



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

DANIEL LUCAS FILGUEIRA

AVALIAÇÃO NUMÉRICA NÃO LINEAR DO EFEITO DA
MODELAGEM DA INTERFACE CONCRETO-PRFC EM PILARES CURTOS DE
CONCRETO

FORTALEZA

2018

DANIEL LUCAS FILGUEIRA

AVALIAÇÃO NUMÉRICA NÃO LINEAR DO EFEITO DA MODELAGEM DA
INTERFACE CONCRETO-PRFC EM PILARES CURTOS DE CONCRETO

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

Orientadora: Prof. Dr^a. 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)

- F512a Filgueira, Daniel.
Avaliação numérica não linear do efeito da modelagem da interface concreto-PRFC em pilares curtos de concreto / Daniel Filgueira. – 2018.
114 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. Concreto. 2. PRFC. 3. Concrete Damaged Plasticity. 4. Superfície coesiva. 5. Elementos de interface.
I. Título.
- CDD 624.1
-

DANIEL LUCAS FILGUEIRA

AVALIAÇÃO NUMÉRICA NÃO LINEAR DO EFEITO DA MODELAGEM DA
INTERFACE CONCRETO-PRFC EM PILARES CURTOS DE CONCRETO

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

Aprovado em: ____/____/____.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr^a. Tereza Denyse Pereira de Araújo (Orientadora)
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. Dr. João Batista Marques de Souza Junior
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. Dr. Ricardo José Carvalho Silva
Universidade Estadual Vale do Acaraú (UVA)

À Deus e minha família

AGRADECIMENTOS

Dedico este agradecimento primeiramente à Deus e à minha família por todo apoio.

A Prof. Dr^a. Tereza Denyse pela orientação, por todo o ensinamento, palavras e paciência comigo e por ter me acolhido e me ajudado nesse período.

Agradeço aos professores participantes da banca Prof. Dr. João Batista e Prof. Dr. Ricardo José pelo tempo, colaborações e sugestões.

Também aos professores Profs. Dr. Evandro e Macário pelo conhecimento passado para mim durante o curso.

À todos do LMCV, pela amizade e por ter me ajudado bastante durante o curso.

RESUMO

Diversas patologias podem ocorrer nas estruturas de concreto, oriundas do envelhecimento natural do material, ação de agentes externos agressivos ou baixo controle de qualidade. Uma das formas de reforçar os pilares é através do encamisamento com fibras de carbono. Essa técnica tem como vantagens, o fácil manuseio e aplicação, além de as fibras de carbono possuírem baixo peso específico, elevada resistência à tração, alto módulo de elasticidade e boa resistência aos agentes químicos em geral. Em seções transversais circulares, a pressão de confinamento proveniente da fibra é distribuída uniformemente no pilar, enquanto que em seções retangulares, há concentração de tensões nos cantos, necessitando que os mesmos sejam arredondados. Como não há normatização oficial no Brasil, muitos profissionais não utilizam a técnica por falta de conhecimento ou insegurança. Geralmente, o reforço é dimensionado apenas através da experiência do profissional ou uso de manuais de fabricantes. Neste trabalho, avalia-se numericamente o comportamento de pilares de concreto reforçados com fibras de carbono (PRFC), levando em consideração a interação de contato entre o concreto e a camada de PRFC. Este contato é modelado de três maneiras diferentes que são: contato perfeito, superfície coesiva e elementos de interface. Neste trabalho, o concreto é representado pelo Concrete Damaged Plasticity (CDP), que é um modelo de não linearidade física, onde é retratado uma combinação da teoria da plasticidade e do dano, e o PRFC é representado por um comportamento linear isotrópico, validando este modelo através de exemplos numéricos e experimentais na literatura. Os modelos são validados através de ensaios experimentais encontrados na literatura, obtendo uma boa concordância. Com base nas análises realizadas, constatou-se que o encamisamento de pilares curtos com PRFC é uma boa forma de aumentar sua resistência a compressão. No estudo do contato entre o concreto e o PRFC, constatou-se que o contato perfeito e a superfície coesiva são uns bons tipos de elementos de contato, entretanto, os elementos de interface não apresentaram bons resultados nas análises de compressão excêntricas de pilares prismáticos, sendo assim, sugerido a utilização da superfície coesiva caso se pretenda estudar a degradação do contato.

Palavras-chave: Concreto; PRFC; Concrete Damaged Plasticity; Superfície coesiva; Elementos de interface.

ABSTRACT

Several pathologies can occur in concrete structures, resulting from the natural aging of the material, the action of aggressive external agents or low quality control. One of the ways to reinforce the pillars is through carbon fiber jacketed. This technique has the advantages of easy handling and application, as well as low carbon specific fibers, high tensile strength, high modulus of elasticity and good resistance to chemical agents in general. In circular cross sections, the confinement pressure from the fiber is evenly distributed in the pillar, whereas in rectangular sections, there is concentration of stresses in the corners, requiring that they be rounded. As there is no official standardization in Brazil, many professionals do not use the technique due to lack of knowledge or insecurity. Generally, the reinforcement is scaled only through the professional's experience or use of manufacturers manuals. In this work, the behavior of carbon fiber reinforced concrete pillars (PRFC) is evaluated numerically, taking into account the contact interaction between the concrete and the PRFC layer. This contact is modeled in three different ways that are: perfect contact, cohesive surface and interface elements. In this work, concrete is represented by Concrete Damaged Plasticity (CDP), which is a model of physical nonlinearity, where a combination of the theory of plasticity and damage is represented, and the PRFC is represented by a linear isotropic behavior, validating this model through numerical and experimental examples in the literature. The models are validated through experimental tests found in the literature, obtaining a good agreement. Based on the analyzes performed, it was found that the jacket of short columns with PRFC is a good way to increase its compressive strength. In the study of the contact between the concrete and the PRFC, it was verified that the perfect contact and the cohesive surface are good types of contact elements, however, the interface elements did not present good results in the eccentric compression analyzes of prismatic pillars, therefore, the use of the cohesive surface is suggested if one intends to study the degradation of contact.

Keywords: Concrete; FRP; Concrete Damaged Plasticity; Cohesive surface; Interface elements.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Esquema constituinte dos materiais compósitos.....	20
Figura 2 – Elementos de reforço.....	21
Figura 3 - Diagrama tensão x deformação de algumas fibras	22
Figura 4 – Fibras de carbono na viga.....	23
Figura 5 – Fibras de carbono em laje aplicada de forma unidimensional.....	23
Figura 6 – Fibras de carbono em laje aplicada de forma bidimensional.....	23
Figura 7 – Fibras de carbono aplicadas em laje nervurada	24
Figura 8 – Fibras de carbono aplicadas em pilares	24
Figura 9 – Reforço de reservatórios e tanques	25
Figura 10 – Reforço de muros, vigas-paredes e alvenarias.....	25
Figura 11 – Reforço de tubulações de concreto	25
Figura 12 – Pilar submetido à compressão.....	26
Figura 13 – Pilar envolto por uma parede fina e submetido à uma força de compressão.....	26
Figura 14 – Transmissão da força de compressão através dos agregados graúdos	27
Figura 15 – Forças laterais devido às forças de coesão entre agregados	27
Figura 16 – Formação de microfissuras	27
Figura 17 – Efeito da ação confinante	28
Figura 18 – Tensões e deformações de sistemas confinados e não confinados	28
Figura 19 - Resultados dos ensaios de Harajli (2006)	30
Figura 20 – Corpo de prova testado por Hu et al. (2011)	32
Figura 21 - Gráficos força x deslocamento dos resultados de Hu et al. (2011)	33
Figura 22 – Resultados de Smitha et al. (2014).....	33
Figura 23 – Resultados de Mazzucco et al. (2016).....	34
Figura 24 – Teste na viga de Bsisu et al. (2017)	35
Figura 25 – Resultados de Bsisu et al. (2017).....	35
Figura 26 – Modelos de comportamentos constitutivos do concreto	36
Figura 27 – Superfície de escoamento de Drucker-Prager e sua seção transversal no plano desviador	37
Figura 28 – Superfície de falha do CDP no plano desviador	38
Figura 29 – Função hiperbólica do potencial plástico no plano meridional	39
Figura 30 – Curva tensão-deformação sob tração uniaxial	40
Figura 31 – Deformação sob compressão uniaxial.....	41

Figura 32 – Curva tensão-deformação pela CEB-FIB 2010	45
Figura 33 – Curvas de energia dissipada pelo dano.....	46
Figura 34 – Ilustração esquemática do (a) contato geral e (b) pares de contato	53
Figura 35 – Ilustração esquemática do contato (a) nó-superfície e (b) superfície-superfície ..	54
Figura 36 – Elementos de interface comuns	55
Figura 37 – Esquema de um exemplo da utilização do elemento de interface.....	55
Figura 38 – Nomenclatura dos elementos coesivos de interface.....	56
Figura 39 - Elemento COH3D8 (a) altura nula, (b) altura finita	57
Figura 40 – Lei de separação com evolução de dano linear.....	61
Figura 41 – Lei de separação com evolução de dano exponencial.....	61
Figura 42 – Malha de elementos finitos da coluna prismática de Harajli (2006).....	67
Figura 43 – Comparação do comportamento à compressão do concreto com a curva experimental da coluna de Harajli (2006).....	68
Figura 44 – Comportamento inelástico à compressão do concreto da coluna prismática de Harajli (2006)	68
Figura 45 - Comportamento inelástico à tração do concreto da coluna prismática de Harajli (2006).....	69
Figura 46 - Comportamento do dano à compressão do concreto para a curva CEB	69
Figura 47 - Comportamento do dano à tração do concreto para a curva CEB	70
Figura 48 - Comportamento do dano à compressão do concreto para a curva de Guo	70
Figura 49 - Comportamento do dano à tração do concreto para a curva de Guo	71
Figura 50 - Comportamento do dano à compressão do concreto para a curva do Eurocode ...	71
Figura 51 - Comportamento do dano à tração do concreto para a curva do Eurocode.....	72
Figura 52 - Comportamento do dano à compressão do concreto para a curva de Zhang	72
Figura 53 - Comportamento do dano à tração do concreto para a curva de Zhang.....	73
Figura 54 – Resultado tensão x deformação para a curva do CEB	74
Figura 55 - Resultado tensão x deformação para a curva de Guo	74
Figura 56 - Resultado tensão x deformação para a curva do Eurocode.....	75
Figura 57 - Resultado tensão x deformação para a curva de Zhang	75
Figura 58 – Tensão x deformação da coluna de Harajli com PRFC.....	78
Figura 59 – Malha de elementos finitos da coluna de Smitha.....	78
Figura 60 – Comportamento inelástico à compressão do concreto para a coluna de Smitha ..	79
Figura 61 - Comportamento inelástico à tração do concreto para a coluna de Smitha.....	79
Figura 62 - Comportamento do dano à compressão do concreto para a coluna de Smitha	80

Figura 63 - Comportamento do dano à tração do concreto com as curvas de comportamento	80
Figura 64 – Comparação das metodologias de Lu et al (2005) e Obaidat (2011) para o modelo com superfície coesiva	82
Figura 65 - Comparação das metodologias de Lu et al (2005) e Obaidat (2011) para o modelo com elementos de interface	82
Figura 66 – Tensao x deformação com a curva CEB	83
Figura 67 - Tensao x deformação com a curva Guo	84
Figura 68 - Tensao x deformação com a curva Eurocode.....	84
Figura 69 - Tensao x deformação com a curva Zhang.....	85
Figura 70 – Malha de elementos finitos das colunas de Wu e Jiang	88
Figura 71 – Comportamento inelástico à compressão do concreto para as colunas de Wu e Jiang	89
Figura 72 - Comportamento inelástico à tração do concreto para as colunas de Wu e Jiang ..	89
Figura 73 - Comportamento do dano à compressão do concreto para as colunas de Wu e Jiang	90
Figura 74 - Comportamento do dano à tração do concreto para as colunas de Wu e Jiang.....	90
Figura 75 – Força vs. deslocamento axial da coluna A1E0	91
Figura 76 - Força vs. deslocamento axial da coluna A1E10	91
Figura 77 - Força vs. deslocamento axial da coluna A1E20	92
Figura 78 – Falha da coluna A1E0. (a) Experimental, (b) contato perfeito, (c) superfície coesiva, (d) elementos de interface	93
Figura 79 – Degradação do concreto no momento da falha da coluna A1E0. (a) Contato perfeito, (b) superfície coesiva, (c) elementos de interface.....	94
Figura 80 – Degradação do contato no momento da falha da coluna A1E0. (a) Superfície coesiva, (b) elementos de interface	95
Figura 81 – Deslocamento radial relativo x deslocamento axial entre a camada de PRFC e o concreto no modelo com superfície coesiva para a coluna A1E0	96
Figura 82 – Deslocamento radial relativo x deslocamento axial entre a camada de PRFC e o concreto no modelo com elementos de interface para a coluna A1E0	96
Figura 83 - Malha de elementos finitos da coluna de Parvin e Wang	97
Figura 84 – Comportamento inelástico à compressão do concreto para as colunas de Parvin e Wang	98
Figura 85 - Comportamento inelástico à tração do concreto para as colunas de Parvin e Wang	98

Figura 86 - Comportamento do dano à compressão do concreto para as colunas de Parvin e Wang	99
Figura 87 - Comportamento do dano à tração do concreto para as colunas de Parvin e Wang	99
Figura 88 – Força vs. deslocamento axial da coluna C10.....	100
Figura 89 - Força vs. deslocamento axial da coluna C11	100
Figura 90 - Força vs. deslocamento axial da coluna C12	101
Figura 91 – Falha da coluna C10. (a) Experimental, (b) contato perfeito, (c) superfície coesiva, (d) elementos de interface	103
Figura 92 – Degradação do concreto no momento da falha da coluna C10. (a) Contato perfeito, (b) superfície coesiva, (c) elementos de interface.....	104
Figura 93 – Degradação do contato no momento da falha da coluna C10. (a) Superfície coesiva, (b) elementos de interface	104
Figura 94 – Deslocamento radial x deslocamento axial entre a camada de PRFC e o concreto no modelo com superfície coesiva para a coluna C10.....	105
Figura 95 - Deslocamento radial x deslocamento axial entre a camada de PRFC e o concreto no modelo com elementos de interface para a coluna C10	105

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Resultados dos ensaios de Parvin e Wang (2001).....	29
Tabela 2 - Resultados dos ensaios de Wu e Jiang (2013)	31
Tabela 3 - Resultados dos ensaios de Martins (2016).....	31
Tabela 4 – Resultados de Hu et al. (2011)	32
Tabela 5 – Valores dos parâmetros do CDP.....	40
Tabela 6 – Parâmetros para as curvas tensão-deformação da coluna prismática	67
Tabela 7 – Tensão x deformação da coluna de Harajli com PRFC	77
Tabela 8 – Parâmetros para as curvas tensão-deformação da coluna de Smitha.....	79
Tabela 9 – Comparação das metodologias de Lu et al. (2005) e Obaidat (2011)	81
Tabela 10 – Comparação dos valores da coluna circular de Smitha et al. (2014).....	86
Tabela 11 – Parâmetros para as curvas tensão-deformação das colunas de Wu e Jiang	88
Tabela 12 – Comparativo entre os modelos numéricos e experimentais para as colunas de Wu e Jiang.....	92
Tabela 13 – Parâmetros para as curvas tensão-deformação da coluna de Parvin e Wang.....	98
Tabela 14 - Comparativo entre os modelos numérico com os ensaios experimentais para as colunas de Parvin e Wang	102

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	14
1.1	Objetivos	17
1.1.1	Objetivo principal	17
1.1.2	Objetivos específicos	17
1.2	Metodologia.....	18
1.3	Estrutura do trabalho.....	18
2	MATERIAIS COMPÓSITOS	20
2.1	Fibras de Carbono.....	21
2.2	Concreto reforçado com PRFC	22
2.3	Efeito do confinamento em pilares	25
2.4	Pilares reforçados com PRFC.....	28
2.5	Contato entre o concreto e PRFC	31
3	MODELO CONSTITUTIVO DO CONCRETO.....	36
3.1	Concrete damaged plasticity	36
3.2	Comportamento tensão-deformação	43
3.2.1	Hordijk e CEB-FIB	43
3.2.2	Guo (2014)	48
3.2.3	Zhang et al. (2017).....	49
3.2.4	Eurocode	50
4	ELEMENTOS DE CONTATO	52
4.1	Restrições e interações entre superfícies.....	52
4.2	Elementos de interface	54
4.2.1	Formulação do elemento COH3D8 de altura finita.....	59
4.3	Lei de separação	61
4.4	Propriedades da interface	63
4.4.1	Modelo para elemento de interface.....	63

4.4.2	Modelo para superfície coesiva	64
5	VALIDAÇÃO NUMÉRICA	65
5.1	Validação do CDP	66
5.1.1	Coluna de Harajli com uma camada de PRFC	76
5.2	Validação do contato.....	77
5.2.1	Estudo das propriedades da resina usadas na interface.....	80
5.2.2	Simulações numéricas da coluna de Smitha	82
6	ESTUDOS DE CASO	87
6.1	Modelo de Wu e Jiang (2013)	87
6.1.1	Modos de falha da coluna A1E0	93
6.2	Modelo de Parvin e Wang (2001).....	96
6.2.1	Modos de falha da coluna C10	101
7	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	106
	REFERÊNCIAS	109

1 INTRODUÇÃO

A maioria das estruturas no Brasil é construída em concreto armado, cuja durabilidade pode ser comprometida devido a agentes externos, sendo um tema de grande importância. As estruturas devem ser submetidas a manutenções periódicas para que sua vida útil não seja reduzida e que o surgimento de patologias venha a afetar sua capacidade resistente.

Diversas patologias podem ocorrer nas estruturas, provenientes do envelhecimento natural do material, ação de agentes externos agressivos ou baixo controle de qualidade, por exemplo. Algumas ações excepcionais, como incêndios ou explosões, também podem acarretar danos significativos e comprometer o elemento em um curto período de tempo. Dessa forma, torna-se necessária a realização do reforço do elemento estrutural comprometido (PEREIRA, 2012).

Várias técnicas de reforço de pilares são encontradas na literatura, tais como reforço com perfis metálicos, aumento da seção transversal da peça e encamisamento com compósitos. O encamisamento de pilares através de perfis metálicos ou compósitos gera o confinamento da seção como intuito de adicionar pressão lateral ao pilar, dificultando o seu deslocamento radial e, assim, aumentando a capacidade resistente e sua ductilidade (CARRAZEDO, 2002).

Uma das técnicas que vem sendo muito utilizada em todo o mundo é o reforço de pilares com polímeros de fibras, seja de vidro, carbono, aço ou cerâmica. As mais utilizadas são as fibras de carbono. Esses materiais surgiram como uma alternativa ao aço do concreto armado devido ao seu bom comportamento em ambientes corrosivos (VILANOVA et al., 2016). Atualmente, os polímeros podem ser aplicados no concreto como barras internas em substituição as armaduras de aço e como revestimento externo com a finalidade de recuperação e reforço (SALOMONI et al., 2011).

Essa técnica tem como principal vantagem, o fácil manuseio e aplicação, o que gera rapidez em sua utilização. Além disso, esses polímeros possuem baixo peso específico e têm como propriedades, elevada resistência à tração, alto módulo de elasticidade e boa resistência à corrosão e aos agentes químicos em geral (GAMINO, 2007).

Reforçar pilares, ou elementos de concreto armado em geral, com fibras é uma técnica recente. Há falta de conhecimento em muitos profissionais a respeito do assunto ou insegurança por não haver uma normatização oficial no Brasil. Além disso, essa técnica não está incluída no currículo acadêmico da maioria das instituições de ensino, dificultando o

acesso a essa tecnologia para estudantes ou engenheiros. Geralmente, os profissionais contam apenas com sua experiência ou a utilização de manuais de fabricantes, como o manual de reforço da VIAPOL, escrito por Machado(sem data) ou normas internacionais (CARRAZEDO 2002).

Apesar de ser uma técnica consagrada para o reforço de lajes e vigas, no caso de pilares, a maior parte dos estudos (PARVIN & BRIGHTON, 2001; CARRAZEDO, 2002) tem sido voltada para os de seção circular. Estes pilares mostram uma maior eficiência do confinamento em relação aos pilares de seção quadrada ou retangular (SILVA & BELLA, 2003), pois possuem uma distribuição uniformada pressão lateral, enquanto as seções prismáticas apresentam concentração de tensões em seus cantos. Portanto, a geometria da seção transversal da coluna confinada tem grande influência no seu ganho de resistência e ductilidade.

Portanto, é necessário que haja mais estudos relacionados às seções transversais não-circulares, como as quadradas e retangulares. O domínio do método é de grande interesse nacional, pela falta de uma metodologia específica que analise o comportamento estrutural do elemento reforçado, que auxiliaria o projetista durante o dimensionamento do reforço.

Essas análises podem ser ensaios experimentais ou simulações numéricas. Os ensaios experimentais, apesar de demonstrarem o comportamento real do elemento estrutural, são muito caros e apresentam limitações quanto ao tamanho do corpo de prova principalmente em relação aos equipamentos disponíveis. Devido a isso, a maioria dos ensaios encontrados na literatura são realizados em colunas curtas, como se pode ver em Parvin e Wang (2001), Harajli (2006) e Wu e Jiang (2013). As análises numéricas, portanto, tornam-se uma alternativa menos onerosa, podendo complementar a pesquisa experimental através de estudos paramétricos.

Um dos métodos numéricos mais utilizados pelos pesquisadores atualmente é o Método dos Elementos Finitos (MEF), que permite avaliar as mais variadas estruturas. Nesse caso, o comportamento constitutivo dos materiais envolvidos deve ser representado o mais fiel possível. O concreto, por exemplo, apresenta um comportamento frágil cuja falha é caracterizada pelo aparecimento de microfissuras que se propagam até o colapso do elemento estrutural. Portanto, o uso de um modelo linear-elástico é muito simples, pois não retrata o comportamento descrito. Desta forma, é essencial que se utilize um modelo de análise não linear.

Os modelos não lineares podem ser descritos através das teorias da plasticidade ou do dano. Nos modelos que seguem a teoria da plasticidade, é considerado que o material

apresenta deformações imediatas e não reversíveis, isto é, ao serem removidas as forças que as ocasionaram, as deformações não desaparecem completamente havendo uma deformação residual. Estes modelos buscam representar o comportamento de um material quando solicitado, distinguindo dois trechos na curva tensão-deformação, um elástico e outro plástico, ocorrendo, dessa maneira, deformações elásticas e inelásticas (residuais), respectivamente. Alguns pesquisadores, como Tresca, vonMises, Mohr-Coulomb, Drucker-Prager, entre outros, desenvolveram analiticamente superfícies de plastificação responsáveis por representar a fronteira entre os regimes elástico e plástico do material (GAMINO, 2007).

Já a mecânica do dano considera os efeitos da degradação progressiva dos materiais através da redução da sua resistência e rigidez. Kachanov, em 1958, foi o primeiro a introduzir o conceito de dano em materiais com o intuito de prever a ruptura precoce em metais quando submetidos a tração constante (Codes, 2006). Rabotnov, em 1969, propôs o uso de uma variável redutora da rigidez inicial do material, o que pode ser descrita como a variável de dano.

O comportamento não linear do concreto é marcado principalmente pela formação das microfissuras, o que caracteriza seu processo de degradação progressiva. Lubliner et al. (1989) propuseram um modelo baseado na Teoria da Plasticidade e na Mecânica do Dano Contínuo, para representar esse comportamento do concreto. Nesse caso, os conceitos de dano são incorporados em um modelo plástico, fazendo uso do conceito de tensões efetivas da Mecânica do Dano para representar a perda de rigidez. Nesse modelo, o concreto é visto como um material coesivo com atrito, sendo que a eventual perda de rigidez (dano) está relacionada a uma perda de coesão. Esse modelo é hoje conhecido como Modelo de Dano Plástico (*Concrete Damaged Plasticity – CDP*).

Outra carência nos modelos numéricos utilizados em diversos estudos é a ausência de elementos que modelem apropriadamente a interface concreto-polímero. Geralmente, este contato é analisado como se estivessem inteiramente ligados (MARQUES & ARAÚJO, 2014; MARQUES & ARAÚJO, 2016; FILGUEIRA et al., 2017), não havendo deslocamento relativo entre as superfícies em contato, ou seja, não consideram um possível descolamento entre o concreto e a fibra de carbono. A eficiência do reforço de fibras pode ser comprometida quando três principais tipos de falha estão presentes no elemento reforçado, que são: o descolamento das camadas de concreto, a delaminação da fibra e o colapso por cisalhamento (SMITHA et al., 2014).

Há bastantes diferenças entre os tipos de polímeros utilizados no reforço, pois suas propriedades, tais como módulo de elasticidade, massa específica, tensão de tração

última, dentre outras, variam de acordo com os materiais usados na matriz e no reforço do compósito. Por conta disso, não há normatização padrão para prever o comportamento da ligação entre esses dois materiais (VILANOVA et al., 2016).

O uso dos elementos finitos tem permitido estudos sobre modelos usando diferentes abordagens na interface entre o concreto e o PRFC. A maioria dos estudos são baseados em uma ligação perfeita entre os materiais, onde não há deslocamento relativo entre o concreto e o polímero de fibra, podendo-se citar os trabalhos de Parvin e Wang (2001), Harajli (2006), Pereira (2012), Lima et al. (2016) e Lin e Teng (2017). Outros pesquisadores, contudo, buscaram modelar a ligação adesiva entre o concreto e PRFC, como Hu et al. (2011), Smitha et al. (2014) e Mazucco et al. (2016). Essa ligação pode ser modelada através de uma superfície coesiva (interação da opção *contact pair*, disponível no ABAQUS (SIMULIA, 2012)), ou através do uso de elementos de interface, dentre outras. Os elementos de interface, também denominados de elementos coesivos, podem simular descontinuidades, como fraturas ou a separação entre duas superfícies.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo principal

O objetivo principal deste trabalho é avaliar numericamente colunas curtas de concreto confinadas por fibras de carbono, submetidas a compressão axial, através da não linearidade do efeito da modelagem da interface concreto-PRFC.

1.1.2 Objetivos específicos

A fim de alcançar o objetivo principal, os seguintes objetivos são necessários:

- a) Estudo das curvas de comportamento do concreto
- b) Estudo dos parâmetros de dano do concreto
- c) Validar o modelo de não linearidade física, Concrete Damaged Plasticity (CDP), no software ABAQUS;
- d) Estudo dos tipos de contatos da interação entre o concreto e o PRFC
- e) Estudo das metodologias usadas para prever as propriedades da resina usada na interface entre o concreto e o PRFC.
- f) Validar o uso da interação de superfície coesiva como contato entre o concreto e o PRFC no ABAQUS;

- g) Validar o uso do elemento de interface COH3D8 disponível no software ABAQUS como ligação entre o concreto e o PRFC;
- h) Verificar o deslocamento relativo entre o concreto e a camada de PRFC

1.2 Metodologia

A fim de alcançar o objetivo principal desse trabalho, a seguinte metodologia é seguida na elaboração desse trabalho. O Concrete DamagedPlasticity (CDP) é usado como modelo constitutivo de não linearidade física para o concreto. Não existe um consenso sobre qual metodologia usar para o comportamento não linear do concreto ou para calcular a degradação do concreto, ou seja, seus parâmetros de dano. Dessa forma, são usadas e comparadas quatro curvas de comportamento do concreto (CEB, Guo (2014), Zhang et al. (2017) e Eurocode) e quatro metodologias para o cálculo dos parâmetros de dano do concreto (as metodologias propostas por Winkler e Stangenberg (2008), Alfarah et al. (2017) e as usadas por Santana e Araújo (2017) e Zhang et al. (2017)). Estas metodologias são validadas a partir de ensaios experimentais encontrados na literatura, que são os de Harajli (2006), sem e com uma camada de fibra.

A interface de contato entre o concreto e a camada de PRFC é modelada de três maneiras diferentes, a saber: contato perfeito (chamado de contato *Tie*, no ABAQUS), contato com superfície coesiva (chamada de *contactpair*, no ABAQUS) e através do uso de elementos de interface (ou elementos coesivos). Esses contatos são validados através da modelagem das colunas avaliadas por Smitha et al. (2014).

Por fim, colunas ensaiadas experimentalmente por Wu e Wang (2013) e Parvin e Wang (2001) são analisadas modelando-se a interface concreto-PRFC. São analisados modelos de colunas curtas circulares e prismáticas e através de compressões concêntricas e excêntricas. É observado o deslocamento relativo entre o concreto e o PRFC, simulando o descolamento da fibra da superfície do concreto.

1.3 Estrutura do trabalho

Este trabalho está dividido em sete capítulos. No capítulo 1 está descrita uma breve introdução que almeja justificar a importância do tema, os objetivos do trabalho e sua metodologia.

O capítulo 2 apresenta uma fundamentação teórica sobre materiais compósitos, assim como, suas aplicações. Apresenta, também, estudos realizados anteriormente que

comprovam a prática do encamisamento do pilar com camadas de PRFC como reforço estrutural, tanto considerando o contato perfeito como através do uso de elementos na interface entre o concreto e o polímero.

No capítulo 3 é apresentada a formulação do modelo constitutivo CDP, assim como, metodologias encontradas na literatura para a determinação da degradação do concreto. O capítulo 4 apresenta os tipos de contato estudados neste trabalho e suas respectivas formulações.

No capítulo 5 são apresentadas simulações numéricas usadas para validação da metodologia do CDP usada no trabalho, é realizado um estudo sobre as curvas de comportamento do concreto analisadas, as metodologias de cálculo dos parâmetros de dano e as metodologias de cálculo das propriedades da resina utilizada na interface entre o concreto e o PRFC.

No capítulo 6 são apresentados os resultados gerais de outros exemplos encontrados na literatura. No capítulo 7 é discutido os resultados, apresentando comentários e considerações finais, também são dadas sugestões para trabalhos futuros.

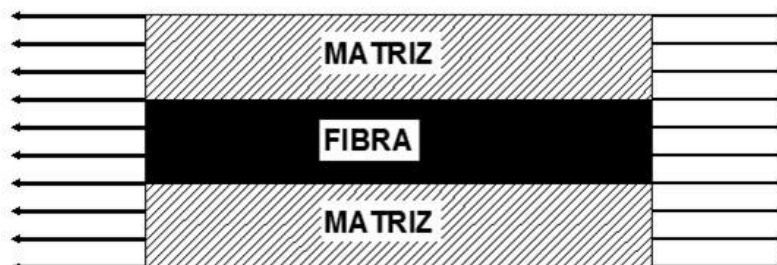
2 MATERIAIS COMPÓSITOS

Os materiais estruturais são classificados como metais, polímeros, cerâmicos e compósitos. Os materiais compósitos são a combinação de pelo menos dois materiais distintos, formando um arranjo estrutural macroscópico com interface distinta entre os materiais (GIBSON, 1994). O objetivo dessa combinação heterogênea é a obtenção de características provenientes de seus componentes para que apresente um melhor desempenho estrutural para condições específicas de uso.

A utilização de compósitos pelo homem não é um processo novo, pois em civilizações antigas já eram usados tijolos feitos pela mistura úmida de barro e palha, por exemplo. Os métodos e as técnicas de produção se atualizaram no decorrer dos anos. Atualmente, os compósitos estão presentes no cotidiano de todos, tais como em aviões, automóveis, materiais esportivos e biomédicos, dentre outros (DANIEL & ISHAI, 1994).

Os materiais compósitos são constituídos por uma fase de reforço, ou fase dispersa, e uma matriz (Figura 1). A matriz confere solidez e firmeza ao material, preenchendo vazios e mantendo a posição do material de reforço estável. Sua função principal é transferir e distribuir as cargas externas às fibras. Suas propriedades dependem da natureza dos materiais empregados e podem ser de origem polimérica (PMC – *polymer matrix composites*), metálica (MMC – *metal matrix composites*) ou cerâmica (CMC – *ceramic matrix composites*). Entretanto, os compósitos poliméricos são os mais utilizados, devido ao seu baixo custo, alta resistência e de simples manufatura, podendo-se destacar os epóxis e poliésteres. Durante o processo de fabricação destes compósitos, pode ser adicionado fillers à matriz, a fim de modificar suas propriedades, tais como resistência, textura da superfície, redução do custo, dentre outras (KAW, 2006).

Figura 1 – Esquema constituinte dos materiais compósitos

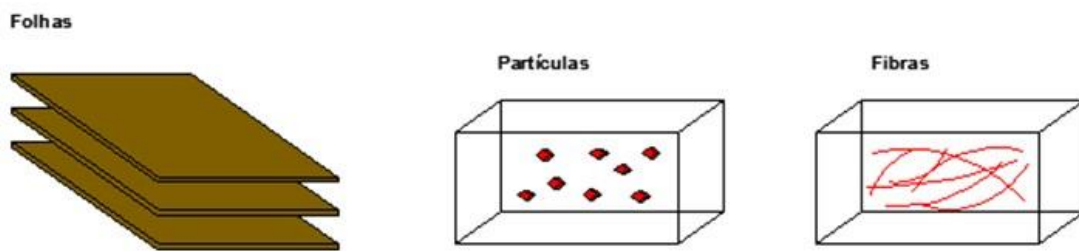


Fonte: Elaborado pelo autor

O material de reforço pode ser colocado na matriz em forma de partículas, fibras e folhas (Figura 2). As partículas podem ser orientadas aleatoriamente ou segundo uma direção

preferida e os compósitos em folhas são denominados de compósitos laminados. As fibras são elementos descontínuos cujo comprimento é bem maior que a área da seção transversal. Os compósitos com fibras são os mais utilizados, pois as fibras conferem maiores resistência e rigidez do que os outros dois. As fibras podem ser orgânicas (encontradas naturalmente na natureza como o sisal, cabelo, lã e seda) ou fabricadas pelo homem como as de vidro, carbono, aço e cerâmica.

Figura2 – Elementos de reforço



Fonte: Elaborado pelo autor

As fibras podem ser classificadas como básicas, como as de vidro, ou avançadas, como as de carbono. As fibras básicas possuem um baixo custo, entretanto, geralmente possuem baixos módulos de elasticidade e baixas resistências à tração. As fibras avançadas possuem maiores módulos de elasticidade, entretanto, o seu custo é bem maior (GIBSON, 1994). A justificativa do seu uso é quando o aumento do desempenho justifica o aumento do custo.

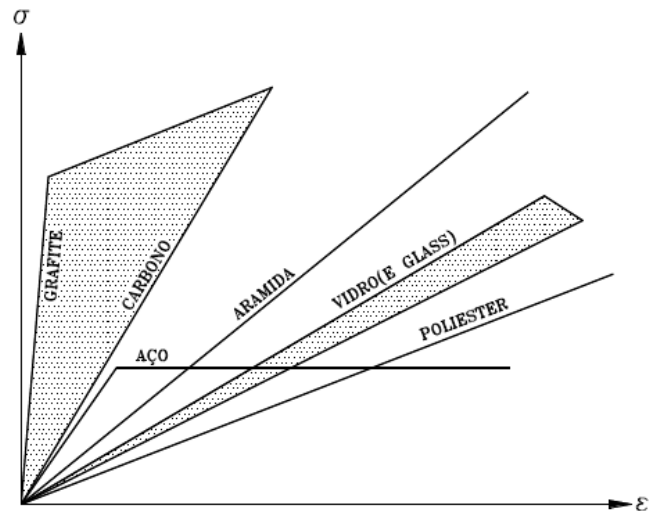
2.1 Fibras de Carbono

As fibras de carbono são manufaturadas a partir do precursor poliácridonitrila (PAN). Primeiramente as fibras PAN passam por um processo de oxidação que consiste em mantê-las tracionadas a fim de melhorar suas propriedades mecânicas. Em seguida, o material resultante da oxidação passa por três processos de aquecimento (KAW, 2006). No primeiro processo, denominado estabilização, a fibra é aquecida em temperatura que varia entre 200 °C e 300 °C a fim de estabilizar as dimensões da fibra, resultando na coloração preta. O segundo processo é a carbonização que ocorre em uma atmosfera inerte e em temperaturas que variam entre 1000 °C e 1500 °C. O último processo consiste na grafitação que ocorre em temperaturas de até 3000 °C. Este último processo melhora a textura da fibra, a orientação dos átomos de carbono e aumenta o módulo de elasticidade (CHAWLA, 2012), que pode variar entre 100 GPa e 300 GPa. Contudo, em temperaturas que variam entre 2500 °C e 3000 °C, o

produto resultante não é mais fibra de carbono, mas fibras de grafite, que possuem módulos de elasticidade de até 650 GPa(MACHADO &MACHADO, 2015).

Quanto maior o módulo de elasticidade do produto, mais caro é o custo do material. As fibras de grafite podem chegar a um custo de 15 a 20 vezes maior que as fibras de carbono. Cabe aos projetistas avaliarem se esse maior custo é justificado pelo aumento da eficiência do produto. A Figura 3 mostra um esquema do diagrama tensão x deformação de algumas dessas fibras.

Figura 3 - Diagrama tensão x deformação de algumas fibras



Fonte: Machado(sem data)

2.2 Concreto reforçado com PRFC

Segundo Machado e Machado(2015), vários elementos estruturais podem ser reforçados com polímero reforçado com fibras de carbono (PRFC). Os sistemas compostos que utilizam fibras de carbono, em geral, são conhecidos por apresentar alta resistência mecânica, alta rigidez, boa resistência à fadiga e cargas cíclicas, alta resistência aos ataques químicos, alta resistência à corrosão e baixo peso específico.

Em vigas, as fibras de carbono podem ser utilizadas para resistir aos esforços de tração provenientes da flexão e do cisalhamento (Figura 4),podendo ser orientadas verticalmente (direção 90°), para combater ao cisalhamento, ou horizontalmente (direção 0°), para combater à flexão.

Figura 4 – Fibras de carbono na viga



Fonte: http://jgtech.com.br/fibra_carbono.php

Em lajes, as fibras de carbono podem ser utilizadas para resistir aos esforços de tração provenientes da flexão nas lajes lisas (Figura 5 e Figura 6) ou nervuradas (Figura 7). As fibras podem ser aplicadas de maneira bidimensional (Figura 6 e Figura 7), ou seja, nas duas direções da laje, ou de maneira unidimensional (Figura 5), quando o comprimento de uma das dimensões da laje é muito maior que o outro. Ou seja, a flexão em uma direção da viga será alta, enquanto o da direção perpendicular a esta será baixo ou desprezível, o que não necessitaria aplicar fibras de carbono. Muitas vezes não há necessidade de armar a laje nessa direção. Por segurança, é aplicada apenas a área mínima de armadura determinada pela NBR 6118 (ABNT, 2014).

