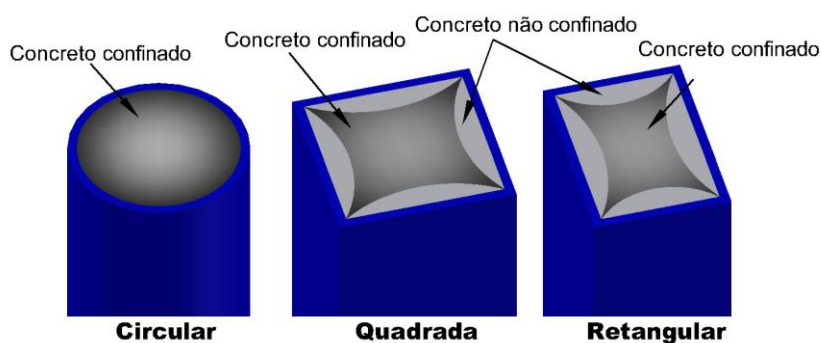
Zhao *et al.* (2018) também estudou o efeito da resistência à compressão do concreto no comportamento dos modelos. Os autores observaram que as curvas de carregamento antes do início escoamento do tubo de aço são semelhantes para as diferentes resistências do concreto. No entanto, o comportamento entre eles se diferencia a partir do início do escoamento do aço, sendo que o exemplar com maior resistência do concreto atinge a ruptura

mais rápido, sugerindo um menor efeito de confinamento. O menor efeito de confinamento para concretos com maior resistência a compressão, também foi observado por Oliveira *et al.* (2010); que explicam que esse comportamento está relacionado com a menor deformabilidade dos concretos de maior resistência em ensaios de pilares curtos. Uy *et al.* (2011) analisaram o comportamento de pilares esbeltos preenchidos com concretos de diversas resistências à compressão. Foi registrado comportamento mais frágil nos pilares preenchidos com concreto de alta resistência (75,4 MPa) em comparação com aqueles preenchidos com concreto de resistência mais baixa (36,3 MPa). No entanto, a influência da resistência diminuía à medida que a esbeltez era aumentada.

4.1.4 INFLUÊNCIA DA FORMA DA SEÇÃO TRANSVERSAL

É consenso, nos estudos de pilares preenchidos que o efeito de confinamento em seções quadradas e retangulares é bem menor se comparado ao verificado em seções circulares por conta da sua axissimetria. De acordo com Oliveira (2008), nas seções circulares, todo o núcleo de concreto está sujeito a um mesmo grau de confinamento, enquanto os lados dos perfis retangulares não são rígidos o suficiente para resistir à pressão exercida pelo concreto em expansão; dessa maneira, apenas o concreto situado na porção mais central e nos cantos da seção quadrada estão confinados (Figura 4.4).

Figura 4.4. Efeito da forma da seção transversal no confinamento do concreto



Fonte: Próprio autor

Apesar dos estudos apontarem para os mesmos parâmetros que influenciam no confinamento do pilar preenchido, há ainda certa complexidade na quantificação desse efeito e sua influência no comportamento e capacidade resistente dos pilares. No item 3.1 são apresentadas as principais normas que tratam do dimensionamento de pilares preenchidos e as suas considerações a respeito da influência do confinamento na previsão da força normal resistente. No referido item são abordadas somente as prescrições específicas para pilares preenchidos de seção circular submetidos a compressão axial centrada. A norma brasileira ABNT NBR 8800:2008 utiliza uma forma bastante simplista de considerar o efeito de confinamento e que consiste em tomar o coeficiente que se aplica à resistência a compressão

do concreto igual a 0,95 em substituição ao valor 0,85 usualmente utilizado. Já o Eurocode 4 (2004) traz uma formulação mais completa e que leva em conta a relação D/t e a esbeltez global do pilar.

4.2 INFLUÊNCIA DO CONFINAMENTO NO COMPORTAMENTO PÓS-PICO

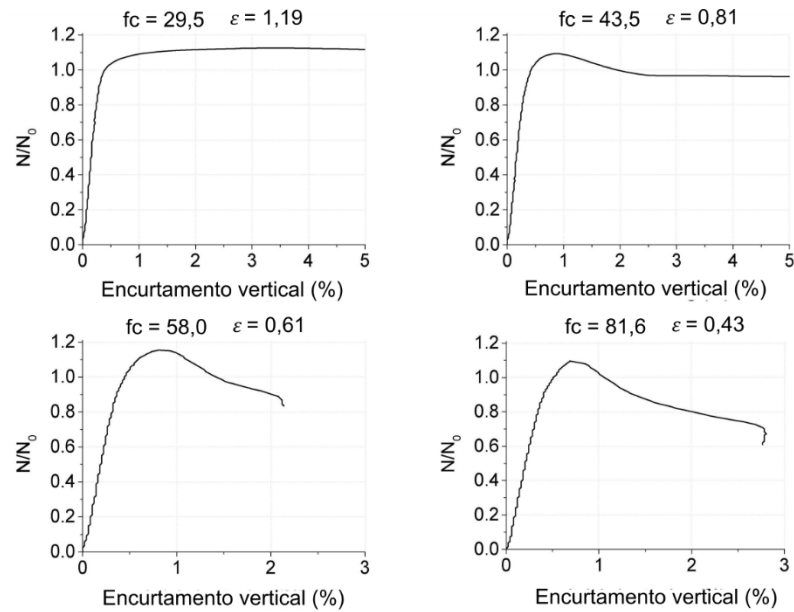
Em muitas pesquisas que envolvem o estudo do confinamento em pilares preenchidos (HE *et al.*, 2019, 2018; JOHANSSON, 2002; TAO *et al.*, 2013; UY *et al.*, 2011; YE *et al.*, 2016) e também em códigos normativos recentes (DBJ 13-51:2010), o efeito de confinamento é quantificado pelo índice de confinamento (λ), dado pela Equação 4.1.

$$\lambda = \frac{f_y \cdot A_a}{f_{ck} \cdot A_c} \quad \text{Equação 4.1}$$

Alguns desses autores (HE *et al.*, 2019; JOHANSSON, 2002; YE *et al.*, 2016) também verificaram que a intensidade desse índice afeta diretamente o comportamento pós pico dos pilares preenchidos curtos. He *et al.* (2019) analisaram modelos de pilares submetidos à compressão axial centrada com diferentes índices de confinamento. Os autores verificaram que modelos com diferentes índices de confinamento obtiveram valores de capacidade resistente muito próximas, no entanto, uma vez atingida a força axial máxima, o comportamento pós-pico era intimamente relacionado a esse valor. Os modelos com maior λ apresentaram maior ductilidade e queda mais suave na curva tensão-deformação. A Figura 4.5 apresenta a relação (N/N_0) vs. Encurtamento vertical, onde N é a força axial experimental e N_0 a força axial calculada pela Equação 4.2.

$$N_0 = f_y \cdot A_a + f_{ck} \cdot A_c \quad \text{Equação 4.2}$$

Figura 4.5. Relação do índice de confinamento com a ductilidade



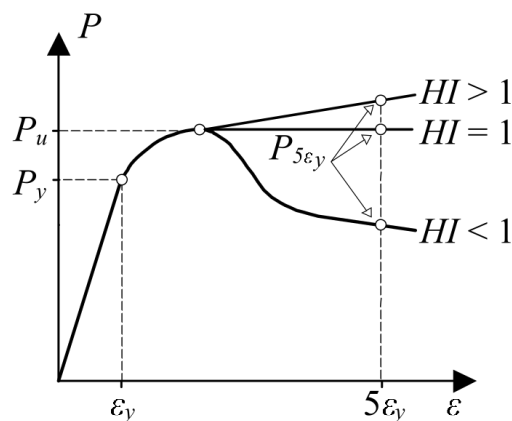
Fonte: He *et al.* (2019)

Johansson (2002) classifica as curvas Força vs. Deformação em três tipos dependendo do índice de encruamento (HI). Tal índice é dado pela Equação 4.3, sendo P_y a força correspondente à resistência ao escoamento e P_{5y} a força correspondente a 5 vezes a resistência ao escoamento. Quando $HI < 1$, o comportamento se classifica como elasto-plástico com encruamento positivo, para $HI = 1$ tem-se comportamento elasto-plástico perfeito e $HI > 1$ corresponde a comportamento elasto-plástico com encruamento negativo (Figura 4.6).

$$HI = \frac{P_{5y}}{P_y}$$

Equação 4.3

Figura 4.6. Classificação do comportamento pós-pico



Fonte: Adaptado de Johansson (2002)

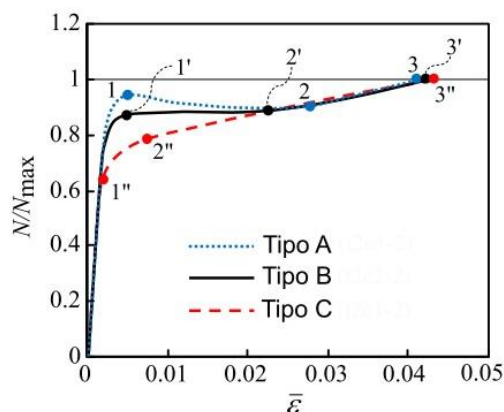
Em curvas com $HI < 1$, há uma queda da força após atingida força máxima P_y . Nesse caso, os valores da força de escoamento (P_u) e da força última são bastante próximos e

podem ser considerados iguais. Para curvas com $H=1$, um longo patamar pode ser observado após a força máxima P_u , que se mantém praticamente constante com o avanço das deformações longitudinais. Por fim, para curvas com $H>1$ há encruamento e ganho de capacidade resistente após o escoamento (força P_y), ou seja, a força axial aplicada nos pilares continua a aumentar após o escoamento. Dessa forma, no caso de pilares com curva de Força-deformação com $H>1$, a força máxima é muito maior que a força de escoamento e é caracterizada pelo alto valor das deformações axiais.

Para correlacionar a tensão pós-pico com o confinamento, Johansson (2002) utiliza o índice de confinamento (λ) dado pela Equação 4.1. Segundo os autores, o fenômeno de encruamento ocorre para pilares com índice de confinamento $\lambda > 1,0$. No caso de $\lambda < 1$, há comportamento elasto-plástico com amolecimento (ou encruamento negativo) após a tensão de pico. Quanto menor que 1,0 for o índice de confinamento (λ), mais pronunciada é a queda na força aplicada no trecho pós-pico.

Após a classificar as curvas obtidas experimentalmente (Figura 4.7), Ye *et al.* (2016) também analisaram a sua correlação com o índice de confinamento. Os pilares com curva do tipo A possuem menor índice de confinamento e o pilar com curva do tipo C possui maior índice. Para uma curva do tipo A, a força diminui com o aumento da deformação axial após a força de pico (ponto 1) e atinge o ponto 2. Para uma curva do tipo B, a força permanece praticamente estável após atingir o valor de pico (ponto 1'). No caso da curva tipo C, há um trecho inicial linear elástico seguido por um trecho plástico transicional e linear. Depois que a força atinge o ponto 1'', existe um trecho com uma inclinação gradualmente decrescente até atingir o ponto 2''. O comportamento não linear nesta fase é devido à flambagem local do tubo de aço acompanhada pela resposta não linear do núcleo de concreto. Depois disso, a curva aumenta quase linearmente com uma inclinação muito menor que a do trecho inicial e a força atinge um valor de pico no final do teste (ponto 3). Segundo os autores, para pilares com comportamentos semelhantes às curvas tipo A ou tipo B, a capacidade resistente à compressão axial é assumida igual à força correspondente ao ponto 1 ou 1'. Enquanto que para os pilares cujo comportamento se assemelha à curva C, a força continua aumentando durante todo o processo de carregamento; nesse caso, não é adequado definir o Ponto 3'' uma vez que já ocorreu a flambagem local no tubo de aço.

Figura 4.7. Curvas Força axial vs. Deformação típicas para pilares preenchidos curtos



Fonte: Ye *et al.* (2016)

É consenso entre os pesquisadores que não se justifica a adoção de valores de força última correspondentes a deformações muito elevadas já que tais valores não são de interesse estrutural. No entanto, não há consenso entre os pesquisadores quanto ao nível de deformação aceitável. Neste sentido, Oliveira (2008) utilizou a força correspondente à deformação de 30%. Por outro lado, Uy *et al.* (2011); Wang *et al.* (2017); Ye *et al.* (2016), afirmam que deformações acima de 10% já indicam fissuras excessivas no núcleo de concreto e flambagem local no tubo de aço.

No caso de pilares preenchidos submetidos a altas temperaturas, a norma ISO 834 (1999) recomenda que a falha seja caracterizada pelo encurtamento axial máximo de 10%. O mesmo limite de deformação é recomendado pelo código normativo americano ACI 440.2R (2017) para o caso de pilares de concreto confinado com fibra, a fim de prevenir fissurações excessivas, as quais podem resultar em perda da integridade do concreto.

Dessa forma, é importante avaliar as deformações dos materiais aço e concreto e não apenas a deformação total do pilar para determinar a força correspondente ao limite de segurança estrutural, ou seja, à flambagem local do tubo de aço e/ou fissuração excessiva do concreto.

A seguir são apresentados alguns modelos teóricos para previsão do efeito de confinamento passivo do concreto confinado por tubo de aço de seção circular.

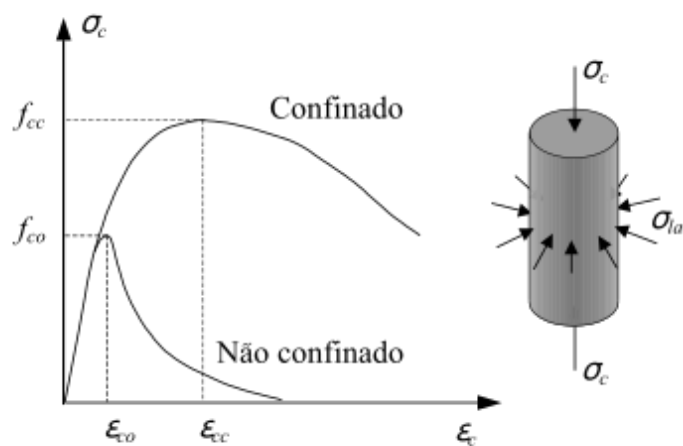
4.3 MODELOS TEÓRICOS DE RESISTÊNCIA DO CONCRETO CONFINADO

O efeito de confinamento é desenvolvido a partir das pressões laterais que são produzidas pelo aço para conter o aumento das deformações transversais do concreto o qual envolve. A pressão lateral causada pelo tubo de aço combinada com a pressão axial resulta

no estado triaxial de tensões do concreto. O perfil, no estado biaxial de tensões não consegue manter sua resistência ao escoamento e passa a transferir esforços para o núcleo de concreto.

Independentemente do tipo do confinamento (ativo ou passivo) se comparado ao concreto não confinado, o concreto confinado resulta em maior resistência à compressão, maior rigidez e maior ductilidade. O concreto confinado pode apresentar deformações maiores sem redução substancial da capacidade resistente, além da falha gradual e dúctil. A Figura 4.8 ilustra uma curva tensão-deformação uniaxial típica de concretos confinado e não confinado, onde sendo f_{cc} e f_{co} , respectivamente, a resistência à compressão dos concretos confinado e não confinado.

Figura 4.8. Relação Tensão vs Deformação para concretos confinado e não confinado



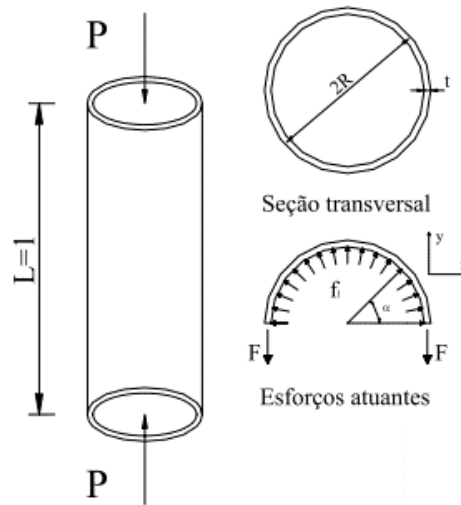
Fonte: Adaptado de Johansson e Akesson (2002)

Nos próximos itens são apresentados modelos teóricos para o cálculo da resistência do concreto confinado a partir da pressão lateral de confinamento.

4.3.1 CÁLCULO DA PRESSÃO LATERAL DE CONFINAMENTO

A intensidade da pressão lateral depende da força axial aplicada, dos materiais que compõem o pilar preenchido e das características geométricas dos componentes. O valor da pressão lateral (f_l) pode ser obtido a partir do equilíbrio de forças (Equação 4.4) na seção transversal conforme ilustra a Figura 4.9.

Figura 4.9. Desenvolvimento de pressão lateral em pilar submetido à compressão axial



Fonte: (CARRAZEDO, 2002)

$$-2 \cdot F + \int_0^\pi f_l \cdot R \cdot \sin \alpha \cdot d\alpha = 0 \quad \text{Equação 4.4}$$

A força F correspondente à resultante de tração por unidade de comprimento do tubo, f_l é a pressão lateral, R é o raio médio do tubo e α é o ângulo central do pilar.

A partir da resolução da Equação 4.4 chega-se à relação entre a pressão lateral (f_l) e o esforço F no tubo de aço:

$$f_l = \frac{F}{R} \quad \text{Equação 4.5}$$

Assumindo que o tubo de aço seja de parede fina, pode ser admitido que a tensão é constante ao longo da espessura do tubo e, portanto, pode ser representada pela Equação 4.6, na qual f_s e t são, respectivamente, a tensão na direção circunferencial do tubo e a espessura.

$$f_s = \frac{F}{t} \quad \text{Equação 4.6}$$

A relação entre a pressão lateral (f_l) e a tensão no tubo (f_s) é obtida substituindo a Equação 4.5 na Equação 4.6:

$$f_l = \frac{f_s \cdot R}{t} \quad \text{Equação 4.7}$$

Alguns parâmetros geométricos são importantes na descrição teórica do confinamento. Um deles é a taxa volumétrica (Equação 4.8), que relaciona as áreas da seção transversal do pilar (A_p) e a área da seção transversal do tubo de aço.

$$\rho_p = \frac{A_t}{A_p} \quad \text{Equação 4.8}$$

A áreas de aço A_p e da seção mista A_t são calculadas, respectivamente, por Equação 4.9 e a Equação 4.10 a seguir.

$$A_p = \pi \cdot R^2 \quad \text{Equação 4.9}$$

$$A_t = 2 \cdot \pi \cdot R \cdot t \quad \text{Equação 4.10}$$

Substituindo a Equação 4.9 e Equação 4.10 resulta na Equação 4.11:

$$\rho_p = \frac{2 \cdot t}{R} \quad \text{Equação 4.11}$$

Por fim, pode se determinar a pressão lateral relacionando a Equação 4.7 e a Equação 4.11, resultando a Equação 4.12; tal equação mostra que a pressão lateral depende da taxa de armadura (relação entre a área de aço e a área total da seção mista) e da tensão no tubo de aço.

$$f_l = \frac{\rho_p \cdot f_s}{2} \quad \text{Equação 4.12}$$

No cálculo da máxima pressão lateral resistida, a tensão máxima no tubo de aço é limitada à resistência ao escoamento (f_y) do aço (Equação 4.13).

$$f_l = \frac{\rho_p \cdot f_y}{2} \quad \text{Equação 4.13}$$

Uma vez calculada a pressão lateral, seu valor será utilizado para prever a resistência a compressão do concreto confinado. A seguir são apresentados alguns modelos analíticos para previsão da resistência a compressão axial do concreto confinado.

4.3.2 MODELO DE RICHART ET AL. (1928)

Os primeiros estudos sobre o concreto confinado foram publicados por Richart *et al.* (1928). Um dos objetivos dos autores foi estudar o estado triaxial de tensões em corpos de prova de concreto de forma a obter informações sobre o dano do material e sobre a resistência do concreto sob confinamento ativo. Para isso, os corpos de prova cilíndricos eram carregados na direção axial enquanto uma pressão hidrostática era aplicada nas outras direções.

Apesar de ser um trabalho com quase 100 anos e tratar do confinamento ativo, ainda é uma referência muito utilizada por diversos autores no estudo de pilares mistos preenchido. São exemplos de pesquisas d confinamento em pilares preenchidos: Ellobody *et al.* (2006); Hatzigeorgiou (2008); Hu *et al.* (2010); Hu *et al.* (2003), (2002); Liu *et al.* (2016); Sakino *et al.* (2004); Singh e Gupta (2013); Goel e Tiwary (2018). Além dos estudos que utilizam o modelo

de Richart *et al.* (1928) para o estudo do concreto confinado pelo tubo de aço, novos modelos de confinamento passivo derivaram desse modelo pioneiro como o modelo apresentado por como Hatzigeorgiou (2008) e por Susantha *et al.* (2001).

Richart *et al.* (1928) verificaram que a resistência à compressão axial e a deformação correspondente do concreto confinamento aumentam na presença de pressões confinantes de confinamento. Os ensaios de compressão triaxial mostraram que a presença de pressões laterais, somadas à força aplicada no modelo, equivale a aproximadamente 4,1 vezes a magnitude da pressão lateral. Assim, o valor da tensão principal máxima do concreto confinado (f_{cc}) desenvolvida foi aproximadamente igual à resistência à compressão do concreto não confinado (f_{co}), acrescida de 4,1 vezes a pressão lateral (f_l). A partir disso, os autores propuseram equações lineares para relacionar a resistência (f_{cc}) e a deformação última (ε_{cc}) do concreto confinado com a pressão lateral, como ilustram a Equação 4.14 e Equação 4.15.

$$f_{cc} = f_{co} + 4,1 \cdot f_l \quad \text{Equação 4.14}$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \cdot \left(1 + 20,5 \cdot \frac{f_l}{f_{co}} \right) \quad \text{Equação 4.15}$$

Em diversos modelos teóricos encontrados na literatura, os coeficientes k_1 e k_2 incidentes sobre a pressão lateral assumem diferentes valores, sendo que essas equações podem ser representadas de forma genérica, pela Equação 4.16 e Equação 4.17. Por exemplo, Balmer⁶ (1949) apud MANDER *et al.* (1988), por exemplo, obteve, a partir de seus ensaios experimentais, coeficiente k_1 variando entre 4,5 e 7, com uma média de 5,6, sendo que valores mais altos correspondiam a pressões laterais mais baixas. Já Hatzigeorgiou (2008) sugere o valor de k_1 igual a 4,3.

$$f_{cc} = f_{co} + k_1 \cdot f_l \quad \text{Equação 4.16}$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \cdot \left(1 + k_2 \cdot \frac{f_l}{f_{co}} \right) \quad \text{Equação 4.17}$$

Uma vez posto o formato das equações para estimar a resistência a compressão do concreto confinado e a deformação axial correspondente, a seguir, são detalhados alguns modelos de confinamento.

4.3.3 MODELO DE MANDER ET AL. (1988)

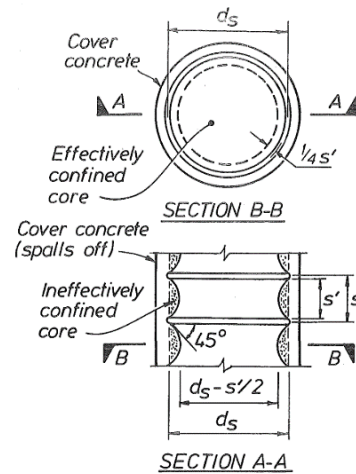
Mander *et al.* (1988) desenvolveram um modelo teórico para representar a resposta tensão-deformação do concreto confinado por armadura transversal discreta. Apesar de ser

⁶ Balmer, 1949 apud MANDER *et al.*, 1988, p. 1806

um modelo desenvolvido para pilares de concreto armado, muitos estudos de pilares preenchidos submetidos à compressão axial centrada utilizaram esse modelo teórico como ponto de partida para análises numéricas e obtiveram resultados representativos. São alguns exemplos desses estudos: *Abed et al.* (2013); *Gupta et al.* (2007); *Xu et al.* (2019).

Neste modelo, *Mander et al.* (1988) consideram a área de concreto efetivamente confinada, desconsiderando as áreas decorrentes do efeito de arqueamento entre as barras. Segundo os autores, em pilares de seção transversal circular, o arqueamento não ocorre no sentido transversal, como ocorre em pilares de seção quadrada ou retangular, mas ainda ocorre no sentido longitudinal, na região entre barras transversais (Figura 4.10).

Figura 4.10. Concreto confinado a partir de armadura transversal



Fonte: *Mander et al.* (1988)

Mander et al. (1988) sugerem a Equação 4.18 para o cálculo da resistência à compressão do concreto confinado (f_{cc}).

$$f_{cc} = f_{co} \cdot \left(-1,254 + 2,254 \cdot \sqrt{1 + \frac{7,94 \cdot f'_l}{f_{co}}} - 2 \cdot \frac{f'_l}{f_{co}} \right) \quad \text{Equação 4.18}$$

Sendo f_{co} é a resistência à compressão do concreto não confinado e f'_l a pressão lateral efetiva (Equação 4.19).

$$f'_l = f_l \cdot k_e \quad \text{Equação 4.19}$$

Onde f_l é a pressão lateral e k_e é um coeficiente de redução (Equação 4.20) que depende da relação entre as área de concreto efetivamente confinado A_c e da área de concreto no interior do perímetro de aço A_{cc} .

$$k_e = \frac{A_c}{A_{cc}} \leq 1 \quad \text{Equação 4.20}$$

No entanto, no caso de pilares preenchidos, como o efeito de confinamento é gerado pelo perfil tubular e não por armadura transversal, as áreas A_e e A_{cc} são equivalentes, e portanto, $f'_l = f_l$. Essa substituição resulta na Equação 4.21, aplicável a pilares mistos preenchidos.

$$f_{cc} = f_{co} \cdot \left(-1,254 + 2,254 \cdot \sqrt{1 + \frac{7,94 \cdot f_l}{f_{co}}} - 2 \cdot \frac{f_l}{f_{co}} \right) \quad \text{Equação 4.21}$$

4.3.4 ESTUDOS RECENTES

Existem muitos modelos teóricos mais recentes e que descrevem o comportamento do concreto confinado. Alguns deles foram desenvolvidos para concreto confinado por manta de fibra polimérica (LAM e TENG, 2003), outros para concreto confinado em pilares de concreto armado (KARIM *et al.*, 2014), sendo um número menor de trabalhos envolvendo o confinamento de concreto em pilares preenchidos. Na Tabela 4.1 serão apresentados apenas três estudos teóricos de importância significativa para esse trabalho: Hatzigeorgiou (2008); Johansson (2002) e Zhao *et al.* (2018).

Hatzigeorgiou (2008) apresenta um modelo para o comportamento de pilares preenchidos sob condições extremas de carga. Nas equações propostas, o autor sugere o aumento da resistência do concreto confinado e diminuição da resistência ao escoamento do aço. Na previsão da resistência do concreto confinado (f_{cc}), o autor utilizou como base o modelo proposto por Richart *et al.* (1928) e obteve o valor numérico do coeficiente k_1 por regressão linear de 65 resultados experimentais.

Johansson (2002) e Zhao *et al.* (2018) estudaram o comportamento de pilares preenchidos curtos axialmente comprimidos e do concreto confinado pelo tubo de aço com aplicação de carga no núcleo de concreto. Para prever o comportamento do concreto confinado pelo tubo do pilar preenchido, Johansson (2002) adotou as equações originalmente propostas por Sargin⁷ (1971) apud Johansson (2002) para a curva Tensão vs. Deformação. Segundo Johansson (2002), o modelo foi capaz de prever o comportamento experimental dos pilares preenchidos com concreto de alta resistência com precisão aceitável. Segundo Zhao *et al.* (2018), o modelo proposto por Richart *et al.* (1928) não é adequado para o confinamento do concreto de alta resistência. Portanto, os autores sugerem um novo modelo teórico para descrever o comportamento do concreto confinado a partir de regressão linear de 84 ensaios experimentais com concreto de resistência entre 28,6 MPa e 128 MPa. Os resultados utilizados na regressão linear foram obtidos a partir de concreto confinado ativamente ou passivamente por manta polimérica. Após obter uma equação para a resistência do concreto

⁷ Sargin (1971) apud Johansson (2002), p. 10

confinado, por meio de regressão linear, esta foi adaptada aos resultados experimentais de pilares preenchidos submetidos à compressão apenas no núcleo de concreto. A equação resultante apresenta boa correlação com os resultados experimentais e é apresentada na Equação 4.1.

Tabela 4.1. Modelos teóricos recentes para avaliação do confinamento em pilares preenchidos de seção circular

Trabalhos	Equações
Johansson (2002)	$f_{cc} = f_{co} \cdot \left(\frac{f_l}{f_{ct}} + 1 \right)^k$ $\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \cdot 1 + \left[(17 - 0,06f_{co}) \left(\frac{f_l}{f_{co}} \right) \right]$ $k = 1,25 \left[1 + 0,062 \frac{f_l}{f_{co}} \right] f_{co}^{-0,21}$
Hatzigeorgiou (2008)	$f_{cc} = f_{co} + k_1 \cdot f_l$ $k_1 = 4,3$
Zhao <i>et al.</i> (2018)	$f_{cc} = f_{co} + 2,2\lambda(f_{co})^{0,3}(f_l)^{0,81}$ $\lambda = \begin{cases} 0,93\eta^{0,6}, & 0 \leq \eta \leq 1,13 \\ 1,0, & \eta \geq 1,13 \end{cases}$ $\eta = \frac{f_l}{f_{co}}$

Pode-se observar na Tabela 4.1 que todos os modelos para previsão da resistência do concreto confinado (f_{cc}) consideram que o aumento da pressão lateral influencia no aumento da resistência do concreto. Além da pressão lateral (f_l), o modelo utilizado de Johansson (2002) considera também que a resistência à tração do concreto (f_t) tem influência na resistência do concreto confinado, de forma que seu aumento é responsável por diminuir a resistência do concreto confinado.

