

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

**Simulação através do Método dos Elementos Finitos do Reforço
ao Esforço Cortante de Vigas de Concreto Armado utilizando
Polímeros Reforçados com Fibras de Carbono**

Palloma Borges Soares

Porto Alegre
2022

PALLOMA BORGES SOARES

**SIMULAÇÃO ATRAVÉS DO MÉTODO DOS ELEMENTOS
FINITOS DO REFORÇO AO ESFORÇO CORTANTE DE
VIGAS DE CONCRETO ARMADO UTILIZANDO
POLÍMEROS REFORÇADOS COM FIBRAS DE CARBONO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul,
como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em
Engenharia.

Porto Alegre
2022

CIP - Catalogação na Publicação

Soares, Palloma Borges

Simulação através do método dos elementos finitos do reforço ao esforço cortante de vigas de concreto armado utilizando polímeros reforçados com fibras de carbono / Palloma Borges Soares. -- 2022.

220 f.

Orientador: Américo Campos Filho.

Coorientadora: Paula Manica Lazzari.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, BR-RS, 2022.

1. Estruturas de concreto armado. 2. Reforço estrutural. 3. Polímeros reforçados com fibras de carbono. 4. Método dos elementos finitos. 5. ANSYS. I. Campos Filho, Américo, orient. II. Lazzari, Paula Manica, coorient. III. Título.

PALLOMA BORGES SOARES

**SIMULAÇÃO ATRAVÉS DO MÉTODO DOS ELEMENTOS
FINITOS DO REFORÇO AO ESFORÇO CORTANTE DE
VIGAS DE CONCRETO ARMADO UTILIZANDO
POLÍMEROS REFORÇADOS COM FIBRAS DE CARBONO**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA, na área de ESTRUTURAS, e aprovada em sua forma final pelos professores orientadores e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 26 de agosto de 2022

Prof. Américo Campos Filho
Dr. pela Escola Politécnica da Universidade de
São Paulo
Orientador

Prof^a. Paula Manica Lazzari
Dr^a. pela Universidade Federal do Rio
Grande do Sul
Coorientadora

Prof. Lucas Festugato
Dr. pela Universidade Federal do Rio
Grande do Sul
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Alexandre Rodrigues Pacheco (UFRGS)
Ph.D. pela Pennsylvania State University

Prof^a. Bruna Manica Lazzari (PUCRS)
Dr^a. pela Universidade Federal do Rio Grande
do Sul

Prof^a. Denise Bernaud Maghous (UFRGS)
Dr^a. pela École Nationale des Ponts et
Chaussées

Prof. Mauro de Vasconcellos Real (FURG)
Dr. pela Universidade Federal do Rio
Grande do Sul

Prof^a. Mônica Regina Garcez (UFRGS)
Dr^a. pela Universidade Federal do Rio Grande
do Sul

Dedico esta dissertação de mestrado aos meus pais, Gilza e Noemy, e à minha avó, Luiza, por toda dedicação, amor, incentivo e esforço incondicional durante o período de seu desenvolvimento.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente à **Deus** por sempre ter me dado muita força e determinação para vencer novos desafios e buscar concretizar os meus sonhos, por estar sempre presente em todos os meus caminhos e me ajudar a conquistar mais esta etapa importante na minha vida.

Agradeço ao **Professor Américo Campos Filho** e a **Professora Paula Manica Lazzari** por prontamente me acolherem como orientanda, pela confiança a mim depositada ao longo destes anos de trabalho, pelo incentivo, pela paciência e constante disponibilidade para orientação, pela enorme experiência transmitida e contribuições à dissertação com sugestões de abordagem e com esclarecimentos sobre o tema.

Agradeço em especial à **Professora Bruna Manica Lazzari** por toda colaboração, disponibilidade e conhecimentos transmitidos, principalmente sobre a utilização do *software* ANSYS. Agradeço a todos os professores do curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul pelos ensinamentos fundamentais na minha formação.

Agradeço a toda a minha família, especialmente aos meus pais, **Gilza** e **Noemy**, minha avó **Luiza** e meu irmão **Pedro Hugo**, por todo amor e carinho, por sempre terem me apoiado e acreditado no meu potencial, não medindo esforços para tornar possível a realização dos meus sonhos. Espero que a conclusão de mais esta etapa na minha vida seja motivo de orgulho para vocês.

Agradeço ao **Henrique**, pelo amor, carinho, paciência, companheirismo e por me apoiar em todas as minhas decisões. Agradeço às minhas amigas **Ana Sofia**, **Renata** e **Mharessa**, por estarem ao meu lado, me apoiando e torcendo por mim.

Agradeço à Universidade Federal do Rio Grande do Sul pela oportunidade de estar participando de um curso de pós-graduação de excelência, assim como pela boa estrutura de ensino e pesquisa proporcionada. Agradeço à CAPES – Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior pelo suporte financeiro que permitiu a realização deste estudo.

Não fui Eu que lhe ordenei: Seja forte e corajoso! Não se apavore, nem desanime, pois o Senhor, o seu Deus, estará com você por onde você andar.

Josué 1:9

RESUMO

SOARES, P. B. **Simulação através do método dos elementos finitos do reforço ao esforço cortante de vigas de concreto armado utilizando polímeros reforçados com fibras de carbono.** 2022. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

O reforço de estruturas de concreto com a utilização de polímeros reforçados com fibras de carbono (PRFC) tornou-se uma alternativa interessante frente aos métodos convencionais em virtude de características como baixo peso específico, versatilidade, facilidade e rapidez de execução, alto módulo de elasticidade, assim como elevada resistência à tração, à corrosão e à fadiga. Para avaliar e prever o comportamento desse reforço com PRFC, deve-se realizar uma análise mais aprofundada dos elementos estruturais reforçados, através da utilização de métodos numéricos, como é o caso do método dos elementos finitos, o qual possibilita analisar estruturas complexas, assim como realizar análises não lineares de estruturas de concreto armado. Neste contexto, o objetivo deste trabalho é realizar a modelagem computacional de vigas de concreto armado, reforçadas ao cisalhamento com PRFC, através do método dos elementos finitos com o emprego do *software* ANSYS customizado. Especial atenção foi dada à previsão das tensões de aderência na interface entre o reforço e a viga de concreto, através da utilização de elementos de contato e de modelos de zona coesiva bilineares disponibilizados pelo ANSYS. Dessa forma, durante as simulações computacionais, puderam ser identificados modos de ruptura prematura ocasionados pelo descolamento do reforço, o que resulta em um baixo aproveitamento das propriedades de resistência deste material. Neste estudo foram testadas vinte e uma vigas de concreto armado, doze biapoiadas e nove contínuas, com e sem reforço ao esforço cortante com PRFC, cuja análise experimental foi desenvolvida por Khalifa (1999). Os modelos numéricos desenvolvidos mostraram-se capazes de prever o comportamento das vigas simuladas, tanto em termos de carga-deslocamento e carga-deformação, como a carga e o modo de ruptura.

Palavras-chave: *estruturas de concreto armado; reforço estrutural; polímeros reforçados com fibras de carbono; método dos elementos finitos; ANSYS.*

ABSTRACT

SOARES, P. B. **Finite element method simulation of reinforced concrete beams shear strengthened with carbon fiber reinforced polymers.** 2022. Dissertation (Master in Civil Engineering) - Graduate Program in Civil Engineering, Federal University of Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

The strengthening of concrete structures with carbon fiber reinforced polymers (CFRP) has become an exciting alternative to conventional methods. This strengthening technique is attractive due to characteristics such as low specific weight, versatility, ease and speed of execution, high modulus of elasticity, high tensile strength, absence of corrosion, and low fatigue. A more in-depth analysis of the reinforced structural elements must be carried out using numerical methods, such as the finite element method to evaluate and predict the behavior of strengthened elements with CFRP. This method allows the analysis of complex structures, including nonlinear analyses of reinforced concrete elements. In this context, this work aims to perform the computational modeling of reinforced concrete beams, strengthened to shear with CFRP, through the finite element method using custom *software* ANSYS. Special attention was paid to predicting bond stresses at the interface between the strengthening and the concrete beam through contact elements and bilinear cohesive zone models provided by ANSYS. Thus, during the computer simulations, premature rupture modes caused by the debonding of the strengthening could be identified, which results in low use of the strength properties of this material. In this study, twenty-one reinforced concrete beams were tested, twelve simply supported and nine continuous, with and without shear strengthening with CFRP, experimentally analyzed by Khalifa (1999). The numerical models developed could predict the beams' behavior, displacements, stresses, strains, and load and rupture mode.

Keywords: *reinforced concrete structures; structural strengthening; carbon fiber reinforced polymers; finite element method; ANSYS.*

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Técnicas de reforço ao cisalhamento: (a) chapas de aço; (b) PRFC.....	27
Figura 1.2 – Organograma das etapas da pesquisa.....	30
Figura 2.1 – Fases constituintes dos PRF.....	32
Figura 2.2 – Laminado de PRFC.....	37
Figura 2.3 – Manta de PRFC.....	37
Figura 2.4 – Configurações de reforço ao cisalhamento com PRFC.....	41
Figura 2.5 – Esquema ilustrativo de um ensaio de aderência (<i>bond test</i>).....	42
Figura 2.6 – Curvas tensão-deslizamento (<i>bond-slip</i>) de modelos existentes na literatura.....	43
Figura 2.7 – Relação bilinear entre tensão de aderência e deslizamento.....	44
Figura 3.1 – Características das superfícies de ruptura: (a) meridianos da superfície de ruptura; (b) seções dos planos desviadores.....	47
Figura 3.2 – Superfícies de ruptura e de carregamento.....	50
Figura 3.3 – Curva tensão-deformação para o concreto comprimido.....	51
Figura 3.4 – Curva tensão-deformação para o concreto tracionado.....	54
Figura 3.5 – Fissuras típicas em uma viga e limite angular para considerar fissura vertical...	56
Figura 3.6 – Modelos constitutivos para armaduras: (a) elastoplástico perfeito e (b) elastoplástico com endurecimento linear.....	57
Figura 3.7 – Diagramas tensão-deformação dos sistemas compósitos: (a) fibra frágil/matriz frágil; (b) fibra frágil/matriz dúctil.....	58
Figura 3.8 – Diagrama tensão-deformação de fibras e metais.....	59
Figura 3.9 – Modos de fraturas independentes.....	60
Figura 3.10 – Curva da tensão de contato e deslizamento tangenciais.....	60
Figura 4.1 – Método de Newton-Raphson: (a) primeira iteração; (b) próxima iteração.....	65
Figura 4.2 – Ilustração do método de Newton-Raphson com etapas intermediárias de equilíbrio.....	66
Figura 4.3 – Elemento SOLID186.....	67
Figura 4.4 – Elemento REINF264.....	68
Figura 4.5 – Elemento SHELL281.....	70
Figura 4.6 – Elemento CONTA174.....	71
Figura 4.7 – Fluxograma do funcionamento da USERMAT no ANSYS.....	73
Figura 4.8 – Diagrama tensão x deformação para o concreto sob compressão uniaxial.....	74

Figura 4.9 – Diagrama tensão x deformação para o concreto sob tração uniaxial.....	75
Figura 4.10 – Entrada de dados com opção de escolha do modelo CZM	76
Figura 4.11 – Comandos para definição do modelo de interface	76
Figura 5.1 – Esquema das seções longitudinal e transversal das vigas do Série A.....	78
Figura 5.2 – Representação esquemática das configurações de reforço das vigas do Série A.....	79
Figura 5.3 – Representação esquemática da configuração de teste das vigas do Série A (dimensões em milímetros)	81
Figura 5.4 – Discretização das malhas 1, 2, 3 e 4.....	83
Figura 5.5 – Diagrama carga-deslocamento da viga A-SW3-1: Análise das malhas.....	84
Figura 5.6 – Diagrama carga-deslocamento da viga A-SW3-2: Análise das malhas.....	84
Figura 5.7 – Discretização em elementos finitos das vigas do Grupo A-SW	86
Figura 5.8 – Discretização em elementos finitos das vigas do Grupo A-SO	86
Figura 5.9 – Seções transversais das vigas da Série A: (a) sem reforço e (b) com reforço.....	87
Figura 5.10 – Detalhe da posição dos extensômetros para a viga A-SW3-2.....	87
Figura 5.11 – Integração reduzida <i>versus</i> integração completa.....	88
Figura 5.12 – Elementos CONTA174 e TARGE170 no modelo da viga A-SW3-2.....	89
Figura 5.13 – Diagrama carga-deslocamento da viga A-SW3-1.....	91
Figura 5.14 – Diagrama carga-deformação nos estribos da viga A-SW3-1	92
Figura 5.15 – Evolução da componente de tensão σ_x no concreto da viga A-SW3-1 (kN/cm ²)	93
Figura 5.16 – Tensão σ_x na armadura da viga A-SW3-1 (kN/cm ²).....	93
Figura 5.17 – Modo de ruptura experimental da viga A-SW3-1	94
Figura 5.18 – Diagrama carga-deslocamento da viga A-SW3-2.....	94
Figura 5.19 – Diagrama carga-deformação nos estribos da viga A-SW3-2.....	95
Figura 5.20 – Diagrama carga-deformação no reforço de PRFC da viga A-SW3-2.....	96
Figura 5.21 – Evolução da componente de tensão σ_x no concreto da viga A-SW3-2 (kN/cm ²)	97
Figura 5.22 – Tensão σ_z no concreto da viga A-SW3-2 (kN/cm ²).....	97
Figura 5.23 – Deformação principal ϵ_1 no concreto da viga A-SW3-2 (cm/cm)	98
Figura 5.24 – Tensão σ_x na armadura da viga A-SW3-2 (kN/cm ²).....	98
Figura 5.25 – Tensão principal σ_1 no reforço de PRFC da viga A-SW3-2 (kN/cm ²)	99
Figura 5.26 – Tensões de aderência na interface da viga A-SW3-2 (kN/cm ²).....	99
Figura 5.27 – Deslizamentos na interface da viga A-SW3-2 (cm).....	99
Figura 5.28 – Modo de ruptura experimental da viga A-SW3-2.....	99

Figura 5.29 – Diagrama carga-deslocamento das vigas do subgrupo A-SW3	100
Figura 5.30 – Diagrama carga-deslocamento da viga A-SW4-1	101
Figura 5.31 – Diagrama carga-deformação nos estribos da viga A-SW4-1	102
Figura 5.32 – Evolução da componente de tensão σ_x no concreto da viga A-SW4-1 (kN/cm ²)	103
Figura 5.33 – Tensão σ_x na armadura da viga A-SW4-1 (kN/cm ²).....	103
Figura 5.34 – Fissuração no concreto da viga A-SW4-1 para a carga de 100 kN.....	104
Figura 5.35 – Modo de ruptura experimental da viga A-SW4-1	104
Figura 5.36 – Diagrama carga-deslocamento da viga A-SW4-2.....	105
Figura 5.37 – Diagrama carga-deformação nos estribos da viga A-SW4-2.....	105
Figura 5.38 – Diagrama carga-deformação no reforço de PRFC da viga A-SW4-2.....	106
Figura 5.39 – Deformação principal ε_1 no concreto da viga A-SW4-2 (cm/cm)	106
Figura 5.40 – Evolução da componente de tensão σ_x no concreto da viga A-SW4-2 (kN/cm ²)	107
Figura 5.41 – Tensão σ_x na armadura da viga A-SW4-2 (kN/cm ²).....	108
Figura 5.42 – Tensão principal σ_1 no reforço de PRFC da viga A-SW4-2 (kN/cm ²)	108
Figura 5.43 – Modo de ruptura experimental da viga A-SW4-2.....	108
Figura 5.44 – Diagrama carga-deslocamento das vigas do subgrupo A-SW4	109
Figura 5.45 – Diagrama carga-deslocamento da viga A-SO3-1	110
Figura 5.46 – Evolução da componente de tensão σ_x no concreto da viga A-SO3-1 (kN/cm ²)	111
Figura 5.47 – Deformação principal ε_1 no concreto da viga A-SO3-1 (cm/cm)	112
Figura 5.48 – Fissuração no concreto da viga A-SO3-1 para a carga de 100 kN.....	112
Figura 5.49 – Tensão σ_x na armadura da viga A-SO3-1 (kN/cm ²).....	112
Figura 5.50 – Modo de ruptura experimental da viga A-SO3-1.....	113
Figura 5.51 – Diagrama carga-deslocamento da viga A-SO3-2.....	113
Figura 5.52 – Diagrama carga-deformação no reforço de PRFC da viga A-SO3-2.....	114
Figura 5.53 – Tensão σ_x no concreto da viga A-SO3-2 (kN/cm ²).....	114
Figura 5.54 – Tensão σ_x na armadura da viga A-SO3-2 (kN/cm ²).....	115
Figura 5.55 – Evolução da tensão principal σ_1 no reforço de PRFC da viga A-SO3-2 (kN/cm ²)	115
Figura 5.56 – Tensões de aderência na interface da viga A-SO3-2 (kN/cm ²).....	116
Figura 5.57 – Deslizamentos na interface da viga A-SO3-2 (cm).....	116

Figura 5.58 – Modo de ruptura experimental da viga A-SO3-2.....	117
Figura 5.59 – Diagrama carga-deslocamento da viga A-SO3-3.....	118
Figura 5.60 – Diagrama carga-deformação no reforço de PRFC da viga A-SO3-3.....	118
Figura 5.61 – Tensão σ_x no concreto da viga A-SO3-3 (kN/cm ²).....	118
Figura 5.62 – Tensão σ_x na armadura da viga A-SO3-3 (kN/cm ²).....	119
Figura 5.63 – Evolução tensão principal σ_1 no reforço de PRFC da viga A-SO3-3 (kN/cm ²)	119
Figura 5.64 – Tensões de aderência na interface da viga A-SO3-3 (kN/cm ²).....	120
Figura 5.65 – Deslizamentos na interface da viga A-SO3-3 (cm).....	120
Figura 5.66 – Modo de ruptura experimental da viga A-SO3-3.....	120
Figura 5.67 – Diagrama carga-deslocamento da viga A-SO3-4.....	121
Figura 5.68 – Diagrama carga-deformação no reforço de PRFC da viga A-SO3-4.....	122
Figura 5.69 – Tensão σ_x no concreto da viga A-SO3-4 (kN/cm ²).....	122
Figura 5.70 – Tensão σ_x na armadura da viga A-SO3-4 (kN/cm ²).....	122
Figura 5.71 – Tensão principal σ_1 no reforço de PRFC da viga A-SO3-4 (kN/cm ²)	123
Figura 5.72 – Tensões de aderência na interface da viga A-SO3-4 (kN/cm ²).....	123
Figura 5.73 – Deslizamentos na interface da viga A-SO3-4 (cm).....	123
Figura 5.74 – Modo de ruptura experimental da viga A-SO3-4.....	124
Figura 5.75 – Diagrama carga-deslocamento da viga A-SO3-5.....	124
Figura 5.76 – Diagrama carga-deformação no reforço de PRFC da viga A-SO3-5.....	125
Figura 5.77 – Deformação principal ϵ_1 no concreto da viga A-SO3-5 (cm/cm)	126
Figura 5.78 – Tensão σ_x na armadura da viga A-SO3-5 (kN/cm ²).....	126
Figura 5.79 – Tensão principal σ_1 no reforço de PRFC da viga A-SO3-5 (kN/cm ²)	126
Figura 5.80 – Tensões de aderência na interface da viga A-SO3-5 (kN/cm ²).....	127
Figura 5.81 – Deslizamentos na interface da viga A-SO3-5 (cm).....	127
Figura 5.82 – Modo de ruptura experimental da viga A-SO3-5.....	127
Figura 5.83 – Diagrama carga-deslocamento das vigas do subgrupo A-SO3	128
Figura 5.84 – Diagrama carga-deslocamento da viga A-SO4-1.....	129
Figura 5.85 – Deformação principal ϵ_1 no concreto da viga A-SO4-1 (cm/cm)	130
Figura 5.86 – Componente de tensão σ_x na armadura da viga A-SO4-1 (kN/cm ²).....	130
Figura 5.87 – Modo de ruptura experimental da viga A-SO4-1.....	131
Figura 5.88 – Diagrama carga-deslocamento da viga A-SO4-2.....	131
Figura 5.89 – Diagrama carga-deformação no reforço de PRFC da viga A-SO4-2.....	132

Figura 5.90 – Tensão σ_x no concreto da viga A-SO4-2 (kN/cm ²).....	132
Figura 5.91 – Tensão σ_x na armadura da viga A-SO4-2 (kN/cm ²).....	133
Figura 5.92 – Evolução da tensão principal σ_1 no reforço de PRFC da viga A-SO4-2 (kN/cm ²)	133
Figura 5.93 – Tensões de aderência na interface da viga A-SO4-2 (kN/cm ²).....	134
Figura 5.94 – Deslizamentos na interface da viga A-SO4-2 (cm).....	134
Figura 5.95 – Modo de ruptura experimental da viga A-SO4-2.....	134
Figura 5.96 – Diagrama carga-deslocamento da viga A-SO4-3.....	135
Figura 5.97 – Diagrama carga-deformação no reforço de PRFC da viga A-SO4-3.....	136
Figura 5.98 – Deformação principal ε_1 no concreto da viga A-SO4-3 (cm/cm).....	136
Figura 5.99 – Tensão σ_x na armadura da viga A-SO4-3 (kN/cm ²).....	137
Figura 5.100 – Tensão principal σ_1 no reforço de PRFC da viga A-SO4-3 (kN/cm ²).....	137
Figura 5.101 – Modo de ruptura experimental da viga A-SO4-3.....	137
Figura 5.102 – Diagrama carga-deslocamento das vigas do subgrupo A-SO4.....	138
Figura 6.1 – Esquema das seções longitudinal e transversal das vigas do Série B.....	142
Figura 6.2 – Representação esquemática das configurações de teste e de reforço das vigas da Série B.....	144
Figura 6.3 – Discretização em elementos finitos das vigas do Grupo B-CW.....	147
Figura 6.4 – Discretização em elementos finitos das vigas: (a) B-CO2 e (b) B-CF4.....	147
Figura 6.5 – Seções transversais das vigas da Série B: (a) B-CW1 e B-CO1; (b) B-CF1; (c) B- CO3 e (d) B-CF4.....	148
Figura 6.6 – Detalhe da posição dos extensômetros para a viga B-CW2.....	148
Figura 6.7 – Elementos CONTA174 e TARGE170 no modelo da viga B-CW2.....	149
Figura 6.8 – Diagrama carga-deslocamento da viga B-CW1.....	151
Figura 6.9 – Diagrama carga-deformação nos estribos da viga B-CW1.....	152
Figura 6.10 – Tensão σ_x no concreto da viga B-CW1 (kN/cm ²).....	153
Figura 6.11 – Deformação principal ε_1 no concreto da viga B-CW1 (cm/cm).....	153
Figura 6.12 – Fissuração no concreto da viga B-CW1 para a carga de 66,6 kN.....	153
Figura 6.13 – Tensão σ_x na armadura da viga B-CW1 (kN/cm ²).....	154
Figura 6.14 – Modo de ruptura experimental da viga B-CW1.....	154
Figura 6.15 – Diagrama carga-deslocamento da viga B-CW2.....	155
Figura 6.16 – Diagrama carga-deformação nos estribos da viga B-CW2.....	156
Figura 6.17 – Diagrama carga-deformação no reforço de PRFC da viga B-CW2.....	156

Figura 6.18 – Evolução da componente de tensão σ_x no concreto da viga B-CW2 (kN/cm ²)	157
.....	157
Figura 6.19 – Deformação principal ε_1 no concreto da viga B-CW2 (cm/cm)	157
Figura 6.20 – Tensão σ_x na armadura da viga B-CW2 (kN/cm ²)	158
Figura 6.21 – Tensão principal σ_1 no reforço de PRFC da viga B-CW2 (kN/cm ²)	159
Figura 6.22 – Tensões de aderência na interface da viga B-CW2 (kN/cm ²)	159
Figura 6.23 – Deslizamentos na interface da viga B-CW2 (cm)	159
Figura 6.24 – Modo de ruptura experimental da viga B-CW2	159
Figura 6.25 – Diagrama carga-deslocamento das vigas do grupo B-CW	160
Figura 6.26 – Diagrama carga-deslocamento da viga B-CO1	161
Figura 6.27 – Tensão σ_x no concreto da viga B-CO1 (kN/cm ²)	162
Figura 6.28 – Deformação principal ε_1 no concreto da viga B-CO1 (cm/cm)	162
Figura 6.29 – Tensão σ_x na armadura da viga B-CO1 (kN/cm ²)	162
Figura 6.30 – Modo de ruptura experimental da viga B-CO1	163
Figura 6.31 – Diagrama carga-deslocamento da viga B-CO2	163
Figura 6.32 – Diagrama carga-deformação no reforço de PRFC da viga B-CO2	164
Figura 6.33 – Tensão σ_x no concreto da viga B-CO2 (kN/cm ²)	164
Figura 6.34 – Deformação principal ε_1 no concreto da viga B-CO2 (cm/cm)	165
Figura 6.35 – Tensão σ_x na armadura da viga B-CO2 (kN/cm ²)	165
Figura 6.36 – Tensão principal σ_1 no reforço de PRFC da viga B-CO2 (kN/cm ²)	166
Figura 6.37 – Tensões de aderência na interface da viga B-CO2 (kN/cm ²)	166
Figura 6.38 – Deslizamentos na interface da viga B-CO2 (cm)	166
Figura 6.39 – Modo de ruptura experimental da viga B-CO2	166
Figura 6.40 – Diagrama carga-deslocamento da viga B-CO3	167
Figura 6.41 – Diagrama carga-deformação no reforço de PRFC da viga B-CO3	168
Figura 6.42 – Tensão σ_x no concreto da viga B-CO3 (kN/cm ²)	168
Figura 6.43 – Deformação principal ε_1 no concreto da viga B-CO3 (cm/cm)	168
Figura 6.44 – Tensão principal σ_1 no reforço de PRFC da viga B-CO3 (kN/cm ²)	169
Figura 6.45 – Tensões de aderência na interface da viga B-CO3 (kN/cm ²)	169
Figura 6.46 – Deslizamentos na interface da viga B-CO3 (cm)	169
Figura 6.47 – Modo de ruptura experimental da viga B-CO3	170
Figura 6.48 – Diagrama carga-deslocamento das vigas do grupo B-CO	170
Figura 6.49 – Diagrama carga-deslocamento da viga B-CF1	172

Figura 6.50 – Tensão σ_x no concreto da viga B-CF1 (kN/cm ²)	172
Figura 6.51 – Deformação principal ε_1 no concreto da viga B-CF1 (cm/cm).....	172
Figura 6.52 – Tensão σ_x na armadura da viga B-CF1 (kN/cm ²)	172
Figura 6.53 – Modo de ruptura experimental da viga B-CF1	173
Figura 6.54 – Diagrama carga-deslocamento da viga B-CF2	173
Figura 6.55 – Deformação principal ε_1 no concreto da viga B-CF2 (cm/cm).....	174
Figura 6.56 – Tensão σ_x na armadura da viga B-CF2 (kN/cm ²)	174
Figura 6.57 – Tensão principal σ_1 no reforço de PRFC da viga B-CF2 (kN/cm ²).....	175
Figura 6.58 – Tensões de aderência na interface da viga B-CF2 (kN/cm ²)	175
Figura 6.59 – Deslizamentos na interface da viga B-CF2 (cm)	175
Figura 6.60 – Modo de ruptura experimental da viga B-CF2	175
Figura 6.61 – Diagrama carga-deslocamento da viga B-CF3	176
Figura 6.62 – Tensão σ_x no concreto da viga B-CF3 (kN/cm ²)	177
Figura 6.63 – Deformação principal ε_1 no concreto da viga B-CF3 (cm/cm).....	177
Figura 6.64 – Tensão σ_x na armadura da viga B-CF3 (kN/cm ²)	177
Figura 6.65 – Tensão principal σ_1 no reforço de PRFC da viga B-CF3 (kN/cm ²).....	178
Figura 6.66 – Tensões de aderência na interface da viga B-CF3 (kN/cm ²)	178
Figura 6.67 – Deslizamentos na interface da viga B-CF3 (cm)	178
Figura 6.68 – Modo de ruptura experimental da viga B-CF3	179
Figura 6.69 – Diagrama carga-deslocamento da viga B-CF4	180
Figura 6.70 – Tensão σ_x no concreto da viga B-CF4 (kN/cm ²)	180
Figura 6.71 – Deformação principal ε_1 no concreto da viga B-CF4 (cm/cm).....	180
Figura 6.72 – Tensão σ_x na armadura da viga B-CF4 (kN/cm ²)	180
Figura 6.73 – Tensão principal σ_1 no reforço de PRFC da viga B-CF4 (kN/cm ²).....	181
Figura 6.74 – Modo de ruptura experimental da viga B-CF4	181
Figura 6.75 – Diagrama carga-deslocamento das vigas do grupo B-CF.....	182

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Propriedades das fibras de carbono	33
Tabela 2.2 – Propriedades mecânicas de resinas termorrígidas	34
Tabela 2.3 – Principais características e aspectos de instalação de sistemas de reforço com PRFC	38
Tabela 5.1 – Propriedades dos materiais das vigas da Série A.....	78
Tabela 5.2 – Resumo das vigas da Série A.....	80
Tabela 5.3 – Resumo dos números de elementos das malhas testadas.....	83
Tabela 5.4 – Parâmetros do modelo da interface das vigas da Série A.....	90
Tabela 5.5 – Resumo dos resultados das vigas da Série A.....	140
Tabela 6.1 – Propriedades dos materiais das vigas da Série B.....	143
Tabela 6.2 – Resumo das vigas da Série B.....	145
Tabela 6.3 – Parâmetros do modelo da interface das vigas da Série B	150
Tabela 6.4 – Resumo dos resultados das vigas da Série B	183

LISTA DE SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

ACI – *American Concrete Institute*

ANSYS – *Analysis Systems Incorporated*

APDL – *ANSYS Parametric Design Language*

BISO – *Bilinear Isotropic Hardening*

CEB – *Comité Euro-International du Béton*

CFRP – *Carbon Fiber Reinforced Polymers*

CZM – *Cohesive Zone Model*

EB – *Externally Bonded*

EMPA – *Swiss Federal Laboratories for Materials Testing and Research*

fib – *Fédération Internationale du Béton*

FIP – *Fédération Internationale de la Précontrainte*

FRP – *Fiber Reinforced Polymers*

LVDT - *Linear Variable Differential Transformer*

MEF – Método dos Elementos Finitos

NSM – *Near Surface Mounted*

PPGEC – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

PRF – Polímeros Reforçados com Fibras

PRFC – Polímeros Reforçados com Fibras de Carbono

UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul

UPF – *User Programmable Features*

LISTA DE SÍMBOLOS

I. LETRAS ROMANAS MAIÚSCULAS

- C_1, C_2, C_3 : variáveis auxiliares para o cálculo do vetor de fluxo plástico
- E_c : módulo de elasticidade longitudinal do concreto
- E_{c1} : módulo secante correspondente à máxima tensão de compressão
- E_{ci} : módulo de elasticidade do concreto
- E_s : módulo de elasticidade do aço
- F : função de plastificação
- F^a : vetor de carga aplicada
- F_i^{nr} : vetor correspondente às cargas internas de elementos
- G_0 : módulo de elasticidade transversal do concreto não fissurado
- G_c : módulo de elasticidade transversal do concreto fissurado
- G_{ct} : energia crítica de fratura
- G_F : energia de fratura do concreto
- G_f : energia de fratura da ligação
- H_s : parâmetro de endurecimento do aço
- I_1 : primeiro invariante do tensor de tensões
- J_2 : segundo invariante do tensor desviador de tensões
- J_3 : terceiro invariante do tensor desviador de tensões
- K : variável intermediária para definição de α e β
- K : matriz de rigidez global
- K_i^T : matriz de rigidez tangente
- K_t : rigidez tangencial de contato

S_{xx}, S_{yy}, S_{zz} : tensões desviadoras

II. LETRAS ROMANAS MINÚSCULAS

- a : vetor de fluxo plástico
- a_1, a_2, a_3 : variáveis auxiliares para o cálculo do fluxo plástico
- b_c : largura da viga de concreto
- b_f : largura do reforço de PRFC
- c_1, c_2 : parâmetros do material - critério de ruptura do concreto
- d_t : parâmetro de descolamento
- f_{2c}, h, x, y : parâmetros utilizados no critério de ruptura do concreto
- f_{c2cm} : resistência à compressão biaxial do concreto
- f_{ck} : resistência característica à compressão do concreto
- f_{cm}, f_c : resistência média à compressão uniaxial do concreto
- f_{cu} : resistência à compressão obtida por corpos de prova cúbicos
- f_t, f_{ctm}, f_{tm} : resistência média à tração uniaxial do concreto
- f_y : tensão de escoamento do aço
- k : número plástico
- k_1 : parâmetro ente 0,3 e 1 expoente da função de β_f
- n : subpasso de carga (*substep*)
- s : deslizamento
- s_{f0}, s_f : deslizamento quando ocorre o descolamento
- s_{f1}, s_0 : deslizamento quando a tensão de aderência é máxima
- u : vetor incógnita contendo os deslocamentos nodais
- u_i : vetor de deslocamentos no incremento inicial

- \mathbf{u}_{i+1} : vetor de deslocamentos no incremento seguinte
- $\Delta \mathbf{u}_i$: vetor de incrementos de deslocamentos

III. LETRAS GREGAS MINÚSCULAS

- α : fator de redução da tensão de fissuração
- α, β : parâmetros do material – critério de ruptura do concreto
- β_f : fator de redução do módulo de elasticidade transversal devido a fissuração
- β_w : fator de relação de largura
- δ_t : deslizamento
- $\bar{\delta}_t$: deslizamento equivalente a máxima tensão tangencial de contato
- δ_t^c : deslizamento no final do processo de descolamento
- ϵ_c : deformação de compressão
- ϵ_{c1} : deformação na máxima de tensão de compressão
- $\epsilon_{c,lim}$: deformação última de compressão
- ϵ_{ctu} : deformação limite para o qual a colaboração do concreto entre fissuras não deve mais ser considerada
- ϵ_p : deformação plástica
- ϵ_{ref} : deformação máxima de tração transversal à fissura
- ϵ_t : deformação de tração fictícia perpendicular à fissura
- η : relação entre deformações atual e máxima
- η : coeficiente artificial de amortecimento
- θ : ângulo de similaridade – critério de ruptura do concreto
- λ : função no plano desviador que dependente de θ
- λ_c : função do meridiano de compressão
- λ_t : função do meridiano de tração

- ν : coeficiente de Poisson
- σ : tensão normal à fissura
- σ_1 : tensão principal de tração no concreto
- σ_c : tensão no concreto
- σ_{ef} : tensão efetiva do concreto
- σ_{ref} : tensão interpolada da curva de comportamento à tração, através da deformação ϵ_{ref}
- $\sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{zz}$: tensões principais do concreto
- σ_{com}, τ_{com} : definem um ponto de tensão de compressão triaxial sobre o meridiano de compressão
- τ : tensão de aderência
- τ_{f1}, τ_{max} : tensão máxima de aderência
- τ_t : tensão tangencial de contato
- $\tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{xz}$: tensões cisalhantes do concreto

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	26
1.1	OBJETIVOS	29
1.1.1	Objetivo principal.....	29
1.1.2	Objetivos secundários.....	29
1.2	DELINEAMENTO DA PESQUISA	30
2	REFORÇO DE ESTRUTURAS COM PRFC.....	31
2.1	POLÍMEROS REFORÇADOS COM FIBRAS DE CARBONO (PRFC).....	31
2.1.1	Componentes constituintes do reforço	32
2.1.1.1	Fibras de carbono	32
2.1.1.2	Matriz polimérica	34
2.1.1.3	Adesivo.....	35
2.1.2	Propriedades do PRFC	35
2.1.3	Sistemas de reforço.....	36
2.1.4	Vantagens e desvantagens do reforço com PRFC.....	38
2.2	VIGAS REFORÇADAS AO CISALHAMENTO COM PRFC.....	39
2.3	ADERÊNCIA EM SISTEMAS COM PRFC	42
3	MODELOS CONSTITUTIVOS DOS MATERIAIS	45
3.1	CONCRETO	45
3.1.1	Concreto comprimido	45
3.1.1.1	Critério de ruptura	45
3.1.1.2	Critério de plastificação	49
3.1.1.3	Regra de endurecimento.....	50
3.1.1.4	Vetor de fluxo plástico	52
3.1.2	Concreto tracionado: modelo para fissuração	53
3.2	AÇO.....	57
3.3	ELEMENTO DE REFORÇO	58
3.4	INTERFACE	59
4	MODELAGEM COMPUTACIONAL.....	63
4.1	SOLUÇÃO DE PROBLEMAS NÃO LINEARES NO ANSYS	64
4.2	ELEMENTOS FINITOS UTILIZADOS.....	67

4.2.1	SOLID186	67
4.2.2	REINF264 e MESH200.....	68
4.2.3	SHELL281.....	69
4.2.4	CONTA174 e TARGE170	70
4.3	USERMAT UTILIZADA.....	71
4.4	MODELO DE ZONA DE COESÃO NO ANSYS.....	75
5	RESULTADOS DA SIMULAÇÃO NUMÉRICA DAS VIGAS BIAPOIADAS	77
5.1	CARACTERÍSTICAS ESTRUTURAIS	77
5.2	MALHA E CARACTERÍSTICAS DO MODELO	82
5.3	ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS NUMERICAMENTE.....	90
5.3.1	Subgrupo A-SW3	91
5.3.1.1	Viga A-SW3-1.....	91
5.3.1.2	Viga A-SW3-2.....	94
5.3.1.3	Comparação dos resultados do subgrupo A-SW3.....	100
5.3.2	Subgrupo A-SW4	101
5.3.2.1	Viga A-SW4-1.....	101
5.3.2.2	Viga A-SW4-2.....	104
5.3.2.3	Comparação dos resultados do subgrupo A-SW4.....	109
5.3.3	Subgrupo A-SO3	110
5.3.3.1	Viga A-SO3-1	110
5.3.3.2	Viga A-SO3-2	113
5.3.3.3	Viga A-SO3-3	117
5.3.3.4	Viga A-SO3-4	121
5.3.3.5	Viga A-SO3-5	124
5.3.3.6	Comparação dos resultados do subgrupo A-SO3.....	127
5.3.4	Subgrupo A-SO4	129
5.3.4.1	Viga A-SO4-1	129
5.3.4.2	Viga A-SO4-2	131
5.3.4.3	Viga A-SO4-3	135
5.3.4.4	Comparação dos resultados do subgrupo A-SO4.....	138

5.4	RESUMO DOS RESULTADOS DAS VIGAS BIAPOIADAS	139
6	RESULTADOS DA SIMULAÇÃO NUMÉRICA DAS VIGAS CONTÍNUAS	141
6.1	CARACTERÍSTICAS ESTRUTURAIS	141
6.2	MALHA E CARACTERÍSTICAS DO MODELO	146
6.3	ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS NUMERICAMENTE.....	150
6.3.1	Grupo B-CW	151
6.3.1.1	Viga B-CW1.....	151
6.3.1.2	Viga B-CW2.....	154
6.3.1.3	Comparação dos resultados do grupo B-CW	159
6.3.2	Grupo B-CO	161
6.3.2.1	Viga B-CO1.....	161
6.3.2.2	Viga B-CO2.....	163
6.3.2.3	Viga B-CO3.....	167
6.3.2.4	Comparação dos resultados do grupo B-CO	170
6.3.3	Grupo B-CF	171
6.3.3.1	Viga B-CF1	171
6.3.3.2	Viga B-CF2	173
6.3.3.3	Viga B-CF3	176
6.3.3.4	Viga B-CF4	179
6.3.3.5	Comparação dos resultados do grupo B-CF.....	182
6.4	RESUMO DAS VIGAS CONTÍNUAS	183
7	CONSIDERAÇÕES FINAIS	185
	REFERÊNCIAS	189
	APÊNDICE A	195

1 INTRODUÇÃO

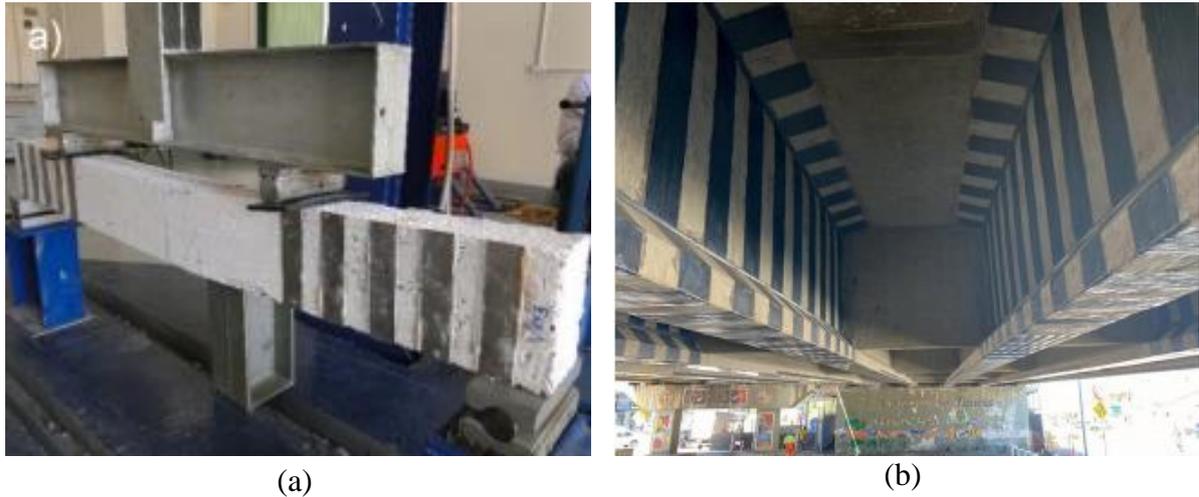
No decorrer da vida útil de estruturas de concreto armado pode ocorrer uma redução no seu desempenho estrutural em função de diversos fatores, tais como falhas durante a fase de projeto e execução, falta de manutenção, incrementos de carga, deterioração da estrutura ocasionada por agentes agressivos, assim como danos causados por incêndios, choques, entre outros. Por isso, estas estruturas tornam-se deficientes para resistir aos esforços para o qual foram projetadas. Além disso, algumas estruturas antigas são consideradas estruturalmente inseguras devido a alterações em normas técnicas (PANIGRAHI; BISWAL; BARIK, 2014; MHANNA; HAWILEH; ABDALLA, 2021).

Diante disso, faz-se necessário realizar uma verificação estrutural destas edificações, a fim de avaliar os esforços, solicitações, níveis de segurança e definir o método de intervenção a ser adotado para sua adequação. Tendo em vista a escassez de recursos disponíveis, assim como o fato de que muitas edificações são consideradas patrimônio histórico arquitetônico, a reconstrução de uma estrutura ou de um elemento estrutural não se apresenta como uma opção viável, tornando assim a reabilitação estrutural a escolha mais adequada (BEBER, 2003).

Na reabilitação estrutural há dois tipos de intervenções que podem ser realizadas, sendo elas a reparação e o reforço. A reparação consiste em todos os procedimentos realizados com a finalidade de restituir os níveis de desempenho da estrutura ou elemento estrutural para os padrões previstos inicialmente em projeto ou, procedimentos que visam corrigir e prevenir os efeitos da degradação da estrutura (SOUSA, 2008).

Segundo o Código Modelo *fib* 2010 (2013), o reforço corresponde à elevação da resistência, ou de outras propriedades, de uma estrutura ou um elemento estrutural, proporcionando um desempenho superior ao previsto em projeto. Existem diversos métodos de reforço de elementos estruturais, dentre eles a protensão externa, o aumento da seção transversal por meio de uma camada adicional de concreto armado, bem como a aplicação de reforços externos através da colagem de chapas de aço (Figura 1.1a) ou materiais compósitos a base de fibras (Figura 1.1b).

Figura 1.1 – Técnicas de reforço ao cisalhamento: (a) chapas de aço; (b) PRFC



(fonte: BEZ BATTI, 2016; SIKA, 2021)

Dos métodos supracitados, um dos mais utilizados é a aplicação de reforços externos com chapas de aço coladas com resina epóxi. Como vantagem, tem-se o fato de ser uma técnica simples, eficiente, econômica e que possibilita reforçar o elemento sem que ocorra um acréscimo significativo de suas dimensões. Entretanto, esse método apresenta algumas desvantagens, como problemas no manuseio e necessidade de sistema de escoramento durante a fixação das chapas com grandes dimensões em função do elevado peso próprio do aço, dificuldade para fabricação de chapas para aplicação em elementos com formas complexas, assim como a possibilidade de ocorrer corrosão na interface entre o concreto e aço, o que compromete a aderência e pode ocasionar um colapso prematuro do sistema de reforço (BEBER, 2003).

Devido às desvantagens apresentadas pela técnica de chapa de aço colada, pesquisas começaram a ser desenvolvidas em busca de materiais com comportamentos mais eficientes. Diante disso, desenvolveu-se uma técnica de reforço que consiste na utilização de materiais compósitos, denominados de polímeros reforçados com fibras (PRF), que apresentam propriedades como baixo peso específico, elevada resistência à tração, resistência à corrosão, elevada resistência à fadiga, bom amortecimento ao choque e ao isolamento eletromagnético. Além disso, possui facilidade de assumir formas complexas, facilidade de manuseio e aplicação, e não apresenta limitações de comprimento (JUVANDES, 1999).

O PRF é um material compósito formado por duas fases, uma é a matriz polimérica que geralmente é constituída por resina epóxi, e a outra consiste em fibras de alta resistência, sendo que as mais utilizadas são as fibras de vidro, carbono e aramida. Os polímeros reforçados com

fibras de carbono (PRFC) são os mais indicados para o reforço estrutural de elementos de concreto armado, pois, as fibras de carbono são as que possuem melhores propriedades mecânicas, são resistentes à corrosão, mais resistentes a ataques químicos e não são afetadas pela umidade e temperatura ambiente (DIAS, 2008).

Para aplicação desse reforço com compósito de PRFC nas estruturas de concreto armado, a técnica mais utilizada é a *Externally Bonded* (EB), a qual funciona de forma parecida à chapa de aço colada. Este método consiste na colagem externa de laminados, tecidos ou mantas no elemento estrutural a reforçar, sendo que a configuração depende do tipo de reforço pretendido.

A fim de avaliar e prever o comportamento do PRFC, é necessário realizar uma análise mais aprofundada dos elementos estruturais reforçados com esse material. Para isso, utilizam-se métodos numéricos, como é o caso do método de elementos finitos (MEF), que permite analisar estruturas complexas, simulando facilmente diversas disposições geométricas, condições de contorno e carregamento. Além disso, o MEF possibilita a realização de análises não lineares de estruturas de concreto armado, assim como a modelagem da aderência entre materiais, através da utilização dos elementos de contato.

Vale destacar que, diferente de países como Estados Unidos, Canadá e Japão que desenvolveram normas e especificações para o projeto de reforço e recuperação de estruturas de concreto armado com PRFC, o Brasil ainda não possui nenhuma norma técnica que regulamente este dimensionamento. Contudo, foi constituída uma Comissão de Estudo Especial de Materiais Não Convencionais para Reforço de Estruturas de Concreto, a ABNT/CEE-193, com o intuito de discutir o assunto e dar início ao processo de normalização, tendo em vista a relevância do tema no país.

Neste contexto, o presente trabalho consiste na utilização do MEF para analisar vigas reforçadas ao esforço cortante com PRFC, estudadas experimentalmente. O *software* adotado para isto é o ANSYS, versão 19.2, o qual possui excelente aceitação no meio acadêmico, em virtude do constante desenvolvimento tecnológico. É importante ressaltar que esta dissertação segue a linha de pesquisa de trabalhos desenvolvidos nos últimos anos no PPGEC/UFRGS, que consiste na aplicação do *software* ANSYS para análise de estruturas de concreto armado e pretendido.

Entre estes trabalhos pode-se destacar Lazzari (2015), que simulou vigas de concreto armado e pretendido, com ou sem aderência, sob estados planos de tensão, a partir da implementação de modelos constitutivos para os materiais, empregando a ferramenta de customização UPF (*User*

Programmable Features) do ANSYS; Lazzari (2016), que simulou as etapas construtivas de uma ponte estaiada, e para isso, também utilizou a ferramenta UPF para implementar um modelo que representa o comportamento visco-elastoplástico do concreto e da armadura; Schmitz (2017), que simulou uma ponte composta por estrutura mista aço-concreto; Jensen (2019), que realizou um estudo sobre o comportamento estrutural de túneis superficiais revestidos em concreto armado; e Medeiros (2019), que utilizou o ANSYS para simular vigas de concreto armado fletidas reforçadas com PRFC, dando ênfase à aderência entre os materiais. E mais recentemente têm-se Hoffman (2020), Lazzari (2020) e Machado (2022).

1.1 OBJETIVOS

Os objetivos desta pesquisa estão classificados em principal e secundários e são descritos a seguir.

1.1.1 Objetivo principal

O objetivo principal deste trabalho é a modelagem computacional de vigas de concreto armado, reforçadas ao esforço cortante utilizando polímero reforçado com fibra de carbono (PRFC), através do método dos elementos finitos com o emprego do programa ANSYS customizado. Especial atenção será dada à previsão das tensões de aderência na interface entre o reforço e a viga de concreto.

1.1.2 Objetivos secundários

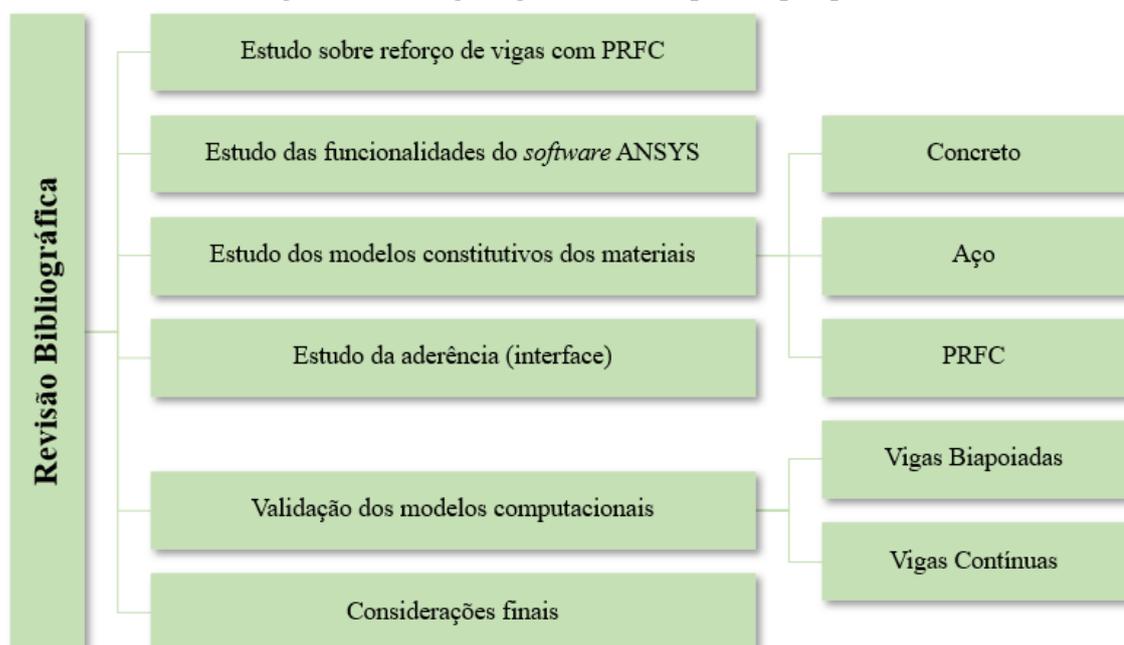
Entre os objetivos secundários desta dissertação de mestrado, pode-se listar os seguintes itens:

- a) adaptação do modelo elastoplástico para o concreto, com fissuração, desenvolvido inicialmente por Lazzari (2015) e Lazzari (2016);
- b) identificação dos modos de falha das vigas simuladas sem e com reforço de PRFC;
- c) avaliação das tensões e deslizamentos na interface, a fim de identificar a ruptura por descolamento do reforço de PRFC;
- d) avaliação das tensões e deformações no concreto, nas armaduras e no reforço de PRFC;
- e) validação dos resultados obtidos com os modelos implementados, por meio da comparação com resultados experimentais de carga-deslocamento e carga-deformação, assim como das cargas e dos modos de ruptura das vigas biapoiadas e contínuas de concreto armado.

1.2 DELINEAMENTO DA PESQUISA

As etapas desta dissertação de mestrado foram estabelecidas de acordo com o organograma representado na Figura 1.2 e divididas em sete capítulos. O **capítulo 1** apresentou as considerações iniciais sobre o tema, evidenciando os objetivos principais e secundários. O **capítulo 2** consiste na revisão bibliográfica sobre o reforço de estruturas com polímeros reforçado com fibras de carbono (PRFC), de modo a contextualizar e apresentar informações necessárias ao tema, como os materiais constituintes, os tipos de sistemas, propriedades do material, vantagens e desvantagens, aplicação no reforço ao cisalhamento de vigas, bem como a análise da aderência em sistemas com PRFC. No **capítulo 3** são indicadas as formulações matemáticas para a definição dos modelos constitutivos empregados, tanto para o aço, concreto e PRFC, quanto para o comportamento da aderência entre estrutura e reforço. No **capítulo 4** são descritas as particularidades dos elementos finitos utilizados, bem como as características de funcionamento da rotina USERMAT e detalhes sobre a análise numérica utilizando o *software* ANSYS. No **capítulo 5** são apresentados estudos comparativos entre os resultados obtidos nas simulações numéricas e os resultados experimentais determinados por Khalifa (1999) para as vigas biapoiadas com e sem reforço ao cisalhamento com PRFC. Já no **capítulo 6** são discutidos os resultados para as vigas contínuas com e sem reforço ao cisalhamento com PRFC, cujos resultados experimentais também foram obtidos por Khalifa (1999). Por fim, no **capítulo 7**, são feitas as considerações finais deste trabalho.

Figura 1.2 – Organograma das etapas da pesquisa



(fonte: elaborada pela autora)

2 REFORÇO DE ESTRUTURAS COM PRFC

A crescente necessidade de reabilitar e reforçar estruturas de concreto armado, assim como os problemas apresentados por técnicas de reforço tradicionais, como a chapa de aço colada que apresenta uma baixa resistência à corrosão e um elevado peso próprio do aço, impulsionaram a realização de estudos sobre materiais alternativos ao aço. Sendo assim, em meados da década de 80, iniciou-se uma discussão e investigação no EMPA (*Swiss Federal Laboratories for Materials Testing and Research*), laboratório de pesquisa de materiais situado na Suíça, com o intuito de realizar a substituição das chapas de aço por polímeros reforçados com fibras. A partir disso, este material começou a ser amplamente utilizado, principalmente na Europa, no Japão, Canadá e Estados Unidos.

Diante disso, neste capítulo, são abordados os materiais constituintes e as propriedades dos polímeros reforçados com fibras de carbono (PRFC), os tipos de sistemas de reforço, as vantagens e desvantagens desta técnica, a utilização deste material como reforço ao cisalhamento em vigas de concreto armado, assim como a análise da aderência em sistemas com PRFC.

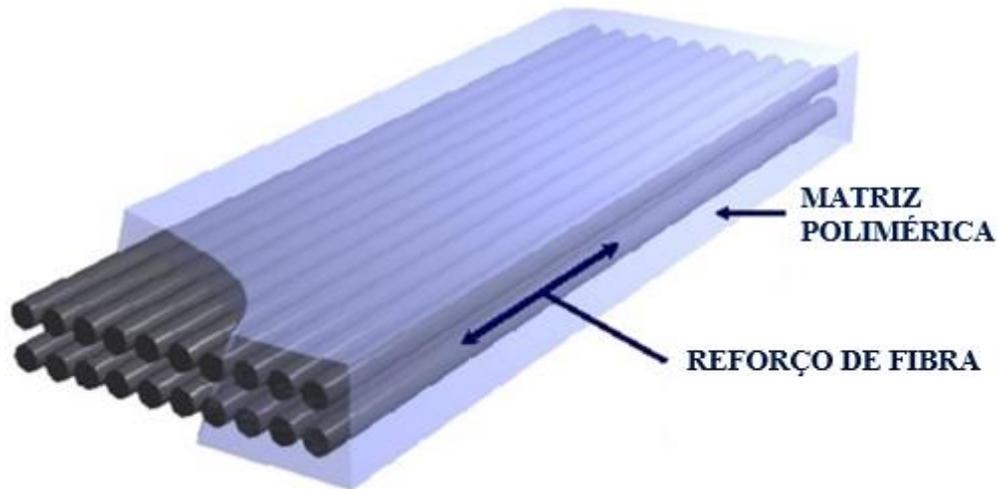
2.1 POLÍMEROS REFORÇADOS COM FIBRAS DE CARBONO (PRFC)

O compósito é um material estrutural que consiste na associação de dois ou mais materiais, com a finalidade de alcançar propriedades superiores às apresentadas pelos materiais constituintes individualmente. A maioria dos compósitos é formada, em escala macroscópica, por duas fases: uma é denominada de matriz, a qual é contínua e envolve completamente a outra fase denominada de fase dispersa ou reforço. Em função do tipo de fase dispersa, esses compósitos podem ser classificados em quatro categorias: reforçados com partículas, reforçados com fibras, estruturais e nanocompósitos. Os compósitos tecnologicamente mais importantes são os que apresentam uma fase de reforço em forma de fibras, por possuírem melhores propriedades de resistência e rigidez (CALLISTER JR.; RETHWISCH, 2016).

Estes compósitos são denominados de polímeros reforçados com fibras (PRF), ou em inglês *Fibre Reinforced Polymers* (FRP), sendo que as fases constituintes do PRF são apresentadas na Figura 2.1. O PRF, a princípio, foi utilizado nas indústrias aeroespacial, automotiva, naval, de armamento e de equipamentos esportivos, e posteriormente, em virtude das elevadas

propriedades mecânicas, como alta relação entre resistência e massa, este material passou a ser utilizado como reforço de estruturas de concreto armado e protendido no Japão, Estados Unidos, Canadá, assim como em países da Europa (NORRIS et al., 1997).

Figura 2.1 – Fases constituintes dos PRF



(fonte: adaptado de NANNI, 2005)

Dentre as inúmeras fibras já testadas, tanto no concreto reforçado com fibras, quanto no reforço com compósitos poliméricos, destacam-se as fibras de vidro, aramida e carbono. Conforme Dias (2008), as fibras de vidro são as que possuem um menor custo, contudo, possuem maior peso específico, menor resistência à fadiga, assim como grande sensibilidade a meios alcalinos. As fibras de aramida possuem baixa resistência à compressão e difícil moldagem, além de serem sensíveis à ação de raios ultravioletas, à fluência e à elevadas temperatura. Já as fibras de carbono, quando comparadas com as fibras de vidro e aramida, são as que possuem melhores propriedades, como leveza e resistência mecânica. Diante disso, os polímeros reforçados com fibras de carbono (PRFC), ou em inglês *Carbon Fiber Reinforced Polymers* (CFPR), são os mais utilizados para o reforço estrutural.

2.1.1 Componentes constituintes do reforço

As características dos materiais constituintes do PRFC, assim como do adesivo que une este reforço ao elemento estrutural, são apresentadas nos itens 2.1.1.1 a 2.1.1.3.

2.1.1.1 Fibras de carbono

Segundo Martins (2015), a performance dos polímeros reforçados com fibras de carbono depende diretamente do material precursor. Este consiste em fibras orgânicas, sendo que estas

devem ter uma alta concentração de carbono, elevado peso molecular, assim como excelente grau de orientação molecular para ser considerado um bom material precursor.

O processo de produção das fibras de carbono consiste na pirólise dessas fibras orgânicas em uma atmosfera inerte, com a temperatura de pirólise variando de 1000 °C a 3000 °C. Quanto mais elevada for essa temperatura, maior será o módulo de elasticidade do material resultante, e isto implica em uma redução na resistência e na deformação de ruptura, assim como um maior custo deste material. As fibras de carbono são produzidas comercialmente por meio da utilização de três matérias-primas, as quais são fibras de poliácridonitril (PAN), fibras de PITCH (alcatrão derivado do petróleo ou carvão) e fibras de rayon (MACHADO, 2010).

As fibras de carbono fabricadas através do PITCH possuem um custo relativamente baixo e um elevado rendimento de carbono. Contudo, estas fibras apresentam pouca ou nenhuma orientação preferencial e, em decorrência disto, menores resistências e menores módulos de elasticidade. Já as fibras de carbono produzidas a partir das fibras de rayon apresentam alta resistência e alto módulo de elasticidade, entretanto, o elevado custo do processo de fabricação e a incerteza em relação à fácil obtenção desta matéria-prima, tornou este tipo de fibra de carbono inviável (BEBER, 2003).

Portanto, o material mais utilizado para a produção das fibras de carbono é o PAN, visto que este proporciona maiores resistências à tração e maiores módulos de elasticidade, em comparação com as fibras de carbono produzidas com as outras matérias-primas. A Tabela 2.1 apresenta algumas propriedades das fibras de carbono, as quais estão divididas por nível de resistência e módulo de elasticidade.

Tabela 2.1 – Propriedades das fibras de carbono

Fibra de carbono	Módulo de elasticidade (GPa)	Resistência à tração (MPa)	Deformação última mínima (%)
Alta resistência	215 – 235	3500 – 4800	1,4 – 2,0
Ultra-alta resistência	215 – 235	4800 – 6000	2,0 – 2,3
Alto módulo de elasticidade	350 – 500	2500 – 3100	0,5 – 0,9
Ultra-alto módulo de elasticidade	500 – 700	2100 – 2400	0,2 – 0,4

(fonte: adaptado de FIB, 2019)

2.1.1.2 Matriz polimérica

A matriz possui como função principal envolver completamente as fibras, proporcionando proteção contra agressões ambientais, fenômenos de instabilidade e danos mecânicos, além de garantir a transferência de tensões entre as fibras, bem como entre estas e o elemento estrutural reforçado. Existem diversos tipos de matrizes disponíveis para a confecção de compósitos, entretanto, as matrizes poliméricas são as mais utilizadas em compósitos reforçados com fibras.

A matriz polimérica é constituída por resinas termorrígidas ou termoplásticas. Nas resinas termorrígidas, quando curado pela ação do calor ou por tratamento químico, o compósito torna-se um produto infusível e insolúvel, com uma estrutura molecular tridimensional complexa. Já nas resinas termoplásticas, o compósito transforma-se em produto plástico quando aquecido e rígido quando resfriado, sendo sua estrutura molecular disposta linearmente. Portanto, para o reforço estrutural, as resinas termorrígidas constituem o tipo de matriz com melhores propriedades para confecção dos PRF, uma vez que proporcionam, por exemplo, boa resistência química, boa estabilidade térmica e baixa fluência (BEBER, 2003; ARQUEZ, 2010).

As resinas termorrígidas mais utilizadas são o poliéster, o éster-vinílico e o epóxi, cujas propriedades mecânicas estão apresentadas na Tabela 2.2.

Tabela 2.2 – Propriedades mecânicas de resinas termorrígidas

Propriedades	Resinas		
	Poliéster	Éster-vinílico	Epóxi
Resistência à tração [MPa]	20 – 100	79 – 90	55 – 130
Módulo de elasticidade [GPa]	2,1 – 4,1	3,0 – 3,3	2,5 – 4,1
Deformação na ruptura [%]	1 – 6	3,9 – 5,2	1 – 9
Resistência à flexão [MPa]	125	110 – 149	131
Peso específico [kN/m ³]	9,8 – 14,2	10,9 – 12,9	10,8 – 12,7

(fonte: adaptado de BEBER, 2003)

Dentre as resinas termorrígidas supracitadas, destacam-se as resinas do tipo epóxi por apresentarem excelentes propriedades em termos de resistência mecânica, aderência à maior parte dos materiais, resistência a ataques químicos, baixa retração durante a cura, boa estabilidade térmica e não absorvem água (SARTI JR., 2020). Além disso, na engenharia estrutural, as resinas epóxi são normalmente do tipo bicomponentes, isto é, constituídas por um

agente principal, a própria resina, e um catalisador, o qual promove o seu endurecimento (BEBER, 2003).

2.1.1.3 Adesivo

Para execução de um sistema de reforço, além do compósito de PRFC, é necessária a utilização de um adesivo, o qual é o material responsável por colar o PRFC à superfície do concreto e transferir as tensões, proporcionando assim a ação conjunta dos materiais. A transferência de tensão ocorre no plano da interface concreto-adesivo-compósito, onde as tensões cisalhantes são predominantes, podendo ocorrer tensões normais a essa interface (MENON, 2008).

O adesivo a ser utilizado depende do tipo de substrato, do desempenho desejado, assim como das condições do ambiente e circunstâncias de aplicação do compósito, sendo que a escolha incorreta deste material pode ocasionar uma redução na eficiência do reforço estrutural, podendo provocar o colapso prematuro (ARQUEZ, 2010). Os adesivos mais utilizados são as resinas epóxi, cujas propriedades foram apresentadas no item 2.1.1.2.

É importante destacar ainda que, além do adesivo, são aplicados o *primer* e o *putty* para preparar o substrato, complementando e potencializando a cola. O *primer* tem a função de penetrar na superfície de concreto de modo a melhorar a sua propriedade adesiva. Já o *putty* é responsável por corrigir pequenas imperfeições, a fim de evitar a formação de bolhas no reforço (MEDEIROS, 2019).

2.1.2 Propriedades do PRFC

As propriedades dos polímeros reforçados com fibras são funções das propriedades dos materiais constituintes, das suas quantidades relativas e da interação entre estes, da distribuição e orientação das fibras dentro da matriz, assim como do processo de produção desse material. Os PRFC geralmente são utilizados para resistir a solicitações de tração, sendo que apresentam resultados mais efetivos quando solicitados à tração na direção das fibras, visto que a resistência à tração na direção perpendicular às fibras é muito inferior à direção longitudinal, e por esta razão deve ser evitada. Quando submetidos a este tipo de solicitação, os PRFC não apresentam patamar de escoamento, sendo seu comportamento elástico-linear até a ruptura, a qual ocorre de maneira frágil (BEBER, 2003).

É importante destacar que, nos casos em que o PRFC está submetido a tensões de compressão, como quando ocorrem redistribuições de cargas ou carregamentos cíclicos, verifica-se que a

resistência à compressão axial equivale a 78% da resistência à tração. Em relação ao módulo de elasticidade, os PRFC possuem valores elevados, os quais são comparáveis ou superiores aos valores apresentados pelo aço. Para o PRFC unidirecional, o módulo de elasticidade na direção das fibras, pode ser obtido em função dos módulos de elasticidade de seus materiais constituintes, apresentados nas Tabelas 2.1 e 2.2, e de suas respectivas porcentagens em volume (GARCEZ, 2007).

Segundo o ACI 440 (2017), considerando o caso particular de um PRF unidirecional e submetido a solicitações na direção das fibras, entre os tipos de compósitos de PRF utilizados no reforço de estruturas, o PRFC é o que apresenta maior resistência à fadiga, a qual é superior à resistência à fadiga do aço. Destaca-se ainda que a resistência à fadiga do PRFC não é significativamente afetada pelo meio ambiente, a não ser que a resina ou a interface (fibra/resina) seja consideravelmente degradada pelo meio ambiente.

Os polímeros são materiais viscoelásticos, portanto, apresentam deformação contínua quando submetidos a tensões constantes. Sendo assim, deve-se ter uma atenção especial ao desempenho destes compósitos quanto à fluência, especialmente quando submetidos a elevadas temperaturas. Contudo, quando solicitado na direção das fibras, o comportamento do PRFC à fluência é análogo aos aços de baixa relaxação (BEBER, 2003).

2.1.3 Sistemas de reforço

O reforço estrutural com PRFC é comercializado sob a forma de sistemas de reforços, os quais são divididos em dois grupos: sistemas pré-fabricados e sistemas curados *in situ*. Estes sistemas são definidos a seguir com base em Juvandes (1999), Beber (2003) e Dias (2008).

Os sistemas pré-fabricados consistem em laminados semirrígidos unidirecionais de PRFC, conforme mostra a Figura 2.2, cujas características mecânicas e físicas são garantidas pelos seus produtores, e são utilizados para substituição das tradicionais chapas metálicas rígidas. Para obtenção destes laminados, as fibras de carbono são impregnadas por uma resina termorrígida, consolidadas através de um processo de pultrusão com controle de largura e espessura do compósito. Vale destacar que a orientação unidirecional das fibras proporciona ao laminado resistência e rigidez máxima na direção longitudinal. Os valores das propriedades dos laminados consistem em aproximadamente 70% dos valores apresentados pelas fibras de carbono, tendo em vista que este, tipicamente, possui um teor de fibras em torno dos 70% e que se pode desprezar o módulo de elasticidade e a resistência à tração da matriz.

Figura 2.2 – Laminado de PRFC



(fonte: S&P, 2020)

Os sistemas curados *in situ* consistem na aplicação de fibras contínuas, na forma de fios, mantas ou tecidos, em estado seco ou pré-impregnado, sobre uma resina epóxi previamente espalhada na superfície a ser reforçada. Com base na definição de PRF apresentada anteriormente, tem-se que este sistema se torna um polímero reforçado com fibras de carbono somente após a execução do reforço. Neste sistema, a resina possui a função de impregnar as fibras, transformar o conjunto em um PRFC, assim como proporcionar a ligação entre o PRFC e o concreto. Além disso, se executado de forma adequada, o sistema curado *in situ* deve apresentar o mesmo comportamento dos laminados pré-fabricados. A Figura 2.3 apresenta a manta utilizada no sistema curado *in situ*.

Figura 2.3 – Manta de PRFC



(fonte: S&P, 2020)

A Tabela 2.3 apresenta as principais características dos sistemas de reforço com PRFC, assim como alguns aspectos relevantes da instalação de cada sistema.

Tabela 2.3 – Principais características e aspectos de instalação de sistemas de reforço com PRFC

Características	Sistemas pré-fabricados	Sistemas curados <i>in situ</i>
Forma	Tiras ou laminados	Mantas ou tecidos
Espessura	1,0 a 1,5 mm	0,1 a 0,5 mm
Utilização	Colagem dos elementos pré-fabricados com adesivo	Colagem e impregnação das mantas e tecidos com resina (moldado e curado <i>in situ</i>)
Aspectos típicos da instalação	Salvo condições especiais, aplicável somente em superfícies planas; Adesivo tixotrópico para colagem; Geralmente uma única camada; Rigidez do compósito e tixotropia do adesivo permitem a tolerância de algumas imperfeições na superfície reforçada; Aplicação simplificada, maior garantia de qualidade (sistema pré-fabricado). Controle de qualidade (má aplicação e mão de obra de baixa qualidade resulta em perda da ação compósita entre o reforço e a estrutura, problemas na integridade do reforço a longo prazo).	Independente da forma da superfície, necessidade de arredondamento dos cantos; Resina de baixa viscosidade para colagem e impregnação; Frequentemente várias camadas; Aplicação do <i>putty</i> é necessária para prevenir o descolamento por imperfeições da superfície; Versatilidade de aplicação, necessita de rigoroso controle de qualidade.

(fonte: BEBER, 2003)

2.1.4 Vantagens e desvantagens do reforço com PRFC

Os polímeros reforçados com fibras de carbono se tornaram uma alternativa interessante frente aos métodos convencionais de reforço na construção civil, devido às inúmeras vantagens que o PRFC apresenta. Dentre estas vantagens destacam-se os elevados valores de resistência à tração e de módulo de elasticidade, assim como elevada resistência à corrosão. O baixo peso específico deste material e o seu elevado desempenho possibilitam soluções de reforço leves, apresentando assim facilidade no transporte, manuseio e aplicação, bem como baixo acréscimo de cargas a solicitar a estrutura e pouca alteração na arquitetura inicial da estrutura. Por isso obtêm-se aumentos significativos da capacidade resistente dos elementos estruturais através de uma pequena quantidade de reforço (DIAS, 2008; MHANNA; HAWILEH; ABDALLA, 2021).

Além disso, o PRFC apresenta como característica relevante a versatilidade, pois estão disponíveis em inúmeras formas, espessuras variadas, não apresentam limitação de comprimento, como ocorre com as chapas de aço, eliminando assim a necessidade de executar emendas no reforço. Este material se adapta a qualquer tipo de superfície, o que é difícil e oneroso de se conseguir com chapas de aço, sendo indicado para zonas de difícil acesso ou situações onde o funcionamento da estrutura não possa ser interrompido, pois apresenta simplicidade e rapidez de execução, bem como reduzido tempo de cura dos adesivos. Outro aspecto importante é que, em virtude da elevada resistência à corrosão, o PRFC pode ser aplicado em ambientes agressivos, como é o caso de zonas costeiras, reduzindo os custos de manutenção da estrutura no decorrer do seu período de vida útil, pois não necessitam de manutenção periódica (SILVA, 2017; MHANNA et al, 2021).

Segundo Beber (2003) o compósito PRFC apresenta uma baixa condutividade térmica, evitando assim que o calor se propague até o adesivo. O PRFC não queima, apenas carboniza, possibilitando que o reforço mantenha a capacidade de resistência por um período de tempo superior ao do reforço com chapa de aço colada. Contudo, destaca-se que o comportamento do PRFC requer uma atenção especial nesta situação, pois depende diretamente da resina, a qual sofre reduções consideráveis de resistência e rigidez quando expostas a altas temperaturas. Conforme o Boletim 14 CEB-FIP (2001), para a resina epóxi esse processo ocorre em torno de 80 °C.

Destaca-se que o sistema de reforço com PRFC necessita de uma preparação da superfície de aplicação, visto que uma superfície irregular pode ocasionar modos de rupturas frágeis, associados ao descolamento do reforço. Além disso, quando comparado com materiais de reforço convencionais, o PRFC apresenta um custo elevado. Entretanto, quando incluídos na análise econômica o custo de transporte, instalação e manutenção do sistema de reforço, verifica-se que as técnicas que utilizam o PRFC tornam-se mais competitivas em virtude das vantagens que este material apresenta.

2.2 VIGAS REFORÇADAS AO CISALHAMENTO COM PRFC

O reforço ao cisalhamento de vigas de concreto armado por meio da técnica de colagem externa do PRFC tem se mostrado uma técnica de reforço promissora, podendo ser executado por meio de três esquemas de envolvimento, sendo eles a colagem do PRFC nas faces laterais da viga, nas três faces em forma de U e o envolvimento completo, conforme apresentado na Figura 2.4a (ACI 440, 2017).

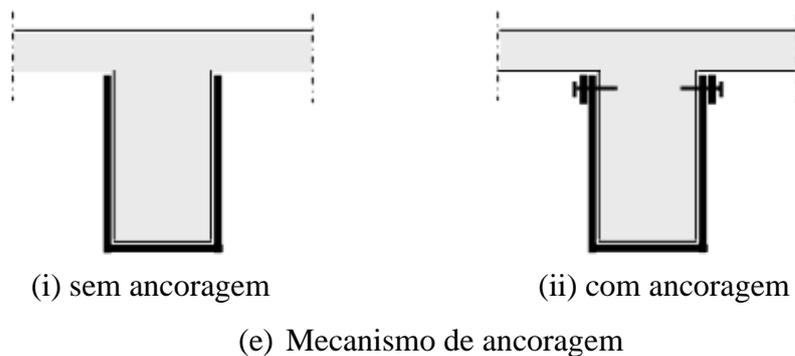
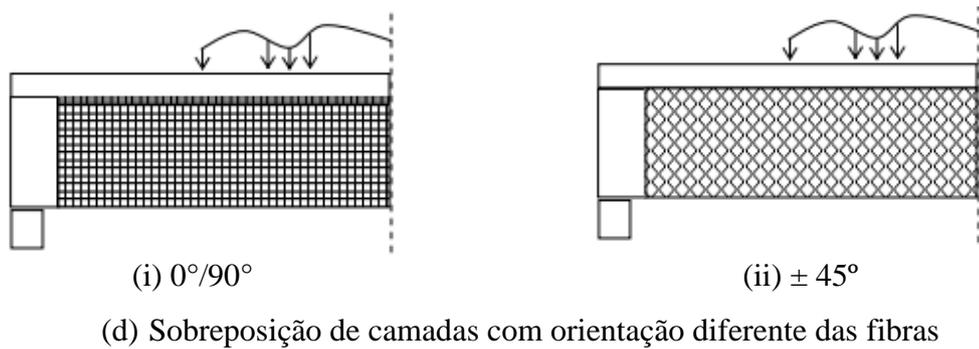
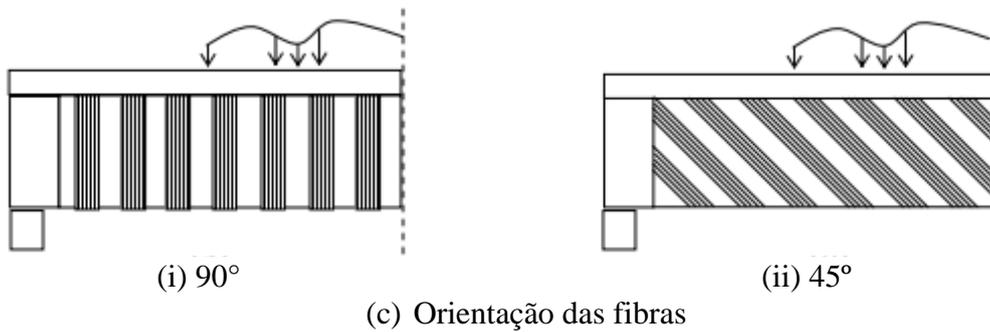
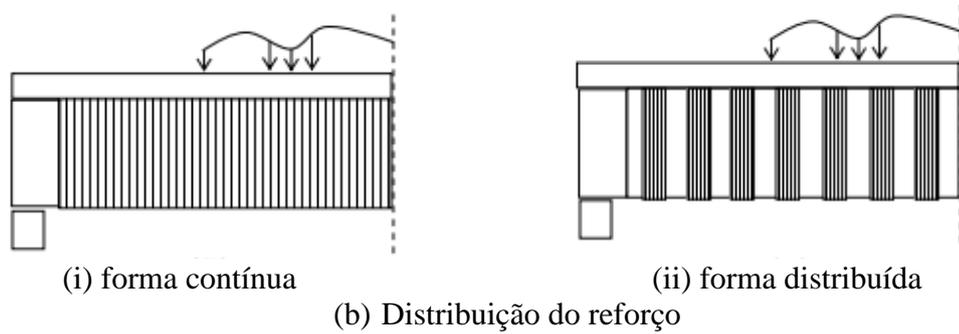
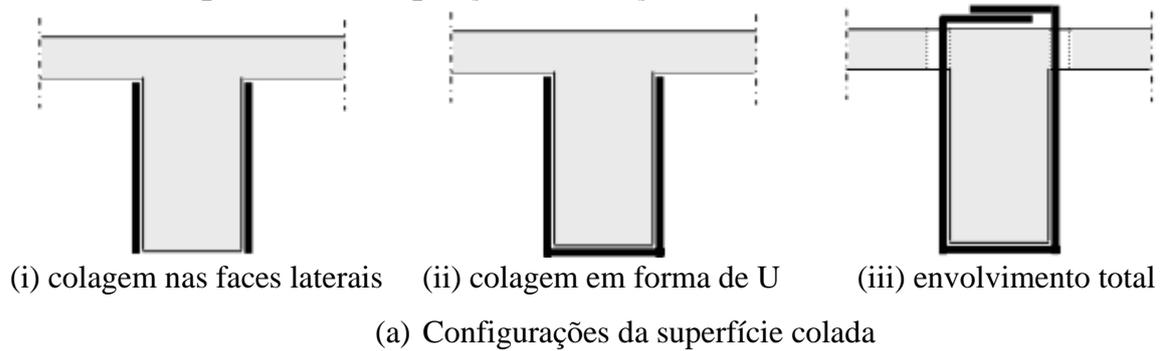
Apesar das três configurações de reforço proporcionarem uma melhora na resistência ao cisalhamento das vigas, o envolvimento completo das vigas é o mais eficiente, pois possibilita obter uma tensão maior no PRFC e utilizar melhor as suas propriedades, sendo que nesse caso a falha seria dominada pela ruptura do PRFC. Contudo, há diversos casos que o topo das vigas é inacessível, como por exemplo vigas que suportam laje, e por isso, o envolvimento total torna-se inviável. Diante disso, o reforço em forma de U é o mais utilizado no reforço ao cisalhamento de vigas de concreto armado (MHANNA et al, 2021).

O reforço ao cisalhamento com PRFC pode ser aplicado ainda em forma de tiras distribuídas ou de maneira contínua em toda a superfície do elemento estrutural, como mostra a Figura 2.4b (KOTYNIA et al, 2021). Em relação à orientação das fibras, conforme Menon (2008), as fibras verticais (90°) possuem maior facilidade de aplicação, entretanto, são menos efetivas que as fibras inclinadas (45°) para o combate de fissuras por cisalhamento, sendo estas configurações apresentadas na Figura 2.4c. Além disso, pode-se realizar a sobreposição de camadas de PRFC com orientações diferentes, como exposto na Figura 2.4d.

É importante ressaltar que esta técnica de reforço colado externamente apresenta como principal deficiência a elevada possibilidade de um modo de ruptura frágil, ocasionado especialmente pelo descolamento prematuro do reforço do substrato de concreto, o que resulta na baixa utilização de deformação do PRFC e impõe limitações ao projeto do sistema de reforço (AL-ROUSAN, 2021). O processo de descolagem tem início na fissura intermediária no elemento em função do aumento de tensões de cisalhamento na interface PRFC-concreto, sendo que à medida que as fissuras aumentam, o descolamento se propaga para a extremidade livre do reforço até que o comprimento de ligação seja insuficiente para realizar a transferência das tensões e o sistema falhe (MHANNA; HAWILEH; ABDALLA, 2021).

Estudos foram realizados com o intuito de evitar esse descolamento, sendo que nas últimas duas décadas foram publicadas na literatura diversas técnicas de ancoragem, como: ancoragem metálica (Figura 2.4e), ancoragem de PRFC (como por exemplo, a técnica NSM, a extensão de PRFC, pontas de PRFC), assim como a combinação de ancoragem de aço e PRFC. Ao realizar a ancoragem, o comportamento do reforço em forma de U pode ser considerado equivalente ao envolvimento completo. Vale destacar que a utilização de âncoras de aço envolve inconvenientes como ruptura das fibras no local de perfuração e surgimento de concentração de tensões no local dos fixadores, assim como a possibilidade de ocorrer corrosão galvânica devido ao contato entre o aço e a fibra de carbono (KOTYNIA et al, 2021).

Figura 2.4 – Configurações de reforço ao cisalhamento com PRFC



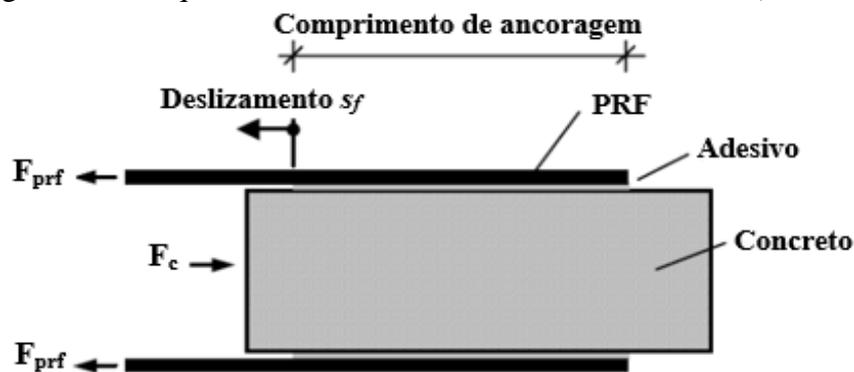
(fonte: adaptado de KHALIFA, 1999)

2.3 ADERÊNCIA EM SISTEMAS COM PRFC

Como citado anteriormente, a ruptura de elementos estruturais reforçados com PRFC ocorre, na maioria das vezes, pelo descolamento prematuro do reforço do substrato de concreto, ocasionado por falhas de aderência entre o compósito e superfície reforçada. Para Lu et al. (2005), o comportamento da interface concreto-PRF é fator determinante para controlar as falhas de descolamento em estruturas de concreto armado reforçadas com PRF. Portanto, é necessário um bom entendimento da interface entre o concreto e o reforço PRF.

Conforme o Boletim 14 CEB-FIP (2001), para avaliar o comportamento da aderência entre o concreto e o laminado de PRF pode-se realizar testes, como por exemplo o *bond test* apresentado na Figura 2.5. É importante destacar que além da carga última, denominada de resistência da ligação ou *bond strength*, pode-se determinar também, através destes ensaios, a relação local de tensão de aderência-deslizamento (*local bond-slip*), a qual é apresentada por meio de curvas, como pode-se observar na Figura 2.6. Estas curvas são empregadas para propor modelos constitutivos para a interface.

Figura 2.5 – Esquema ilustrativo de um ensaio de aderência (*bond test*)



(fonte: adaptado de CEB-FIP, 2001)

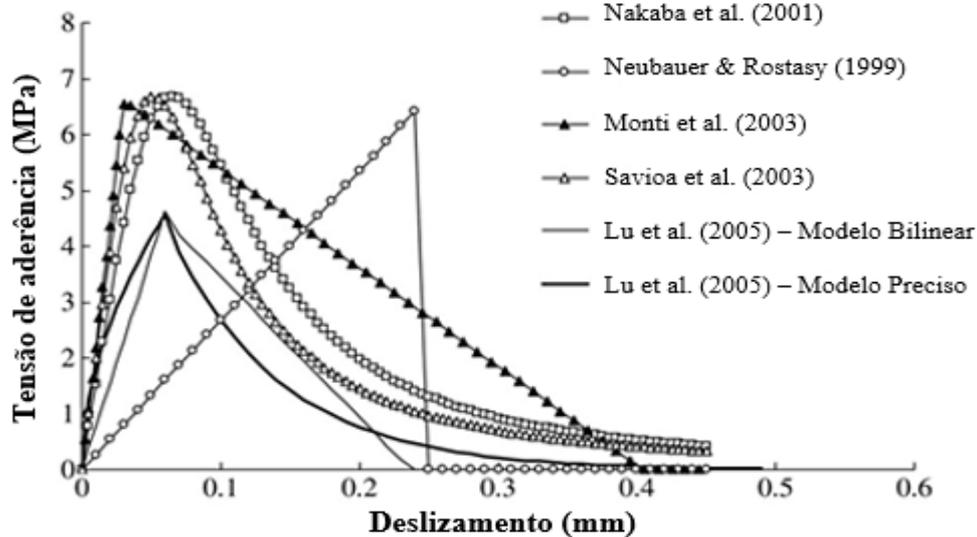
Vale destacar que, conforme Yuan et al. (2004), o principal modo de falha da ligação concreto-PRFC nos testes de cisalhamento consiste na ruptura do concreto ao corte, a qual ocorre geralmente a alguns milímetros da interface concreto-adesivo. Por isso, a resistência da ligação e o comportamento da curva tensão-deslizamento estão fortemente associadas à resistência do concreto. Diante disso, para Lu et al. (2005), o termo “interface” é utilizado para se referir a toda a junta colada, incluindo a camada de adesivo e uma fina camada de concreto adjacente.