Figura 5 – Fibras de carbono em laje aplicada de forma unidimensional



Fonte: https://fotos.habitissimo.com.br/foto/reforco-estrutural-com-fibra-de-carbono-em-laje_830502

Figura 6 – Fibras de carbono em laje aplicada de forma bidimensional



Fonte: <http://www.wetterlt.com.br/index.php/nossos-projetos/28-reforco-hospital-unimed>

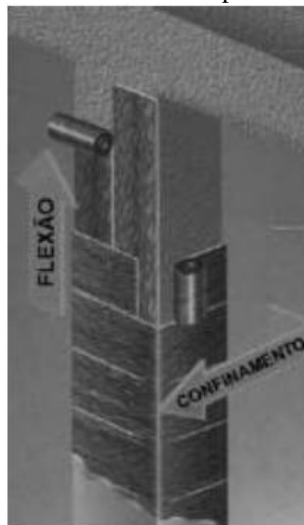
Figura 7 – Fibras de carbono aplicadas em laje nervurada



Fonte: https://www.aecweb.com.br/cont/m/rev/fibra-de-carbono-e-usada-para-reforçar-estruturas-de-concreto-ja-existent_12079_10_0

Em pilares, as fibras de carbono podem ser usadas como reforço de duas maneiras distintas, aumento da resistência à flexão e aumento da resistência à compressão, em razão do confinamento. As fibras posicionadas na direção vertical, paralela ao eixo do pilar (direção 0°), combatem à flexão, enquanto as fibras posicionadas na direção horizontal, perpendicular ao eixo do pilar (direção 90°), combatem à compressão através do confinamento (Figura 8).

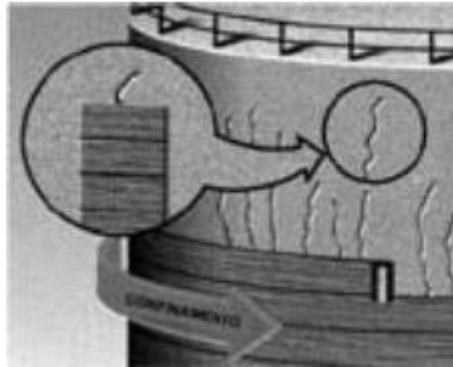
Figura 8 – Fibras de carbono aplicadas em pilares



Fonte: Machado (Sem data)

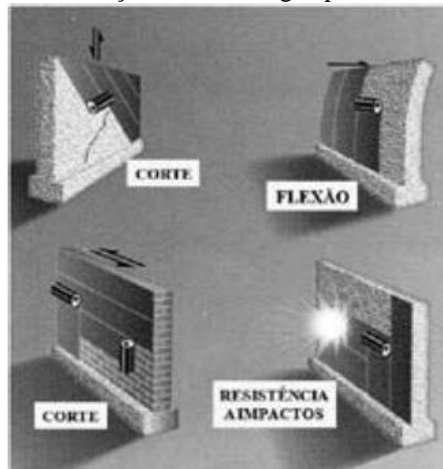
Machado e Machado(2015) também apresentam informações sobre outros tipos de estrutura, dentre elas, tanques, reservatórios, muros de arrimo, vigas-paredes, alvenarias e tubulações de concreto. Como o reforço desses tipos de estrutura não é o foco deste trabalho, não serão aqui detalhadas, apenas apresentadas e mostradas nas Figura 9 a Figura 11.

Figura 9 – Reforço de reservatórios e tanques



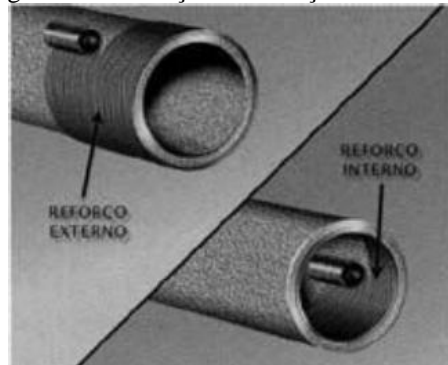
Fonte: Machado (Sem data)

Figura 10 – Reforço de muros, vigas-paredes e alvenarias



Fonte: Machado (Sem data)

Figura 11 – Reforço de tubulações de concreto



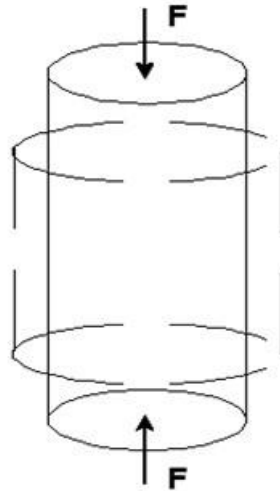
Fonte: Machado (Sem data)

2.3 Efeito do confinamento em pilares

Para melhor entendimento do conceito de confinamento, é necessário que primeiramente se conheça o comportamento do pilar em serviço. Caso um pilar sem qualquer restrição lateral, cujo comportamento do material é elástico-linear, seja submetido a uma força axial de compressão (F), este será comprimido axialmente inversamente proporcional ao seu

modo de elasticidade (E) e irá expandir lateralmente proporcional à razão ν/E , no qual ν é o coeficiente de Poisson. Em outras palavras, quando o concreto é comprimido axialmente, devido ao efeito Poisson, há a ocorrência de deformações radiais de expansão (Figura 12).

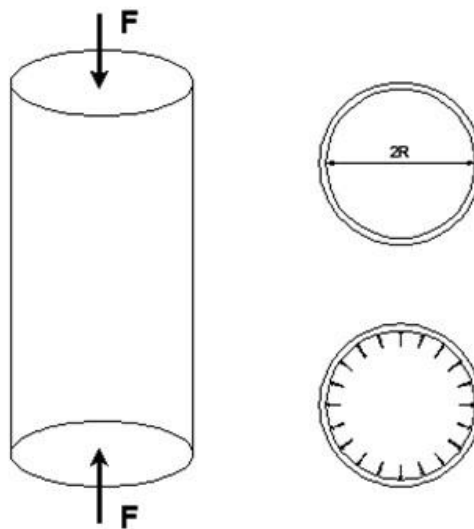
Figura 12 – Pilar submetido à compressão



Fonte: Elaborado pelo autor

O princípio do confinamento consiste em restringir esse deslocamento lateral do pilar e, assim, resistir a uma força de compressão maior. Se o pilar é envolvido por uma parede fina antes da aplicação da carga, essa parede restringe o deslocamento lateral quando a carga de compressão for aplicada, criando no interior do tubo uma pressão radial (Figura 13). O valor dessa pressão é dependente da magnitude da força de compressão, do material e da geometria do pilar (CARRAZEDO, 2002).

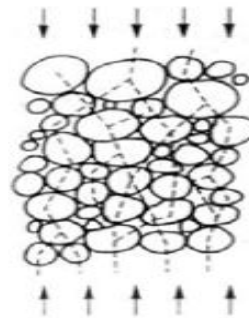
Figura 13 – Pilar envolto por uma parede fina e submetido à uma força de compressão



Fonte: Elaborado pelo autor

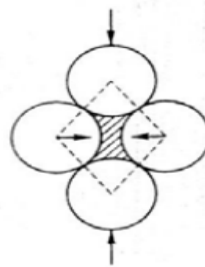
O mecanismo do confinamento pode ser descrito da seguinte forma (CEB-FIB, 1999): as forças de compressão são transmitidas através dos agregados graúdos (Figura 14), que são os componentes rígidos do concreto. Forças laterais (Figura 15) surgem nesses agregados provenientes da ação aglutinante da pasta de cimento (forças coesivas), tornando o sistema em equilíbrio. Quando essa ação aglutinante é superada pela força de compressão, surgem forças de tração entre os agregados e a pasta de cimento formando microfissuras (Figura 16). Essas microfissuras aumentam de tamanho com o aumento da carga, até que estas fissuras alcancem um comprimento crítico, tornando a peça danificada e comprometida. A fissuração do concreto ocorre paralelamente à carga axial aplicada. O confinamento aumenta a força lateral da pasta de cimento (Figura 17), necessitando de uma maior força de compressão para superá-la, o que resulta em uma maior resistência à compressão.

Figura 14 – Transmissão da força de compressão através dos agregados graúdos



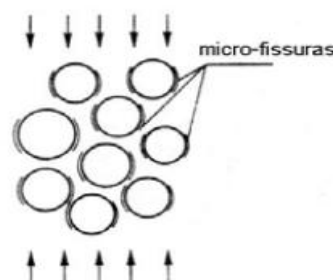
Fonte: CEB-FIB (1999)

Figura 15 – Forças laterais devido às forças de coesão entre agregados



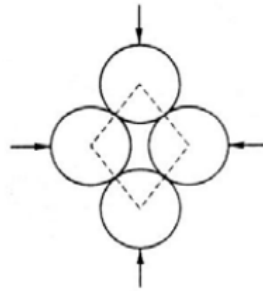
Fonte: CEB-FIB (1999)

Figura 16 – Formação de microfissuras



Fonte: CEB-FIB (1999)

Figura 17–Efeito da ação confinante



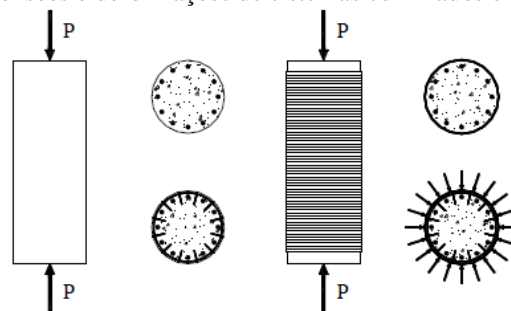
Fonte: CEB-FIB (1999)

O confinamento dos pilares pode ser realizado através de armaduras transversais (estribos) ou através do encamisamento dos pilares com outros materiais, tais como aço e compósitos. As propriedades do material confinante influenciam o comportamento do concreto. O aço possui um comportamento elasto-plástico, ou seja, após atingir a tensão de escoamento, proporciona uma tensão constante, enquanto os compósitos aumentam sua tensão até atingir a tensão de ruptura. Pode-se dizer, portanto, que o aço proporciona um confinamento constante após o escoamento do aço, enquanto os polímeros proporcionam um confinamento crescente (CARRAZEDO, 2002). Um dos principais benefícios do confinamento é o aumento da ductilidade, principalmente em concretos de alta resistência, já que possuem baixa ductilidade.

2.4 Pilares reforçados com PRFC

Os pilares reforçados com PRFC, portanto, estão sujeitos ao efeito do confinamento, ou seja, a deformação radial do pilar é limitada pela fibra, o que caracteriza um confinamento passivo. As fibras de carbono permanecem sem tensões até que a expansão radial ocorra, quando então as fibras são tracionadas, induzindo o concreto a um estado triaxial de tensões de compressão (Figura 18).

Figura 18 – Tensões e deformações de sistemas confinados e não confinados



Fonte: MACHADO (Sem data)

Esse estado triaxial de compressão a que o concreto é submetido permite o aumento da sua resistência e ductilidade, em comparação ao concreto submetido apenas a um estado uniaxial de tensões. Vários trabalhos são encontrados na literatura que comprovam o aumento da resistência à compressão do concreto devido ao seu confinamento com PFRC. Alguns desses trabalhos são citados a seguir.

Parvin e Wang (2001) realizaram testes experimentais em colunas curtas de concreto simples (C0) e concreto confinado com uma e duas camadas de PRFC (C1 e C2). Os pilares têm comprimentos de 305 mm, seções transversais quadradas de 108 mm de lado e raio de arredondamento dos cantos de 8,26 mm. Os testes de compressão uniaxial dos corpos de prova resultaram numa resistência de 21,4 MPa, enquanto o PRFC (MBrace CF 130) possui resistência à tração máxima de 3,8 GPa.

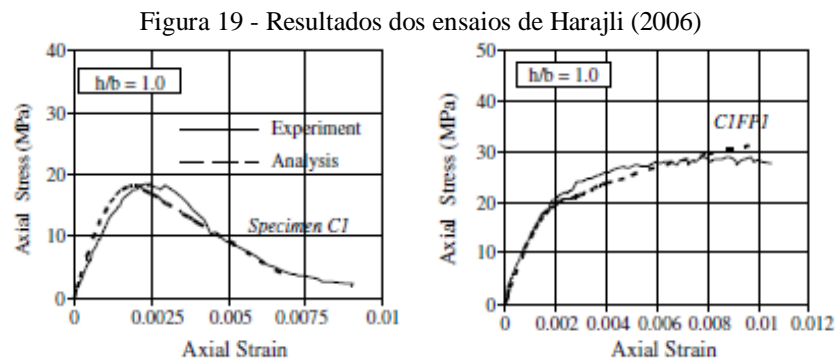
Para cada um dos modelos, foram realizados ensaios com cargas de compressão concêntricas (C00, C10, C20) e excêntricas, cujas excentricidades foram 7,6 mm (C01, C11, C21) e 15,2 mm (C02, C12, C22). O primeiro número do índice corresponde ao número de camadas de PRFC, enquanto que o segundo número do índice designa a excentricidade (Tabela 1), ou seja, o índice 0 corresponde à compressão concêntrica, enquanto que os índices 1 e 2 correspondem às excentricidades de 7,6 mm e 15,2 mm, respectivamente. Esses autores obtiveram um aumento de 53,8% na força máxima entre o concreto simples e o concreto confinado com uma camada de PRFC, para a compressão concêntrica. Já para duas camadas de fibras, o aumento foi de 100,3%. Quando a carga excêntrica é aplicada, ocorre redução da resistência em relação a compressão concêntrica, sendo 44,4% para a excentricidade de 7,6 mm (C11) e 47,9% para a excentricidade de 15,2 mm (C12). Já para as duas camadas de fibras os ganhos foram bem maiores.

Tabela 1 - Resultados dos ensaios de Parvin e Wang (2001)

Coluna	F_{max} (kN)	Ganho de Resistência (%)
C00	261,99	-
C01	218,40	-
C02	198,83	-
C10	402,99	53,8
C11	315,36	44,4
C12	294,01	47,9
C20	524,86	100,3
C21	390,98	79,0
C22	359,84	81,0

Fonte: PARVIN & WANG (2001)

Harajli (2006) ensaiou à compressão colunas curtas quadradas reforçadas com PFRC. Essas colunas tinham 300 mm de comprimento, seção transversal quadrada de 132 mm de lado e raio de arredondamento dos cantos de 15 mm. A resistência à compressão do concreto utilizado era 18,3 MPa, enquanto o PRFC possuía sua resistência à tração máxima de 3500 MPa. Seus resultados (Figura 19) demonstraram um aumento na resistência à compressão de 60,55%, pois a resistência da coluna não confinada foi aproximadamente 18,1 MPa, enquanto que a da confinada foi aproximadamente 28,9 MPa.



Fonte: HARAJLI (2006)

Wu e Jiang (2013) desenvolveram um estudo experimental com pilares de seções transversais circulares com 150 mm de diâmetro e 300 mm de comprimento. A resistência à compressão variou de 21,2 MPa a 30,1 MPa, com diferentes camadas de fibras de carbono (zero camadas a 2 camadas -Tabela 2). A PRFC utilizada foi desenvolvida pela TORAYCA Cloth com resistência à tração de 4192 MPa. Em uma compressão concêntrica do pilar com concreto simples, foi identificado uma força máxima média de 375,3 kN.

Ao adicionar uma camada de fibra de 0,167 mm de espessura, a coluna atingiu uma força máxima média de 1008,65 kN, com um ganho de 168,7% em relação ao modelo não confinado. Com duas camadas de PRFC, a coluna atingiu uma força máxima média de 1577,5 kN, com um aumento de 320,33 % em relação ao modelo não confinado e 56,4% em relação ao modelo com uma camada de PRFC.

Os autores também realizaram um estudo da excentricidade da força aplicada durante o ensaio de compressão. Com uma excentricidade de 10 mm, houve uma redução média de 10% da força máxima resistida. A excentricidade foi aumentada gradualmente até 50mm, onde essa redução média chegou a 55%.

Martins (2016) realizou um estudo experimental com colunas curtas de seção circular com diâmetro de 10 cm e comprimento de 20 cm. O concreto foi feito inicialmente para um f_{ck} de 30 MPa, entretanto, os ensaios foram realizados aos 146 dias de idade, onde a

resistência do concreto já era de 50,42 MPa. O PRFC utilizado foi o Viapol Carbon CFW 300, com resistência à tração máxima de 4900 MPa. As colunas foram ensaiadas com concreto simples não confinado e confinado, com uma camada até quatro camadas de PRFC. Com uma camada de PRFC houve um aumento da resistência à compressão de 20,39%, com quatro camadas esse aumento chega a 182,03% em relação ao concreto não confinado (Tabela 3).

Tabela 2 - Resultados dos ensaios de Wu e Jiang (2013)

Coluna	Resistência a compressão (MPa)	F_{max} (kN)	Relação (F/F ₀)
A0E0	21,2	375,3	1
A0E10	21,2	334,35	0,89
A0E20	21,2	296,4	0,79
A0E30	21,2	280,4	0,75
A0E40	21,2	243,9	0,65
A0E50	21,2	194,4	0,52
A1E0	28,7	1008,65	1
A1E10	28,7	909,7	0,89
A1E20	28,7	795,2	0,79
A1E30	28,7	762,2	0,74
A1E40	28,7	662,75	0,66
A1E50	28,7	454,8	0,45
A2E0	30,1	1577,5	1
A2E10	30,1	1449,0	0,92
A2E20	30,1	1308,55	0,83
A2E30	30,1	1183,1	0,75
A2E40	30,1	885,7	0,56
A2E50	30,1	691,7	0,44

Fonte: WU &JIANG (2013)

Tabela 3- Resultados dos ensaios de Martins (2016)

Nº de camadas	f_{co} (MPa)	f_{cc} (MPa)	Ganho de Resistência (%)
1	50,42	60,6	20,39
2		88,7	75,92
3		112,7	123,52
4		142,2	182,03

Fonte: MARTINS (2016)

2.5 Contato entre o concreto e PRFC

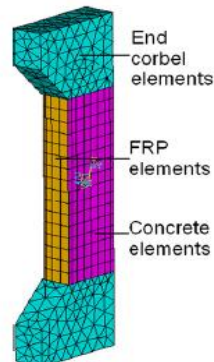
Inicialmente, os estudos realizados tratavam a interface entre o concreto e o PRFC como uma interação perfeita, onde não há deslocamentos relativos entre eles. Com o avanço dos estudos em elementos finitos e o avanço no processamento dos computadores, tornou-se

viável o estudo de modelos cada vez mais elaborados e complexos. Dessa forma, estudos que consideram esse contato entre o concreto e o PRFC foram sendo cada vez mais apresentados.

Hu et al. (2011) realizaram um estudo numérico das colunas ensaiadas por Cao et al. (2006, apud HU et al., 2011). Esses autores analisaram dois tipos de ligação entre o concreto e o PRFC: o contato perfeito e o contato representado por elementos de interface. Esses elementos de interface consideram o modelo de atrito de Coulomb e produzem uma folga entre os dois elementos quando são detectadas tensões de tração. As colunas são retangulares e foram submetidas a compressão concêntrica e excêntrica, cujos resultados foram comparados com os experimentais.

Em um dos ensaios, foi realizado o teste de compressão excêntrica de um pilar de 1350 mm de comprimento e seção transversal quadrada de 250 mm de lado. Em suas extremidades haviam mísulas com seção transversal máxima de 250 mm x 400 mm e 300 mm (Figura 20).

Figura 20 – Corpo de prova testado por Hu et al. (2011)



Fonte: HU et al. (2011)

Foram realizados testes com diferentes excentricidades (Figura 21). A terceira e a quinta colunas da Tabela 4 mostram as forças máximas para o contato com elementos de interface e o contato perfeito, respectivamente, enquanto a quarta e a sexta colunas mostram as diferenças percentuais em relação aos resultados experimentais para o contato com elementos de interface e para o contato perfeito, respectivamente. Com alta excentricidade, o resultado se distanciou mais do experimental, entretanto, em todos os testes houve uma melhoria dos resultados ao modelar o contato entre o concreto e a camada de PRFC.

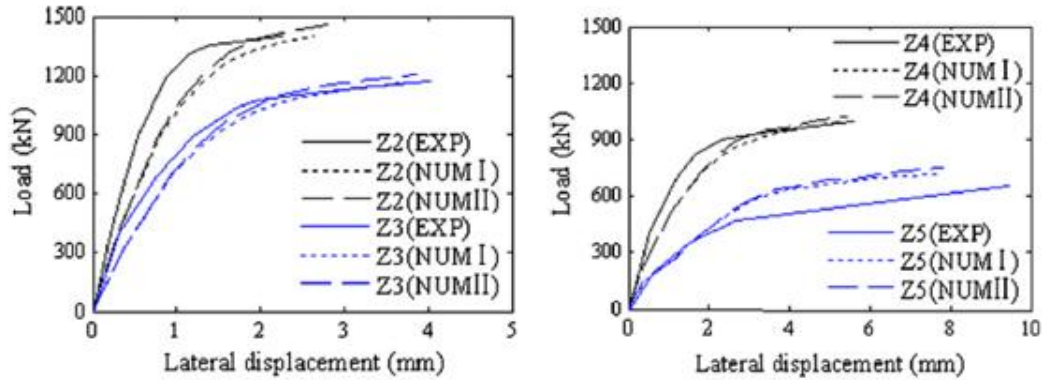
Tabela 4 – Resultados de Hu et al. (2011)

Excentricidade (mm)	F_{exp} (kN)	$F_{num,A}$ (kN)	Erro _A (%)	$F_{num,B}$ (kN)	Erro _B (%)
35	1400	1397	-0,2	1458	4,2
55	1175	1166	-0,8	1209	2,9

Excentricidade (mm)	F_{exp} (kN)	$F_{num,A}$ (kN)	Erro _A (%)	$F_{num,B}$ (kN)	Erro _B (%)
75	1000	995	-0,5	1026	2,6
115	650	719	10,6	747	14,9

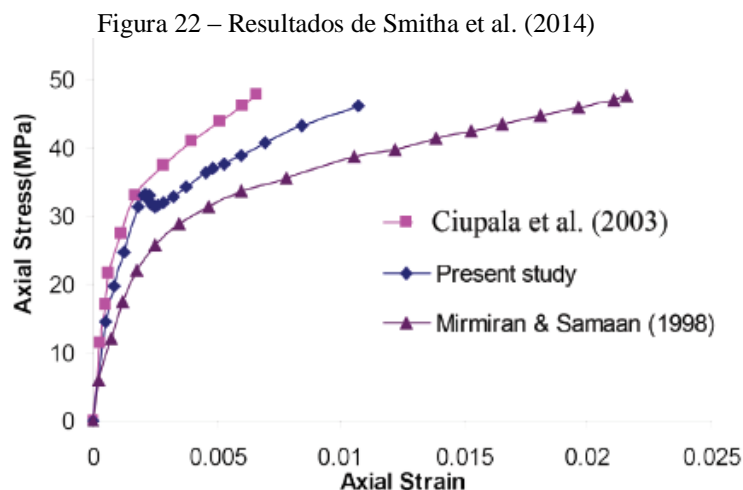
Fonte: HU et al. (2011)

Figura 21 - Gráficos força x deslocamento dos resultados de Hu et al. (2011)



Fonte: HU et al. (2011)

Smitha et al. (2014) analisaram numericamente colunas circulares, de 150 mm de diâmetro e 300 mm de comprimento, sujeitas a compressão concêntrica. O contato entre o concreto e o PRFC foram modelados com elementos de interface coesivos, ou seja, fornecendo uma relação tração x separação para a interface e com o processo de dano representada por uma degradação progressiva da rigidez do material. Seus resultados numéricos foram comparados aos resultados experimentais de Ciupala et al. (2003, apud SMITHA et al., 2014) e com os resultados analíticos de Mirmiran e Samman (1998, apud SMITHA et al., 2014). Os resultados (Figura 22) mostraram concordância em relação a tensão máxima suportada pelo corpo de prova, entretanto, houve grandes divergências em relação a deformação.



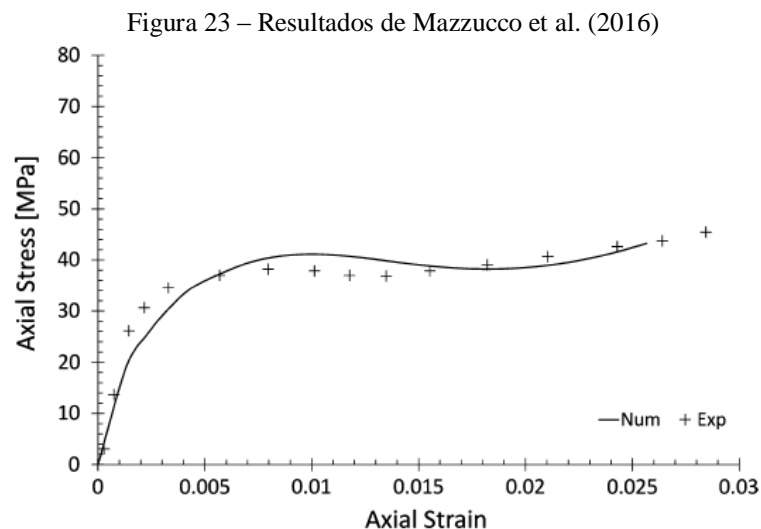
Fonte: SMITHA et al. (2014)

Mazzucco et al.(2016) analisaram numericamente colunas circulares e quadradas que foram ensaiadas por Wang e Wu (2008, apud MAZZUCCO et al, 2016). Um modelo simplificado foi usado para representar o contato entre o concreto e o PRFC. Nesse caso, a zona de contato foi considerada com propriedades de um material intermediário, com um tensor constitutivo equivalente calculado através da média ponderada pelos volumes do concreto e PRFC. Esse tensor é expresso por:

$$D_{ij}^{eq} = \frac{D_{ij}^c \cdot V_c\% + D_{ij}^{PRFC} \cdot V_{PRFC}\%}{V_c\% + V_{PRFC}\%} \quad (1)$$

Onde D_{ij}^{eq} é o tensor constitutivo equivalente dos elementos que representam o contato, D_{ij}^c e D_{ij}^{PRFC} são as matrizes constitutivas do concreto e do PRFC, respectivamente, e $V_c\%$ e $V_{PRFC}\%$ são a porcentagem em volume do concreto e PRFC, respectivamente.

As dimensões das colunas são: 300mm de comprimento e seção transversal quadrada de 150 mm de lado e raio de arredondamento de 15 mm. Os resultados numéricos mostraram boa concordância com os resultados experimentais (Figura 23).

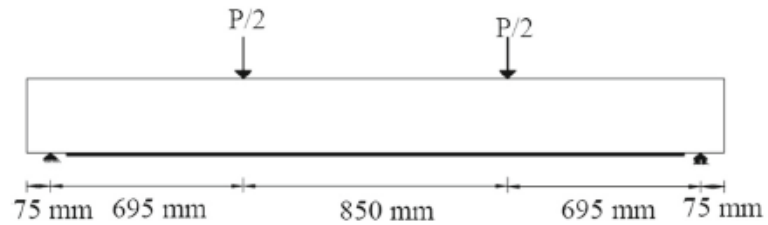


Fonte: MAZZUCCO et al. (2016)

Bsisu et al.(2017) realizaram um estudo com uma viga de seção transversal retangular com medidas de 178 e 235 mm e comprimento de 2235 mm (Figura 24). Esses autores não utilizaram elementos de interface coesivos para representar a ligação entre o concreto e a fibra. Entretanto, essa ligação é representada pela interação entre as superfícies do concreto e PRFC com as mesmas propriedades da zona de modelo coesiva, o que pode ser chamada de superfície coesiva. Os resultados mostraram boa concordância com os resultados

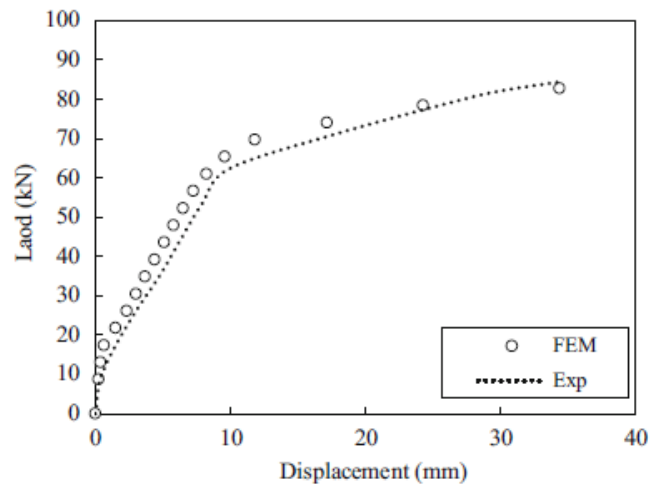
experimentais realizados por Sargand e Ball (2000, apud BSISU et al., 2016), considerando a força x deslocamento vertical do ponto médio do vão (Figura 25).

Figura 24 – Teste na viga de Bsisu et al. (2017)



Fonte: BSISU et al. (2017)

Figura 25 – Resultados de Bsisu et al.(2017)



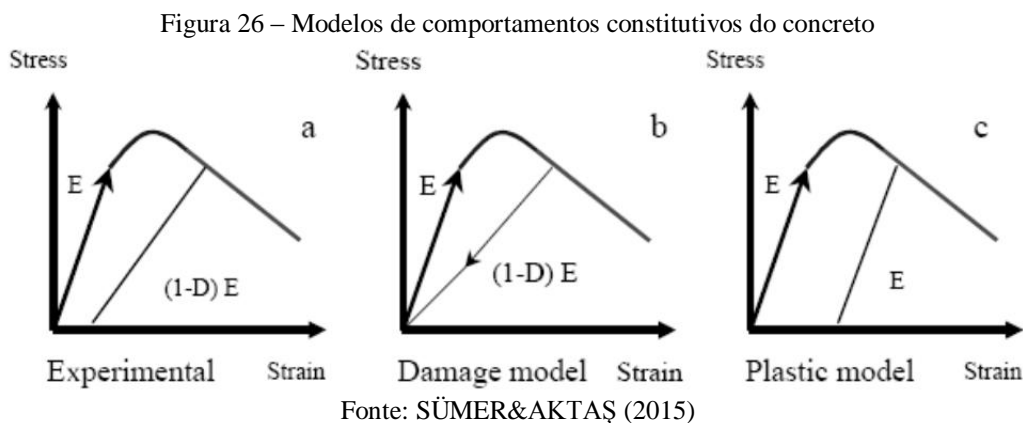
Fonte: BSISU et al. (2017)

Em todos os estudos citados nesse tópico, os autores concluíram que os resultados numéricos, considerando os diferentes tipos de contato, tinham boa concordância com os resultados experimentais.

3 MODELO CONSTITUTIVO DO CONCRETO

A principal função de um modelo constitutivo é reproduzir, interpretar e prever o comportamento físico de um determinado material. O concreto é um dos materiais que apresentam um comportamento físico bem complexo quando solicitado, sendo bem difícil capturar esse comportamento com modelos de danos elásticos ou leis elasto-plásticas (SÜMER & AKTAŞ, 2015).

Nos modelos com danos elásticos, não há deformações residuais após o dano, pois a tensão nula ainda corresponde a uma deformação nula, o que faz com que a rigidez seja menor do que a inicial (Figura 26b). Quando o modelo adotado é totalmente elástico e plástico, há deformações residuais, entretanto, não há dano, ou seja, o módulo de elasticidade continuará o mesmo, pois a curva de descarregamento do material continuará com a mesma inclinação da curva de carregamento inicial (Figura 26c).



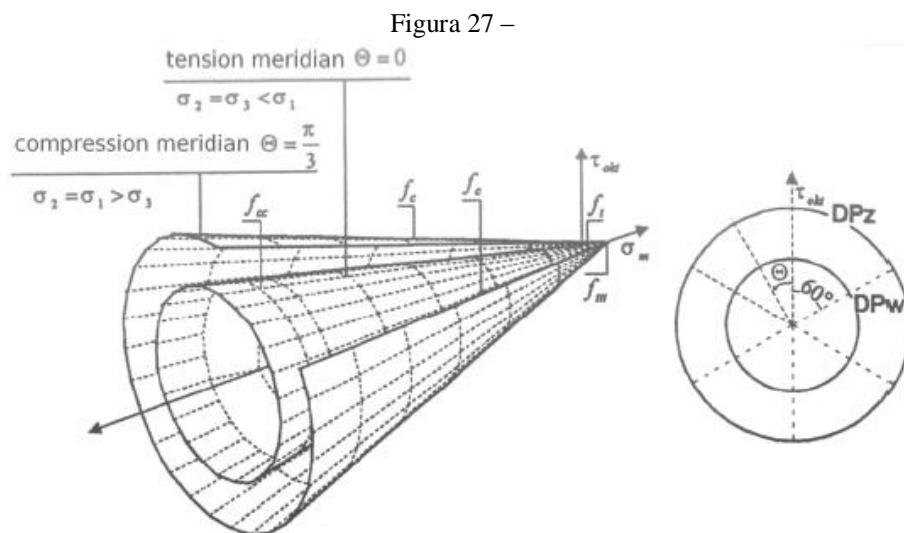
Nos modelos totalmente danificados, o módulo de elasticidade no descarregamento será menor do que o real. Em contrapartida, nos modelos totalmente plásticos, o módulo de elasticidade calculado será maior do que o real, ou seja, nenhum dos dois modelos corresponde ao real comportamento não linear do concreto (Figura 26a). Assim, o *Concrete Damaged Plasticity* (CDP) combina os dois modelos (modelo de dano elástico e modelo plástico) com o intuito de capturar o comportamento não linear do concreto, o qual é descrito a seguir.

3.1 Concrete damaged plasticity

O concreto pode falhar por esmagamento sob compressão ou por fratura sob tração. A resistência do concreto devido a um estado uniaxial de compressão ou de tração difere da do concreto quando submetido a outros estados de tensão. Segundo Kmiecik e Kaminski (2011),

ao ser submetido a um estado biaxial de tensão, sua resistência aumenta de 10 a 20%, enquanto que para um estado triaxial de compressão uniforme, a resistência aumenta ainda mais.

O modelo constitutivo mais utilizado para capturar o comportamento físico do concreto é o critério de Drucker-Prager (KMIECIK & KAMINSKI, 2011). Nesse critério, a superfície de escoamento é representada por um cone de revolução em torno do eixo hidrostático (Figura 27). No interior dessa superfície, o estado de tensão corresponde a um estado seguro de tensão. Fora dessa superfície, a falha pode ocorrer de duas maneiras: através da mudança da deformação sem variação da tensão, ou seja, plasticidade perfeita, ou através da perda de rigidez do concreto, o que caracteriza um dano do material.



Fonte: KMIECIK & KAMINSKI (2011)

O CDP, disponível no software ABAQUS/CAE (SIMULIA, 2012), foi proposto por Lubliner et al. (1989) e modificado por Lee e Fenves (1998). É considerado uma teoria de Drucker-Prager modificada, pois é baseado nesse critério. Nesse caso, a superfície de escoamento é representada pela função F , dada por:

$$F = \frac{1}{1-\alpha} (q - 3\alpha p + \beta \langle \sigma_{\max} \rangle - \gamma \langle \sigma_{\max} \rangle) - \bar{\sigma}_c \quad (2)$$

Onde, $\langle \cdot \rangle$ é a função de Macaulay, p é a tensão hidrostática, q é a tensão efetiva equivalente de Von Mises (tensão efetiva dividido por $1-d$), σ_{\max} é a máxima tensão efetiva principal, $\bar{\sigma}_c$ é a tensão efetiva de coesão na compressão. α , β e γ são definidos pelas seguintes expressões.

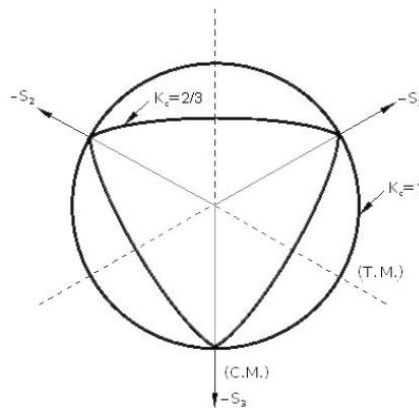
$$\alpha = \frac{(f_{b0}/f_{c0})-1}{2(f_{b0}/f_{c0})-1} \quad (3)$$

$$\beta = \frac{\bar{\sigma}_c}{\sigma_t} (1-\alpha) - (1+\alpha) \quad (4)$$

$$\gamma = \frac{3(1-K_c)}{2K_c-1} \quad (5)$$

Em que, f_{b0} e f_{c0} são as tensões de escoamento sob compressão biaxial e uniaxial, respectivamente, $\bar{\sigma}_t$ é a tensão efetiva de coesão na tração. K_c (Equação 5) é a razão da distância entre o eixo hidrostático e, respectivamente, o meridiano de compressão e o meridiano de tração no plano desviador (Figura 34).

Figura 28 – Superfície de falha do CDP no plano desviador



Fonte: KMIECIK & KAMINSKI (2011)

No CDP, a superfície de falha não é um círculo (Figura 28), mas a combinação de três elipses mutuamente tangentes no plano desviador, sendo governada pelo parâmetro K_c . Normalmente, seu valor varia entre 0,5 (critério de Rankine) e 1 (critério de Drucker-Prager). Como padrão, usa-se o valor recomendado de 2/3.

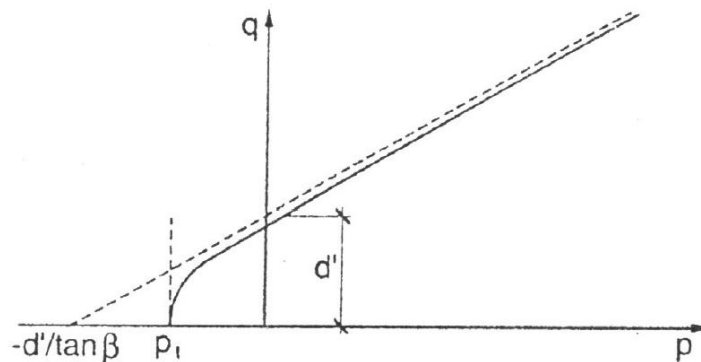
OCDP supõe uma lei de fluxo não associada, cujo potencial plástico é definido pela função hiperbólica de Drucker-Prager, que é dada por:

$$G = \sqrt{(\varepsilon\sigma_{t0} \tan \psi)^2 + q^2} - p \cdot \tan \psi \quad (6)$$

Onde G é a função potencial do fluxo plástico, ε é a excentricidade e ψ é o ângulo de dilatação. A excentricidade ε é um pequeno valor positivo que representa a taxa de aproximação da função hiperbólica de sua assíntota (Figura 29). É a medida do segmento formado entre as interseções das assíntotas da hipérbole com o vértice da hipérbole ao longo do eixo hidrostático. Também pode ser calculada através da razão entre a resistência à tração e a resistência à compressão, ambos sob estado uniaxial. Seu valor adotado é de 0,1.

