

Comportamento de pilares de concreto retangulares reforçados por encamisamento com polímeros de fibras de carbono

Behavior of rectangular reinforced concrete columns strengthened with carbon fiber polymers jacketing

Rodolfo Coleoni Sanvezzo 

André Vitor Benedito 

Vladimir José Ferrari 

Resumo

Pilares são elementos estruturais de grande importância numa edificação e que durante sua vida útil podem ser submetidos a um processo de reforço para aumento da sua capacidade. O reforço com Polímeros Reforçados com Fibras (PRF) é atraente pela facilidade de aplicação e não modificação da seção. O material vem sendo utilizado em pilares pelo efeito de confinamento. Entretanto, em pilares com seções não circulares, o efeito do confinamento não é eficiente como em circulares. Em geometrias de seções não circulares, parte do concreto não fica devidamente confinado. A pesquisa busca estudar o comportamento do reforço de pilares de concreto retangulares pelo confinamento com manta de fibras de carbono. O objetivo é avaliar o desempenho e a eficiência do reforço em pilares retangulares não armados, com altura de 800 mm e relação entre os lados igual a 2. Foram ensaiados dois grupos de pilares, um sem reforço e outro reforçado. Foram idealizados modelos numéricos com o Método dos Elementos Finitos utilizando-se o Abaqus. O modelo numérico permitiu analisar a distribuição das tensões nos pilares. Os resultados experimentais de força máxima foram comparados com previsões analíticas. Os resultados obtidos indicam eficiência do reforço por meio de melhoria na ductilidade e aumento da capacidade de carga em 30%.

Palavras-chave: Pilar. Concreto. Seção retangular. Encamisamento. Fibras de carbono.

Abstract

Columns are important structural elements in a building and can be reinforced to increase their capacity. Reinforcement by bonding Fiber Reinforced Polymers (FRP) is attractive because it is easy to apply and does not modify the section. This material has been used in columns for its confinement effect. However, the confinement of columns in non-circular sections is not as efficient as in circular ones. Non-circular geometries behave differently because part of the concrete is not confined. This research aims to study the behavior of rectangular concrete columns reinforced with carbon fiber mats. The aim is to evaluate the performance of rectangular columns with a section side ratio of 2 and to determine the efficiency of the reinforcement. Two groups of columns were tested, one without reinforcement and the other reinforced with a layer of mat. Numerical models were designed with the Finite Element Method (FEM) using Abaqus. The numerical model made it possible to analyze the distribution of stresses in the pillars. Experimental results of maximum force were compared with analytical predictions. The results obtained indicate the efficiency of the reinforcement by improving ductility and increasing load capacity by 30%.

Keywords: Column. Concrete. Rectangular section. Jacketing. Carbon fibers.

¹Rodolfo Coleoni Sanvezzo

¹Universidade Estadual de Maringá
Maringá - Pr - Brasil

²André Vitor Benedito

²Universidade Estadual de Maringá
Maringá - Pr - Brasil

³Vladimir José Ferrari

³Universidade Estadual de Maringá
Maringá - Pr - Brasil

Recebido em 26/10/23

Aceito em 01/02/24

Introdução

Pilares são elementos estruturais lineares de eixo reto em que as forças normais de compressão são preponderantes. A função estrutural de um pilar consiste em resistir às cargas verticais, transmitindo-as aos elementos de fundação, e resistir às cargas horizontais procurando garantir a estabilidade do edifício. A importância dos pilares numa edificação é grande visto que sua ruptura pode provocar o colapso parcial ou até mesmo total da estrutura.

Os pilares, conforme modificações e demandas de uso da edificação ao longo da vida útil (aumento de carga sobre lajes, demolição para ampliação de ambientes, etc.), podem ser submetidos a um processo de reforço que consiste basicamente no aumento da sua capacidade de carga em relação àquela inicialmente prevista em projeto. Para tanto, existem técnicas já difundidas no meio técnico, como a colagem de chapas de aço na superfície do concreto, o aumento da seção transversal do pilar com novas barras de aço e envolvimento com novo concreto e, a colagem de Polímeros Reforçados com Fibras (PRF).

O uso de PRF para o reforço de pilares é extremamente atraente pois, as dimensões da seção transversal praticamente não são modificadas visto que a espessura dos PRFs é da ordem de milímetros. A depender de qual é a demanda pelo reforço do pilar (como por exemplo, ampliação de espaço do ambiente da edificação), o aumento das dimensões da seção transversal nem mesmo é possível. O reforço de pilares com PRF tem outras características muito atraentes como a facilidade de manuseio, a rapidez de execução e a elevada relação entre a resistência à tração e o peso específico.

O ACI 440.2R (2017) comenta que o reforço pelo mecanismo de confinamento da seção transversal com PRF pode ser utilizado para incrementar a resistência e melhorar a ductilidade de pilares de concreto armado. O confinamento do concreto é obtido pelo encamisamento da seção do pilar por meio da orientação das fibras poliméricas transversalmente ao eixo do elemento para restringir a deformação transversal do concreto. Esse efeito é obtido devido a elevada resistência à tração e rigidez do PRF.

Triantafyllou *et al.* (2015) menciona que há três décadas, o PRF vem sendo aplicado com sucesso para o reforço de pilares por meio do confinamento da seção transversal devido a características como facilidade de instalação, durabilidade, elevada resistência à tração e alta capacidade de deformação.

O ACI 440.2R (2017) explica ainda que o PRF produz um confinamento do tipo passivo, permanecendo sem tensão até que ocorra a expansão transversal e a fissuração do concreto encamisado. Machado (2015) comenta que o efeito de Poisson no concreto comprimido, induz o surgimento de deformações transversais por conta de uma expansão lateral do material que é impedida pelo confinamento da seção. O resultado é o aumento da resistência à compressão do elemento e de sua capacidade de deformação.

Pilares com seção transversal de geometria circular são elementos em que o mecanismo do confinamento com PRF é significativo em termos de eficiência estrutural (Pessiki *et al.*, 2001; Harries; Carey, 2003; Matthys *et al.*, 2005; Triantafyllou *et al.*, 2015). Para essas seções, as fibras poliméricas são igualmente tracionadas em todo o perímetro estabelecendo-se uma pressão de confinamento uniforme e circunferencialmente distribuída em todo o concreto da seção.

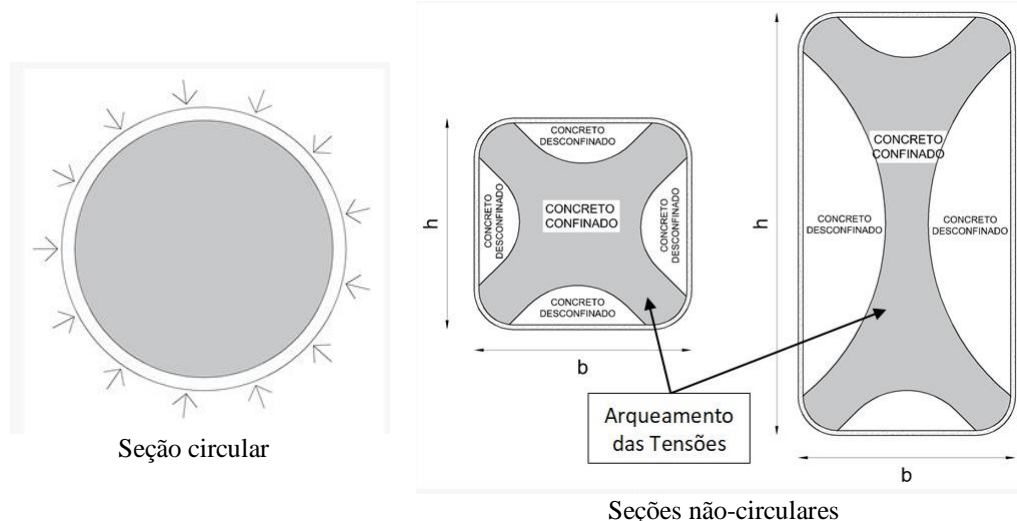
Por outro lado, pilares com geometria de seção não-circular (quadrada ou retangular) comportam-se diferentemente de uma seção circular, pois nem todo o concreto da seção fica devidamente confinado. As regiões de canto e o núcleo das seções não-circulares ficam eficientemente confinadas, mas outras partes permanecem desconfinadas (Seible *et al.*, 1997; Carrazedo, 2002; Matthys *et al.*, 2005; Sudano, 2005; Triantafyllou *et al.*, 2015).

Conclusões de pesquisas já realizadas (Pessiki *et al.*, 2001; Wang; Restrepo, 2001; Rocca; Galati; Nanni, 2008; Machado, 2015) relatam que o confinamento de pilares de seção transversal quadrada ou retangular com sistemas de PRF resultam em apenas aumentos não significativos da capacidade de carga.

Na Figura 1 tem-se a ilustração do efeito do confinamento em seção transversal circular e não-circular. A região hachurada corresponde à área da seção que fica submetida às pressões de confinamento provenientes do encamisamento promovido pelas fibras poliméricas. Como se vê, na seção circular, todo o concreto fica confinado, porém, o mesmo não ocorre nas seções quadrada e retangular.

O efeito denominado por arqueamento das tensões é o mecanismo responsável pela distribuição de tensões de confinamento não-uniforme e com concentração nos cantos das seções não-circulares. A região confinada tem limites teóricos definidos aproximadamente por parábolas (FIB, 2001; ACI, 2017) em função das dimensões da seção (b e h), raio de arredondamento dos cantos (r_c) e taxa de armadura longitudinal.

Figura 1 - Ilustração do efeito do confinamento do concreto em seção circular e não-circular de pilares



Segundo Campione e Miraglia (2003), a concentração de tensões nos cantos da seção quadrada e a ausência de confinamento do concreto em partes do núcleo são as causas da menor eficiência do encamisamento quando comparado com seções circulares. No caso de seções retangulares, o desenvolvimento das pressões de confinamento é ainda mais comprometido devido ao formato alongado da seção. Nesse sentido, por exemplo, a metodologia de cálculo de reforço de pilares indicada no ACI 440.2R (2017) não se aplica em casos de relação entre os lados da seção transversal (h/b) maior do que 2,0.

A proposta da pesquisa é estudar o efeito do reforço de pilares de concreto de seção retangular pelo confinamento com manta de fibras de carbono. O objetivo é avaliar o desempenho dos pilares retangulares com relação entre as dimensões da seção igual a 2 ($b = 120$ mm e $h = 240$ mm). Para isso, aplica-se uma abordagem baseada em ensaios experimentais e investigações teóricas por meio de modelo numérico e de modelos analíticos.

O programa experimental envolveu ensaios em dois grupos de pilares, um sem reforço e outro reforçado com uma camada de manta de fibras de carbono. Com os resultados experimentais foi possível idealizar e aferir modelos numéricos com uso do Método dos Elementos Finitos (MEF) utilizando-se o software comercial Abaqus. O modelo calibrado possibilitou melhor analisar a distribuição das tensões e deformações nos pilares. Os resultados experimentais de força relativa a ruína dos pilares foram comparados com previsões analíticas dadas pela metodologia do ACI 440.2R (2017), Triantafyllou *et al.* (2015) e do FIB-14 (FIB, 2001).

Programa experimental

O programa experimental foi dado por meio de ensaios de compressão axial centrada conduzidos em 8 pilares de concreto, incluindo o primeiro grupo (P1) com 4 pilares de referência e o segundo grupo (P2) com outros 4 pilares reforçados pelo encamisamento com uma camada de manta de fibra de carbono. Os ensaios foram conduzidos no Laboratório de Materiais e Estruturas da Universidade Estadual de Maringá (UEM).

Os dois grupos de pilares foram idealizados de maneira a analisar, experimentalmente e teoricamente (analítico e numérico), a eficiência do reforço polimérico por meio do confinamento da seção transversal retangular. Para tanto, o grupo P1 é o de referência sem reforço e o grupo P2 é reforçado pelo encamisamento da seção transversal com uma camada de manta de fibras de carbono.