Para que um modelo de tensão de aderência-deslizamento proporcione bons resultados é necessário que ele possua uma curva com o formato o mais parecido possível com a curva experimental, visto que o formato do modelo determina a distribuição das deformações na placa

de PRF. Além disso, é necessário utilizar um valor correto para a energia de fratura, a qual corresponde a área sob a curva de tensão-deslizamento. É importante ressaltar que, geralmente, as curvas apresentam um ramo ascendente e um ramo descendente, sendo que a tensão de aderência ser nula no deslizamento final indica que existe um comprimento de ancoragem efetivo, além do qual o aumento no comprimento da aderência não proporciona um aumento na resistência da ligação (LU et al., 2005).

A Figura 2.6 apresenta alguns modelos de aderência propostos na literatura, onde é possível verificar que os modelos podem apresentar formatos diferentes em função do autor considerado. Estas curvas correspondem à interface de um sistema com PRFC que possui as seguintes propriedades: resistência à compressão média do concreto de 32 MPa; resistência à tração do concreto de 3,0 MPa; rigidez do laminado de 16,2 GPa.mm; largura do laminado de 50 mm; assim como largura do bloco de concreto para ensaio de arrancamento de 100 mm. Para uma boa precisão do modelo, além do formato da curva de tensão de aderência-deslizamento, três parâmetros são determinantes, sendo eles a tensão máxima de aderência, o deslizamento na tensão máxima e o deslizamento final quando a tensão é zero.

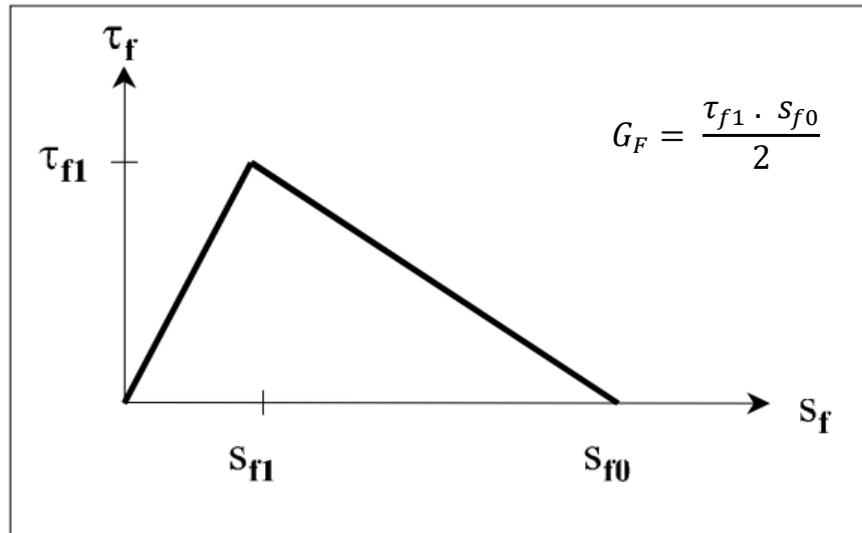
Figura 2.6 – Curvas tensão-deslizamento (*bond-slip*) de modelos existentes na literatura



(fonte: LU ET AL., 2005)

Conforme o tipo de modelo adotado, as curvas de “*bond-slip*” podem apresentar formatos complexos, incluindo equações com inúmeros parâmetros. Por isto, vários autores e normas apresentaram relações simplificadas de tensão de aderência e deslizamento, sendo que os modelos bilineares são predominantemente utilizados. A Figura 2.7 expõe o modelo bilinear proposto pelo Boletim 14 do CEB-FIP (2001).

Figura 2.7 – Relação bilinear entre tensão de aderência e deslizamento



(fonte: adaptado de CEB-FIP, 2001)

Onde τ_{f1} é a tensão máxima de aderência, s_{f1} corresponde ao deslizamento quando a tensão de aderência é máxima, s_{f0} é o deslizamento quando ocorre o descolamento e G_F consiste na energia de fratura do concreto.

Conforme o modelo bilinear, a tensão de aderência cresce linearmente com o deslizamento até alcançar um pico, o qual consiste no valor de tensão máxima de aderência (τ_{f1}), cujo valor de deslizamento correspondente é igual a s_{f1} . Após isto, ocorre um amolecimento da interface, onde a tensão cisalhante reduz linearmente com o deslizamento. Por fim, a tensão torna-se nula quando o deslocamento ultrapassa s_{f0} , o que indica que ocorreu a fratura, isto é, o descolamento. Destaca-se que a falta de tensão de aderência residual após o deslocamento aponta que o atrito sobre a parte despreendida da interface é ignorado (MEDEIROS, 2019).

Inúmeros autores utilizam o modelo bilinear para a aderência, contudo, a formulação dos parâmetros que definem o gráfico (τ_{f1} , s_{f1} e s_{f0}) pode variar conforme a referência adotada. Neste trabalho, para simular o comportamento da interface entre o concreto e o PRFC optou-se por utilizar o modelo proposto por Lu et al. (2005), o qual será apresentado no item 3.4 deste trabalho, visto que este modelo foi considerado por muitas pesquisas como um dos modelos de separação por tração mais precisos (NEALE et al., 2011; SÜMER; AKTAS, 2011). Este modelo já foi utilizado em pesquisas como a de Obaidat et al. (2010), Omran; El-Hacha (2012), Sayed; Wang; Wu (2014), Li et al. (2015), Zidani et al. (2015), Pivatto (2017) e Medeiros (2019), nas quais foram obtidos bons resultados na representação da interface em análise.

3 MODELOS CONSTITUTIVOS DOS MATERIAIS

Na análise do comportamento de uma estrutura, é extremamente importante o conhecimento aprofundado das propriedades mecânicas dos materiais que a compõem, assim como das equações constitutivas que representam o comportamento destes materiais, as quais são expressões que relacionam as tensões, as deformações e o tempo.

Diante disso, neste capítulo, são expostos os modelos constitutivos utilizados para representar o comportamento do concreto, do aço, bem como do polímero reforçado com fibras de carbono. Além disso, apresenta-se a relação tensão de aderência-deslizamento que será adotada para modelar o contato entre o reforço e concreto.

3.1 CONCRETO

O concreto é um material que apresenta uma resistência à tração muito baixa, quando comparado com sua resistência à compressão. Neste trabalho, utilizou-se para o concreto os modelos constitutivos implementados por Lazzari (2015) e Lazzari (2016), através da ferramenta de customização UPF (*User Programmable Features*) do ANSYS, com algumas alterações que serão apresentadas. Portanto, utilizou-se um modelo elastoplástico com endurecimento para representar a plastificação no concreto comprimido e, para o concreto tracionado, considerou-se um modelo elástico linear até a fissuração, a partir da qual foi adotado o modelo de fissuras distribuídas. Os modelos constitutivos utilizados na representação do concreto são descritos nos itens 3.1.1 e 3.1.2.

3.1.1 Concreto comprimido

Com o intuito de representar o comportamento do concreto comprimido, adotou-se um modelo elastoplástico. Este modelo é composto por um critério de ruptura, por um critério de plastificação e por uma regra de endurecimento, os quais encontram-se detalhados nos itens a seguir.

3.1.1.1 Critério de ruptura

O concreto não-fissurado apresenta um comportamento isotrópico. O seu critério de ruptura é uma função do estado de tensão e pode ser expresso através da utilização dos invariantes de tensão, equação 3.1 (CÓDIGO MODELO *fib* 2010, 2013).

$$f(I_1, J_2, J_3) = 0 \quad (3.1)$$

Sendo que I_1 é o primeiro invariante do tensor de tensões, J_2 é o segundo invariante do tensor desviador de tensões e J_3 é o terceiro invariante do tensor desviador de tensões, os quais podem ser calculados pelas equações 3.2, 3.3 e 3.4, respectivamente.

$$I_1 = \sigma_{xx} + \sigma_{yy} + \sigma_{zz} \quad (3.2)$$

$$J_2 = \frac{1}{6} \left[(\sigma_{xx} - \sigma_{yy})^2 + (\sigma_{yy} - \sigma_{zz})^2 + (\sigma_{zz} - \sigma_{xx})^2 \right] + \tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{xz}^2 \quad (3.3)$$

$$J_3 = \begin{vmatrix} s_{xx} & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & s_{yy} & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & s_{zz} \end{vmatrix} \quad (3.4)$$

Onde s_{xx} , s_{yy} e s_{zz} são as tensões desviadoras, determinadas pelas equações 3.5, 3.6 e 3.7.

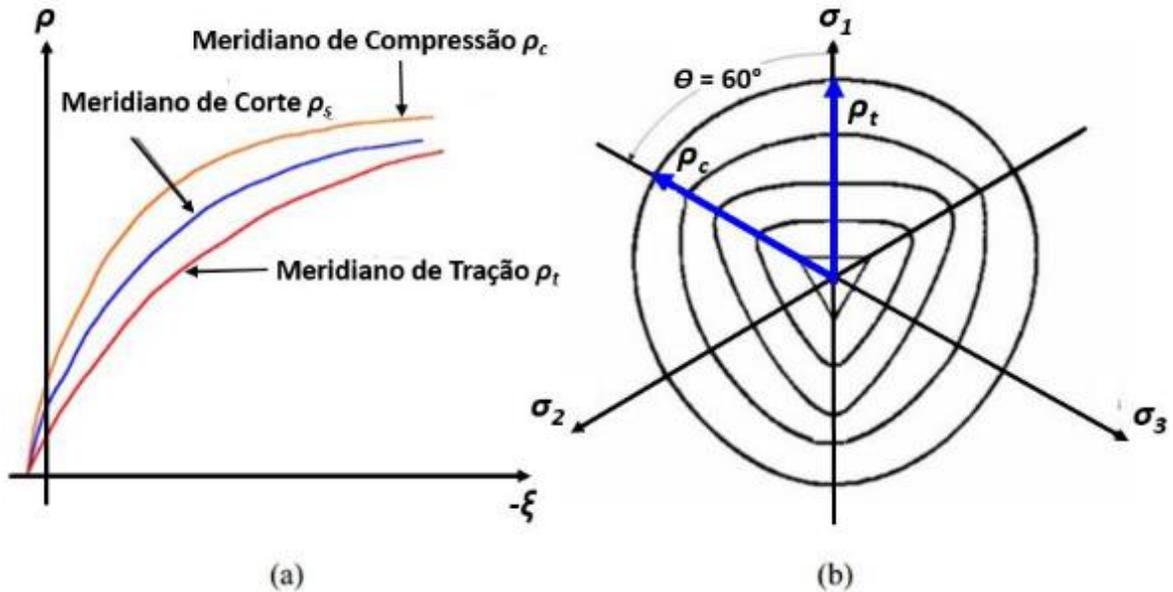
$$s_{xx} = \frac{(2\sigma_{xx} - \sigma_{yy} - \sigma_{zz})}{3} \quad (3.5)$$

$$s_{yy} = \frac{(2\sigma_{yy} - \sigma_{xx} - \sigma_{zz})}{3} \quad (3.6)$$

$$s_{zz} = \frac{(2\sigma_{zz} - \sigma_{xx} - \sigma_{yy})}{3} \quad (3.7)$$

A superfície de ruptura pode ser representada, no espaço tridimensional das tensões principais, por seus meridianos e suas seções transversais, como mostra a Figura 3.1. Os meridianos são curvas de interseção entre a superfície de ruptura e um plano meridiano, que contém o eixo hidrostático. Já as seções transversais são curvas de interseção entre a superfície de ruptura e um plano desviador, o qual é perpendicular ao eixo hidrostático. Além disso, vale destacar que a superfície de ruptura do concreto tem como característica uma forma suave e convexa, exceto na região tracionada, assim como a curva de ruptura é aproximadamente triangular para tensões de tração e baixas tensões de compressão, e conforme as tensões de compressão aumentam a curva apresenta um formato mais circular (CHEN; HAN, 1988).

Figura 3.1 – Características das superfícies de ruptura: (a) meridianos da superfície de ruptura; (b) seções dos planos desviadores



(fonte: CHEN; HAN, 1988)

Diversos critérios de ruptura foram propostos para o concreto, a partir de estudos experimentais que determinaram as características da superfície de ruptura do concreto. Entre estes critérios, o modelo de quatro parâmetros de Ottosen (1977) e o modelo de cinco parâmetros de Willam-Warnke (1975) são considerados os mais refinados, por reproduzirem todas as características mais importantes observadas experimentalmente para a superfície de ruptura.

Neste trabalho, adotou-se o critério de ruptura de Ottosen (1977), que é recomendado pelo Código Modelo *fib* 2010 (2013). Segundo este critério, a superfície de ruptura é representada pela equação 3.8, sendo que a função λ e o $\cos 3\theta$ são determinados pelas equações 3.9 e 3.10, respectivamente.

$$f(I_1, J_2, \theta) = \alpha \frac{I_2}{f_{cm}^2} + \lambda \frac{\sqrt{J_2}}{f_{cm}} + \beta \frac{I_2}{f_{cm}} - 1 = 0 \quad (3.8)$$

$$\lambda = \begin{cases} c_1 \cdot \cos \left[\frac{1}{3} \cos^{-1}(c_2 \cdot \cos 3\theta) \right], & \text{para } \cos 3\theta \geq 0 \\ c_1 \cdot \cos \left[\frac{\pi}{3} - \frac{1}{3} \cos^{-1}(-c_2 \cdot \cos 3\theta) \right], & \text{para } \cos 3\theta < 0 \end{cases} \quad (3.9)$$

$$\cos 3\theta = \frac{3\sqrt{3}}{2} \frac{J_3}{J_2^{3/2}} \quad (3.10)$$

Onde f_{cm} é a resistência média de compressão do concreto, λ é a função que depende do ângulo de similaridade do concreto θ , e α, β, c_1 e c_2 são parâmetros do material. Estes parâmetros podem ser determinados a partir dos seguintes valores: resistência à compressão uniaxial (f_{cm}), resistência à tração uniaxial (f_{ctm}), resistência à compressão biaxial (f_{c2cm}) e um estado de ruptura sobre o meridiano de compressão ($\sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3$), descrito por σ_{com} e τ_{com} .

De acordo com o Código Modelo *fib* 2010 (2013), os parâmetros α e β são determinados pelas equações 3.11 e 3.12. Para o cálculo de α e β é necessário definir os parâmetros $K, f_{2c}, x, y, h, f_{c2cm}, \sigma_{com}$ e τ_{com} por meio das equações 3.13 a 3.17. Além disso, utilizam-se as equações 3.18 e 3.19 para obter o valor da resistência média à compressão (f_{cm}) e valor da resistência média à tração do concreto (f_{ctm}), respectivamente.

$$\alpha = \frac{h\beta - \sqrt{2}}{y} \quad (3.11)$$

$$\beta = \frac{\sqrt{2} - \frac{3y}{K f_{2c}}}{h - \frac{9y}{f_{2c} - K}} \quad (3.12)$$

$$K = \frac{f_{ctm}}{f_{cm}}; \quad f_{2c} = \frac{f_{c2cm}}{f_{cm}}; \quad x = \frac{\sigma_{com}}{f_{cm}}; \quad y = \frac{\tau_{com}}{f_{cm}} \quad (3.13)$$

$$h = - \frac{\sqrt{2}x + y}{\frac{y}{\sqrt{2}} - \frac{1}{3}} \quad (3.14)$$

$$f_{c2cm} = \left(1,2 - \frac{f_{cm}}{1000}\right) f_{cm} \quad (3.15)$$

$$\sigma_{com} = -240 \text{ MPa} \quad (3.16)$$

$$\tau_{com} = \left[185 - 180 \frac{f_{cm}}{100} + 260 \left(\frac{f_{cm}}{100}\right)^2 - 84 \left(\frac{f_{cm}}{100}\right)^3\right] \quad (3.17)$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ [MPa]} \quad (3.18)$$

$$f_{ctm} = \begin{cases} 0,3 (f_{ck})^{2/3}, \text{ para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 2,12 \ln(1 + 0,1 f_{cm}), \text{ para } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \end{cases} \quad (3.19)$$

Onde:

f_{ck} : a resistência característica à compressão do concreto (MPa);

σ_{com}, τ_{com} : tensões de um ponto sobre o meridiano de compressão.

Para determinar os parâmetros c_1 e c_2 o Código Modelo *fib* 2010 (2013) adota as equações 3.20 e 3.21. Onde λ_c é a função do meridiano de compressão e λ_t é a função do meridiano de tração, calculadas pelas equações 3.22 e 3.23.

$$\begin{cases} c_1 = [2 \cos \theta - 1] \lambda_t + [1 - \cos \theta] \lambda_c, \text{ para } \frac{\lambda_c}{\lambda_t} > \frac{1}{2} \\ c_1 = \frac{\lambda_c}{\cos \left[\frac{\pi}{3} - \frac{1}{3} \arccos(c_2) \right]}, \text{ para } \frac{\lambda_c}{\lambda_t} > \frac{1}{2} \end{cases} \quad (3.20)$$

$$\begin{cases} c_2 = 1, \text{ para } \frac{\lambda_c}{\lambda_t} \leq \frac{1}{2} \\ c_2 = \cos \left\{ 3 \arctg \left[\frac{\left(2 \frac{\lambda_c}{\lambda_t} - 1 \right)}{\sqrt{3}} \right] \right\}, \text{ para } \frac{\lambda_c}{\lambda_t} > \frac{1}{2} \end{cases} \quad (3.21)$$

$$\lambda_c = \left(1 - \frac{h}{3y} \right) \sqrt{3} \beta + \sqrt{3} + \frac{\sqrt{2}}{\sqrt{3}y} \quad (3.22)$$

$$\lambda_t = \left(2\sqrt{3} - \frac{f_{2c} h}{\sqrt{3}y} \right) \beta + \frac{\sqrt{3}}{f_{2c}} + \frac{\sqrt{2} f_{2c}}{\sqrt{3}y} \quad (3.23)$$

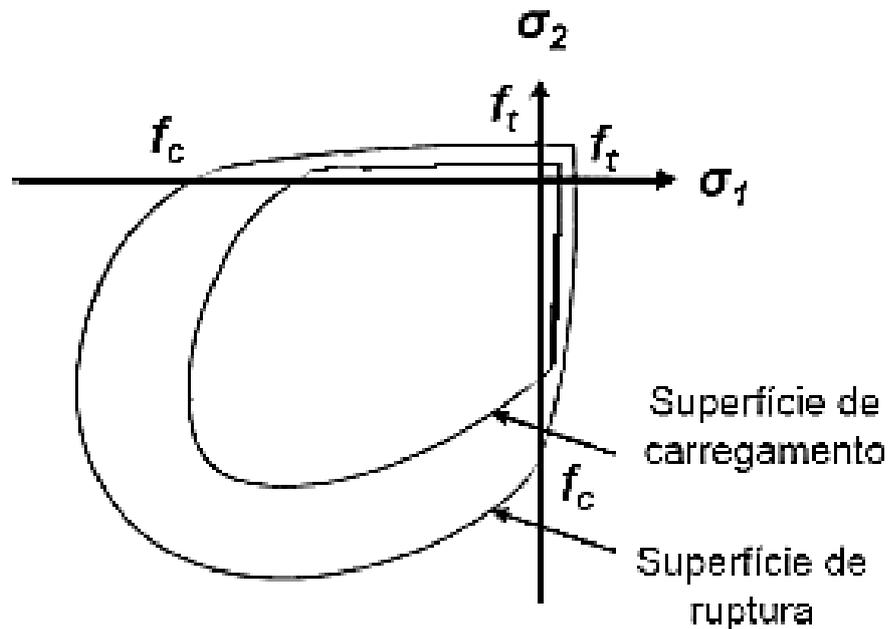
3.1.1.2 Critério de plastificação

No modelo constitutivo implementado por Lazzari (2015) e Lazzari (2016) é considerado que o concreto comprimido apresenta endurecimento isotrópico, assim como a superfície de plastificação possui o mesmo formato da superfície de ruptura. Admitindo-se que a tensão uniaxial equivalente ou tensão efetiva (σ_{ef}) é igual à resistência média à compressão do concreto (f_{cm}), obtém-se, a partir da expressão 3.8, a qual define o critério de ruptura, a equação 3.24 para a superfície de ruptura.

$$F = \frac{\lambda\sqrt{J_2} + \beta I_1 + \sqrt{(\lambda\sqrt{J_2} + \beta I_1)^2 + 4\alpha J_2}}{2} = \sigma_{ef} \quad (3.24)$$

Considerando nula a tensão de plastificação inicial, o domínio plástico, no qual o concreto apresenta um comportamento elastoplástico com endurecimento, ocorre para valores de σ_{ef} dentro do intervalo $0 \leq \sigma_{ef} \leq f_{cm}$, como pode-se observar na Figura 3.2.

Figura 3.2 – Superfícies de ruptura e de carregamento



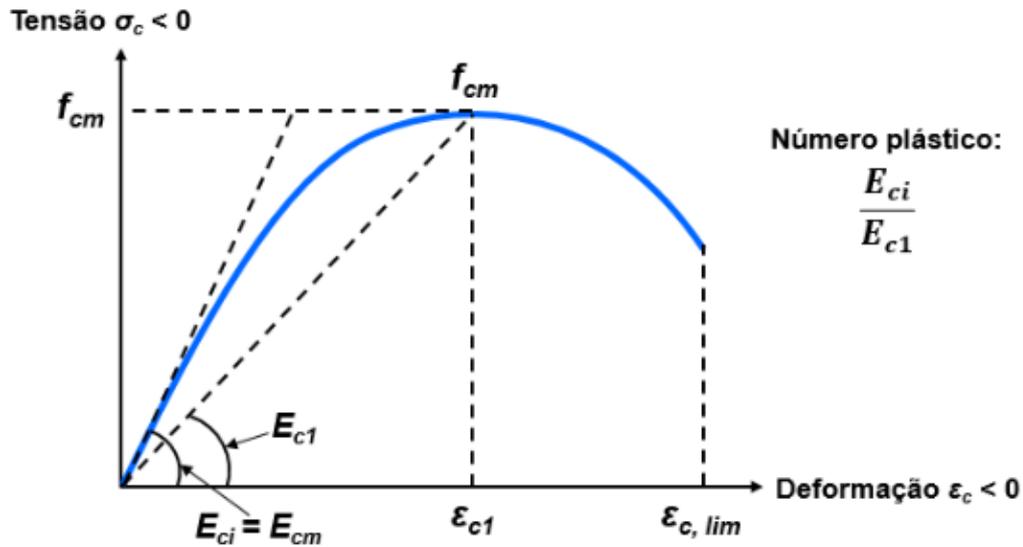
(fonte: LAZZARI, 2016)

3.1.1.3 Regra de endurecimento

O movimento das superfícies de plastificação (superfície de carregamento) no decorrer da deformação plástica é definido pela regra de endurecimento, a qual é determinada pela relação entre a tensão efetiva e a deformação plástica efetiva, possibilitando assim, extrapolar os resultados de um simples ensaio uniaxial para uma situação multiaxial.

Para isso, adotou-se a curva correspondente ao diagrama tensão-deformação para o concreto sob compressão uniaxial, proposto pelo Código Modelo *fib* 2010 (2013), exposto na Figura 3.3, como regra de endurecimento. Essa curva é determinada pela equação 3.25, na qual os valores de η e k são obtidos, respectivamente, pelas equações 3.26 e 3.27.

Figura 3.3 – Curva tensão-deformação para o concreto comprimido

(fonte: CÓDIGO MODELO *fib* 2010, 2013)

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = - \left(\frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \right) \text{ para } |\varepsilon_c| < |\varepsilon_{c,lim}| \quad (3.25)$$

$$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \quad (3.26)$$

$$k = \frac{E_{ci}}{E_{c1}}; \quad E_{ci} = \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} \quad (3.27)$$

Onde:

σ_c : tensão no concreto;

ε_c : deformação de compressão;

ε_{c1} : deformação na máxima tensão de compressão;

$\varepsilon_{c,lim}$: deformação última de compressão;

E_{ci} : módulo de elasticidade do concreto;

E_{c1} : módulo secante correspondente à máxima tensão de compressão;

k: número plástico.

Segundo Lazzari (2015), pode-se modificar a relação apresentada na equação 3.25, para que a mesma fique em função da deformação plástica, ao invés da deformação total apresentada na equação 3.28. Para isso, substitui-se a expressão 3.28 na equação 3.25, obtendo assim uma equação do segundo grau, como mostra a expressão 3.29, onde os coeficientes a, b e c são determinados pelas equações 3.30, 3.31 e 3.32, respectivamente.

$$\varepsilon_c = \frac{\sigma_c}{E_{ci}} + \varepsilon_p \quad (3.28)$$

$$a\sigma_c^2 + b\sigma_c + c = 0 \quad (3.29)$$

$$a = \frac{1}{\varepsilon_{c1}E_{ci}} \left(\frac{k-2}{f_{cm}} + \frac{1}{\varepsilon_{c1}E_{ci}} \right) \quad (3.30)$$

$$b = \frac{1}{f_{cm}} \left(1 + \frac{\varepsilon_p(k-2)}{\varepsilon_{c1}} \right) - \frac{1}{\varepsilon_{c1}E_{ci}} \left(k - \frac{2\varepsilon_p}{\varepsilon_{c1}} \right) \quad (3.31)$$

$$c = -\frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_{c1}} \left(k - \frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_{c1}} \right) \quad (3.32)$$

3.1.1.4 Vetor de fluxo plástico

Conforme Owen e Hinton (1980), embora sem ter evidências experimentais, considera-se, por simplificação, a plasticidade associada no modelo implementado. Nesta situação o vetor fluxo plástico é perpendicular à superfície de plastificação para a relação tensão-deformação dentro do domínio plástico. Este vetor pode ser determinado em termos da função de plastificação, conforme a equação 3.33. Onde F é a função de plastificação definida na equação 3.24 e σ é apresentada na equação 3.34.

$$a = \frac{\partial F}{\partial \sigma} = \frac{\partial F}{\partial I_1} \frac{\partial I_1}{\partial \sigma} + \frac{\partial F}{\partial \sqrt{J_2}} \frac{\partial \sqrt{J_2}}{\partial \sigma} + \frac{\partial F}{\partial \theta} \frac{\partial \theta}{\partial \sigma} = C_1 a_1 + C_2 a_2 + C_3 a_3 \quad (3.33)$$

$$\sigma = \{ \sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{zz}, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{xz} \} \quad (3.34)$$

Os coeficientes a_1 , a_2 e a_3 são definidos pelas equações 3.35, 3.36 e 3.37, assim como os coeficientes C_1 , C_2 e C_3 são determinados pelas equações 3.38, 3.39 e 3.40.

$$a_1 = \frac{\partial I_1}{\partial \sigma} = \{1, 1, 1, 0, 0, 0\} \quad (3.35)$$

$$a_2 = \frac{\partial \sqrt{J_2}}{\partial \sigma} = \frac{1}{2\sqrt{J_2}} \{s_{xx}, s_{yy}, s_{zz}, 2\tau_{xy}, 2\tau_{xz}, 2\tau_{yz}\} \quad (3.36)$$

$$a_3 = \frac{\partial J_3}{\partial \sigma} = \left\{ \begin{array}{l} \left(s_{yy}s_{zz} - \tau_{yz}^2 + \frac{J_2}{3} \right), 2(\tau_{xz}\tau_{xy} - s_{xx}\tau_{yz}), \\ \left(s_{xx}s_{zz} - \tau_{xz}^2 + \frac{J_2}{3} \right), 2(\tau_{xy}\tau_{yz} - s_{yy}\tau_{xz}), \\ \left(s_{zz}s_{yy} - \tau_{xy}^2 + \frac{J_2}{3} \right), 2(\tau_{yz}\tau_{xz} - s_{zz}\tau_{xy}) \end{array} \right\} \quad (3.37)$$

$$C_1 = \frac{\partial F}{\partial I_1} \quad (3.38)$$

$$C_2 = \frac{\partial F}{\partial \sqrt{J_2}} - \frac{\operatorname{tg} 3\theta}{\sqrt{J_2}} \frac{\partial F}{\partial \theta} \quad (3.39)$$

$$C_3 = -\frac{\sqrt{3}}{2\cos 3\theta} \frac{1}{(J_2)^{3/2}} \frac{\partial F}{\partial \theta} \quad (3.40)$$

Sendo que os invariantes de tensão I_1 e J_2 foram determinados nas equações 3.2 e 3.3, as tensões desviadoras foram definidas nas equações 3.5, 3.6 e 3.7, assim como o ângulo de similaridade do concreto θ apresentado na equação 3.10. Além disso, τ_{xy} , τ_{yz} e τ_{xz} são as tensões tangenciais totais.

3.1.2 Concreto tracionado: modelo para fissuração

O modelo utilizado para representar o concreto tracionado é o sugerido por Hinton (1988), onde o concreto é modelado como sendo um material elástico com amolecimento, ou seja, comporta-se como um material elástico-linear até a ruptura, e após isso, adota-se o modelo de fissuras distribuídas. Neste modelo de fissuras distribuídas, a malha de elementos finitos não é alterada, sendo que o dano devido à fissuração é representado pela modificação nas propriedades do material. O modelo de fissuras distribuídas é especificado por um critério de fissuração, uma regra para a colaboração do concreto entre fissuras e um modelo para a transferência das tensões de corte.

A fim de verificar se o nível de tensão nos pontos de integração dos elementos alcançou a superfície de ruptura adotou-se, neste trabalho, o critério de ruptura proposto por Ottosen (1977), conforme exposto no item 3.1.1.1. Uma vez que o ponto atinja a superfície de ruptura, para definir se a falha ocorreu por fissuração ou por esmagamento do concreto, considerou-se o critério proposto pelo boletim nº 156 do CEB (1983):

- 1) Se $\sigma_1 \geq \frac{f_{tm}}{2}$, o ponto de integração fissurou;
- 2) Se $\sigma_1 < \frac{f_{tm}}{2}$, o ponto de integração esmagou;

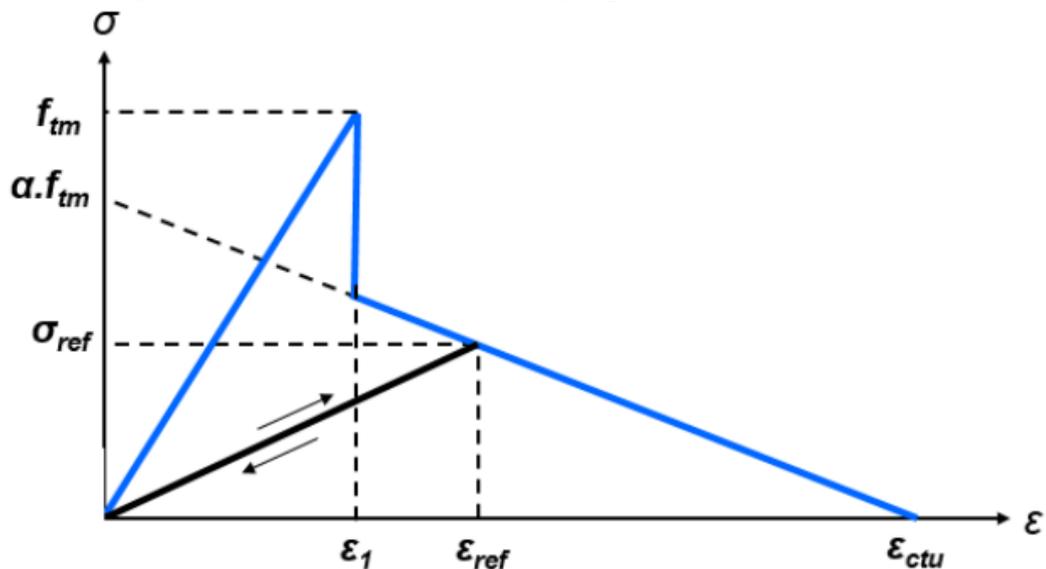
Sendo σ_1 a tensão principal de tração, calculada pela equação 3.41:

$$\sigma_1 = \frac{2\sqrt{J_2}}{\sqrt{3}} \operatorname{sen} \left(\theta + \frac{2\pi}{3} \right) + \frac{I_1}{3} \quad (3.41)$$

Em um ponto de integração fissurado, o concreto, que a princípio é classificado como isotrópico, passa a ser ortotrópico após a fissuração e considera-se que uma fissura tenha se formado num plano ortogonal à tensão principal de tração, e que os eixos locais coincidam com as direções principais. Desta forma, são reduzidos os módulos de elasticidade longitudinal e transversal nessa direção, e o efeito de Poisson é desprezado (HINTON, 1988).

Segundo Hinton (1988), após a fissuração, o concreto entre as fissuras continua resistindo aos esforços de tração e suportando um certo nível de tensão, contribuindo para a rigidez total da estrutura, em virtude da aderência entre o concreto e as barras de aço. Este fenômeno é conhecido como efeito de enrijecimento à tração ou *tension stiffening*. A consideração deste efeito no modelo numérico é realizada alterando-se o comportamento do concreto ou do aço. A opção empregada neste trabalho, assim como em Lazzari (2016), consiste em modificar a curva tensão-deformação do concreto tracionado, introduzindo assim um ramo descendente suave na curva, Figura 3.4, para considerar a degradação da aderência, que provoca perdas de resistência à tração após a fissuração.

Figura 3.4 – Curva tensão-deformação para o concreto tracionado



(fonte: HINTON, 1988 *apud* LAZZARI, 2016)

A relação constitutiva adotada para o concreto em tração foi utilizada por Martinelli (2003), sendo apresentada na equação 3.42, onde α é um parâmetro que define a inclinação do ramo linear descendente e ε_{ctu} é um parâmetro que indica a deformação limite para a qual a

colaboração do concreto entre fissuras não deve mais ser considerada. No presente estudo, os valores adotados para α e ε_{ctu} foram 0,6 e 0,01, respectivamente.

$$\sigma = \alpha f_{cm} \left(1 - \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{ctu}} \right) \quad (3.42)$$

A partir da fissuração de determinado ponto de integração, considera-se desacoplada a rigidez segundo os eixos locais da fissura. Assim, para cada uma das duas direções principais paralelas ao plano da fissura, são utilizados diagramas tensão-deformação correspondentes a solicitações uniaxiais. Caso se tenha um encurtamento em uma destas direções, o diagrama tensão-deformação adotado é o apresentado na Figura 3.3. Caso se tenha um alongamento, o diagrama passa a ser o da Figura 3.4.

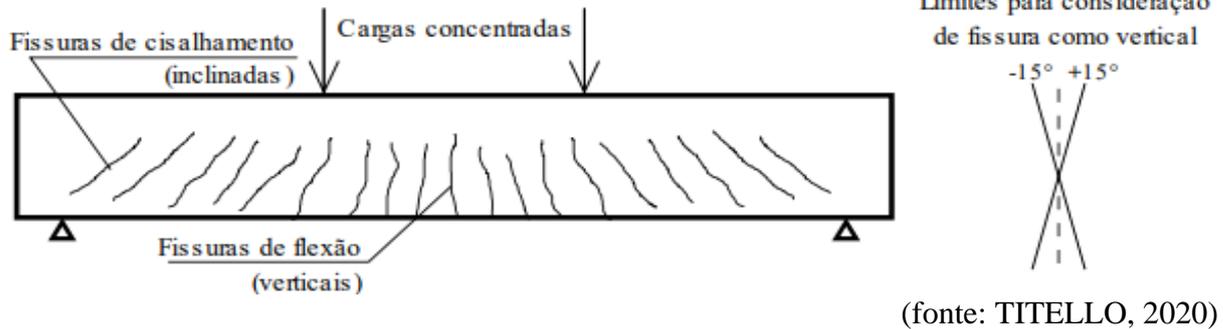
A fissuração em outros pontos de integração ou carregamentos posteriores provocam uma redistribuição de tensões, o que pode, eventualmente, forçar algum ponto inicialmente fissurado a fechar total ou parcialmente. Nesta situação, a tensão normal à fissura deve ser ajustada se a deformação atual (ε) for menor que a máxima deformação de tração na direção transversal da fissura (ε_{ref}). Para isso, utiliza-se a equação 3.43:

$$\sigma = \frac{\sigma_{ref}}{\varepsilon_{ref}} \varepsilon \quad (3.43)$$

Sendo σ_{ref} a tensão calculada pela interpolação da curva de comportamento, através da deformação ε_{ref} . A Figura 3.4 apresenta a trajetória dessa “descarga” secante em virtude do fechamento da fissura. A reabertura da fissura permanece na mesma trajetória até que se exceda a deformação ε_{ref} , após isso, segue a trajetória descendente estabelecida pela equação 3.42.

Titello (2020) introduziu um novo critério no modelo do concreto fissurado, onde a consideração do efeito de enrijecimento à tração depende da orientação da armadura, proporcionando melhor precisão na análise de vigas sem armaduras transversais. Diante disso, caso não sejam utilizadas armaduras transversais, o efeito é considerado apenas para fissuras verticais, sendo que para reduzir erros, são classificadas como verticais as fissuras que formam um ângulo de até 15° com a vertical. A Figura 3.5 ilustra as fissuras típicas de uma viga, bem como os limites angulares adotados no modelo para consideração da fissura como vertical.

Figura 3.5 – Fissuras típicas em uma viga e limite angular para considerar fissura vertical



Por fim, considera-se o surgimento de tensões de corte no plano da fissura. No concreto, essas tensões são transmitidas entre as superfícies rugosas da fissura, sendo que existem dois mecanismos principais para transferência desses esforços verticais, os quais são denominados de engrenamento dos agregados e efeito de pino da armadura. As variáveis envolvidas nesses efeitos são o tipo e a granulometria dos agregados, o diâmetro das barras, a taxa de armadura e a inclinação das barras em relação ao plano da fissura. Estes mecanismos são controlados pela abertura da fissura, onde a capacidade de transferência das tensões de corte é inversamente proporcional ao aumento desta abertura (LAZZARI, 2020).

Uma vez que os mecanismos supracitados não podem ser representados diretamente no modelo de fissuras distribuídas, utilizou-se uma aproximação adotada por Hinton (1988), que consiste em atribuir ao módulo de elasticidade transversal do concreto correspondente ao plano fissurado um valor reduzido, calculado pela equação 3.44. Para os elementos estruturais analisados neste trabalho foram realizados alguns testes, onde pode-se concluir que a redução do módulo de elasticidade transversal do concreto só seria considerada quando a deformação normal à fissura ultrapassasse o valor de 0,01.

$$G_c = \beta_f G_0 \quad (3.44)$$

Onde G_c é o novo valor para o módulo de elasticidade transversal, G_0 é o módulo de elasticidade transversal do concreto não fissurado, obtido pela equação 3.45, e β_f é um fator redutor determinado pela equação 3.46, sendo que o valor do expoente k_1 foi definido através de testes nas vigas estudadas.

$$G_0 = \frac{E_c}{2(1+\nu)} \quad (3.45)$$

$$\beta_f = 1 - \left(\frac{\varepsilon_t}{0,005} \right)^{k_1} \quad (3.46)$$

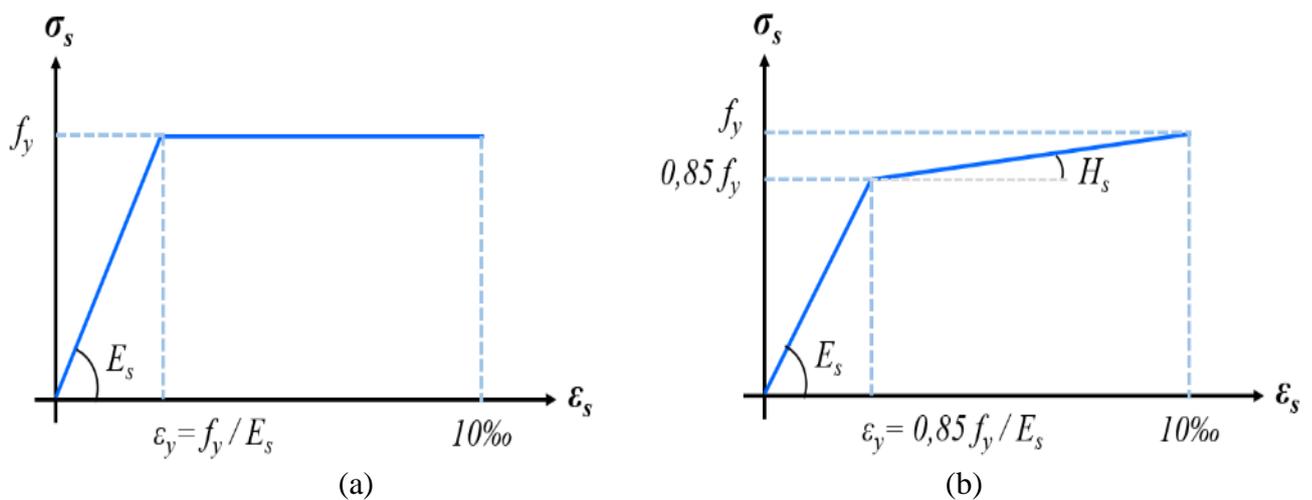
Sendo que E_c é o módulo de elasticidade longitudinal do concreto; ν é o coeficiente de Poisson; ε_t é a deformação de tração perpendicular à fissura e k_1 é um parâmetro entre 0,3 e 1, sendo adotado, neste trabalho, 0,5.

3.2 AÇO

Nas estruturas de concreto armado, considera-se que as barras de aço resistam somente a esforços axiais, portanto, para descrever o comportamento das armaduras adota-se um modelo uniaxial. O aço é classificado como um material elastoplástico, possuindo o mesmo comportamento em tração e compressão, e sendo representado por um diagrama tensão-deformação bilinear.

Conforme Lazzari (2016), em função do processo de fabricação do material, as barras podem apresentar dois comportamentos: para aços obtidos por laminação a quente, com patamar de escoamento bem definido, utilizou-se o modelo elastoplástico perfeito, apresentado na Figura 3.6a; já para os aços encruados a frio, adotou-se o modelo elastoplástico com endurecimento linear a partir 0,85 da tensão de escoamento, como ilustrado na Figura 3.6b.

Figura 3.6 – Modelos constitutivos para armaduras: (a) elastoplástico perfeito e (b) elastoplástico com endurecimento linear



(fonte: LAZZARI, 2016)

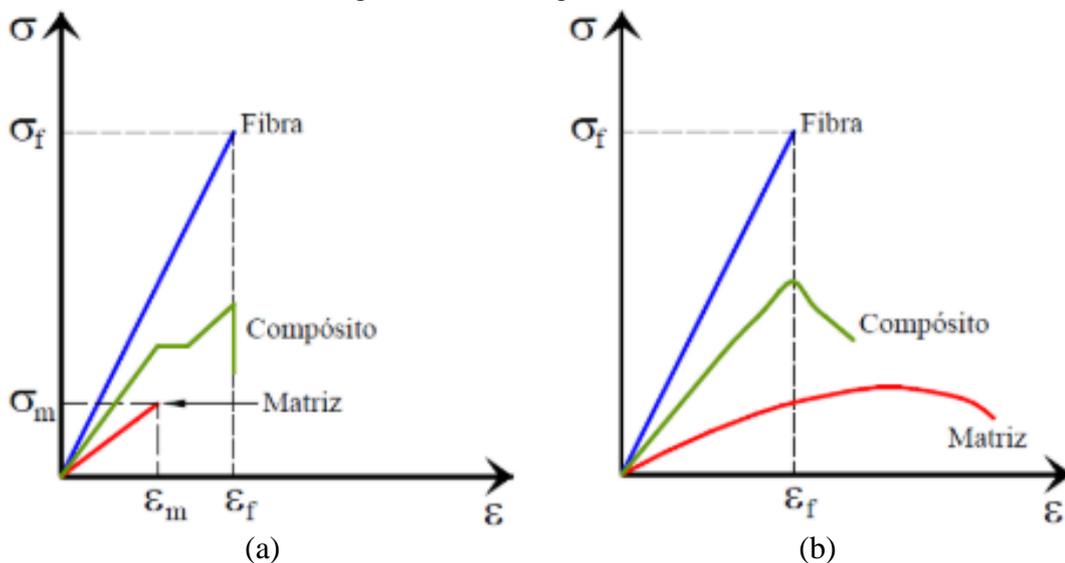
Como parâmetro de endurecimento utilizou-se 1% do módulo de elasticidade para os aços com patamar de escoamento bem definido e o valor obtido pela equação 3.47 para os aços encruados a frio. Onde f_y é a tensão de escoamento e E_s é o módulo de elasticidade do aço.

$$H_s = \frac{0,15 f_y}{10\% - \frac{0,85 f_y}{E_s}} \quad (3.47)$$

3.3 ELEMENTO DE REFORÇO

O polímero reforçado com fibras de carbono consiste basicamente em uma matriz polimérica que envolve as fibras de carbono. As fibras são responsáveis pela resistência do sistema e a matriz tem a função de transferir as tensões de cisalhamento. A matriz polimérica deve, indispensavelmente, possuir um alongamento de ruptura muito superior ao apresentado pelas fibras de carbono, a fim de evitar o colapso por ruptura frágil da matriz, conforme mostra a Figura 3.7a. Para isso, os sistemas compósitos atuam com fibras apresentando uma ruptura frágil e a matriz polimérica uma ruptura dúctil, como ilustra a Figura 3.7b (MACHADO, 2010).

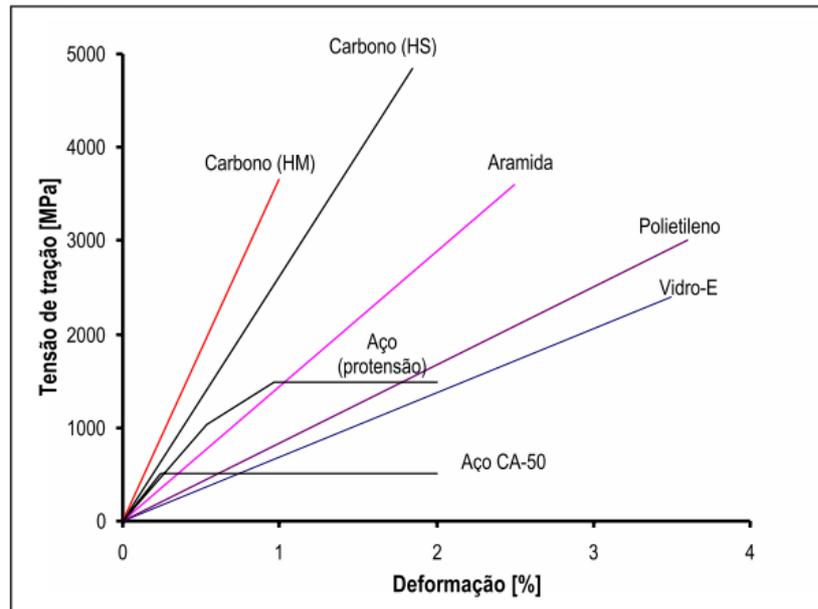
Figura 3.7 – Diagramas tensão-deformação dos sistemas compósitos: (a) fibra frágil/matriz frágil; (b) fibra frágil/matriz dúctil



(fonte: adaptado de MACHADO, 2010)

O diagrama tensão-deformação do aço e das fibras mais utilizadas na construção civil é apresentado na Figura 3.8, sendo que é possível observar que, diferentemente do aço, a fibra de carbono atinge a resistência última à tração sem que ocorra escoamento do material, além de apresentar um módulo de elasticidade superior ao dos outros materiais.

Figura 3.8 – Diagrama tensão-deformação de fibras e metais



(fonte: BEBER, 2003)

Diante disso, tem-se que o polímero reforçado com fibras de carbono é um material que apresenta um comportamento elástico linear até ruptura, e após isso, o material não proporciona mais nenhuma capacidade resistente.

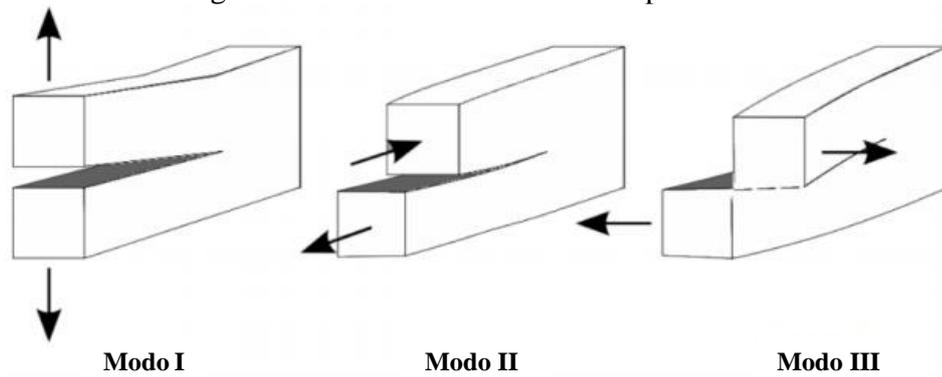
3.4 INTERFACE

Para a modelagem numérica de estruturas com interface, pode-se utilizar inúmeras abordagens, dentre elas estão a mecânica do contínuo, a mecânica de fratura, o método dos elementos finitos e a mecânica do dano, a qual possui como modelo mais estudado o modelo de zona coesiva (DA SILVA; CAMPILHO, 2012).

O modelo de zona coesiva (*Cohesive Zone Model - CZM*) é adotado quando as dimensões da região aderente são desprezíveis. Este método é muito utilizado em análises de problemas que envolvem materiais compósitos, pois evita a singularidade e pode ser facilmente implementado em métodos numéricos, como por exemplo o método de elementos finitos. Além disso, o CZM utiliza a relação entre tensão e deslocamento relativo para a análise da interface (SARTURI, 2014; OUYANG; LI, 2009).

A separação da interface entre elementos de contato, denominada de descolamento, é caracterizada em função da abertura normal e do deslizamento tangencial. Assim como na mecânica da fratura, os modelos de zona coesiva classificam o processo de descolamento em três modos básicos, como pode-se observar na Figura 3.9.

Figura 3.9 – Modos de fraturas independentes

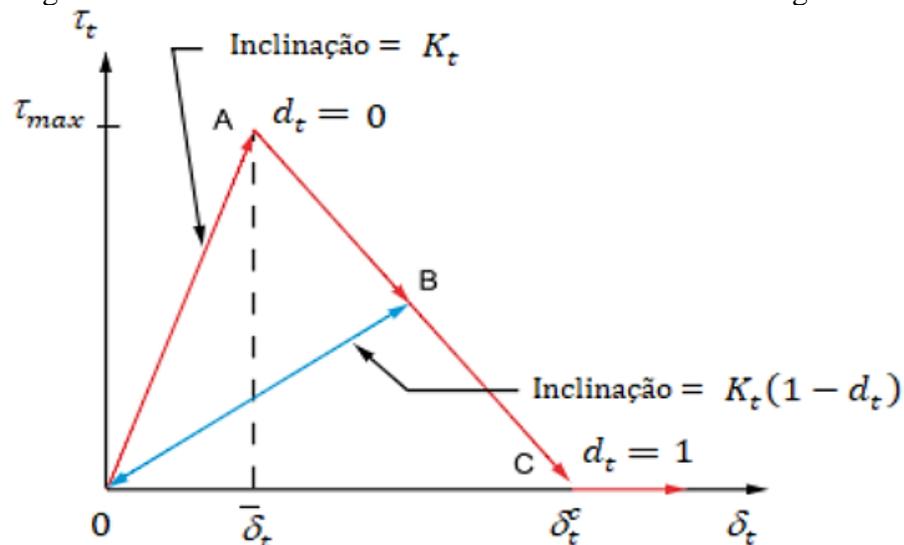


(fonte: BRANDÃO, 2018)

No Modo I de separação o afastamento normal à interface domina o deslizamento tangencial. Já no Modo II de separação ocorre o inverso do Modo I, visto que o deslizamento tangencial é dominante sobre o afastamento normal. No Modo III de separação, também chamado de Modo Misto, o descolamento depende dos componentes normal e tangencial, ou seja, envolve os Modos I e II. Além disso, no modo misto, as tensões normais e tangenciais contribuem para a energia total de fratura, assim como o descolamento ocorre antes que a energia de fratura crítica seja alcançada para os componentes independentes (ANSYS, 2021).

Conforme Medeiros (2019), a maior parte das simulações numéricas realizadas admitem que a interface entre o concreto e o PRFC é dominada pelos deslocamentos tangenciais, isto é, o Modo II de separação. Diante disso, neste trabalho, será utilizado um comportamento conduzido pelo Modo II, no qual a relação tensão tangencial de contato e o deslizamento apresenta um formato bilinear, como exposto na Figura 3.10.

Figura 3.10 – Curva da tensão de contato e deslizamento tangenciais



(fonte: adaptado de ANSYS, 2021)

Para descrever o modelo de zona coesiva bilinear implementado no ANSYS utiliza-se a equação 3.48, onde τ_t é a tensão tangencial de contato, K_t é a rigidez tangencial de contato, δ_t é o deslizamento e d_t é o parâmetro de descolamento, calculado pela equação 3.49.

$$\tau_t = K_t \delta_t (1 - d_t) \quad (3.48)$$

$$d_t = \left(\frac{\delta_t - \bar{\delta}_t}{\delta_t} \right) \left(\frac{\delta_t^c}{\delta_t^c - \bar{\delta}_t} \right) \quad (3.49)$$

Sendo que, $\bar{\delta}_t$ é o deslizamento equivalente a máxima tensão tangencial de contato e δ_t^c é o deslizamento no final do processo de descolamento. O parâmetro d_t apresenta valor zero para $\Delta_t \leq 1$, assim como valor maior que zero e menor ou igual a um para $\Delta_t > 1$, sendo Δ_t determinado pela equação 3.50:

$$\Delta_t = \frac{\delta_t}{\delta_t^c} \quad (3.50)$$

A área sob a curva do gráfico apresentado na Figura 3.10 corresponde a energia crítica de fratura, a qual é calculada pela equação 3.51, onde τ_{max} é a tensão tangencial máxima de contato.

$$G_{ct} = \frac{\tau_{max} \delta_t^c}{2} \quad (3.51)$$

Para definir estes parâmetros do modelo a ser implementado no ANSYS, será utilizado um dos modelos de interface mais precisos propostos na literatura, que é o modelo bilinear de Lu et al. (2005). Este modelo pode ser adotado para representar o comportamento da interface concreto-reforço, sendo que para isso, a curva que governa este comportamento é determinada em função da tensão cisalhante e seu deslocamento correspondente. Diante disso, as equações a seguir descrevem matematicamente o modelo bilinear adotado neste trabalho:

$$\tau = \tau_{max} \frac{s}{s_0}, \text{ se } s \leq s_0 \quad (3.52)$$

$$\tau = \tau_{max} \frac{s_f - s}{s_f - s_0}, s_0 < s \leq s_f \quad (3.53)$$

$$\tau = 0, s > s_f \quad (3.54)$$

$$s_f = \frac{2 G_f}{\tau_{max}} \quad (3.55)$$

$$\tau_{max} = 1,5\beta_w f_t \quad (3.56)$$

$$\beta_w = \sqrt{\frac{2,25 - b_f/b_c}{1,25 + b_f/b_c}} \quad (3.57)$$

$$f_t = 0,395 f_{cu}^{0,55} \quad (3.58)$$

$$f_{cu} = \frac{f_c}{0,76} \quad (3.59)$$

$$s_0 = 0,0195\beta_w f_t \quad (3.60)$$

$$G_f = 0,308\beta_w^2 \sqrt{f_t} \quad (3.61)$$

Onde o coeficiente β_w é o fator que relaciona a largura do reforço de PRFC (b_f) e a largura da viga de concreto (b_c), f_t é a resistência do concreto à tração, definida a partir da resistência do concreto à compressão, obtida em corpos de prova cúbicos (f_{cu}). A equação 3.59 relaciona a resistência f_{cu} com a resistência à compressão média (f_c). O deslizamento quando a tensão de aderência é máxima (s_0) é definido na equação 3.60. Por fim, o deslizamento quando o descolamento ocorre (s_f) é calculado a partir da energia de fratura da interface (G_f) e da tensão máxima de aderência (τ_{max}), como mostra a equação 3.55.

4 MODELAGEM COMPUTACIONAL

O método dos elementos finitos sofreu um grande desenvolvimento na década de 60 e, com a popularização dos computadores, passou a ser uma ferramenta numérica amplamente utilizada para análise de estruturas. Este método tem como objetivo principal a determinação do estado de tensão e deformação de estruturas, sendo que estas podem apresentar geometria arbitrária, serem constituídas por materiais diversos e estarem submetidas a qualquer tipo de carregamento (AZEVEDO, 2003).

Diante disso, para realização das simulações numéricas deste trabalho, optou-se por utilizar o método dos elementos finitos, visto que este método é uma das formas mais eficientes de analisar o comportamento não linear dos materiais concreto e aço, e ainda possibilita a consideração das falhas por perda de aderência do sistema de reforço, a partir da introdução de elementos especiais na região de interface. Para realizar estas análises, utilizou-se o programa em elementos finitos ANSYS (*Analysis Systems Incorporated*), versão 19.2, o qual vem sendo cada vez mais utilizado para modelagem computacional de estruturas, tanto no meio acadêmico quanto profissional, em virtude da sua programação interna mais acessível e interface mais amigável.

Além disso, o ANSYS possui uma linguagem chamada APDL (*ANSYS Parametric Design Language*) que proporciona ao usuário um maior controle sobre a simulação numérica, pois permite que o problema seja estruturado em arquivo de texto (*scripts*), assim como a criação de variáveis, aplicação de estruturas de controle (como IF e DO) e execução de inúmeras funções de pré e pós-processamento. A plataforma ANSYS disponibiliza ainda diversas opções de elementos finitos e modelos constitutivos de materiais pré-definidos internamente, bem como uma ferramenta de customização que possui recursos programáveis em Fortran 77, que possibilitam a customização de aspectos padrões do programa, como por exemplo a implementação de novos comportamentos dos materiais. Outro aspecto relevante é que o ANSYS possui manuais descritivos da teoria e um excelente menu de ajuda com a sintaxe de comandos APDL, o que facilita a compreensão e utilização deste *software*.

Diante disso, este capítulo apresenta as informações a respeito do funcionamento do *software* ANSYS em problemas não lineares, as particularidades dos elementos finitos adotados na modelagem computacional, assim como algumas informações sobre a customização do material realizada por Lazzari (2015) e Lazzari (2016) através da rotina USERMAT.

4.1 SOLUÇÃO DE PROBLEMAS NÃO LINEARES NO ANSYS

A formulação de um modelo estrutural, em elementos finitos, tem a finalidade de dividir o meio contínuo em elementos discretos que apresentem um comportamento conhecido, gerando assim uma malha de elementos. Este processo de discretização produz o conjunto de equações a seguir (ANSYS, 2021):

$$[K]\{u\} = \{F^a\} \quad (4.1)$$

Sendo:

$[K]$: a matriz de rigidez global resultante da montagem das matrizes de rigidez de cada elemento;

$\{u\}$: vetor incógnita contendo os deslocamentos nodais de todos os nós de cada elemento;

$\{F^a\}$: vetor de forças externas aplicadas nos nós.

Quando o problema possui uma matriz de rigidez global $[K]$ que sofre alterações conforme o nível da carga ou do tempo, ou que é função dos graus de liberdade incógnitos (ou de seus derivados), a equação 4.1 é dita não linear. Nessa situação, a utilização do método dos elementos finitos ocasiona a montagem de um sistema de equações não lineares, sendo necessário a aplicação de um método numérico para solução. Para isso o ANSYS utiliza o método de Newton-Raphson, que possui convergência bastante eficaz e sua formulação, baseada em Bathe (1996), consiste em aplicar as equações 4.2 e 4.3 (ANSYS, 2021):

$$[K_i^T]\{\Delta u_i\} = \{F^a\} - \{F_i^{nr}\} \quad (4.2)$$

$$\{u_{i+1}\} = \{u_i\} + \{\Delta u_i\} \quad (4.3)$$

Sendo:

$[K_i^T]$: matriz de rigidez tangente na iteração atual i ;

$\{\Delta u_i\}$: vetor de incrementos de deslocamentos nodais na iteração atual i ;

$\{F^a\}$: vetor de forças externas aplicadas;

$\{F_i^{nr}\}$: vetor de forças internas, ou vetor de forças restauradoras, na iteração atual i ;

$\{F^a\} - \{F_i^{nr}\} = \{R_i\}$: vetor de carga desbalanceado, também chamado de resíduo, para a iteração atual i ;

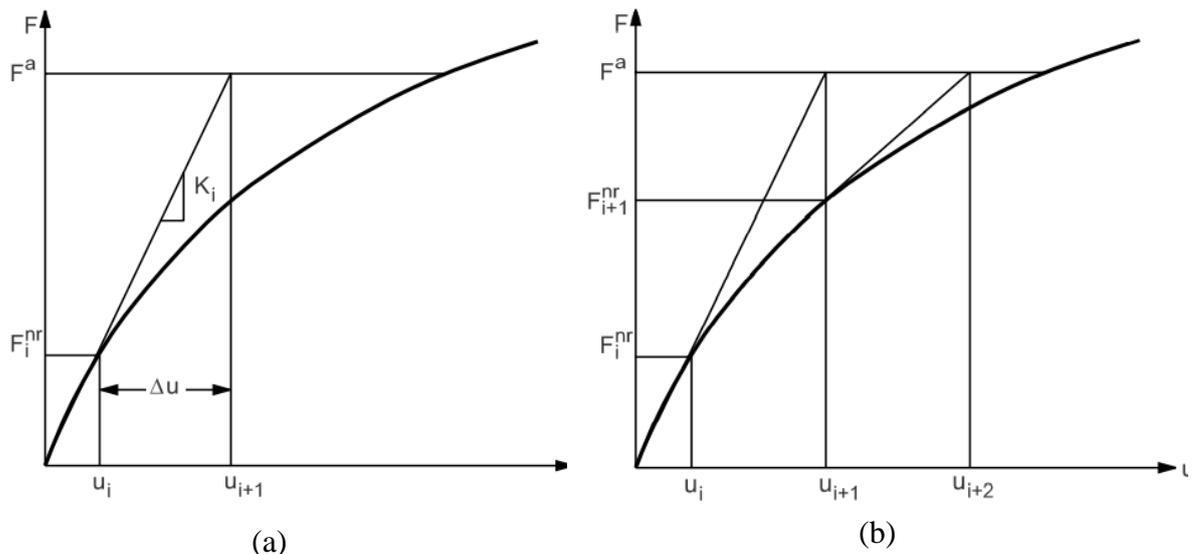
$\{u_{i+1}\}$: vetor contendo o valor das incógnitas dos nós para a próxima iteração $i+1$;

$\{u_i\}$: vetor incógnita dos nós para a iteração atual i .

A Figura 4.1 apresenta o método de Newton-Raphson aplicado em uma iteração e na iteração seguinte. O processo iterativo pode ser simplificado nos seguintes passos (ANSYS, 2021):

- 1) Atribuir $\{u_0\} = \{0\}$ para a primeira iteração. Nas próximas aproximações, utiliza-se o deslocamento da solução que convergiu no passo anterior;
- 2) Calcular a matriz tangente atualizada $[K_i^T]$ e o vetor de forças internas $\{F_i^{nr}\}$, a partir do deslocamento do passo 1 $\{u_i\}$;
- 3) Calcular o vetor $\{\Delta u_i\}$ a partir da equação 4.2;
- 4) Adicionar $\{\Delta u_i\}$ ao vetor de incógnitas $\{u_i\}$, conforme a equação 4.3, para obter a próxima iteração $\{u_{i+1}\}$;
- 5) Repetir os passos 2, 3 e 4 até que a convergência seja obtida, ou seja, o resíduo apresente valor inferior à tolerância determinada.

Figura 4.1 – Método de Newton-Raphson: (a) primeira iteração; (b) próxima iteração



(fonte: adaptado de ANSYS, 2021)

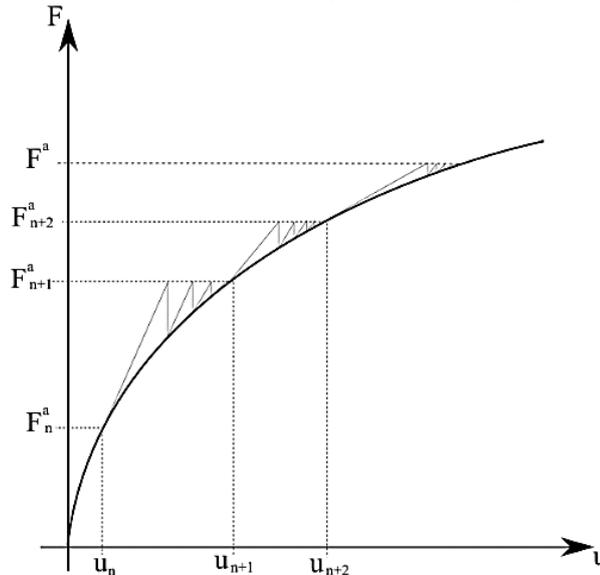
Quando a análise contém plasticidade, o processo de solução exige que alguns passos intermediários estejam em equilíbrio. Para isso, realiza-se uma análise incremental, que consiste na aplicação do vetor de cargas final em incrementos e/ou na atualização das propriedades dos materiais em incrementos de tempo. Dessa forma, é necessário acrescentar mais um índice nas equações 4.2 e 4.3, que passam a ser demonstradas pelas equações 4.4 e 4.5:

$$[K^T]_{n,i} \{\Delta u\}_{n,i} = \{F^a\}_n - \{F^{nr}\}_{n,i} \quad (4.4)$$

$$\{\mathbf{u}\}_{n,i+1} = \{\mathbf{u}\}_{n,i} + \{\Delta\mathbf{u}\}_{n,i} \quad (4.5)$$

Sendo n o subpasso de incremento de carga ou tempo (*substep*) e i a iteração de equilíbrio. Os valores de $[K_i^T]_{n,0}$, $\{\Delta u_i\}_{n,0}$ e $\{F_i^{rr}\}_{n,0}$ empregados na primeira iteração de equilíbrio são iguais à solução convergente anterior $n-1$, como pode-se observar na Figura 4.2.

Figura 4.2 – Ilustração do método de Newton-Raphson com etapas intermediárias de equilíbrio



(fonte: adaptado de ANSYS, 2013 *apud* QUEVEDO, 2017)

No ANSYS, os incrementos são definidos por meio da utilização dos comandos DELTIM, que especifica o tamanho do subpasso, o tamanho mínimo e máximo; ou pelo comando NSUBST, que determina o número de subpassos, assim como o número mínimo e máximo de divisões. Caso a convergência não ocorra nas iterações de equilíbrio, o ANSYS possibilita, por meio do comando AUTOTS, ativar a opção de definição automática de subpassos intermediários que otimizam o método. Além disso, para cada incremento de carga ou tempo as iterações de equilíbrio seguem até que a convergência seja atingida ou o limite máximo de iterações seja alcançando, sendo que este limite pode ser modificado através do comando NEQIT.

O ANSYS, através de uma série de formulações, proporciona ao usuário controlar a convergência do método de Newton-Raphson ao utilizar o comando NROPT, que possui quatro alternativas conforme a atualização da matriz de rigidez ao longo do processo. Neste trabalho, empregou-se o método de Newton-Raphson Completo (*Full*), onde a matriz de rigidez é atualizada a cada iteração.

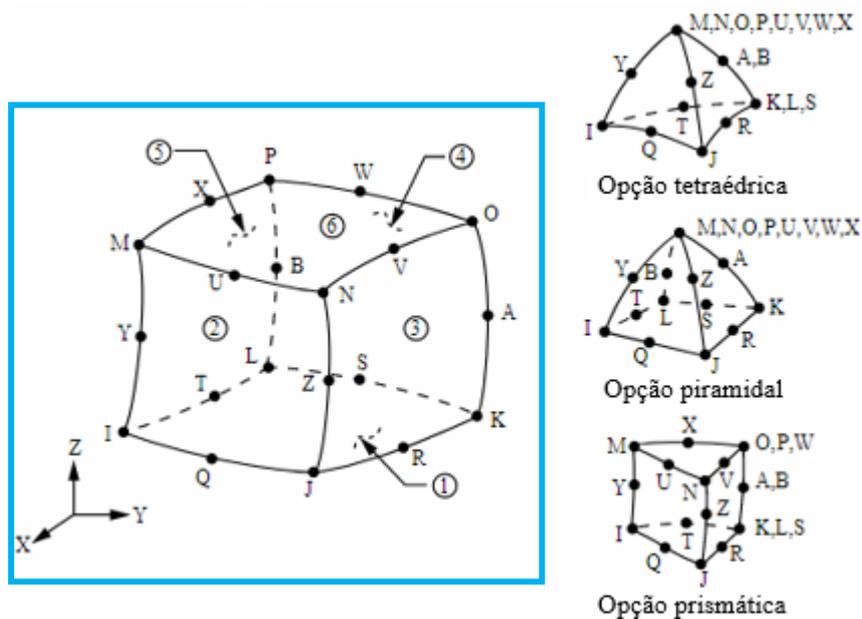
4.2 ELEMENTOS FINITOS UTILIZADOS

O *software* ANSYS disponibiliza em sua biblioteca uma série de elementos finitos, sendo que a escolha é realizada conforme o tipo de problema a ser estudado, função estrutural e esforço computacional. Nos itens 4.2.1 a 4.2.4 são apresentadas as características dos elementos finitos adotados para representação do concreto, do aço, do reforço de PRFC, assim como da interface concreto-reforço nas vigas de concreto armado analisadas.

4.2.1 SOLID186

O SOLID186 é um elemento quadrático tridimensional composto por 20 nós, distribuídos conforme apresenta a Figura 4.3, e com três graus de liberdade por nó (translação segundo os eixos X, Y e Z). Além do formato hexaédrico, utilizado neste estudo, o elemento SOLID186 pode apresentar uma configuração tetraédrica, piramidal ou prismática, permitindo assim a adaptação à geometria do modelo. O elemento possibilita a formulação de materiais com modelos constitutivos elásticos, hiperelásticos, plásticos, que possuem fluência e grandes deformações.

Figura 4.3 – Elemento SOLID186



(fonte: ANSYS, 2021)

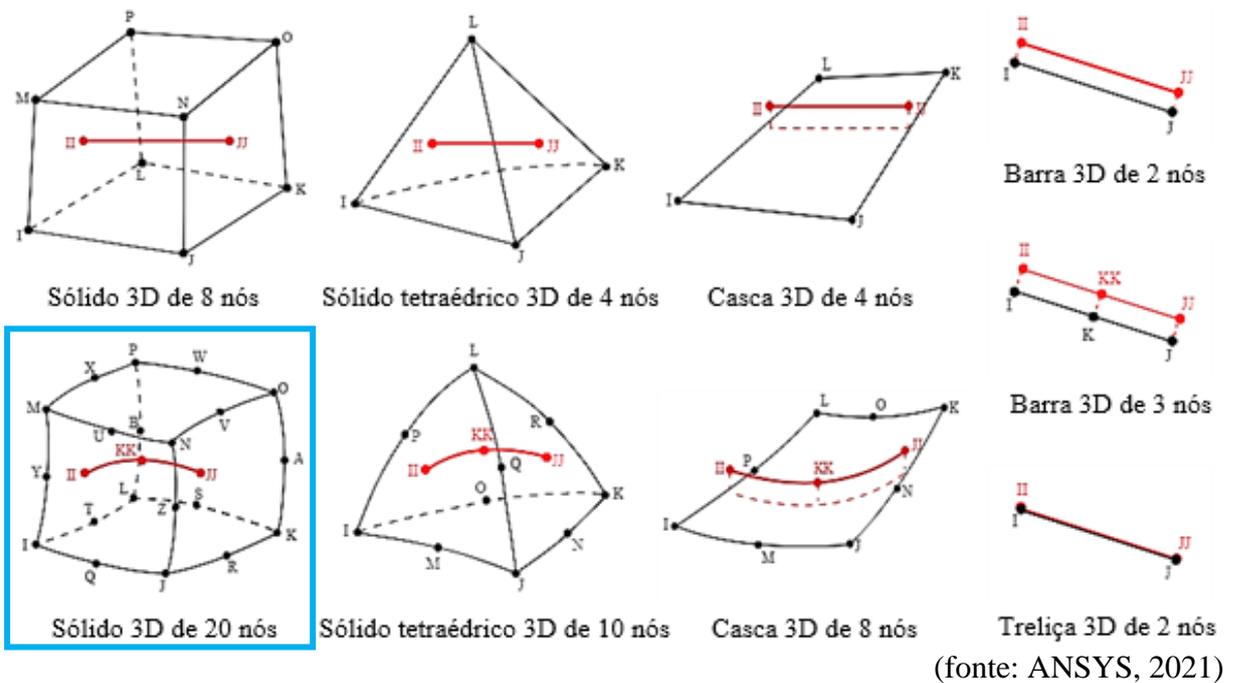
A escolha do elemento SOLID186 para a modelagem das peças de concreto ocorreu, pois o mesmo obtém bons resultados, sem a necessidade de grande discretização da malha, reduzindo assim de forma considerável o tempo de análise estrutural. Além disso, o elemento possui compatibilidade com o elemento REINF264, que é imprescindível para a representação do

concreto com armadura incorporada. Em relação às configurações do elemento, utilizou-se a formulação clássica de deslocamento puro (*pure displacement*).

4.2.2 REINF264 e MESH200

O REINF264 é um elemento de reforço que pode ser utilizado em conjunto com elementos de barra, elementos de casca ou nos elementos sólidos, conforme pode-se observar na Figura 4.4. Este elemento é adequado para simular fibras de reforço com orientações arbitrárias, sendo que cada fibra é modelada separadamente e possui somente rigidez axial. As coordenadas nodais, graus de liberdade e conectividades do elemento REINF264 são idênticas às do elemento finito no qual está inserido, que, neste trabalho, é o SOLID186. Além disso, o elemento REINF264 possibilita a utilização de modelos com plasticidade, tensão inicial, fluência e grandes deformações.

Figura 4.4 – Elemento REINF264



Neste trabalho, utiliza-se o elemento REINF264 para representar de forma discreta as armaduras em aço, que estão incorporadas, assim como perfeitamente aderidas ao sólido de concreto. Em relação à definição do material, geometria e orientação dos elementos de armadura, o ANSYS disponibiliza dois métodos, sendo eles: o método com malha independente e o método padrão. Optou-se pelo método com malha independente, tendo em vista que o mesmo proporciona muita flexibilidade para o posicionamento do reforço nos elementos de base. Este método utiliza os elementos MESH200, os quais são apenas elementos de malhas,

que não contribuem para a solução do problema, mas definem a posição para criação dos elementos de reforço.

A metodologia para utilizar o método de malha independente, consiste, primeiramente, na criação dos elementos que servirão de base para o reforço, nesta situação a malha de elementos SOLID186. Posteriormente, deve-se desenhar as linhas que representam a posição de cada barra de aço no modelo. Logo após, essas linhas são discretizadas em elementos MESH200, que são representados por elementos de barra com suas respectivas seções transversais e materiais. Tendo em vista a criação do reforço, são selecionados tanto os elementos base quanto os elementos MESH200, e em seguida o comando EREINF. Dessa forma, o ANSYS reconhece onde os elementos MESH200 estão cruzando com os elementos de base e cria elementos REINF264 nestas posições. Por fim, deve-se verificar se os elementos de reforço foram criados corretamente (ANSYS, 2021; BENINCÁ, 2019).

Para definir o modelo constitutivo da armadura no ANSYS, neste trabalho, utilizou-se o modelo constitutivo BISO (*Bilinear Isotropic Hardening*) disponível na biblioteca interna do *software*. Os dados de entrada são o módulo de elasticidade do material, a tensão de escoamento e o módulo de endurecimento, o qual não pode apresentar um valor inferior a zero ou superior ao módulo de elasticidade.

4.2.3 SHELL281

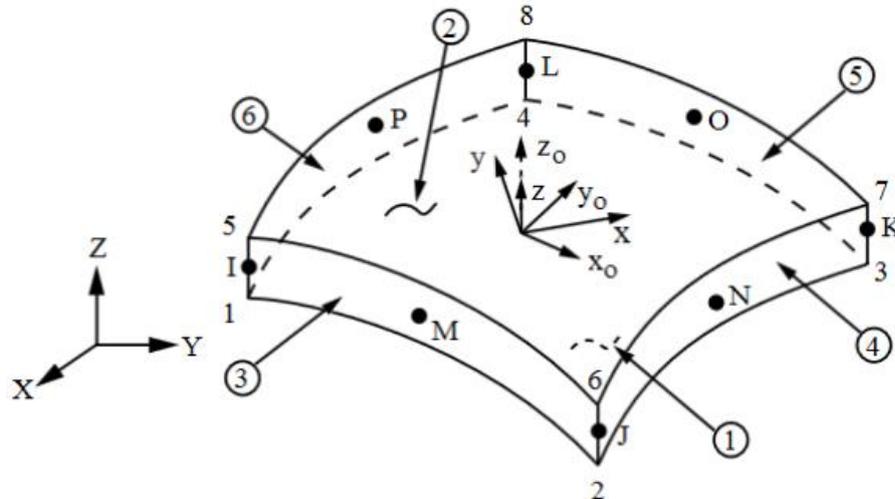
O SHELL281 é um elemento de casca que possui 8 nós, como mostra a Figura 4.5, com seis graus de liberdade por nó, considerando as rigidezes à flexão e de membrana. Contudo, como o reforço em PRFC resiste principalmente a esforços de tração, definiu-se que o elemento de casca apresentaria somente rigidez de membrana, resultando assim, em três graus de liberdade por nó (translação segundo os eixos X, Y e Z).

Os elementos de membrana são recomendados para estruturas excessivamente finas ou que possuem baixa rigidez à flexão, como é o caso dos laminados, mantas e tecidos de PRFC. Nesse contexto, adotar o elemento SHELL281 para um problema de membrana impede o aparecimento de sistemas mal condicionados (MEDEIROS, 2019).

Cada elemento permite até 255 camadas, assim como inúmeras formas de seção transversal, sendo necessário definir a espessura de cada camada, material, ângulo de referência ao sistema de coordenadas do elemento e número de pontos de integração ao longo da espessura por meio

dos comandos SECTYPE e SECDATA. Para especificar a expansão da espessura, a partir dos nós do elemento de casca, utiliza-se o comando SECOFFSET. Além disso, se for necessário, o comando SECONTROLS permite substituir propriedades padrões como rigidez de corte transversal, rigidez associada à rotação no plano do elemento ou fatores de ponderação para modos espúrios.

Figura 4.5 – Elemento SHELL281



(fonte: ANSYS, 2021)

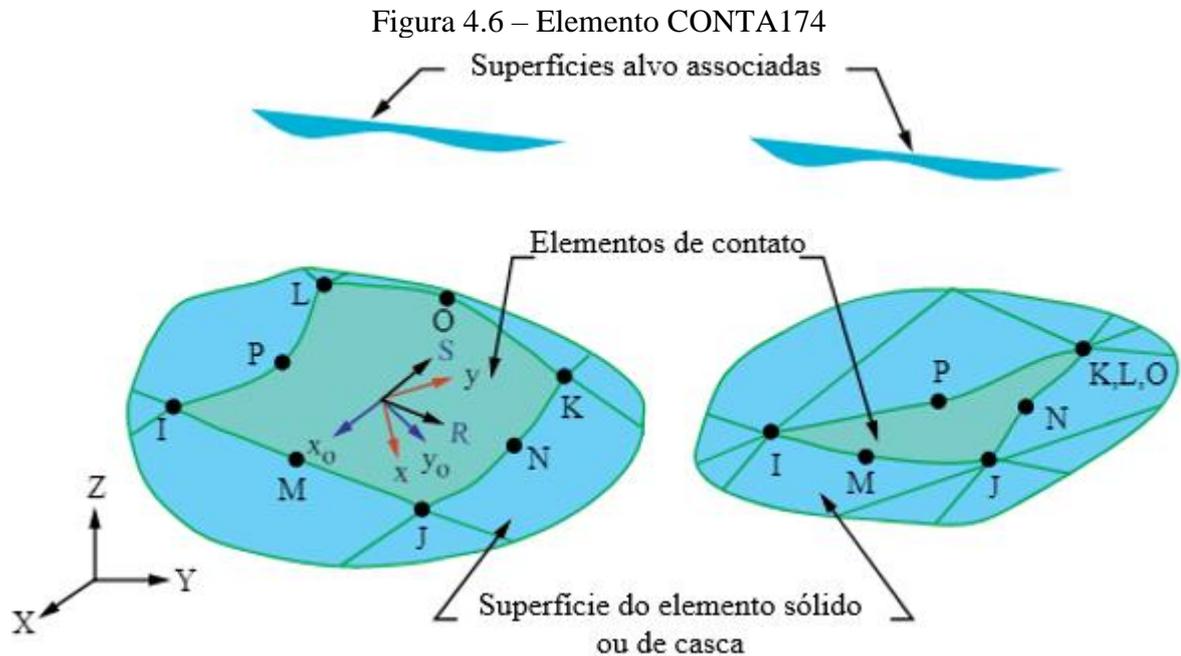
4.2.4 CONTA174 e TARGE170

No ANSYS pode-se realizar a definição de uma interação por contato entre superfícies através de dois métodos: contato por pares (*pair-based contact*) e contato geral (*general contact*), sendo que ambos podem existir no mesmo modelo. É importante ressaltar que a definição de contato por pares é, em geral, mais eficiente e mais robusta que a definição de contato geral, oferecendo suporte a mais opções e recursos de contato específicos, como modelos de dano e de zonas coesivas.

Diante disso, neste trabalho, será adotado o método de definição de contato por pares que consiste em associar o elemento de contato (CONTA172, CONTA174, CONTA175 ou CONTA177) a um elemento alvo (TARGE169 ou TARGE170), através de um conjunto de constantes reais. O programa busca interação de contato somente entre superfícies que apresentam a mesma identificação para as constantes reais.

Tendo em vista que foi utilizado o elemento SOLID186 para modelar a viga em concreto armado, o elemento finito CONTA174 é o apropriado para representar o contato deslizante entre uma superfície deformável de um sólido ou casca 3D, e a superfície alvo que é constituída

por elementos TARGE170. O CONTA174 é um elemento tridimensional de 8 nós, com geometria e localização dos nós apresentadas na Figura 4.6, sendo que essas propriedades podem alterar-se para que o CONTA174 apresente as mesmas características geométricas da superfície a qual encontra-se conectado.



(fonte: ANSYS, 2021)

Para formar o par de contato, o elemento TARGE170 é empregado na modelagem das superfícies alvo tridimensionais, as quais podem ser deformáveis ou rígidas. No modelo proposto neste trabalho, o elemento CONTA174 foi criado na superfície da camada de adesivo (SOLID186) ligada ao reforço, constituído pelo elemento SHELL281. Já o elemento TARGE170 foi gerado na camada de adesivo em contato com o volume de concreto da viga. Destaca-se que para a correta implementação dos pares de contato é necessário especial atenção ao ordenamento dos nós, visto que os nós devem ser sequenciados de modo que o sentido normal da superfície, o qual é definido pela regra da mão direita, aponte para o outro elemento do par. Isso pode ser confirmado através das cores dos elementos CONTA174 e TARGE170, os quais apresentam cor ciano na superfície do contato por pares e cor roxa na face em contato com os elementos que estão conectados.

4.3 USERMAT UTILIZADA

O ANSYS possui uma série de recursos programáveis (*User Programmable Features – UPF*) que possibilitam ao usuário customizar aspectos padrões do programa, adaptando o mesmo às

necessidades da análise. Esses recursos de customização consistem na criação de novos elementos; modificação e monitoramento de elementos existentes; customização do comportamento do material, de elementos de contato, assim como de carregamentos. Além disso, cada recurso possui uma série de sub-rotinas, programadas em Fortran 77, as quais o usuário pode acessar, modificar, compilar e vincular ao programa principal (QUEVEDO, 2017).