O ângulo de dilatação ψ (Equação 6) é o ângulo de inclinação entre a superfície de falha e o eixo hidrostático, medido no plano meridional $p-q$ (Figura 29) em alta pressão confinante. Seu valor é aproximadamente 36° .

Figura 29 – Função hiperbólica do potencial plástico no plano meridional



Fonte: KMIECIK & KAMINSKI (2011)

A relação f_{b0}/f_{c0} (Equação 3) é a razão entre as tensões de escoamento sob compressão biaxial f_{b0} e uniaxial f_{c0} . O valor recomendado para essa relação é 1,16. Por fim, o parâmetro μ , chamado de viscosidade, geralmente utilizado para melhorar a taxa de convergência do modelo no regime de suavização (*softening*). O valor padrão no ABAQUS (SIMULIA, 2012) é zero, entretanto, muitos autores encontraram problemas na convergência durante a suavização do concreto. Lima et al. (20016), por exemplo, adotaram um pequeno valor de 10^{-6} , que resolve esse problema. Não há valor exato para o parâmetro de viscosidade, deve-se realizar uma análise de sensibilidade para se obter o melhor valor para ele. Os valores desses parâmetros são mostrados resumidamente na Tabela 5.

Tabela 5– Valores dos parâmetros do CDP

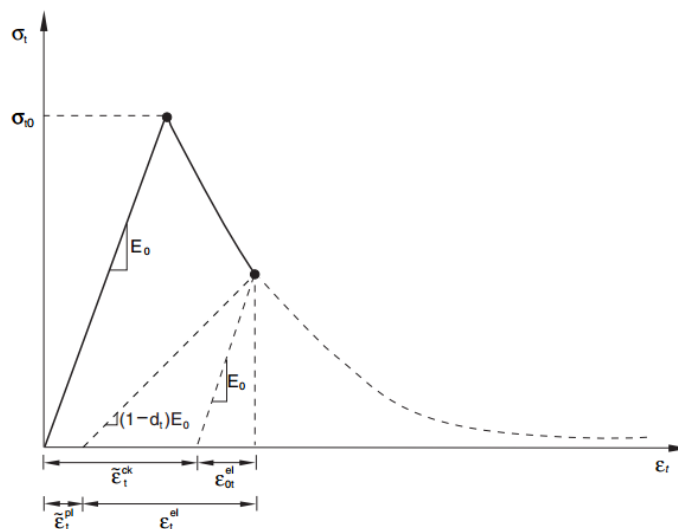
Parâmetro	Valor
Ângulo de dilatação	36°
Excentricidade	0,1
f_{b0}/f_{c0}	1,16
K	0,667

Fonte: Elaborado pelo autor

O modelo CDP introduz duas variáveis escalares de dano para o material, uma para a compressão e outra para a tração (SÜMER & AKTAŞ, 2015). A evolução do escoamento ou da falha é caracterizada por duas variáveis de endurecimento, $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$ e $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$, que correspondem às deformações plásticas sob compressão e tração, respectivamente. Essas variáveis estão relacionadas aos dois mecanismos de falhas do concreto (esmagamento e trincamento), respectivamente.

Sob tração uniaxial, a curva tensão-deformação segue uma relação linear elástica até atingir uma tensão limite de início de falha, σ_{t0} , onde microfissuras começam a surgir no concreto. Acima dessa tensão, a propagação das microtrincas é representada na curva tensão-deformação pelo amolecimento da mesma, e após o descarregamento poderá surgir deformações plásticas ou residuais $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$ (Figura 30).

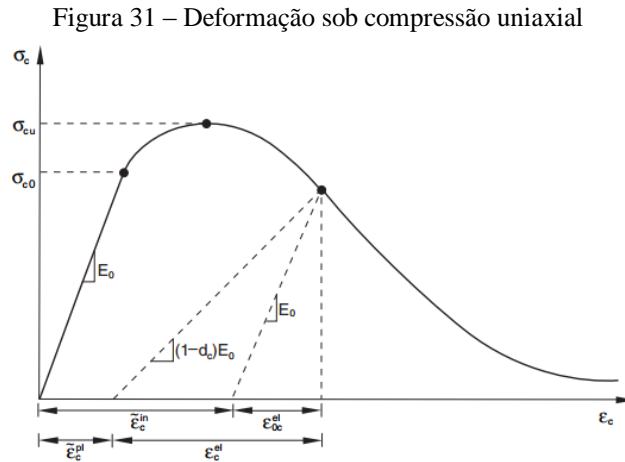
Figura 30– Curva tensão-deformação sob tração uniaxial



Fonte: (SIMULIA, 2012)

Sob compressão uniaxial, a curva tensão-deformação segue uma relação linear elástica até atingir uma tensão limite de início de falha, σ_{c0} . No regime plástico, a resposta é

caracterizada pelo endurecimento do material até atingir a tensão limite σ_{cu} , seguida do amolecimento da curva (Figura 31).



Fonte: SIMULIA (2012)

É possível observar na Figura 30 e na Figura 31 que, caso o concreto seja descarregado em algum ponto após a tensão de pico, ou seja, durante a curva de amolecimento, o material se torna danificado e sua rigidez elástica é diminuída. Essa degradação do material, ou seja, a perda da rigidez é caracterizada por duas variáveis de dano, d_t e d_c , que dependem das deformações plásticas e da temperatura. Seus valores podem variar de 0, quando o material não é danificado, a 1, quando o material perde toda a sua resistência e rigidez.

As relações tensão-deformação, sob carregamentos de tração (σ_t) e compressão (σ_c), são dadas pelas seguintes expressões:

$$\sigma_t = (1 - d_t) \cdot E_0 \cdot (\epsilon_t - \tilde{\epsilon}_t^{pl}) \quad (7)$$

$$\sigma_c = (1 - d_c) \cdot E_0 \cdot (\epsilon_c - \tilde{\epsilon}_c^{pl}) \quad (8)$$

Onde E_0 é a rigidez inicial do concreto sem danos, d_t é a variável de dano na tração e d_c é a variável de dano na compressão.

As tensões efetivas de coesão (Equação (4)) na tração ($\bar{\sigma}_t$) e compressão ($\bar{\sigma}_c$) são definidas, respectivamente, por:

$$\bar{\sigma}_t = \frac{\sigma_t}{(1 - d_t)} = E_0 \cdot (\epsilon_t - \tilde{\epsilon}_t^{pl}) \quad (9)$$

$$\bar{\sigma}_c = \frac{\sigma_c}{(1-d_c)} = E_0 \cdot (\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \quad (10)$$

O comportamento pós-falha do concreto na tração é modelado através de uma curva de amolecimento, que permite definir o comportamento fissurado através de uma lei de amolecimento (Figura 30). No ABAQUS (SIMULIA, 2012), o modelo CDP requer que esse amolecimento seja especificado através de uma relação tensão-deformação pós-falha ou aplicando um critério de fissuração por energia de fratura.

No concreto armado, o comportamento pós-falha significa fornecer a tensão pós-falha em função da deformação de fissuração na tração $\tilde{\varepsilon}_t^{ck}$. Nesse caso, o comportamento do concreto não é considerado frágil e as tensões de tração não diminuem drasticamente, mas gradualmente (KMIECIK & KAMIŃSKI, 2011).

A deformação de fissuração $\tilde{\varepsilon}_t^{ck}$ é definida como a diferença entre a deformação total (ε_t) e a deformação elástica (ε_{0t}^{el}). Ou seja,

$$\tilde{\varepsilon}_t^{ck} = \varepsilon_t - \varepsilon_{0t}^{el} \quad (11)$$

Onde

$$\varepsilon_{0t}^{el} = \frac{\sigma_t}{E_0} \quad (12)$$

Quando há descarregamento, a deformação plástica na tração, $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$, pode ser calculada a partir da seguinte expressão:

$$\tilde{\varepsilon}_t^{pl} = \tilde{\varepsilon}_t^{ck} - \frac{d_t}{1-d_t} \cdot \frac{\sigma_t}{E_0} \quad (13)$$

O comportamento do concreto na compressão (Figura 31), nesse caso, pode ser definido através do ensaio de compressão uniaxial. A tensão de compressão (σ_c) é fornecida no ABAQUS (SIMULIA, 2012) em função da deformação inelástica $\tilde{\varepsilon}_c^{in}$. Essa deformação é definida como a deformação total (ε_c) menos a deformação elástica (ε_{0c}^{el}), que corresponde ao material sem danos. Ou seja,

$$\tilde{\varepsilon}_c^{in} = \varepsilon_c - \varepsilon_{0c}^{el} \quad (14)$$

Onde

$$\varepsilon_{0c}^{el} = \frac{\sigma_c}{E_0} \quad (15)$$

Assim, o endurecimento da tensão é dado em função da deformação inelástica $\tilde{\varepsilon}_c^{in}$.

Quando há descarregamento, a deformação plástica $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$ pode ser calculada a partir da seguinte expressão:

$$\tilde{\varepsilon}_c^{pl} = \tilde{\varepsilon}_c^{in} - \frac{d_c}{1-d_c} \cdot \frac{\sigma_c}{E_0} \quad (16)$$

3.2 Comportamento tensão-deformação

Existem na literatura várias curvas que buscam descrever o comportamento do concreto, seja na tração como na compressão. As expressões do CEB-FIB (2010) para a compressão são as mais utilizadas por pesquisadores em todo o mundo. O comportamento à tração é geralmente descrito pelas expressões de HORDIJK (1992, apud ALFARAH et al., 2017). No entanto, outras curvas são também avaliadas neste trabalho, que são a do Guo (2014), Zhang (2017) e do Eurocode (1992), as quais são descritas a seguir.

3.2.1 Hordijk e CEB-FIB

O primeiro trecho da curva tensão-deformação na tração (Figura 30) corresponde ao comportamento linear, enquanto o segundo trecho corresponde ao comportamento não linear. Esses trechos são dados pelas seguintes expressões (HORDIJK (1992) apud ALFARAH et al., 2017), respectivamente:

$$\sigma_{t(1)} = E_0 \cdot \varepsilon_t \quad (17)$$

$$\frac{\sigma_{t(2)}(w)}{f_{tm}} = \left[1 + \left(c_1 \frac{w}{w_c} \right)^3 \right] \cdot e^{-c_2 \frac{w}{w_c}} - \frac{w}{w_c} (1 + c_1^3) \cdot e^{-c_2} \quad (18)$$

Onde w é o comprimento da fissura, w_c é o comprimento crítico da fissura e c_1 e c_2 são variáveis constantes com valores dados por $c_1 = 3$ e $c_2 = 6,93$. O comprimento crítico da fissura pode ser calculado através da seguinte expressão:

$$w_c = 5,14 \frac{G_f}{f_{tm}} \quad (19)$$

Onde G_f é a energia de fratura e f_{tm} é a tensão máxima de tração, que podem ser calculadas através das seguintes expressões:

$$G_f = 0,073 f_{cm}^{0,18} \quad (20)$$

$$f_{tm} = 0,3016 f_{ck}^{2/3} \quad (21)$$

Onde f_{cm} é a tensão máxima de compressão, dado pela expressão:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \quad (22)$$

A deformação ε_t e o comprimento da fissura w podem ser relacionados por:

$$\varepsilon_t = \varepsilon_{tm} + \frac{w}{l_{eq}} \quad (23)$$

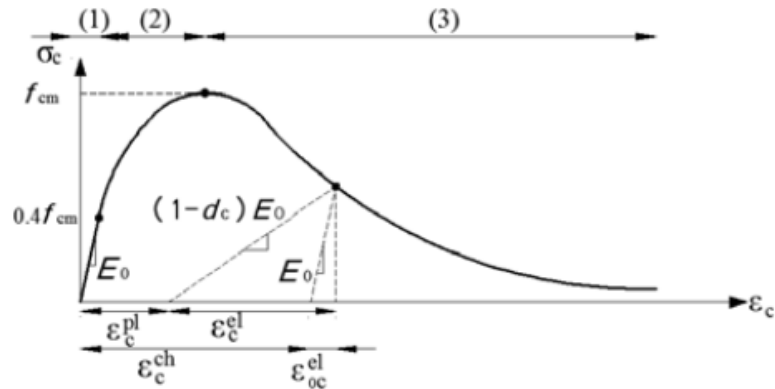
Onde ε_{tm} é a deformação quando a tensão de tração é máxima e l_{eq} é o comprimento médio dos elementos da malha.

O trecho 1 da curva tensão-deformação na compressão (Figura 32) corresponde a fase elástica, cuja tensão limite é $0,4 f_{cm}$, o trecho 2 corresponde a fase de endurecimento (*hardening*) e o trecho 3 ao comportamento não linear. Esses trechos são descritos pelas seguintes expressões (CEB-FIB, 2010):

$$\sigma_{c(1)} = E_0 \cdot \varepsilon_c \quad (24)$$

$$\sigma_{c(2)} = \frac{E_{ci} \frac{\varepsilon_c}{f_{cm}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cm}} \right)^2}{1 + \left(E_{ci} \frac{\varepsilon_c}{f_{cm}} - 2 \right) \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cm}}} \cdot f_{cm} \quad (25)$$

Figura 32 – Curva tensão-deformação pela CEB-FIB 2010



Fonte: ALFARAH et al. (2017)

$$\sigma_{c(3)} = \left(\frac{2 + \gamma_c \cdot f_{cm} \cdot \varepsilon_{cm}}{2f_{cm}} - \gamma_c \cdot \varepsilon_c + \frac{\varepsilon_c^2 \cdot \gamma_c}{2\varepsilon_{cm}} \right)^{-1} \quad (26)$$

O parâmetro γ_c (Equação 26) é dado pela expressão:

$$\gamma_c = \frac{\pi^2 \cdot f_{cm} \cdot \varepsilon_{cm}}{2 \cdot \left[\frac{G_{ch}}{l_{eq}} - 0,5 f_{cm} \cdot \left(\varepsilon_{cm} (1-b) + b \frac{f_{cm}}{E_0} \right) \right]^2} \quad (27)$$

Onde G_{ch} é a energia de esmagamento e b é a razão entre as deformações inelástica e plástica.

Esses parâmetros são definidos, respectivamente, por:

$$G_{ch} = \left(\frac{f_{cm}}{f_{tm}} \right)^2 \cdot G_f \quad (28)$$

$$b = \frac{\varepsilon_c^{in}}{\varepsilon_c^{pl}} \quad (29)$$

E_{ci} e E_0 são, respectivamente, o módulo tangente e o módulo de elasticidade do concreto não danificado. Esses parâmetros são dados, respectivamente, por:

$$E_{ci} = 10000 f_{cm}^{1/3} \quad (30)$$

$$E_0 = E_{ci} \left(0,8 + \frac{0,2 f_{cm}}{88} \right) \quad (31)$$

3.2.1.1 Cálculo dos parâmetros de dano

Dois metodologias são apresentadas aqui para determinar os parâmetros de danos. A primeira foi proposta por Alfarah et al. (2017) e a segunda por Winkler e Stangenberg (2008), as quais são descritas a seguir.

A metodologia proposta por Alfarah et al. (2017) calcula os parâmetros de danos, d_c e d_t , a partir das curvas de energia normalizadas dissipadas pelo dano (Figura 33). Esses parâmetros podem ser calculadas a partir das seguintes expressões:

$$d_c = \frac{1}{g_c} \int_0^{\varepsilon_c^{in}} \sigma_c \cdot d\varepsilon_c^{in} \quad (32)$$

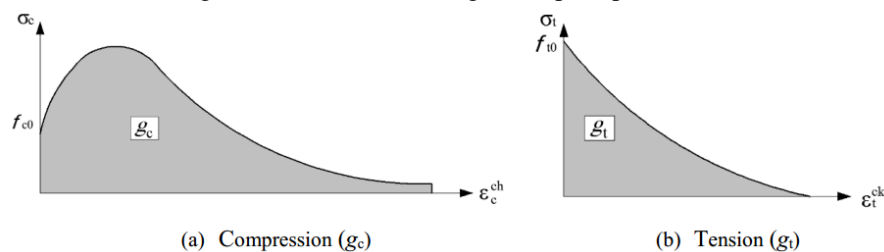
$$d_t = \frac{1}{g_t} \int_0^{\varepsilon_t^{in}} \sigma_t \cdot d\varepsilon_t^{in} \quad (33)$$

Onde ε_c^{in} e ε_t^{in} são calculadas, respectivamente, pelas equações (11) e (14), g_c e g_t representam a energia por volume dissipada durante todo o processo e determinadas pelas expressões:

$$g_c = \int_0^{\infty} \sigma_c \cdot d\varepsilon_c^{in} \quad (34)$$

$$g_t = \int_0^{\infty} \sigma_t \cdot d\varepsilon_t^{in} \quad (35)$$

Figura 33 – Curvas de energia dissipada pelo dano



Fonte: ALFARAH et al. (2017)

Para determinar os parâmetros de dano, deve ser seguida a seguinte metodologia:

1. Deve-se ter conhecimento dos dados iniciais do concreto: a resistência característica do concreto f_{ck} , o comprimento da malha l_{eq} e a razão entre as deformações (b).
2. Calcular as tensões de compressão (Equação (22)) e tração máximas (Equação (21)).
3. O valor da deformação quando a tensão de compressão for máxima pode ser estipulado com o valor de $\varepsilon_{cm} = 0,0022$.
4. Calcular os módulos de elasticidade tangente (Equação (30)) e o inicial sem danos (Equação (31)).
5. Calcular a energia de fratura (Equação (20)) e de esmagamento (Equação (28)) em (N/mm).
6. Calcular o comprimento de abertura crítica da trinca (Equação (19)).
7. Construir as curvas dos três trechos de comportamento à compressão uniaxial, $\sigma_{c(1)}$ (Equação (24)), $\sigma_{c(2)}$ (Equação (25)) e $\sigma_{c(3)}$ (Equação (26)).
8. Construir as curvas dos dois trechos de comportamento à tração uniaxial, $\sigma_{t(1)}$ (Equação (17)) e $\sigma_{t(2)}$ (Equação (18)).
9. Calcular os parâmetros de dano a partir das seguintes expressões:

$$d_c = 1 - \frac{1}{2 + a_c} \cdot \left[2 \cdot (1 + a_c) \cdot e^{-b_c \cdot \varepsilon_c^m} - a_c \cdot e^{-2b_c \cdot \varepsilon_c^m} \right] \quad (36)$$

$$d_t = 1 - \frac{1}{2 + a_t} \cdot \left[2 \cdot (1 + a_t) \cdot e^{-b_t \cdot \varepsilon_t^m} - a_t \cdot e^{-2b_t \cdot \varepsilon_t^m} \right] \quad (37)$$

Onde $a_c = 7,873$ e $a_t = 1$. As constantes b_c e b_t são calculadas, respectivamente, por:

$$b_c = \frac{1,97 \cdot (f_{ck} + 8)}{G_{ch}} \cdot l_{eq} \quad (38)$$

$$b_t = \frac{0,453 \cdot f_{ck}^{2/3}}{G_f} \cdot l_{eq} \quad (39)$$

10. Calcular as deformações plásticas para compressão (Equação (16)) e tração (Equação (13)).

11. Calcular a média dos valores da razão b e comparar com o valor inicial adotado. Repita todo o procedimento até atingir a convergência.

Na metodologia proposta por Winkler e Stangenberg (2008), os parâmetros de danos, d_c e d_t , são calculados a partir das seguintes expressões:

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c \cdot E_0^{-1}}{\varepsilon_c^{pl} \cdot (1/b_c - 1) + \sigma_c \cdot E_0^{-1}} \quad (40)$$

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t \cdot E_0^{-1}}{\varepsilon_t^{pl} \cdot (1/b_t - 1) + \sigma_t \cdot E_0^{-1}} \quad (41)$$

O procedimento é quase o mesmo da metodologia de Alfarah et al. (2017), mudando o passo 9, cujas equações (38) e (39) são substituídas pelas equações (40) e (41). Além disso, os parâmetros b_c e b_t são fixos e constantes cujos valores são iguais a 0,7 e 0,1, respectivamente.

3.2.2 Guo (2014)

A curva de Guo (2014) foi usada no trabalho de Santana e Araújo (2017) representando o comportamento de blocos de concreto. Essas curvas são compostas por dois trechos, o que corresponde a fase elástica e o da fase inelástica. Para o comportamento na compressão, o trecho elástico é considerado até 30% de f_{cm} , que é obtido pela Equação (24). O trecho inelástico é definido por:

$$\sigma_c = f_{cm} \cdot [\alpha_a \cdot x + (3 - 2 \cdot \alpha_a) \cdot x^2 + (\alpha_a - 2) \cdot x^3], \quad x \leq 1 \quad (42)$$

$$\sigma_c = \frac{f_{cm} \cdot x}{\alpha_d \cdot (x-1)^2 + x}, \quad x > 1 \quad (43)$$

Em que, x é a razão entre a deformação, ε , e a deformação de compressão no ponto de pico, ε_{cl} , e é escrita como:

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cl}} \quad (44)$$

α_a representa a razão entre o módulo de elasticidade inicial e secante. α_d é um parâmetro do trecho descendente, no qual seu valor varia de 1,5 a 3.

No comportamento à tração, o trecho elástico é obtido pela Equação (17), enquanto o trecho inelástico é definido por:

$$\sigma_t = f_{tm} \cdot (1,2x - 0,2x^6), \quad x \leq 1 \quad (45)$$

$$\sigma_t = \frac{f_{tm} \cdot x}{\alpha_t \cdot (x-1)^{1,7} + x}, \quad x > 1 \quad (46)$$

No qual, o parâmetro α_t é expresso por:

$$\alpha_t = 0,312 f_{tm}^2 \quad (47)$$

Em x é a razão entre deformação, ε , e a deformação de compressão no ponto de pico, ε_{c1} , e é escrita como:

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{t1}} \quad (48)$$

Os parâmetros de dano d_c e d_t usados por Santana e Araújo (2017) são definidos por:

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c}{f_{cm}} \quad (49)$$

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t}{f_{tm}} \quad (50)$$

3.2.3 Zhang et al. (2017)

Zhang et al. (2017) utilizou uma curva do trecho inelástico na compressão representada por:

$$\sigma_c = f_{cm} \cdot \left(\frac{h}{1 + (h-1) \cdot (\varepsilon/\varepsilon_{cm})^{h/h-1}} \cdot \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cm}} \right) \quad (51)$$

Onde h é um fator que por padrão corresponde a 1,663. O comportamento inelástico na tração é definido por:

$$\sigma_t = f_{tm} \cdot \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{tm}}, \quad \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{tm}} \leq 1 \quad (52)$$

$$\sigma_t = f_{tm} \cdot \frac{\varepsilon/\varepsilon_{tm}}{2(\varepsilon/\varepsilon_{tm} - 1)^{1,7} + \varepsilon/\varepsilon_{tm}}, \quad \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{tm}} > 1 \quad (53)$$

Nas equações (51), (52) e (53), f_{cm} e f_{tm} representam as resistências a compressão e tração, respectivamente, enquanto que ε_{cm} e ε_{tm} são as suas deformações nos pontos correspondentes.

Os parâmetros de dano d_c e d_t são definidos por:

$$d_c = 1 - \sqrt{\frac{\sigma_c}{E_0 \cdot \varepsilon_c}} \quad (54)$$

$$d_t = 1 - \sqrt{\frac{\sigma_t}{E_0 \cdot \varepsilon_t}} \quad (55)$$

3.2.4 Eurocode

O Eurocode (1992) fornece uma curva de comportamento para o concreto submetido a compressão, definida por:

$$\sigma_c = f_{cm} \cdot \frac{\eta \cdot \kappa - \eta^2}{1 + (\kappa - 2) \cdot \eta} \quad (56)$$

Onde η é a razão entre a deformação, ε , e a deformação de compressão no ponto de pico, ε_{cm} , e é escrita como:

$$\eta = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cm}} \quad (57)$$

E κ é representado por:

$$\kappa = 1,05 E_{cm} \frac{\varepsilon_{cm}}{f_{cm}} \quad (58)$$

Onde E_{cm} é o módulo de elasticidade inicial expresso por:

$$E_{cm} = 22 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} \quad (59)$$

f_{cm} é a resistência à compressão do concreto e ε_{cm} seu valor correspondente, sendo que a deformação última à compressão (ε_{cu}) é limitada a 3,5 ‰ para $f_{ck} \leq 50$ MPa. ε_{cm} é definido por:

$$\varepsilon_{cm} (\text{‰}) = 0,7 f_{cm}^{0,31} \leq 2,8 \text{‰} \quad (60)$$

4 ELEMENTOS DE CONTATO

A ligação entre o concreto e o polímero é um problema essencialmente não linear e tem sido estudado usando os conceitos da Mecânica do Contato (MAZZUCCO et al., 2012) ou da Mecânica da Fratura (BSISU et al., 2017). A análise deve detectar quando as superfícies estão separadas ou em contato, a fim de aplicar a restrição de contato adequadamente. O ABAQUS (SIMULIA, 2012) permite simular essa ligação de várias maneiras, podendo-se citar as restrições (*constraint*) e interações (*interactions*) entre superfícies e por elementos de interface, os quais são descritos a seguir.

4.1 Restrições e interações entre superfícies

A restrição *Tie* é baseada em superfície e permite vincular duas superfícies de tal modo que os deslocamentos relativos entre estas superfícies são nulos, ou seja, os deslocamentos são os mesmos para as duas superfícies, modelando uma ligação perfeita entre estas superfícies.

Para a aplicação desse tipo de restrição, é necessário definir as duas superfícies, uma como mestre (*master*) e a outra como escrava (*slave*), não sendo necessário que as superfícies estejam com a mesma malha. Além disso, é possível usar essa opção em linhas de cantos, lados ou em superfícies de placas ou sólidos. Essa ligação é chamada de contato perfeito daqui por diante.

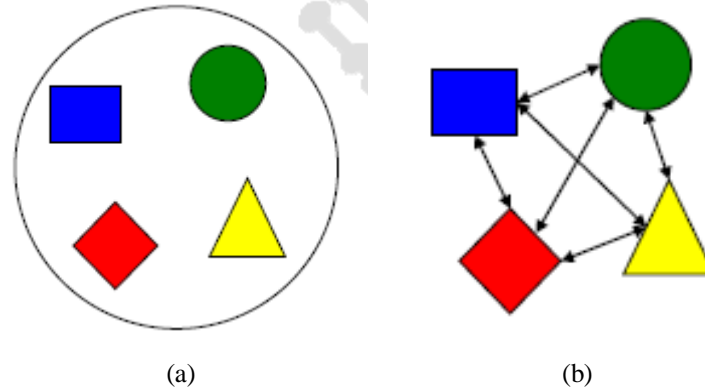
A interação entre superfícies define a ligação entre corpos através da definição de superfícies de contato que interagem segundo propriedades pré-definidas. Estão disponíveis no ABAQUS (SIMULIA, 2012) dois algoritmos de contato baseados em superfícies, o contato geral (*general contact*) e o pares de contato (*contact pair*).

O algoritmo de contato geral utiliza definições básicas de contato com poucas restrições sobre o tipo de superfícies envolvidas. Esse algoritmo permite definir o contato entre diversas superfícies livres em uma única interação (Figura 34a). Este método é voltado para modelos com múltiplos componentes e topologia complexa.

O algoritmo de pares de contato define o contato apenas entre duas superfícies. Cada ligação de contato deve ser definida, o que requer mais cautela em sua implementação pois podem existir várias restrições sobre as superfícies envolvidas (Figura 34b). Este método deve ser adotado em casos onde características específicas do contato são desejadas. Por exemplo, quando é necessário analisar a falha de ligações em pontos de solda ou na ligação

entre o concreto e o PRFC em elementos de concreto reforçados com PRFC. Dessa forma, nesse trabalho utiliza-se esse algoritmo.

Figura 34 – Ilustração esquemática do (a) contato geral e (b) pares de contato



Fonte: KING & RICHARDS (2013)

No algoritmo pares de contato, as superfícies também são definidas como superfícies mestre e escrava. A superfície mestre define o comportamento da superfície escrava. Segundo Mazzucco et al. (2012), no caso de pilares reforçados com PRFC, a escolha de qual superfície será a mestre ou escrava não influenciará no resultado.

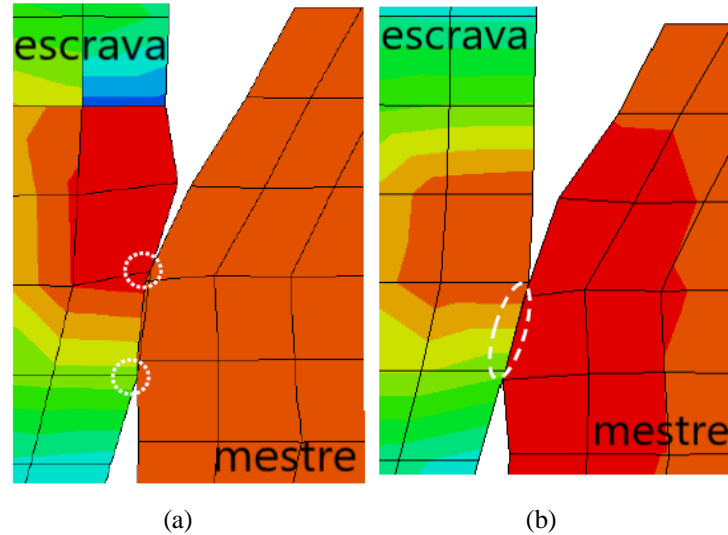
A discretização do contato pode ser como nó-superfície (*node-to-surface*) ou como superfície-superfície (*surface-to-surface*). A principal diferença entre estes dois métodos é que no primeiro ocorrem interações entre um único nó da superfície escrava com a superfície mestre (Figura 35a), enquanto que no segundo ocorrem interações entre as duas superfícies (Figura 35b). No primeiro, os nós da superfície mestre podem penetrar a superfície escrava, gerando tensões inexistentes na prática. Uma forma de impedir isso é tornar a superfície escrava mais refinada e definir a superfície mestre como a mais rígida (ABREU & ARAÚJO, 2015). Já no segundo método, a possibilidade de penetração dos nós nas superfícies é bem menor, tornando a simulação mais próxima do real. Entretanto, essa solução necessita de um esforço computacional maior.

Finalmente, deve-se definir as propriedades do contato, que são: os comportamentos normal e tangencial entre superfícies, o comportamento coesivo e o dano. O comportamento normal tipo *Hard* possui a propriedade de impedir que alguns dos nós de alguma superfície penetre a outra superfície, mas ainda permitindo a separação entre elas. O comportamento tangencial representa o atrito na ligação entre as duas superfícies.

No comportamento coesivo são inseridas as rigidezes normais e tangenciais da ligação, sendo responsável em transformar a ligação em uma espécie de cola ou borracha. Em relação ao dano, são definidos os critérios de inicialização e propagação do dano, ou seja, as

propriedades que definem a degradação da ligação. Essas propriedades são semelhantes aos do elemento coesivo, denominando-se essa ligação daqui por diante como superfície coesiva.

Figura 35 – Ilustração esquemática do contato (a) nó-superfície e (b) superfície-superfície

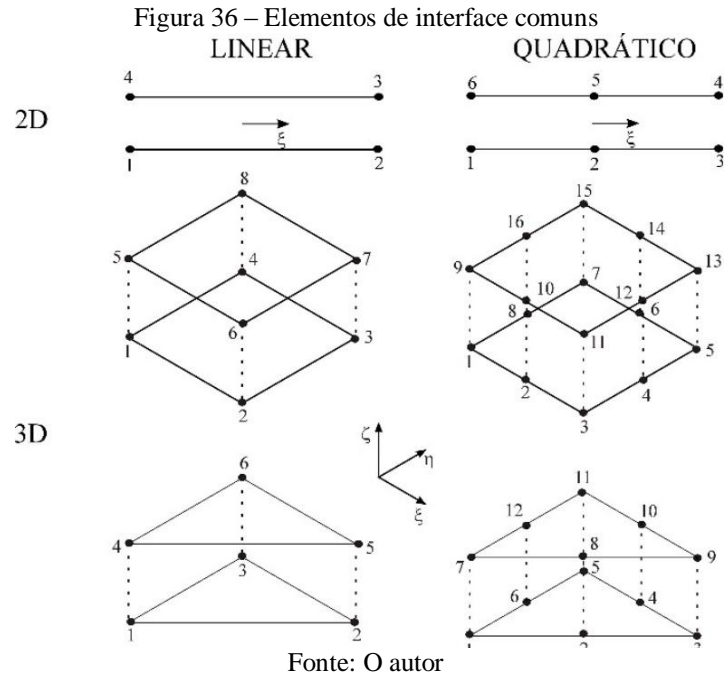


Fonte: KING & RICHARDS (2013)

4.2 Elementos de interface

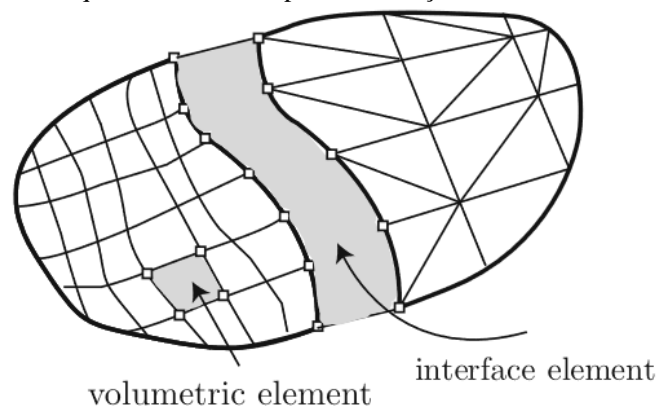
Os elementos de interface são elementos finitos que simulam falhas coesivas (fraturas) e adesivas (ligação entre dois materiais por resina ou cola, contato entre componentes, juntas). Esses elementos são também conhecidos como elementos coesivos de interface. Sua resposta depende da aplicação, que se baseia em certas suposições sobre o estado de deformação e de tensão apropriados. Sua resposta mecânica pode ser dividida em modelagem contínua, modelagem baseada na lei de separação ou modelagem de junções laterais sem restrições.

Os elementos de interface podem ser bidimensionais, compostos por duas linhas, ou tridimensionais, compostos por duas superfícies. As principais diferenças são a altura do elemento (nula ou finita), a formulação constitutiva (baseada em deformação ou deslocamento) e número de nós duplos (linear ou quadrático). Alguns desses elementos podem ser vistos na Figura 36.



Segundo SIMULIA (2012), realizar uma modelagem com elementos de interface consiste em definir o tipo de elemento apropriado, sua geometria inicial e seu comportamento mecânico, e então inseri-lo em um modelo de elementos finitos, conectando-os a outros componentes (Figura 37). É necessário entender os problemas típicos que possam surgir durante a modelagem.

Figura 37 – Esquema de um exemplo da utilização do elemento de interface



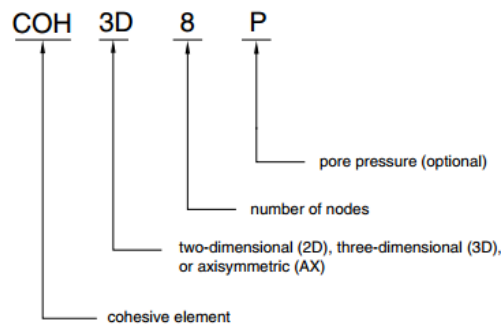
Fonte: NGUYEN (2016)

Os elementos de interface são conectados aos elementos contínuos, sendo compostos por duas faces (linhas ou superfícies) separadas por uma altura. Os deslocamentos relativos dos nós da face inferior e superior representam o comportamento de cisalhamento transversal do elemento coesivo e pode substituir a deformação na relação constitutiva tensão-deformação, nos casos de elementos de altura nula. Em geral, os elementos de altura finita são

usados para modelar o material existente entre superfícies, como as resinas epóxis, enquanto os de altura nula modelam regiões de contato ou de descontinuidades.

O elemento COH3D8 está disponível no software ABAQUS (SIMULIA, 2012). A nomenclatura do elemento (Figura 38) é assim denominada: COH indica que o elemento é coesivo (*cohesive element*), as duas letras seguintes indicam que o elemento é bidimensional (2D) ou tridimensional (3D) e o número seguinte refere-se ao número de nós do elemento, indicando se é linear ou quadrático. Há ainda um termo opcional após o número lembrando se considera a pressão.

Figura 38 – Nomenclatura dos elementos coesivos de interface



Fonte: SIMULIA (2012)

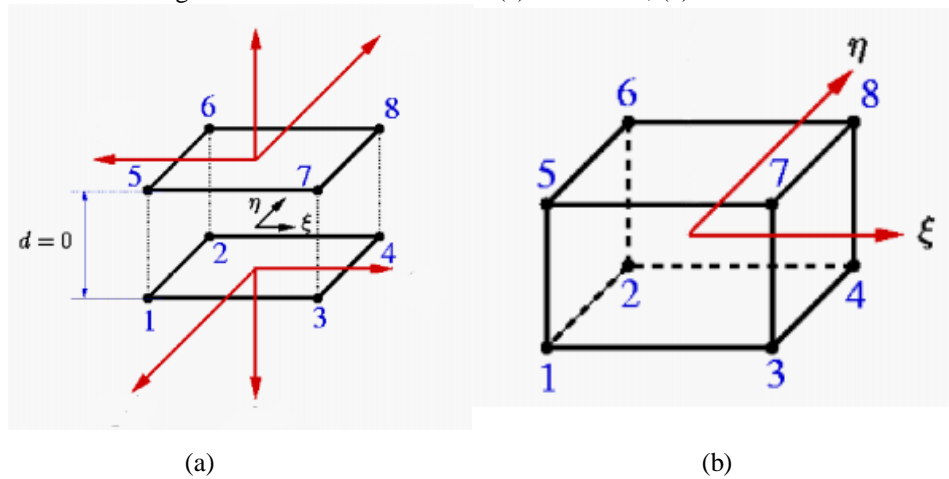
O elemento COH3D8 pode ser de altura nula (Figura 39a) ou de altura finita (Figura 39b). A formulação desse elemento para a altura nula é baseada nas formulações utilizadas por Moura et al. (1997), Camanho e Dávila (2002) e Montenegro (2014), enquanto que para o de altura finita, é baseada nas formulações usadas por Moura et al. (1997) e Coutinho et al. (2003). Estas formulações consistem em determinar as matrizes K_p e F_p , matriz de rigidez do elemento e matriz de esforços internos do elemento, respectivamente, referentes às contribuições do elemento de interface no modelo global.