Os pilares não têm armadura, longitudinal e estribos, e a seção transversal é retangular com relação entre o maior lado ($h = 240$ mm) e o menor lado ($b = 120$ mm) igual a 2, conforme indicado na Tabela 1. A altura dos pilares foi definida em 800 mm utilizando-se toda a altura livre disponível do pórtico da máquina de ensaio universal. O índice de esbeltez (λ) para os pilares tem valor de apenas 23, calculado pela Equação 1 da NBR 6118 (ABNT, 2023) de forma a não ocorrer flambagem nos elementos.

$$\lambda = \frac{L_e}{i}$$

Eq. 1

Sendo:

L_e : comprimento equivalente do pilar; e

i : raio de giração mínimo da seção bruta de concreto do pilar.

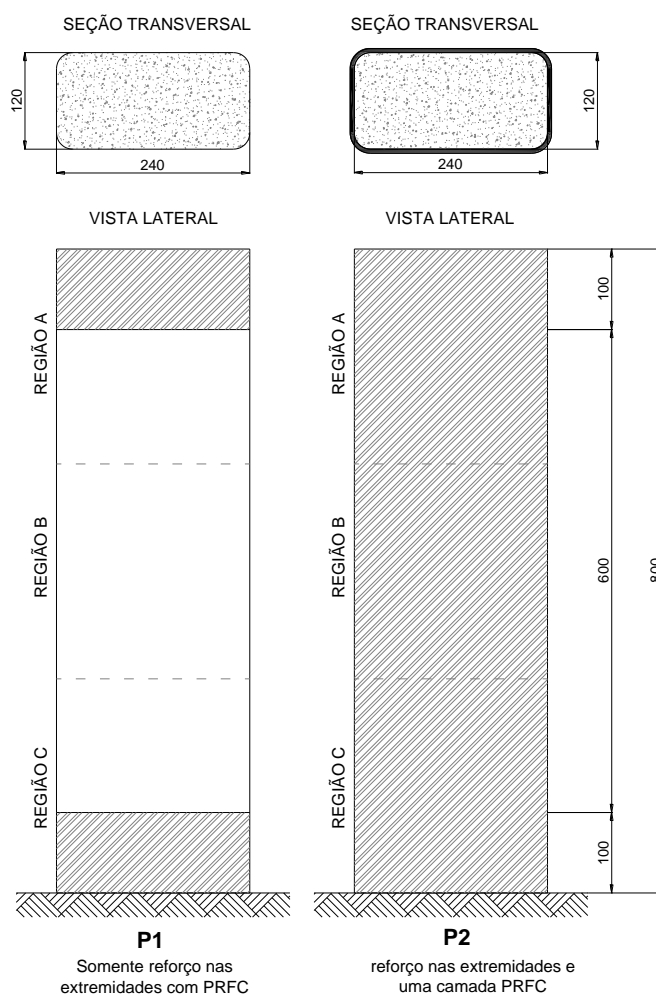
Na Figura 2 tem-se a indicação da geometria dos pilares dos grupos P1 e P2 (seção transversal e vista longitudinal). Os cantos das seções foram arredondados utilizando-se o valor de 20 mm para o raio de arredondamento (r_c). O valor mínimo recomendado pelo ACI 440.2R (2017) é 13 mm e nas pesquisas de Triantafyllou *et al.* (2015) e Sudano (2005) foram utilizados os valores de 20 mm e 25 mm, respectivamente.

As seções das extremidades dos pilares do grupo P1 foram encamisadas com uma camada de manta de fibra de carbono com 100 mm de largura para fins de evitar a ruptura localizada do concreto devido a proximidade com o ponto de aplicação da força. Esse dispositivo foi idealizado após ensaios preliminares onde foi observada ruptura do concreto na extremidade do pilar junto a seção de aplicação da força. No grupo P2, as seções das extremidades foram encamisadas por dupla camada de manta de fibra de carbono numa largura de 100 mm conforme representado na Figura 2. Ainda na referida figura tem-se a identificação das regiões A, B e C ao longo da altura do pilar para efeito de nomenclatura associada com as regiões superior, central e inferior, respectivamente.

Tabela 1 - Nomenclatura e descrição dos grupos de pilares

Grupo	Seção transversal (mm)			Esbeltez		Tipo de reforço	
	b	h	h/b	λ	L_e (mm)		
1	P1	120	240	2	23,09	800	Sem reforço
2	P2	120	240	2	23,09	800	Encamisamento com uma camada de fibra de carbono

Figura 2 - Seção transversal e longitudinal dos pilares dos grupos P1 e P2



Materiais

A composição do concreto dos dois grupos de pilares é a indicada na Tabela 2 com traço em massa de 1:5:5:0,9 visando-se à obtenção de uma resistência à compressão de 10 MPa na data do ensaio dos pilares (valor de resistência do concreto definido considerando-se a limitação da capacidade da máquina de ensaio).

Cada grupo de pilar foi moldado com o concreto produzido em uma betoneira elétrica de 300 litros de capacidade. Foram moldados três corpos de prova cilíndricos (100 mm x 200 mm) para caracterização de cada concreto por meio da determinação do módulo de elasticidade NBR 8522-1 (ABNT, 2021a) e da resistência à compressão NBR 5739 (ABNT, 2018).

Foi utilizado aditivo superplastificante (ADVA[®] 548 da marca GCP *Applied Technologies* – dosagem recomendada entre 0,4% e de 1,2% sobre a massa de cimento), para garantia de uma trabalhabilidade adequada ao concreto e adensamento homogêneo no interior das fôrmas. O concreto foi dosado com teor de argamassa de 55% e Slump NBR 16889 (ABNT, 2020) de 130 mm ± 20 mm (Figura 3).

Foi utilizada brita com dimensão máxima característica de 9,5 mm e módulo de finura de 5,81 conforme composição granulométrica realizada de acordo com a NBR 17054 (ABNT, 2022). A densidade da brita é de 2,77 g/cm³ conforme ensaio segundo a NBR 16917 (ABNT, 2021b). A areia fina utilizada tem dimensão máxima característica igual a 1,18 mm e módulo de finura de 1,51 conforme composição granulométrica realizada de acordo com a NBR 17054 (ABNT, 2022). A densidade da areia é de 2,64 g/cm³ obtido por ensaio conforme NBR 16916 (ABNT, 2021c). O cimento utilizado foi o Portland CP II-Z32 da fabricante Votoran com massa específica aparente entre 0,9 a 1,2 g/cm³ conforme catálogo do fabricante.

As fôrmas utilizadas para moldagem dos pilares foram de madeira do tipo madeirite plastificado com 17 mm de espessura. Para facilitar o processo de retirada das fôrmas e evitar possíveis aberturas durante a moldagem, projetou-se um conjunto de fôrmas modulares com reforço nas abas laterais por caibros e parafusos (Figura 4).

Previamente a moldagem e para garantia do arredondamento dos cantos da seção dos pilares, fez-se uso da adição de rejunte acrílico nos cantos das fôrmas. A massa foi moldada com pressão de tubo plástico PVC para obtenção da geometria e dimensão desejada com raio de arredondamento “r_c” igual a 20 mm.

Os pilares foram moldados com auxílio da utilização de vibrador do tipo “agulha”. Na Figura 4 tem-se o aspecto de um dos pilares no interior das fôrmas e após retirada das fôrmas na idade de 15 dias. Os pilares permaneceram no interior do laboratório e na posição onde foram moldados até a data do ensaio.

Tabela 2 - Composição de materiais do concreto

Materiais	Massa específica (kg/m ³)	Consumo (kg/m ³)
Cimento	3.080	203,37
Brita 1	2.640	1.016
Areia	2.780	1.016
Água	-	183,03

Figura 3 - Preparo do concreto em betoneira elétrica e ensaio de slump test



Figura 4 - Aspecto dos pilares no interior das fôrmas e após a retirada das fôrmas



Aplicação do reforço com manta de fibras de carbono

As propriedades mecânicas da manta de fibras de carbono (C-Sheet 300 da S&P Clever do Brasil) e da resina epóxi (JGtech adesivos e revestimentos), mostrados na Figura 5 e, utilizados no reforço dos pilares são aquelas indicadas na Tabela 3 conforme catálogos dos fabricantes. A manta tem espessura de 0,166 mm, resistência à tração de 4.900 MPa e módulo de elasticidade de 230 GPa. A resina é do tipo bi-componente com relação de mistura em volume de 1:1.

Os pilares do grupo P2 foram reforçados por encamisamento da seção transversal com uma camada de manta de fibras de carbono. Previamente a colagem da manta, as superfícies de concreto dos pilares foram submetidas a um processo de remoção da camada frágil de nata de cimento até a exposição parcial das britas. Esse procedimento foi realizado utilizando-se disco diamantado acoplado a uma esmerilhadeira elétrica.

A resina epóxi bi-componente foi previamente misturada para obtenção de um produto homogêneo e de cor uniforme. A mistura foi aplicada com rolo de lã sobre as superfícies de concreto procurando-se manter uma espessura uniforme. A manta foi pré-impregnada em uma de suas faces com resina. A seção do pilar foi então completamente envolvida com a manta utilizando-se sobreposição de 150 mm da sua extremidade final sobre a extremidade inicial. Nas pesquisas de Triantafyllou *et al.* (2015) e Sudano (2005) foram utilizados os valores de 200 mm e 100 mm como sobreposição, respectivamente. Os valores se mostraram suficientes nas referidas pesquisas de modo a não exercer influência na ruína dos pilares reforçados.

Após a colagem foi utilizado rolo plástico para garantia do contato das fibras da manta com a superfície de concreto, para expulsar bolhas de ar e providenciar o alinhamento das fibras. Foi necessário dar especial atenção aos cantos da seção transversal devido a tendência das fibras em não acompanhar o formato arredondado do canto. Para isso, nessa região, o rolo foi utilizado repetidas vezes até a conformação da manta com a geometria do canto da seção. A Figura 6 mostra a resina epóxi aplicada na superfície de concreto e o aspecto do pilar após a execução do encamisamento.

Após o período de cura da resina (7 dias conforme informação do fabricante), a superfície de topo dos pilares foi devidamente nivelada com o uso de uma fina camada de argamassa polimérica regularizada com auxílio de placa de vidro e nível de bolha.

Equipamentos e instrumentação dos pilares

A instrumentação nos pilares do grupo P1 foi composta por dois extensômetros elétricos para concreto com comprimento de 67 mm, da fabricante Kyowa tipo KC 70 120 A1 11, fator $2,11 \pm 1\%$ com resistência de $119,8 \Omega \pm 0,2\%$. Cada um dos extensômetros foram colados diretamente na superfície de concreto, na direção do

eixo do pilar, centralizados (em relação a altura do pilar e largura da seção) conforme indicado na Figura 7. Foram também utilizados dois transdutores do tipo LVDT com curso de 10 mm, centralizados ao longo do eixo das duas maiores faces do pilar e tendo referência uma base de medida de 500 mm por meio de hastes de prolongamento.

