



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ**  
**CENTRO DE TECNOLOGIA**  
**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA ESTRUTURAL E CONSTRUÇÃO CIVIL**  
**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL: ESTRUTURAS E**  
**CONSTRUÇÃO CIVIL**

**EDUARDO ALCINO DE FARIAS MARQUES**

**ESTUDO DO CONFINAMENTO COM PRFC DE PILARES DE CONCRETO**  
**SUJEITOS A COMPRESSÃO EXCÊNTRICA**

**FORTALEZA**

**2018**

**EDUARDO ALCINO DE FARIAS MARQUES**

**ESTUDO DO CONFINAMENTO COM PRFC DE PILARES DE CONCRETO  
SUJEITOS A COMPRESSÃO EXCÊNTRICA**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Estruturas.

Orientadora: Prof.<sup>a</sup> Dr.<sup>a</sup> Tereza Denyse Pereira de Araújo.

**FORTALEZA**

**2018**

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação  
Universidade Federal do Ceará  
Biblioteca Universitária

Gerada automaticamente pelo módulo Catalog, mediante os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

---

M316e Marques, Eduardo Alcino de Farias.  
Estudo do confinamento com PRFC de pilares de concreto sujeitos a compressão excêntrica / Eduardo Alcino de Farias Marques. – 2018.  
102 f. : il. color.

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Estruturas e Construção Civil, Fortaleza, 2018.  
Orientação: Profa. Dra. Tereza Denyse Pereira de Araújo.

1. Compósitos de Fibra de Carbono. 2. Confinamento. 3. Reforço de Pilares de Concreto. I. Título.

CDD 624.1

---

**EDUARDO ALCINO DE FARIAS MARQUES**

**ESTUDO DO CONFINAMENTO COM PRFC DE PILARES DE CONCRETO  
SUJEITOS A COMPRESSÃO EXCÊNTRICA**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Estruturas.

Aprovada em: 13/06/2018.

**BANCA EXAMINADORA**

---

Prof.<sup>a</sup> Dr.<sup>a</sup> Tereza Denyse Pereira de Araújo (Orientadora)  
Universidade Federal do Ceará (UFC)

---

Prof. Dr. João Batista Marques de Sousa Júnior  
Universidade Federal do Ceará (UFC)

---

Prof. Dr. Daniel Carlos Taissum Cardoso  
Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC-RJ)

A Deus.

Aos meus familiares e amigos.

## AGRADECIMENTO

A Deus por ter me dado força e guiado nessa jornada.

Aos meus pais Mileny e Alcino Jr. (*i.m.*) pelos ensinamentos que moldaram meu caráter e foram fundamentais nessa conquista. Ao meu padrasto Pedro por todo o incentivo.

Aos meus avós Maria José, Alcino (*i.m.*), Francisca e Manoel Pinto (*i.m.*) que sempre foram presentes em minha vida e exemplos a serem seguidos.

A minha irmã Marize pela amizade e torcida. A minha sobrinha Maria Isis, ao meu cunhado Harley, familiares e amigos pelo apoio, em especial ao Rafael pelo companheirismo nessa jornada.

A minha namorada Marêssa pela força, amor e cumplicidade durante esse período.

A professora Tereza Denyse Pereira de Araújo pelas contribuições e orientação durante o desenvolvimento desta pesquisa. Também, pela constante disponibilidade e disposição para ajudar.

Aos professores do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Estruturas e Construção Civil pelos ensinamentos transmitidos. Aos colegas de turma pela valiosa troca de informações e conhecimento.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), pelo apoio financeiro com a manutenção da bolsa de auxílio.

*“Tenha coragem de seguir seu coração e intuição. Eles, de alguma forma, já sabem o que você realmente quer ser.” (Steve Jobs)*

## RESUMO

As estruturas de concreto armado devem passar por processo de reabilitação ou reforço quando apresentam níveis inadequados na sua segurança e nas condições de utilização da construção. Sistemas de reforço utilizando polímeros reforçados com fibras de carbono (PRFC) têm sido cada vez mais empregados na Construção Civil por suas excelentes propriedades mecânicas, baixo peso próprio e rapidez na aplicação. O objetivo desse trabalho é analisar através de simulações numéricas e teóricas o comportamento de confinamento de pilares de concreto armado reforçados com PRFC submetidos à compressão excêntrica. Para quantificar os efeitos do confinamento de pilares de concreto pelo encamisamento com PRFC, são comparados os resultados destes com os resultados dos pilares de concreto simples e de concreto armado. O *Concrete Damaged Plasticity* (CDP) é um modelo baseado na plasticidade e no dano do material e é utilizado para caracterização do concreto no *software* ABAQUS. Inicialmente, é validado o CDP através do exemplo numérico da Coluna de Foure e validada a modelagem da fibra de carbono pelos ensaios realizados por Wu e Jiang. Os modelos numéricos comprovaram a eficiência do reforço, constatando-se o aumento da capacidade resistente com o aumento do número de camadas de fibra de carbono. Os modelos teóricos do problema serviram como referência e comparativo para os modelos numéricos, obtendo-se valores próximos o que comprovam suas formulações. Observou-se que em seções retangulares o confinamento gerado é menor se comparado com pilares de seção circular, por isso a adoção de raios de arredondamento é sugerida, aumentando assim a eficiência do reforço.

**Palavras-chave:** Compósitos de Fibra de Carbono, Confinamento, Reforço de Pilares de Concreto.



## ABSTRACT

Reinforced concrete structures must go through rehabilitation or a reinforcement process when they have inadequate levels in their safety and in the conditions of use of the construction. Reinforcement systems using carbon fiber reinforced polymer (CFRP) have been increasingly employed in Civil Construction due to their excellent mechanical properties, low self-weight and fast application. The objective of this work is to analyze through theoretical and numerical simulations, the confinement behavior of reinforced concrete columns with CFRP subjected to eccentric compression. In order to quantify the effects of the confinement of concrete columns by wrapping with CFRP, the results of these are compared with the results of the simple concrete and reinforced concrete columns. The Concrete Damaged Plasticity (CDP) is a model based on plasticity and material damage and is used for characterization of concrete in ABAQUS software. Initially, CDP is validated through the numerical example of the Four Column and validated the carbon fiber modeling by the Wu and Jiang tests. The numerical models proved the efficiency of the reinforcement, evidencing the increase of the resistance capacity with the increase of the number of layers of carbon fiber. The theoretical models of the problem served as a reference and comparative for numerical models, obtaining similar values that prove their formulations. It was observed that in rectangular sections the confinement generated is smaller compared to circular section columns, so the adoption of rounding radius is suggested, thus increasing reinforcement efficiency.

**Keywords:** Carbon Fiber Composites, Confinement, Reinforcement of Concrete Columns.

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Principais causas de manifestações patológicas em estruturas de concreto armado no Brasil.....	13
Figura 2 – Viaduto de Santa Teresa em Belo Horizonte – MG.....	14
Figura 3 – Reforço de pilares de concreto no estádio Maracanã.....	15
Figura 4 – Desempenho de uma estrutura de concreto.....	21
Figura 5 – Materiais constituintes do compósito de PRF.....	23
Figura 6 – Diagrama tensão-deformação específica de fibras e metais.....	25
Figura 7 – Limpeza do concreto.....	28
Figura 8 – Arredondamento dos cantos vivos.....	28
Figura 9 – Preparação do <i>primer</i> .....	29
Figura10 – Aplicação do <i>primer</i> .....	29
Figura11 – Preparação e aplicação da resina de regularização.....	30
Figura12 – Preparação da resina epóxi saturante.....	30
Figura13 – Rolo de tecido de fibra de carbono.....	31
Figura14 – Aplicação da fibra de carbono.....	32
Figura15 – Aplicação da camada de resina saturante sobre a camada de fibra de carbono em um corpo de prova prismático.....	32
Figura16 – Seções transversais de corpos de prova com variadas quantidades de camadas de tecido de fibra de carbono.....	33
Figura17 – Pilar circular submetido à compressão axial e detalhe da pressão gerada na parede do tubo.....	34
Figura18 – Concreto não confinado carregado uniaxialmente mostrando a tensão versus a deformação longitudinal, transversal e volumétrica.....	35
Figura19 – Diagrama tensão-deformação para o concreto com vários graus de confinamento.....	35
Figura20 – Espaço de tensões de Haigh-Westergaard.....	39
Figura21 – Estados de tensão em relação à superfície de falha.....	40
Figura22 – Estado de tensão em um ponto projetado no plano desviador.....	41
Figura23 – Função linear e hiperbólica de Drucker-Prager.....	44
Figura24 – Superfície de ruptura na seção transversal desviadora no CDP.....	45
Figura25 – Resistência do concreto sob tensão biaxial no CDP.....	46

Figura26 – Área de confinamento efetivo em colunas circulares, quadradas e retangulares.....	49
Figura27 – Áreas de confinamento efetivo e não efetivo.....	51
Figura28 – Distribuição de pressão lateral em pilares submetidos à compressão centrada e excêntrica.....	54
Figura29 – Elementos de modelagem dos materiais no ABAQUS.....	58
Figura30 – Relação tensão-deformação para a compressão uniaxial.....	59
Figura31 – Relação tensão-deformação para a tração uniaxial.....	60
Figura32 – Comportamento tensão-deformação idealizado para o aço CA-50.....	62
Figura33 – Coluna da Foure: geometria, materiais e carregamento.....	63
Figura34 – Comportamento tensão-deformação à compressão uniaxial do concreto da Coluna de Foure.....	64
Figura35 – Malhas dos materiais que formam a Coluna de Foure.....	64
Figura36 – Gráfico: carga resistente x deslocamento da Coluna de Foure.....	65
Figura37 – Comportamento tensão-deformação à compressão uniaxial do concreto dos modelos de Wu & Jiang (2013).....	66
Figura38 – Comportamento tensão-deformação à tração uniaxial do concreto dos modelos de Wu & Jiang (2013).....	66
Figura39 – Malhas dos materiais dos corpos de prova de Wu & Jiang (2013).....	66
Figura40 – Gráfico: carga resistente x deslocamento axial com $e = 0$ cm.....	67
Figura41 – Gráfico: carga resistente x deslocamento axial com $e = 1$ cm.....	67
Figura42 – Gráfico: carga resistente x deslocamento axial com $e = 2$ cm.....	68
Figura43 – Gráfico: carga resistente x dano à tração.....	70
Figura44 – Corpos de prova de Martins.....	71
Figura45 – Comportamento tensão-deformação à compressão uniaxial dos corpos de prova de Martins (2016).....	71
Figura46 – Comportamento tensão-deformação à tração uniaxial dos corpos de prova de Martins (2016).....	72
Figura47 – Tecido da Viapol Carbon CFW 300.....	72
Figura48 – Malha dos materiais que formam os corpos de prova de Martins (2016).....	73
Figura49 – Gráfico: carga resistente x deslocamento dos modelos de Martins (2016).....	74
Figura50 – Modo de falha do espécime circular sem reforço.....	75
Figura51 – Modo de falha do espécime circular com reforço.....	75

Figura52 – Representação do pilar e suas condições.....	76
Figura53 – Malha dos materiais que formam o pilar de concreto armado reforçado com PRFC.....	76
Figura54 – Comportamento tensão-deformação à compressão uniaxial dos modelos principais.....	77
Figura55 – Comportamento tensão-deformação à tração uniaxial dos modelos principais	77
Figura56 – Gráfico: carga resistente x deslocamento em pilar de concreto armado reforçado com PRFC, sem raio de arredondamento.....	78
Figura57 – Malha do pilar de concreto armado reforçado com PRFC com raio de arredondamento de 2 cm.....	80
Figura58 – Gráfico: carga resistente x deslocamento em pilar de concreto armado reforçado com PRFC e raio de arredondamento.....	81
Figura59 – Diagrama de Interação P-M simplificado.....	82
Figura60 – Gráfico: Diagramas P-M dos pilares sem raio de arredondamento.....	84
Figura61 – Gráfico: Diagramas P-M dos pilares com raio de arredondamento.....	85

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Estudo de pilares reforçados com PRF.....	16
Tabela 2 – Parâmetros de entrada do modelo CDP.....	46
Tabela 3 – Comparativo da carga máxima encontrada sem camada de PRFC.....	68
Tabela 4 – Comparativo da carga máxima encontrada com 1 camada de PRFC.....	68
Tabela 5 – Comparativo da carga máxima encontrada com 2 camadas de PRFC.....	69
Tabela 6 – Características técnicas Viapol Carbon CFW 300.....	72
Tabela 7 – Valores de carga máximas dos corpos de prova de Martins.....	73
Tabela 8 – Valores encontrados na comparação entre os modelos.....	78
Tabela 9 – Comparativo de carga máximas entre os modelos numérico e teórico.....	79
Tabela10– Comparativo de carga máximas entre os modelos sem e com raio de arredondamento.....	80

## LISTA DE SÍMBOLOS

$e_1$	Excentricidade relativa de primeira ordem
$\alpha_b$	Coefficiente que depende da distribuição de momentos no pilar
$\lambda$	Índice de esbeltez do pilar
$l_e$	Comprimento equivalente do pilar
$i$	Raio de giração
$h$	Altura da seção transversal
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	Tensões principais de um tensor de tensões
$\bar{\sigma}$	Tensor das tensões
$\bar{I}$	Tensor identidade
$\bar{S}$	Tensor desviador
$q$	Tensão equivalente de Von Mises
$p$	Distância da origem do espaço de tensões até o plano desviador medida ao longo do eixo hidrostático
$G$	Potencial plástico
$d\gamma$	Fator de carregamento plástico.
$c$	Coesão do material
$d\kappa$	Taxa de dano plástico
$\kappa$	Variável de dano-plástico
$dc$	Taxa de coesão do material
$\Psi$	Ângulo de dilatação
$I_1$	Primeiro invariante do tensor de tensões
$J_2$	Segundo invariante do tensor desviador
$\alpha, \beta$	Parâmetros adimensionais
$c_b, c_c$	Coesões à tração e compressão efetivas
$\rho, m$	Excentricidade da superfície potencial plástica
$J$	Determinante da matriz jacobiana
$K$	Razão entre o segundo invariante do tensor desviador no plano meridiano d tração pelo de compressão
$\mu$	Viscosidade
$k_c$	Variável de dano escalar na compressão
$k_t$	Variável de dano escalar na tração

$\sigma$	Tensão escalar nominal
$\sigma_c$	Tensão de compressão
$\sigma_t$	Tensão de tração
$\square_c$	Deformação de compressão
$\square_t$	Deformação de tração
$\square^{pl}$	Deformação plástica
$b_c, b_t$	Parâmetros de dano
$k_a$	Coefficiente de efetividade de confinamento
$A_e$	Área efetivamente confinada
$A_{cc}$	Área da seção transversal de concreto encamisada pela fibra
$r_c$	Raio de curvatura
$\rho_g$	Razão de área longitudinal de armadura de aço para a seção transversal do membro comprimido
$n$	Número de camadas de fibras
$t_f$	Espessura de cada camada de fibras
$f_{fe}$	Tensão máxima absorvida pela fibra
$D$	Diâmetro do pilar circular
$b$	Base da seção transversal
$E_f$	Módulo de elasticidade longitudinal da fibra
$\varepsilon_f$	Deformação longitudinal de ruptura da fibra
$\varepsilon_{fu}$	Deformação à tração última
$w'_i$	Distância clara entre os cantos arredondados
$f_{lr}$	Pressão lateral para seção retangular
$f_{lc}$	Pressão lateral para seção circular
$f_l$	Pressão lateral
$f_{le}$	Pressão lateral efetiva
$f_{ck}$	Resistência característica à compressão do concreto
$f_c$	Resistência a compressão do concreto
$f'_{cc}$	Resistência à compressão do concreto confinado
$f_{cu}$	Resistência última à compressão do concreto
$f_{cu,0}$	Resistência última à compressão do concreto para excentricidade igual a 0
$f'_{c0}$	Resistência à compressão do concreto desconfinado

$\varepsilon_{cu}$	Deformação última à compressão do concreto
$\varepsilon_{cu,0}$	Deformação última à compressão do concreto para excentricidade igual a 0
$\varepsilon_{c0}$	Deformação à compressão do concreto desconfinado
$P_0$	“Dead load”
$P_{ref}$	Carga de referência
$E_{ci}$	Módulo tangente inicial de deformação do concreto
$E_{cs}$	Módulo de elasticidade secante
$E_c$	Módulo de elasticidade
$g_{cl}$	Energia de esmagamento e fratura pelo comprimento da peça
$f_{cm}$	Resistência média à compressão do concreto
$\nu$	Coefficiente de Poisson
$f_y$	Tensão de escoamento do aço
$s$	Espaçamento entre estribos
$A_{estr}$	Área de estribos
$A_s$	Área da armadura
$d_{si}$	Distância da posição da camada $i$ da armadura de aço longitudinal em relação ao centroide geométrico da seção transversal
$f_{si}$	Tensão em cada camada $i$ da armadura de aço longitudinal
$y_t$	Parâmetro que representa a coordenada vertical dentro da região de compressão



## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b> .....	13
<b>1.1</b>	<b>Justificativa</b> .....	15
<b>1.2</b>	<b>Objetivo geral</b> .....	17
<b>1.3</b>	<b>Objetivos específicos</b> .....	17
<b>1.4</b>	<b>Metodologia</b> .....	17
<b>1.5</b>	<b>Apresentação da dissertação</b> .....	19
<b>2</b>	<b>MATERIAIS COMPÓSITOS</b> .....	20
<b>2.1</b>	<b>Técnicas convencionais de reforço de pilares de concreto</b> .....	22
<b>2.2</b>	<b>Polímeros reforçados com fibras (PRF)</b> .....	23
<b>2.2.1</b>	<i>Matriz polimérica</i> .....	23
<b>2.2.2</b>	<i>Fibras</i> .....	25
<b>2.2.2.1</b>	<i>Fibras de carbono</i> .....	26
<b>2.2.2.2</b>	<i>Fibras de vidro</i> .....	26
<b>2.2.2.3</b>	<i>Fibras de aramida</i> .....	27
<b>2.2.3</b>	<i>Aplicação do reforço de PRFC em pilares</i> .....	27
<b>2.3</b>	<b>Confinamento</b> .....	33
<b>2.4</b>	<b>Estudos de pilares de concreto sujeitos a compressão excêntrica</b> .....	36
<b>3</b>	<b>CONCRETE DAMAGED PLASTICITY</b> .....	39
<b>4</b>	<b>MECÂNICA DO CONFINAMENTO</b> .....	48
<b>4.1</b>	<b>Pressão de confinamento</b> .....	49
<b>4.1.1</b>	<i>Modelos teóricos de confinamento</i> .....	51
<b>4.1.2</b>	<i>Raio de arredondamento nos cantos</i> .....	52
<b>4.1.3</b>	<i>Excentricidade</i> .....	53
<b>4.2</b>	<b>Ruptura da camisa</b> .....	55
<b>5</b>	<b>SIMULAÇÕES NUMÉRICAS</b> .....	57
<b>5.1</b>	<b>Materiais</b> .....	58
<b>5.1.1</b>	<i>Concreto</i> .....	58
<b>5.1.2</b>	<i>Aço</i> .....	61
<b>5.1.3</b>	<i>Camisa de PRFC</i> .....	62
<b>5.2</b>	<b>Coluna de Foure</b> .....	63
<b>5.3</b>	<b>Modelos de Wu &amp; Jiang</b> .....	65
<b>5.4</b>	<b>Modelos de Martins</b> .....	70

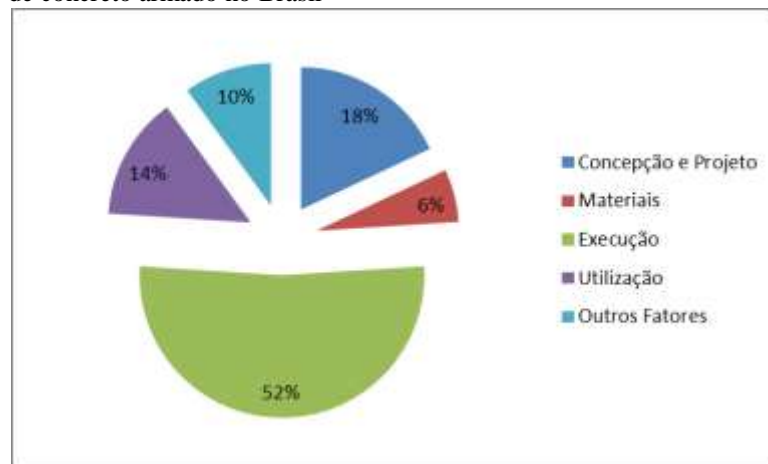
<b>5.5</b>	<b>Modelos principais.....</b>	<b>75</b>
<b>6</b>	<b>CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....</b>	<b>86</b>
<b>6.1</b>	<b>Conclusões.....</b>	<b>86</b>
<b>6.2</b>	<b>Sugestões para trabalhos futuros.....</b>	<b>87</b>
	<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>89</b>
	<b>APÊNDICE A .....</b>	<b>95</b>

## 1 INTRODUÇÃO

Durante a vida útil de uma estrutura, os materiais que a constituem ficam sujeitos à atuação de diversos agentes que contribuem para a degradação de suas propriedades. Esses agentes causadores dos problemas patológicos podem ser vários, como por exemplo: forças além das previstas em projeto, erros de projeto, corrosão das armaduras, variação da umidade, agentes biológicos, incompatibilidade de materiais, entre outros.

No Brasil, a principal causa do aparecimento de patologias em estruturas de concreto armado ocorre na fase de execução (Figura 1), seguida pela de concepção e projeto e, depois, pela de utilização (Souza & Ripper, 2009).

Figura 1 – Principais causas de manifestações patológicas em estruturas de concreto armado no Brasil



Fonte: Souza & Ripper (2009).

Como consequência desta deterioração, observa-se nas estruturas um nível inadequado na sua segurança e nas condições de utilização da construção, que afetam as condições de higiene, estética e funcionalidade das mesmas. Essas estruturas, após o aparecimento de patologias, exigem a intervenção do projetista de forma a adaptar a estrutura à sua nova realidade, sendo denominado esse processo de reabilitação e reforço de estruturas.

Dentre os sistemas de reforço de pilares mais modernos, se destacam os sistemas constituídos por materiais compósitos de fibra. Material compósito é a combinação de dois ou mais materiais, diferentes em que os constituintes mantêm as suas identidades, ou seja, não se dissolvem nem se transformam completamente em outros, apesar de atuarem em conjunto.

Conforme Silva & Bella (2003), os materiais compósitos constituídos por polímeros reforçados com fibras vêm ganhando cada vez mais espaço no campo da

engenharia estrutural. As fibras de carbono são filamentos contínuos e rígidos que passam pelo processo de carbonização de polímeros orgânicos. Estas fibras têm elevadas rigidez e resistência a todos os tipos de ataque químico, bom comportamento à fadiga, a cargas cíclicas, à variação térmica e reológica, e pequeno peso.

Essa técnica de reforço com uso de polímeros reforçados com fibra de carbono (PRFC) fundamenta-se basicamente no aumento da resistência do concreto pelo efeito do confinamento, praticamente sem haver acréscimo na área da seção transversal. Para Carrazedo (2005), apesar desses materiais compósitos ainda apresentarem elevado custo, sua utilização prática como reforço de estruturas é compensada pelas melhores propriedades de resistência e menores custos de aplicação.

No Brasil, segundo Machado (2002), a primeira obra reforçada utilizando a técnica com PRFC foi o viaduto de Santa Teresa, localizado em Belo Horizonte – MG em 1998 (Figura 2). O viaduto que foi construído em 1927 tem extensão de 397 metros e precisou de reforço para atender às novas demandas de carga (classe 45 tf) sem que houvesse alteração de suas dimensões, pois é uma construção tombada pelo Patrimônio Histórico e Cultural do Estado de Minas Gerais.

Figura 2 – Viaduto de Santa Teresa em Belo Horizonte - MG



Fonte: Fortes (2004).

Leoni & Souza (2013), em matéria para a Revista *Téchne*, observaram que 60 pilares no estádio de futebol Maracanã, localizado no Rio de Janeiro, tiveram que ser reforçados durante as obras para a Copa das Confederações FIFA 2013 e Copa do Mundo FIFA 2014, eventos estes ocorridos no Brasil. A opção escolhida como reforço foi tela de PRFC em duas camadas (Figura 3), permitindo assim que o serviço fosse realizado em aproximadamente 30 dias e que sustentasse a nova cobertura do estádio.

Figura 3 – Reforço de pilares de concreto no estádio Maracanã



Fonte: Leoni & Souza (2013).

No caso de vigas e pilares, o PRFC é normalmente aplicado com as fibras perpendiculares à direção do carregamento. Dessa forma, as fibras contribuem para o transporte de carga ao longo de sua direção principal.

Há na literatura alguns modelos analíticos para a análise e o dimensionamento do reforço em pilares de concreto submetidos à compressão axial, porém apenas poucos indicativos dos benefícios do confinamento sob compressão excêntrica. Logo, não é possível quantificar adequadamente o efeito do confinamento desenvolvido nestas situações e nem estimar os acréscimos na capacidade resistente da estrutura.

O problema em questão deve ser analisado minuciosamente pelo fato de se tratar da interação de três materiais de comportamentos distintos, o aço, o concreto e a fibra de carbono e, portanto, apresenta dificuldades em prever os seus comportamentos em conjunto. A complexidade envolvida nesse dimensionamento recai no fato do comportamento do aço e do concreto serem tipicamente não-linear, enquanto o PRFC tem comportamento essencialmente linear.

### 1.1 Justificativa

Atualmente, existe uma grande variedade de opções para se reforçar um pilar. Cada uma apresenta vantagens e desvantagens em relação a outras opções, cabendo, então, ao projetista avaliar qual delas atende melhor às suas necessidades.

Há alguns aspectos do dimensionamento e comportamento dos pilares de concreto armado reforçados com materiais compósitos de resina e fibras, como: a seção transversal do

pilar, a quantidade de camadas de fibra de carbono que promova a maior eficiência do reforço e a ação da carga excêntrica, que precisam ser mais bem esclarecidos. Portanto, novos trabalhos nesta área fazem com que as pesquisas evoluam a ponto de desenvolver meios que possibilitem o melhor aproveitamento dos materiais envolvidos.

Assim, este trabalho justifica-se pela necessidade de melhor caracterização dos mecanismos resistentes e de deformação inerentes à técnica de reforço de pilares de concreto encamisados com PRFC.