Considere uma análise tridimensional do elemento COH3D8 (Figura 39). O campo de deslocamentos dos nós associados da face superior e inferior é dado por:

$$\begin{pmatrix} u \\ v \\ w \end{pmatrix}_{\text{sup}} = N'_{\text{sup}} \cdot U_{\text{sup}} ; \quad \begin{pmatrix} u \\ v \\ w \end{pmatrix}_{\text{inf}} = N'_{\text{inf}} \cdot U_{\text{inf}} \quad (61)$$

Onde U é o vetor de deslocamento nodal do elemento, cujos sub-índices (sup inf) indicam as faces superior e inferior do elemento, respectivamente. Esse vetor é dado por:

Figura 39 - Elemento COH3D8 (a) altura nula, (b) altura finita



Fonte: MAYER & GAUL (2005)

$$U_{\text{sup,inf}} = \begin{pmatrix} \bar{u}_1 \\ \bar{u}_2 \\ \bar{u}_3 \\ \bar{u}_4 \end{pmatrix} \quad \text{onde} \quad \bar{u}_i = \begin{pmatrix} u_i \\ v_i \\ w_i \end{pmatrix} \quad (62)$$

Onde u_i , v_i e w_i são os deslocamentos do nó i nos eixos globais x , y e z , respectivamente. N' (Equação (61)) é a matriz de funções de forma, dada por:

$$N'_{\text{sup,inf}} = \begin{pmatrix} N'_1 & N'_2 & N'_3 & N'_4 \end{pmatrix} \quad (63)$$

$$N'_i = \begin{pmatrix} N_i & 0 & 0 \\ 0 & N_i & 0 \\ 0 & 0 & N_i \end{pmatrix}$$

As funções de forma N são dadas pelas funções isoparamétricas Lagrangeanas retangulares de 4 nós, referente apenas a uma face. Estas funções são dadas pelas seguintes expressões:

$$\begin{aligned} N'_1 &= \frac{1}{4} \cdot (1 - \xi) \cdot (1 - \eta) \\ N'_2 &= \frac{1}{4} \cdot (1 + \xi) \cdot (1 - \eta) \\ N'_3 &= \frac{1}{4} \cdot (1 + \xi) \cdot (1 + \eta) \\ N'_4 &= \frac{1}{4} \cdot (1 - \xi) \cdot (1 + \eta) \end{aligned} \quad (64)$$

É possível diferenciar as matrizes e vetores locais das globais através de uma relação com a matriz θ , denominada matriz de transformação. Assim, os deslocamentos locais são definidos a partir dos deslocamentos globais por:

$$\begin{pmatrix} u' \\ v' \\ w' \end{pmatrix} = \theta^T \cdot \begin{pmatrix} u \\ v \\ w \end{pmatrix} \quad (65)$$

Onde

$$\theta = (V_1' \quad V_2' \quad V_3') \quad (66)$$

Os vetores V_1' , V_2' e V_3' são calculados através das seguintes expressões:

$$\begin{aligned} V_1' &= \frac{V_\xi}{|V_\xi|} \\ V_3' &= \frac{V_\xi \times V_\eta}{|V_\xi| \times |V_\eta|} \\ V_2' &= V_3' \times V_1' \end{aligned} \quad (67)$$

No qual os vetores V_ξ e V_η podem ser calculados por:

$$V_\xi = \begin{pmatrix} \partial x / \partial \xi \\ \partial y / \partial \xi \\ \partial z / \partial \xi \end{pmatrix} \quad e \quad V_\eta = \begin{pmatrix} \partial x / \partial \eta \\ \partial y / \partial \eta \\ \partial z / \partial \eta \end{pmatrix} \quad (68)$$

Os deslocamentos relativos δ dos nós da face inferior e superior representam o comportamento de cisalhamento transversal do elemento coesivo e podem ser representados como deslizamento nas direções V_1' e V_2' ou convergência/separação na direção V_3' .

$$\begin{pmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} u' \\ v' \\ w' \end{pmatrix}_{\text{sup}} - \begin{pmatrix} u' \\ v' \\ w' \end{pmatrix}_{\text{inf}} \quad (69)$$

Que também pode ser escrito da seguinte forma,

$$\begin{aligned}\delta &= \theta^T N_{\text{sup}} U_{\text{sup}} - \theta^T N_{\text{inf}} U_{\text{inf}} \\ \delta &= B \cdot U\end{aligned}\quad (70)$$

Onde

$$\begin{aligned}B &= \theta^T \cdot (N_{\text{sup}} \quad -N_{\text{inf}}) \\ U &= \begin{pmatrix} U_{\text{sup}} \\ U_{\text{inf}} \end{pmatrix}\end{aligned}\quad (71)$$

4.2.1 Formulação do elemento COH3D8 de altura finita

Na análise tridimensional usando o elemento COH3D8 de altura finita , o vetor das tensões é calculado a partir da determinação do vetor de deformação ε . Assim, esse vetor é determinado por:

$$\varepsilon = \frac{1}{h} \cdot \delta = \frac{1}{h} \cdot B U^e \quad (72)$$

Onde h é a altura do elemento de interface ou a distância entre as faces superior e inferior do elemento. Ou seja,

$$\varepsilon = \begin{pmatrix} \gamma_{xz} \\ \gamma_{yz} \\ \varepsilon_z \end{pmatrix} = \frac{1}{h} \cdot \begin{pmatrix} \delta_1' \\ \delta_2' \\ \delta_3' \end{pmatrix} \quad (73)$$

O vetor de tensão σ é calculado multiplicando a matriz constitutiva D pelo vetor de deformação ε .

$$\sigma = D \cdot \varepsilon = \frac{1}{h} \cdot D B U^e \quad (74)$$

Onde

$$\sigma = \begin{pmatrix} \tau_{xz} \\ \tau_{yz} \\ \sigma_z \end{pmatrix} \quad (75)$$

O funcional da energia potencial pode ser escrito através da seguinte expressão:

$$\pi(U^e) = \frac{1}{2} \int_V \varepsilon^T \sigma dV - U^{eT} F_p = \frac{1}{2} U^{eT} \left(\int_V \frac{1}{h^2} \cdot B^T DB dV \right) U^e - U^{eT} F_p \quad (76)$$

Minimizando, obtém-se:

$$\frac{\delta \pi(U^e)}{\delta U^e} = \left(\int_V \frac{1}{h^2} B^T DB dV \right) U^e - F_p = 0 \quad (77)$$

Assim,

$$F_p = K_p \cdot U^e \Rightarrow \begin{cases} K_p = \int_V \frac{1}{h^2} B^T DB dV \\ F_p = \left(\int_V \frac{1}{h^2} B^T DB dV \right) U^e \end{cases} \quad (78)$$

A expressão da matriz de rigidez K_p pode ser simplificada como:

$$K_p = \int_V \frac{1}{h^2} B^T DB dV = \frac{1}{h} \int_A B^T DB dA \quad (79)$$

E, assim, também pode ser escrita na forma isoparamétrica como:

$$K_p = \frac{1}{h} \int_A B^T DB dA = \frac{1}{h} \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 B^T DB d\xi d\eta \quad (80)$$

E, finalmente, a matriz dos esforços internos também pode ser escrita da mesma forma como:

$$F_p = \left(\frac{1}{h} \int_A B^T DB dA \right) \cdot U = \left(\frac{1}{h} \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 B^T DB d\xi d\eta \right) \cdot U \quad (81)$$

Para resolver as integrais acima, é necessário que a matriz constitutiva D seja conhecida. Casoo material seja linear, essa matriz é dada por:

$$D_{linear} = \begin{pmatrix} G_{xz} & 0 & 0 \\ 0 & G_{yz} & 0 \\ 0 & 0 & E_z \end{pmatrix} \quad (82)$$

4.3 Lei de separação

No estado indeformado, as duas superfícies do elemento de interface estão juntas e se separam quando os elementos adjacentes se deformam. Os deslocamentos relativos das faces do elemento geram deslocamentos normal e de cisalhamento, que por sua vez geram tensões. A separação das superfícies do elemento é regida por uma lei de separação, que busca capturar o comportamento linear elástico e de amolecimento da interface.

A lei de separação mais utilizada pode ser bilinear (Figura 40) ou exponencial (Figura 41). Ambos os modelos utilizam as tensões de tração e seus deslocamentos correspondentes para descrever o comportamento da interface. Nesse caso, estas curvas possuem dois trechos distintos.

Figura 40 – Lei de separação com evolução de dano linear

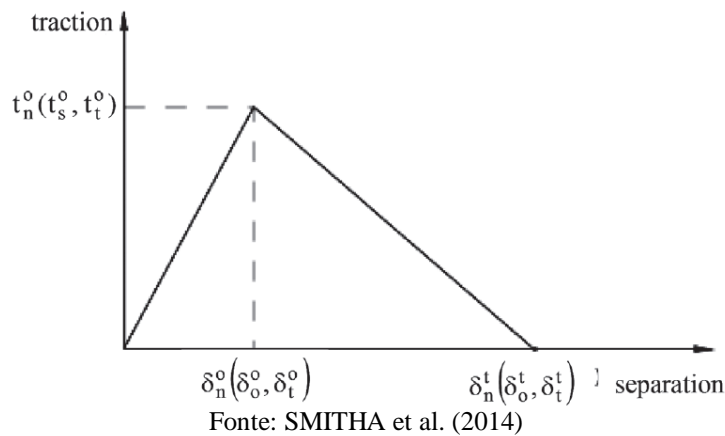
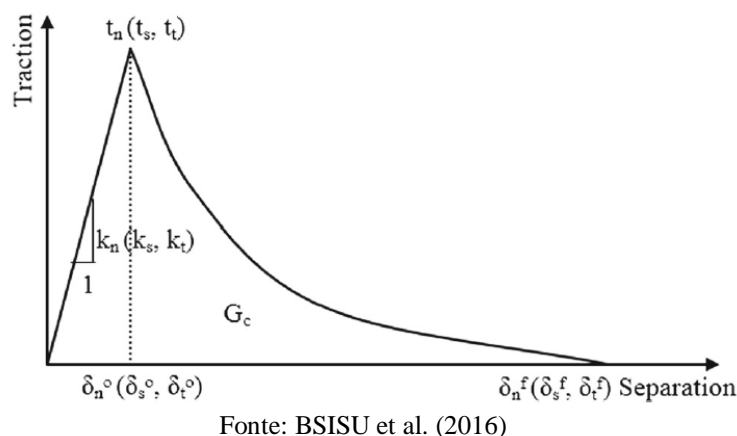


Figura 41–Lei de separação com evolução de dano exponencial



O primeiro trecho descreve um comportamento linear elástico, cujo valor de pico determina o início do descolamento e/ou da delaminação da fibra. É considerado que os eixos normais e as duas direções tangenciais são independentes (SMITHA et al., 2014), assim, cada

componente de tensão depende somente da deformação do mesmo eixo conjugado. Assim, esse primeiro trecho é descrito por:

$$\begin{pmatrix} t_n \\ t_s \\ t_t \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} K_{nn} & & \\ & K_{ss} & \\ & & K_{tt} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \varepsilon_n \\ \varepsilon_s \\ \varepsilon_t \end{pmatrix} \quad (83)$$

Onde t_n , t_s e t_t representam as tensões de tração em cada uma das direções, K_{nn} , K_{ss} e K_{tt} representam as respectivas rigidezes e ε_n , ε_s e ε_t representam as deformações normal e tangenciais (direções s e t).

O ponto de pico de ambas as curvas caracteriza o início do dano. As variáveis t_n^0 , t_s^0 e t_t^0 (Figura 40) representam as tensões nominais máximas enquanto ε_n^0 , ε_s^0 e ε_t^0 representam as suas deformações correspondentes.

Para determinar o início do dano, é necessário um critério de início de dano, além da lei de evolução do dano (Figura 40 e Figura 41). Esses critérios caracterizam o mecanismo de falha da interface. A função de interação quadrática das tensões nominais é uma das maneiras de determinar o início do dano. O dano então terá quando o seu valor atinge o valor limite igual a 1. Essa função é descrita por:

$$\left(\frac{t_n}{t_n^0}\right)^2 + \left(\frac{t_s}{t_s^0}\right)^2 + \left(\frac{t_t}{t_t^0}\right)^2 = 1 \quad (84)$$

A lei de evolução do dano representa a degradação da rigidez, podendo-se representar essa evolução através da energia que é dissipada durante o processo de delaminação. O critério de fratura Benzeggagh-Kenane define a energia de fratura para um modo misto de carregamento (OBAIDAT et al., 2010) e está disponível no ABAQUS (SIMULIA, 2012). Esse critério é útil quando as energias críticas de fratura nas duas direções tangenciais são iguais. Então, esse critério é definido por:

$$G_n^c + (G_s^c - G_n^c) \left(\frac{G_s}{G_T}\right)^\eta = G^c \quad (85)$$

Onde G_n^c e G_s^c representam as energias críticas de fratura nas direções normal e tangencial.

$G_s = G_n + G_t$, $G_T = G_n + G_s$ e η é um parâmetro do material, igual a 1,45 por padrão. G_n , G_s e

G_i referem-se ao trabalho realizado pelos esforços de tração e seus respectivos deslocamentos conjugados nas respectivas direções.

4.4 Propriedades da interface

As propriedades da interface envolvem as propriedades das resinas que unem a fibra ao concreto. Tanto o modelo de superfície coesiva, como o elemento de interface, requerem como dados de entrada no ABAQUS a rigidez inicial, as resistências normal e de cisalhamento, as energias de fratura e a lei de separação.

Existem vários modelos disponíveis na literatura que permitem determinar a rigidez inicial, as resistências e as energias de fratura. Os primeiros modelos consideravam apenas as propriedades do concreto, o que depois foi modificado para incluir as propriedades da camada adesiva (OBAIDAT, 2011). Dois modelos foram utilizados por Obaidat: o primeiro aplicado para elementos de interface (OBAIDAT et al., 2010) e o segundo para a superfície coesiva (OBAIDAT, 2011), ambos utilizados na avaliação numérica de vigas. Em ambos os modelos considera-se $K_0 = K_m = K_{ss} = K_{tt}$, os quais são descritos a seguir.

4.4.1 Modelo para elemento de interface

Esse modelo foi proposto por Lu et al. (2005), onde a resina é tratada como material isotrópico e a rigidez inicial é calculada pela seguinte equação:

$$K_0 = \frac{1}{\frac{t_i}{G_i} + \frac{t_c}{G_c}} \quad (86)$$

Onde t_i é a espessura da interface (resina), cujo valor varia aproximadamente de 0,5 a 1 mm (BASF, 2007), t_c é a espessura efetiva do concreto cuja deformação faz parte do deslizamento interfacial (pequeno valor), G_i é o módulo de cisalhamento da interface e G_c é o módulo de cisalhamento do concreto.

A tensão nominal máxima normal t_n^0 corresponde à resistência do concreto à tração f_{ct} . As tensões nominais máximas tangenciais t_s^0 e t_t^0 correspondem a equação a seguir.

$$\tau_{\max} = 1,5 \cdot \beta_w \cdot f_{ct} \quad (87)$$

Onde β_w é um fator de forma dado pela seguinte expressão:

$$\beta_w = \sqrt{\left(2,25 - \frac{b_f}{b_c}\right) \cdot \left(1,25 + \frac{b_f}{b_c}\right)} \quad (88)$$

Onde b_f e b_c correspondem as larguras da camada de PRFC e do concreto, respectivamente. Por último, a energia de fratura da interface é dada por:

$$G_f = 0,308 \cdot \beta_w^2 \cdot \sqrt{f_{ct}} \quad (89)$$

4.4.2 Modelo para superfície coesiva

Esse modelo foi proposto por Obaidat (2011), cuja rigidez inicial é calculada de acordo com a seguinte equação:

$$K_0 = 0,16 \cdot \frac{G_i}{t_i} + 0,47 \quad (90)$$

Onde t_i é a espessura da interface (em mm) e G_i é o módulo de cisalhamento da interface (em GPa).

A tensão nominal máxima normal t_n^0 corresponde à resistência do concreto à tração f_{ct} . As tensões nominais máximas tangenciais t_s^0 e t_i^0 correspondem a seguinte equação.

$$\tau_{\max} = 1,46 \cdot G_a^{0,165} \cdot f_{ct}^{1,033} \quad (91)$$

Por último, a energia de fratura da interface é calculada por:

$$G_f = 0,52 \cdot G_a^{-0,23} \cdot f_{ct}^{0,26} \quad (92)$$

5 VALIDAÇÃO NUMÉRICA

O ABAQUS(SIMULIA, 2012) está dividido em dois módulos; o ABAQUS/Standard, aqui denominado apenas de Standard, e o ABAQUS/Explicit, que passa a ser chamado apenas de Explicit. O Standard é um modelo de resolução de cálculos de uso geral, sendo capaz de solucionar problemas lineares e não lineares de maneira implícita, podendo ser usado tanto para análises estáticas como dinâmicas, lineares e não lineares. Nesse módulo, a resolução do sistema de equações ocorre em cada incremento de análise, requerendo um tempo de processamento maior e de mais recursos computacionais, já que opera sobre as matrizes do modelo.

O Explicit é o módulo desenvolvido para promover cálculos de elementos finitos baseados em procedimentos explícitos. É eficiente para problemas dinâmicos com grandes deslocamentos e deformações, contudo alguns problemas estáticos podem ser resolvidos por esse módulo, principalmente os que envolvem problemas de contato entre materiais. Além disso, o tempo de processamento é consideravelmente menor, pois necessita de um pequeno passo de tempo e pouca memória RAM para executar a simulação. Assim, as análises neste trabalho são feitas nesse módulo com a opção *Dynamic Explicit*.

Em todos os modelos numéricos são utilizados o elemento sólido de 8 nós C3D8R para discretizar o concreto no pilar. Já a camada de PRFC é discretizada como elemento de casca de 4 nós S4R. As colunassão engastadas em suas faces inferiores, enquanto que em suas faces superiores, as rotações estão impedidas nas três direções.

Primeiramente, se analisará a coluna prismática de Harajli (2006) com as quatro curvas de comportamento estudadas: CEB-FIB, Guo (2014), Eurocode (1992) e Zhang et al. (2017). A seguir, avalia-se as metodologias propostas por Alfarah et al. (2017) e Winkler e Stangenberg (2008), além das metodologias usadas por Santana e Araújo (2017) e Zhang et al. (2017) para o cálculo dos danos.

A seguir, uma coluna curta cilíndrica, ensaiada à compressão por Ciupala et al. (2003) e estudada numericamente por Smitha et al. (2014), é avaliada a partir dos resultados de malha e de algoritmo de cálculo do dano, a fim de confirmar esses resultados.

O contato entre a face externa do corpo de prova e a face inferior da camada de PRFC é realizado de três maneiras, que são: contato perfeito, superfície coesiva e elementos de interface. As propriedades mecânicas da região de interface podem utilizadas as metodologias para cálculo dos parâmetros propostas por Lu et al. (2005) ou Obaidat

(2011). Os elementos de interface são usados como um sólido 3D de espessura 0,5 mm (BASF, 2007).

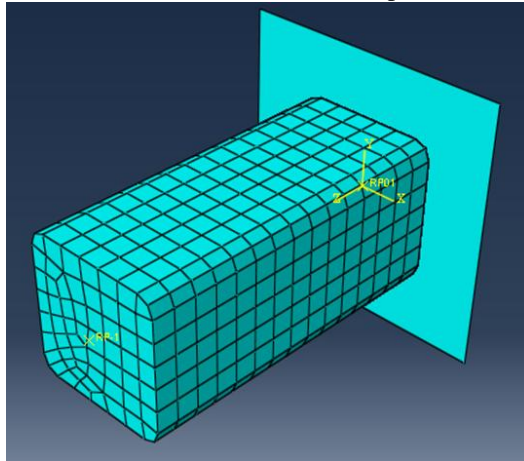
5.1 Validação do CDP

Para esta validação, a coluna curta de seção prismática (sem reforço de fibras), ensaiada à compressão por Harajli (2006), é analisada. Essa coluna é de concreto simples cuja resistência à compressão f_c é igual a 18,3 MPa e coeficiente de Poisson igual a 0,2. A seção transversal é quadrada com 132 mm de lado, altura igual a 300 mm e raio de arredondamento dos cantos de 15 mm.

Na curva CEB, o comportamento do concreto, tanto a compressão como a tração, depende do tamanho da malha de elementos finitos. Ou seja, para cada malha usada para discretizar a coluna há uma curva tensão-deformação. Autores como Lima et al., (2016) e Alfarah et al. (2017) fizeram uma análise de sensibilidade de malha com o intuito de obter resultados mais precisos no comportamento e na carga última. Ambos os autores analisaram uma malha grosseira, uma malha média e uma malha refinada, encontrando que a primeira proporciona resultados abaixo do esperado, enquanto que as duas últimas proporcionam valores aproximados. A malha média foi a escolhida para as análises seguintes, devido ao menor tempo de processamento.

As deformações últimas estão limitadas pela energia de esmagamento, para o comportamento a compressão, e pela energia de fratura, para o comportamento a tração. A coluna prismática, nesse caso, é discretizada por uma malha média com tamanho do elemento igual a um quinze avos da altura da coluna, totalizando 870 elementos C3D8R (Figura 42). Os outros modelos que descrevem o comportamento do concreto independem do tamanho da malha. Os parâmetros para o cálculo dessas curvas estão na Tabela 6, para cada modelo.

Figura 42 – Malha de elementos finitos da coluna prismática de Harajli (2006)



Fonte: Elaborado pelo autor

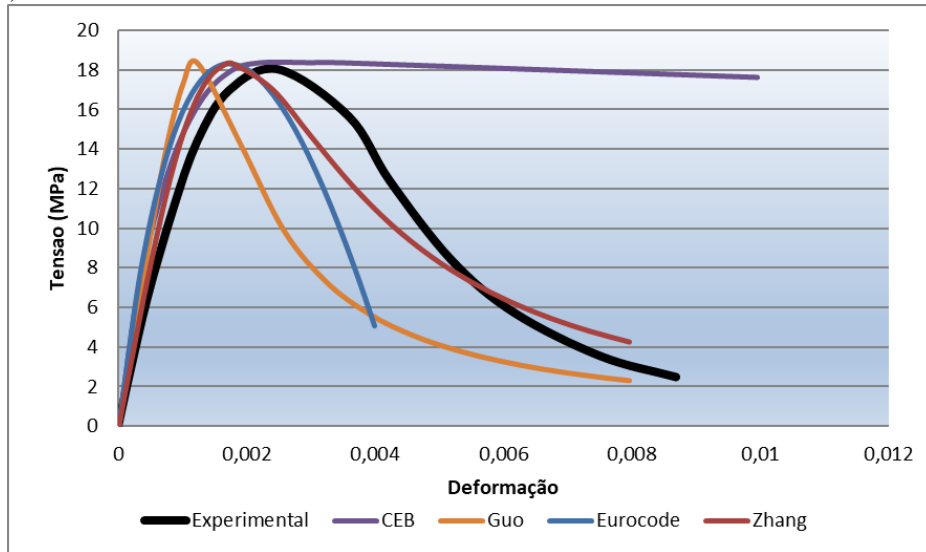
Tabela 6 – Parâmetros para as curvas tensão-deformação da coluna prismática

<i>Curvas</i>	f_{cm} (MPa)	f_{tm} (MPa)	E_0 (MPa)
CEB-FIB			22177,78
Guo	18,3	1,43	17972,42
Zhang			26372,91
Eurocode			26372,91

Fonte: Elaborada pelo autor

As curvas tensão-deformação totalna compressão são comparadas com a curva experimental obtida por Harajli (2006). Observa-se que todas as curvas apresentam uma boa concordância no trecho linear (Figura 43), o que é esperado. No entanto, todas as curvas divergem no trecho inelástico. A curva do CEB apresenta um amolecimento lento, cujas deformações são cerca de 3 vezes maiores que as experimentais. Já a curva de Guo mostra um amolecimento mais acentuado, cujas deformações são aproximadamente metade dos valores experimentais. Por fim, as curvas de Zhang e do Eurocode se aproximam mais da curva experimental, sendo que a curva de Zhang é a que melhor se aproxima.

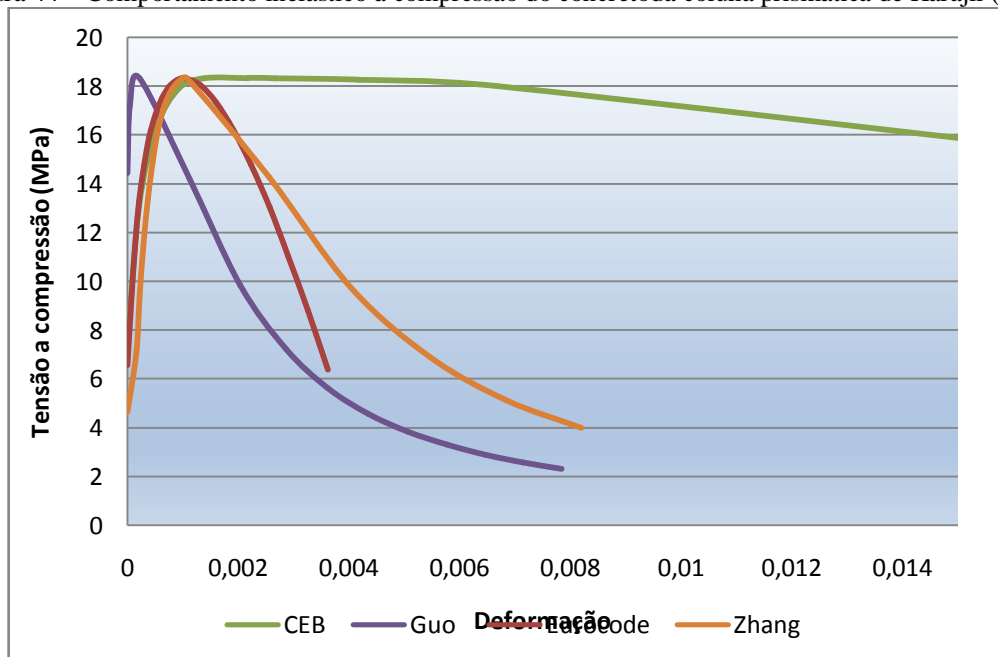
Figura 43– Comparação do comportamento à compressão do concreto com a curva experimental da coluna de Harajli (2006)



Fonte: Elaborada pelo autor

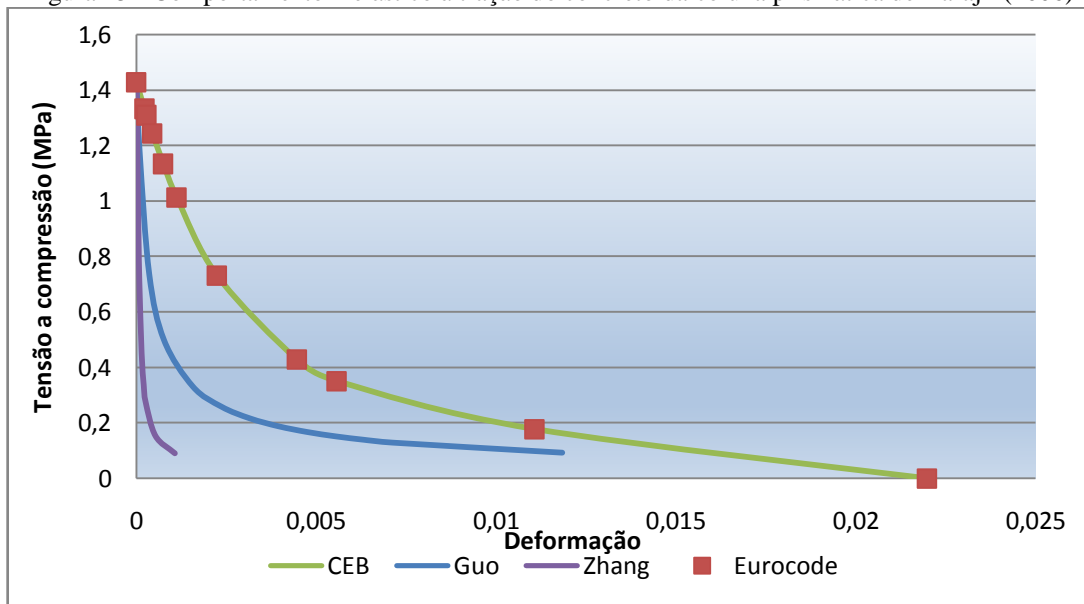
As curvas inelásticas de compressão e tração correspondentes a cada um dos modelos são mostradas nas Figura 44e Figura 45, respectivamente. A coluna prismática é analisada considerando as quatro metodologias apresentadas para o cálculo do dano (Alfarah et al. (2017), Winkler e Stangenberg (2008), Santana e Araújo (2017) e Zhang et al. (2017)). Essas metodologias são associadas a cada uma das curvas de comportamento do concreto com o objetivo de verificar se a mudança da metodologia altera significativamente o comportamento da coluna.

Figura 44 – Comportamento inelástico à compressão do concretoda coluna prismática de Harajli (2006)



Fonte: Elaborada pelo autor

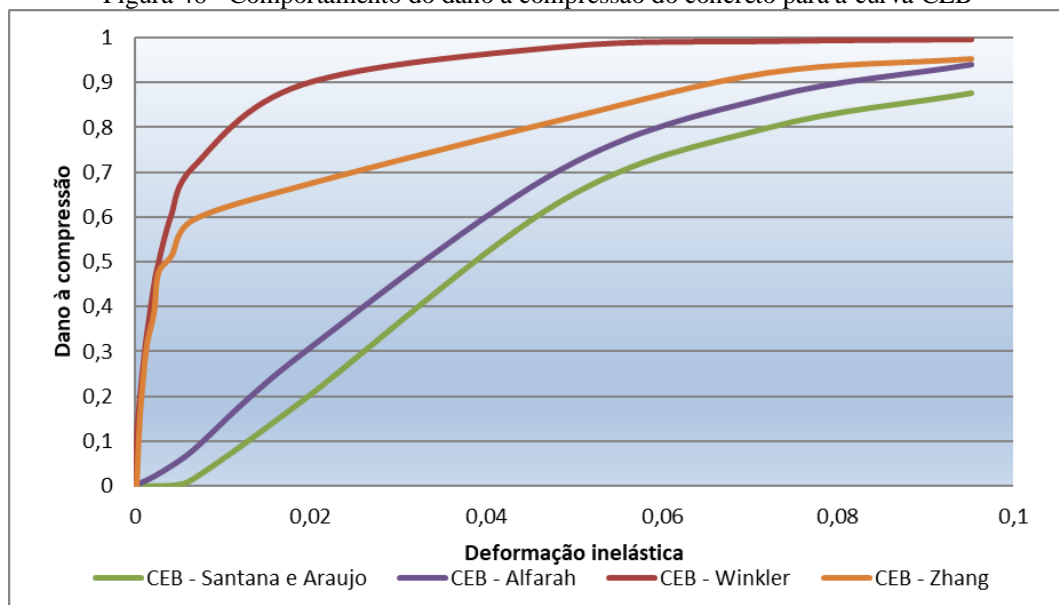
Figura 45 - Comportamento inelástico à tração do concreto da coluna prismática de Harajli (2006)



Fonte: Elaborada pelo autor

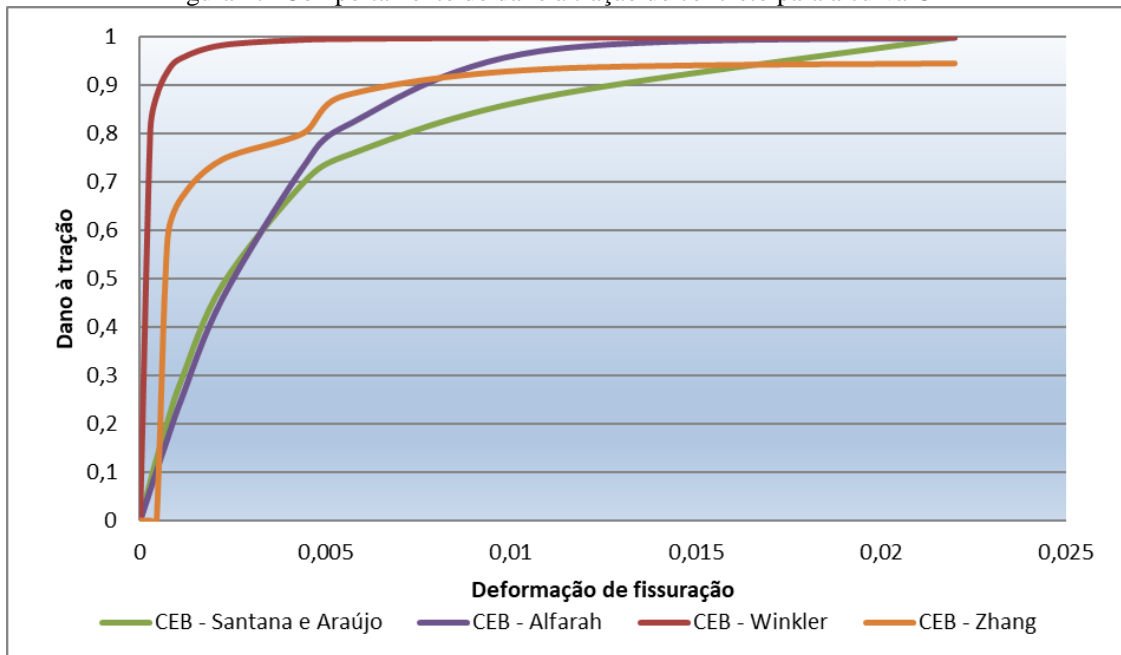
As curvas de dano à compressão e à tração são mostradas, respectivamente, na Figura 46 e na Figura 47, para a curva CEB, na Figura 48 e na Figura 49, para a curva Guo, na Figura 50 e na Figura 51, para a curva Eurocode; na Figura 52 e na Figura 53, para a curva Zhang. Observa-se em todas as figuras que a metodologia de Winkler converge mais rapidamente para o valor unitário do que as outras metodologias, seja na compressão ou tração.