Figura 5 - Manta de fibra de carbono e resina epóxi do tipo bi-componente



Tabela 3 - Propriedades mecânicas da manta de fibras de carbono e resina epóxi - conforme fabricantes

Propriedades	Valores
Espessura da manta (mm) - t_f	0,166
Resistência à tração última (MPa) - f_{fu}	4.900
Módulo de elasticidade (MPa) - E_f	230.000
Deformação específica última - ε_{fu}	0,02130
Resistência à tração do adesivo (MPa)	42,30

Figura 6 - Aplicação da resina epóxi na superfície de concreto e aspecto do pilar após reforço

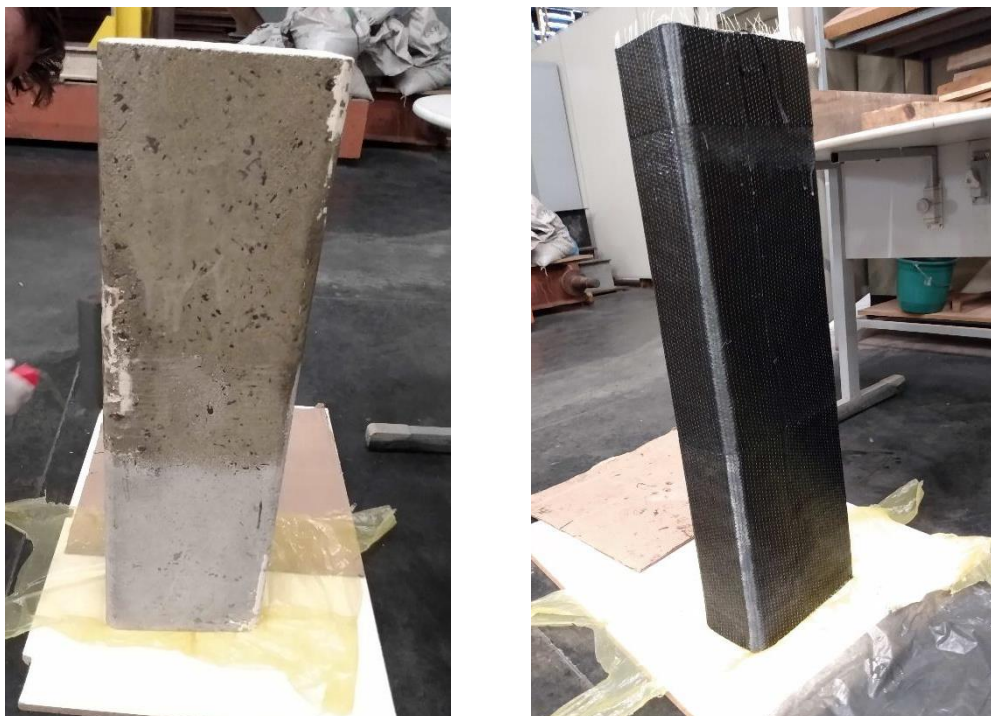


Figura 7 - Instrumentação do grupo P1 - extensômetro elétrico e transdutor LVDT



A instrumentação dos pilares do grupo P2 foi composta por seis extensômetros elétricos de resistência com comprimento de 6 mm, da fabricante Kyowa tipo KFGS 6120 C1 11, fator $2,10 \pm 1\%$ com resistência de $120,2 \Omega \pm 0,2\%$. Os extensômetros foram posicionados conforme indicado nas Figuras 8 e 9 visando-se o registro das deformações específicas da manta de reforço na seção central do pilar. Os extensômetros foram dispostos em faces opostas do pilar, sendo dois colados nos cantos (1 e 6), outros dois entre o meio e o canto (2 e 5) e no meio (3 e 4).

Todos os pilares foram ensaiados na idade de 55 dias após a moldagem e, no grupo P2, a idade do ensaio correspondeu a 14 dias após a colagem do reforço. O ensaio consistiu em submeter os pilares à compressão axial centrada pela aplicação de força do tipo monotônica em taxa de deslocamento do pistão da máquina de ensaio igual a 0,01 mm/s. A taxa foi definida tomando-se como referência valores indicados nas pesquisas de Triantafyllou *et al* (2015) e Sudano (2015) e, calibração com os ensaios preliminares realizados.

Na Figura 10 tem-se o aspecto geral do ensaio dos pilares posicionados na Máquina universal de ensaio do tipo eletromecânica, microprocessada, série 23 Emic com capacidade de 600 kN. Os valores de força foram obtidos por meio de célula de carga, registrados em conjunto com os deslocamentos dos transdutores e deformações dos extensômetros com um sistema eletrônico de aquisição de dados Spider 8 da HBM e software Catman Easy.

Adicionalmente ao registro dos dados de força, transdutores (LVDTs) e deformações específicas (extensômetros), foram também adquiridos os valores de deslocamento do pistão do atuador hidráulico da máquina de ensaio por meio do Software Bluehill da Emic/Instron. Os dados do pistão representam o comportamento de todo o pilar e não somente de um trecho específico, logo, seus valores foram devidamente tratados, conforme metodologia indicada em Sudano (2005) e Sanvezzo (2023), e aqui utilizados para representar a deformação axial dos grupos de pilares.

Apresentação e análise dos resultados

Caracterização do concreto

Na Tabela 4 apresentam-se os resultados obtidos com os ensaios de compressão nos corpos de prova cilíndricos (100 x 200 mm) para a caracterização dos concretos dos grupos de pilares P1 e P2. São indicados os valores individuais para cada corpo de prova, média e desvio padrão (DP) da resistência à compressão axial (f_c) e do módulo de elasticidade (E_c).

Como se vê, as propriedades mecânicas, resistência à compressão e módulo de elasticidade, dos concretos produzidos para a moldagem dos pilares dos dois grupos, apresentaram valores bem semelhantes. A resistência

média à compressão dos grupos P1 e P2 foi de 10,68 e 11,00 MPa, respectivamente, sendo o módulo de elasticidade igual a 17,57 e 15,22 GPa. Os valores obtidos foram iguais àqueles inicialmente planejados.

Figura 8 - Posição dos extensômetros elétricos na seção central dos pilares do grupo P2

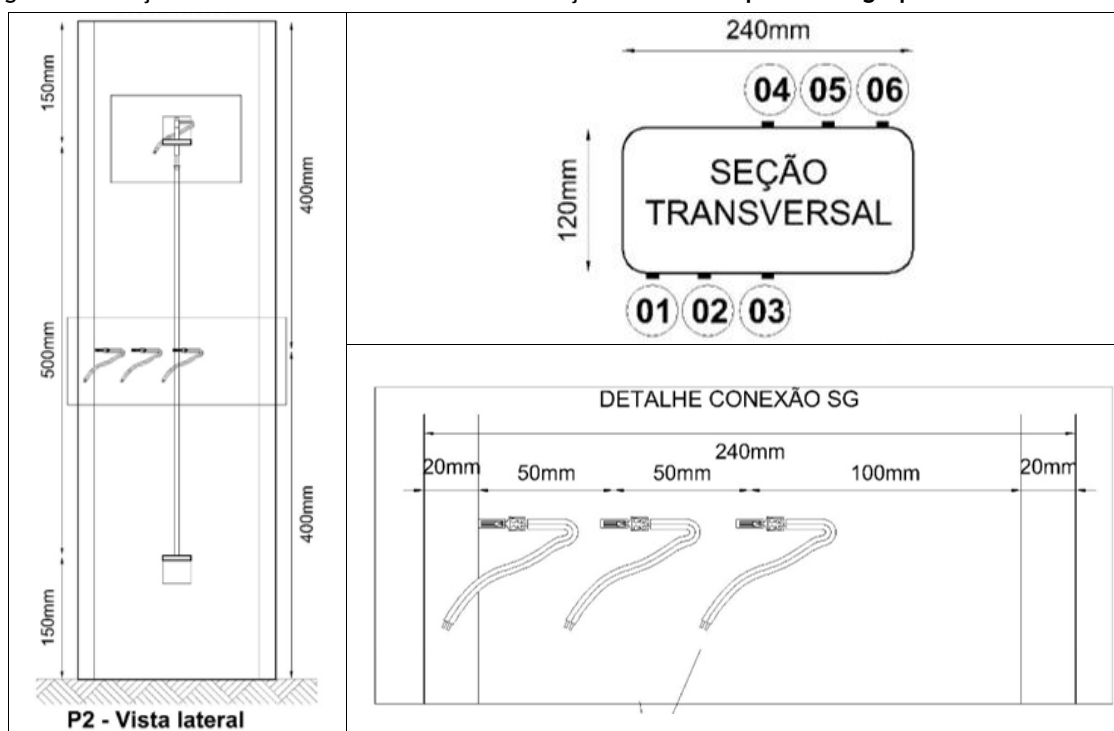


Figura 9 - Extensômetros elétricos colados na superfície da manta e instrumentação do grupo P2



Figura 10 - Aspecto geral do ensaio dos pilares

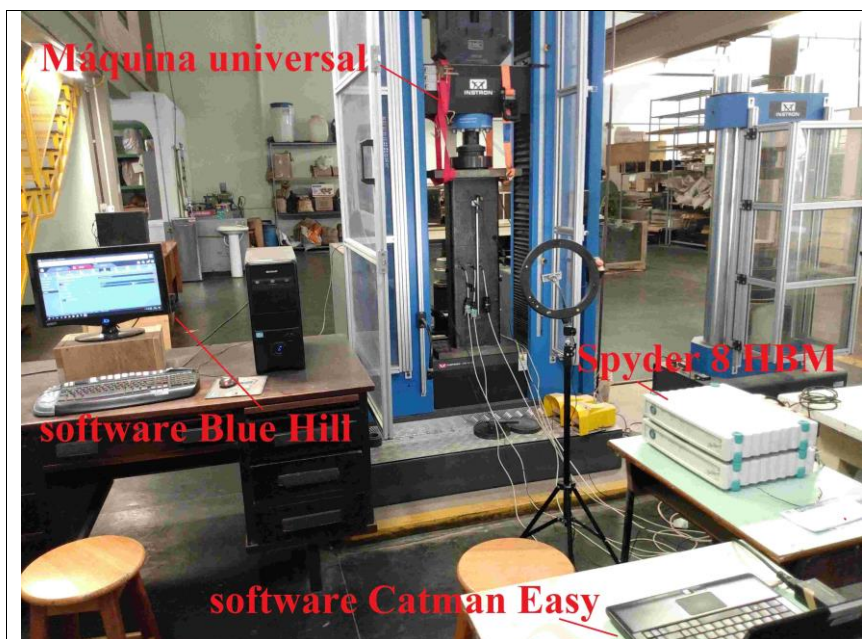


Tabela 4 - Propriedades mecânicas da caracterização dos concretos dos dois grupos de pilares

Grupos	Propriedade	CP01	CP02	CP03	Média	DP
P1	f_c (MPa)	11,10	10,11	10,85	10,68	0,52
	E_c (GPa)	18,90	16,90	16,92	17,57	1,15
P2	f_c (MPa)	10,19	11,97	10,84	11,00	0,90
	E_c (GPa)	14,40	16,88	14,38	15,22	1,44

Pilares do grupo P1

Na Figura 11 apresentam-se os resultados das curvas força-deformação de cada um dos pilares do grupo P1 bem como a curva média representativa do grupo. Os valores de deformação axial são aqueles obtidos a partir do tratamento dos dados registrados pelo deslocamento do pistão da máquina de ensaio. Devido a problemas ocorridos durante a aquisição dos dados, a curva referente ao pilar P1-2 não é apresentada.

A curva média é bem representativa devido a resposta homogênea obtida entre os pilares do grupo. A divergência no comportamento entre os pilares foi apenas aquela registrada no ramo descendente pós-pico.

Na Tabela 5, para cada um dos pilares do grupo P1, são indicados os valores de força máxima (força de pico da curva), tensão e deformação específica correspondente, assim como os valores médios e o desvio padrão (DP). O valor médio de força máxima para os pilares do grupo P1 foi igual a 270,73 kN (com um desvio padrão de apenas 3,50 MPa) e deformação média específica correspondente a 0,12% conforme registro pelos dados do pistão (praticamente igual ao valor obtido pelo extensômetro elétrico: 0,13%).

A ruína dos pilares do grupo 1 é mostrada na Figura 12 (setas em vermelho indicam as superfícies de ruptura em cada pilar) onde se vê que a ruptura dos pilares P1-1 e P1-3 ocorreu na mesma região A (correspondente ao terço superior do pilar). No P1-4 a ruptura deu-se na região B onde fica evidenciada a expansão lateral do concreto.

Em todos os pilares do grupo P1 foi constatado que a superfície de ruptura deu-se a partir do surgimento de uma trinca vertical a partir da região A e correspondente ao valor da força de pico. Na região A, a trinca propagou-se praticamente na vertical, inclinando-se quando da propagação na região B. Com o surgimento da trinca, a resposta dos pilares foi de deformação sem registros de aumento na capacidade de carga.