Observa-se na Tabela 1 que a grande maioria dos estudos de pilares encamisados com PRF encontrados na literatura é de seção transversal circular e sujeitos a compressão centrada. A falta de parâmetros para dimensionamento do reforço com confinamento em seções diferentes da circular desencoraja sua aplicação em muitos casos. Além disso, há poucos relatos de ensaios de pilares encamisados com PRF submetidos à compressão excêntrica. Apenas estudos mais recentes tem se preocupado em quantificar adequadamente o efeito de confinamento desenvolvido nestas situações e estimar os acréscimos de capacidade resistente.

Tabela 1 – Estudo de pilares reforçados com PRF

	<b>Compressão Centrada</b>	<b>Compressão Excêntrica</b>
<b>Pilares Circulares</b>	Fardis & Khalili (1981), Saadatmanesh & Ehsani (1994), Mirmiran & Shahawy (1997), Myiauchi <i>et al.</i> (1997), Carrazedo (2002), Carrazedo (2005), Barghi <i>et al.</i> (2012)	Saadatmanesh & Ehsani (1994), Carrazedo (2005), Csuka & Kollár (2011), Wu & Jiang (2013), Lin & Teng (2017), Ismail <i>et al.</i> (2017)
<b>Pilares Quadrados</b>	Carrazedo (2002), Carrazedo (2005), Maaddawy (2009)	Parvin & Wang (2001), Carrazedo (2005), Maaddawy (2009), Hadi & Widiarsa (2012), Saljoughian & Mostofinejad (2015)
<b>Pilares Retangulares</b>	Saadatmanesh & Ehsani (1994), Carrazedo (2005), Csuka & Kollár (2012)	Saadatmanesh & Ehsani (1994), Chaallal & Shahawy (2000), Carrazedo (2005), Rahai & Akbarpour (2014), Fahmy & Farghal (2016), Saljoughian & Mostofinejad (2017)

Fonte: O autor.

Além disso, diante da grande demanda de serviços de recuperação e reforço nas estruturas de concreto armado, o estudo de técnicas de eficiente solução estrutural, de rápida execução e financeiramente viável é justificado.

## 1.2 Objetivo geral

Este trabalho objetiva avaliar o confinamento obtido com o encamisamento através do uso de PRFC em pilares retangulares de concreto armado submetidos à compressão excêntrica.

## 1.3 Objetivos específicos

Os objetivos específicos que servirão de apoio para o objetivo geral são:

- a) Desenvolver modelo teórico de confinamento em pilares de concreto para avaliação do efeito da excentricidade e para comparativo com o modelo numérico referente;
- b) Validar o modelo constitutivo *Concrete Damaged Plasticity* para a modelagem do concreto, considerando assim a não linearidade física do material;
- c) Validar a modelagem da fibra de carbono através de pilares ensaiados por Wu & Jiang (2013);
- d) Modelar numericamente corpos de provas reforçados com manta de fibra de carbono ensaiados por Martins (2016);
- e) Analisar o comportamento estrutural e a eficiência do reforço por fibras de carbono em pilares retangulares de concreto armado sujeitos à compressão excêntrica;
- f) Avaliar o benefício obtido com a adoção de raios de arredondamento nos cantos de pilares retangulares de concreto armado.

## 1.4 Metodologia

Os modelos teóricos são gerados seguindo as características específicas de cada problema em questão, para tal é necessário adotar corretamente as condições de

engastamento, a geometria, o carregamento e o reforço de PRFC. Estes modelos servem como referencial e comparativo para os modelos numéricos.

Após a revisão bibliográfica, são realizadas as primeiras simulações numéricas utilizando o software ABAQUS que se baseia no Método dos Elementos Finitos (MEF). Programas baseados nesse método são constantemente utilizados para a realização de análises estática, dinâmica, linear, não linear, dentre outras, de estruturas.

As simulações numéricas consideram a não linearidade física dos materiais (concreto e aço). O concreto é modelado através do modelo constitutivo *Concrete Damaged Plasticity* (CDP), disponível no ABAQUS

Para validar a não linearidade física é modelado um exemplo numérico, conhecido como Coluna de Foure, encontrado em Bratina *et al.* (2004). Os resultados são comparados com os da literatura. Para validar a fibra de carbono são modelados os ensaios realizados por Wu & Jiang (2013). Ensaio realizado por Martins (2016) também são modelados numericamente a fim de complementar e elevar a pesquisa.

Posteriormente, avalia-se o comportamento de pilares de concreto armado reforçados com PRFC com taxas de reforço variáveis e analisando a influência do arredondamento de seus cantos. Os pilares analisados são de seção transversal retangular, medianamente esbeltos ( $\lambda_1 < \lambda \leq 90$ ) e sujeitos a compressão excêntrica. Nesses pilares os efeitos de 2ª ordem são avaliados por processos simplificados baseados no método do Pilar Padrão. O coeficiente  $\lambda_1$  é calculado conforme a Equação (1), com restrição do seu valor dado pela Equação (2).

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \cdot \frac{e_1}{h}}{\alpha_b} \quad (1)$$

$$35 \leq \lambda_1 \leq 90 \quad (2)$$

Em que  $e_1$  é a excentricidade relativa de primeira ordem e  $\alpha_b$  é um coeficiente que depende da distribuição de momentos no pilar, que para nosso caso é calculado por:

$$\alpha_b = 0,80 + 0,20 \cdot \frac{M_c}{M_A} \geq 0,85 \quad (3)$$

O índice de esbeltez dos pilares de concreto armado é a razão entre o comprimento equivalente ( $l_e$ ) do pilar e o raio de giração ( $i$ ) da seção, conforme:

$$\lambda = \frac{l_e}{i} \quad (4)$$



## 1.5 Apresentação da dissertação

A estrutura do trabalho está dividida em sete capítulos. Neste capítulo introdutório, procura-se justificar a importância da pesquisa e sua relevância para o meio acadêmico e prático. Os objetivos gerais e específicos são propostos na sequência a fim de dar subsídio para resolver o problema, analisando-o de forma numérica. Além disso, busca-se explicar os métodos adotados para a elaboração do trabalho através da metodologia de pesquisa. Por fim, são apresentados os principais tópicos de todos os capítulos desta proposta de pesquisa.

No segundo capítulo é apresentada a revisão bibliográfica que trata de materiais compósitos, com ênfase nos polímeros reforçados com fibras de carbono e o seu uso em pilares.

O terceiro capítulo descreve o modelo constitutivo *Concrete Damaged Plasticity*, baseado na Teoria da Plasticidade e também na Mecânica do Dano Contínuo proposto por Lubliner *et al.* (1989). Assim, os conceitos de danos são incorporados em um modelo plástico (Lee & Fenves, 1998), ou seja, o conceito de tensões efetivas da Mecânica do Dano é utilizado para representar a perda de rigidez.

No quarto é desenvolvido o modelo teórico e dispostas as particularidades do confinamento em diferentes seções transversais e o efeito da excentricidade no pilar.

No quinto capítulo é descrita a análise numérica. São abordadas as características dos materiais, a validação do *Concrete Damaged Plasticity* para descrever a não linearidade física do concreto, a realizações das simulações numéricas e discussão dos resultados encontrados nessas modelagens.

No sexto e último capítulo são expostas as conclusões e as sugestões para futuros trabalhos.

## 2 MATERIAIS COMPÓSITOS

Segundo Gibson (1994), os materiais estruturais podem ser divididos em quatro grandes classes: os metais, os polímeros, as cerâmicas e os compósitos. Os materiais compósitos são aqueles formados pela combinação entre os demais materiais em duas ou mais fases distintas, formando um arranjo estrutural macroscópico. As propriedades desses materiais e o seu comportamento dependem da natureza, da forma, do arranjo estrutural e da interação entre os componentes.

O concreto é um compósito. No início de sua descoberta era considerado um mero aglomerante, porém hoje é um material estrutural de grande produção mundial. Trata-se de um material compósito formado por partículas agregadas que são interligadas em um corpo sólido por algum tipo de meio ligante, isto é, cimento e água.

O conjunto concreto-aço também é um compósito e possui uma excelente resistência mecânica, permitindo uma boa resistência aos esforços solicitantes usuais (compressão e tração, respectivamente).

Conforme Sussekind (1987), três razões básicas tornam o concreto armado uma solução viável, durável e de enorme confiabilidade. Essas são: a aderência entre o concreto e o aço que assegura o trabalho em conjunto, seus coeficientes de dilatação térmica são praticamente iguais e a proteção de oxidação do aço fornecida pelo concreto, o que garante a durabilidade da estrutura.

De acordo com Isaia (2011), a suscetibilidade do aço à corrosão e a agressividade do meio ambiente às quais estão expostas as estruturas de concreto armado resultaram em obras com degradação prematura. Essa questão trouxe às estruturas de concreto, conceitos como vida útil, desempenho, durabilidade, manutenção, entre outros.

Bertolini (2010) define vida útil de uma estrutura como o período durante o qual a estrutura é capaz de garantir não apenas sua estabilidade, mas todas as funções para as quais foi projetada.

De acordo com Souza & Ripper (2009), desempenho é o comportamento em serviço de cada produto durante sua vida útil como resultado do trabalho desenvolvido nas etapas de projeto, execução e manutenção.

Mailvaganam & Wiseman (2003) observam que a durabilidade das estruturas de concreto pode ser definida como a sua habilidade de manter a operacionalidade para qual foi projetada.

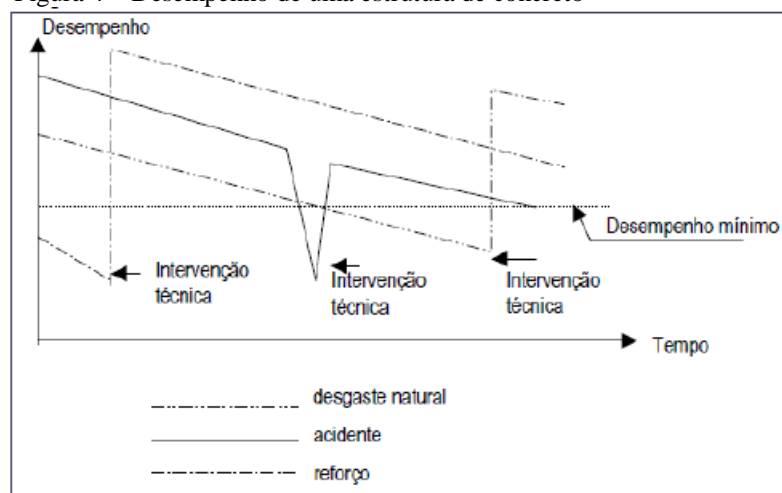
Segundo a NBR 15575:2013, a manutenção é um conjunto de atividades a serem realizadas ao longo da vida útil de uma edificação para conservar ou recuperar a sua capacidade funcional e de seus sistemas constituintes para atender as necessidades e segurança de seus usuários. Os principais tipos de manutenção são: a corretiva, a preventiva e a preditiva.

Conforme Helene (1992), a manutenção corretiva corresponde aos trabalhos de diagnóstico, prognóstico, reparo e proteção das estruturas que já apresentaram manifestações patológicas, ou seja, correção de problemas evidentes.

Manutenção preventiva, de acordo com Baker & Christer (1994), consta de atividades realizadas em intervalos, com a intenção de reduzir ou eliminar falhas que possam ocorrer ou reduzir as consequências de possíveis falhas. Esse tipo de manutenção prevê o tempo de vida útil da estrutura, informando o seu desgaste ou processo de degradação e, assim, reduz as intervenções corretivas.

Na Figura 4 é apresentada a variação de desempenho de uma estrutura de concreto armado ao longo do tempo, podendo observar que a estrutura necessita de uma intervenção técnica quando apresenta desempenho abaixo do mínimo necessário para seu bom funcionamento.

Figura 4 – Desempenho de uma estrutura de concreto



Fonte: Souza & Ripper (2009).

A qualidade dos serviços de recuperação e reforço de estruturas de concreto armado depende da análise precisa das causas que os tornaram necessários e do estudo detalhado dos efeitos gerados. Segundo Robery & Innes (1997), a escolha da técnica de

reforço de uma estrutura deve levar em consideração o custo, o desempenho, a durabilidade, a facilidade e rapidez na execução do reforço.

Para o reforço de pilares de concreto armado existem técnicas chamadas convencionais, que são mais usuais, podendo-se destacar a colagem de chapas de aço, o encamisamento com concreto ou argamassa e a protensão externa. Já o reforço de pilares com PRFC é uma técnica considerada moderna. A correta escolha da tecnologia a adotar, em função da patologia existente ou do tipo de trabalho que se pretende realizar é um fator fundamental na qualidade final que será obtida, seja em nível do aspecto estético ou quanto à garantia de potencialização da máxima aderência entre o material existente e o de sua reposição.

## **2.1 Técnicas convencionais de reforço de pilares de concreto**

Conforme Reis (2001), o reforço com chapas de aço baseia-se na colagem de chapa de espessura adequada através de adesivo e de parafusos autofixantes, criando uma armadura secundária solidária à peça estrutural.

Essa técnica, conforme Barnes & Mays (2006), tem como vantagens, em relação a outras técnicas, o baixo custo, a facilidade de manutenção e a possibilidade de reforçar uma estrutura enquanto está em uso. Como desvantagens dessa técnica pode-se citar o aumento do peso próprio da estrutura, a possibilidade de corrosão e o difícil manuseio das peças metálicas para a execução do reforço.

O encamisamento com concreto ou argamassa pode ser feito com ou sem adição de armadura. De acordo com Piancastelli (1997), é necessário garantir a aderência entre o concreto de reforço e o concreto existente do pilar a ser reforçado.

Almeida (2001) aponta entre as vantagens dessa técnica o amplo conhecimento dos materiais e técnicas a utilizar, o menor custo quando comparado a outras técnicas de reforço e rapidez na execução. Em relação às desvantagens pode-se citar o acréscimo de carga permanente na estrutura e o aumento da seção transversal da estrutura.

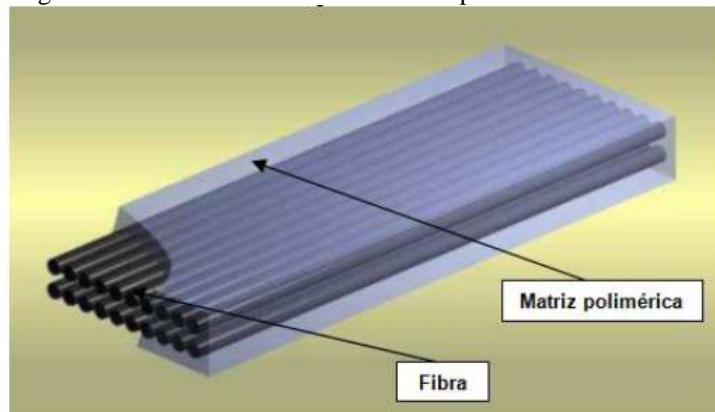
O uso de protensão é uma solução alternativa ao uso do reforço, que consiste na utilização de cabos ou barras de aço associadas ao recurso da protensão, de modo a proporcionar a redistribuição dos esforços nos pilares, aliviando aqueles que apresentam problemas patológicos.

## 2.2 Polímeros reforçados com fibras (PRF)

Sabe-se que os polímeros reforçados com fibras oferecem desempenho melhorado em muitas aplicações em relação aos materiais convencionais. Segundo Beber (2003), a alta relação entre resistência e peso próprio, além de uma excelente resistência à corrosão eletroquímica tornam os PRF muito atraentes para aplicações estruturais.

De acordo com o *Bulletin 14 FIB* (2001), o compósito de polímeros reforçados com fibras consiste em um grande número de fibras pequenas, contínuas, direcionadas, não metálicas e com características avançadas, agrupadas em uma matriz de resina. Na Figura 5 é mostrada a representação dos materiais constituintes do sistema de polímeros reforçados com fibras.

Figura 5 – Materiais constituintes do compósito de PRF



Fonte: Vieira (2014).

Os polímeros reforçados com fibras são capazes de suportar tensões mais elevadas do que cada componente individualmente, porque a matriz e as fibras interagem na redistribuição das tensões provenientes de solicitações externas. A maneira como as tensões são distribuídas dentro da estrutura do compósito, depende da natureza e eficiência da aderência.

### 2.2.1 Matriz polimérica

A matriz é o corpo do compósito e serve para unir os seus macrocomponentes, dando-lhe forma. A matriz pode ser constituída por metais, polímeros ou cerâmicas. Dentre suas mais variadas funções, destacam-se a manutenção do posicionamento das fibras na

unidade estrutural, protegendo-as de danos externos, e a transferência e distribuição das cargas aplicadas às fibras.

Atualmente, existe uma grande variedade de matrizes disponíveis para a fabricação de compósitos de PRF. As propriedades elétricas, químicas e térmicas dos compósitos são afetadas pela escolha da resina que irá compor a matriz polimérica. Estas podem ser originadas a partir de resinas termorrígidas e termoplásticas.

O polímero termorrígido é aquele que, quando curado, pela ação do calor ou tratamento químico, transforma-se em um produto substancialmente infusível e insolúvel, com uma estrutura molecular tridimensional complexa. Por outro lado, o polímero termoplástico é aquele que, em função da natureza de suas cadeias moleculares, pode ser fundido e reciclado.

No âmbito dos reforços estruturais, as resinas termorrígidas representam a matriz ideal para a confecção dos compósitos de PRF, porque proporcionam, dentre outras propriedades, boa estabilidade térmica, boa resistência química e baixa fluência.

As propriedades das resinas devem conduzir a uma perfeita aderência entre as interfaces concreto e o material de reforço e proporcionar adequadas durabilidade e aplicabilidade ao compósito. Servem também para a colagem do compósito no concreto ou de fibras em fibras no caso de múltiplas camadas de reforço. Têm pouca influência na resistência à tração, ao passo que têm preponderância nas resistências ao corte e à compressão dos compósitos.

Apesar de terem maior custo, as resinas à base de epóxi são as mais usadas, pois apresentam elevada resistência e baixa viscosidade, o que permite que as fibras sejam adequadamente saturadas e não apresentem desalinhamento entre seus fios, e pequena volatilidade durante o processo de cura e reduzida retração, o que evita a concentração de tensões na sua interface com as fibras.

Afora a resina, *fillers* e aditivos comumente também compõem a matriz. Os *fillers* têm a função de diminuir o custo e melhorar as propriedades da matriz (controlar a retração, melhorar a capacidade de transferência de tensões e controlar a tixotropia da resina). Para aumentar a resistência da matriz e facilitar a fabricação do compósito, vários tipos de aditivos podem ser usados. Os mais comuns são os inibidores da ação de raios ultravioleta, os antioxidantes, os catalisadores e os desmoldantes.

### 2.2.2 Fibras

As fibras podem ser definidas como um material filamentar, cuja razão entre o comprimento e o diâmetro seja no mínimo igual a 100. A utilização direta de fibras nas estruturas é inviável, já que estas não podem resistir isoladamente à compressão longitudinal e nem mesmo a esforços transversais. Conforme Gibson (1994), desta maneira seu emprego torna-se possível apenas com a utilização de matrizes.

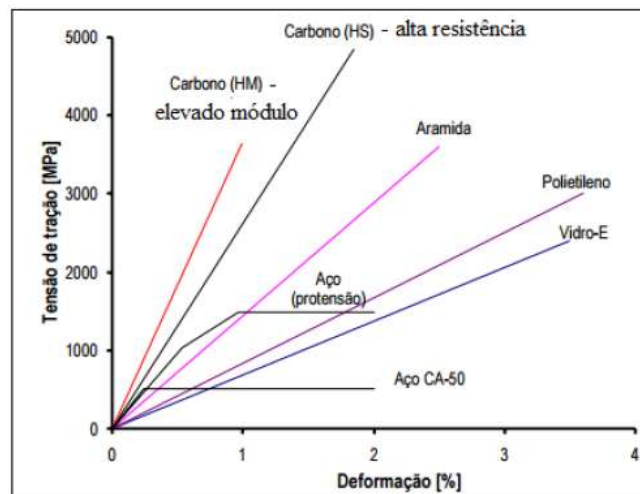
As principais características das fibras utilizadas na fabricação de compósitos são:

- Apresentar elevada resistência à tração e módulo de elasticidade para seu melhor aproveitamento;
- Reduzida variação de resistência entre fibras individuais;
- Estabilidade e capacidade de manter suas propriedades ao longo do processo de fabricação e manuseio;
- Uniformidade de seus diâmetros e superfícies.

As principais fibras têm em comum o comportamento linear da curva tensão-deformação até a ruptura, variando de acordo com o tipo e processo de fabricação, seu módulo de elasticidade longitudinal e sua resistência.

A Figura 6 mostra o gráfico tensão-deformação para os diferentes tipos de fibras e faz uma comparação com a curva de comportamento do aço. É possível verificar, para uma mesma taxa de tensão de tração, que enquanto o aço já escoou as fibras ainda estão trabalhando no regime elástico-linear.

Figura 6 – Diagrama tensão-deformação específica de fibras e metais



Fonte: Beber (2003).

### 2.2.2.1 Fibras de carbono

As fibras de carbono são produzidas por meio de decomposição térmica de fibras de polímeros com a poliacrilonitrila (PAN) e segundo Spagnolo Junior (2008), as suas características mecânicas são diretamente dependentes da estrutura molecular obtida.

Conforme Schwartz (1984), as fibras de carbono são caracterizadas por uma combinação de baixo peso, alta resistência à tração e grande rigidez. O seu alto módulo de elasticidade e, de certo modo, alta resistência, dependem do grau de orientação das fibras, ou seja, do paralelismo entre os eixos das fibras.

Os PRFC destacam-se, principalmente, por que:

- As fibras de carbono apresentam as maiores relações entre resistência e rigidez com seu peso próprio;
- À temperatura ambiente, as fibras de carbono não são afetadas pela umidade e ação de vários solventes, ácidos e bases;
- As fibras de carbono apresentam uma diversidade de características físicas e mecânicas, permitindo que os compósitos apresentem grande versatilidade para diversas aplicações em engenharia;
- Os processos de fabricação de fibras e compósitos encontram-se altamente desenvolvidos, são considerados relativamente baratos e apresentam uma excelente relação custo-benefício em algumas aplicações.

A maior parte das técnicas de reforço baseada em sistemas de PRFC recorre à colagem de laminados ou de tecidos na face dos elementos a reforçar. Porém, segundo Barros *et al.* (2002), é observado que com a aplicação destas técnicas geralmente ocorre o que se denomina de descolamento ou *peeling*, isto é, o sistema de reforço descola da superfície do elemento a reforçar, ou arranca uma camada deste elemento (normalmente a camada de revestimento das armaduras).

### 2.2.2.2 Fibras de vidro

Segundo o *Bulletin 40 FIB* (2007), as fibras de vidro são as mais comumente usadas como fibras de reforço em compósitos de matriz polimérica. Esse tipo de fibra é obtido com a mistura de óxidos, dentro os quais a sílica é a mais utilizada, além de óxidos de cálcio, alumínio, boro e ferro em menor quantidade.



Dentre as fibras de vidro existentes são preferidas as resistentes a álcalis, podendo assim resistir melhor ao meio alcalino do concreto. Apesar de atingir resistências à tração maiores que outros tipos de fibras, seu módulo de elasticidade é considerado baixo.

Saadatmanesh & Ehsani (1994) cita como suas principais vantagens o baixo custo, as altas resistências químicas e à tração, e como desvantagens, um baixo módulo de elasticidade e baixa resistência à fadiga.

### *2.2.2.3 Fibras de aramida*

De acordo com *Bulletin 40 FIB* (2007), as fibras de aramida se enquadram em um grupo de fibras orgânicas com menor densidade e maior resistência à tração em relação às demais fibras. Geralmente, são amarelas e não condutivas.

As fibras de aramida são anisotrópicas, com alto módulo de elasticidade e resistência na direção longitudinal. Apresentam um comportamento não linear, frágil na tração e dúctil na compressão.

### **2.2.3 Aplicação do reforço de PRFC em pilares**

Antes da aplicação do reforço, o pilar caso esteja danificado deve passar pelo processo de recuperação, identificando as causas desses danos e reparando-o. Para garantir a eficiência e qualidade na instalação do compósito é necessário que a superfície que irá recebê-lo disponha de suficiente resistência mecânica para que ocorra a transferência de esforços na interface concreto armado – reforço. Portanto, todas as patologias precisam ser identificadas e corrigidas para que a manifestação não ocorra mais na estrutura.

A superfície de concreto do pilar passa por um processo de eliminação das impurezas (pó, poeira, graxas, pinturas, entre outras) que ficam na peça, permitindo assim a absorção do primário a ser aplicado. Esse processo pode ser feito com equipamentos como lixadeira, aspirador de pó, espanador e pincel (Figura 7). Outra condição importante é que a superfície do concreto precisa estar seca, uma vez que a presença de água pode inibir a penetração das resinas e reduzir a eficiência do processo. Além disso, é importante que esteja totalmente regularizada, ou seja, sem concavidades e/ou convexidades que comprometam a homogeneidade do pilar.

Figura 7 – Limpeza do concreto



Fonte: Martins (2016).

Em pilares de seção transversal quadrada ou retangular, para uma maior eficiência do reforço, é necessário o arredondamento dos cantos. Utiliza-se lixadeira angular, comumente chamada de “rebaixadeira”, tornando os cantos levemente arredondados para evitar possíveis concentrações de tensões (Figura 8). O valor mínimo normalmente utilizado para esse raio de arredondamento é de 1 cm.

Figura 8 – Arredondamento dos cantos vivos



Fonte: Martins (2016).

Posteriormente, é feita a aplicação do *primer*, que tem como funções tampar a porosidade do concreto, promover a aderência adequada no substrato e prepará-lo para receber as próximas camadas. O *primer* é um material bi componente (A e B) cujo traço é sempre 2:1. Esses dois componentes são agitados separadamente por três minutos. Depois, adiciona-se o componente B ao componente A e mistura-se com equipamento mecânico em baixa rotação para evitar formação de bolhas por mais três minutos. A Figura 9 mostra a preparação do *primer*. A aplicação do *primer* no concreto deve ser feita suavemente e com a utilização de um rolo de espuma, formando uma camada uniforme e sem excessos (Figura 10).

Figura 9 – Preparação do *primer*

Fonte: Martins (2016).

Figura 10 – Aplicação do *primer*

Fonte: Martins (2016).