5. PROGRAMA EXPERIMENTAL

5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Com a finalidade de avaliar o comportamento do pilar misto preenchido com concreto de agregados de resíduo de concreto (PPCARC), nesse trabalho foram ensaiados seis exemplares de pilares curtos de seção circular submetidos a compressão axial centrada. Para o estudo essencialmente experimental foi analisada a influência das seguintes variáveis:

1. **teor de substituição do agregado graúdo:** referência, substituição parcial e substituição total;
2. **forma de aplicação da força axial centrada:** seção mista ou núcleo de concreto no pilar misto preenchido de seção circular.

Assim sendo, os exemplares foram divididos em três grupos (I, II e III) que diferem entre si quanto ao concreto de preenchimento: concreto com agregados naturais (concreto de referência) e concreto de ARC. Quanto aos agregados de resíduos de concreto, houve a seguinte variação no teor de substituição dos agregados graúdos naturais por ARC (Tabela 5.1): 0% (referência), 30% (substituição parcial) e 100% (substituição total).

Tabela 5.1. Modelos experimentais

Grupo	Exemplar	Aplicação de força	Características
I	CFST-0-CS	Na seção mista	Agregados naturais
	CFST-0-CC	No núcleo de concreto	
II	CFST-30-CS	Na seção mista	Substituição parcial: 30% do agregado graúdo
	CFST-30-CC	No núcleo de concreto	
III	CFST-100-CS	Na seção mista	Substituição total: 100% do agregado graúdo
	CFST-100-CC	No núcleo de concreto	

A nomenclatura de cada pilar segue a seguinte organização:

CFST-0-CS
a b

- a) Teor de substituição de agregados graúdos naturais por ARC: 0%, 30% e 100%.
- b) Aplicação da força: CS – seção mista (composite section); CC – núcleo de concreto (concrete core).

As características geométricas dos modelos de pilar preenchido são apresentadas na Tabela 5.2. Foram avaliados exemplares com relação altura/diâmetro (L/D) igual a 3,0 pois

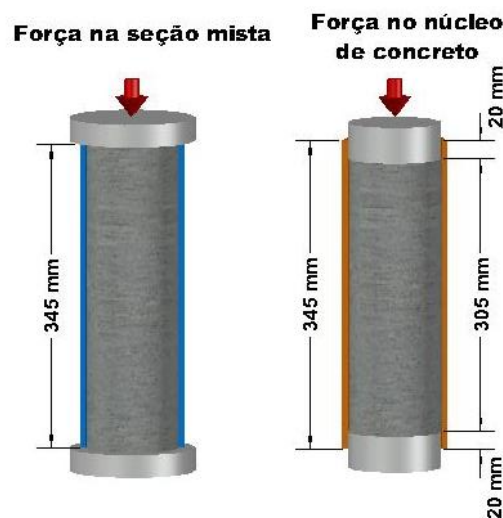
para relações L/D inferiores a 5,0 são observados os maiores efeitos de confinamento (Oliveira, 2008). Cabe ressaltar que as dimensões adotadas neste estudo foram anteriormente analisadas por Oliveira (2008) em seu estudo de pilares mistos preenchidos com concreto convencional.

Tabela 5.2. Características dos PPCARC ensaiados

Diâmetro externo do tubo de aço (D)	114,3 mm
Comprimento do tubo de aço (L)	345 mm
Espessura do tubo de aço (t)	6,3 mm
Concreto de preenchimento	CREF, CARC-30 e CARC-100

Para a aplicação de força apenas no núcleo de concreto, o núcleo de concreto foi confeccionado com altura menor que o perfil tubular de aço, restando 20mm entre as extremidades do núcleo de concreto e do perfil de aço. Na Figura 5.1. estão apresentadas as dimensões do tubo de aço e do concreto de preenchimento dos pilares com a aplicação de força na seção mista e núcleo de concreto.

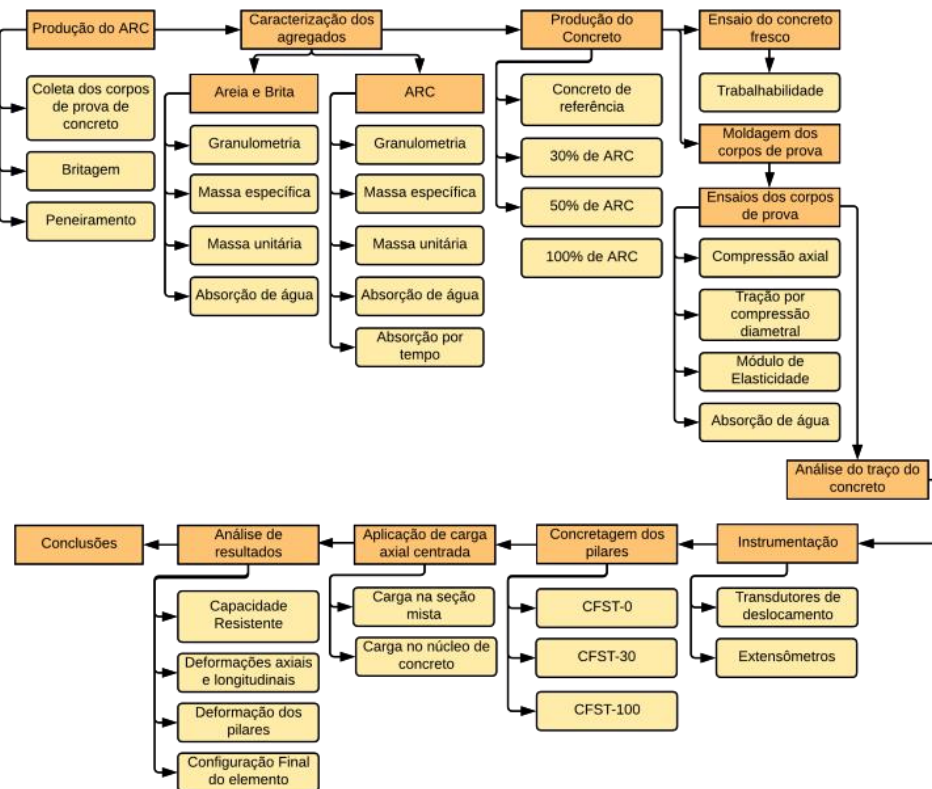
Figura 5.1. Dimensões do núcleo de concreto dos exemplares com diferentes formas de aplicação de força



Fonte: Próprio autor

As etapas do programa experimental são apresentadas no organograma da Figura 5.2 e detalhadas nos itens que seguem.

Figura 5.2. Fluxograma do programa experimental



Fonte: Próprio autor

5.2 PRODUÇÃO DOS AGREGADOS DE RESÍDUOS DE CONCRETO (ARC)

Os agregados de ARC foram produzidos a partir da britagem de corpos de prova de concreto em um britador de mandíbulas. Os corpos de prova coletados no Laboratório de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos eram constituídos de concretos convencionais de resistências variadas e seriam descartados. O britador de mandíbulas utilizado está apresentado na Figura 5.3 e pertence ao Laboratório de Cerâmica do Departamento de Engenharia de Materiais da UFSCar.

Figura 5.3. Britador de mandíbulas

a) Equipamento



b) Detalhe da mandíbula

Fonte: Próprio autor

A abertura da mandíbula do britador utilizado é de tamanho fixo e realiza o processo de britagem por esmagamento dos corpos de prova com a movimentação da mandíbula. Dessa forma não é possível a regulagem do tamanho dos agregados resultantes da britagem. Portanto, a seleção dos agregados obtidos na britagem dos corpos de prova se deu por peneiramento para eliminação dos agregados miúdos (parcela passante da peneira de abertura 4,75 mm) e também dos grãos maiores que 9,5 mm. Essa faixa granulométrica do agregado de ARC foi adotada para coincidir com a mesma faixa granulométrica do agregado gráudo natural e para que fosse válida a comparação entre os dois agregados. Conforme detalhado no item 5.3.3, o agregado natural utilizado na mistura do concreto de referência foi caracterizado com dimensão máxima característica de 9,5 mm.

O processo de produção dos agregados de resíduos de concreto seguiu procedimento apresentado na Figura 5.4. Após o processo de britagem, foi coletada uma amostra de 2 kg de ARC com granulometria natural e realizado ensaio de composição granulométrica utilizando as peneiras 4,75mm, 6,3mm, 9,5mm, 12,5mm e 19mm. Na Tabela 5.3 são apresentadas as porcentagens de material retidas em cada peneira. Com a eliminação das porções maiores que 9,5mm e menores que 4,75mm, resultou aproximadamente 26% do volume inicial de material obtido após a britagem.

Figura 5.4. Produção do agregado de resíduo de concreto (ARC)

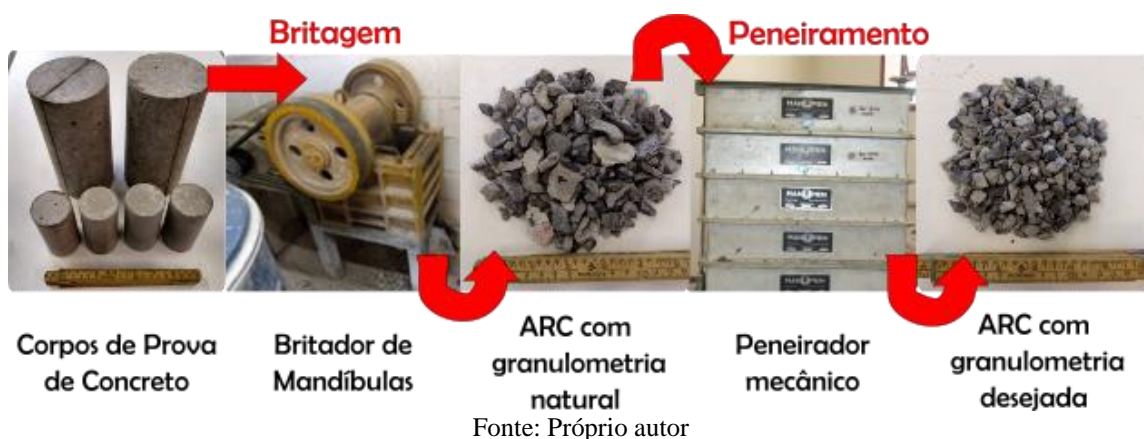


Tabela 5.3 . Granulometria do ARC antes do peneiramento

Malha da Peneira (mm)	19	12,5	9,5	6,3	4,75	< 4,75
% retida em cada peneira	0%	9%	26%	17%	9%	39%

Os agregados de ARC resultantes desse processo foram caracterizados conforme item 5.3.3 e posteriormente utilizados na produção do concreto em substituição parcial e total aos agregados graúdos naturais (item 5.4).

5.3 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

Para a produção dos concretos foram utilizados os seguintes materiais: cimento CP-V ARI, água, agregados miúdos naturais, agregados graúdos naturais e de resíduos de concreto (ARC). Neste item são apresentados detalhes da caracterização desses materiais.

5.3.1 CIMENTO PORTLAND

Foi utilizado o cimento CP-V ARI (Cimento Portland de alta resistência inicial) doado pela empresa LafargeHolcim®. A massa específica do cimento é 3,16 g/cm³ e foi 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.

5.3.2 AGREGADO MIÚDO

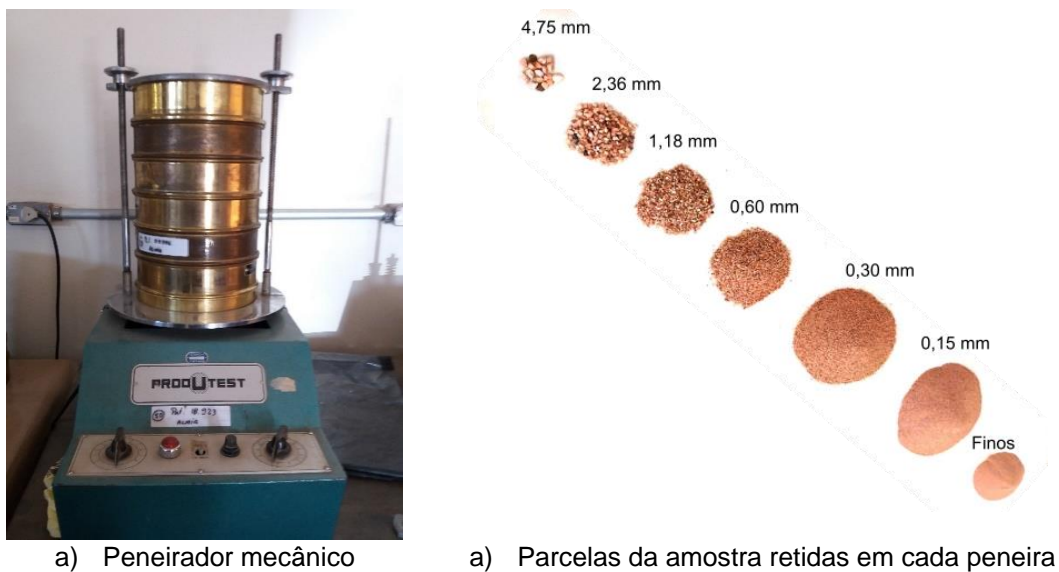
Neste trabalho foi utilizada areia como agregado miúdo e os ensaios de caracterização seguiram as recomendações das normas técnicas apropriadas para agregados miúdos listadas na Tabela 5.4.

Tabela 5.4. Normas técnicas para caracterização da Areia

Propriedade	Referência
Determinação da composição granulométrica	ABNT NBR NM 248:2003
Determinação da massa específica	ABNT NBR NM 52:2009
Determinação da massa unitária	ABNT NBR NM 45:2006
Determinação da absorção de água	ABNT NBR NM 30:2001

As amostras de agregado miúdo utilizadas nos ensaios de caracterização foram coletadas e reduzidas de acordo com as normas NM 26:2001 e NM 27:2009, respectivamente.

Para determinação da composição granulométrica da areia foram utilizadas duas amostras de 500g cada uma. Cada uma dessas amostras foi colocada sobre o conjunto de peneiras da série normal definida pela ABNT NBR NM 248:2003 considerando a sequência de abertura da malha das peneiras a seguir: 4,75mm, 2,36mm, 1,18mm, 600 μ m, 300 μ m e 150 μ m, posicionadas em ordem decrescente do topo para a base. O conjunto de peneiras foi agitado mecanicamente por 10 minutos no peneirador (Figura 5.5a) e o material retido em cada peneira foi separado para determinação da massa (Figura 5.5b).

Figura 5.5. Ensaio de granulometria da areia

a) Peneirador mecânico

a) Parcelas da amostra retidas em cada peneira

Fonte: Próprio autor

No ensaio de massa unitária foi utilizado recipiente de forma cilíndrica, rígido e provido de alças, com altura de 154mm, diâmetro interno de 160mm e volume total de 2,992dm³. A amostra tomada para a realização deste ensaio tinha aproximadamente 150% do volume do recipiente.

A massa específica (ρ_{areia}) foi obtida pela Equação 5.1 conforme procedimento recomendado pela ABNT NBR 52:2009.

$$\rho_{areia} = \frac{m}{(V - V_a) - \frac{m_s - m}{\rho_a}} \quad \text{Equação 5.1}$$

Onde:

ρ_a é a massa específica da água, (g/cm³);

m_s é a massa da amostra na condição saturada superfície seca, em gramas;

m é a massa da amostra seca em estufa, em gramas;

V é o volume do frasco, de 500 cm³;

V_a é o volume de água adicionada ao frasco, em cm³, calculado pela Equação 5.2.

$$V_a = \frac{m_2 - m_1}{\rho_a} \quad \text{Equação 5.2}$$

Onde:

m_1 é a massa do conjunto frasco e agregado, em g;

m_2 é a massa do conjunto frasco, agregado e água, em g;

O ensaio de absorção da areia foi realizado com duas amostras de 1 kg na condição saturada seca. A condição de saturação foi obtida com mesmo procedimento descrito no ensaio de massa específica. Após a preparação das amostras, 1 kg de material na condição saturada superfície seca foi separado, sua massa foi novamente medida depois de seco na estufa em 105±5°C até atingirem uma massa constante. O cálculo da absorção, em %, foi obtido pela Equação 5.3.

$$A = \frac{m_s - m}{m} \cdot 100 \quad \text{Equação 5.3}$$

Os resultados dos ensaios de caracterização da areia são apresentados no item 6.1.

5.3.3 AGREGADOS GRAÚDOS

Dois tipos de agregados graúdos foram utilizados nesta pesquisa:

- agregado graúdo natural, com dimensão máxima de 9,5mm;
- agregado de resíduo de concreto (ARC), obtido a partir da britagem de corpos de prova de concreto (procedimento descrito no item 5.4).

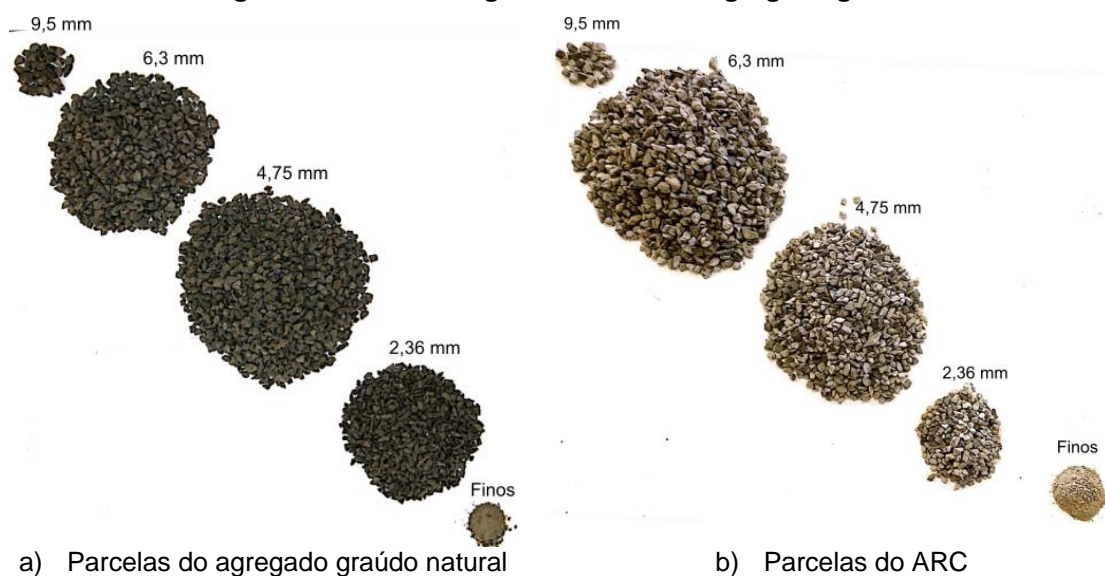
Os ensaios de caracterização, para ambos os agregados graúdos, são descritos na Tabela 5.5. Pode-se observar que os procedimentos adotados para caracterização de ambos os agregados graúdos só diferem no tocante ao tempo de absorção da água, realizada apenas para o ARC.

Tabela 5.5. Normas técnicas para caracterização dos agregados graúdos

Propriedade	Referências
Determinação da absorção	ABNT NBR NM 53:2009
Determinação do tempo de absorção	Leite (2001) (realizado apenas para o ARC)
Determinação da composição granulométrica	ABNT NBR NM 248:2003
Determinação da massa específica	ABNT NBR NM 53:2009
Determinação da massa unitária	ABNT NBR NM 45:2006

Assim como no ensaio de caracterização da areia, as amostras de agregado graúdo natural utilizadas nos ensaios de caracterização foram coletadas e reduzidas de acordo com as normas ABNT NBR NM 26:2001 e ABNT NBR NM 27:2009, respectivamente. As amostras de ARC foram coletadas após homogeneização de todo o lote coletado e também foram reduzidas com procedimento recomendado pela ABNT NBR NM 27:2009.

Os ensaios de composição granulométrica de ambos os agregados foram realizados a partir de duas amostras de 2kg. As amostras foram colocadas sobre a peneira superior de um conjunto de cinco peneiras com aberturas de malhas 2,36mm, 4,75mm, 6,3mm, 9,5mm e 12,5mm. O conjunto foi agitado mecanicamente por 10 minutos. Por último, foi medida a massa de material retido em cada peneira. As parcelas de agregado graúdo natural e ARC retidas em cada peneira são apresentadas, respectivamente, na Figura 5.6a e Figura 5.6b.

Figura 5.6. Ensaio de granulometria do agregado graúdo

Fonte: Próprio autor

O ensaio de massa unitária foi realizado com os mesmos procedimentos utilizados para a caracterização da areia. A determinação da massa específica dos agregados graúdos foi realizada a partir da média de duas amostras com massa de 2 kg conforme procedimento recomendado pela ABNT NBR NM 53:2009. Com os três valores de massa obtidos, a massa específica (d) dos agregados foi calculada a partir da Equação 5.4.

$$d = \frac{m}{m_s - m_a} \quad \text{Equação 5.4}$$

Onde:

m_a é a massa da amostra em água, em gramas;

m_s é a massa da amostra na condição saturada superfície seca, em gramas;

m é a massa da amostra seca em estufa, em gramas;

A absorção de água dos agregados graúdos, denotada pela letra A, foi calculada, em porcentagem, pela Equação 5.5.

$$A = \frac{m_s - m}{m} \cdot 100 \quad \text{Equação 5.5}$$

No caso do ARC, uma curva que relaciona a absorção de água do ARC em função do tempo de imersão foi obtida adotando o procedimento recomendado por Leite (2001). De acordo com esse procedimento, uma amostra de 2kg de ARC seco em estufa é submergido em água e seu ganho de massa vai sendo registrado durante 24 horas considerando os seguintes períodos:

- 0 a 1 minuto: a cada 30 segundos;
- de 1 a 10 minutos: a cada 1 minuto;
- 10 a 30 minutos: a cada 5 minutos;
- 30 a 1 hora: a cada 10 minutos;
- 1 hora até 6 horas: a cada 1 hora;
- Última leitura realizada as 24 horas.

Os resultados dos ensaios de caracterização do agregado graúdo natural e do ARC são apresentados no item 6.2.

5.4 PRODUÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO DE ARC

Segundo a ABNT NBR 8800:2008, as propriedades do concreto devem respeitar alguns limites para aplicação em pilares preenchidos. Dentre esses limites, a resistência característica à compressão desse tipo de concreto deve situar-se entre 20MPa e 50MPa. Dado que a dosagem do concreto não é objetivo desta pesquisa, foi adotado um traço para o concreto de referência com resistência alvo de 40 MPa desenvolvido por Pereira (2017). Assim como relatado por Pereira (2017), a definição de um traço do concreto com maiores

valores de resistência à compressão poderia dificultar os ensaios em pilares mistos, devido a limitações na capacidade de aplicação de força dos equipamentos disponíveis.

Além da resistência à compressão adequada, a utilização deste traço neste trabalho também se justifica devido à sua alta trabalhabilidade, uma vez que a substituição do agregado natural pelo agregado reciclado faz com que os valores da trabalhabilidade sejam inferiores ao concreto convencional. Na avaliação da trabalhabilidade, Pereira (2017) obteve 22 cm de abatimento no ensaio de troco de cone. Dessa forma, este traço de concreto foi adotado visando um concreto reciclado com propriedades adequadas à aplicação estrutural.

Partindo do mesmo traço desenvolvido por Pereira (2017) para o concreto de referência, outras três misturas de concreto foram produzidas com a substituição em 30%, 50% e 100% do volume de agregado graúdo natural pelo ARC. Neste trabalho, para auxiliar na distinção das misturas de concretos com diferentes teores de substituição, a nomenclatura adotada para cada mistura de concreto é apresentada a seguir:

- CREF: Concreto de referência;
- CARC-30: Concreto com 30% de ARC;
- CARC-50: Concreto com 50% de ARC;
- CARC-100: Concreto com 100% de ARC.

A substituição dos agregados naturais por ARC é estabelecida em volume a partir dos valores das massas específicas dos agregados, seguindo a mesma metodologia utilizada por Leite (2001), Moretti (2014) e Kuster Junior (2018). Segundo Leite (2001), devido à caracterização do agregado reciclado com massa específica inferior à do agregado natural, massas equivalentes dos dois materiais fariam com que o volume de agregados reciclados fosse maior e, conseqüentemente, necessitaria de uma maior quantidade de água na mistura. O controle do volume dos agregados na mistura é feito pela sua conversão em massa, apresentada pela Equação 5.6.

$$M_{ARC} = M_{nat} \cdot \frac{d_{ARC}}{d_{nat}} \quad \text{Equação 5.6}$$

Onde:

M_{ARC} é a massa de ARC, em kg;

M_{nat} é a massa de agregado graúdo natural, em kg;

d_{ARC} é a massa específica do ARC caracterizado neste trabalho, em kg/dm³;

d_{nat} é a massa específica do agregado graúdo natural caracterizado neste trabalho, em kg/dm³.

Dessa forma, os traços do concreto de referência e os traços dos concretos com ARC com a devida compensação de volume de ARC são apresentados na Tabela 5.6.

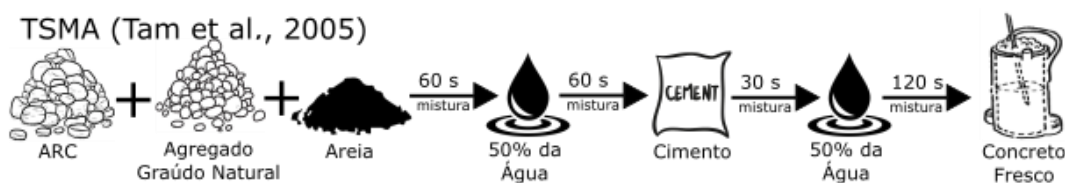
Tabela 5.6. Traços do concreto em massa

Nomenclatura	CREF	CARC-30	CARC-50	CARC-100
Teor de Substituição	0%	30%	50%	100%
Cimento	1	1	1	1
Areia	2,42	2,42	2,42	2,42
Agregado Graúdo Natural	2,58	1,81	1,29	-
ARC	-	0,66	1,10	2,19
Fator a/c	0,68	0,68	0,68	0,68
Consumo de cimento (kg/m³)	351,7	351,7	351,7	351,7

Neste trabalho não foi realizado nenhum procedimento de pré-molhagem ou compensação para os agregados de resíduo. Conforme item 2.2.3 esse procedimento é recomendado para melhoria da trabalhabilidade do concreto de ARC, no entanto, leva ao decaimento da resistência à compressão devido ao aumento do fator água/cimento na mistura do concreto. Dessa forma, acredita-se que o procedimento de pré-molhagem ou compensação de água não seja necessário para o traço adotado nessa pesquisa. No item 6.3.1 essa hipótese é confirmada: apesar da leve diminuição do abatimento, a trabalhabilidade ainda se manteve alta não demonstrando dificuldade no seu emprego em pilares mistos preenchidos.

Os materiais foram misturados em uma betoneira com capacidade de 120 litros. Foi adotado o método de mistura *TSMA*, ilustrado na Figura 5.7. Neste método os agregados graúdos e miúdos são misturados por 60 segundos, em seguida é adicionada metade da água da mistura e misturados por mais 60 segundos, então é adicionado o cimento e por último, após 30 segundos de mistura, é adicionada a água e misturada por mais 120 segundos.

Figura 5.7. Métodos de mistura do concreto

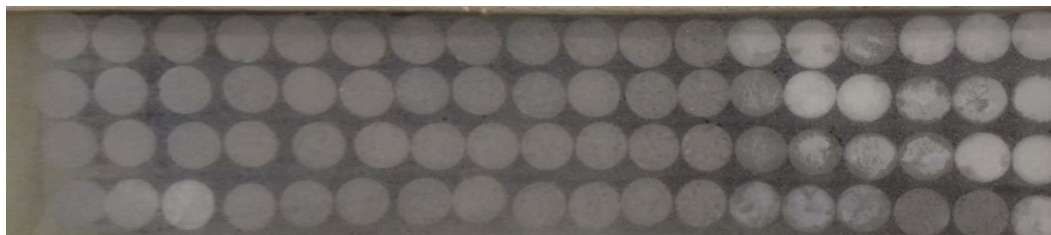


Fonte: Próprio autor

Após a produção de cada mistura de concreto, este foi caracterizado no estado fresco quanto à trabalhabilidade. Esta foi determinada pelo ensaio de abatimento do tronco de cone de acordo com a ABNT NBR NM 67:1998. Neste trabalho não foi desenvolvido procedimento de dosagem para manter a mesma trabalhabilidade em todas as misturas; portanto, tal parâmetro será avaliado para as diferentes misturas de concreto de forma comparativa.

Os corpos de prova cilíndricos com diâmetro de 100mm e altura de 200mm foram moldados e curados conforme diretrizes da ABNT NBR 5738:2015. O adensamento foi manual. Após o adensamento, os corpos de prova foram cobertos com plástico filme para impedir a perda de água. Após a cura inicial de 24 horas a partir da moldagem, a desforma foi realizada e os corpos de provas foram armazenados até o momento do ensaio em um tanque com solução saturada de hidróxido de cálcio (Figura 5.8).

Figura 5.8. Armazenamento de corpos de prova



Fonte: Próprio autor

A caracterização do concreto no estado endurecido foi realizada por ensaio de compressão axial (ABNT NBR 5739:2018), tração por compressão diametral (ABNT NBR 7222:2011), módulo de elasticidade (ABNT NBR 8522:2017) e absorção de água (ABNT NBR 9778:2005). A quantidade de corpos de prova prevista para os ensaios é apresentada na Tabela 5.7.