Figura 11 - Curvas força-deformação dos pilares do grupo P1

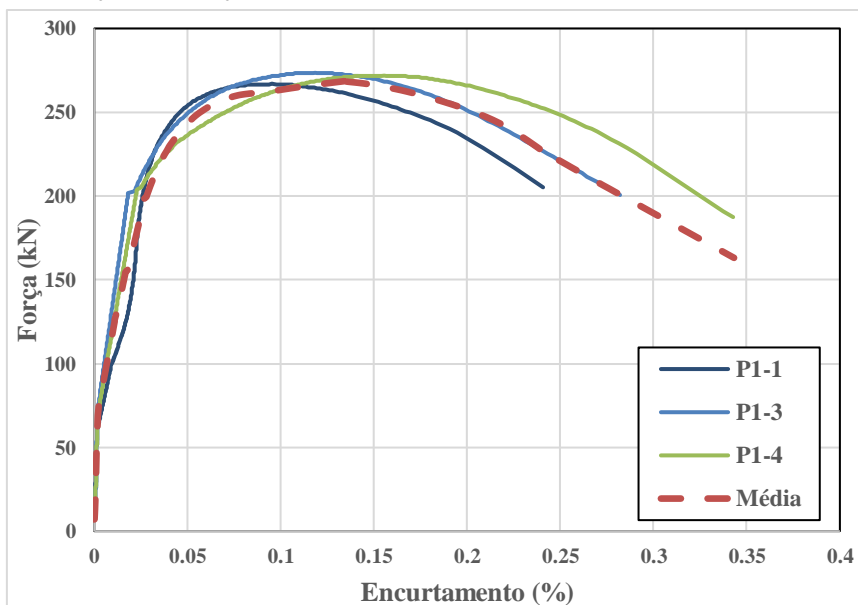
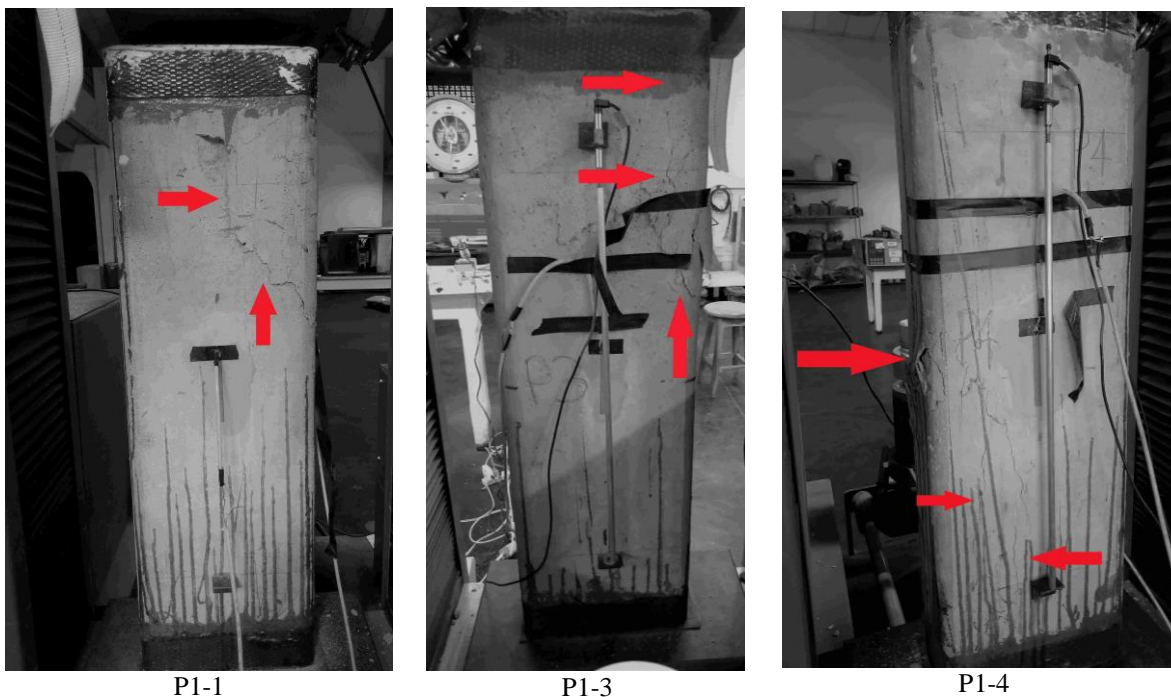


Tabela 5 - Valores de força de pico, tensão e deformação axial dos pilares do grupo P1

Grupo	Força de pico (kN)	Tensão (MPa)	Deformação axial (%)		
			Strain	Pistão	
P1	P1-1	266,81	9,38	0,16	0,10
	P1-3	273,52	9,61	0,11	0,12
	P1-4	271,87	9,55	0,10	0,16
	Média	270,73	9,51	0,13	0,12
	DP	3,50	0,12	0,03	0,03

Nota: Pilar P1-2: dados perdidos durante ensaio por falhas na aquisição.

Figura 12 - Ruína dos pilares do grupo P1



Pilares do grupo P2

Na Figura 13 são apresentados os resultados das curvas força-deformação de cada um dos pilares do grupo P2 bem como a curva média representativa do grupo. A curva média foi obtida considerando-se somente o comportamento dos pilares P2-2 e P2-3, pois, o ensaio do pilar P2-4 foi interrompido anteriormente a ruína (questões de segurança devido acentuada deformação lateral do eixo no topo do pilar e inclinação da chapa de aço) e os dados do P2-1 não foram aquisitados corretamente.

No pilar P2-2 observou-se que ocorreu ruptura da manta na região A do pilar. Primeiramente ocorreu ruptura das fibras localizadas no canto da seção transversal como é mostrado na Figura 14, sendo que a ruptura por tração das fibras foi precedida por elevados níveis de deformação do concreto, tanto axial como lateral. A deformação longitudinal do concreto do pilar resultou, num primeiro momento, em sobreposição das fibras da manta, seguido de visível expansão lateral do concreto e ruptura da manta. Após a ruptura localizada das fibras do canto foi possível constatar desintegração do concreto por meio de resíduos que fluíam pela abertura da manta onde as fibras foram rompidas.

Figura 13 - Curvas força-deformação dos pilares reforçados do grupo P2

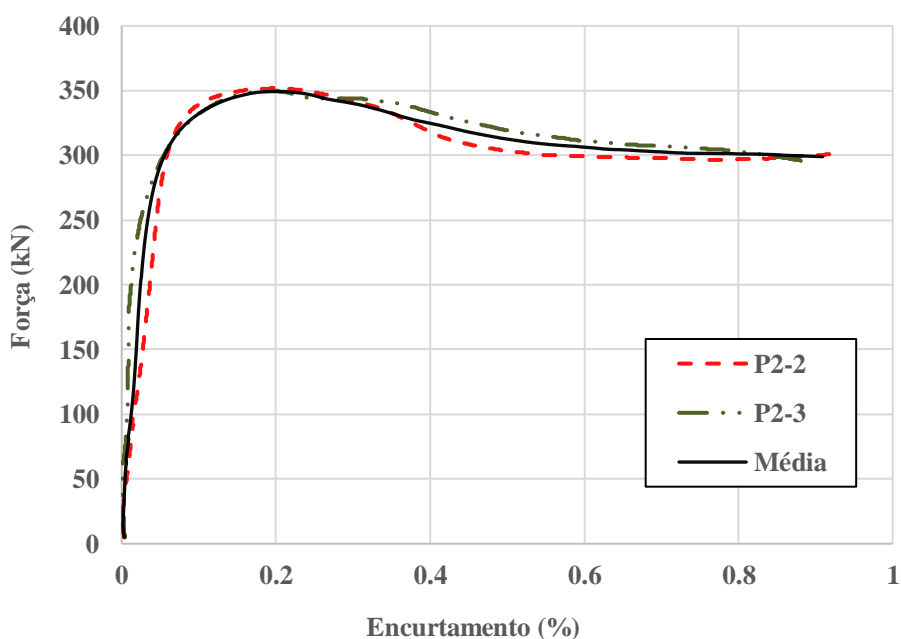


Figura 14 - Ruína do pilar P2-2



No P2-3 a sobreposição das fibras da manta ocorreu na região B do pilar devido a deformação do concreto como é mostrado na Figura 15. Logo após, observou-se acentuada expansão lateral do concreto, de forma localizada e seguida pelo descolamento de uma faixa da manta de sobreposição e na seção onde se deu visível expansão lateral do concreto.

Na Tabela 6 são indicados os valores de força máxima, tensão correspondente, os valores médios e o desvio padrão (DP). São também apresentados os valores das deformações específicas, axial do pilar e as transversais registradas para a manta de reforço, ambas correspondentes a força máxima.

Os valores de força nos pilares P2-2 e P2-3 são praticamente idênticos e correspondente ao valor médio igual a 350,85 kN, com desvio padrão de 1,58 kN. A tensão média obtida foi igual a 12,33 MPa e o valor de deformação específica axial registrada nos dois pilares, correspondente a força máxima, foi o mesmo e igual a 0,20%. As deformações no reforço e correspondentes a força máxima também foram praticamente as mesmas registradas nos dois pilares, sendo o valor médio igual a 0,05% no canto da seção, 0,06% no centro e de 0,09% na posição intermediária.

Na Figura 16 são indicadas as curvas da evolução das deformações axial e transversal na manta de reforço dos pilares P2-2 e P2-3. Em ambos os pilares, os maiores valores de deformação no reforço foram aqueles registrados para a posição intermediária 2/5. No pilar P2-2 a deformação máxima no reforço foi de 0,10%, aproximadamente e, no pilar P2-3 foi de 0,50%. Os maiores valores de deformação do reforço foram os registrados para o pilar P2-3 em que a ruptura ocorreu mais próxima da seção onde os extensômetros estavam colados.

Figura 15 - Ruína do pilar P2-3

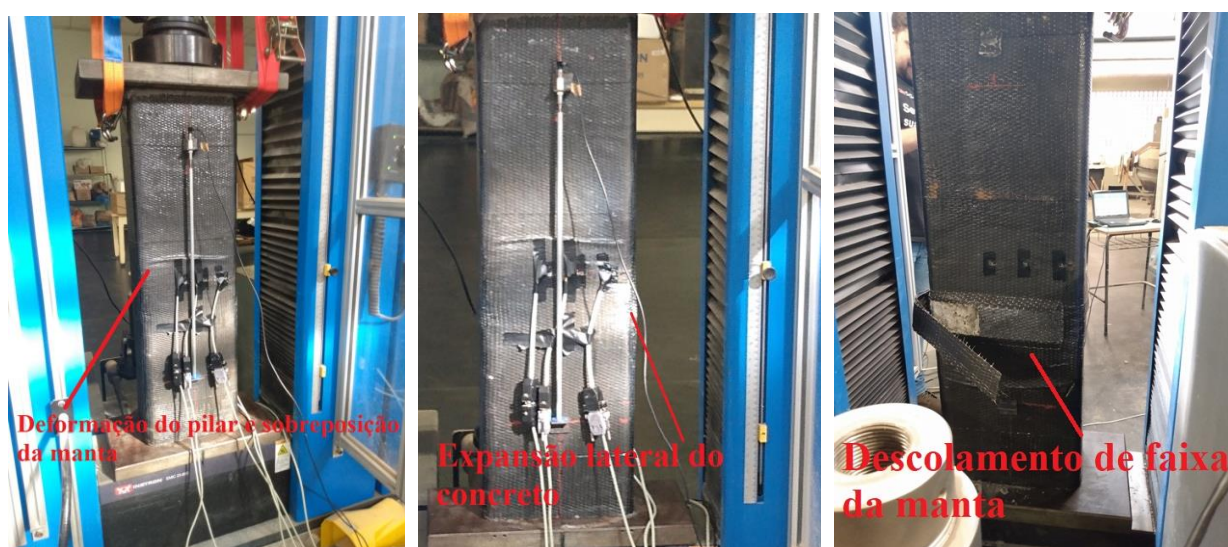


Tabela 6 - Valores de força máxima, tensão e deformações correspondentes do grupo P2

Grupo	Força (kN)	Tensão (MPa)	Deformação axial* (%)	Deformação lateral* (%)			
				01 e 06	02 e 05	03 e 04	
P2	P2-2	351,97	12,37	0,20	0,05	0,09	0,05
	P2-3	349,73	12,29	0,20	0,04	0,09	0,07
	Média	350,85	12,33	0,20	0,05	0,09	0,06
	DP	1,58	0,01	0,00	0,01	0,00	0,01

Nota: Pilar P2-1: dados perdidos durante o ensaio por problemas na aquisição; e

Pilar P2-4: ensaio interrompido muito antes da ruína.