Após o processo de aplicação do *primer*, o substrato de concreto deve receber o composto de fibra de carbono em um prazo que não exceda 24 horas. Caso esse tempo exceda, deverá ser feito um lixamento e uma nova aplicação do *primer*.

Com o objetivo de corrigir as falhas de concretagem e preenchimento de vazios é executada a regularização da superfície. Os componentes A e B da resina de regularização são pesados na proporção 3,75:1 em massa e em seguida misturados por três minutos com agitador elétrico. A aplicação da resina de regularização é realizada com o uso de espátula plástica formando uma camada uniforme.

Figura 11 – Preparação e aplicação da resina de regularização



Fonte: Vieira (2014).

Após algumas horas da aplicação da resina de regularização inicia-se o preparo e a aplicação da resina epóxi saturante bi componente. A resina polimérica funciona como a matriz do composto de fibra de carbono. Também é um material bi componente com o traço A:B de 2:1. O processo de preparação é o mesmo do *primer*. Agita-se por três minutos cada um dos componentes separadamente e, depois de adicionar o composto B ao composto A, utiliza-se o misturador em baixa rotação por mais três minutos. Caso a mistura tenha que ser feita manualmente é necessário um tempo de cinco minutos. A Figura 12 mostra o processo de preparação. A aplicação é feita com rolo de espuma em toda as faces laterais do pilar antes de cada camada de fibra.

Figura 12 – Preparação da resina epóxi saturante



Fonte: Martins (2016).

Por fim, a folha de fibra de carbono deve ser cortada no tamanho necessário do projeto de reforço. Após a primeira camada de folha do tecido, coloca-se uma camada de resina de recobrimento. Caso seja um reforço de múltiplas camadas, basta repetir o processo.

Outro ponto importante é sobre as emendas da fibra de carbono na aplicação em colunas. Para reforços longitudinais é importante existir um transpasse na emenda do composto, uma vez que para atender ao cisalhamento existe a necessidade de envolvimento total da seção transversal.

Já para reforços no sentido transversal, como é o caso de pilares, não existe a necessidade de superposição. Basta que as fibras sejam justapostas lado a lado uma em relação à outra. Isso se justifica por permitir a migração da pressão de vapor do concreto, ou seja, permite o mesmo “respirar”. Machado (2010) cita que não permitir essa migração pode causar o empolamento das fibras de carbono.

As fibras de carbono são vendidas comercialmente em rolos de 50 metros com a orientação unidirecional das fibras (Figura 13). Para manuseá-la sem dificuldade, costuma-se cortá-la em tamanho menores.

Figura 13 – Rolo de tecido de fibra de carbono



Fonte: Carrazedo (2002).

Então, após a aplicação da resina epóxi saturante é colocada a primeira camada de fibra de carbono. Na aplicação do tecido de fibra, utiliza-se um rolo de ferro para que todo o ar seja retirado e a fibra fique uniformemente aderida ao concreto (Figura 14). Depois disto é necessário impregnar mais uma vez com uma camada de saturante (Figura 15).

Figura 14 – Aplicação da fibra de carbono



Fonte: Martins (2016).

Figura 15 – Aplicação da camada de resina saturante sobre a camada de fibra de carbono em um corpo de prova prismático



Fonte: Martins (2016).

É possível perceber que, devido à pequena espessura do tecido de fibra de carbono, a seção transversal do elemento a ser reforçado é praticamente inalterada (Figura 16). Considera-se para cada camada de fibra de carbono (fibras + resinas + vazios) a espessura de aproximadamente 0,165 mm.

Figura 16 – Seções transversais de corpos de prova com variadas quantidades de camadas de tecido de fibra de carbono



Fonte: Martins (2016).

Assim, diante da necessidade de realização de tantos processos, é importante para o manuseio desta técnica a existência de mão de obra treinada e especializada para garantir uma maior eficiência e confiabilidade ao reforço.

### 2.3 Confinamento

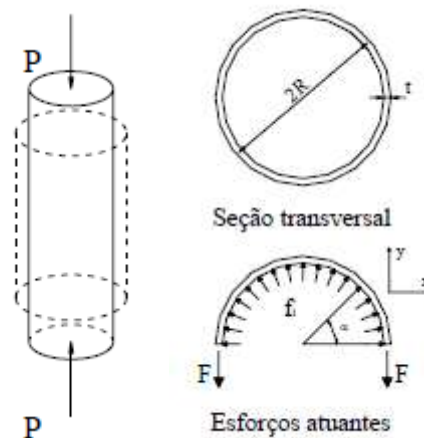
O concreto é formado por agregados, cimento e água. Para entender o efeito do confinamento do material concreto, *Bulletin 1 FIB (1999)* explica que os agregados são os componentes rígidos desse material e as forças de compressão caminham através deles e que para o equilíbrio são necessárias componentes laterais, provenientes da coesão da pasta de cimento no concreto não confinado. Quando se supera esta coesão surgem as primeiras microfissuras entre agregados e a pasta de cimento. As microfissuras crescem com o aumento da carga e o concreto rompe com fissuração paralela à aplicação da carga. O confinamento aumenta a coesão, resultando em uma maior resistência.

O concreto confinado por meio de tubos de aço ou de armaduras transversais, como espirais ou estribos, é influenciado pela taxa volumétrica, disposição, distribuição, espaçamento e resistência da armadura transversal, distribuição da armadura longitudinal na seção, forma da seção transversal e resistência do concreto.

O confinamento passivo é explicado considerando um pilar de seção circular que se encontra livre de qualquer restrição lateral inicialmente. Sabe-se que com a aplicação de um esforço axial ( $P$ ) ocorre o encurtamento axial e uma expansão radial da peça. Porém, considerando que o mesmo pilar estivesse envolvido por um tubo de parede fina antes da aplicação da carga, ao aplicá-la o tubo restringe a deformação lateral, desenvolvendo no interior do tubo uma pressão lateral ( $f_l$ ). A magnitude desta pressão depende da carga axial aplicada, dos materiais constituintes do pilar e do tubo e das características geométricas envolvidas. No entanto, considerando que o tubo tenha uma parede fina, a relação entre

pressão interna e o esforço de tração na parede do tubo pode ser obtida através do equilíbrio de esforços da seção transversal, como pode ser visto na Figura 17. O processo de restrição da expansão lateral de pilares de concreto nada mais é do que o confinamento do pilar pré-existente.

Figura 17 – Pilar circular submetido à compressão axial e detalhe da pressão gerada na parede do tubo



Fonte: Carrazedo (2002).

No intuito de melhor compreender os mecanismos envolvidos no efeito do confinamento e melhorar a eficiência da aplicação do reforço com polímero reforçado com fibras, novas pesquisas e estudos são constantemente desenvolvidos. Com os trabalhos já realizados, como Mirmiran *et al.* (2000), Chaallal & Shahawy (2000) e Parvin & Wang (2001), sabe-se que o confinamento proporciona diversos benefícios ao comportamento estrutural de pilares submetidos à compressão axial centrada ou excêntrica, dentre os quais se destacam:

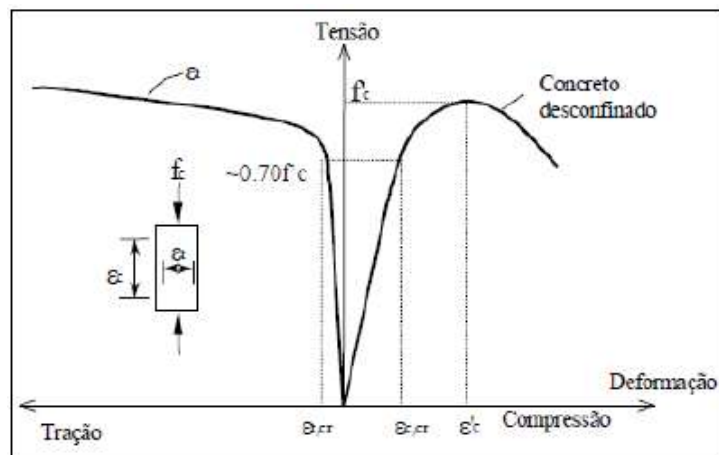
- Aumento da resistência à compressão axial do concreto pela ação das pressões laterais;
- Melhoria da ductilidade do elemento estrutural, especialmente importante no caso de aplicação de concreto de alta resistência;
- Favorecimento da contribuição efetiva do núcleo no caso de reforço por encamisamento com concreto armado ou compósitos poliméricos reforçados com fibras de carbono, por exemplo.



Mesmo com tantas vantagens, a consideração do efeito de confinamento ainda na fase de projeto, se for feita sem critérios, pode causar alguns problemas como, por exemplo, resultar em pilares muito esbeltos, o que pode comprometer a estabilidade global da estrutura.

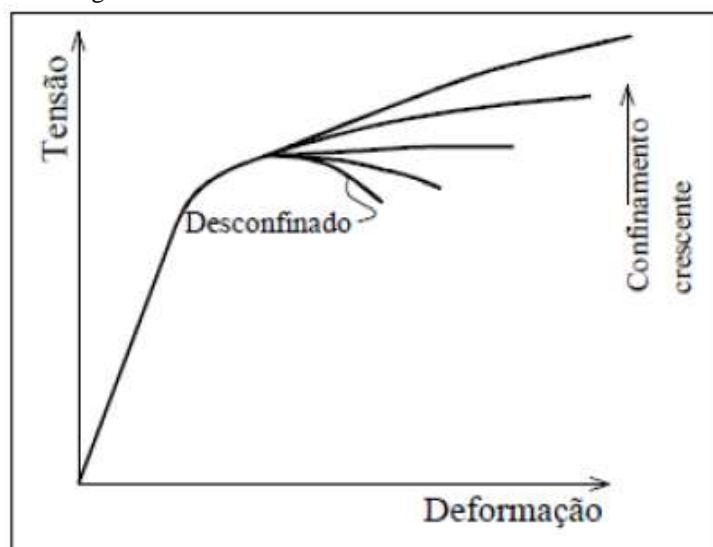
A Figura 18 mostra o gráfico tensão-deformação típico de um concreto não confinado e a Figura 19 representa o mesmo gráfico para diferentes graus de confinamento comparando a curva dos mesmos com o concreto não confinado.

Figura 18 – Concreto não confinado carregado uniaxialmente mostrando a tensão versus a deformação longitudinal, transversal e volumétrica



Fonte: Machado (2010).

Figura 19 – Diagrama tensão-deformação para o concreto com vários graus de confinamento



Fonte: Machado (2010).

O confinamento do concreto é alcançado pela orientação das fibras de carbono no sistema composto dispostas transversalmente ao eixo longitudinal do pilar. Nessa orientação, as fibras se comportam como estribos em espiral ou mesmo estribos convencionais. Para o efeito de confinamento no pilar, fibras alinhadas longitudinalmente não fornecem nenhum tipo de contribuição segundo Machado (2010).

#### **2.4 Estudos de pilares de concreto sujeitos a compressão excêntrica**

Apesar do considerável número de pesquisas realizadas a respeito do confinamento com FRP, a grande maioria aborda pilares submetidos à força de compressão centrada, havendo poucos dados sobre os benefícios do confinamento na flexo-compressão.

Chaallal & Shahawy (2000) ensaiaram pilares de seção retangular encamisados com duas camadas de tecidos bidirecionais de PRFC e tiveram os cantos arredondados. A força foi aplicada com excentricidade na maior inércia dos pilares por meio de consolos. O ganho máximo de capacidade resistente foi de 30% na compressão pura e de 54% na flexão pura. Em solicitações combinadas de compressão e flexão o acréscimo de capacidade resistente atingiu 70%.

Nos pilares encamisados submetidos à compressão excêntrica, a ruína ocorreu por esmagamento do concreto nos cantos das faces comprimidas e por ruptura à tração dos tecidos nas faces tracionadas. No pilar sob flexão pura ocorreu apenas a ruptura da camisa na face tracionada.

Parvin & Wang (2001) realizaram ensaios em pilares de seção quadrada, variando a quantidade de camadas de PRFC e submetidos à flexo-compressão reta com excentricidades dentro do núcleo central de inércia. Os cantos dos pilares foram arredondados e em sua base foi utilizada uma placa de aço e um bloco em V para possibilitar a aplicação da excentricidade e vinculação de rótula nesta extremidade.

Os autores realizaram uma simulação numérica utilizando o critério de plastificação de Mohr-Coulomb com encruamento isotrópico para representar o concreto confinado e modelaram a camisa de PRF com elementos de cascas tridimensionais, com propriedades elásticas obtidas nos ensaios de caracterização.

Nos pilares com compressão excêntrica a área efetivamente confinada deslocou-se para o lado de maior compressão por causa do gradiente de deformações. Os autores concluíram que a camisa de PRFC pode aumentar significativamente a capacidade resistente e

a ductilidade de pilares sob compressão excêntrica. O gradiente das deformações reduziu a eficiência do confinamento, de modo que um menor ganho de resistência deve ser considerado. A rigidez da camisa é um parâmetro importante para a eficiência do reforço. Uma camisa mais rígida controla melhor as deformações transversais e resulta em maior deformabilidade.

Carrazedo (2005) ensaiou pilares de diferentes seções transversais, variando também a quantidade de camadas e as excentricidades aplicadas. Nos pilares de seção retangular observou-se um comportamento semelhante aos pilares de seção quadrada quando a excentricidade foi aplicada na direção da menor inércia. No entanto, quando a excentricidade foi aplicada na direção da maior inércia o ganho de resistência foi bastante superior com relação ao centrado. Isto é justificado pelo fato de na compressão centrada as tensões axiais no pilar de seção retangular serem pequenas na sua região central. Com a excentricidade foram deslocadas as regiões comprimidas para próximo dos cantos e o efeito de confinamento tornou-se ainda mais benéfico.

Maaddawy (2009) ensaiou 12 pilares de concreto armado de dimensões 25 x 25 cm e comprimento de 35 cm com uma relação de 1,9% para o aço longitudinal. Os parâmetros de teste foram sem encamisamento, com encamisamento parcial e com encamisamento total por PRF.

Quando a relação excentricidade e altura ( $e/h$ ) aumentava, o ganho de carga resistente do pilar encamisado diminuía. O encamisamento completo proporcionou um ganho de 37% na força de compressão quando  $e/h = 0,3$ , enquanto que apenas um ganho de 3% quando  $e/h = 0,86$ . As forças de compressão de pilares parcialmente encamisados foram, em média, 5% inferiores aos pilares totalmente encamisados.

Wu & Jiang (2013) analisaram a excentricidade em 36 pilares circulares e concluíram que os modelos teóricos para pilares sob carga centrada não se aplicam para pilares excêntricos. O erro aumenta à medida que se aumenta a relação entre a excentricidade e o raio ( $e/R$ ), chegando a apresentar erros superiores a 10%. Também, constatou que a deformação última de falha de pilares carregados excêntrica é cerca de 50% superior àquela do mesmo pilar concêntrico.

Rahai & Akbarpour (2014) ensaiaram oito pilares de concreto armado de grande escala com seção transversal retangular e submetidos a compressão excêntrica. Neste estudo, vários parâmetros foram testados como a quantidade de camadas (de 0 a 4 camadas), a orientação das fibras +/- 45°, 0° e 90° e a excentricidade. Em geral, o aumento no número de

camadas longitudinais levou a uma maior carga resistente e um maior deslocamento em comparação com espécimes com camadas transversais. Os resultados desses ensaios mostraram uma grande melhora na força e na ductilidade dos pilares confinados.

O estudo de Fahmy & Farghal (2016) teve como objetivo avaliar a capacidade de carga de pilares retangulares de concreto armado encamisados com PRFC submetidos a uma pequena excentricidade. Estes autores implementaram no *software* OpenSees modelos de pilares confinados com PRFC de seção transversal retangular. Os resultados indicaram que a lei tensão-deformação obtida a partir de testes de compressão concêntrica não refletiam muito bem o comportamento local da zona de compressão no concreto reforçado com PRFC sujeito a flexo-compressão.

Saljoughian & Mostofinejad (2017) investigaram o efeito do reforço com tiras de fibras de carbono nos cantos de pilares retangulares de concreto armado. Com essa finalidade, ensaiaram 12 pilares de seção transversal 11 x 16 cm e altura de 50 cm, submetidos a excentricidades de carga de 0, 3, 9 e 12 cm. Os resultados mostraram que essa técnica de reforço melhorou o desempenho dos pilares em termo de força axial e ductilidade, porém com ganhos menores que em seções quadradas estudadas anteriormente pelos autores (Saljoughian & Mostofinejad, 2015).

Portanto, os resultados deste estudo identificaram e priorizaram a necessidade de novas investigações experimentais e numéricas para a avaliação de pilares de seção transversal retangular confinados com PRFC sob carregamento excêntrico.

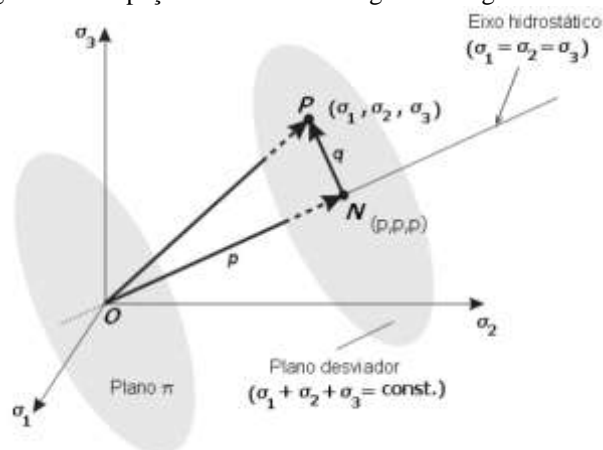
### 3 CONCRETE DAMAGED PLASTICITY

O *Concrete Damaged Plasticity* é um modelo constitutivo disponível no software ABAQUS que descreve o comportamento não linear do concreto, considerando sua falha tanto na compressão como na tração.

Este modelo é baseado na Teoria da Plasticidade e também na Mecânica do Dano Contínuo proposto por Lubliner *et al.* (1989), incorporando os conceitos de danos em um modelo plástico (Lee & Fenves, 1998). O concreto modelado desta forma é visto como um material coesivo com atrito, sendo que uma eventual perda de rigidez (dano) pode ser relacionada a uma perda de coesão.

A condição de início do escoamento, ou critério de escoamento, é de fundamental importância para prever o comportamento de determinado material. Sob carregamento axial, o escoamento plástico ocorre quando é atingida a tensão de escoamento. Entretanto, no estado múltiplo de tensões, empregam-se relações matemáticas que definem as condições em que este se inicia. Para o melhor entendimento desse critério é primeiro definido o espaço de tensões de Haigh-Westergaard. A Figura 20 mostra esse espaço juntamente com uma superfície genérica de escoamento.

Figura 20 – Espaço de tensões de Haigh-Westergaard



Fonte: Kossa (2011).

O espaço de tensões de Haigh-Westergaard trabalha com as tensões principais  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  e  $\sigma_3$  como coordenadas em um espaço tridimensional de tensões, onde cada ponto com coordenadas  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  e  $\sigma_3$  representa um possível estado de tensões. Sendo assim, uma

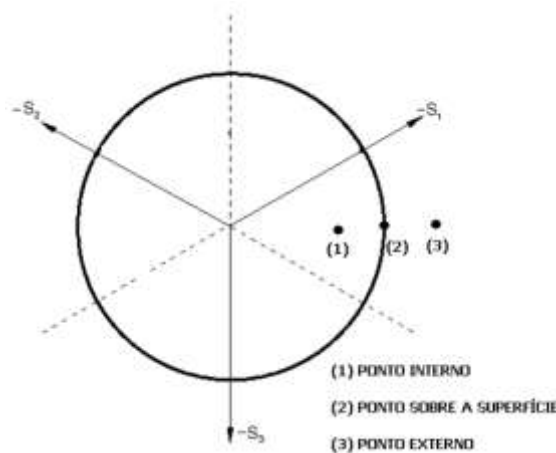
alternativa ao tensor de tensão real ou de Cauchy, que por ter seis componentes independentes, é de maior complexidade seu manuseio.

Na Figura 20 está representado o eixo hidrostático, ou seja, o eixo onde as tensões principais são iguais ( $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ ). Cada ponto desta linha corresponde a um estado de tensões hidrostático ou esférico. Qualquer plano perpendicular a este eixo é chamado de plano desviador, sendo matematicamente representado por:

$$\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = \sqrt{3} \cdot p \quad (5)$$

Caso as tensões principais representem um ponto interno à superfície de falha (ponto (1) na Figura 21), tem-se um comportamento elástico, ou seja, não há escoamento do material. Se o ponto estiver exatamente sobre a superfície de falha (ponto (2) na Figura 21), tem-se o início do escoamento do sólido infinitesimal e caso a tensão de escoamento seja ultrapassada (ponto (3) na Figura 21), o ponto estará fora da superfície de falha, sendo que neste caso duas situações são possíveis (Kmieciak & Kaminski, 2011): aumento na deformação sem mudança na tensão (plasticidade ideal) ou ruptura do material.

Figura 21 – Estados de tensão em relação à superfície de falha



Fonte: Kmieciak & Kaminski (2011).

O estado de tensões também pode ser representado pelas coordenadas de Haigh-Westergaard ( $p$ ,  $q$  e  $\Theta$ ), onde  $p$  é a distância da origem do espaço ao plano desviador ao longo do eixo hidrostático, a coordenada  $q$  representa a distância no plano desviador do ponto P de tensões  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  e  $\sigma_3$  até o eixo hidrostático e o ângulo  $\Theta$ , também conhecido como ângulo de Lode, corresponde ao ângulo formado pelo vetor que liga o ponto P de tensões à origem do

espaço de tensões com a projeção do eixo  $\sigma_1$  no plano desviador ( $S_1$ ), sendo melhor visualizado na Figura 22.

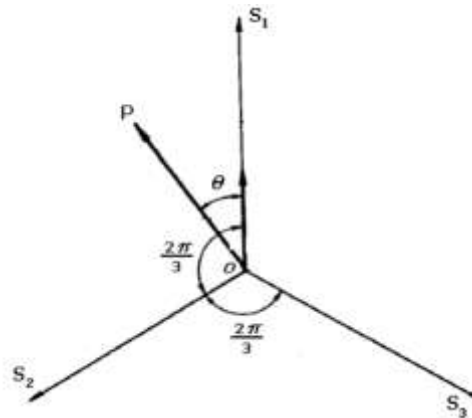
Matematicamente, pode-se definir  $p$  e  $q$  por:

$$p = -\frac{1}{3} \cdot \bar{\sigma} \cdot \bar{I} \quad (6)$$

$$q = \sqrt{\frac{3}{2} \cdot \bar{S} \cdot \bar{S}} \quad (7)$$

Em que,  $\bar{\sigma}$  é o tensor das tensões;  $\bar{I}$  é o tensor identidade;  $\bar{S}$  é o tensor desviador. Então,  $p$  e  $q$  representam as tensões octaédrica (Equação 6) e efetiva (Equação 7), respectivamente.

Figura 22 – Estado de tensão em um ponto projetado no plano desviador



Fonte: Chen & Han (2007).

A forma geral da superfície de falha em um espaço tridimensional pode ser descrita por uma seção ao longo do plano desviador como já abordado e também por seus meridianos. Os meridianos da superfície de falha são curvas de interseção entre a superfície de falha e um plano (plano meridiano) contendo o eixo hidrostático com  $\theta$  constante.

Em relação ao fato da superfície de escoamento poder se alterar tem-se diferentes comportamentos, podendo-se classificá-los em três modelos básicos diferentes (Alves Filho, 2012): isotrópico, cinemático e de endurecimento distorcional.

No modelo isotrópico, a superfície de escoamento no estágio seguinte, provocada pelo incremento de deformação plástica, é uma expansão uniforme da superfície de escoamento do estágio anterior. No modelo cinemático, a superfície de escoamento no estágio seguinte, provocada pelo incremento de deformação plástica, mantém a mesma forma, porém sofre uma translação no espaço das tensões como um corpo rígido. No modelo de

endurecimento distorcional, se admite a expansão, a translação e a rotação da superfície de escoamento, e/ou inclusive a sua mudança de forma.

Na determinação da evolução das deformações da estrutura, devem-se determinar os incrementos de deformação plástica à medida que o carregamento é aplicado. A deformação total é obtida pelo somatório destes incrementos. A relação matemática que expressa a evolução das deformações com as tensões é conhecida como lei de escoamento plástico.

$$d\varepsilon_{ij}^{pl} = d\gamma \cdot \frac{dG}{d\sigma_{ij}} \quad (8)$$

Em que,  $G$  é uma função que define a superfície potencial cujo tamanho é imaterial e é conhecida como potencial plástico. Sua derivada em relação às tensões define um vetor normal à superfície potencial, denominado vetor de fluxo;  $d\gamma$  é uma função positiva que depende do incremento de tensão e é geralmente uma função das variáveis de espaço, bem como da escala de tempo. É denominado como fator de carregamento plástico.

Para definir os conceitos de dano plástico, a coesão  $c$  deve ser estabelecida na função de escoamento  $F(\bar{\sigma})$  conforme a seguinte equação:

$$F(\bar{\sigma}) = c \quad (9)$$

O critério da Equação (9) vale para diversas teorias clássicas, como a de Mohr-Coulomb e Drucker Prager, porém, para Lubliner *et al.* (1989), estas não representam bem o comportamento do concreto.

Assim, o trabalho de Lubliner *et al.* (1989) propôs um novo critério de escoamento que esteja em acordo com os resultados experimentais, sendo então adaptado por diversos outros autores e implementado em diversos *softwares* comerciais, como o ABAQUS, obtendo grande sucesso em simulações envolvendo estruturas de concreto.