Tabela 5.7. Quantidade de corpos de prova por ensaio

Traço do Concreto	CREF				CARC-30				CARC-50				CARC-100			
	7	14	28	91	7	14	28	91	7	14	28	91	7	14	28	91
Compressão axial	3	3	1	1	3	3	1	1	3	3	1	1	3	3	1	1
Compressão axial e Módulo de elasticidade			4				4				4				4	
Tração por compressão diametral			3				3				3				3	
Absorção de água			3				3				3				3	
Total de corpos de prova por idade	3	3	11	1	3	3	11	1	3	3	11	1	3	3	11	1
Total de corpos de prova por traço de concreto	18				18				18				18			

Os ensaios de resistência à compressão, resistência à tração por compressão diametral e módulo de elasticidade foram realizados em uma prensa com capacidade máxima de 600 kN do laboratório de Sistemas Estruturais (LSE) da UFSCar. Antes da realização dos ensaios, os corpos de prova utilizados nos ensaios de resistência à compressão e módulo de elasticidade foram retificados a fim de garantir que não houvesse nenhuma excentricidade na força aplicada.

O ensaio de resistência à compressão consistiu na aplicação de força com velocidade constante até a ruptura do corpo de prova (Figura 5.9). O valor da resistência à compressão é determinado pela relação entre a força máxima de ruptura e a área da seção transversal do corpo de prova.

Figura 5.9. Ensaio de resistência à compressão



Fonte: Próprio autor

O ensaio para obtenção do módulo de elasticidade seguiu a metodologia "A" prevista na norma ABNT NBR 8522:2017 e o valor do módulo de elasticidade inicial (E_{ci}) é obtido pela Equação 5.7.

$$E_{ci} = \frac{\sigma_b - 0,5}{\varepsilon_b - \varepsilon_a} \cdot 10^{-3} \quad \text{Equação 5.7}$$

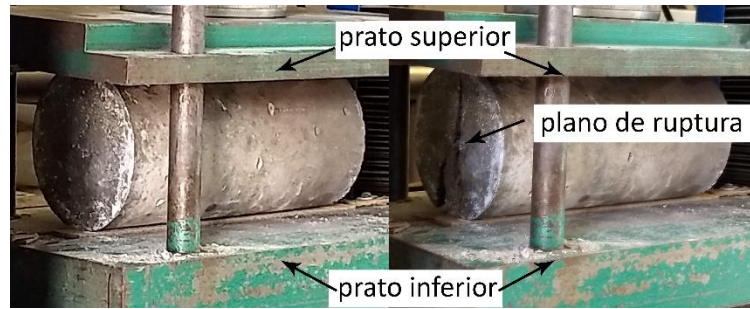
Onde σ_b é a tensão do limite superior que correspondente a 30% da tensão de ruptura obtida no ensaio de resistência à compressão, ε_b é a deformação específica correspondente a σ_b e ε_a é a deformação específica para tensão de 0,5 MPa. Com os ensaios de módulo de elasticidade foram obtidos também os valores de resistência à compressão.

A partir do módulo de elasticidade inicial (E_{ci}), o módulo de deformação secante (E_{cs}) pode ser estimado segundo a Equação 5.8 de acordo com a ABNT NBR 6118:2014.

$$E_{cs} = E_{ci} \cdot \left(0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \right) \quad \text{Equação 5.8}$$

O ensaio para determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos seguiu procedimento especificado na norma ABNT NBR 7222:2011 onde os corpos de prova são posicionados horizontalmente entre os pratos da prensa sob uma força de compressão até a ruptura (Figura 5.10).

Figura 5.10. Ensaio de resistência à tração por compressão diametral



Fonte: Próprio autor

A resistência à tração por compressão diametral é calculada pela Equação 5.9.

$$f_{ct} = \frac{2F}{\pi dl} \quad \text{Equação 5.9}$$

Sendo “ F ” a força máxima obtida no ensaio, “ d ” o diâmetro e “ l ” o comprimento do corpo de prova.

Para determinação da absorção de água, índice de vazios e massa específica do concreto, os procedimentos seguiram norma ABNT NBR 9778:2005 onde são medidas as massas dos corpos de prova em condição seca (Figura 5.11a), saturada (Figura 5.11b) e imersa em água (Figura 5.11c).

Figura 5.11. Ensaio de absorção de água, índice de vazios e massa específica



a) Condição seca

b) Condição saturada

c) Imersa em água

Fonte: Próprio autor

O cálculo da absorção, em porcentagem, segue Equação 5.10

$$A = \frac{m_{sat} - m_s}{m_s} \quad \text{Equação 5.10}$$

Sendo, m_{sat} a massa do corpo de prova saturado em água e m_s é a massa do corpo de prova seco em estufa.

O cálculo do índice de vazios e da massa específica são dados, respectivamente, pela Equação 5.11 e Equação 5.12.

$$I_v = \frac{m_{sat} - m_s}{m_{sat} - m_i} \quad \text{Equação 5.11}$$

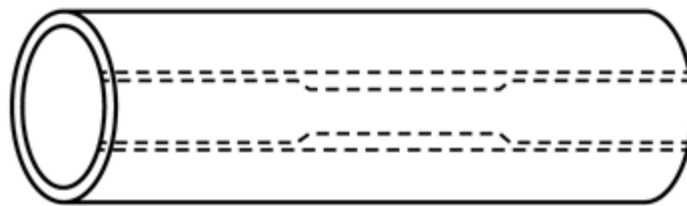
$$\rho_r = \frac{m_s}{m_s - m_i} \quad \text{Equação 5.12}$$

Onde, m_i é a massa do corpo de prova saturado imersa em água.

5.5 CARACTERIZAÇÃO DO AÇO DO PERFIL TUBULAR

Na composição do pilar preenchido foi utilizado um perfil tubular com especificação segundo ABNT NBR 8261:2019, diâmetro externo de 114,3 mm e espessura 6,3mm. A caracterização do aço do perfil tubular foi realizada por ensaios de tração, a partir de três amostras extraídas longitudinalmente do perfil tubular (Figura 5.12) especificada pela ASTM 370.

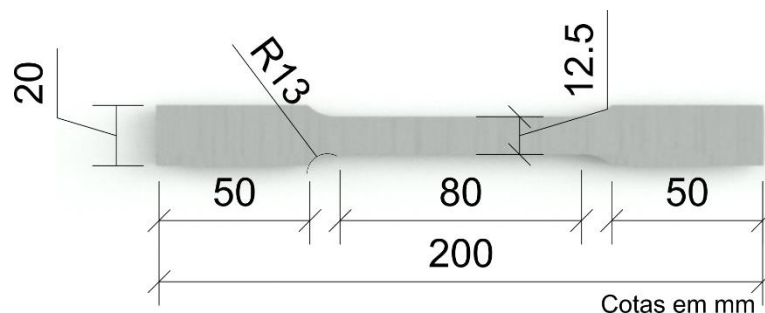
Figura 5.12. Localização da extração das amostras no perfil tubular



Fonte: ASTM A-370

As dimensões das amostras são apresentadas na Figura 5.13.

Figura 5.13. Dimensões das amostras de aço



Fonte: Próprio autor

O ensaio foi realizado na máquina INSTRON 5500R no Laboratório de Metais do Departamento de Engenharia de Materiais da UFSCar. O alongamento medido no ensaio de tração foi obtido por sensores óticos. Este ensaio permitiu a obtenção da curva Força vs. Deformação axial, a partir da qual foi possível determinar a resistência ao escoamento (f_y) e a resistência última (f_u) do aço que constitui o perfil tubular. Na Figura 5.14 são apresentadas imagens do ensaio de caracterização do aço.

Figura 5.14. Ensaio de caracterização do aço



a) Ensaio de tração e medição ótica



b) Ruptura dos corpos de prova

Fonte: Próprio Autor

5.6 PILARES PREENCHIDOS

Como já descrito anteriormente, foi avaliada a influência da substituição do agregado natural por ARC tanto no comportamento quanto na capacidade resistente do pilar preenchido de seção circular submetido a compressão axial centrada. Nessa etapa foram considerados três teores de substituição (0, 30% e 100%) e, para cada variação foram confeccionados dois exemplares que diferem em relação à aplicação da força na seção. Para cada mistura de concreto produzido para preenchimento dos pilares foram moldados 6 corpos de prova cilíndricos 10x20cm para ensaios de caracterização conforme Tabela 5.8.

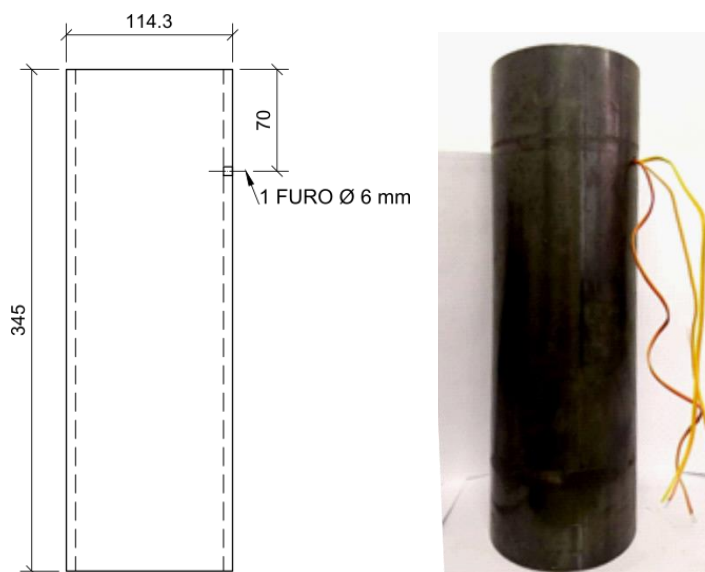
Tabela 5.8. Quantidade de corpos de prova por ensaio

Traço do Concreto	CREF	CARC-30	CARC-100
Idade do concreto	28	28	28
Compressão axial e Módulo de elasticidade	3	3	3
Tração por compressão diametral	3	3	3
Total de corpos de prova por traço de concreto	6	6	6

5.6.1 PERFIS TUBULARES

Os seis tubos foram cortados com comprimento igual a 345 mm, ou seja, três vezes o diâmetro externo do tubo. Em cada um dos tubos, foi feito um furo de 6 mm a uma distância de 70 mm da borda superior do tubo. A função desse furo foi permitir a passagem dos fios dos extensômetros colocados no interior dos pilares para medição da deformação do concreto. Na Figura 5.15 são apresentados os detalhes dessa furação.

Figura 5.15. Dimensões dos tubos e furação para passagens dos fios do extensômetro



Fonte: Próprio autor

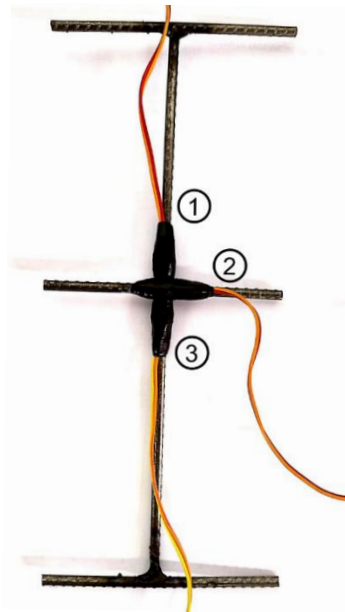
5.6.2 INSTRUMENTAÇÃO

A instrumentação dos pilares preenchidos foi elaborada com vistas a acompanhar a evolução das deformações axiais e transversais nos materiais aço e concreto durante a aplicação da força axial centrada. A instrumentação foi composta por 5 extensômetros elétricos de resistência e 2 transdutores de deslocamento do tipo LVDT.

As deformações longitudinais e radiais do tubo de aço foram registradas por dois extensômetros perpendiculares entre si e posicionados a meia altura, na face externa do pilar. Também foram utilizados extensômetros para avaliação das deformações longitudinais do concreto.

Para o posicionamento dos extensômetros no núcleo de concreto foi utilizada uma barra de aço posicionada no interior do tubo de aço. À barra de aço longitudinal foram soldados três fios de 4,2mm (Figura 5.16). A configuração da barra de aço facilitou seu posicionamento vertical no centro do pilar. Em cada barra, foram então fixados dois extensômetros na direção longitudinal e um na direção transversal à meia altura da barra de aço.

Figura 5.16. Barra de aço com extensômetros para registro das deformações do núcleo de concreto

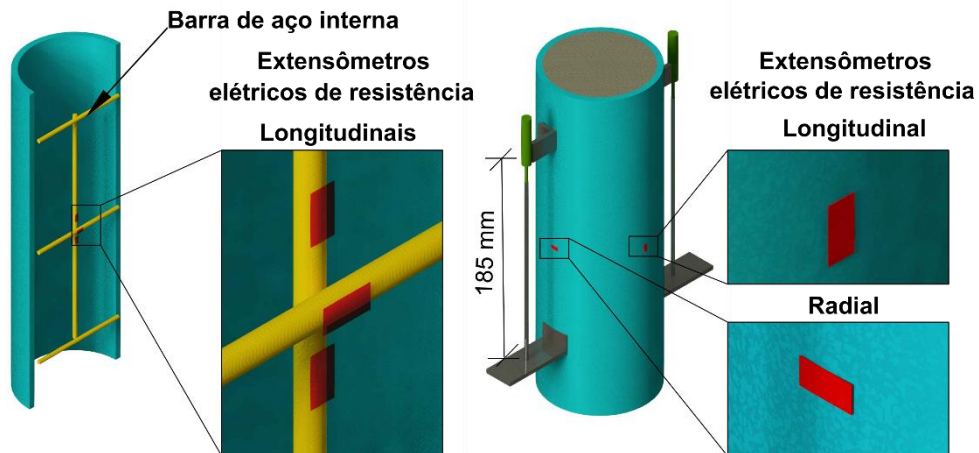


Fonte: Próprio autor

Para que a força de compressão aplicada no pilar não fosse aplicada diretamente sobre a barra de aço, esta foi posicionada 5 cm abaixo das extremidades superior e inferior. As barras foram fixadas ao tubo com cola de silicone para que não houvesse movimentação durante a concretagem.

Adicionalmente, a deformação axial dos pilares foi medida por dois transdutores de deslocamento do tipo LVDT. A instrumentação por extensômetros elétricos de resistência e transdutores de deslocamento do tipo LVDT deste trabalho é detalhada na Figura 5.17. A instrumentação interna foi posicionada antes da concretagem do núcleo de concreto dos pilares preenchidos.

Figura 5.17. Instrumentação dos pilares preenchidos
Tubo de Aço
(Vista em Corte)



Fonte: Próprio autor

5.6.3 MOLDAGEM, ADENSAMENTO E CURA

Para a concretagem do núcleo dos pilares preenchidos, os perfis tubulares foram fixados a chapas metálicas com cola de silicone (Figura 5.18a). Esse procedimento evitou a movimentação do tubo durante a concretagem ou adensamento, permitiu a vedação entre o tubo e a chapa e facilitou a regularização da superfície inferior. Para os pilares cuja força seria aplicada apenas no núcleo de concreto, foi posicionado um cilindro de isopor com 2 cm de espessura na extremidade inferior (Figura 5.18b).

Figura 5.18. Cilindro de isopor e fixação dos tubos a chapas de aço



a) Fixação dos tubos nas bases metálicas

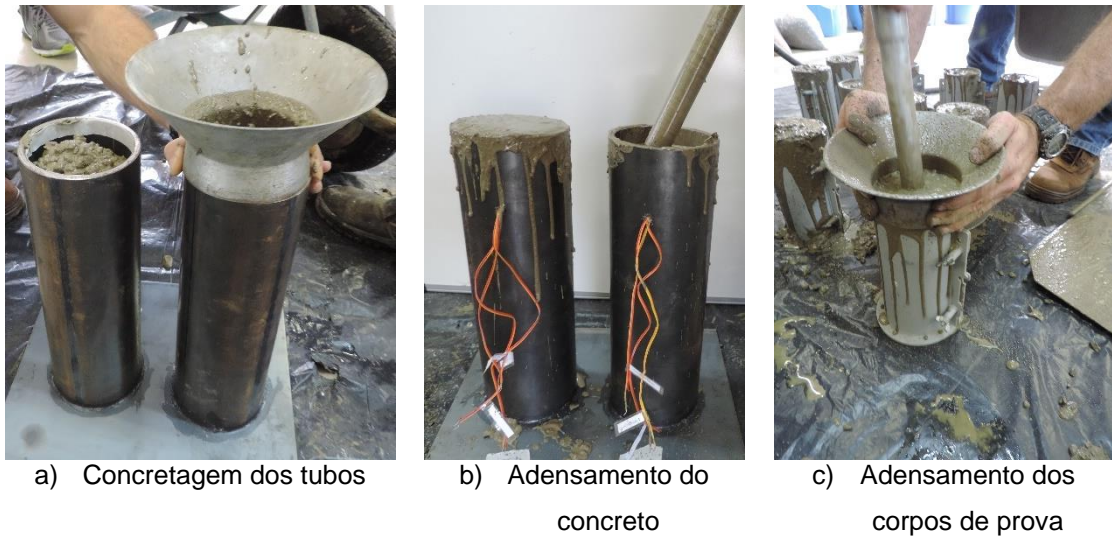


b) Posicionamento de cilindro de isopor

Fonte: Próprio autor

Na Figura 5.19 são apresentadas imagens da concretagem e adensamento dos pilares e corpos de prova. A concretagem de todos os pilares e seus respectivos corpos de prova foram realizadas no mesmo dia. O adensamento se deu por meio de vibrador de agulha. Logo após a concretagem, foi feita a regularização da extremidade superior dos pilares.

Figura 5.19. Concretagem e adensamento de pilares e corpos de prova

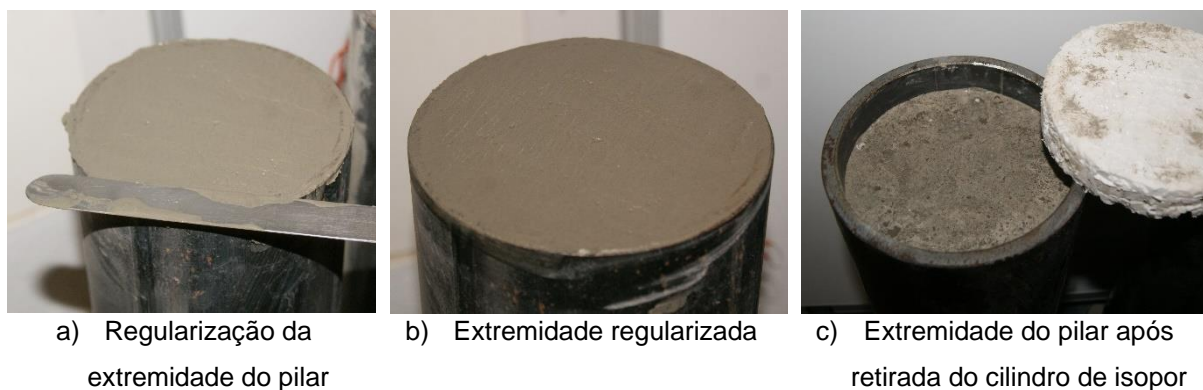


Fonte: Próprio autor

Para os pilares cuja força seria na seção mista, o procedimento de regularização foi realizado com a utilização de espátula visando obter uma superfície lisa e evitar excentricidade na aplicação da força. Para os pilares com a força aplicada somente no núcleo de concreto, outro cilindro de isopor de espessura de 2 cm foi encaixado sobre o concreto ainda em estado fresco resultando em núcleos de concreto com altura menor que os respectivos tubos de aço.

As extremidades foram regularizadas com pasta de cimento na proporção de água/cimento 0,45. A resistência dessa pasta não influenciou nos ensaios, pois a medição de deslocamentos e deformações foi realizada na seção intermediária e não na extremidade dos pilares. Contudo, é importante que as extremidades estejam bem regularizadas e tenham resistência suficiente para que a ruína ocorra na seção média.

Figura 5.20. Regularização das superfícies dos pilares



Fonte: Próprio autor

Após a regularização das extremidades, os pilares foram pintados com tinta spray para facilitar a distinção entre os pilares com aplicação de força na seção mista (cor azul) daqueles

cuja força seria aplicada apenas no núcleo de concreto (cor laranja). Todos os exemplares foram etiquetados como mostrado na Figura 5.21.

Figura 5.21. Pilares concretados e pintados



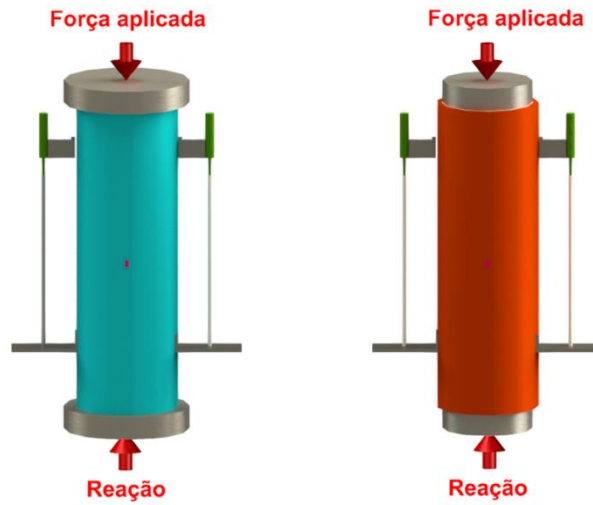
Fonte: Próprio autor

A cura do concreto foi realizada dentro do laboratório com molhagem dos exemplares em um período de 7 dias. Todas amostras concretadas permaneceram cobertas por uma lona plástica para evitar a perda excessiva de água.

5.6.4 ESQUEMA DE ENSAIO

Após 50 dias da concretagem dos seis pilares, três deles foram ensaiados com aplicação de uma força de compressão centrada na seção mista e o restante com a aplicação de uma força de compressão apenas no núcleo de concreto (Figura 5.22). Esses dois esquemas de ensaio permitiram avaliar o comportamento de pilares preenchidos com concreto de ARC (força na seção mista) e uma análise do confinamento do concreto com ARC (força no núcleo de concreto). Essa segunda situação não corresponde a um carregamento que possa ser aplicado em situações práticas, nesse caso, não há um pilar misto. Contudo, é um procedimento que permite avaliar o confinamento do concreto em uma situação de máximo confinamento. Para aplicar a força somente no núcleo de concreto, foram utilizados cilindros de aço com 40mm de espessura, posicionadas em ambas as extremidades dos modelos.

Figura 5.22. Aplicação de força de compressão na seção mista e no núcleo de concreto



Fonte: Próprio autor

Os ensaios foram realizados na Máquina de Ensaio INSTRON, modelo 8506 e capacidade 2500 kN, localizada no Laboratório de Estruturas da EESC (Figura 5.23). A máquina possui uma rótula universal na parte superior e que permite rotação em todas as direções da extremidade superior do modelo e apoio na extremidade inferior, impedindo a rotação. Por se tratarem de modelos curtos ($L/D=3,0$), o efeito das vinculações de extremidade não é relevante para o estudo.

Figura 5.23. Máquina de ensaios INSTRON, modelo 8506



Fonte: Próprio autor

No próximo capítulo são apresentados e discutidos os resultados do programa experimental correspondentes aos materiais.

6. RESULTADOS E ANÁLISE DA CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

Nesse item são apresentados os resultados da caracterização dos agregados miúdos e graúdos (brita e agregado de ARC), bem como do concreto no estado fresco e endurecido. Os ensaios de caracterização da areia e agregados graúdos foram realizados no Laboratório de Materiais e Componentes (LMC) da Universidade Federal de São Carlos.

6.1 CARACTERIZAÇÃO DO AGREGADO MIÚDO: AREIA

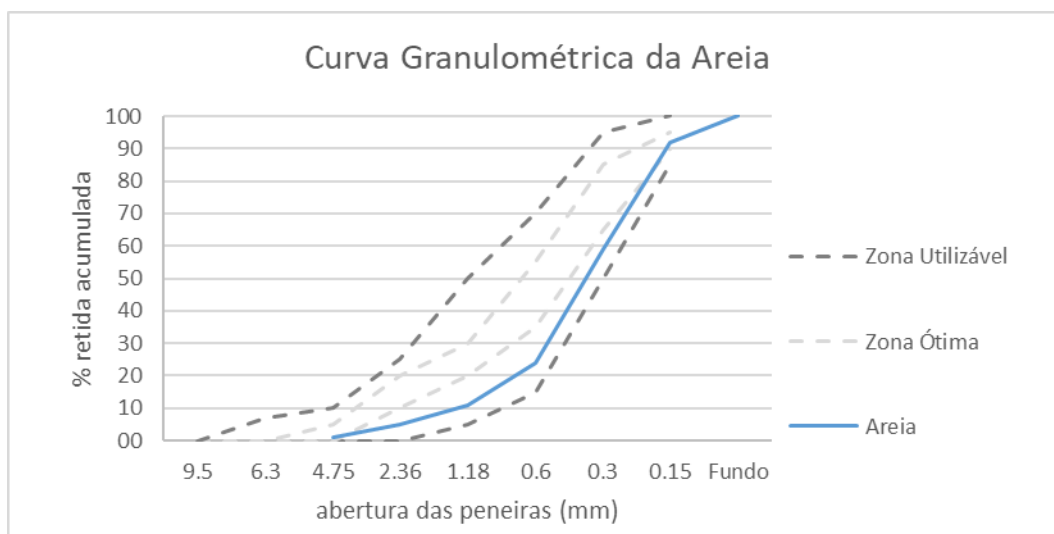
Os ensaios de caracterização da areia foram: granulometria, massa específica, massa unitária e absorção.

As porcentagens retidas e retida acumuladas no ensaio de composição granulométrica são apresentadas na Tabela 6.1. Na Figura 6.1 pode ser visualizada a curva granulométrica construída a partir dos valores de porcentagem retida acumulada; a curva obtida foi comparada aos limites de distribuição granulométrica conforme ABNT NBR 7211:2009.

Tabela 6.1. Granulometria da areia

Peneira (mm)	% Retida	% Retida Acumulada
4.8	1	1
2.4	4	5
1.2	7	11
0.6	13	24
0.3	35	59
0.15	33	92
Fundo	7	100
Dimensão Máxima Característica:		2,4 mm
Módulo de Finura:		1,92

Figura 6.1. Curva Granulométrica da Areia e limites de distribuição segundo ABNT NBR 7211:2009



Fonte: Próprio autor

A dimensão máxima característica e o módulo de finura obtidos no ensaio de caracterização foram, respectivamente, 2,4mm e 1,92; com esses valores a areia foi classificada na zona utilizável inferior conforme a ABNT NBR 7211:2009. Na Figura 6.1 são ilustradas a curva granulométrica da areia e os limites da zona ótima e da zona utilizável inferior.

Na Tabela 6.2 são apresentados os resultados dos demais ensaios de caracterização da areia.

Tabela 6.2. Resultados dos ensaios de caracterização da areia

Característica	Areia	Unidade
Massa específica	2,57	g/cm ³
Massa unitária de material no estado solto	1600	kg/m ³
Massa unitária de material compactado	1720	kg/m ³
Absorção de água	0,2	%
Dimensão máxima característica	2,4	mm
Módulo de finura	1,91	-

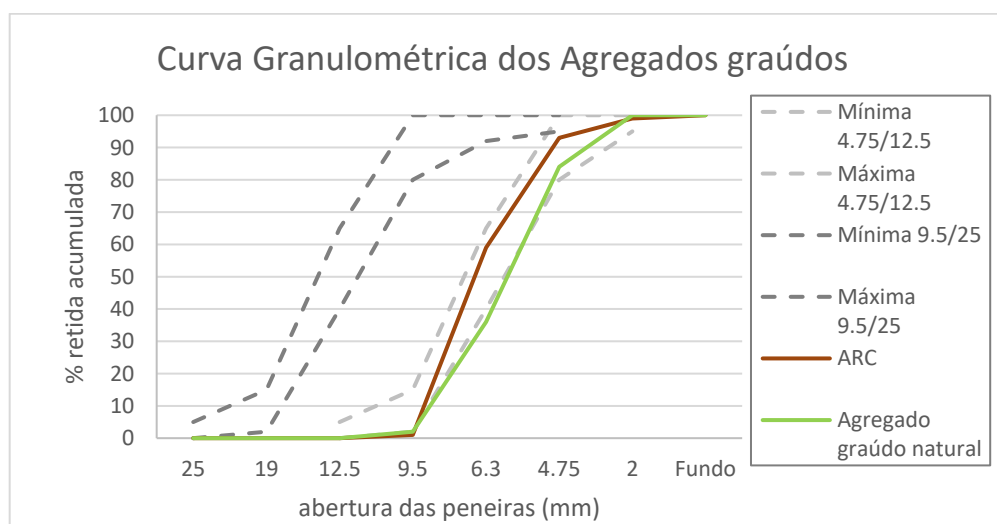
6.2 CARACTERIZAÇÃO DOS AGREGADOS GRAÚDOS: NATURAL E DE RESÍDUO DE CONCRETO

Quanto ao agregado graúdo, os ensaios de composição granulométrica foram realizados tanto para o agregado natural quanto para o ARC, conforme a ABNT NBR NM 248:2003. Os resultados dos ensaios são apresentados na Tabela 6.3 e na Figura 6.2 são apresentadas as curvas granulométricas dos dois tipos de agregados graúdos (natural e de resíduos de concreto) comparadas aos limites de distribuição granulométrica da ABNT NBR 7211:2009.

Tabela 6.3. Granulometria do agregado graúdo

Peneira (mm)	Agregado graúdo natural		ARC	
	% Retida	% Retida Acumulada	% Retida	% Retida Acumulada
12,5	0	0	0	0
9,5	2	2	1	1
6,3	34	36	58	59
4,75	48	84	34	93
2,36	16	100	6	99
Fundo	0	100	1	100
Dimensão Máxima Característica:	9,5 mm		9,5 mm	
Módulo de Finura:	1,86		1,93	

Figura 6.2. Curva Granulométrica dos agregados graúdos e limites de distribuição da ABNT NBR 7211:2009



Pode-se verificar que a curva granulométrica do agregado natural está no limite inferior da faixa especificada para agregados entre as dimensões 4,75mm e 12,5mm (Figura 6.2).