*correspondente a força máxima.

Importante notar que em ambos os pilares ocorreu uma inversão nos valores das deformações no reforço entre as posições de canto (1/6) e central (3/4). Na fase inicial de carregamento, as deformações foram maiores na posição de centro do reforço, entretanto, esses valores foram superados por aqueles relacionados com a deformação do reforço no canto da seção (efeito ficou mais evidenciado no pilar P2-3 devido a ruína ter ocorrido próximo da seção de colagem dos extensômetros). Então, a resposta mostrada pela Figura 16 evidencia que existe uma tendência de concentração de tensões no reforço no canto da seção ao longo do processo de carregamento do pilar. A máxima deformação no reforço para a posição do canto da seção foi igual a 0,071% para o pilar P2-2 e de 0,41% para o pilar P2-3.

Como se vê pela Figura 16, a deformação lateral entre o meio da seção é superior a do canto e meio da face, indicando-se mudança da seção transversal para forma elíptica. O plano de ruptura do modelo P2-2 não ocorreu na região B, motivo pelo qual apresentou comportamento divergente do modelo P2-3, neste caso a mudança da forma da seção é ainda mais evidente, uma vez que o plano de ruptura ocorreu na região B (onde havia instrumentação), isto fica explícito durante o trecho linear de força-deformação, as deformações laterais entre o meio da seção e canto e meio da face serem maiores do que as do canto. É possível observar que após o trecho linear a deformação lateral do canto ultrapassa a do meio da face.

Na Figura 17 comparam-se o comportamento de todos os pilares em termos de força-deformação axial e também das curvas médias. Como se vê, os pilares reforçados apresentaram valor médio de força de ruptura (350,85 kN) superior ao grupo de referência P1 (270,73 kN). O incremento na força devido ao reforço foi de aproximadamente 30% e na deformação axial do pilar, correspondente a força máxima, foi em torno de 67%. O fato está de acordo com a literatura no sentido de que o confinamento da seção do pilar com fibras impede a expansão transversal do concreto e aumenta a resistência da peça à compressão e propicia um representativo aumento na ductilidade do elemento reforçado.

Modelos teóricos

Aqui fez-se uso da modelagem numérica para melhor compreensão acerca da distribuição das tensões nos pilares. A análise teórica segue também apresentada por meio de modelos matemáticos para a estimativa da força máxima dos pilares e comparação com os resultados experimentais.

Modelo numérico

O modelo computacional dos pilares foi implementado utilizando-se o MEF (Método dos Elementos Finitos) com auxílio do software comercial Abaqus 6.14. Os resultados experimentais foram utilizados para calibração dos modelos numéricos e com isso, a ferramenta numérica auxiliou no entendimento sobre a distribuição das tensões nos pilares.

Figura 16 - Evolução das deformações específicas do pilar e no reforço

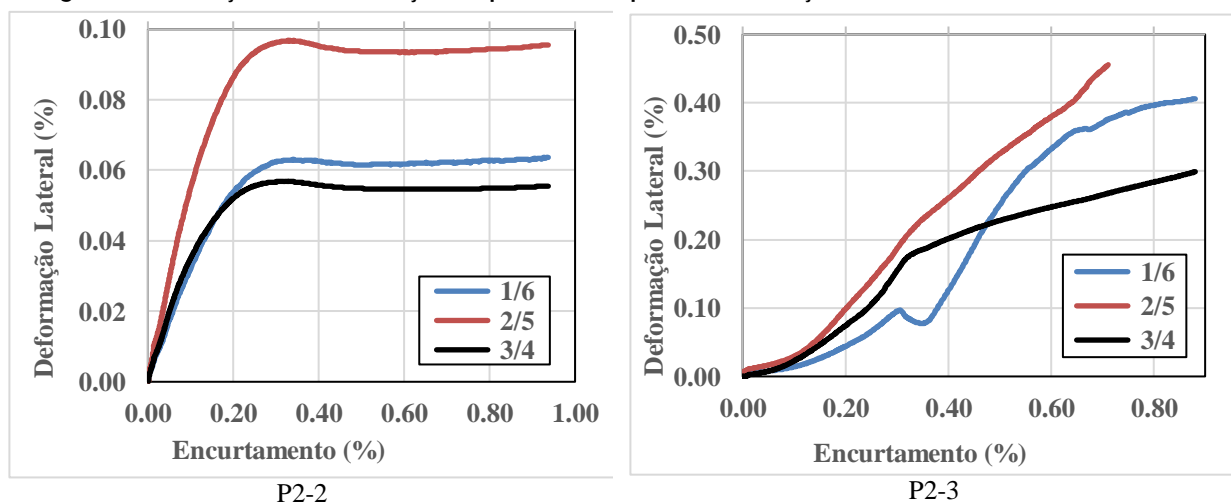
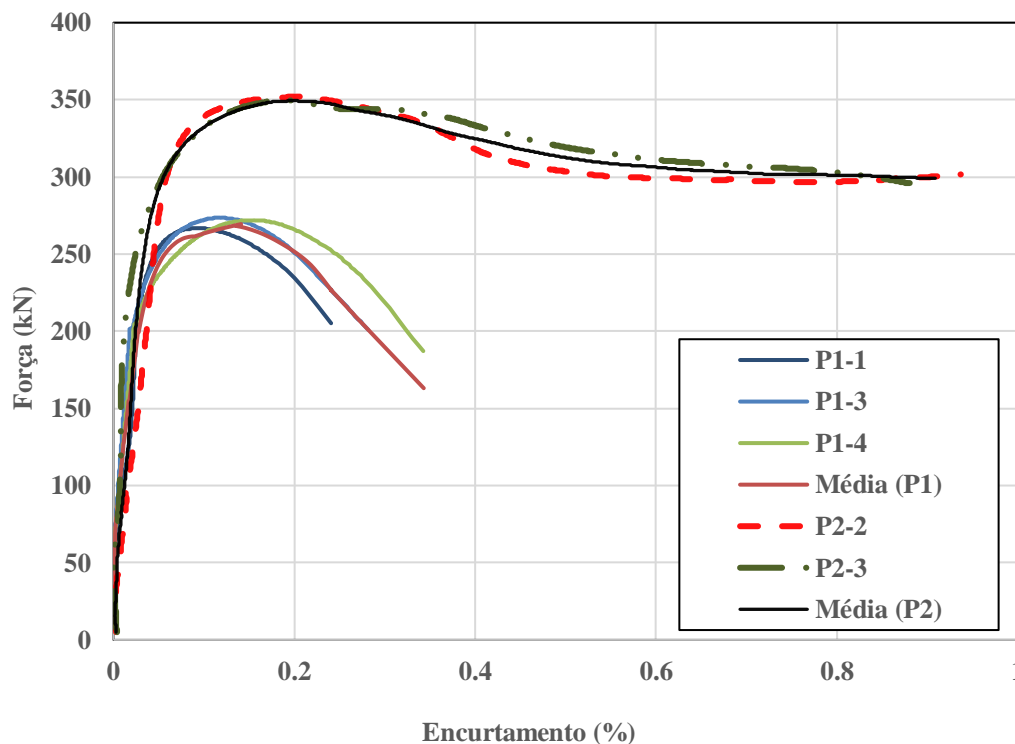


Figura 17 - Curvas força-deformação axial de todos os pilares e curvas médias



O concreto de todos os grupos foi modelado utilizando-se elemento sólido isotrópico C3D8R composto por oito nós e com três graus de liberdade por nó. A interação entre os elementos do reforço e o concreto foi idealizada como de aderência perfeita sem a consideração de deslizamento relativo entre os materiais. O carregamento dos modelos numéricos foi implementado pela aplicação de deslocamento distribuído na face superior do pilar de maneira equivalente ao ensaio realizado no laboratório.

Na Figura 18 tem-se a indicação do modelo numérico utilizado para representação de um sólido deformável tridimensional para simulação do comportamento dos pilares. A malha adotada foi de 20 mm após testes realizados em malha com elementos de 15 mm (mostrou-se custosa computacionalmente) e 40 mm (resultados insatisfatórios).

Para a descrição do comportamento não linear do concreto foi utilizado modelo de dano (*Concrete Damaged Plasticity - CDP*), considerando-se ruptura por tensões de tração, compressão e perda de rigidez após atingir tensão máxima (representada pela redução no valor do módulo de elasticidade inicial – E_0). Na Figura 18 representa-se a descrição do comportamento do concreto e na Tabela 7 os valores dos parâmetros utilizados nos modelos. O comportamento do concreto na compressão foi idealizado conforme modelo de Carreira e Chu (1985) e na tração o modelo utilizado foi o de Hordjik (1992).

A tensão máxima no concreto (σ_{cu}) foi adotada, de maneira geral, igual a 10 MPa para ambos os concretos dos pilares P1 e P2 e tendo-se como referência os dados da caracterização já indicados na Tabela 4. A tensão correspondente ao limite de proporcionalidade (σ_{c0}) foi obtida considerando-se 40% do valor da tensão “ σ_{cu} ”.

O ângulo de dilatação (φ) é o parâmetro associado à mudança de volume devido a deformações plásticas do concreto e o parâmetro (ϵ) representa a excentricidade, seus valores foram tomados iguais aos de referência, respectivamente 28 e 0,1, conforme recomendado pelo Manual do Usuário do Abaqus (2014).

O parâmetro (f_{bo}/f_{co}) representa a razão entre a resistência do concreto à compressão biaxial (f_{bo}) e a resistência à compressão uniaxial (f_{co}). O valor padrão para (f_{bo}/f_{co}), de acordo com o Manual do Abaqus (2014) é de 1,16. Da mesma forma foi adotado o valor padrão para o parâmetro ($K_c = 0,666$) que representa o fato de forma. O parâmetro (μ) representa a viscosidade que representa o dano no modelo. O valor de $\mu = 0,0001$ foi o aqui encontrado e adotado de forma a se ter equilíbrio entre precisão, convergência e baixo custo computacional.

Figura 18 - Modelo numérico com discretização em malha de elementos finitos e comportamento idealizado do concreto na compressão e na tração

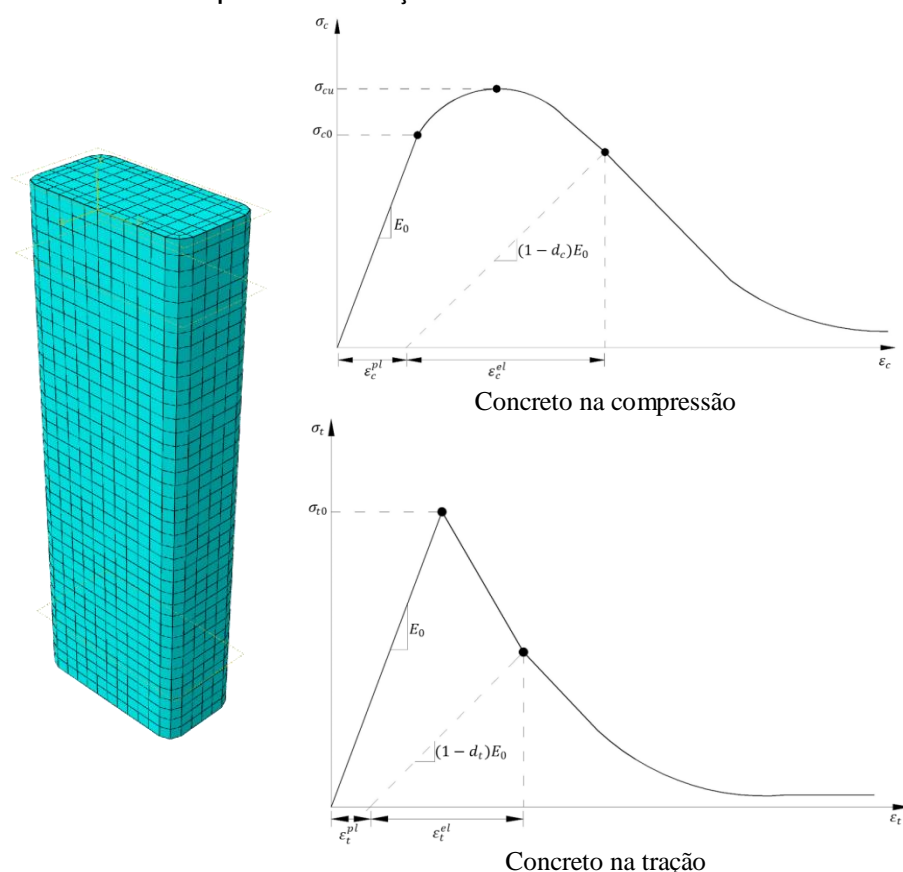


Tabela 7 - Valores dos parâmetros utilizados nos modelos numéricos para o comportamento do concreto

Parâmetros	Valores
σ_{cu} (MPa)	10,00
$\sigma_{c0} = 0,4 \cdot \sigma_{cu}$ (MPa)	4,00
E_0 (GPa)	17,68
φ	28,00
ϵ	0,1
f_{bc}/f_c	1,16
K_c	0,666
μ	0,0001

Para o PRFC utilizou-se elemento deformável do tipo casca S4R e o comportamento do material foi idealizado conforme modelo proposto por Koloor *et al.* (2020) que, considera resposta elástica do compósito e energia de dissipação para descrição do processo de dano progressivo do material compósito. Para o módulo de elasticidade da manta de reforço, resistência à tração e deformação de ruptura do reforço foram adotados, os respectivos valores de 230.000 MPa, 4900 MPa e 0,0213.