O valor inicial da coesão  $c$  é definido como a tensão à compressão de escoamento inicial em um ensaio de compressão uniaxial. A variável de encruamento da Teoria Clássica da Plasticidade é substituída por uma variável de dano-plástico,  $\kappa$ , que é utilizada para representar todos os estados de dano do material, sejam fissuras ou deformações permanentes. Assim, o dano, que era originalmente acoplado na equação constitutiva, pode ser desacoplado da deformação plástica linearizando-se as equações de evolução de dano. A equação assumida por Lubliner *et al.* (1989) para a taxa de dano  $d\kappa$ :



$$d\kappa = \bar{h}^T(\bar{\sigma}, \kappa) d\varepsilon^{pl} \quad (10)$$

A função  $\bar{h}$  é deduzida considerando a dissipação plástica. Assim, a Equação (8) é reescrita em função do tensor da tensão efetiva,  $\bar{\sigma}$ . Ou seja,

$$d\varepsilon_{ij}^{pl} = d\gamma \cdot \frac{dG}{d\bar{\sigma}} \quad (11)$$

A taxa de coesão  $dc$  é proposta da seguinte forma:

$$dc = k(\bar{\sigma}, c, \kappa) d\kappa \quad (12)$$

Lee & Fenves (1998) adotaram duas variáveis de coesão para se obter a nova função de escoamento, definindo de forma diferente o parâmetro  $\beta$  que para Lubliner *et al.* (1989) era uma constante, o qual era função das resistências de escoamento à compressão e à tração iniciais. Esses autores propuseram uma nova função de escoamento em que a coesão depende da variável de dano  $\kappa$ . A nova função de escoamento é representada pela seguinte equação:

$$F(\bar{\sigma}, \bar{\kappa}) = \frac{1}{1-\alpha} \cdot \left[ \alpha I_1 + \sqrt{3J_2} + \beta(\bar{\kappa}) \langle \sigma_{\max} \rangle \right] - c_c(\bar{\kappa}) \quad (13)$$

Em que, os parâmetros  $I_1$  e  $J_2$  são o primeiro e segundo invariantes do tensor das tensões efetivas;  $\alpha$  é uma constante adimensional, que depende das resistências ao escoamento sob compressão biaxial ( $f_{b0}$ ) e uniaxial ( $f_{c0}$ ), e que varia no intervalo [0-0,5]. Ou seja:

$$\alpha = \frac{f_{b0} - f_{c0}}{2f_{b0} - f_{c0}} \quad (14)$$

A variável  $\beta$  é adimensional e é escrita em função de dois parâmetros de dano,  $\kappa_t$  e  $\kappa_c$ , da seguinte forma:

$$\beta = \frac{c_c(\kappa_c)}{c_t(\kappa_t)} (1-\alpha) - (1+\alpha) \quad (15)$$

Em que,  $c_t$  e  $c_c$  são as coesões à tração e compressão efetivas, respectivamente, as quais dependem das duas variáveis de dano.

Lee & Fenves (1998) definiram a função potencial plástica ( $G$  – Equação 11) como uma função tipo Drucker-Prager no espaço da tensão efetiva. Essa função representa uma superfície potencial de um cone no espaço dos primeiros e segundos invariantes, com uma singularidade no segundo invariante. A fim de evitar essa singularidade na superfície

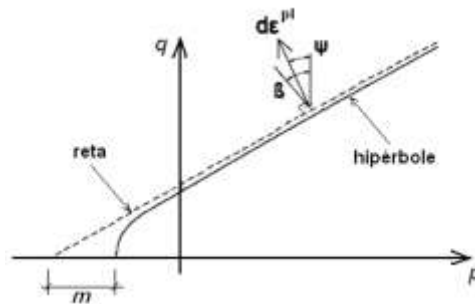
potencial, uma função hiperbólica de Drucker-Prager é introduzida no ABAQUS e é expressa por:

$$G = \sqrt{(\rho f_{t0} \tan \psi)^2 + 2q^2} + p \cdot \tan \psi \quad (16)$$

Em que,  $\psi$  é o ângulo de dilatação, medido no plano meridional  $p$ - $q$  em altas pressões confinantes;  $\rho$  é a excentricidade. Esta função potencial plástica (Equação 16) é não associativa, ou seja, não coincide com a superfície de escoamento

O ângulo de dilatação  $\psi$  pode ser visualizado no plano meridional  $p$ - $q$  (Figura 23), juntamente com a função linear de Drucker-Prager (linha pontilhada) e a função hiperbólica (linha contínua), correspondendo ao ângulo de inclinação entre a direção do incremento de deformação plástica e a vertical, fisicamente sendo interpretado como o ângulo de atrito interno do concreto. Em simulações numéricas normalmente adota-se o valor entre  $36^\circ$  e  $40^\circ$ .

Figura 23 – Função linear e hiperbólica de Drucker-Prager



Fonte: Kmiecik & Kaminski (2011).

Como a forma da função potencial plástica (Equação 16) no plano meridional é hiperbólica, é necessário ajustar essa forma através da excentricidade ( $m = \rho$  na Figura 23). Esta excentricidade é um valor pequeno que expressa a taxa de aproximação da hipérbole da sua assíntota, ou seja, da função linear de Drucker-Prager. A excentricidade pode ser definida por:

$$\rho = \varepsilon_1 f_{t0} \quad (17)$$

O parâmetro  $\varepsilon_1$  é quem ajusta como o fluxo potencial se aproxima de sua correspondente função linear. Com o aumento do valor da excentricidade, a curvatura para a função potencial aumenta, implicando que o ângulo de dilatação aumente mais rapidamente à medida que a pressão confinante diminui. Quando a excentricidade tiver o valor zero, a

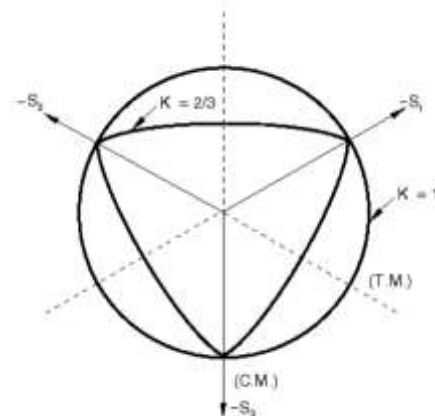
superfície no plano meridional se torna uma linha reta, ou seja, o critério clássico de Drucker-Prager.

O parâmetro  $K$  é definido como a razão entre o segundo invariante do tensor desviador no meridiano de tração ( $TM$ ) pelo segundo invariante do tensor desviador no meridiano de compressão ( $CM$ ), ou seja:

$$K = \frac{(\sqrt{J_2})_{TM}}{(\sqrt{J_2})_{CM}} \quad (18)$$

Fisicamente, o valor de  $K$  representa a razão entre a distância do eixo hidrostático ao meridiano de tração e de compressão no plano desviador (Figura 24). O valor de  $K = 2/3$  é normalmente recomendado para o modelo CDP, sendo que a forma gráfica corresponde à combinação de três elipses tangentes. Com valor de  $K = 1$ , a superfície de falha se torna um círculo, como no critério de Druger-Prager.

Figura 24 – Superfície de ruptura na seção transversal desviadora no CDP

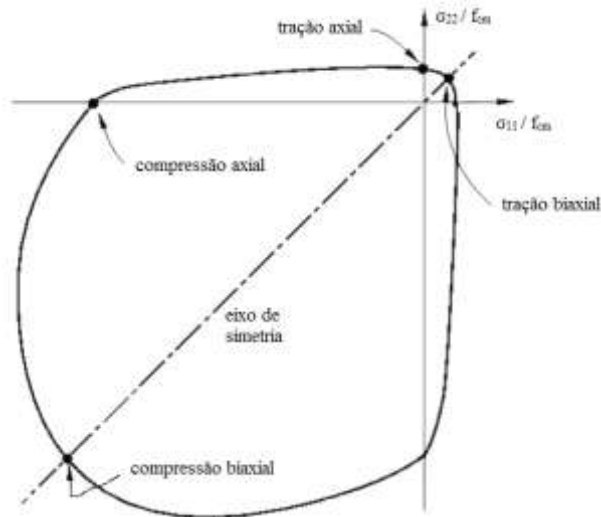


Fonte: Kmiecik & Kaminski (2011).

O parâmetro viscosidade  $\mu$  representa a relaxação no tempo de um sistema visco-elástico. Segundo Lima et al. (2016), recomenda-se que adote o default de 0 para esse parâmetro, porém em espécimes com problema de convergência pode-se adotar o valor  $10^{-4}$ .

Por fim, tem-se o ponto em que o concreto falha sob compressão biaxial. A razão  $f_{b0}/f_{c0}$  define esse ponto de falha. O manual do programa ABAQUS especifica um default de 1,16 para esta relação. Os estados de tensões uniaxial e biaxial podem ser observados na Figura 25.

Figura 25 – Resistência do concreto sob tensão biaxial no CDP



Fonte: O autor.

Na Tabela 2 pode-se observar os valores de entrada de todos os parâmetros para o uso do modelo constitutivo CDP.

Tabela 2 – Parâmetros de entrada do modelo CDP

Parâmetro	Valor
Ângulo de Dilatação ( $\psi$ )	36°
Excentricidade ( $\rho$ )	0,1
$f_{bo}/f_{c0}$	1,16
$K$	0,667
Viscosidade ( $\mu$ )	0

Fonte: O autor.

As principais formas de dano são as fissuras devido à tração e o esmagamento devido à compressão. As equações a seguir descrevem o dano do material à compressão ( $k_c$ ) e à tração ( $k_t$ ), respectivamente:

$$k_c = 1 - \frac{\sigma_c \frac{1}{E_c}}{\varepsilon_c^{pl} \left( \frac{1}{b_c} - 1 \right) + \sigma_c \frac{1}{E_c}} \quad (19)$$

$$k_t = 1 - \frac{\sigma_t \frac{1}{E_c}}{\varepsilon_t^{pl} \left( \frac{1}{b_t} - 1 \right) + \sigma_t \frac{1}{E_c}} \quad (20)$$

## 4 MECÂNICA DO CONFINAMENTO

Para quantificar o comportamento do concreto confinado com fibra de carbono é fundamental conhecer o total de pressão fornecida pelo encamisamento. Isso vai depender tanto da espessura da camada de fibra de carbono, do número de camadas, da quantidade e do espaçamento dos estribos, da seção transversal do pilar, entre outros fatores.

Carrazedo (2005) afirma que, quando o pilar é confinado, ocorre um acréscimo da tensão longitudinal que pode ser aplicada para este pilar devido à pressão lateral ( $f_l$ ). Da mesma forma, a pressão lateral permite o pilar chegar a um estado triaxial de tensões em que pode sofrer deslocamentos axiais bastante significativos até a ruptura.

Os pilares confinados com PRFC apresentam comportamento diferente quando comparados a confinamentos com tubos de aço em ensaios triaxiais de tensão. Nos ensaios triaxiais (confinamento ativo), a tensão axial é acrescida continuamente, enquanto a pressão lateral é aplicada no início do ensaio e então mantida constante até o final. Já no confinamento passivo com PRFC, após a aplicação da tensão axial, as pressões laterais vão surgindo e se tornam significativas à medida que o concreto se deforma.

Untiveros (2012) estudou o confinamento aplicando-o de três maneiras diferentes: câmara triaxial, tubos de aço e três camadas de fibra de carbono. No regime elástico, a camisa de aço é mais rígida que a do composto de fibra, mobilizando um efeito maior de confinamento. Entretanto, a partir do escoamento do tubo de aço, sua rigidez reduz consideravelmente, fazendo com que o ganho de resistência do concreto confinado praticamente se estabilize. Observou-se que à medida que a pressão lateral vai aumentando, aumenta-se a resistência e deformação última do concreto. O autor concluiu que os confinamentos passivos com tubo de aço e com composto de PRFC diferem por conta das suas propriedades e seus comportamentos diferentes.

Existem teorias que afirmam a influência da história do carregamento no ganho de resistência do concreto confinado. De Lorenzis & Tepfers (2001) realizaram ensaios triaxiais com quatro histórias de carregamentos diferentes. Os autores puderam observar o mesmo acréscimo de resistência, porém diferentes comportamentos quanto à deformabilidade. Bazant & Tsubaki (1980) mostraram que quando a pressão lateral é aplicada no início do carregamento o concreto sofre uma menor microfissuração, indicando maior rigidez. Além disso, observaram que, com a aplicação da pressão antes do confinamento, foi possível prevenir o crescimento das microfissuras de cisalhamento.

#### 4.1 Pressão de confinamento

A seção transversal do pilar a ser encamisado influencia bastante o seu confinamento devido, sobretudo, a distribuição de tensões na parede do pilar. As seções circulares são as mais eficientemente reforçadas com a utilização de sistemas compostos com fibras de carbono, pois este sistema estabelece uma pressão uniformemente distribuída ao longo da circunferência da peça confinando a expansão transversal do elemento de concreto. Já em seções prismáticas ocorre uma diminuição da eficiência do reforço com PRFC, chegando a ser 50% menor do que em seções circulares conforme o ACI-440 (Figura 26).

Figura 26 – Área de confinamento efetivo em colunas circulares, quadradas e retangulares



Fonte: Parvin & Brighton (2014).

Como já mencionado, é necessário que seja determinado o total de pressão de confinamento fornecida pela fibra de carbono. Durante o carregamento do pilar, ocorre a compatibilidade das deformações entre os dois elementos resistentes, assim a deformação na camisa de fibra de carbono deve ser igual à deformação transversal do concreto. Isso possibilita a determinação da pressão de confinamento pela análise de estabilidade. A pressão lateral é expressa por:

$$f_l = \frac{(k_a \cdot \rho_f \cdot f_f)}{2} \quad (21)$$

Em que,  $k_a$  é o coeficiente de redução da eficiência da fibra, também denominado de coeficiente de efetividade. É definido como a razão entre a área efetivamente confinada ( $A_e$ ) e a área da seção transversal de concreto encamisada pela fibra ( $A_{cc}$ ). Seu valor é 1,0 para seções circulares e para seções prismáticas é determinado por:

$$k_a = 1 - \frac{(b - 2 \cdot r_c)^2 + (d - 2 \cdot r_c)^2}{3 \cdot b \cdot d \cdot (1 - \rho_g)} \quad (22)$$

Nessa equação,  $b$  e  $d$  são a largura e a altura da seção transversal, respectivamente;  $r_c$  é o raio de curvatura entre os lados adjacentes  $b$  e  $d$ ;  $\rho_g$  é a razão de área longitudinal de armadura de aço para a seção transversal do membro comprimido, sendo dado por:

$$\rho_g = \frac{n \cdot t_f \cdot p}{b \cdot d} \quad (23)$$

Em que,  $n$  é o número de camadas de PRF aplicadas;  $t_f$  é a espessura de cada camada de PRF aplicada;  $p$  é o perímetro da seção transversal.  $\rho_f$ , na Equação (21), é denominado razão de reforço da fibra e é determinado para cada tipo de seção transversal. Para seções circulares e prismáticas, as expressões, respectivamente, são:

$$\rho_f = \frac{4 \cdot n \cdot t_f}{D} \quad (24)$$

$$\rho_f = \frac{2 \cdot n \cdot t_f \cdot (b + d)}{b \cdot d} \quad (25)$$

A variável  $D$  (Equação 24) é o diâmetro da seção circular da coluna. A tensão de tração à ruptura da fibra de carbono,  $f_f$  (Equação 21), é calculada por:

$$f_f = \varepsilon_f \cdot E_f \quad (26)$$

Em que,  $E_f$  é o módulo de elasticidade longitudinal da fibra e  $\varepsilon_f$  é a deformação longitudinal de ruptura da fibra. Segundo a ACI 440, a deformação ( $\varepsilon_f$ ) é limitada por:

$$\varepsilon_f = 0,004 < 0,75 \cdot \varepsilon_{fu} \quad (27)$$

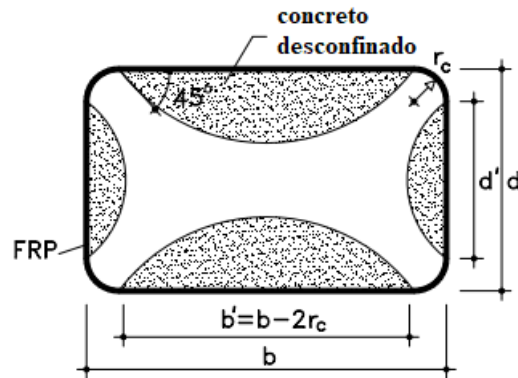
Em que,  $\varepsilon_{fu}$  é a deformação à tração última. A Figura 27 mostra as áreas hachuradas que correspondem a área desconfinada do concreto numa seção retangular. Essa área  $A_u$  é calculada por:

$$A_u = \sum_{i=1}^4 \frac{(w'_i)^2}{6} = \frac{b'^2 + d'^2}{3} \quad (28)$$

Em que,  $w'_i$  é a distância clara entre os cantos arredondados (Figura 27). Para se obter a área confinada basta subtrair a área total pelo valor de área desconfinada encontrada.



Figura 27 – Áreas de confinamento efetivo e não efetivo



Fonte: CEB-FIP (2001).

Os estribos também proporcionam confinamento ao concreto e seus valores também precisam ser computados. Porém tanto as normas brasileiras como as normas americanas não fazem referência, para efeito de dimensionamento, ao confinamento de seções retangulares ou quadradas. Mesmo assim, em se tratando de reforço estrutural, pode ser que ocorra a conveniência ou a necessidade de se lançar mão desse recurso para aumentar a resistência à compressão do elemento.

Admitindo-se que as recomendações normativas estejam sendo atendidas, a participação dos estribos na composição da pressão de confinamento pode ser avaliada por, para seções circulares ( $f_{lc}$ ) e prismáticas ( $f_{lr}$ ), respectivamente:

$$f_{lc} = \frac{2 \cdot A_{estr} \cdot f_{s,estr}}{s \cdot D} \quad (29)$$

$$f_{lr} = \frac{k_a \cdot A_{estr} \cdot f_{s,estr} \cdot (b + d)}{s \cdot b \cdot d} \quad (30)$$

Cole & Belarbi (2001) observaram que se o concreto é bem confinado, a inclinação da curva no gráfico tensão-deformação do trecho regido pelo efeito de confinamento é positiva, indicando que a pressão lateral é suficiente para combater a deterioração do concreto. Se o concreto não é bem confinado, a pressão lateral não é suficiente para superar a degradação do concreto e o diagrama pode ser descendente.

#### 4.1.1 Modelos teóricos de confinamento

As primeiras pesquisas sobre confinamento relacionaram o ganho de resistência à compressão do concreto confinado linearmente com a pressão lateral. Existem diversos

modelos teóricos para prever o comportamento do concreto confinado por armaduras transversais e por compósitos na compressão axial centrada.

Esses modelos teóricos são baseados em resultados de análises experimentais. No caso dos modelos para pilares envolvidos por camisas de compósitos, esses foram elaborados com base em ensaios de corpos de prova de pequenas dimensões à compressão axial centrada.

A variabilidade dos resultados experimentais dos diferentes modelos pode ser explicada pela diferença entre as propriedades dos concretos utilizados, como diferentes tipos de agregados, dosagens, classes de resistência e diferenças em dimensões de corpos de prova.

Nesse trabalho é adotado o modelo proposto por Mander *et al.* (1988), fazendo as devidas alterações para considerações da forma da seção transversal, dos raios de arredondamento (quando houver) e do efeito da excentricidade. Essa expressão é dada por:

$$f'_{cc} = f_{ck} \cdot \left( -1,254 + 2,254 \cdot \sqrt{1 + \frac{7,94 \cdot f_l}{f_{ck}}} - 2 \cdot \frac{f_l}{f_{ck}} \right) \quad (31)$$

Em que,  $f'_{cc}$  é a resistência à compressão do concreto confinado. O modelo de Mander *et al.* (1988) é um dos modelos de confinamento mais utilizados, sendo inclusive recomendado pela norma americana ACI-440 e pelo Manual VIAPOL. Este modelo considera a área efetivamente confinada do núcleo, obtida pela eliminação das áreas decorrentes do efeito de arqueamento. O arqueamento ocorre tanto no sentido longitudinal (em confinamento com estribos) como no transversal em pilares de seção quadrada ou retangular.

#### **4.1.2 Raio de arredondamento nos cantos**

Carrazedo (2002) observou diferentes coeficientes de efetividade do confinamento em pilares de mesmas dimensões, mas com diferentes raios de arredondamento. O autor relatou que a ruptura ocorreu nas faces laterais, tendo este adotado raio de arredondamento de 3 cm nos cantos. Porém, Shehata *et al.* (2001) constatou que a ruptura se deu nos cantos dos pilares realizando os mesmos procedimentos, mas adotando o raio de arredondando no valor de 1 cm.

Rochette & Labossiere (2000) observaram que, para um número constante de camadas de tecido, o aumento do raio de arredondamento dos cantos dos pilares proporcionou significativos aumentos de capacidade resistente.

De acordo com Mirmiran *et al.* (1998), o raio de arredondamento é uma variável importante para definir a efetividade do confinamento. Portanto, os autores propuseram uma

nova variável que permite medir a efetividade do confinamento, denominada por eles de Relação Modificada de Confinamento (MCR – *Modified Confinement Relation*). Os autores sugerem que para o  $MCR < 15\%$  não há ganho de resistência, já que a camisa é pouco efetiva no confinamento. Esse parâmetro é definido por:

$$MCR = \left( \frac{2 \cdot r_c}{D} \right) \cdot \frac{f_l}{f_{ck}} \quad (32)$$

Observa-se, portanto, que a adoção de raios de arredondamento em pilares de seção quadrada e retangular, diminui o acúmulo de tensões em seus cantos, fazendo com que a eficiência do reforço aumente quanto maior for o raio.

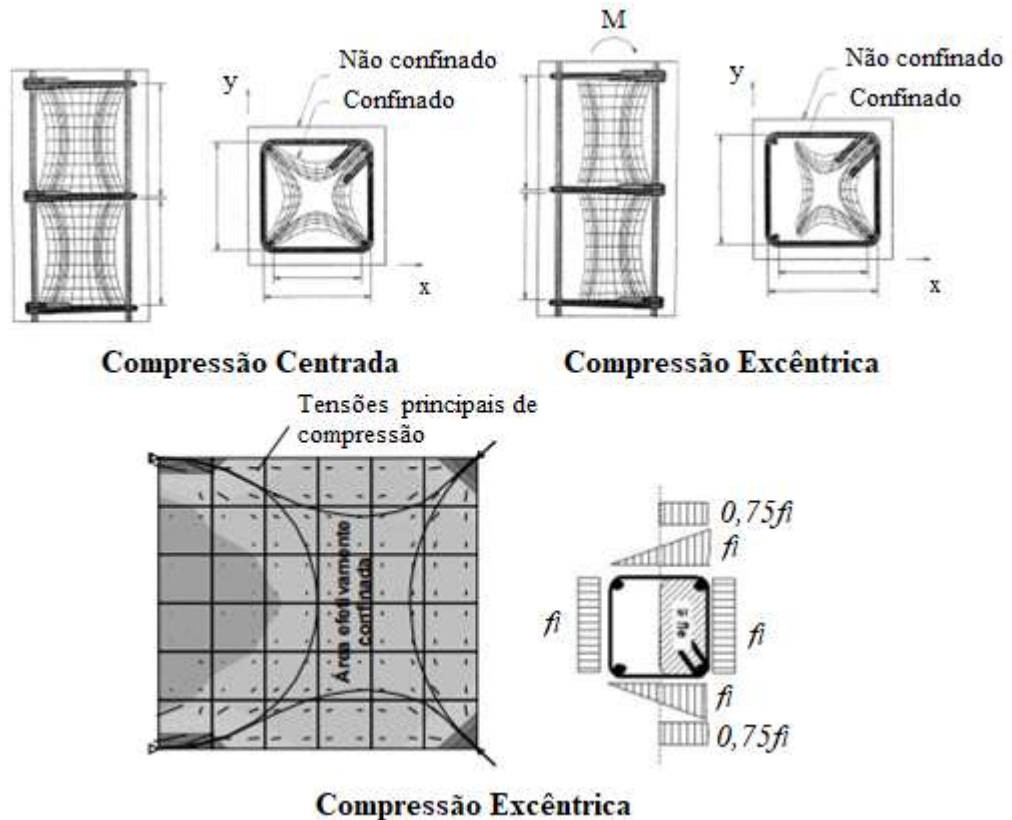
#### ***4.1.3 Excentricidade da carga***

As excentricidades nos pilares ocorrem não só por conta das solicitações iniciais atuantes, mas também por causa de fatores adicionais como os efeitos de segunda ordem, as imperfeições geométricas e a fluência do concreto. Essas excentricidades geram momentos e os seus efeitos devem ser estudado para a análise de estabilidade da estrutura e o seu correto dimensionamento.

Nesse trabalho, os pilares analisados são medianamente esbeltos ( $\lambda_1 < \lambda \leq 90$ ), assim podem ser considerados os efeitos de segunda ordem por processo aproximado como o método do pilar-padrão com curvatura aproximada.

O efeito da excentricidade sobre o confinamento depende da forma da seção transversal considerada para o pilar, pois afeta diretamente a distribuição de pressão lateral nas suas paredes laterais (Figura 28). Com a excentricidade são deslocadas as regiões comprimidas para próximo dos cantos e o efeito de confinamento torna-se ainda mais benéfico. A deformação última de falha de pilares excêntricos é superior se comparado com pilares concêntricos.

Figura 28 – Distribuição de pressão lateral em pilares submetidos à compressão centrada e excêntrica



Fonte: Cusson & Paultre (1995).

Devido à falta de um modelo satisfatório de tensão-deformação para pilares sob carga excêntrica, modelos desenvolvidos para pilares com cargas concêntricas têm sido amplamente usados. Em pilares confinados com PRF sob carga excêntrica, a tensão de confinamento lateral não é constante na seção transversal devido à variação de dilatação causada pelo gradiente de deformação.

El Maaddawy (2009) sugeriu que a curva tensão-deformação de um pilar carregado concentricamente pode ser usada para um pilar carregado excêntricamente, ajustando seu ponto final de falha conforme as seguintes equações:

$$f_{cu} = \frac{f_{cu,0} - f'_{c0}}{1 + \frac{e}{h}} + f'_{c0} \quad (33)$$

$$\varepsilon_{cu} = \frac{\varepsilon_{cu,0} - \varepsilon_{c0}}{1 + \frac{e}{h}} + \varepsilon_{c0} \quad (34)$$

Em que,  $f_{cu}$  é a resistência última à compressão do concreto;  $f_{cu,0}$  é a resistência última à compressão do concreto para excentricidade igual a 0;  $f'_{c0}$  é a resistência à compressão do concreto desconfinado;  $\varepsilon_{cu}$  é a deformação última à compressão do concreto;  $\varepsilon_{cu,0}$  é a deformação última à compressão do concreto para excentricidade igual a 0;  $\varepsilon_{c0}$  é a deformação à compressão do concreto desconfinado.