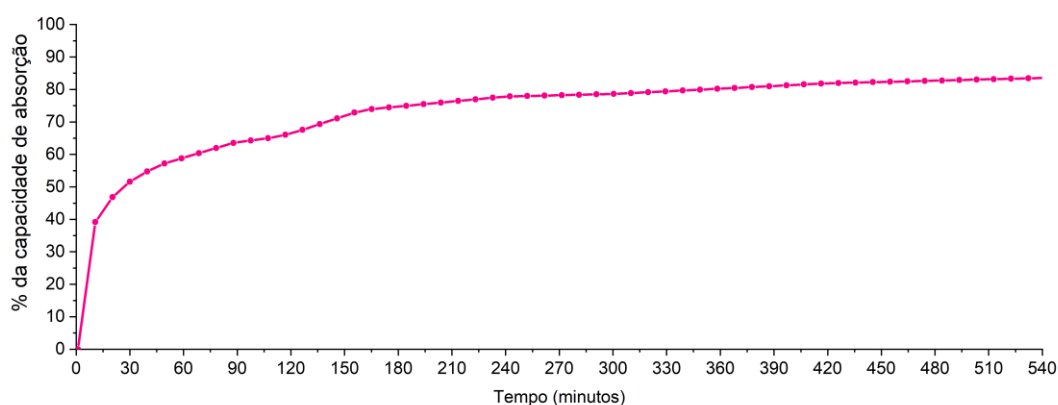
Na Tabela 6.4 são apresentados os resultados dos demais ensaios de caracterização do agregado graúdo.

Tabela 6.4. Resultados dos ensaios de caracterização dos agregados graúdos

Característica	Natural	ARC	Unidade
Massa específica	2,85	2,42	g/cm ³
Massa unitária de material no estado solto	1520	1250	kg/m ³
Massa unitária de material compactado	1610	1340	kg/m ³
Absorção de água	1,6	5,7	%
Dimensão Máxima Característica	9,5	9,5	mm
Módulo de Finura	2,22	2,52	-

Como a absorção é um fator de extrema relevância para os agregados de resíduos, foi realizado ensaio de absorção somente para esse tipo de agregado. Na Figura 6.3 é apresentada a curva de absorção de água em relação ao tempo de imersão do ARC. É possível observar que nos primeiros 30 minutos o agregado absorve uma quantidade de água equivalente a 50% da sua capacidade de absorção. A partir desse tempo, a absorção torna-se mais lenta.

Figura 6.3. Curva de absorção em função do tempo de imersão



Fonte: Próprio autor

6.3 CARACTERIZAÇÃO DOS CONCRETOS PILOTO

Neste item são apresentados os resultados dos ensaios para determinação da trabalhabilidade, absorção do concreto, índice de vazios, massa específica, resistência à compressão, resistência à tração por compressão diametral e módulo de elasticidade.

6.3.1 TRABALHABILIDADE E ÍNDICES FÍSICOS

A absorção dos agregados graúdos tem influência direta sobre a absorção do concreto, índice de vazios, massa específica e trabalhabilidade. A fim de analisar essa influência, na Tabela 6.5 são apresentados os valores de absorção dos agregados graúdos com base nos resultados apresentados na Tabela 6.4 e proporção de agregados naturais e de ARC em cada mistura. Seguindo os valores de absorção dos agregados graúdos, também foram calculados, para cada um dos quatro traços, os valores de abatimento medidos no ensaio de tronco de cone de concreto, absorção do concreto, índice de vazios e massa específica. O concreto com agregados naturais (CREF) foi tomado como referência para o cálculo da porcentagem de aumento ou diminuição das propriedades dos concretos CARC-30, CARC-50 e CARC-100, apresentados entre parênteses na Tabela 6.5.

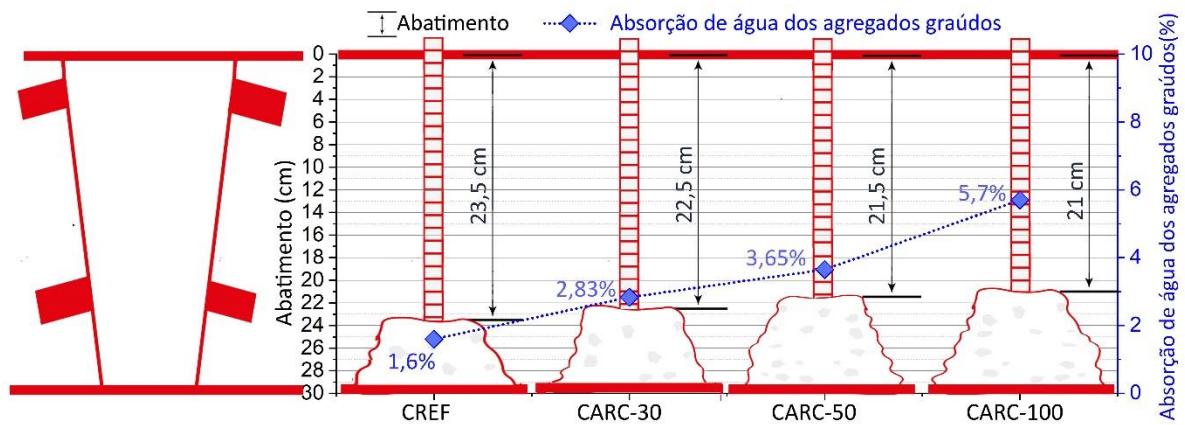
Tabela 6.5. Trabalhabilidade de índices físicos para diferentes teores de substituição

Tipo de concreto	CREF	CARC-30	CARC-50	CARC-100
Absorção dos agregados graúdos (%)	1,6	2,8 (+76,9%)	3,7 (+128,1%)	5,7 (+256,2%)
Abatimento (cm)	23,5	22,5 (-4,2%)	21,5 (-8,5%)	21,0 (-10,6%)
Absorção do concreto (%)	6,28	6,49 (+3,3%)	6,81 (8,4%)	7,27 (+15,8%)
Índice de vazios (%)	14,37	14,63 (+1,8%)	15,00 (+4,4%)	15,76 (+9,7%)
Densidade (g/cm ³)	2,67	2,64 (-1,1%)	2,59 (-3,0%)	2,57 (-3,7%)

A partir dos valores de abatimento no ensaio de tronco de cone (Tabela 6.5) é possível verificar que a trabalhabilidade diminui com o aumento do teor de substituição, como já era esperado. O valor de abatimento no ensaio de tronco de cone do concreto com 100% de ARC foi cerca de 10,64% inferior ao registrado para o concreto de referência (CREF). No entanto, mesmo com essa redução, o abatimento variou de 210 a 235 mm e a trabalhabilidade permaneceu alta, não mostrando dificuldade em seu emprego. Portanto, para o traço utilizado, os efeitos negativos da absorção de água do agregado reciclado não foram significativos e não há uma diminuição significativa da trabalhabilidade devido à substituição do agregado graúdo natural pelo ARC. Dessa forma, acredita-se que o procedimento de pré-molhagem ou compensação de água, indicados para melhoria da trabalhabilidade desse tipo de concreto, não seja necessário para o traço considerando e que possui alta relação água/cimento.

Essa diferença entre os valores de abatimento dos concretos pode ser atribuída à alta absorção dos ARC em relação aos agregados naturais que, devido à ausência de qualquer processo de pré-molhagem ou compensação de água na mistura foi responsável por absorver parte da água total da mistura. Com isso, a relação água/cimento efetiva da mistura de concreto de ARC também pode ser considerada inferior ao da mistura do concreto de referência. Os valores de abatimento e absorção dos agregados graúdos também são comparados no gráfico da Figura 6.4.

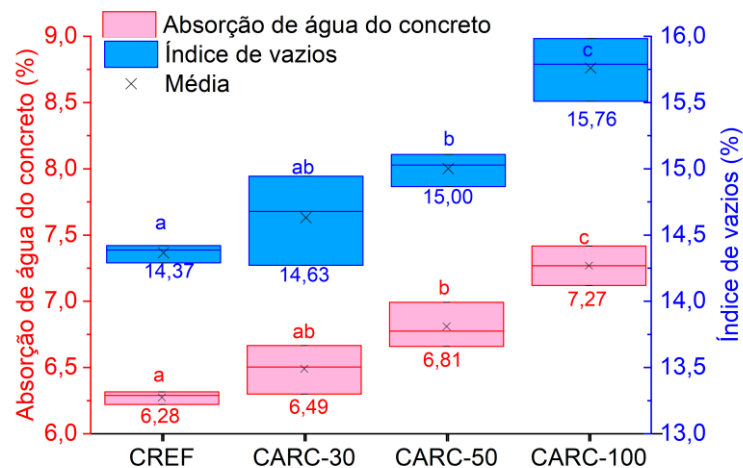
Figura 6.4. Média da trabalhabilidade e absorção dos agregados para diferentes teores de substituição



Fonte: Próprio autor

A Figura 6.5 mostra claramente que o índice de vazios e a capacidade de absorção de água do concreto aumentam em função do conteúdo do ARC. Ambas as propriedades físicas são relacionadas à quantidade de ARC, que também possui maior absorção de água devido à argamassa aderida. O uso de 100% de agregados graúdos reciclados aumentou a absorção em 15,75% e o índice de vazios em 9,67%. Os resultados foram submetidos à análise de variância (ANOVA) e ao teste de Tukey, letras diferentes (a – c) representam médias significativamente diferentes ($P \leq 5\%$).

Figura 6.5. Capacidade de absorção de água do concreto e índice de vazios

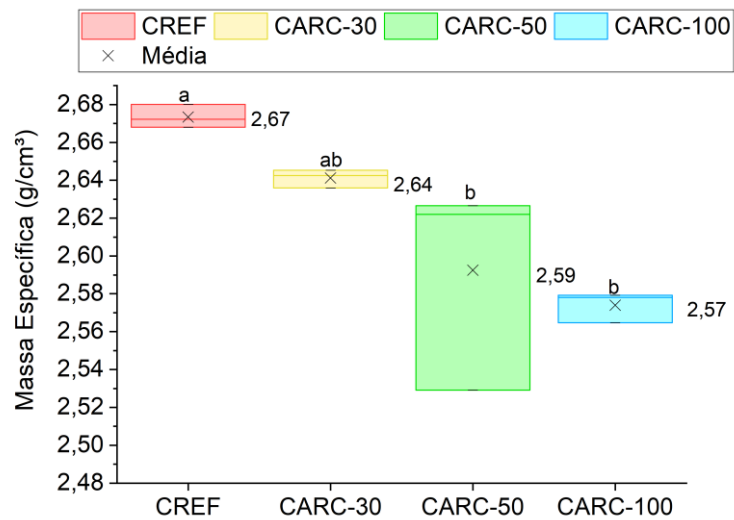


Fonte: Próprio autor

A substituição de agregados naturais pelo ARC influencia na diminuição da massa específica do concreto, pois o ARC possui menor massa específica em relação ao agregado natural. Os resultados obtidos neste teste são apresentados na Figura 6.6. Através do teste de Tukey, observou-se que as densidades dos grupos de concretos reciclados (CARC-30, CARC-50 e CARC-100) são estatisticamente equivalentes a um nível de significância de 5%

(mesmas letras (ab) representam médias com diferença não significativas). A substituição de 100% dos agregados naturais graúdos pelo ARC diminui a massa específica em apenas 3,74%. Era esperada uma grande dispersão em termos de densidade e capacidade de absorção de água (KHOURY *et al.*, 2018). A maior variabilidade de densidade para o CARC-50 (Figura 6.6) pode ter sido causada pela variabilidade do RCA (agregados com quase 100% de agregados naturais ou grãos com grandes quantidades de pasta de cimento aderida).

Figura 6.6. Massa específica para diferentes teores de substituição



Fonte: Próprio autor

6.3.2 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

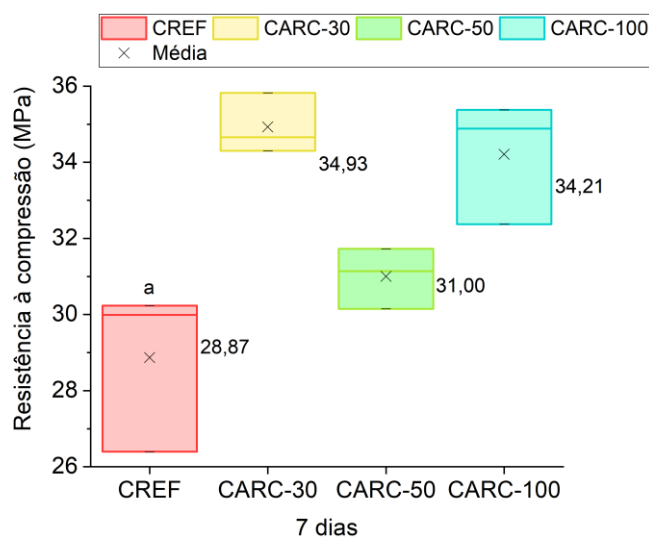
Os resultados dos ensaios de compressão axial dos três corpos de prova correspondentes a cada mistura de concreto são apresentados na Tabela 6.6, seguidos da média das resistências, desvio padrão e coeficiente de variação.

Tabela 6.6. Resistência a compressão do concreto aos 7 dias

Corpo de Prova	Resistência à Compressão (MPa)	Resistência mínima (MPa)	Resistência máxima (MPa)	Média das Resistências (MPa)	Desvio Padrão (MPa)
CREF-1	29,99	26,40	30,23	28,87	2,15
CREF-2	30,23				
CREF-3	26,40				
CARC-30-1	34,30	34,30	35,82	34,93	0,80
CARC-30-2	34,66				
CARC-30-3	35,82				
CARC-50-1	30,15	30,15	31,73	31,00	0,80
CARC-50-2	31,73				
CARC-50-3	31,14				
CARC-100-1	32,37	32,37	35,38	34,21	1,61
CARC-100-2	34,88				
CARC-100-3	35,38				

Para verificar estatisticamente se houve diferença entre as resistências médias dos traços apresentados, foi realizado o teste de análise de variância (ANOVA) com um fator e nível de significância de 0,05. Os resultados desse teste demonstraram que existem evidências estatisticamente significativas ao nível de 5% de uma diferença nas médias. Dessa forma, foi realizado o teste de Tukey para verificar entre quais traços existem essas diferenças. Os resultados do teste de Tukey e também os dados da Tabela 6.6 são relacionados na Figura 6.7.

Figura 6.7. Resistências à compressão aos 7 dias para diferentes teores de substituição



Fonte: Próprio autor

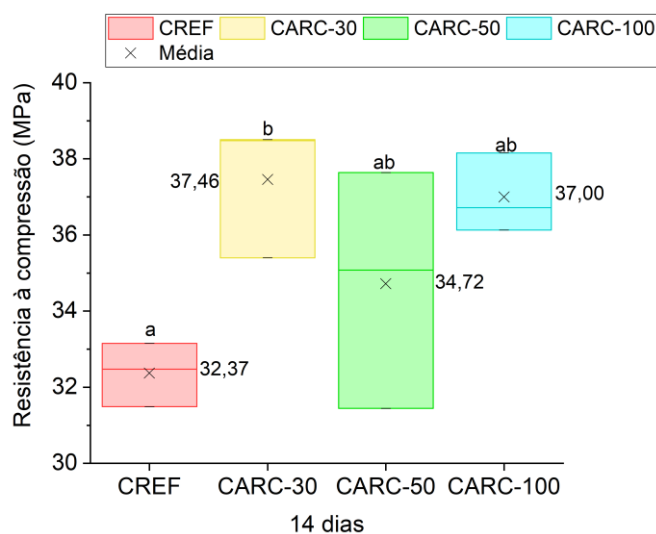
Na Figura 6.7 também é possível verificar que a substituição de 100% dos agregados naturais por ARC gerou um aumento da resistência à compressão média de 18,50% em relação ao concreto de referência. No entanto, o aumento da resistência à compressão não é

linear com o aumento do teor de substituição. O teste de Tukey também demonstrou estatisticamente que a média de resistência à compressão da amostra de referência não apresentou diferença entre a média de resistência à compressão da amostra com 50% de substituição. Também não foi obtida diferença estatística entre as médias de resistência das amostras com 50% e 100% de substituição.

Os mesmos ensaios de compressão foram realizados aos 14 dias e os resultados dos ensaios de compressão dos três corpos de prova correspondentes a cada tipo concreto são apresentados na Tabela 6.7, seguidos da média das resistências, desvio padrão e coeficiente de variação. Também foram realizados os testes de análise de variância e o de Tukey. Os resultados da ANOVA também demonstraram que existem evidências estatisticamente significativas ao nível de 5% de uma diferença nas médias. Então, foi realizado o teste de Tukey para verificar entre quais traços existem essas diferenças. Os resultados do teste de Tukey e também os dados da Tabela 6.7 são relacionados na Figura 6.8.

Tabela 6.7. Resistência a compressão do concreto aos 14 dias

Corpo de Prova	Resistência à Compressão (MPa)	Resistência mínima (MPa)	Resistência máxima (MPa)	Média das Resistências (MPa)	Desvio Padrão (MPa)
CREF-1	33,16	31,49	33,16	32,37	0,84
CREF-2	32,47				
CREF-3	31,49				
CARC-30-1	38,48	35,40	38,50	37,46	1,78
CARC-30-2	38,50				
CARC-30-3	35,40				
CARC-50-1	31,44	31,44	37,64	34,72	3,11
CARC-50-2	35,07				
CARC-50-3	37,64				
CARC-100-1	36,72	36,13	38,16	37,00	1,04
CARC-100-2	36,13				
CARC-100-3	38,16				

Figura 6.8. Resistências à compressão aos 14 dias para diferentes teores de substituição

Fonte: Próprio autor

Assim como nos ensaios de resistência à compressão aos 7 dias, os resultados aos 14 dias também não apresentaram linearidade. A média da resistência à compressão dos corpos de prova com 30%, 50% e 100% de substituição foram, respectivamente, 15,72%, 7,26% e 14,30% maiores do que a média da resistência à compressão dos corpos de prova com agregados naturais. Segundo o teste de Tukey, apenas as médias de resistência à compressão dos traços CREF e CARC-30 foram consideradas estatisticamente diferentes.

Aos 28 dias, os ensaios de resistência à compressão foram realizados para cinco corpos de prova de cada tipo concreto. Esses resultados são apresentados na Tabela 6.8, seguidos da média das resistências, desvio padrão, coeficiente de variação e resistência característica. Na Figura 6.9 os resultados são apresentados juntamente com os resultados do teste de Tukey.

A resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}) é definida pela ABNT NBR 6118 (2014) como o valor que apresenta um grau de confiança de 95% das amostras de um dado lote de material. De acordo com essa definição e admitindo uma distribuição estatística normal dos resultados, o cálculo da resistência característica é dado pela Equação 6.1 de acordo com a ABNT NBR 12655:2015, onde f_{cm} é a média das resistências experimentais e s_d o desvio padrão.

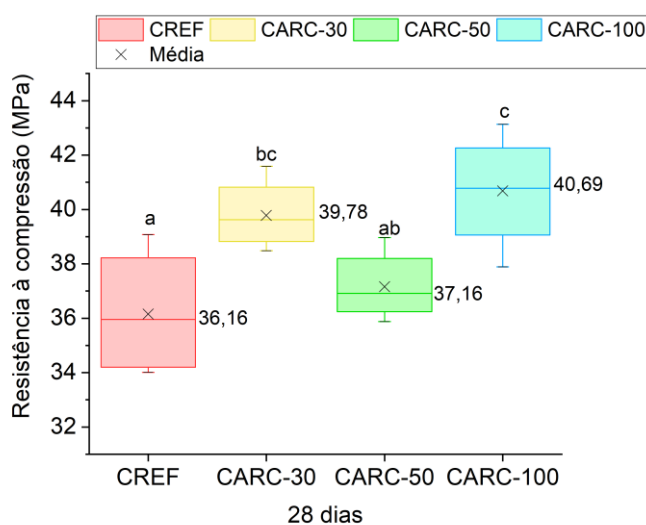
$$f_{ck} = f_{cm} - 1,645 \cdot s_d \quad \text{Equação 6.1}$$

Vale ressaltar que, para utilização em projeto, a norma ABNT NBR 12655:2015 prevê o mínimo de 20 resultados para o cálculo numérico do desvio padrão e, no caso de desvio padrão desconhecido, a mesma norma recomenda a adoção de valores que variam de 4 a 7 de acordo com a condição de preparo do concreto. No entanto, não há recomendação para o

desvio padrão para amostras confeccionadas em laboratório. Portanto, neste estudo foi considerado o desvio padrão obtido nos resultados de cinco corpos de prova para o cálculo da resistência característica à compressão do concreto. Essa solução foi adotada pois a norma prevê uma heterogeneidade dos resultados de resistência do concreto adequada às obras, enquanto a produção de concreto em laboratório resulta em maior controle se comparado ao concreto moldado *in loco*, resultando em desvio padrão inferior ao controle de obras.

Tabela 6.8. Resistência a compressão do concreto aos 28 dias

Corpo de Prova	Resistência à Compressão (MPa)	Resistência mínima (MPa)	Resistência máxima (MPa)	Média das Resistências (MPa)	Desvio Padrão (MPa)	Resistência característica (MPa)
CREF-1	35,96	34,01	39,08	36,16	2,11	32,68
CREF-2	39,08					
CREF-3	34,38					
CREF-4	37,36					
CREF-5	34,01					
CARC-30-1	39,62	38,48	41,59	39,78	1,17	37,85
CARC-30-2	41,59					
CARC-30-3	38,48					
CARC-30-4	39,16					
CARC-30-5	40,06					
CARC-50-1	37,43	35,88	38,97	37,16	1,16	35,25
CARC-50-2	35,88					
CARC-50-3	36,61					
CARC-50-4	38,97					
CARC-50-5	36,91					
CARC-100-1	41,40	37,89	43,13	40,69	1,91	37,54
CARC-100-2	40,24					
CARC-100-3	43,13					
CARC-100-4	40,78					
CARC-100-5	37,89					

Figura 6.9. Resistências à compressão aos 28 dias para diferentes teores de substituição

Fonte: Próprio autor

Assim como aconteceu para 7 e 14 dias, aos 28 dias, o concreto de referência (CREF) também apresentou a menor resistência à compressão. De acordo com o teste de Tukey, estatisticamente os traços CREF e CARC-50 não possuem diferenças significativas, assim como ocorreu entre os traços CARC-30 e CARC-50 e também entre os traços CARC-30 e CARC-100.

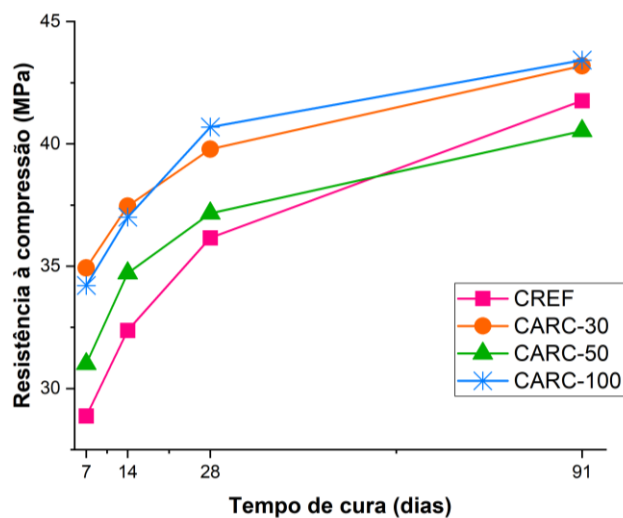
Aos 91 dias foi ensaiado apenas um corpo de prova à compressão para cada mistura de concreto. Estes resultados são apresentados na Tabela 6.9.

Tabela 6.9. Resistência a compressão do concreto aos 91 dias

Corpo de Prova	Resistência à Compressão (MPa)
CREF-1	41,76
CARC-30-1	43,19
CARC-50-1	40,53
CARC-100-1	43,42

Na Figura 6.10, as médias de resistência à compressão aos 7, 14 e 28 dias são apresentadas para os quatro traços de concreto: CREF, CARC-30, CARC-50 E CARC-100. O maior aumento de resistência entre 7 e 91 dias foi de 35,66% para o traço de referência. Aos 7, 14 e 28 dias, o concreto de referência (CREF) apresentou a menor resistência à compressão. Esses resultados já eram esperados devido à alta absorção do ARC e a ausência da adição de água extra às misturas, resultando em uma relação a/c menor e consequente aumento da resistência à compressão das misturas CARC-30, CARC 50 e CARC-100.

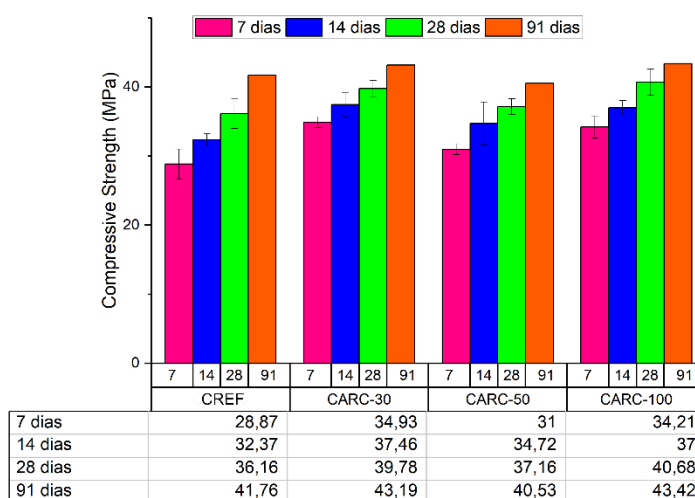
Figura 6.10. Resistência à compressão das misturas de concreto para diferentes idades



Fonte: Próprio autor

Os resultados médios e respectivos desvios padrão da resistência à compressão são mostrados na Figura 6.11. Aos 7 dias, a substituição de 100% de agregados naturais pela ARC gerou um aumento médio da resistência à compressão de 18,50% em comparação com o CREF. No entanto, o aumento na resistência à compressão não é linear com o aumento no teor de substituição. Além disso, essa diferença na resistência à compressão entre o concreto de referência e o concreto reciclado diminui à medida que a idade do concreto aumenta. Aos 91 dias, a resistência à compressão média do CARC-30 e CARC-100 era, respectivamente, 3,42% e 3,40% superior à resistência à compressão média do concreto de referência. A resistência média à compressão do CARC-50 foi 2,95% menor que o concreto de referência aos 91 dias.

Figura 6.11. Média das resistências à compressão e desvio padrão



Fonte: Próprio autor

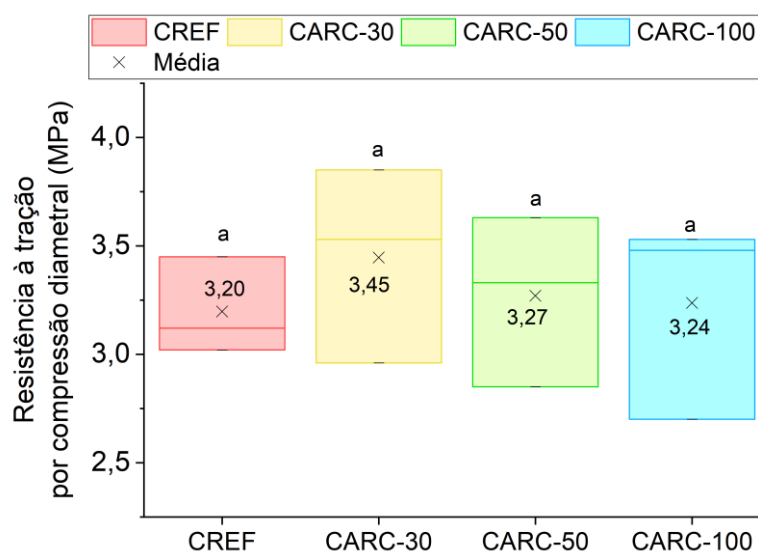
6.3.3 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL

Os resultados do ensaio de tração por compressão diametral são apresentados na Tabela 6.10. A médias das resistências, valores máximos e valores mínimos são apresentados no gráfico boxplot da Figura 6.12.

Tabela 6.10. Resistência à tração por compressão diametral

Nomenclatura	Resistência à tração (MPa)	Resistência mínima (MPa)	Resistência máxima (MPa)	Média das Resistências (MPa)	Desvio Padrão (MPa)
CREF-1	3,02	3,02	3,45	3,20	0,22
CREF-2	3,45				
CREF-3	3,12				
CARC-30-1	3,85	2,96	3,85	3,45	0,45
CARC-30-2	3,53				
CARC-30-3	2,96				
CARC-50-1	2,85	2,85	3,63	3,27	0,39
CARC-50-2	3,33				
CARC-50-3	3,63				
CARC-100-1	3,53	2,70	3,53	3,24	0,47
CARC-100-2	2,70				
CARC-100-3	3,48				

Figura 6.12. Resistência à tração por compressão diametral



Fonte: Próprio autor

Na Figura 6.12 todos os traços são indicados com a letra “a” porque foram considerados estatisticamente iguais no teste de análise de variância com significância de 0,05. Esses resultados demonstram que a substituição de agregados naturais por ARC não interfere na resistência à tração do concreto.