Na Figura 19 tem-se a comparação do comportamento dos pilares em termos de força-deformação axial conforme resposta experimental (curvas médias) e aquela obtida numericamente. Como se vê, no grupo P1 o modelo numérico apresentou resposta mais rígida do que o comportamento experimental no trecho que compreende o início da fase não-linear por fissuração do concreto e até a força máxima. Em termos de valor de força máxima, o valor obtido numericamente (P_{num} : 276,65 kN) é praticamente igual ao experimental (P_{exp} : 270,73 kN) revelando boa representativa do modelo numérico.

Para o grupo P2 o modelo numérico resultou em força máxima igual a $P_{num} = 328,41$ kN e deformação axial correspondente igual a 0,20%. Em relação ao valor de força registrado experimentalmente o valor numérico é

inferior em aproximadamente 7%, entretanto em termos de deformação axial correspondente a força máxima, os valores numéricos e experimentais são idênticos.

Na Figura 20 o modo de ruína pelo modelo numérico para o grupo P1 é comparado com aquele obtido experimentalmente. O plano de ruptura inclinado e localizado na superfície do pilar é representado na seção transversal (central do pilar) pela concentração de tensão junto as faces de maior lado e próximo ao canto.

Figura 19 - Comparação do comportamento força-deformação axial dos pilares (experimental e numérico)

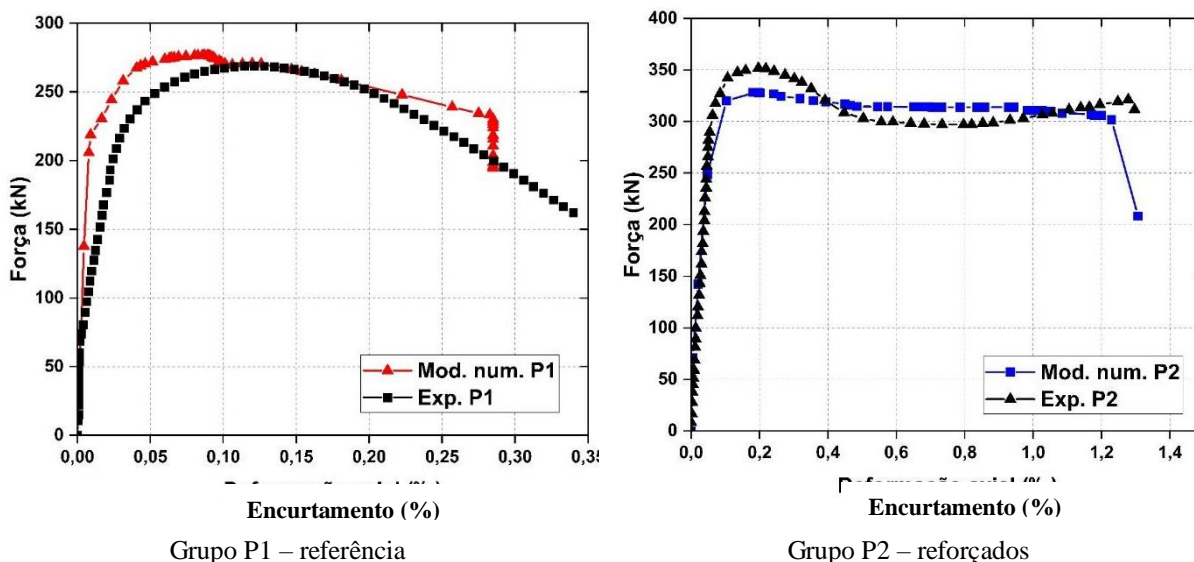
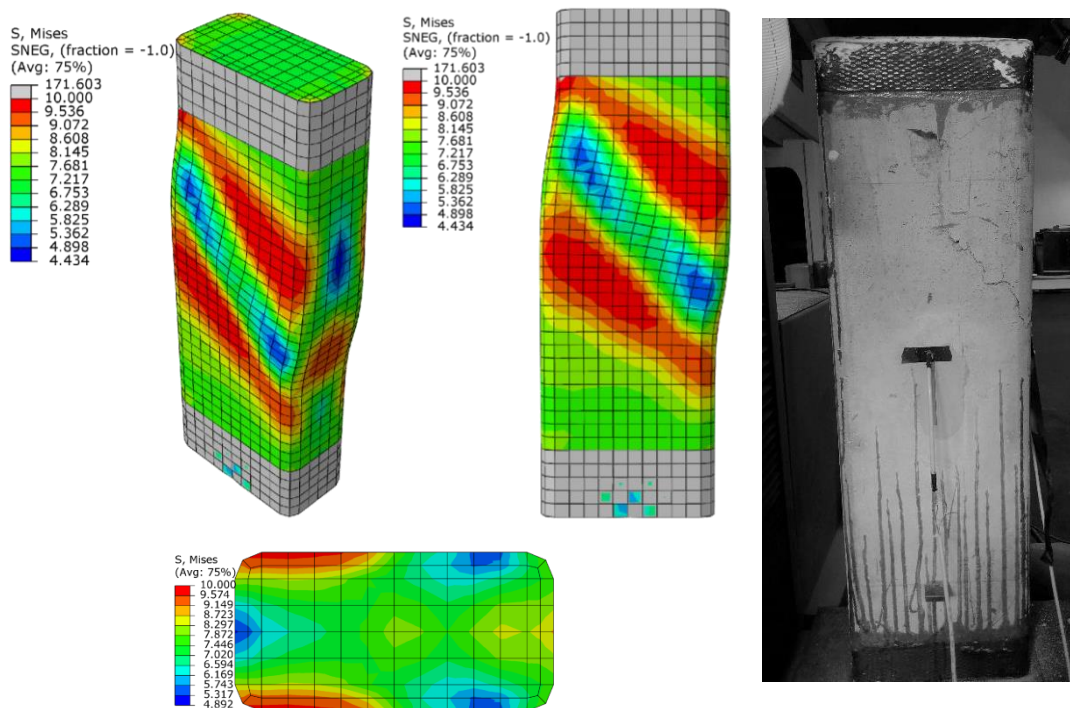


Figura 20 - Modo de ruína experimental e numérico (grupo P1)



Na Figura 21 ilustra-se a distribuição das tensões nas seções centrais do pilar P1, transversal e longitudinal, equivalente a $0,5.P_{num}$ e $0,75.P_{num}$. Como se vê, com 50% da força numérica equivalente a máxima ($0,5.P_{num}$), as tensões são maiores no concreto do núcleo central e junto as faces de menor lado da seção transversal e a vista longitudinal indica que essas tensões variam ao longo da altura do pilar sendo maiores em seções no entorno da região central.

Para a força numérica equivalente a 75% da máxima ($0,75.P_{num}$), as regiões mais solicitadas da seção central passam a se concentrar junto as faces, especialmente nos cantos (há uma tendência de concentrar mais tensões nas faces do que no núcleo central). É como se existisse uma casca periférica mais solicitada (não-uniforme) do que o núcleo, efeito possivelmente da ausência de estribos para melhor confinar o concreto do núcleo (fenômeno observado para valores elevados de força).

Na Figura 22 ilustra-se a distribuição das tensões nas seções centrais do pilar P2, transversal e longitudinal, equivalente a $0,5.P_{num}$ e $0,75.P_{num}$. Como se vê, com 50% da força numérica equivalente a máxima, as tensões na seção transversal central ficam distribuídas em menor intensidade junto as faces da seção transversal. Com o aumento da sollicitação do pilar o que se percebe é que a distribuição de tensões foi mantida com menor intensidade junto às faces. O núcleo central da seção ficou mais solicitado do que as regiões junto às faces, porém menos solicitado do que aquela região da seção mais próxima das faces de menor dimensão (como se fossem sub-núcleos localizados separados pelo núcleo central e mais próximos das menores faces da seção). Esse efeito parece estar vinculado com a intensidade da pressão de confinamento que foi realizada somente por uma camada de manta. O mesmo fato foi também registrado e observado na pesquisa de Araújo e Silva (2016) onde se vê sub-núcleos com maior intensidade de confinamento. O ACI 440.2R (2017) exemplifica que todo o núcleo central fica devidamente confinado a depender da pressão de confinamento que é exercida, o que, corrobora com as constatações que aqui ficaram evidenciadas.

Figura 21 - Distribuição das tensões no concreto das seções transversais e longitudinais dos pilares P1