## 4.2 Ruptura da camisa

Carrazedo (2002) observou que a ruptura da camisa de PRF à tração se dá normalmente a uma tensão diferente da resistência à tração obtida nos ensaios de amostras do compósito. A tensão na camisa de PRF pode ser avaliada nos ensaios de pilares utilizando extensômetros orientados em sua direção, desde que seja conhecido o módulo de elasticidade do compósito a partir de ensaios de caracterização. No entanto, poucos trabalhos utilizando essa instrumentação na camisa são encontrados na literatura.

Na maioria dos trabalhos encontrados, a pressão lateral é calculada com base na resistência à tração do compósito em ensaios de caracterização, ou, de forma menos precisa, utilizando as propriedades das fibras fornecidas pelo fabricante. Os dados fornecidos pelos fabricantes normalmente se baseiam em resultados de ensaios de filamentos, que apresentam resultados bem superiores aos do compósito, pois não há influência dos vazios e da matriz de tensões existente.

De Lorenzis & Tepfers (2001) destacaram algumas variáveis responsáveis pela redução da resistência à tração da camisa de PRF em relação ao ensaio de caracterização:

- Processo de fissuração do concreto e a heterogeneidade das deformações podem causar concentração de tensões na camisa;
- Curvatura da camisa, especialmente em cantos de pequeno raio;
- Má qualidade de execução do encamisamento como desalinhamento das fibras e preparação inadequada da superfície;
- Em reforços que exigem numerosas camadas de PRF, as deformações medidas na face externa são menores que as observadas nas camadas inferiores levando a subestimar o valor da tensão na camisa.

A arquitetura dos tecidos empregados também tem influência na forma de ruptura da camisa. Karbhari & Gao (1997) comentam que, por causa da presença de fibras a 45° em

alguns de seus ensaios, o modo de ruptura não ocorreu pela ruptura à tração das fibras, mas sim pelo cisalhamento e rotação dos tecidos, causando a separação entre fibras de camadas adjacentes.

Logo, acredita-se que uma avaliação mais precisa da ruptura da camisa seja realizada com a utilização de critérios de ruptura específicos para a PRF, levando em consideração a interação de tensões e a arquitetura dos tecidos utilizados na camisa.

## 5 SIMULAÇÕES NUMÉRICAS

As simulações são realizadas por meio do método dos elementos finitos utilizando o programa ABAQUS/CAE. Para uma correta modelagem seguiu-se a sequência de rotina dentro do programa de: criação das partes, definição das propriedades dos materiais, união das partes, escolha da malha e dos elementos, definição do contato entre os materiais, colocação do carregamento e do tipo de apoio no pilar e, por fim, a análise dos resultados.

Nas simulações é utilizado o Método de Riks onde a solução é obtida com a determinação de um caminho de equilíbrio em um espaço definido pelas variáveis nodais e um parâmetro de carregamento. O tamanho do incremento é limitado movendo-se ao longo da linha tangente ao ponto corrente da solução e então procurando pelo equilíbrio no plano que passa através do ponto obtido e que é ortogonal à linha tangente.

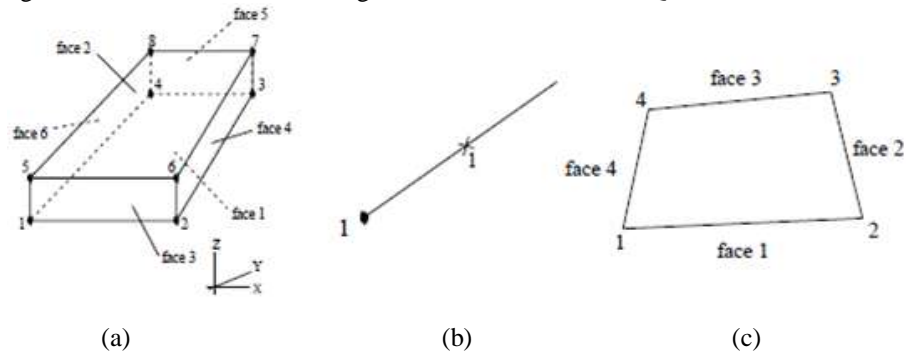
O Método de Riks usa a magnitude da carga como uma variável adicional, isto envolve simultaneamente carga e deslocamentos, aplicando o comprimento de arco ao longo do caminho estático de equilíbrio. A magnitude do carregamento é sempre proporcional quando se usa este método. A magnitude da carga, para cada passo do algoritmo, é então dada por:

$$P_{total} = P_0 + \lambda \cdot (P_{ref} - P_0) \quad (35)$$

Em que,  $P_0$  é a chamada “dead load”;  $P_{ref}$  é a carga de referência;  $\lambda$  é o fator de proporcionalidade da carga. Este fator é obtido como parte da solução e o ABAQUS imprime o corrente valor deste fator para cada incremento.

O concreto é modelado com elementos sólidos tridimensionais tipo C3D8 (Figura 29a), que possui oito nós e cada nó com três graus de liberdade translacionais. As armaduras são modeladas com elementos de treliça T3D2 (Figura 29b) que possuem dois nós, apresentando três graus de liberdade por nó, todos de translação. A camisa de PRFC é modelada com elementos de casca S4 (Figura 29c), para os quais são atribuídas orientações de material e propriedades elásticas isotrópicas. Estes elementos (S4) possuem quatro nós e seis graus de liberdade por nó (três translações e três rotações).

Figura 29 – Elementos de modelagem dos materiais no ABAQUS



Fonte: ABAQUS/CAE.

O contato entre os materiais é definido através da opção *Constraint (Embedded region* para o contato entre o concreto e o aço, e *Tie* para o contato entre o concreto e a camisa de fibra de carbono) que considera condições de total aderência entre os mesmos.

As simulações são desenvolvidas em três etapas: na primeira etapa é validado o modelo constitutivo CDP para a modelagem do concreto através da Coluna de Foure (Bratina *et al.*, 2004) e validada a modelagem da fibra de carbono comparando os resultados com os ensaios de Wu & Jiang (2013); na segunda são modelados numericamente os ensaios de Martins (2016), ampliando assim a pesquisa e comparando os valores obtidos; na terceira e última etapa são modelados pilares retangulares de concreto armado submetidos a compressão excêntrica, observando também o efeito da adoção de raios de arredondamento nos cantos.

## 5.1 Materiais

### 5.1.1 Concreto

O concreto apresenta um comportamento tensão-deformação não linear altamente influenciado pela microfissuração. Seu comportamento seguiu as formulações descritas no Capítulo 3 deste trabalho e os demais parâmetros necessários são expostos a seguir.

De acordo com CEB-FIP (1993), o comportamento tensão-deformação do concreto submetido a um carregamento de compressão uniaxial pode ser dividido em três domínios: o primeiro é o trecho linear; o segundo é uma parábola ascendente; e por fim uma parábola decendente (Figura 30). Esses domínios são descritos pelas seguintes equações:

$$\sigma_c^{(1)} = E_c \cdot \varepsilon_c \quad (36)$$

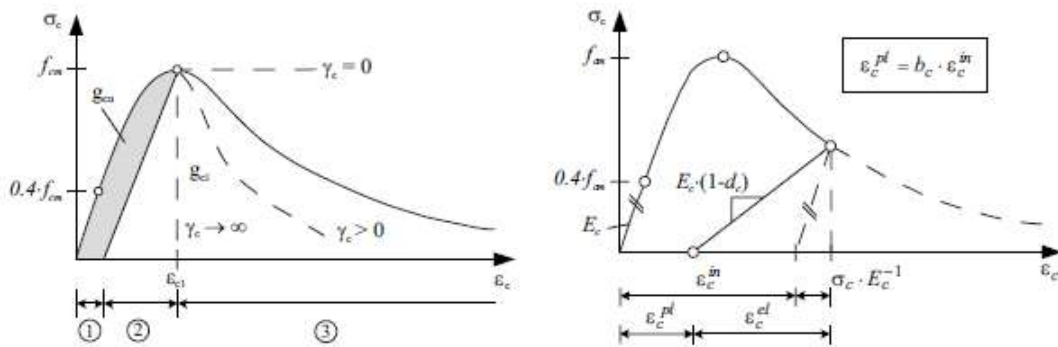


$$\sigma_c^{(2)} = \frac{E_{ci} \cdot \frac{\varepsilon_c}{f_{cm}} - \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^2}{1 + \left( E_{ci} \cdot \frac{\varepsilon_{c1}}{f_{cm}} - 2 \right) \cdot \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)} \cdot f_{cm} \quad (37)$$

$$\sigma_c^{(3)} = \frac{1}{\left( \frac{2 + \gamma_c \cdot f_{cm} \cdot \varepsilon_{c1}}{2 \cdot f_{cm}} - \gamma_c \cdot \varepsilon_c + \frac{\gamma_c \cdot \varepsilon_c^2}{2 \cdot \varepsilon_{c1}} \right)} \quad (38)$$

Em que, os índices (1), (2) e (3) correspondem a cada domínio da curva tensão-deformação na compressão (Figura 30);  $\varepsilon_c$  é a deformação de compressão;  $\varepsilon_{c1}$  é a deformação na tensão de compressão máxima;  $f_{cm}$  é o valor médio da resistência à compressão e corresponde ao pico da curva tensão-deformação na compressão;  $E_{ci}$  é o módulo de elasticidade tangente;  $\gamma_c$  é um fator de segurança para o concreto. O  $E_c$  na Equação (36) corresponde a uma tensão de  $0,4 \cdot f_{cm}$ .

Figura 30 – Relação tensão-deformação para compressão uniaxial



Fonte: Winkler & Strangenberg (2008).

O módulo de elasticidade tangente,  $E_{ci}$  (Equação 37), pode ser calculado por:

$$E_{ci} = \frac{2}{3E_c} \cdot \left( \frac{f_{cm}}{\varepsilon_{c1}} \right)^2 - \frac{4f_{cm}}{3\varepsilon_{c1}} + \frac{5}{3}E_c \quad (39)$$

O comportamento pós-pico depende de  $\gamma_c$ , que é dado por:

$$\gamma_c = \frac{\pi^2 \cdot f_{cm} \cdot \varepsilon_{cl}}{2 \cdot \left[ g_{cl} - \frac{f_{cm}}{2} \cdot \left( \varepsilon_{cl} \cdot (1 - b_c) + \frac{b_c \cdot f_{cm}}{E_c} \right) \right]^2} > 0 \quad (40)$$

Em que,  $g_{cl}$  é a relação entre a energia de fratura por unidade de área e o comprimento característico da peça simulada. Este último depende do tamanho da malha, do tipo de elemento finito e da direção da trinca.

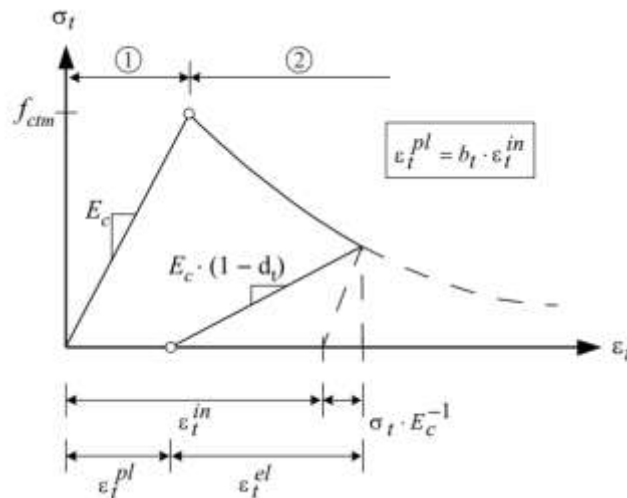
O comportamento tensão-deformação à tração do concreto, segundo Wang & Hsu (2001), pode ser expresso pelas seguintes equações:

$$\sigma_t^{(1)} = E_c \cdot \varepsilon_t \quad (41)$$

$$\sigma_t^{(2)} = f_{ctm} \cdot \left( \frac{\varepsilon_t^{pl}}{\varepsilon_t} \right)^{0,4} \quad (42)$$

Em que, os índices (1) e (2) correspondem aos trechos ascendente e descendente, respectivamente, da curva tensão-deformação na tração (Figura 31);  $f_{ctm}$  é o valor médio da resistência à tração do concreto e corresponde ao início do faturamento;  $\varepsilon_t$  é a deformação na tração.

Figura 31 – Relação tensão-deformação para tração uniaxial



Fonte: Winkler & Strangenberg (2008).

Em que,  $\sigma_c$  e  $\sigma_t$  são as tensões de compressão e tração, respectivamente;  $\varepsilon_c^{pl}$  e  $\varepsilon_t^{pl}$  são as deformações plásticas à compressão e à tração, respectivamente;  $b_c$  e  $b_t$  são

parâmetros de dano a compressão e a tração, respectivamente. Estes parâmetros consistem na razão entre a deformação plástica e a inelástica, ou seja:

$$b_c = \frac{\varepsilon_c^{pl}}{\varepsilon_c} \quad (43)$$

$$b_t = \frac{\varepsilon_t^{pl}}{\varepsilon_t} \quad (44)$$

O coeficiente de Poisson utilizado é 0,2. O módulo de elasticidade secante ( $E_{cs}$ ) é calculado de acordo com a NBR 6118:2014 e a resistência média à compressão ( $f_{cm}$ ) de acordo com a NBR 12655:2006, cujas respectivas expressões são:

$$E_{cs} = \alpha_E \cdot \alpha_I \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (45)$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 1,65 \cdot S_d \quad (46)$$

Em que,  $\alpha_E = 1,2$  para basalto e diabásio;  $\alpha_E = 1,0$  para granito e gnaisse;  $\alpha_E = 0,9$  para calcário;  $\alpha_E = 0,7$  para arenito. O parâmetro  $\alpha_I$  é definido por:

$$\alpha_I = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (47)$$

Em que,  $f_{ck}$  é a resistência característica à compressão do concreto,  $S_d$  é o desvio padrão do lote para  $n-1$  resultados, cujo valor adotado é 4,85 MPa.

Ahmed (2014) argumenta que no modelo constitutivo do concreto são assumidos tanto a parte elástica linear como a parte plástica não linear por meio dos estados inelásticos, isso é adotado por causa da baixa deformabilidade do material nesses dois estados.

Como já dito anteriormente, a modelagem do concreto é feita pela opção CDP, onde são colocados como dados de entrada do material: o módulo de elasticidade, o coeficiente de Poisson, as tensões, as deformações e os danos.

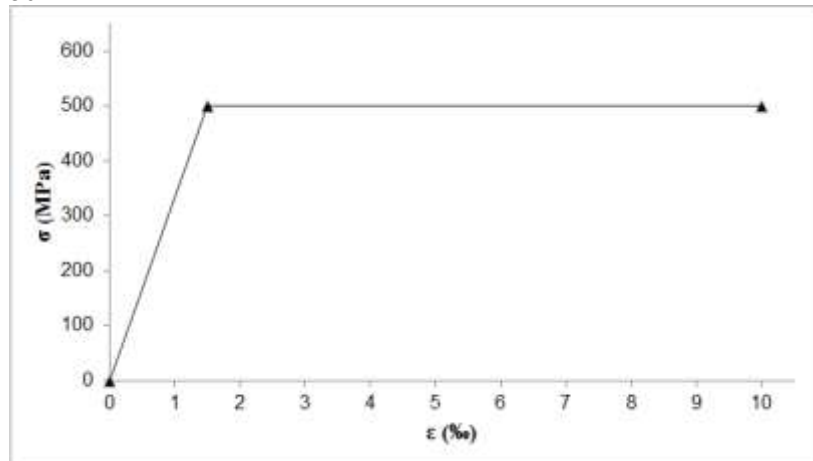
### 5.1.2 Aço

Com relação ao aço, o seu limite de escoamento pode ser usado como guia para estruturas que operam em condições de carregamento estático. As propriedades do aço podem variar de acordo com sua composição química e teor de carbono. Este material apresenta um comportamento dúctil com regimes de deformação elástica e plástica.

O aço tem comportamento elástico linear quando a sua rigidez se mantém constante em baixas tensões através do seu módulo de elasticidade. Na plasticidade, ou seja, no comportamento não elástico do aço, ocorrem deformações crescentes sem variação de tensão (patamar de escoamento). O valor constante dessa tensão é a mais importante característica dos aços estruturais e é denominada resistência ao escoamento. O valor máximo da tensão antes da ruptura é denominado resistência à ruptura do material.

O aço estrutural apresenta o valor de 200 GPa para o módulo de elasticidade e de 0,3 para o coeficiente de Poisson. A Figura 32 representa o comportamento tensão-deformação idealizado considerado na modelagem.

Figura 32 – Comportamento tensão-deformação idealizado para o aço CA-50



Fonte: O autor.

### 5.1.3 Camisa de PRFC

O comportamento das camisas de polímeros reforçados com fibras de carbono (PRFC) é elástico isotrópico. Conforme Obaidat *et al.* (2010), o uso de propriedades isotrópicas ou ortotrópicas para a camisa de fibras de carbono geram resultados próximos, podendo-se adotar qualquer uma dessas propriedades nas modelagens. As propriedades elásticas adotadas representam uma camada do compósito (fibras + resina + vazios) com 0,165 mm de espessura.

Na colocação da fibra é fundamental a escolha da orientação correta a fim de se obter melhores resultados de capacidade resistente e de confinamento nos pilares encamisados. A camisa de PRFC é colocada envolta no pilar, ou seja, em todo o comprimento de suas faces laterais, como espécie de manta. Neste trabalho, as fibras são consideradas

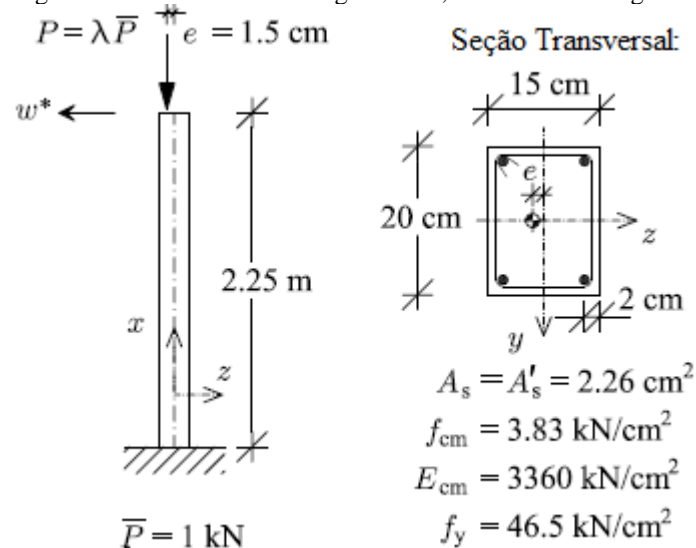
apenas a  $0^\circ$  (perpendicular à aplicação da carga), fato que não faz diferença neste trabalho pela fibra ter sido caracterizada como material isotrópico.

## 5.2 Coluna de Foure

A Coluna de Foure é o exemplo numérico escolhido para a validação do CDP e assim o seu uso adequado na adoção da não linearidade física. Este exemplo consiste em um pilar de concreto armado submetido à compressão excêntrica (Figura 33), cujos dados estão disponíveis através de ensaios documentados por Espion (1993) e complementados por Bratina *et al.* (2004).

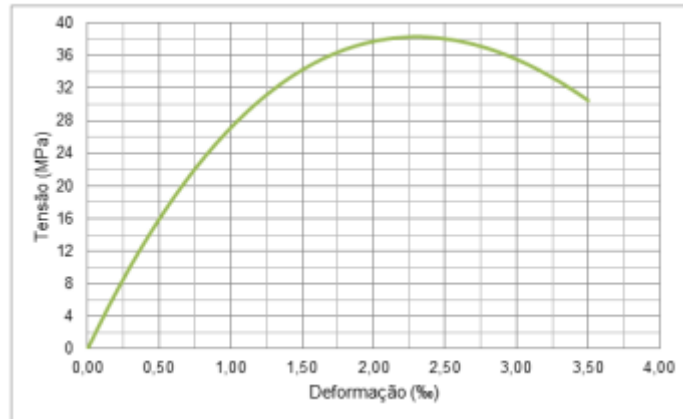
A Figura 34 descreve o comportamento tensão-deformação do concreto submetido a compressão gerado pelo autor com os valores encontrados em Bratina *et al.* (2004). O comportamento de tração do concreto é descrito com uma tensão máxima de 3,41 MPa.

Figura 33 – Coluna de Foure: geometria, materiais e carregamento



Fonte: Bratina *et al.* (2004).

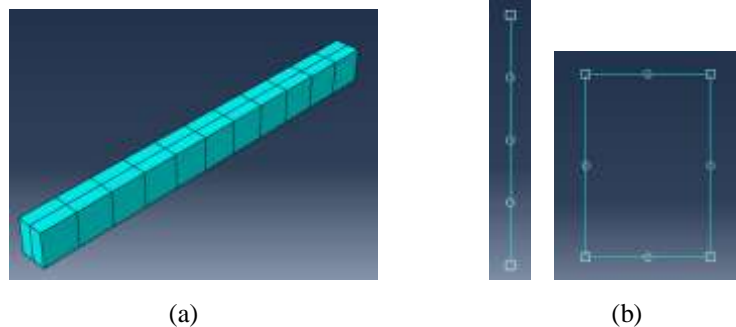
Figura 34 – Comportamento tensão-deformação à compressão uniaxial do concreto da Coluna de Foure



Fonte: O autor.

O modelo numérico totaliza 22 elementos sólidos C3D8 no concreto (Figura 35a), oito elementos T3D2 no estribo e quatro elementos T3D2 nas barras longitudinais (Figura 35b). O elemento T3D2 é usado somente para transmitir forças axiais e, conseqüentemente, admite carregamentos apenas ao longo do eixo do elemento, visto que não possui rigidez para resistir solicitações perpendiculares ao seu eixo.

Figura 35 – Malhas de elementos finitos dos materiais que formam a Coluna de Foure



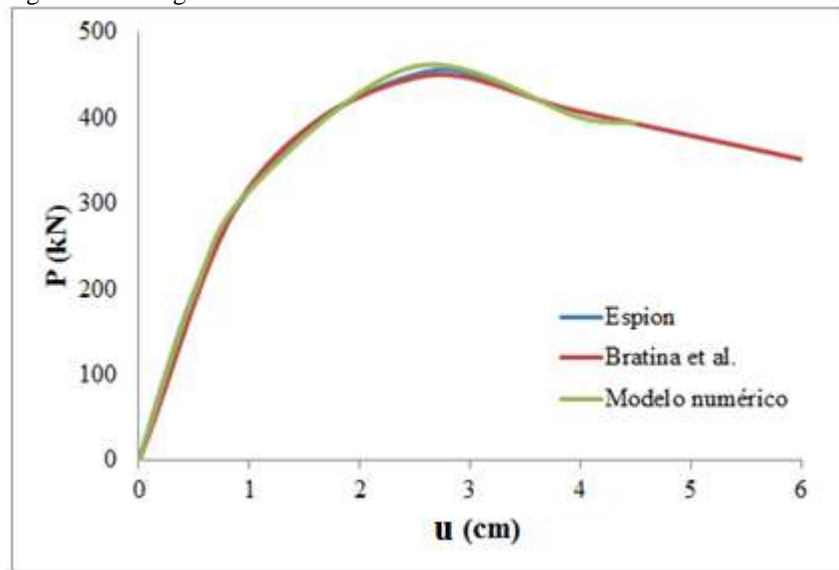
Fonte: O autor.

A Figura 36 mostra o gráfico de carga resistente-deslocamento. Como claramente observado, o modelo numérico concordou bem com os resultados experimentais obtidos por Espion (1993) e os numéricos obtidos por Bratina *et al.* (2004), que usou apenas dois elementos finitos com quatro graus polinomiais e cinco pontos de integração ao longo do eixo do elemento.

Espion (1993) em seus ensaios encontrou como carga máxima 454 kN para a Coluna de Foure. Bratina *et al.* (2004) em sua modelagem encontrou uma carga máxima de

447 kN. O modelo numérico deste trabalho encontrou uma carga máxima de 461 kN, uma diferença de 1,5% e 3,1%, respectivamente.

Figura 36 – Carga resistente-deslocamento da Coluna de Foure



Fonte: O autor.

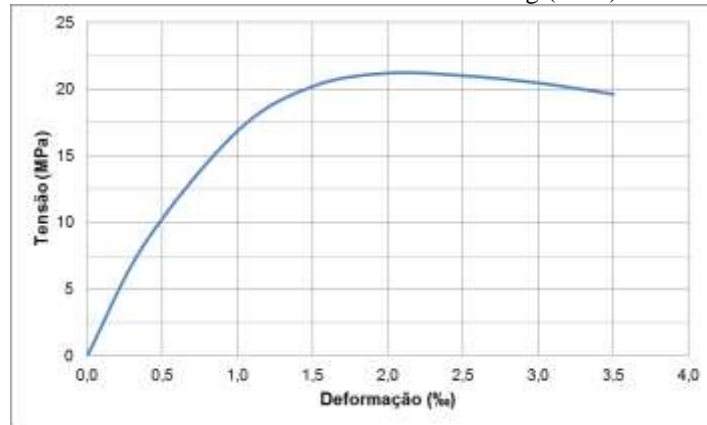
### 5.3 Modelos de Wu & Jiang

Wu & Jiang (2013) estudaram o efeito do carregamento excêntrico em pilares de concreto. Para tal, escolheu corpos de prova de 15 cm de diâmetro e 30 cm de altura, variando o número de camadas de fibra de carbono (de 0 a 2 camadas) e também o valor adotado de excentricidade (de 0 a 5 cm). O objetivo do trabalho de Wu & Jiang (2013) era analisar os modelos teóricos de confinamento para carga excêntrica.

A fibra de carbono é modelada considerando os dados fornecidos por Wu & Jiang (2013): módulo de elasticidade de 230 GPa, coeficiente de Poisson de 0,32, deformação última de 1,48 e tensão máxima de tração de 3400 MPa.

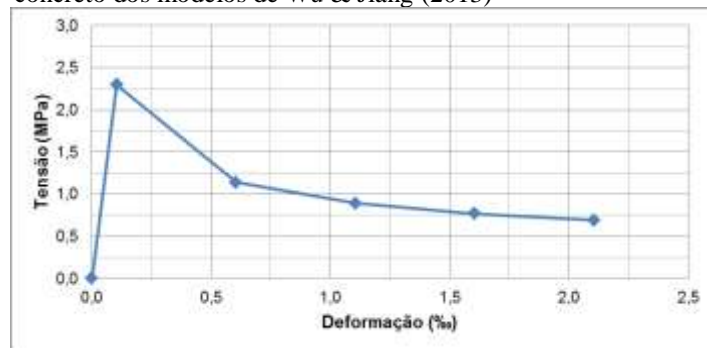
A Figura 37 descreve o comportamento tensão-deformação do concreto submetido a compressão gerado a partir dos dados encontrados no trabalho destes autores. Enquanto que a Figura 38 descreve o comportamento tensão-deformação do concreto submetido a tração.