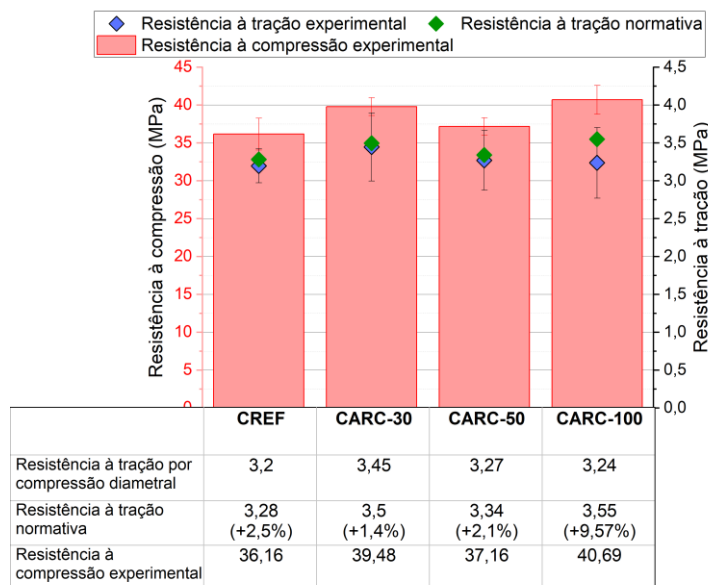
Na ausência de ensaios experimentais, a ABNT NBR 6118: 2014 propõe uma equação para estimar a resistência à tração em função da resistência à tração com a resistência à compressão (Equação 6.2). O gráfico da Figura 6.13 mostra os valores experimentais e normativos da resistência à tração. De acordo com esta comparação, a Equação 6.2 prevê adequadamente a resistência à tração dos concretos com agregados naturais e de ARC. Os valores resultantes da Equação 6.2 são bastante próximos para todos os concretos, sendo a maior diferença para o CARC-100, com diferença de 9,57%.

$$f_{ct,m} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad \text{Equação 6.2}$$

$f_{ct,m}$ = média da resistência à tração do concreto (MPa);

f_{ck} = resistência à compressão do concreto aos 28 dias (MPa);

Figura 6.13. Resistência à tração experimental e normativa



Fonte: Próprio autor

6.3.4 MÓDULO DE ELASTICIDADE

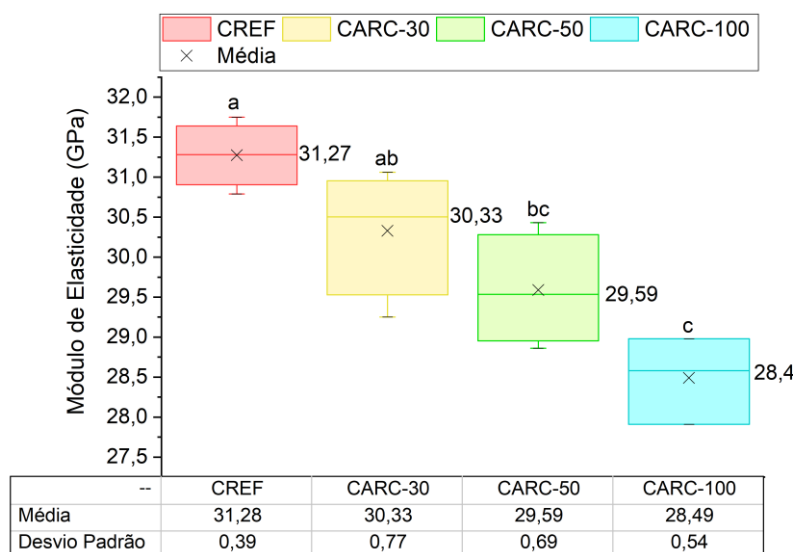
Os resultados obtidos no ensaio de módulo de elasticidade são apresentados na Tabela 6.11. Segundo a ABNT NBR 8522:2017, quando a dispersão máxima for superior a 5%, o valor discrepante não pode ser considerado no cálculo da média, e uma nova média deve ser calculada. Neste ensaio apenas o corpo de prova denominado CARC-100-3 atingiu uma dispersão maior que 5%, com valor de 6,52% e, portanto, foi desconsiderado nos cálculos.

Tabela 6.11. Valores experimentais de módulo de elasticidade

Nomenclatura	Módulo de Elasticidade (GPa)	Dispersão	Mínimo (GPa)	Máximo (GPa)	Média (GPa)	Desvio padrão
CREF-1	31,75	1,52%	30,79	31,75	31,28	0,39
CREF-2	31,25	0,08%				
CREF-3	30,79	1,55%				
CREF-4	31,31	0,11%				
CARC-30-1	30,64	1,02%	29,25	31,06	30,33	0,77
CARC-30-2	30,37	0,13%				
CARC-30-3	31,06	2,41%				
CARC-30-4	29,25	3,56%				
CARC-50-1	29,84	0,84%	28,86	30,43	29,59	0,69
CARC-50-2	29,23	1,22%				
CARC-50-3	30,43	2,84%				
CARC-50-4	28,86	2,47%				
CARC-100-1	28,98	1,72%	27,91	28,98	28,49	0,54
CARC-100-2	27,91	2,04%				
CARC-100-3	31,02	6,52%				
CARC-100-4	28,58	0,32%				

Conforme pode-se observar no gráfico da Figura 6.14, as médias dos valores de módulo de elasticidade decrescem com o aumento do teor de substituição. Essa diminuição já era prevista de acordo com as revisões bibliográficas. No entanto, de acordo com o teste de Tukey, os valores das médias subsequentes são estatisticamente equivalentes. Letras diferentes (a–c) na Figura 6.14 representam médias significativamente diferentes.

Figura 6.14. Módulo de elasticidade para diferentes teores de substituição



Fonte: Próprio autor

Na Tabela 6.11 é apresentado o módulo de deformação secante, calculado conforme Equação 5.8 e a partir dos valores de módulo de deformação inicial apresentados na Tabela 6.11.

Tabela 6.12. Resultados de módulo de elasticidade secante

Nomenclatura	Módulo de Elasticidade secante (GPa)
CREF	27,58
CARC-30	27,13
CARC-50	26,28
CARC-100	26,03

Neste item também foi realizada uma análise comparativa entre os valores de módulo de elasticidade inicial (E_{ci}) experimentais e normativos. Os respectivos valores de módulo de elasticidade apresentados na Tabela 6.13 foram calculados conforme as normas ABNT NBR 6118 (2014) e Eurocode 2 (2004) considerando valores de resistência característica do concreto a compressão (Tabela 6.8). Para ambas as normas foram considerados diferentes tipos de rochas.

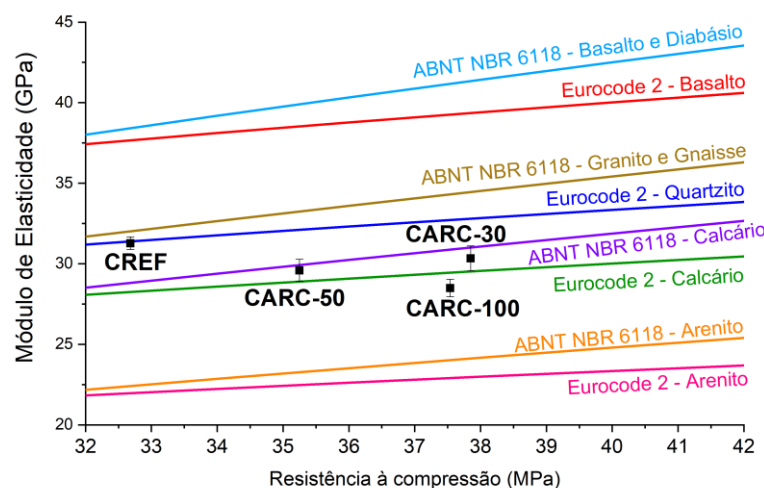
Tabela 6.13. Módulo de elasticidade teóricos

Referências das equações	Módulo de elasticidade inicial (GPa)			
	CREF	CARC-30	CARC-50	CARC-100
Experimental	31,28	30,33	29,59	29,12
ABNT NBR 6118 (2014) - Arenito	22,41 (71,64%)	24,12 (79,51%)	23,27 (78,65%)	24,02 (82,48%)
ABNT NBR 6118 (2014) – Calcário	28,81 (92,11%)	31,01 (102,23%)	29,92 (101,13%)	30,88 (106,04%)
ABNT NBR 6118 (2014) – Granito	32,01 (102,34%)	34,45 (113,59%)	33,25 (112,36%)	34,31 (117,83%)
ABNT NBR 6118 (2014) – Basalto	38,42 (122,81%)	41,34 (136,31%)	39,90 (134,84%)	41,17 (141,39%)
Eurocode 2 (2004) - Arenito	21,97 (70,23%)	22,96 (75,70%)	22,47 (75,95%)	22,90 (78,65%)
Eurocode 2 (2004) - Calcário	28,25 (90,30%)	29,52 (97,32%)	28,89 (97,65%)	29,45 (101,12%)
Eurocode 2 (2004) - Quartzito	31,38 (100,33%)	32,80 (108,14%)	32,10 (108,50%)	32,72 (112,35%)
Eurocode 2 (2004) - Basalto	37,66 (120,40%)	39,36 (129,76%)	38,53 (130,20%)	39,26 (134,82%)

O gráfico da Figura 6.15 apresenta os valores normativos segundo ABNT NBR 6118 (2014) e Eurocode 2 (2004) e experimentais do módulo de elasticidade para CREF, CARC-30, CARC-50 e CARC-100. Embora o agregado natural utilizado tenha sido o basalto, o

módulo de elasticidade experimental do concreto de referência está mais próximo do valor correspondente ao granito e gnaiss, de acordo com a ABNT NBR 6118 (2014) e mais próximo do quartzito no caso do Eurocode 2 (2004). Isso mostra que as equações normativas para o módulo de módulo elástico podem não ser representativas do valor experimental, mesmo para concreto com agregados naturais.

Figura 6.15. Comparação entre valores normativos e experimentais do módulo de elasticidade



Fonte: Próprio autor

Na Figura 6.15, pode-se observar que a substituição parcial e total de agregados naturais por agregados reciclados resultam em valores mais próximos dos indicados para o calcário, no caso da ABNT NBR 6118 (2014) e Eurocode 2 (2004).

6.4 CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO DEFINITIVO

Após uma extensa análise dos resultados do concreto de ARC, denominado piloto, apresenta no item 6.3, foram selecionados os seguintes teores de substituição dos agregados naturais por ARC no concreto de preenchimento dos pilares: 0%, 30% e 100%.

A substituição total (100%) dos agregados se justifica pelas características do concreto CARC-100 favoráveis ao efeito de confinamento, já que, sem perder a resistência, o concreto de ARC se apresentou mais deformável que as demais misturas testadas. Além da substituição total, foi selecionada também a substituição parcial de 30%. Esse teor justifica-se porque, nos ensaios de caracterização, a mistura com substituição de 30% apresentou valores de resistência mais próximos daquela com substituição total, permitindo que os efeitos da diminuição do módulo de elasticidade do concreto sejam analisados com maior ênfase. A título de referência, também foi definida a utilização do concreto convencional (agregados naturais) para avaliar se há mudanças de comportamento em função da substituição do agregado natural por ARC.

Conforme já descrito no item 5.6, para cada mistura de concreto produzido para preenchimento dos pilares foram moldados 6 corpos de prova cilíndricos 10x20cm para ensaios de caracterização. Neste item são apresentados os resultados dos ensaios de caracterização do concreto, para as três misturas utilizadas no preenchimento dos pilares (0%, 30% e 100%), denominado aqui por *concreto definitivo*.

A caracterização do concreto de preenchimento dos pilares se resumiu à determinação das propriedades mecânicas: compressão, tração por compressão diametral e módulo de elasticidade. Os corpos de prova foram ensaiados aos 50 dias, mesma idade que os pilares preenchidos foram ensaiados. Os resultados apresentados na Tabela 6.14 foram obtidos a partir da mesma metodologia utilizada para a caracterização do concreto piloto.

Tabela 6.14. Resultados da caracterização do concreto definitivo

Tipo de Concreto	CREF	CARC-30	CARC-100
Idade do concreto (dias)	50	50	50
Tração por compressão diametral (MPa)	3,00 ± 0,31	2,75 ± 0,45	3,25 ± 0,14
Compressão axial (MPa)	39,43 ± 2,08	36,06 ± 2,37	38,66 ± 1,79
Módulo de elasticidade (GPa)	28,93 ± 0,44	27,63 ± 0,84	26,18 ± 0,83

6.5 CARACTERIZAÇÃO DO AÇO DO PERFIL TUBULAR

A partir do ensaio de tração dos três corpos de prova extraídos do perfil tubular, foram determinados os valores de resistência ao escoamento (f_y) e resistência à ruptura (f_u). Para determinação das resistências ao escoamento, como o diagrama não apresenta patamar definido, foi adotada a deformação residual de 2‰ como referência. Os resultados obtidos no ensaio de caracterização do aço do perfil tubular que compõe os pilares preenchidos são apresentados na Tabela 6.15, juntamente com valores médios e desvio padrão.

Tabela 6.15. Propriedades mecânicas do aço do perfil tubular

Corpo de Prova	CP-1	CP-2	CP-3	Média	Desvio Padrão
Resistência ao escoamento (MPa)	449,98	461,69	447,56	453,08	7,56
Resistência à ruptura (MPa)	476,34	485,85	474,72	478,97	6,01
Deformação na ruptura (‰)	12,61	14,54	13,49	13,55	0,97

Considerando os resultados obtidos, o valor médio de resistência ao escoamento é de 453,08 MPa, valor um pouco superior aos limites de aplicabilidade em pilares preenchidos definidos pelos códigos normativos brasileiro e chinês (Tabela 3.1). No entanto, o objetivo das normas ao limitar a aplicabilidade do material é evitar a utilização de aços de alta resistência em estruturas devido ao seu comportamento menos dúctil e que exige alterações nas formulações. Nesse caso, a ruptura do aço ocorreu apenas com uma deformação entre 12,61 e 14,54‰, não caracterizando ruptura frágil.

7. RESULTADOS E ANÁLISES: PILARES PREENCHIDOS

Este capítulo traz os resultados e análise dos modelos experimentais de pilares submetidos à compressão axial centrada (Figura 7.1). Os resultados foram divididos em quatro subitens para facilitar as análises. Primeiramente é apresentada uma visão geral dos modelos ensaiados, com as curvas Força vs. Deformação e problemas durante a execução dos ensaios. No item 7.2 ainda são apresentadas as configurações finais dos modelos experimentais. Na etapa seguinte os resultados foram divididos em exemplares com a mesma forma de aplicação de força; assim, no item 7.3 são apresentados os resultados dos pilares com aplicação de força na seção mista (pilares mistos preenchidos) e, no item 7.4, os resultados dos pilares com aplicação de força no núcleo de concreto (definidos como concreto confinado pelo tubo de aço).

Por fim, é apresentada uma análise comparativa da influência da forma de aplicação da força e da substituição dos agregados graúdos naturais por agregados de resíduos de concreto nos seguintes parâmetros: rigidez, capacidade resistente, deformação axial e radial dos materiais aço e concreto. Ao longo de todo esse capítulo são utilizadas as tonalidades em azul para se referir aos exemplares com força aplicada na seção mista e, em laranja e amarelo, para exemplares com força aplicada somente no núcleo de concreto.

Figura 7.1. PPCARC submetidos a compressão axial centrada

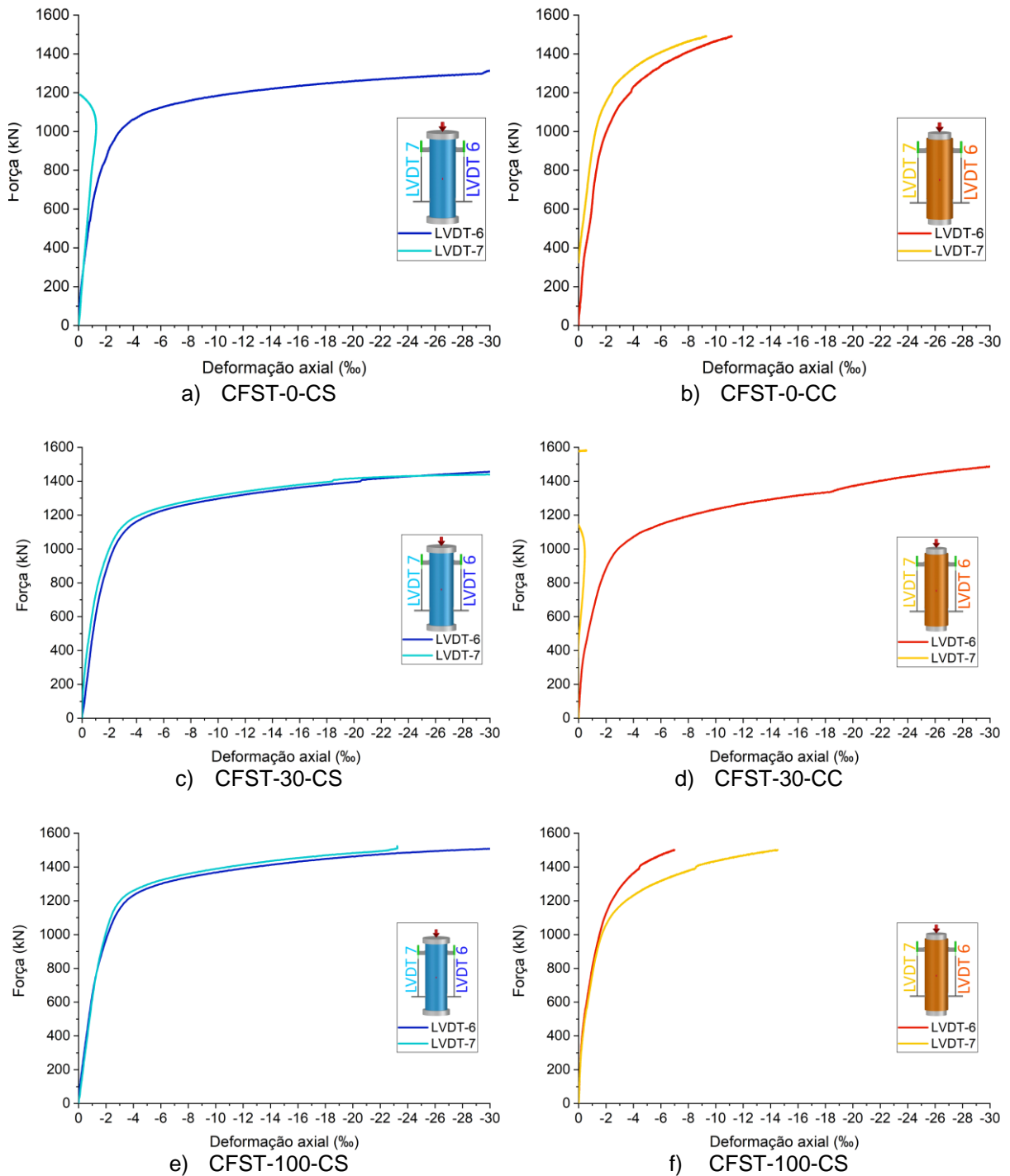


Fonte: Próprio autor

7.1 COMPORTAMENTO FORÇA VS. DEFORMAÇÃO AXIAL

Na Figura 7.2 são apresentadas as curvas Força vs. Deformação axial para todos os exemplares ensaiados. As deformações axiais foram calculadas a partir dos deslocamentos registrados pelos 2 transdutores posicionados em faces diametralmente opostas, convertidos em deformação (‰) considerando a distância entre pontos de medida igual a 185 mm.

Figura 7.2. Curvas Força vs. Deformação axial



No trecho inicial e que corresponde ao início do carregamento, todos os modelos apresentam comportamento elástico e a deformação axial aumentou gradualmente com o aumento da força, que é aproximadamente linear. Quando a força atingiu aproximadamente 70% da força máxima, o comportamento torna-se não linear e há aumentos consideráveis das deformações para pequenos acréscimos na força aplicada.

Nenhum dos exemplares apresentou ruptura convencional e, as medições de deformação e deslocamento foram interrompidas quando os instrumentos de medição atingiram o limite de leitura. Enquanto as medições dos transdutores de deslocamento se mantiveram, a deformação axial dos exemplares continuou a aumentar chegando próximo de 30‰ para alguns exemplares (Figura 7.2).

O comportamento dos exemplares não demonstra queda após uma força máxima. Ao contrário, as curvas apresentaram comportamento elasto-plástico com encruamento. Esse comportamento está de acordo com o previsto por Johansson (2002) e corresponde ao índice de confinamento (λ) maior que 1,0, independente da forma de aplicação da força. Na Tabela 7.1 estão apresentados os índices de confinamento calculados para os modelos experimentais, verifica-se que os valores variam entre 3,02 a 3,31.

Tabela 7.1. Índice de confinamento (λ) dos modelos experimentais

Exemplares	Teor de substituição	f_y (MPa)	f_{ck} (MPa)	A_a cm ²	A_c cm ²	$\lambda = \frac{f_y \cdot A_a}{f_{ck} \cdot A_c}$
CFST-0-CS / CFST-0-CC	0%	453,08	39,43	21,37	81,23	3,02
CFST-30-CS / CFST-30-CC	30%	453,08	36,06	21,37	81,23	3,31
CFST-100-CS / CFST-100-CC	100%	453,08	38,66	21,37	81,23	3,08

Ainda avaliando as curvas Força vs. Deformação da Figura 7.2 pode-se observar que para os exemplares CFST-0CS e CFST-30-CC um dos transdutores de deslocamento (LVDT 7) registrou tração (deformação positiva), indicando que tais exemplares foram submetidos a esforços de flexo-compressão e não a compressão centrada. A configuração final dos exemplares CFST-0-CS e CFST-30-CC (Figura 7.3) confirma as deformações decorrentes do transdutor LVDT 7. O esforço de flexão foi causado pela não centralização da rótula em relação aos pilares; isso fez com que a força fosse aplicada com 4mm de excentricidade e, comprometesse os resultados desses dois exemplares. Portanto, os resultados referentes a esses exemplares (CFST-0-CS e CFST-30-CC) não foram utilizados na discussão dos resultados e são apresentados no APÊNDICE A. A Figura 7.3 apresenta esses exemplares

ao final dos ensaios. Para evitar esse mesmo efeito nos demais exemplares, cuidados extras foram tomados para a centralização adequada dos exemplares na máquina de ensaios.

Figura 7.3. Exemplares CFST-0-CS e CFST-30-CC submetidos a flexo-compressão

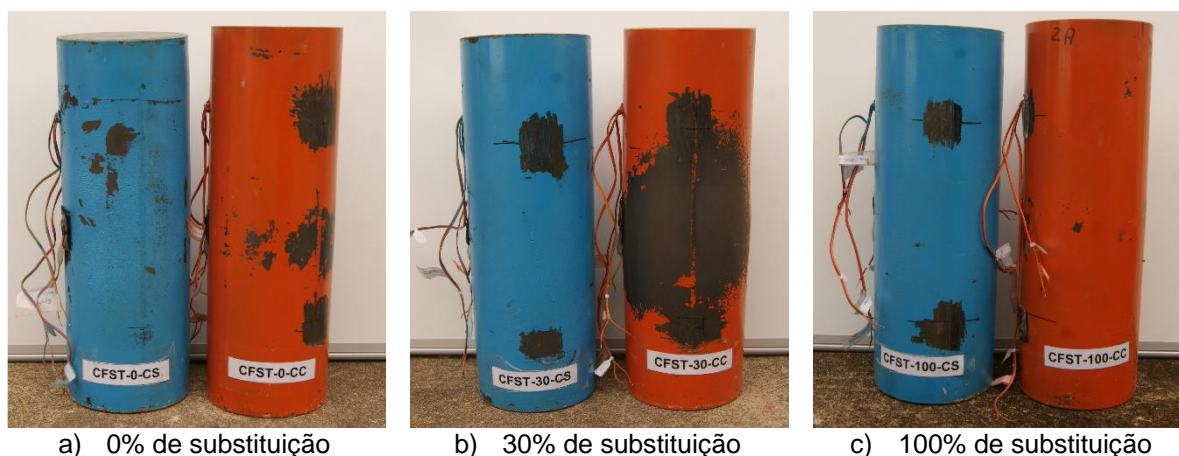


Fonte: Próprio autor

7.2 CONFIGURAÇÃO FINAL DOS EXEMPLARES ENSAIADOS

A Figura 7.4 apresenta alguns detalhes da configuração final dos exemplares ensaiados. Os exemplares em laranja correspondem à aplicação de força no núcleo de concreto e os azuis, à força aplicada na seção mista.

A falha dos exemplares se deu por esmagamento do núcleo de concreto, evidenciado nas altas deformações registradas pelos extensômetros posicionados no núcleo de concreto. Houve também deformação plástica dos tubos de aço com aumento radial na altura média dos pilares. No entanto, a instabilidade local não foi muito aparente devido a uma uniformização e boa distribuição da deformação radial causada pela grande espessura do tubo de aço. Esse efeito também foi observado por Oliveira (2008) quando comparou a configuração final dos pilares com espessura de 6mm em relação aos pilares com espessura de 3,35mm.

Figura 7.4. Configuração final dos pilares

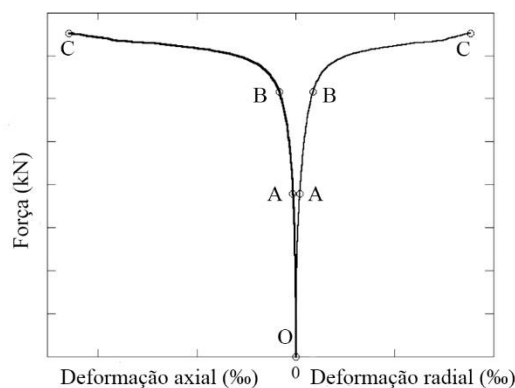
Fonte: Próprio Autor

7.3 PILARES MISTOS: EXEMPLARES COM FORÇA APLICADA NA SEÇÃO MISTA

Neste item são apresentados os resultados experimentais dos pilares mistos preenchidos, ou seja, exemplares com aplicação de força na seção mista: CFST-30-CS e CFST-100-CS. Os pilares mistos foram analisados com relação à rigidez, capacidade resistente, deformação axial e radial dos materiais aço e concreto.

A exemplo da metodologia de análise adotada por Zhao *et al.* (2018), para facilitar a análise das deformações dos materiais, buscou-se identificar alguns pontos representativos de mudança de comportamento. Assim, as curvas foram divididas em 3 trechos como no exemplo hipotético da Figura 7.5. As curvas se iniciam no ponto O, que corresponde ao pilar sem força aplicada. O ponto A corresponde ao instante em que há mudança de comportamento do concreto devido ao efeito de confinamento. No ponto B o perfil de aço atinge a resistência ao escoamento e as deformações aumentam rapidamente até atingir o final da curva (ponto C). O ponto C representa o instante em que os extensômetros passam a não registrar valores coerentes de deformação pois atingiram seu limite.

Figura 7.5. Comportamento dos materiais divididos em trechos OABC

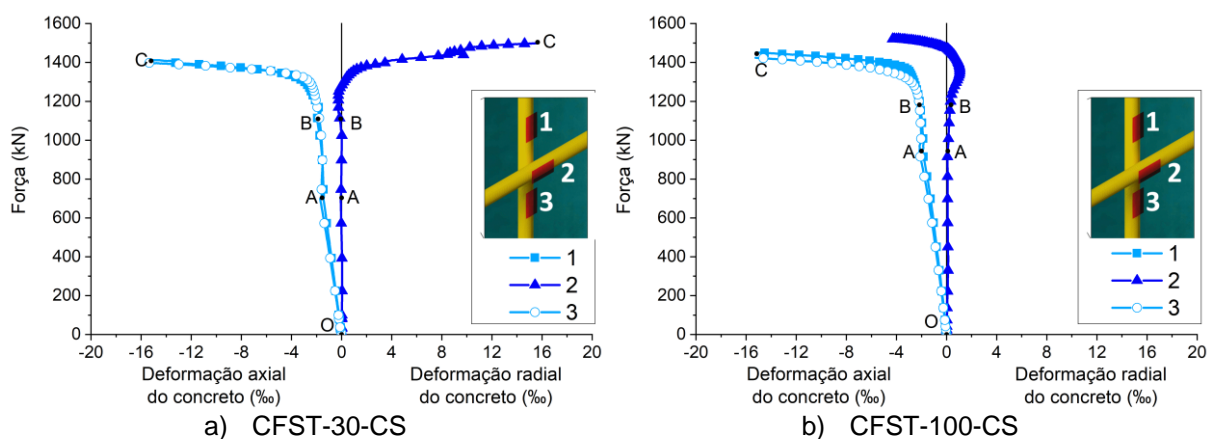


Fonte: Adaptado de Zhao *et al.* (2018)

7.3.1 DEFORMAÇÃO DO CONCRETO

As deformações no concreto foram medidas pelos extensômetros 1 a 3, sendo os extensômetros 1 e 3 fixados no sentido axial e o extensômetro 2 no sentido radial. Os resultados foram plotados nas curvas Força vs. Deformação (Figura 7.6) nas quais os valores negativos e positivos indicam, respectivamente, deformações de compressão e de tração. As deformações axiais (extensômetros 1 e 3) foram bem próximas entre si demonstrando coerência entre os resultados.