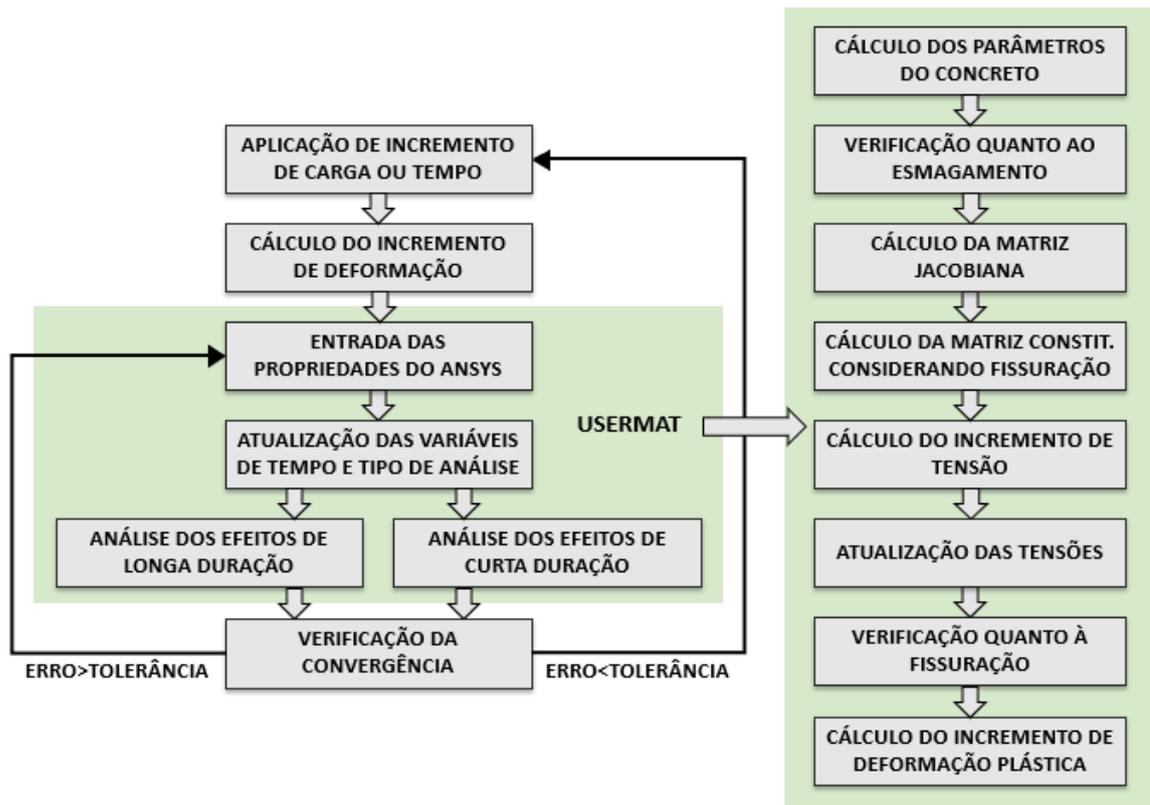
Com o intuito de implementar um novo modelo constitutivo para o concreto, Lazzari (2015) e Lazzari (2016) utilizaram o recurso de customização do comportamento do material e, em meio às inúmeras rotinas relacionadas, adotaram a USERMAT, que possibilita que o usuário interfira na lei de comportamento do material, introduzindo novas equações constitutivas. Neste trabalho, utilizou-se para o concreto o modelo elastoplástico, com fissuração, baseado no critério de ruptura de Ottosen (1977), implementado por Lazzari (2015) e Lazzari (2016) dentro da sub-rotina USERMAT3D, que é chamada quando o problema possui mais de 4 componentes de tensão, como em problemas tridimensionais, de estado plano de deformações e axissimétricos.

Além da USERMAT3D, a rotina USERMAT possui mais três sub-rotinas internas disponíveis, sendo elas: a USERMATPS para problemas com 3 componentes de tensão, como estado plano de tensões; a USERMATBM para problemas com 3 componentes de tensão, modelados com elemento de viga; e a USERMAT1D para problemas com uma componente de tensão normal, modelados com elemento de treliça. É importante destacar que, para que a USERMAT se encontre disponível para alterações, é necessário ativar o item ANSYS *Customization Files* no momento da instalação do programa, sendo que o procedimento para “linkagem” da USERMAT com o sistema ANSYS é descrito de maneira detalhada por Lazzari (2016) e Quevedo (2017).

Nas análises de problemas não lineares, o ANSYS divide as etapas de carga ou tempo em subpassos (*substeps*), sendo que o programa transforma este carregamento em incrementos de deformação, os quais são utilizados como dados de entrada na USERMAT, que é chamada em cada ponto de integração, para cada iteração de Newton-Raphson. A partir dos modelos implementados pelo usuário, o objetivo da rotina USERMAT é atualizar as tensões nos elementos, calculando os resíduos de deformações resultantes de cada iteração de equilíbrio. Assim que este equilíbrio é satisfeito, atualizam-se as tensões, deformações e variáveis de estado, as quais apresentam valores que se alteram ou acumulam-se no decorrer da análise, e então, segue-se para o próximo subpasso. Esse processo se repete até que não haja convergência

ou conclua-se o último subpasso (LAZZARI, 2020; QUEVEDO, 2017; SCHMITZ, 2017). A Figura 4.7 apresenta o fluxograma de funcionamento da USERMAT no ANSYS, assim como o funcionamento da USERMAT3D com o modelo elastoplástico implementado, o qual corresponde a análise dos efeitos de curta duração.

Figura 4.7 – Fluxograma do funcionamento da USERMAT no ANSYS



(fonte: adaptado de SCHMITZ, 2017)

No ANSYS, o usuário é livre para criar quantas variáveis forem necessárias, sendo que as variáveis de entrada, relacionadas aos modelos constitutivos dos materiais, são preenchidas por intermédio do *script* durante a definição do material. O *array prop* que contém estas variáveis, é dimensionado através do comando `TB,USER`, o qual define a quantidade *nprop* de propriedades, e os valores dessas variáveis são atribuídos por meio do comando `TB,DATA`. Neste trabalho, o *array prop* foi dimensionado com 20 constantes para o material, sendo que o *script* completo de umas das vigas analisadas é apresentado no Apêndice A.

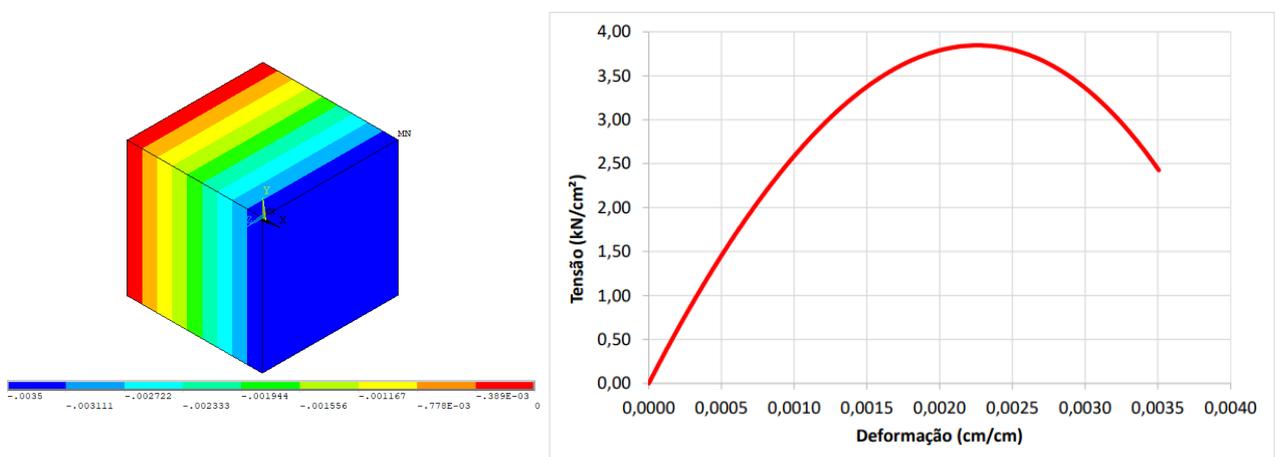
Além disso, é importante destacar que a utilização de blocos `COMMON` não é recomendada para o armazenamento das variáveis que não são salvas automaticamente pelo ANSYS. Isso ocorre por que esse tipo de declaração traz problemas junto à paralelização do ANSYS, visto que diversos processos paralelos podem acessar e sobrescrever esse espaço na memória simultaneamente. Diante disso, para o armazenamento de dados entre os subpassos, uma

alternativa é a utilização de variáveis de estado *ustatev*, que guardam os valores na iteração de equilíbrio, para cada elemento e ponto de integração de Gauss analisado. Para o dimensionamento da variável *ustatev* deve-se declarar o seu tamanho no *script* através do comando `TB,STATE` durante a definição do material. Diante do exposto, optou-se por eliminar todos os blocos de variáveis `COMMON` e realizar o dimensionamento do vetor *ustatev* para 710 posições.

O comportamento do concreto foi implementado e validado nos trabalhos de Lazzari (2015) e Lazzari (2016), contudo, uma vez que, neste trabalho, foram efetuadas algumas alterações, realizou-se novos testes de compressão e tração uniaxial para comprovação da concordância entre os modelos implementados e suas expressões analíticas apresentadas no capítulo 3. Para isto, modelou-se um cubo de concreto com dimensões de 1x1x1 cm e resistência característica à compressão de 30 MPa, que conforme o Código Modelo da *fib* 2010 (2013) apresenta resistência média à compressão de 3,80 kN/cm² e a resistência à tração de 0,28 kN/cm². Este cubo foi discretizado em apenas um elemento finito tridimensional (SOLID186), com os deslocamentos impedidos nas três faces adjacentes à origem, e foi submetido a um deslocamento em uma das faces de 0,0035 centímetros no sentido de compressão e, posteriormente, um deslocamento de 0,002 centímetros no sentido de tração.

A Figura 4.8 apresenta o diagrama de tensão-deformação para o concreto em compressão uniaxial, o qual coincide ao modelo analítico adotado. Verifica-se que no início o comportamento é linear, sendo que com o aumento das tensões são formadas microfissuras no material, as quais introduzem um comportamento não linear até o material atingir a tensão máxima, tornando-se instável e rompendo por esmagamento.

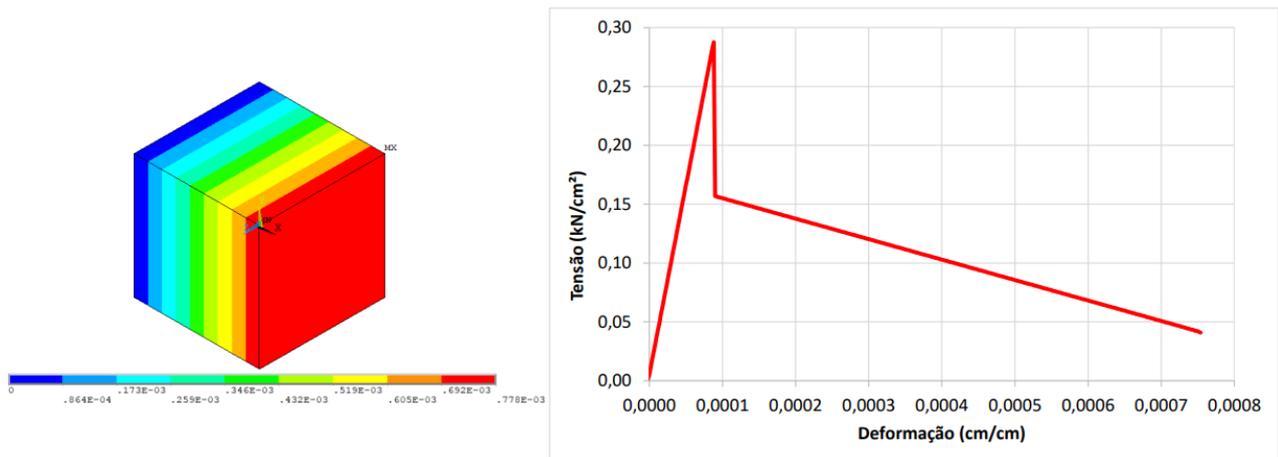
Figura 4.8 – Diagrama tensão x deformação para o concreto sob compressão uniaxial.



(fonte: elaborada pela autora)

A Figura 4.9 apresenta o diagrama de tensão-deformação para o concreto tracionado, o qual também está em conformidade com a relação analítica utilizada. Observa-se um comportamento elástico linear até a tensão resistente à tração do material e, após isto, uma reta descendente que simula o efeito de *tension stiffening*.

Figura 4.9 – Diagrama tensão x deformação para o concreto sob tração uniaxial.



(fonte: elaborada pela autora)

4.4 MODELO DE ZONA DE COESÃO NO ANSYS

No ANSYS, as superfícies de interface dos materiais podem ser representadas por um conjunto de elementos de interface ou elementos de contato. Estes últimos foram adotados neste trabalho, sendo que um modelo CZM é utilizado para caracterizar o comportamento do modelo constitutivo da interface. O *software* disponibiliza relações constitutivas de tensão-separação nos formatos linear e exponencial, sendo que usuário possui a opção de usar a ferramenta de customização UPF (*User Programmable Features*) para programar um novo modelo, por meio da sub-rotina *userCZM*.

Para definir o modelo de zona coesiva no ANSYS APDL utiliza-se o comando `TB,CZM` e posteriormente realiza-se a definição das constantes do material por meio do comando `TB,DATA`. Ao utilizar os elementos de contato, o programa possibilita definir o comportamento do material de duas maneiras, sendo que a primeira é em termos de tensão máxima tangencial e distância de separação máxima (`TB,CZM,CBDD`) e a segunda em função da tensão máxima e da energia de fratura crítica (`TB,CZM,CBDE`).

A Figura 4.10 apresenta o *script* de entrada de dados com as duas opções de comportamento do material e a Figura 4.11 expõe a definição do material, sendo que é importante destacar que o

modo de separação é detectado pelo programa em função das constantes inseridas no comando TBDDATA. Neste trabalho é adotado o Modo II, conforme definido no item 3.4, que é ativado através da introdução das constantes correspondentes às posições 3, 4 e 5, as quais são respectivamente τ_{max} , δ_t^c (CBDD) ou G_{ct} (CBDE), e η (coeficiente artificial de amortecimento). É importante destacar que este coeficiente tem unidade de tempo e deve ser inferior ao menor incremento de tempo da análise, sendo que sua função é evitar problemas de convergência na solução envolvendo Newton-Raphson.

Figura 4.10 – Entrada de dados com opção de escolha do modelo CZM

```

!1.2.4 - INTERFACE
!
mod_inter = 1      !Modelo da aderência entre o PRFC e o concreto
!0 = aderência perfeita;
!1 = modelo de zona coesiva (CZM)
!
*IF,mod_inter,EQ,1,THEN
!
kt = 77           ![kN/cm] Rigidez tangencial da interface
mod_czm = 1      !Modelo CZM adotado: 1 = CBDD; 2 = CBDE
!
*IF,mod_czm,EQ,1,THEN      !Se CBDD:
!
! Valores Lu et al. (2005)
timax = 0.366           ![kN/cm²] Máxima tensão tangencial
deltatc = 0.0169       ![cm] Máximo deslizamento tangencial ao fim do desprendimento do reforço
ni = 0.00008           !Coeficiente artificial de amortecimento
!
*ELSEIF,mod_czm,EQ,2,THEN  !Se CBDE:
!
timax = 0.366           ![kN/cm²] Máxima tensão tangencial
Gct = 0.00310          ![J/cm²] Energia de fratura para o deslizamento tangencial (J/cm²)
ni = 0.00008           !Coeficiente artificial de amortecimento
!
*ENDIF
*ENDIF

```

(fonte: elaborada pela autora)

Figura 4.11 – Comandos para definição do modelo de interface

```

-----
! 4.7 - CONTATO - COHESIVE ZONE MATERIAL (CZM) - Material 7
-----
!
*IF,mod_inter,EQ,1,THEN      !Se possuir modelo de aderência
!
*IF,mod_czm,EQ,1,THEN      !Se bilinear CBDD:
!
TB,CZM,7,1,1,CBDD
TBDDATA,1,,,timax,deltatc,ni      !Define tensão máxima, deslizamento máximo e amortecimento
!
*ELSEIF,mod_czm,EQ,2,THEN  !Se bilinear CBDE:
!
TB,CZM,7,1,1,CBDE
TBDDATA,1,,,timax,Gct,ni      !Define tensão máxima, energia de fratura crítica e amortecimento
!
*ENDIF
!
*ENDIF

```

(fonte: elaborada pela autora)

5 RESULTADOS DA SIMULAÇÃO NUMÉRICA DAS VIGAS BIAPOIADAS

No decorrer dos capítulos 3 e 4 foram expostos os modelos constitutivos dos materiais e as características da modelagem computacional. Já neste capítulo, comparam-se resultados obtidos através desses modelos computacionais com resultados experimentais para vigas biapoiadas reforçadas ao cisalhamento com PRFC. Os resultados experimentais foram obtidos do estudo de Khalifa (1999), os quais também foram discutidos por Khalifa, Belardi e Nanni (2000) e Khalifa e Nanni (2002). O programa experimental de Khalifa (1999) consistiu em testar vinte e sete vigas de concreto armado em escala real, projetadas para falhar ao cisalhamento, as quais foram agrupadas em três séries principais denominadas de A, B e C.

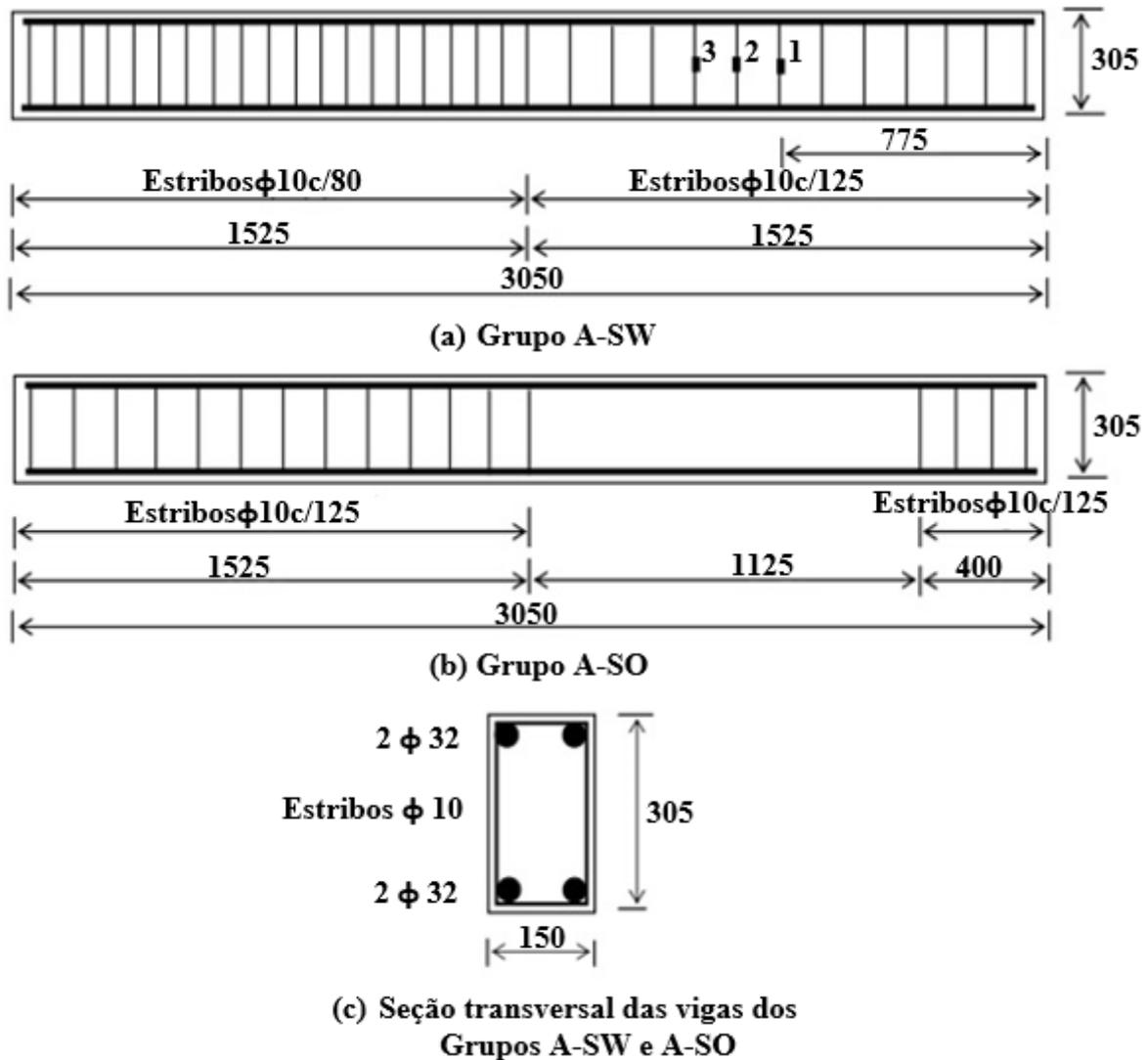
Neste capítulo, são apresentados apenas os resultados das vigas da Série A, a qual é composta por doze vigas biapoiadas, com seção retangular e com e sem reforço ao cisalhamento com PRFC. Os fatores investigados por Khalifa (1999) incluíram a distribuição de estribos (vigas com e sem estribos); a relação entre vão de cisalhamento e altura útil (relações a/d iguais a 3 e 4); a quantidade e distribuição do reforço de PRFC (reforço contínuo e em faixas); a superfície em que o reforço foi colado (em forma de U e nas faces laterais); e a orientação das fibras do reforço (combinação de fibras de $90^\circ/0^\circ$ e fibras com direção de 90° em relação ao eixo longitudinal da viga).

5.1 CARACTERÍSTICAS ESTRUTURAIS

Khalifa (1999) ensaiou, na Série A, doze vigas em concreto armado biapoiadas, as quais foram divididas em dois grupos principais (A-SW e A-SO) em função da existência ou não de estribos na metade direita da viga. O grupo A-SW consistiu em quatro vigas, que possuíam estribos de aço ao longo de todo o comprimento da viga, sendo que as dimensões e detalhes desse grupo estão apresentados na Figura 5.1a. Já o grupo A-SO era composto por oito vigas, que não possuíam estribos na metade direita da viga, conforme mostra a Figura 5.1b.

Como apresentado na Figura 5.1c, todas as vigas da Série A possuíam a mesma seção transversal de 150 x 305 mm, armadura longitudinal superior e inferior composta por duas barras de 32 mm de diâmetro. A armadura transversal era composta por estribos com diâmetro de 10 mm e com espaçamento de 80 mm e 125 mm, como mostra a Figura 5.1a e a Figura 5.1b. Na Tabela 5.1 são apresentadas as propriedades dos materiais constituintes das vigas dos grupos A-SW e A-SO.

Figura 5.1 – Esquema das seções longitudinal e transversal das vigas do Série A



Dimensões em mm

▪ Localização dos extensômetros nos estribos

(fonte: adaptado de KHALIFA, 1999)

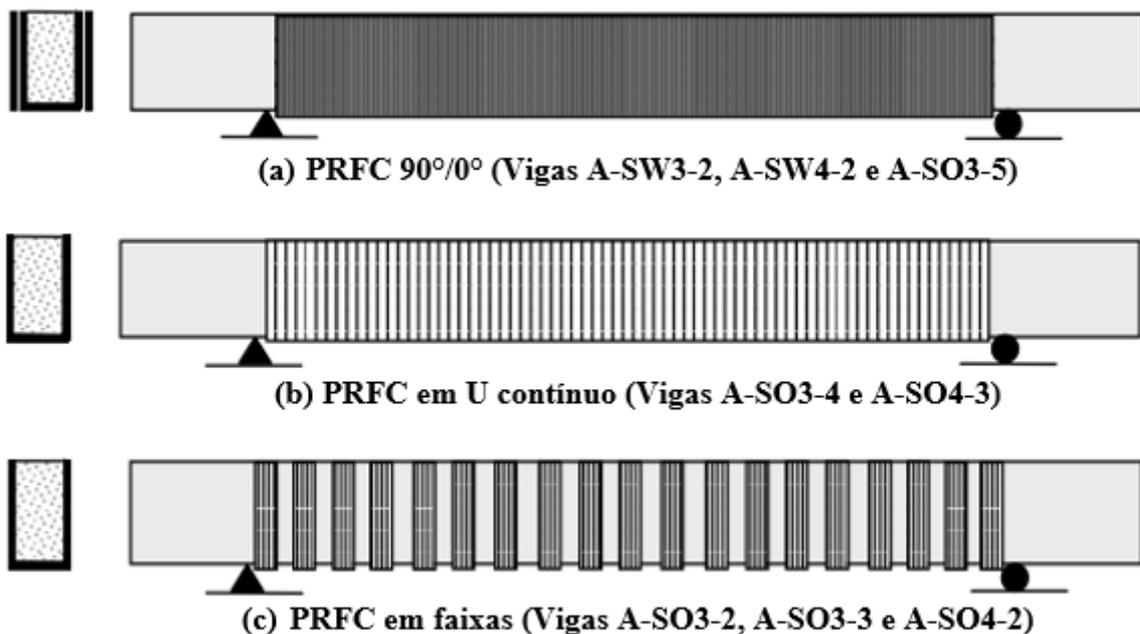
Tabela 5.1 – Propriedades dos materiais das vigas da Série A

Material	Especificações	Resistência à compressão (MPa)	Tensão de escoamento (MPa)	Resistência à tração (MPa)	Módulo de elasticidade (GPa)
Concreto	Grupo A-SW	19,3	-	2,2	20
	Grupo A-SO	27,5	-	2,7	25
Aço	$\phi = 32$ mm	-	460	730	200
	$\phi = 10$ mm	-	350	530	200
PRFC	$t_f = 0,165$ mm	-	-	3790	228

(fonte: adaptado de KHALIFA, 1999)

Os grupos A-SW e A-SO foram divididos em dois subgrupos conforme a relação entre vão de cisalhamento (a) e altura útil da viga (d). Khalifa (1999) utilizou a relação a/d igual a 3 e 4, portanto, obteve-se quatro subgrupos, sendo eles: A-SW3, A-SW4, A-SO3 e A-SO4. Das doze vigas ensaiadas, quatro não foram reforçadas com o PRFC, ou seja, uma viga para cada subgrupo, as quais foram denominadas de A-SW3-1, A-SW4-1, A-SO3-1 e A-SO4-1. Já as oito vigas que foram reforçadas com PRFC colados externamente e seguindo três configurações de reforço diferentes, Figura 5.2, foram denominadas de A-SW3-2, A-SW4-2, A-SO3-2, A-SO3-3, A-SO3-4, A-SO3-5, A-SO4-2 e A-SO4-3.

Figura 5.2 – Representação esquemática das configurações de reforço das vigas do Série A



(fonte: adaptado de KHALIFA, 1999)

A Figura 5.2a apresenta a configuração de reforço para as vigas A-SW3-2, A-SW4-2 e A-SO3-5, a qual consiste em duas camadas de PRFC com direções de fibra perpendiculares (90°/0°). A primeira camada foi colada na forma de U contínuo e com a direção da fibra orientada perpendicularmente ao eixo longitudinal da viga (90°). Já a segunda camada foi fixada nas duas faces da viga e com a fibra na direção paralela ao eixo da viga (0°). Khalifa (1999) destaca que a camada de reforço com a fibra a 0° foi utilizada com o intuito de investigar o impacto da rigidez horizontal adicional na resistência ao cisalhamento.

Na Figura 5.2b, pode-se observar a configuração de reforço das vigas A-SO3-4 e A-SO4-3, que foram reforçadas com uma camada na forma de U contínuo e com a direção da fibra orientada perpendicularmente ao eixo longitudinal da viga (90°). Já a Figura 5.2c ilustra o esquema de

reforço para as vigas A-SO3-2, A-SO3-3 e A-SO4-2, o qual é composto por faixas de PRFC em camada única e na forma de envoltório em U, sendo as fibras orientadas a 90°. Para as vigas A-SO3-2 e A-SO4-2 utilizaram-se faixas com largura de 50 mm e para a viga A-SO3-3 foram aplicadas faixas com largura igual a 75 mm. Para as três vigas, adotou-se o espaçamento de centro a centro das faixas igual a 125 mm.

A Tabela 5.2 apresenta um resumo das características das vigas da Série A, como dimensões e detalhes da seção transversal, relação vão de cisalhamento e altura útil (a/d), resistência à compressão do concreto, armadura de cisalhamento de aço, bem como as configurações do reforço de PRFC.

Tabela 5.2 – Resumo das vigas da Série A

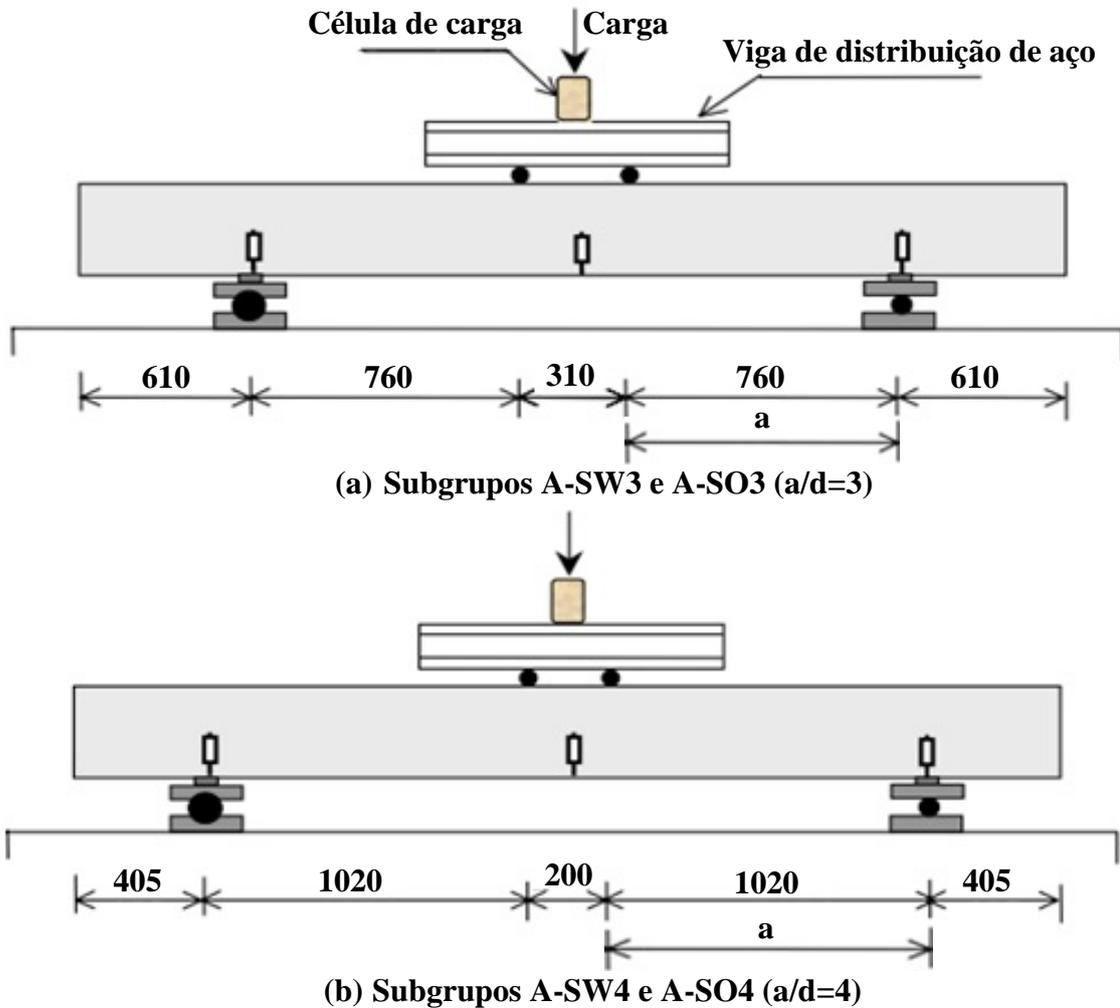
Descrição da viga	Relação a/d	Resistência à compressão do concreto (MPa)	Reforço ao cisalhamento	
			Estribos de aço na região de teste	PRFC
A-SW3-1	3	19,3	φ10c/125mm	-
A-SW3-2	3	19,3	φ10c/125mm	Duas camadas (90°/0°)
A-SW4-1	4	19,3	φ10c/125mm	-
A-SW4-2	4	19,3	φ10c/125mm	Duas camadas (90°/0°)
A-SO3-1	3	27,5	-	-
A-SO3-2	3	27,5	-	Faixas em U, 50 c/ 125mm
A-SO3-3	3	27,5	-	Faixas em U, 75 c/ 125mm
A-SO3-4	3	27,5	-	Uma camada em U contínuo
A-SO3-5	3	27,5	-	Duas camadas (90°/0°)
A-SO4-1	4	27,5	-	-
A-SO4-2	4	27,5	-	Faixas em U, 50 c/ 125mm
A-SO4-3	4	27,5	-	Uma camada em U contínuo

(fonte: adaptado de KHALIFA, 1999)

Todas as vigas foram ensaiadas à flexão a quatro pontos, sendo que para isso aplicou-se uma carga concentrada em uma viga de distribuição de aço com o intuito de gerar as duas cargas concentradas. As posições são apresentadas na Figura 5.3a para as vigas com relação a/d igual a 3 e na Figura 5.3b para as vigas com relação a/d igual a 4. Onde a é o vão de cisalhamento

indicado na Figura 5.3 e d é a altura útil da viga que corresponde à distância da face superior da viga ao centro de gravidade da armadura longitudinal inferior.

Figura 5.3 – Representação esquemática da configuração de teste das vigas do Série A (dimensões em milímetros)



(fonte: adaptado de KHALIFA, 1999)

Com a finalidade de monitorar os deslocamentos verticais em pontos específicos das vigas, foram utilizados quatro LVDTs (*linear variable differential transformers*), Figura 5.3. Dois LVDTs foram fixados no meio do vão, sendo um de cada lado da viga, e os outros dois LVDTs foram localizados nos suportes. Além disso, para cada viga do Grupo A-SW, foram utilizados seis extensômetros acoplados a três estribos, a fim de monitorar a deformação destes estribos durante o carregamento, como pode-se observar na Figura 5.1a.

Já para monitorar a variação de deformação no reforço foram utilizados três extensômetros fixados diretamente no reforço de PRFC nas laterais de cada viga reforçada. Estes

extensômetros foram orientados verticalmente, localizados a meia altura da seção e com distâncias de 175 mm, 300 mm e 425 mm do apoio simples para as vigas dos Subgrupos A-SW3 e A-SO3 e com distâncias de 375 mm, 500 mm e 625 mm do apoio simples para as vigas dos Subgrupos A-SW4 e A-SO4.

5.2 MALHA E CARACTERÍSTICAS DO MODELO

Na análise computacional das vigas da Série A, testadas por Khalifa (1999), realizou-se a modelagem apenas da metade da largura das vigas, visto que estas apresentam simetria de geometria e de carregamento ao longo da seção transversal. Para modelar o concreto foram utilizados os elementos finitos hexaédricos quadráticos de 20 nós (SOLID186), sendo que no interior destes elementos foram acrescentados os elementos REINF264, representando a armadura incorporada nas vigas. Além disso, nos pontos de aplicação do carregamento e dos apoios, foram modeladas placas com elementos SOLID186, dimensões de 10 x 2 x 7,5 cm e módulo de elasticidade igual a 100000 MPa, de modo que o carregamento e as restrições fossem aplicados nestas placas, evitando assim a concentração de tensões nesses pontos.

Quanto às vinculações, para as vigas dos subgrupos A-SW3 e A-SO3, foram adicionadas restrições ao deslocamento nas direções X e Y nos nós localizados em $X = 61$ cm e $Y = -2$ cm, restrição ao deslocamento na direção Y nos nós localizados em $X = 244$ cm e $Y = -2$ cm, assim como restrição ao deslocamento na direção Z na superfície do plano XY em $Z = 0$. Quanto ao carregamento, aplicaram-se incrementos de deslocamento nos nós localizados em $X = 137$ cm e $Y = 32,5$ cm, assim como em $X = 168$ cm e $Y = 32,5$ cm.

Já para as vigas dos subgrupos A-SW4 e A-SO4, foram restringidos, nas direções X e Y, os nós localizados em $X = 40,5$ cm e $Y = -2$ cm, assim como na direção Y foram restringidos os nós localizados em $X = 264,5$ cm e $Y = -2$ cm. Além disso, todos os nós localizados na superfície do plano XY em $Z = 0$ tiveram seu deslocamento impedido na direção Z. Em relação ao carregamento deste grupo de vigas, foi aplicado incrementos de deslocamentos nos nós localizados em $X = 142,5$ cm e $Y = 32,5$ cm, bem como em $X = 162,5$ cm e $Y = 32,5$ cm.

Uma vez que as vigas são compostas por materiais de comportamento não linear e que as vigas reforçadas com PRFC possuem elementos de contato que podem aumentar a dificuldade de

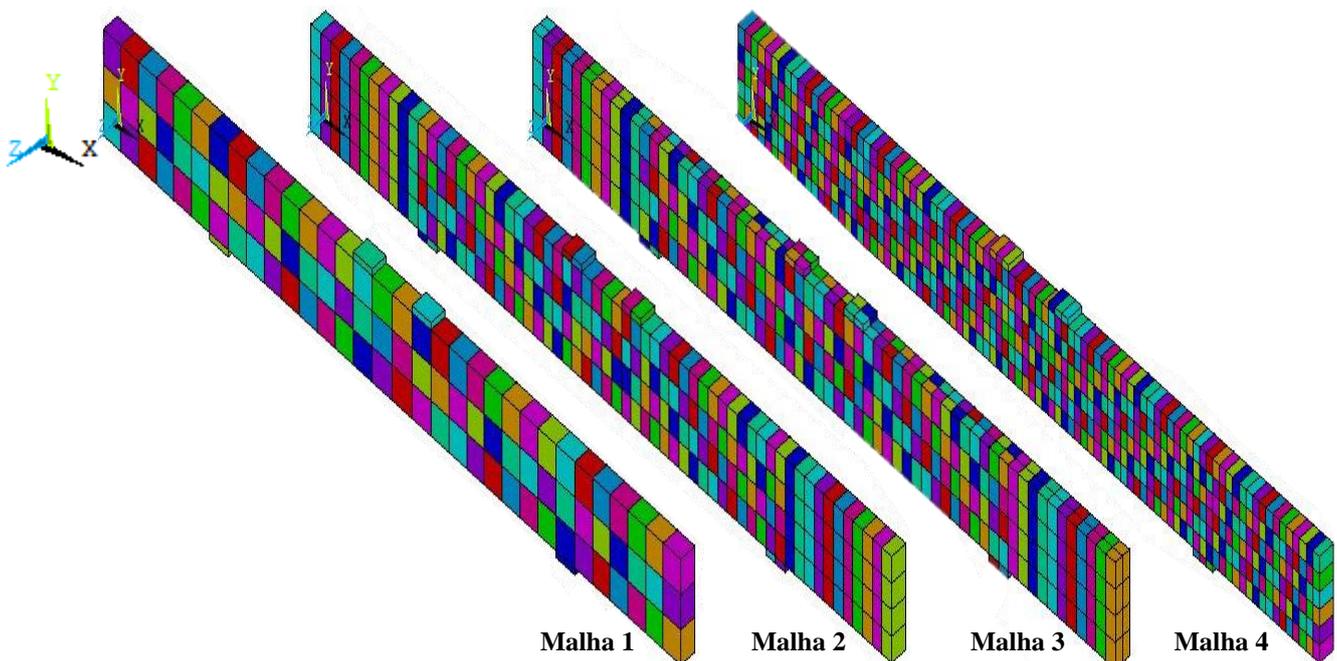
convergência da análise, realizou-se um breve estudo quanto ao nível de discretização da malha das vigas para determinar qual malha apresentaria o melhor desempenho para simulação das vigas sem e com reforço. Para isto, a viga sem reforço A-SW3-1 e a viga reforçada A-SW3-2 foram simuladas com quatro níveis de discretização, conforme apresenta a Tabela 5.3 e a Figura 5.4.

Tabela 5.3 – Resumo dos números de elementos das malhas testadas

Malha	Número de elementos		
	X	Y	Z
1	32	3	1
2	60	4	1
3	60	4	2
4	88	6	1

(fonte: elaborada pela autora)

Figura 5.4 – Discretização das malhas 1, 2, 3 e 4

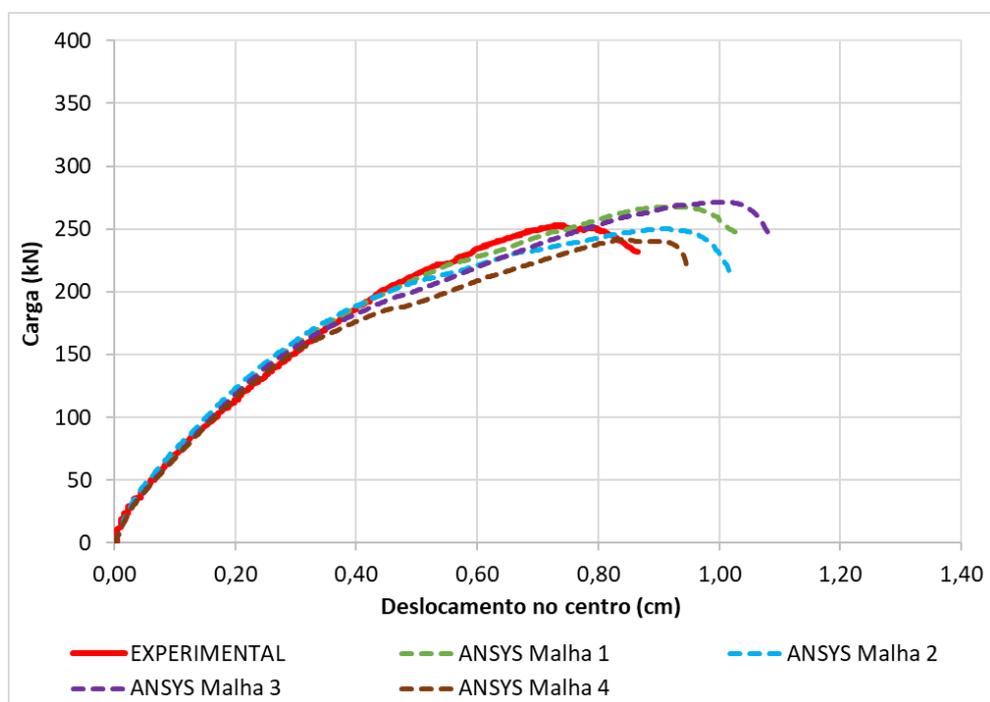


(fonte: elaborada pela autora)

Nas duas vigas simuladas, o deslocamento total imposto foi de 1,5 cm, que corresponde a aproximadamente 50% a mais que o deslocamento máximo observado no ensaio experimental. O deslocamento foi aplicado nos pontos em que as cargas concentradas estavam localizadas no ensaio experimental. As curvas de carga *versus* deslocamento obtidas com a análise numérica

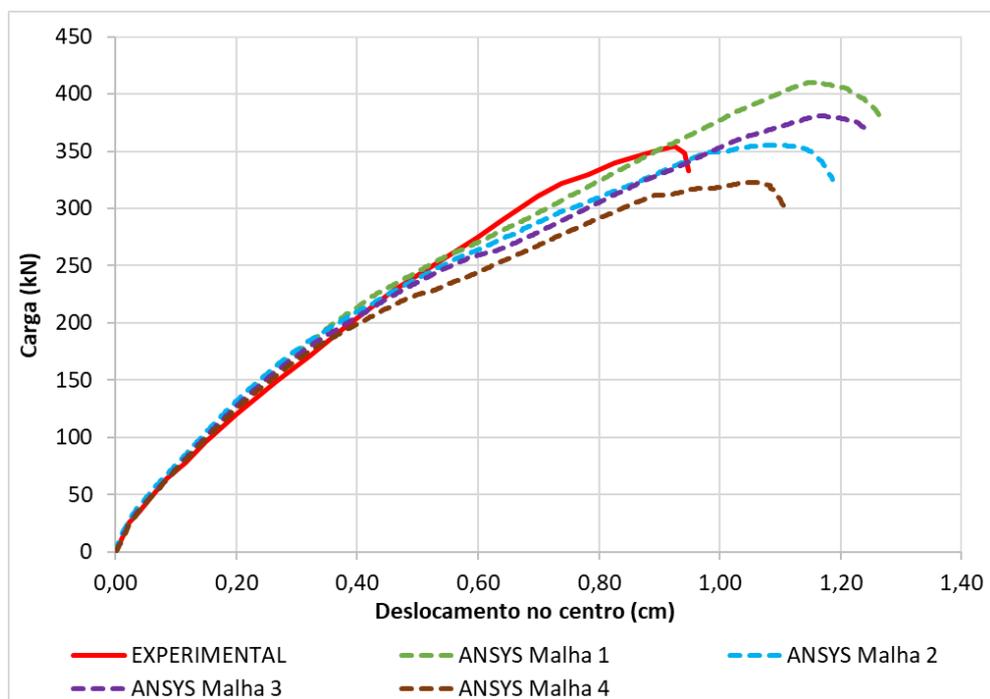
de cada malha são apresentadas na Figura 5.5 para a viga A-SW3-1 e na Figura 5.6 para a viga A-SW3-2.

Figura 5.5 – Diagrama carga-deslocamento da viga A-SW3-1: Análise das malhas



(fonte: elaborada pela autora)

Figura 5.6 – Diagrama carga-deslocamento da viga A-SW3-2: Análise das malhas



(fonte: elaborada pela autora)

Analisando os resultados obtidos para a viga sem reforço A-SW3-1, Figura 5.5, observa-se que, de maneira geral, as quatro malhas apresentaram valores muito próximos ao resultado experimental, sendo que as curvas de carga *versus* deslocamento das malhas 1 e 3 são coincidentes até um deslocamento de aproximadamente 0,95 cm, sendo que a malha 1 está praticamente sobreposta com a curva experimental até a carga máxima experimental. Em relação às malhas 2 e 4, verificou-se que as curvas estão muito próximas. Entretanto, a malha 2 foi a única que apresentou o valor de carga máxima igual ao obtido experimentalmente.

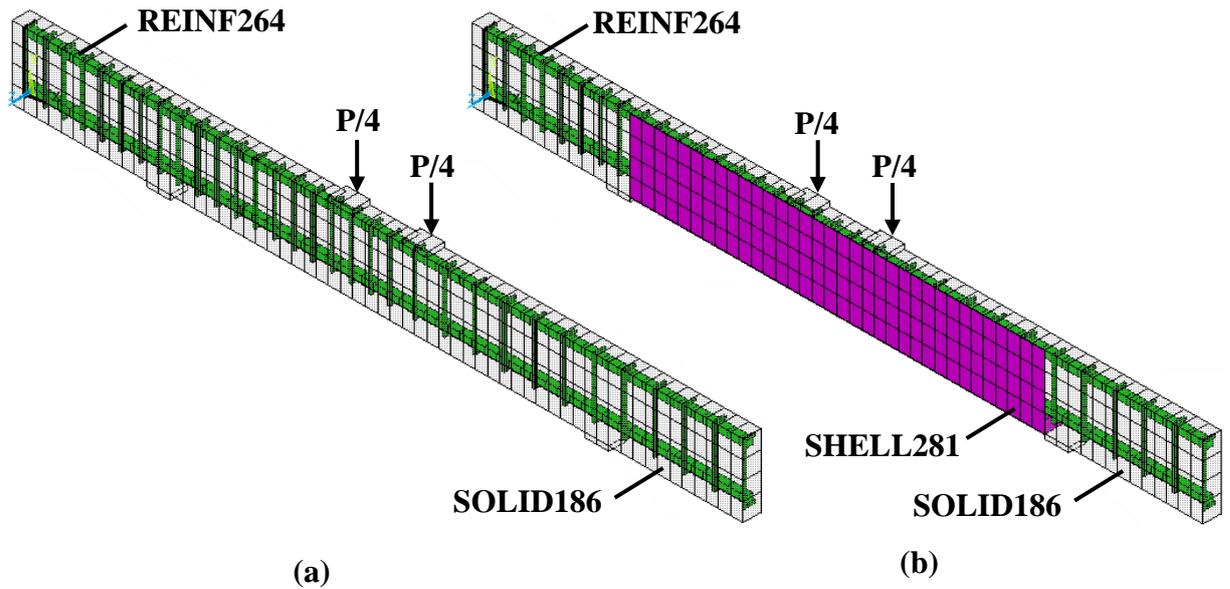
Já para a viga reforçada A-SW3-2, Figura 5.6, verificou-se que a curva correspondente à malha 1 mostrou um comportamento praticamente sobreposto ao resultado experimental, contudo, o valor de carga máxima é muito superior ao valor do ensaio experimental. As curvas de carga-deslocamento das malhas 2 e 3 são praticamente coincidentes até um deslocamento de 1 cm e, após isto, para a curva correspondente a malha 2 ocorre uma redução na rigidez, apresentando carga máxima igual ao valor obtido no ensaio experimental. Já a malha 4 apresentou, inicialmente, um resultado próximo ao experimental e, a partir do deslocamento de 0,40 cm, iniciou-se um afastamento crescente, o que resultou em uma curva com menor rigidez e, conseqüentemente, carga de ruptura inferior ao valor experimental.

Diante disso, pode-se concluir que, de maneira geral, as malhas 1, 2 e 3 apresentaram resultados próximos aos valores experimentais para as vigas analisadas. Contudo, para a simulação das vigas da Série A, sem reforço e com reforço contínuo, optou-se por utilizar a malha 2, uma vez que esta foi a única que conseguiu representar a carga máxima experimental para as duas vigas analisadas. Além disso, esta malha possui elementos com medidas próximas as dimensões das faixas de reforço de PRFC. Isto possibilitou a utilização de malhas semelhantes para as vigas com reforço contínuo e em faixas, uma vez que para as vigas com reforço contínuo os elementos apresentam tamanhos de aproximadamente 5 cm na direção X e para as vigas com reforço em faixas os elementos situados entre os apoios apresentam tamanhos alternados de 5 cm e 7,5 cm e a parte em balanço possui elementos com aproximadamente 5 cm na direção X.

A discretização da malha e todos os elementos do modelo das vigas do Grupo A-SW podem ser observados na Figura 5.7, sendo que a Figura 5.7a apresenta a viga sem reforço em PRFC, A-SW3-1, e a Figura 5.7b mostra a viga A-SW3-2 que é reforçada com PRFC contínuo. Já a Figura 5.8 ilustra as características do modelo das vigas do Grupo A-SO, onde a Figura 5.8a

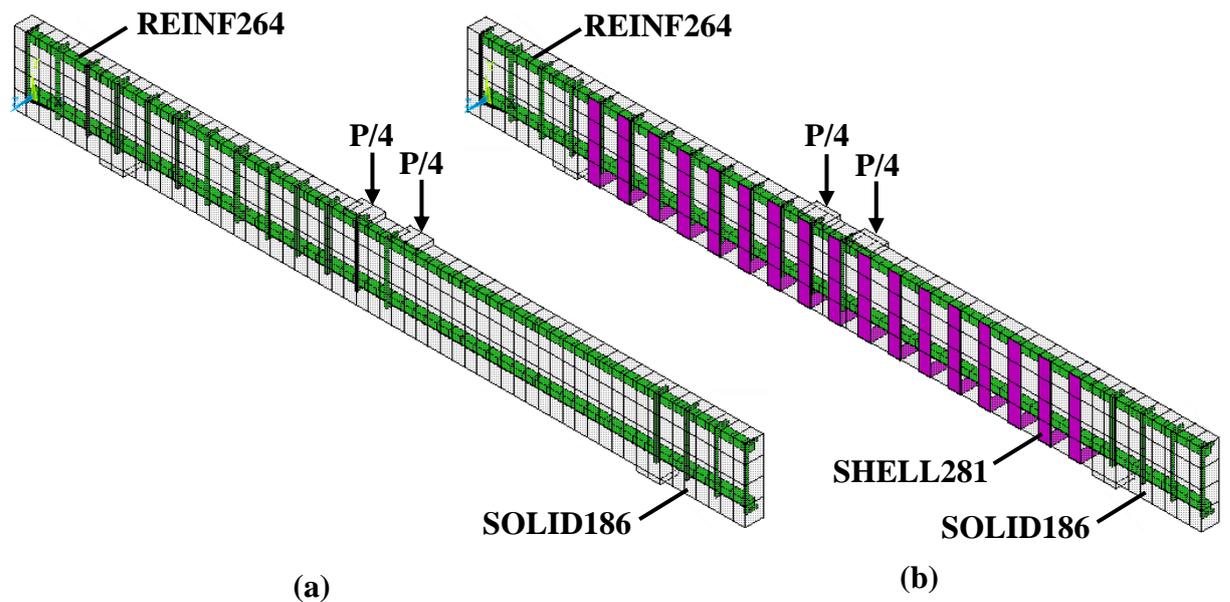
corresponde ao modelo da viga sem reforço em PRFC, A-SO4-1, e a Figura 5.8b ilustra a viga A-SO4-2, a qual é reforçada com PRFC em faixas. A discretização da seção transversal das vigas sem reforço pode ser observada na Figura 5.9a, assim como a seção transversal das vigas reforçadas na Figura 5.9b. Para garantir a conexão do reforço lateral com o reforço inferior foi necessário modelar três elementos menores, como pode-se observar na Figura 5.9b.

Figura 5.7 – Discretização em elementos finitos das vigas do Grupo A-SW



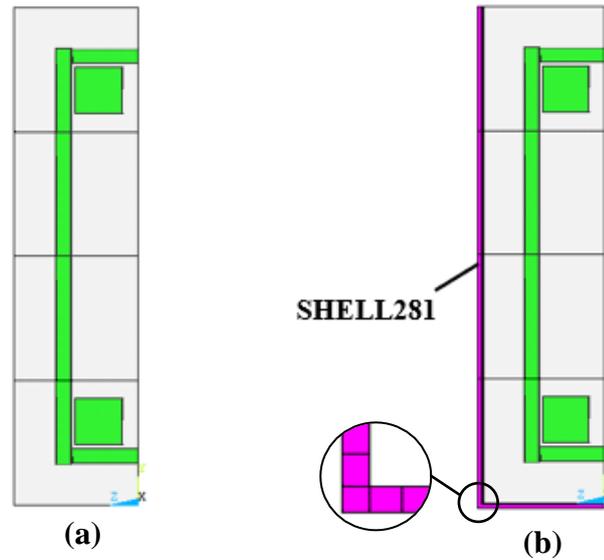
(fonte: elaborada pela autora)

Figura 5.8 – Discretização em elementos finitos das vigas do Grupo A-SO



(fonte: elaborada pela autora)

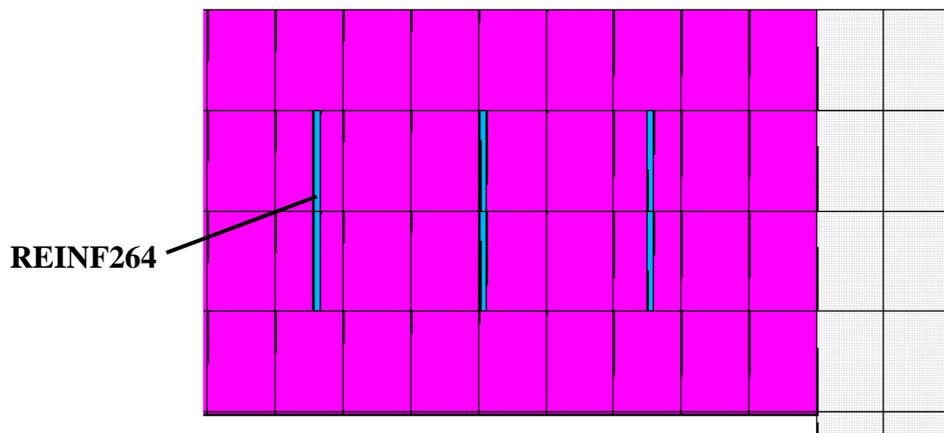
Figura 5.9 – Seções transversais das vigas da Série A: (a) sem reforço e (b) com reforço



(fonte: elaborada pela autora)

Para obtenção das deformações no reforço de PRFC nos mesmos pontos medidos experimentalmente, foram modelados os três extensômetros na camada de reforço através de elementos REINF264 com baixa rigidez. Os extensômetros foram modelados nos dois elementos centrais do reforço, como pode-se observar na Figura 5.10, de modo a obter dois valores de deformação para cada posição, um valor correspondente ao ponto de integração do elemento superior e o outro corresponde ao ponto de integração do elemento inferior.

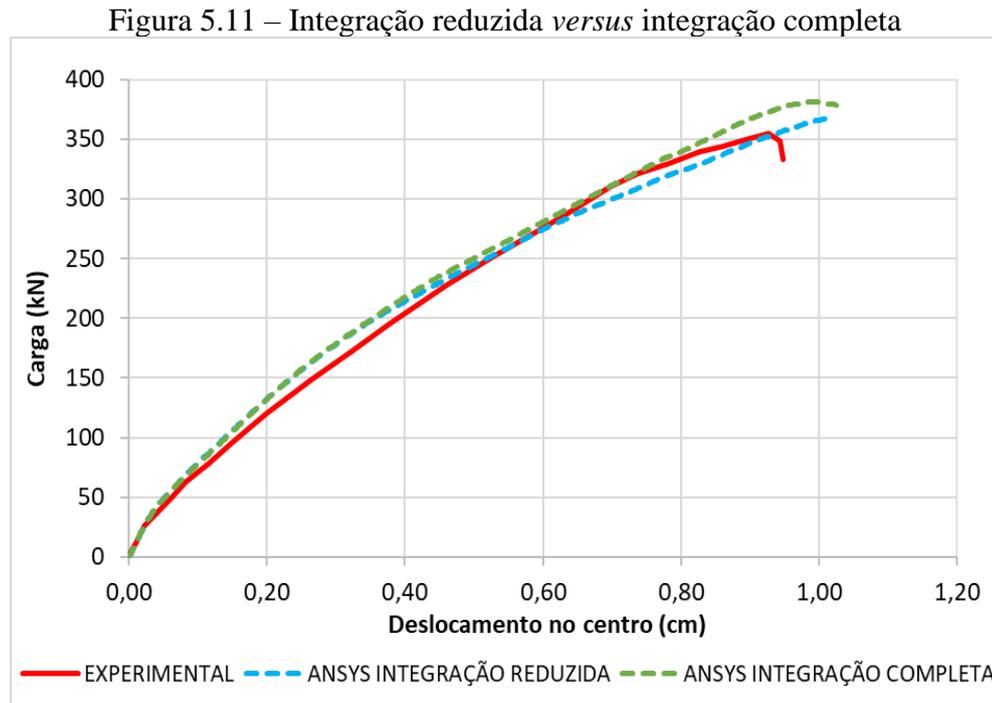
Figura 5.10 – Detalhe da posição dos extensômetros para a viga A-SW3-2



(fonte: elaborada pela autora)

Após definir qual malha seria utilizada, realizou-se um pequeno estudo comparativo entre o método de integração reduzida (*reduced integration*) e o método de integração completa (*full integration*), com o intuito de definir qual o método mais adequado para a simulação das vigas de Khalifa (1999). A Figura 5.11 apresentada a comparação entre o resultado de carga *versus*

deslocamento experimental e os resultados obtidos numericamente com os dois métodos de integração para a viga com reforço A-SW3-2. Ao analisar os resultados, pode-se concluir que tanto o método de integração reduzida quanto o método de integração completa geraram resultados muito próximos ao experimental. Foi adotada a integração reduzida em função do menor tempo de processamento.



(fonte: elaborada pela autora)

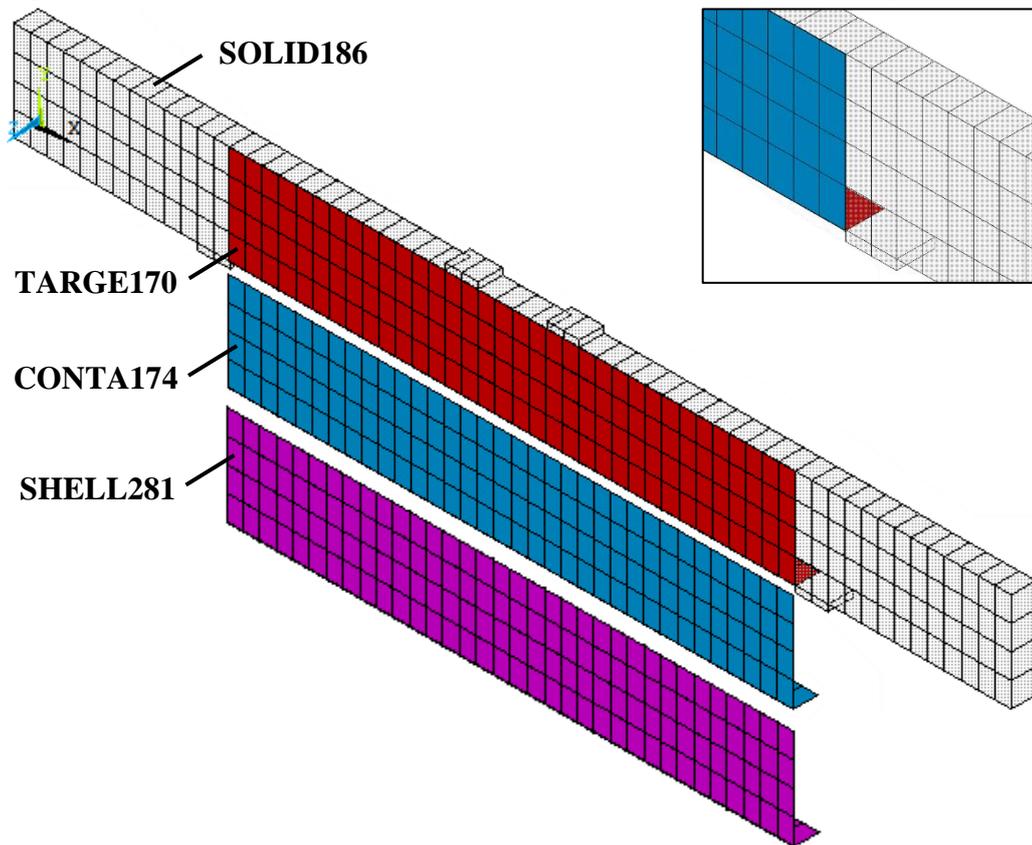
O adesivo, utilizado para colar o compósito PRFC à superfície do concreto, foi modelado em duas camadas de elementos finitos hexaédricos quadráticos de 20 nós (SOLID186) e com módulo de elasticidade de 2,5 GPa. Uma camada foi modelada na superfície dos elementos SOLID186 (concreto) e a outra na superfície dos elementos SHELL281 (compósito de PRFC), possibilitando a geração dos elementos CONTA174 e TARGE170 nestas camadas de adesivo.

O elemento de contato CONTA174 foi gerado na camada de adesivo ligada a superfície dos elementos SHELL281 e o elemento alvo TARGE170 foi gerado na camada de adesivo em contato com a viga (SOLID186), como pode-se observar na Figura 5.12. É importante destacar que, conforme apresentado no item 4.2.4, a direção normal do elemento TARGE170, definida pela numeração dos nós e pela regra da mão direita, deve apontar para o elemento CONTA174, e vice-versa. Isso pode ser confirmado, durante a modelagem numérica, através das cores dos elementos, os quais apresentam cor ciano na superfície do contato por pares e cor roxa nas

superfícies em contato com as camadas de adesivo. Além disso, o contato por pares é identificado através das constantes reais dos elementos, as quais devem apresentar o mesmo número.

Cada constante real dispõe de inúmeras posições referenciadas, sendo que nesta análise foram alteradas pelo comando RMODIF as posições 5 e 12. Na posição 5 (ICONT) é armazenado o valor inicial para que seja considerado o contato fechado, sendo que o valor atribuído foi igual à espessura do PRFC (0,165 mm) e caso não fosse modificado, não seria considerada a aderência entre o reforço e a viga. Já na posição 12 (FKT) é definida a rigidez tangencial do contato.

Figura 5.12 – Elementos CONTA174 e TARGE170 no modelo da viga A-SW3-2



(fonte: elaborada pela autora)

Para definição das propriedades da interface, utilizou-se o modelo e a formulação que foram propostos por Lu et al. (2005). Substituindo os parâmetros das vigas testadas por Khalifa (1999) na formulação apresentada no item 3.4 deste trabalho, foi possível determinar os valores de tensão máxima de aderência, rigidez tangencial da interface e deslizamento máximo para as vigas dos Grupos A-SW e A-SO, conforme pode-se observar na Tabela 5.4.

Tabela 5.4 – Parâmetros do modelo da interface das vigas da Série A

Grupo	Tensão máxima de aderência τ_{ft} (kN/cm²)	Rigidez tangencial K_t (kN/cm³)	Deslizamento máximo s_0 (cm)
A-SW	0,317	77	0,0182
A-SO	0,366	77	0,0169

(fonte: elaborada pela autora)

5.3 ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS NUMERICAMENTE

Neste item realiza-se uma análise comparativa entre os resultados numéricos e os resultados experimentais obtidos por Khalifa (1999) para as vigas da Série A. Os resultados são apresentados por meio de curvas de carga *versus* deslocamento no vão central da viga, bem como tensões e deformações no concreto, nas armaduras e no reforço em PRFC. Além disso, são analisados o comportamento da interface através dos resultados de tensões de aderência e deslizamentos obtidos pelos elementos de contato.

A fim de simular o carregamento destas vigas até a sua ruptura, foi aplicado um deslocamento vertical nos pontos em que, no ensaio experimental, as cargas concentradas atuavam. Para cada viga analisada foi adotado um valor de deslocamento pelo menos 50% maior que o observado no ensaio experimental, o qual foi aplicado em 500 incrementos. Para obtenção dos valores das cargas para traçar os diagramas carga-deslocamento e carga-deformação, multiplicou-se por dois a soma das reações verticais nos nós dos apoios, visto que apenas metade da seção transversal do elemento estrutural foi representada no modelo numérico. Já para o eixo dos deslocamentos, mediu-se o deslocamento vertical no nó inferior do elemento localizado no centro do vão da viga.

É importante salientar que para consideração do peso próprio do concreto armado, foi adotado o valor de $2,54 \times 10^{-8}$ t/cm³ para a massa específica e de 981 cm/s² para a aceleração da gravidade. Além disso, o peso próprio foi considerado como carga de curta duração para todas as vigas simuladas, visto que os ensaios experimentais são realizados aproximadamente 28 dias após a concretagem. Contudo, os resultados apresentados neste item são valores líquidos, isto é, já foram descontadas as parcelas correspondentes ao peso próprio, uma vez que os resultados experimentais correspondem apenas a carga que a viga resiste após a atuação do peso próprio.

5.3.1 Subgrupo A-SW3

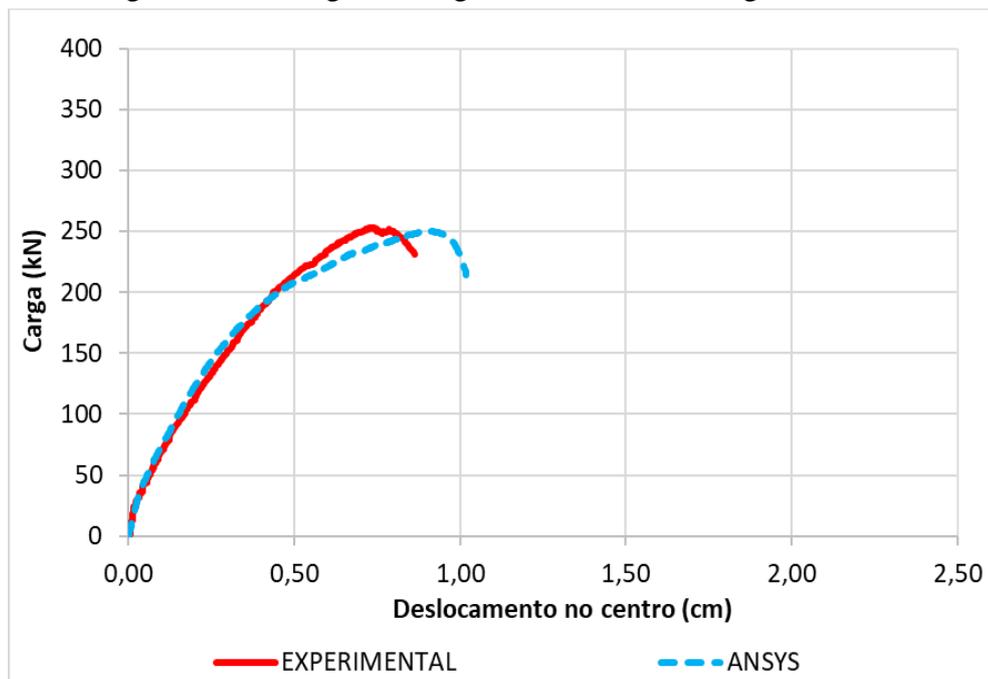
A seguir são apresentados os resultados referentes às duas vigas do subgrupo A-SW3, as quais possuíam estribos de aço ao longo de todo o comprimento e relação a/d igual a 3.

5.3.1.1 Viga A-SW3-1

Para simular o carregamento da viga A-SW3-1 foi aplicado um deslocamento vertical igual a 1,5 cm nos pontos em que as cargas concentradas estavam localizadas no ensaio experimental. Na Figura 5.13 pode-se observar a curva carga-deslocamento e a evolução da flecha ao longo do carregamento, tanto para o ensaio experimental, quanto para a análise numérica, da viga em concreto armado sem reforço A-SW3-1. Ao comparar as curvas carga-deslocamento, verifica-se uma boa correlação entre a curva do ensaio experimental e a curva obtida numericamente.

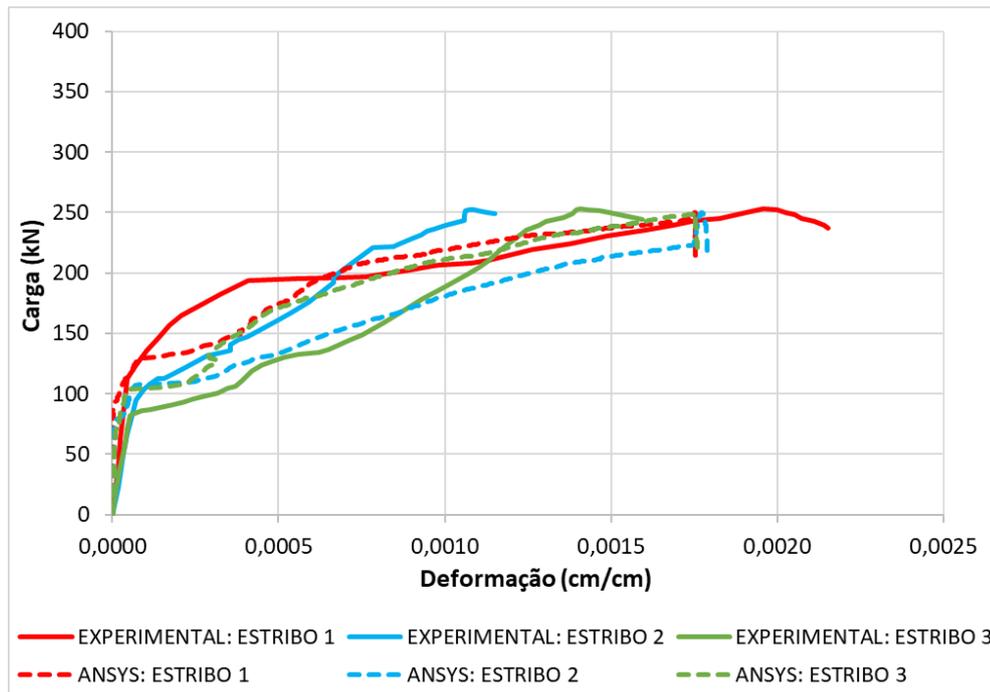
A Figura 5.14 apresenta as curvas carga-deformação experimentais e numéricas para três estribos do vão de cisalhamento de interesse, cujas posições são indicadas na Figura 5.1a. Os valores utilizados para traçar estas curvas correspondem às deformações do ponto de integração localizado no centro do estribo, sendo que os resultados numéricos apresentam valores próximos aos resultados experimentais.

Figura 5.13 – Diagrama carga-deslocamento da viga A-SW3-1



(fonte: elaborada pela autora)

Figura 5.14 – Diagrama carga-deformação nos estribos da viga A-SW3-1

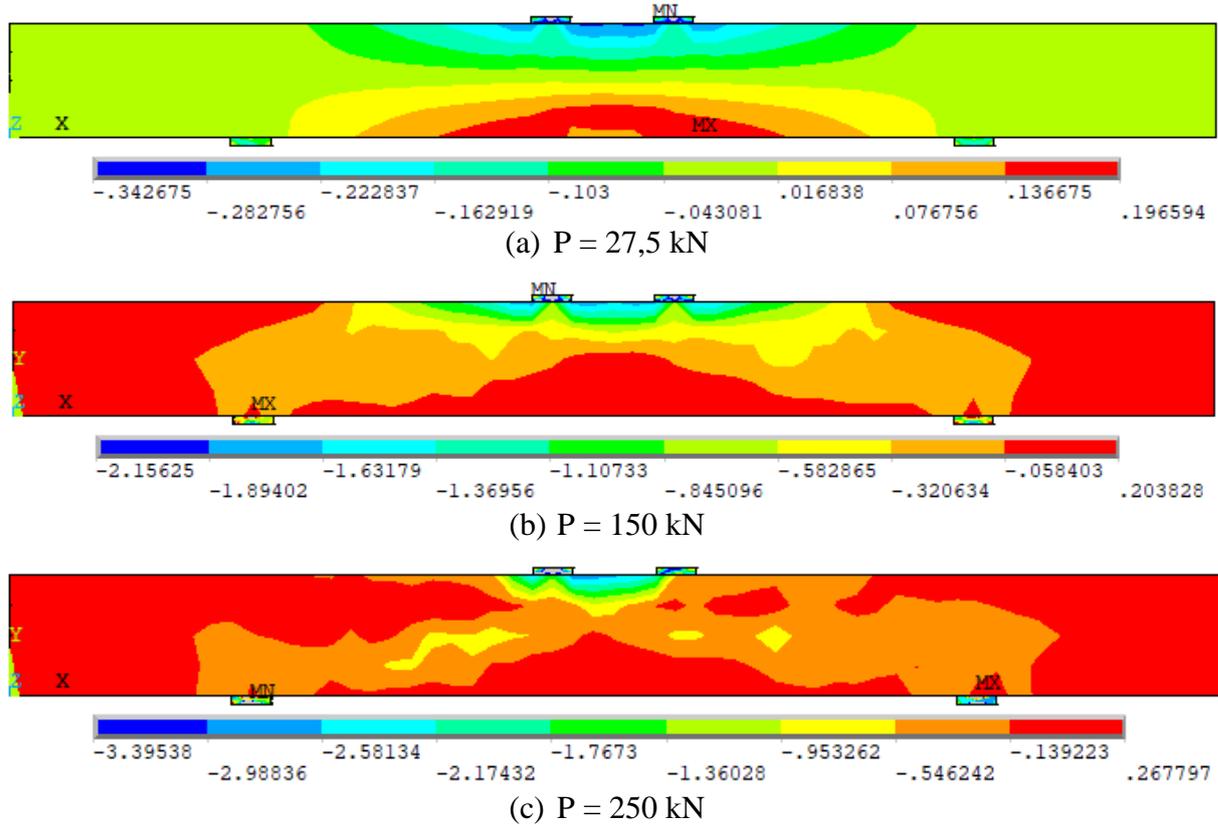


(fonte: elaborada pela autora)

Com o intuito de observar a distribuição de tensões ao longo da estrutura, a Figura 5.15 apresenta a evolução das tensões normais, na direção x, para o concreto da viga A-SW3-1. A Figura 5.15 apresenta os resultados de tensões no concreto antes da fissuração (Figura 5.15a), para o concreto já fissurado (Figura 5.15b), bem como para a carga de ruptura da viga (Figura 5.15c). A Figura 5.16 apresenta a distribuição de tensões normais nas armaduras longitudinais e transversais para a carga última obtida na simulação numérica. Pela distribuição de tensões no concreto, observa-se que, na situação de ruptura, a viga apresenta valor máximo da tensão de tração superior ao valor da resistência à tração do concreto ($0,22 \text{ kN/cm}^2$). Isto se deve ao processo de suavização utilizado para obter a distribuição das tensões, em que os valores de tensões nos pontos de integração são extrapolados para os nós.

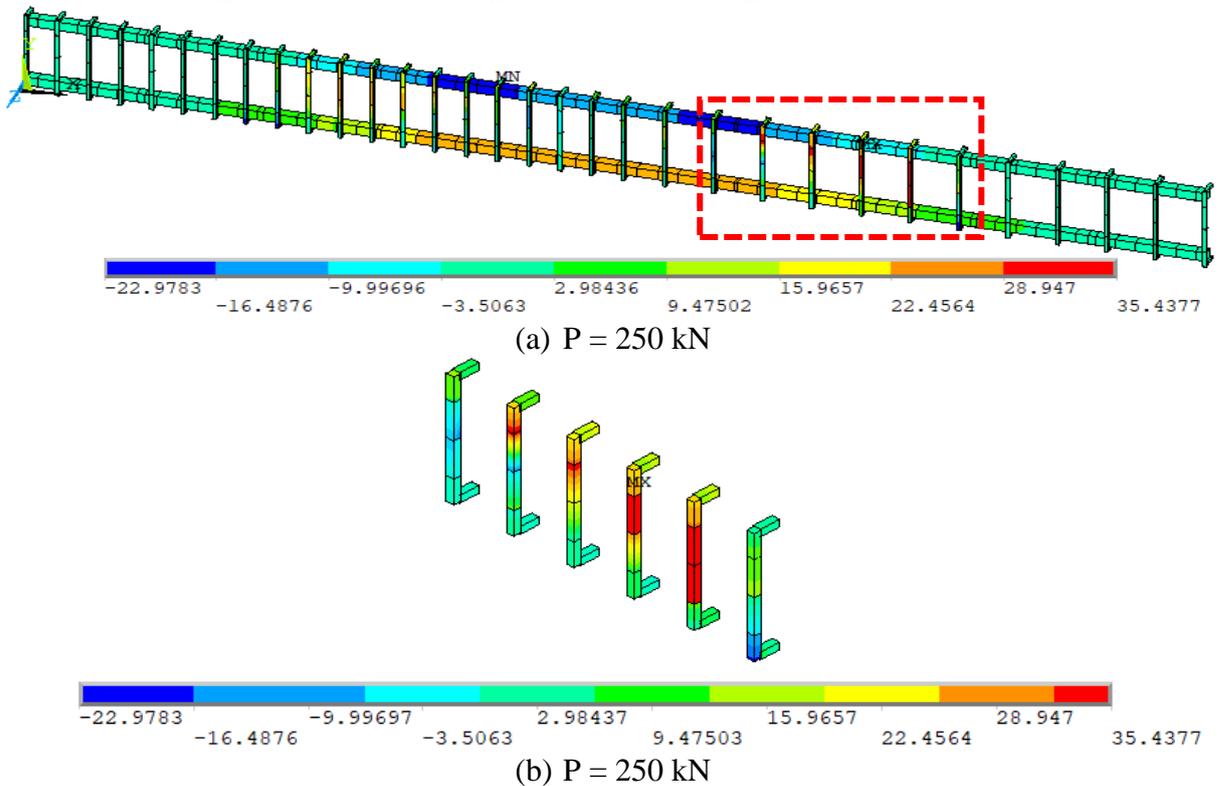
Além disso, através da distribuição de tensões nas armaduras é possível verificar para a carga máxima numérica (250 kN), Figura 5.16a e Figura 5.16b (estribos do vão de cisalhamento de interesse), que a viga A-SW3-1 atinge a tensão de escoamento nos estribos (35 kN/cm^2) antes de iniciar o processo de escoamento da armadura longitudinal (46 kN/cm^2). Diante disso, constata-se que a viga sem reforço rompeu devido ao cisalhamento. Esse comportamento já era esperado, uma vez que as vigas de Khalifa (1999) foram dimensionadas para induzir essa ruptura por cisalhamento, como mostra a Figura 5.17.

Figura 5.15 – Evolução da componente de tensão σ_x no concreto da viga A-SW3-1 (kN/cm²)



(fonte: elaborada pela autora)

Figura 5.16 – Tensão σ_x na armadura da viga A-SW3-1 (kN/cm²)



(fonte: elaborada pela autora)

Figura 5.17 – Modo de ruptura experimental da viga A-SW3-1

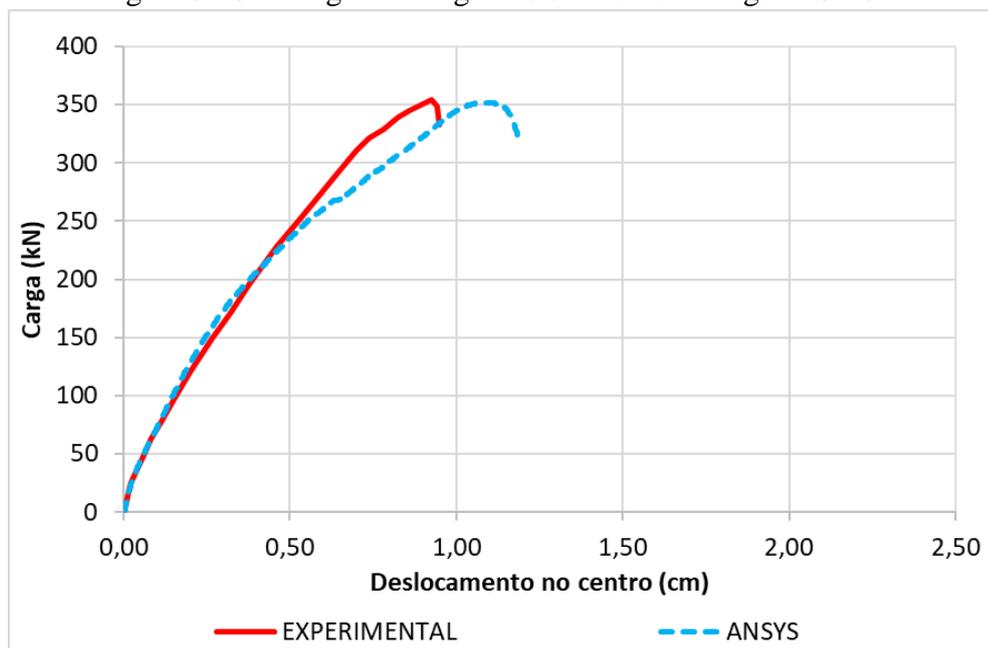


(fonte: KHALIFA, 1999)

5.3.1.2 Viga A-SW3-2

Para simulação numérica da viga A-SW3-2 o deslocamento total imposto foi de 1,5 cm. O diagrama de carga-deslocamento para a viga em concreto armado, com relação a/d igual a 3 e reforço contínuo em U (A-SW3-2) é apresentado na Figura 5.18. É possível verificar nesse diagrama a evolução da flecha ao longo do carregamento para o ensaio experimental e para a análise numérica. Comparando estes resultados, nota-se que a curva obtida numericamente é praticamente coincidente com a curva do ensaio experimental até um deslocamento de 0,50 cm e, após isto, ocorre uma redução na rigidez, sendo que a curva numérica apresenta carga máxima igual a experimental.

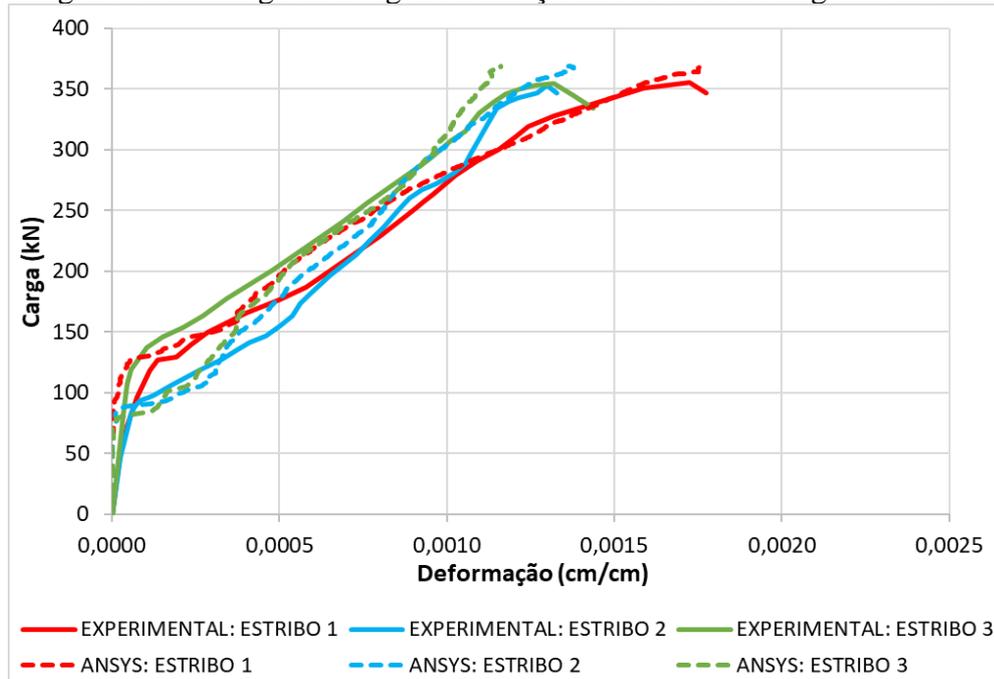
Figura 5.18 – Diagrama carga-deslocamento da viga A-SW3-2



(fonte: elaborada pela autora)

Os resultados de carga-deformação, tanto para o ensaio experimental, quanto para a análise numérica, de três estribos do vão de cisalhamento de interesse estão expostos na Figura 5.19, sendo possível observar uma boa correlação entre as curvas apresentadas. É importante ressaltar que os valores de deformações das curvas determinadas numericamente foram obtidos no ponto de integração localizado no centro do estribo.

Figura 5.19 – Diagrama carga-deformação nos estribos da viga A-SW3-2

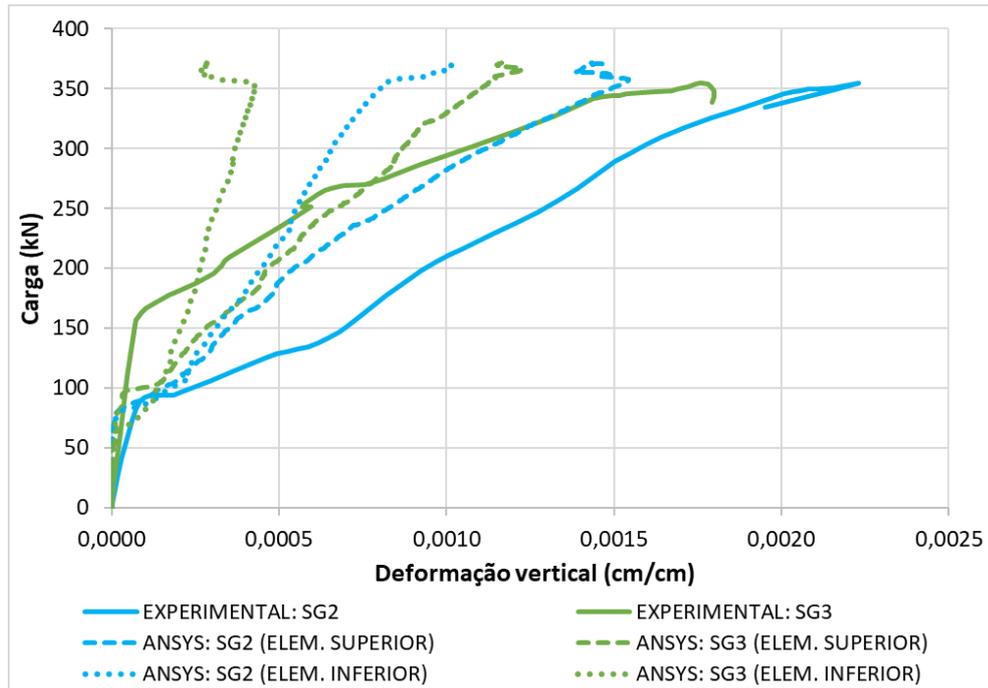


(fonte: elaborada pela autora)

No que concerne ao reforço de PRFC da viga A-SW3-2, a Figura 5.20 apresenta as comparações entre as curvas carga *versus* deformação, numéricas e experimentais, em dois pontos do reforço de PRFC, sendo que para cada ponto analisado foram obtidos dois valores na análise numérica. Ao comparar os resultados experimentais e numéricos observa-se que de modo geral todos apresentam a mesma tendência.