Figura 37 – Comportamento tensão-deformação à compressão uniaxial do concreto dos modelos de Wu & Jiang (2013)



Fonte: O autor.

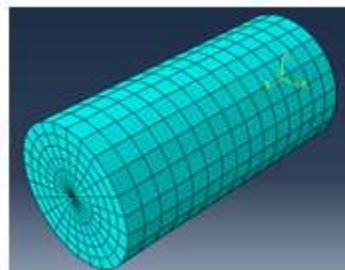
Figura 38 – Comportamento tensão-deformação à tração do concreto dos modelos de Wu & Jiang (2013)



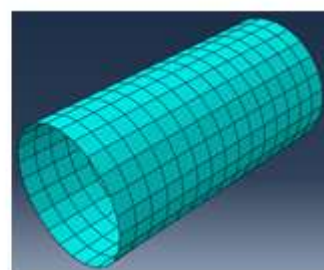
Fonte: O autor.

O concreto é modelado com 1800 elementos sólidos tridimensionais tipo C3D8 (Figura 39a) e a camisa de PRFC é modelada com 360 elementos de casca S4 (Figura 39b), para as quais são atribuídas orientações de material e propriedades elásticas isotrópicas.

Figura 39 – Malhas dos materiais dos corpos de prova de Wu & Jiang (2013)



(a)



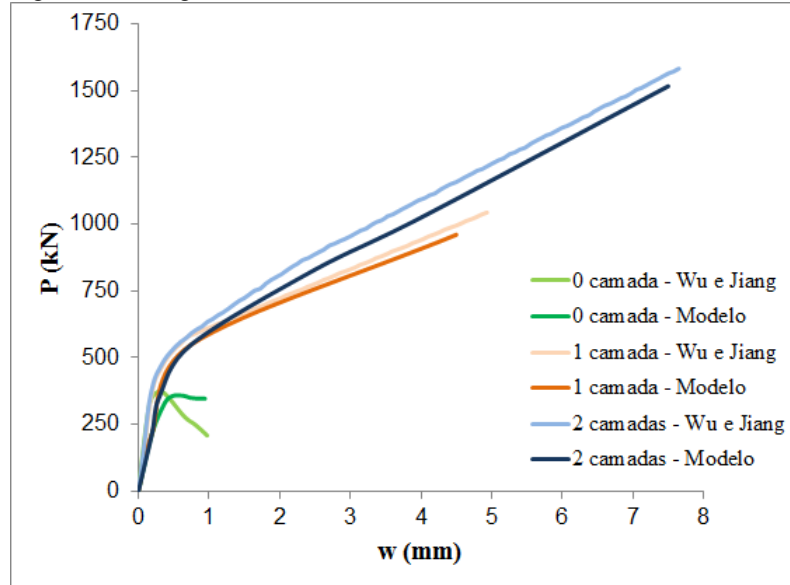
(b)

Fonte: O autor.



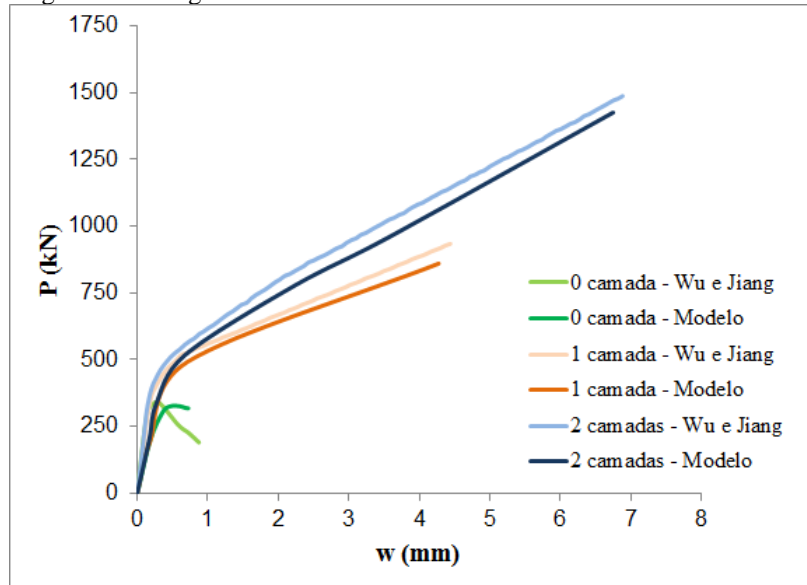
São modelados os corpos de prova com 0, 1 e 2 camadas de reforço de fibra de carbono, variando também a excentricidade de 0 a 2 cm. Os resultados dos modelos numéricos apresentam valores próximos dos resultados de referência (Figuras 40, 41 e 42).

Figura 40 – Carga resistente-deslocamento axial com  $e = 0$  cm

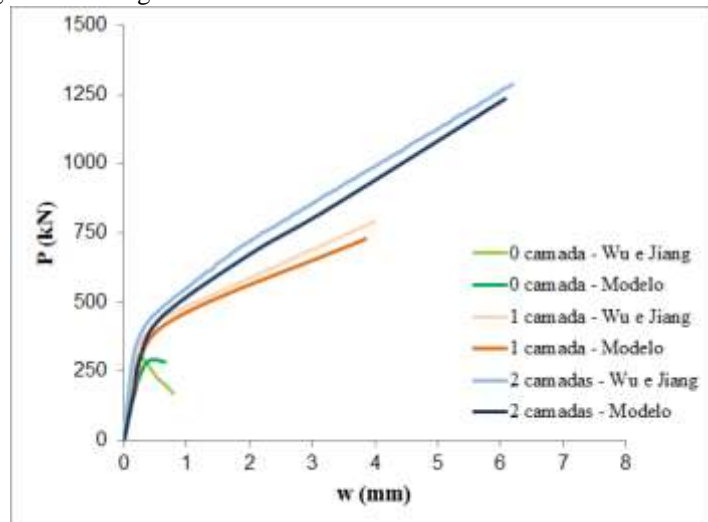


Fonte: O autor.

Figura 41 – Carga resistente-deslocamento axial com  $e = 1$  cm



Fonte: O autor.

Figura 42 – Carga resistente-deslocamento axial com  $e = 2$  cm

Fonte: O autor.

Observa-se, também, que o reforço de fibra de carbono propicia o aumento da carga resistente do pilar, além de um maior deslocamento até a sua ruptura. A excentricidade, pelo contrário, diminui o carregamento suportado. Porém, é observado que o pilar reforçado trabalha bem quando sujeito a compressão excêntrica, gerando, por exemplo, um aumento de 178,3% na carga resistente com 1 camada de fibra e 334,1% com 2 camadas quando comparado com o pilar sem reforço para uma excentricidade de 1 cm.

De acordo com a rotina de cálculo do modelo teórico (cálculo da pressão lateral de acordo com a seção transversal circular, cálculo da pressão de confinamento e cálculo da carga máxima resistente do pilar), observam-se as Tabelas 3, 4 e 5 que comparam os valores encontrados por Wu & Jiang (2013) e os valores do modelo numérico e do modelo teórico obtidos no presente trabalho.

Para cada modelo em questão, Wu & Jiang (2013) modelaram dois corpos de prova. Os modelos numérico e teórico desenvolvidos neste trabalho foram comparados com a média dos valores encontrados por Wu & Jiang (2013).

Tabela 3 – Comparativo da carga máxima encontrada sem camada de PRFC

	Sem camada de PRFC					
	Excentricidade 0 cm		Excentricidade 1 cm		Excentricidade 2 cm	
	Carga (kN)	Carga Ref. (kN)	Carga (kN)	Carga Ref. (kN)	Carga (kN)	Carga Ref. (kN)
WuJiang (2013)	370,8	<b>375,3</b>	337,8	<b>334,35</b>	300,9	<b>296,4</b>
	379,8	<b>Dif (%)</b>	330,9	<b>Dif (%)</b>	291,9	<b>Dif (%)</b>
Mod. Numérico	<b>356,3</b>	<b>-5,06</b>	<b>322,2</b>	<b>-3,63</b>	<b>284,0</b>	<b>-4,18</b>
Mod. Teórico	<b>374,6</b>	<b>-0,18</b>	<b>330,5</b>	<b>-1,14</b>	<b>295,7</b>	<b>-0,22</b>

Fonte: O autor.

Tabela 4 – Comparativo da carga máxima encontrada com 1 camada de PRFC

	1 camada de PRFC					
	Excentricidade 0 cm		Excentricidade 1 cm		Excentricidade 2 cm	
	Carga (kN)	Carga Ref. (kN)	Carga (kN)	Carga Ref. (kN)	Carga (kN)	Carga Ref. (kN)
WuJiang (2013)	1048,6	<b>1008,65</b>	938,7	<b>909,7</b>	850,7	<b>795,2</b>
	968,7	<b>Dif (%)</b>	880,7	<b>Dif (%)</b>	739,7	<b>Dif (%)</b>
Mod. Numérico	<b>961,9</b>	<b>-4,63</b>	<b>869,2</b>	<b>-4,45</b>	<b>781,1</b>	<b>-1,77</b>
Mod. Teórico	<b>972,7</b>	<b>-3,56</b>	<b>858,3</b>	<b>-5,65</b>	<b>767,9</b>	<b>-3,43</b>

Fonte: O autor.

Tabela 5 – Comparativo da carga máxima encontrada com 2 camadas de PRFC

	2 camadas de PRFC					
	Excentricidade 0 cm		Excentricidade 1 cm		Excentricidade 2 cm	
	Carga (kN)	Carga Ref. (kN)	Carga (kN)	Carga Ref. (kN)	Carga (kN)	Carga Ref. (kN)
WuJiang (2013)	1557,5	<b>1577,5</b>	1463,5	<b>1449,0</b>	1267,6	<b>1308,6</b>
	1597,5	<b>Dif (%)</b>	1434,5	<b>Dif (%)</b>	1349,5	<b>Dif (%)</b>
Mod. Numérico	<b>1517,3</b>	<b>-3,82</b>	<b>1402,1</b>	<b>-3,24</b>	<b>1211,3</b>	<b>-7,43</b>
Mod. Teórico	<b>1531,7</b>	<b>-2,90</b>	<b>1356,2</b>	<b>-6,40</b>	<b>1243,1</b>	<b>-5,00</b>

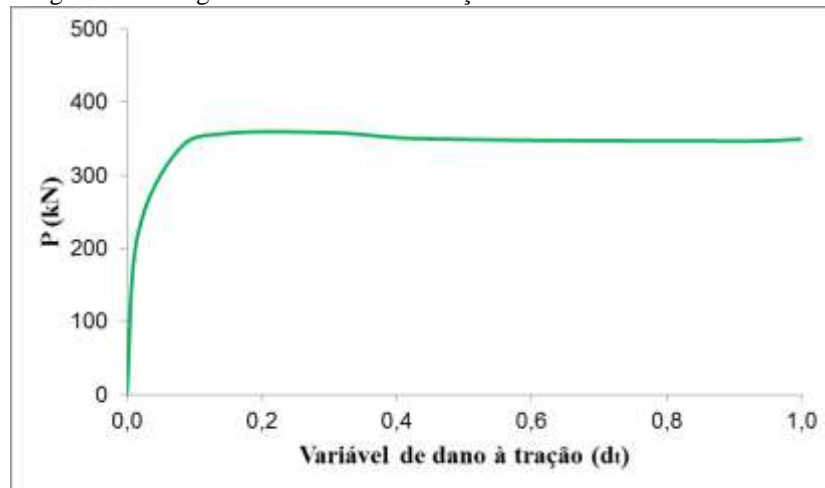
Fonte: O autor.

Os resultados apontam para valores próximos dos de referência, tanto o modelo numérico quanto o teórico. O máximo valor de erro encontrado foi de 7,43% no modelo numérico e 6,40% no modelo teórico.

Observa-se, também, que os valores encontrados são todos menores que os de referência. Isso pode ser explicado por algumas diferentes considerações nas modelagens, como o modelo constitutivo adotado, características dos materiais, refinamento da malha, entre outras.

A curva da carga resistente em função do dano à tração do corpo de prova sem reforço é apresentada na Figura 43. Segundo Sarturi (2014) quando os parâmetros de dano atingem valores próximos de 0,9 é caracterizada a falha do material. Teoricamente, a falha deve ocorrer quando esse parâmetro for igual a 1,0, entretanto, em valores próximos deste limite ocorrem dificuldades de convergência numérica, muitas vezes impossibilitando a continuação das simulações. Neste trabalho, considerou-se que a ruptura do concreto ocorre quando o valor for igual a 1,0, ou quando atingir valores bem próximos, como por exemplo entre 0,95 a 0,99, ou quando no incremento seguinte o valor do dano for superior a 1,0, ou quando houve aborto nas simulações.

Figura 43 – Carga resistente x dano à tração



Fonte: O autor.

No caso referido acima, enquanto o dano à tração era 1,0, o dano à compressão era cerca de 0,48, mostrando que o pilar rompeu a tração. Quando ocorre o encamisamento por PRFC, é observado nos modelos que quando o dano à tração aproxima-se de 1,0 a fibra de carbono trabalha resistindo à tração e provocando uma reta ascendente no gráfico da carga resistente x deformação.

#### 5.4 Modelos de Martins

Com o intuito de quantificar o ganho de resistência, Martins (2016) ensaiou 22 corpos de prova, sendo 20 de seção transversal circular e dois de seção transversal quadrada com raio de arredondamento.

Os corpos de prova circulares possuem 10 cm de diâmetro e altura de 20 cm (Figura 44a). Já os corpos quadrados têm 15 cm de lado na seção transversal, 50 cm de altura e com 1 cm de raio de arredondamento (Figura 44b). Estes corpos de prova foram elaborados e ensaiados no Laboratório de Materiais de Construção Civil da Universidade Federal do Ceará (UFC).

Dos 20 corpos de prova de seção circular, oito foram ensaiados sem reforço e os demais foram divididos em grupos de três corpos de prova, onde receberam uma, duas, três e quatro camadas. Estes corpos são modelados numericamente a fim de simular o ensaio de compressão axial, buscando-se comparar os resultados encontrados com os dados obtidos experimentalmente.

Figura 44 – Corpos de prova de Martins



(a)

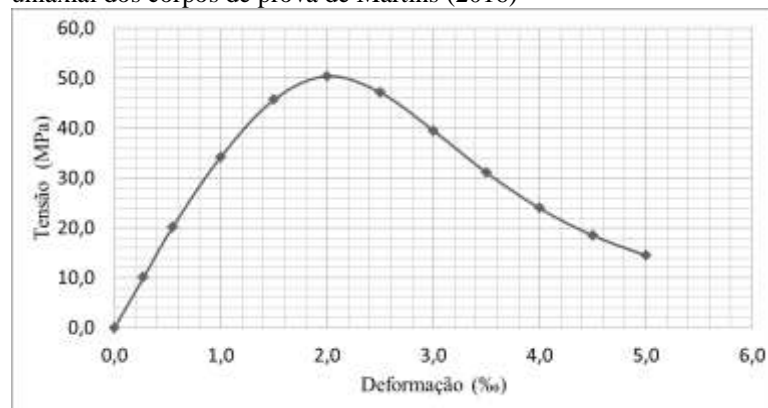
(b)

Fonte: Martins (2016).

Os corpos de prova de concreto foram feitos com um traço para resistência à compressão de 30 MPa, porém os ensaios foram realizados aos 146 dias, quando a resistência à compressão média de 5 corpos de prova registrou 50,42 MPa.

Observa-se na Figura 45 o comportamento tensão-deformação do concreto submetido a um carregamento de compressão uniaxial formulado de acordo com CEB-FIP (1993) para caracterização do material (Equações 36, 37 e 38).

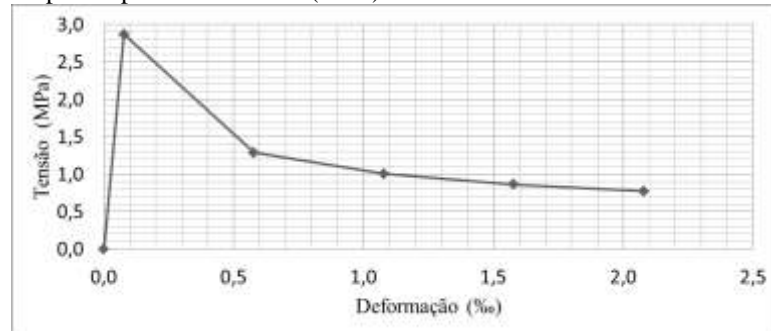
Figura 45 – Comportamento tensão-deformação à compressão uniaxial dos corpos de prova de Martins (2016)



Fonte: O autor.

A descrição do comportamento tensão-deformação à tração uniaxial é obtida com a máxima tração calculada linearmente e posterior curva descendente (Equações 41 e 42), segundo a formulação de Wang & Hsu (2001). A Figura 46 representa esse comportamento.

Figura 46 – Comportamento tensão-deformação à tração uniaxial dos corpos de prova de Martins (2016)



Fonte: O autor.

A fibra utilizada nos ensaios é a fibra de carbono em forma de tecido, denominada Viapol Carbon CFW 300 (Figura 47). É uma manta para reforço estrutural com direção única de seus filamentos. A aplicação é feita com resinas e moldada *in loco*.

Figura 47 – Tecido da Viapol Carbon CFW 300



Fonte: Martins (2016).

Tabela 6 - Características técnicas Viapol Carbon CFW 300

Característica	Especificação	Unidade
Gramatura	300	g/m <sup>2</sup>
Espessura da manta	0,166	mm
Resistência máxima de tração	4900	MPa
Módulo de elasticidade	230	GPa
Alongamento na ruptura	2,1	%

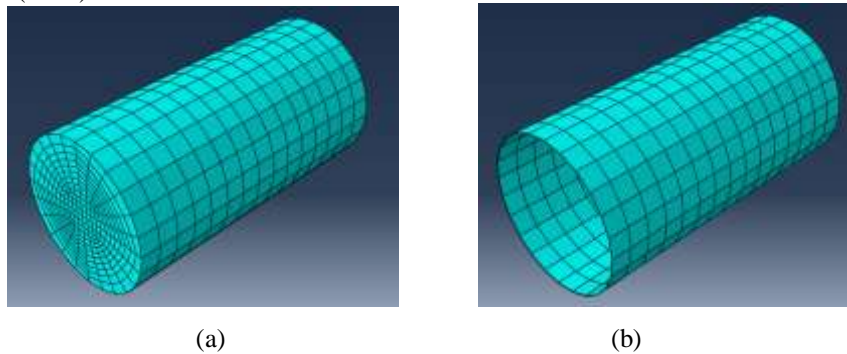
Fonte: Ficha técnica Viapol.

A aplicação do reforço nos corpos de prova foi executada na empresa Módulo Engenharia, especializada em recuperação e reforço estrutural, sendo fundamental para garantir mais eficiência e confiabilidade no reforço. O comportamento do tecido da Viapol

Carbon CFW 300 é descrito por propriedades elásticas isotrópicas e estão descritas na Tabela 6.

O concreto é modelado com 3780 elementos sólidos C3D8 (Figura 48a) e a camisa de PRFC com 720 elementos de casca S4 (Figura 48b). Os resultados da análise para estes corpos de prova são mostrados na Tabela 7.

Figura 48 – Malha dos materiais que formam os corpos de prova de Martins (2016)



Fonte: O autor.

Observa-se que a resistência dos corpos de prova aumenta (Tabela 7) com o encamisamento com PRFC. O aumento da força resistente é de 20,2% para uma camada de reforço de PRFC, de 75,9% para duas camadas, 23,5% para três camadas, chegando a 82,8% com a aplicação de quatro camadas de fibra de carbono, em relação aos corpos de prova de concreto simples. Além disso, os resultados numéricos estão bem próximos dos experimentais, com diferenças inferiores a 5,5%. A diferença encontrada pode ser explicada pela falta de alguns dados para a modelagem numérica perfeita.

Tabela 7 - Valores de carga máximas dos corpos de prova

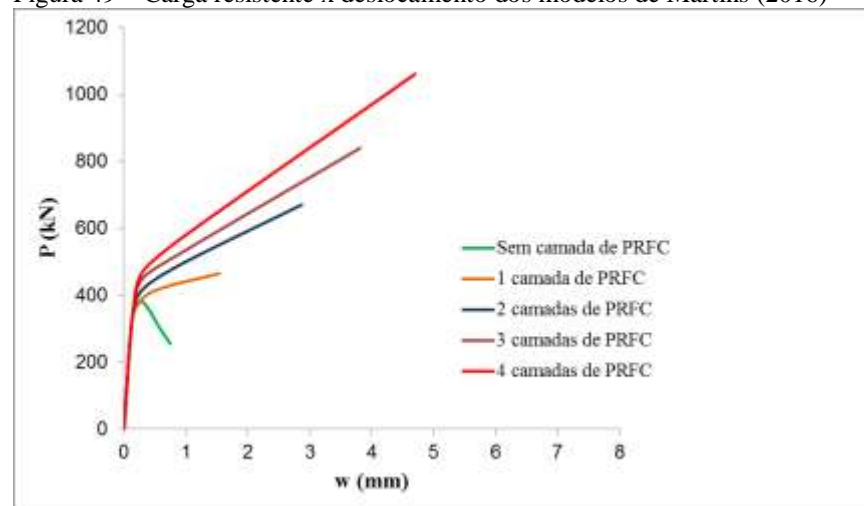
Grandeza	CP <sub>c0</sub>	CP <sub>c1</sub>	CP <sub>c2</sub>	CP <sub>c3</sub>	CP <sub>c4</sub>
1. Martins (2016)	396,0 kN	475,9 kN	696,6 kN	884,9 kN	1120,0 kN
2. Mod. Numérico	381,0 kN	465,1 kN	670,3 kN	839,7 kN	1061,1 kN
3. Mod. Teórico	396,0 kN	509,4 kN	684,9 kN	784,1 kN	869,7 kN
Diferença entre 2 e 1	-3,7%	-2,3%	-3,8%	-5,1%	-5,2%
Diferença entre 3 e 1	0,0%	7,0%	-1,7%	-11,4%	-22,3%

Fonte: O autor.

Conforme Martins (2016), a diferença encontrada com os valores teóricos (Equação 31) explica-se devido estes modelos são empíricos baseados em resultados de ensaios experimentais, onde ocorre variação de material, condições de trabalho, entre outros fatores. Assim, como também, o valor de carga máxima utilizado é uma média dos corpos de prova ensaiados. Em ambos os modelos (teórico e numérico), as maiores diferenças ocorrem para o maior número de camadas de fibras, sendo maiores para a expressão teórica, entre 11% e 22,5%.

Ao analisar o gráfico da Figura 49, atenta-se que, para o mesmo valor encontrado no deslocamento axial, a carga resistente aumenta com o acréscimo no número de camadas. Por ter uma excelente resistência à tração, o reforço de fibra de carbono gera uma pressão lateral, restringindo a expansão lateral do concreto, retardando a ruptura e aumentando à resistência do pilar, assim como também, aumentando a sua deformação última.

Figura 49 – Carga resistente x deslocamento dos modelos de Martins (2016)



Fonte: O autor.

Em análise de cunho qualitativo, pode-se verificar o modo de falha dos espécimes ensaiados experimentalmente por Martins (2016) e compará-lo à simulação realizada neste trabalho (Figuras 50 e 51).

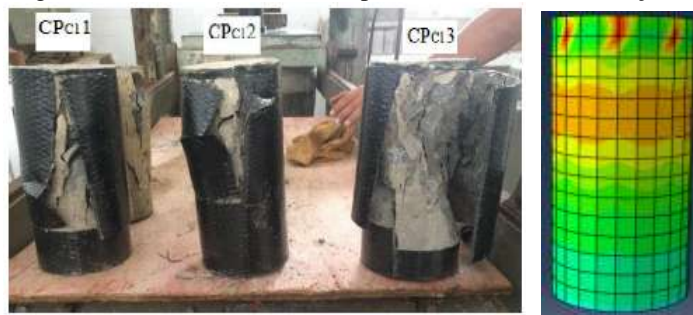


Figura 50 – Modo de falha do espécime circular sem reforço



Fonte: O autor.

Figura 51 – Modo de falha do espécime circular com reforço



Fonte: O autor.

As cores quentes (vermelho, laranja e amarelo) mostram onde o dano é maior e causa a ruptura do corpo de prova. Nos pilares sem reforço, esta zona de dano é maior na parte central (Figura 50); já no caso dos pilares com reforço de PRFC esta zona é maior na parte superior da peça, com rachaduras na parte superior do corpo de prova (Figura 51), provocando a ruptura numa “espécie de explosão” com o rompimento da fibra de carbono.

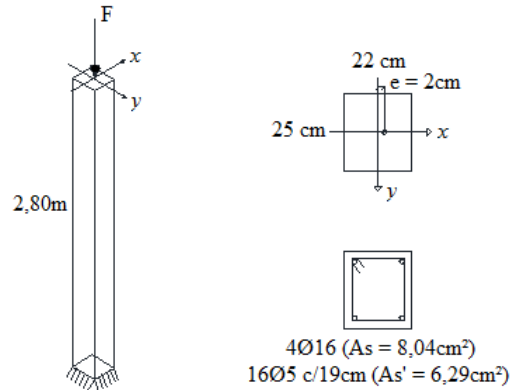
## 5.5 Modelos principais

A escolha da seção transversal e da altura do pilar modelado segue as Equações (1), (2), (3) e (4) a fim de que este pilar seja considerado medianamente esbelto. Para o dimensionamento de suas armaduras, são considerados os efeitos de 2ª ordem pelo método do Pilar Padrão e calculadas conforme a NBR 6118:2014. As armaduras longitudinais são dispostas em 4 barras nos cantos do pilar e as armaduras transversais espaçadas a cada 19 cm ao longo da altura do pilar.

O pilar modelado tem como condição de apoio uma extremidade engastada (vínculo de 3º gênero) e outra livre, com seção transversal retangular (Figura 52). Este é

carregado com uma carga concentrada excêntrica ( $e = 2\text{cm}$ ) aplicada na extremidade livre dos mesmos, portanto submetidos à flexo-compressão.