Figura 7.6. Pilares mistos: Curvas Força vs. Deformação do concreto



Fonte: Próprio autor

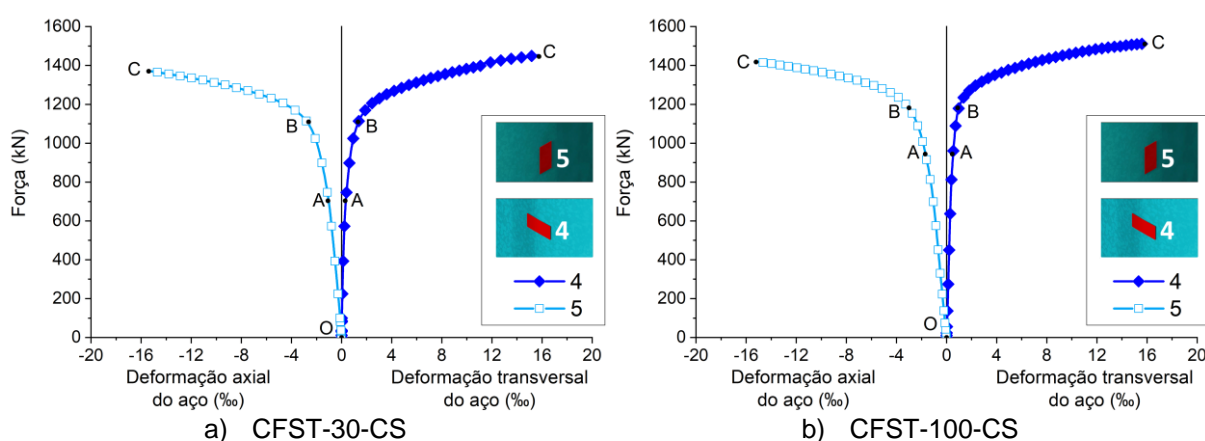
Nas curvas de deformação do concreto foi possível identificar três trechos. O primeiro trecho corresponde ao trajeto OA, no qual a deformação axial do concreto aumentou linearmente enquanto a deformação radial se manteve praticamente nula. A partir do ponto A, à medida que a força aumenta, o concreto se expande em menor intensidade enquanto a tensão lateral se desenvolve pela contenção do tubo de aço. Devido ao efeito de confinamento, a fissuração no concreto é adiada do ponto A ao ponto B (Figura 7.6). A partir do ponto B, ocorre aumento rápido das deformações axial e radial do concreto. A curva é interrompida pelo limite de medição dos extensômetros no ponto C. Pode-se observar também

um defeito na leitura do extensômetro número 2 do exemplar CFST-100-CS após o ponto B da curva. Portanto, esse trecho foi desconsiderado na análise.

7.3.2 DEFORMAÇÃO DO AÇO

As deformações no perfil de aço foram registradas pelos extensômetros 4 e 5, fixados na face externa dos tubos. O extensômetro 4 foi fixado no sentido transversal do tubo e o extensômetro 5 no sentido axial. Na Figura 7.7 são apresentadas as curvas Força vs. Deformação do tubo de aço para os pilares CFST-30-CS e CFST-100-CS.

Figura 7.7. Pilares mistos: Curvas Força vs. Deformação no perfil de aço



Fonte: Próprio autor

Nos dois exemplares analisados, a deformação axial do tubo de aço exibiu uma taxa de crescimento mais rápida que a deformação transversal. É possível observar um primeiro trecho linear elástico (OA) e a partir do ponto A, o aço passa a apresentar comportamento não linear com avanço considerável nas deformações para pequenos incrementos de força. Como já analisado no item 7.3.1, o concreto se expandiu suficientemente para o desenvolvimento de tensões laterais de confinamento. O tubo de aço atinge a resistência ao escoamento no ponto B e, rapidamente, atinge altas deformações com o aumento da força axial; isso ocorre até que seja atingida a capacidade de leitura dos extensômetros.

7.3.3 FORÇA RESISTENTE EXPERIMENTAL

Conforme destacado no item 7.1, a aplicação de força axial excêntrica no exemplar CFST-0-CS, que era o exemplar de referência, comprometeu seus resultados. Como esse dado é fundamental para o estudo, buscou-se uma alternativa para estimar a força resistente do exemplar CFST-0-CS e comparar aos resultados obtidos no ensaio experimental. Assim, para estimar a força resistente foi tomado como base de Oliveira (2008) e as propriedades dos materiais do exemplar CFST-0-CS. Essa comparação foi possível pois adotou-se o mesmo esquema de ensaio, mesmos equipamentos e dimensões dos modelos ensaiados por Oliveira (2008). A adaptação se baseou na Equação 3.5, tomando como referência os valores

da força máxima e propriedades dos materiais obtidos pelo autor (Tabela 7.2) para determinar o valor do coeficiente α .

Adotando o valor de $\alpha=1,4$, resultante da análise com os resultados de Oliveira (2008), foi possível estimar o valor da força máxima do exemplar CFST-0-CS, utilizando suas respectivas propriedades dos materiais.

$$N_{pl,R} = f_y \cdot A_a + \alpha \cdot f_{ck} \cdot A_c \quad \text{Equação 3.5}$$

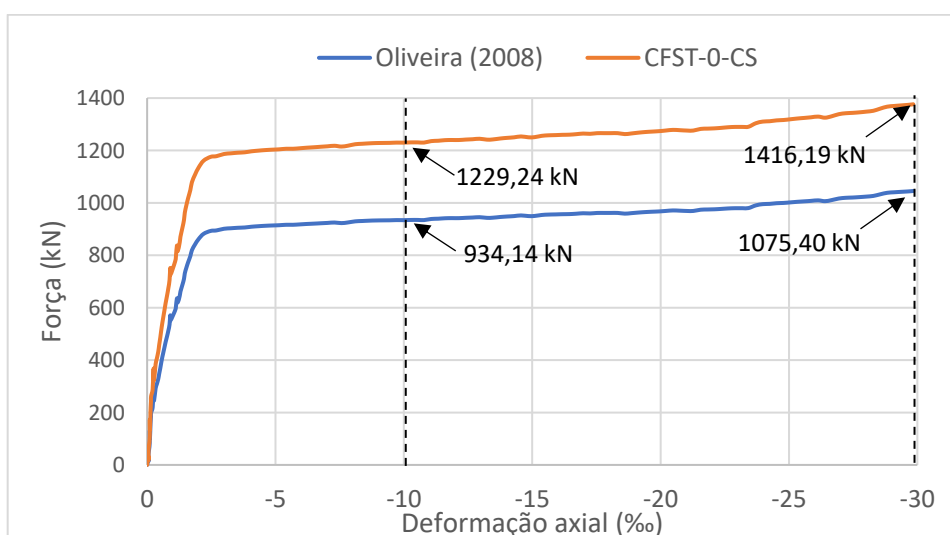
Tabela 7.2. Propriedades dos materiais nos ensaios de Oliveira (2008) e CFST-0-CS

Propriedades		Oliveira (2008)	CFST-0-CS
Resistência ao escoamento do aço	(f_y)	34,295 kN/cm ²	45,309 kN/cm ²
Área de aço	(A_a)	20,41 cm ²	21,37 cm ²
Resistência à compressão do concreto	(f_{ck})	3,268 kN/cm ²	3,943 kN/cm ²
Área de concreto	(A_c)	82,19 cm ²	82,19 cm ²
Força axial máxima	($N_{pl,R}$)	1075,40 kN	1416,19 kN

A curva Força vs. Deformação foi então ajustada resultando no comportamento estimado mostrado na Figura 7.8. Para o ajuste da curva, o valor da força aplicada em cada ponto (N_{iCFST}) foi obtido pela multiplicação da força total ($N_{pl,R_{CFST}}$) pela proporção de aplicação de força obtida por Oliveira (2008) ($\frac{N_{iOLIVEIRA}}{N_{pl,R_{OLIVEIRA}}} \leq 1$) conforme Equação 7.1

$$N_{iCFST} = N_{pl,R_{CFST}} \cdot \frac{N_{iOLIVEIRA}}{N_{pl,R_{OLIVEIRA}}} \quad \text{Equação 7.1}$$

Figura 7.8. Correção da curva Força vs. Deformação de CFST-0-CS



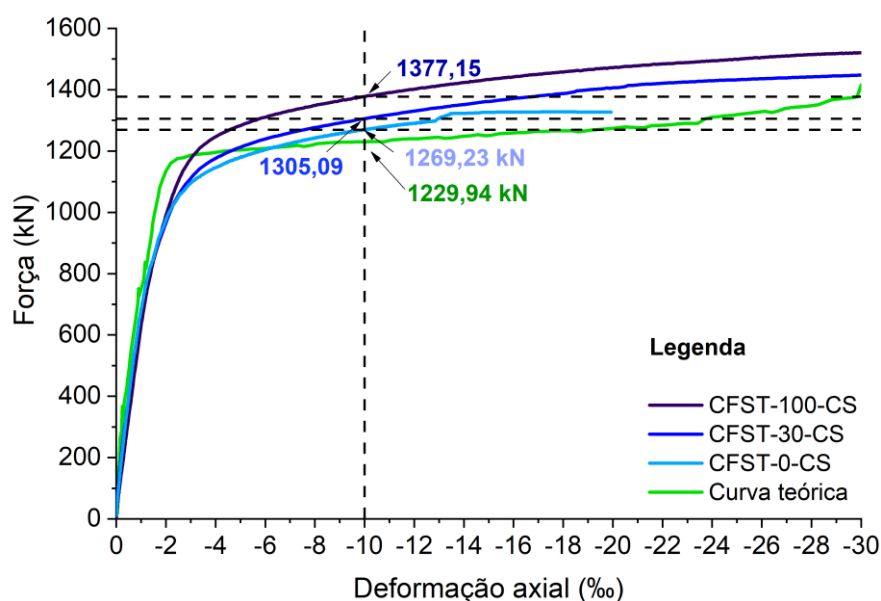
Fonte: Próprio autor

As curvas Força vs. Deformação axial dos modelos experimentais de CFST-0-CS, CFST-30-CS e CFST-100-CS são apresentadas na Figura 7.9 juntamente com a curva teórica obtida a partir do resultado de Oliveira (2008). Pode-se observar que até a força aplicada de

1000 kN, a curva CFST-0-CS foi coincidente com os demais modelos experimentais. A força correspondente à deformação axial de 10‰ do exemplar CFST-0-CS é apenas 3% superior à obtida na curva teórica. A força correspondente a deformação axial de 30‰ não pôde ser comparada pois, a partir de 1326 kN um dos LVDT's se soltou do modelo, interrompendo a medição da deformação axial. Dessa forma, concluiu-se que o comportamento global do exemplar CFST-0-CS não ficou comprometido até a força aplicada de 1326 kN.

Os modelos ensaiados no presente estudo 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. No entanto, é fundamental definir a força máxima resistida pelos exemplares ensaiados. Para isso, neste trabalho, a força resistente foi assumida como sendo a força correspondente à deformação axial de 10‰ no pilar. Esse procedimento também foi adotado por outros pesquisadores (UY *et al.*, 2011; WANG *et al.*, 2017; YE *et al.*, 2016). Dessa forma, os valores de força aplicada referentes a deformação de 10‰ são indicados nas curvas Força x deformação dos exemplares CFST-0-CS, CFST-30-CS e CFST-100-CS (Figura 7.9) e na Tabela 7.3. A diferença entre as forças correspondentes às deformações de 10‰ e 30‰ (Tabela 7.3) variam entre 10 e 15%, não constituindo diferença significativa. Assim, nas análises posteriores foi mantida a força máxima correspondente à deformação de 10‰.

Figura 7.9. Curvas Força vs. Deformações dos exemplares com aplicação de carga na seção mista



Fonte: Próprio autor

Tabela 7.3. Forças axial resistente equivalentes às deformações de 10‰ e 30‰

Nomenclatura	Teor de substituição	f_{ck} (MPa)	E_{cs} (GPa)	$\lambda = \frac{f_y \cdot A_a}{f_{ck} \cdot A_c}$	Força axial resistente (kN)	
					$\varepsilon = 10\text{‰}$	$\varepsilon = 30\text{‰}$
Curva teórica	0%	39,43	28,93	3,02	1229,94	1416,19(+15,20%)
CFST-0-CS*	0%	39,49	28,93	3,02	1269,23*	-
CFST-30-CS	30%	36,06	27,63	3,31	1305,09	1442,94 (+10,56%)
CFST-100-CS	100%	38,66	26,18	3,08	1377,15	1520,28 (+10,39%)

* Exemplar submetido à compressão axial excêntrica de 4 mm.

Os resultados da Tabela 7.3 mostram que a força resistente aumentou à medida que houve aumento nos teores de substituição do ARC. Esse comportamento se diferenciou do índice de confinamento (λ), que foi maior para o exemplar com substituição parcial (CFST-30-CS). Em comparação com o exemplar CFST-0-CS, a capacidade resistente dos exemplares CFST-30-CS e CFST-100-CS aumentou, respectivamente, em 2,8% e 8,5%. Todas as curvas demonstraram grande ductilidade dos pilares (Figura 7.9).

7.3.4 COMPARAÇÃO COM AS PREVISÕES NORMATIVAS

As capacidades resistentes teóricas dos pilares foram calculadas conforme as formulações existentes na ABNT NBR 8800:2008, Eurocode 4 (2004) e DBJ 13-51 (2010) apresentadas, respectivamente, nos itens 3.1.1, 3.1.2 e 3.1.3, e que não se aplicam, em princípio, a pilares preenchidos com concreto de ARC. Os valores de módulo de elasticidade e resistência dos materiais adotados nos cálculos foram obtidos experimentalmente, no estudo de caracterização definitivo descrito nos itens 6.4 e 6.5. Nesta previsão, em função da comparação com valores experimentais, todos os coeficientes de segurança foram tomados iguais a 1,0. O perfil tubular utilizado é formado a frio, portanto, foi utilizado para cálculo da capacidade resistente segundo o Eurocode 4 (2004) o fator de redução χ correspondente à curva de resistência C.

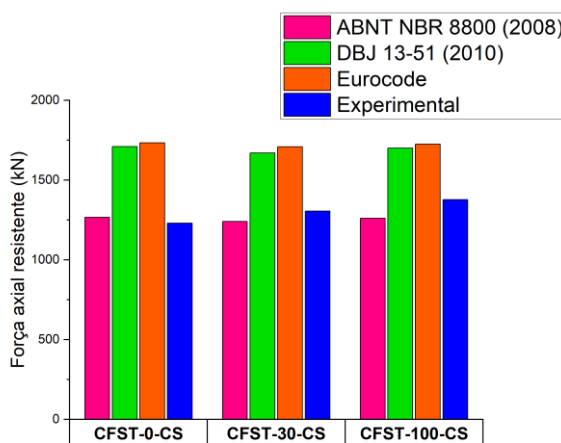
A Tabela 7.4 apresenta os resultados normativos segundo as normas consideradas nesse estudo bem como os resultados experimentais dos pilares CFST-0-CS, CFST-30-CS e CFST-100-CS. Os valores entre parênteses representam a porcentagem de aumento ou diminuição da força resistente segundo a norma correspondente e a força última experimental, tomando o resultado experimental como referência.

Tabela 7.4. Capacidade resistente dos pilares preenchidos

Nomenclatura	Teor de substituição	f_{ck} (MPa)	E_{cs} (GPa)	Força axial resistente (kN)			
				ABNT NBR 8800 (2008)	Eurocode 4 (2004)	DBJ 13-51 (2010)	Experimental ($\epsilon=10\text{‰}$)
CFST-0-CS*	0%	39,43	28,93	1265,59 (-0,29%)	1727,71 (+36,12)	1709,04 (+34,65%)	1269,23*
CFST-30-CS	30%	36,06	27,63	1239,83 (-5,00%)	1719,60 (+32,17%)	1669,62 (+27,93%)	1305,09
CFST-100-CS	100%	38,66	26,18	1259,63 (-8,53%)	1719,60 (+24,87%)	1700,03 (+23,45%)	1377,15

* Exemplar submetido à compressão axial excêntrica de 4 mm.

Os resultados da Tabela 7.4 são apresentados no gráfico da Figura 7.10 e indicam que, para os três exemplares ensaiados, as normas DBJ 13-51 (2010) e Eurocode 4 (2004) superestimam a capacidade resistente. Já a ABNT NBR 8800 (2008) apresenta valores mais próximos dos experimentais e cujas diferenças variam entre 0,29% e 8,5%.

Figura 7.10. Força axial resistente: valores teóricos e experimentais

Fonte: Próprio autor

Segundo os procedimentos normativos da ABNT NBR 8800:2008 e Eurocode 4 (2004), a força axial resistente é influenciada pelo módulo de elasticidade ao passo que esse parâmetro não é considerado na previsão da força resistente à plastificação estabelecida pela norma chinesa DJ 13-51 (2010). Apesar das diferenças de formulação, os valores previstos pelo Eurocode 4 (2004) se aproximaram mais daqueles previstos pela norma chinesa DJ 13-51 (2010) do que aqueles previstos pela ABNT NBR 8800:2008, que é bastante similar ao Eurocode 4 (2004). Os valores de força axial resistente oriundos da ABNT NBR 8800:2008 foram, em média, 27% inferiores àqueles do Eurocode 4 (2004) e 26% inferiores àqueles obtidos pelo DJ 13-51 (2010). A principal diferença entre os procedimentos da norma brasileira ABNT NBR 8800:2008 e do Eurocode 4 (2004) está na consideração do aumento da resistência do concreto devido ao confinamento. Para seções tubulares circulares preenchidas com concreto, a ABNT NBR 8800:2008 multiplica a resistência à compressão do

concreto não confinado pelo parâmetro $\alpha=0,96$. Já o Eurocode 4 (2004) e DJ 13-5 (2010) multiplicam essa resistência por um coeficiente que aumenta proporcionalmente com as dimensões e resistência do perfil de aço. Dessa forma, a adoção de valores de espessura e resistência relativamente altos, como neste trabalho, levam a previsões superestimadas pelas normas Eurocode 4 (2004) e DJ 13-5 (2010) pois, aparentemente, estas superestimam o efeito de confinamento.

Vale destacar que, nos três códigos normativos analisados, os valores previstos para força resistente são maiores para os exemplares com maior resistência à compressão do concreto; isso porque os demais parâmetros são idênticos. Sendo assim, a maior capacidade resistente prevista ocorre para o pilar de referência (CFST-0-CS).

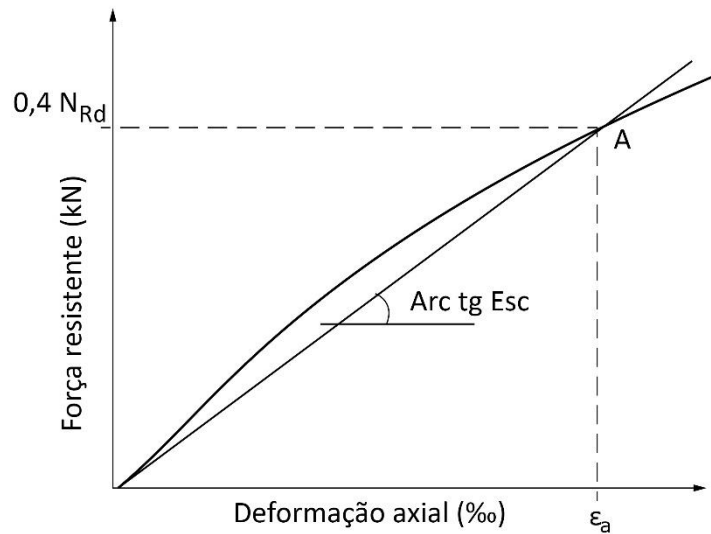
No entanto, experimentalmente, o exemplar CFST-100-CS foi aquele que apresentou maior capacidade resistente. O menor valor de módulo de elasticidade (26,18GPa) do concreto com substituição total (100%) indica que tal concreto é mais deformável que os demais. No entanto, o exemplar CFST-100-CS apresentou a maior capacidade resistente a compressão, valor experimental. Embora se disponha de um número bastante limitado de resultados, esse fato pode ser um indício da maior mobilização do efeito de confinamento nesse caso em que o concreto é mais deformável.

Porém, mais estudos devem ser realizados isolando a variável módulo de elasticidade para novas análises.

7.3.5 RIGIDEZ

Dentre as vantagens da utilização do pilar preenchido está sua rigidez axial. Este item compara a rigidez dos exemplares a fim de analisar o efeito da substituição de agregados naturais por ARC. O módulo de deformação experimental dos pilares preenchidos é definido como o módulo de deformação secante (E_{sc}) correspondente à força axial e equivalente a 40% da força máxima, ilustrado na Figura 7.11, sendo N_{Rd} a força resistente do pilar. Essa definição também foi adotada por pesquisadores como Huo *et al.* (2009), Wang *et al.* (2017) e Yang e Ma (2013) e é idêntica à recomendada para o cálculo do módulo da deformação secante do concreto segundo a ABNT NBR 8522 (2017).

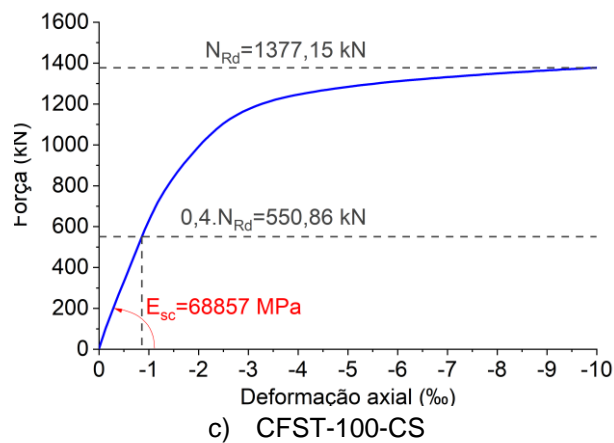
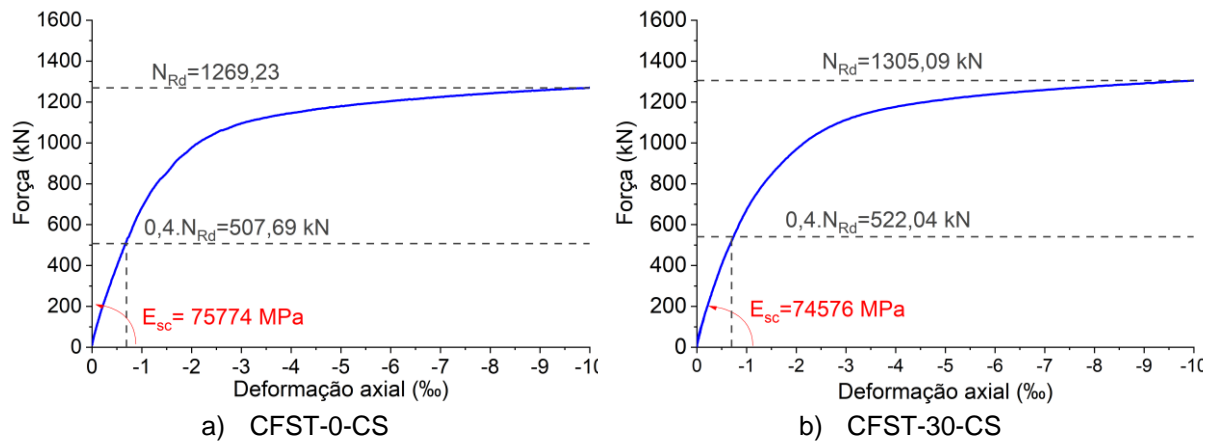
Figura 7.11. Representação esquemática do módulo de deformação dos pilares



Fonte: Próprio autor

Os valores de módulo de deformação dos exemplares ensaiados são mostrados nas curvas Força vs. Deformação axial da Figura 7.12.

Figura 7.12. Módulo de deformação dos pilares preenchidos



Fonte: Próprio autor

A partir dos valores de módulo de deformação (E_{sc}) mostrados na Figura 7.12, foram calculados os valores de rigidez experimental dos pilares $(EA)_{exp}$ (Equação 7.2). A norma ABNT NBR 8800 (2008) recomenda a Equação 7.3 para o cálculo da rigidez axial efetiva à compressão. Os valores teóricos e experimentais são comparados na Tabela 7.5.

$$(EA)_{exp} = E_{sc}A_{sc} \quad \text{Equação 7.2}$$

$$(EA)_e = E_aA_a + E_cA_c \quad \text{Equação 7.3}$$

Sendo A_{sc} , A_a e A_c , respectivamente, as áreas das seções transversais da seção mista, da seção de aço e de concreto.

Tabela 7.5. Valores de rigidez axial teóricos e experimentais

Nomenclatura	E_{sc} (MPa)	E_c (MPa)	E_a (MPa)	$(EA)_{exp}$ (kN)	$(EA)_e$ (kN)	$\frac{(EA)_{exp}}{(EA)_e}$
CFST-0-CS	75774	28930	200000	777513	662514	1,17
CFST-30-CS	74576	27630	200000	765217	651954	1,17
CFST-100-CS	68857	26180	200000	706535	640175	1,10

Os valores de rigidez teóricos são próximos dos valores experimentais, com relações $(EA)_{exp}/(EA)_e$ de 1,17 para aqueles pilares com concretos com 0% e 30% de substituição e 1,10 para aqueles com 100% de substituição.

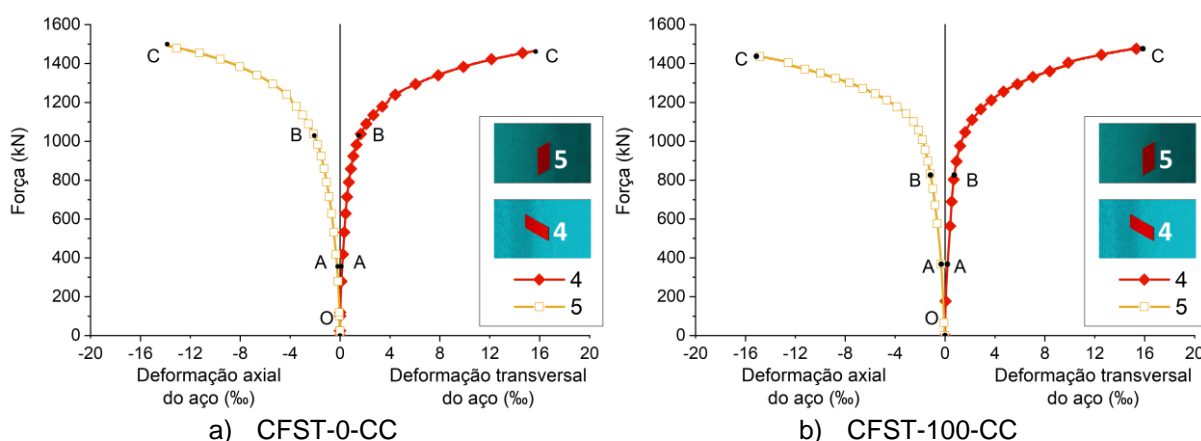
7.4 CONCRETO CONFINADO: EXEMPLARES COM FORÇA APLICADA NO NÚCLEO DE CONCRETO

Neste item são apresentados os resultados experimentais dos exemplares com aplicação de força apenas no núcleo de concreto. Os exemplares foram analisados com relação às deformações axial e radial dos materiais aço e concreto e resistência do concreto confinado.

7.4.1 DEFORMAÇÃO DO AÇO

Neste item são apresentados os resultados de deformação do aço dos exemplares cuja aplicação da força foi realizada no núcleo de concreto (Figura 7.13). O extensômetros 4 e 5 medem deformações nas direções transversal e axial do tubo.

Figura 7.13. Curvas Força vs. Deformação no perfil de aço



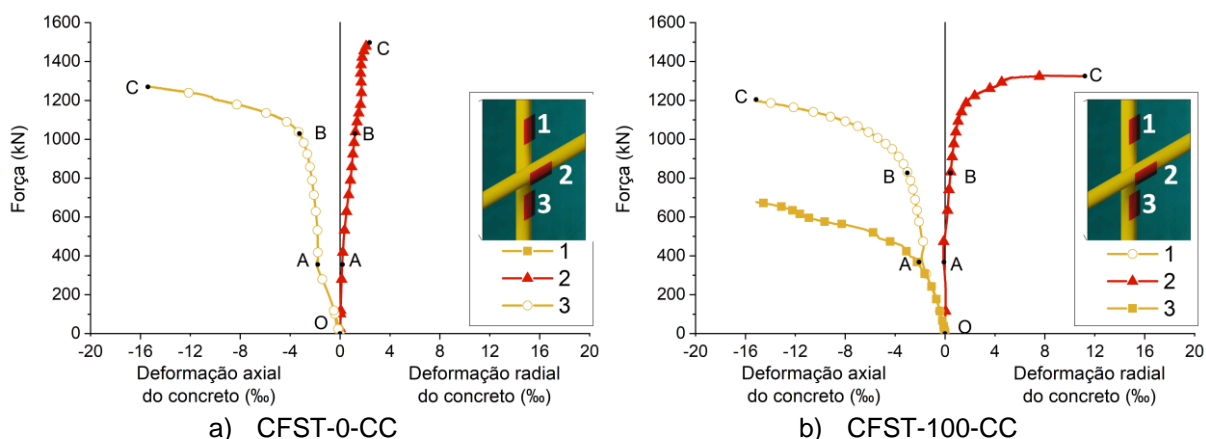
Fonte: Próprio autor

Como esperado, a deformação axial do tubo de aço cresce mais rapidamente que a deformação transversal. No trecho linear inicial (OAB), o valor absoluto da deformação axial foi cerca de 3 vezes o valor da deformação transversal, valor correspondente ao coeficiente de Poisson do aço (0,3). 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. A partir do ponto B, a deformação do tubo de aço aumentou rapidamente até que não foi mais possível medir tais deformações em função do limite dos extensômetros.

7.4.2 AVALIAÇÃO DO EFEITO DE CONFINAMENTO E DEFORMAÇÃO DO CONCRETO CONFINADO

As deformações longitudinais no concreto foram medidas pelos extensômetros 1 e 3 enquanto que a deformação radial foi medida pelo extensômetro 2. Devido a problemas durante a confecção do exemplar CFST-0-CC, o extensômetro 1 foi descartado e não há registros de deformação nesse ponto (Figura 7.14a). A leitura no extensômetro 3 do exemplar CFST-100-CC também será descartada nas análises futuras por conta da sua diferença significativa em relação ao extensômetro 1 (Figura 7.14b).