Contudo, é importante ressaltar que não se espera que os resultados de deformação sejam tão precisos quanto os de deslocamento. As deformações, determinadas através do modelo de elementos finitos, correspondem a valores médios previstos para determinada região. Já os valores de deformação, determinados experimentalmente, referem-se a um ponto específico do elemento estrutural. Este ponto pode estar, por exemplo, em uma posição entre fissuras ou exatamente na posição de uma fissura. Embora estes pontos possam estar muito próximos, os valores das deformações correspondentes podem ser completamente diferentes.

Figura 5.20 – Diagrama carga-deformação no reforço de PRFC da viga A-SW3-2



(fonte: elaborada pela autora)

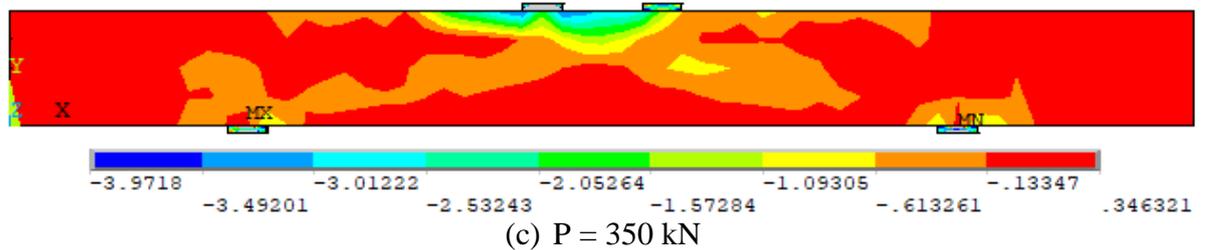
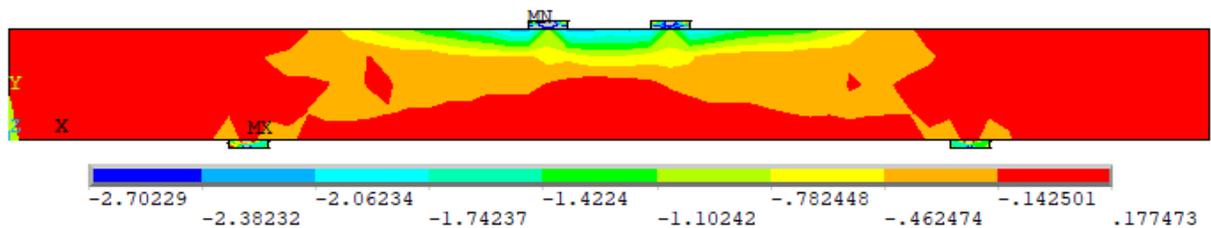
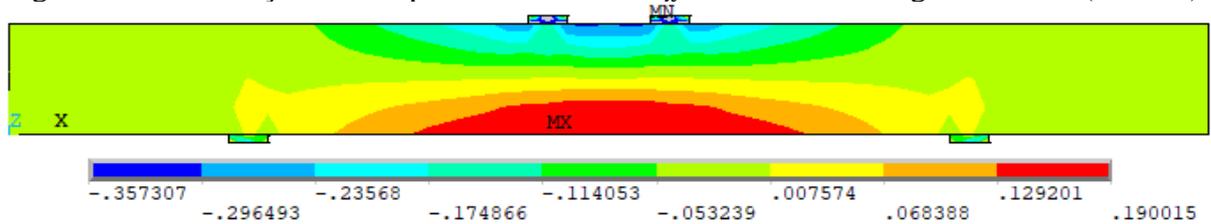
Com a finalidade de analisar a distribuição de tensões ao longo da viga A-SW3-2, a Figura 5.21 mostra a evolução das tensões normais, na direção x, para o concreto. A Figura 5.21a apresenta os resultados de tensões no concreto antes da fissuração, a Figura 5.21b para o concreto já fissurado e a Figura 5.21c para uma carga próxima a carga máxima. A Figura 5.22 apresenta a distribuição de tensões na direção z para o concreto, sendo que a Figura 5.22a apresenta os resultados de tensão na face superior da viga e a Figura 5.22b ilustra a tensão no plano de simetria das seções transversais.

Já a Figura 5.23 apresenta a deformação principal ε_1 do concreto para a carga última obtida na simulação numérica, onde a Figura 5.23a mostra a deformação na face lateral da viga em contato com o reforço de PRFC e a Figura 5.23b ilustra a deformação no plano de simetria das seções transversais. Analisando a distribuição de tensões e a deformação no concreto, observa-se que na situação apresentada na Figura 5.21c, Figura 5.22 e Figura 5.23, a viga apresenta valor máximo da tensão de tração superior ao valor da resistência à tração do concreto ($0,22 \text{ kN/cm}^2$), assim como as deformações são superiores aos valores estabelecidos para o concreto. Isto indica que a ruptura do elemento estrutural ocorreu por falha no concreto.

A Figura 5.24 ilustra a distribuição de tensões normais nas armaduras longitudinais e transversais para a carga última obtida na simulação numérica. Verifica-se que a viga A-SW3-

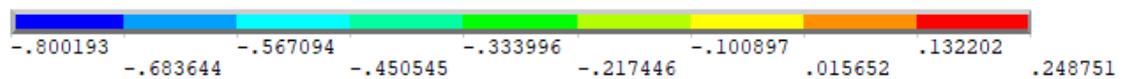
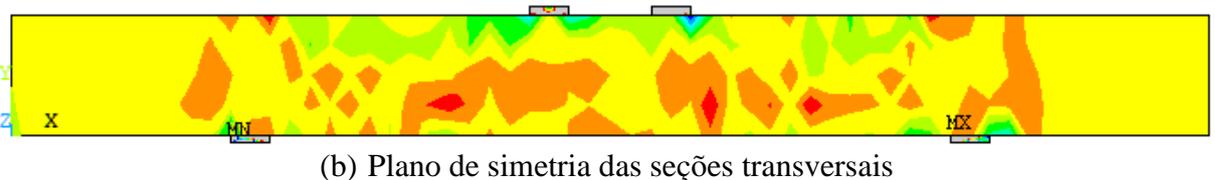
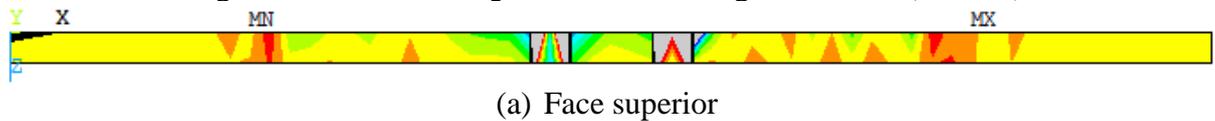
2 atinge a tensão de escoamento nos estribos (35 kN/cm²), Figura 5.24b, antes da armadura longitudinal iniciar o processo de escoamento (46 kN/cm²), Figura 5.24a, assim como ocorreu com a viga A-SW3-1. Contudo, isto ocorreu para uma carga superior a observada na viga sem reforço de PRFC (A-SW3-1), indicando assim a contribuição desse material.

Figura 5.21 – Evolução da componente de tensão σ_x no concreto da viga A-SW3-2 (kN/cm²)

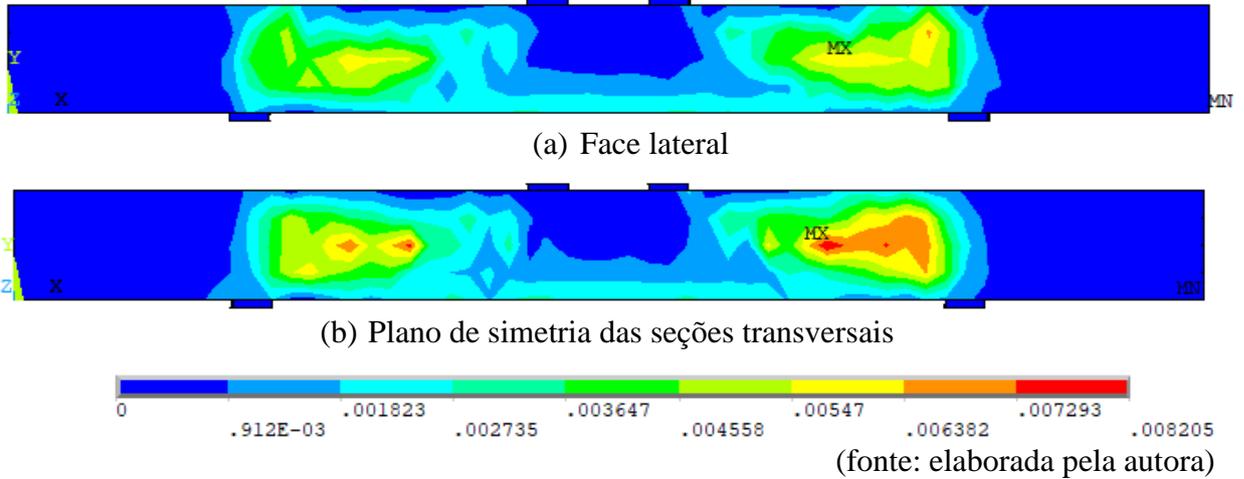
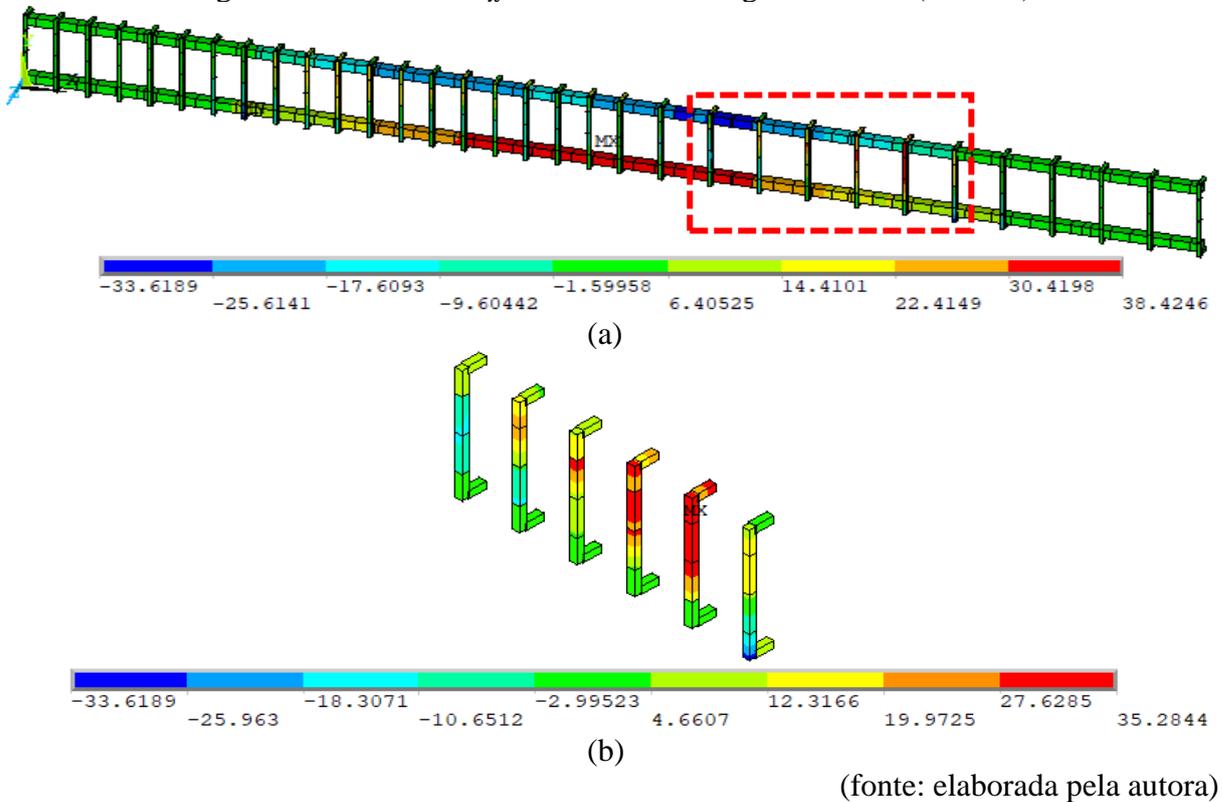


(fonte: elaborada pela autora)

Figura 5.22 – Tensão σ_z no concreto da viga A-SW3-2 (kN/cm²)



(fonte: elaborada pela autora)

Figura 5.23 – Deformação principal ε_1 no concreto da viga A-SW3-2 (cm/cm)Figura 5.24 – Tensão σ_x na armadura da viga A-SW3-2 (kN/cm²)

A Figura 5.25 contém a distribuição de tensões no reforço de PRFC para a carga última, onde é possível observar que as regiões de tensões máximas estão localizadas no vão de cisalhamento de interesse, onde é possível observar que o PRFC está submetido a uma tensão máxima muito inferior à sua tensão última (379 kN/cm²). Além disso, constatou-se que não ocorreu o descolamento do reforço, uma vez que os valores de tensão e deslizamento tangencial máximos na situação de ruptura, apresentados na Figura 5.26 e na Figura 5.27, respectivamente, são inferiores aos valores estabelecidos para este grupo de vigas, os quais são 0,317 kN/cm² para a tensão e 0,0182 cm para o deslizamento. Este comportamento já era esperado para esta viga,

visto que o modo de falha observado no ensaio experimental foi por fendilhamento do concreto, como pode-se observar na Figura 5.28, evitando assim o aproveitamento máximo do material.

Figura 5.25 – Tensão principal σ_1 no reforço de PRFC da viga A-SW3-2 (kN/cm²)

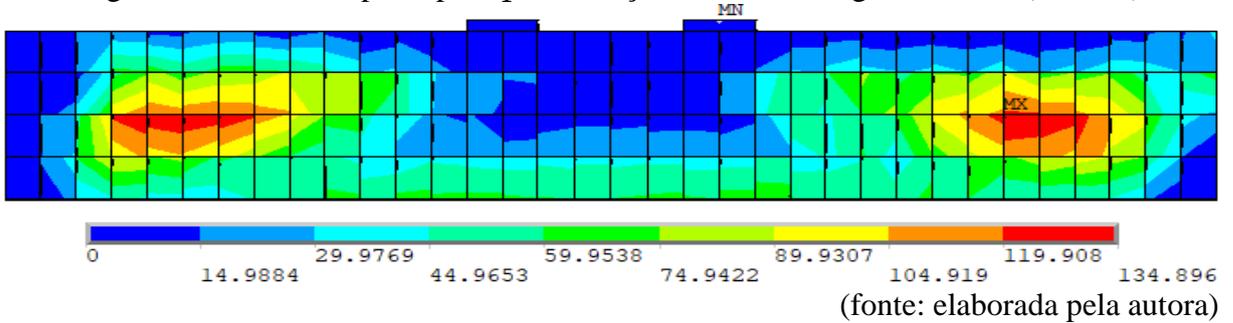


Figura 5.26 – Tensões de aderência na interface da viga A-SW3-2 (kN/cm²)

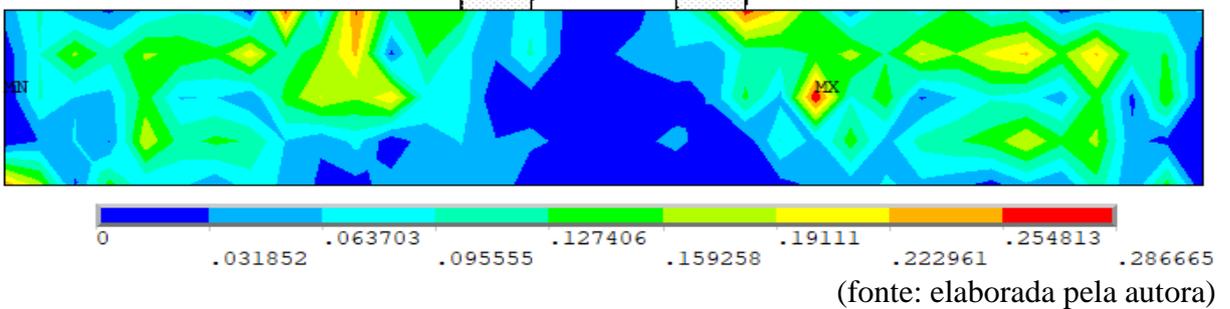


Figura 5.27 – Deslizamentos na interface da viga A-SW3-2 (cm)

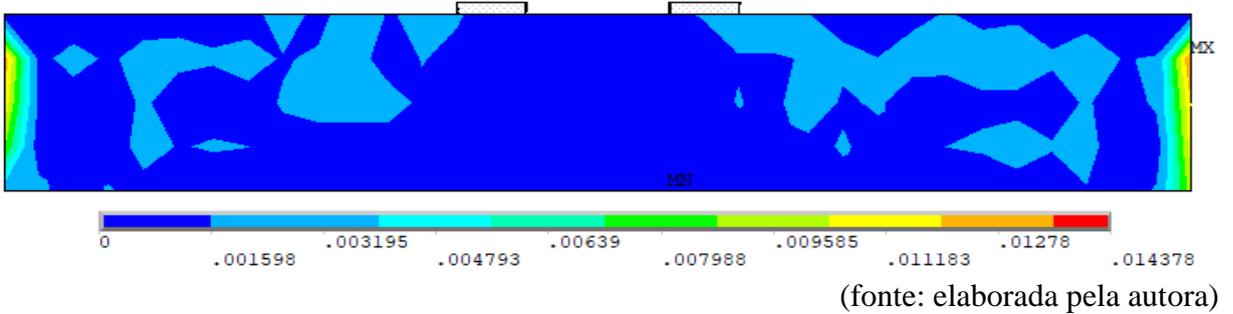


Figura 5.28 – Modo de ruptura experimental da viga A-SW3-2

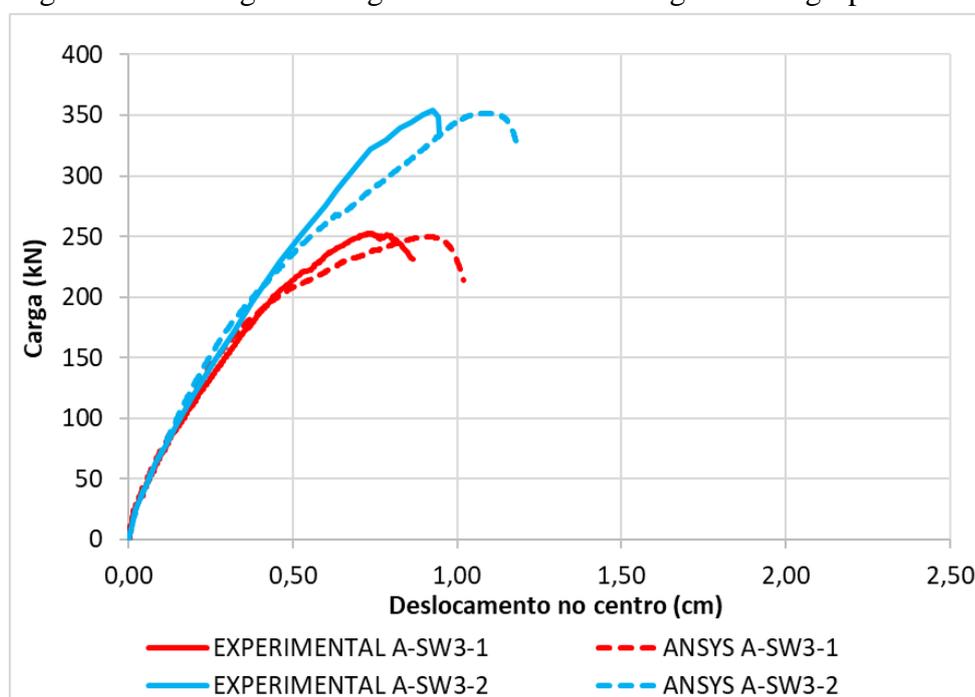


(fonte: KHALIFA, 1999)

5.3.1.3 Comparação dos resultados do subgrupo A-SW3

A Figura 5.29 apresenta o diagrama de carga-deslocamento, tanto para os ensaios experimentais quanto para as análises numéricas, das vigas A-SW3-1 e A-SW3-2. Avaliando estes resultados é possível verificar que a simulação numérica representa muito bem o comportamento das duas vigas analisadas, visto que, as curvas numéricas apresentam carga máxima igual a das curvas obtidas nos ensaios experimentais. Além disso, observou-se uma boa correlação entre as curvas de carga-deformação nos três estribos do vão de cisalhamento de interesse, como mostra a Figura 5.14 para a viga A-SW3-1 e a Figura 5.19 para a viga A-SW3-2.

Figura 5.29 – Diagrama carga-deslocamento das vigas do subgrupo A-SW3



(fonte: elaborada pela autora)

Quanto ao modo de ruptura das vigas, foi possível concluir, por meio da análise computacional, que a viga A-SW3-1 rompe por cisalhamento, visto que os estribos atingem a tensão máxima de escoamento (35 kN/cm^2) antes de iniciar o processo de escoamento da armadura longitudinal (46 kN/cm^2), como pode-se observar na Figura 5.16. Já para a viga A-SW3-2 observou-se que a tensão no concreto na direção z, Figura 5.22, assim como as deformações principais de tração, Figura 5.23, possuem valores muito elevados, indicando que a ruptura da viga ocorreu por falha no concreto. Estes resultados vão ao encontro do observado nos ensaios experimentais realizados por Khalifa (1999), uma vez que foi constatado que a viga A-SW3-1 rompeu devido ao cisalhamento, como pode-se observar na Figura 5.17, e o modo de falha da viga A-SW3-2 foi por fendilhamento do concreto, conforme apresenta a Figura 5.28.

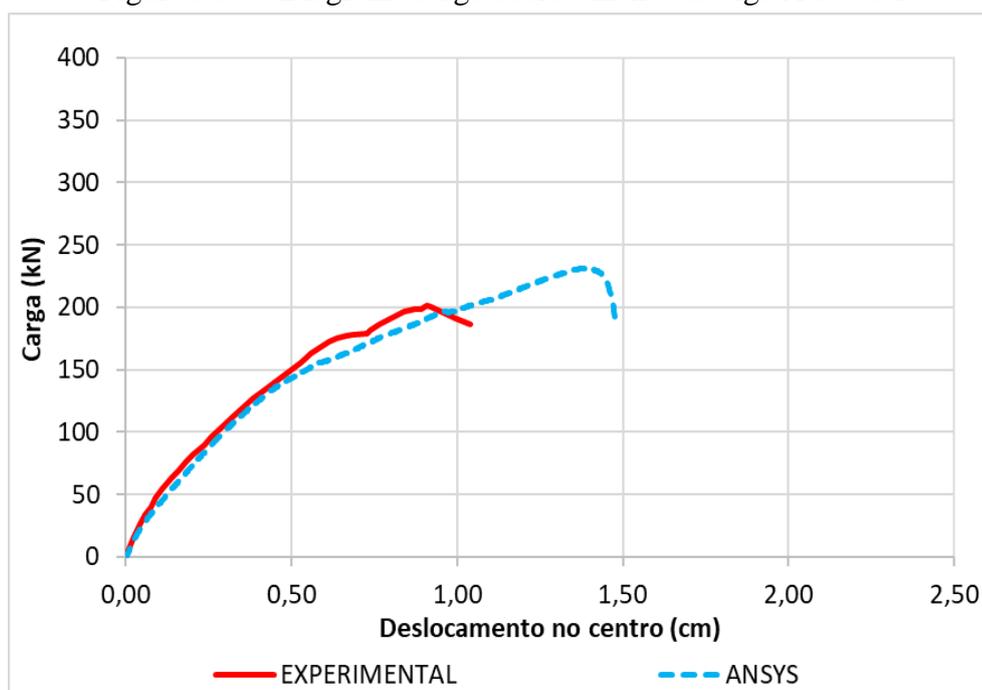
5.3.2 Subgrupo A-SW4

A seguir são apresentados os resultados referentes às duas vigas do subgrupo A-SW4, as quais possuíam estribos de aço ao longo de todo o comprimento e relação a/d igual a 4.

5.3.2.1 Viga A-SW4-1

Na simulação numérica da viga sem reforço e com relação a/d igual a 4, viga A-SW4-1, o deslocamento total imposto foi de 1,5 cm. As curvas numéricas e experimentais, referentes à força *versus* os deslocamentos verticais no centro do vão são expostas na Figura 5.30. A partir da análise destas curvas, observa-se que as curvas são praticamente coincidentes até a carga de ruptura experimental (200 kN), sendo que a curva numérica apresenta carga máxima 15,1% maior que a carga de ruptura experimental.

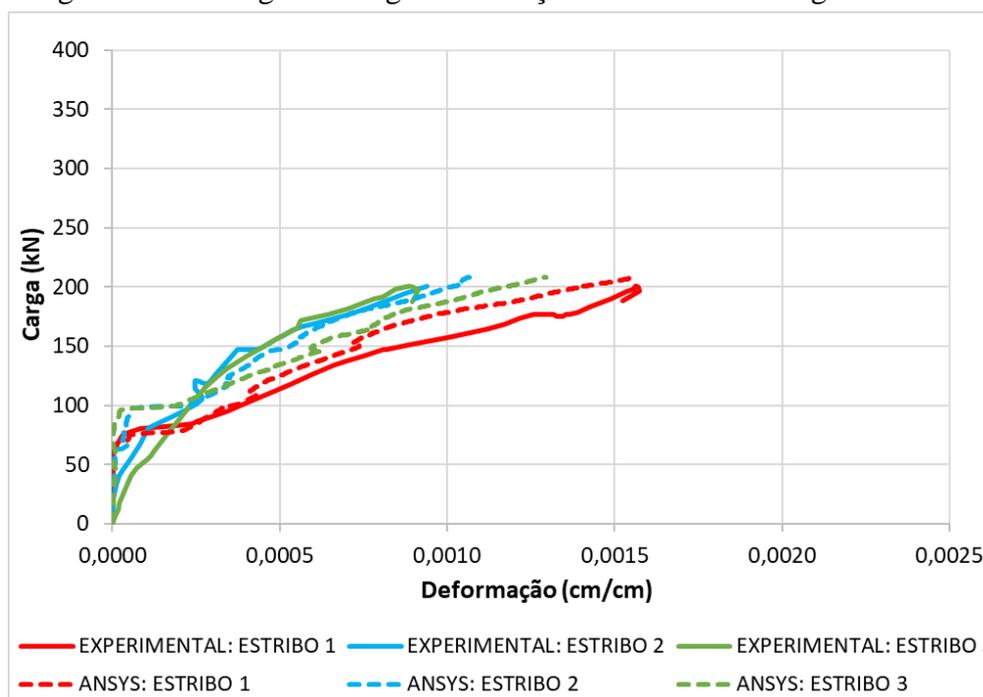
Figura 5.30 – Diagrama carga-deslocamento da viga A-SW4-1



(fonte: elaborada pela autora)

No que concerne às deformações na armadura transversal, a Figura 5.31 apresenta as curvas carga-deformação obtidas por Khalifa (1999), assim como as curvas numéricas resultantes deste trabalho para os três estribos do vão de cisalhamento de interesse, monitorados através dos extensômetros. Comparando estes resultados, constata-se que a simulação numérica representa muito bem os valores experimentais.

Figura 5.31 – Diagrama carga-deformação nos estribos da viga A-SW4-1

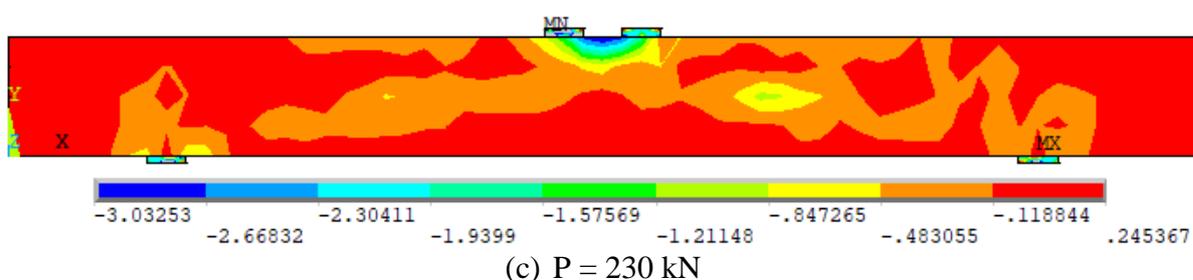
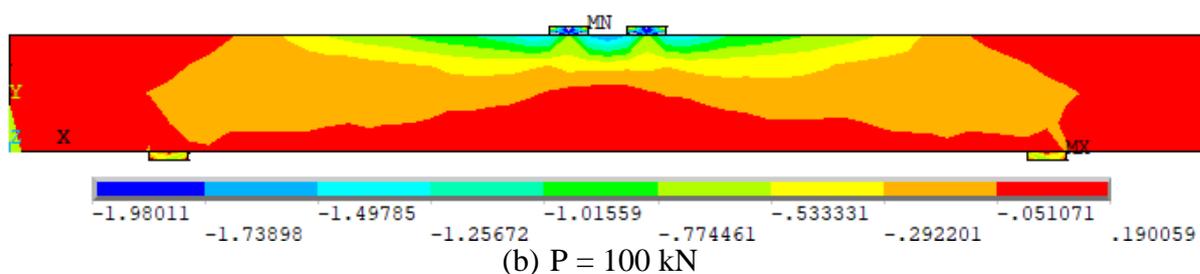
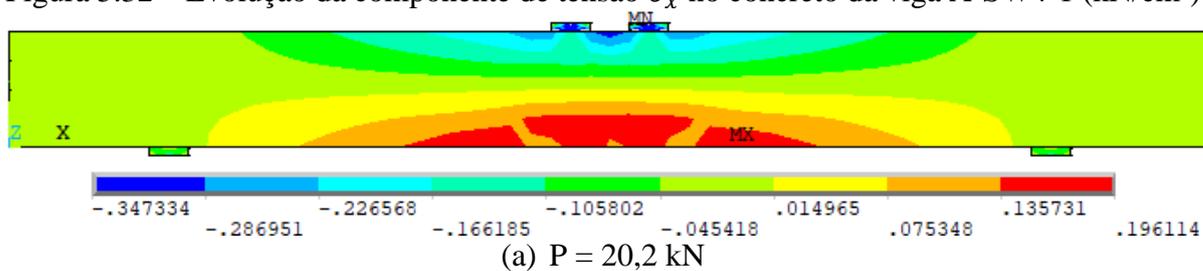


(fonte: elaborada pela autora)

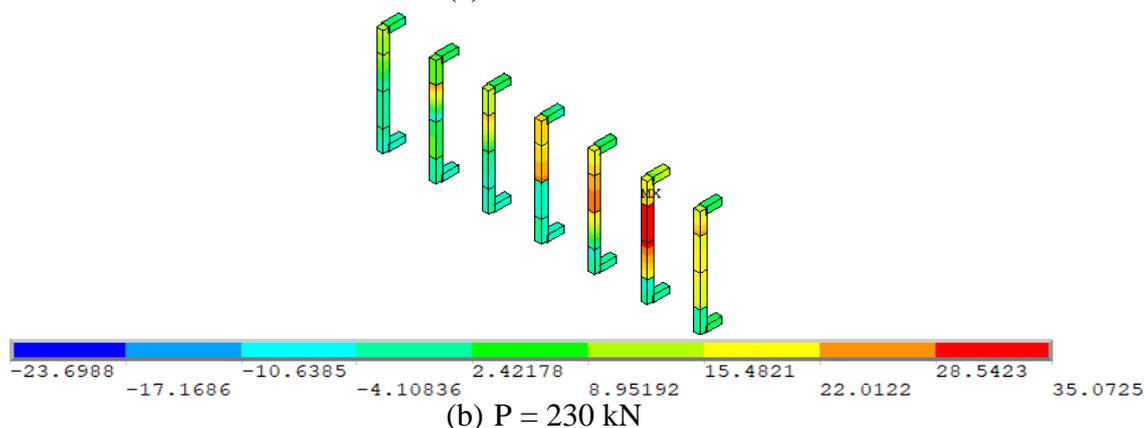
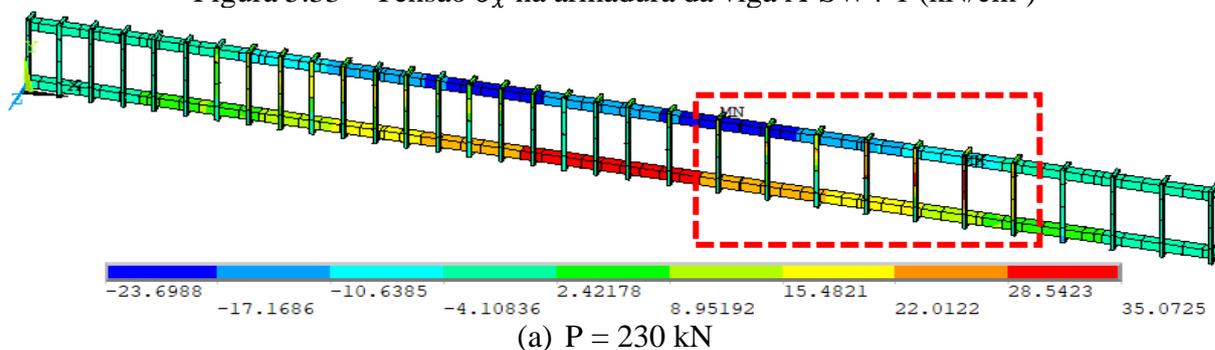
A Figura 5.32 contém a evolução da distribuição de tensões normais, na direção x , para o concreto da viga A-SW4-1. A Figura 5.32a apresenta os resultados de tensões antes da fissuração do concreto, a Figura 5.32b ilustra as tensões para o concreto já fissurado e a Figura 5.32c para a carga de ruptura da viga. Já a Figura 5.33 apresenta a distribuição de tensões normais nas armaduras longitudinais e transversais para a carga última obtida na simulação numérica.

A Figura 5.34 ilustra o estado de fissuração do concreto para a carga de 100 kN, que corresponde a distribuição de tensões da Figura 5.32b, onde a cor azul mostra que os pontos de integração do elemento ainda não fissuraram e a cor verde indica que algum ponto de integração do elemento fissurou em uma direção. É importante destacar que para obter o estado fissuração do concreto da viga deve-se utilizar o comando PLESOL,SVAR,7.

Analisando as tensões para a carga máxima verifica-se que o concreto atingiu o seu valor último de tensão de tração ($0,22 \text{ kN/cm}^2$), Figura 5.32c, assim como os estribos alcançaram a tensão máxima de escoamento (35 kN/cm^2), Figura 5.33b (estribos do vão de cisalhamento de interesse), enquanto a armadura longitudinal ainda não deu início ao processo de escoamento, Figura 5.33a. Isso evidencia que a ruptura da viga foi ocasionada por cisalhamento, assim como ocorreu no ensaio experimental, Figura 5.35.

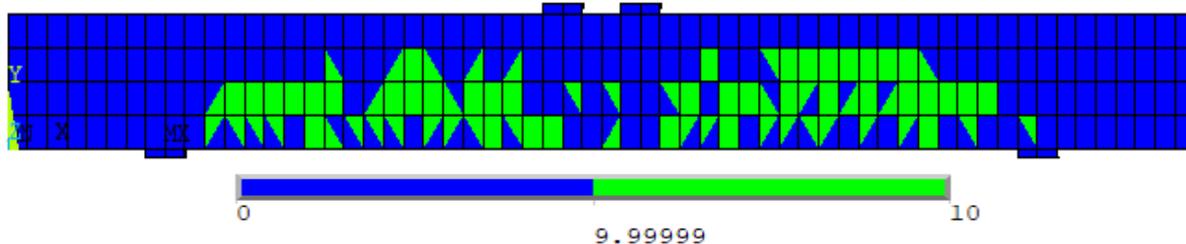
Figura 5.32 – Evolução da componente de tensão σ_x no concreto da viga A-SW4-1 (kN/cm²)

(fonte: elaborada pela autora)

Figura 5.33 – Tensão σ_x na armadura da viga A-SW4-1 (kN/cm²)

(fonte: elaborada pela autora)

Figura 5.34 – Fissuração no concreto da viga A-SW4-1 para a carga de 100 kN



(fonte: elaborada pela autora)

Figura 5.35 – Modo de ruptura experimental da viga A-SW4-1



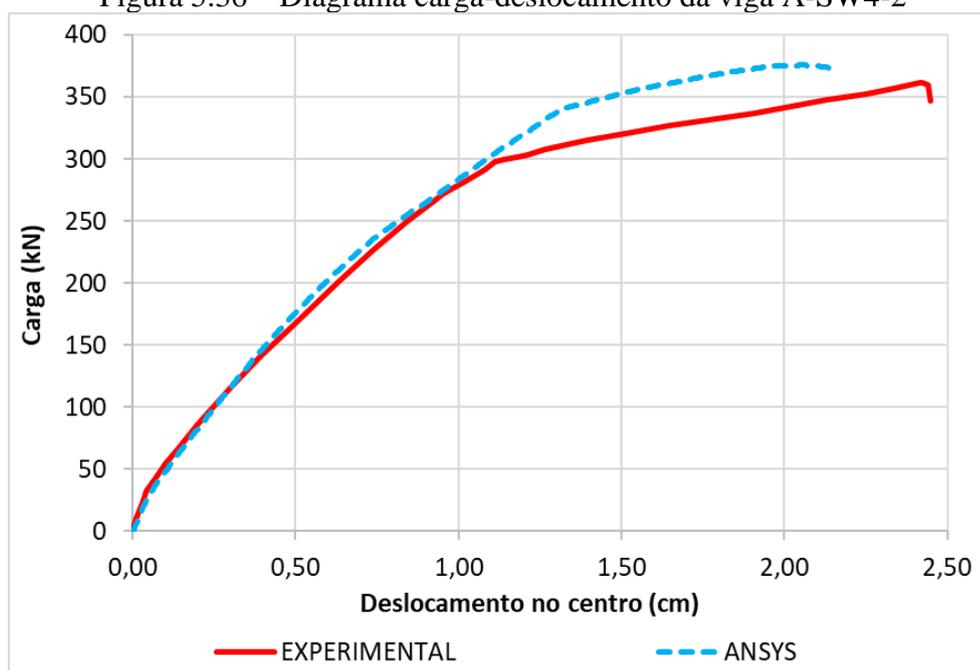
(fonte: KHALIFA, 1999)

5.3.2.2 Viga A-SW4-2

O deslocamento total imposto nos pontos onde as cargas concentradas foram aplicadas no ensaio experimental foi de 3,6 cm. As curvas, experimental e numérica, de carga-deslocamento no centro do vão para a viga A-SW4-2 são apresentadas na Figura 5.36. É possível observar que estas curvas estão praticamente sobrepostas até a carga de 300 kN e, após isto, a curva obtida numericamente apresenta uma rigidez um pouco maior que a rigidez real da estrutura. Além disso, foi verificado que o resultado numérico apresenta uma carga máxima 3,1% superior e um deslocamento 11,3% menor que o resultado experimental. Essas diferenças estão dentro do esperado, considerando-se a variabilidade das propriedades dos materiais ao longo do elemento estrutural.

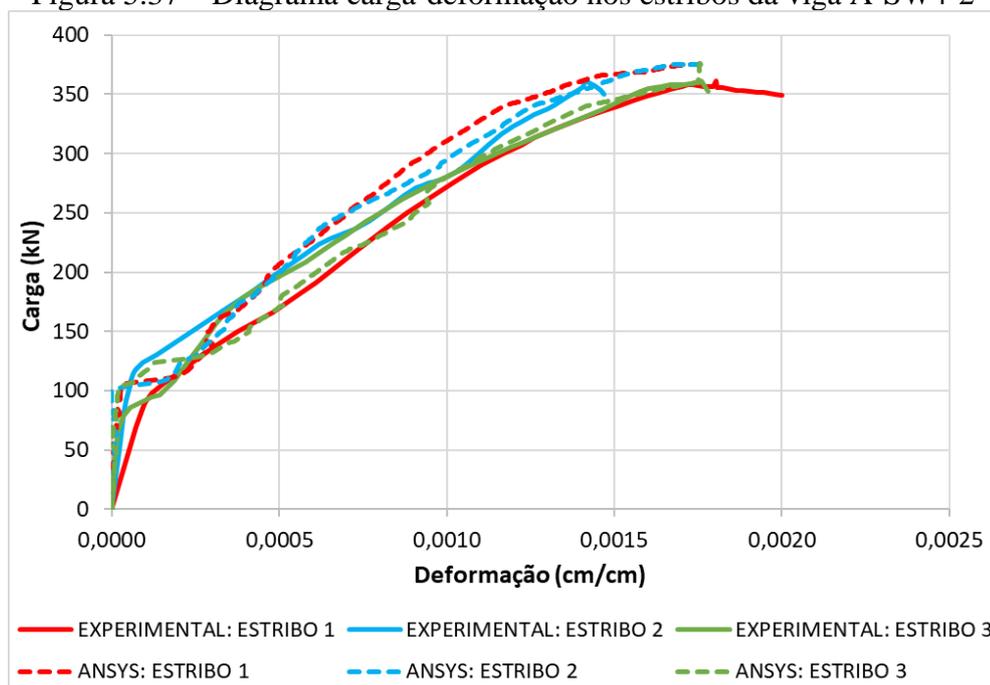
Já a Figura 5.37 expõe as curvas de carga-deformação, experimentais e numéricas, para os três estribos do vão de cisalhamento de interesse, sendo que os valores de deformações das curvas obtidas pela simulação numérica foram extraídos do ponto de integração localizado no centro do estribo. Através da análise destas curvas, verifica-se que os resultados numéricos demonstram boa aproximação com os resultados experimentais.

Figura 5.36 – Diagrama carga-deslocamento da viga A-SW4-2



(fonte: elaborada pela autora)

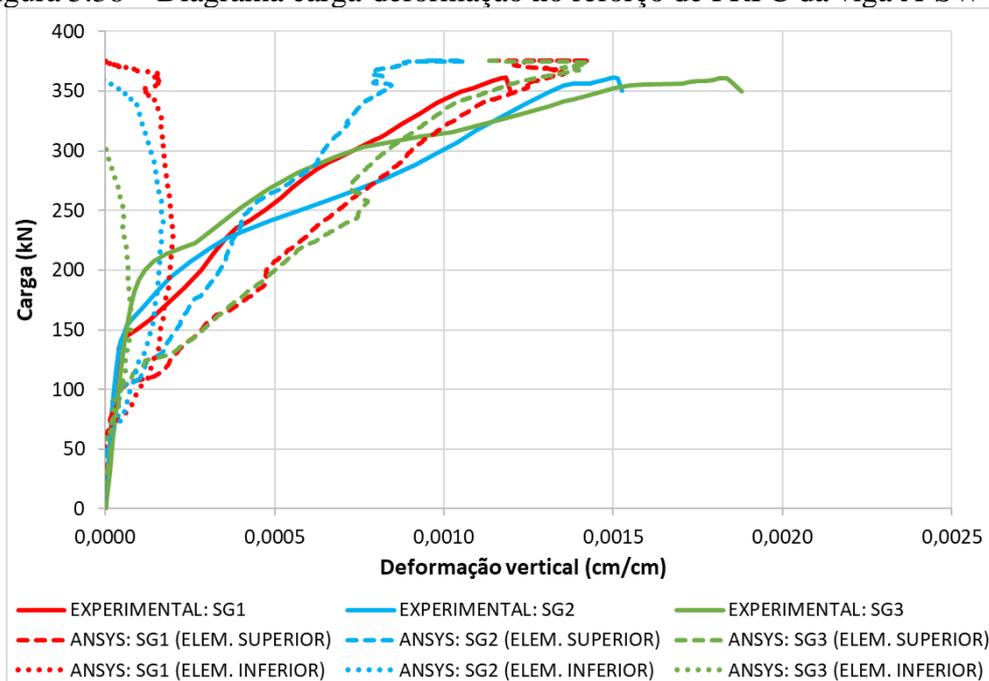
Figura 5.37 – Diagrama carga-deformação nos estribos da viga A-SW4-2



(fonte: elaborada pela autora)

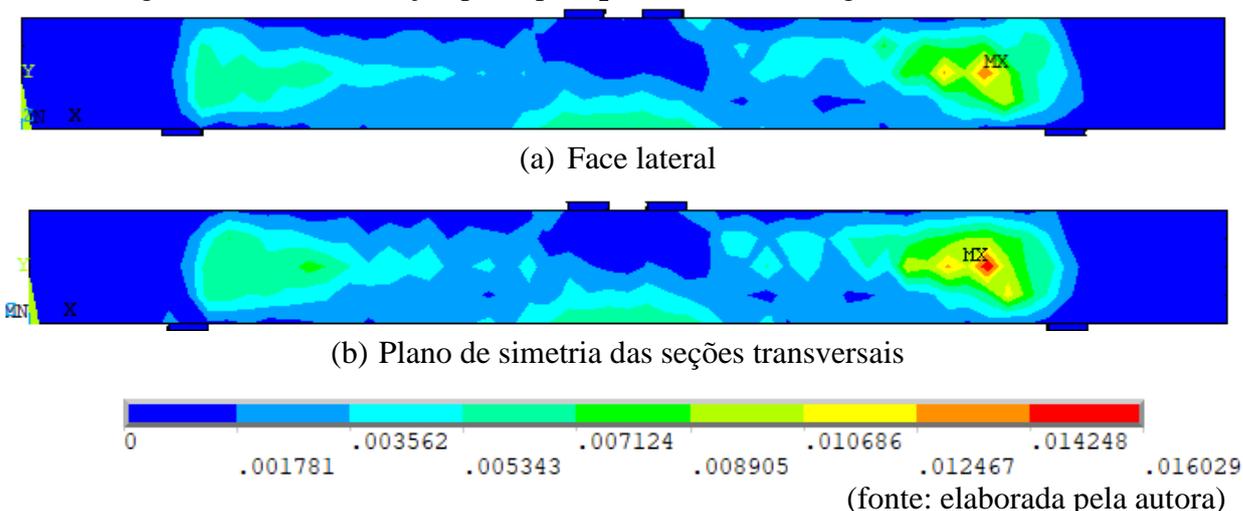
Em relação ao reforço de PRFC da viga A-SW4-2, a Figura 5.38 apresenta as curvas de carga-deformação em três pontos do PRFC, sendo que para cada localização foram obtidos dois valores. Analisando estas curvas constata-se que os resultados numéricos de deformação para o PRFC, obtidos nos elementos superiores, apresentam a mesma tendência dos valores experimentais, enquanto, os valores dos elementos inferiores não possuem a mesma tendência.

Figura 5.38 – Diagrama carga-deformação no reforço de PRFC da viga A-SW4-2



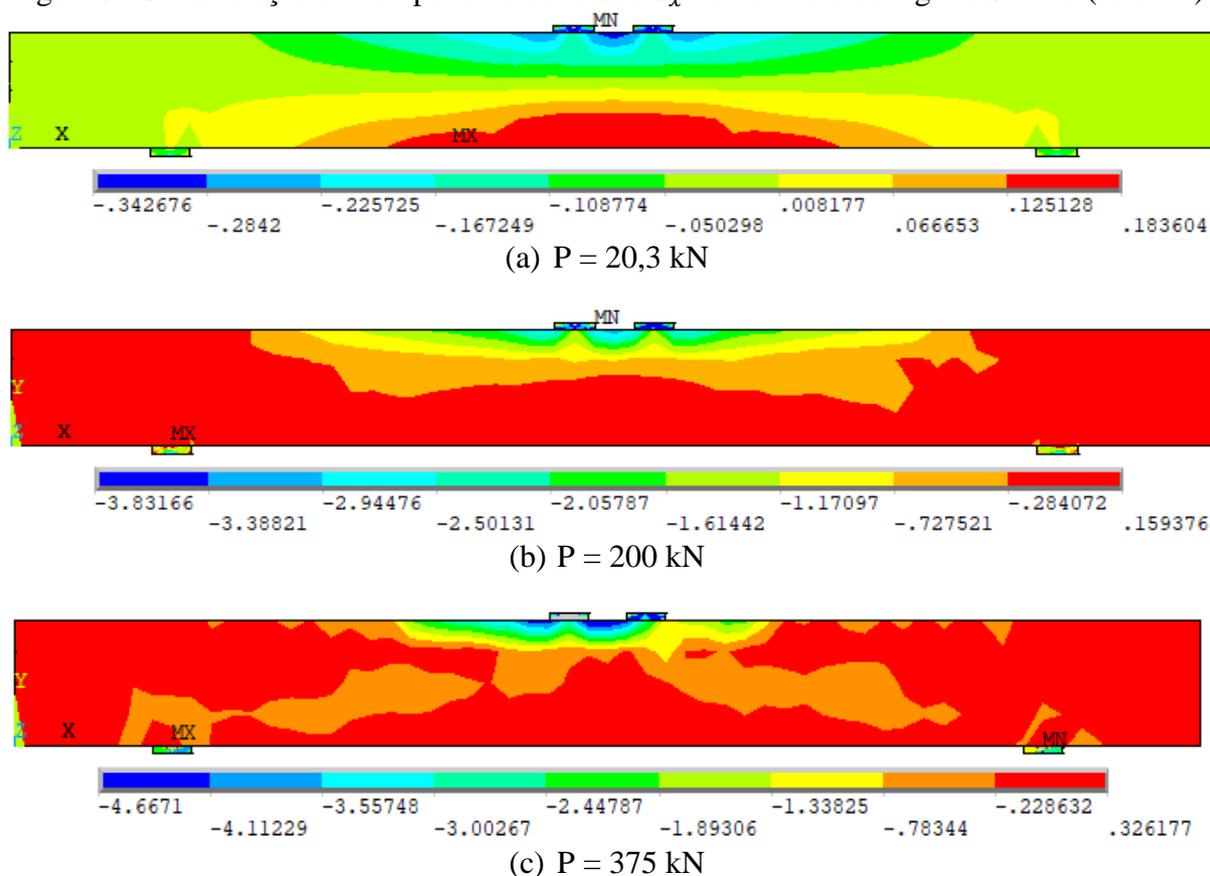
(fonte: elaborada pela autora)

A Figura 5.39 expõe a deformação principal ϵ_1 do concreto para a carga última numérica, sendo que a Figura 5.39a mostra a deformação na face lateral da viga em contato com o reforço de PRFC e a Figura 5.39b ilustra a deformação no plano de simetria das seções transversais. Já a Figura 5.40 apresenta a evolução da distribuição de tensões normais, na direção x, para o concreto antes da fissuração (Figura 5.40a), para o concreto já fissurado (Figura 5.40b), assim como para uma carga próxima a carga última (Figura 5.40c). Avaliando estes resultados, verifica-se que, no momento da ruptura da viga, as deformações principais de tração têm valores muito elevados, indicando a ruptura da viga devido à falha no concreto.

Figura 5.39 – Deformação principal ϵ_1 no concreto da viga A-SW4-2 (cm/cm)

(fonte: elaborada pela autora)

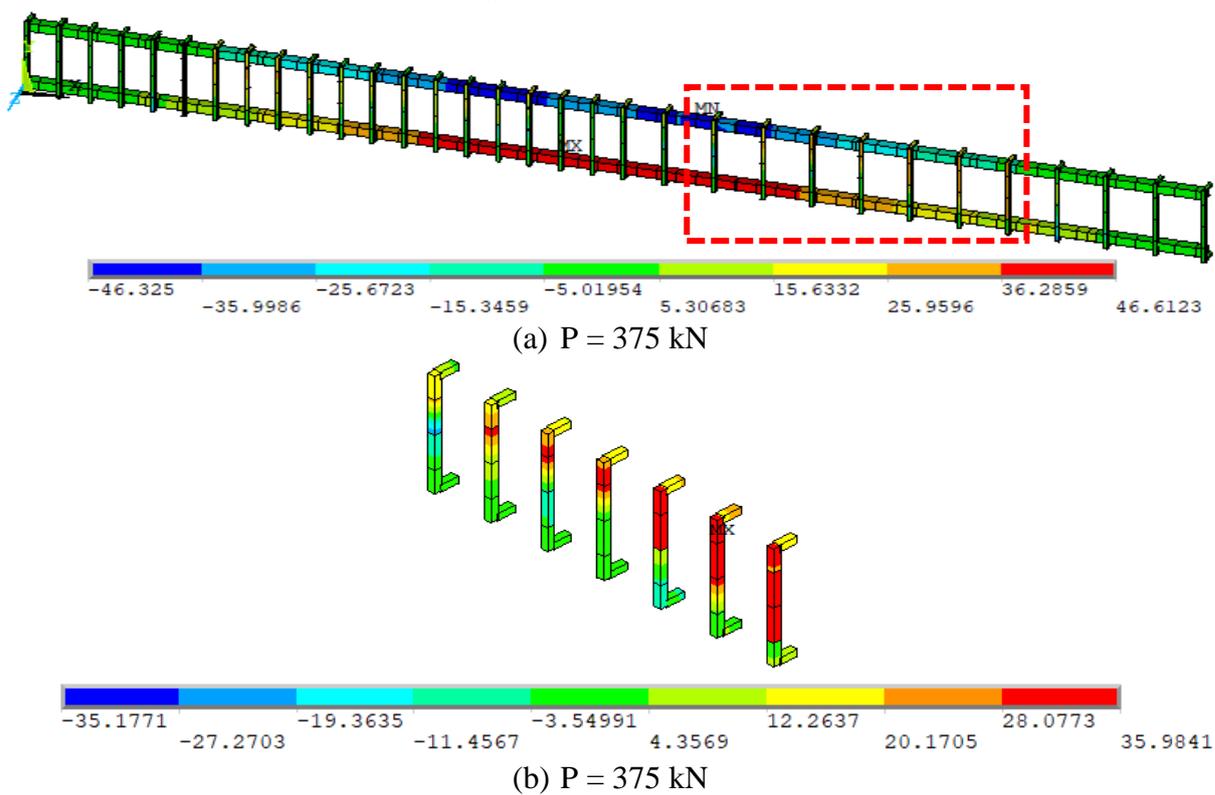
Figura 5.40 – Evolução da componente de tensão σ_x no concreto da viga A-SW4-2 (kN/cm²)



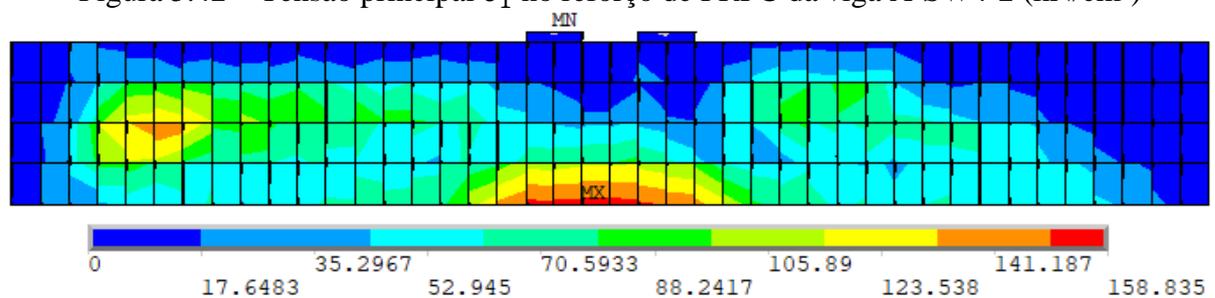
(fonte: elaborada pela autora)

A Figura 5.41 mostra a distribuição de tensões nas armaduras longitudinais e transversais da viga A-SW4-2, onde é possível observar que na situação de ruptura, tanto as armaduras longitudinais (Figura 5.41a) quanto as armaduras transversais, Figura 5.41b (estribos do vão de cisalhamento de interesse), já se encontravam em processo de escoamento, evidenciando assim a contribuição do PRFC para a resistência do elemento estrutural, pois a viga de referência (A-SW4-1) rompeu para uma carga 44,1% menor.

Na Figura 5.42, apresenta-se a distribuição de tensões tanto no reforço de PRFC referente à carga última obtida numericamente para a viga A-SW4-2. Pode-se observar que a tensão máxima é consideravelmente menor que a tensão última do reforço de PRFC utilizado (379 kN/cm²), o que já era previsto, uma vez que no ensaio experimental a viga rompeu por fendilhamento do concreto, como apresenta a Figura 5.43, evitando assim o aproveitamento máximo do material de reforço.

Figura 5.41 – Tensão σ_x na armadura da viga A-SW4-2 (kN/cm²)

(fonte: elaborada pela autora)

Figura 5.42 – Tensão principal σ_1 no reforço de PRFC da viga A-SW4-2 (kN/cm²)

(fonte: elaborada pela autora)

Figura 5.43 – Modo de ruptura experimental da viga A-SW4-2



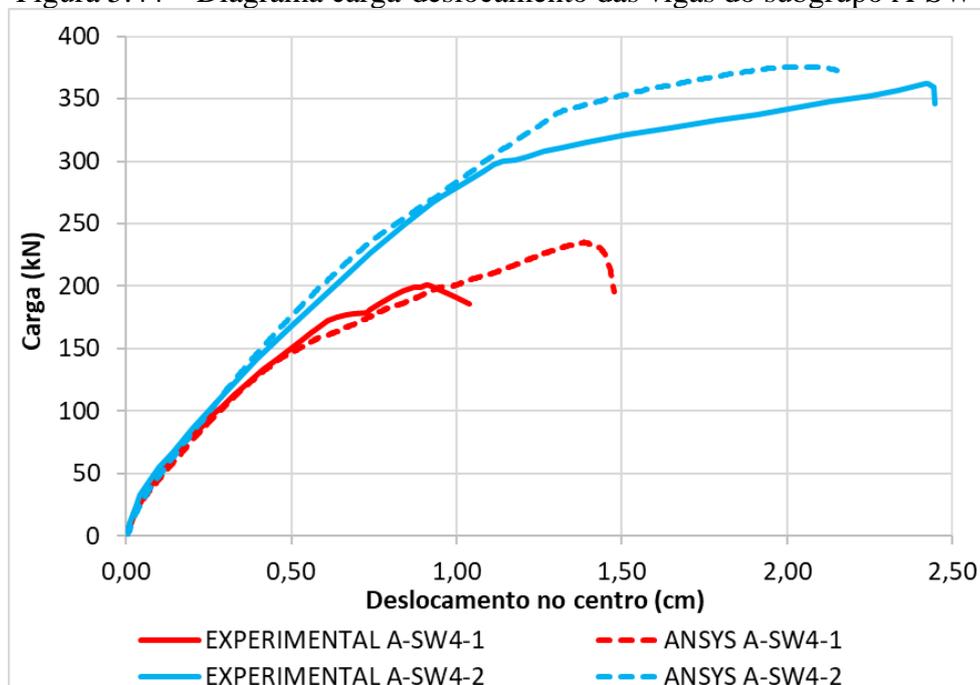
(fonte: KHALIFA, 1999)

5.3.2.3 Comparação dos resultados do subgrupo A-SW4

Os resultados numéricos de carga *versus* deslocamentos verticais no centro do vão são confrontados com os resultados teóricos na Figura 5.44, tanto para a viga A-SW4-1, quanto para a viga A-SW4-2. A partir da análise destes resultados, observa-se que as curvas são praticamente coincidentes até a carga de ruptura experimental (200 kN), sendo que a curva numérica apresenta carga máxima 15,1% maior que a carga de ruptura experimental. Já para a viga A-SW4-2, as curvas estão praticamente sobrepostas até a carga de 300 kN e, após isto, a curva obtida numericamente apresenta uma rigidez um pouco maior que a rigidez real da estrutura, assim como uma carga máxima superior e um deslocamento máximo inferior ao que foi verificado experimentalmente.

Diante disso, constatou-se que a simulação numérica, de maneira geral, representa bem o comportamento das duas vigas analisadas neste subgrupo. Quanto às deformações nos estribos do vão de cisalhamento de interesse, observou-se uma boa correlação entre as curvas experimentais e numéricas, tanto para a viga A-SW4-1 (Figura 5.31) quanto para a viga A-SW4-2 (Figura 5.37).

Figura 5.44 – Diagrama carga-deslocamento das vigas do subgrupo A-SW4



(fonte: elaborada pela autora)

Em relação ao modo de ruptura das vigas do subgrupo A-SW4, constatou-se que o modelo computacional foi capaz de prever o comportamento observado experimentalmente, visto que

para a viga A-SW4-1 os estribos alcançaram a tensão máxima de escoamento, Figura 5.33b, enquanto a armadura longitudinal ainda não deu início ao processo de escoamento, Figura 5.33a, indicando a ruptura por cisalhamento, assim como ocorreu no ensaio experimental, Figura 5.35. Já para a viga A-SW4-2 verificou-se que as deformações principais de tração têm valores muito elevados, como mostra a Figura 5.39, indicando que a ruptura da viga ocorreu por falha no concreto, o que está de acordo com o ensaio experimental, o qual constatou a ruptura por fendilhamento do concreto, como pode-se observar na Figura 5.43.

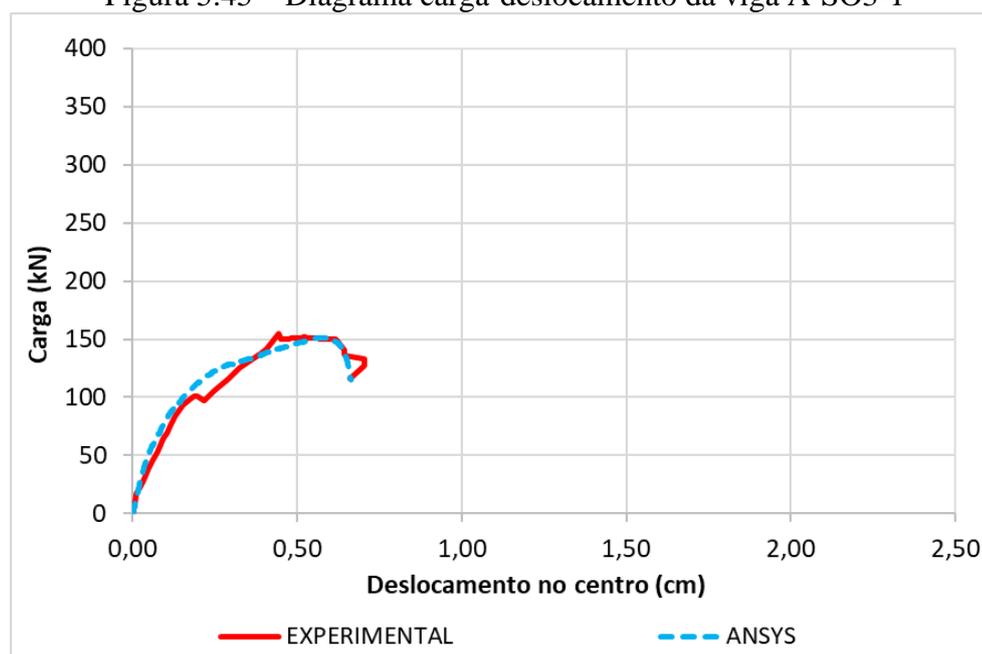
5.3.3 Subgrupo A-SO3

A seguir serão apresentados os resultados referentes às cinco vigas do subgrupo A-SO3, as quais não possuíam estribos na metade direita da viga e tinham relação a/d igual a 3.

5.3.3.1 Viga A-SO3-1

Para simulação numérica da viga sem reforço, com relação a/d igual a 3 e sem estribos no vão de cisalhamento de interesse (A-SO3-1), o deslocamento total imposto foi de 1,0 cm. Os resultados numéricos de carga *versus* os deslocamentos verticais no centro do vão são confrontados com os resultados teóricos na Figura 5.45. Comparando estes resultados, verifica-se que há uma boa aproximação entre a curva obtida na presente análise e a curva do ensaio experimental, sendo que as curvas estão praticamente sobrepostas até a carga de 100 kN.

Figura 5.45 – Diagrama carga-deslocamento da viga A-SO3-1

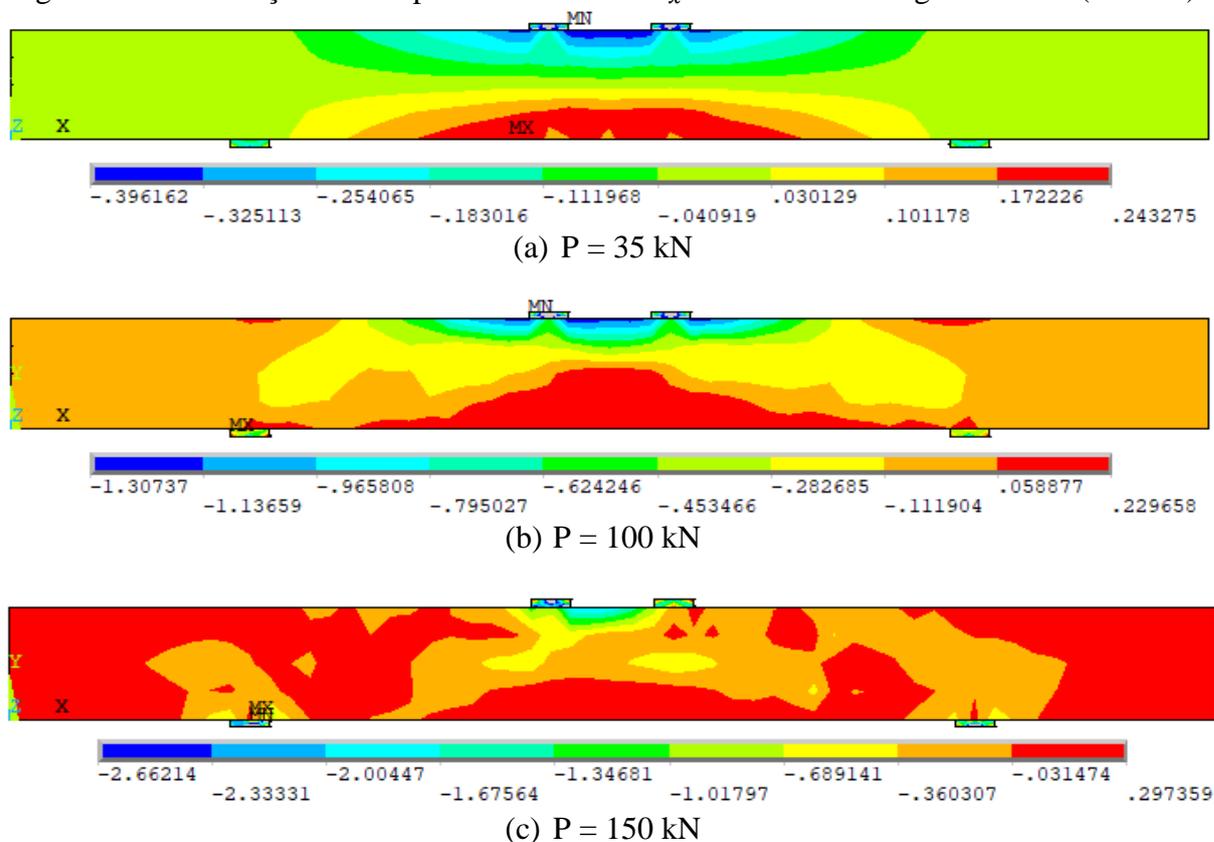


(fonte: elaborada pela autora)

A Figura 5.46 apresenta a evolução na distribuição de tensões normais, na direção x, para o concreto da viga A-SO3-1. A Figura 5.46a expõe as tensões no concreto antes da fissuração, a Figura 5.46b para o concreto já fissurado e a Figura 5.46c para a carga de ruptura da viga. A Figura 5.47 expõe a deformação principal ε_1 do concreto para a carga última obtida na simulação numérica, sendo que a Figura 5.47a mostra a deformação principal na face lateral da viga e a Figura 5.47b ilustra a deformação principal no plano de simetria das seções transversais da viga.

Já a Figura 5.48 mostra o estado de fissuração do concreto para a carga de 100 kN, correspondente à distribuição de tensões da Figura 5.46b, onde a cor azul mostra que os pontos de integração do elemento ainda não fissuraram e a cor verde indica que algum ponto de integração do elemento fissurou em uma direção. Avaliando a Figura 5.48 observa-se que o vão de cisalhamento de interesse possui mais elementos com ponto de integração fissurado, quando comparado com o vão que possui estribos.

Figura 5.46 – Evolução da componente de tensão σ_x no concreto da viga A-SO3-1 (kN/cm²)



(fonte: elaborada pela autora)

Figura 5.47 – Deformação principal ε_1 no concreto da viga A-SO3-1 (cm/cm)

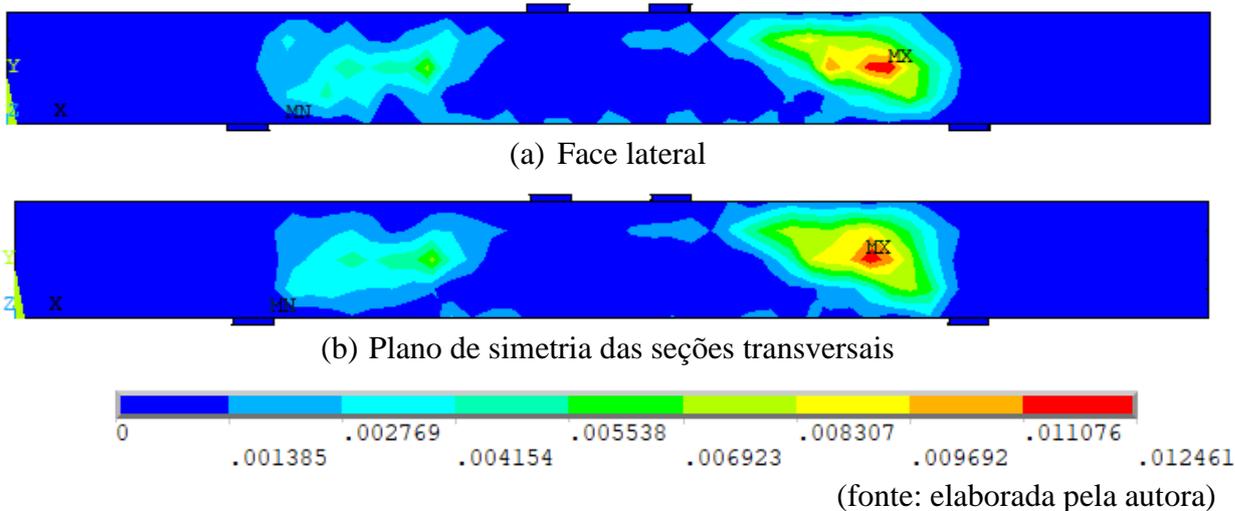
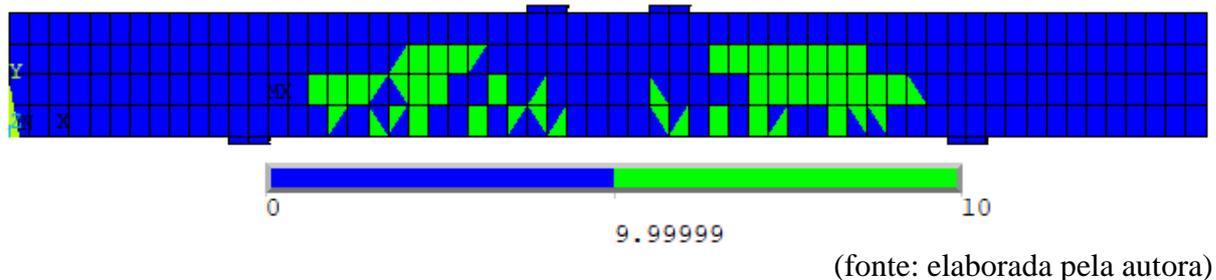


Figura 5.48 – Fissuração no concreto da viga A-SO3-1 para a carga de 100 kN



A Figura 5.49 ilustra a distribuição de tensões nas armaduras longitudinais e transversais para a carga última obtida na simulação numérica. Pode-se verificar que a tensão máxima é inferior a tensão de escoamento do aço. Ao analisar as deformações para a carga de ruptura (150 kN), é possível observar que o concreto alcançou uma elevada deformação principal de tração, Figura 5.47, o que indica ruptura por cisalhamento com formação de uma fissura diagonal, como mostra a Figura 5.50. Esta ruptura era previsível uma vez que a viga analisada não possui armadura transversal no vão de cisalhamento de interesse.

Figura 5.49 – Tensão σ_x na armadura da viga A-SO3-1 (kN/cm²)

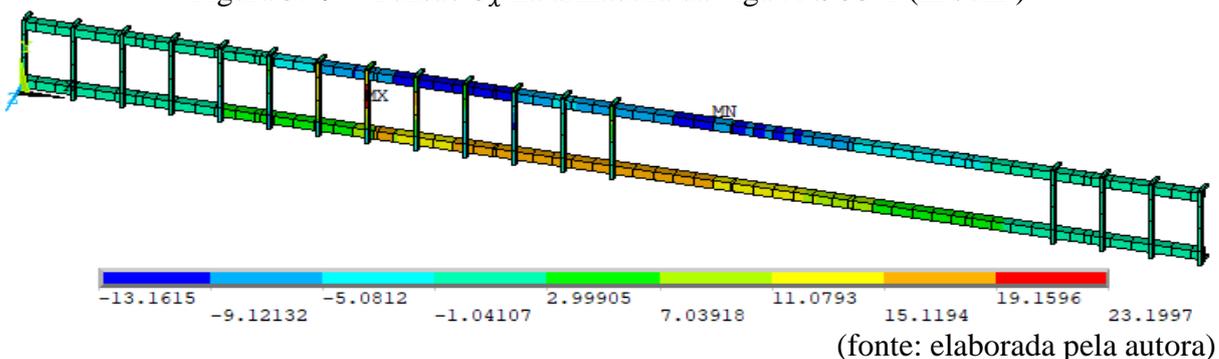


Figura 5.50 – Modo de ruptura experimental da viga A-SO3-1

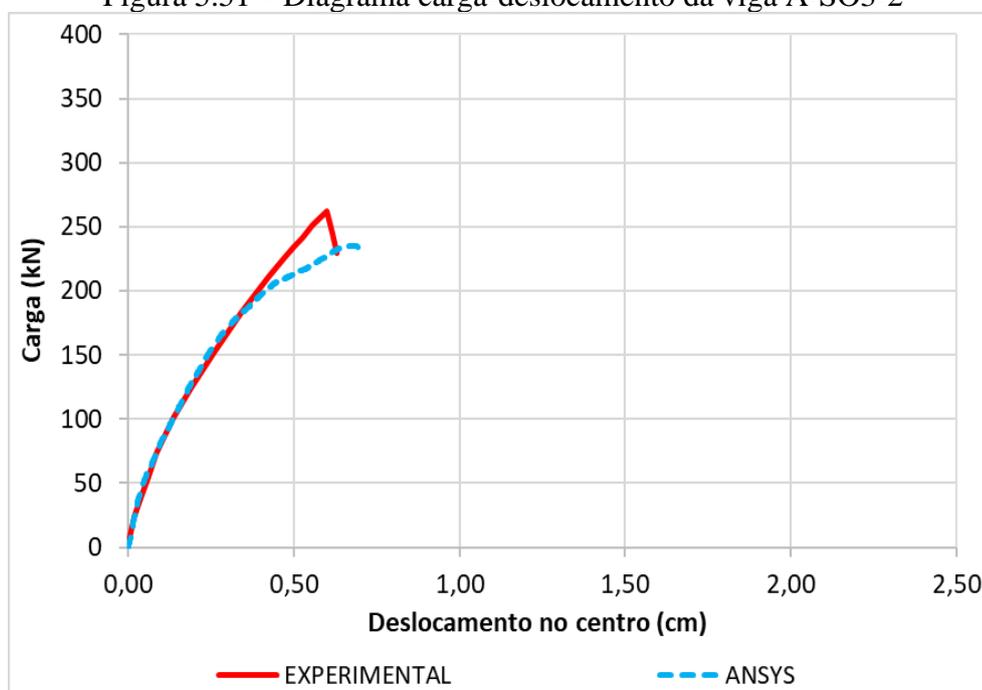


(fonte: KHALIFA, 1999)

5.3.3.2 Viga A-SO3-2

Para simular o carregamento da viga A-SO3-2, sem estribos no vão de cisalhamento de interesse e com reforço em faixas de 50 mm, foi aplicado um deslocamento total de 1,0 cm. A Figura 5.51 apresenta os resultados de carga-deslocamento no centro do vão determinados no ensaio experimental, assim como na simulação numérica desenvolvida.

Figura 5.51 – Diagrama carga-deslocamento da viga A-SO3-2

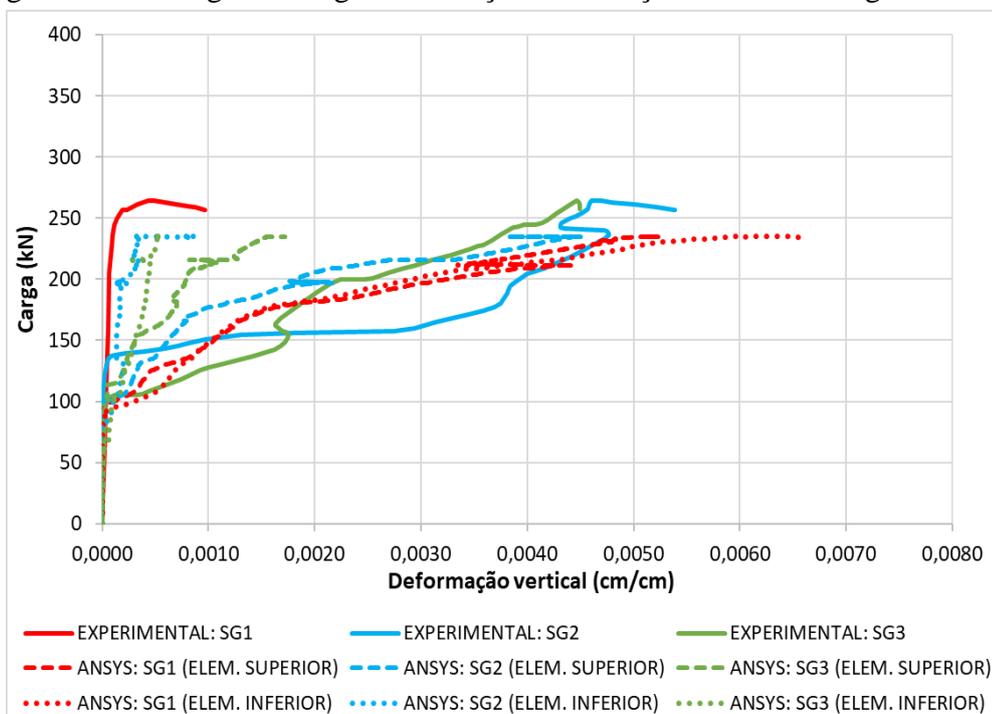


(fonte: elaborada pela autora)

Comparando estes resultados, verifica-se que a curva numérica é coincidente com a curva experimental até uma carga de 197,8 kN e, após isto, apresenta uma redução na rigidez,

encerrando a análise para uma carga última de 234,4 kN. Na Figura 5.52 são apresentados os resultados experimentais e numéricos de carga-deformação no reforço de PRFC. Observa-se que, de maneira geral, os resultados apresentam a mesma tendência.

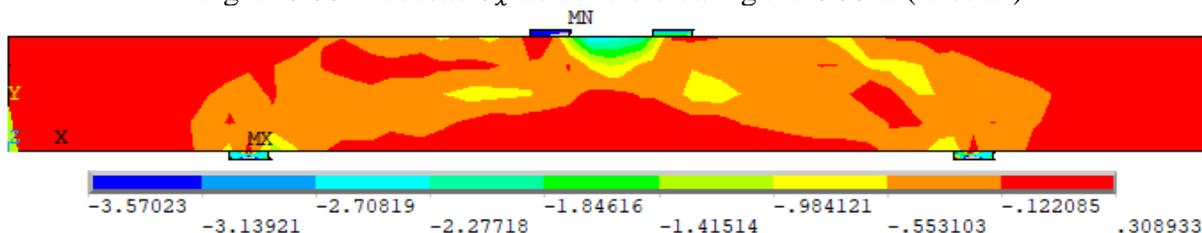
Figura 5.52 – Diagrama carga-deformação no reforço de PRFC da viga A-SO3-2



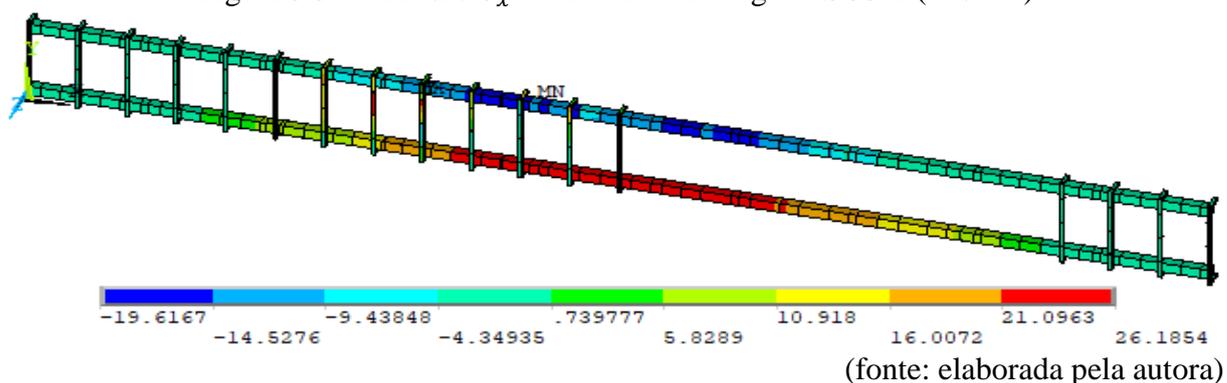
(fonte: elaborada pela autora)

Por meio da Figura 5.53 e da Figura 5.54 pode-se observar, respectivamente, a distribuição de tensões no concreto e nas armaduras longitudinais e transversais para a carga última da simulação numérica. Avaliando estes resultados, verifica-se que o concreto atingiu tensões correspondentes aos seus limites de resistência. Por outro lado, as armaduras alcançaram uma tensão máxima de 26,2 kN/cm², a qual é inferior a tensão de escoamento do aço longitudinal (46 kN/cm²) e transversal (35 kN/cm²).

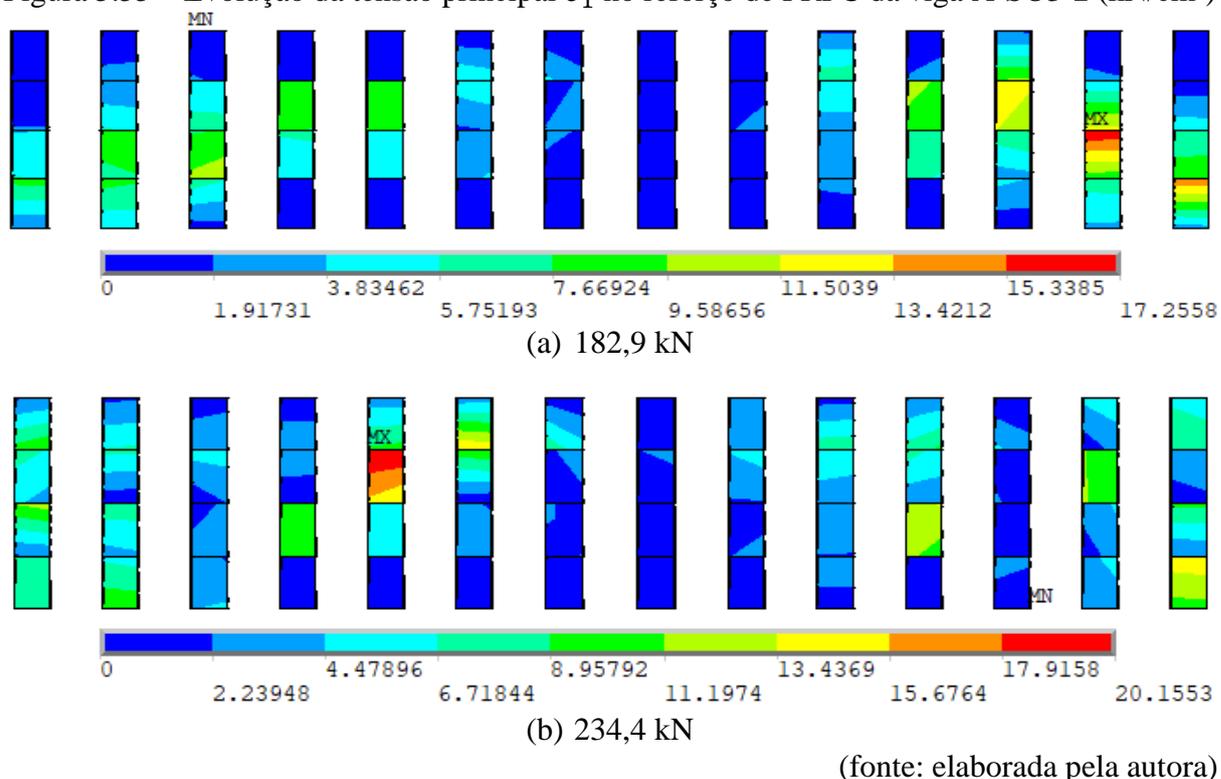
Figura 5.53 – Tensão σ_x no concreto da viga A-SO3-2 (kN/cm²)



(fonte: elaborada pela autora)

Figura 5.54 – Tensão σ_x na armadura da viga A-SO3-2 (kN/cm²)

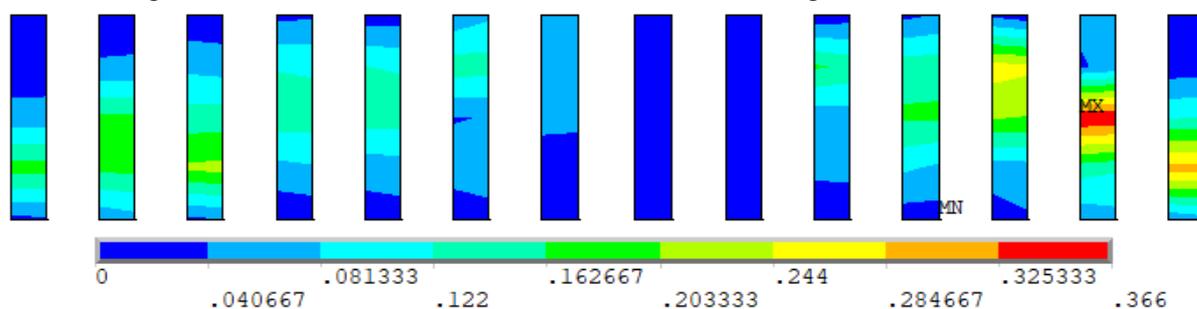
Em relação ao reforço de PRFC, a Figura 5.55 expõe a distribuição de tensões no reforço lateral da viga A-SO3-2. Na Figura 5.55a é possível observar que o maior valor de tensão no vão de cisalhamento de interesse (17,26 kN/cm²) ocorreu para uma carga de 182,9 kN. Após isto, a tensão começou a diminuir no reforço do vão de cisalhamento de interesse até alcançar um valor de 13,84 kN/cm² para uma carga de 197,8 kN. Contudo, a tensão aumentou novamente e passou a apresentar valor máximo nas faixas localizadas entre o apoio esquerdo e a primeira carga, Figura 5.55b, até a viga atingir a carga última (234,4 kN). Esse comportamento justifica a redução na rigidez da curva de carga-deslocamento observada a partir da carga de 197,8 kN.