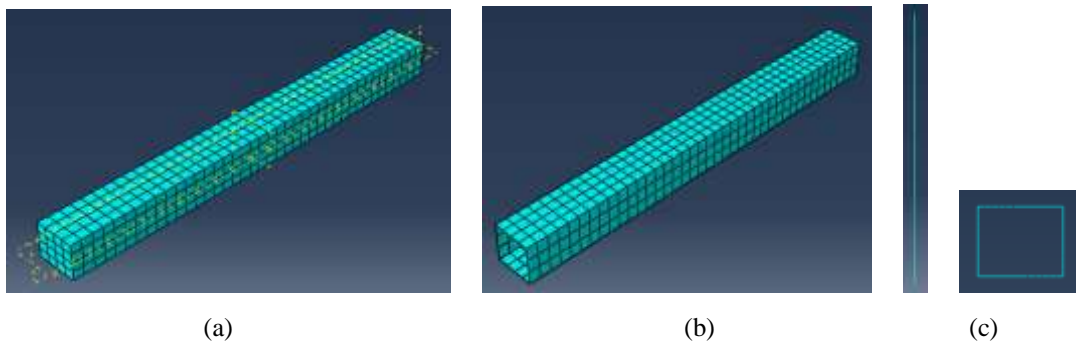
Figura 52 – Representação do pilar e suas condições



Fonte: O autor.

O concreto apresenta  $f_{ck} = 20\text{ MPa}$ ,  $f_{cm} = 28\text{ MPa}$ ,  $E = 21,29\text{ GPa}$  e é modelado com 640 elementos sólidos C3D8 (Figura 53a), a camisa de PRFC é modelada com 600 elementos de casca S4 (Figura 53b), a armadura longitudinal com 20 elementos de treliça T3D2 e os estribos com 44 elementos T3D2 (Figura 53c). O contato entre o concreto e o aço é definido pela opção *Constraint - Embedded region* e o contato entre o concreto e a camisa de PRFC pela opção *Constraint - Tie*.

Figura 53 – Malha dos materiais que formam o pilar de concreto armado reforçado com PRFC

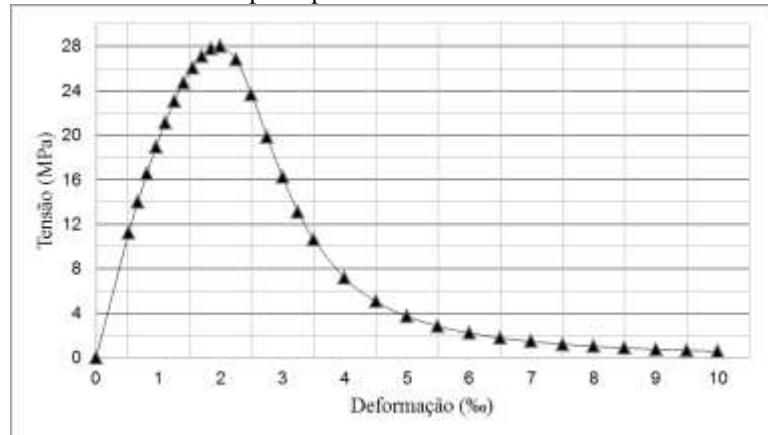


Fonte: O autor.

A descrição do comportamento tensão-deformação à compressão uniaxial (Figura 54) é obtida através das equações de CEB-FIP (1993). A modelagem do comportamento do concreto à tração uniaxial pode ser descrita por deformação, por deslocamento ou por energia

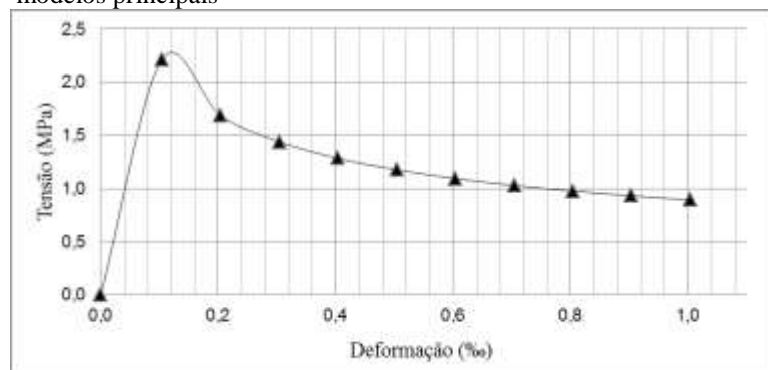
de fratura, no software ABAQUS. Neste modelo, o comportamento à tração uniaxial do concreto é representado pela curva tensão-deformação (Figura 55).

Figura 54 – Comportamento tensão-deformação à compressão uniaxial dos modelos principais



Fonte: O autor.

Figura 55 – Comportamento tensão-deformação à tração uniaxial dos modelos principais



Fonte: O autor.

O comportamento das armaduras, tanto longitudinal quanto transversal, é descrito conforme a Figura 32. Para a camisa de fibra de carbono são atribuídas propriedades elásticas isotrópicas de acordo com a ficha técnica da Viapol, os valores adotados podem ser encontrados na Tabela 8.

Analisando os resultados (Tabela 8), observa-se que a resistência é aumentada pela colocação da armadura e pelo seu encamisamento com PRFC. O aumento da força resistente com a colocação da armadura é de 35,07% em relação aos pilares de concreto simples. Com o encamisamento de PRFC esse aumento sobe para 45,01% em relação aos pilares de concreto simples e 7,36% em relação aos pilares de concreto armado.

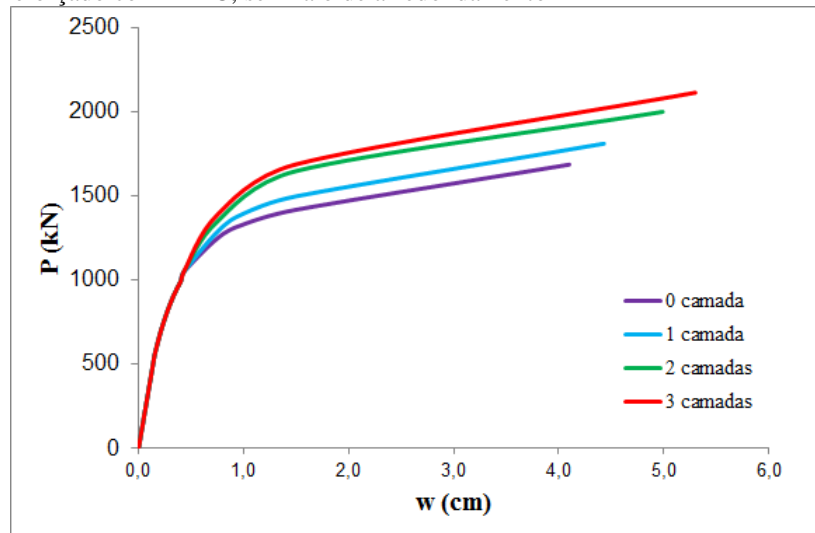
Tabela 8 - Valores encontrados na comparação entre os modelos

Grandeza	Conc. Simples	Conc. Armado	Conc. Armado + PRFC
Carga Máxima	1249,90 kN	1688,21 kN	1812,54 kN

Fonte: O autor.

O pilar de concreto armado também é analisado variando-se o número de camadas de reforço, no caso, de 0 a 3 camadas. Os resultados destas análises são mostrados na Figura 56, que relaciona força-deslocamento.

Figura 56 – Carga resistente x deslocamento em pilar de concreto armado reforçado com PRFC, sem raio de arredondamento



Fonte: O autor.

Ao analisar o gráfico, atenta-se que com o maior número de camadas de PRFC há o aumento da carga resistente, porém essa análise deve ser realizada junto ao custo de aplicação dessa técnica, pois se busca encontrar a área ótima de fibra de carbono em função do acréscimo de carga, desejando obter a redução do custo do reforço ao adotar essa técnica, ou seja, é necessário analisar o custo-benefício comparando com os demais casos.

Outro ponto importante a se observar é que devido a forma geométrica da seção retangular, a eficiência do reforço de fibra de carbono neste caso diminui para 33% se comparado com uma seção circular, diminuindo assim o confinamento. Nas seções retangulares ocorre o acúmulo de tensões nos cantos dos pilares provocando a falha da estrutura.

Na Tabela 9, observa-se o comparativo entre os modelos numérico e teórico de carga resistente máxima encontrada nos pilares de concreto armado variando o número de camadas de 0 a 3, porém sem considerar nenhum dos resultados como valor exato, apenas calculando a diferença entre os modelos.

Tabela 9 – Comparativo de cargas máximas entre os modelos numérico e teórico

Grandeza	PA <sub>c0</sub>	PA <sub>c1</sub>	PA <sub>c2</sub>	PA <sub>c3</sub>
Mod. Numérico	1688,2 kN	1812,5 kN	2002,1 kN	2116,3 kN
Mod. Teórico	1746,8 kN	1866,3 kN	1977,8 kN	2082,5 kN
Diferença	3,5%	3,0%	-1,2%	-1,6%

Fonte: O autor.

Os valores obtidos numericamente estão praticamente iguais aos valores encontrados no modelo teórico, proporcionando assim uma confiabilidade na modelagem. Isto ocorre devido a um maior refinamento da malha de elementos finitos dos materiais que formam os pilares de concreto armado, como pode ser observado na Figura 53.

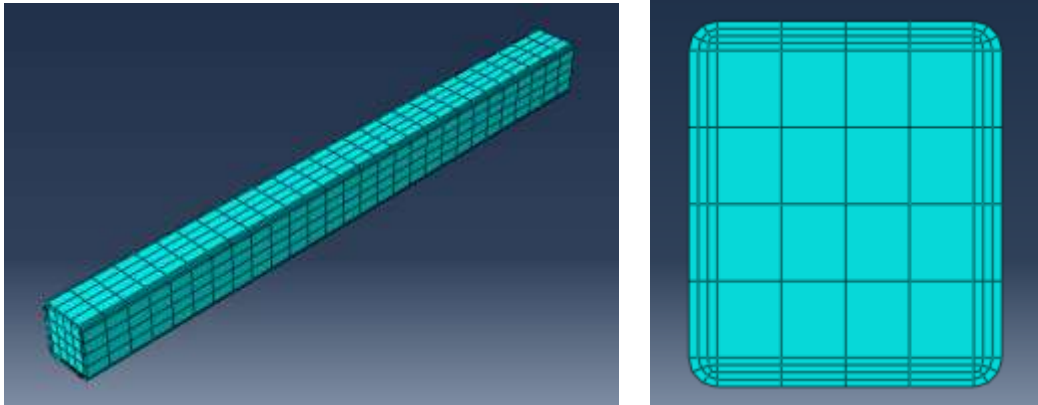
Os estribos proporcionam uma contribuição de 121,58 kN/m<sup>2</sup> para a pressão de confinamento lateral e cada camada de fibra de carbono contribui 425,32 kN/m<sup>2</sup>, utilizando para estes cálculos as formulações do item 4.1 deste trabalho. Essas contribuições na pressão lateral aumentam a resistência de confinamento do concreto e consequentemente a carga resistente do pilar.

O aumento da força resistente é de 7,36% para uma camada de reforço de PRFC, de 18,59% para duas camadas e 25,36% para três camadas em relação ao pilar de concreto armado sem reforço. Ao se comparar com o pilar de concreto simples, esses aumentos de força resistente sobem para 45,01% com uma camada de PRFC, 60,18% com duas camadas e 69,32% com três camadas. Observa-se, portanto, um aumento crescente no ganho de resistência com o aumento do número de camadas.

Por fim, são considerados raios de arredondamento nos cantos dos pilares de concreto armado com a intenção de aumentar a eficiência do reforço de PRFC em pilares de seção transversal retangular. É considerado raio de arredondamento com 2 cm nos cantos do pilar de concreto armado.

Um melhor refinamento da malha é realizado devido aos cantos. O concreto passa de 640 elementos sólidos C3D8 para 2912. A malha do pilar de concreto armado é mostrada na Figura 57, com o detalhe dos cantos arredondados da seção.

Figura 57 – Malha do pilar de concreto armado reforçado com PRFC com raio de arredondamento de 2 cm



Fonte: O autor.

Conforme pode ser observado na Tabela 10, a adoção de raio de arredondamento proporciona um aumento aproximadamente maior do que 5% nos pilares confinados com PRFC. A eficiência do reforço ( $k_a$ ) do pilar retangular sem o raio de arredondamento é 32,79% e passa a ser de 53,35% com a adoção do raio. Essa eficiência do reforço de PRFC é aumentada com o conseqüente aumento do raio de arredondamento e a forma da seção retangular se aproximar cada vez mais de uma seção transversal circular.

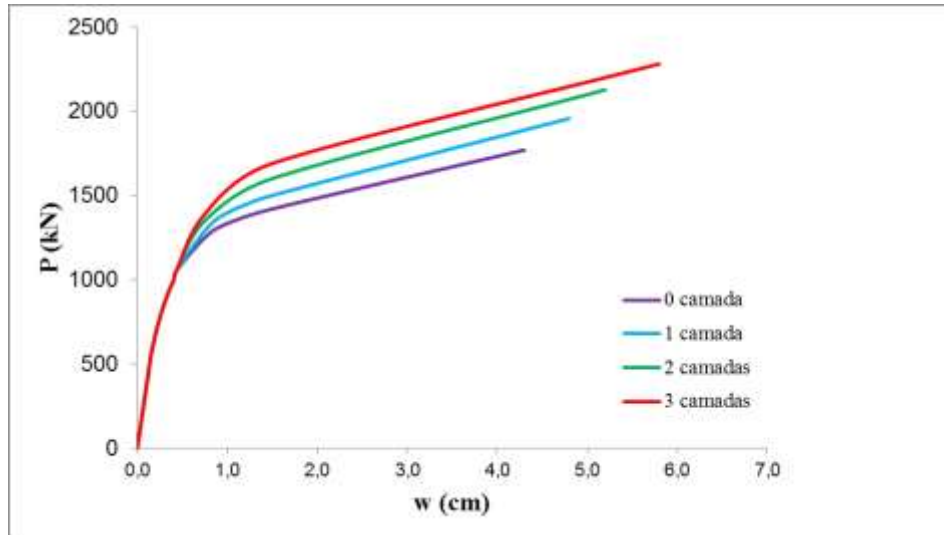
Tabela 10 – Comparativo de carga máximas entre os modelos sem e com raio de arredondamento

Característica	PA <sub>c0</sub>	PA <sub>c1</sub>	PA <sub>c2</sub>	PA <sub>c3</sub>
Sem raio	1688,2 kN	1812,5 kN	2002,1 kN	2116,3 kN
Com raio	1768,9 kN	1956,8 kN	2126,0 kN	2280,1 kN
Aumento	4,8%	8,0%	6,2%	7,7%

Fonte: O autor.

A Figura 58 mostra o comportamento do pilar de concreto armado reforçado com PRFC e com raio de arredondamento de 2 cm em seus cantos. É possível observar uma maior ascendência da reta se comparar essas curvas com as dos pilares sem raio (Figura 56), quando o confinamento passa a atuar. Isto ocorre devido a eficiência do reforço ser maior.

Figura 58 – Carga resistente x deslocamento em pilar de concreto armado reforçado com PRFC e raio de arredondamento



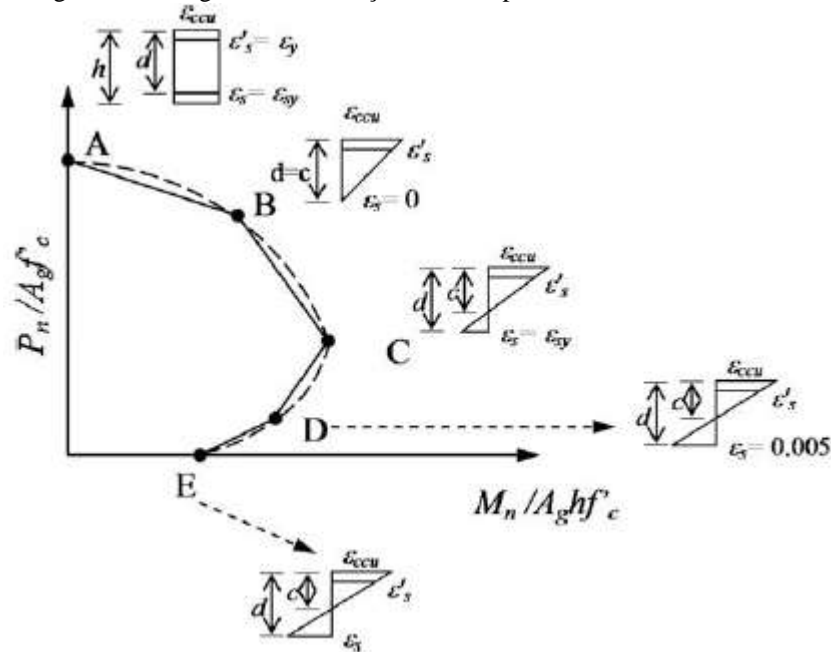
Fonte: O autor.

O Diagrama de Interação força-momento (P-M) indica todos os pares de esforços solicitantes (N, M) simultâneos suportados pela seção transversal, sendo, portanto, um bom artifício para o dimensionamento e para a análise do pilar. Este diagrama gera uma envoltória a qual determina se a seção suporta ou não os esforços solicitantes.

Para a análise, as seguintes suposições são consideradas: as seções planas permanecem planas, é desprezada a resistência à tração do concreto e é admitido a aderência perfeita entre os materiais. O método escolhido é o modelo simplificado proposto por Rocca *et al.* (2009) que constrói o diagrama P-M juntando os valores de carga axial e momento correspondentes a 5 pontos característicos (Figura 59):

- Ponto A: ponto com deformação de compressão uniforme do concreto confinado;
- Ponto B: ponto de máxima deformação de compressão e deformação de tração na armadura próxima a face tracionada nula;
- Ponto C: ponto de máxima deformação de compressão e deformação de tração correspondente na armadura próxima a face tracionada no momento da falha;
- Ponto D: ponto de máxima deformação de compressão e deformação de tração de 0,005 na armadura próxima a face tracionada;
- Ponto E: ponto de flexão pura e força axial nula.

Figura 59 – Diagrama de Interação P-M simplificado



Fonte: Rocca *et al.* (2009).

No diagrama de interação (Figura 59), o ponto A representa o caso de compressão pura, ou seja, momento de flexão nulo; nos pontos B, C e D, calcula-se a posição do eixo neutro  $c$  diretamente do diagrama de distribuição da deformação, para cada caso, por semelhança de triângulos; o ponto E representa o caso de flexão pura, ou seja, carga axial nula, cuja posição do eixo neutro é determinada pela teoria de viga de concreto armado convencional. Nesse último caso, supõe-se que não há contribuição do confinamento da fibra de carbono para os espécimes de controle e enrijecidos. Portanto, o procedimento para o cálculo do momento máximo não varia.

A carga axial nominal ( $P_n$ ), no ponto A [ $M_{n(A)} = 0$ ], é determinada por:

$$P_{n(A)} = \left[ 0,85 \cdot f'_{cc} \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st} \right] \quad (48)$$

Em que,  $A_g$  é a área total da seção transversal da coluna;  $A_{st}$  é a área total de armadura;  $f_{sy}$  é a resistência ao escoamento à tração da armadura de aço longitudinal. Já nos pontos B, C e D, as cargas  $P_n$  e  $M_n$  são calculadas pelas seguintes equações, respectivamente:

$$P_{n(B,C,D)} = \left[ A \cdot (y_t)^3 + B \cdot (y_t)^2 + C \cdot (y_t) + D \right] + \sum_i A_{si} \cdot f_{si} \quad (49)$$

$$M_{n(B,C,D)} = \left[ E \cdot (y_t)^4 + F \cdot (y_t)^3 + G \cdot (y_t)^2 + H \cdot (y_t) + I \right] + \sum_i A_{si} \cdot f_{si} \cdot d_{si} \quad (50)$$



Em que,  $A_{si}$  é a área da seção transversal da armadura de aço longitudinal, para cada camada  $i$ ;  $d_{si}$  é a distância da posição da camada  $i$  da armadura de aço longitudinal em relação ao centroide geométrico da seção transversal;  $f_{si}$  é a tensão em cada camada  $i$  da armadura de aço longitudinal, que são calculadas por semelhança de triângulos e podem assumir valores positivos e negativos dependendo da posição do eixo neutro. Os coeficientes  $A, B, C, D, E, F, G, H$  e  $I$  são definidos por:

$$A = \frac{-b \cdot (E_c - E_2)^2}{12 \cdot f'_c} \cdot \left( \frac{\varepsilon_{ccu}}{c} \right)^2 \quad (51)$$

$$B = \frac{b \cdot (E_c - E_2)}{2} \cdot \left( \frac{\varepsilon_{ccu}}{c} \right)^2 \quad (52)$$

$$C = -b \cdot f'_c \quad (53)$$

$$D = b \cdot c \cdot f'_c + \frac{b \cdot c \cdot E_2}{2} \cdot \varepsilon_{ccu} \quad (54)$$

$$E = \frac{-b \cdot (E_c - E_2)^2}{16 \cdot f'_c} \cdot \left( \frac{\varepsilon_{ccu}}{c} \right)^2 \quad (55)$$

$$F = b \cdot \left( c - \frac{h}{2} \right) \cdot \frac{(E_c - E_2)^2}{12 \cdot f'_c} \cdot \left( \frac{\varepsilon_{ccu}}{c} \right)^2 + \frac{b \cdot (E_c - E_2)}{3} \cdot \left( \frac{\varepsilon_{ccu}}{c} \right) \quad (56)$$

$$G = - \left[ \frac{b}{2} \cdot f'_c + b \cdot \left( c - \frac{h}{2} \right) \cdot \frac{(E_c - E_2)}{2} \cdot \left( \frac{\varepsilon_{ccu}}{c} \right) \right] \quad (57)$$

$$H = b \cdot f'_c \cdot \left( c - \frac{h}{2} \right) \quad (58)$$

$$I = \frac{b \cdot c^2}{h} \cdot f'_c - b \cdot c \cdot f'_c \cdot \left( c - \frac{h}{2} \right) + \frac{b \cdot c^2}{3} \cdot E_2 \cdot \varepsilon_{ccu} - \frac{b \cdot c}{2} \cdot E_2 \cdot \left( c - \frac{h}{2} \right) \cdot \varepsilon_{ccu} \quad (59)$$

Nas equações (51) a (59), a variável  $c$  é a distância da fibra extrema em compressão em relação ao eixo neutro, sendo definida por:

$$c = \begin{cases} d \Rightarrow \text{ponto B} \\ d \frac{\varepsilon_{ccu}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{ccu}} \Rightarrow \text{ponto C} \end{cases} \quad (60)$$

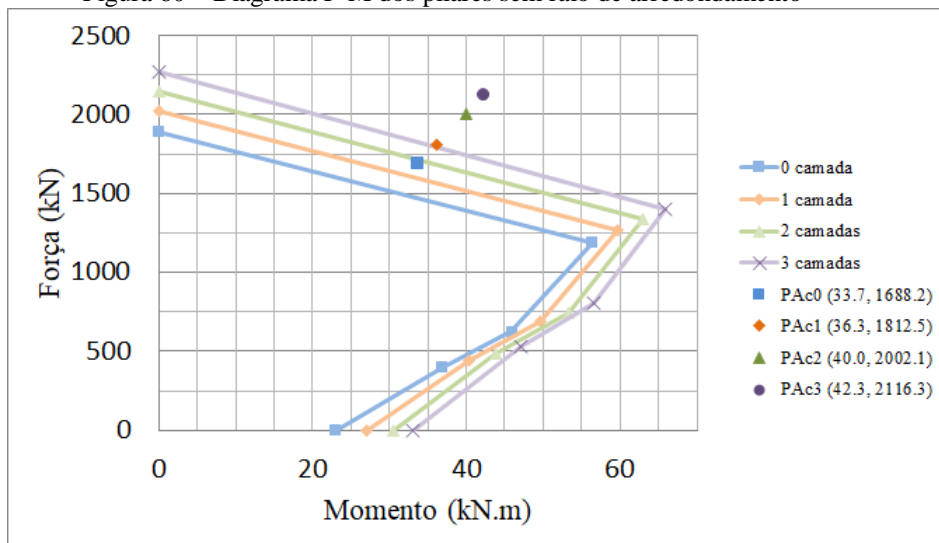
$\varepsilon_{ccu}$  e  $\varepsilon_{sy}$  são as deformações de compressão máxima e de escoamento à tração, respectivamente. O parâmetro  $y_t$  representa a coordenada vertical dentro da região de compressão medida a partir da posição do eixo neutro e corresponde à deformação de transição  $\varepsilon'_t$ . Ou seja:

$$y_t = c \cdot \frac{\varepsilon'_t}{\varepsilon_{ccu}} \quad (61)$$

A Figura 60 mostra o diagrama de interação dos pilares de concreto armado reforçados com PRFC sem a adoção de raio de arredondamento, variando entre as curvas o número de camadas de fibra de carbono. Observa-se que em todas o ponto de falha do pilar encontra-se fora da envoltória, representando que a segurança do pilar está comprometida, tendo chegado a sua ruptura.

Para os cálculos da envoltória não são considerados coeficientes de segurança neste trabalho, pois nas modelagens também não foram considerados, para assim ter um melhor comparativo entre os resultados obtidos.

Figura 60 – Diagrama P-M dos pilares sem raio de arredondamento

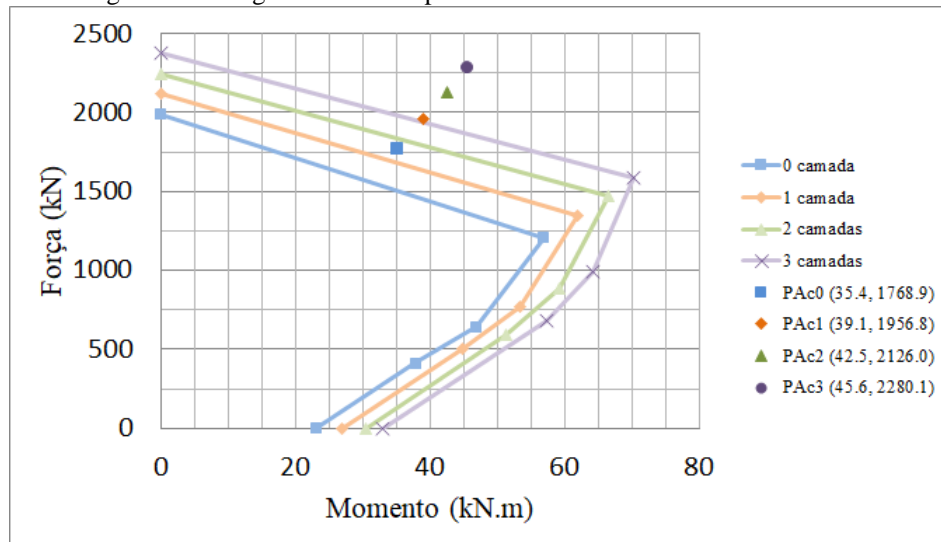


Fonte: O autor.