Figura 7.14. Concreto confinado: Curvas Força vs. Deformação no concreto



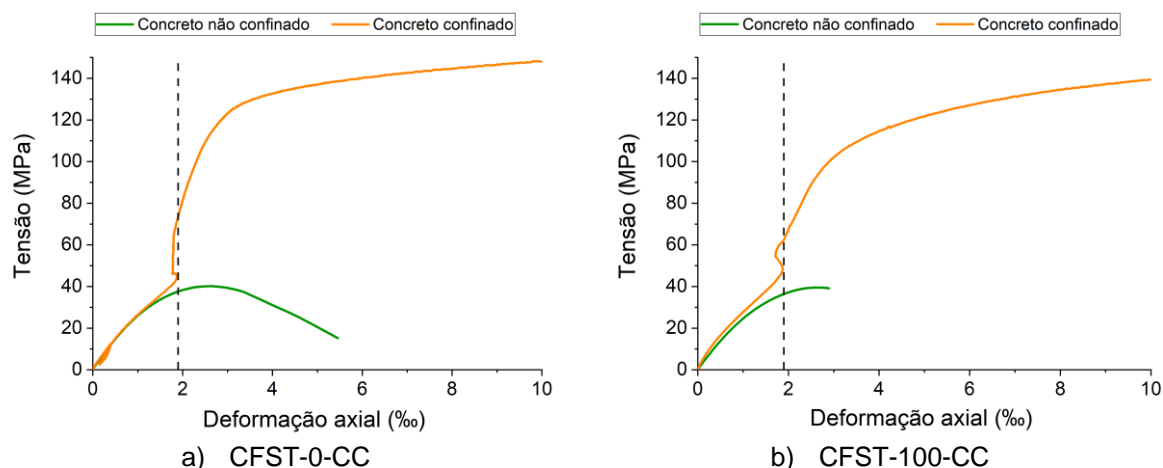
Fonte: Próprio autor

As curvas dos exemplares podem ser divididas em três trechos. No trecho inicial OA não há deformação radial do concreto em nenhum dos exemplares. Com o aumento da força aplicada, a curva de deformação axial entra em outro trecho linear (AB) com maior rigidez, demonstrando que o efeito de confinamento se iniciou. Neste segundo trecho, as deformações axiais e radiais aumentam linearmente até aproximadamente 4‰. A partir desse ponto, há então um aumento rápido da deformação axial juntamente com o aumento da deformação radial até a interrupção da leitura de deformação pela capacidade máxima dos extensômetros.

A análise do efeito de confinamento no núcleo de concreto é realizada a partir dos resultados experimentais dos exemplares com aplicação de força no núcleo de concreto (CFST-0-CC e CFST-100-CC). Essa comparação é válida apenas com aplicação de força no núcleo (CC) pois, neste caso, o tubo de aço atua apenas como um invólucro para proporcionar confinamento passivo do núcleo de concreto.

Os comportamentos dos concretos no estado não confinado e confinado são apresentados na Figura 7.15. Para o concreto não confinado, a resposta foi obtida nos ensaios de compressão dos corpos de prova de concreto definitivo moldados juntamente com pilares preenchidos. No caso do concreto confinado, foram considerados os registros dos extensômetros axiais no núcleo de concreto dos pilares. Na Figura 7.15a e Figura 7.15b são apresentados, respectivamente, os resultados experimentais do concreto com 0% e 100% de substituição de agregados naturais por ARC.

Figura 7.15. Tensão vs. Deformação dos concretos não confinado e confinado



Fonte: Próprio autor

Os gráficos da Figura 7.15 mostram que os concretos confinado e não confinado apresentam o mesmo comportamento até que a deformação atinja cerca de 1,9‰. Isso ocorre porque nesse trecho a deformação transversal do tubo é maior que a do concreto devido à diferença nos coeficientes de Poisson do aço e do concreto. Portanto, o tubo de aço quase não restringe o núcleo do concreto no trecho inicial de carregamento. A partir da deformação de 1,9‰ o concreto começa a fissurar e se expande transversalmente. Ao se expandir, o concreto mobiliza o efeito de confinamento devido às tensões de contenção do tubo de aço; o concreto entra no estado triaxial de tensões. A partir desse ponto, o concreto confinado atinge tensões cerca de 3,5 vezes maiores que a do concreto não confinado e apresenta comportamento dúctil.

7.5 ANÁLISE COMPARATIVA

Neste item é apresentada uma análise comparativa para verificar a influência da forma de aplicação de força e do teor de substituição de agregados graúdos naturais por ARC no comportamento dos pilares preenchidos.

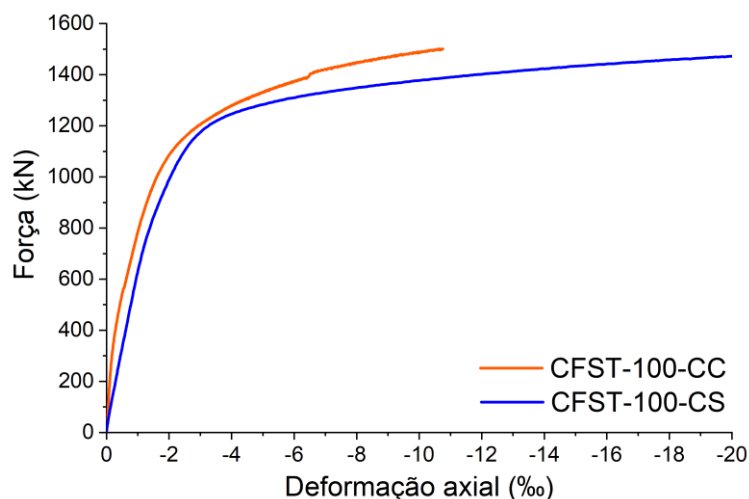
7.5.1 INFLUÊNCIA DA FORMA DE APLICAÇÃO DE FORÇA

Para essa avaliação são comparados os resultados dos exemplares CFST-100-CC e CFST-100-CS, ambos com 100% de substituição de agregados naturais por ARC.

Para uma análise global, foi considerada a deformação calculada a partir das medidas de deslocamento feitas pelos transdutores fixados na face externa do tubo de aço. As curvas Força vs. Deformação são apresentadas na Figura 7.16, e na Tabela 7.6 são apresentados valores de índice de confinamento λ , a força máxima resistida e a rigidez axial experimental. A rigidez axial foi influenciada pela forma de aplicação da força axial, sendo 23,3% maior no

exemplar com força aplicada no núcleo (CFST-100-CC) em relação à força aplicada na seção mista (CFST-100-CS), como mostram os dados da Tabela 7.6.

Figura 7.16. Influência da forma de aplicação da força na resposta Força vs. Deformação axial dos exemplares CFST-100-CC e CFST-100-CS



Fonte: Próprio autor

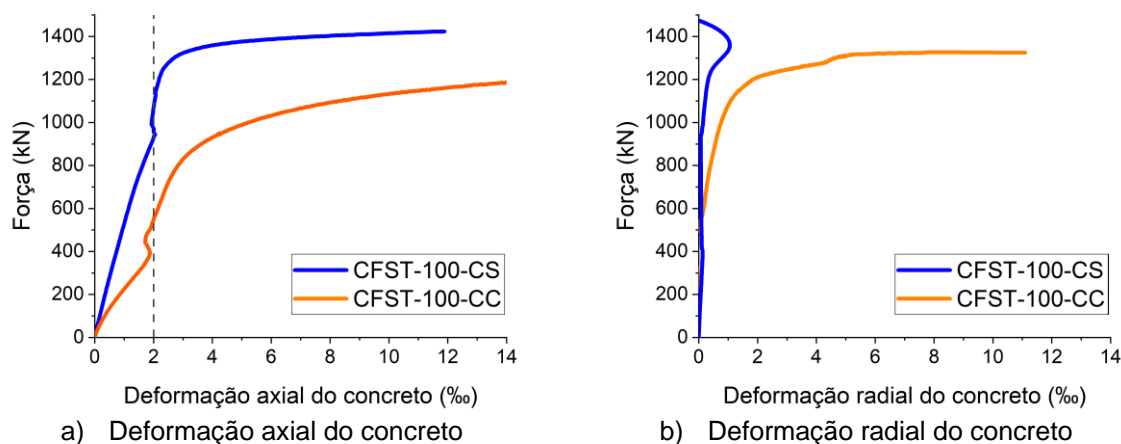
A maior rigidez observada quando a força é aplicada no núcleo de concreto (CFST-100-CC) ocorre porque as tensões axiais no tubo de aço são mobilizadas apenas pelo contato e expansão entre aço e concreto. Sendo assim, é necessário que o núcleo de concreto se deforme radialmente para que surjam tensões no tubo de aço. No caso da força aplicada na seção mista (exemplar CFST-100-CS), a força é distribuída por repartição de cargas entre o tubo de aço e núcleo de concreto desde o início do carregamento. Como resultado, o exemplar CFST-100-CC atinge uma força cerca de 8% maior que o exemplar CFST-100-CS.

Tabela 7.6. Índice de confinamento, força resistente e rigidez dos pilares CFST-100-CC e CFST-100-CS

Nomenclatura	Forma de aplicação de força	$\lambda = \frac{f_y \cdot A_a}{f_{ck} \cdot A_c}$	Força axial resistente (kN)	$(EA)_{exp}$ (kN)
CFST-100-CC	Núcleo de concreto	3,08	1485,60	871056
CFST-100-CS	Seção mista	3,08	1377,15	706535

No entanto, a tensão no núcleo de concreto no exemplar CFST-100-CC é maior que aquela no núcleo de concreto do exemplar CFST-100-CS e, portanto, a resposta do concreto de cada um dos exemplares é diferente. Na Figura 7.17 são comparadas as deformações axial e radial no núcleo de concreto para as duas formas de aplicação de força.

Figura 7.17. Influência da forma de aplicação de força no comportamento do concreto confinado



Fonte: Próprio autor

Em relação à deformação axial do concreto (Figura 7.17a), em ambas as curvas há uma mudança no comportamento a partir da deformação de aproximadamente 2‰, quando o efeito de confinamento se inicia. Pode-se observar que a deformação de 2‰ foi atingida pelo exemplar CFST-100-CC para uma força inferior pois, nesse caso, a força é aplicada apenas no núcleo de concreto. No caso do exemplar CFST-100-CS, a força aplicada é distribuída entre o tubo de aço e o núcleo de concreto. Em relação à deformação radial do concreto, a leitura do exemplar CFST-100-CS não foi considerada nessa análise devido a um problema no extensômetro (Figura 7.17b).

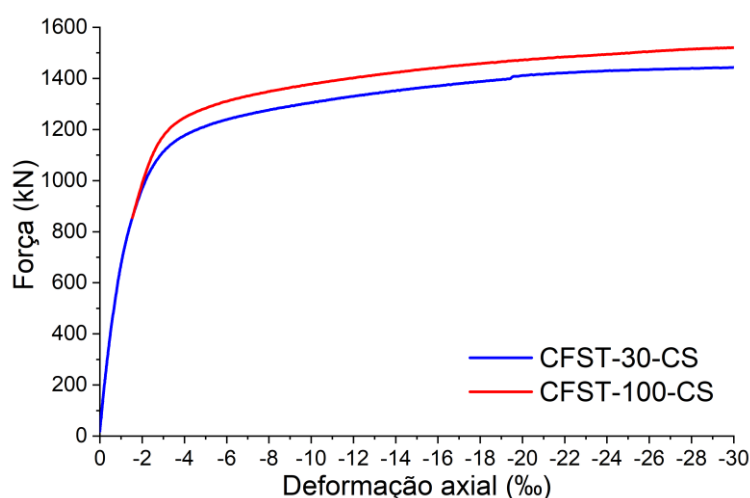
7.5.2 INFLUÊNCIA DO TEOR DE SUBSTITUIÇÃO DO AGREGADO NATURAL POR AGREGADO RECICLADO

A influência da substituição do agregado natural por ARC no comportamento dos PPCARC é primeiramente avaliada pelas curvas Força vs. Deformação axial. Para os pilares com força aplicada na seção mista, Figura 7.18a, é avaliada a influência da substituição parcial (30%) e total (100%), utilizando, respectivamente os CFST-30-CS e CFST-100-CS. A resposta do pilar com agregados naturais (CFST-0-CS) não foi utilizada para comparação pois os efeitos de flexão comprometeram os resultados, como já mencionado anteriormente.

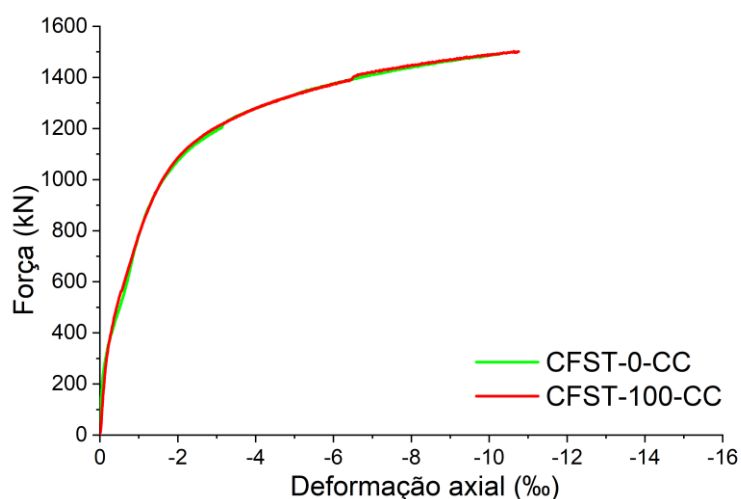
Ao aplicar a força na seção mista (Figura 7.18a) resultam curvas Força vs. Deformação com comportamento bastante semelhante e cujo trecho inicial se sobrepõe, não havendo influência significativa do teor de substituição nessa fase. Em função disso, a rigidez axial (Tabela 7.7) apresenta diferença de apenas 8,3% sendo maior para o exemplar com menor teor de substituição. No entanto, apesar do maior índice de confinamento (λ) do exemplar CFST-30-CS, este inicia a deformação plástica com valores de força sensivelmente inferiores ao exemplar com 100% de substituição, resultando em uma força resistente 5,5% menor que o exemplar com 100% de substituição.

Na Figura 7.18b são apresentados os resultados dos exemplares com força aplicada no núcleo de concreto. Nesse caso, a comparação é feita utilizando o exemplar com agregado natural (CFST-0-CC) e com 100% de substituição (CFST-100-CC). Os resultados do exemplar com 30% de substituição foram descartados devido à aplicação de força excêntrica, o que comprometeria as comparações. A substituição total dos agregados naturais por ARC não alterou o comportamento dos pilares, sendo que as curvas Força vs. Deformação se sobrepõem em todos os estágios de carregamento. A força axial máxima experimental e a rigidez axial EA entre os dois exemplares diferem em menos de 0,06%.

Figura 7.18. Curvas Força vs. Deformação axial dos pilares CFST-30-CS e CFST-100-CS



a) Força aplicada na seção mista: CFST-30-CS e CFST-100-CS



b) Força aplicada no núcleo de concreto: CFST-0-CC e CFST-100-CC

Fonte: Próprio autor

Na Tabela 7.7 são comparados os valores de índice de confinamento (λ), força resistente e rigidez axial $(EA)_{exp}$.

Tabela 7.7. Índice de confinamento, força resistente e rigidez dos pilares: efeito do teor de substituição

Nomenclatura	Teor de substituição	$\lambda = \frac{f_y \cdot A_a}{f_{ck} \cdot A_c}$	Força axial resistente (kN)	$(EA)_{exp}$ (kN)
Força aplicada na seção mista				
CFST-30-CS	30%	3,31	1305,09	765217
CFST-100-CS	100%	3,08	1377,15	706535
Força aplicada no núcleo de concreto				
CFST-0-CC	0%	3,02	1486,48	871572
CFST-100-CC	100%	3,08	1485,60	871056

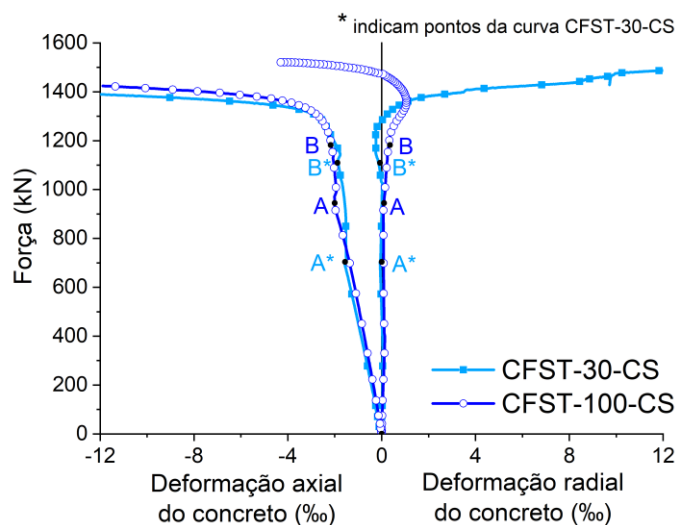
Em ambos os tipos de aplicação de força, na seção mista ou no núcleo de concreto, não houve grande influência da substituição dos agregados naturais pelos reciclados. O comportamento de todos os exemplares foi semelhante independente do teor de substituição. O índice de confinamento (λ) também não teve influência significativa na resposta dos exemplares, o que pode ser justificado por sua pequena variação (de no máximo 7,2%) devido à variação da resistência do concreto.

Neste item são apresentados os resultados experimentais dos pilares mistos preenchidos, ou seja, exemplares com aplicação de força na seção mista: CFST-30-CS e CFST-100-CS.

Para comparar a influência do teor de substituição dos agregados naturais por ARC no comportamento dos materiais, primeiramente são comparadas suas curvas Força vs. Deformação para os pilares com força aplicada na seção mista (CFST-30-CS e CFST-100-CS) e posteriormente para os pilares com força aplicada no núcleo de concreto (CFST-0-CC e CFST-100-CC).

Em relação aos exemplares com aplicação de força na seção mista, para comparar a influência do teor de substituição dos agregados naturais por ARC no comportamento do concreto, na Figura 7.19 são apresentadas as curvas Força vs. Deformação do concreto com teor de substituição de 30% e 100%. Não é observada diferença significativa entre as curvas de deformação radial do concreto (Figura 7.19), a deformação se mantém quase nula até o ponto A e, a partir do ponto B é observado defeito na leitura do extensômetro. A diferença entre as curvas de deformação axial está relacionada à resistência à compressão do concreto de cada um dos exemplares e não ao teor de substituição. O exemplar com concreto de menor resistência à compressão (CFST-30-CS) apresentou uma curva com menor trecho elástico menor, chegando ao ponto A com uma força aplicada de aproximadamente 700kN, enquanto o exemplar CFST-100-CS, cujo concreto tem maior resistência, chegou ao mesmo ponto A com aproximadamente 945kN. No entanto, não são observadas diferenças significativas nos demais pontos das curvas decorrentes do teor de substituição.

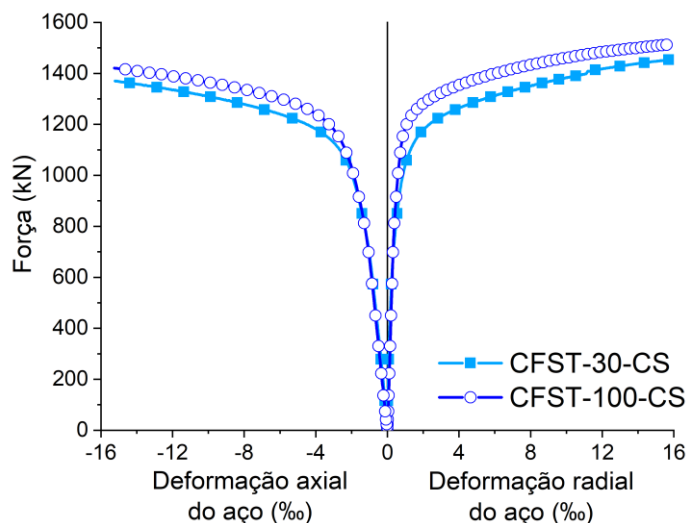
Figura 7.19. Influência do teor de substituição na resposta Força vs. Deformação do concreto: CFST-30-CS e CFST-100-CS



Fonte: Próprio autor

Ainda em relação aos exemplares com aplicação de força na seção mista, a substituição dos agregados naturais por reciclados não alterou a configuração das curvas correspondentes à deformação no aço dos perfis (Figura 7.20). No entanto, o exemplar CFST-30-CS atingiu deformações radial e axial moderadamente inferiores para uma mesma força aplicada. Essa diferença pode ser explicada pelo instante em que se inicia o efeito de confinamento no núcleo de concreto do exemplar CFST-30-CS, que ocorreu para uma menor força aplicada se comparado ao exemplar CFST-100-CS. Como visto no gráfico da Figura 7.19, devido à menor resistência do concreto, o núcleo de concreto do exemplar CFST-30-CS foi submetido a tensões de confinamento com menor força aplicada e o início do confinamento do concreto levou ao aumento da taxa de deformação do perfil de aço, conseqüentemente com menor força aplicada.

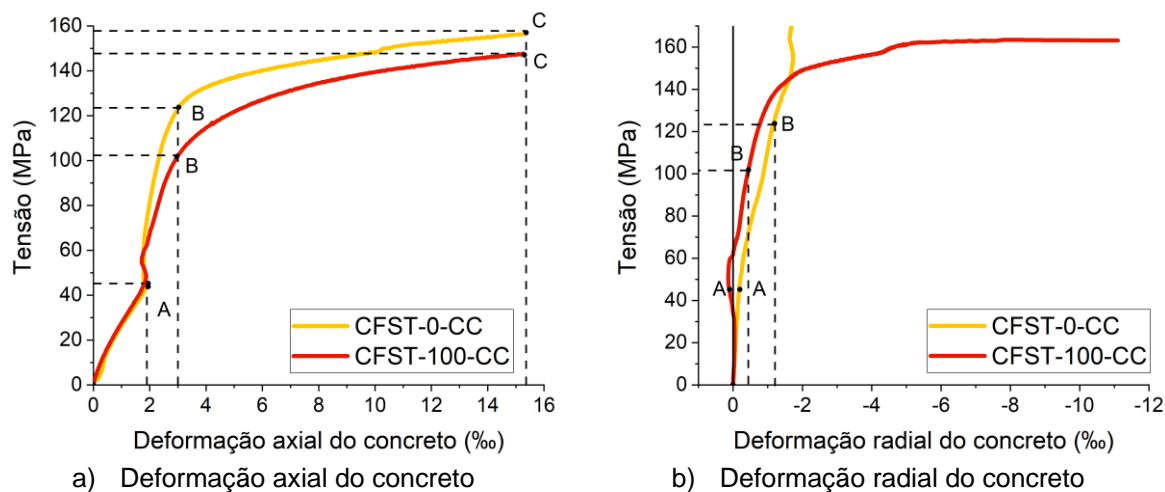
Figura 7.20. Influência do teor de substituição na resposta Força vs. Deformação do perfil de aço: CFST-30-CS e CFST-100-CS



Fonte: Próprio autor

No caso dos exemplares com aplicação da força no núcleo de concreto, a influência da substituição total de agregados naturais por ARC no comportamento do concreto é analisada na Figura 7.21. Em relação à deformação axial (Figura 7.21a), o comportamento do concreto de referência e com substituição total é coincidente no trecho inicial OA pois, neste trecho, o núcleo de concreto não se encontra confinado. A partir do ponto A, quando o confinamento inicia, o comportamento dos dois concretos começa a se distanciar, sendo que o concreto com 100% de ARC atinge maiores deformações para uma mesma tensão aplicada. Esse comportamento está relacionado à maior deformabilidade e menor resistência à compressão do concreto com ARC, conforme verificado no ensaio de caracterização (item 6.4). A partir do ponto A os concretos já apresentam comportamento não linear e, no ponto B atingem deformações próximas de 3‰, sendo as tensões nos concretos de referência e com ARC, respectivamente, de 101 MPa e 123 MPa. O ponto C corresponde à deformação máxima medida pelos extensômetros. Como consequência das características mecânicas dos materiais, o concreto de referência, confinado, apresenta tensões cerca de 7% no ponto C (Figura 7.21). Atribui-se, essa diferença no comportamento às diferentes resistências à compressão e módulo de elasticidade dos concretos de referência e de ARC. Dessa forma, conclui-se que a substituição de agregados naturais por ARC tem pouca influência no efeito de confinamento. A deformação radial do concreto dos dois exemplares se manteve praticamente nula até o ponto A (Figura 7.21b). A partir desse ponto a análise fica comprometida pois o extensômetro radial do exemplar CFST-100-CC registrou tração entre os pontos A e B, o que demonstra alguma inconsistência na leitura. A partir do ponto B, o extensômetro radial do exemplar CFST-0-CC também apresenta algum problema de leitura.

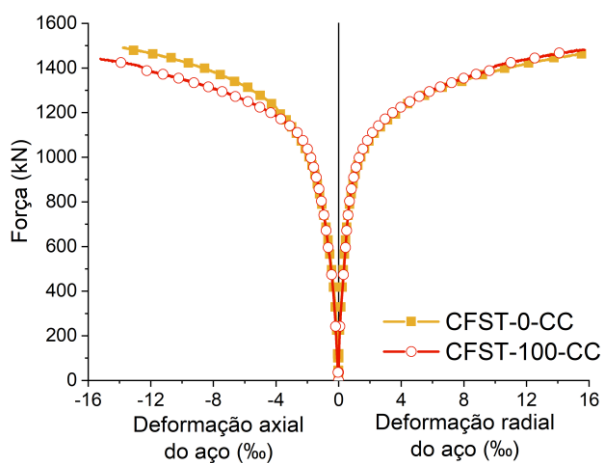
Figura 7.21. Influência da substituição total de agregados naturais por ARC no comportamento do concreto confinado



Fonte: Próprio autor

A substituição dos agregados naturais por reciclados não gerou influência significativa na configuração das curvas do aço (Figura 7.22).

Figura 7.22. Influência do teor de substituição na resposta Força vs. Deformação do perfil de aço: CFST-0-CC e CFST-100-CC



Fonte: Próprio autor

Com base nessa análise comparativa, a substituição dos agregados naturais por reciclados não tem influência significativa no comportamento dos pilares preenchidos. No entanto, o comportamento do concreto confinado foi influenciado pelas propriedades mecânicas do concreto. Portanto, foi possível verificar que a influência da substituição do agregado natural por ARC sobre o comportamento do pilar preenchido não compromete seu desempenho como elemento estrutural.

8. CONCLUSÕES

Este trabalho teve como principal objetivo estudar o comportamento de pilares preenchidos com concreto de agregados de resíduo de concreto (PPCARC) submetidos a compressão axial, investigando o efeito do teor de substituição e da forma de aplicação da força axial. Para isso, foi desenvolvido esse estudo experimental no qual foram ensaiados 6 exemplares de pilares preenchidos. O programa experimental foi dividido em duas etapas: produção e caracterização do concreto com agregado de resíduos de concreto (ARC) e ensaios de pilares curtos a compressão axial centrada.

Da produção e caracterização do concreto, ao comparar as propriedades dos dois tipos de agregados graúdos, pôde ser observado que a massa específica do ARC é cerca de 15% inferior à massa específica do agregado natural. Também foi verificado que a absorção do ARC é aproximadamente 3,5 vezes maior que a do agregado natural, propriedade também prevista na literatura e abordada no item 2.1.3. Sendo assim, as características do ARC demonstraram que os efeitos de heterogeneidade dos agregados reciclados foram minimizados e estes são adequados para utilização como agregados graúdos.

Na etapa de produção do concreto com ARC foram investigados três diferentes teores de substituição dos agregados naturais por ARC: 0, 30, 50 e 100%. Os resultados experimentais mostraram que o concreto com ARC tem potencial para aplicação em estruturas. Apesar de não usar nenhum método de pré-molhagem, a trabalhabilidade do concreto permaneceu alta, não mostrando dificuldade em seu emprego. Como esperado, a maior substituição de agregados naturais por agregados de concreto reciclado resultou em maior absorção de água, índice de vazios e menor densidade. Quanto às propriedades mecânicas do concreto, a substituição de agregados naturais por agregados de concreto reciclado teve pouca influência nas resistências à compressão e à tração. No entanto, essa substituição teve um efeito negativo no módulo de elasticidade, demonstrando influência na deformabilidade do concreto, como já apontado por estudos anteriores.

Ao comparar os valores experimentais com os valores teóricos calculados a partir da NBR 6118: 2014, os valores do módulo de elasticidade do concreto reciclado apresentaram algumas discrepâncias, semelhante ao que ocorre com o concreto de referência. Em relação à resistência à tração, os resultados obtidos experimentalmente apresentaram boas aproximações com os teóricos, tanto para o concreto de referência quanto para o concreto reciclado.

Uma vez conhecido os efeitos dos agregados de resíduos de concreto (ARC) e o comportamento do concreto de ARC, foram selecionados os teores de substituição com 0%, 30% e 100% dos agregados naturais por ARC no concreto de preenchimento dos pilares.

Em relação aos ensaios de pilares preenchidos, pilares curtos de seção circular preenchidos com concreto de ARC foram ensaiados e os resultados foram comparados a modelos preenchidos com concreto de agregados naturais. Assim foi possível avaliar a influência da substituição do agregado natural por ARC sobre o comportamento do pilar preenchido e as principais propriedades mecânicas do PPCARC verificando seu desempenho como elemento estrutural.

Não foi observada influência significativa do teor de substituição dos agregados naturais por ARC na deformação dos exemplares. As curvas Força vs. Deformação se apresentaram bastante semelhantes entre si, demonstrando diferença de 8,4% na rigidez axial entre os exemplares com 30% e 100% de substituição de agregados naturais por ARC. Todas as curvas demonstraram boa ductilidade dos pilares. Em comparação com o exemplar sem ARC (CFST-0-CS), a capacidade resistente dos exemplares CFST-30-CS e CFST-100-CS aumentou, respectivamente, em 6,11% e 11,96%.