Figura 5.55 – Evolução da tensão principal σ_1 no reforço de PRFC da viga A-SO3-2 (kN/cm²)

A fim de entender o que ocasionou essa oscilação na tensão do reforço de PRFC e se ocorreu o descolamento do reforço, partiu-se para análise das tensões de aderência e dos deslizamentos na interface concreto-reforço. Foi possível constatar que a viga atingiu a tensão de aderência máxima ($0,366 \text{ kN/cm}^2$) para a carga de $180,1 \text{ kN}$, Figura 5.56. Contudo, a análise individual da tensão não é o critério mais adequado para definir se ocorreu o desprendimento do reforço, visto que foi adotado um comportamento bilinear para a aderência, e mesmo após ser atingida a tensão máxima, ainda há o ramo descendente da curva, e por isto o contato só é interrompido quando o deslizamento atinge o valor máximo adotado, que para este grupo de vigas é igual a $0,0169 \text{ cm}$.

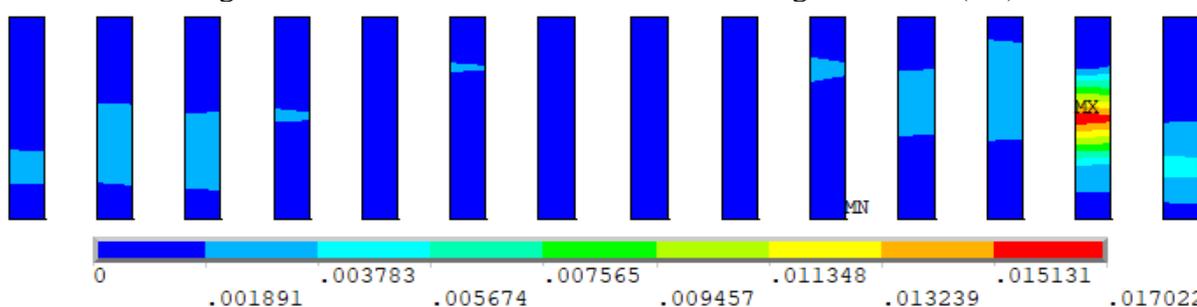
Avaliando o deslizamento, observou-se que a interface ultrapassa o valor máximo de deslizamento para a carga de $183,2 \text{ kN}$, Figura 5.57. A partir daí, ocorre a redução na tensão no reforço do lado direito da viga. O aumento da tensão no vão esquerdo foi ocasionado pelo descolamento do reforço no vão direito, isto é, equilíbrio a partir da redistribuição dos esforços, reproduzindo o comportamento observado no ensaio experimental realizado por Khalifa (1999), como pode-se observar na Figura 5.58.

Figura 5.56 – Tensões de aderência na interface da viga A-SO3-2 (kN/cm^2)



(fonte: elaborada pela autora)

Figura 5.57 – Deslizamentos na interface da viga A-SO3-2 (cm)



(fonte: elaborada pela autora)

Figura 5.58 – Modo de ruptura experimental da viga A-SO3-2



(fonte: KHALIFA, 1999)

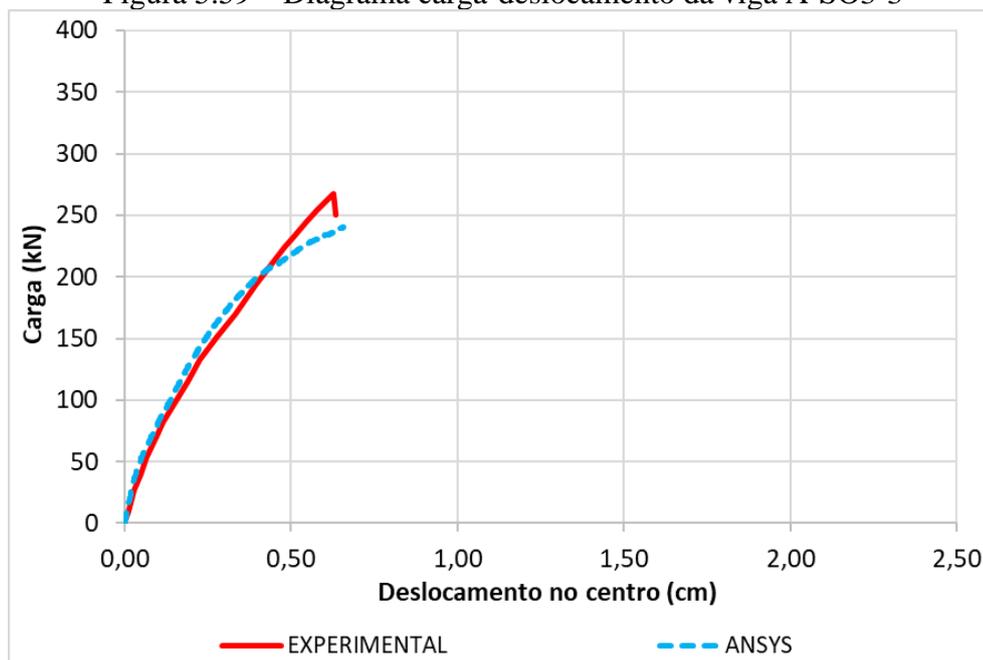
5.3.3.3 Viga A-SO3-3

Para simular o carregamento da viga A-SO3-3, sem estribos no vão de cisalhamento de interesse e com reforço em faixas de 75 mm, foi aplicado um deslocamento total de 1,0 cm. Os resultados de carga-deslocamento no centro do vão para simulação numérica, bem como para o ensaio experimental, estão expostos na Figura 5.59.

Comparando os resultados é possível observar que as curvas estão praticamente sobrepostas até a carga de 207,3 kN e, após isto, a curva numérica passa por uma redução da rigidez, apresentando uma carga última 10% menor que a experimental. No que diz respeito ao reforço de PRFC, a Figura 5.60 apresenta as curvas de carga-deformação no PRFC, tanto para a análise numérica, quanto para o ensaio experimental, onde é possível constatar que os resultados possuem a mesma tendência.

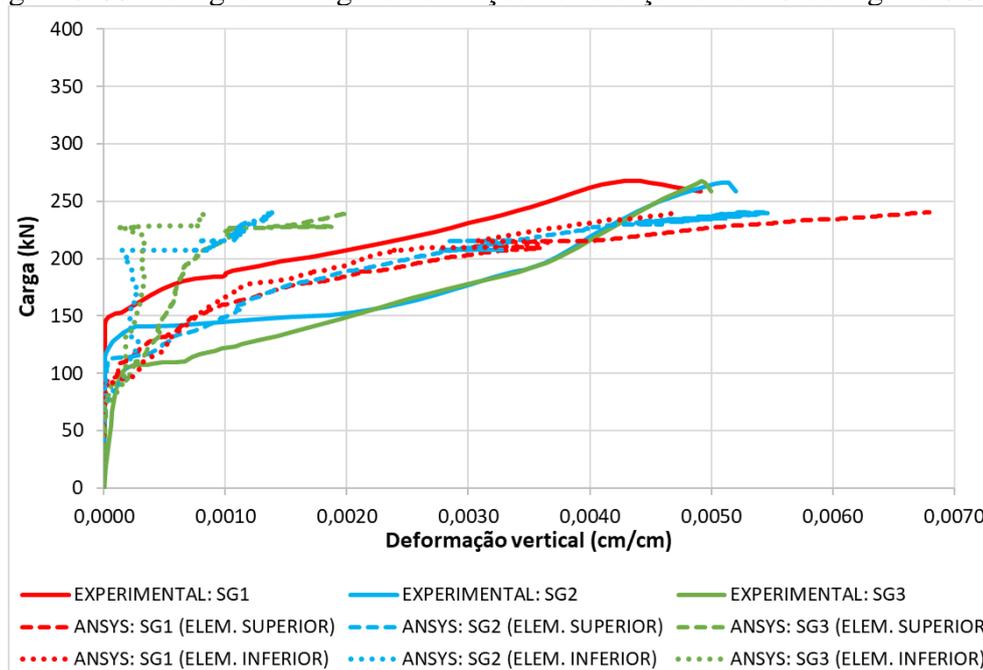
Com o intuito de analisar a distribuição de tensões no elemento estrutural, a Figura 5.61 e a Figura 5.62 apresentam, respectivamente, as tensões no concreto e nas armaduras, longitudinal e transversal, para a carga última da simulação numérica. Analisando estes resultados constata-se que o concreto está submetido a uma tensão de tração máxima inferior ao valor da resistência à tração do concreto ($0,27 \text{ kN/cm}^2$) e as armaduras atingem uma tensão máxima de $26,5 \text{ kN/cm}^2$, valor este inferior à tensão de escoamento tanto do aço longitudinal (46 kN/cm^2), quanto do aço transversal (35 kN/cm^2).

Figura 5.59 – Diagrama carga-deslocamento da viga A-SO3-3



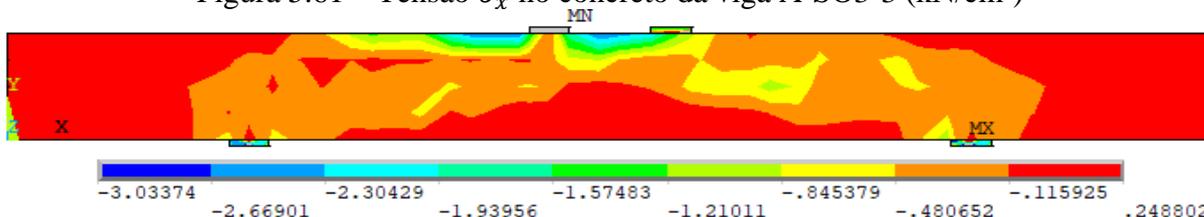
(fonte: elaborada pela autora)

Figura 5.60 – Diagrama carga-deformação no reforço de PRFC da viga A-SO3-3

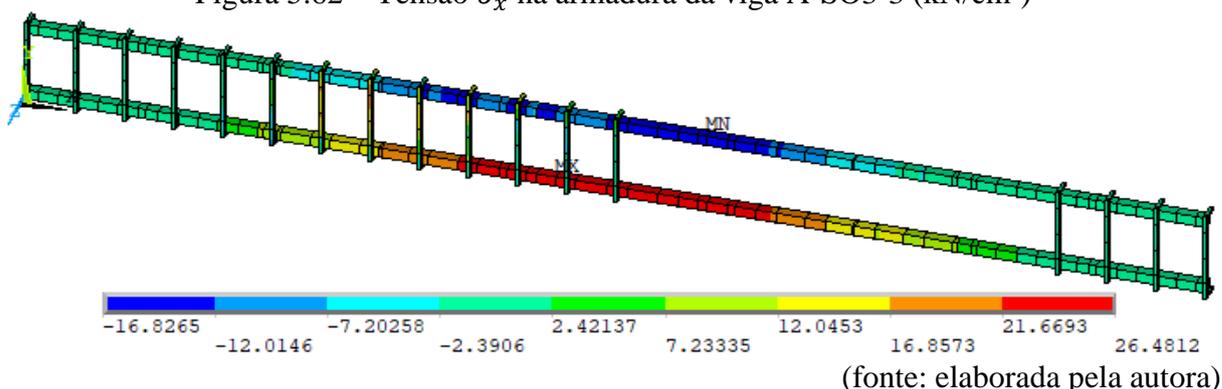


(fonte: elaborada pela autora)

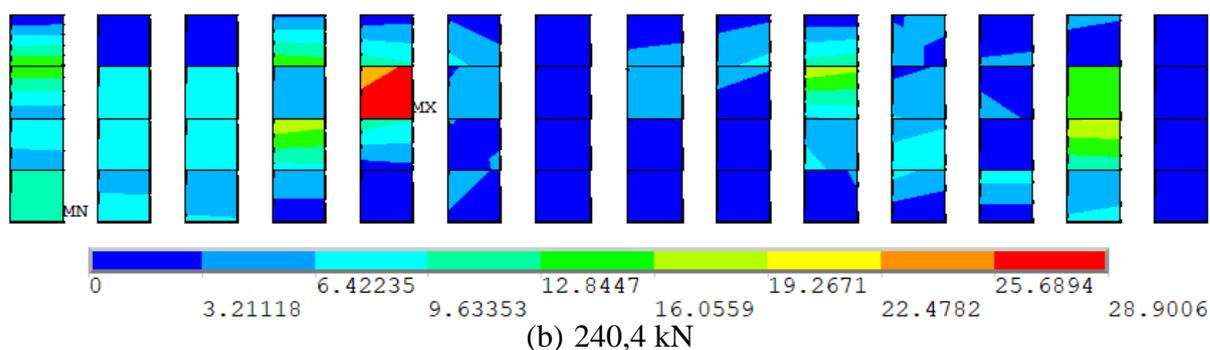
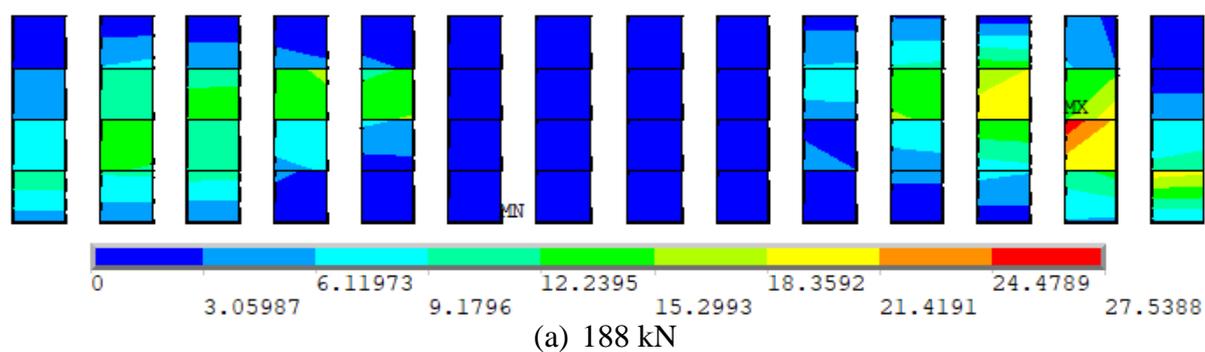
Figura 5.61 – Tensão σ_x no concreto da viga A-SO3-3 (kN/cm²)



(fonte: elaborada pela autora)

Figura 5.62 – Tensão σ_x na armadura da viga A-SO3-3 (kN/cm²)

Quanto ao reforço de PRFC, a Figura 5.63 apresenta a distribuição de tensões no reforço lateral da viga A-SO3-3, sendo que constatou-se que o reforço desta viga apresentou o mesmo comportamento do reforço da viga A-SO3-2, visto que o maior valor de tensão no vão de cisalhamento de interesse (27,54 kN/cm²) foi observado na carga de 188 kN, Figura 5.63a. Em seguida a tensão no reforço do vão de cisalhamento de interesse começou a diminuir, atingindo um valor de 23,65 kN/cm² para a carga de 207,3 kN, ponto em que observou-se uma redução na rigidez da curva de carga-deslocamento. A partir disto a tensão aumentou novamente até a viga atingir a carga última, porém com valor máximo (28,9 kN/cm²) nas faixas localizadas entre o apoio esquerdo e a primeira carga, Figura 5.63b.

Figura 5.63 – Evolução tensão principal σ_1 no reforço de PRFC da viga A-SO3-3 (kN/cm²)

(fonte: elaborada pela autora)

Partindo para a análise das tensões de aderência e dos deslizamentos da interface concreto-reforço, constatou-se que a viga atingiu a tensão de aderência máxima ($0,366 \text{ kN/cm}^2$) para a carga de $187,4 \text{ kN}$, Figura 5.64. Quanto ao deslizamento, observou-se que a interface ultrapassa o valor máximo ($0,0169 \text{ cm}$) para a carga de $188,4 \text{ kN}$, Figura 5.65, mostrando assim a redução na tensão no reforço do vão de cisalhamento de interesse. O posterior aumento da tensão no vão esquerdo foi provocado pelo descolamento do reforço no vão direito, o que vai ao encontro do comportamento observado no ensaio experimental realizado por Khalifa (1999), Figura 5.66, que constatou a falha do elemento estrutural devido ao descolamento do reforço.

Figura 5.64 – Tensões de aderência na interface da viga A-SO3-3 (kN/cm^2)

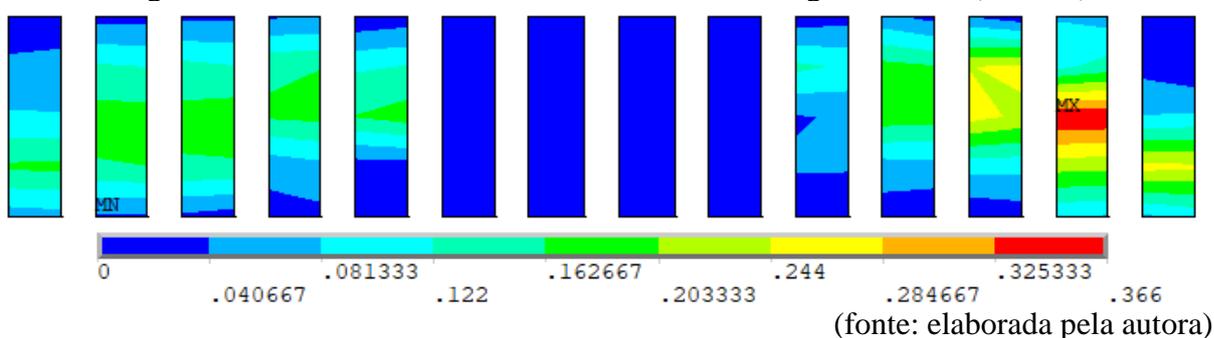


Figura 5.65 – Deslizamentos na interface da viga A-SO3-3 (cm)

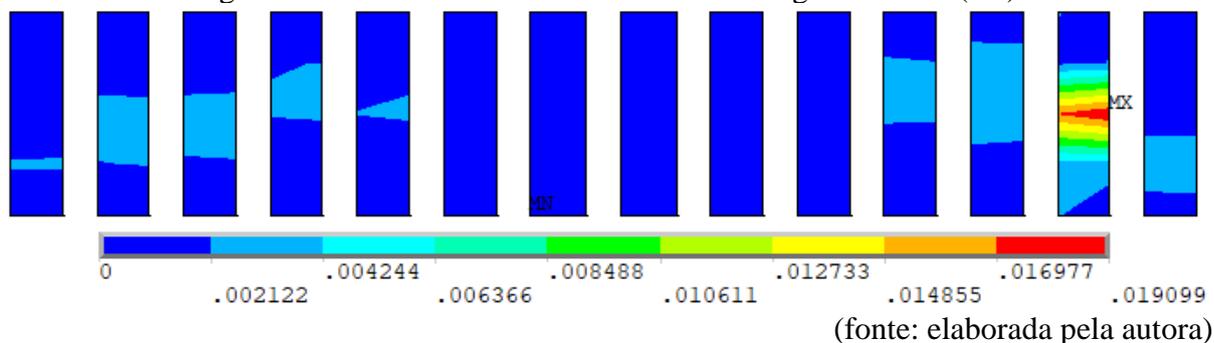


Figura 5.66 – Modo de ruptura experimental da viga A-SO3-3

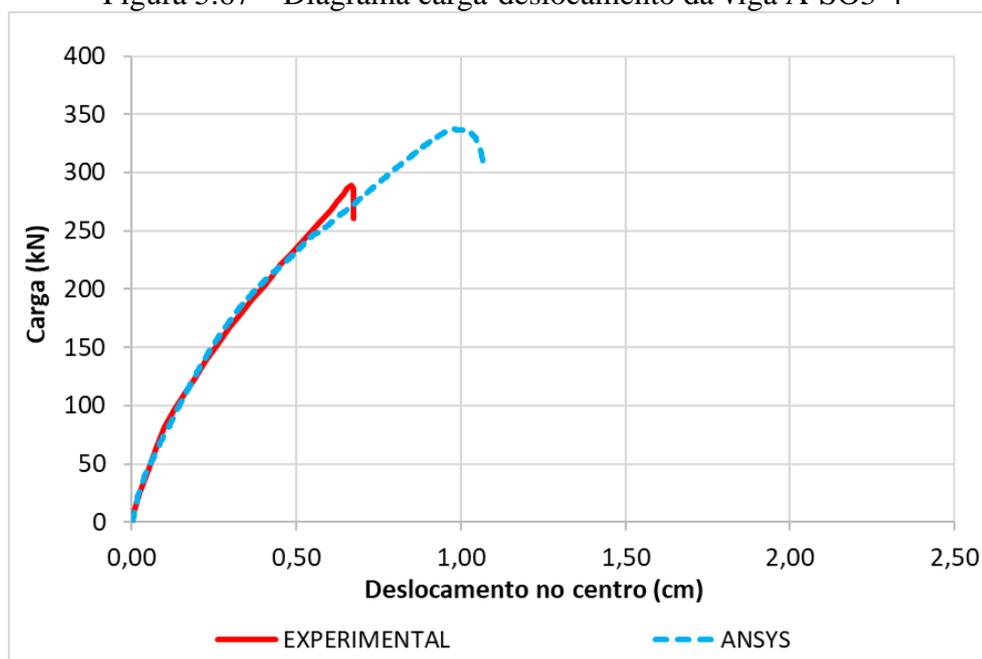


(fonte: KHALIFA, 1999)

5.3.3.4 Viga A-SO3-4

Na análise numérica da viga A-SO3-4, sem estribos no vão de cisalhamento de interesse e com uma camada de reforço em forma de U contínuo, foi aplicado um deslocamento de 1,2 cm. A Figura 5.67 apresenta os resultados de carga-deslocamento no centro do vão para a simulação numérica, assim como para o ensaio experimental. Analisando os resultados, observa-se que as duas curvas são praticamente coincidentes, entretanto, a carga máxima numérica é 16,6% maior que o valor experimental.

Figura 5.67 – Diagrama carga-deslocamento da viga A-SO3-4

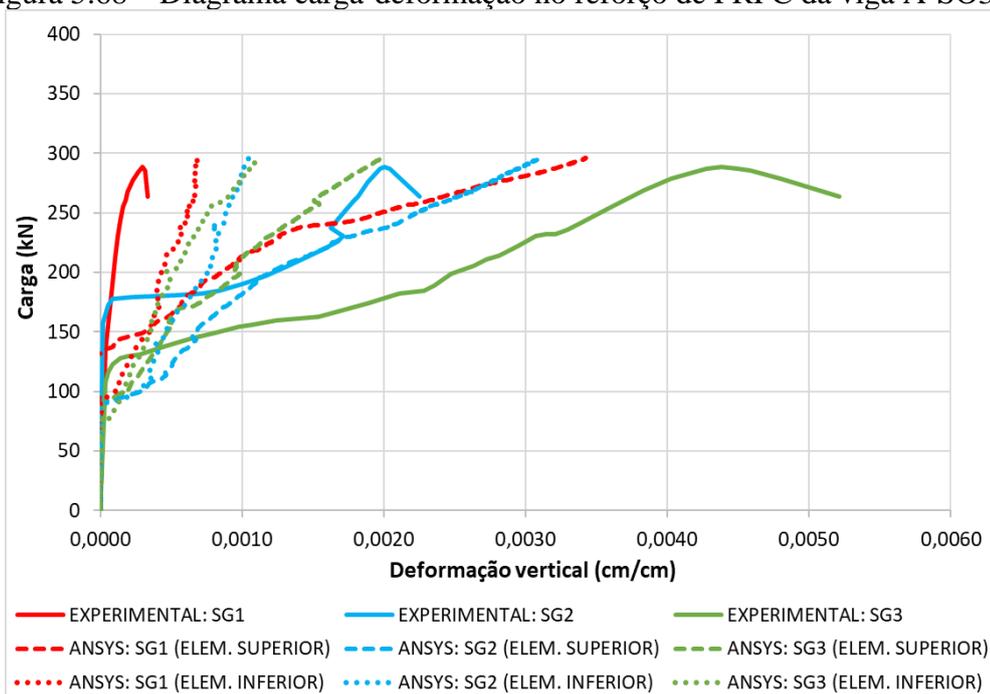


(fonte: elaborada pela autora)

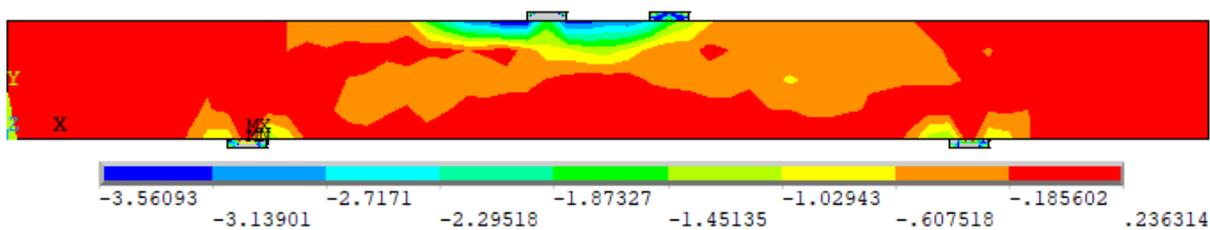
A Figura 5.68 ilustra os resultados experimentais e numéricos de carga-deformação no reforço de PRFC. De maneira geral, verifica-se que as curvas obtidas nos elementos superiores apresentam a mesma tendência entre si, assim como as curvas obtidas nos elementos inferiores do reforço lateral.

Através da Figura 5.69 e da Figura 5.70, pode-se observar, respectivamente, a distribuição de tensões no concreto e nas armaduras, longitudinal e transversal, para a carga de ruptura numérica da viga A-SO3-4 (296 kN). Analisando estes resultados, verificou-se que na situação de ruptura o concreto está submetido a tensões inferiores à sua resistência ($0,27 \text{ kN/cm}^2$), assim como o valor máximo de tensões na armadura é inferior à tensão de escoamento do aço longitudinal (46 kN/cm^2) e transversal (35 kN/cm^2).

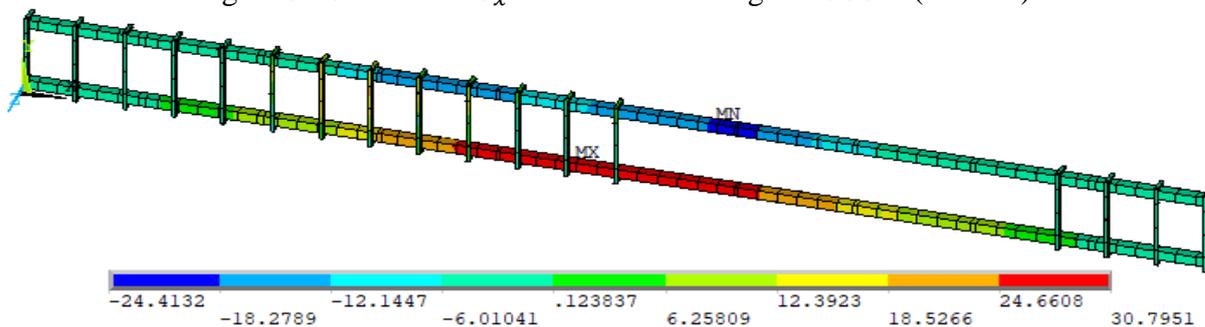
Figura 5.68 – Diagrama carga-deformação no reforço de PRFC da viga A-SO3-4



(fonte: elaborada pela autora)

Figura 5.69 – Tensão σ_x no concreto da viga A-SO3-4 (kN/cm²)

(fonte: elaborada pela autora)

Figura 5.70 – Tensão σ_x na armadura da viga A-SO3-4 (kN/cm²)

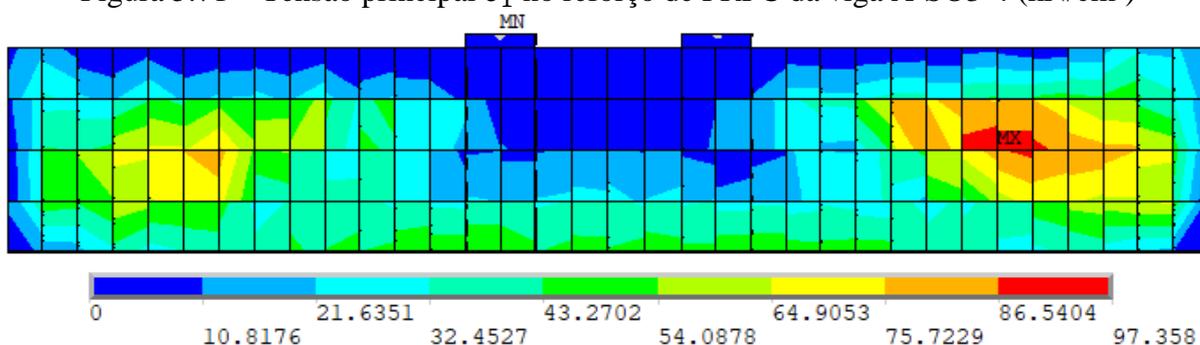
(fonte: elaborada pela autora)

Em relação às tensões no reforço de PRFC, a Figura 5.71 apresenta a distribuição de tensões para a carga última da análise numérica, possibilitando assim observar que ocorreu um baixo aproveitamento do material, pois a tensão máxima no PRFC é muito inferior à tensão última deste material (379 kN/cm²). Com o intuito de compreender o que ocasionou a ruptura da viga

e evitou o aproveitamento máximo do material de reforço, realizou a análise das tensões de aderência e dos deslizamentos da interface concreto-reforço, onde foi possível verificar que a interface atinge a tensão de aderência máxima ($0,366 \text{ kN/cm}^2$) para uma carga de $275,4 \text{ kN}$, Figura 5.72.

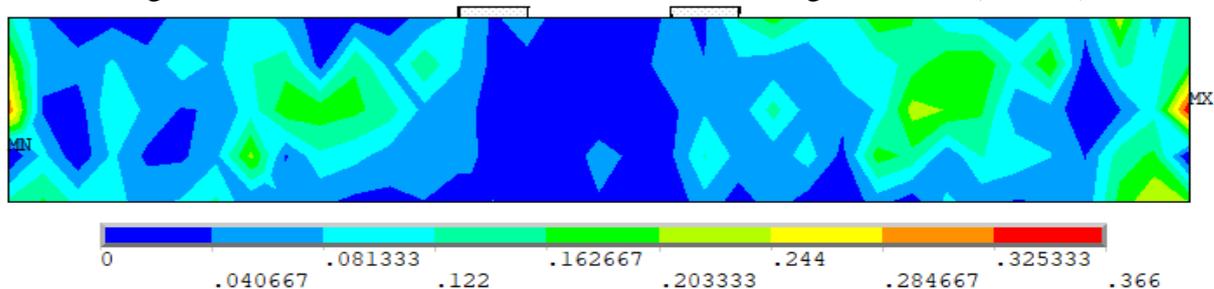
Avaliando o deslizamento, observou-se que a interface atinge o valor máximo de deslizamento ($0,0169 \text{ cm}$) para a carga de 296 kN (carga de ruptura da viga), Figura 5.73, indicando assim que a ruptura do elemento estrutural analisado foi ocasionada pelo desprendimento do reforço. Esta informação está de acordo com o observado na análise experimental, visto que o modo de falha da viga foi descolamento do reforço, como apresenta a Figura 5.74.

Figura 5.71 – Tensão principal σ_1 no reforço de PRFC da viga A-SO3-4 (kN/cm^2)



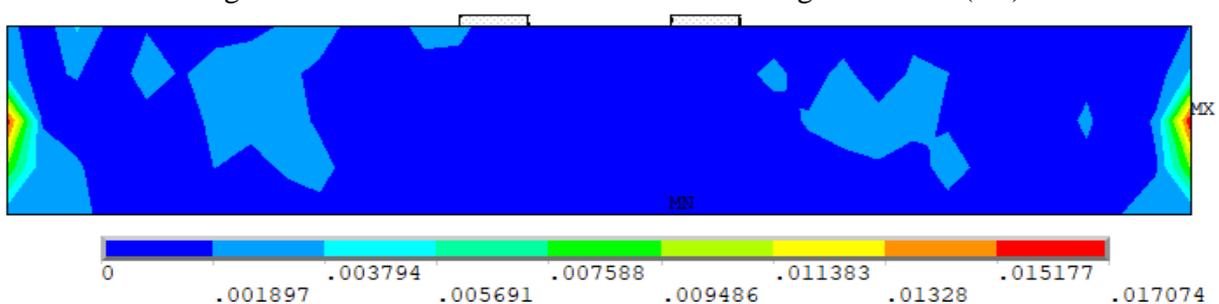
(fonte: elaborada pela autora)

Figura 5.72 – Tensões de aderência na interface da viga A-SO3-4 (kN/cm^2)



(fonte: elaborada pela autora)

Figura 5.73 – Deslizamentos na interface da viga A-SO3-4 (cm)



(fonte: elaborada pela autora)

Figura 5.74 – Modo de ruptura experimental da viga A-SO3-4

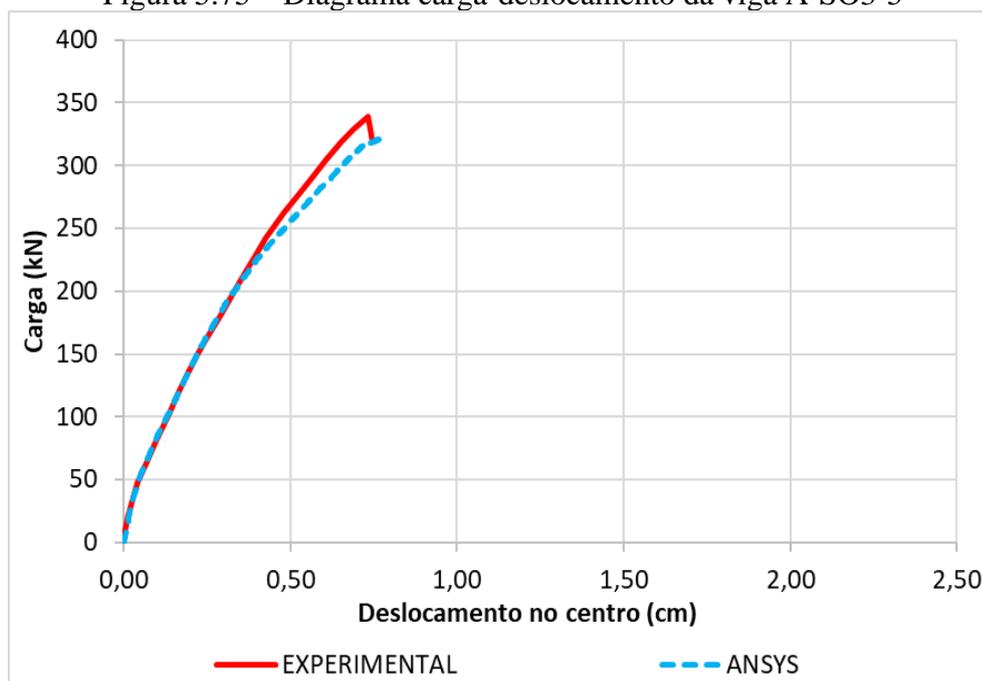


(fonte: KHALIFA, 1999)

5.3.3.5 Viga A-SO3-5

Na simulação numérica da viga A-SO3-5, sem estribos no vão de cisalhamento de interesse e com duas camadas de reforço contínuo, foi adotado um deslocamento total imposto igual a 1,2 cm, nos pontos onde as cargas concentradas foram aplicadas no ensaio experimental. A Figura 5.75 ilustra as curvas de carga-deslocamento, tanto para o ensaio experimental, quanto para a análise numérica, onde verifica-se que as curvas estão sobrepostas até a carga de 227,4 kN e, após isso, a curva numérica torna-se menos rígida que a curva experimental, apresentando uma carga máxima 5,4% menor que a observado no ensaio experimental.

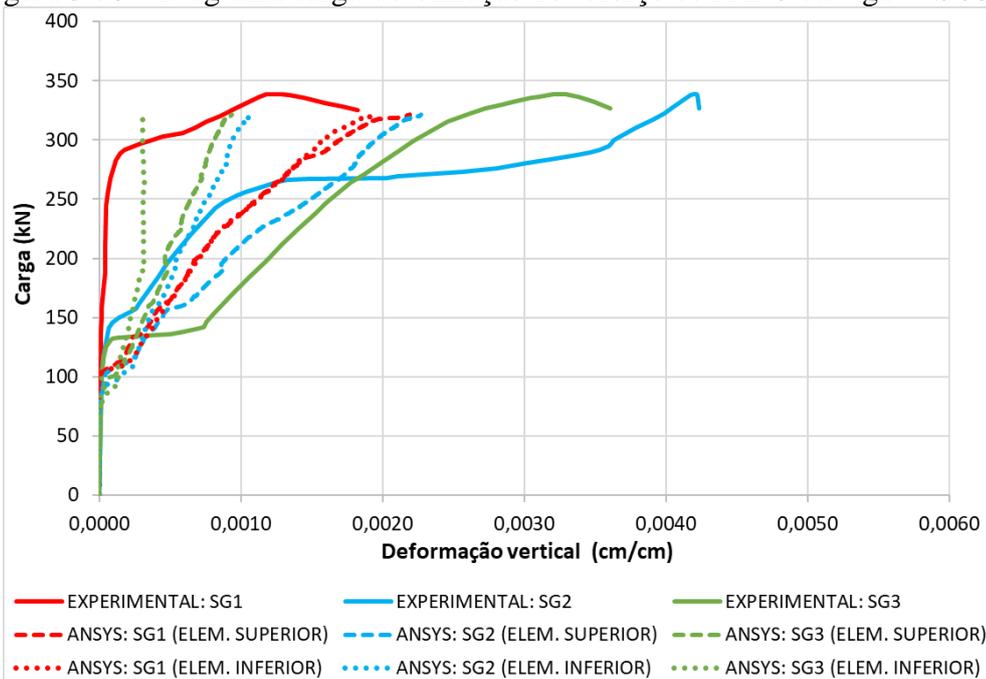
Figura 5.75 – Diagrama carga-deslocamento da viga A-SO3-5



(fonte: elaborada pela autora)

Quanto à deformação no reforço de PRFC, a Figura 5.76 expõe as curvas de carga-deformação em três pontos do PRFC, sendo que para cada ponto são apresentados dois valores de deformação correspondentes a deformação nos pontos de integração para cada um dos dois elementos centrais do reforço. Comparando estes resultados, verifica-se que, de forma geral, todas as curvas possuem a mesma tendência.

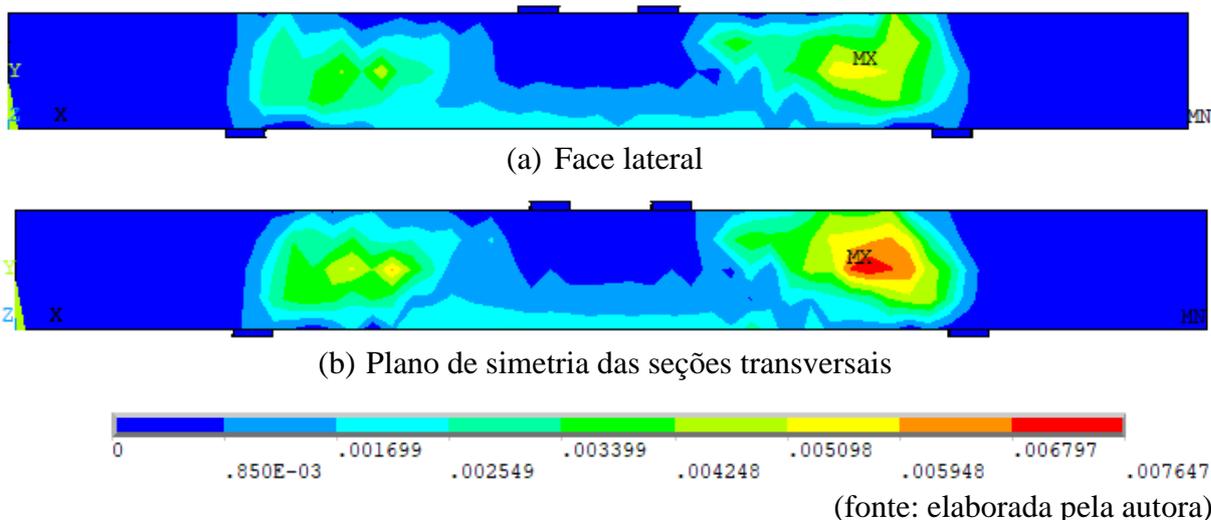
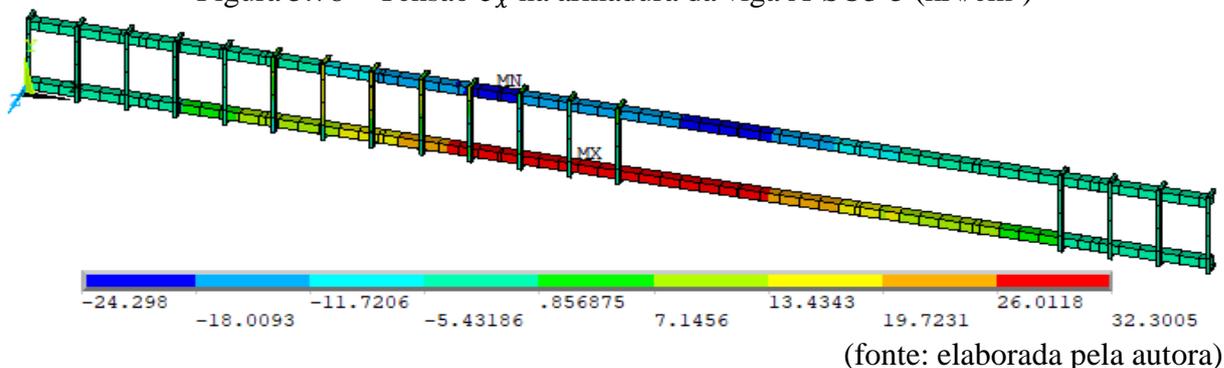
Figura 5.76 – Diagrama carga-deformação no reforço de PRFC da viga A-SO3-5



(fonte: elaborada pela autora)

A fim de determinar o que ocasionou a falha da viga A-SO3-5, a Figura 5.77 apresenta a deformação principal ε_1 do concreto para a carga última obtida na simulação numérica, sendo que a Figura 5.77a mostra a deformação na face lateral da viga em contato com o reforço de PRFC e a Figura 5.77b ilustra a deformação no plano de simetria das seções transversais. Já a Figura 5.78 apresenta a distribuição de tensões nas armaduras para a carga última numérica.

A partir destes resultados, verifica-se que para a carga última numérica o concreto está submetido a deformações superiores aos seus valores limites, assim como observa-se que as armaduras atingem uma tensão máxima de 32,3 kN/cm², valor este inferior à tensão de escoamento do aço longitudinal e transversal. Assim, a ruptura do elemento estrutural ocorreu por falha no concreto pela formação de uma fissura diagonal no plano de simetria das seções transversais, o que vai ao encontro do que foi observado no ensaio experimental, Figura 5.82.

Figura 5.77 – Deformação principal ε_1 no concreto da viga A-SO3-5 (cm/cm)Figura 5.78 – Tensão σ_x na armadura da viga A-SO3-5 (kN/cm²)

A Figura 5.79 expõe a distribuição de tensões no reforço de PRFC para a carga última verificada na análise numérica, onde é possível observar que o PRFC está submetido a uma tensão máxima muito inferior à sua tensão última (379 kN/cm²). Além disso, constatou-se que não ocorreu o descolamento do reforço, visto que os valores de tensão e deslizamento tangencial máximos na situação de ruptura, apresentados na Figura 5.80 e na Figura 5.81, respectivamente, são inferiores aos valores estabelecidos para este grupo de vigas, os quais são 0,366 kN/cm² para a tensão e 0,0169 cm para o deslizamento.

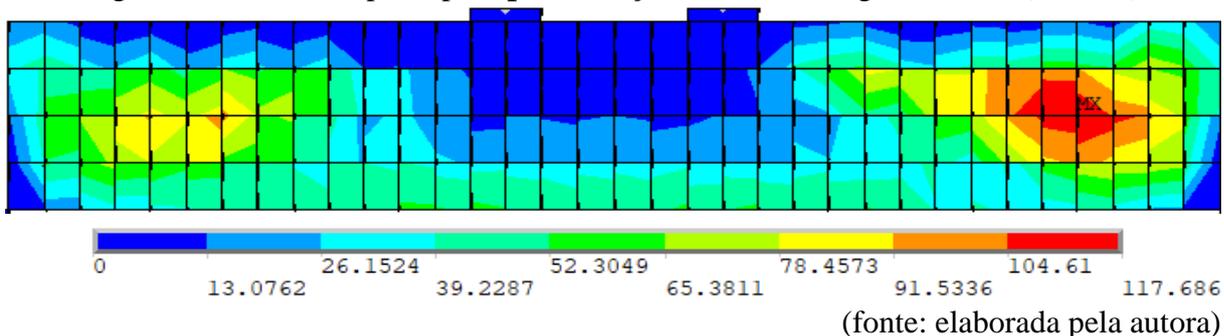
Figura 5.79 – Tensão principal σ_1 no reforço de PRFC da viga A-SO3-5 (kN/cm²)

Figura 5.80 – Tensões de aderência na interface da viga A-SO3-5 (kN/cm²)

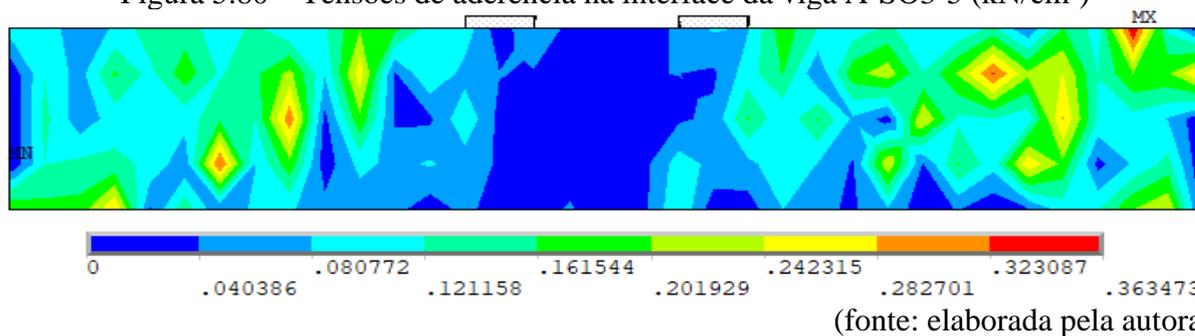


Figura 5.81 – Deslizamentos na interface da viga A-SO3-5 (cm)

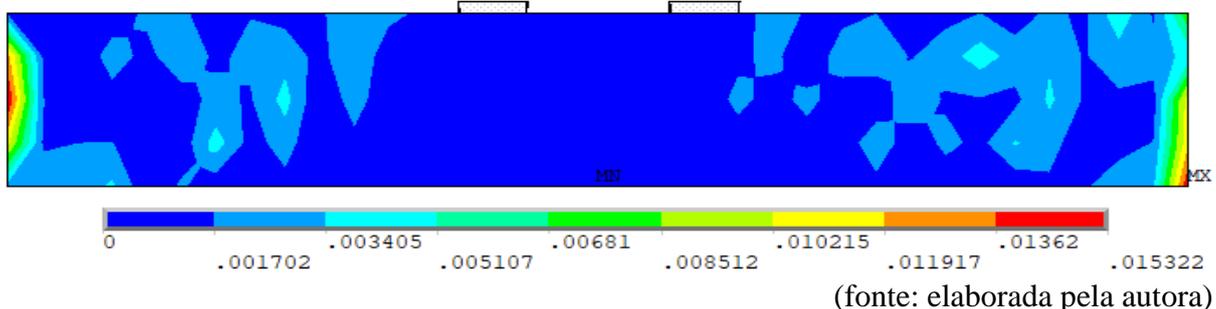


Figura 5.82 – Modo de ruptura experimental da viga A-SO3-5



(fonte: KHALIFA, 1999)

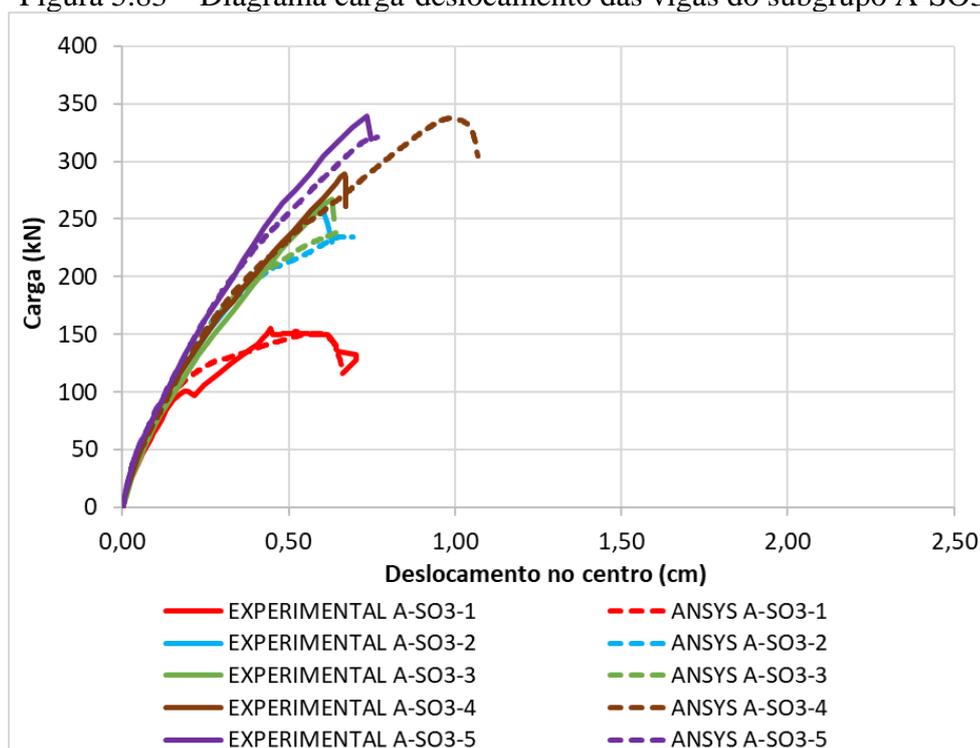
5.3.3.6 Comparação dos resultados do subgrupo A-SO3

A Figura 5.83 apresenta o diagrama de carga-deslocamento, tanto para as simulações numéricas quanto para os ensaios experimentais, das cinco vigas do subgrupo A-SO3 (A-SO3-1, A-SO3-2, A-SO3-3, A-SO3-4 e A-SO3-5). A partir da análise destes resultados, observa-se que as curvas numéricas das vigas A-SO3-1 e A-SO3-4 apresentam uma boa aproximação com os resultados experimentais. Já para as vigas A-SO3-2 e A-SO3-3 as curvas estão praticamente sobrepostas até as cargas de 197,8 kN e 207,3 kN, respectivamente, e, após isto, verifica-se que

as curvas numéricas apresentam uma redução da rigidez, rompendo para uma carga menor que a experimental.

Analisando os resultados de tensões no reforço de PRFC, Figura 5.55 para a viga A-SO3-2 e Figura 5.63 para a viga A-SO3-3, assim como as tensões de aderência e deslizamentos na interface concreto-reforço, Figura 5.56 e Figura 5.57 para a viga A-SO3-2 e Figura 5.64 e Figura 5.65 para a viga A-SO3-3, constatou-se que essa redução na rigidez das curvas de carga-deslocamento das vigas A-SO3-2 e A-SO3-3 ocorreu devido ao descolamento do reforço no vão de cisalhamento de interesse. Quanto à viga A-SO3-5, observou-se que as curvas estão sobrepostas até a carga de 227,4 kN e, após isso, a curva numérica torna-se menos rígida que a curva experimental, entretanto, não ocorreu o descolamento do reforço como verificado nas vigas com reforço em faixas (A-SO3-2 e A-SO3-3).

Figura 5.83 – Diagrama carga-deslocamento das vigas do subgrupo A-SO3



(fonte: elaborada pela autora)

No que se refere ao modo de ruptura das vigas do subgrupo A-SO3, constatou-se que o modelo computacional foi capaz de prever o comportamento observado experimentalmente, uma vez que para a viga A-SO3-1 o concreto alcançou uma elevada deformação principal de tração, Figura 5.47, o que indica ruptura por cisalhamento com formação de uma fissura diagonal, assim como ocorreu no ensaio experimental, Figura 5.50. Já para as vigas A-SO3-2, A-SO3-3 e A-SO3-4, verificou-se que a interface atingiu a tensão de aderência máxima ($0,366 \text{ kN/cm}^2$)

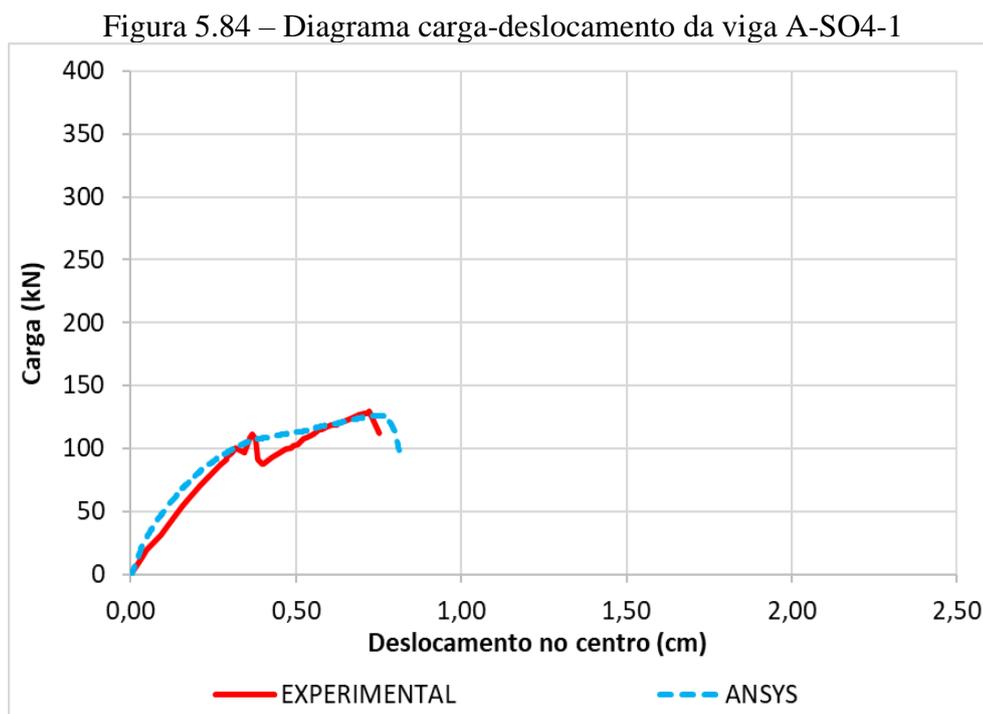
e o deslizamento máximo (0,0169 cm), o que demonstra que ocorreu o descolamento do reforço de PRFC no vão de cisalhamento de interesse, reproduzindo o comportamento observado no ensaio experimental realizado por Khalifa (1999). Na simulação da viga A-SO3-5 foi observado que o concreto está submetido a deformações superiores aos seus valores limites, como mostra a Figura 5.77, indicando que a ruptura da viga ocorreu por falha no concreto, o que está de acordo com o ensaio experimental, o qual constatou a ruptura por fendilhamento do concreto, como pode-se observar na Figura 5.82.

5.3.4 Subgrupo A-SO4

A seguir serão apresentados os resultados referentes às três vigas do subgrupo A-SO4, as quais não possuíam estribos na metade direita da viga e tinham relação a/d igual a 4.

5.3.4.1 Viga A-SO4-1

Para simular o carregamento da viga sem reforço, com relação a/d igual a 4 e sem estribos no vão de cisalhamento de interesse (A-SO4-1), foi aplicado um deslocamento vertical igual a 1,2 cm nos pontos em que as cargas concentradas estavam localizadas no ensaio experimental. A Figura 5.84 apresenta os resultados de carga-deslocamento obtidos na análise numérica, bem como no ensaio experimental, possibilitando observar que a resposta numérica prevista pelo modelo implementado se aproximou bastante do resultado experimental.



(fonte: elaborada pela autora)

A fim de determinar o que ocasionou a ruptura da viga A-SO4-1, a Figura 5.85 apresenta a deformação principal ε_1 do concreto para a carga última obtida na simulação numérica, sendo que a Figura 5.85a mostra a deformação na face lateral da viga e a Figura 5.85b ilustra a deformação no plano de simetria das seções transversais. Quanto às armaduras, a Figura 5.86 expõe a distribuição de tensões para as armaduras longitudinais e transversais para a carga de ruptura da viga.

Analisando os resultados na situação de ruptura da viga, carga de 126 kN, verifica-se que o concreto alcançou uma elevada deformação principal de tração no plano de simetria das seções transversais, Figura 5.85b, enquanto as armaduras atingem uma tensão máxima de 18,82 kN/cm², valor muito abaixo da tensão de escoamento do aço longitudinal e transversal, assim como foi observado para a viga A-SO3-1. Dessa forma, constatou-se na análise numérica que a ruptura da viga ocorreu por cisalhamento, o que condiz com o observado experimentalmente, como apresenta a Figura 5.87, uma vez que a viga analisada não possui armadura transversal no vão de cisalhamento de interesse e foi dimensionada para romper por cisalhamento.

Figura 5.85 – Deformação principal ε_1 no concreto da viga A-SO4-1 (cm/cm)

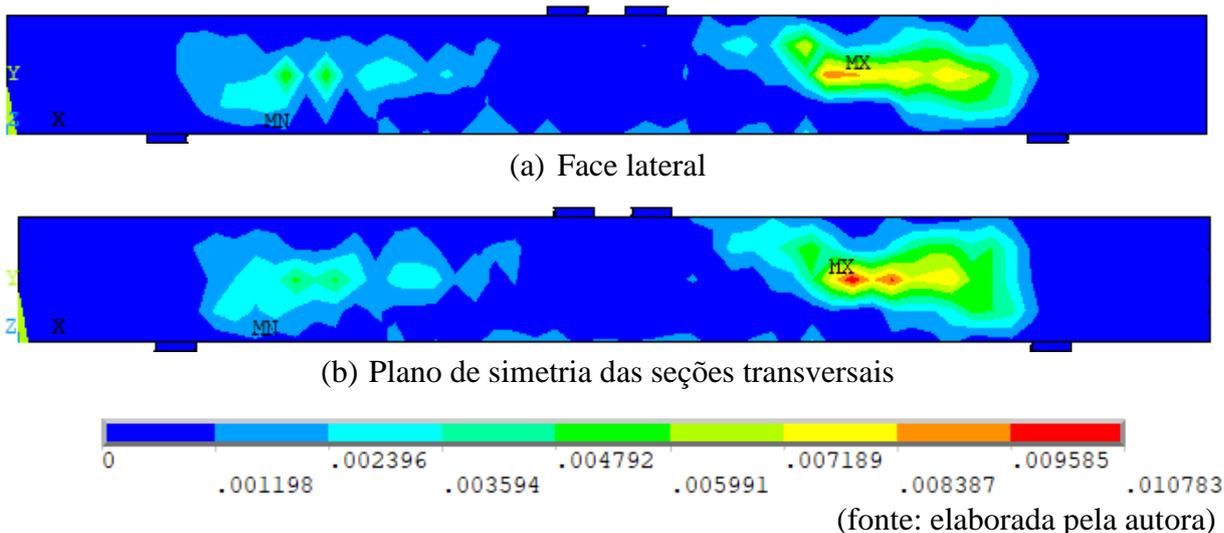


Figura 5.86 – Componente de tensão σ_x na armadura da viga A-SO4-1 (kN/cm²)

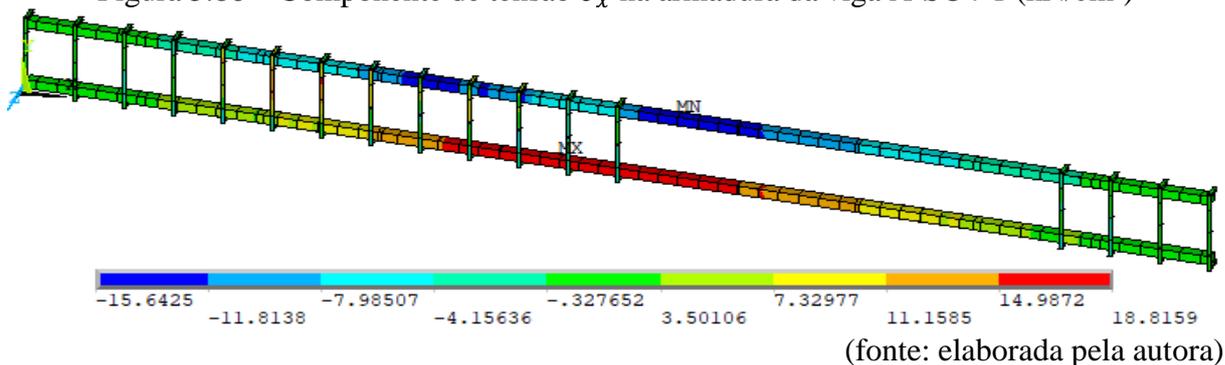


Figura 5.87 – Modo de ruptura experimental da viga A-SO4-1

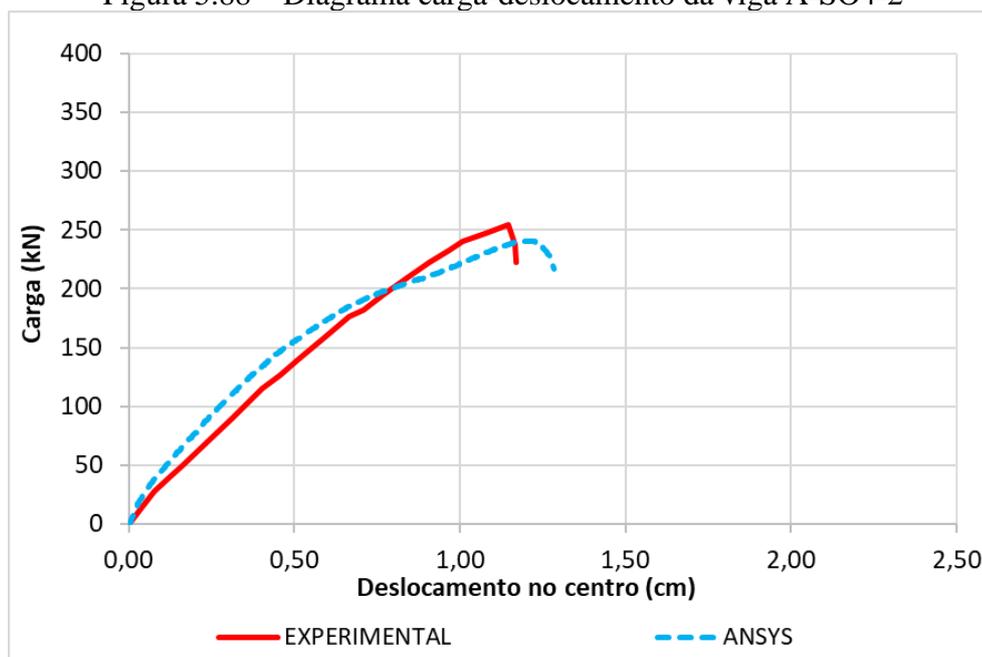


(fonte: KHALIFA, 1999)

5.3.4.2 Viga A-SO4-2

Na simulação numérica da viga A-SO4-2, reforçada com faixas de 50 mm, o deslocamento total imposto foi de 1,8 cm. A Figura 5.88 expõe as curvas de carga-deslocamento obtidas tanto na simulação numérica quanto no ensaio experimental. Comparando estes resultados constata-se que a curva obtida numericamente é mais rígida que a curva experimental, sendo que a partir de uma carga de aproximadamente 150 kN ocorre uma redução nessa rigidez e a curva apresenta carga máxima numérica muito próxima da carga observada experimentalmente.

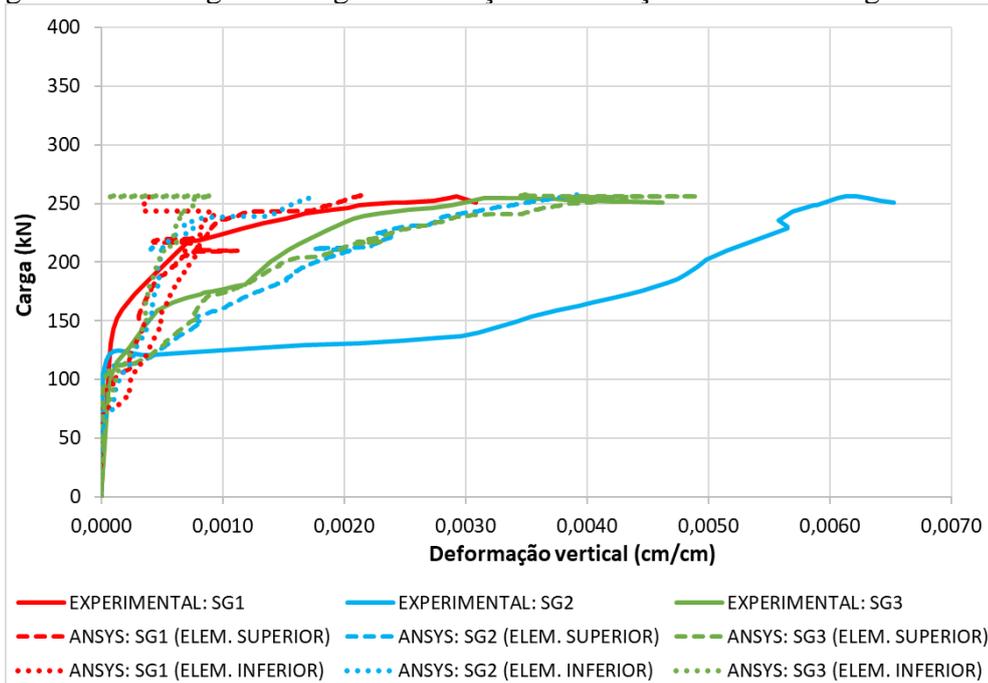
Figura 5.88 – Diagrama carga-deslocamento da viga A-SO4-2



(fonte: elaborada pela autora)

Na Figura 5.89 é apresentada a comparação entre os resultados experimentais e numéricos obtidos a partir da modelagem proposta, em termos de carga *versus* deformação no reforço de PRFC. Avaliando estas curvas constata-se que os resultados numéricos de deformação para o PRFC obtidos nos elementos superiores apresentam a mesma tendência dos valores experimentais, enquanto, os valores dos elementos inferiores não possuem o mesmo comportamento.

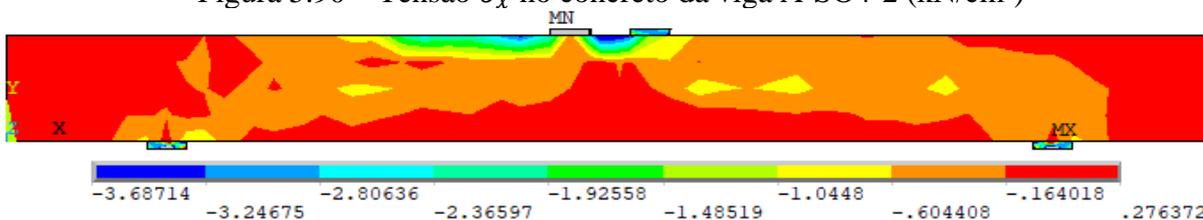
Figura 5.89 – Diagrama carga-deformação no reforço de PRFC da viga A-SO4-2



(fonte: elaborada pela autora)

A Figura 5.90 e a Figura 5.91 apresentam, respectivamente, a distribuição de tensões no concreto e nas armaduras, longitudinal e transversal, para a carga última da simulação numérica da viga A-SO4-2. A partir da análise destes resultados, verifica-se que na situação de ruptura do elemento estrutural o concreto atinge uma tensão de tração máxima igual ao valor da sua resistência à tração (0,27 kN/cm²) e as armaduras estão submetidas a uma tensão máxima inferior a tensão de escoamento tanto do aço longitudinal (46 kN/cm²), quanto do aço transversal (35 kN/cm²).

Figura 5.90 – Tensão σ_x no concreto da viga A-SO4-2 (kN/cm²)



(fonte: elaborada pela autora)

Avaliando as tensões de aderência e os deslizamentos da interface concreto-reforço, observa-se que a interface atinge a tensão de aderência máxima ($0,366 \text{ kN/cm}^2$) para uma carga de $143,8 \text{ kN}$, Figura 5.93, e o deslizamento máximo ($0,0169 \text{ cm}$) é alcançado na carga de $150,3 \text{ kN}$, Figura 5.94. Isso evidencia que a diminuição na tensão no reforço do vão de cisalhamento de interesse e a subsequente concentração de tensões no reforço do vão esquerdo da viga ocorreu devido ao desprendimento do reforço no vão direito. Isso vai ao encontro do observado no ensaio experimental, o qual constatou o modo de falha como descolamento do reforço, conforme apresenta a Figura 5.95.

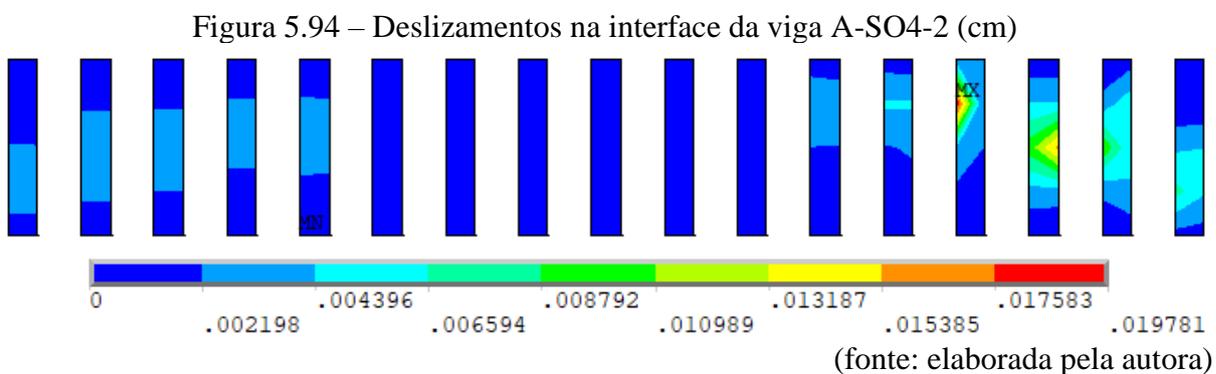
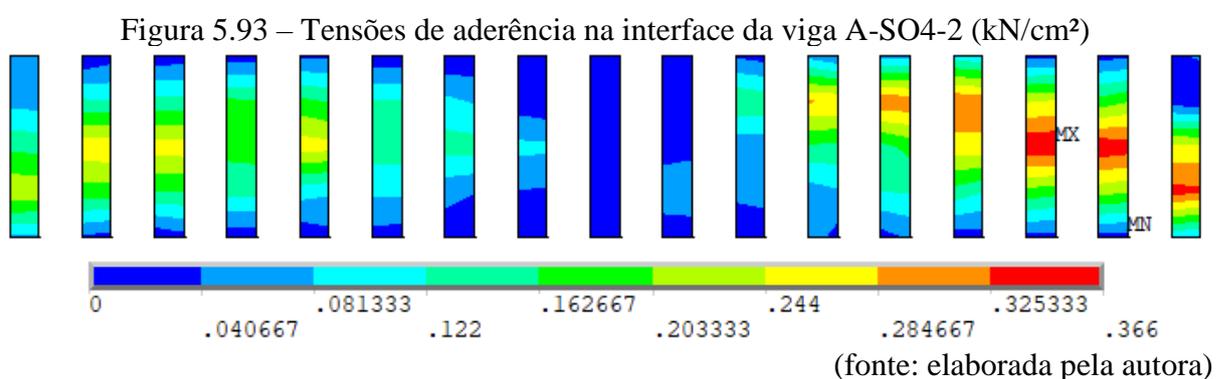


Figura 5.95 – Modo de ruptura experimental da viga A-SO4-2

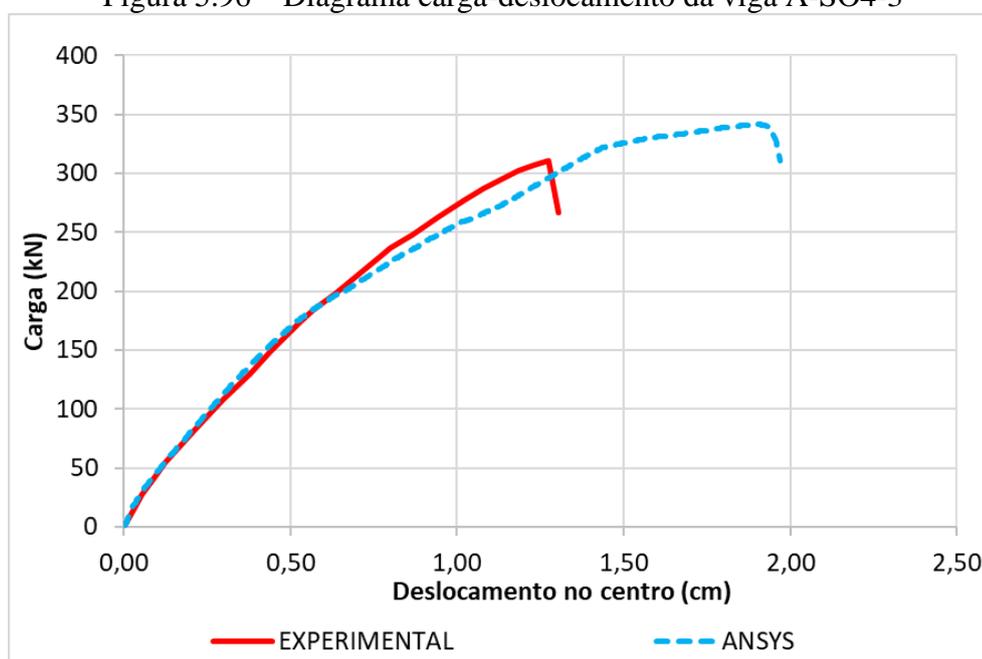


(fonte: KHALIFA, 1999)

5.3.4.3 Viga A-SO4-3

Para simular a viga A-SO4-3, reforçada com uma camada de PRFC em forma de U contínuo, foi utilizado um deslocamento total imposto de 2,0 cm. Os resultados de carga-deslocamento no centro do vão, tanto para a simulação numérica, quanto para a análise experimental, são apresentados na Figura 5.96, onde é possível verificar que as curvas estão sobrepostas até uma carga de 200 kN e, após isto, a curva numérica torna-se menos rígida e apresenta carga máxima 9,8% maior que a carga experimental.

Figura 5.96 – Diagrama carga-deslocamento da viga A-SO4-3



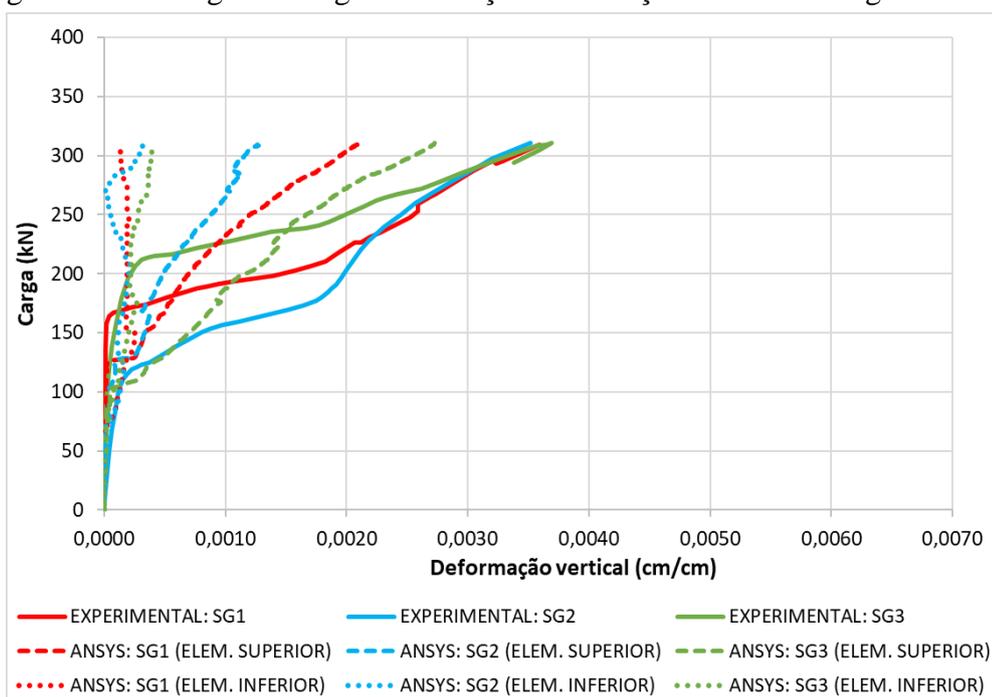
(fonte: elaborada pela autora)

Em relação ao reforço de PRFC, a Figura 5.97 expõe os resultados numéricos e experimentais de carga-deformação no PRFC. Comparando os resultados, observa-se que as curvas obtidas nos elementos superiores apresentam a mesma tendência entre si, assim como as curvas obtidas nos elementos inferiores do reforço lateral. Destaca-se ainda que os valores de deformação, correspondentes aos elementos superiores, estão mais próximos dos resultados experimentais.

Com o intuito de definir o que ocasionou a ruptura da viga A-SO4-3, a Figura 5.98 apresenta a deformação principal ϵ_1 do concreto para a carga última obtida na simulação numérica, sendo que a Figura 5.98a mostra a deformação na face lateral da viga em contato com o reforço de PRFC e a Figura 5.98b ilustra a deformação no plano de simetria das seções transversais. Já a Figura 5.99 expõe a distribuição de tensões nas armaduras longitudinais e transversais para a

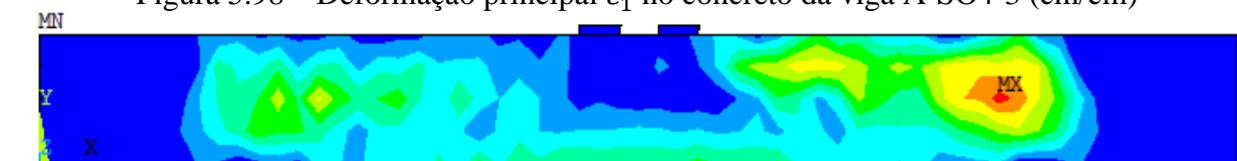
carga de ruptura. A partir destes resultados, verifica-se que na situação de ruptura numérica o concreto está submetido a deformações superiores aos seus valores limites, enquanto as armaduras estão submetidas a uma tensão máxima inferior à tensão de escoamento tanto do aço longitudinal quando do aço transversal, apontando assim que a ruptura do elemento estrutural ocorreu por falha no concreto, o que está de acordo com o observado experimentalmente, Figura 5.101.

Figura 5.97 – Diagrama carga-deformação no reforço de PRFC da viga A-SO4-3

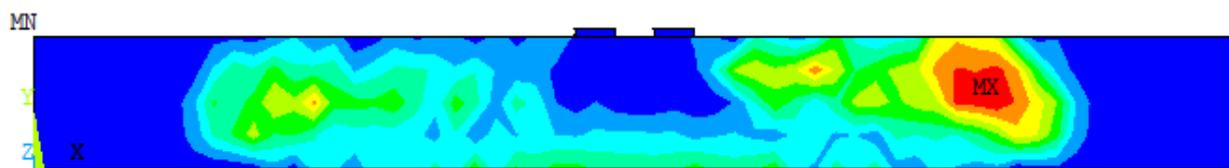


(fonte: elaborada pela autora)

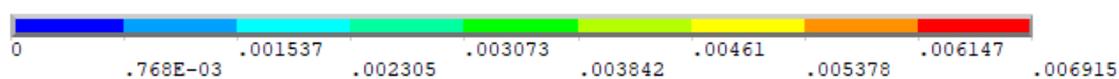
Figura 5.98 – Deformação principal ε_1 no concreto da viga A-SO4-3 (cm/cm)



(a) Face lateral

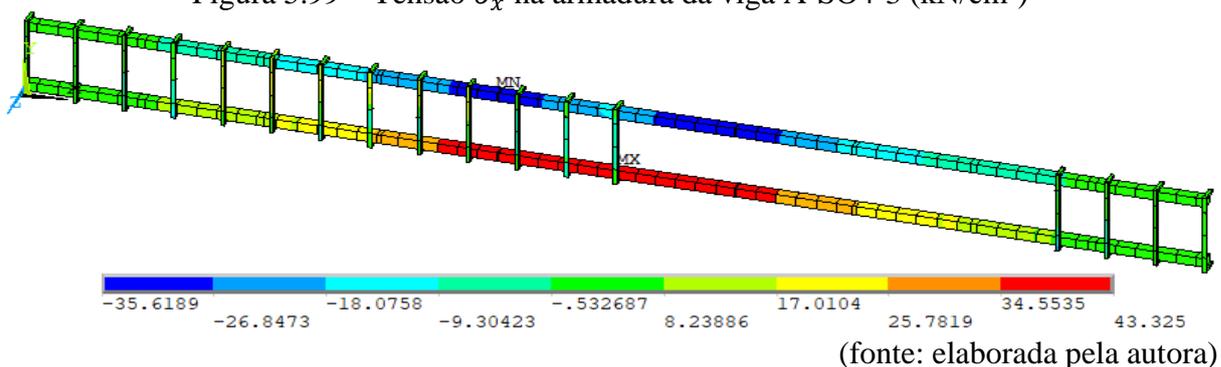


(b) Plano de simetria das seções transversais



(fonte: elaborada pela autora)

Figura 5.99 – Tensão σ_x na armadura da viga A-SO4-3 (kN/cm²)



Na Figura 5.100 tem-se a distribuição de tensões no reforço de PRFC para a carga última obtida na simulação numérica, onde pode-se observar que as regiões de tensões máximas estão localizadas no vão de cisalhamento de interesse. Além disso, verifica-se que o valor máximo de tensão que o PRFC está submetido corresponde à apenas 27% da tensão última deste material (379 kN/cm²), o que já era esperado para este elemento estrutural, uma vez que o modo de falha foi por fendilhamento do concreto, Figura 5.101, evitando assim o aproveitamento máximo do material.