Figura 46 - Comportamento do dano à compressão do concreto para a curva CEB



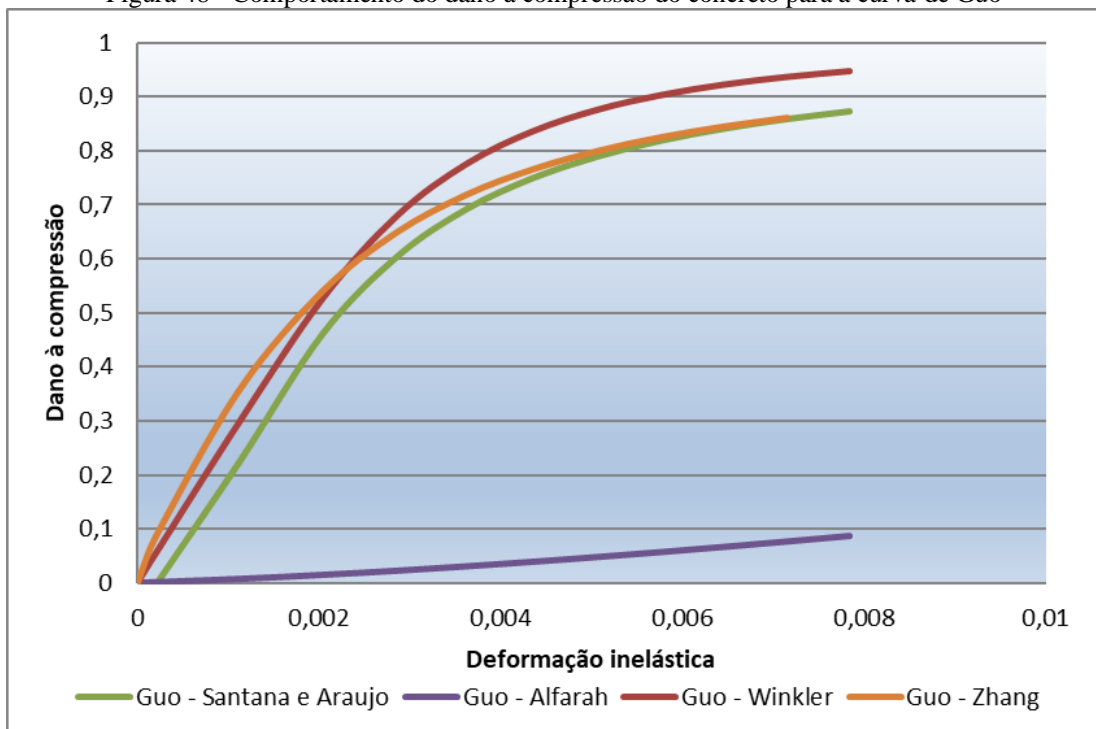
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 47- Comportamento do dano à tração do concreto para a curva CEB



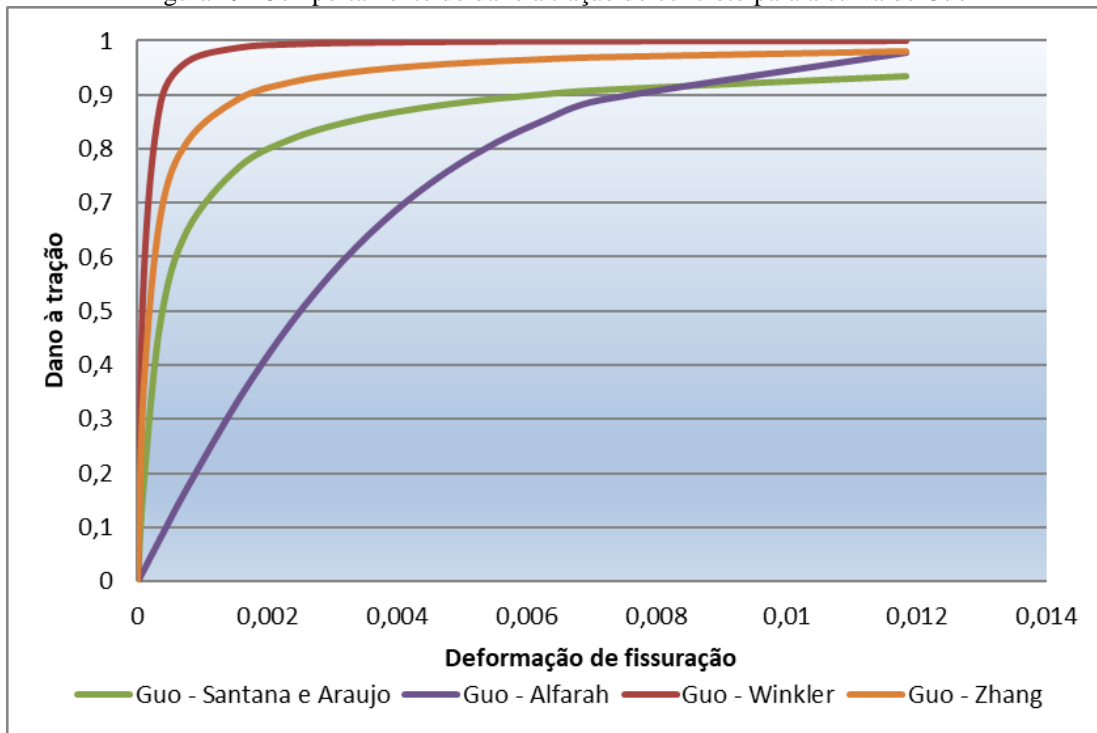
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 48 - Comportamento do dano à compressão do concreto para a curva de Guo



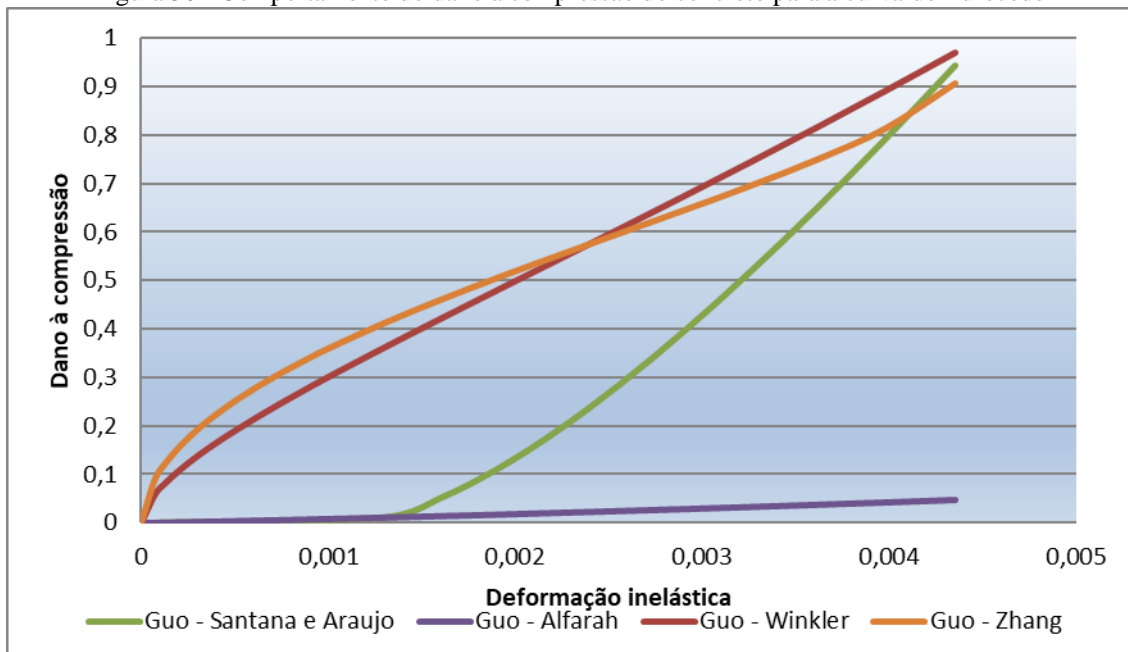
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 49- Comportamento do dano à tração do concreto para a curva de Guo



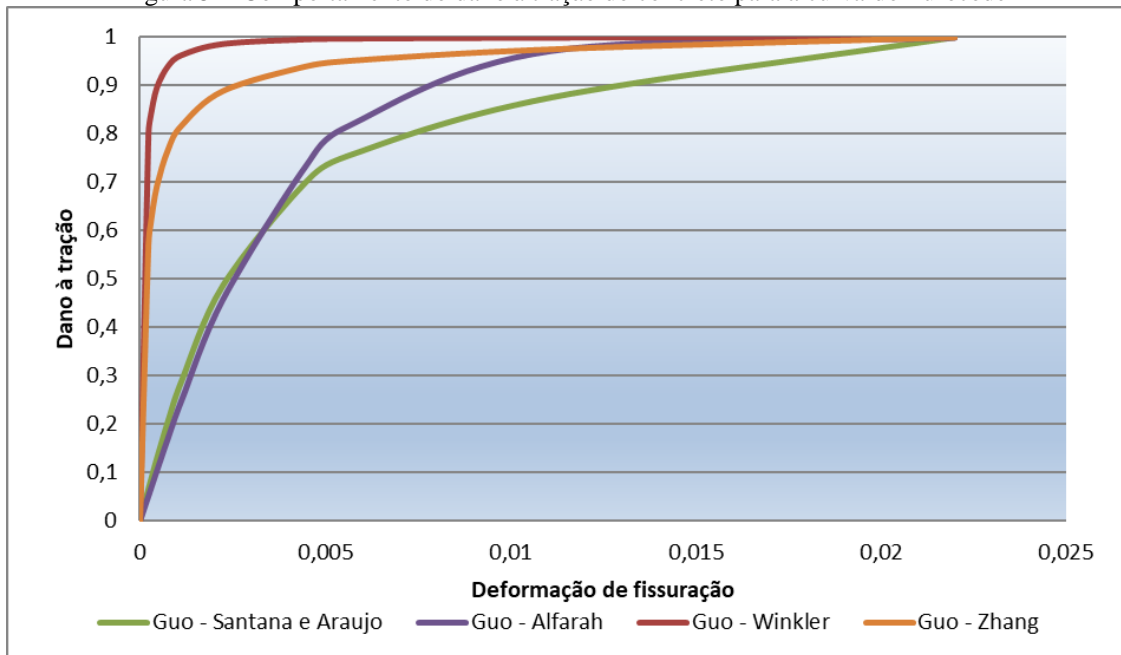
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 50 - Comportamento do dano à compressão do concreto para a curva do Eurocode



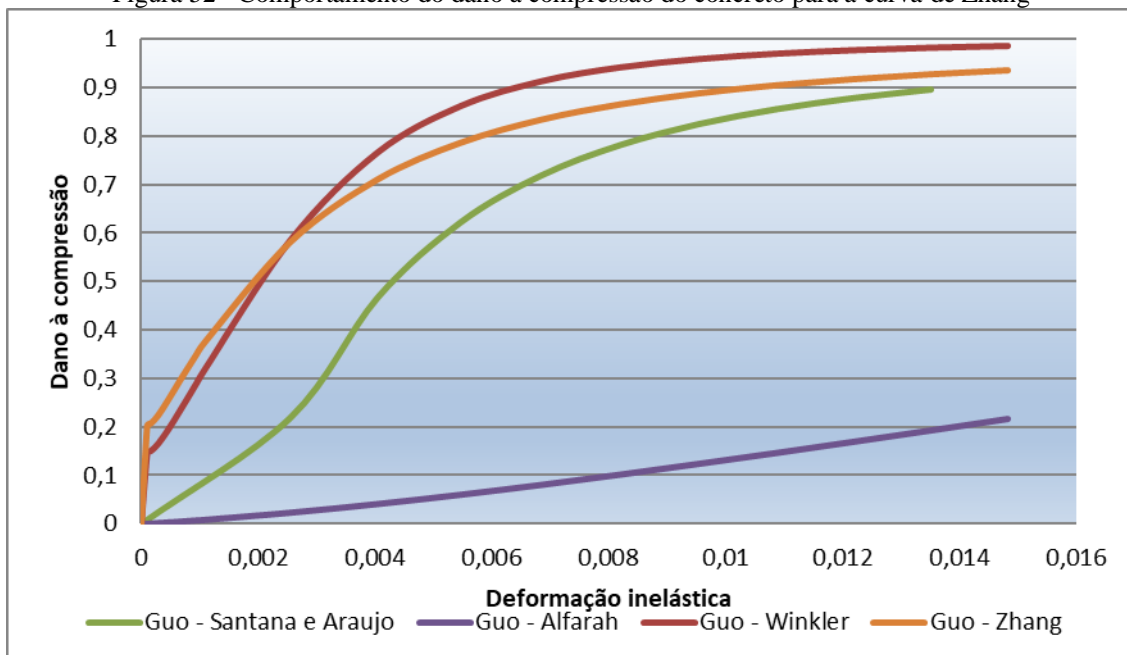
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 51- Comportamento do dano à tração do concreto para a curva do Eurocode



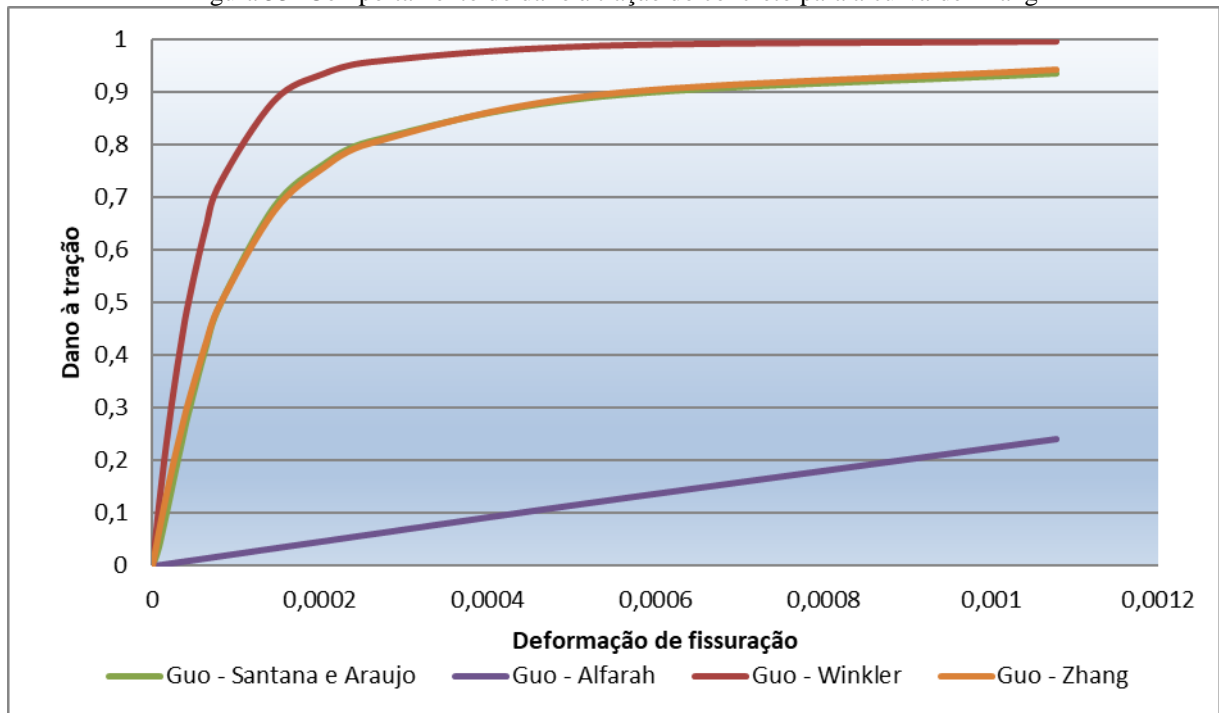
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 52 - Comportamento do dano à compressão do concreto para a curva de Zhang



Fonte: Elaborada pelo autor

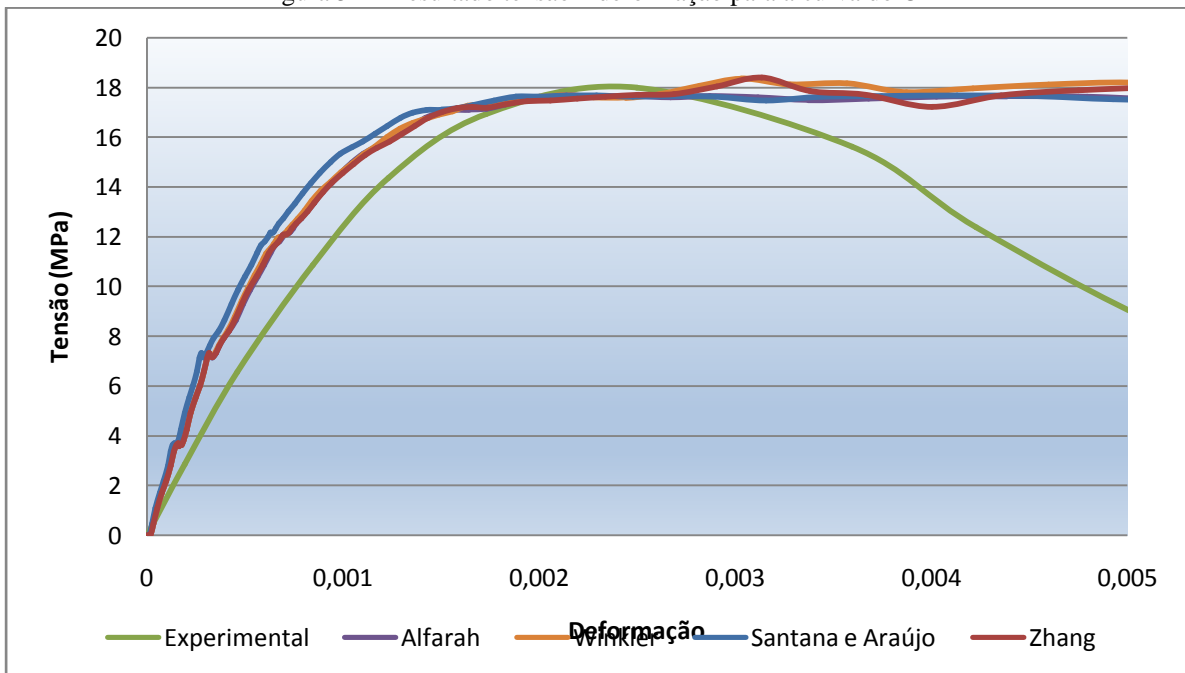
Figura 53- Comportamento do dano à tração do concreto para a curva de Zhang



Fonte: Elaborada pelo autor

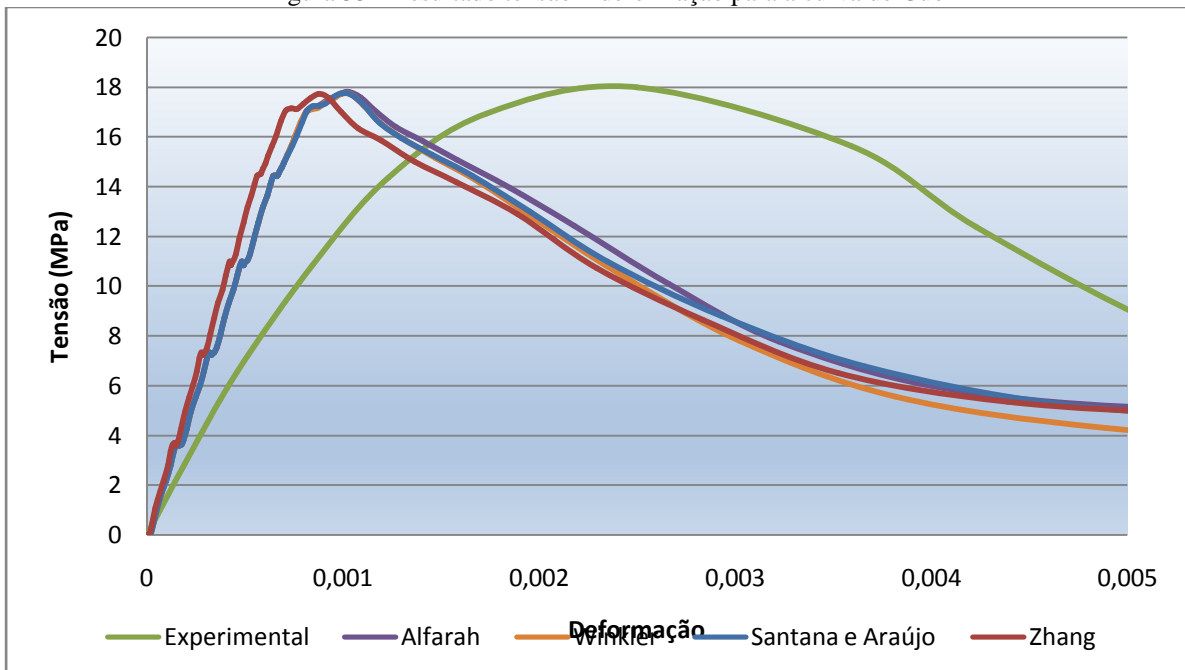
A coluna é então analisada usando os quatro modelos de comportamento da curva tensão-deformação do concreto, considerando o parâmetro de viscosidade do CDP igual a 0,00001 (usado por Lima et al., 2016). Os outros parâmetros do CDP estão de acordo com a Tabela 5. As curvas tensão-deformação resultantes da aplicação da carga uniaxial de compressão são mostradas nas Figura 54 a Figura 57, segundo cada modelo de comportamento do concreto.

Figura 54 – Resultado tensão x deformação para a curva do CEB



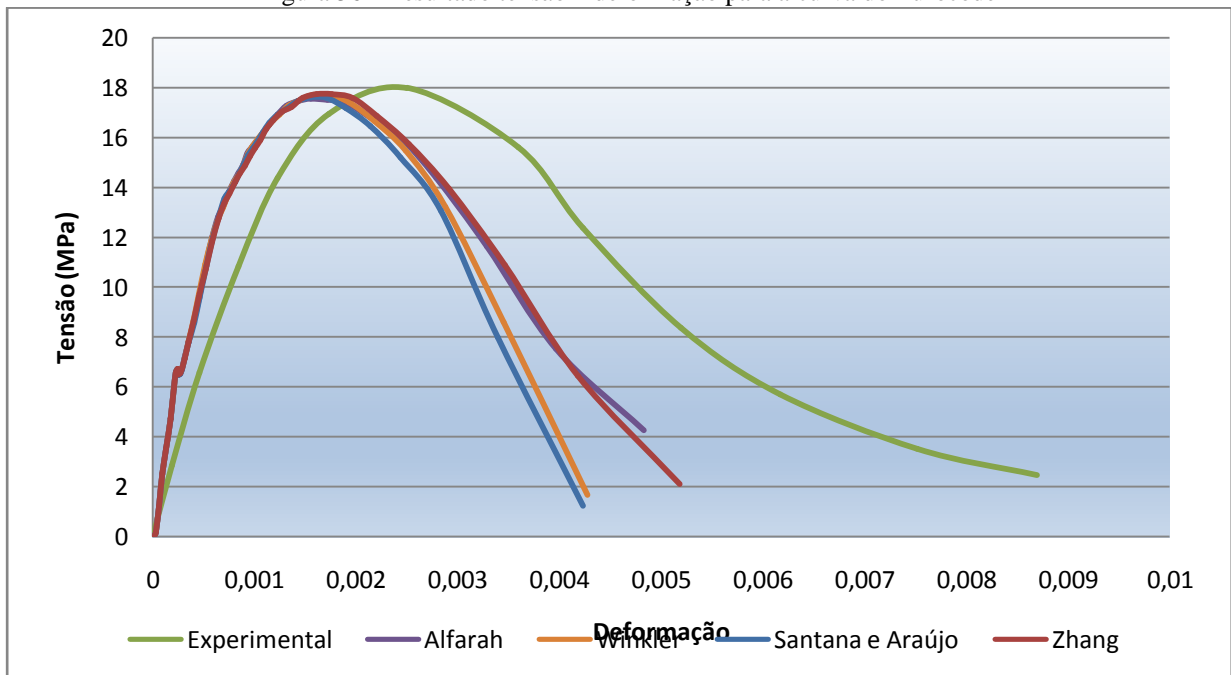
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 55 - Resultado tensão x deformação para a curva de Guo



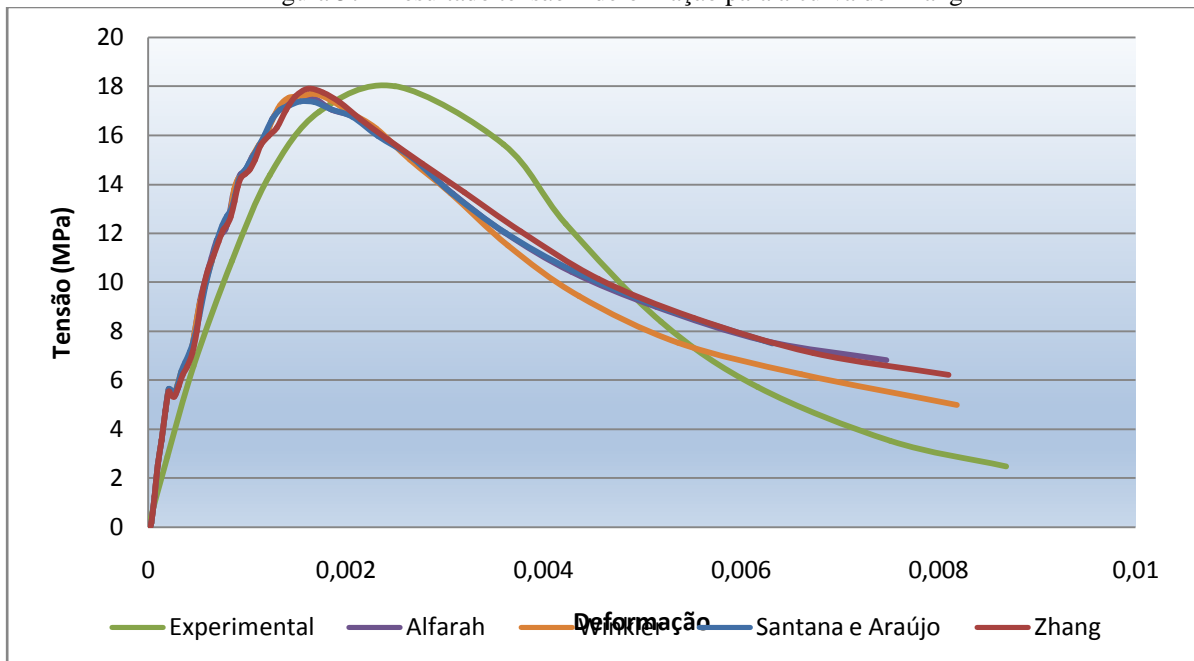
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 56 - Resultado tensão x deformação para a curva do Eurocode



Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 57 - Resultado tensão x deformação para a curva de Zhang



Fonte: Elaborada pelo autor

Observa-se para a curva CEB (Figura 54) que as metodologias Alfarah, Winkler e Zhang são praticamente coincidentes, divergindo ligeiramente a metodologia de Santana e Araújo. Em relação a curva experimental, todas convergem para o valor máximo da tensão de compressão de concreto, sem, contudo, apresentarem um amolecimento acentuado. Já para a curva de Guo (Figura 55) observa-se uma leve divergência da metodologia de Winkler em

relação as outras três que são coincidentes. No entanto, todas as curvas estão defasadas em relação a curva experimental, apesar do valor máximo da tensão ser alcançado. Para o Eurocode (Figura 56), as curvas podem ser consideradas coincidentes, convergindo para o valor máximo de tensão. As curvas de Zhang (Figura 57) também são coincidentes para todas as metodologias, inclusive se aproximando da curva experimental.

Com isso, pode-se dizer que as curvas tensão x deformação obtidas para a coluna não apresentaram alterações significativas em relação as metodologias de cálculo de dano, podendo-se utilizar qualquer uma dentre as citadas. O que é mais relevante, portanto, é a escolha das curvas que descrevem o comportamento do concreto. Dessa forma, a partir deste ponto será usado apenas uma metodologia de dano, no caso, a de Winkler e Stangenberg (2008).

Deve-se notar que, mesmo que a escolha da metodologia não mude a curva tensão x deformação, sua escolha mudará o valor numérico do dano. Assim, em outras situações como em modelos com cargas cíclicas, sua escolha poderá trazer mudanças significativas, mas não é o caso deste trabalho.

5.1.1 Coluna de Harajli com uma camada de PRFC

A coluna de Harajli (2006) é agora analisada com uma camada de PRFC, cujas propriedades são: módulo de elasticidade de 230 GPa, resistência à tração máxima de 3500 MPa e espessura de 0,13 mm.

As curvas tensão-deformação que descrevem o comportamento do concreto do item anterior (As curvas inelásticas de compressão e tração correspondentes a cada um dos modelos são mostradas nas Figura 44 e Figura 45, respectivamente). A coluna prismática é analisada considerando as quatro metodologias apresentadas para o cálculo do dano (Alfarah et al. (2017), Winkler e Stangenberg (2008), Santana e Araújo (2017) e Zhang et al (2017)). Essas metodologias são associadas a cada uma das curvas de comportamento do concreto com o objetivo de verificar se a mudança da metodologia altera significativamente o comportamento da coluna.

A análise é feita usando o contato perfeito, porque o objetivo aqui é validar o CDP quando o polímero de fibras está presente, sem a preocupação da forma de contato entre os materiais. cujos resultados são comparados com a curva experimental obtida por Harajli (2006).

Pode-se observar na Figura 58 e Tabela 7 que a curva que mais se aproxima da experimental é a do CEB. As curvas do Eurocode e Zhang apresentam tensões máximas

próximas, entretanto, diferem da experimental na deformação máxima. A curva de Guo diverge da experimental na tensão máxima, mas trouxe deformação máxima próxima.

5.2 Validação do contato

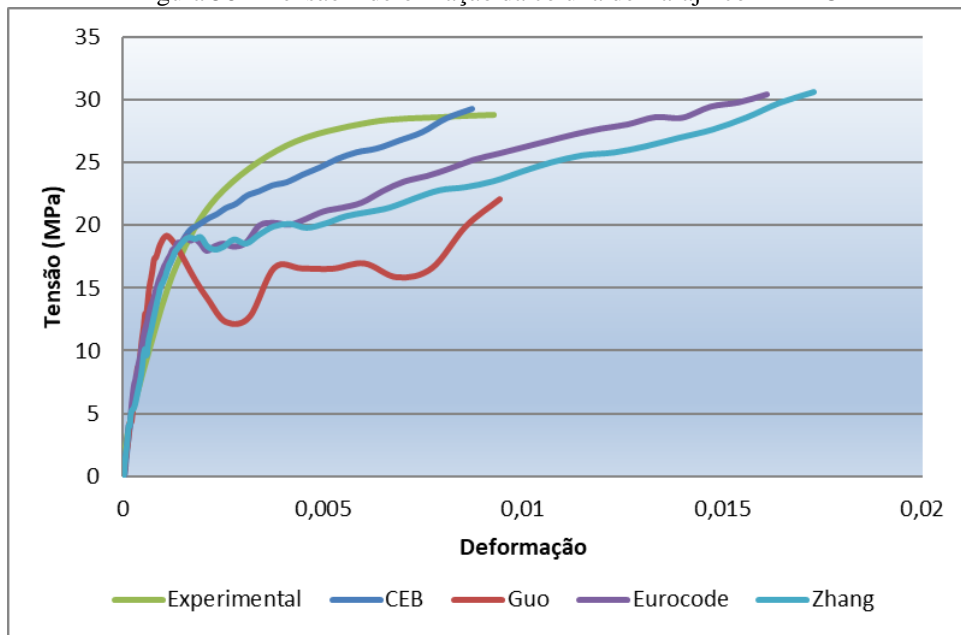
A validação do contato na interface concreto-PRFC é feita com a coluna cilíndrica analisada por Smitha et al. (2014). Esses autores analisaram essa coluna modelando esse contato com elementos de interface coesivos. Suas dimensões são: diâmetro igual a 15 cm e altura igual a 30 cm, sujeitas a compressão concêntrica. As propriedades do concreto são: f_{ck} igual a 25 MPa e coeficiente de Poisson igual a 0,2; as propriedades da fibra são: módulo de elasticidade igual a 120 GPa, coeficiente de Poisson igual a 0,15 e espessura de 0,117 mm. A resina utilizada tem módulo de elasticidade de 1067 MPa e módulo de cisalhamento de 746 MPa. A malha de elementos finitos tem 2400 elementos quadráticos e 620 elementos de casca simulando a camada de fibra (Figura 59).

Tabela 7 – Tensão x deformação da coluna de Harajli com PRFC

Tipos de contato	Tipos de análises	Deformação axial máxima	Erro _D (%)	Tensão Máxima (MPa)	Erro _T (%)
-	Experimental	0,009289		28,77497	
Contato perfeito	CEB	0,008744	-5,87	29,31577	1,88
	Guo	0,009442	1,65	22,06359	-23,32
	Zhang	0,017296	86,20	30,60945	6,38
	Eurocode	0,01612	73,54	30,40548	5,67

Fonte: Elaborado pelo autor

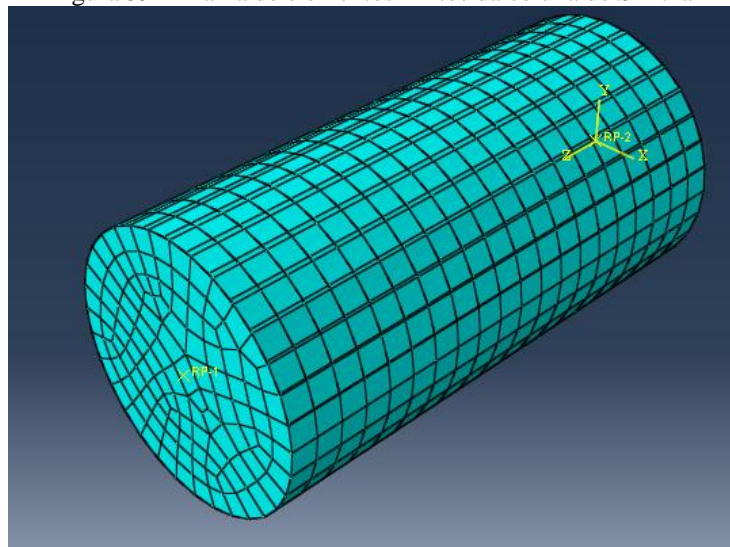
Figura 58 – Tensão x deformação da coluna de Harajli com PRFC



Fonte: Elaborado pelo autor

As curvas tensão-deformação inelásticas para simular o comportamento do concreto à compressão e à tração estão na Figura 60 e Figura 61, respectivamente, para as quatro curvas de comportamento: CEB-FIB (2010), Guo (2014), Eurocode (1992) e Zhang et al. (2017). Neste caso, foi usado a metodologia de Winkler e Stangenberg (2008). Os parâmetros para o cálculo destas curvas estão na Tabela 8. As curvas de dano estão na Figura 62 para a compressão e na Figura 63 para a tração, para as quatro curvas.

Figura 59 – Malha de elementos finitos da coluna de Smitha



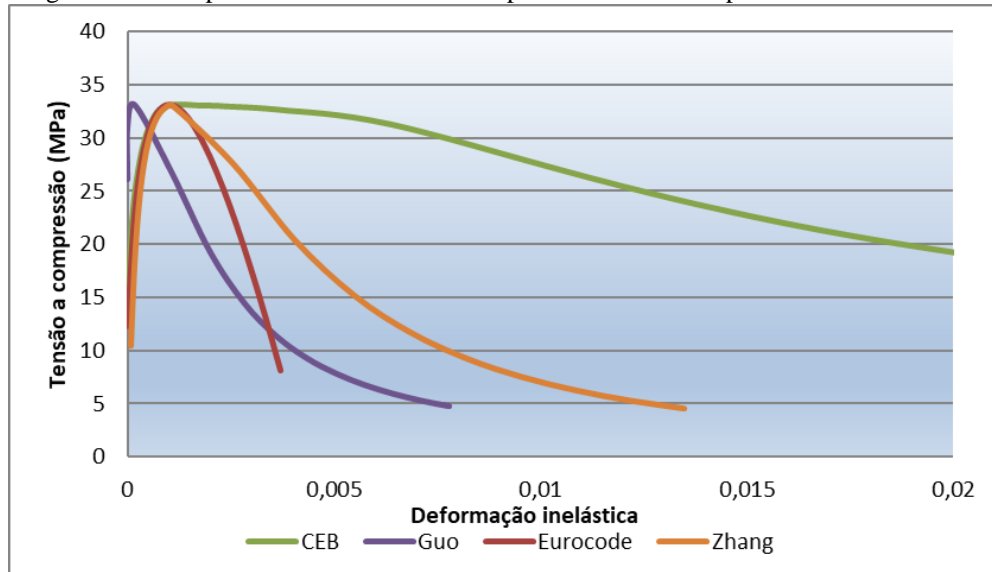
Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 8 – Parâmetros para as curvas tensão-deformação da coluna de Smitha

Curvas	f_{ck} (MPa)	f_{cm} (MPa)	f_{tm} (MPa)	E_0 (MPa)
CEB-FIB				28065,93
Guo	25	33	2,58	28000
Zhang				26372,91
Eurocode				31475,81

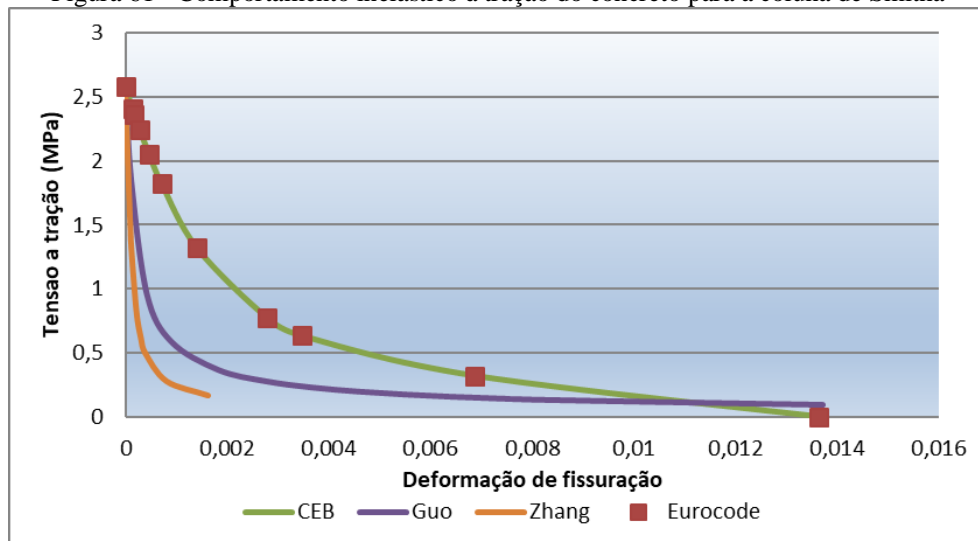
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 60 – Comportamento inelástico à compressão do concreto para a coluna de Smitha



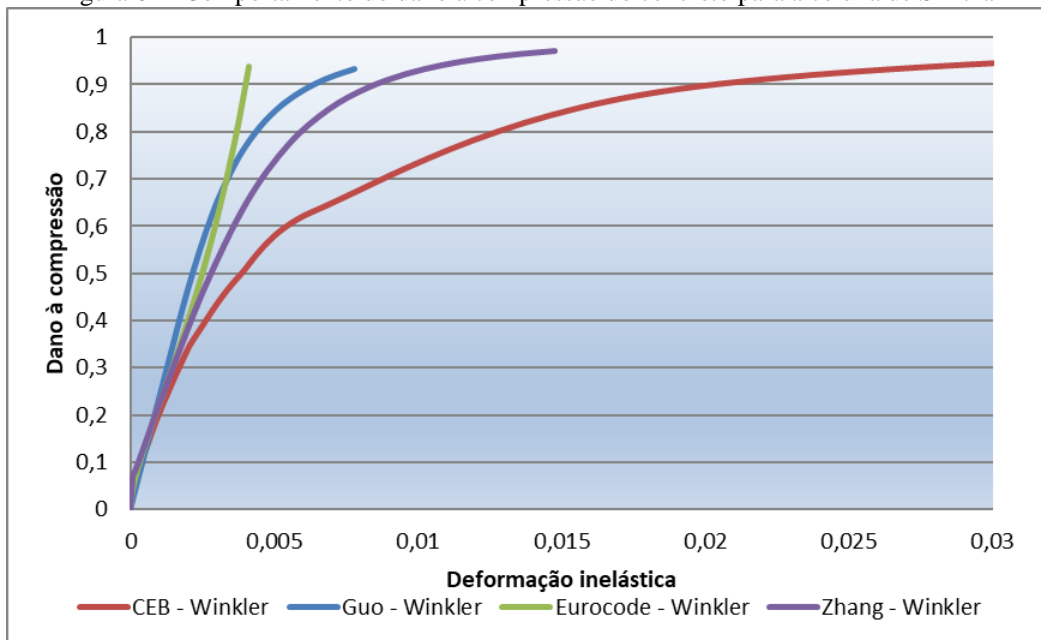
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 61 - Comportamento inelástico à tração do concreto para a coluna de Smitha



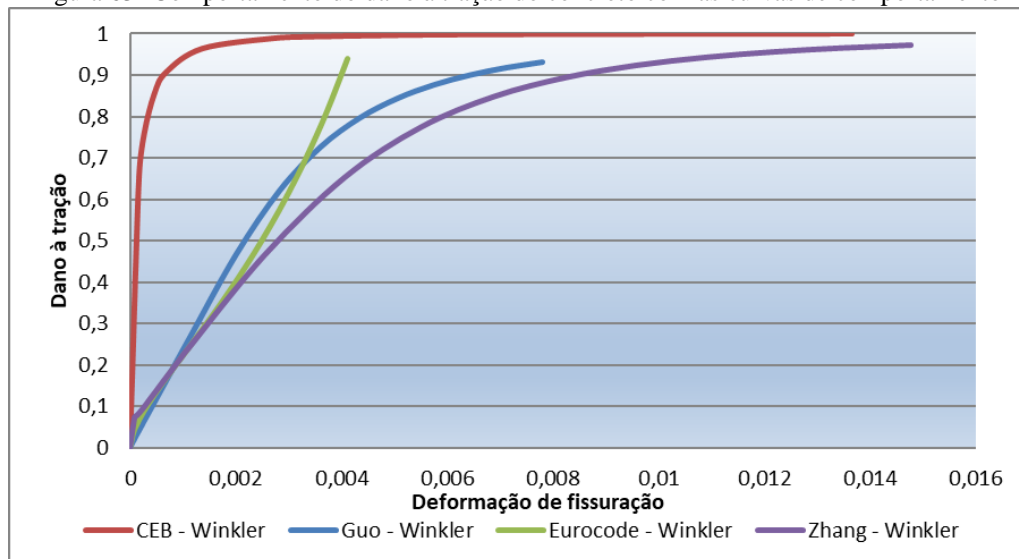
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 62 - Comportamento do dano à compressão do concreto para a coluna de Smitha



Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 63- Comportamento do dano à tração do concreto com as curvas de comportamento



Fonte: Elaborada pelo autor

5.2.1 Estudo das propriedades da resina usadas na interface

Neste exemplo, além do contato perfeito, também foram analisadas a superfície coesiva na interface e os elementos de interface entre o concreto e a fibra. Foi feito um comparativo entre as metodologias de Lu et al. (2005) e Obaidat et al. (2011), neste caso, foi utilizado apenas uma curva para a análises, as outras são análogas, no caso, foi usada a curva do CEB. O objetivo aqui é somente comparar as duas metodologias.