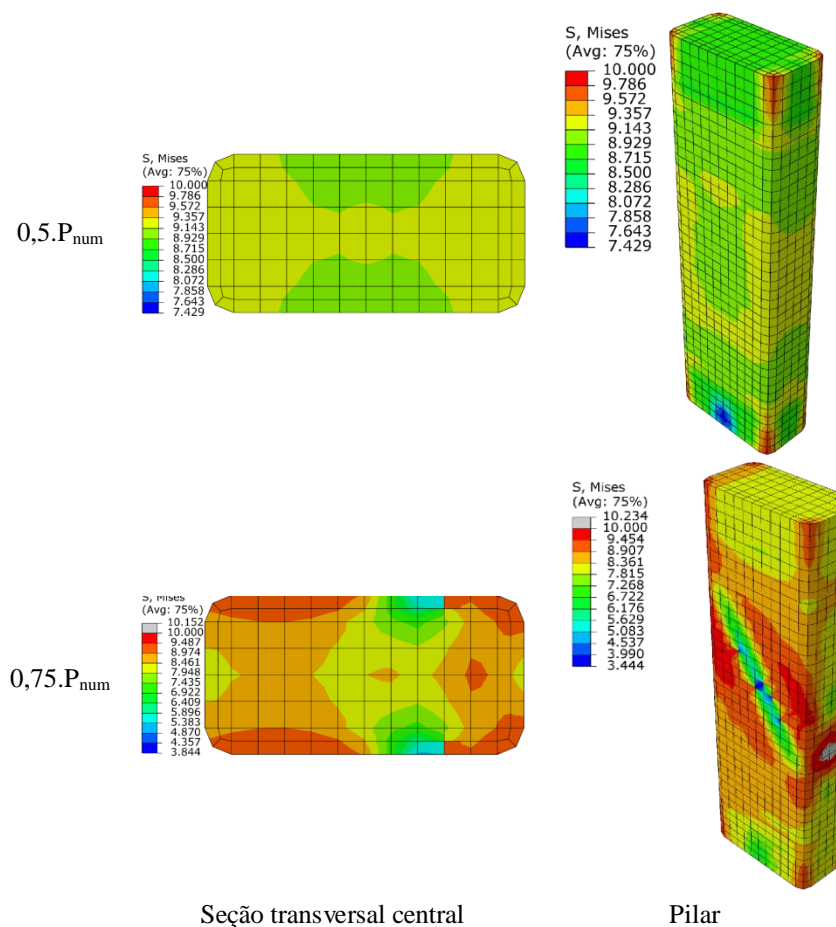
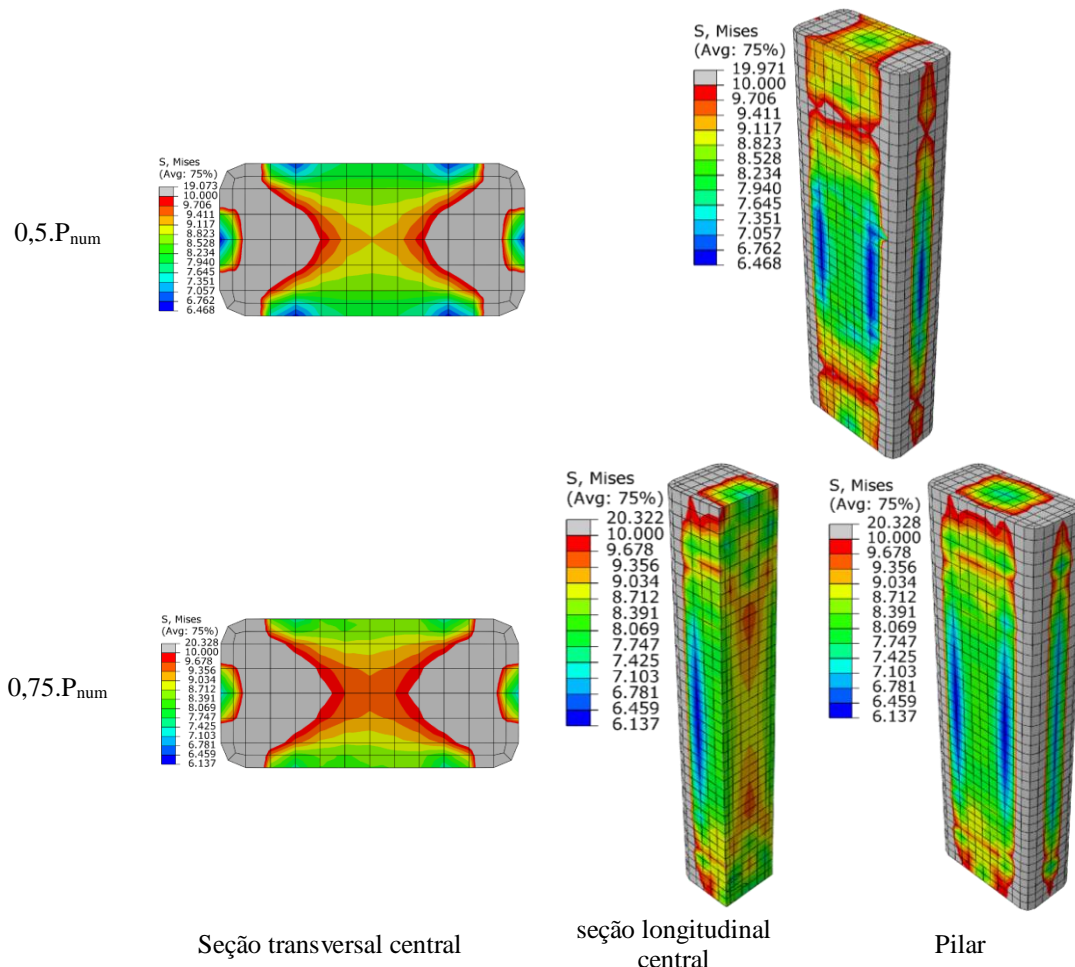


Figura 22 - Distribuição das tensões no concreto das seções transversais e longitudinais dos pilares P2



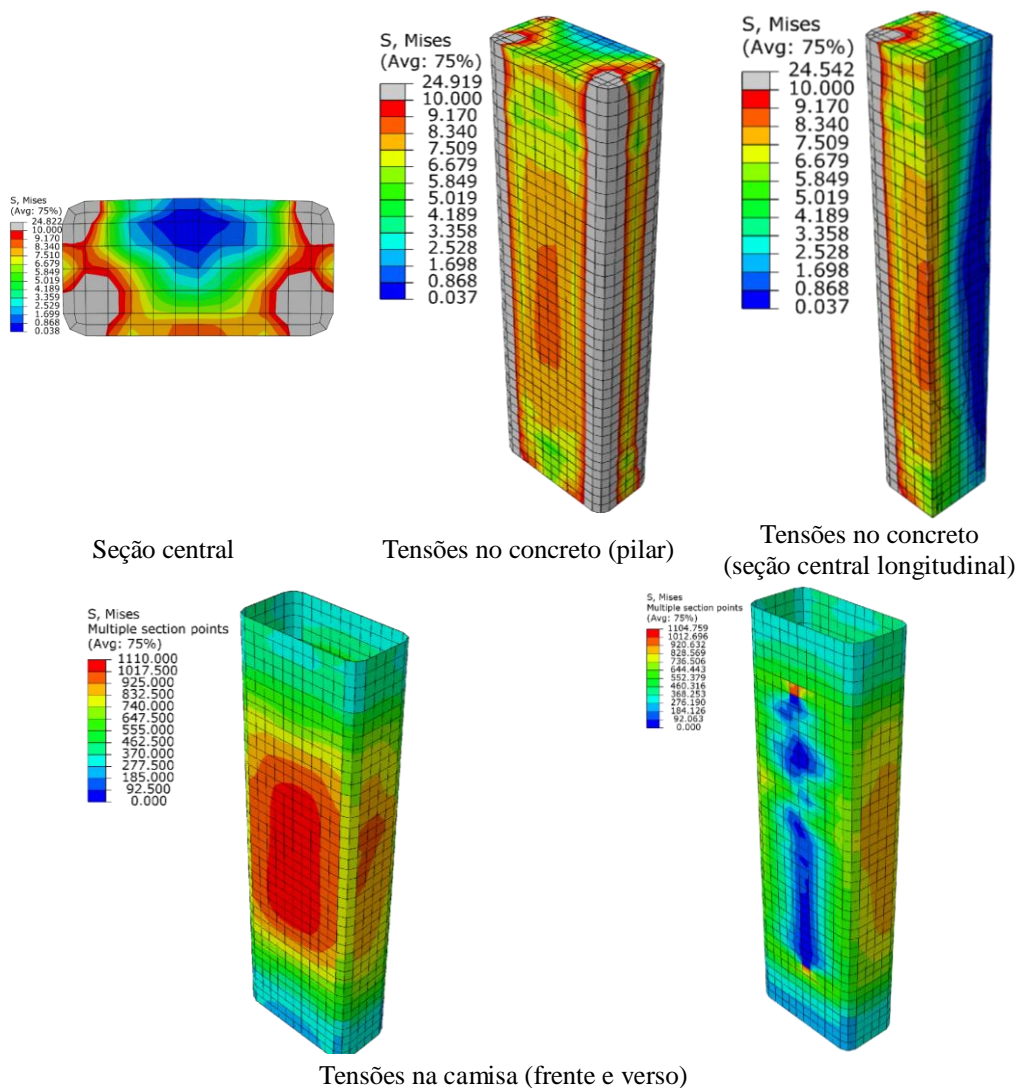
Na Figura 23 ilustra-se o modo de ruína numérico do grupo P2 em termos da distribuição das tensões no concreto e na camisa de reforço. Para o estado de ruína, o modelo evidencia a concentração de tensões no concreto dos cantos da seção transversal como já ocorria para estágios anteriores de carregamento. O que também fica evidenciado é uma diferença de concentração de tensões entre as regiões de concreto junto as duas faces de maior lado, concentrando-se mais tensões em uma face do que em outra. Esse aspecto está diretamente relacionado com o que foi registrado nos ensaios em termos da sobreposição das fibras da camisa de reforço dada a deformação excessiva do concreto do pilar.

As tensões no reforço ficaram concentradas em maior intensidade na região central do pilar e também no centro da seção transversal, mais acentuadamente na face de maior lado do que na face de menor lado. Essa constatação está de acordo com o que foi observado em termos da ruptura da fibra da manta no P2-3 (região B do pilar).

Modelos empíricos

Neste item do trabalho, os valores máximos de força estimados analiticamente (P_{analit}) e numericamente (P_{num}) para os dois grupos de pilares são comparados com os valores de força obtidos experimentalmente (P_{exp}). Para a previsão analítica foram utilizados os modelos do [1] ACI 440.2R (2017), do [2] FIB-14 (FIB, 2001) e [3] Triantafyllou *et al.* (2015).

Figura 23 - Modo de ruína numérico grupo P2



A Equação 2, adaptada do ACI 440.2R (2017), foi utilizada para a estimativa da força máxima dos pilares dos P1 e P2.

$$P = 0,85 \cdot f'_{cc} \cdot A_g \tag{Eq. 2}$$

Em que:

f'_{cc} : resistência à compressão do concreto confinado. Para os pilares P1, adotou-se f'_{cc} com sendo a resistência à compressão do concreto do pilar (f'_c); e

A_g : área da seção transversal: $A_g = b \cdot h$.

Para os pilares P2, f'_{cc} foi calculado conforme Equação 3:

$$f'_{cc} = f'_c + 3,135 \cdot \kappa_a \cdot f_l \tag{Eq. 3}$$

O fator “ κ_a ” para seção retangular é dado pela Equação 4:

$$\kappa_a = \frac{A_e}{A_c} \cdot \left(\frac{b}{h}\right)^2 \tag{Eq. 4}$$

O termo “ A_c ” representa a área da seção de concreto desconsiderando-se a região removida pelo arredondamento dos cantos com raio (r_c) e “ A_e ” é a área da seção eficientemente confinada pelo reforço conforme Equação 5 adaptada.

$$\frac{A_e}{A_c} = 1 - \frac{\left[\left(\frac{b}{h}\right)(h-2r_c)^2 + \left(\frac{h}{b}\right)(b-2r_c)^2\right]}{3.A_g} \quad \text{Eq. 5}$$

A pressão de confinamento no concreto (f_i) dada pela camisa de reforço é calculada pela Equação 6.

$$f_i = \frac{2.E_f.n.t_f.\varepsilon_{fe}}{D} \quad \text{Eq. 6}$$

Em que:

n: número de camadas do reforço;

D: valor da diagonal da seção retangular;

ε_{fe} : deformação efetiva do reforço na ruptura estimada conforme Equação 7.

$$\varepsilon_{fe} = \kappa_\varepsilon \cdot \varepsilon_{fu} \quad \text{Eq. 7}$$

O termo “ κ_ε ” considera a elevada possibilidade de ruptura da fibra por concentração de tensão no canto da seção. O valor utilizado foi igual a 0,55.

A força analítica “ $P_{\text{analit-[1]}}$ ” para o P2 indicado em parênteses na Tabela 8 refere-se ao valor obtido adotando-se $\kappa_\varepsilon = 0,43$ ao invés de 0,55.