Figura 5.100 – Tensão principal σ_1 no reforço de PRFC da viga A-SO4-3 (kN/cm²)

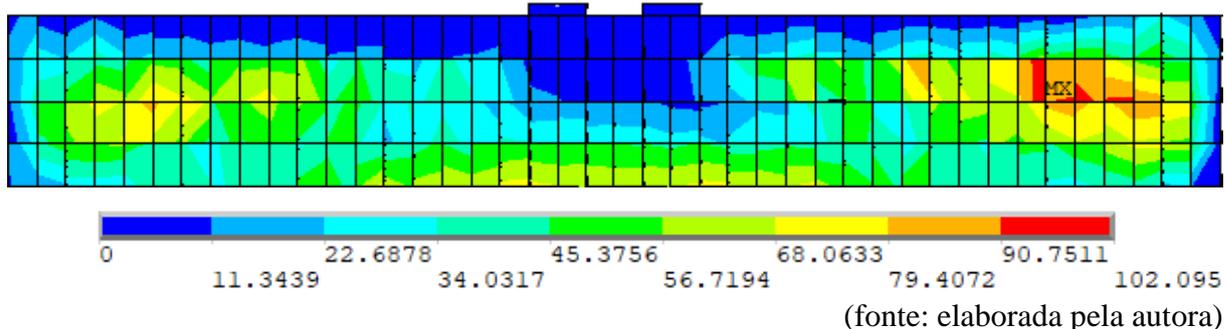


Figura 5.101 – Modo de ruptura experimental da viga A-SO4-3



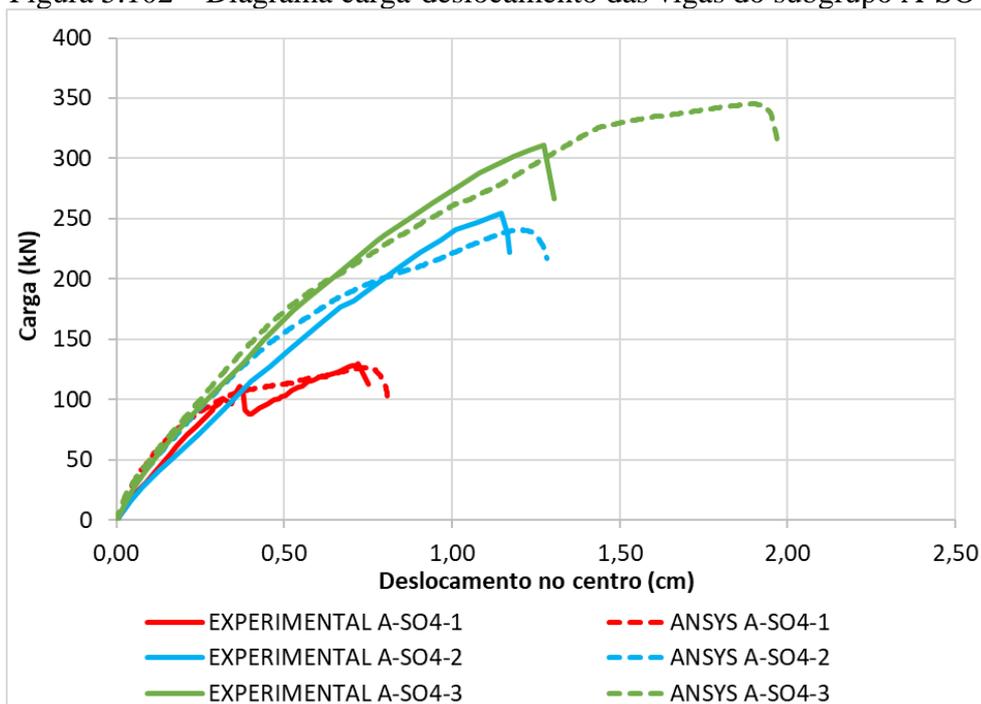
(fonte: KHALIFA, 1999)

5.3.4.4 Comparação dos resultados do subgrupo A-SO4

A Figura 5.102 apresenta o diagrama de carga-deslocamento, tanto para as simulações numéricas quanto para os ensaios experimentais, das três vigas do subgrupo A-SO4 (A-SO4-1, A-SO4-2 e A-SO4-3). Avaliando estes resultados é possível observar que a resposta numérica prevista pelo modelo implementado se aproximou bastante do resultado experimental para a viga A-SO4-1. Para a viga A-SO4-2 a curva obtida numericamente é mais rígida que a curva experimental, sendo que a partir de uma carga de aproximadamente 150 kN ocorre uma redução nessa rigidez e a curva apresenta carga máxima numérica muito próxima da carga observada experimentalmente.

Analisando os resultados de tensões no reforço de PRFC, Figura 5.92, assim como as tensões de aderência e deslizamentos na interface concreto-reforço, Figura 5.93 e Figura 5.94, constatou-se que essa redução na rigidez da curva de carga-deslocamento da viga A-SO4-2 ocorreu devido ao descolamento do reforço no vão de cisalhamento de interesse. Destaca-se que este comportamento também foi observado nas outras vigas que foram reforçadas com PRFC em faixas (A-SO3-2 e A-SO3-3). Já para a viga A-SO4-3, verificou-se que as curvas estão sobrepostas até uma carga de 200 kN e, após isto, a curva numérica torna-se menos rígida e apresenta carga máxima 9,8% maior que a carga experimental.

Figura 5.102 – Diagrama carga-deslocamento das vigas do subgrupo A-SO4



(fonte: elaborada pela autora)

Em relação ao modo de ruptura das vigas do subgrupo A-SO4, constatou-se que o modelo computacional foi capaz de prever o comportamento observado experimentalmente, visto que para a viga A-SO4-1 o concreto alcançou uma elevada deformação principal de tração no plano de simetria das seções transversais, Figura 5.85b, indicando que a ruptura da viga ocorreu por cisalhamento, o que condiz com o observado experimentalmente, como apresenta a Figura 5.87. Já para a viga A-SO4-2 verificou-se que a interface atingiu a tensão de aderência máxima (0,366 kN/cm²) e o deslizamento máximo (0,0169 cm), o que demonstra que ocorreu o descolamento do reforço de PRFC no vão de cisalhamento de interesse, reproduzindo o comportamento observado no ensaio experimental realizado por Khalifa (1999), como mostra a Figura 5.95. Para a viga A-SO4-3 foi constatado que o concreto está submetido a deformações superiores aos seus valores limites, como mostra a Figura 5.98, indicando que a ruptura da viga ocorreu por falha no concreto, o que está de acordo com o ensaio experimental, o qual constatou a ruptura por fendilhamento do concreto, como pode-se observar na Figura 5.101.

5.4 RESUMO DOS RESULTADOS DAS VIGAS BIPOIADAS

Neste capítulo foi apresentada uma análise comparativa entre os resultados numéricos e os resultados experimentais obtidos por Khalifa (1999) para as vigas biapoiadas, Série A, com e sem reforço ao cisalhamento com PRFC. A Tabela 5.5 apresenta o tipo de reforço de cada viga, os resultados experimentais e numéricos de modo de ruptura e carga última, assim como a variação desta carga.

Analisando estes resultados verifica-se que, para todas as vigas da Série A, as simulações numéricas identificaram o mesmo modo de ruptura observado no ensaio experimental. Além disso, obteve-se valores de carga última próximos aos observados por Khalifa (1999), sendo que nove vigas apresentaram uma variação na carga última de até 10% e três vigas um valor um pouco superior, com variação máxima de 16,6%. Portanto, constatou-se que o modelo proposto foi capaz de prever com boa precisão o comportamento das vigas simuladas, tanto em termos de modo de ruptura e carga última, quanto aos diagramas de carga-deslocamento e carga-deformação expostos ao longo do capítulo 5.

Tabela 5.5 – Resumo dos resultados das vigas da Série A

Descrição da viga	Reforço ao cisalhamento com PRFC	Experimental		Numérico		Variação (%)
		Modo de ruptura	Carga (kN)	Modo de ruptura	Carga (kN)	
A-SW3-1	-	Cisalhamento	252,8	Cisalhamento	249,9	-1,1
A-SW3-2	Duas camadas (90°/0°)	Fendilhamento	354,6	Fendilhamento	355,3	0,2
A-SW4-1	-	Cisalhamento	201,2	Cisalhamento	231,6	15,1
A-SW4-2	Duas camadas (90°/0°)	Fendilhamento	361,6	Fendilhamento	372,8	3,1
A-SO3-1	-	Cisalhamento	151	Cisalhamento	151	0,0
A-SO3-2	Faixas em U, 50 @ 125mm	Descolamento	261,9	Descolamento	235	-10,3
A-SO3-3	Faixas em U, 75 @ 125mm	Descolamento	267,1	Descolamento	240,4	-10,0
A-SO3-4	Uma camada em U contínuo	Descolamento	289	Descolamento	337,1	16,6
A-SO3-5	Duas camadas (90°/0°)	Fendilhamento	339,4	Fendilhamento	321,2	-5,4
A-SO4-1	-	Cisalhamento	129,4	Cisalhamento	126,3	-2,4
A-SO4-2	Faixas em U, 50 @ 125mm	Descolamento	254,9	Descolamento	240,5	-5,6
A-SO4-3	Uma camada em U contínuo	Fendilhamento	311,1	Fendilhamento	341,5	9,8

(fonte: adaptado de KHALIFA, 1999)

6 RESULTADOS DA SIMULAÇÃO NUMÉRICA DAS VIGAS CONTÍNUAS

Neste capítulo, são apresentadas comparações entre os resultados obtidos numericamente e experimentalmente para nove vigas contínuas, com seção transversal retangular e reforçadas ao cisalhamento com PRFC. A análise experimental foi desenvolvida por Khalifa (1999). Este autor agrupou essas vigas em uma série principal, denominada de Série B. Os resultados das vigas desta série também foram discutidos por Khalifa et al. (1999) e Khalifa, Belardi e Nanni (2000).

As variáveis investigadas por Khalifa (1999), na Série B, incluíram a armadura transversal, onde foram ensaiadas vigas com e sem estribos de aço; a quantidade e distribuição de PRFC, sendo analisado o reforço contínuo e em faixas; a superfície em que o reforço foi colado, sendo em forma de U, nas faces laterais e com envolvimento total da seção transversal; bem como a orientação das fibras, onde foi adotada uma combinação de fibras de $90^\circ/0^\circ$ e fibras com direção de 90° em relação ao eixo longitudinal da viga.

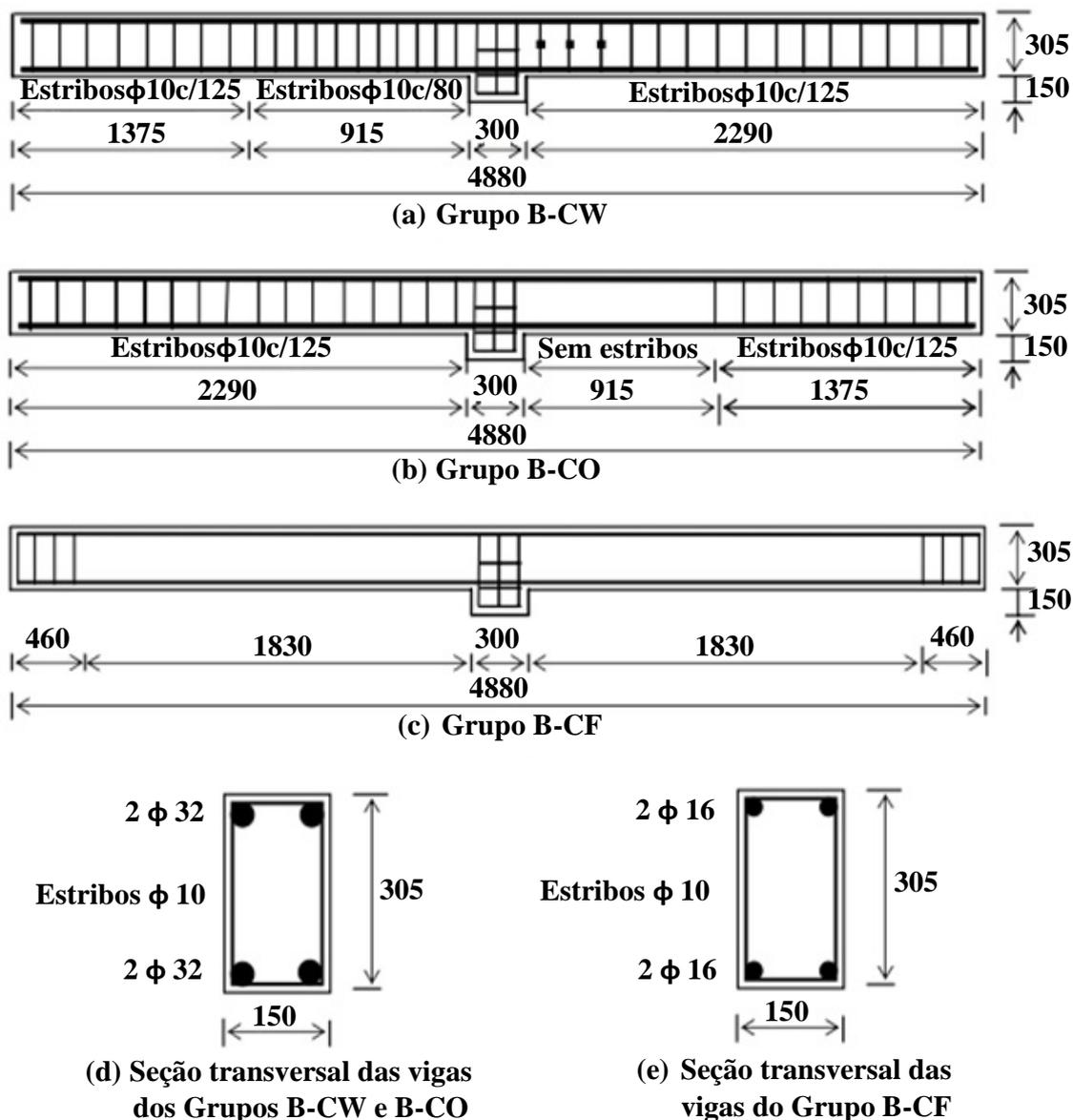
6.1 CARACTERÍSTICAS ESTRUTURAIS

Khalifa (1999) ensaiou, na Série B, nove vigas contínuas em concreto armado, com dois vãos e seção transversal retangular, as quais foram divididas em três grupos denominados de B-CW, B-CO e B-CF. Cada grupo apresenta diferentes taxas de armadura longitudinal e transversal. O grupo B-CW é composto por duas vigas que possuem estribos de aço ao longo de todo o comprimento da viga e com espaçamentos definidos para forçar a ruptura no vão de cisalhamento de interesse, metade direita da viga, sendo que as dimensões e detalhes desse grupo estão apresentados na Figura 6.1a. O grupo B-CO consiste em três vigas com armadura longitudinal igual ao grupo B-CW, sendo que não foram colocados estribos de aço no vão de cisalhamento testado, conforme mostra a Figura 6.1b. Já o grupo B-CF é formado por quatro vigas sem a presença de armadura transversal nos vãos da viga, como pode-se observar na Figura 6.1c.

Como ilustrado na Figura 6.1d, as vigas dos grupos B-CW e B-CO possuem seção transversal de 150 x 305 mm, armadura longitudinal superior e inferior composta por duas barras de 32

mm de diâmetro, assim como armadura transversal composta por estribos com diâmetro de 10 mm e com espaçamento de 80 mm e 125 mm, como pode-se observar na Figura 6.1a e na Figura 6.1b. Já as vigas do B-CF apresentam seção transversal de 150 x 305 mm, Figura 6.1e, bem como armadura longitudinal superior e inferior constituída por duas barras de 16 mm de diâmetro. Na Tabela 6.1 são apresentadas as propriedades dos materiais constituintes das vigas dos grupos B-CW, B-CO e B-CF. Além disso, nos três grupos de vigas, o apoio central apresenta dimensões de 300 x 150 mm, a fim de representar a intersecção com o pilar.

Figura 6.1 – Esquema das seções longitudinal e transversal das vigas do Série B



Dimensões em mm

▪ Localização dos extensômetros

(fonte: adaptado de KHALIFA, 1999)

Tabela 6.1 – Propriedades dos materiais das vigas da Série B

Material	Especificações	Resistência à compressão (MPa)	Tensão de escoamento (MPa)	Resistência à tração (MPa)	Módulo de elasticidade (GPa)
Concreto	Grupo B-CW	27,5	-	2,7	25
	Grupo B-CO	20,5	-	2,2	22
	Grupo B-CF	50,0	-	4,1	33
Aço	$\phi = 32$ mm	-	460	730	200
	$\phi = 16$ mm	-	430	700	200
	$\phi = 10$ mm	-	350	530	200
PRFC	$t_f = 0,165$ mm	-	-	3500	228

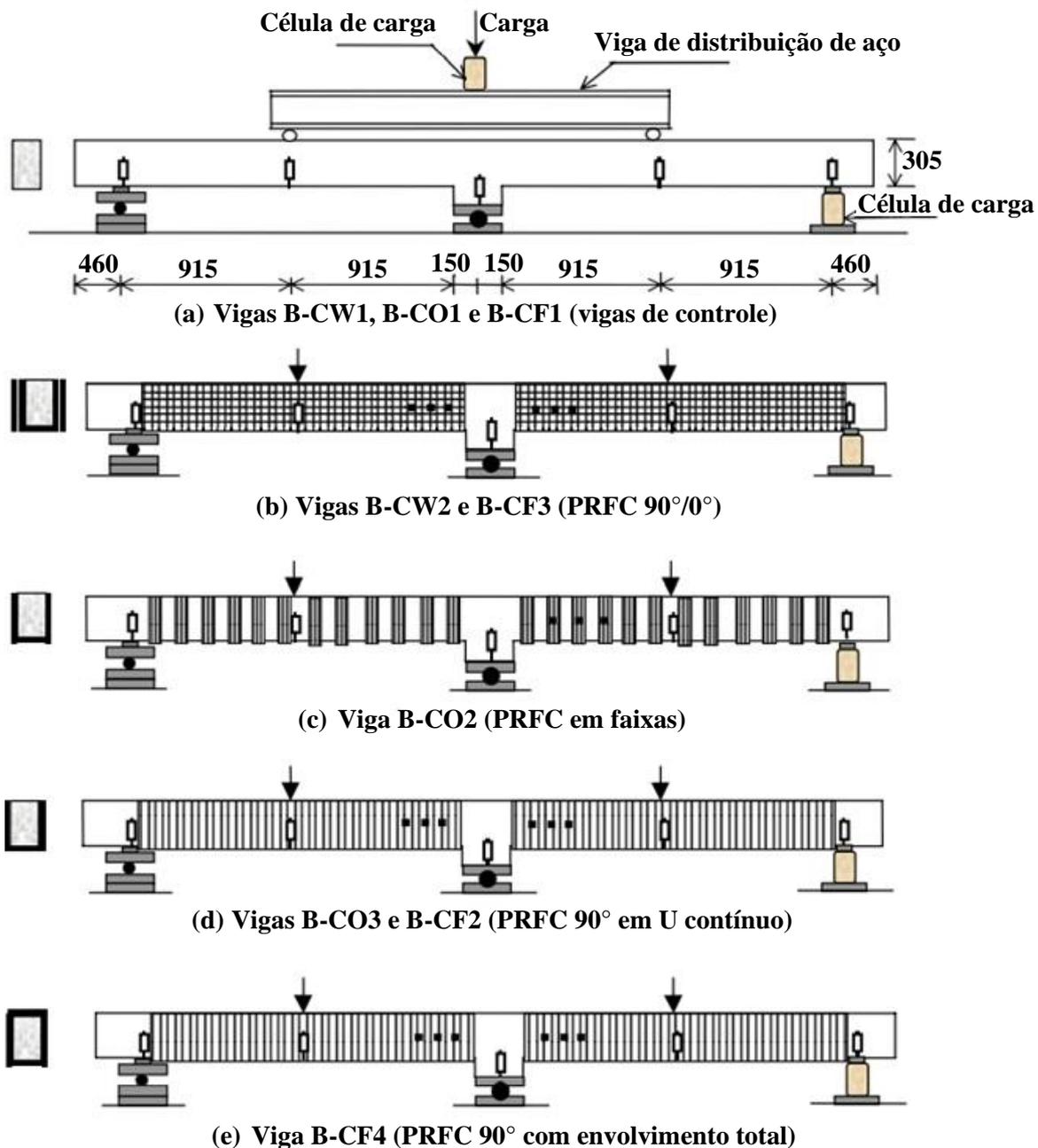
(fonte: adaptado de KHALIFA, 1999)

Uma viga de cada grupo não foi reforçada com o PRFC, sendo consideradas como vigas de controle e denominadas de B-CW1, B-CO1 e B-CF1, Figura 6.2a. Já as outras seis vigas foram reforçadas com PRFC colados externamente, seguindo quatro configurações de reforço diferentes, como mostra a Figura 6.2, e foram chamadas de B-CW2, B-CO2, B-CO3, B-CF2, B-CF3 e B-CF4.

A Figura 6.2b ilustra a configuração de reforço das vigas B-CW2 e B-CF3, as quais foram reforçadas com duas camadas de PRFC com direções de fibra perpendiculares ($90^\circ/0^\circ$). A primeira camada foi colada na forma de U contínuo e com a direção da fibra orientada perpendicularmente ao eixo longitudinal da viga (90°). Já a segunda camada foi fixada nas duas faces da viga e com a fibra na direção paralela ao eixo da viga (0°). Na Figura 6.2c pode-se observar o esquema de reforço da viga B-CO2, o qual é composto por faixas de PRFC em camada única e na forma de envoltório em U, com largura de 50 mm e espaçamento de centro a centro igual a 125 mm, sendo as fibras orientadas a 90° .

Pela Figura 6.2d, pode-se observar o esquema de reforço das vigas B-CO3 e B-CF2, que foram reforçadas com uma camada na forma de U contínuo e com a direção da fibra orientada perpendicularmente ao eixo longitudinal da viga (90°). Já a Figura 6.2e apresenta a configuração de reforço da viga B-CF4, que consiste no envolvimento total da viga com uma camada de PRFC e com a direção da fibra orientada perpendicularmente ao eixo longitudinal da viga (90°), sendo que foi necessário realizar a sobreposição de 50 mm na face superior.

Figura 6.2 – Representação esquemática das configurações de teste e de reforço das vigas da Série B



◻ Localização LVDT ■ Localização dos extensômetros Dimensões em mm

(fonte: adaptado de KHALIFA, 1999)

Em relação ao carregamento, todas as vigas foram ensaiadas como contínuas, submetidas a cargas concentradas no centro de cada vão, como pode-se observar na Figura 6.2. Além disso, foram utilizadas duas células de carga com o intuito de monitorar a carga total aplicada e a reação no vão de cisalhamento de interesse, possibilitando assim determinar o esforço cortante exato neste vão.

Para monitorar os deslocamentos verticais em pontos específicos das vigas foram utilizados cinco LVDTs (*linear variable differential transformers*), sendo que dois LVDTs foram fixados no meio dos vãos e os outros três LVDTs foram localizados nos suportes. Além disso, para cada viga do Grupo B-CW, foram utilizados seis extensômetros acoplados a três estribos a fim de monitorar a deformação destes estribos durante o carregamento, como pode-se observar na Figura 6.1a.

Com o intuito de monitorar a variação de deformação no reforço de PRFC foram utilizados três extensômetros fixados diretamente no reforço de PRFC nas laterais de cada viga reforçada dos Grupos B-CW e B-CO, bem como seis extensômetros nas vigas reforçadas do Grupo B-CF, como ilustra a Figura 6.2. Estes extensômetros foram orientados verticalmente, localizados a meia altura da seção e com distâncias de 175 mm, 300 mm e 425 mm da face do apoio central.

A Tabela 6.2 apresenta um resumo das características das vigas da Série B, como dimensões e detalhes das seções transversais, relação vão de cisalhamento e altura útil (a/d), resistência à compressão do concreto, armadura de cisalhamento de aço, bem como as configurações do reforço de PRFC.

Tabela 6.2 – Resumo das vigas da Série B

Descrição da viga	Detalhes da seção transversal	Resistência à compressão do concreto (MPa)	Reforço ao cisalhamento	
			Estribos de aço na região de teste	PRFC
B-CW1		27,5	$\phi 10c/125\text{mm}$	-
B-CW2		27,5	$\phi 10c/125\text{mm}$	Duas camadas ($90^\circ/0^\circ$)
B-CO1		20,5	-	-
B-CO2		20,5	-	Faixas em U, 50 c/ 125mm
B-CO3		20,5	-	Uma camada em U contínuo
B-CF1		50	-	-
B-CF2		50	-	Uma camada em U contínuo
B-CF3		50	-	Duas camadas ($90^\circ/0^\circ$)
B-CF4		50	-	Uma camada com envolvimento total

(fonte: adaptado de KHALIFA, 1999)

6.2 MALHA E CARACTERÍSTICAS DO MODELO

Para a simulação numérica das vigas da Série B, testadas por Khalifa (1999), realizou-se a modelagem apenas da metade da largura das vigas, visto que estas vigas apresentam simetria de geometria e de carregamento ao longo da seção transversal. Para modelar o concreto foram utilizados os elementos finitos hexaédricos quadráticos de 20 nós (SOLID186). No interior destes elementos foram acrescentados os elementos REINF264, representando a armadura incorporada nas vigas.

Além disso, nos pontos de aplicação do carregamento e dos apoios, foram modeladas placas com elementos SOLID186, com módulo de elasticidade igual a 100000 MPa. Essas placas tinham dimensões de 10 x 2 x 7,5 cm para os pontos de carregamento e os apoios externos e dimensões de 30 x 2 x 7,5 cm para o apoio central. O carregamento e as restrições foram aplicados nestas placas, buscando assim evitar a concentração de tensões nesses pontos, o que prejudicaria a convergência e poderia resultar em uma ruptura precoce.

Em relação às vinculações, foi adicionada restrição ao deslocamento na direção Y nos nós localizados em $X = 46$ cm e $Y = - 2$ cm e em $X = 442$ cm e $Y = - 2$ cm, restrições ao deslocamento nas direções X e Y nos nós localizados $X = 244$ cm e $Y = - 17$ cm, assim como restrição ao deslocamento na direção Z na superfície do plano XY em $Z = 0$. Quanto ao carregamento, aplicaram-se incrementos de deslocamento nos nós localizados em $X = 137,5$ cm e $Y = 32,5$ cm, assim como em $X = 350,5$ cm e $Y = 32,5$ cm.

No que diz respeito ao nível de discretização da malha das vigas contínuas, optou-se por utilizar uma malha com elementos de tamanhos próximos às dimensões da malha escolhida para as vigas da Série A, tendo em vista que para estas vigas foi realizado um breve estudo do nível de discretização. Diante disso, as vigas da Série B sem reforço e com reforço contínuo foram simuladas com uma malha composta por 396 elementos sólidos com dimensões de aproximadamente 5 x 7,6 x 7,5 cm. Já para a viga com reforço em faixas, foram utilizados 356 elementos sólidos, onde os elementos situados entre os apoios apresentam tamanhos alternados de 5 cm e 7,5 cm e os demais elementos com aproximadamente 5 cm na direção X, sendo que todos os elementos possuem cerca de 7,6 cm na direção Y e 7,5 cm na direção Z.

A discretização da malha e todos os elementos do modelo das vigas Grupo B-CW podem ser observados na Figura 6.3. A Figura 6.3a apresenta a viga sem reforço B-CW1 e a Figura 6.3b mostra a viga com reforço em PRFC contínuo B-CW2. Já a Figura 6.4 ilustra as características

das vigas com reforço em faixas e com envolvimento total, onde a Figura 6.4a corresponde ao modelo da viga B-CO2 e a Figura 6.4b ilustra a viga B-CF4.

Figura 6.3 – Discretização em elementos finitos das vigas do Grupo B-CW

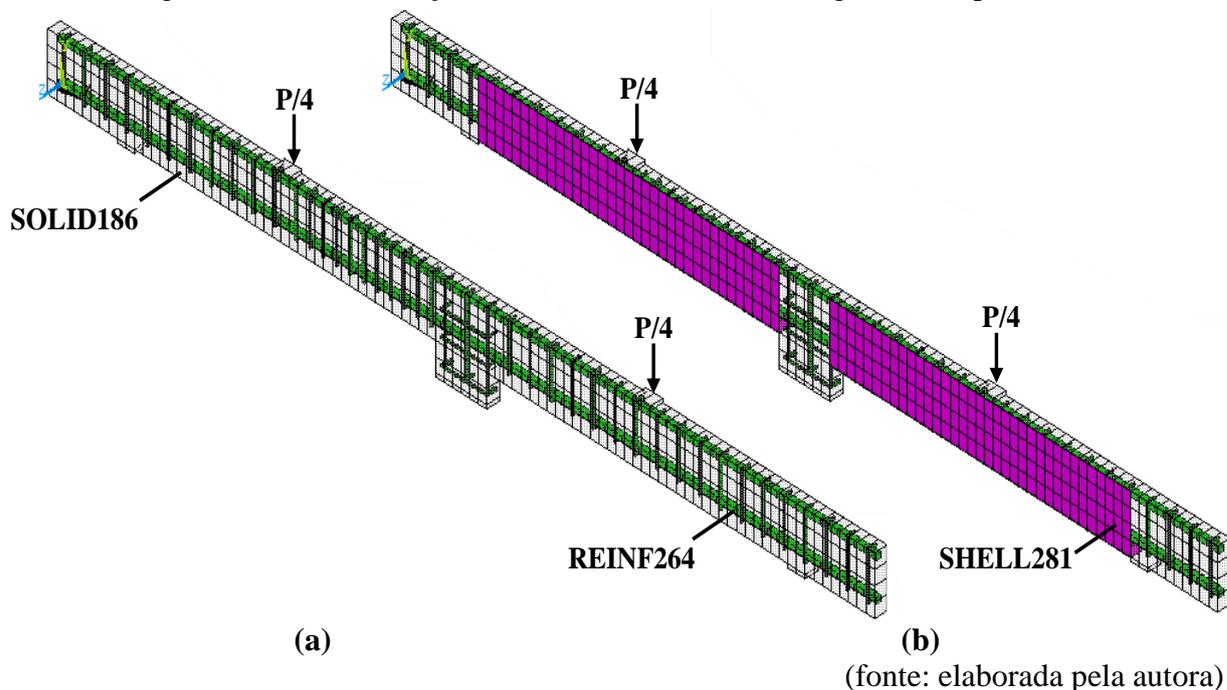
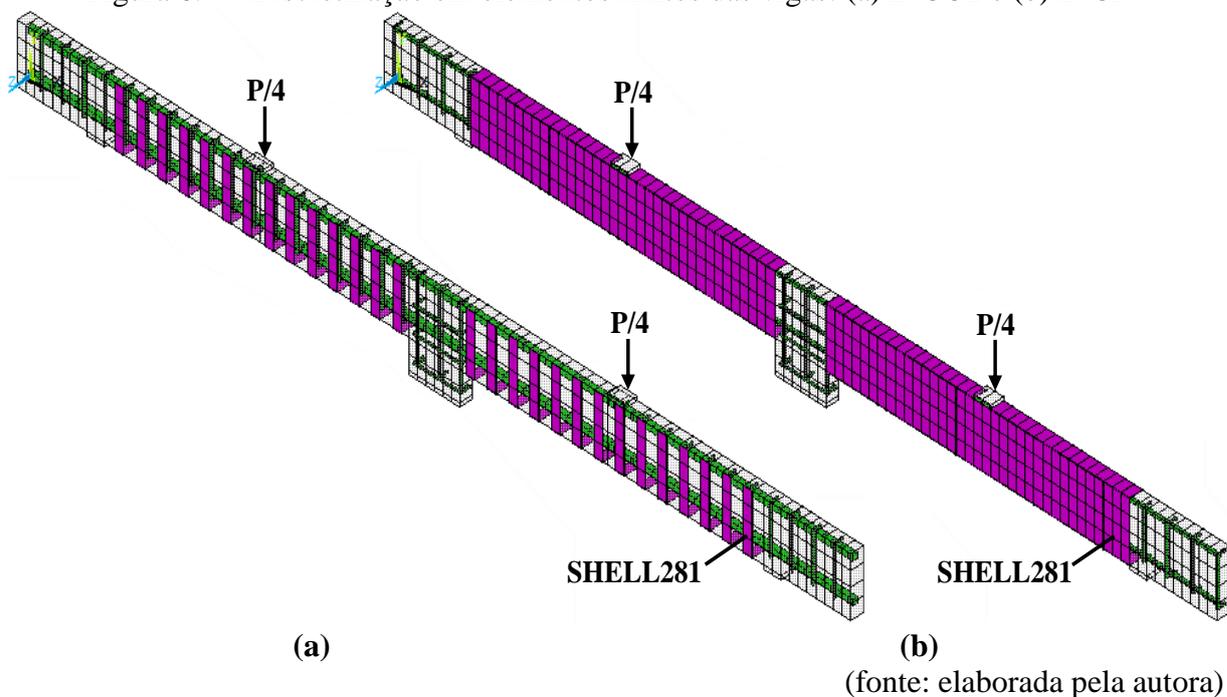


Figura 6.4 – Discretização em elementos finitos das vigas: (a) B-CO2 e (b) B-CF4



A discretização da seção transversal das vigas sem reforço pode ser observada na Figura 6.5a e na Figura 6.5b, assim como a seção transversal das vigas reforçadas em forma de U na Figura 6.5c e com envolvimento total na Figura 6.5d. Além disso, para definir as deformações no

reforço em PRFC nos mesmos pontos medidos experimentalmente, foram modelados os extensômetros na camada de reforço através do elemento REINF264. Os extensômetros foram modelados nos dois elementos finitos centrais do reforço, como pode-se observar na Figura 6.6 para a viga B-CW2, de modo a obter dois valores de deformação para cada posição, um valor correspondente ao ponto de integração do elemento superior e o outro corresponde ao ponto de integração do elemento inferior. É importante destacar que, para simulação das vigas da Série B adotou-se o método de integração reduzida, assim como definido para as vigas da Série A.

Figura 6.5 – Seções transversais das vigas da Série B: (a) B-CW1 e B-CO1; (b) B-CF1; (c) B-CO3 e (d) B-CF4

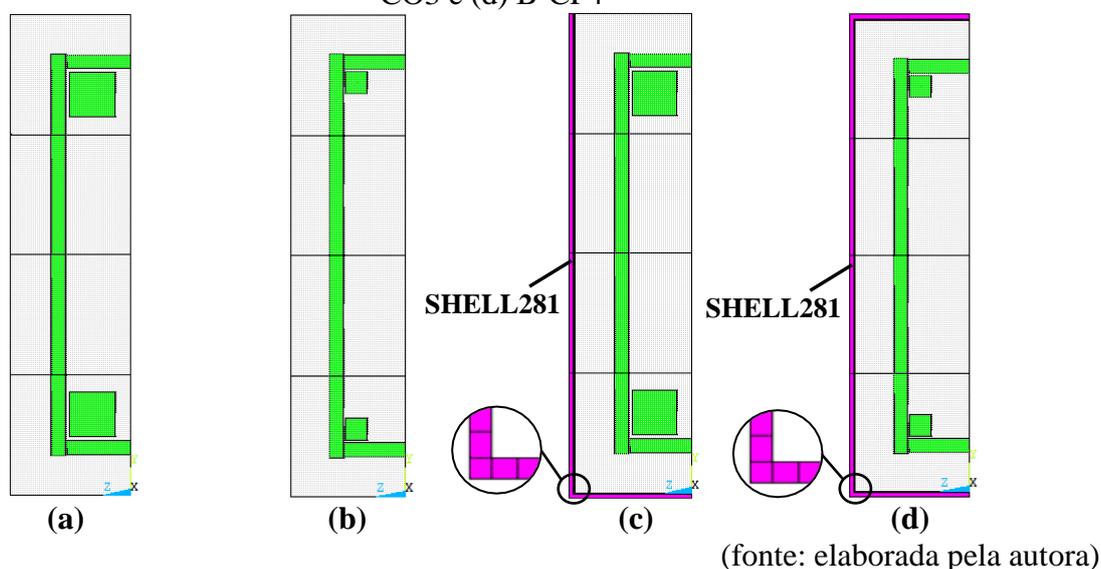


Figura 6.6 – Detalhe da posição dos extensômetros para a viga B-CW2

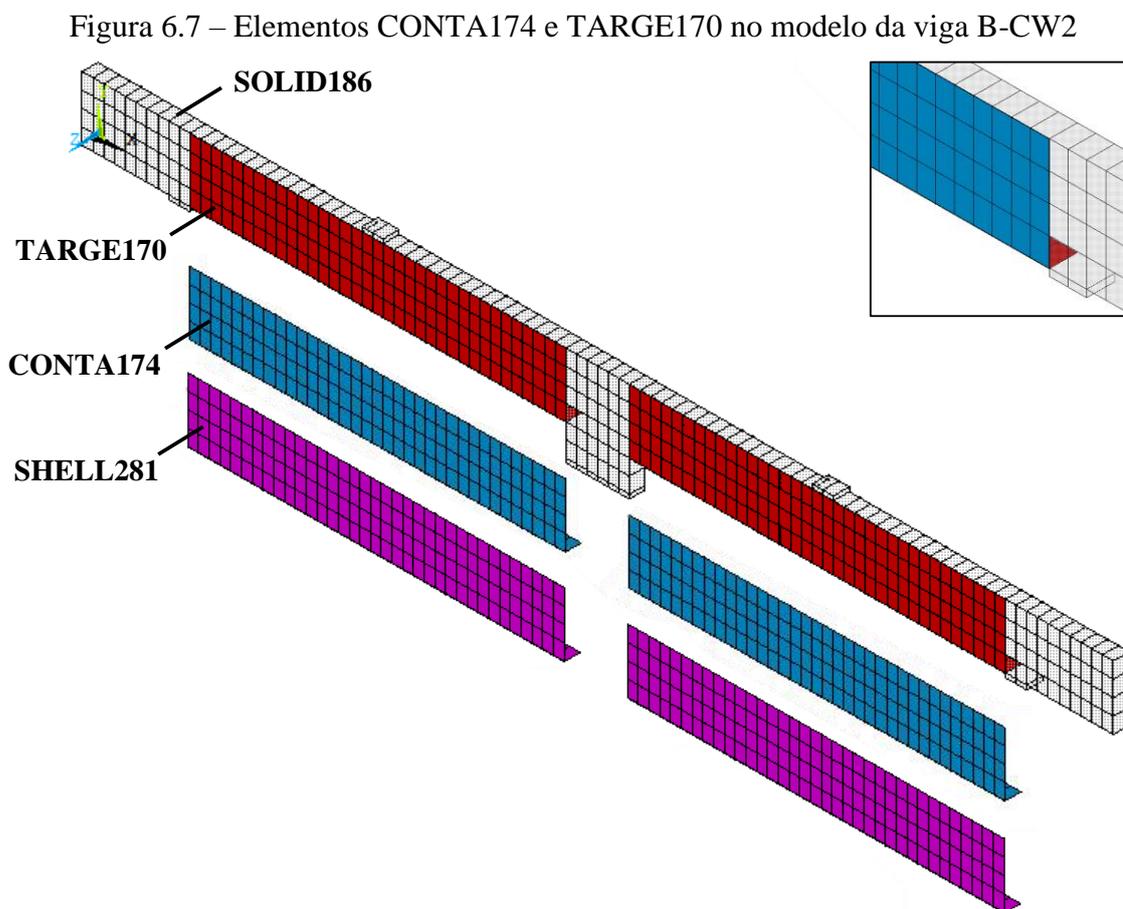


(fonte: elaborada pela autora)

Assim como realizado nas vigas da Série A, o adesivo utilizado para colar o compósito PRFC à superfície do concreto foi modelado em duas camadas de elementos finitos hexaédricos quadráticos de 20 nós (SOLID186) e com módulo de elasticidade de 2,5 GPa. Uma camada foi

modelada na superfície dos elementos SOLID186 (concreto) e a outra na superfície dos elementos SHELL281 (compósito de PRFC), possibilitando a geração dos elementos CONTA174 e TARGE170 nestas camadas de adesivo.

O elemento de contato CONTA174 foi gerado na camada de adesivo ligada à superfície dos elementos SHELL281 e o elemento alvo TARGE170 foi gerado na camada de adesivo em contato com a viga, Figura 6.7. É importante ressaltar que, conforme apresentado no item 4.2.4, a direção normal do elemento TARGE170, definida pela numeração dos nós e pela regra da mão direita, deve apontar para o elemento CONTA174, e vice-versa. Além disso, o contato por pares é identificado através das constantes reais dos elementos, as quais devem apresentar o mesmo número.



(fonte: elaborada pela autora)

Para definição das propriedades da interface das vigas da Série B, utilizaram-se o modelo e a formulação que foram propostos por Lu et al. (2005). Ao substituir os valores das vigas testadas por Khalifa (1999) na formulação apresentada no item 3.4 deste trabalho, foi possível

determinar os valores de tensão máxima de aderência, rigidez tangencial da interface e deslizamento máximo para as vigas dos Grupos B-CW, B-CO e B-CF, conforme apresentado na Tabela 6.3.

Tabela 6.3 – Parâmetros do modelo da interface das vigas da Série B

Grupo	Tensão máxima de aderência τ_{f1} (kN/cm²)	Rigidez tangencial K_t (kN/cm³)	Deslizamento máximo s_0 (cm)
B-CW	0,366	77	0,0169
B-CO	0,324	77	0,0180
B-CF	0,479	77	0,0148

(fonte: elaborada pela autora)

6.3 ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS NUMERICAMENTE

Para simular o carregamento das vigas contínuas em concreto armado até sua ruptura, foi imposto um deslocamento vertical no ponto médio de cada vão, sendo que o valor de deslocamento adotado é pelo menos 50% maior que o observado no ensaio experimental. Neste item, os resultados numéricos alcançados são comparados aos resultados experimentais determinados por Khalifa (1999), em termos de deslocamento no vão de interesse, tensões no concreto, assim como tensões e deformações nas armaduras e no reforço em PRFC. Além disso, o comportamento da interface é analisado através dos resultados de tensões e deslizamentos obtidos pelos elementos de contato.

Como apenas metade da seção transversal das vigas foi representada no modelo numérico, multiplicou-se por dois o valor das reações verticais nos nós dos três apoios. Após isto, somou-se essas três reações e dividiu por dois para definir o valor da carga aplicada em cada um dos vãos. Com o intuito de determinar os valores indicados no eixo das cargas dos diagramas de carga-deslocamento e carga-deformação, subtraiu-se da carga aplicada no vão direito o valor da reação do apoio da extremidade direita da viga. Esta carga corresponde ao esforço cortante no vão de interesse (vão direito). Já para o eixo dos deslocamentos, mediu-se o deslocamento vertical no nó inferior do elemento, localizado no centro do vão de interesse.

Em relação ao peso próprio do concreto armado, adotou-se o valor de $2,54e-8$ t/cm³ para a massa específica e de 981 cm/s² para a aceleração da gravidade. O carregamento foi considerado de curta duração para todas as vigas simuladas. Os ensaios experimentais foram realizados

aproximadamente 28 dias após a concretagem. É importante ressaltar que os valores apresentados neste item são valores líquidos, isto é, já foram descontados os valores correspondentes ao peso próprio, uma vez que os resultados experimentais correspondem apenas a carga que a viga resiste após a atuação do peso próprio.

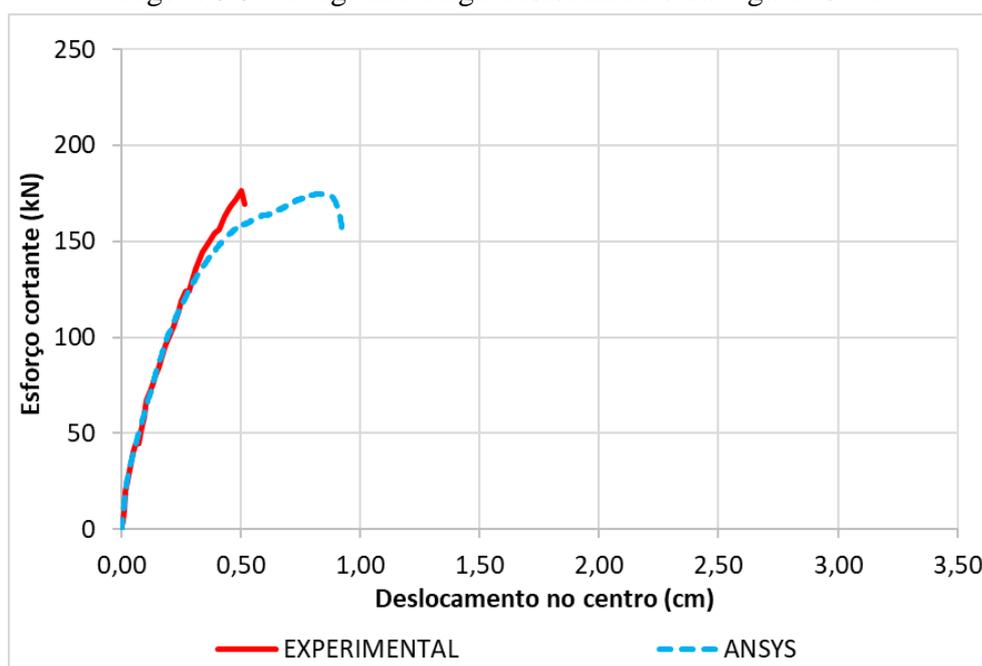
6.3.1 Grupo B-CW

A seguir serão apresentados os resultados referentes às duas vigas do grupo B-CW, as quais possuíam estribos de aço ao longo de todo o comprimento.

6.3.1.1 Viga B-CW1

Para simular o carregamento da viga B-CW1 foi aplicado um deslocamento vertical de 1,0 cm, dividido em 200 incrementos, nos pontos em que as cargas concentradas estavam localizadas no ensaio experimental. A Figura 6.8 apresenta o diagrama de esforço cortante *versus* deslocamento no centro do vão de interesse, tanto para o ensaio experimental quanto para a análise numérica, da viga em concreto armado e sem reforço B-CW1. Analisando estes resultados é possível verificar que a curva numérica é coincidente com a curva experimental até um esforço cortante de aproximadamente 130 kN e, após isto, torna-se menos rígida, apresentando esforço cortante último igual ao valor experimental (175 kN), contudo, para um deslocamento superior ao observado experimentalmente.

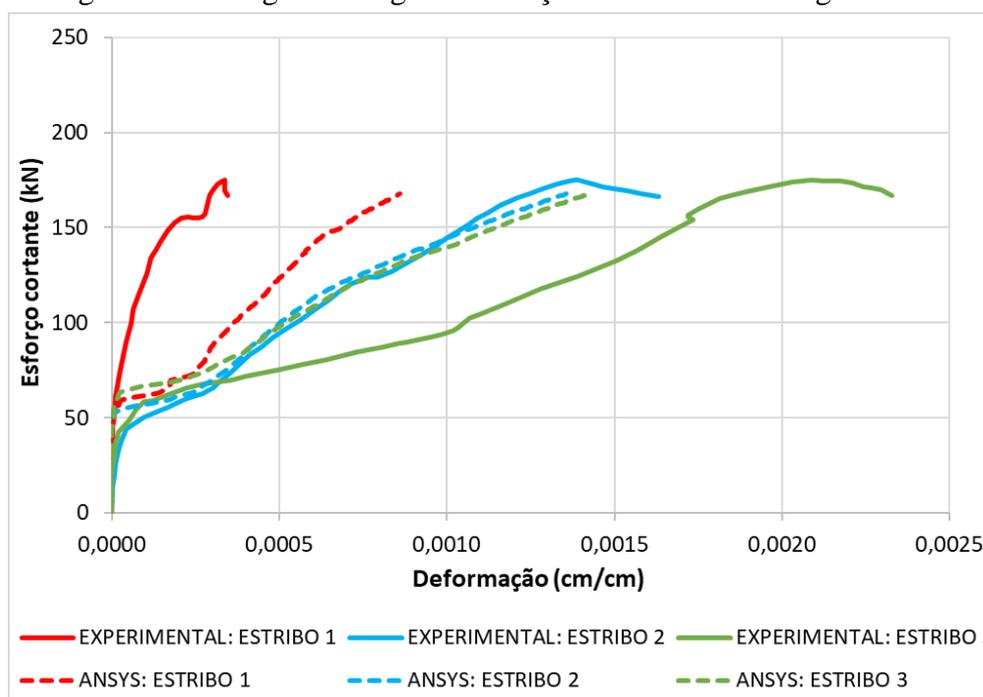
Figura 6.8 – Diagrama carga-deslocamento da viga B-CW1



(fonte: elaborada pela autora)

Em relação às deformações na armadura transversal, pode-se observar, na Figura 6.9, as curvas de carga *versus* deformação obtidas por Khalifa (1999) no ensaio experimental. A Figura 6.9 apresenta também as curvas resultantes da simulação numérica para os três estribos do vão de cisalhamento de interesse monitorados através dos extensômetros, cujas posições são indicadas na Figura 6.1a. A partir da análise destas curvas observa-se que, de maneira geral, os resultados apresentam uma boa correlação.

Figura 6.9 – Diagrama carga-deformação nos estribos da viga B-CW1



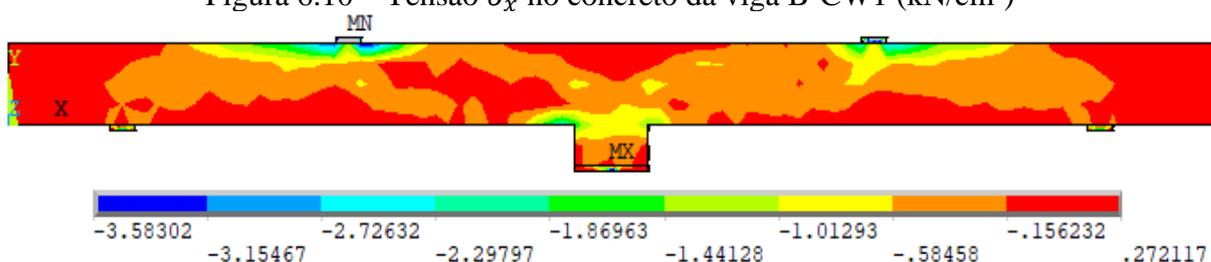
(fonte: elaborada pela autora)

A distribuição de tensões normais e a deformação principal ε_1 do concreto para a carga última obtida na simulação numérica são apresentadas na Figura 6.10 e na Figura 6.11, respectivamente. A Figura 6.11a mostra a deformação na face lateral da viga e a Figura 6.11b expõe a deformação no plano de simetria das seções transversais. Já a Figura 6.12 mostra o estado de fissuração do concreto para uma carga de 66,6 kN, onde a cor azul mostra que os pontos de integração do elemento ainda não fissuraram e a cor verde indica que algum ponto de integração do elemento fissurou em uma direção. Avaliando a Figura 6.12 observa-se que o vão de cisalhamento de interesse possui mais elementos com ponto de integração fissurado, quando comparado com o vão que possui estribos com menor espaçamento entre si.

Além disso, pode-se observar, para a carga máxima, a distribuição de tensões na direção x para as armaduras longitudinais e transversais na Figura 6.13a. A Figura 6.13b mostra

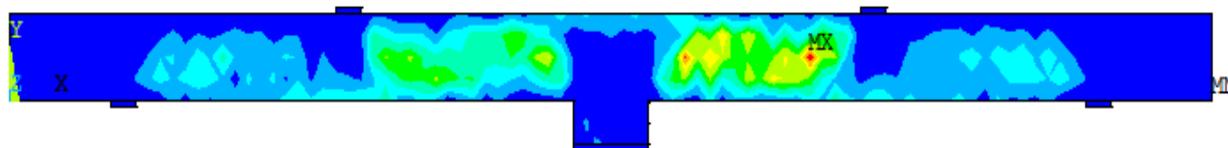
detalhadamente os estribos do vão de cisalhamento de interesse. Analisando estes resultados, verifica-se que, na situação de ruptura, a viga apresenta alongamentos bem superiores aos limites estabelecidos para o concreto na região de interesse (Figura 6.11) e a armadura transversal atinge a tensão de escoamento (35 kN/cm²), Figura 6.13b, indicando assim que a ruptura da viga ocorreu por cisalhamento com formação de uma fissura diagonal. Este comportamento está de acordo com o observado por Khalifa (1999) no ensaio experimental, uma vez que este autor constatou a ruptura por cisalhamento, como mostra a Figura 6.14.

Figura 6.10 – Tensão σ_x no concreto da viga B-CW1 (kN/cm²)

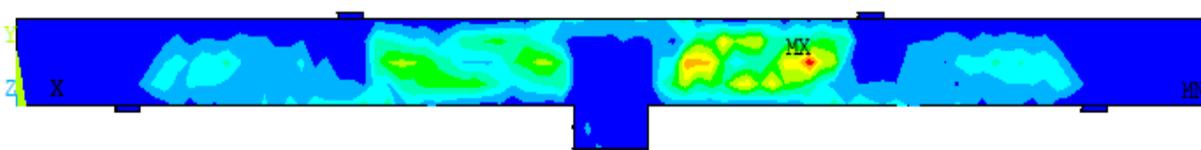


(fonte: elaborada pela autora)

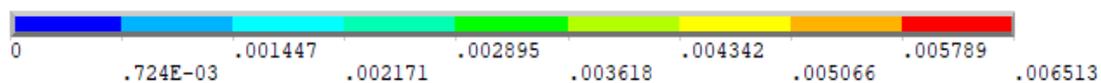
Figura 6.11 – Deformação principal ϵ_1 no concreto da viga B-CW1 (cm/cm)



(a) Face lateral

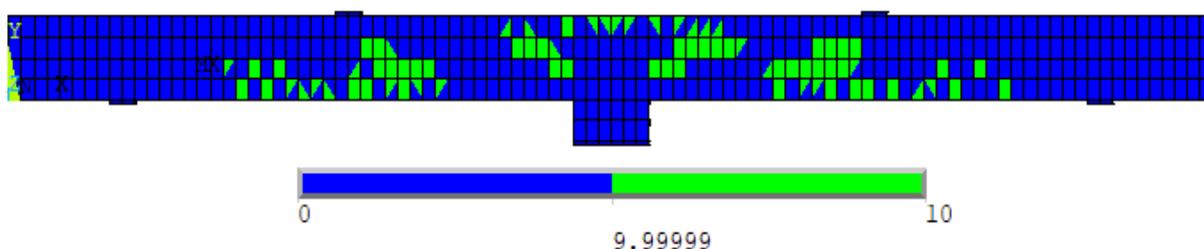


(b) Plano de simetria das seções transversais

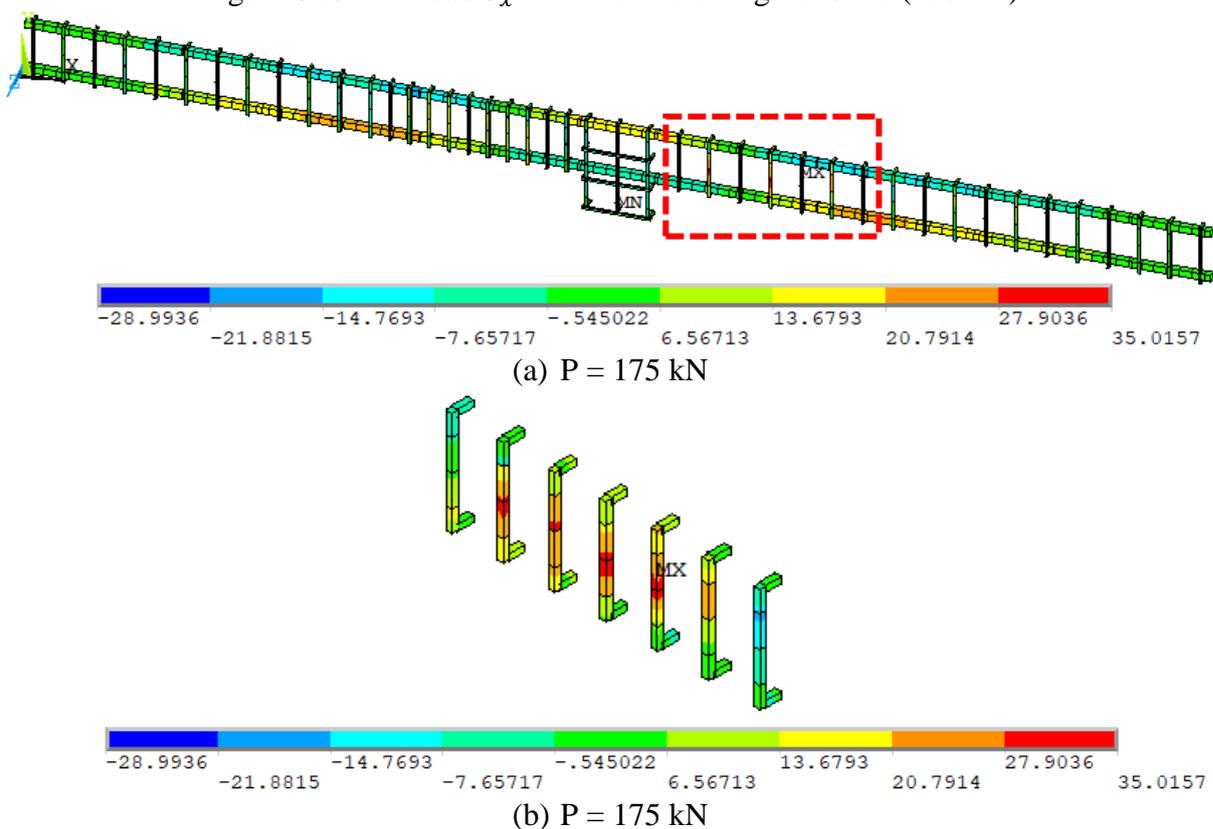


(fonte: elaborada pela autora)

Figura 6.12 – Fissuração no concreto da viga B-CW1 para a carga de 66,6 kN



(fonte: elaborada pela autora)

Figura 6.13 – Tensão σ_x na armadura da viga B-CW1 (kN/cm²)

(fonte: elaborada pela autora)

Figura 6.14 – Modo de ruptura experimental da viga B-CW1



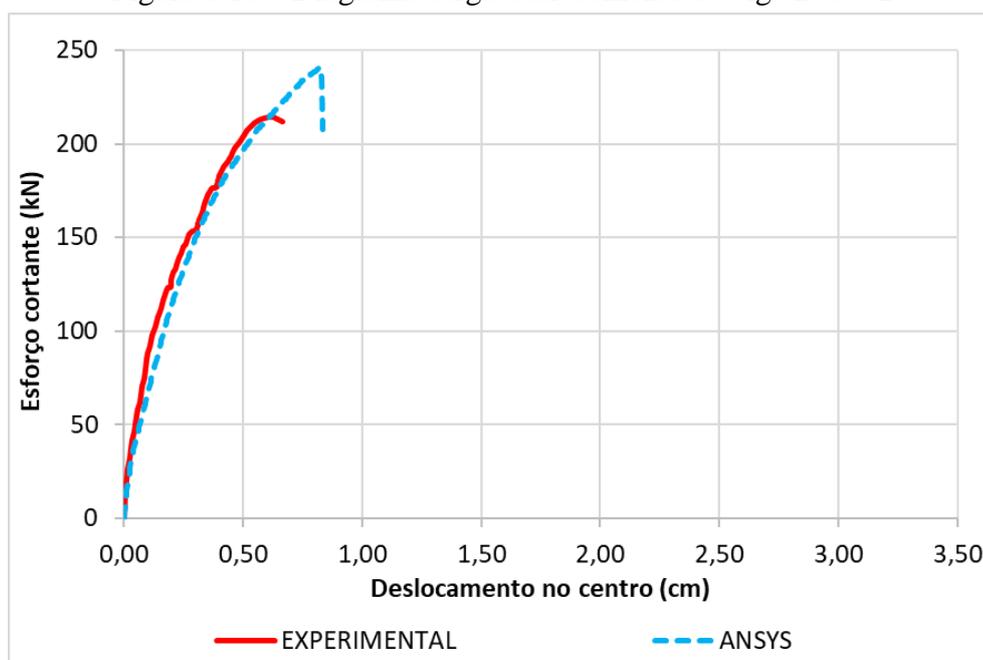
(fonte: KHALIFA, 1999)

6.3.1.2 Viga B-CW2

Na viga B-CW2, reforçada com duas camadas de PRFC contínuo, o deslocamento total imposto foi de 1,0 cm, o qual foi aplicado em 200 incrementos, nos pontos em que as cargas concentradas estavam localizadas no ensaio experimental. Na Figura 6.15 estão expostas as curvas de esforço cortante *versus* deslocamento no centro do vão de interesse, tanto para o

ensaio experimental quanto para a análise numérica, da viga B-CW2. Com base na análise destas curvas, foi possível concluir que a resposta numérica prevista pelo modelo implementado foi muito próxima dos resultados alcançados no ensaio experimental, variando a carga última que foi aproximadamente 12,6% maior na análise numérica (241 kN).

Figura 6.15 – Diagrama carga-deslocamento da viga B-CW2

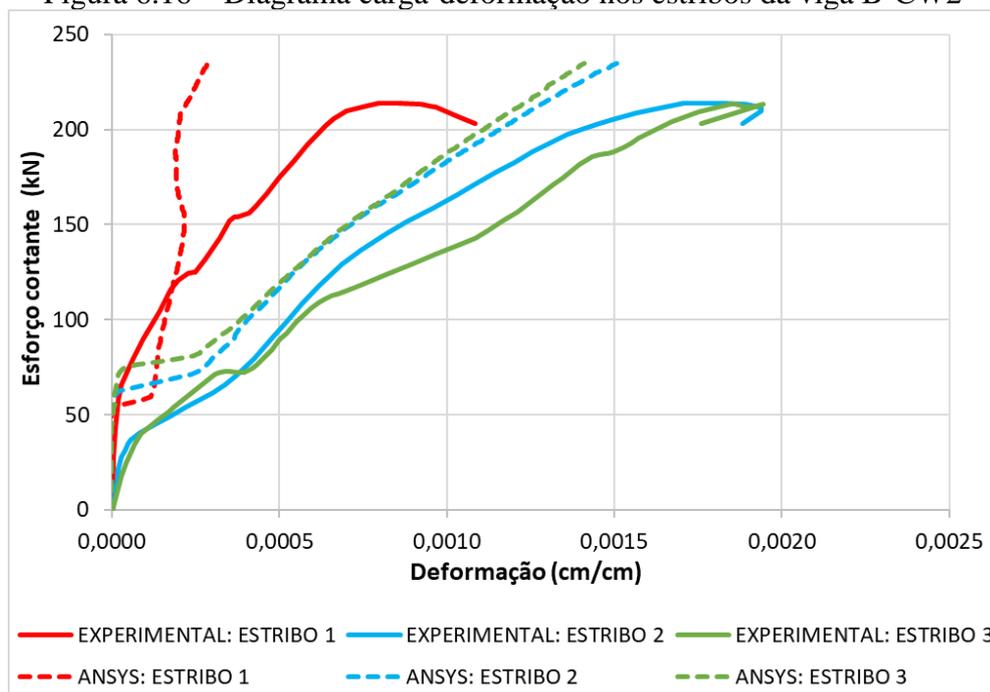


(fonte: elaborada pela autora)

Já na Figura 6.16 é apresentada a comparação entre os resultados experimentais e os numéricos obtidos a partir da modelagem proposta, em termos de deformação nos três estribos do vão de cisalhamento de interesse, cujas posições são indicadas na Figura 6.1a. Destaca-se que os valores de deformações expostos no diagrama de esforço cortante *versus* deformação correspondem aos valores do ponto de integração localizado no centro do estribo. Comparando os resultados, verifica-se que os resultados numéricos dos estribos dois e três apresentam a mesma tendência dos resultados experimentais, enquanto, a curva obtida para o estribo um apresenta uma maior discrepância em relação a curva experimental.

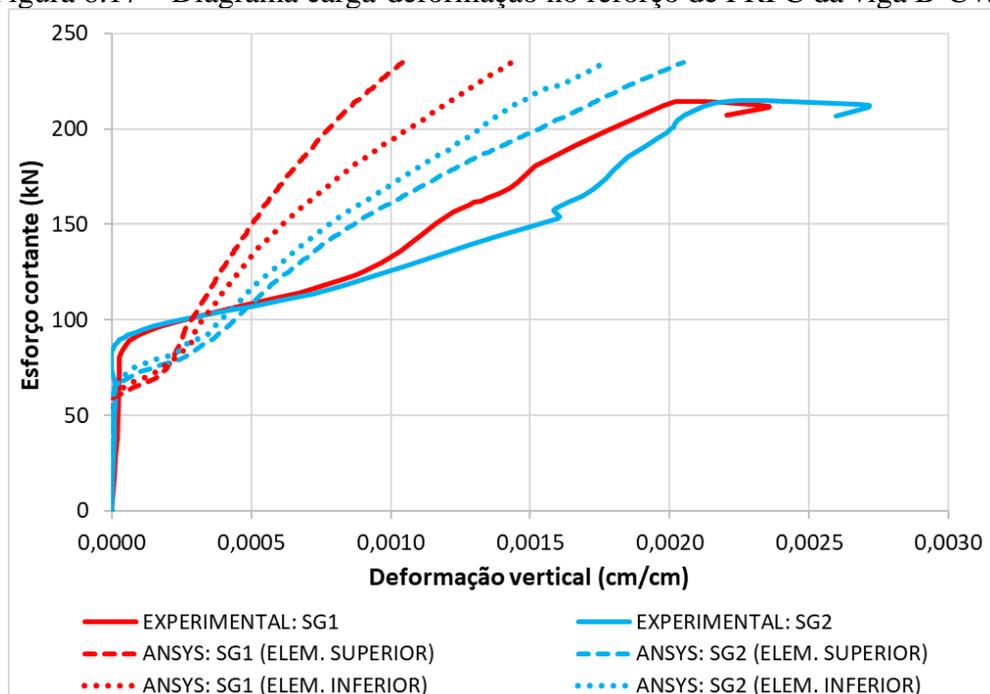
No que concerne ao reforço de PRFC da viga B-CW2, a Figura 6.17 expõe as curvas numéricas e experimentais de esforço cortante *versus* deformação em dois pontos do PRFC, sendo que para cada ponto analisado foram obtidos dois valores na análise numérica. Comparando os resultados experimentais e numéricos observa-se que todos apresentam a mesma tendência.

Figura 6.16 – Diagrama carga-deformação nos estribos da viga B-CW2



(fonte: elaborada pela autora)

Figura 6.17 – Diagrama carga-deformação no reforço de PRFC da viga B-CW2

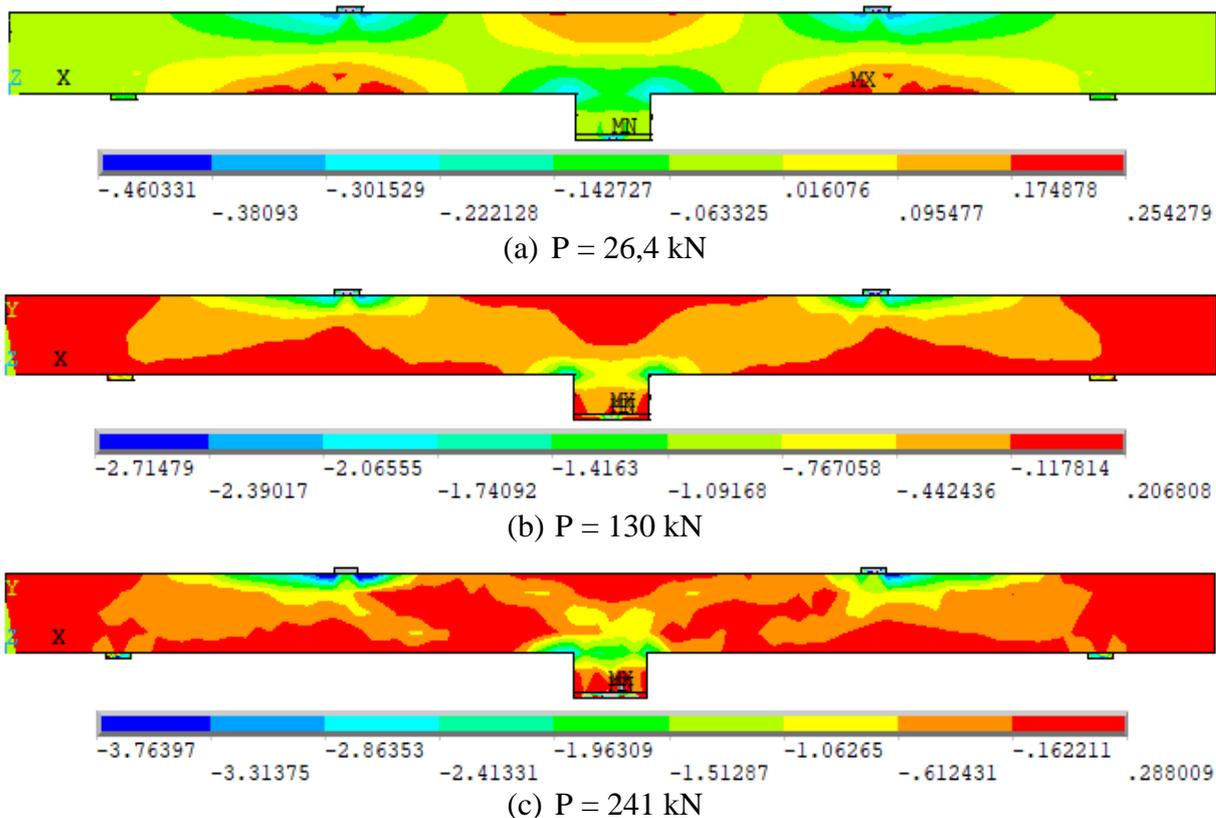


(fonte: elaborada pela autora)

Quanto às tensões, a Figura 6.18 expõe a evolução da distribuição de tensões normais, na direção x, para o concreto da viga B-CW2. Estes resultados são apresentados antes da fissuração do concreto (Figura 6.18a), para o concreto já fissurado (Figura 6.18b), bem como para a carga de ruptura da viga (Figura 6.18c). A Figura 6.19 ilustra a deformação principal ε_1 do concreto,

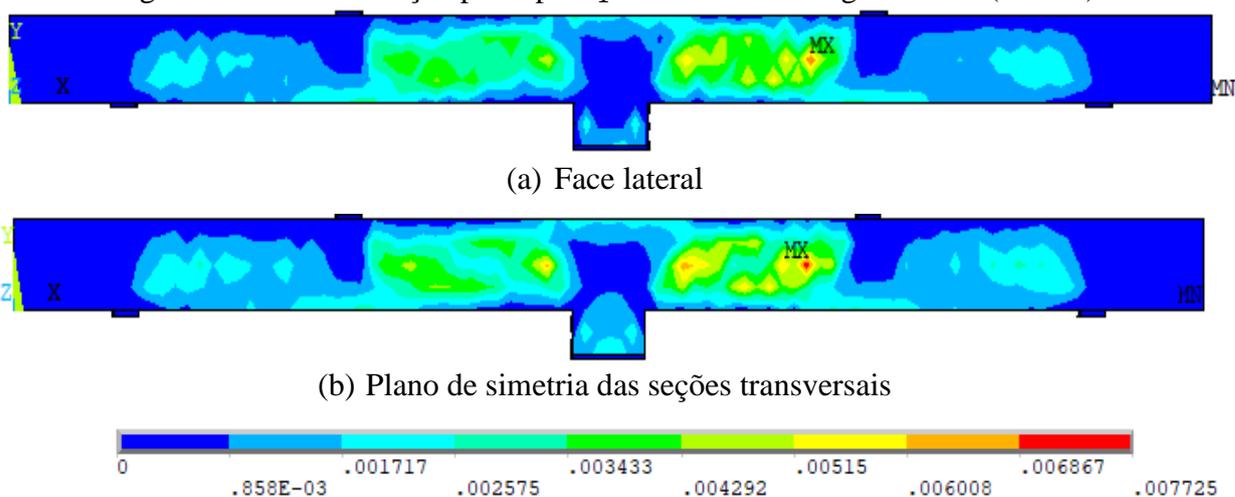
onde a Figura 6.19a mostra a deformação na face lateral da viga em contato com o reforço de PRFC e a Figura 6.19b expõe a deformação no plano de simetria das seções transversais.

Figura 6.18 – Evolução da componente de tensão σ_x no concreto da viga B-CW2 (kN/cm²)



(fonte: elaborada pela autora)

Figura 6.19 – Deformação principal ε_1 no concreto da viga B-CW2 (cm/cm)

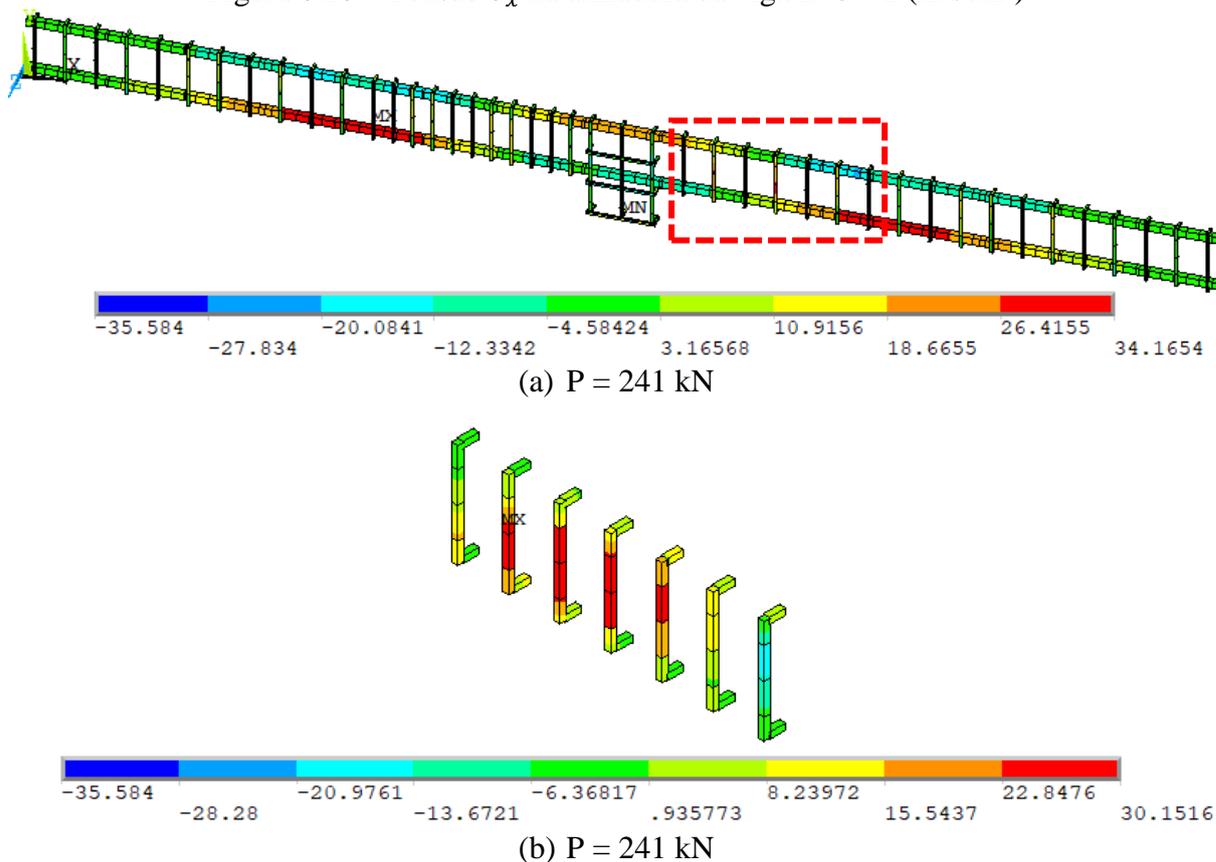


(fonte: elaborada pela autora)

A Figura 6.20 apresenta a distribuição de tensões nas armaduras longitudinais e transversais para a carga última numérica, sendo que a Figura 6.20b apresenta os estribos do vão de

cisalhamento de interesse. Analisando estes resultados verifica-se que, na situação de ruptura, o concreto apresenta, no plano de simetria das seções transversais da viga, alongamentos superiores aos seus valores limites, enquanto os estribos atingem uma tensão máxima pouco inferior à tensão de escoamento do aço (35 kN/cm^2), o que indica que a ruptura do elemento estrutural ocorreu por falha no concreto.

Figura 6.20 – Tensão σ_x na armadura da viga B-CW2 (kN/cm^2)



(fonte: elaborada pela autora)

A Figura 6.21 apresenta a distribuição de tensões no reforço de PRFC para a carga última verificada na análise numérica da viga B-CW2. Pode-se observar que o PRFC está submetido a uma tensão máxima inferior à sua tensão última (350 kN/cm^2). Além disso, os valores de tensão e deslizamento tangencial máximos na situação de ruptura são inferiores aos valores estabelecidos para este grupo de vigas ($0,366 \text{ kN/cm}^2$ e $0,0169 \text{ cm}$), como pode-se observar na Figura 6.22 e na Figura 6.23, respectivamente. Isto confirma que a viga rompeu por falha no concreto e não no reforço de PRFC, o que está de acordo com o observado no ensaio experimental, visto que o modo de falha da viga foi por fendilhamento no concreto, conforme apresentado na Figura 6.24.

Figura 6.21 – Tensão principal σ_1 no reforço de PRFC da viga B-CW2 (kN/cm²)



Figura 6.22 – Tensões de aderência na interface da viga B-CW2 (kN/cm²)

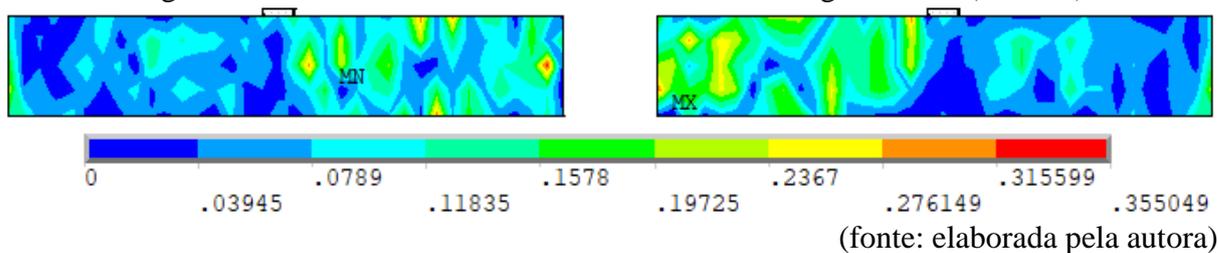


Figura 6.23 – Deslizamentos na interface da viga B-CW2 (cm)

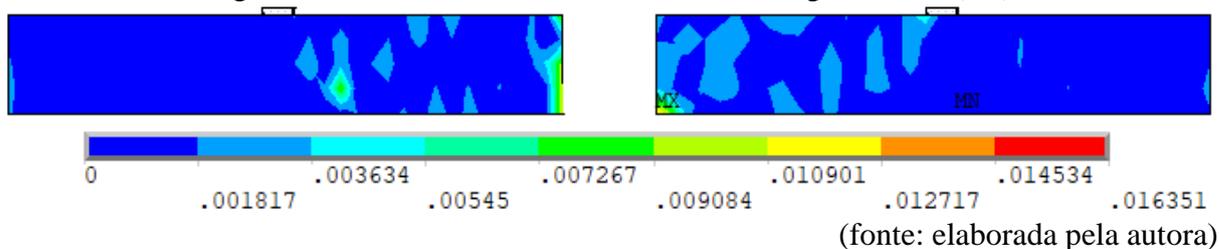


Figura 6.24 – Modo de ruptura experimental da viga B-CW2



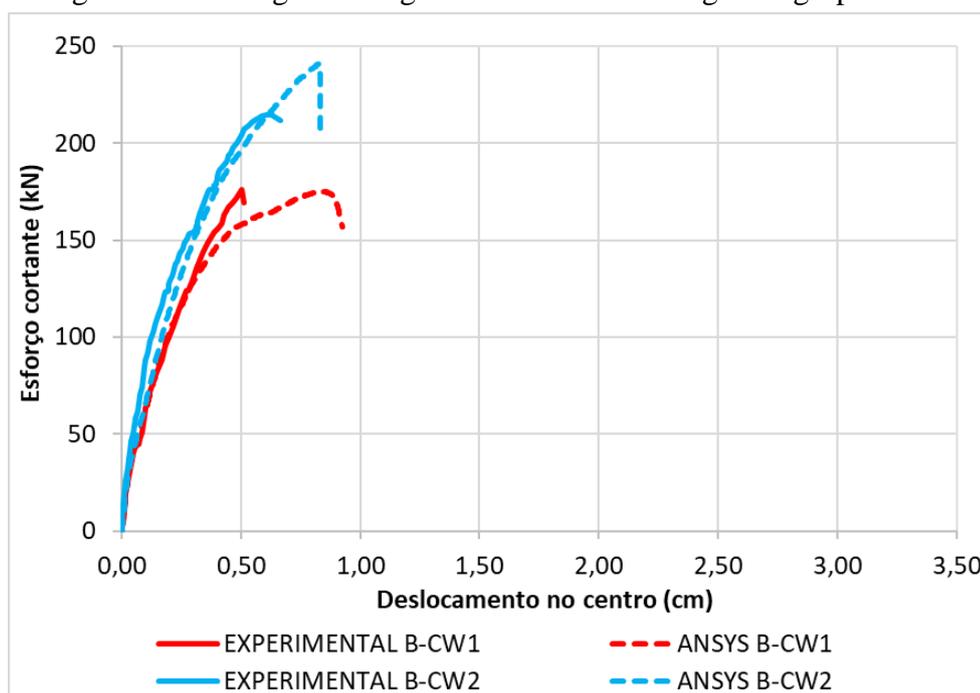
(fonte: KHALIFA, 1999)

6.3.1.3 Comparação dos resultados do grupo B-CW

A Figura 6.25 apresenta o diagrama de esforço cortante *versus* deslocamento no centro do vão de interesse, tanto para os ensaios experimentais quanto para as análises numéricas, das vigas

B-CW1 e B-CW2. Analisando estes resultados é possível verificar que a simulação numérica representa muito bem o comportamento das duas vigas analisadas, visto que, as curvas numéricas são praticamente coincidentes com as curvas obtidas nos ensaios experimentais. Além disso, observou-se que, de maneira geral, os resultados de carga-deformação nos três estribos do vão de cisalhamento de interesse apresentaram boa correlação, como mostra a Figura 6.9 para a viga B-CW1 e a Figura 6.16 para a viga B-CW2.

Figura 6.25 – Diagrama carga-deslocamento das vigas do grupo B-CW



(fonte: elaborada pela autora)

Quanto ao modo de ruptura das vigas, foi possível concluir, por meio da análise computacional, que a viga B-CW1 rompe por cisalhamento, visto que a viga apresenta alongamentos bem superiores aos limites estabelecidos para o concreto na região de interesse e a armadura transversal atinge a tensão de escoamento (35 kN/cm^2), como pode-se observar na Figura 6.11 e na Figura 6.13b, respectivamente. Já para a viga B-CW2 verificou-se que o concreto apresenta, no plano de simetria das seções transversais da viga, deformações principais de tração com valores muito elevados, como mostra a Figura 6.19, indicando que a ruptura do elemento estrutural ocorreu por falha no concreto. Estes resultados estão de acordo com o observado por Khalifa (1999) nos ensaios experimentais, uma vez que foi constatado que a viga B-CW1 rompeu devido ao cisalhamento, como mostra a Figura 6.14, e o modo de falha da viga B-CW2 foi por fendilhamento do concreto, conforme apresenta a Figura 6.24.

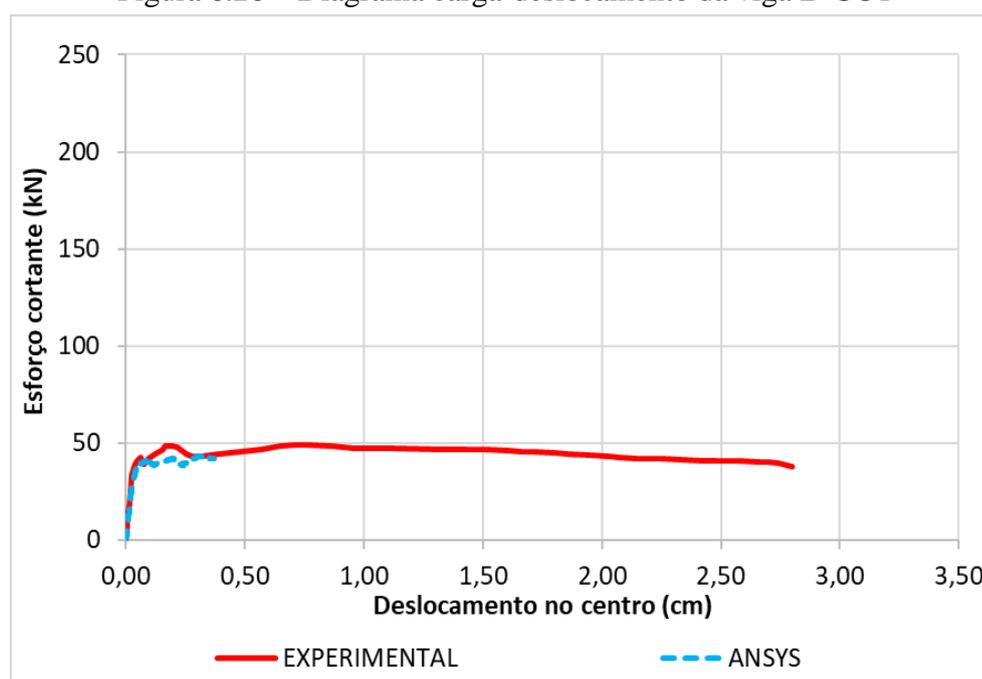
6.3.2 Grupo B-CO

A seguir serão apresentados os resultados referentes às três vigas do grupo B-CO, as quais não apresentam estribos de aço no vão de cisalhamento testado.

6.3.2.1 Viga B-CO1

Na simulação numérica da viga B-CO1, o deslocamento total imposto foi de 4,2 cm, dividido em 1000 incrementos, nos pontos em que as cargas concentradas estavam localizadas no ensaio experimental. Na Figura 6.26 é apresentada a comparação entre os resultados experimentais e os numéricos obtidos a partir da modelagem proposta, em termos de esforço cortante *versus* deslocamento máximo, para a viga B-CO1. Ao comparar as curvas carga-deslocamento, verifica-se que a curva obtida numericamente apresenta carga última próxima do valor experimental, porém o comportamento dúctil, observado no ensaio, não foi alcançado.

Figura 6.26 – Diagrama carga-deslocamento da viga B-CO1



(fonte: elaborada pela autora)

A distribuição de tensões normais e a deformação principal ε_1 do concreto para a carga última obtida na simulação numérica são apresentadas na Figura 6.27 e na Figura 6.28, respectivamente. A Figura 6.28a mostra a deformação na face lateral da viga e a Figura 6.28b expõe a deformação no plano de simetria das seções transversais da viga. A distribuição de tensões na armadura para a carga última é exposta na Figura 6.29, onde verifica-se que a

armadura longitudinal está submetida a uma tensão máxima muito inferior a tensão de escoamento do aço (46 kN/cm^2).

Analisando os resultados para a carga última da simulação numérica, é possível observar que o concreto alcançou uma elevada deformação principal de tração no plano de simetria das seções transversais, Figura 6.28b, o que indica ruptura por cisalhamento com formação de uma fissura diagonal, como mostra a Figura 6.30. Esta ruptura era previsível uma vez que a viga analisada não possui armadura transversal no vão de cisalhamento de interesse.