Utilizando a metodologia de Lu et al (2005), as propriedades da interface calculada são: rigidez inicial é 0,951 GPa/mm, a resistência à tração do concreto é 2,57 MPa, tensão de cisalhamento máxima de 2,88 MPa e energia de fratura de 0,27 kJ/m². Utilizando a metodologia de Obaidat (2011), as propriedades da interface calculada são: rigidez inicial é 0,709 GPa/mm, a resistência à tração do concreto é 2,57 MPa, tensão de cisalhamento máxima de 3,70 MPa e energia de fratura de 0,71 kJ/m².

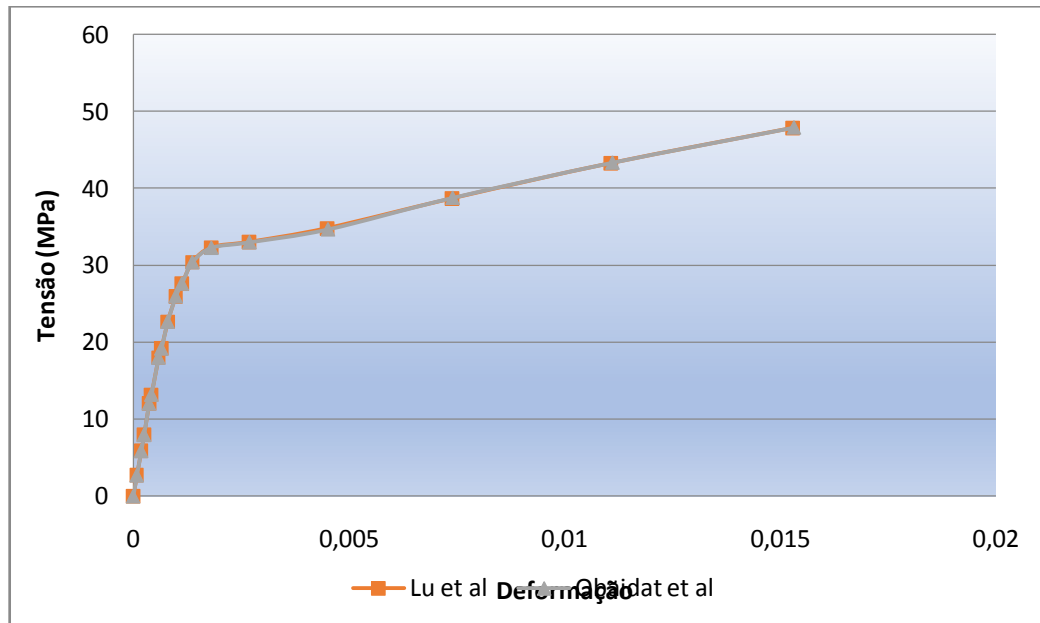
Pode-se observar na Tabela 9 que não há diferença significativa entre as duas metodologias, obtendo-se valores bem próximos tanto para a tensão, quanto para a deformação. Optou-se em continuar utilizando somente a metodologia de Obaidat (2011).

Tabela 9 – Comparação das metodologias de Lu et al. (2005) e Obaidat (2011)

		<i>Exp</i>	Lu et al. (2005)		Obaidat (2011)	
			Valor	Erro(%)	Valor	Erro (%)
Superfície Coesiva	Tensão Máxima (MPa)	48,2353	47,8565	-0,79	47,9070	-0,68
	Deformação Máxima	0,00644	0,015292	137,45	0,015316	137,83
Elementos de interface	Tensão Máxima (MPa)	48,2353	48,6949	0,95	48,61658	0,79
	Deformação Máxima	0,00644	0,017960	178,88	0,017938	178,54

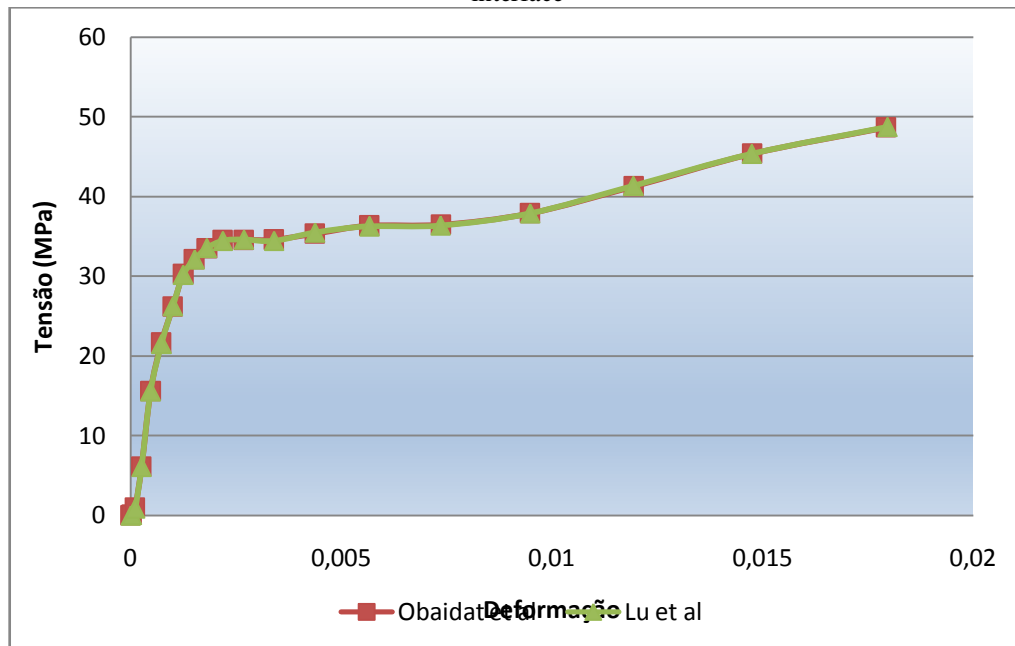
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 64 – Comparação das metodologias de Lu et al (2005) e Obaidat (2011) para o modelo com superfície coesiva



Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 65 - Comparação das metodologias de Lu et al (2005) e Obaidat (2011) para o modelo com elementos de interface



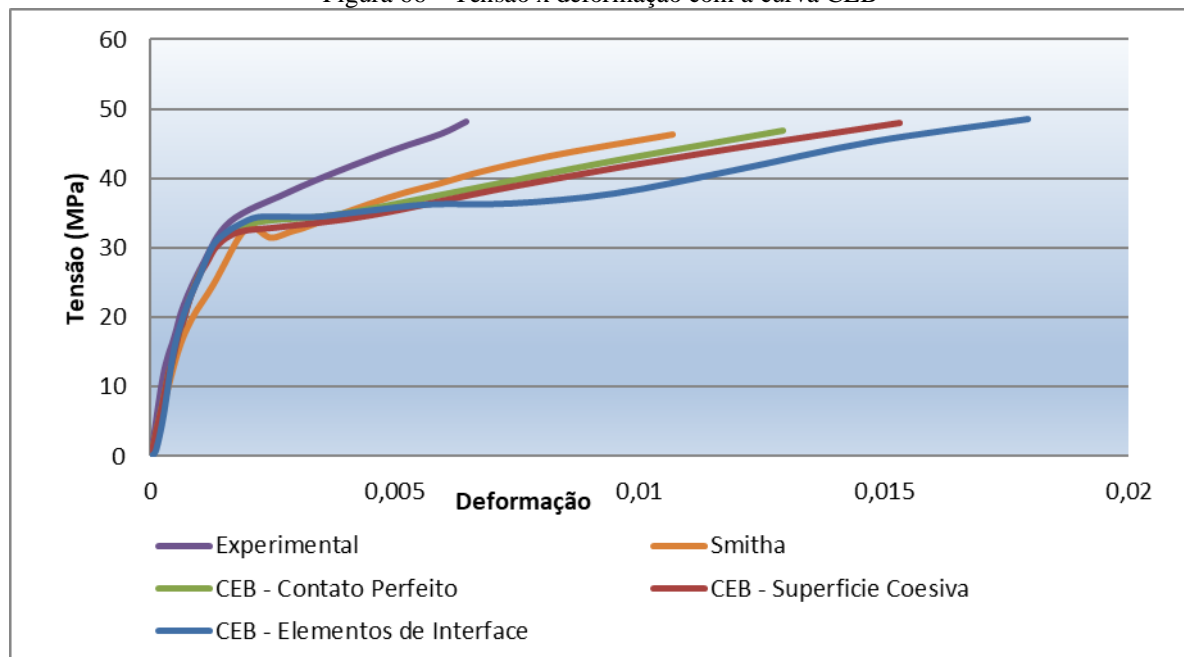
5.2.2 Simulações numéricas da coluna de Smitha

Foram realizadas análises numéricas com os três tipos de contatos: contato perfeito, superfície coesiva e elementos de interface. Os resultados são comparados com o ensaio experimental realizado por Ciupala et al. (2013) e com os resultados numéricos de Smitha et al. (2014) (Figura 66 a Figura 69) e observando-se as curvas tensão-deformação obtidas concordam com

a curva experimental e a de Smitha et al. (2014) até a tensão máxima (aproximadamente 34 MPa), divergindo a partir daí. O modelo de superfície coesiva se mostra mais flexível para as curvas Guo, Eurocode e Zhang, enquanto que para a curva CEB, o modelo mais flexível é o do elemento de interface. Já o contato perfeito mostra-se mais rígido somente para as curvas do CEB e Zhang.

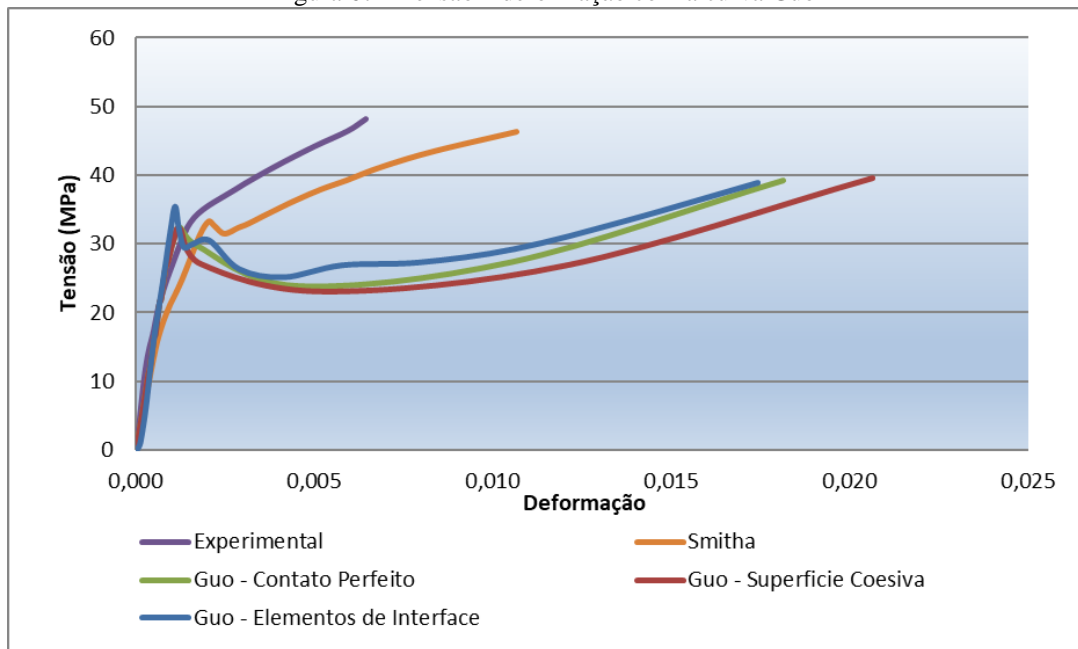
Quando se analisa pontualmente a tensão última e a deformação axial máxima (Tabela 10), percebe-se que as curvas do CEB, Zhang e Eurocode trouxeram bons resultados em comparação com a tensão máxima, entretanto, os resultados divergiram na comparação com as deformações. Uma divergência alta com a deformação também foi encontrada nas análises numéricas de Smitha et al. (2014). A curva de Guo trouxe resultados ruins tanto na comparação com a tensão máxima como na deformação máxima. É importante notar que em todos os casos, a tensão máxima com o uso da superfície coesiva e dos elementos de interface se aproximou dos resultados experimentais, se comparado com a análise com o contato perfeito.

Figura 66 – Tensão x deformação com a curva CEB



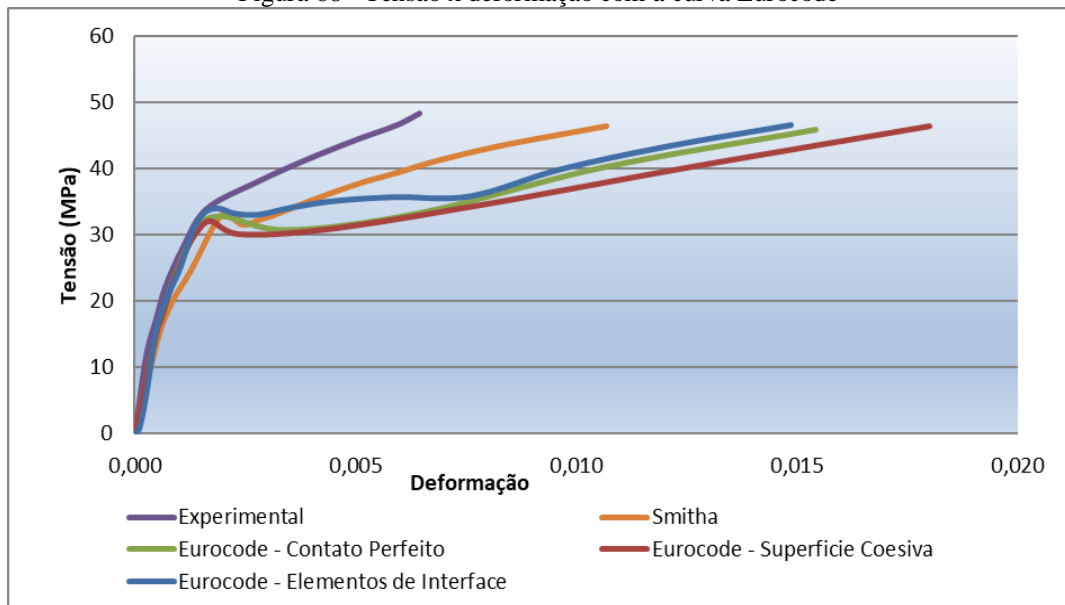
Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 67 - Tensao x deformação com a curva Guo



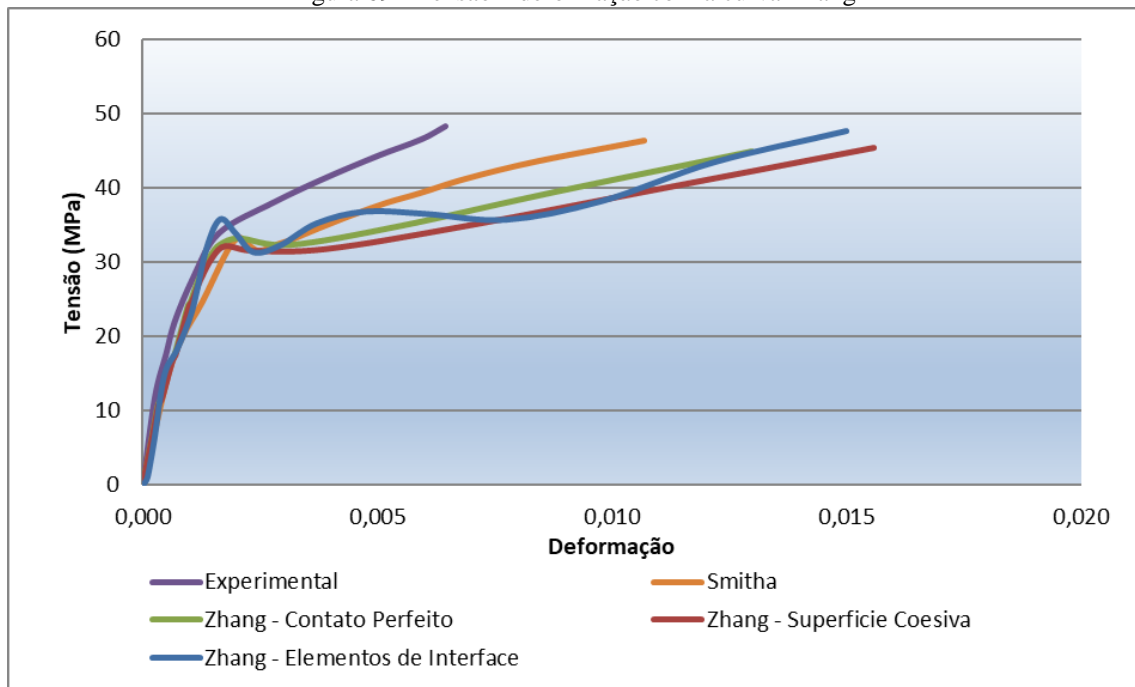
Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 68 - Tensao x deformação com a curva Eurocode



Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 69 - Tensão x deformação com a curva Zhang



Fonte: Elaborado pelo autor

Observando-se as curvas tensão-deformação obtidas concordam com a curva experimental e a de Smitha et al. (2014) até a tensão máxima (aproximadamente 34 MPa), divergindo a partir daí. O modelo de superfície coesiva se mostra mais flexível para as curvas Guo, Eurocode e Zhang, enquanto que para a curva CEB, o modelo mais flexível é o do elemento de interface. Já o contato perfeito mostra-se mais rígido somente para as curvas do CEB e Zhang.

Quando se analisa pontualmente a tensão última e a deformação axial máxima (Tabela 10), percebe-se que as curvas do CEB, Zhang e Eurocode trouxeram bons resultados em comparação com a tensão máxima, entretanto, os resultados divergiram na comparação com as deformações. Uma divergência alta com a deformação também foi encontrada nas análises numéricas de Smitha et al. (2014). A curva de Guo trouxe resultados ruins tanto na comparação com a tensão máxima como na deformação máxima. É importante notar que em todos os casos, a tensão máxima com o uso da superfície coesiva e dos elementos de interface se aproximou dos resultados experimentais, se comparado com a análise com o contato perfeito.

Tabela 10 – Comparação dos valores da coluna circular de Smitha et al. (2014)

Tipos de contato	Tipos de análises	Deformação axial máxima	Erro_D (%)	Tensão máxima (MPa)	Erro_F (%)
-	Experimental	0,00644	-	48,2353	-
	Smitha et al. (2014)	0,01067	65,68	46,3235	-3,96
Contato perfeito	CEB	0,01291	100,54	46,9541	-2,66
	Guo	0,01814	181,68	39,1888	-18,75
	Zhang	0,012974	101,46	44,93098	6,85
	Eurocode	0,015418	139,41	45,7982	-5,05
Superfície de coesiva	CEB	0,015316	137,83	47,9070	-0,68
	Guo	0,0206	219,88	39,5608	-17,98
	Zhang	0,015571	141,79	45,39993	5,88
	Eurocode	0,017991	179,36	46,34201	-3,92
Elementos de Interface	CEB	0,017939	178,56	48,61659	0,79
	Guo	0,017427	170,61	38,92622	-19,30
	Zhang	0,015	132,92	47,68825	-1,13
	Eurocode	0,0148	129,81	46,4666	-3,67

Fonte: Elaborada pelo autor

6 ESTUDOS DE CASO

Neste capítulo, alguns modelos de colunas encontrados na literatura são avaliados considerando a modelagem da interface concreto e PRFC. São analisadas as colunas cilíndricas de Wu e Jiang (2013) e as colunas prismáticas de Parvin e Wang (2001). Primeiramente, são avaliadas as forças resistentes máximas para os contatos: perfeito, superfície coesiva e elementos de interface. Após isso, é tomado um dos modelos, o qual é estudado mais detalhadamente a falha do contato em questão, ou seja, também é estudado a separação da fibra do pilar. Os modelos com as demais excentricidades são semelhantes.

As análises aqui apresentadas são todas realizadas no ABAQUS/Explicit. A vantagem desse método é que se pode observar na interface gráfica do ABAQUS a separação entre o concreto e PRFC.

6.1 Modelo de Wu e Jiang (2013)

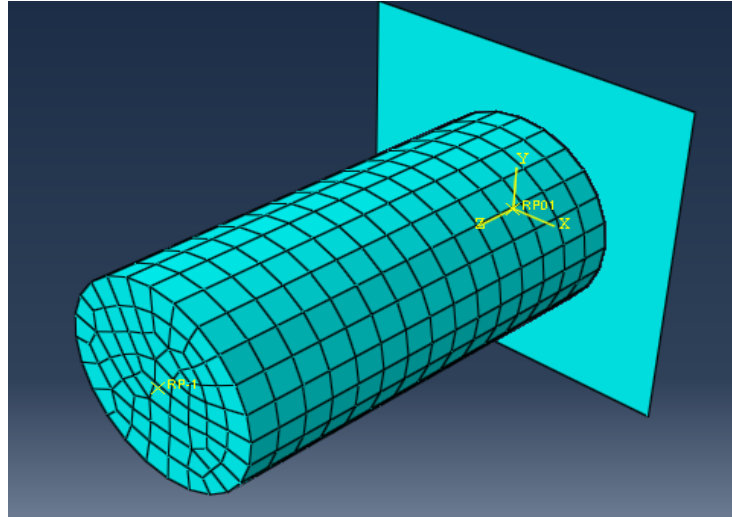
Wu e Jiang (2013) ensaiaram experimentalmente 36 colunas cilíndricas de concreto variando a excentricidade da carga em relação ao centroide da seção transversal (0, 10 mm, 20 mm, 30 mm, 40 mm e 50 mm) e o número de camadas de fibra (0, 1 e 2 camadas). Essas colunas têm 15 cm de diâmetro e 30 cm de comprimento. Vale ressaltar que todas as excentricidades analisadas caem dentro do núcleo central de inércia, ou seja, a seção transversal está totalmente comprimida.

Dessas colunas, três são escolhidas para a realização da análise numérica, que são: A1E0, A1E10 e A1E20. A legenda A1 representa o corpo de prova com uma camada de PRFC, a letra E indica a excentricidade e o número depois dela representa seu valor em milímetros. As propriedades do concreto para estas colunas são: f_c igual a 28,7 MPa e coeficiente de Poisson igual a 0,2.

A fibra de carbono tem as seguintes propriedades: módulo de elasticidade igual a 254 GPa, coeficiente de Poisson igual a 0,15, resistência à tração de 4192 MPa e espessura de 0,167 mm. A resina utilizada foi a Sikadur-300, cujas propriedades mecânicas fornecidas pelo fabricante são: módulo de elasticidade de 3,5 GPa, módulo de cisalhamento de 1,25 GPa, resistência à tração de 45 MPa e deformação última à tração é 1,5%. Assim, de acordo com a metodologia de Obaidat (2011), as propriedades da interface são: rigidez inicial é 0,886 GPa/mm, a resistência à tração do concreto é 2,82 MPa, tensão de cisalhamento máxima de 4,46 MPa e energia de fratura de 0,64 kJ/m².

A malha de elementos finitos tem 1035 elementos quadráticos na discretização da coluna e 360 elementos de casca simulando a camada de fibra (Figura 70). Os modelos são analisados com a curva de comportamento do CEB e a metodologia de dano de Winkler e Stangenberg (2008), cujos parâmetros estão na Tabela 11.

Figura 70 – Malha de elementos finitos das colunas de Wu e Jiang



Fonte: Elaborado pelo autor

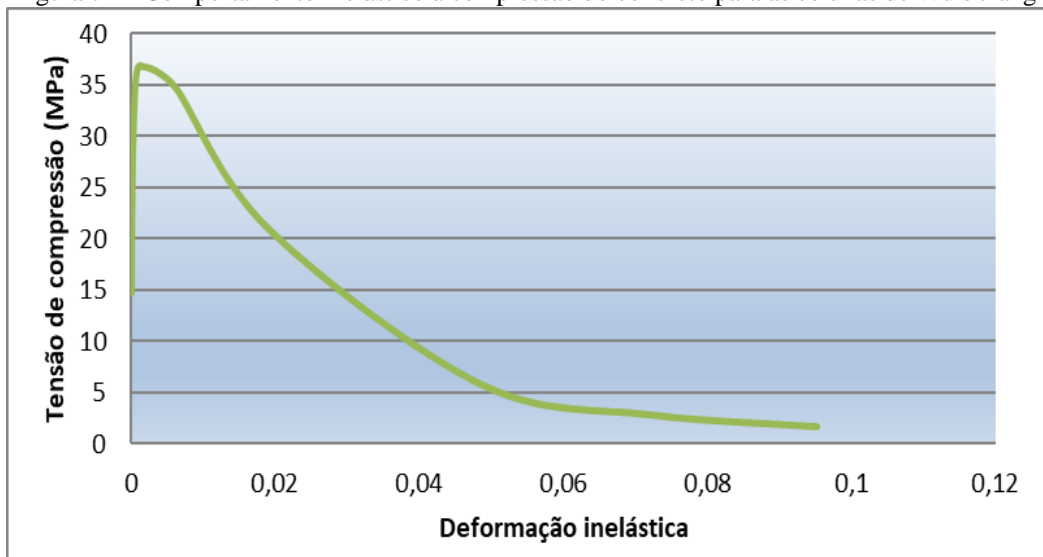
Tabela 11 – Parâmetros para as curvas tensão-deformação das colunas de Wu e Jiang

f_{ck} (MPa)	f_{cm} (MPa)	f_{tm} (MPa)	E_0 (MPa)	G_{ch} (N/mm)	G_F (N/mm)
20,7	28,7	2,27	26490,54	21,28	0,133

Fonte: Elaborada pelo autor

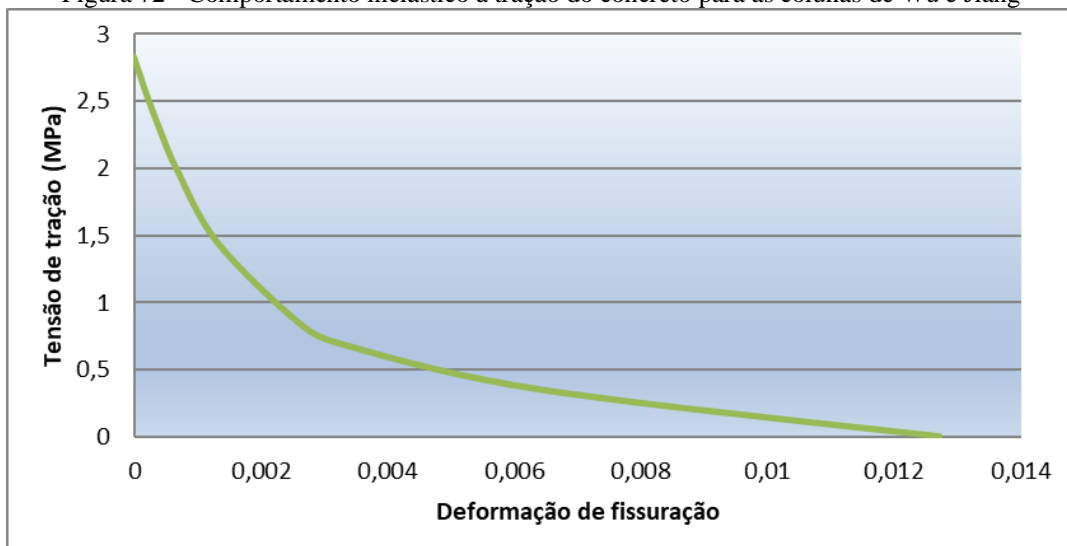
As curvas tensão-deformação para simular o comportamento do concreto à compressão e à tração estão na Figura 71 e Figura 72, respectivamente. As curvas de dano estão na Figura 73 para a compressão e na Figura 74 para a tração.

Figura 71 – Comportamento inelástico à compressão do concreto para as colunas de Wu e Jiang



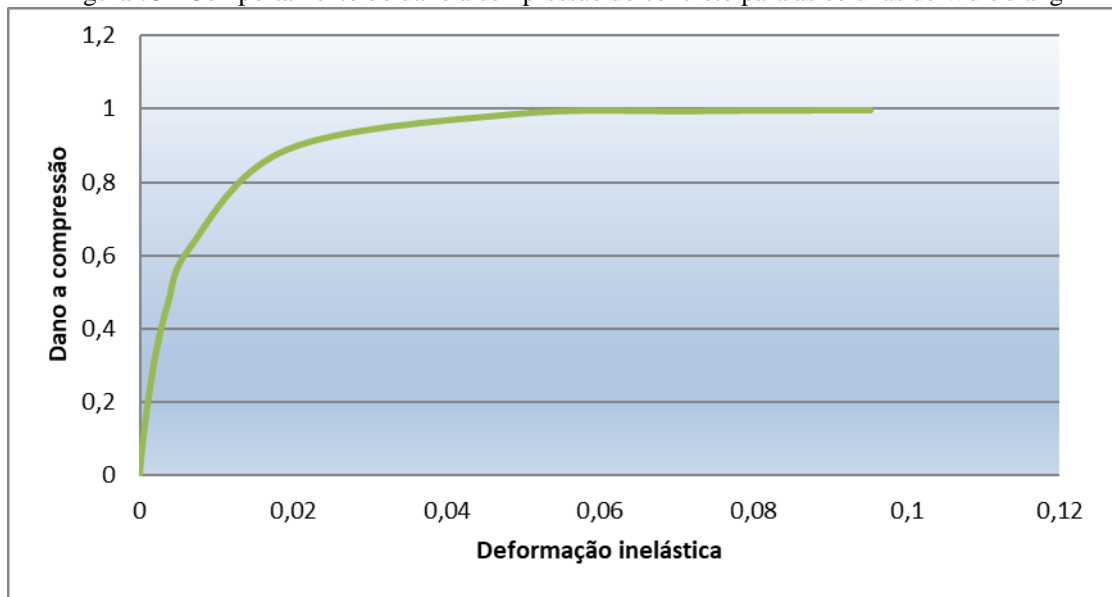
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 72 - Comportamento inelástico à tração do concreto para as colunas de Wu e Jiang



Fonte: Elaborada pelo autor

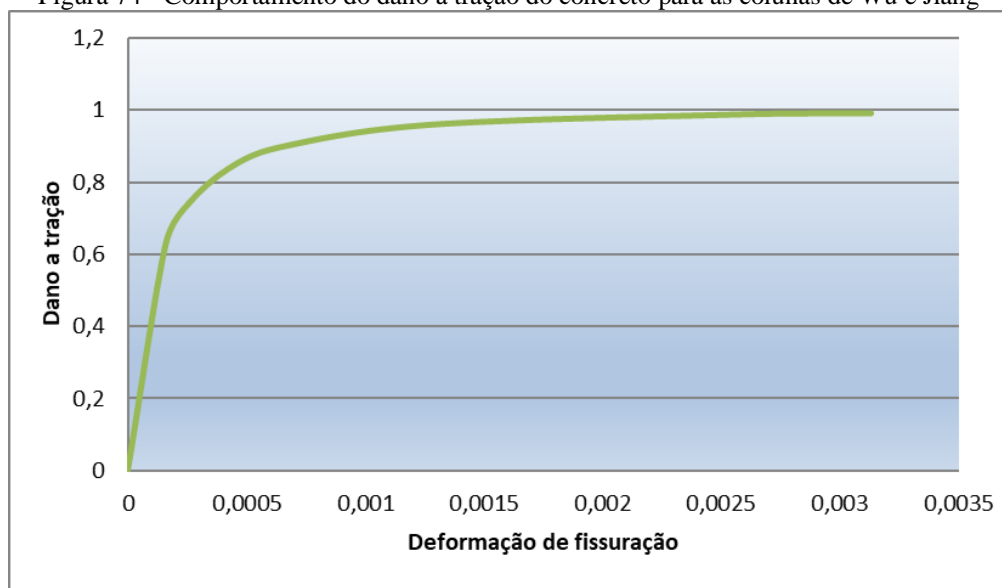
Figura 73 - Comportamento do dano à compressão do concreto para as colunas de Wu e Jiang



Fonte: Elaborada pelo autor

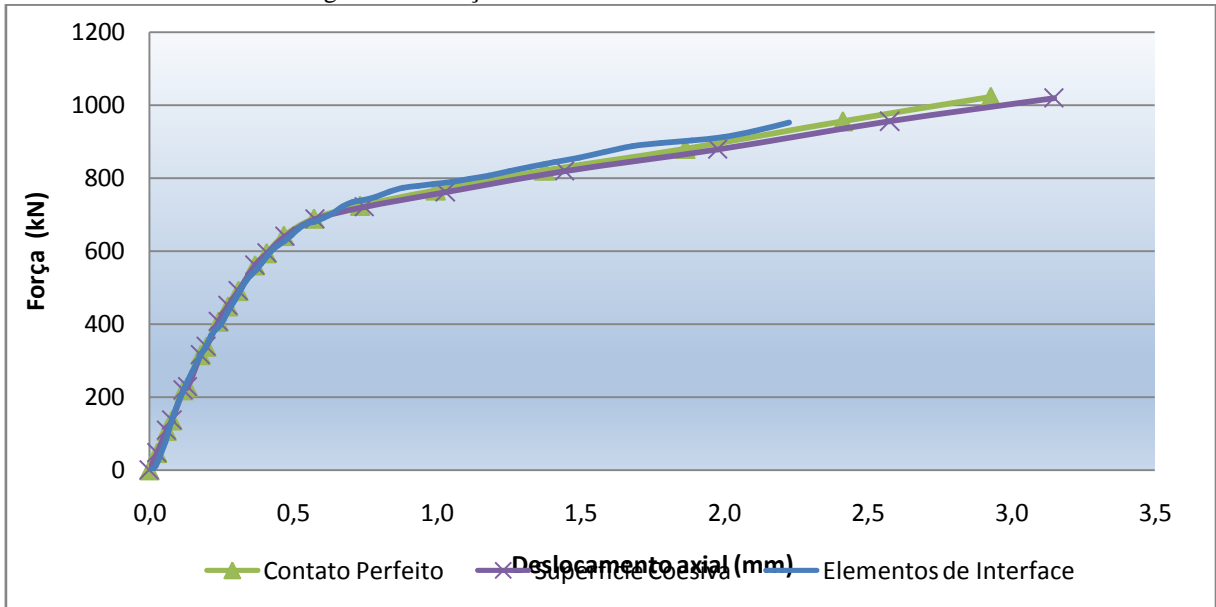
Como resultado obtém-se as curvas Força x Deslocamento axial para as colunas de Wu e Jiang sujeitas a compressão concêntrica, considerando o contato perfeito, a superfície coesiva e os elementos de interface. Para a coluna A1E0 (Figura 75), observa-se uma coincidência das três curvas. Já para a coluna A1E10 (Figura 76), verifica-se que os elementos de interface tornam a estrutura mais flexível, enquanto os outros dois tipos de contato são coincidentes. Esse mesmo comportamento é observado para a coluna A1E20 (Figura 77).