A capacidade resistente experimental também foi comparada àquela prevista pelos códigos normativos brasileiro (ABNT NBR 8800:2008), europeu (Eurocode 4:2004) e chinês (DJ 13-51:2010). As normas DBJ 13-51 (2010) e Eurocode 4 (2004) superestimaram a capacidade resistente com diferenças de 23% a 40%. No entanto, a ABNT NBR 8800 (2008) apresenta valores mais próximos dos experimentais e cujas diferenças variam entre 5% e 8,5%. A principal diferença entre os procedimentos da norma brasileira ABNT NBR 8800:2008 e as demais normas está na consideração do aumento da resistência do concreto devido ao confinamento. As normas DBJ 13-51 (2010) e Eurocode 4 (2004) apresentam um modelo para estimar o efeito de confinamento e este modelo leva em conta as características do perfil de aço no cálculo do aumento da resistência do concreto devido ao confinamento. Já a norma brasileira aplica um coeficiente numérico de valor constante para levar em conta o efeito de confinamento.

O índice de confinamento (λ), parâmetro utilizado para avaliar o efeito e confinamento, também não demonstrou influência na resposta dos exemplares, o que pode ser justificado pela sua pequena variação (máximo 7%) decorrente da pouca variação da resistência do concreto. No entanto, foi observado diferença no comportamento do concreto confinado em função dos diferentes teores de substituição; tais diferenças foram atribuídas às diferentes resistências à compressão e módulos de elasticidade desses concretos. Acredita-se que as características mecânicas do concreto tenham maior influência no efeito de confinamento do

que o fato do agregado ser originado de resíduos de concreto. Portanto, a substituição de agregados naturais por ARC tem pouca influência no efeito de confinamento contanto que as características mecânicas sejam mantidas.

A alteração da forma de aplicação da força nos exemplares alterou a resposta dos exemplares. A maior rigidez observada quando a força é aplicada no núcleo de concreto (CFST-100-CC) ocorre porque as tensões axiais no tubo de aço são mobilizadas apenas pelo contato e expansão entre aço e concreto. Sendo assim, é necessário que o núcleo de concreto se deforme radialmente para que surjam tensões no tubo de aço. No caso da força aplicada na seção mista (exemplar CFST-100-CS), a força é distribuída por repartição de cargas entre o tubo de aço e núcleo de concreto desde o início do carregamento. Como resultado, o exemplar CFST-100-CC atinge uma força cerca de 8% maior que o exemplar CFST-100-CS. No entanto, a aplicação da força no núcleo de concreto não corresponde a um carregamento que possa ser aplicado em situações práticas e foi investigado apenas para avaliação do confinamento do concreto em uma situação de máximo confinamento.

Visto a pequena influência da substituição parcial e total dos agregados naturais por ARC no comportamento do pilar misto preenchido de seção circular sob força axial centrada, este trabalho demonstra um avanço nos estudos brasileiros para o emprego de parte dos resíduos de construção e demolição em estruturas.

8.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A aplicação dos agregados de resíduos de construção e demolição para produção de concretos com fins estruturais e sua aplicação a elementos mistos ainda não tinha sido objeto de estudo no Brasil. Este estudo, portanto, visava iniciar as pesquisas brasileiras voltadas à aplicação do concreto de agregados reciclados em pilares mistos preenchidos. Com o objetivo de impulsionar o desenvolvimento dessa utilização no Brasil e dar continuidade às análises aqui iniciadas, trabalhos futuros podem ser desenvolvidos com as seguintes sugestões:

- Ampliação da análise do teor de substituição de agregados naturais por reciclados sem influência da variação das propriedades mecânicas dos materiais.
- Análise da substituição dos agregados miúdos naturais por agregados miúdos de resíduo de concreto no efeito de confinamento e comportamento dos pilares preenchidos.
- Análises isoladas da influência do módulo de elasticidade e resistência à compressão do concreto no efeito de confinamento sem a influência da

variação da resistência à compressão do concreto. Neste trabalho a variação do módulo de elasticidade e resistência à compressão do concreto estavam atreladas.

- Além da ampliação das análises da influência do índice de confinamento no efeito de confinamento e comportamento dos pilares, acredita-se que seja necessária a adoção de valores de índice mais discrepantes entre si para comparação.
- Desenvolvimento de um modelo teórico que preveja o comportamento do concreto com resíduos de ARC sob confinamento passivo por tubo de aço. Atualmente são encontrados apenas modelos teóricos de concreto com agregados naturais.
- Realização de modelagem numérica dos modelos experimentais, a fim de confirmar os modos de falha e extrapolar as análises aqui realizadas.

9. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABED, F.; ALHAMAYDEH, M.; ABDALLA, S. Experimental and numerical investigations of the compressive behavior of concrete filled steel tubes (CFSTs). **Journal of Constructional Steel Research**, v. 80, p. 429 – 439, 2013.

ABRELPE. **Panorama dos resíduos sólidos no Brasil 2017**. São Paulo, Brasil. Disponível em: <<http://abrelpe.org.br/download-panorama-2017/>>.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 440.2R-17** – Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures. 2017.

ANDREU, G.; MIREN, E. Experimental analysis of properties of high performance recycled aggregate concrete. **Construction and Building Materials**, v. 52, p. 227–235, 2014.

ANGULO, S. C.; MUELLER, A. Determination of construction and demolition recycled aggregates composition, in considering their heterogeneity. **Materials and Structures/Materiaux et Constructions**, v. 42, n. 6, p. 739–748, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR NM 26**: agregados: amostragem. Rio de Janeiro, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR NM 27**: agregados: redução da amostra de campo para ensaios de laboratório. Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR NM 67**: concreto: determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Rio de Janeiro, 1998.

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: ensaios 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 7211**: agregados para concreto: especificação. Rio de Janeiro, 2009.

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 8261**: tubos de aço-carbono, com e sem solda, de seção circular, quadrada ou retangular para usos estruturais: requisitos. Rio de Janeiro, 2019.

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 12655**: concreto de cimento Portland, preparo, controle, recebimento e aceitação: procedimento. Rio de Janeiro, 2015.

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

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.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). **A370**: Standard Test Methods and Definitions for Mechanical Testing of Steel Products. Philadelphia, 2019.

BARBUDO, A.; DE BRITO, J.; EVANGELISTA, L.; BRAVO, M.; AGRELA, F. Influence of water-reducing admixtures on the mechanical performance of recycled concrete. **Journal of Cleaner Production**, v. 59, p. 93–98, 2013.

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

BUTLER, L.; WEST, J. S.; TIGHE, S. L. The effect of recycled concrete aggregate properties on the bond strength between RCA concrete and steel reinforcement. **Cement and Concrete Research**, v. 41, n. 10, p. 1037–1049, 2011.

BUTTNER, A. M. **Concreto com Agregados Graúdos Reciclados de Concreto – Influência da Idade de Reciclagem nas Propriedades dos Agregados e Concretos Reciclados**. São Carlos, 2003. Dissertação (Mestrado em engenharia de estruturas), Universidade de São Paulo, São Carlos.

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**. São Carlos, 2007. Tese (Doutorado em ciências da engenharia ambiental), Universidade de São Paulo, 2007.

CARRAZEDO, R. **Mecanismos de confinamento e suas implicações no reforço de pilares de compósito de fibras de carbono**. São Carlos, 2002. Dissertação (Mestrado em engenharia de estruturas), Universidade de São Paulo, São Carlos.

CHEN, H. J.; YEN, T.; CHEN, K. H. The use of building rubbles in concrete and mortar. **Journal of the Chinese Institute of Engineers**, 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, 2017a.

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, 2014a.

CHEN, Z.; XU, J.; CHEN, Y.; LUI, E.M. Recycling and reuse of construction and demolition waste in concrete-filled steel tubes: A review. **Construction and Building Materials**, v. 126, p. 641–660, 2016.

CHEN, Z.; JING, C.; XU, J.; ZHANG, X. Seismic performance of recycled concrete-filled square steel tube columns. **Earthquake Engineering and Engineering Vibration**, v. 16, n. 1, p. 119–130, 2017b.

CHEN, Z. P.; LIU, F.; ZHENG, H. H.; XUE, J. J. Research on the bearing capacity of recycled aggregate concrete-filled circle steel tube column under axial compression loading. In: **2010 International Conference on Mechanic Automation and Control Engineering**, p. 1198–1201, 2010.

CHEN, Z. P.; XU, J., LIANG, Y., SU, Y. Bond behaviors of shape steel embedded in recycled aggregate concrete and recycled aggregate concrete filled in steel tubes. **Steel and Composite Structures**, v. 17, n. 6, p. 929–949, 2014b.

DBU, D. B. U. **Studie zum Recycling von Beton**. Osnabruque, Alemanha. Disponível em: <https://www.dbu.de/projekt_02952/01_db_2409.html>. Acesso em: 08 abril 2019.

DBU, D. B. U. **Bauen für die Zukunft**. Osnabruque, Alemanha. Disponível em: <<https://www.dbu.de/phpTemplates/publikationen/pdf/180615110839odmi.pdf>>. Acesso em: 08 abril 2019.

DE NARDIN, S. **Estudo teórico - experimental de pilares mistos compostos por tubos de aço preenchidos com concreto de alta resistência**. São Carlos, 1999. Dissertação (Mestrado em engenharia de estruturas). Universidade de São Paulo, São Carlos.

DEBIEB, F.; KENAI, S. The use of coarse and fine crushed bricks as aggregate in concrete. **Construction and Building Materials**, v. 22, n. 5, p. 886–893, 2008.

DIERKS, J. Ein Tempel der High-Tech-Ökologie für Osnabrück. **Osnabrücker Zeitung**, 24 jul. 2017.

ELLOBODY, E.; YOUNG, B.; LAM, D. Behaviour of normal and high strength concrete-filled compact steel tube circular stub columns. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 62, n. 7, p. 706–715, 2006.

EN1992-1-1:2004. **European Standard EN1992-1-1** Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, European Committee for Standardization, 2004.

EN1993-1-1:2005. **Eurocode 3** Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, European Committee for Standardization, 2005.

EN1994-1-1:2004. **Eurocode 4**. Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, European Committee for Standardization, 2004.

ETXEBERRIA, M.; VÁZQUEZ, A.; BARRA, M. 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.

FERREIRA, L.; DE BRITO, J.; 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.

FLOREA, M. V. A.; BROUWERS, H. J. H. 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.; DE BRITO, J.; EVANGELISTA, L. 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.

FRASSON, J. A.; PASCHOALIN FILHO, J. A.; FARIA, A. C. Estudo comparativo entre custos de utilização de agregado natural e reciclado na execução de rodovias. SIMPÓSIO INTERNACIONAL DE GESTÃO DE PROJETOS, INOVAÇÃO E SUSTENTABILIDADE, 5., 2016, São Paulo. **Anais...São Paulo**: 2016, p. 1-10.

GENG, Y.; WANG, Y.; CHEN, J. Time-Dependent Behavior of Recycled Aggregate Concrete-Filled Steel Tubular Columns. **Journal of Structural Engineering**, v. 141, n.10, p 04015011-1 – 04015011-12, 2015.

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.

GHOLAMPOUR, A.; GANDOMI, A. H.; OZBAKKALOGLU, T. New formulations for mechanical properties of recycled aggregate concrete using gene expression programming. **Construction and Building Materials**, v. 130, p. 122–145, 2017.

GONÇALVES, P. C. M. **Betão com agregados reciclados: análise comentada da legislação existente**. Portugal, 2007. Dissertação (Mestrado em engenharia civil). Universidade Técnica de Lisboa, 2007.

GUPTA, P. K.; SARDA, S. M.; KUMAR, M. S. Experimental and computational study of concrete filled steel tubular columns under axial loads. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 63, n. 2, p. 182–193, 2007.

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.

HATZIGEORGIU, 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, L.; LIN, S.; JIANG, H. Confinement Effect of Concrete-Filled Steel Tube Columns With

Infill Concrete of Different Strength Grades. **Frontiers in Materials**, v. 6, n. April, p. 1–9, 2019.

HE, L.; ZHAO, Y.; LIN, S. Experimental study on axially compressed circular CFST columns with improved confinement effect. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 140, p. 74–81, 2018.

HU, H.T.; HIANG, 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.T.; HUANG, C. S.; WU, Y. **Numerical Analysis of Concrete-Filled**. International Offshore and Polar Engineering Conferenc. **Anais...Kitakyushu**, Japan: 2002

HU, H. T.; SU, F. C.; ELCHALAKANI, M. Finite element analysis of CFT columns subjected to pure bending moment. **Steel and Composite Structures**, v. 10, n. 5, p. 415–428, 2010.

HUO, J.; HUANG, G.; XIAO, Y. Effects of sustained axial load and cooling phase on post-fire behaviour of concrete-filled steel tubular stub columns. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 65, n. 8–9, p. 1664–1676, 2009.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **ISO 834-1**: Fire-resistance tests — Elements of building construction — Part 1: General requirements. Geneva, Switzerland, 25 p, 1999.

JOHANSSON, M. **Composite action and confinement effects in tubular steel-concrete columns**. Suécia, 2002. Chalmers University of Technology, 2002.

JOHANSSON, M.; AKESSON, M. Finite element study of concrete-filled steel tubes using a new confinement-sensitive concrete compression model. **Nordic concrete research-publications**, v. 27, 43-62, 2002.

KARIM, H.; SHEIKH, M. N.; HADI, M. N. Confinement of circular concrete columns: A review. In: **Proceeding of The 1st International Engineering Conference on Developments in Civil & Computer Engineering Applications (IEC2014)**. 2014. p. 28-36.

KHOURY, E.; AMBRÓS, W.; CAZACLIU, B.; SAMPAIO, C. H. Heterogeneity of recycled concrete aggregates, an intrinsic variability. **Construction and Building Materials**, v. 175, p. 705–713, 2018.

KURAD, R.; SILVESTRE, J.D.; BRITO, J.; AHMED, H. Effect of incorporation of high volume of recycled concrete aggregates and fly ash on the strength and global warming potential of concrete. **Journal of Cleaner Production**, v. 166, p. 485–502, 2017.

KUSTER JUNIOR, J. S. **Avaliação da incorporação de agregado reciclado na composição de concretos autoadensáveis**. São Carlos, 2018. Dissertação (Mestrado em estruturas e construção civil). Universidade Federal de São Carlos, 2018.

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.

LEAL, C. E. F. **Peças para pavimento intertravado de concreto: estudo de viabilidade**

técnica na incorporação de agregado reciclado. São Carlos, 2018. Dissertação (Mestrado em estruturas e construção civil). Universidade Federal de São Carlos, 2018.

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

LEITE, M. B.; FIGUEIRE DO FILHO, J. G. L.; LIMA, P. R. L. Workability study of concretes made with recycled mortar aggregate. **Materials and Structures/Materiaux et Constructions**, v. 46, n. 10, p. 1765–1778, 2013.

LEITE, M. B.; MONTEIRO, P. J. M. Microstructural analysis of recycled concrete using X-ray microtomography. **Cement and Concrete Research**, v. 81, p. 38–48, 2016.

LEVY, S. L. **Contribuição ao estudo da durabilidade de concretos, produzidos com resíduos de concreto e alvenaria.** São Paulo, 2001. Tese (Doutorado em engenharia civil). Universidade de São Paulo, 2001.

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.

MA, H.; DONG, J.; LIU, Y.; GUO, T. Compressive behaviour of composite columns composed of RAC-filled circular steel tube and profile steel under axial loading. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 143, p. 72–82, 2018.

MA, H.; DONG, J.; HU, G.; LIU, Y. Axial compression performance of composite short columns composed of RAC-filled square steel tube and profile steel. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 153, p. 416–430, 2019.

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.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto. Microestrutura, propriedades e materiais.** 3. ed. São Paulo: 2008.

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.

MONTERO, J.; LASERNA, S. Influence of effective mixing water in recycled concrete. **Construction and Building Materials**, v. 132, p. 343–352, 2017.

MORETTI, J. P. **Estudo de viabilidade técnica da utilização da ACBC e do RCC na composição de concretos.** São Carlos, 2014. Dissertação (Mestrado em estruturas e construção civil), Universidade Federal de São Carlos, 2014.

MORETTI, J. P.; SALES, A.; ALMEIDA, F.C.R.; REZENDE, M.A.; GROMBONI, P.P. Joint use of construction waste (CW) and sugarcane bagasse ash sand (SBAS) in concrete. **Construction and Building Materials**, v. 113, p. 317–323, 2016.

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, 2015.

OLIVEIRA, W. L. A. DE. **Análise teórico-experimental de pilares mistos preenchidos de seção circular**. São Carlos, 2008. Tese (Doutorado em engenharia de estruturas). Universidade de São Paulo, 2008.

OLIVEIRA, W. L. A.; DE NARDIN, S.; 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.; 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.

PATEL, V. I.; HASSANEIN, M. F.; THAI, H. T.; ABADI, H. A.; PATON-COLE, V.. Behaviour of axially loaded circular concrete-filled bimetallic stainless-carbon steel tubular short columns. **Engineering Structures**, v. 147, p. 583–597, 2017.

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

POON, C. S.; SHUI, Z. H.; LAM, L.; FOK, H. KOU, S.C. 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.; CHAN, D. The use of recycled aggregate in concrete in Hong Kong. **Resources, Conservation and Recycling**, v. 50, n. 3, p. 293–305, 2007.

RICHART, F.; BRANDTZAEG, A.; BROWN, R. L. **A Study of the Failure of Concrete under Combined Compressive Stresses**. Illinois, 1928. University of Illinois at Urbana Champaign, 1928.

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.

SÁNCHEZ, J. M.; ALAEJOS, P.; DOMINGO, A.; LÁZARO, C.; LÓPEZ, F. Construction of a cable-stayed bridge with recycled concrete in Valencia (Spain). In: INTERNATIONAL RILEM CONFERENCE ON PROGRESS OF RECYCLING IN THE BUILT ENVIRONMENT, 2., São Paulo, 2009. **Anais...São Paulo**, 2009, p. 221-231.

SHI, X.; WANG, Q.Y.; ZHAO, X.L.; COLLINS, F. **Strength and ductility of recycled aggregate concrete filled composite tubular stub columns**. AUSTRALIAN CONFERENCE ON THE MECHANICS OF STRUCTURES AND MATERIALS., 21, 2011, Melbourne. **Proceedings...Melbourne, Victoria, Australia**, 2011

SILVA, R. V.; DE BRITO, J.; DGIR, R. K. Real-scale applications of recycled aggregate concrete. **New Trends in Eco-efficient and Recycled Concrete**, p. 573–589, 2018.

SILVA, R. V.; DE BRITO, J.; DHIR, R. K. Establishing a relationship between modulus of elasticity and compressive strength of recycled aggregate concrete. **Journal of Cleaner**

Production, v. 112, p. 2171–2186, 2016.

SINGH, H.; GUPTA, P. K. Numerical Modeling of Rectangular Concrete-Filled Steel Tubular Short Columns. **International Journal of Scientific & Engineering Research**, v. 4, n. 5, p. 170–173, 2013.

STADT ZÜRICH. **Recycled concrete mock-up**. Zúrique, Suíça, 2018. Disponível em: <www.stadt-zuerich.ch/beton-konkret>. Acesso: 20 set. 2019.

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**. Konstanz, 2017. Alemanha: 2017. Disponível em: <<https://www.ifeu.de/wp-content/uploads/2017-10-17-Abschlussbericht-RC-Beton.pdf>>. Acesso: 08 abril 2019.

SUSANTHA, K. A. 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. V. W. Y.; GAO, X. F. X.; TAM, C. 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.

TAM, V. W. Y.; TAM, C. M. Diversifying two-stage mixing approach (TSMA) for recycled aggregate concrete: TSMAs and TSMAsc. **Construction and Building Materials**, v. 22, n. 10, p. 2068–2077, 2008.

TAM, V. W. Y.; WANG, Z.-B.; TAO, Z. Behaviour of recycled aggregate concrete filled stainless steel stub columns. **Materials and Structures**, v. 47, n. 1–2, p. 293–310, 2014.

TANG, Y.C.; LI, L. J.; FENG, W.X.; LIU, F.; LIAO, B. Seismic performance of recycled aggregate concrete-filled steel tube columns. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 133, p. 112–124, 2017.

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.

GOEL, T.; TIWARY, A. K. Finite element modelling of circular concrete filled steel tube (cfst). **Indian Journal of Science and Technology**, v. 11, p. 34, 2018.

TUSSHAR, G.; ADITYA KUMAR, T. Finite Element Modeling of Circular Concrete Filled Steel Tube (CFST). **Indian Journal of Science and Technology**, v. 11, n. 34, p. 1–9, 2018.

UY, B.; TAO, Z.; HAN, L. H. 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. Properties of recycled concrete aggregate and their influence in new concrete production. **Resources, Conservation and Recycling**, v. 133, p. 30–49, 2018.

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.

WANG, Y. T.; GENG, Y.; CHANG, Y.C. ZHOU, C.J. Time-dependent behaviour of recycled concrete filled steel tubes using RCA from different parent waste material. **Construction and Building Materials**, v. 193, p. 230–243, 2018.

WANG, Z.B.; TAO, Z.; HAN, L. H.; UY, B.; LAM, D.; KANG, W. H. Strength, stiffness and ductility of concrete-filled steel columns under axial compression. **Engineering Structures**, v. 135, p. 209–221, 2017.

XIAO, J.; HUANG, Y.; YANG, J.; ZHANG, C. Mechanical properties of confined recycled aggregate concrete under axial compression. **Construction and Building Materials**, v. 26, p. 591–603, 2012.

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.

XU, J. J.; CHEN, Z. P.; ZHAO, X. Y.; DEMARTINO, C.; OZBAKKALOGLU, T.; XUE, J.Y. Seismic performance of circular recycled aggregate concrete-filled steel tubular columns: FEM modelling and sensitivity analysis. **Thin-Walled Structures**, v. 141, p. 509–525, 2019.

YANG, Y. F.; 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, 2006a.

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, 2006b.

YANG, Y. F.; HAN, L. H.; WU, X. Concrete Shrinkage and Creep in Recycled Aggregate Concrete-Filled Steel Tubes. **Advances in Structural Engineering**, v. 11, n. 4, p. 383–396, 2008.

YANG, Y. F.; HAN, L. H.; ZHU, L. T. Experimental Performance of Recycled Aggregate Concrete-Filled Circular Steel Tubular Columns Subjected to Cyclic Flexural Loadings. **Advances in Structural Engineering**, v. 12, n. 2, p. 183–194, 2009.

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, 2013.

YANG, Y. F.; ZHU, L.T. Recycled aggregate concrete filled steel SHS beam-columns subjected to cyclic loading. **Steel & Composite structures**, v. 9, n. 1, p. 19–38, 2009.

YE, Y.; HAN, L. H.; SHEEHAN, T.; GUO, Z.X. Concrete-filled bimetallic tubes under axial compression: Experimental investigation. **Thin-Walled Structures**, v. 108, p. 321–332, 2016.

ZHAO, Y. G.; LIN, S., LUB, Z. H.; SAITOA, T.; HE, L. Loading paths of confined concrete in circular concrete loaded CFT stub columns subjected to axial compression. **Engineering Structures**, v. 156, p. 21–31, 2018.

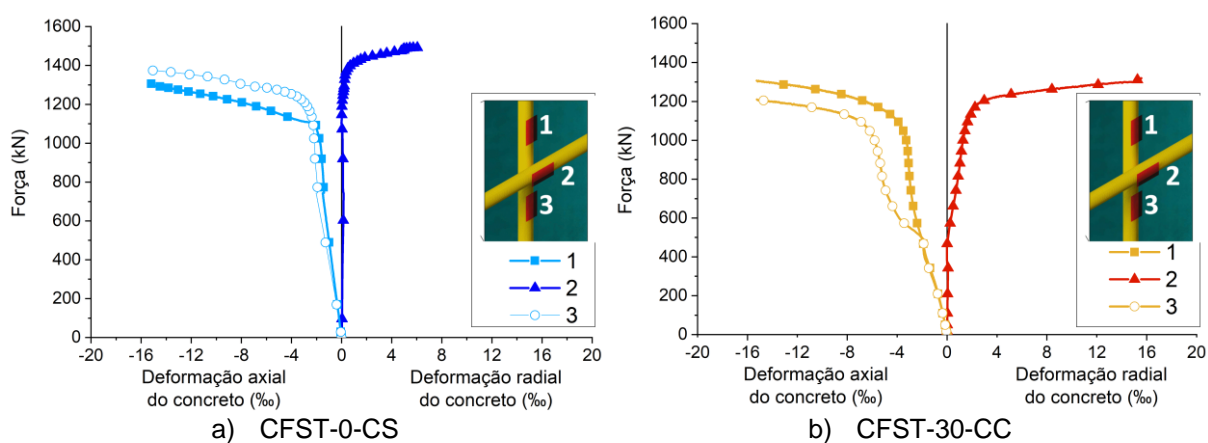
ZHAO, Y.; ZENG, W.; ZHANG, H. Properties of recycled aggregate concrete with different water control methods. **Construction and Building Materials**, v. 152, p. 539–546, 2017.

10. APÊNDICE A

Nesse apêndice são apresentados os resultados experimentais dos exemplares que, por falhas no posicionamento, foram submetidos a compressão axial excêntrica. Esses resultados não foram considerados no presente estudo.

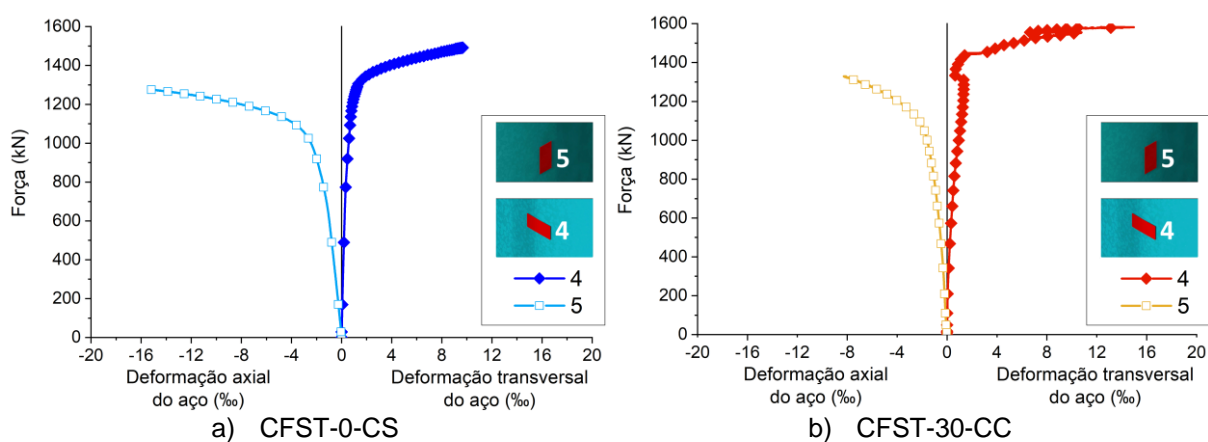
10.1 DEFORMAÇÃO DO CONCRETO

Figura 10.1. Exemplares submetidos à flexão: Curvas Força vs. Deformação



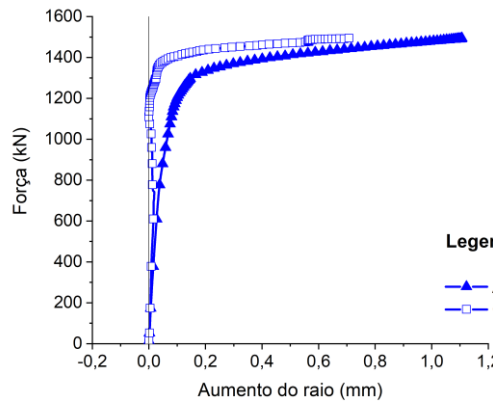
10.2 DEFORMAÇÃO DO AÇO

Figura 10.2. Exemplares submetidos à flexão: Curvas Força vs. Deformação

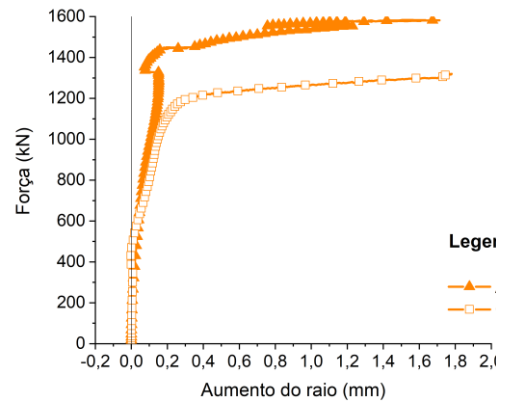


10.3 AUMENTO RADIAL

Figura 10.3. Exemplos submetidos à flexão: Aumento radial dos pilares



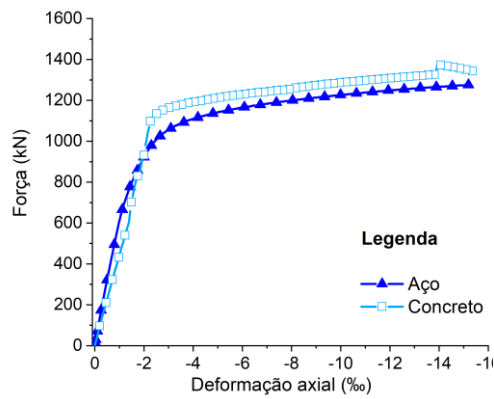
a) CFST-0-CS



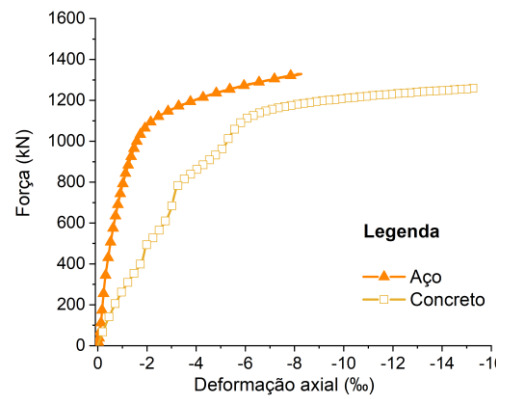
b) CFST-30-CC

10.4 DEFORMAÇÃO AXIAL

Figura 10.4. Exemplos submetidos à flexão: Aumento radial dos pilares



a) CFST-0-CS



b) CFST-30-CC