Figura 6.27 – Tensão σ_x no concreto da viga B-CO1 (kN/cm^2)

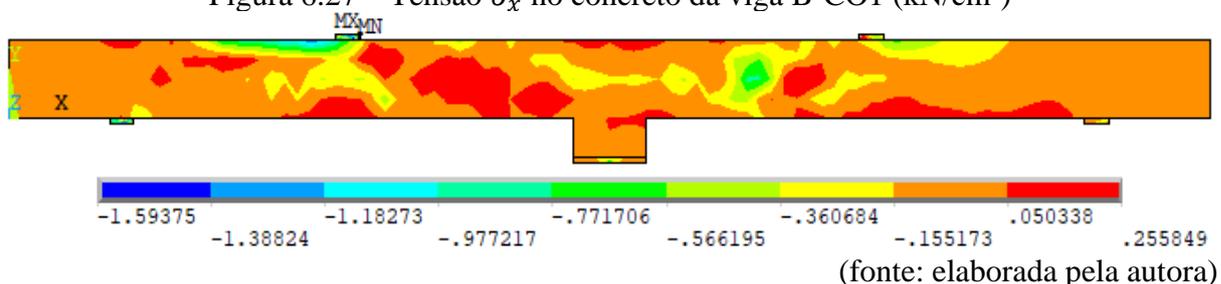


Figura 6.28 – Deformação principal ε_1 no concreto da viga B-CO1 (cm/cm)

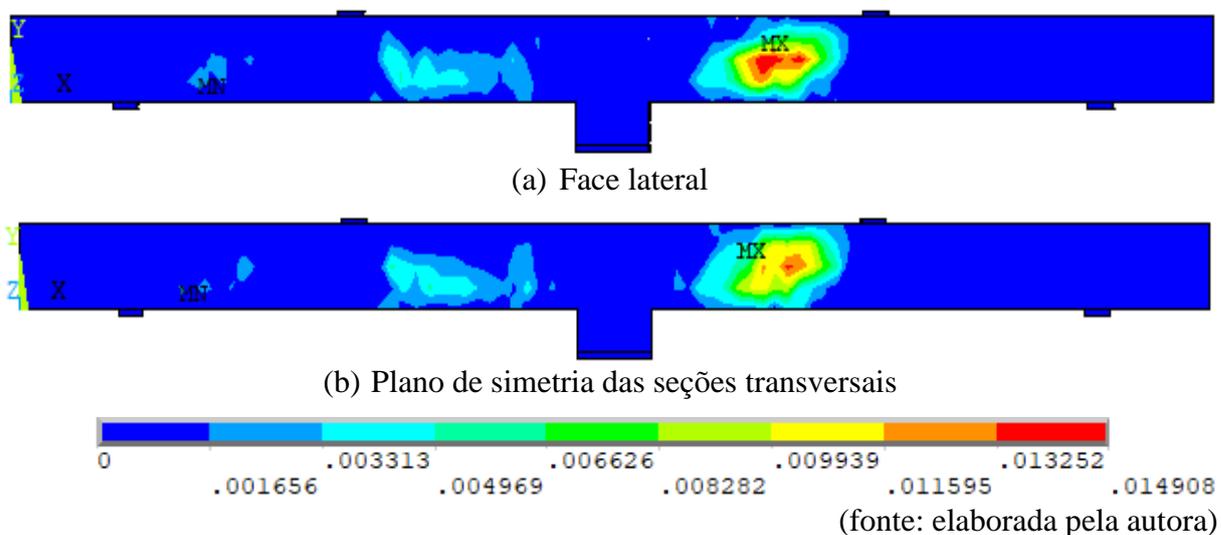


Figura 6.29 – Tensão σ_x na armadura da viga B-CO1 (kN/cm^2)

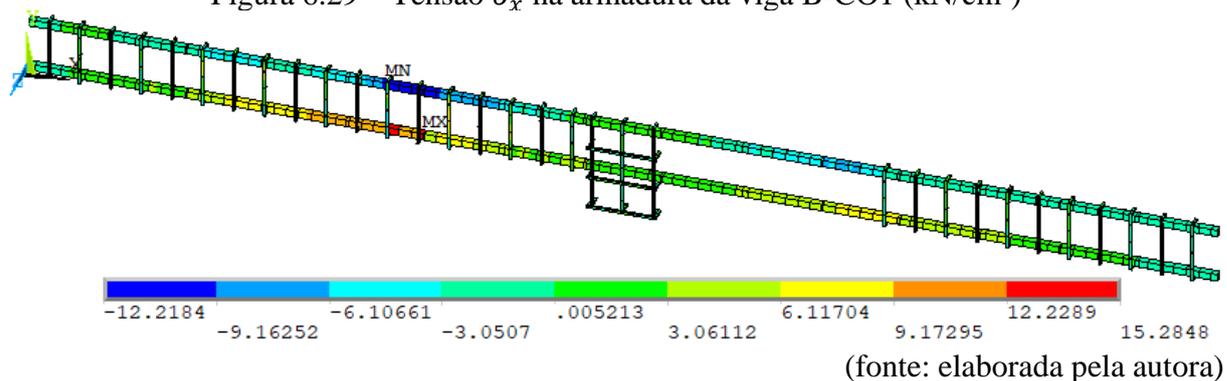


Figura 6.30 – Modo de ruptura experimental da viga B-CO1

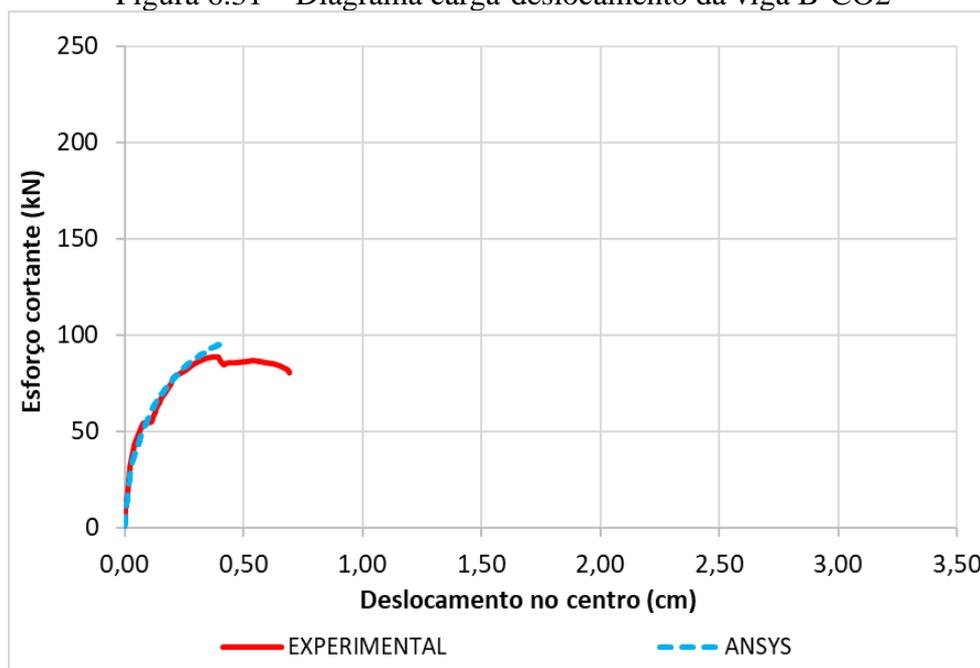


(fonte: KHALIFA, 1999)

6.3.2.2 Viga B-CO2

Para simular o carregamento da viga B-CO2, reforçada com faixas de 50 mm, foi aplicado um deslocamento vertical de 1,0 cm, dividido em 500 incrementos, nos pontos em que as cargas concentradas estavam localizadas no ensaio experimental. A Figura 6.31 apresenta os resultados do esforço cortante *versus* deslocamento no centro do vão de interesse para a simulação numérica, bem como para o ensaio experimental. Pode-se observar que as curvas estão praticamente sobrepostas, sendo a carga última numérica aproximadamente 12,5% maior que a carga de ruptura experimental (88 kN).

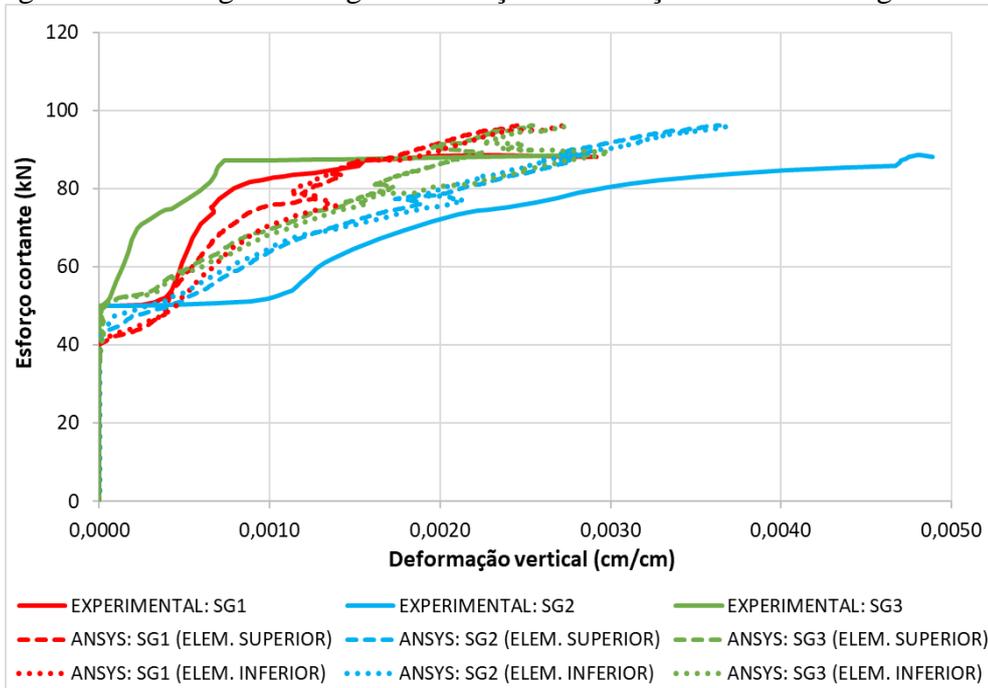
Figura 6.31 – Diagrama carga-deslocamento da viga B-CO2



(fonte: elaborada pela autora)

Na Figura 6.32 pode-se observar os resultados experimentais e numéricos de carga-deformação no reforço de PRFC. Ao comparar estes resultados observa-se que de maneira geral as curvas apresentam a mesma tendência.

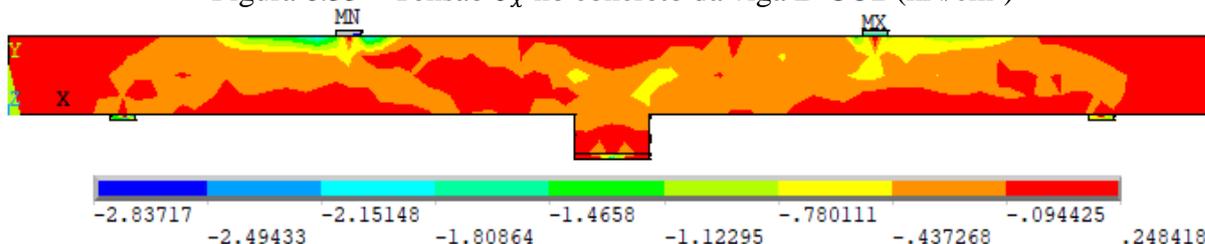
Figura 6.32 – Diagrama carga-deformação no reforço de PRFC da viga B-CO2



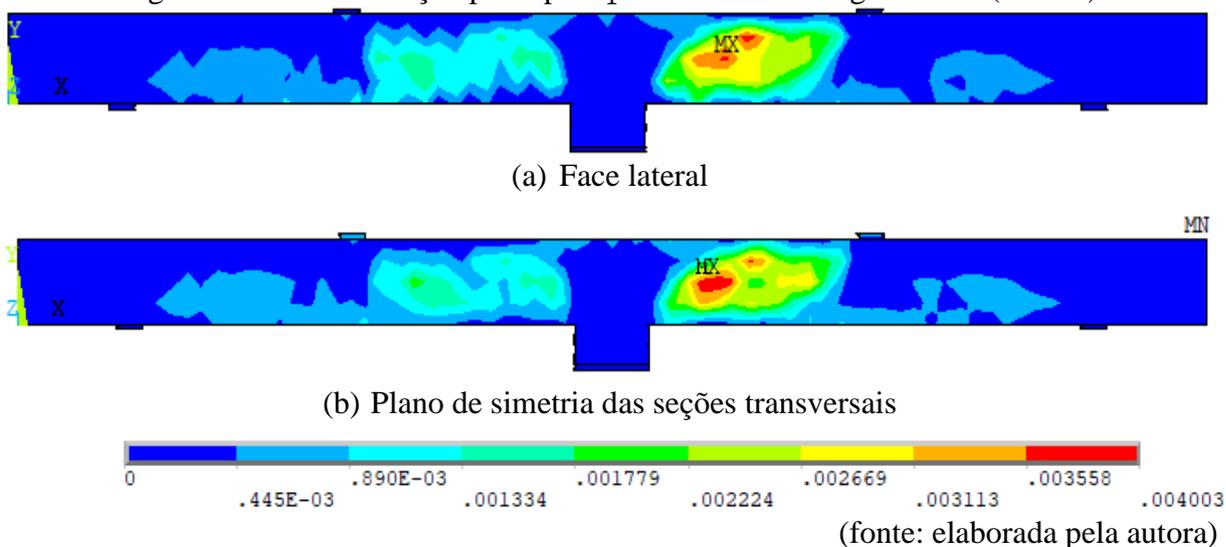
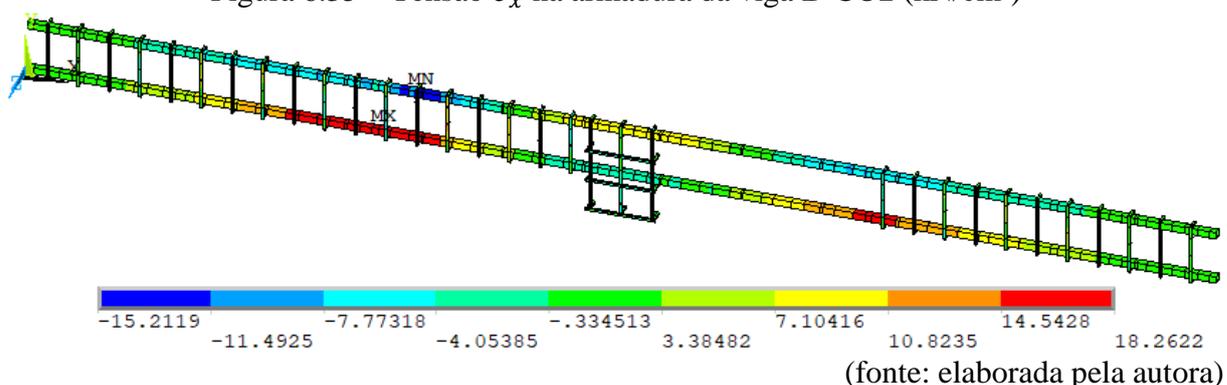
(fonte: elaborada pela autora)

A fim de determinar o que ocasionou a ruptura da viga B-CO2, a Figura 6.33 e a Figura 6.34 apresentam, respectivamente, a distribuição de tensões normais e a deformação principal ϵ_1 do concreto para a carga última obtida na simulação numérica. A Figura 6.34a mostra a deformação na face lateral da viga em contato com o reforço de PRFC e a Figura 6.34b expõe a deformação no plano de simetria das seções transversais da viga. Já a Figura 6.35 expõe a distribuição de tensões nas armaduras longitudinais e transversais para a carga de ruptura. Avaliando estes resultados observa-se que, na situação de ruptura numérica, o concreto apresenta alongamentos superiores aos seus valores limites, enquanto as armaduras estão submetidas a uma tensão máxima inferior à tensão de escoamento do aço.

Figura 6.33 – Tensão σ_x no concreto da viga B-CO2 (kN/cm²)



(fonte: elaborada pela autora)

Figura 6.34 – Deformação principal ϵ_1 no concreto da viga B-CO2 (cm/cm)Figura 6.35 – Tensão σ_x na armadura da viga B-CO2 (kN/cm²)

Em relação ao reforço de PRFC, a Figura 6.36 ilustra a distribuição de tensões no reforço de PRFC para a carga última obtida na simulação numérica. Pode-se observar que as regiões de tensões máximas estão localizadas no vão de cisalhamento de interesse. Além disso, verifica-se que o valor máximo de tensão que o PRFC está submetido é inferior a tensão última deste material (350 kN/cm²), o que já era esperado para este elemento estrutural, uma vez que no ensaio experimental ocorreu o descolamento do reforço, Figura 6.39, evitando assim o aproveitamento máximo do material.

Partindo para a análise das tensões de aderência e dos deslizamentos da interface concreto-reforço, constatou-se que a viga atingiu a tensão de aderência máxima (0,324 kN/cm²) para uma carga de aproximadamente 85 kN, Figura 6.37. Com relação ao deslizamento, verificou-se que a interface atinge o valor máximo de deslizamento (0,0180 cm) para a carga de 96 kN, Figura 6.38, indicando assim que houve o descolamento do reforço na simulação numérica, assim como observado no ensaio experimental, como apresenta a Figura 6.39.

Figura 6.36 – Tensão principal σ_1 no reforço de PRFC da viga B-CO2 (kN/cm²)

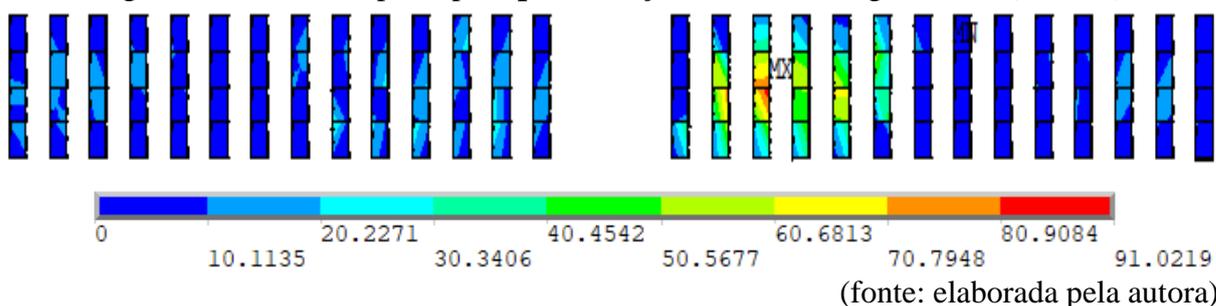


Figura 6.37 – Tensões de aderência na interface da viga B-CO2 (kN/cm²)

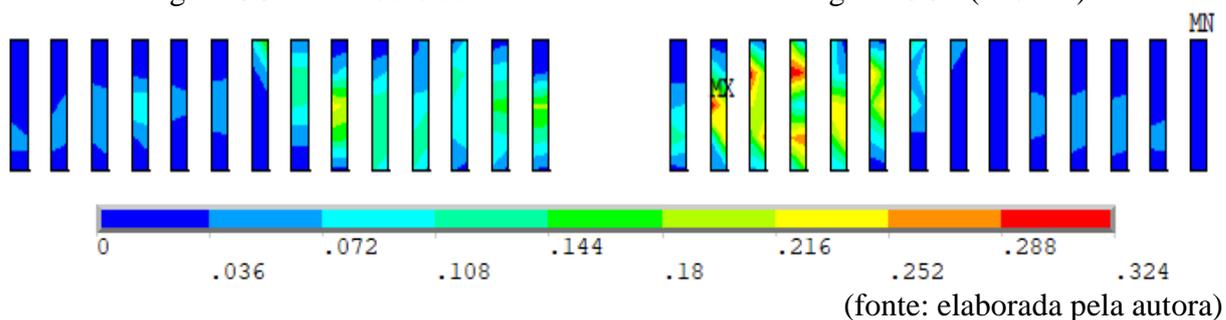


Figura 6.38 – Deslizamentos na interface da viga B-CO2 (cm)

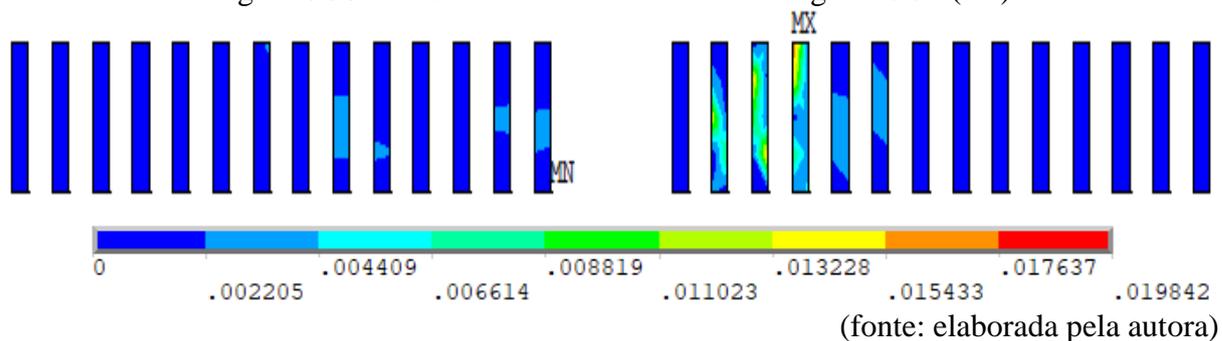


Figura 6.39 – Modo de ruptura experimental da viga B-CO2



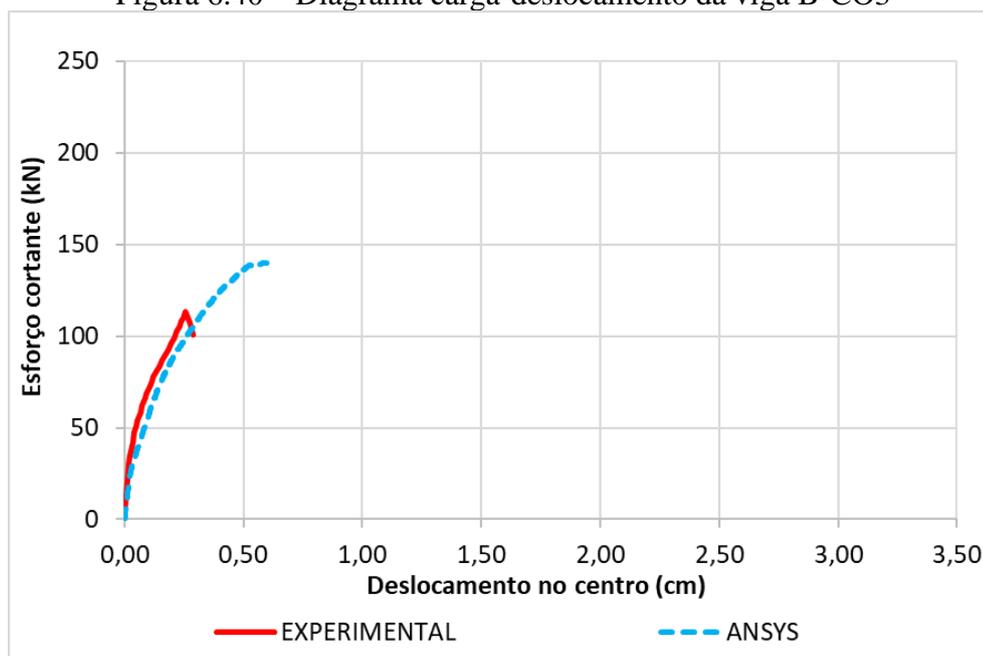
(fonte: KHALIFA, 1999)

6.3.2.3 Viga B-CO3

A fim de simular o carregamento da viga B-CO3, o deslocamento total imposto foi de 0,7 cm, dividido em 200 incrementos e aplicado nos pontos em que as cargas concentradas estavam localizadas. Na Figura 6.40, têm-se as curvas de esforço cortante *versus* deslocamento no centro do vão de interesse, obtidas no ensaio experimental e na análise numérica, onde é possível verificar que as curvas estão muito próximas até a carga de ruptura experimental, contudo, a curva numérica apresenta carga máxima superior a carga de ruptura experimental. A Figura 6.41 ilustra as curvas numéricas e experimentais do esforço cortante *versus* deformação em três pontos do reforço de PRFC da viga B-CO3. Analisando estes resultados, observa-se que todas as curvas apresentam a mesma tendência.

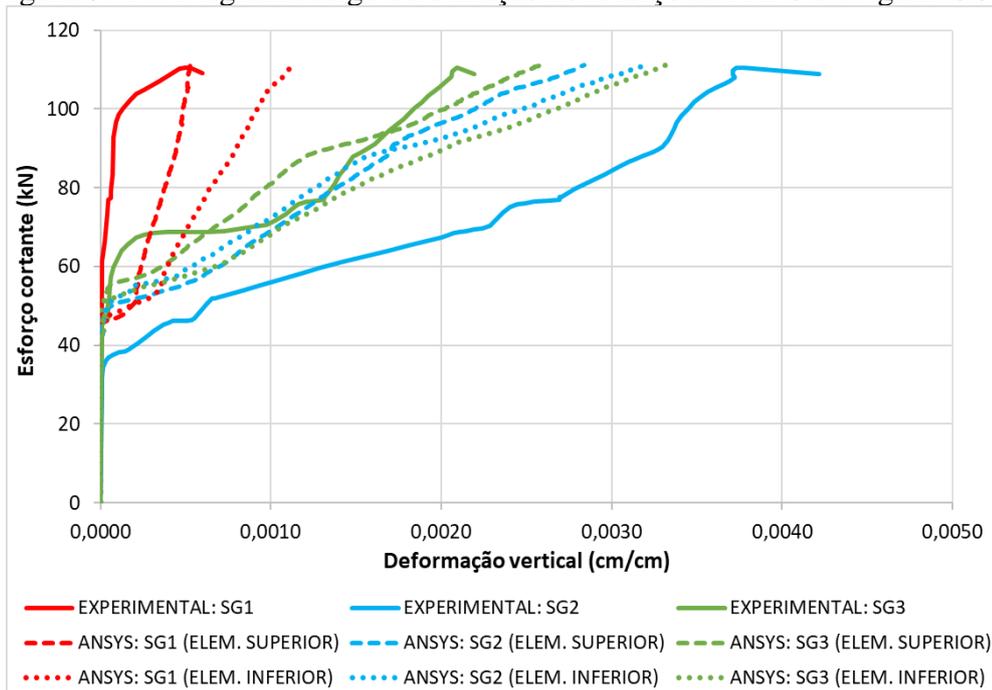
Com intuito de definir o que ocasionou a ruptura da viga B-CO3, a Figura 6.42 e a Figura 6.43 apresentam, respectivamente, a distribuição de tensões normais e a deformação principal ε_1 do concreto para a carga última obtida na simulação numérica. A Figura 6.43a expõe a deformação na face lateral da viga em contato com o reforço de PRFC e a Figura 6.43b mostra a deformação no plano de simetria das seções transversais da viga. A partir destes resultados verifica-se que na situação de ruptura numérica o concreto apresenta alongamentos superiores aos seus valores limites, apontando assim que a ruptura do elemento estrutural ocorreu por falha no concreto.

Figura 6.40 – Diagrama carga-deslocamento da viga B-CO3

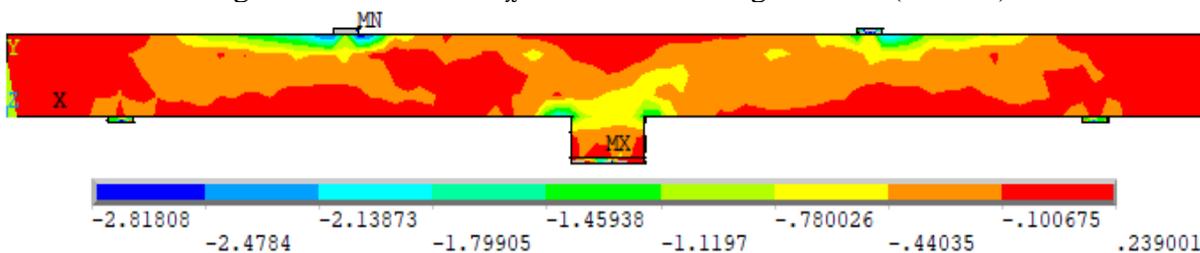


(fonte: elaborada pela autora)

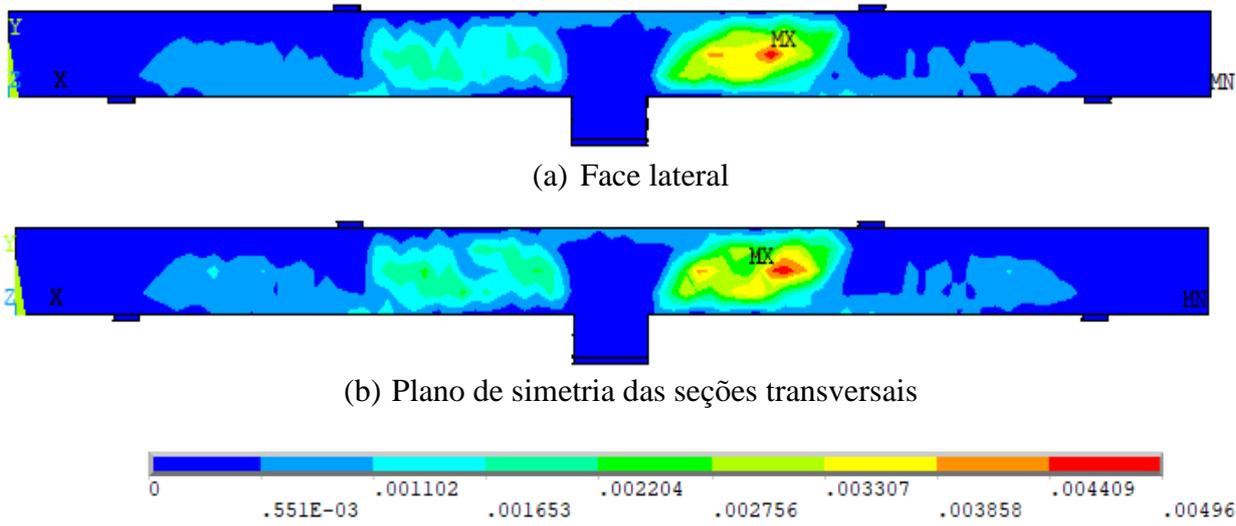
Figura 6.41 – Diagrama carga-deformação no reforço de PRFC da viga B-CO3



(fonte: elaborada pela autora)

Figura 6.42 – Tensão σ_x no concreto da viga B-CO3 (kN/cm²)

(fonte: elaborada pela autora)

Figura 6.43 – Deformação principal ϵ_1 no concreto da viga B-CO3 (cm/cm)

(fonte: elaborada pela autora)

Quanto ao reforço de PRFC, a Figura 6.44 ilustra a distribuição de tensões no reforço lateral da viga para a carga última da simulação desenvolvida, onde verifica-se que o material compósito está submetido a uma tensão máxima muito inferior à sua tensão última (350 kN/cm²). Além disso, por meio da análise dos elementos de contato, observou-se que os valores de tensão aderência e deslizamento máximos, na situação de ruptura, são inferiores aos valores estabelecidos para este grupo de vigas (0,324 kN/cm² e 0,0180 cm), como mostra a Figura 6.45 e a Figura 6.46.

Isto indica que na simulação numérica a falha da viga não ocorreu pelo descolamento do reforço. Conclui-se que a ruptura da viga ocorreu por falha do concreto com a formação de fissura diagonal no plano de simetria das seções transversais da viga e que a separação e o rompimento do reforço de PRFC, observados no ensaio experimental (Figura 6.47), são efeitos pós-ruptura.

Figura 6.44 – Tensão principal σ_1 no reforço de PRFC da viga B-CO3 (kN/cm²)

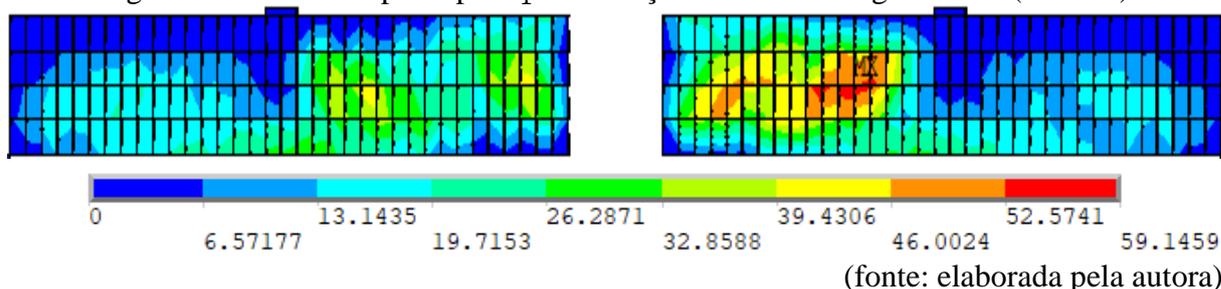


Figura 6.45 – Tensões de aderência na interface da viga B-CO3 (kN/cm²)

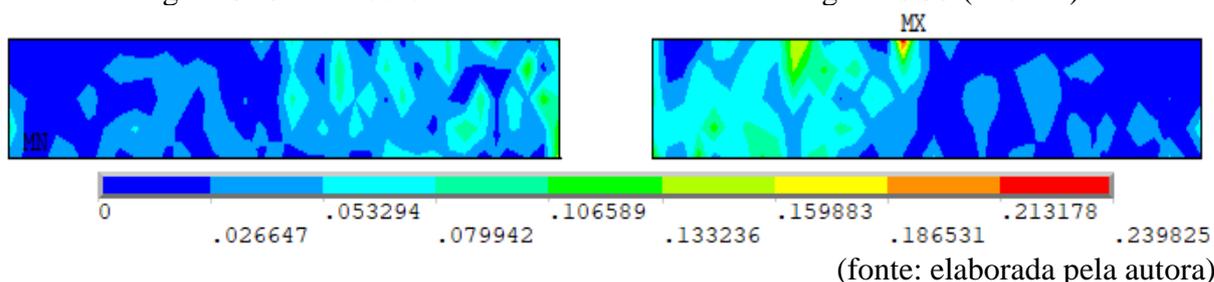


Figura 6.46 – Deslizamentos na interface da viga B-CO3 (cm)

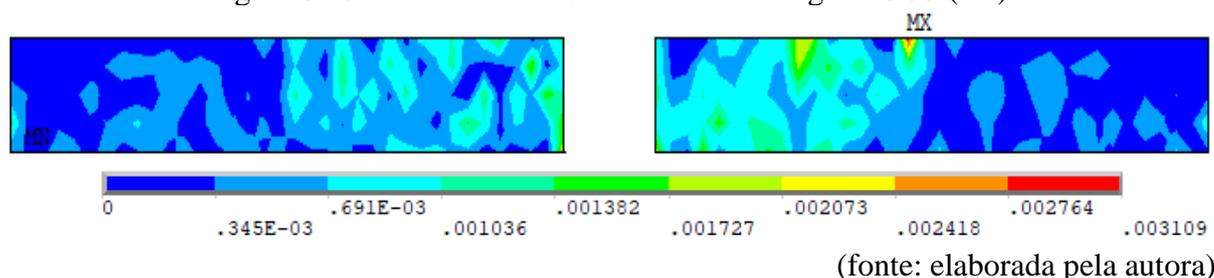


Figura 6.47 – Modo de ruptura experimental da viga B-CO3

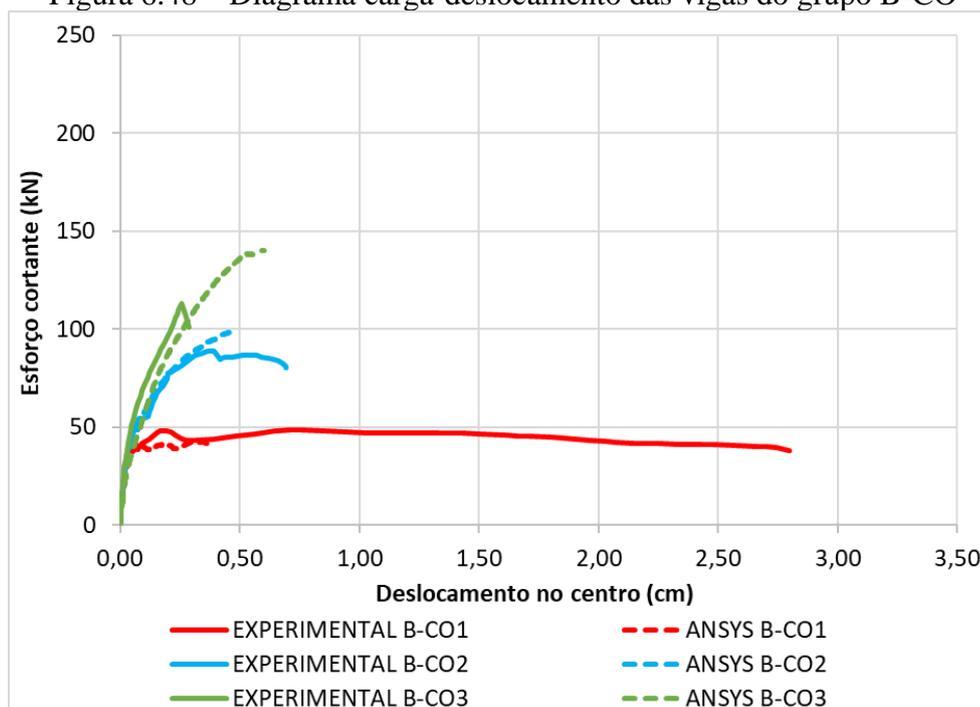


(fonte: KHALIFA, 1999)

6.3.2.4 Comparação dos resultados do grupo B-CO

A Figura 6.48 apresenta o diagrama de esforço cortante *versus* deslocamento no centro do vão de interesse, tanto para os ensaios experimentais quanto para as análises numéricas, das três vigas do grupo B-CO (B-CO1, B-CO2 e B-CO3). A partir da análise destes resultados, verifica-se que as curvas estão praticamente sobrepostas para todas as vigas analisadas, porém a simulação numérica não conseguiu representar o comportamento dúctil observado no ensaio experimental da viga B-CO1.

Figura 6.48 – Diagrama carga-deslocamento das vigas do grupo B-CO



(fonte: elaborada pela autora)

No que se refere ao modo de ruptura das vigas do grupo B-CO, foi possível concluir, por meio da análise computacional, que a viga B-CO1 alcançou uma elevada deformação principal de tração no plano de simetria das seções transversais, Figura 6.28b, o que indica que a ruptura ocorreu por cisalhamento com formação de uma fissura diagonal, assim como ocorreu no ensaio experimental, Figura 6.30. Já para a viga B-CO2 verificou-se que a interface atingiu a tensão de aderência máxima (0,324 kN/cm²) e o deslizamento máximo (0,0180 cm), conforme apresenta a Figura 6.37 e a Figura 6.38, respectivamente, o que demonstra que ocorreu o descolamento do reforço de PRFC no vão de cisalhamento de interesse, reproduzindo o comportamento observado no ensaio experimental realizado por Khalifa (1999), Figura 6.39. Para a viga B-CO3, constatou-se que a ruptura da viga ocorreu por falha do concreto com a formação de fissura diagonal no plano de simetria das seções transversais da viga, Figura 6.43b, e que a separação e o rompimento do reforço de PRFC, observados no ensaio experimental (Figura 6.47), são efeitos pós-ruptura, os quais não foram identificados na simulação numérica.

6.3.3 Grupo B-CF

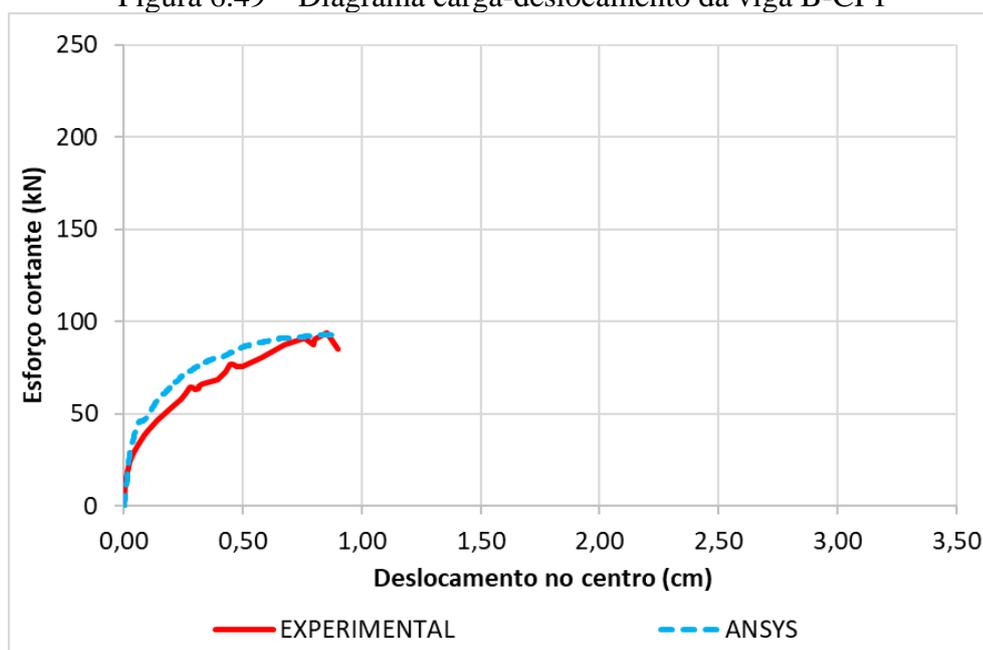
A seguir serão apresentados os resultados referentes às quatro vigas do grupo B-CF, as quais não apresentam armadura transversal em seus vãos.

6.3.3.1 Viga B-CF1

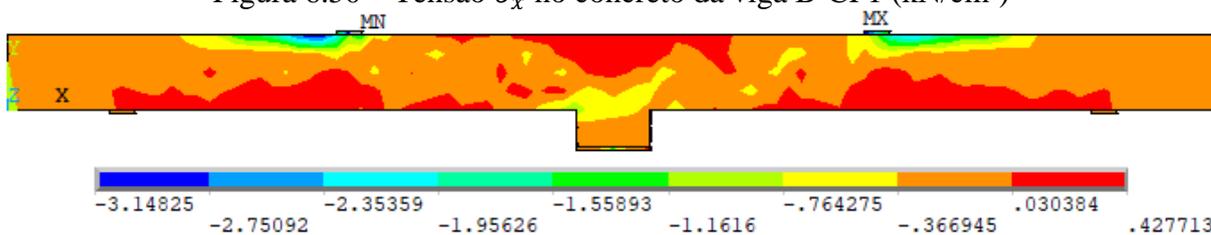
Para simulação numérica da viga B-CF1 foi utilizado um deslocamento total de 1,4 cm, dividido em 500 incrementos. Na Figura 6.49 são confrontados os resultados experimentais com os resultados numéricos, referentes ao esforço cortante *versus* os deslocamentos verticais no centro do vão de interesse. É possível observar que há uma boa aproximação entre a curva obtida na presente análise e a curva do ensaio experimental, sendo que a curva numérica é um pouco mais rígida, porém rompe para um esforço cortante igual ao valor experimental.

A Figura 6.50 e a Figura 6.51 expõem, respectivamente, as tensões normais e a deformação principal ϵ_1 do concreto para a carga última obtida na simulação numérica, assim como a Figura 6.52 apresenta a distribuição de tensões para as armaduras longitudinais e transversais. Analisando os resultados apresentados, verifica-se que na situação de ruptura o elemento estrutural apresenta alongamentos superiores aos limites estabelecidos para o concreto, ocorrendo assim a ruptura por cisalhamento, conforme observado no ensaio experimental, Figura 6.53. Além disso, no momento da ruptura, a armadura longitudinal atinge a tensão de escoamento do aço (43 kN/cm²).

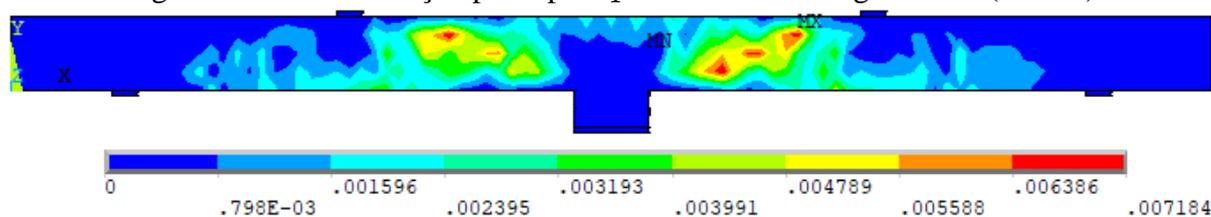
Figura 6.49 – Diagrama carga-deslocamento da viga B-CF1



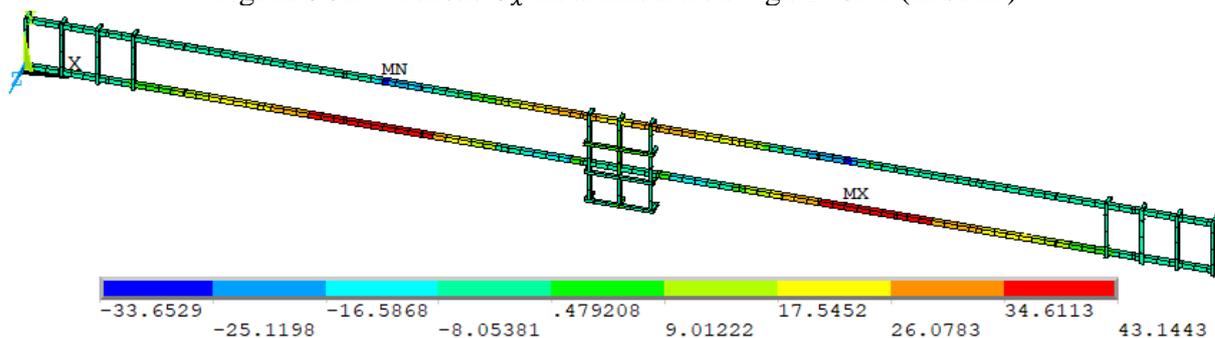
(fonte: elaborada pela autora)

Figura 6.50 – Tensão σ_x no concreto da viga B-CF1 (kN/cm²)

(fonte: elaborada pela autora)

Figura 6.51 – Deformação principal ϵ_1 no concreto da viga B-CF1 (cm/cm)

(fonte: elaborada pela autora)

Figura 6.52 – Tensão σ_x na armadura da viga B-CF1 (kN/cm²)

(fonte: elaborada pela autora)

Figura 6.53 – Modo de ruptura experimental da viga B-CF1

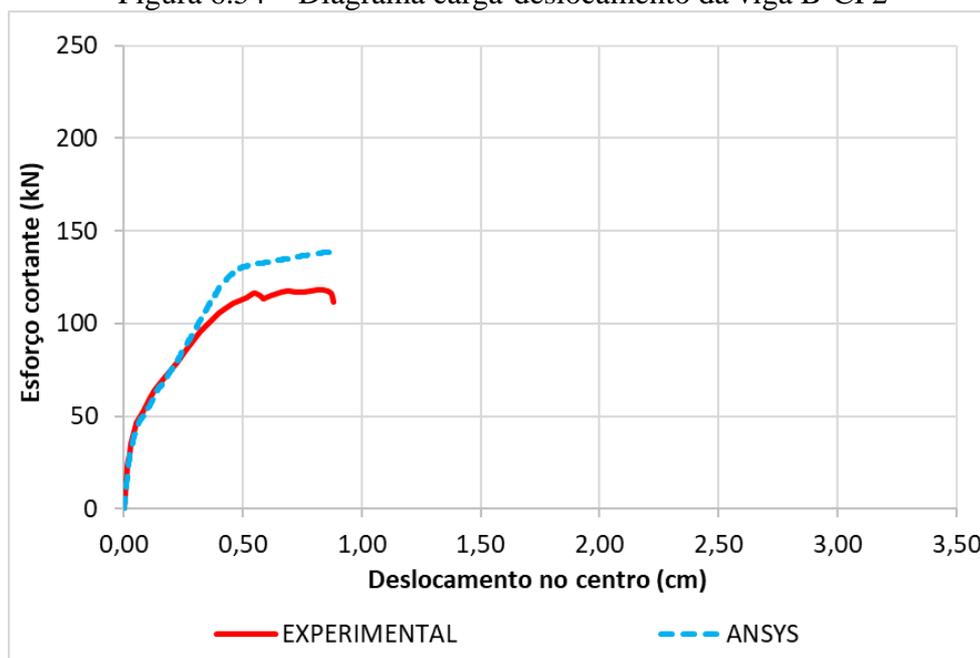


(fonte: KHALIFA, 1999)

6.3.3.2 Viga B-CF2

Para simular o carregamento da viga B-CF2 o deslocamento total imposto foi de 1,4 cm, o qual foi aplicado em 500 incrementos. Na Figura 6.54 é apresentada a comparação entre os resultados experimentais e os numéricos obtidos a partir da modelagem proposta, em termos de esforço cortante *versus* os deslocamentos verticais no centro do vão de interesse. É possível observar que as curvas são coincidentes até uma carga de aproximadamente 92,6 kN e, após isto, a curva numérica torna-se mais rígida, rompendo para uma carga de 139,2 kN, valor este 17,6% superior a carga experimental.

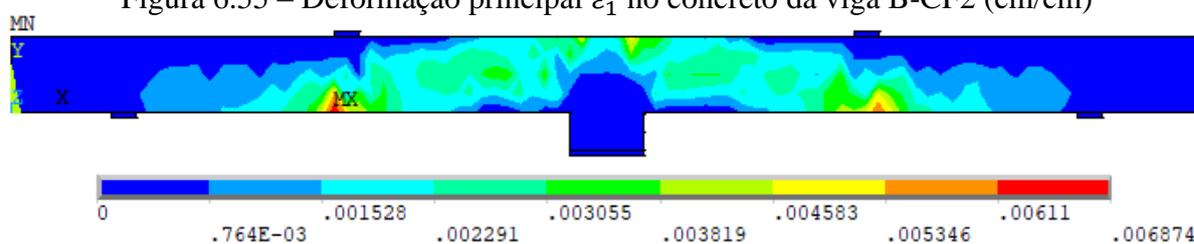
Figura 6.54 – Diagrama carga-deslocamento da viga B-CF2



(fonte: elaborada pela autora)

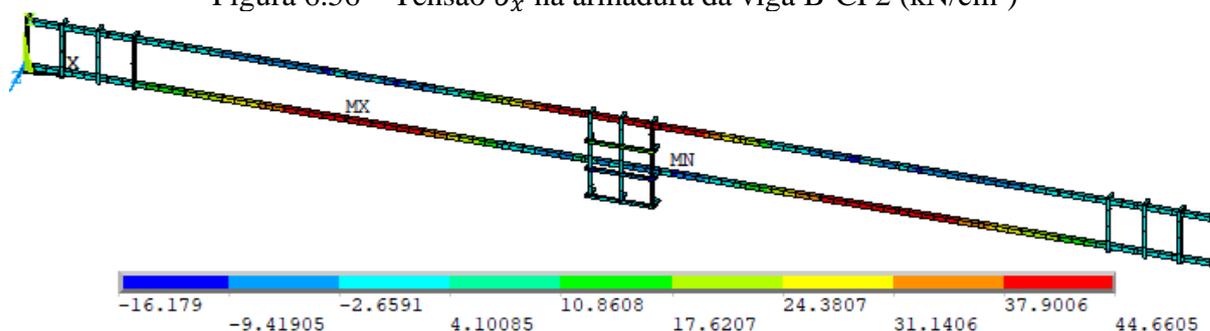
A fim de identificar o que ocasionou a ruptura da viga B-CF2 na simulação numérica, a Figura 6.55 apresenta a deformação principal ε_1 do concreto, assim como a Figura 6.56 expõe a distribuição de tensões nas armaduras. Analisando estes resultados, observou-se que na situação de ruptura o concreto está submetido a alongamentos superiores aos seus valores limites na região tracionada, assim como a armadura longitudinal apresenta tensão última superior à tensão de escoamento do aço (43 kN/cm^2), indicando assim que a ruptura do elemento estrutural ocorreu por flexão.

Figura 6.55 – Deformação principal ε_1 no concreto da viga B-CF2 (cm/cm)



(fonte: elaborada pela autora)

Figura 6.56 – Tensão σ_x na armadura da viga B-CF2 (kN/cm²)

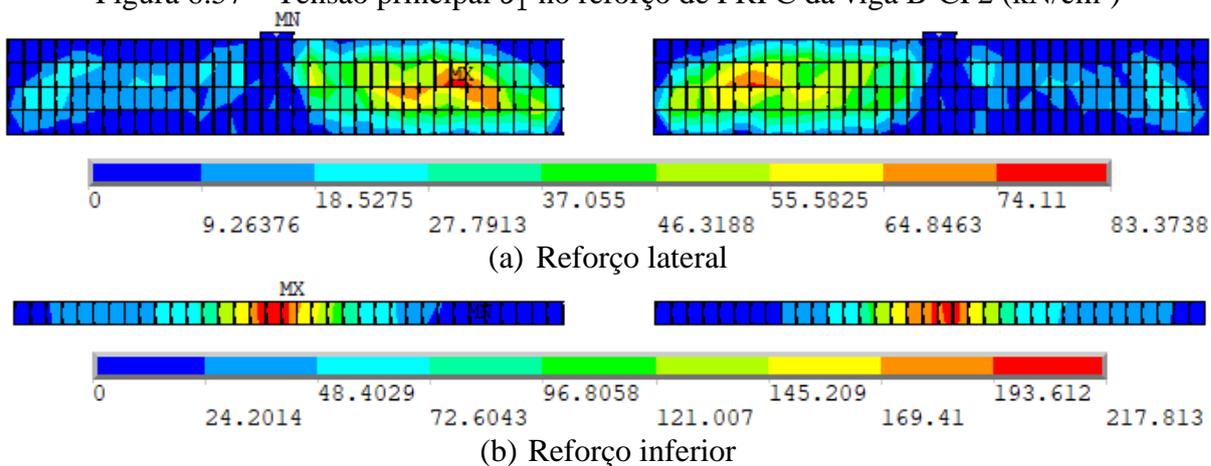


(fonte: elaborada pela autora)

Em relação ao reforço de PRFC, a Figura 6.57 expõe a distribuição de tensões no reforço da viga para a carga última da simulação numérica, onde verifica-se que o material compósito está submetido a uma tensão máxima inferior à sua tensão última (350 kN/cm^2). O reforço inferior, Figura 6.57b, apresenta uma tensão maior que o reforço lateral, Figura 6.57a, devido ao modo de ruptura do elemento estrutural.

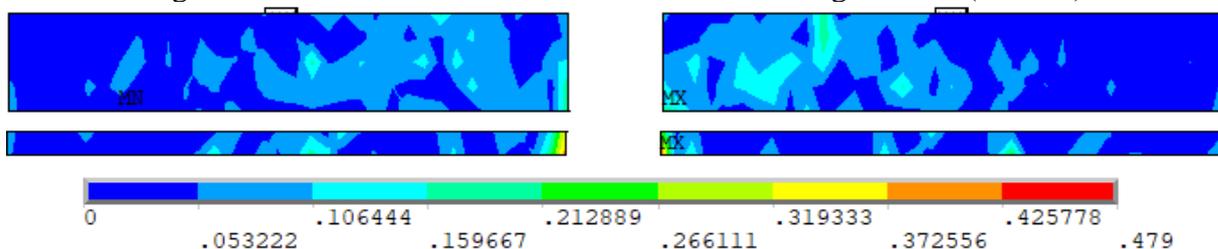
Avaliando as tensões de aderência e os deslizamentos da interface concreto-reforço, observa-se que, no momento da ruptura da viga, a interface apresenta os valores máximos de tensão de aderência ($0,479 \text{ kN/cm}^2$), Figura 6.58, assim como de deslizamento ($0,0148 \text{ cm}$), Figura 6.59, indicando que ocorreu o descolamento do reforço. Isso vai ao encontro do observado no ensaio experimental, o qual constatou o descolamento do reforço, após a ruptura da viga por flexão, como pode-se observar na Figura 6.60.

Figura 6.57 – Tensão principal σ_1 no reforço de PRFC da viga B-CF2 (kN/cm²)



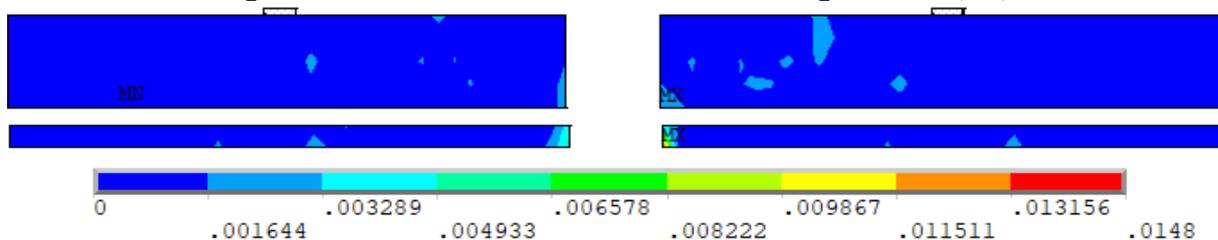
(fonte: elaborada pela autora)

Figura 6.58 – Tensões de aderência na interface da viga B-CF2 (kN/cm²)



(fonte: elaborada pela autora)

Figura 6.59 – Deslizamentos na interface da viga B-CF2 (cm)



(fonte: elaborada pela autora)

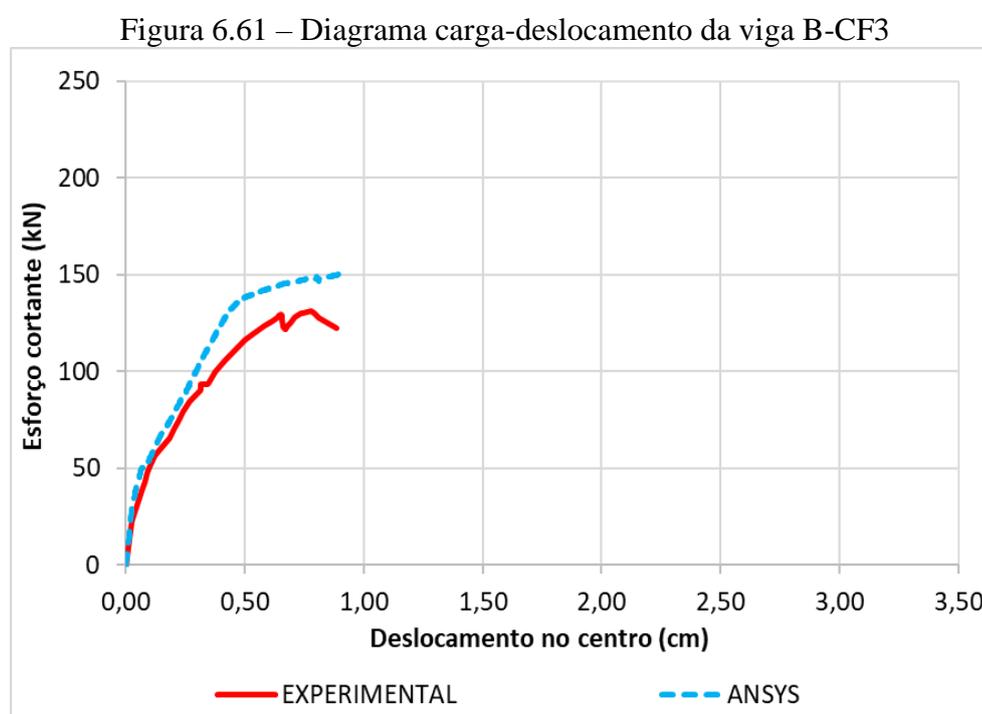
Figura 6.60 – Modo de ruptura experimental da viga B-CF2



(fonte: KHALIFA, 1999)

6.3.3.3 Viga B-CF3

Na simulação numérica da viga B-CF3 foi utilizado um deslocamento total de 1,4 cm, discretizado em 500 incrementos. Os resultados de esforço cortante *versus* os deslocamentos verticais no centro do vão de interesse, tanto para o ensaio experimental quanto para a análise numérica, são apresentados na Figura 6.61. Verifica-se um comportamento semelhante ao observado na viga B-CF2, visto que as curvas estão praticamente sobrepostas até uma carga de 84 kN e, após isto, a curva obtida numericamente torna-se mais rígida, falhando para uma carga de 150 kN, a qual é aproximadamente 14,1% maior que a carga de ruptura experimental.



(fonte: elaborada pela autora)

A Figura 6.62 e a Figura 6.63 apresentam, respectivamente, as tensões normais e a deformação principal ε_1 do concreto para a carga última obtida na simulação numérica, assim como a Figura 6.64 ilustra a distribuição de tensões na direção x para as armaduras. Analisando estes resultados constata-se que na situação de ruptura a viga está submetida a tensões e deformações superiores aos valores limites estabelecidos para o concreto, bem como a armadura longitudinal atingiu a tensão de escoamento do aço (43 kN/cm²), evidenciando que a falha da viga aconteceu por flexão.

Este resultado está em concordância com o constatado por Khalifa (1999) em seus ensaios, visto que o modo de falha experimental foi por flexão. Além disso, verificou-se que no ensaio

experimental ocorreu o rompimento do cobrimento na face superior da viga, Figura 6.68, o que também pode ser observado na simulação numérica através da Figura 6.63, onde ocorre uma deformação elevada no topo da viga, próximo ao apoio central.

Figura 6.62 – Tensão σ_x no concreto da viga B-CF3 (kN/cm²)

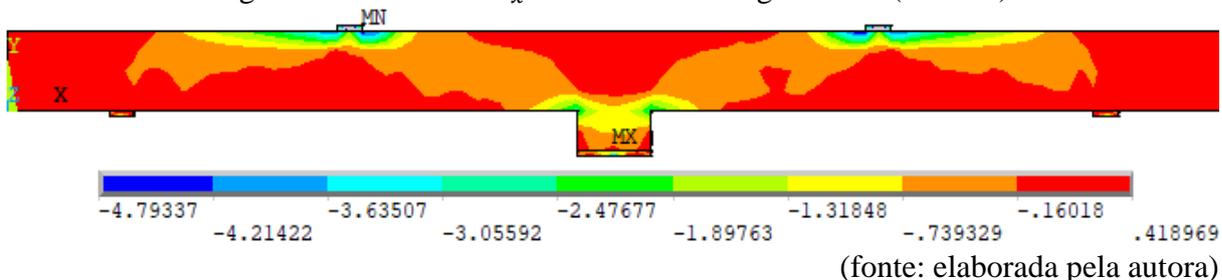


Figura 6.63 – Deformação principal ϵ_1 no concreto da viga B-CF3 (cm/cm)

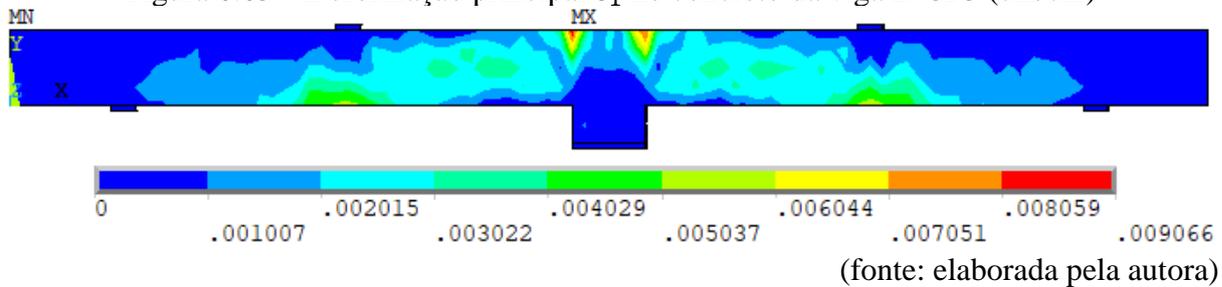
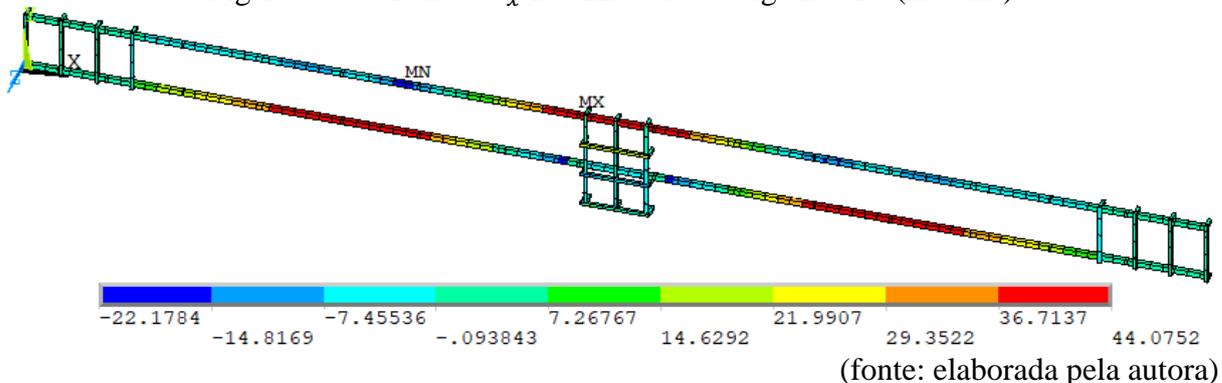


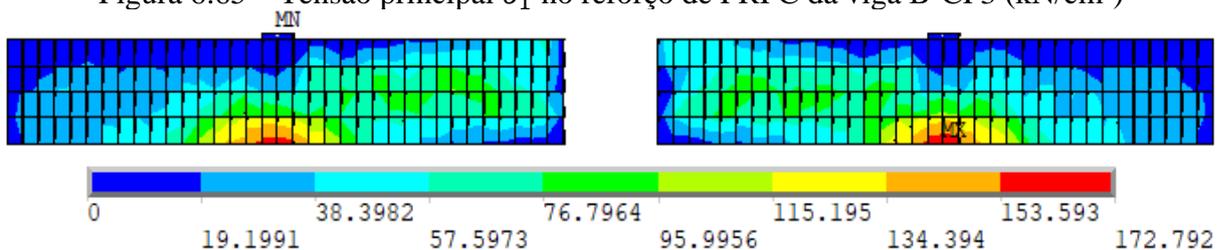
Figura 6.64 – Tensão σ_x na armadura da viga B-CF3 (kN/cm²)



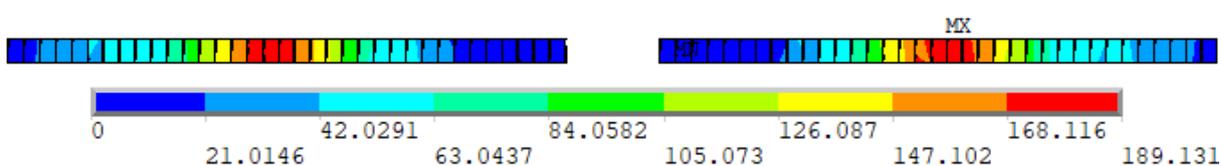
A fim de avaliar o reforço de PRFC, a Figura 6.65 mostra a distribuição de tensões tanto para o reforço lateral, Figura 6.65a, quanto para o reforço da face inferior da viga, Figura 6.65b. Avaliando estes resultados percebe-se que o reforço de PRFC está submetido a uma tensão máxima inferior à sua tensão última (350 kN/cm²), sendo que o reforço inferior apresenta uma tensão maior que o reforço lateral devido ao modo de ruptura do elemento estrutural. Vale destacar que este mesmo comportamento também foi observado na viga B-CF2, contudo, a viga B-CF3 apresentou uma diferença menor entre o reforço lateral e o inferior, visto que nesta viga o reforço lateral possui duas camadas (90°/0°).

A partir da análise das tensões de aderência e dos deslizamentos da interface concreto-reforço, observa-se que, no momento da ruptura da viga, a interface apresenta os valores máximos de tensão de aderência ($0,479 \text{ kN/cm}^2$), Figura 6.66, assim como de deslizamento ($0,0148 \text{ cm}$), Figura 6.67, o que indica que ocorreu o descolamento do reforço. Isso está de acordo com o que foi observado no ensaio experimental, o qual constatou o descolamento do reforço, após a ruptura da viga por flexão, como mostra a Figura 6.68.

Figura 6.65 – Tensão principal σ_1 no reforço de PRFC da viga B-CF3 (kN/cm^2)



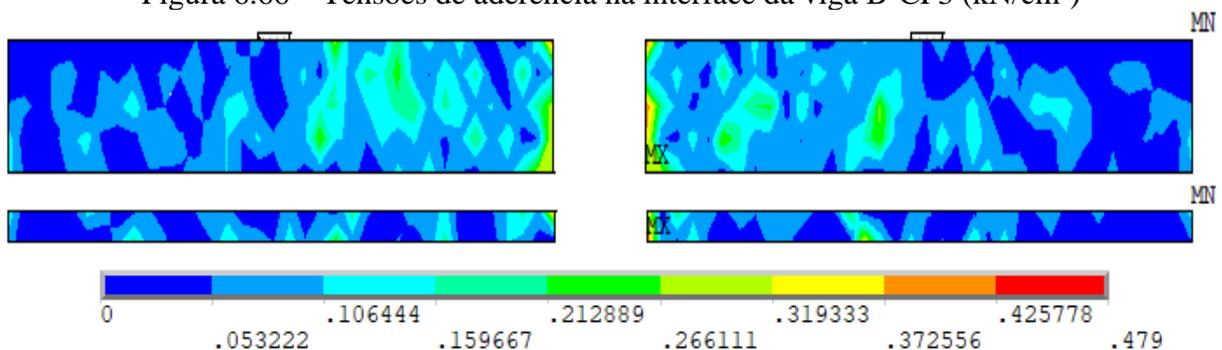
(a) Reforço lateral



(b) Reforço inferior

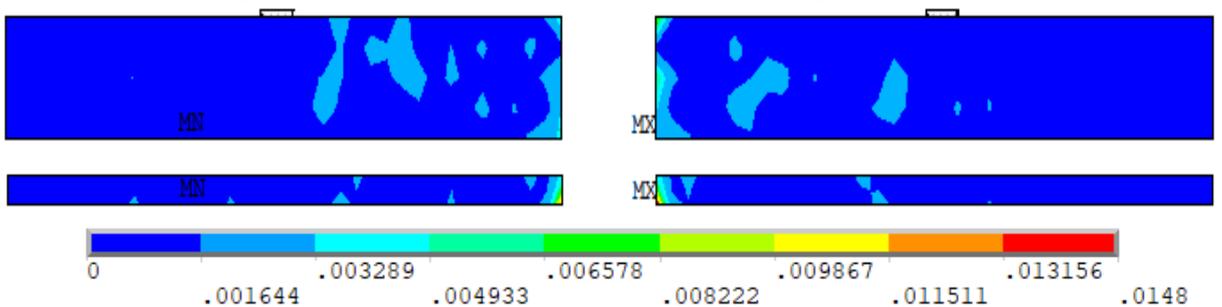
(fonte: elaborada pela autora)

Figura 6.66 – Tensões de aderência na interface da viga B-CF3 (kN/cm^2)



(fonte: elaborada pela autora)

Figura 6.67 – Deslizamentos na interface da viga B-CF3 (cm)



(fonte: elaborada pela autora)

Figura 6.68 – Modo de ruptura experimental da viga B-CF3



(fonte: KHALIFA, 1999)

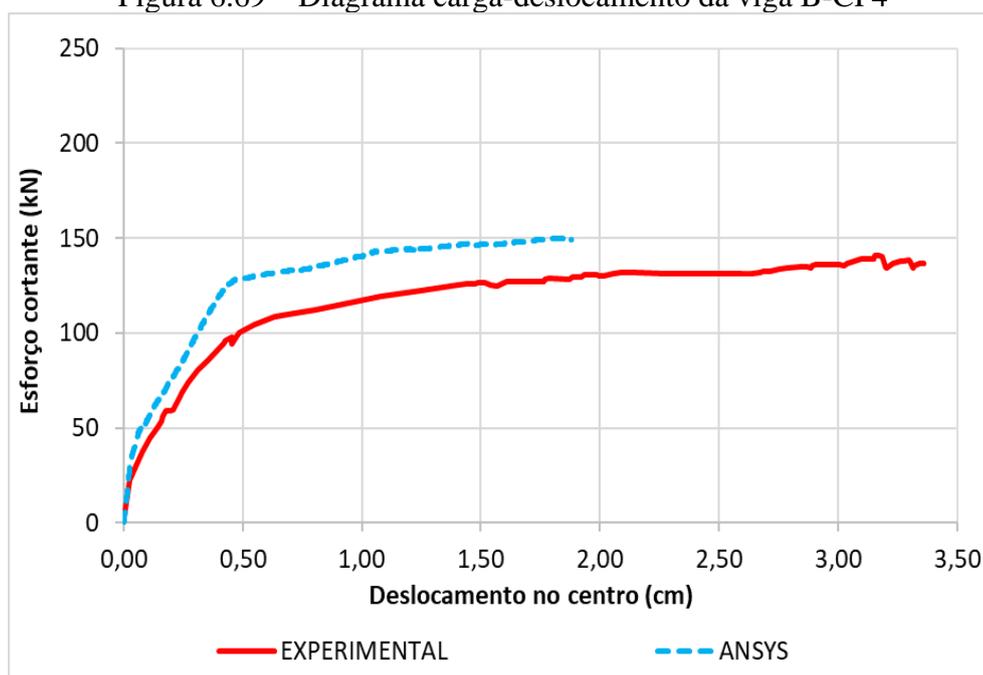
6.3.3.4 Viga B-CF4

Para simular o carregamento da viga B-CF4 foi aplicado um deslocamento vertical igual a 5,1 cm nos pontos em que as cargas concentradas estavam localizadas no ensaio experimental. O deslocamento foi dividido em 1000 incrementos.

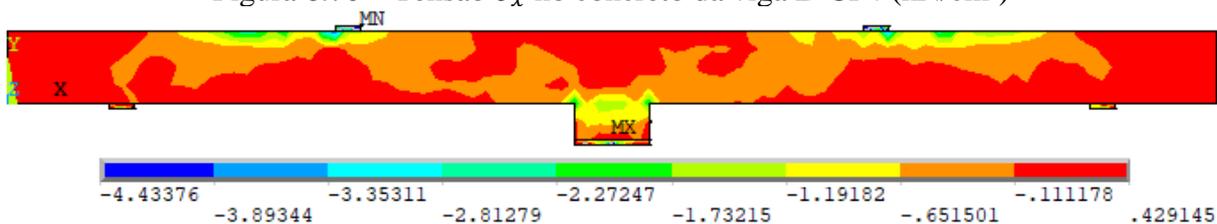
A Figura 6.69 apresenta os resultados de esforço cortante *versus* deslocamentos verticais no centro do vão de interesse, tanto para a análise numérica quanto para o ensaio experimental. Pode-se observar que a resposta numérica prevista pelo modelo implementado apresentou uma carga de ruptura muito próxima do valor alcançado experimentalmente, contudo, houve uma diferença no valor do deslocamento máximo, uma vez que a simulação numérica não conseguiu registrar a mesma ductilidade verificada no ensaio experimental.

Com o intuito de definir o que provocou a ruptura da viga B-CF4 na simulação numérica desenvolvida, a Figura 6.70 e a Figura 6.71 apresentam, respectivamente, as tensões normais e a deformação principal ε_1 do concreto para a carga última obtida numericamente, assim como a Figura 6.72 ilustra a distribuição de tensões para as armaduras. Avaliando estes resultados percebe-se que na situação de ruptura o elemento estrutural está submetido a tensões e deformações superiores aos valores limites estabelecidos para o concreto, e que a armadura longitudinal atingiu a tensão de escoamento do aço (43 kN/cm^2), indicando que a falha da viga ocorreu por flexão, o que está de acordo com o verificado experimentalmente, Figura 6.74.

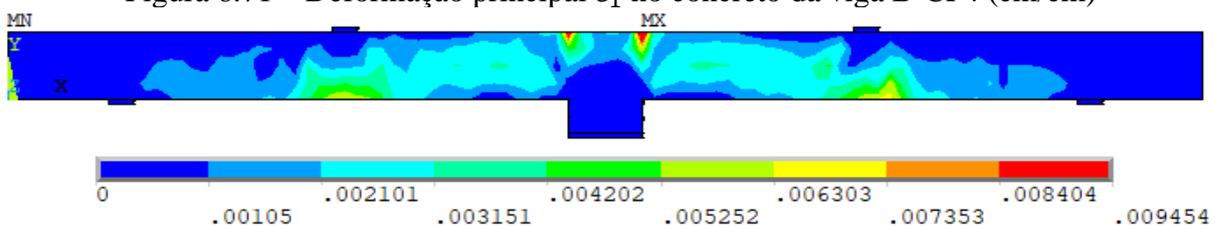
Figura 6.69 – Diagrama carga-deslocamento da viga B-CF4



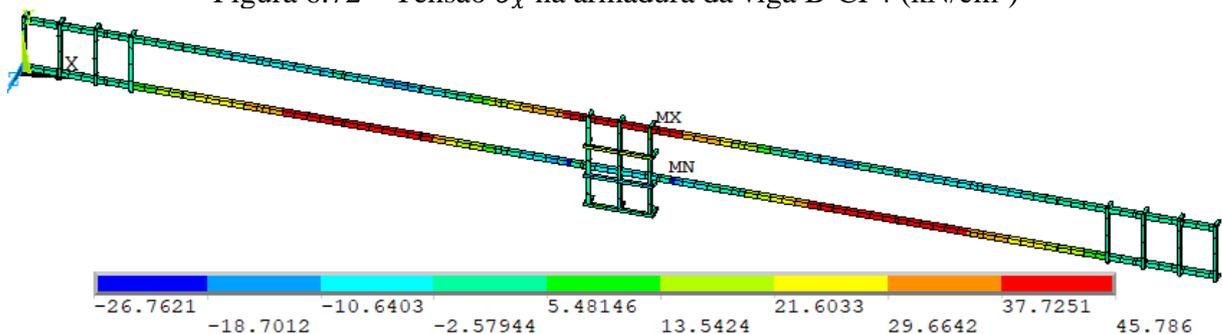
(fonte: elaborada pela autora)

Figura 6.70 – Tensão σ_x no concreto da viga B-CF4 (kN/cm²)

(fonte: elaborada pela autora)

Figura 6.71 – Deformação principal ϵ_1 no concreto da viga B-CF4 (cm/cm)

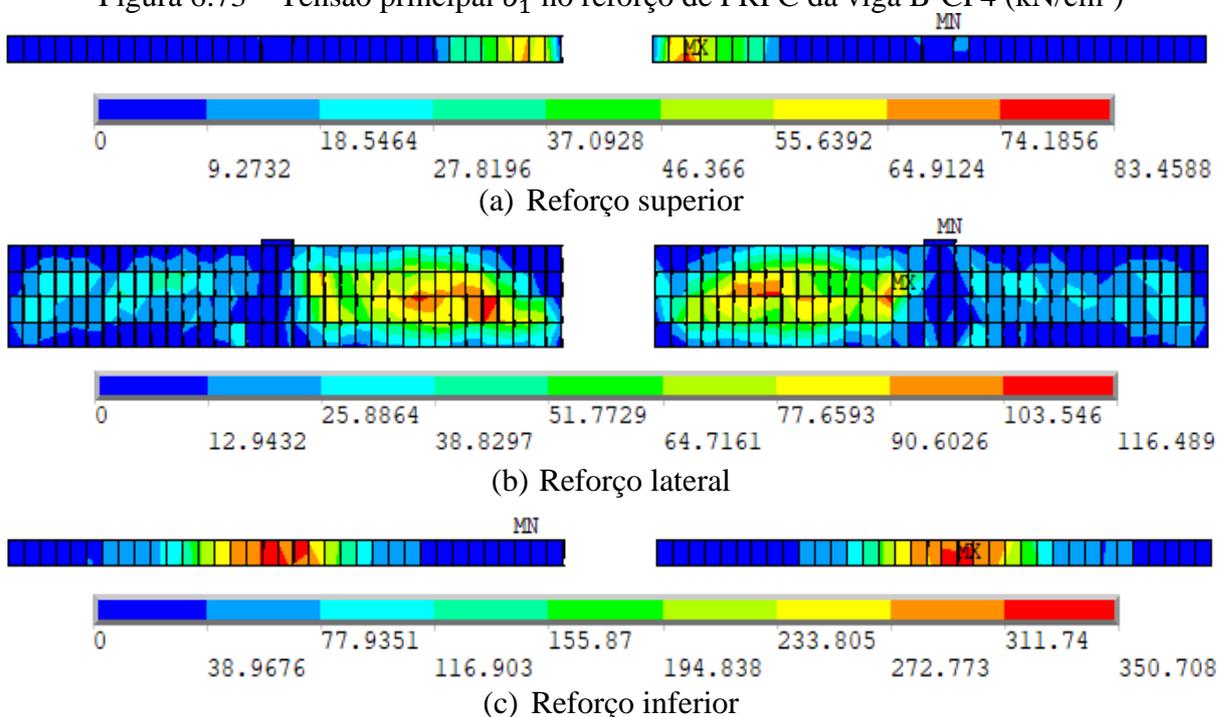
(fonte: elaborada pela autora)

Figura 6.72 – Tensão σ_x na armadura da viga B-CF4 (kN/cm²)

(fonte: elaborada pela autora)

Quanto ao reforço de PRFC, a Figura 6.73 expõe a distribuição de tensões para o reforço da viga, sendo que a Figura 6.73a apresenta o reforço da face superior, a Figura 6.73b ilustra o reforço lateral, bem como a Figura 6.73c expõe o reforço da face inferior da viga. Analisando estes resultados percebe-se que o reforço de PRFC da face superior e da lateral está submetido a uma tensão máxima inferior à sua tensão última (350 kN/cm²), e que o reforço da face inferior atingiu o valor de tensão última, isso se justifica devido ao modo de ruptura do elemento estrutural, que ocorreu por flexão, gerando assim uma maior sollicitação no reforço inferior, como pode-se observar na Figura 6.74.

Figura 6.73 – Tensão principal σ_1 no reforço de PRFC da viga B-CF4 (kN/cm²)



(fonte: elaborada pela autora)

Figura 6.74 – Modo de ruptura experimental da viga B-CF4



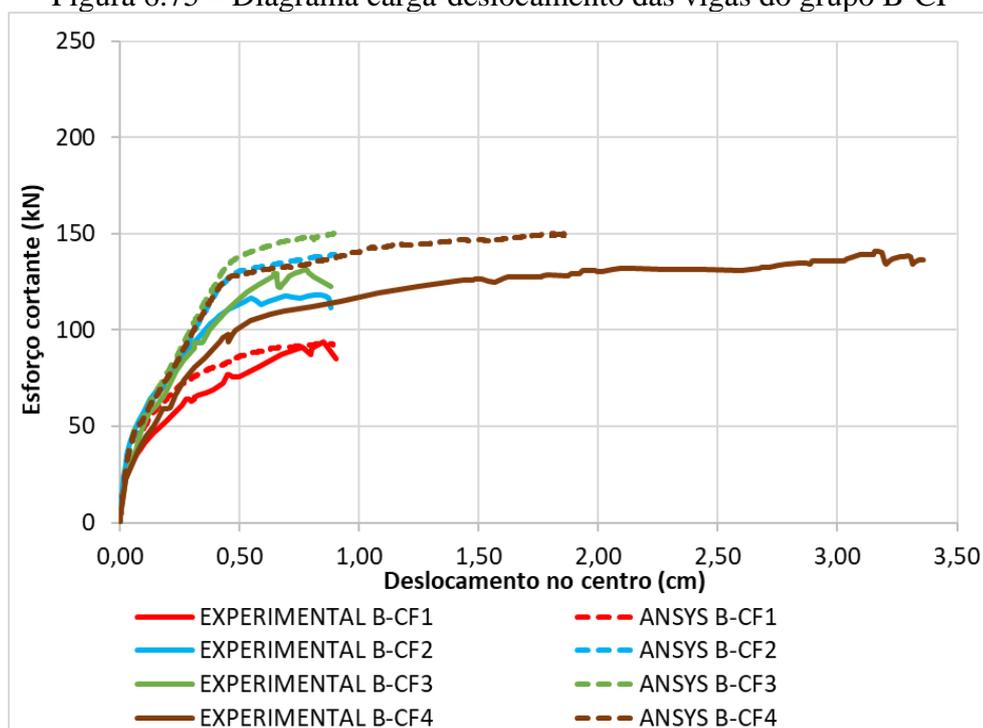
(fonte: KHALIFA, 1999)

6.3.3.5 Comparação dos resultados do grupo B-CF

A Figura 6.75 apresentada a comparação entre os resultados experimentais e os numéricos obtidos a partir da modelagem proposta, em termos de esforço cortante *versus* os deslocamentos verticais no centro do vão de interesse, para as quatro vigas do grupo B-CF (B-CF1, B-CF2, B-CF3 e B-CF4). Avaliando estes resultados, pode-se observar que a resposta numérica prevista pelo modelo implementado se aproximou bastante do resultado experimental para a viga B-CF1, sendo que a curva numérica é um pouco mais rígida, porém rompe para um esforço cortante muito próximo do valor experimental.

Já as vigas B-CF2 e B-CF3 apresentaram um comportamento semelhante, onde as curvas numéricas são coincidentes com as curvas experimentais até uma carga de 92,6 kN para a viga B-CF2 e 84 kN para a viga B-CF3, e após isto, a curva numérica torna-se mais rígida, rompendo para uma carga superior à carga observada experimentalmente. Quanto à viga B-CF4, verificou-se que a resposta numérica apresentou uma carga de ruptura muito próxima do valor alcançado experimentalmente, contudo, houve uma diferença no valor do deslocamento máximo, uma vez que a simulação numérica não conseguiu registrar a mesma ductilidade verificada no ensaio experimental.

Figura 6.75 – Diagrama carga-deslocamento das vigas do grupo B-CF



(fonte: elaborada pela autora)

Em relação ao modo de ruptura das vigas do grupo B-CF, constatou-se que o modelo computacional foi capaz de prever o comportamento observado experimentalmente, visto que, na situação de ruptura, a viga B-CF1 apresenta alongamentos superiores aos limites estabelecidos para o concreto, Figura 6.51, indicando assim que a ruptura ocorreu por cisalhamento conforme observado no ensaio experimental, Figura 6.53. Já para as três vigas com reforço de PRFC, verificou-se que na situação de ruptura o concreto está submetido a alongamentos superiores aos seus valores limites (Figura 6.55, Figura 6.63 e Figura 6.71), assim como a armadura longitudinal apresenta tensão última superior à tensão de escoamento do aço (Figura 6.56, Figura 6.64 e Figura 6.72), indicando assim que a ruptura ocorreu por flexão.