Figura 74 - Comportamento do dano à tração do concreto para as colunas de Wu e Jiang



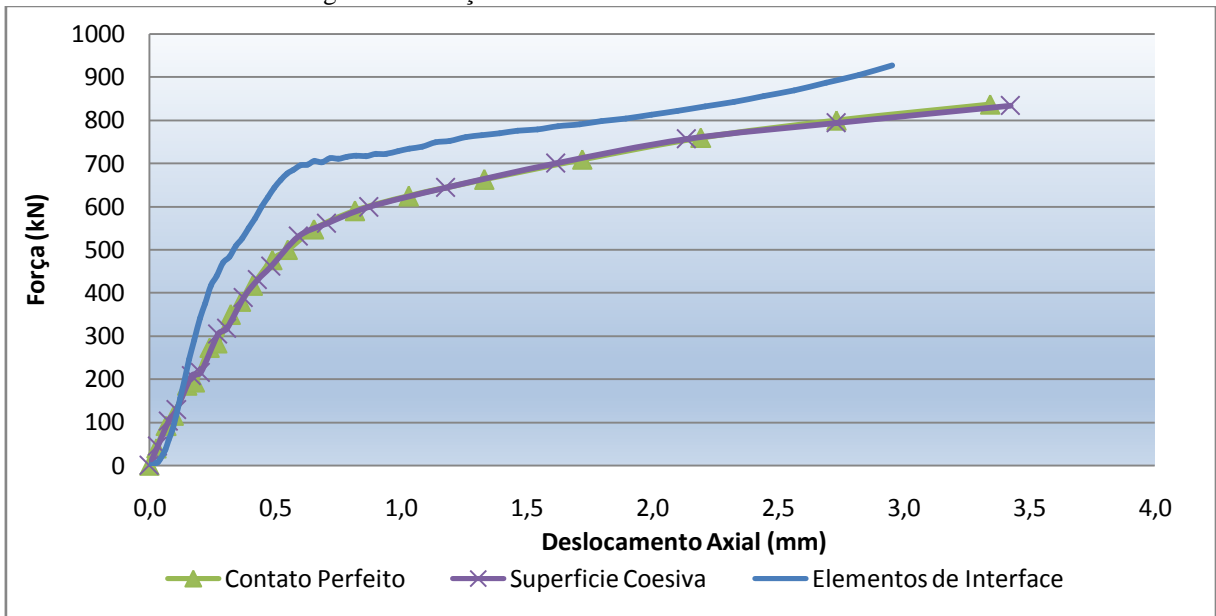
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 75 – Força vs. deslocamento axial da coluna A1E0



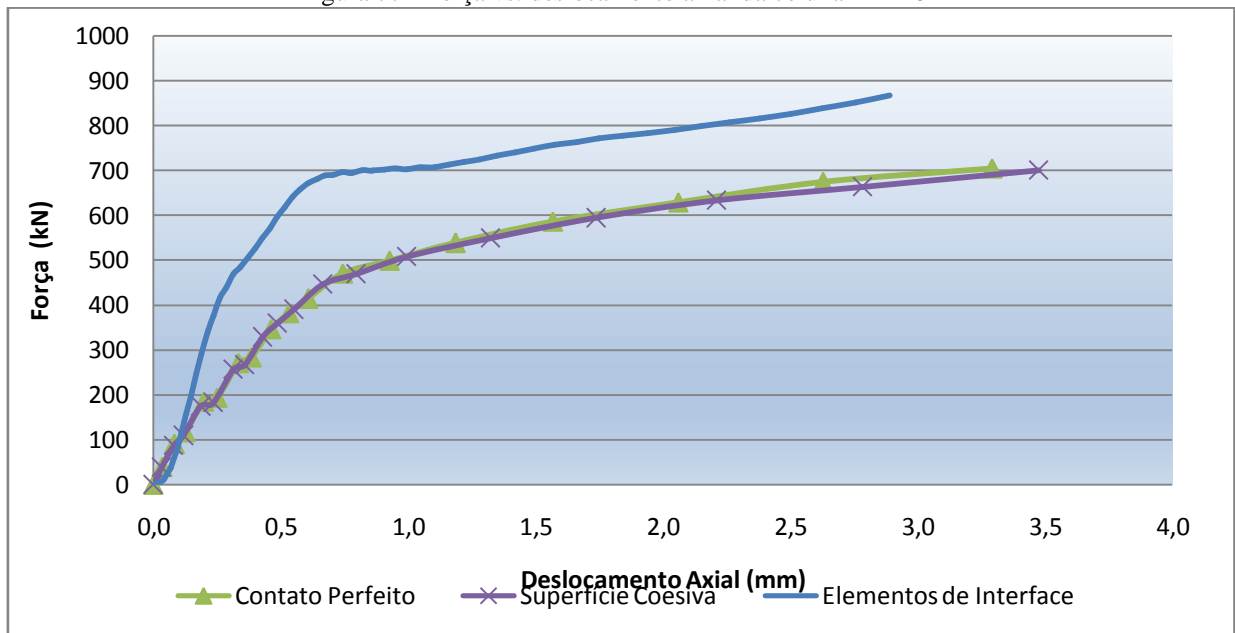
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 76 - Força vs. deslocamento axial da coluna A1E10



Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 77 - Força vs. deslocamento axial da coluna A1E20



Fonte: Elaborada pelo autor

Os resultados numéricos de força máxima devido a compressão concêntrica permaneceram bem próximas ao experimentais, todas inferiores a 2% (Tabela 12). Contudo, quando a carga se torna excêntrica, os resultados se distanciam dos experimentais.

Tabela 12– Comparativo entre os modelos numéricos e experimentais para as colunas de Wu e Jiang

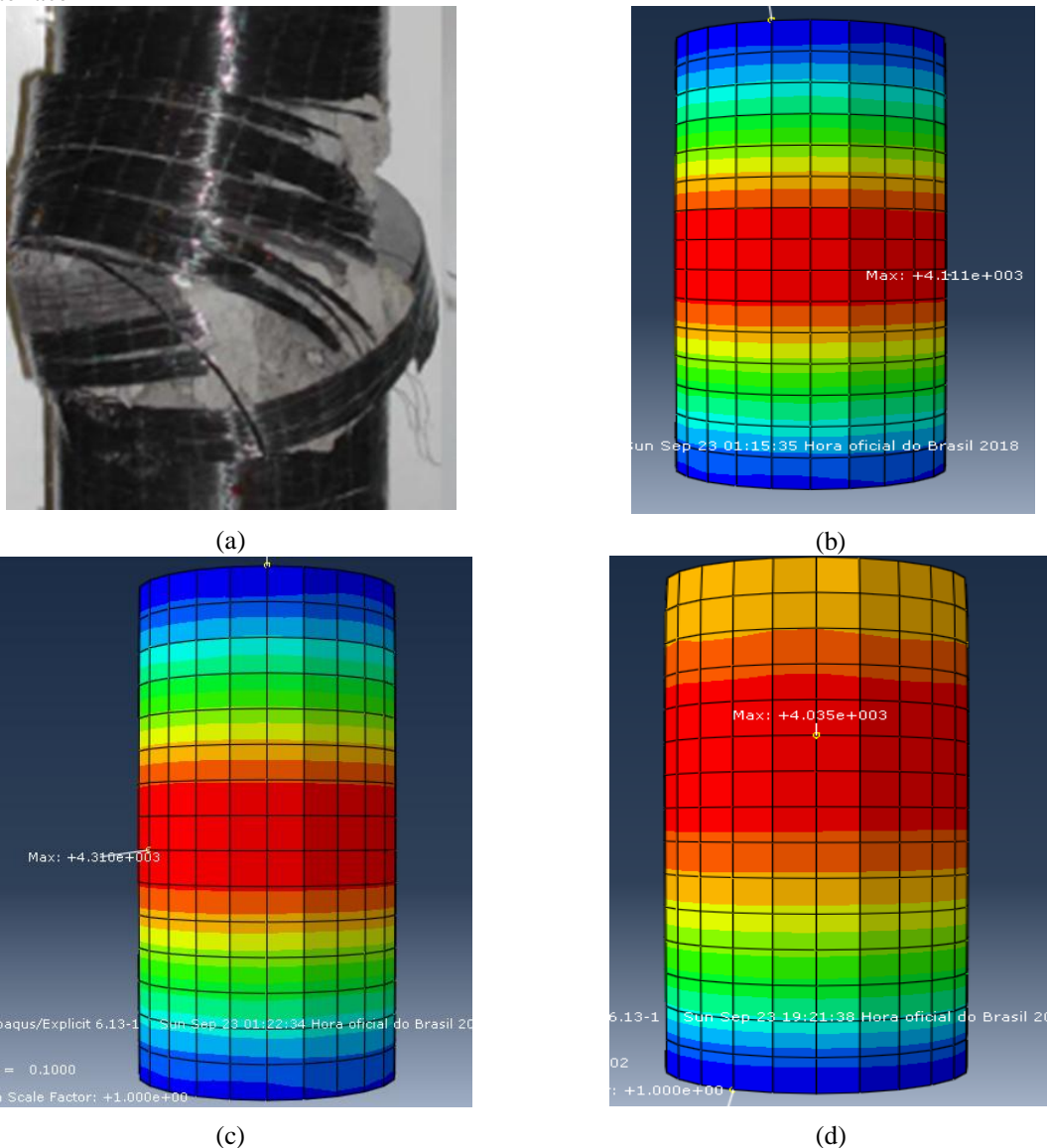
Coluna	Força Máxima Exp (kN)	Tipos de contato	Força Máxima (kN)	Erro _F (%)
A1E0	1008,65	Contato perfeito	1021,65	1,29
		Superfície coesiva	1018,45	0,97
		Elementos de Interface	951,19	-5,70
A1E10	909,7	Contato perfeito	836,87	-8,00
		Superfície coesiva	833,83	-8,34
		Elementos de Interface	927,07	1,91
A1E20	795,2	Contato perfeito	705,45	-11,29
		Superfície coesiva	700,61	-11,90
		Elementos de Interface	867,02	9,03

Fonte: Elaborado pelo autor

6.1.1 Modos de falha dacoluna A1E0

Essa coluna está submetida a compressão concêntrica, cuja falha se dá pelo rompimento da fibra (Figura 78a – WU & JIANG, 2013). O mesmo acontece com os modelos numéricos, cujas tensões de tração na fibra no momento da falha são 4111 MPa para o contato perfeito (Figura 78b), 4310 MPa para a superfície coesiva (Figura 78c) e 4035 MPa para os elementos de interface (Figura 78d). Para os dois primeiros tipos de contato, as tensões são superiores a resistência da fibra, contudo, para os elementos de interface, o rompimento se deu para um valor de tensão inferior. A região tracionada da fibra se dá na mesma região de falha do ensaio experimental, sendo que para os elementos de interface, essa região está um pouco acima em relação aos outros dois contatos.

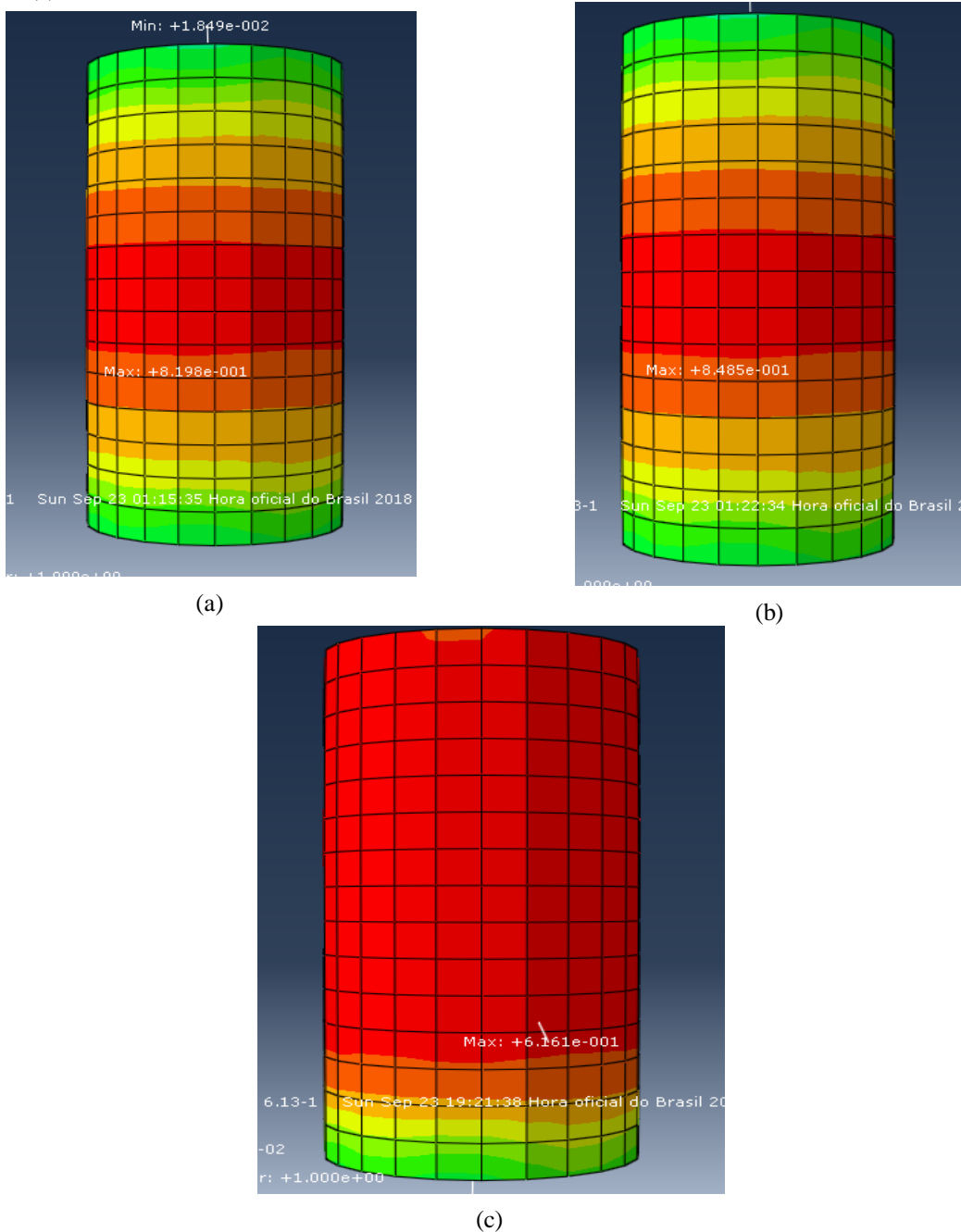
Figura 78 – Falha da coluna A1E0. (a) Experimental, (b) contato perfeito, (c) superfície coesiva, (d) elementos de interface



Fonte: (a) WU & JIANG (2013);(b),(c), (d) Elaboradas pelo autor

Quando se analisa a degradação do concreto no momento da falha (Figura 79), observa-se que este demonstra um alto grau de dano na mesma região danificada do ensaio experimental, sendo cerca de 82% para o contato perfeito (Figura 79a), 85% para a superfície coesiva (Figura 79b) e 62% para os elementos de interface (Figura 79c). Diferente dos modelos de contato perfeito e superfície coesiva, o modelo dos elementos de interface apresenta esse dano em quase todo o material concreto, o que não acontece com o ensaio experimental.

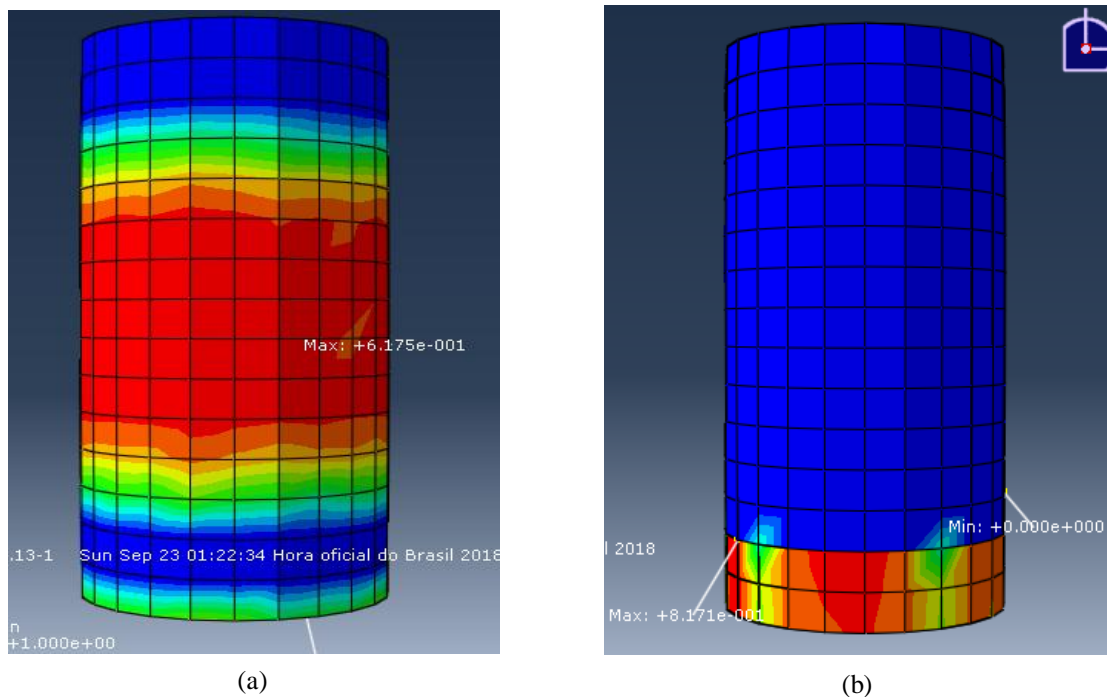
Figura 79 – Degradação do concreto no momento da falha da coluna A1E0. (a) Contato perfeito, (b) superfície coesiva, (c) elementos de interface



Fonte: Elaborado pelo autor

Analisando a interface concreto-PRFC no momento da falha, verifica-se que para a superfície coesiva (Figura 80a), o dano é em torno de 62% indicando que a resina está em processo de danificação na região central da coluna. Já para os elementos de interface (Figura 80b), o dano ocorre na parte inferior da coluna (82%) o que indica uma separação do contato nessa região.

Figura 80 – Degradação do contato no momento da falha da coluna A1E0. (a) Superfície coesiva, (b) elementos de interface



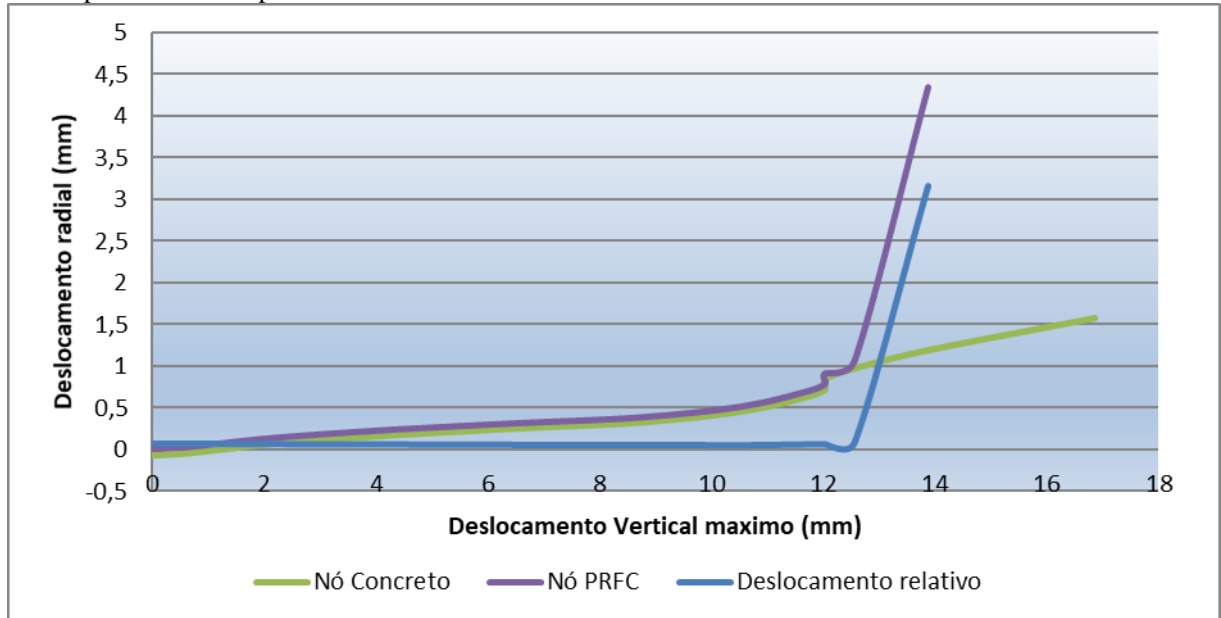
Fonte: Elaborado pelo autor

Além disso, observa-se o deslocamento radial das superfícies em contato, bem como seu deslocamento relativo. Para isto, parte-se do princípio de que não ocorre falha na fibra ou no concreto e que esta ocorre no contato. Assim, avalia-se o nó central de uma das faces laterais do concreto com o nó da fibra para ambos os modelos de contato (superfície coesiva e elementos de interface), ou seja, a carga é aumentada até que a fibra e o concreto se separem. O objetivo aqui é somente estudar a separação da fibra do pilar, não importando com a falha dos outros materiais. Esses resultados são mostrados na Figura 81 e na Figura 82, através da curva deslocamento radial x deslocamento axial para a superfície coesiva e os elementos de interface, respectivamente.

Verifica-se que a separação entre as duas superfícies ocorre para um deslocamento axial em torno de 12, 6 mm, para a superfície coesiva, e 16, 3 mm, para os elementos de interface. Observa-se que os deslocamentos da fibra são maiores do que os do concreto, sendo

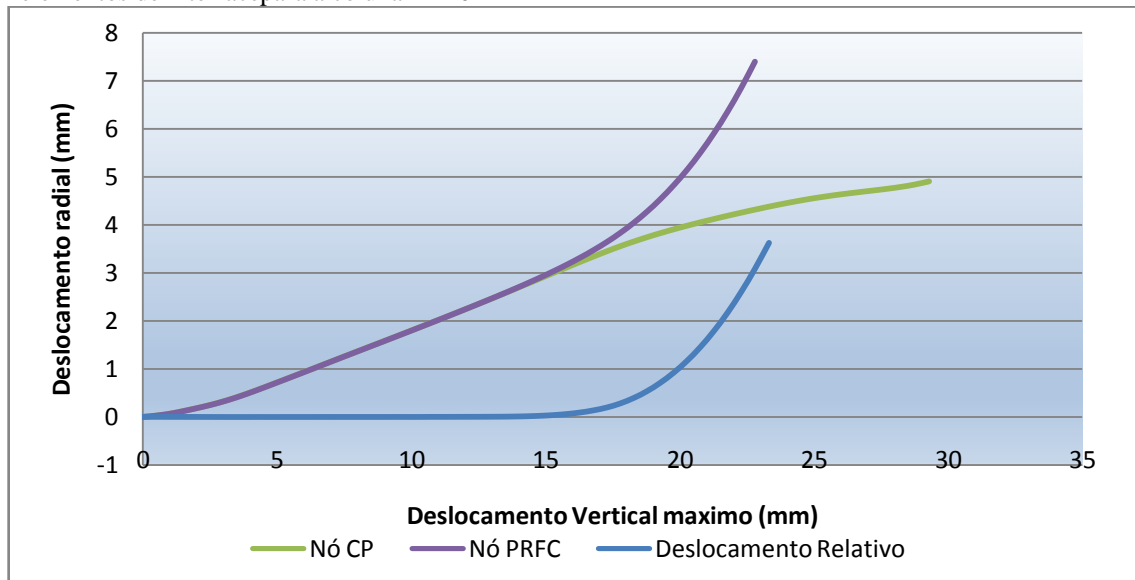
que o deslocamento radial do concreto tende a diminuir o que pode indicar o descolamento da fibra, em ambos os modelos. Comparando os dois modelos, pode-se dizer que o modelo com os elementos de interface é mais flexível do que o da superfície coesiva.

Figura 81 – Deslocamento radial relativo x deslocamento axial entre a camada de PRFC e o concreto no modelo com superfície coesiva para a coluna A1E0



Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 82 – Deslocamento radial relativo x deslocamento axial entre a camada de PRFC e o concreto no modelo com elementos de interface para a coluna A1E0



Fonte: Elaborado pelo autor

6.2 Modelo de Parvin e Wang (2001)

Parvin e Wang (2001) realizaram um ensaio experimental de compressão concêntrica e excêntrica (7,6 e 15,2 mm) de pilares prismáticos com 305 mm de comprimento

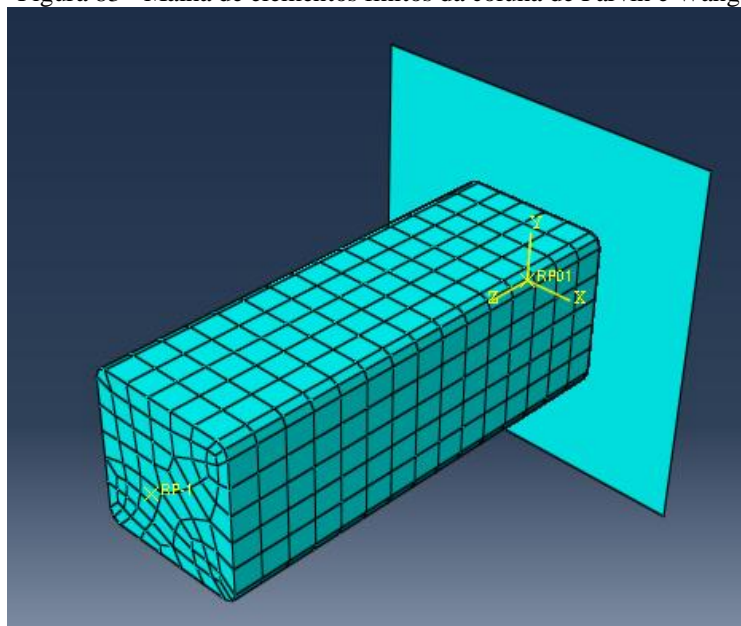
e seções transversais quadradas de 108 mm de lado e raios de arredondamento de 8,26mm, num total de nove colunas. Essas excentricidades mantêm a seção transversal totalmente comprimida. As colunas foram ensaiadas com zero, 1 e 2 camadas de fibras unidirecionais.

As propriedades do concreto são: f_c igual a 21,4 MPa e coeficiente de Poisson igual a 0,2. As propriedades da fibra são: módulo de elasticidade igual a 188,9 GPa na direção da fibra, módulo de elasticidade de 4,41 GPa na direção perpendicular a fibra, coeficiente de Poisson igual a 0,22, resistência à tração de 3800 MPa e espessura de 0,165 mm.

A resina utilizada foi a MBrace Saturant com módulo de elasticidade igual a 3,034 GPa e módulo de cisalhamento igual a 1,08 GPa. As propriedades da interface concreto-PRFC, calculadas de acordo com a metodologia de Obaidat (2011), são: rigidez inicial de 0,817 GPa/mm, tensão normal máxima de 1,70 MPa, tensão de cisalhamento máxima de 2,56 MPa e energia de fratura de 0,586 kJ/m².

Três colunas são escolhidas para a análise numérica, a C10, C11 e C12. C1 representa o corpo de prova com uma camada de PRFC, o segundo índice representa a excentricidade, sendo que os índices 0, 1 e 2 correspondem as excentricidades 0, 7,6 mm e 15,2 mm, respectivamente. Essas colunas são discretizadas com 1005 elementos quadráticos e 420 elementos de casca simulando a camada de fibra (Figura 83). Os modelos são analisados com a curva de comportamento do Eurocode e a metodologia de dano de Winkler e Stangenberg (2008), cujos parâmetros de cálculo são mostrados na Tabela 13.

Figura 83 - Malha de elementos finitos da coluna de Parvin e Wang



Fonte: Elaborada pelo autor

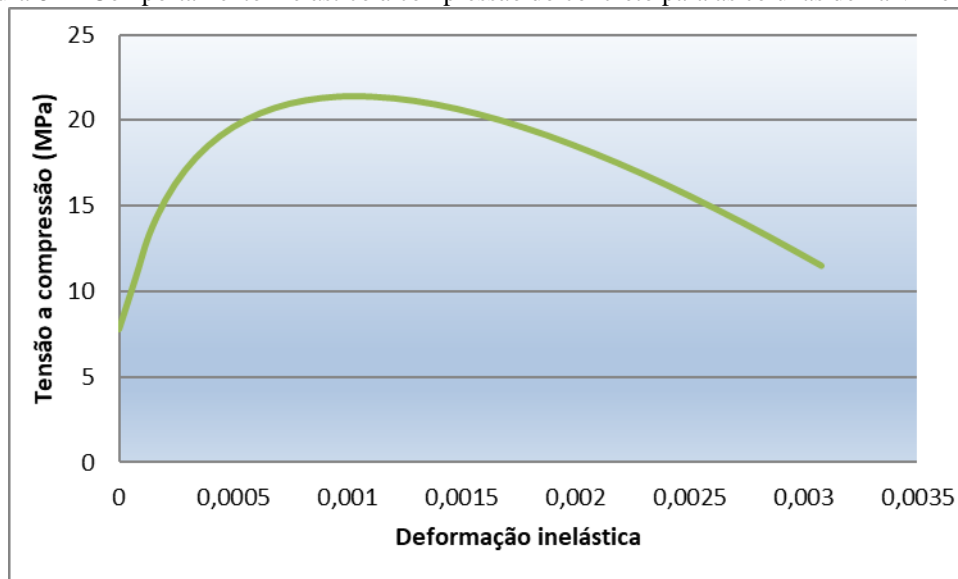
Tabela 13 – Parâmetros para as curvas tensão-deformação da coluna de Parvin e Wang

f_{ck} (MPa)	f_{cm} (MPa)	f_{tm} (MPa)	E_0 (MPa)	G_{ch} (N/mm)	G_F (N/mm)
13,4	21,4	1,70	27640,56	20,04	0,127

Fonte: Elaborada pelo autor

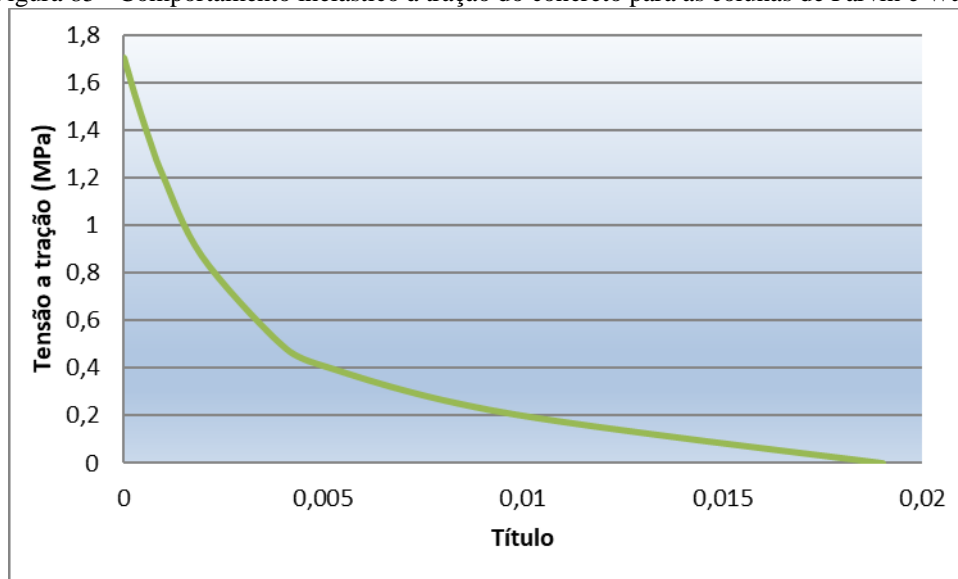
As curvas tensão-deformação para simular o comportamento do concreto à compressão e à tração estão na Figura 84 e Figura 85, respectivamente. As curvas de dano estão na Figura 86 para a compressão e na Figura 87 para a tração.

Figura 84 – Comportamento inelástico à compressão do concreto para as colunas de Parvin e Wang



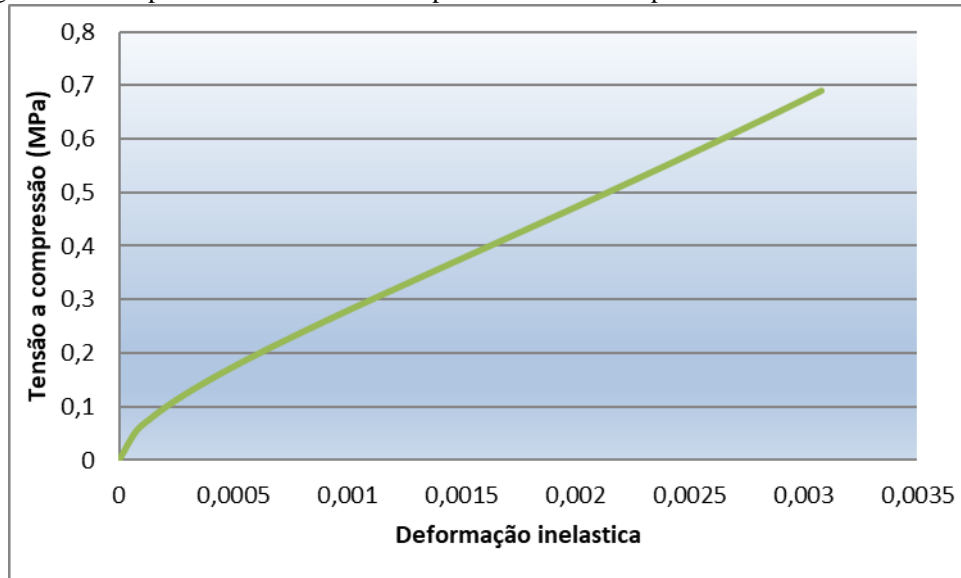
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 85 - Comportamento inelástico à tração do concreto para as colunas de Parvin e Wang



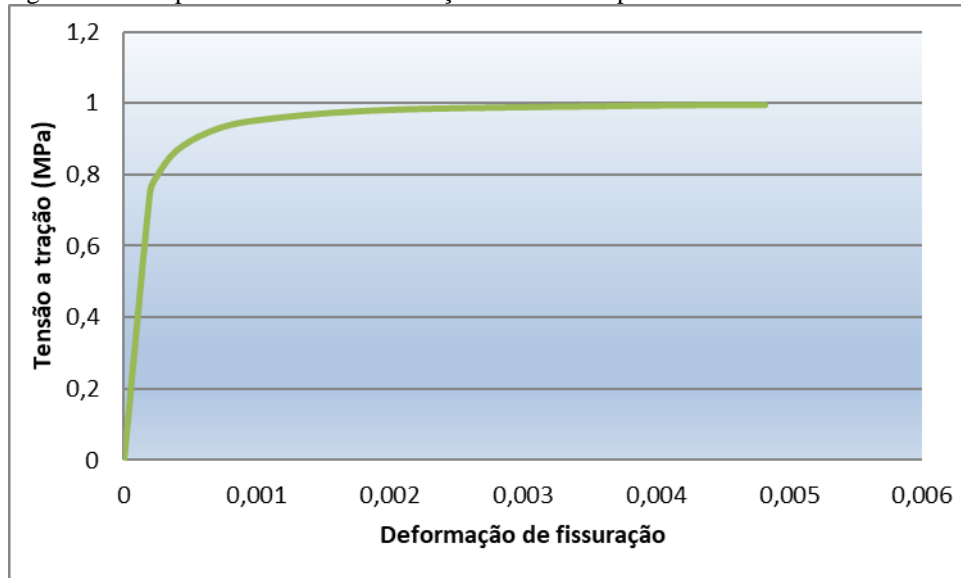
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 86 - Comportamento do dano à compressão do concreto para as colunas de Parvin e Wang



Fonte: Elaborada pelo autor

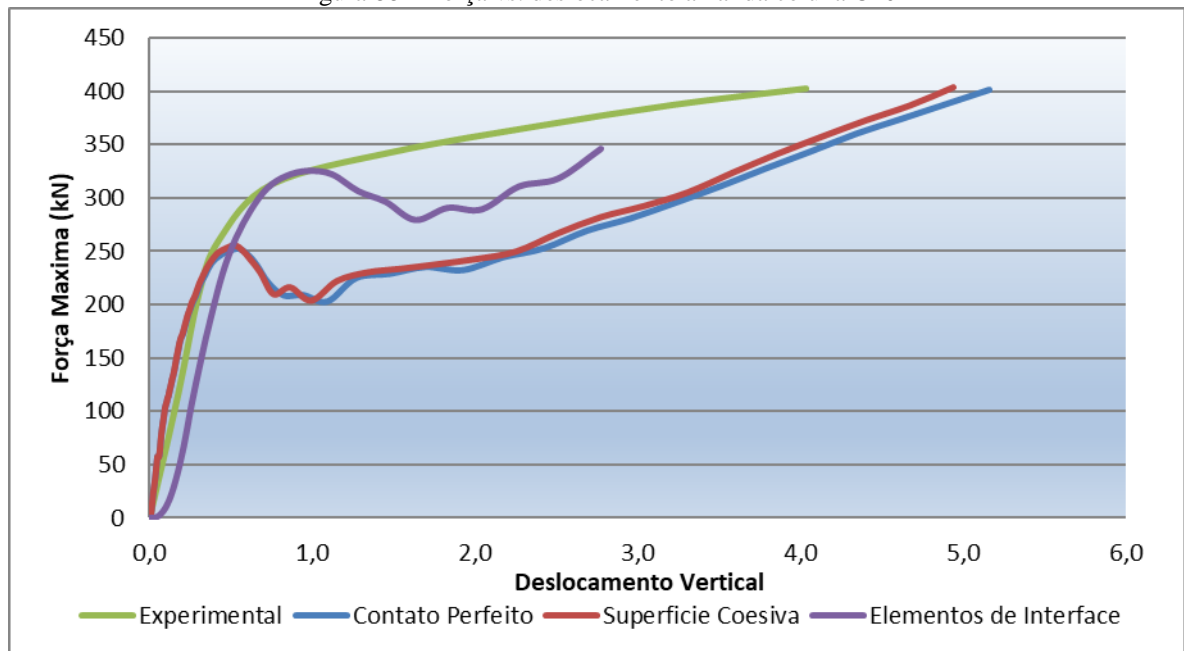
Figura 87- Comportamento do dano à tração do concreto para as colunas de Parvin e Wang



Fonte: Elaborada pelo autor

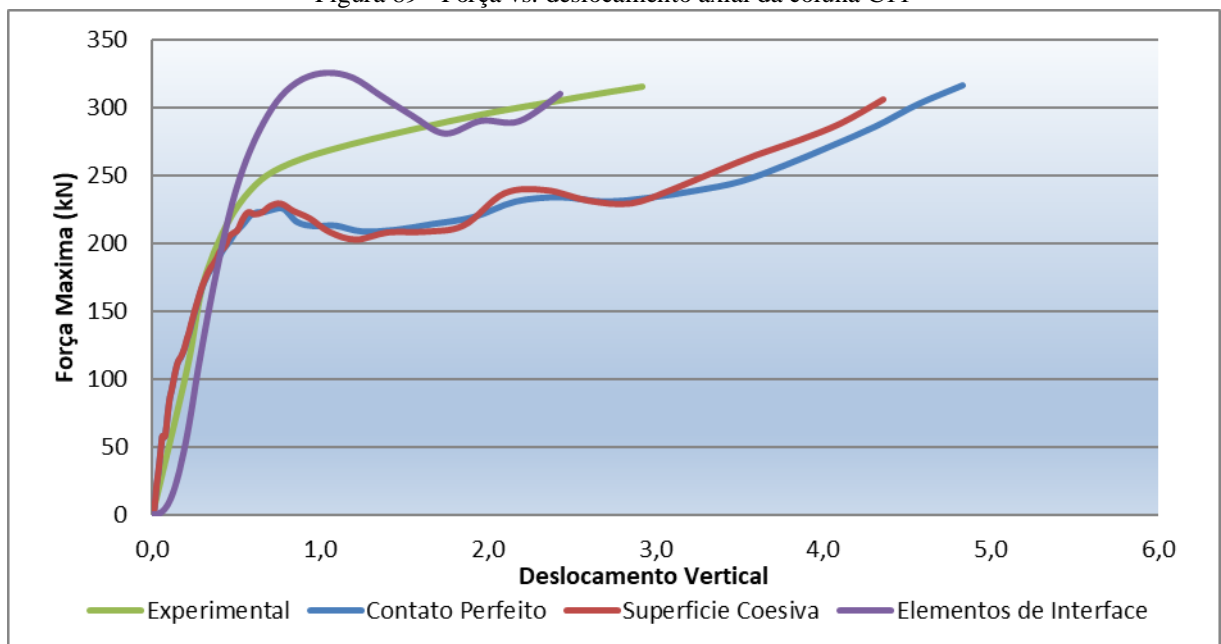
Como para as colunas de Wu e Jiang, as curvas Força x Deslocamento axial são obtidas para as colunas de Parvin e Wang sujeitas a compressão concêntrica, considerando o contato perfeito, a superfície coesiva e os elementos de interface. Para a coluna C10 (Figura 88), observa-se que a curva com os elementos de interface se aproxima da experimental, enquanto as outras duas curvas são coincidentes e encontram-se bem afastadas da experimental no trecho inelástico. Nesse trecho, contudo, a curva torna-se crescente até a ruptura, indicando o confinamento do concreto. O mesmo comportamento descrito para C10 é observado para as colunas C11 (Figura 89) e C12 (Figura 90).