Pelo FIB-14 (FIB, 2001), a tensão axial última (f'_{cc}) do concreto confinado com PRF é função da pressão máxima efetiva de confinamento do PRF ($f_{l,eff}$) e da resistência do concreto não-confinado (f'_{co}). A Equação 8 para o cálculo da tensão f'_{cc} é dada a seguir:

$$f'_{cc} = f'_{co} \cdot \left(0,2 + 3 \cdot \sqrt{\frac{f_{l,eff}}{f'_{co}}}\right) \quad \text{Eq. 8}$$

A pressão de confinamento efetiva do PRF ($f_{l,eff}$) é dada pela Equação 9.

$$f_{l,eff} = \kappa_v \cdot \kappa_s \cdot f_i \quad \text{Eq. 9}$$

A pressão de confinamento dada pelo PRF (f_i) é calculada pela Equação 10.

$$f_i = \frac{\rho_j \cdot E_f \cdot \varepsilon_{h,rup}}{2} \quad \text{Eq. 10}$$

O termo “ ρ_j ” é a taxa volumétrica de reforço do pilar. Os termos “ κ_v e κ_s ” são coeficientes que representam, respectivamente, a eficiência do confinamento e a área efetivamente confinada em função da geometria da seção. As Equações 11 e 12 são utilizadas para cálculo desses coeficientes.

$$\kappa_v = \left(1 - \frac{s'}{2D}\right)^2 \quad \text{Eq. 11}$$

$$\kappa_s = 1 - \frac{b'^2 + h'^2}{3.A_g \cdot (1 - \rho_{sg})} \quad \text{Eq. 12}$$

Em que:

s' : distância entre extremidades de faixas de reforço para o caso de pilares parcialmente confinados;

A_g : área bruta da seção transversal;

ρ_{sg} : taxa da armadura longitudinal (A_s) com relação a área bruta da seção transversal ($\rho_{sg} = A_s/A_{sg}$);

$b' = b - 2.r_c$; e

$h' = h - 2.r_c$.

Pelo modelo de Triantafillou *et al.* (2015), a força de compressão suportada pelo pilar (P) é calculada pela multiplicação da área total de concreto (A_c) pela resistência do concreto confinado pelo FRP (f_{cc}) conforme Equação 13.

$$P = A_c \cdot f_{cc} \quad \text{Eq. 13}$$

A resistência à compressão do concreto confinado pelo PRF (f_{cc}) em uma seção retangular com dimensões b e h pode ser calculada pela modificação do modelo largamente aceito na literatura de Lam e Teng (2003) dado pela Equação 14.

Tabela 8 - Comparações entre os valores de forças teóricas e experimentais

Grupo	P _{exp} (kN)	P _{analit} (kN)			P _{num} (kN)	Relações			
		P _{analit} -[1]	P _{analit} -[2]	P _{analit} -[3]		P _{exp} / P _{analit} -1	P _{exp} / P _{analit} -2	P _{exp} / P _{analit} -3	P _{exp} / P _{num}
P1	270,73	261,94	-	-	276,65	1,03	-	-	0,98
P2	350,85	359,55 (350,22)	381,40	322,68	328,41	0,98 (1,00)	0,92	1,09	1,07

$$\frac{f_{cc}}{f_c} = 1 + 3,3 \cdot \left(\frac{b}{h}\right)^2 \cdot \alpha_f \cdot \frac{2 \cdot t_f}{D^*} \cdot \frac{f_{f,h}}{f_c} \quad \text{Eq. 14}$$

Em que:

f_c : resistência à compressão do concreto sem confinamento;

t_f : espessura do reforço;

D^* : diâmetro da coluna circular equivalente dado pela Equação 15;

$$D^* = \frac{2bh}{b+h} \quad \text{Eq. 15}$$

$f_{f,h}$: resistência à tração da camisa de reforço estimada pela Equação 16, considerando-se efeito do arredondamento do canto da seção (K_R – equação 17) e efeitos ambientais (K_I – aqui tomado igual a 1);

$$f_{t,h} = K_1 \cdot K_R \cdot f_f \quad \text{Eq. 16}$$

$$K_R = \frac{r_c}{60} \cdot \left(2 - \frac{r_c}{60}\right) \quad \text{Eq. 17}$$

f_f : resistência à tração da manta de reforço;

α_f : fator de eficiência do confinamento conforme Equação 18 adaptada;

$$\alpha_f = 1 - \frac{(h-2 \cdot r_c)(h-2 \cdot r_c) + (b-2 \cdot r_c)^2}{3 \cdot b \cdot h} \quad \text{Eq. 18}$$

Na Tabela 8 são comparados os valores de força máxima obtidos experimentalmente com aqueles estimados pelos modelos analíticos. Como se vê, o modelo [1] ACI apresentou resultados próximos dos valores obtidos experimentalmente, porém superiores. O modelo [2] FIB-14 (FIB, 2001) foi o que apresentou resultados insatisfatórios em termos de segurança de cálculo, com valores consideravelmente superiores aos experimentais. Já o modelo [3] Triantafyllou *et al.* (2015) foi o que se mostrou mais coerente em termos de segurança, pois, muito embora tenha sido o modelo que possua a maior diferença percentual em relação direta, foi o único que apresentou resultado inferior aos valores experimentais.

Conclusões

Com base no trabalho realizado voltado ao estudo do comportamento de pilares de concreto com seção retangular reforçada por encamisamento com manta de fibras de carbono, foi possível extrair as seguintes conclusões:

- ficou evidenciado aumento na capacidade de carga dos pilares reforçados em relação àqueles de referência de até 30%;
- a deformação axial dos pilares reforçados, correspondente ao valor de força máxima, foi aproximadamente 67% superior ao valor observado para os pilares de referência;
- o reforço por confinamento da seção transversal retangular com PRFC resultou em aumento na resistência à compressão e incremento na ductilidade dos pilares;
- a ruína nos pilares reforçados pela ruptura localizada das fibras, foi precedida por significativa expansão lateral volumétrica da seção, efeito relacionado com a baixa resistência à compressão do concreto;
- os maiores valores de deformações transversais na manta de reforço não foram aqueles registrados na posição central da seção (3/6), mas na posição intermediária 2/5. No pilar P2-2 o máximo valor registrado foi, aproximadamente, igual a 1‰ e, de 5‰ no P2-3;
- no pilar P2-3 em que a ruptura da manta ocorreu próxima da seção onde os extensômetros estavam colados, foram registrados os maiores valores de deformação no reforço. Para esse pilar foi constatada

- uma tendência de maior evolução dos valores das deformações específicas do reforço no canto da seção transversal;
- (g) o modelo numérico possibilitou verificar que no pilar sem reforço as maiores tensões (para até 50% da força máxima) ocorrem no núcleo central e também junto as faces de menor lado da seção. Entretanto, para maiores valores de força, as regiões mais solicitadas passam a se concentrar junto as faces da seção, especialmente nos cantos, indicando-se tendência de concentração maior de tensões nos cantos do que no núcleo central;
- (h) no pilar reforçado, o modelo numérico permitiu verificar o efeito do confinamento que, resultou em maior solicitação do núcleo central em relação as regiões junto as faces da seção, ainda que, com menor intensidade do que as regiões mais próximas das faces de menor dimensão e com concentração nos cantos da seção; e
- (i) os modelos matemáticos empregados resultaram em pequenas diferenças quanto a estimativa da força máxima do pilar reforçado. Os modelos normativos indicaram valores teóricos maiores do que o observado experimentalmente e o modelo [3] foi o que resultou em previsão teórica inferior ao valor obtido experimentalmente.

Referências

- ABAQUS ANALYSIS USER'S MANUAL. Providence, RI, USA. Dassault Systems Simulia Corp, 2014.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 440.2R**: guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures. Farmington Hills, 2017.
- ARAÚJO, C. V. S.; SILVA, R. J. C. Experimental and analytical analysis of reinforced concrete columns strengthened with CFRP, **Journal of Building Pathology and Rehabilitation**, n.1, v. 4, p. 1-12, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16889**: concreto: determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Rio de Janeiro, 2020.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16916**: agregado miúdo: determinação da densidade e da absorção de água. Rio de Janeiro, 2021c.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16917**: agregado graúdo: determinação da densidade e da absorção de água. Rio de Janeiro, 2021b.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 17054**: agregados: determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 2022.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5739**: concreto: ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2018.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, 2023.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8522-1**: concreto endurecido: determinação dos módulos de elasticidade e de deformação. Rio de Janeiro, 2021a.
- CAMPIONE, G.; MIRAGLIA, N. Strength and strain capacities of concrete compression members reinforced with FRP. **Cement & Concrete Composites**, Essex, v. 25, n. 1, p. 31-41, 2003.
- CARRAZEDO, R. **Mecanismos de confinamento e suas implicações no reforço de pilares de concreto por encamisamento com compósito de fibras de carbono**. São Carlos, 2002. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.
- CARREIRA, D. J.; CHU, K. Stress-strain relationship for plain concrete in compression. **ACI Journal**, v. 82, p. 797-804, 1985.
- FEDERATION INTERNATIONALE DU BETÓN. **FIB**: externally bonded FRP reinforcement for RC structures. Lausanne, 2001.
- HARRIES, K. A.; CAREY, S. A. Shape and gap effects on the behavior of variably confined concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 33, n. 6, p. 881-890, 2003.
- HORDJICK, D. A. Tensile and tensile fatigue behaviour of concrete; Experiments, modeling and analyses. **Heron Journal**, v. 37, n. 1, p. 79, 1992.

- KOLOOR, S. S. R. *et al.* An energy-based concept for yielding of multidirectional frp composite structures using a mesoscale lamina damage model. **Polymers**, v. 12, n. 1, p. 1-18, dez. 2020.
- LAM, L.; TENG J. G. Design-oriented stress-strain model for FRP-confined concrete. **Construction and Building Materials**, v. 17, p. 471–489, 2003.
- MACHADO, A. de P. **Reforço de estruturas de concreto armado com sistemas compostos FRP: teoria e prática**. São Paulo, Pini, 2015;
- MATTHYS, S. *et al.* Axial load behavior or large-scale columns confined with fiber-reinforced polymer composites. **American Concrete Institute Structural Journal**, v. 102, n. 2, p. 258-267, 2005.
- PESSIKI, S. *et al.* The axial behavior of concrete confined with FRP jackets. **Journal of Composites for Construction**. v. 5, n. 4, p. 237-245, 2001.
- ROCCA, S.; GALATI, N.; NANNI, A. Review of design guidelines for FRP confinement of reinforced concrete columns of noncircular cross sections. **Journal of Composites for Construction**, v. 12, n. 1, p. 80-92, 2008.
- SANVEZZO, R. C. **Reforço de pilar de seção transversal retangular por meio do encamisamento com Polímeros Reforçados com Fibras de Carbono (PRFC)**. Maringá, 2023. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Estadual de Maringá, Maringá, 2023.
- SEIBLE, F. *et al.* Seismic retrofit of RC columns with continuous carbon fibre jackets. **Journal of Composites in Construction**, v. 1, n. 2, p. 52–62, 1997.
- SUDANO, A. L. **Influência da forma da seção transversal no confinamento de pilares de concreto armado encamisados com PRFC (polímero reforçado com fibras de carbono)**. São Carlos, 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.
- TRIANAFILLOU, T. C. *et al.* FRP confinement of wall-like reinforced concrete columns. **Materials and Structures**, v. 49, n. 1, p. 651-664, 2015.
- WANG, Y. C.; RESTREPPPO, J. I. Investigation of concentrically loaded reinforced concrete columns confined with glass fiber-reinforced polymer Jackets. **American Concrete Institute Structural Journal**, v. 98, n. 3, p. 377-385, 2001.

Rodolfo Coleoni Sanvezzo

Curadoria de dados, Metodologia, Pesquisa, Validação de dados e experimentos.

Departamento de Engenharia Civil | Universidade Estadual de Maringá | Av. Colombo, 5790, Jardim Universitário | Maringá - Pr - Brasil | CEP 87020-900 | Tel.: (44) 3011-1336 | E-mail: eng.rodolfocoleone@gmail.com

André Vitor Benedito

Pesquisa.

Departamento de Engenharia Civil | Universidade Estadual de Maringá | E-mail: pg905144@uem.br

Vladimir José Ferrari

Redação - revisão e edição, Supervisão.

Departamento de Engenharia Civil | Universidade Estadual de Maringá | E-mail: vladimirjf@hotmail.com

Editor: **Marcelo Henrique Farias de Medeiros**

Ambiente Construído

Revista da Associação Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído

Av. Osvaldo Aranha, 99 - 3º andar, Centro

Porto Alegre - RS - Brasil

CEP 90035-190

Telefone: +55 (51) 3308-4084

www.seer.ufrgs.br/ambienteconstruido

www.scielo.br/ac

E-mail: ambienteconstruido@ufrgs.br



This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution License.