Também é possível observar que com o aumento do número de camadas de fibra de carbono, o ponto de falha encontrado nas simulações numéricas se distancia cada vez mais da envoltória de segurança, representando que esse aumento beneficiou o efeito do confinamento, alcançando maiores cargas últimas nestas modelagens.

A Figura 61 mostra o diagrama de interação dos pilares de concreto armado reforçados com PRFC com raio de arredondamento, também variando o número de camadas de fibra de carbono entre eles.

Figura 61 – Diagrama P-M dos pilares com raio de arredondamento



Fonte: O autor.

A adoção de raio de arredondamento nos cantos do pilar aumenta não só a carga resistente suportada, como também o momento máximo suportado pela seção. Comparando o momento máximo de 72,1 kN.m encontrado na envoltória da Figura 66 com o momento máximo de 66,7 kN.m da envoltória da Figura 62, tem-se um aumento de 8,1%.

Esse aumento de momento máximo suportado pela seção é ainda maior se compararmos um pilar de concreto armado sem camada de fibra de carbono (Figura 63) com um pilar de concreto armado com 3 camadas de fibra de carbono (Figura 66), chegando a 24,3%.

A ductilidade que é a propriedade que representa o grau de deformação que um material suporta até o momento de sua fratura também é aumentada com o confinamento por PRFC. Mesmo o concreto resistindo pouco à tração, a fibra de carbono assim como as armaduras contribuem nesse aspecto, aumentando assim a resistência e a deformação do concreto.

## 6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

O objetivo do presente trabalho foi avaliar numericamente pilares de concreto armado reforçados com fibras de carbono. A análise leva em consideração a não linearidade do concreto que foi modelado através do modelo de dano plástico, o *Concrete Damaged Plasticity*, disponível no ABAQUS.

Primeiramente, o CDP foi validado através da simulação da Coluna de Foure e a aplicação da fibra de carbono como elementos de casca foi validada através da simulação dos ensaios de Wu e Jiang (2013). Além disso, os corpos de prova ensaiados por Martins (2016) foram também simulados o que permitiu verificar os modos de ruptura numéricos tanto do concreto, quanto da fibra. Por fim, um pilar de concreto armado sujeito a carga excêntrica foi projetado segundo a NBR 6118:2014. Esse pilar é reforçado com PRFC e avaliado através de análise não linear, levando-se em consideração o raio de arredondamento dos cantos e a variação do número de camadas de fibra. As conclusões destas análises são descritas a seguir.

### 6.1 Conclusões

No caso da validação do *Concrete Damaged Plasticity*, os parâmetros utilizados no modelo, bem como, as equações constitutivas utilizadas para o concreto permitiram a convergência dos resultados. Em relação aos elementos que representam a fibra de carbono, também foi validada pois os resultados obtidos concordaram muito bem com os resultados encontrados na literatura.

O trabalho de Martins (2016) serviu como auxílio, principalmente, no que diz respeito ao processo prático de reforço do pilar de concreto por PRFC. Os modos de ruptura encontrados nos pilares como uma forma de explosão descrevem o modo de falha da estrutura com o rompimento da fibra de carbono junto ao concreto, o que pode ser observado na simulação numérica.

Observa-se que o encamisamento de pilares de concreto armado com PRFC possibilitou o aumento da força axial resistente, assim como a ductilidade do pilar. Como o pilar reforçado principal possui armadura transversal o confinamento devido à armadura transversal é levado em consideração, superpondo-se às pressões de confinamento.

O aumento da carga resistente do pilar confinado pode ser observado tanto através de simulações numéricas, como também, através de modelo teórico. O modelo teórico utilizado apresentou valores bem próximo tanto dos valores numéricos obtidos quanto dos

experimentais utilizados como referência, podendo assim ser utilizado para prever o comportamento do pilar de concreto confinado.

Após a formação de microfissuras no concreto durante a compressão do pilar, a fibra passa a trabalhar gerando na curva força-deslocamento praticamente uma reta ascendente, que quanto maior for a taxa de eficiência do reforço maior é a inclinação dessa reta, como visto em seções transversais circulares, mostrando que a fibra não tem grande contribuição nessa função.

O pilar de concreto armado reforçado com PRFC trabalha bem quando solicitado por carga excêntrica. Trazendo benefícios de carga resistente e ductilidade a estrutura. Porém, quando a excentricidade colocada é considerada grande em relação ao diâmetro ( $e/D$ ) ou ao lado da seção transversal ( $e/b$ ), o comportamento do confinamento em pilares de concreto armado deve ser melhor estudado, gerando modelos teóricos que considerem o efeito da excentricidade mais precisos.

O raio de arredondamento dos cantos do pilar de concreto de seção retangular é uma variável importante para definir uma maior eficiência do confinamento proporcionado pelo reforço com PRFC, pois aumenta assim a área de confinamento da seção. Quanto mais próxima a seção transversal estiver de um círculo, maiores serão os ganhos de resistência. Como as simulações numéricas foram levadas até a ruptura do concreto, verifica-se que os modelos analisados do pilar estão fora da envoltória do diagrama de interação P-M.

## **6.2 Sugestões para trabalhos futuros**

Para a continuação dessa pesquisa são apresentadas algumas sugestões para trabalhos futuros:

- Realizar ensaios experimentais dos pilares de concreto armado encamisados com PRFC analisados neste trabalho com o objetivo de comparar os valores encontrados com os obtidos nas modelagens numérica e teórica;
- Realizar novos modelos numéricos considerando materiais coesivos entre o contato do concreto com a fibra de carbono, comparando com os valores obtidos que consideram a aderência perfeita entre os materiais e representar assim um modelo mais realista e coerente do processo de recuperação de um pilar;

- Desenvolver novos estudos em pilares retangulares de concreto armado submetidos a compressão excêntrica, variando o tamanho da seção e observando assim sua influência no ganho da resistência;
- Realizar novos estudos a respeito da flambagem em pilares reforçados com PRFC, averiguando o ganho de estabilidade e o aumento de deformações últimas até a sua ruptura;
- Desenvolver um novo modelo teórico que descreva de forma ainda mais precisa o efeito da excentricidade.

## REFERÊNCIAS

**ABAQUS/CAE Versão 6.9.** Hibbitt Karlsson & Sorensen, Inc., USA.

AHMED, A., 2014. **Modeling of a Reinforced Concrete Beam Subjected to Impact Vibration Using ABAQUS.** *Internacional Journal of Civil and Structural Engineering*, Vol. 4, No 3.

ALMEIDA, T. G. M., 2001. **Reforço de Vigas de Concreto Armado por Meio de Cabos Externos Protendidos.** Tese (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, Brasil.

ALVES FILHO, A., 2012. **Elementos Finitos – A Base da Tecnologia CAE: Análise não Linear.** Editora Érica. São Paulo.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 2000. **ACI-440: Guide the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures.**

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto.** Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 15575: Edificações habitacionais – Desempenho, Parte 1: Requisitos gerais.** Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 12655: Controle de Cimento Portland – Preparo, Controle e Recebimento – Procedimento.** Rio de Janeiro, 2006.

BAKER, R. D., CHRISTER, A. H., 1994. **Review of delay-time OR modeling of engineering aspects of maintenance.** *European Journal of Operation Research*, n. 72, p. 407-422.

BARGHI, M., AZADBAKHT M., HADAD M., 2012. **Evaluating the ductility and shear behavior of carbon fiber reinforced polymer and glass fibre reinforced polymer reinforced concrete columns.** *Journal of the Structural Design of Tall and Special Buildings*. 21(4), Pag. 249-264.

BARNES, R. A., MAYS G. C., 2006. **Strengthening of Reinforced Concrete Beams in Shear by the Use of Externally Bonded Steel Plates: Part 1 – Experimental Programme.** *Construction and Building Materials*. No. 20, p. 396-402.

BARROS, J., CRUZ J. S., FERREIRA D., LOURENÇO P., 2002. **Análise Experimental de Pilares de Betão Armado Reforçados com Laminados de Carbono sob Ações Cíclicas.** Portugal.

BAZANT, Z. P., TSUBAKI T., 1980. **Total Strain Theory and Path-Dependence of Concrete.** *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, v. 106.

BEBER, A. J., 2003. **Comportamento Estrutural de Vigas de Concreto Armado Reforçados com Compósitos de Fibra de Carbono**. Dissertação (Doutorado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, Brasil.

BERTOLINI, L., 2010. **Materiais de Construção: Patologia, Reabilitação, Prevenção**. 1. Ed. São Paulo: Oficina de Textos.

BRATINA, S., SAJE, M., PLANINC, I., 2004. **On Materially and Geometrically Non-Linear Analysis of Reinforced Concrete Planar Frames**. In: International Journal of Solids and Structures 41, p. 7181-7207.

CARRAZEDO, R., 2002. **Mecanismos de Confinamento e suas Implicações no Reforço de Pilares de Concreto por Encamisamento com Compósito de Fibras de Carbono**. Tese (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, Brasil.

CARRAZEDO, R., 2005. **Mecanismos de Confinamento em Pilares de Concreto Encamisados com Polímeros Reforçados com Fibras Submetidos à Flexo-Compressão**. Dissertação (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, Brasil.

CHAALLAL, O., SHAHAWY M., 2000. **Performance of Fiber-Reinforced Polymer-Wrapped Reinforced Concrete Column Under Combined Axial-Flexural Loading**. ACI Structural Journal, Vol. 97, No. 4, Pag. 659-668.

CHEN, W. F., 1982. **Plasticity in Reinforced Concrete**. McGraw-Hill, New York.

COLE, C., BELARBI A., 2001. **Confinement Characteristics of Rectangular FRP-Jacketed RC Columns**. Proceedings of the Fifth International Symposium on Fiber Reinforced Polymer for Reinforced Concrete Structures. Cambridge, UK, July 16-18, Pag 823-832.

COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON. **CEB-FIP Model Code 1990**. Thomas Telford, London 1993.

CSUKA, B., KOLLÁR L., 2012. **Analysis of FRP Confined Columns Under Eccentric Loading**. Composite Structures.

CUSSON, D., PAULTRE P., 1995. **Stress-Strain Model for Confined High-Strength Concrete**. Journal of Structural Engineering, v. 121, n. 3, p. 468-476.

DE LORENZIS, L., TEPFERS R., 2001. **A Comparative Study on Confinement of Concrete Cylinders with FRP Composites**. Chalmers University of Technology – Göteborg, Sweden

ESPION, B., 1993. **Benchmark Examples for Creep and Shrinkage Analysis Computer Programs, Creep and Shrinkage of Concrete**. TV 114 RILEM. E&FN Spon.

FAHMY, M. F. M., FARGHAL O. A., 2016. **Eccentricity-Based Design-Oriented Model of Fiber-Reinforced Polymer-Confined Concrete for Evaluation of Load-Carrying**



**Capacity of Reinforced Concrete Rectangular Columns.** Journal of Reinforced Plastics and Composites, v. 35, n. 23, p. 1734-1758.

FARDIS, M. N., KHALILI H., 1981. **Concrete Encased in Fiberglass-Reinforced Plastic.** Journal Proceedings. Vol. 78. No. 6.

FICHA TÉCNICA VIAPOL PARA O VIAPOL CARBON CFW 300. Disponível em: <<http://www.viapol.com.br/produtos/recuperação-e-reforço/reforço-estrutural/viapol-carbon-cfw-300/>>. Acesso em 17 de Agosto de 2017.

FORTES, A. S., 2004. **Estruturas de Concreto Submetidas à Flexão Reforçadas com Laminados de CFRP Colados em Entalhes.** Tese (Mestrado) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC, Brasil.

GIBSON, R. F., 1994. **Principles of Composite Material Mechanics.** McGraw-Hill.

HADI, M. N. S., WIDIARSA I. B. R., 2012. **Axial and Flexural Performance of Square RC Columns Wrapped with CFRP under Eccentric Loading.** Journal of Composites for Construction, v. 16, n. 6, p. 640-649.

HELENE, P., 1992. **Manual para reparo, reforço e proteção de estruturas de concreto.** 2ª Ed. PINI. São Paulo, SP.

INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE. **FIB 1999: Structural Concrete: Textbook on Behaviour, Design and Performance,** Lausanne, 1999 (*Bulletin 1*).

INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE. **FIB 2001: Externally Bonded FRP Reinforcement for Concrete Structures,** Lausanne, 2001 (*Bulletin 14*).

INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE. **FIB 2007: FRP Reinforcement in RC Concrete Structures,** Lausanne, 2007 (*Bulletin 40*).

ISAIA, G. C., 2011. **Concreto: Ciência e Tecnologia.** V.1.1. Ed. São Paulo: IBRACON.

ISMAIL, A. M., FAHMY M. F. M., WU Z., 2017. **Simulating the Lateral Performance of FRP-Confined RC Circular Columns Using a New Eccentric-Based Stress-Strain Model.** Composite Structures, v. 180, p. 88-104.

KARBHARI, V. M.; GAO, Y., 1997. **Composite Jacketed Concrete under Uniaxial Compression – Verification of Simple Design Equations.** Journal of Materials in Civil Engineering, v. 9, n. 4, p. 185-193.

KMIECIK, P., KAMINSKI M., 2011. **Modelling of Reinforced Concrete Structures and Composite Structures with Concrete Strength Degradation Taken into Consideration.** Archives of Civil and Mechanical Engineering.

KOSSA, A., 2011. **Exact Stress Integration Schemes for Elastoplasticity.** Doctoral Thesis. Budapest University of Technology and Economics.

- LEE, J., FENVES G. L., 1998. **Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures**. Journal of Engineering Mechanics, v. 124, n. 8, pp. 892-900.
- LEONI, R., SOUZA, J., 2013. **Reforço com Tela de Fibra de Carbono sob Proteção de Concreto ou Argamassas Minerais**. Revista Técnica, São Paulo, n. 194, p. 78-80.
- LIMA, M. M., DOH J. H., HADI M. N., MILLER D., 2016. The Effects of CFRP Orientation on the Strengthening of Reinforced Concrete Structures. The Structural Design of Tall and Special Buildings 25. Pag 759-784.
- LIN, G., TENG J. G., 2017. **Three-Dimensional Finite-Element Analysis of FRP-Confined Circular Concrete Columns under Eccentric Loading**. Journal of Composites for Construction, v. 21, n. 4, p. 04017003.
- LUBLINER, J., OLIVER J., OLLER S., ONATE E., 1989. **A Plastic-Damage Model for Concrete**. International Journal of Solids and Structures 25. Pag. 299-326.
- MAADDAWY, T. EL., 2009. **Strengthening of Eccentrically Loaded Reinforced Concrete Columns with Fiber-Reinforced Polymer Wrapping System: Experimental Investigation and Analytical Modeling**. Journal of Composites for Construction. V. 13, n. 1, p. 13-24.
- MACHADO, A. P., 2002. **Reforço de Estruturas de Concreto Armado com Fibras de Carbono: Características, Dimensionamento e Aplicação**. 1 ed. São Paulo: PINI. 282 p.
- MACHADO, A. P., 2010. **Manual de Reforço das Estruturas de Concreto Armado com Fibras de Carbono**. São Paulo. VIAPOL.
- MAILVAGANAM, N. P.; WISEMAN, A., 2003. **Axioms for Building and Repairing Durable Concrete Structures**. Journal of performance of constructed facilities, n. 17, p. 163-166.
- MANDER, J. B., PRIESTLEY M. J. N., PARK, R., 1988. **Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete**. Journal of structural engineering, v. 114, n. 8, p. 1804-1826.
- MARTINS, J. G., 2016. **Estudo de Colunas Reforçadas com Fibra de Carbono**. Monografia (Graduação) – Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE, Brasil.
- MIRMIRAN, A., SHAHAWY M., 1997. **Behavior of Concrete Columns Confined with Fiber Composites**. Journal of Structural Engineering, ASCE, v. 123, n. 5, p. 583-590.
- MIRMIRAN, A., SHAHAWY M., SAMAAN M., EL ECHARY H., MASTRAPA J. C., AND PICO O., 1998. **Effect of Column Parameters on FRP-Confined Concrete**. Journal of Composites for Construction, ASCE, v. 2, n. 4, p. 175-185.
- MIRMIRAN, A., ZAGERS K., YUAN W., 2000. **Nonlinear Finite Element Modeling of Concrete Confined by Fiber Composites**. Finite Elements in Analysis and Design, Vol. 35, Pag. 79-96.

MIYAUCHI, K., NISHIBAYASHI S., INOUE S., 1997. **Estimation of Strengthening effects with Carbon Fiber Sheet for Concrete Column**. International Symposium 3. Tokyo, Japan, October. Concrete Institute. V. 1, p. 217-225.

OBAIDAT, Y.T., HEYDEN S., DAHLBLOM O., 2010. **The Effect of CFRP and CFRP/Concrete Interface Models when Modelling Retrofitted RC Beams with FEM**. Composite Structures. 92. Pag. 1391-1398.

PARVIN, A., WANG W., 2001. **Behavior of FRP Jacketed Concrete Columns Under Eccentric Loading**. Journal of Composites for Construction, Vol. 5, No. 3, Pag. 146-152.

PARVIN, A., BRIGHTON D., 2014. **FRP Composites Strengthening of Concrete Columns under Various Loading Conditions**. Department of Civil Engineering – The University of Toledo, Toledo, OH, USA.

PIANCASTELLI, E. M., 1997. **Comportamento e Desempenho do Reforço à flexão de Vigas de Concreto Armado, Solicitado a Baixa Idade e Executado Inclusive sob Carga**. Tese (Mestrado) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, Brasil.

RAHAI, A., AKBARPOUR H., 2014. **Experimental Investigation on Rectangular RC Columns Strengthened with CFRP Composites Under Axial Load and Biaxial Bending**. Composite Structures, v. 108, p. 538-546.

REIS, L. S. N., 2001. **Sobre a Recuperação e Reforço das Estruturas de Concreto Armado**. Tese (Mestrado) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, Brasil.

ROBERY, P., INNES, C., 1997. **Carbon Fibre Strengthening of Concrete Structures**. In **International Conference on Structural Faults and Repair**. Edinburgh Engineering Technics Press, 3 v.v. 1, p. 197-208.

ROCCA, S., GALATI N., NANNI A., 2009. **Interaction Diagram Methodology for Design of FRP-Confined Reinforced Concrete Columns**. Construction and Building Materials, v. 23, p. 1508-1520.

ROCHETTE, P., LABOSSIÈRE P., 2000. **Axial Testing of Rectangular Column Models Confined with Composites**. Journal of Composites for Construction, ASCE, v. 4, n. 3, Pag. 129-136.

SAADATMANESH, H., EHSANI, M. R., 1994. **Strength and Ductility of Concrete Columns Externally Reinforced with Fiber Composite Straps**. ACI Structural Journal, v. 91, p. 434-447.

SALJOUGHIAN, A., MOSTOFINEJAD D., 2015. **Corner Strip-Batten Technique for FRP-Confinement of Square RC Columns under Eccentric Loading**. Journal of Composites for Construction, v. 20, n. 3, p. 04015077.

SALJOUGHIAN, A., MOSTOFINEJAD D., 2017. **Rectangular Reinforced Concrete Columns Strengthened with Carbon Fiber-Reinforced Polymer Sheets Using Corner Strip-Batten Method**. ACI Structural Journal, v. 114, n. 3, p. 659.

- SARTURI, F. D. M., 2014. **Simulação Computacional de Estruturas de Concreto Reforçadas com Aço e Compósitos de Fibra de Carbono**. Tese (Mestrado) – Universidade Federal do Paraná, Paraná, PR, Brasil.
- SCHAWARTZ, M. M., 1984. **Composite Materials Handbook**. McGraw-Hill, New York.
- SHEHATA, I. A. E. M., CARNEIRO L. A. V., SHEHATA L. C. D., 2001. **Strength of Short Concrete Columns Confined with CFRP Sheets**. *Materials and Structures*, v. 35.
- SILVA, A. S.; BELLA, J. C. D., 2003. **Comportamento e Critérios de Dimensionamento de Pilares Curtos Confinados por Compósitos Flexíveis de Fibra de Carbono**. V Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto – Universidade de São Paulo, SP, Brasil.
- SOUZA, V. C. M.; RIPPER, T., 2009. **Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto**. São Paulo: PINI.
- SPAGNOLO JUNIOR, L. A., 2008. **Estudo Experimental do Reforço à Força Cortante de Vigas de Concreto Armado com Compósitos de Fibra de Carbono**. Tese (Mestrado) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- SUSSEKIND, J. C., 1987. **Curso de Análise Estrutural: Deformações em Estruturas, Método das Forças**. 8 ed. Rio de Janeiro: Globo S.A, v.2.
- UNTIVEROS, C. A. A., 2002. **Estúdio Experimental del Comportamiento del Hormigón Confinado Submetido à Compresión**. Dissertação (Doutorado) – Universidade Politécnic da Catalunha, Barcelona, Espanha.
- VIEIRA, M. M., 2014. **Estudo Experimental de Vigas de Concreto Armado Reforçadas à Flexão com Polímero Reforçado com Fibra de Carbono**. Tese (Mestrado) – Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE, Brasil.
- WANG, T., HSU T. T. C., 2001. **Nonlinear Finite Element Analysis of Concrete Structures Using New Constitutive Models**. *Computers and Structures*, Vol. 79, Iss. 32, Pag. 2781-2791.
- WINKLER, K.; STANGENBERG F., 2008. **Numerical Analysis of Punching Shear Failure of Reinforced Concrete Slabs**. In: Abaqus Users' Conference.
- WU, Y; JIANG C., 2013. **Effect of Load Eccentricity on the Stress–Strain Relationship of FRP-Confined Concrete Columns**. *Composite Structures*, v. 98, p. 228-241.

## APÊNDICE A – Guia de modelagem do pilar no software ABAQUS

A geometria da peça é definida em *Part* do tipo *3D, Deformable, Solid, Extrusion*, desenhando o pilar de seção transversal circular ou retangular conforme o modelo. Quando for necessário criar um raio de arredondamento dos cantos, clica-se em *Create Fillet*, definindo o valor do raio em *Fillet Radius*, e clicando nas arestas consecutivas da seção transversal criada. Também em *Part* é criado uma placa rígida que facilita o engastamento na base e outra no topo para a aplicação da carga através de um ponto de referência, que é deslocado seu posicionamento quando há excentricidade. Essas placas rígidas são criadas na opção *Discrete Rigid*.

Na seção *Materials*, criam-se os materiais, no caso, o concreto, as armaduras e as camadas de fibra de carbono. O concreto é um sólido que na definição de suas propriedades são inseridas o Módulo de Elasticidade e Coeficiente de Poisson, além dos parâmetros de entrada do CDP, as curvas tensão-deformação à compressão e à tração com seus respectivos danos. As deformações nesse caso são as inelásticas. O aço é modelado através de elementos de treliça e definido suas propriedades com sua tensão de escoamento. As camadas de fibra de carbono são cascas bem finas e rígidas, suas propriedades são definidas em *Composite*, onde se especifica o número de camadas, a espessura de cada uma e a orientação das fibras de acordo com o eixo de referência.

Em *Section* são atribuídas as propriedades a cada elemento criado. Para assimilar a seção criada à peça geometricamente definida, clica-se em *Assign Section* e seleciona-se o elemento. O próximo passo é a montagem (*Assembly*). Nesta seção, uma instância dependente pode facilmente ser feita por ser somente uma parte a ser montada, bastando apenas de um clique em *Instance part* e depois em OK. No caso dos estribos e armaduras longitudinais, é nesse passo em que são replicados e posicionados corretamente dentro da peça sólida de concreto.

Clicando no ícone *Partition Cell*, em seguida *3 points*, de forma a selecionar 3 pontos da peça que forme um plano de divisão na geometria da peça. Repete-se esse procedimento a fim de que se tenha a geometria dividida em quatro partes iguais, e seja possível selecionar um ponto central da seção transversal da peça.

Nesse passo, é definida a malha de elementos da peça e quais elementos são utilizados para a modelagem. Malhas muito refinadas tornam o processo mais lento, porém muitas vezes geram melhores resultados, levando mais facilmente a convergência de

resultados. Modelagens utilizando elementos com integração reduzidas podem tornar mais rápido o processo, porém atenta-se a possibilidade de modos espúrios.

O contato entre os materiais é definido através da opção *Constraint (Embedded region* para o contato entre o concreto e o aço, e *Tie* para o contato entre o concreto e a camisa de fibra de carbono) que considera condições de total aderência entre os mesmos.

Para definir as condições de apoio, clica-se em BCs (*Boundary Conditions*) e seleciona-se a opção *Symmetry/Antisymmetry/Encastre*, selecionando a face de base da peça que ficará engastada (ENCASTRE:  $U1=U2=U3=UR1=UR2=UR3=0$ ). Em seguida, clica-se em *Create Step*, selecionando-se a opção *Static, Ricks*, deixando a opção *Nlgeom* em *on*, e clica-se na aba *Incrementation*, definindo o número de incrementos. A carga é aplicada no topo do pilar no ponto de referência definido anteriormente.

A fim de escolher as variáveis de saída depois que o modelo for calculado, edita-se o arquivo criado *F-Output-1* no módulo *Field Output Requests*, de forma que as seguintes variáveis façam parte das variáveis de saída: S, E, PE, PEEQ, PEMAG, LE, U, RF, CF.

Até então todos os passos para a montagem do problema estão completos, restando somente simular o corpo de prova e obter os resultados.

Para a obtenção dos resultados, cria-se um *Job* e clica-se em *Submit* a fim de submetê-lo aos cálculos. O programa pode levar um tempo até que a simulação se complete. Ao fim do processo, clica-se em *Results*, que faz com que o programa abra automaticamente o módulo *Visualization*, onde se pode visualizar os diversos resultados requeridos anteriormente.