Figura 88 – Força vs. deslocamento axial da coluna C10



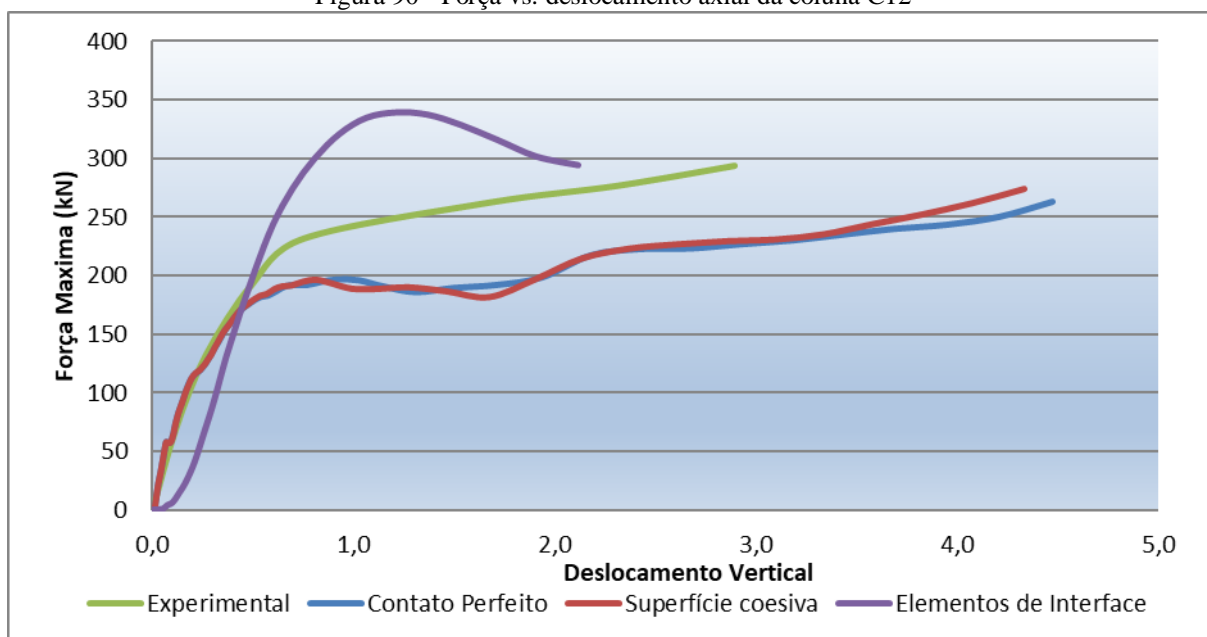
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 89 - Força vs. deslocamento axial da coluna C11



Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 90 - Força vs. deslocamento axial da coluna C12



Fonte: Elaborada pelo autor

Avaliando-se a força máxima (Tabela 14), verifica-se que os valores dos modelos com o contato perfeito e com superfície coesiva estão bem próximos dos experimentais reproduzindo bem os efeitos experimentais. Os erros são inferiores a 0,5% para a coluna C10 e a 6% para as colunas C11 e C12. Em todos os casos, o modelo com superfície coesiva melhorou os resultados em comparação com o modelo com contato perfeito. Com os elementos de interface, o maior erro ocorre para a coluna C10, enquanto que para as cargas excêntricas esses erros são inferiores a 2%.

6.2.1 Modos de falha da coluna C10

Essa coluna está submetida a compressão concêntrica, cuja falha se dá pelo rompimento da fibra, seja no ensaio experimental (Figura 91a – PARWIN & WANG, 2001) como na simulação numérica. As tensões de tração na fibra no momento da falha são 3777 MPa para o contato perfeito (Figura 91b), 3876 MPa para a superfície coesiva (Figura 91c) e 3909 MPa para os elementos de interface (Figura 91d). Para os três últimos tipos de contato, as tensões são superiores a resistência da fibra, contudo, para contato perfeito, o rompimento se deu para um valor de tensão inferior. A região tracionada da fibra se dá aproximadamente no meio da coluna, enquanto que no ensaio experimental ocorre abaixo dessa região, para o contato perfeito e a superfície coesiva. Já para os elementos de interface, a região tracionada está na parte superior da coluna.

Tabela 14 - Comparativo entre os modelos numérico com os ensaios experimentais para as colunas de Parvin e Wang

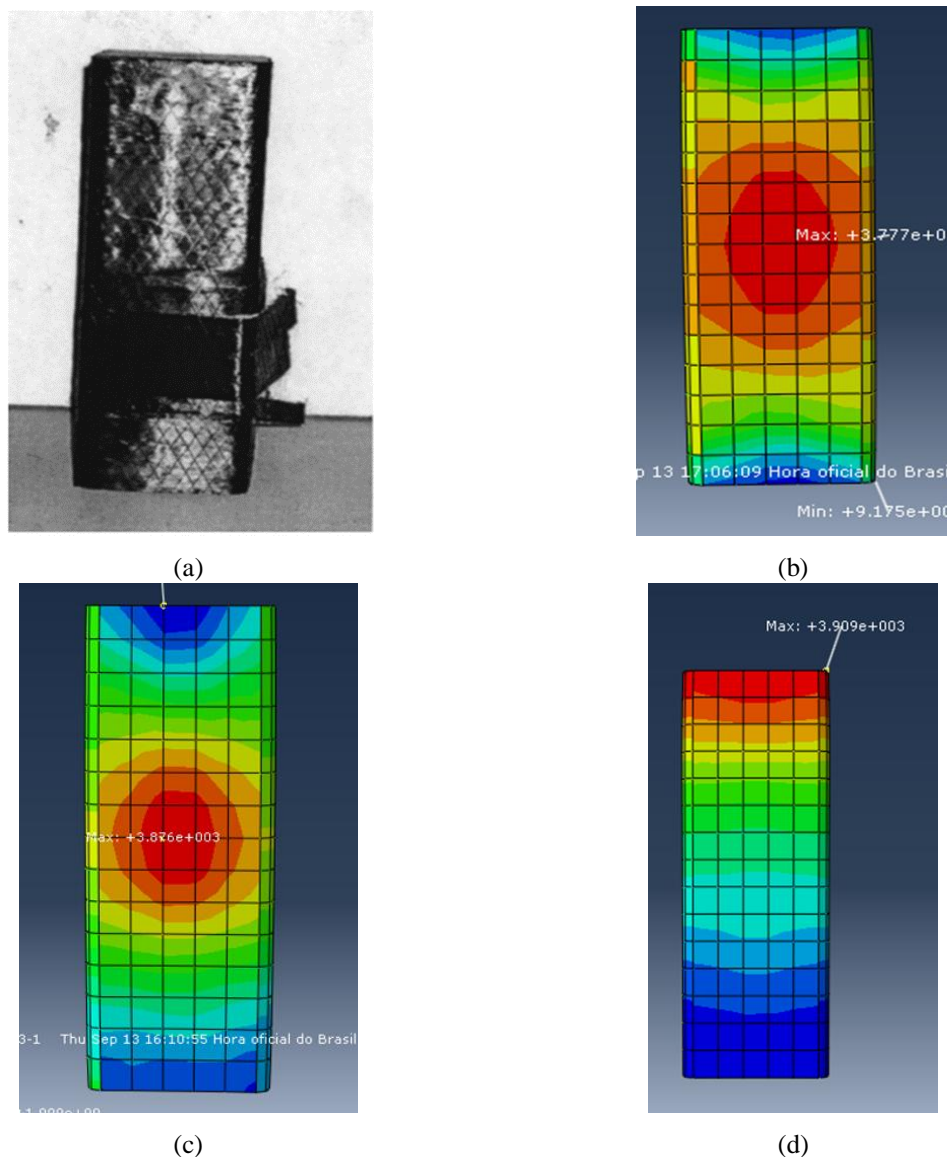
Coluna	Força Máxima Exp (kN)	Tipos de contato	Força Máxima (kN)	Erro _F (%)
C10	402,99	Contato perfeito	401,78	-0,30
		Superfície coesiva	403,44	0,11
		Elementos de Interface	345,79	-14,19
C11	315,36	Contato perfeito	303,28	-3,83
		Superfície coesiva	305,64	-3,08
		Elementos de Interface	309,75	-1,78
C12	294,01	Contato perfeito	277,17	-5,73
		Superfície coesiva	284,39	-3,27
		Elementos de Interface	294,19	0,06

Fonte: Elaborada pelo autor

Quando se analisa a degradação do concreto no momento da falha (Figura 92), observa-se que este um certo dano na coluna em regiões diferenciadas para cada tipo de contato, sendo cerca de 80% para o contato perfeito (Figura 92a), 71% para a superfície coesiva (Figura 92b) e 55% para os elementos de interface (Figura 92c). Para o contato perfeito, essa região está espalhada em toda a coluna, enquanto que para a superfície coesiva está concentrada na região de dano da fibra. Já o modelo dos elementos de interface apresenta esse dano na parte inferior da coluna, porém o ensaio experimental não mostra que houve dano no concreto.

Analisando a interface concreto-PRFC no momento da falha, verifica-se que para a superfície coesiva (Figura 93a), o dano é 100%, na parte inferior da coluna, indicando que a resina está em processo de danificação. Já para os elementos de interface (Figura 93b), o dano ocorre de forma generalizada em toda a coluna (98%) o que indica uma separação do contato.

Figura 91 – Falha da coluna C10. (a) Experimental, (b) contato perfeito, (c) superfície coesiva, (d) elementos de interface

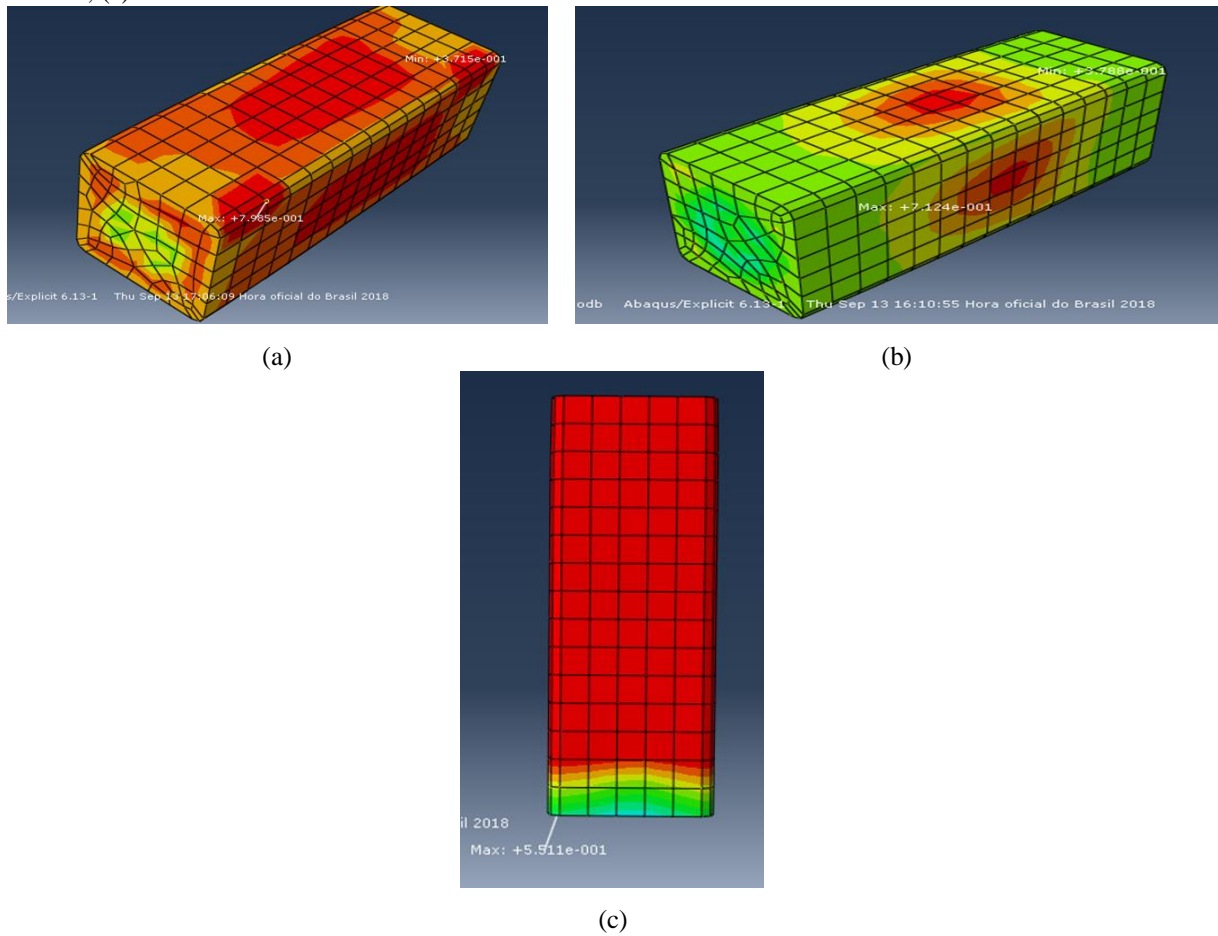


Fonte: (a) PARVIN & WANG (2001); (b),(c), (d) Elaboradas pelo autor

Assim como para as colunas de Wu e Jiang, observa-se o deslocamento radial das superfícies em contato e o seu deslocamento relativo, aplicando o mesmo princípio descrito anteriormente. As curvas deslocamento radial x deslocamento axial são mostrados na Figura 94 e Figura 95 para a superfície coesiva e os elementos de interface, respectivamente.

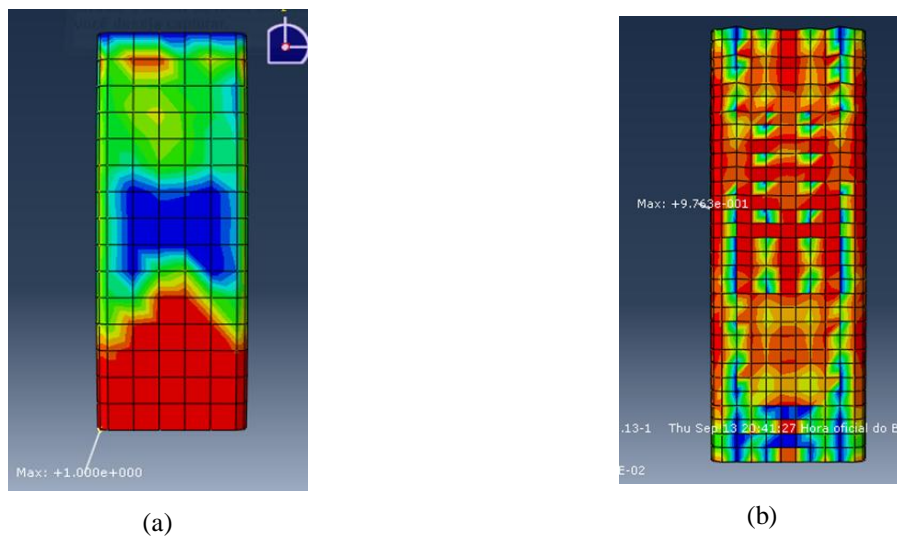
Verifica-se que a separação entre as duas superfícies ocorre para um deslocamento axial em torno de 4 mm, para os elementos de interface (Figura 95). No caso da superfície coesiva (Figura 94), as duas superfícies já começam com uma pequena separação (0,0835 mm). Observa-se que os deslocamentos da fibra são maiores do que os do concreto, indicando o descolamento da fibra, em ambos os modelos. Comparando os dois modelos, pode-se dizer que os deslocamentos do modelo com os elementos de interface são maiores do que o da superfície coesiva.

Figura 92 – Degradação do concreto no momento da falha da coluna C10. (a) Contato perfeito, (b) superfície coesiva, (c) elementos de interface



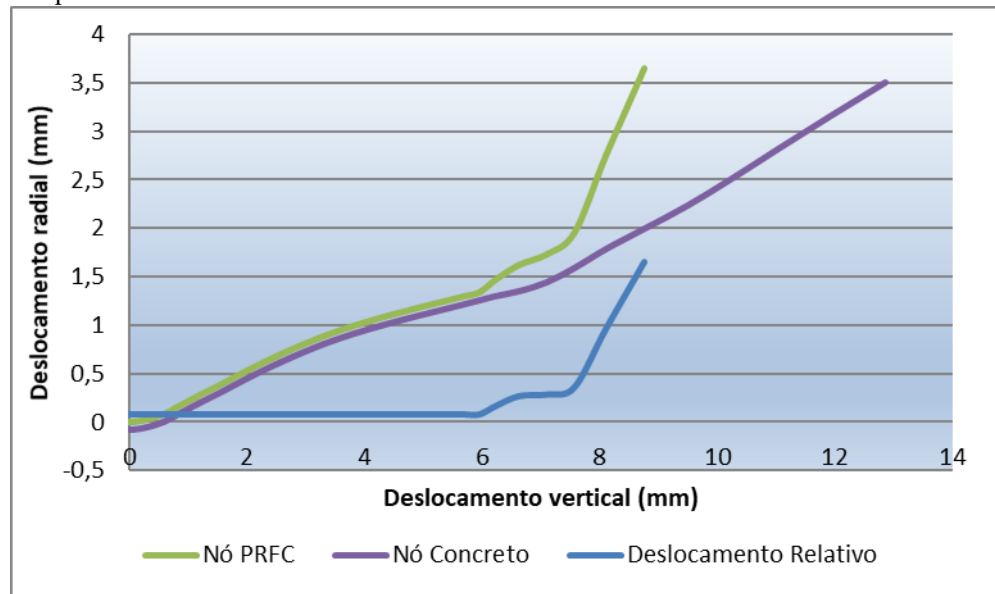
Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 93 – Degradação do contato no momento da falha da coluna C10. (a) Superfície coesiva, (b) elementos de interface



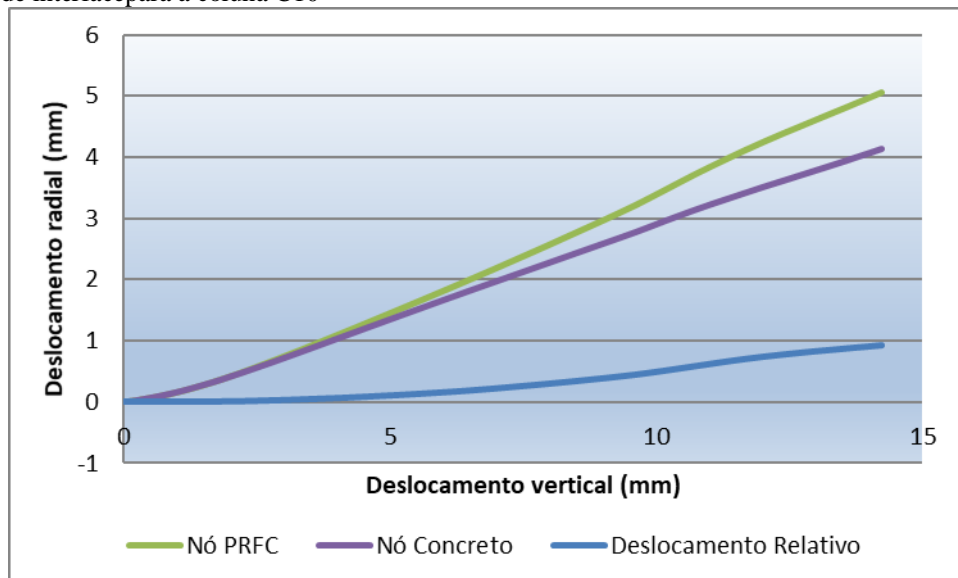
Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 94 – Deslocamento radial x deslocamento axial entre a camada de PRFC e o concreto no modelo com superfície coesiva para a coluna C10



Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 95 - Deslocamento radial x deslocamento axial entre a camada de PRFC e o concreto no modelo com elementos de interface para a coluna C10



Fonte: Elaborado pelo autor

7 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Neste trabalho, foi desenvolvido um estudo sobre tipos de contato usados na interface concreto-PRFC em pilares curtos reforçados com PRFC. Foi realizado análise usando o método dos elementos finitos via software ABAQUS/CAE (SIMULIA, 2012).

O Concrete Damaged Plasticity (CDP) foi usado como modelo constitutivo não linear do concreto. Não é possível representar com exatidão a degradação do concreto, mas é possível prever de acordo com algumas metodologias encontradas na literatura. Neste trabalho foram analisadas quatro curvas de comportamento do concreto: CEB-FIB (2010), Guo (2014), Eurocode (1992) e Zhang et al. (2017).

Como validação das curvas, foi usada a coluna de Harajli (2006) não confinada. Observou-se que todas as curvas tiveram boa concordância no trecho linear, o que era esperado. Entretanto, todas as curvas divergiram durante o amolecimento. A curva do CEB foi a que apresentou o amolecimento mais lento, enquanto que a curva de Guo apresentou um amolecimento mais acentuado. As curvas de Zhang e do Eurocode se aproximam mais da curva experimental.

Foram analisadas, também, quatro metodologias de danos: as propostas por Winkler e Stangenberg (2008), Alfarah et al. (2017) e Zhang et al. (2017), além da metodologia usadas por Santana e Araújo (2017). Ainda com a coluna de Harajli (2006) não confinada, analisou-se cada curva de comportamento para as quatro metodologias de dano com o objetivo de estudar se a escolha da metodologia influenciaria significativamente no resultado. Observou-se que, para este trabalho, a escolha não influenciaria significativamente no resultado. Dessa forma, optou-se por utilizar a metodologia de Winkler e Stangenberg (2008).

Foi analisada a coluna de Harajli com uma camada de PRFC com as quatro curvas de comportamento e utilizando a metodologia de dano de Winkler e Stangenberg (2008). Observou-se que, a curva que mais se aproximou da experimental foi a do CEB, tanto na tensão máxima, quanto na deformação máxima. As curvas do Eurocode e Zhang apresentaram tensões máximas próximas, entretanto, diferiram da experimental na deformação máxima. A curva de Guo divergiu da experimental na tensão máxima, mas trouxe deformação máxima próxima.

No estudo do contato, foi analisado a coluna de Smitha et al (2014) confinada com uma camada de PRFC. Primeiramente, foram analisadas duas metodologias que propõem

a partir do módulo de elasticidade ou de cisalhamento da resina, estimar suas propriedades coesivas. Foram comparadas as metodologias de Lu et al. (2005) e Obaidat (2011), as quais mostraram resultados praticamente idênticos. Assim, optou-se por seguir utilizando a metodologia de Obaidat (2011).

Ainda com a coluna de Smitha et al. (2014), foi realizado um estudo com os três tipos de contato estudado: contato perfeito, superfície coesiva e elementos de interface. Para cada tipo de contato, foi feito um modelo com cada uma das curvas de comportamento. No geral, as curvas divergiram quanto a deformação máxima. Na determinação da tensão máxima, no geral, as curvas do CEB, Eurocode e Zhang trouxeram bons resultados, sendo, assim, representativas, enquanto que a curva de Guo divergiu tanto na deformação máxima quanto na tensão máxima.

Com os modelos validados, foi realizado um estudo numérico, utilizando os três tipos de contato com algumas colunas encontradas na literatura, compressão concêntrica e excêntrica da coluna cilíndrica de Wu e Jiang (2013) e compressão concêntrica e excêntrica da coluna prismática de Parvin e Wang (2001).

No geral, para a coluna cilíndrica de Wu e Jiang (2013), os três tipos de contato obtiveram bons resultados para compressão concêntrica ao se comparar com os resultados experimentais. Os resultados foram se distanciando à medida que a excentricidade foi aumentando. Já para a coluna prismática de Parvin e Wang (2001), apenas os contatos perfeito e superfície coesiva obtiveram bons resultados. Os modelos com elementos de interface não obtiveram bons resultados, sendo assim, não representativos para este exemplo.

Os resultados das análises dos pilares cilíndricos trouxeram resultados melhores do que os pilares prismáticos, assim como, os resultados com compressões concêntricas trouxeram melhores resultados do que as compressões excêntricas, nos quais tiveram seus resultados mais distantes do experimental.

Já era esperado que houvesse diferença entre os modelos numérico e as análises experimentais. O modelo experimental sofre a influência de inúmeros fatores. Por exemplo, o traço usado no ensaio não corresponder exatamente as mesmas propriedades do concreto no modelo numérico, tanto por impurezas, como eventuais erros que possam ser cometidos durante o ensaio. Já o numérico é um resultado aproximado, que dependendo de sua abordagem, pode levar o resultado a ser para mais ou para menos.

O contato perfeito na maioria dos casos já trouxe bons resultados e já seria suficiente, caso necessite realizar um estudo onde a degradação do contato seja analisada, recomenda-se que seja usado a superfície coesiva em comparação com os elementos de

interface, pois além dos seus resultados serem melhores, a sua implementação no ABAQUS é bem mais simples e necessita de menos esforço computacional.

Sendo assim, é sugerido que caso se prefira utilizar a superfície coesivase comparado ao uso dos elementos de interface, até que se encontre um modelo mais sofisticado que faça o modelo de compressão excêntrica de pilares prismáticos mais próximo da realidade. Cabe aos projetistas analisarem se os ganhos nos resultados são suficientes para valer a pena o maior esforço computacional usado. É esperado que, com esse trabalho, seja possível estimular engenheiros e estudantes a realizarem modelos cada vez mais sofisticados e que se aproximem mais de um modelo real.

Como sugestões para trabalhos futuros:

- a) Estudo com colunas longas nos quais sofram efeitos da flambagem;
- b) Estudo de modelos com cargas de impacto ou cargas cíclicas;
- c) Estudo de um melhor modelo para o uso de elementos de interface;
- d) Analisar o contato entre fibra e fibra em exemplos com colunas confinadas com mais de uma camada de PRFC.

REFERÊNCIAS

ABNT. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2014.

ABREU, R. C.; ARAÚJO, T. D. P. **Impacto frontal de veículos em poste de concreto armado**. In: Proceedings of the XXXVI Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering-CILAMCE2015, Rio de Janeiro, 19 p., 2015.

ALFARAH, B.; LÓPEZ-ALMANSA, F.; OLLER, S. New methodology for calculating damage variables evolution in Plastic Damage Model for RC structures. **Engineering Structures**, v. 132, p.70-86, 2017. <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.11.022>.

BASF (Shakopee). **MBRACE CF 130: Unidirectional high strength carbon fiber fabric for the MBrace Composite Strengthening System**. Shakopee: UI, 2007

BSISU, K. A.-D.; HUSSEIN, H. H.; SARGAND, S. M. The Use of Hashin Damage Criteria, CFRP-Concrete Interface and Concrete Damage Plasticity Models in 3D Finite Element Modeling of Retrofitted Reinforced Concrete Beams with CFRP Sheets. **Arab J Sci Eng**, v. 42, p. 1171–1184, 2017. DOI: 10.1007/s13369-016-2356-3.

CAMANHO, P. P.; DÁVILA, C. G. **Mixed-mode decohesion finite elements for the simulation of delamination in composite materials**. NASA. Hampton. 2002.

CARRAZEDO, R. **Mecanismos de confinamento e suas implicações no reforço de pilares de concreto por encamisamento com compósito de fibras de carbono**. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.

CEB–FIB. **Structural concrete: textbook on behaviour, design and performance**. Fédération Internationale du Béton, v. 1, 1999.

CHAWLA, K. K. **Composite Materials. Science and Engineering**. 3rd Ed., Springer, 2012, ISBN 978-0-387-74365-3 (eBook).

CODES, R. N. **Estudo da mecânica da danificação aplicada ao concreto com efeitos de corrosão**. Dissertação (Mestrado) - Programa de Mestrado em Engenharia e Ciência de Materiais, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2006.

COUTINHO, A. L. G. A.; MARTINS, M. A. D.; SYDENSTRICKER, R. M.; ALVES, J. L. D.; LANDAU, L. **Simple zero thickness kinematically consistent interface elements**. *Computers and Geotechnics*, v. 30, p. 347-374, 2003. DOI:10.1016/S0266-352X(03)00013-2.

DANIEL, I. M.; ISHAI, O. **Engineering Mechanics of Composite Materials**. Oxford University Press, 1994.

FILGUEIRA, D. L.; LEITE, I. N.; ARAÚJO, T. D. P. **Avaliação numérica de pilares de concreto reforçados com fibras de carbono**. In: Proceedings of the XXXVIII Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering-CILAMCE2017, Florianópolis, 20 p, 2017.

GAMINO, A. L. **Modelagem física e computacional de estruturas de concreto reforçadas com CFRP**. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007.

GIBSON, R. F. **Principles of composite material mechanics**. McGraw-Hill, 1994.

HARAJLI, M. H. Axial stress–strain relationship for FRP confined circular and rectangular concrete columns. **Cement & Concrete Composites**, v. 28, n. 10, p.938-948, 2006. <http://dx.doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2006.07.005>.

HILLERBORG, A.; MODEER, M.; PETERSSON, P.-E. **Analysis of Crack Formation and Crack Growth in Concrete by Means of Fracture Mechanics and Finite Elements**, *Cement and Concrete Research*, v. 6, p. 773–782, 1976.

HORDIJK, D. A. **Tensile and tensile fatigue behavior of concrete; experiments, modeling and analyses**. *Heron*, v. 37, n. 1, p. 3-79, 1992.

HU, B.; WANG, J.-G.; LI, G.-Q. Numerical simulation and strength models of FRP-wrapped reinforced concrete columns under eccentric loading. **Construction and Building Materials**, v. 25, n. 5, p.2751-2763, 2011. <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.12.036>.

KAW, A. K. **Mechanics of composite materials**. 2nd Ed., Taylor & Francis, 2006, ISBN: 0-8493-1343-0.

KING, S.; RICHARDS, T. **Solving contact problems with Abaqus**, 2013. <http://support.xitadel.com/291368-Solving-Contact-Problems-with--Abaqus-> .

KMIECIK, P.; KAMIŃSKI, M. **Modelling of reinforced concrete structures and composite structures with concrete strength degradation taken into consideration.** Archives of Civil and Mechanical Engineering, v. XI, n. 3, p. 623-636, 2011.

LEE, J.; FENVES, G. L. Plastic-Damage Model for Cyclic Loading. **Journal of Engineering Mechanics**, v. 124, p. 892-900, 1998.

LEITE, I. N. **Análise numérica de corpos de provas de concreto de seção quadrada encamisados com compósitos de fibras de carbono.** Monografia - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2016.

LIMA, M. M.; DOHI, J.-H.; HADI, M. N. S.; MILLER, D. The effects of CFRP orientation on the strengthening of reinforced concrete structures. **The Structural Design of Tall and Special Buildings**, v. 25, n. 15, p.759-784, 2016. <http://dx.doi.org/10.1002/tal.1282>.

LIN, G.; TENG, J. G. Three-Dimensional Finite-Element Analysis of FRP-Confined Circular Concrete Columns under Eccentric Loading. **Journal of Composites for Construction**, v. 21, n. 4, 15 f., 2017. [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)cc.1943-5614.0000772](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)cc.1943-5614.0000772).

Lu, X. Z., Teng, J. G., Ye, L. P. and Jiang, J. J. Bond-slip models for FRP sheets/plates bonded to concrete, *Engineering Structures*. 2005; 27: 920-937

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

MACHADO, A. P. **Manual de reforço das estruturas de concreto armado com fibras de carbono.** VIAPOL.

MACHADO, A. P.; MACHADO, B. A. **Reforço de Estruturas de Concreto Armado com Sistemas Compostos FRP: Teoria e pratica.** Pini, 2015.

MARQUES, E. A. F.; ARAUJO, T. D. P. **Avaliação Numérica de modelos reduzidos de pilares de concreto armado encamisados com CRFP via ABAQUS.**In: Proceedings of the XXXV Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering-CILAMCE2014, Fortaleza, 18 p, 2014.

MARQUES, Eduardo Alcino de Farias; ARAUJO, Tereza Denyse Pereira de. **Modelagem numérica do comportamento de pilares de concreto armado reforçados com PRFC**

usando o modelo constitutivo Concrete Damaged Plasticity.In: Proceedings of the XXXVII Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering-CILAMCE2016, Brasília, 18 p, 2016.

MARTINS, J. G. **Estudo de colunas reforçadas com fibra de carbono.** Monografia - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2016.

MAYER, M.; GAUL, L.**Modeling of Contact Interfaces using Segment-to-Segment-Elements for FE Vibration Analysis.** In: IMAC: Conference and Exposition on Structural Dynamics, 23 f., Orlando, 2005.

MAZZUCCO, G.; SALOMONI, V. A.; MAJORANA, C. E. Three-dimensional contact-damage coupled modeling of FRP reinforcements -simulation of delamination and long-term processes. **Computers and Structures**, v. 110, n. 111, p. 15-31, 2012.<http://dx.doi.org/10.1016/j.compstruc.2012.06.001>.

MAZZUCCO, G.; SALOMONI, V. A.; MAJORANA, C. E.; PELLEGRINO, C.; CECCATO, C. Numerical investigation of concrete columns with external FRP jackets subjected to axial loads. **Construction and Building Materials**, v. 111, p.590-599, 2016.<http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.02.050>.

MONTENEGRO, F. C. O. A. **Faturamento coesivo de materiais quase-frágeis usando elementos de interface.** Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2014.

MOURA, M. F.S.F.; GONÇALVES, J. P. M.; MARQUES, A. T.; CASTRO, P. M. S.T. Elemento finito isoparamétrico de interface para problemas tridimensionais.**Revista Internacional de Métodos Numéricos Para Cálculo y Diseño en Ingeniería**, v. 12, n. 4, p.447-466, 1996.

MOURA, M. F. S. F.; GONÇALVES, J. P. M.; MARQUES, A. T.; CASTRO, P. M. S. T. Modeling compression failure after low velocity impact on laminated composites using interface elements. **Journal of Composite Materials**, v. 31, n. 15, p. 1462-1479, 1997.DOI: 10.1177/002199839703101501.

NGUYEN, V. P.; NGUYEN, C. T.; BORDAS, S.; HEIDARPOUR, A. Modelling interfacial cracking with non-matching cohesive interface elements. **Computational Mechanics**, v. 58, p. 731–746, 2016. DOI 10.1007/s00466-016-1314-y.

OBAIDAT, Y. T.; HEYDEN, S.; DAHLBLOM, O. The effect of CFRP and CFRP/concrete interface models when modelling retrofitted RC beams with FEM. **Composite Structures**, v. 92, p. 1391–1398, 2010.

OBAIDAT, Y. T. **Structural retrofitting of concrete beams using FRP - Debonding Issues**. 2011. 168 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Division of Structural Mechanics, Lund University, Lund, 2011.

PARVIN, A.; WANG, W. Behavior of FRP jacketed concrete columns under eccentric loading. **Journal of Composites for Construction**, v. 5, n. 3, p. 146-152, 2001.

PEREIRA, B. M. G. **Modelos Analíticos para a Previsão do Desempenho de Pilares Confinados com Fibras de Carbono**. Dissertação (Mestrado) - Escola Superior de Tecnologia e Gestão, Instituto Politécnico de Bragança, Bragança, 2012.

SAADATMANESH, H.; EHSANI, M. R.; LI, M. W. Strength and ductility of concrete columns externally reinforced with fiber composite straps. **ACI Structural Journal**, p. 434-447, 1994.

SALOMONI, V.; MAZZUCCO, G.; PELLEGRINO, C.; MAJORANA, C. Three-dimensional modelling of bond behaviour between concrete and FRP reinforcement. **Engineering Computations**, v. 28, n. 1, p. 5-29, 2011. <https://doi.org/10.1108/02644401111096993>.

SANTANA, Jovynttino Francisco de Araújo; ARAUJO, Tereza Denyse Pereira de. **Avaliação numérica de prismas de blocos maciços de concreto para a alvenaria estrutural**. In: Proceedings of the XXXVIII Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering-CILAMCE2017, Florianópolis, 16 p, 2017.

SILVA, A. S.; BELLA, J. C. D. **Comportamento e critérios de dimensionamento de pilares curtos confinados por compósitos flexíveis de fibra de carbono**. In: V Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto – Universidade de São Paulo, SP, Brasil, 2003.

SIMULIA, D. S. **Abaqus 6.12 Analysis User's Manual**. Vol. III, IV e V. Providence, RI, USA, 2012.

SMITHA, G.; RAMACHANDRAMURTHY, A.; NAGESH, R. I.; SHAHULHAMEED, E. K. Constitutive Modeling and Numerical Simulation of FRP Confined Concrete Specimens. **Slovak Journal of Civil Engineering**, v. 22, n. 3, p.31-36, 2014. <http://dx.doi.org/10.2478/sjce-2014-0015>.

SUDANO, A. L. **Influência da forma da seção transversal no confinamento de pilares de concreto armado encamisados com PRFC (polímero reforçado com fibra de carbono)**. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

SÜMER, Y.; AKTAŞ, M. Defining parameters for concrete damage plasticity model. **Challenge Journal of Structural Mechanics**, v.1, n. 3. p. 149-155, 2015.

VILANOVA, I.; TORRES, L.; BAENA, M.; LLORENS, M. **Numerical simulation of bond-slip interface and tension stiffening in GFRP RC tensile elements**. *Composite Structures*, v. 153, p.504-513, 2016. <http://dx.doi.org/10.1016/j.compstruct.2016.06.048>.

WANG, T.; HSU, T.T.C. **Nonlinear finite element analysis of concrete structures using new constitutive models**. *Computers and Structures*, v. 79, n. 32, p. 2781–2791, 2001.

WINKLER, K.; STANGENBERG, F. **Numerical Analysis of Punching Shear Failure of Reinforced Concrete Slabs**. In: *Abaqus Users' Conference*, 15 p, 2008.