Para as vigas B-CF2 e B-CF3, foi observado que após a ruptura por flexão ocorreu o descolamento do reforço, o que está de acordo com o observado nos ensaios experimentais, Figura 6.60 e Figura 6.68, respectivamente. Já para a viga B-CF4, observou-se que o reforço de PRFC da face inferior atingiu o seu valor de tensão última (350 kN/cm^2), Figura 6.73, o que indica que a ruptura por flexão ocasionou a ruptura do reforço, o que vai ao encontro do observado no ensaio experimental e apresentado na Figura 6.74. Destaca-se ainda que, diferente do que foi observado nas vigas reforçadas dos grupos B-CW e B-CO, o reforço da face inferior das vigas do grupo B-CF apresentou um maior valor de tensão quando comparado com o reforço da face lateral e da face superior. Isso se justifica devido ao modo de ruptura dos elementos estruturais, que ocorreu por flexão, gerando assim uma maior solicitação no reforço inferior.

6.4 RESUMO DAS VIGAS CONTÍNUAS

Neste capítulo foi apresentada uma análise comparativa entre os resultados numéricos e os resultados experimentais obtidos por Khalifa (1999) para as vigas contínuas, Série B, com e sem reforço ao cisalhamento com PRFC. A Tabela 6.4 apresenta o tipo de reforço de cada viga, os resultados experimentais e numéricos de modo de ruptura e carga última, assim como a variação desta carga.

Analisando estes resultados verificou-se que as simulações numéricas identificaram o mesmo modo de ruptura observado no ensaio experimental para oito das nove vigas da Série B, sendo que a única viga que não apresentou o mesmo modo de ruptura experimental foi a B-CO3. Para

esta viga foi constatado que, na situação de ruptura, os valores de tensão e deslizamento tangencial máximos eram inferiores aos valores estabelecidos para este grupo de vigas, indicando assim que a análise numérica foi interrompida no momento da ruptura do concreto. Acredita-se que o descolamento do reforço, observado no ensaio experimental, foi um efeito pós-ruptura, o qual não foi identificado na simulação numérica.

Quanto aos valores de carga última, observou-se que duas vigas apresentaram a mesma carga última observada no ensaio experimental, cinco vigas possuem variação inferior a 15% e duas vigas apresentam valores superiores a 15%. Portanto, constatou-se que, de maneira geral, o modelo proposto foi capaz de prever com boa precisão o comportamento das vigas simuladas, tanto em termos de modo de ruptura e carga última, quanto aos diagramas de carga-deslocamento e carga-deformação expostos ao longo do capítulo 6.

Tabela 6.4 – Resumo dos resultados das vigas da Série B

Descrição da viga	Reforço ao cisalhamento com PRFC	Experimental		Numérico		Variação (%)
		Modo de falha	Carga (kN)	Modo de falha	Carga (kN)	
B-CW1	-	Cisalhamento	175	Cisalhamento	175	0
B-CW2	Duas camadas (90°/0°)	Fendilhamento	214	Fendilhamento	241	12,6
B-CO1	-	Cisalhamento	48	Cisalhamento	43	-10,4
B-CO2	Faixas em U, 50 @ 125mm	Descolamento	88	Descolamento	99	12,5
B-CO3	Uma camada em U contínuo	Descolamento	113	Fendilhamento	140	23,9
B-CF1	-	Cisalhamento	93	Cisalhamento	93	0
B-CF2	Uma camada em U contínuo	Flexão	119	Flexão	139	16,8
B-CF3	Duas camadas (90°/0°)	Flexão	131	Flexão	150	14,5
B-CF4	Uma camada com envolvimento total	Flexão	140	Flexão	150	7,1

(fonte: adaptado de KHALIFA, 1999)

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho teve como objetivo desenvolver um modelo computacional para simular o comportamento de vigas em concreto armado com reforço ao esforço cortante com polímeros reforçados com fibras de carbono (PRFC), através do método dos elementos finitos, utilizando o *software* comercial ANSYS customizado, versão 19.2.

Esta pesquisa se justifica pela crescente demanda de metodologias e materiais para o reforço estrutural, visto que no decorrer da vida útil de estruturas de concreto armado pode ocorrer uma redução no seu desempenho estrutural em função de diversos fatores, como falta de manutenção, incrementos de carga, deterioração da estrutura por agentes agressivos, além do processo de envelhecimento natural, ocasionando assim a necessidade de realizar intervenções a fim de garantir a funcionalidade e vida útil da estrutura. Diante disso, um material que vem sendo muito utilizado para o reforço estrutural é o PRFC, uma vez que este apresenta um elevado desempenho mecânico e um baixo peso específico, o que ocasiona pouca alteração na arquitetura inicial e um baixo acréscimo de cargas a solicitar a estrutura, proporcionando assim aumentos significativos da capacidade resistente dos elementos estruturais através de uma pequena quantidade de reforço. O foco do presente estudo está no reforço ao esforço cortante de vigas biapoiadas e contínuas de concreto armado.

Para elaboração do modelo numérico tridimensional foram utilizados os recursos e elementos disponíveis na biblioteca do ANSYS, sendo que para modelar o concreto utilizou-se o elemento SOLID186, para as armaduras longitudinais e transversais adotou-se o elemento REINF264 e o reforço de PRFC foi modelado com o elemento SHELL281. Além disso, especial atenção foi dada ao comportamento da interface entre o reforço e o substrato de concreto, visto que a ruptura de elementos estruturais reforçados com PRFC ocorre, na maioria das vezes, pelo descolamento prematuro do reforço, ocasionado por falhas de aderência entre o compósito e superfície reforçada. Para isso, foram introduzidos elementos especiais de contato, CONTA174 e TARGE170, juntamente com um modelo de zona coesiva governado pelos deslizamentos tangenciais, sendo que foi considerado um modelo bilinear de tensão de aderência *versus* deslizamento, cujos parâmetros foram calculados com base no modelo de Lu et al. (2005).

Com o intuito de validar o modelo proposto, foram simuladas vinte e uma vigas de concreto armado com seção transversal retangular, sendo doze vigas biapoiadas e nove vigas contínuas, cuja análise experimental foi desenvolvida por Khalifa (1999), com e sem reforço ao esforço cortante com PRFC, as quais abrangem modos de ruptura por cisalhamento, por flexão, por fendilhamento do concreto, assim como pelo descolamento da camada de reforço. Constatou-se que os modelos não lineares de estruturas foram capazes de prever com boa precisão o comportamento das vigas simuladas, tanto em termos de carga-deslocamento e carga-deformação, quanto a carga e o modo de ruptura. Além disso, os recursos visuais de pós-processamento do ANSYS possibilitaram a análise da distribuição de tensões e deformações no concreto, no aço e no reforço de PRFC, assim como a avaliação das tensões de aderência e deslizamentos na interface concreto-reforço.

A partir dos resultados das simulações numéricas, constatou-se que as vigas biapoiadas A-SW3-1, A-SW4-1, A-SO3-1 e A-SO4-1, assim como as vigas contínuas B-CW1, B-CO1 e B-CF1, as quais não possuem reforço de PRFC, romperam por cisalhamento, o que está de acordo com o observado experimentalmente, visto que as vigas de Khalifa (1999) foram dimensionadas para induzir essa ruptura por cisalhamento. Além disso, foi verificado nas simulações que as vigas biapoiadas A-SW3-2, A-SW4-2, A-SO3-5 e A-SO4-3, bem como a viga contínua B-CW2, todas reforçadas com PRFC, não apresentaram perda de contato entre os elementos da interface, isto é, não ocorreu o descolamento do reforço, tendo sido observado que a ruptura ocorreu devido à falha no concreto que atingiu tensões e deformações muito superiores aos seus valores limites. Este resultado vai ao encontro do comportamento observado no ensaio experimental realizado por Khalifa (1999), que constatou a falha desses elementos estruturais devido ao fendilhamento do concreto.

Nos casos em que a falha da viga no ensaio experimental ocorreu devido ao descolamento do reforço, constatou-se na simulação numérica três comportamentos distintos. O primeiro foi verificado nas vigas biapoiadas e com reforço de PRFC em faixas (A-SO3-2, A-SO3-3 e A-SO4-2), onde a interface atinge a tensão máxima de aderência e, posteriormente, o deslizamento máximo no vão de cisalhamento de interesse (entre a segunda carga e o segundo apoio), ocasionando uma redução na rigidez da curva de carga *versus* deslocamento no momento do despreendimento do reforço do lado direito. Além disso, neste momento, o reforço de PRFC atinge o maior valor de tensão no vão de cisalhamento de interesse e, após isto, a tensão começa

a diminuir no reforço do lado direito e, posteriormente, passa a apresentar valor máximo nas faixas localizadas no lado esquerdo até a viga atingir a carga última.

O segundo comportamento foi observado na viga biapoiada com reforço contínuo (A-SO3-4) e na viga contínua com reforço em faixas (B-CO2), onde a interface atinge o valor máximo de deslizamento para a carga de ruptura numérica, indicando que a ruptura da viga ocorreu no momento do descolamento de reforço no vão de cisalhamento de interesse.

O terceiro comportamento ocorreu para viga contínua com reforço contínuo, B-CO3, onde na situação de ruptura os valores de tensão e deslizamento tangencial máximos eram inferiores aos valores estabelecidos para este grupo de vigas, indicando assim que a análise numérica foi interrompida no momento da ruptura do concreto. Acredita-se que o descolamento do reforço, observado no ensaio experimental, foi um efeito pós-ruptura.

O último modo de ruptura observado experimentalmente foi a falha por flexão das vigas contínuas B-CF2, B-CF3 e B-CF4, o qual também foi previsto nas simulações numéricas desenvolvidas neste trabalho. Portanto, diante dos bons resultados obtidos, pode-se concluir que o modelo proposto possibilita uma análise precisa do comportamento de elementos estruturais em concreto armado, visto que neste estudo foram avaliadas vigas biapoiadas e contínuas; com e sem reforço de PRFC; com diferentes resistências à compressão do concreto; com e sem estribos de aço; com dois valores de relação entre vão de cisalhamento e altura útil; com quantidade e distribuição de PRFC diferentes, sendo analisado o reforço contínuo e em faixas; a superfície em que o reforço foi colado, sendo em forma de U, nas faces laterais e com envolvimento total da seção transversal; bem como a orientação das fibras, onde foi adotada uma combinação de fibras de $90^\circ/0^\circ$ e fibras com direção de 90° em relação ao eixo longitudinal da viga.

Com o intuito de dar continuidade a linha de pesquisa na qual este trabalho está inserido, bem como contribuir ainda mais para a ampliação do conhecimento de elementos estruturais reforçados com PRFC, sugere-se os seguintes temas para trabalhos futuros:

- a) verificar o comportamento das vigas simuladas neste trabalho ao utilizar os modelos para definição dos materiais disponibilizados pelo ANSYS;

- b) implementar modelos de aderência não lineares para análise numérica de vigas com reforço, através da ferramenta de customização do ANSYS;
- c) verificar o comportamento das vigas simuladas neste trabalho ao substituir os elementos de contato por elementos de interface;
- d) aperfeiçoar o ajuste das tensões na sub-rotina USERMAT do ANSYS, a fim de reduzir a quantidade de incrementos necessários para a análise estrutural;
- e) estudar a confiabilidade das vigas biapoiadas e contínuas de concreto armado reforçadas ao esforço cortante com PRFC;
- f) avaliar o comportamento do reforço de PRFC em vigas que já sofreram uma deformação inicial.

REFERÊNCIAS

ACI COMMITTEE. **Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures**. ACI 440.2R-17. ed. Farmington Hills, USA: American Concrete Institute, 2017. 117 p.

AL-ROUSAN, R. Z. Impact of elevated temperature and anchored grooves on the shear behavior of reinforced concrete beams strengthened with CFRP composites. **Case Studies in Construction Materials**, v. 14, p. e00487, 2021.

ANSYS, Inc. **ANSYS Help System**, version 19.2, 2021.

ANSYS, Inc. **ANSYS Mechanical APDL Theory reference**. Release 21.1, 2021.

ANSYS, Inc. **ANSYS Mechanical APDL Theory reference**. Release 15.0, 2013.

ARQUEZ, A. P. **Aplicação de laminado de polímero reforçado com fibras de carbono (PRFC) inserido em substrato de microconcreto com fibras de aço para reforço à flexão de vigas de concreto armado**. 2010. 242 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-graduação em Engenharia de Estruturas. Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

AZEVEDO, Á. F. M. **Método dos Elementos Finitos**. 1. ed. Porto, Portugal: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2003.

BATHE, K. J. **Finite element procedures**. Prentice-Hall Inc., New Jersey, USA, 1996.

BEBER, A. J. **Comportamento estrutural de vigas de concreto armado reforçado com compósitos de fibra de carbono**. 2003. 317 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

BENINCÁ, M. E. **Simulação numérica de vigas alveolares mistas de aço e concreto: modelo parametrizado de elementos finitos**. 2019. 206 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2019.

BEZ BATTI, M. M. **Análise experimental de vigas de concreto armado reforçadas ao cisalhamento com chapa de aço**. 2016. 16 p. Monografia (Bacharelado em Engenharia Civil). Universidade do Extremo Sul Catarinense (UNESC), Criciúma, 2016.

BRANDÃO, M. F. **Análise quase-estática e de fadiga em juntas coladas usando modelo de zona coesiva (CZM)**. 2018. 83 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas. Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2018.

CALLISTER JR., W. D.; RETHWISCH, D. G. **Ciência e engenharia de materiais: Uma introdução**. 9. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2016.

CAMPOS FILHO, A. **Fundamentos da Análise de Estruturas de Concreto pelo Método dos Elementos Finitos**. Notas de aula do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2003.

CHEN, W. F. & HAN, D. J. **Plasticity for structural engineers**. New York: Springer-Varlag. 606p. 1988.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **Concrete under multiaxial states of stress – constitutive equations for practical design**. State-of-the-art report, Bulletin d'Information n. 156, 1983.

DA SILVA, L. F. M; CAMPILHO, R. D. S. G. Advances in numerical modelling of adhesive joints. In: **Advances in numerical modeling of adhesive joints**. Springer, Berlin, Heidelberg, 2012. p. 1-93.

DIAS, S. J. E. **Investigação experimental e analítica no reforço ao corte de vigas de betão armado com a técnica da inserção de laminados de CFRP**. 2008. 391 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia. Universidade do Minho, Guimarães, Portugal, 2008.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BETÓN. **Externally bonded FRP reinforcement for RC structures**. Bulletin d'information, n. 14, 2001.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BETÓN. **Externally applied FRP reinforcement for concrete structures**. Bulletin N° 90, Lausanne, Switzerland, 2019. 229 p.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BETÓN. **fib Model Code for Concrete Structures 2010**. 2013. 434 p.

GARCEZ, M. R. **Alternativas para melhoria no desempenho de estruturas de concreto armado reforçadas pela colagem de polímeros reforçados com fibras**. 2007. 267 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2007.

HINTON, E. **Numerical methods and software for dynamic analysis of plates and shells**. Swansea: Pineridge Press Limited, 550p. 1988.

HOFFMAN, I. S. **Simulação numérica em elementos finitos da construção em balanços sucessivos de uma ponte estaiada**. 2020. 207 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2020.

JENSEN, B. M. **Modelagem tridimensional em elementos finitos de túneis superficiais revestidos em concreto armado**. 2019. 150 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2019.

JUVANDES, L. F. P. **Reforço e reabilitação de estruturas de betão usando materiais compósitos de “CFRP”**. 1999. 328 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia. Universidade do Porto, Porto, Portugal, 1999.

KHALIFA, A. **Shear performance of reinforced concrete beams strengthened with advanced composites**. 175 p. PhD Thesis, Structural Engineering Department, Alexandria University, Egypt, 1999.

KHALIFA, A.; BELARBI, A.; NANNI, A. **Shear Performance of RC Members Strengthened with Externally Bonded FRP Wraps**, Proc., 12th World Conference on Earthquake Engineering, Jan 30- Feb 04, 2000, Auckland, New Zealand, paper 305,10 p.

KHALIFA, A.; NANNI, A. Rehabilitation of rectangular simply supported RC beams with shear deficiencies using CFRP composites. **Construction and building materials**, v. 16, n. 3, p. 135-146, 2002.

KHALIFA, A.; TUMIALAN, G.; NANNI, A.; BELARBI, A. **Shear Strengthening of Continuous RC Beams Using Externally Bonded CFRP Sheets**, SP-188, American Concrete Institute, Proc., 4th International Symposium on FRP for Reinforcement of Concrete Structures (FRPRCS4), Baltimore, MD, Nov. 1999, p. 995-1008.

KOTYNIA, R.; OLLER, E.; MARÍ, A.; KASZUBSKA, M. Efficiency of shear strengthening of RC beams with externally bonded FRP materials – State-of-the-art in the experimental tests. **Composite Structures**, v. 267, p. 113891, jul. 2021. Elsevier BV.

LAZZARI, B. M. **Análise por elementos finitos de peças de concreto armado e protendido sob estados planos de tensão**. 2015. 208 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2015.

LAZZARI, B. M. **Análise estática, modal e dinâmica das etapas construtivas de uma ponte estaiada através do método dos elementos finitos**. 2021. 276 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2020.

LAZZARI, B. M.; CAMPOS FILHO, A.; LAZZARI, P. M.; PACHECO, A. R. **Using the element-embedded rebar model in Ansys to analyze reinforced concrete beams**. ISEC-9 - Resilient Structures and Sustainable Construction, Espanha, v. 19, p. 347-356, 2017.

LAZZARI, P. M. **Simulação numérica das etapas construtivas de pontes estaiadas através do método dos elementos finitos**. 2016. 301 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2016.

LAZZARI, P. M.; CAMPOS FILHO, A.; GASTAL, F. P. S. L. **Análise Estrutural Não Linear de Vigas em Concreto Armado Utilizando o ANSYS 14.5**. VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas, Rio de Janeiro, 2014.

LAZZARI, P. M.; CAMPOS FILHO, A.; LAZZARI, B. M. Simulação Numérica das Etapas Construtivas de uma Ponte Estaiada usando o Sistema de Customização do ANSYS. **Engenharia Estudo e Pesquisa**, Rio de Janeiro, v.18, p. 15-22, 2018.

LI, X.; CHEN, J. F.; LU, Y.; YANG, Z. Modelling static and dynamic FRP-concrete bond behaviour using a local concrete damage model. **Advances in Structural Engineering**, v. 18, n. 1, p. 45-58, 2015.

LU, X. Z.; TENG, J. G.; YE, L. P.; JIANG, J. J. Bond–slip models for FRP sheets/plates bonded to concrete. **Engineering Structures**, [s.l.], v. 27, n. 6, p.920-937, maio 2005. Elsevier BV.

MACHADO, A. P. **Manual de reforço das estruturas de concreto armado com fibras de carbono**. São Paulo: Better, 2010.

MACHADO, G. G. **Simulação numérica pelo método dos elementos finitos das etapas construtivas de uma ponte segmentada pré-moldada com protensão**. 2022. 231 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2022.

MARTINELLI, M. **Modelagem de situações de punção em lajes de concreto armado através do Método dos Elementos Finitos**. 2003. 168 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

MARTINS, A. T. D. **Projeto e fabricação de tubos compósitos em fibras de carbono/epóxi para próteses transtibiais por moldagem com bladder**. 2015. 150 p. Dissertação (Mestrado em Ciências em Engenharia Mecânica) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mecânica. Universidade Federal de Itajubá, Itajubá, 2015.

MEDEIROS, M. V. **Simulação numérica do comportamento de peças fletidas reforçadas com PRFC**. 2019. 194 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2019.

MENON, N. V. **Estudo experimental de sistemas de reforço ao cisalhamento em vigas de concreto armado utilizando-se polímero reforçado com fibras de carbono (PRFC)**. 2008. 332 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2008.

MHANNA, H. H.; HAWILEH, R. A.; ABDALLA, J. A.; SALAMA, A. S.; ALKHRDAJI, T. Shear Strengthening of Reinforced Concrete T-Beams with Anchored CFRP Laminates. **Journal of Composites for Construction**, ASCE, v. 25, n. 4, p. 04021030, 2021.

MHANNA, H. H.; HAWILEH, R. A.; ABDALLA, J. A. Shear behavior of RC T-beams externally strengthened with anchored high modulus carbon fiber-reinforced polymer (CFRP) laminates. **Composite Structures**, v. 272, p. 114198, 2021.

NANNI, A. Fiber reinforced polymer composites for infrastructure strengthening-From research to practice. **University of Missouri-Rolla and University of Naples Federico II. Rolla, Missouri: University of Missouri-Rolla**, 2005.

NEALE, K. W.; GODAT, A.; ABDEL BAKY, H. M.; ELSAYED, W. E.; EBEAD, U. A. Approaches for finite element simulations of FRP-strengthened concrete beams and slabs. **Architecture Civil Engineering Environment**, v. 4, n. 4, p. 59-72, dez. 2011.

NORRIS, T.; SAADATMANESH, H.; EHSANI, M. R. Shear and flexural strengthening of R/C beams with carbon fiber sheets. **Journal of Structural Engineering**, New York, ASCE. v.123, n.7, p. 903-911, July 1997.

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, n. 6, p. 1391-1398, 2010.

OMRAN, H. Y.; EL-HACHA, R. Nonlinear 3D finite element modeling of RC beams strengthened with prestressed NSM-CFRP strips. **Construction and Building Materials**, v. 31, p. 74-85, 2012.

OTTOSEN, N. S. A failure criterion for concrete. **Journal of Engineering Mechanics Division**, ASCE, v. 103, n.4, p.527-535, 1977.

OUYANG, Z.; LI, G. Cohesive zone model based analytical solutions for adhesively bonded pipe joints under torsional loading. **International Journal of Solids and Structures**, v. 46, n. 5, p. 1205-1217, 2009.

OWEN, D. R. J.; HINTON, E. **Finite elements in plasticity: theory and practice**. Swansea: Pineridge Press Limited. 1980. 594 p.

PANIGRAHI, A. K.; BISWAL, K. C.; BARIK, M. R. Strengthening of shear deficient RC T-beams with externally bonded GFRP sheets. **Construction and Building Materials**, v. 57, p.81-91, 2014.

PIVATTO, A. B. **Análise experimental e computacional de vigas biapoiadas de concreto armado reforçadas com CRFC**. 2017. 229 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, 2017.

QUEVEDO, F. P. M. **Comportamento a longo prazo de túneis profundos revestidos com concreto: modelo em elementos finitos**. 2017. 210 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2017.

SARTI JR., L. A. **Durabilidade de vigas de concreto armado reforçadas com mantas de CFRP submetidas a degradação acelerada.** 2020. 170 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2020.

SARTURI, F. D. M. **Simulação computacional de estruturas de concreto reforçadas com aço e compósitos de fibra de carbono.** 2014. 234 p. Dissertação (Mestrado em Mecânica Computacional) – Programa de Pós-Graduação em Métodos Numéricos em Engenharia. Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2014.

SAYED, A. M.; WANG, X.; WU, Z. Finite element modeling of the shear capacity of RC beams strengthened with FRP sheets by considering different failure modes. **Construction and Building Materials**, v. 59, p. 169-179, 2014.

SCHMITZ, R. J. **Estrutura mista aço-concreto: análise de ponte composta por vigas de alma cheia.** 2017. 214 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2017.

SIKA. **Reforço Estrutural Arteris S/A Pontes – BR 101/SC.** Sika S.A., 2021.

SILVA, J. R. M. **Reforço à flexão e ao corte de vigas de betão armado com uma solução híbrida de CFRP.** 2017. 123 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia. Universidade do Minho, Guimarães, Portugal, 2017.

SOUSA, A. F. V. S. **Reparação, Reabilitação e Reforço de Estruturas de Betão Armado.** 2008. 114 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia. Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008.

SÜMER, Y.; AKTAS, M. Bond length effect of fiber reinforced polymers bonded reinforced concrete beams. **Int. J. Phys. Sci**, v. 6, n. 24, p. 5795-5803, out. 2011.

S&P, 2020, **Reinforcement International AG**, S&P Clever Reinforcement Company, CH-6448, Brunnen, Switzerland, <https://www.sp-reinforcement.com.br/service/frp/>

TITELLO, E. P. **Análise da confiabilidade de vigas em concreto armado reforçado com fibras de aço em relação aos esforços transversais.** 2020. 161 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2020.

YUAN, H.; TENG, J. G.; SERACINO, R.; WU, Z. S.; YAO, J. Full-range behavior of FRP-to-concrete bonded joints. **Engineering Structures**, [s.l.], v. 26, n. 5, p.553-565, abr. 2004. Elsevier BV.

ZIDANI, M. B.; BELAKHDAR, K.; TOUNSI, A.; BEDIA, E. A. A. Finite element analysis of initially damaged beams repaired with FRP plates. **Composite Structures**, v. 134, p. 429-439, 2015.

APÊNDICE A – Script da viga A-SO3-3

```

!*****
! Programadora: Palloma Borges Soares
! Data: 22/06/2022
! Nome do arquivo: Viga reforçada A-SO3-3 (KHALIFA, 1999)
! unidades: cm, kN
!*****
/NOPT ! Suppress printing of UNDO process
/PMACRO ! Echo following commands to log
FINISH ! Make sure we are at BEGIN level
/CLEAR,NOSTART ! Clear model since no SAVE found
/title, VIGA A-SO3-3: Viga com reforço em faixas e CZM
!
!*****
!                               1 - ENTRADA DE DADOS
!*****
!
! -----
! 1.1 - GEOMETRIA
! -----
!
!1.1.1 - VIGA
!
h          = 30.5      ![cm] Altura
b          = 15       ![cm] Largura
vao        = 183      ![cm] Distância entre apoios
x0         = 0        ![cm] Posição da extremidade esquerda da viga
x1         = 305      ![cm] Posição da extremidade direita da viga
cob        = 2.5      ![cm] Cobrimento do concreto
xp         = 137      ![cm] Distância em x do ponto de aplicação da 1ª carga
xp2        = 168      ![cm] Distância em x do ponto de aplicação da 2ª carga
!
! Posição dos apoios
apoiox     = 61       ![cm] Dir. x do apoio 1
apoiox2    = 244      ![cm] Dir. x do apoio 2
apoioy     = 2        ![cm] Dir. y
!
! Número de elementos finitos
nelemvx    = 11      !Dir. x, no trecho "x = 0" ate "x = 1º apoio"
nelemvx_1  = 13      !Dir. x, no trecho "x = posição do 1º apoio" ate "x = 1ª carga"
nelemvx_2  = 4       !Dir. x, no trecho "x = posição da 1ª carga" ate "x = 2ª carga"
nelemvx_3  = 13      !Dir. x, no trecho "x = posição da 2ª carga" ate "x = 2º apoio"
nelemvy    = 4       !Dir. y
nelemvz    = 1       !Dir. z
nelemvx_p  = 2       !Dir. x, para a placa do apoio
nelemvy_p  = 1       !Dir. y, para a placa do apoio
nelemvz_p  = 1       !Dir. z, para a placa do apoio
!
!1.1.2 - ARMADURAS
!
nals       = 2       !Número de barras de aço superiores
nali       = 2       !Número de barras de aço inferiores
nat        = 13      !Número de estribos da extremidade até o meio do vão
nat2       = 4       !Número de estribos do meio do vão até o final da viga
sat        = 12.5    ![cm] Espaçamento entre as armaduras transversais
pat1       = 2.5     ![cm] Posição do primeiro estribo
sat2       = 12.5    ![cm] Espaçamento entre as armaduras transversais
pat2       = 265     ![cm] Posição do primeiro estribo
dals       = 3.2     ![cm] Diâmetro da armadura longitudinal superior
dali       = 3.2     ![cm] Diâmetro da armadura longitudinal inferior
dat        = 1.0     ![cm] Diâmetro da armadura transversal
!
!1.1.3 - REFORÇO
!
refor      = 1
! Opções:
! 0 - Sem reforço
! 1 - Reforço com manta externamente aderida
!
*IF,refor,EQ,1,THEN      !Se reforço com manta externamente aderida
!
wf          = 15       !Largura do reforço (se for igual à largura da viga, igualar a b)
!

```

```

    tf      = 0.0165      !Espessura do reforço de PRFC (cm)
    !
*ENDIF
!
! -----
! 1.2 - MATERIAIS
! -----
!
!1.2.1 - CONCRETO (user)
!
Erev      = 2500        ![kN/cm2] módulo de elasticidade do concreto
nurev     = 0.2         ![adm] coeficiente de Poisson do concreto
fck       = 2.75       ![kN/cm2] resistência característica do concreto
                !(CEB-MC90, eq 2.1-1, p.34)
s         = 0.25       ![adm] coef. que depende do tipo de concreto (0.2 RS; 0.25 N e R;
                ! 0.38 SL), (CEB-MC90, item2.1.6.1 - eq2.1-54,p51)
ti        = 0          ![dias] início do concreto
rh        = 70         ![%] umidade relativa do ambiente (CEB-MC90, eq 2.1-66,p55;
                !2.1-71, p55; 2.1-78, p58)
hf        = 54.54      ![cm] espessura fictícia (2Ac/u onde Ac - área da seção,
                !u - perímetro em contato
                !com a atmosfera) (CEB-MC90, eq2.1-79,p55; eq2.1-66,p55)
ts        = 28         ![dias] idade do concreto no início da secagem (CEB-MC90,
                !eq2.1-74,p57)
t0        = 28         ![dias] idade do concreto no início do carregamento
tinf      = 500        ![dias] tempo final da análise
betasc    = 5d0       ![adm] coeficiente que depende do tipo de cimento
                !(4 - SL, 5 - N e R, 8 - RS)
temperatura = 20      ![°C] temperatura
alpha     = 1         ![adm] efeito do tipo de cimento durante a cura
                !(-1 SL; 0 N; 1 RS) (CEB-MC90, eq.2.1-72)
ndec      = 10        ![década] No. de pontos por década utilizado para calcular os
                !intervalos de tempo para o ajuste da cadeia de Kelvin
                !(DIAS,2013: m da eq3.6,p45; m da Tabela B1,p167)
ligafluencia = 0      ![un] 1 - liga fluência, 0 - desliga fluência
ligaretracao = 0      ![un] 1 - liga retração, 0 - desliga retração
ktime     = 10        ![dias] tempo da análise para saída de dados
keleimid  = 1         ![un] identificação do elemento para saída
kkDomIntPt = 1        ![un] identificação do ponto de integração para saída
desligatempo = 501   ![dias] tempo máx. para considerar o efeito da fluência no concreto
ligafissura = 1       ![un] 1 - liga fissuração, 0 - desliga fissuração
!
!1.2.2 - AÇO
!
Esls      = 20000     ![kN/cm2] Módulo de elasticidade do aço longitudinal sup.
EslI      = 20000     ![kN/cm2] Módulo de elasticidade do aço longitudinal inf.
Est       = 20000     ![kN/cm2] Módulo de elasticidade do aço transversal
!
vs        = 0.3       !Coeficiente de Poisson do aço
!
fyIs      = 46        ![kN/cm2] Tensão de escoamento do aço longitudinal sup.
fyLI      = 46        ![kN/cm2] Tensão de escoamento do aço longitudinal inf.
fyT       = 35        ![kN/cm2] Tensão de escoamento do aço transversal
!
fabrls    = 2         !Processo de fabricação (1 = AÇO CA-60; 2 = AÇO CA-50)
fabrli    = 2
fabrt     = 2
!
!1.2.3 - REFORÇO
!
*IF,refor,EQ,1,THEN
!
Er        = 22800     ![kN/cm2] Módulo de elasticidade do reforço (kN/cm2)
fur       = 379       ![kN/cm2] Tensão de ruptura do reforço de CFRP (kN/cm2)
vr        = 0.0       !Coeficiente de Poisson do reforço (desprezado)
!
!1.2.4 - INTERFACE
!
mod_inter = 1         !Modelo da aderência entre o PRFC e o concreto
!0 = aderência perfeita;
!1 = modelo de zona coesiva (CZM)
!
*IF,mod_inter,EQ,1,THEN
!
kt        = 77        ![kN/cm] Rigidez tangencial da interface
mod_czm   = 1         !Modelo CZM adotado: 1 = CBDD; 2 = CBDE
!

```

```

*IF,mod_czm,EQ,1,THEN      !Se CBDD:
!
! Valores Lu et al.(2005)
timax = 0.366             ![kN/cm²] Máxima tensão tangencial
deltatc = 0.0169         ![cm] Máximo deslizamento tangencial
ni = 0.00008             !Coeficiente artificial de amortecimento
!
*ELSEIF,mod_czm,EQ,2,THEN !Se CBDE:
!
timax = 0.366             ![kN/cm²] Máxima tensão tangencial
Gct = 0.00310            ![J/cm²] Energia de fratura para o deslizamento tangencial
ni = 0.00008             !Coeficiente artificial de amortecimento
!
*ENDIF
*ENDIF
!
!
! -----
! 1.3 - PARÂMETROS PARA ANÁLISE
! -----
!
desloc = -0.65            ![cm] Deslocamento total imposto
tol = 0.2                 !Tolerância para convergência
!
!*****
!                2 - DEFINIÇÃO DO TIPO DE ANALISE
!*****
!
KEYW,PR_SET,1
KEYW,PR_STRUC,1          !Análise estrutural
/PREP7
!
!*****
!                3 - DEFINIÇÃO DOS ELEMENTOS
!*****
!
! 1=SOLID186; 2=SHELL281; 3=SHELL281; 4=TARGE170; 5=CONTA174; 6=MESH200; 7=MESH200
!
! -----
! 3.1 - CONCRETO - SOLID186 - elemento tipo 1
! -----
!
ET,1,SOLID186            !Especifica o elemento solid186
!
KEYOPT,1,2,0             ! 0 - reduced integration, 1 - full integration
KEYOPT,1,3,0             !Elemento sólido homogêneo (não possui camadas)
KEYOPT,1,6,0             !Formulação padrão para deslocamentos
!
! -----
! 3.2 - REFORÇO INFERIOR E LATERAL - SHELL281 - elementos tipo 2 e 3
! -----
!
*IF,refor,EQ,1,THEN
!
!Reforço inferior
!
ET,2,SHELL281           !Seleciona o elemento shell 281
KEYOPT,2,1,1            !Somente efeito membrana (Apenas Ux, Uz e Uy)
KEYOPT,2,8,2            !Armazena os resultados para TOP, BOTTOM e MID para todas as camadas
!
! Definição das propriedades da seção do shell (elemento de reforço inferior)
!
SECTYPE,1,SHELL          !Definição das camadas do elemento: nº da seção, elemento
SECDATA,tf,5,,5         !Espessura, material, número de pontos de integração
*IF,mod_inter,EQ,0,THEN !Se for aderência perfeita entre viga/reforço:
SECOFFSET,BOT           !Nós são deslocados para baixo.
*ELSEIF,mod_inter,EQ,1,THEN !Se tiver elementos de contato na interface:
SECOFFSET,MID           !Nós são deslocados para o meio da seção
*ENDIF
SECCONTROL,,,,,         !Permite variar as propriedades da seção.
!
!Reforço lateral
!
ET,3,SHELL281           !Seleciona o elemento shell 281
KEYOPT,3,1,1            !Somente efeito membrana (Apenas Ux, Uz e Uy)

```

```

KEYOPT,3,8,2          !Armazena os resultados para TOP, BOTTOM e MID as camadas
!
! Definição das propriedades da seção do shell (elemento de reforço lateral)
!
SECTYPE,2,SHELL      !Definição das camadas do elemento: n° da seção, elemento
SECDATA,tf,6,,5     !Espessura, material, número de pontos de integração
*IF,mod_inter,EQ,0,THEN !Se for aderência perfeita entre viga/reforço:
  SECOFFSET,BOT     !Nós são deslocados para baixo.
*ELSEIF,mod_inter,EQ,1,THEN !Se tiver elementos de contato na interface:
  SECOFFSET,MID     !Nós são deslocados para o meio da seção
*ENDIF
SECCONTROL,,,,,     !Permite variar as propriedades da seção.
!
*ENDIF
!
! -----
! 3.3 - CONTATO - CONTA174 + TARGE170 - elementos tipo 4 e 5
! -----
!
*IF,mod_inter,EQ,1,THEN !Se a aderência não for perfeita, define elementos de contato
!
  ET,4,TARGE170        ! Par do elemento de contato "alvo" 3D
!
  ET,5,CONTA174        ! Elementos de contato 3D
!
  ! Opções para o elemento CONTA174
  !
  KEYOPT,5,1,0         ! Grau de liberdade (0 = ux, uy, uz)
  KEYOPT,5,2,0         ! Algoritmo de contato (0 = Lagrangiana aumentada)
  KEYOPT,5,4,1         ! Localização do ponto de detecção de contato
! (1 = No ponto nodal normal à superfície de contato)
  KEYOPT,5,5,3         ! Ajuste automatizado CNOF/ICONT(3 = Fechar a lacuna/reduzir
! a penetração com CNOF automático)
  KEYOPT,5,6,1         ! Variação de rigidez de contato (1 = Faça um refinamento
! nominal para a faixa de rigidez permitida)
  KEYOPT,5,7,1         ! Controle de incremento de tempo de nível de
! elemento / restrições de impacto
! (1 = Bisseccção automática de incremento)
  KEYOPT,5,8,0         ! Seleção de contato assimétrico (0 = Sem ação)
  KEYOPT,5,9,1         ! Efeito de espaçamentos e penetrações iniciais
! (1 = Excluir penetrações e/ou espaçamentos iniciais)
  KEYOPT,5,10,2        ! Atualização da rigidez de contato: (2 = Rigidez do contato
! atualizada para cada iteração)
  KEYOPT,5,11,0        ! Efeito da espessura do elemento de casca (0 - Não; 1 - Sim)
  KEYOPT,5,12,6        ! Comportamento da superfície de contato
! (6 = Ligado (contato inicial))
  KEYOPT,5,18,0        ! Comportamento do deslizamento
! (0 = Deslizamento finito (padrão))
!
  ! CONSTANTES REAIS
  !
  R,1
  !
  RMODIF,1,5,-0.01     ! Distância para fechamento do contato
  RMODIF,1,12,-kt      ! Rigidez tangencial
!
*ENDIF
!
! *****
!                               4 - COMPORTAMENTO DOS MATERIAIS
! *****
!
! MAT 1  = CONCRETO
! MAT 2  = AÇO (BARRA LONGITUDINAL INFERIOR)
! MAT 3  = AÇO (BARRA LONGITUDINAL SUPERIOR)
! MAT 4  = AÇO (ESTRIBOS)
! MAT 5  = PRFC INFERIOR
! MAT 6  = PRFC LATERAL
! MAT 7  = CONTATO
! MAT 8  = ADESIVO 1
! MAT 9  = ADESIVO 2
! MAT 10 = PLACA
! MAT 11 = EXTENSÔMETROS
!
! -----
! 4.1 - CONCRETO - Material 1
! -----

```

```

!
TB,USER,1,1,20
TBTEMP,1,0
TBDATA,1,ligafluencia,ligaretracao
TBDATA,3,ti
TBDATA,4,ts,t0,tinf
TBDATA,7,fck,nurev
TBDATA,9,s,rh,hf,betasc,alpha
TBDATA,14,ndec
TBDATA,15,ctime,keleamid,kkDomIntPt
TBDATA,18,desligatempo
TBDATA,19,ligafissura
TBDATA,20,temperatura
TB,STATE,1,,710
!
! Densidade
!
MPTEMP,,,,,,,,
MPTEMP,1,0
MPDATA,DENS,1,,2.54E-8
!
! -----
! 4.2 - ARMADURA LONGITUDINAL INFERIOR - BISO - Material 2
! -----
!
*IF,fabrli,EQ,1,THEN                                !Se for CA-60, diagrama com endurecimento
  fy2=fyli*0.85                                       !Tensão de escoamento do aço kN/cm2
  EPSLONY2=fy2/Esli                                   !Deformação de plastificação
  EPSLONU2=0.1                                        !Deformação última do aço 10%
  Es22=.15*fyli/(0.01-EPSLONY2)                    !Módulo para deformações plásticas
  fu2=(EPSLONU2-EPSLONY2)*Es22+fy2                 !Tensão última de ruptura do aço kN/cm2
*ELSE
  fy2=fyli
  Es22=Esli/100                                       !Pequeno endurecimento para evitar erros numéricos
*ENDIF
!
! Modelo Linear Isotrópico
!
MPTEMP,,,,,,,,
MPTEMP,1,0
MPDATA,EX,2,,Esli                                    !Especifica o módulo de elasticidade do material 2
MPDATA,PRXY,2,,vs                                    !Especifica o coef. de Poisson do material 2
!
! Modelo bilinear (biso)
!
TB,BISO,2,1,2,                                       !Bilinear, Material 2, 1 temperatura, 2 constantes
TBTEMP,0                                             !Primeira temperatura
TBDATA,,fy2,Es22,,,,                                !Tensão última do aço, módulo de elasticidade do 2º trecho linear
                                                    !(com endurecimento)
!
! -----
! 4.3 - ARMADURA LONGITUDINAL SUPERIOR - BISO - Material 3
! -----
!
*IF,fabrsl,EQ,1,THEN                                !Se for CA-60, diagrama com endurecimento
  fy3=fyls*0.85                                       !Tensão de escoamento do aço kN/cm2
  EPSLONY3=fy3/Esls                                   !Deformação de plastificação
  EPSLONU3=0.1                                        !Deformação última do aço 10%
  Es33=.15*fyls/(0.01-EPSLONY3)                    !Módulo para deformações plásticas
  fu3=(EPSLONU3-EPSLONY3)*Es33+fy3                 !Tensão última de ruptura do aço kN/cm2
*ELSE
  fy3=fyls
  Es33=Esls/100                                       !Pequeno endurecimento para evitar erros numéricos
*ENDIF
!
! Modelo Linear Isotrópico
!
MPTEMP,,,,,,,,
MPTEMP,1,0
MPDATA,EX,3,,Esls                                    !Especifica o modulo de elasticidade do material 3
MPDATA,PRXY,3,,vs                                    !Especifica o coef. de Poisson do material 3
!
! Modelo bilinear (biso)
!
TB,BISO,3,1,2,                                       !Material 3, 1 temperatura, 2 constantes
TBTEMP,0                                             !Primeira temperatura

```

```

TBDATA,,fy3,Es33,,,,      !Tensão última do aço, módulo de elasticidade do 2° trecho linear
                           !(com endurecimento)
!
! -----
! 4.4 - ARMADURA TRANSVERSAL - BISO - Material 4
! -----
!
*IF,fabrt,EQ,1,THEN      !Se for CA-60, diagrama com endurecimento
  fy4=fyt*0.85
  EPSLONY4=fy4/Est
  EPSLONU4=0.1
  Es44=.15*fyt/(0.01-EPSLONY4)
  fu4=(EPSLONU4-EPSLONY4)*Es44+fy4
*ELSE                    !Se for CA-50, comportamento elastoplástico perfeito
  fy4=fyt
  Es44=Est/100          !Pequeno endurecimento para evitar erros numéricos
*ENDIF
!
! Modelo Linear Isotrópico
!
MPTEMP,,,,,,,,          !Propriedades do material 4
MPTEMP,1,0
MPDATA,EX,4,,Est       !Especifica o módulo de elasticidade do material 4
MPDATA,PRXY,4,,vs     !Especifica o coef. de Poisson do material 4
!
! Modelo bilinear (biso)
!
TB,BISO,4,1,2,         !Material 4, 1 temperatura, 2 constantes
TBTEMP,0               !Primeira temperatura
TBDATA,,fy4,Es44,,,,   !Tensão última do aço, módulo de elasticidade do 2° trecho linear
                           !(com endurecimento)
!
! -----
! 4.5 - REFORÇO INFERIOR - Material 5
! -----
!
*IF,refor,EQ,1,THEN
  !
  MPTEMP,,,,,,,,       !Propriedades do material 5
  MPTEMP,1,0
  MPDATA,EX,5,,Er      !Especifica o módulo de elasticidade do material 5
  MPDATA,EY,5,,1.d0
  MPDATA,EZ,5,,1.d0
  MPDATA,GXY,5,,Er/2   !Especifica o módulo de cisalhamento do material 5
  MPDATA,GYZ,5,,1.d0
  MPDATA,GXZ,5,,Er/2
  MPDATA,PRXY,5,,vr    !Especifica o coef. de Poisson do material 5
  MPDATA,PRYZ,5,,vr
  MPDATA,PRXZ,5,,vr
  !
*ENDIF
!
! -----
! 4.6 - REFORÇO LATERAL - Material 6
! -----
!
*IF,refor,EQ,1,THEN
  !
  MPTEMP,,,,,,,,       !Propriedades do material 6
  MPTEMP,1,0
  MPDATA,EX,6,,1.d0    !Especifica o módulo de elasticidade do material 6
  MPDATA,EY,6,,Er
  MPDATA,EZ,6,,1.d0
  MPDATA,GXY,6,,Er/2   !Especifica o módulo de cisalhamento do material 6
  MPDATA,GYZ,6,,Er/2
  MPDATA,GXZ,6,,1.d0
  MPDATA,PRXY,6,,vr    !Especifica o coef. de Poisson do material 6
  MPDATA,PRYZ,6,,vr
  MPDATA,PRXZ,6,,vr
  !
*ENDIF
!
! -----
! 4.7 - CONTATO - COHESIVE ZONE MATERIAL (CZM) - Material 7
! -----
!
*IF,mod_inter,EQ,1,THEN      !Se possuir modelo de aderência

```

```

!
*IF,mod_czm,EQ,1,THEN           !Se bilinear CBDD:
!
  TB,CZM,7,1,1,CBDD
  TBDATA,1,,,timax,deltatc,ni !Define tensão máxima, deslizamento máximo e amortecimento
!
*ELSEIF,mod_czm,EQ,2,THEN       !Se bilinear CBDE:
!
  TB,CZM,7,1,1,CBDE
  TBDATA,1,,,timax,Gct,ni      !Define tensão máxima, energia de fratura crítica e
amortecimento
!
*ENDIF
!
*ENDIF
!
! -----
! 4.8 - ADESIVO 1 - Material 8
! -----
!
*IF,refor,EQ,1,THEN
!
  MPTEMP,,,,,,,,               !Propriedades do material 8
  MPTEMP,1,0
  MPDATA,EX,8,,250             !Especifica o modulo de elasticidade do material 8
  MPDATA,PRXY,8,,nurev        !Especifica o coef. de Poisson do material 8
!
*ENDIF
!
! -----
! 4.9 - ADESIVO 2 - Material 9
! -----
!
*IF,refor,EQ,1,THEN
!
  MPTEMP,,,,,,,,               !Propriedades do material 9
  MPTEMP,1,0
  MPDATA,EX,9,,250             !Especifica o modulo de elasticidade do material 9
  MPDATA,PRXY,9,,nurev        !Especifica o coef. de Poisson do material 9
!
*ENDIF
!
! -----
! 4.10 - PLACA DE APOIO E PONTO DE APLICAÇÃO DO DESLOCAMENTO - Material 10
! -----
!
! Modelo linear Isotrópico
!
MPTEMP,,,,,,,,               !Propriedades do material 10
MPTEMP,1,0
MPDATA,EX,10,,10000           !Especifica o modulo de elasticidade do material 10
MPDATA,PRXY,10,,nurev        !Especifica o coef. de Poisson do material 10
!
! -----
! 4.11 - EXTENSÔMETROS - Material 11
! -----
!
! Modelo linear Isotrópico
!
MPTEMP,,,,,,,,               !Propriedades do material 11
MPTEMP,1,0
MPDATA,EX,11,,100             !Especifica o modulo de elasticidade do material 11
MPDATA,PRXY,11,,vs           !Especifica o coef. de Poisson do material 11
!
! *****
!                               5 - MODELAGEM DA ESTRUTURA
! *****
!
! Geometria da viga (concreto): 35 volumes
!
BLOCK,x0,apoiox-5,0,h,0,b/2    !Volume 1 (da extremidade até o 1º apoio)
BLOCK,apoiox-5,apoiox+5,0,h,0,b/2 !Volume 2 (posição da placa do 1º apoio)
BLOCK,apoiox+5,apoiox+6,0,h,0,b/2 !Volume 3
BLOCK,apoiox+6,apoiox+13.5,0,h,0,b/2 !Volume 4
BLOCK,apoiox+13.5,apoiox+18.5,0,h,0,b/2 !Volume 5
BLOCK,apoiox+18.5,apoiox+26,0,h,0,b/2 !Volume 6

```

```

BLOCK, apoiox+26, apoiox+31, 0, h, 0, b/2           !Volume 7
BLOCK, apoiox+31, apoiox+38.5, 0, h, 0, b/2        !Volume 8
BLOCK, apoiox+38.5, apoiox+43.5, 0, h, 0, b/2      !Volume 9
BLOCK, apoiox+43.5, apoiox+51, 0, h, 0, b/2       !Volume 10
BLOCK, apoiox+51, apoiox+56, 0, h, 0, b/2         !Volume 11
BLOCK, apoiox+56, apoiox+63.5, 0, h, 0, b/2       !Volume 12
BLOCK, apoiox+63.5, apoiox+68.5, 0, h, 0, b/2     !Volume 13
BLOCK, apoiox+68.5, apoiox+71, 0, h, 0, b/2       !Volume 14
BLOCK, apoiox+71, apoiox+76, 0, h, 0, b/2         !Volume 15
BLOCK, apoiox+76, apoiox+81, 0, h, 0, b/2         !Volume 16
BLOCK, apoiox+81, apoiox+88.875, 0, h, 0, b/2     !Volume 17
BLOCK, apoiox+88.875, apoiox+94.125, 0, h, 0, b/2 !Volume 18
BLOCK, apoiox+94.125, apoiox+102, 0, h, 0, b/2    !Volume 19
BLOCK, apoiox+102, apoiox+107, 0, h, 0, b/2       !Volume 20
BLOCK, apoiox+107, apoiox+112, 0, h, 0, b/2       !Volume 21
BLOCK, apoiox+112, apoiox+114.5, 0, h, 0, b/2     !Volume 22
BLOCK, apoiox+114.5, apoiox+119.5, 0, h, 0, b/2   !Volume 23
BLOCK, apoiox+119.5, apoiox+127, 0, h, 0, b/2    !Volume 24
BLOCK, apoiox+127, apoiox+132, 0, h, 0, b/2       !Volume 25
BLOCK, apoiox+132, apoiox+139.5, 0, h, 0, b/2     !Volume 26
BLOCK, apoiox+139.5, apoiox+144.5, 0, h, 0, b/2   !Volume 27
BLOCK, apoiox+144.5, apoiox+152, 0, h, 0, b/2     !Volume 28
BLOCK, apoiox+152, apoiox+157, 0, h, 0, b/2       !Volume 29
BLOCK, apoiox+157, apoiox+164.5, 0, h, 0, b/2     !Volume 30
BLOCK, apoiox+164.5, apoiox+169.5, 0, h, 0, b/2   !Volume 31
BLOCK, apoiox+169.5, apoiox+177, 0, h, 0, b/2     !Volume 32
BLOCK, apoiox+177, apoiox2-5, 0, h, 0, b/2        !Volume 33
BLOCK, apoiox2-5, apoiox2+5, 0, h, 0, b/2         !Volume 34 (posição da placa do 2° apoio)
BLOCK, apoiox2+5, x1, 0, h, 0, b/2                !Volume 35 (do 2° apoio até a extremidade)
!
!Geometria das placas dos apoios: 2 Volumes
!
BLOCK, apoiox-5, apoiox+5, 0, -2, 0, b/2          !Volume 36 (placa do 1° apoio)
BLOCK, apoiox2-5, apoiox2+5, 0, -2, 0, b/2       !Volume 37 (placa do 2° apoio)
!
!Geometria das placas dos pontos de aplicação de deslocamento: 2 Volumes
!
BLOCK, xp-5, xp+5, h, h+2, 0, b/2                !Volume 38 (placa da 1ª carga)
BLOCK, xp2-5, xp2+5, h, h+2, 0, b/2             !Volume 39 (placa da 2ª carga)
!
*IF, mod_inter, EQ, 1, THEN
!
! Geometria do adesivo: 2 volumes
!
!Adesivo 1: Face lateral
!
BLOCK, apoiox+6, apoiox+13.5, 0, h, 7.5, 7.6     !Volume 40
BLOCK, apoiox+18.5, apoiox+26, 0, h, 7.5, 7.6   !Volume 41
BLOCK, apoiox+31, apoiox+38.5, 0, h, 7.5, 7.6   !Volume 42
BLOCK, apoiox+43.5, apoiox+51, 0, h, 7.5, 7.6   !Volume 43
BLOCK, apoiox+56, apoiox+63.5, 0, h, 7.5, 7.6   !Volume 44
BLOCK, apoiox+68.5, apoiox+76, 0, h, 7.5, 7.6   !Volume 45
BLOCK, apoiox+81, apoiox+88.875, 0, h, 7.5, 7.6 !Volume 46
BLOCK, apoiox+94.125, apoiox+102, 0, h, 7.5, 7.6 !Volume 47
BLOCK, apoiox+107, apoiox+114.5, 0, h, 7.5, 7.6 !Volume 48
BLOCK, apoiox+119.5, apoiox+127, 0, h, 7.5, 7.6 !Volume 49
BLOCK, apoiox+132, apoiox+139.5, 0, h, 7.5, 7.6 !Volume 50
BLOCK, apoiox+144.5, apoiox+152, 0, h, 7.5, 7.6 !Volume 51
BLOCK, apoiox+157, apoiox+164.5, 0, h, 7.5, 7.6 !Volume 52
BLOCK, apoiox+169.5, apoiox+177, 0, h, 7.5, 7.6 !Volume 53
!
!Adesivo 2: Face lateral
!
BLOCK, apoiox+6, apoiox+13.5, 0, h, 7.61, 7.7    !Volume 54
BLOCK, apoiox+18.5, apoiox+26, 0, h, 7.61, 7.7  !Volume 55
BLOCK, apoiox+31, apoiox+38.5, 0, h, 7.61, 7.7  !Volume 56
BLOCK, apoiox+43.5, apoiox+51, 0, h, 7.61, 7.7  !Volume 57
BLOCK, apoiox+56, apoiox+63.5, 0, h, 7.61, 7.7  !Volume 58
BLOCK, apoiox+68.5, apoiox+76, 0, h, 7.61, 7.7  !Volume 59
BLOCK, apoiox+81, apoiox+88.875, 0, h, 7.61, 7.7 !Volume 60
BLOCK, apoiox+94.125, apoiox+102, 0, h, 7.61, 7.7 !Volume 61
BLOCK, apoiox+107, apoiox+114.5, 0, h, 7.61, 7.7 !Volume 62
BLOCK, apoiox+119.5, apoiox+127, 0, h, 7.61, 7.7 !Volume 63
BLOCK, apoiox+132, apoiox+139.5, 0, h, 7.61, 7.7 !Volume 64
BLOCK, apoiox+144.5, apoiox+152, 0, h, 7.61, 7.7 !Volume 65
BLOCK, apoiox+157, apoiox+164.5, 0, h, 7.61, 7.7 !Volume 66
BLOCK, apoiox+169.5, apoiox+177, 0, h, 7.61, 7.7 !Volume 67

```

```

!
!Adesivo 1: Face inferior
!
BLOCK, apoiox+6, apoiox+13.5, 0, -0.1, 0, b/2           !Volume 68
BLOCK, apoiox+18.5, apoiox+26, 0, -0.1, 0, b/2         !Volume 69
BLOCK, apoiox+31, apoiox+38.5, 0, -0.1, 0, b/2         !Volume 70
BLOCK, apoiox+43.5, apoiox+51, 0, -0.1, 0, b/2         !Volume 71
BLOCK, apoiox+56, apoiox+63.5, 0, -0.1, 0, b/2         !Volume 72
BLOCK, apoiox+68.5, apoiox+76, 0, -0.1, 0, b/2         !Volume 73
BLOCK, apoiox+81, apoiox+88.875, 0, -0.1, 0, b/2       !Volume 74
BLOCK, apoiox+94.125, apoiox+102, 0, -0.1, 0, b/2      !Volume 75
BLOCK, apoiox+107, apoiox+114.5, 0, -0.1, 0, b/2      !Volume 76
BLOCK, apoiox+119.5, apoiox+127, 0, -0.1, 0, b/2      !Volume 77
BLOCK, apoiox+132, apoiox+139.5, 0, -0.1, 0, b/2      !Volume 78
BLOCK, apoiox+144.5, apoiox+152, 0, -0.1, 0, b/2      !Volume 79
BLOCK, apoiox+157, apoiox+164.5, 0, -0.1, 0, b/2      !Volume 80
BLOCK, apoiox+169.5, apoiox+177, 0, -0.1, 0, b/2      !Volume 81
!
!Adesivo 2: Face inferior
!
BLOCK, apoiox+6, apoiox+13.5, -0.11, -0.2, 0, b/2      !Volume 82
BLOCK, apoiox+18.5, apoiox+26, -0.11, -0.2, 0, b/2    !Volume 83
BLOCK, apoiox+31, apoiox+38.5, -0.11, -0.2, 0, b/2    !Volume 84
BLOCK, apoiox+43.5, apoiox+51, -0.11, -0.2, 0, b/2    !Volume 85
BLOCK, apoiox+56, apoiox+63.5, -0.11, -0.2, 0, b/2    !Volume 86
BLOCK, apoiox+68.5, apoiox+76, -0.11, -0.2, 0, b/2    !Volume 87
BLOCK, apoiox+81, apoiox+88.875, -0.11, -0.2, 0, b/2  !Volume 88
BLOCK, apoiox+94.125, apoiox+102, -0.11, -0.2, 0, b/2 !Volume 89
BLOCK, apoiox+107, apoiox+114.5, -0.11, -0.2, 0, b/2  !Volume 90
BLOCK, apoiox+119.5, apoiox+127, -0.11, -0.2, 0, b/2  !Volume 91
BLOCK, apoiox+132, apoiox+139.5, -0.11, -0.2, 0, b/2  !Volume 92
BLOCK, apoiox+144.5, apoiox+152, -0.11, -0.2, 0, b/2  !Volume 93
BLOCK, apoiox+157, apoiox+164.5, -0.11, -0.2, 0, b/2  !Volume 94
BLOCK, apoiox+169.5, apoiox+177, -0.11, -0.2, 0, b/2  !Volume 95
!
!Volumes de ligação entre a face inferior e a face lateral
!
!Adesivo 1: VL1
!
BLOCK, apoiox+6, apoiox+13.5, 0, -0.1, 7.5, 7.6       !Volume 96
BLOCK, apoiox+18.5, apoiox+26, 0, -0.1, 7.5, 7.6      !Volume 97
BLOCK, apoiox+31, apoiox+38.5, 0, -0.1, 7.5, 7.6      !Volume 98
BLOCK, apoiox+43.5, apoiox+51, 0, -0.1, 7.5, 7.6      !Volume 99
BLOCK, apoiox+56, apoiox+63.5, 0, -0.1, 7.5, 7.6      !Volume 100
BLOCK, apoiox+68.5, apoiox+76, 0, -0.1, 7.5, 7.6      !Volume 101
BLOCK, apoiox+81, apoiox+88.875, 0, -0.1, 7.5, 7.6    !Volume 102
BLOCK, apoiox+94.125, apoiox+102, 0, -0.1, 7.5, 7.6   !Volume 103
BLOCK, apoiox+107, apoiox+114.5, 0, -0.1, 7.5, 7.6    !Volume 104
BLOCK, apoiox+119.5, apoiox+127, 0, -0.1, 7.5, 7.6    !Volume 105
BLOCK, apoiox+132, apoiox+139.5, 0, -0.1, 7.5, 7.6    !Volume 106
BLOCK, apoiox+144.5, apoiox+152, 0, -0.1, 7.5, 7.6    !Volume 107
BLOCK, apoiox+157, apoiox+164.5, 0, -0.1, 7.5, 7.6    !Volume 108
BLOCK, apoiox+169.5, apoiox+177, 0, -0.1, 7.5, 7.6    !Volume 109
!
!Adesivo 2: VL2
!
BLOCK, apoiox+6, apoiox+13.5, -0.11, -0.2, 7.5, 7.61  !Volume 110
BLOCK, apoiox+18.5, apoiox+26, -0.11, -0.2, 7.5, 7.61 !Volume 111
BLOCK, apoiox+31, apoiox+38.5, -0.11, -0.2, 7.5, 7.61 !Volume 112
BLOCK, apoiox+43.5, apoiox+51, -0.11, -0.2, 7.5, 7.61 !Volume 113
BLOCK, apoiox+56, apoiox+63.5, -0.11, -0.2, 7.5, 7.61 !Volume 114
BLOCK, apoiox+68.5, apoiox+76, -0.11, -0.2, 7.5, 7.61 !Volume 115
BLOCK, apoiox+81, apoiox+88.875, -0.11, -0.2, 7.5, 7.61 !Volume 116
BLOCK, apoiox+94.125, apoiox+102, -0.11, -0.2, 7.5, 7.61 !Volume 117
BLOCK, apoiox+107, apoiox+114.5, -0.11, -0.2, 7.5, 7.61 !Volume 118
BLOCK, apoiox+119.5, apoiox+127, -0.11, -0.2, 7.5, 7.61 !Volume 119
BLOCK, apoiox+132, apoiox+139.5, -0.11, -0.2, 7.5, 7.61 !Volume 120
BLOCK, apoiox+144.5, apoiox+152, -0.11, -0.2, 7.5, 7.61 !Volume 121
BLOCK, apoiox+157, apoiox+164.5, -0.11, -0.2, 7.5, 7.61 !Volume 122
BLOCK, apoiox+169.5, apoiox+177, -0.11, -0.2, 7.5, 7.61 !Volume 123
!
!Adesivo 2: VL3
!
BLOCK, apoiox+6, apoiox+13.5, 0, -0.11, 7.61, 7.7     !Volume 124
BLOCK, apoiox+18.5, apoiox+26, 0, -0.11, 7.61, 7.7   !Volume 125
BLOCK, apoiox+31, apoiox+38.5, 0, -0.11, 7.61, 7.7   !Volume 126

```

```

BLOCK, apoiow+43.5, apoiow+51, 0, -0.11, 7.61, 7.7      !Volume 127
BLOCK, apoiow+56, apoiow+63.5, 0, -0.11, 7.61, 7.7      !Volume 128
BLOCK, apoiow+68.5, apoiow+76, 0, -0.11, 7.61, 7.7      !Volume 129
BLOCK, apoiow+81, apoiow+88.875, 0, -0.11, 7.61, 7.7    !Volume 130
BLOCK, apoiow+94.125, apoiow+102, 0, -0.11, 7.61, 7.7   !Volume 131
BLOCK, apoiow+107, apoiow+114.5, 0, -0.11, 7.61, 7.7   !Volume 132
BLOCK, apoiow+119.5, apoiow+127, 0, -0.11, 7.61, 7.7   !Volume 133
BLOCK, apoiow+132, apoiow+139.5, 0, -0.11, 7.61, 7.7   !Volume 134
BLOCK, apoiow+144.5, apoiow+152, 0, -0.11, 7.61, 7.7   !Volume 135
BLOCK, apoiow+157, apoiow+164.5, 0, -0.11, 7.61, 7.7   !Volume 136
BLOCK, apoiow+169.5, apoiow+177, 0, -0.11, 7.61, 7.7   !Volume 137
!
!Adesivo 2: VL4
!
BLOCK, apoiow+6, apoiow+13.5, -0.11, -0.2, 7.61, 7.7    !Volume 138
BLOCK, apoiow+18.5, apoiow+26, -0.11, -0.2, 7.61, 7.7   !Volume 139
BLOCK, apoiow+31, apoiow+38.5, -0.11, -0.2, 7.61, 7.7   !Volume 140
BLOCK, apoiow+43.5, apoiow+51, -0.11, -0.2, 7.61, 7.7   !Volume 141
BLOCK, apoiow+56, apoiow+63.5, -0.11, -0.2, 7.61, 7.7   !Volume 142
BLOCK, apoiow+68.5, apoiow+76, -0.11, -0.2, 7.61, 7.7   !Volume 143
BLOCK, apoiow+81, apoiow+88.875, -0.11, -0.2, 7.61, 7.7 !Volume 144
BLOCK, apoiow+94.125, apoiow+102, -0.11, -0.2, 7.61, 7.7 !Volume 145
BLOCK, apoiow+107, apoiow+114.5, -0.11, -0.2, 7.61, 7.7 !Volume 146
BLOCK, apoiow+119.5, apoiow+127, -0.11, -0.2, 7.61, 7.7 !Volume 147
BLOCK, apoiow+132, apoiow+139.5, -0.11, -0.2, 7.61, 7.7 !Volume 148
BLOCK, apoiow+144.5, apoiow+152, -0.11, -0.2, 7.61, 7.7 !Volume 149
BLOCK, apoiow+157, apoiow+164.5, -0.11, -0.2, 7.61, 7.7 !Volume 150
BLOCK, apoiow+169.5, apoiow+177, -0.11, -0.2, 7.61, 7.7 !Volume 151
!
*ENDIF
!
!*****
!                                     6 - GERAÇÃO DA MALHA
!*****
!
!-----
! 6.1. - ELEMENTOS DE CONCRETO (3D)
!-----
!
! Especifica as características dos elementos 3D de concreto
!
TYPE, 1          ! Elemento SOLID186
MAT, 1          ! Material concreto
ESYS, 0
SECNUM,
!
DESIZE, 1, 1, , , , 30, ,          !Modificando o número mínimo de divisões por linha
!
! Dividindo verticalmente os elementos da viga:
!
LSEL, S, LOC, Y, 0, h              ! Selecionando as linhas com coordenada y entre 0 e h
LSEL, R, LOC, Z, 0, b/2            ! Reseleciona as linhas com coordenada z entre 0 e b/2
LSEL, U, LOC, Y, 0                 ! Deseleciona as linhas no plano y = 0
LSEL, U, LOC, Y, h                 ! Deseleciona as linhas no plano y = h
LESIZE, all, , , , nelemvy, , , , 0 ! Dividindo as linhas verticais
!
! Dividindo horizontalmente os elementos da viga, na área entre a extremidade e o 1º apoio:
!
LSEL, S, LOC, X, x0, apoiow-5      ! Selecionando todas as linhas de x = x0 até x = apoiow-5
LSEL, R, LOC, Z, 0, b/2            ! Reseleciona as linhas com coordenada z entre 0 e b/2
LSEL, R, LOC, Y, 0, h              ! Reseleciona as linhas com coordenada y entre 0 e h
LSEL, U, LOC, X, x0                ! Deseleciona as linhas no plano x = x0
LSEL, U, LOC, X, apoiow-5          ! Deseleciona as linhas no plano x = apoiow-5
LESIZE, all, , , , nelemvx, , , , 0 ! Dividindo a linha
!
! Dividindo horizontalmente os elementos da viga, na área entre o 1º apoio e o 2º apoio:
!
LSEL, S, LOC, X, apoiow+5, apoiow2-5 ! Selecionando as linhas de x = apoiow+5 até x = apoiow2-5
LSEL, R, LOC, Z, 0, b/2            ! Reseleciona as linhas com coordenada z entre 0 e b/2
LSEL, R, LOC, Y, 0, h              ! Reseleciona as linhas com coordenada y entre 0 e h
LSEL, U, LOC, X, apoiow+5          ! Deseleciona as linhas no plano x = apoiow+5
LSEL, U, LOC, X, apoiow2-5         ! Deseleciona as linhas no plano x = apoiow2-5
LESIZE, all, , , , 1, , , , 0     ! Dividindo a linha
!
! Dividindo horizontalmente os elementos da viga, na área entre o 2º apoio e a extremidade:
!
LSEL, S, LOC, X, apoiow2+5, x1     ! Selecionando as linhas de x = apoiow2+5 até x = apoiow2-5

```

```

LSEL,R,LOC,Z,0,b/2          ! Reseleciona as linhas com coordenada z entre 0 e b/2
LSEL,R,LOC,Y,0,h           ! Reseleciona as linhas com coordenada y entre 0 e h
LSEL,U,LOC,X,apoiox2+5     ! Deseleciona as linhas no plano x = apoiox2+5
LSEL,U,LOC,X,x1            ! Deseleciona as linhas no plano x = x1
LESIZE,all,, ,nelemvx, , , , ,0 ! Dividindo a linha
!
! Dividindo horizontalmente os elementos da viga, na área do 1° apoio e do 2° apoio:
!
LSEL,S,LOC,X,apoiox-5,apoiox+5 ! Selecionando as linhas de x = apoiox-5 até x = apoiox+5
LSEL,A,LOC,X,apoiox2-5,apoiox2+5 ! Selecionando as linhas de x = apoiox2-5 até x = apoiox2+5
LSEL,R,LOC,Z,0,b/2          ! Reseleciona as linhas com coordenada z entre 0 e b/2
LSEL,R,LOC,Y,0,h           ! Reseleciona as linhas com coordenada y entre 0 e h
LSEL,U,LOC,X,apoiox-5     ! Deseleciona as linhas no plano x = apoiox-5
LSEL,U,LOC,X,apoiox+5     ! Deseleciona as linhas no plano x = apoiox+5
LSEL,U,LOC,X,apoiox2-5   ! Deseleciona as linhas no plano x = apoiox2-5
LSEL,U,LOC,X,apoiox2+5   ! Deseleciona as linhas no plano x = apoiox2+5
LESIZE,all,, ,nelemvx_p, , , , ,0 ! Dividindo a linha
!
! Dividindo na largura (z) os elementos da viga:
!
LSEL,S,LOC,Y,0             ! Selecionando as linhas do plano y = 0
LSEL,R,LOC,Z,0,b/2       ! Reseleciona as linhas com coordenada z entre 0 e b/2
LSEL,R,LOC,Y,0,h         ! Reseleciona as linhas com coordenada y entre 0 e h
LSEL,U,LOC,Z,0           ! Deseleciona as linhas na coordenada z = 0
LSEL,U,LOC,Z,b/2        ! Deseleciona as linhas na coordenada z = b/2
LESIZE,all,, ,nelemvz, , , , ,0 ! Dividindo a linha
!
! Opções da malha:
!
MSHAPE,0,3D               ! Especifica problema 3D
MSHKEY,1                  ! Opção de malha mapeada
!
VMESH,1,35                ! Geração da malha nos volumes
!
! -----
! 6.2. - ELEMENTOS DO ADESIVO 1(3D)
! -----
!
! -----
! 6.2.1 - ELEMENTOS DA LATERAL
! -----
!
! Especifica as características dos elementos 3D
!
TYPE,1                    ! Elemento SOLID186
MAT,8                     ! Material adesivo 1
ESYS,0
SECNUM,
!
DESIZE,1,1,,,,,30,,     !Modificando o número mínimo de divisões por linha
!
! Dividindo verticalmente os elementos do adesivo:
!
LSEL,S,LOC,Y,0,h
LSEL,R,LOC,Z,7.5,7.6
LSEL,U,LOC,Y,0
LSEL,U,LOC,Y,h
LESIZE,all,, ,nelemvy, , , , ,0
!
! Dividindo horizontalmente os elementos do adesivo, na área entre o 1° apoio e o 2° apoio:
!
LSEL,S,LOC,X,apoiox+6,apoiox+177
LSEL,R,LOC,Z,7.5,7.6
LSEL,R,LOC,Y,0,h
LSEL,U,LOC,Z,7.5
LSEL,U,LOC,X,apoiox+6
LSEL,U,LOC,X,apoiox+177
LESIZE,all,, ,1, , , , , ,0
!
! Dividindo na largura (z) os elementos do adesivo:
!
LSEL,S,LOC,Y,0
LSEL,R,LOC,Z,7.5,7.6
LSEL,U,LOC,Z,0
LSEL,U,LOC,Z,b/2
LESIZE,all,, ,1, , , , , ,0

```

```

!
! Opções da malha:
!
MSHAPE,0,3D          ! Especifica problema 3D
MSHKEY,1            ! Opção de malha mapeada
!
VMESH,40,53         ! Geração da malha nos volumes
!
! -----
! 6.2.2 - ELEMENTOS INFERIORES
! -----
!
! Especifica as características dos elementos 3D
!
TYPE,1              ! Elemento SOLID186
MAT,8               ! Material adesivo 1
ESYS,0
SECNUM,
!
DESIZE,1,1,,,,,30,, !Modificando o número mínimo de divisões por linha
!
! Dividindo verticalmente os elementos do adesivo:
!
LSEL,S,LOC,Y,0,-0.1
LSEL,R,LOC,Z,0,b/2
LSEL,U,LOC,Y,0
LSEL,U,LOC,Y,-0.1
LESIZE,all,, , 1, , , , , 0
!
! Dividindo horizontalmente os elementos do adesivo, na área entre o 1° apoio e o 2° apoio:
!
LSEL,S,LOC,X,apoiox+6,apoiox+177
LSEL,R,LOC,Y,0,-0.1
LSEL,R,LOC,Z,0,b/2
LSEL,U,LOC,X,apoiox+6
LSEL,U,LOC,X,apoiox+177
LESIZE,all,, , 1, , , , , 0
!
! Dividindo na largura (z) os elementos do adesivo:
!
LSEL,S,LOC,Y,-0.1
LSEL,R,LOC,Z,0,b/2
LSEL,U,LOC,Z,0
LSEL,U,LOC,Z,b/2
LESIZE,all,, , ,nelemvz, , , , , 0
!
! Opções da malha:
!
MSHAPE,0,3D          ! Especifica problema 3D
MSHKEY,1            ! Opção de malha mapeada
!
VMESH,68,81         ! Geração da malha nos volumes
!
! -----
! 6.2.3 - ELEMENTOS DE LIGAÇÃO (VL1)
! -----
!
! Especifica as características dos elementos 3D
!
TYPE,1              ! Elemento SOLID186
MAT,8               ! Material adesivo 1
ESYS,0
SECNUM,
!
DESIZE,1,1,,,,,30,, !Modificando o número mínimo de divisoes por linha
!
! Dividindo verticalmente os elementos do adesivo:
!
LSEL,S,LOC,Y,0,-0.1
LSEL,R,LOC,Z,7.5,7.6
LSEL,U,LOC,Y,0
LSEL,U,LOC,Y,-0.1
LESIZE,all,, , 1, , , , , 0
!
! Dividindo horizontalmente os elementos do adesivo, na área entre o 1° apoio e o 2° apoio:
!
LSEL,S,LOC,X,apoiox+6,apoiox+177

```

```

LSEL,R,LOC,Y,0,-0.1
LSEL,R,LOC,Z,7.5,7.6
LSEL,U,LOC,X,apoiox+6
LSEL,U,LOC,X,apoiox+177
LESIZE,all,,1,,,,,0
!
! Dividindo na largura (z) os elementos do adesivo:
!
LSEL,S,LOC,Y,-0.1
LSEL,R,LOC,Z,7.5,7.6
LSEL,U,LOC,Z,0
LSEL,U,LOC,Z,b/2
LESIZE,all,,nelemvz,,,,,0
!
! Opções da malha:
!
MSHAPE,0,3D                ! Especifica problema 3D
MSHKEY,1                   ! Opção de malha mapeada
!
VMESH,96,109               ! Geração da malha nos volumes
!
! -----
! 6.3. - ELEMENTOS DO ADESIVO 2(3D)
! -----
!
! -----
! 6.3.1 - ELEMENTOS DA LATERAL
! -----
!
! Especifica as características dos elementos 3D
!
TYPE,1                      ! Elemento SOLID186
MAT,9                       ! Material adesivo 2
ESYS,0
SECNUM,
!
DESIZE,1,1,,,,,30,,       !Modificando o número mínimo de divisões por linha
!
! Dividindo verticalmente os elementos do adesivo:
!
LSEL,S,LOC,Y,0,h
LSEL,R,LOC,Z,7.61,7.7
LSEL,U,LOC,Y,0
LSEL,U,LOC,Y,h
LESIZE,all,,nelemvy,,,,,0
!
! Dividindo horizontalmente os elementos do adesivo, na área entre o 1º apoio e o 2º apoio:
!
LSEL,S,LOC,X,apoiox+6,apoiox+177
LSEL,R,LOC,Z,7.61,7.7
LSEL,U,LOC,X,apoiox+6
LSEL,U,LOC,X,apoiox+177
LESIZE,all,,1,,,,,0
!
! Dividindo na largura (z) os elementos do adesivo:
!
LSEL,S,LOC,Y,0
LSEL,R,LOC,Z,7.61,7.7
LSEL,U,LOC,Z,0
LSEL,U,LOC,Z,b/2
LESIZE,all,,nelemvz,,,,,0
!
! Opções da malha:
!
MSHAPE,0,3D                ! Especifica problema 3D
MSHKEY,1                   ! Opção de malha mapeada
!
VMESH,54,67                ! Geração da malha nos volumes
!
! -----
! 6.3.2 - ELEMENTOS INFERIORES
! -----
!
! Especifica as características dos elementos 3D
!
TYPE,1                      ! Elemento SOLID186

```

```

MAT,9                                ! Material adesivo 2
ESYS,0
SECNUM,
!
DESIZE,1,1,,,,,30,,                !Modificando o número mínimo de divisões por linha
!
! Dividindo verticalmente os elementos do adesivo:
!
LSEL,S,LOC,Y,-0.11,-0.2
LSEL,R,LOC,Z,0,b/2
LSEL,U,LOC,Y,-0.11
LSEL,U,LOC,Y,-0.2
LESIZE,all,, , 1, , , , , 0
! Dividindo horizontalmente os elementos do adesivo, na área entre o 1° apoio e o 2° apoio:
!
LSEL,S,LOC,X,apoiox+6,apoiox+177
LSEL,R,LOC,Y,-0.11,-0.2
LSEL,R,LOC,Z,0,b/2
LSEL,U,LOC,X,apoiox+6
LSEL,U,LOC,X,apoiox+177
LESIZE,all,, , 1, , , , , 0
!
! Dividindo na largura (z) os elementos do adesivo:
!
LSEL,S,LOC,Y,-0.11
LSEL,R,LOC,Z,0,b/2
LSEL,U,LOC,Z,0
LSEL,U,LOC,Z,b/2
LESIZE,all,, , ,nelemvz, , , , , 0
!
! Opções da malha:
!
MSHAPE,0,3D                        ! Especifica problema 3D
MSHKEY,1                            ! Opção de malha mapeada
!
VMESH,82,95                          ! Geração da malha nos volumes
!
! -----
! 6.3.3 - ELEMENTOS DE LIGAÇÃO (VL2)
! -----
!
! Especifica as características dos elementos 3D
!
TYPE,1                                ! Elemento SOLID186
MAT,9                                ! Material adesivo 2
ESYS,0
SECNUM,
!
DESIZE,1,1,,,,,30,,                !Modificando o número mínimo de divisões por linha
!
! Dividindo verticalmente os elementos do adesivo:
!
LSEL,S,LOC,Y,-0.11,-0.2
LSEL,R,LOC,Z,7.5,7.61
LSEL,U,LOC,Y,-0.11
LSEL,U,LOC,Y,-0.2
LESIZE,all,, , 1, , , , , 0
!
! Dividindo horizontalmente os elementos do adesivo, na área entre o 1° apoio e o 2° apoio:
!
LSEL,S,LOC,X,apoiox+6,apoiox+177
LSEL,R,LOC,Y,-0.11,-0.2
LSEL,R,LOC,Z,7.5,7.61
LSEL,U,LOC,X,apoiox+6
LSEL,U,LOC,X,apoiox+177
LESIZE,all,, , 1, , , , , 0
!
! Dividindo na largura (z) os elementos do adesivo:
!
LSEL,S,LOC,Y,-0.11
LSEL,R,LOC,Z,7.5,7.61
LSEL,U,LOC,Z,0
LSEL,U,LOC,Z,b/2
LESIZE,all,, , ,nelemvz, , , , , 0
!
! Opções da malha:
!

```

```

MSHAPE,0,3D          ! Especifica problema 3D
MSHKEY,1            ! Opção de malha mapeada
!
VMESH,110,123       ! Geração da malha nos volumes
!
! -----
! 6.3.4 - ELEMENTOS DE LIGAÇÃO (VL3)
! -----
!
! Especifica as características dos elementos 3D
!
TYPE,1              ! Elemento SOLID186
MAT,9              ! Material adesivo 2
ESYS,0
SECNUM,
!
DESIZE,1,1,,,,,30,, !Modificando o número mínimo de divisões por linha
!
! Dividindo verticalmente os elementos do adesivo:
!
LSEL,S,LOC,Y,0,-0.11
LSEL,R,LOC,Z,7.61,7.7
LSEL,U,LOC,Y,0
LSEL,U,LOC,Y,-0.11
LESIZE,all,,,,,1,,,,,0
!
! Dividindo horizontalmente os elementos do adesivo, na área entre o 1° apoio e o 2° apoio:
!
LSEL,S,LOC,X,apoiox+6,apoiox+177
LSEL,R,LOC,Y,0,-0.11
LSEL,R,LOC,Z,7.61,7.7
LSEL,U,LOC,X,apoiox+6
LSEL,U,LOC,X,apoiox+177
LESIZE,all,,,,,1,,,,,0
!
! Dividindo na largura (z) os elementos do adesivo:
!
LSEL,S,LOC,Y,0
LSEL,R,LOC,Y,0,-0.11
LSEL,R,LOC,Z,7.61,7.7
LSEL,U,LOC,Z,0
LSEL,U,LOC,Z,b/2
LESIZE,all,,,,,nelemvz,,,,,0
!
! Opções da malha:
!
MSHAPE,0,3D          ! Especifica problema 3D
MSHKEY,1            ! Opção de malha mapeada
!
VMESH,124,137       ! Geração da malha nos volumes
!
! -----
! 6.3.5 - ELEMENTOS DE LIGAÇÃO (VL4)
! -----
!
! Especifica as características dos elementos 3D
!
TYPE,1              ! Elemento SOLID186
MAT,9              ! Material adesivo 2
ESYS,0
SECNUM,
!
DESIZE,1,1,,,,,30,, !Modificando o número mínimo de divisões por linha
!
! Dividindo verticalmente os elementos do adesivo:
!
LSEL,S,LOC,Y,-0.11,-0.2
LSEL,R,LOC,Z,7.61,7.7
LSEL,U,LOC,Y,-0.11
LSEL,U,LOC,Y,-0.2
LESIZE,all,,,,,1,,,,,0
!
! Dividindo horizontalmente os elementos do adesivo, na área entre o 1° apoio e o 2° apoio:
!
LSEL,S,LOC,X,apoiox+6,apoiox+177
LSEL,R,LOC,Y,-0.11,-0.2

```

```

LSEL,R,LOC,Z,7.61,7.7
LSEL,U,LOC,X,apoiox+6
LSEL,U,LOC,X,apoiox+177
LESIZE,all,,1,,,,,0
!
! Dividindo na largura (z) os elementos do adesivo:
!
LSEL,S,LOC,Y,0
LSEL,R,LOC,Y,-0.11,-0.2
LSEL,R,LOC,Z,7.61,7.7
LSEL,U,LOC,Z,0
LSEL,U,LOC,Z,b/2
LESIZE,all,,,nelemvz,,,,,0
!
! Opções da malha:
!
MSHAPE,0,3D                ! Especifica problema 3D
MSHKEY,1                   ! Opção de malha mapeada
!
VMESH,138,151              ! Geração da malha nos volumes
!
! -----
! 6.4. - ELEMENTOS DA PLACA DE APOIO (3D)
! -----
!
! Especifica as características dos elementos 3D
!
TYPE,1                      ! Elemento SOLID186
MAT,10                      ! Material placa apoio
ESYS,0
SECNUM,
!
DESIZE,1,1,,,,,30,,       !Modificando o número mínimo de divisões por linha
!
! Dividindo verticalmente (y) os elementos das placas:
!
LSEL,S,LOC,Y,0,-2
LSEL,U,LOC,Y,0
LSEL,U,LOC,Y,-2
LESIZE,all,,,nelemvy_p,,,,,0
!
! Dividindo horizontalmente (x) os elementos da placa:
!
LSEL,S,LOC,X,apoiox-5,apoiox+5
LSEL,A,LOC,X,apoiox2-5,apoiox2+5
LSEL,R,LOC,Y,-2
LSEL,U,LOC,X,apoiox-5
LSEL,U,LOC,X,apoiox+5
LSEL,U,LOC,X,apoiox2-5
LSEL,U,LOC,X,apoiox2+5
LESIZE,all,,,nelemvx_p,,,,,0
!
! Dividindo na largura (z) os elementos das placas:
!
LSEL,S,LOC,Y,-2
LSEL,R,LOC,Z,0,b/2
LSEL,U,LOC,Z,0
LSEL,U,LOC,Z,b/2
LESIZE,all,,,nelemvz_p,,,,,0
!
! Opções da malha:
!
MSHAPE,0,3D                ! Especifica problema 3D
MSHKEY,1                   ! Opção de malha mapeada
!
VMESH,36,37                ! Geração da malha nos volumes
!
! -----
! 6.5. - ELEMENTOS NO PONTOS DE APLICAÇÃO DE DESLOCAMENTO (3D)
! -----
!
! Especifica as características dos elementos 3D
!
TYPE,1                      ! Elemento SOLID186
MAT,10                      ! Material placa pontos de deslocamento
ESYS,0
SECNUM,

```

```

!
Dysize,1,1,,,,,30,, !Modificando o número mínimo de divisões por linha
!
! Dividindo verticalmente (y) os elementos das placas
!
LSEL,S,LOC,Y,h,h+2
LSEL,U,LOC,Y,h
LSEL,U,LOC,Y,h+2
LESIZE,all,,,,nelemvy_p,,,,,0
!
! Dividindo horizontalmente (x) os elementos da placa:
!
LSEL,S,LOC,X,xp-5,xp+5
LSEL,A,LOC,X,xp2-5,xp2+5
LSEL,R,LOC,Y,h+2
LSEL,U,LOC,X,xp-5
LSEL,U,LOC,X,xp+5
LSEL,U,LOC,X,xp2-5
LSEL,U,LOC,X,xp2+5
LSEL,U,LOC,Y,h
LESIZE,all,,,,,1,,,,,0
!
! Dividindo na largura (z) os elementos das placas
!
LSEL,S,LOC,Y,h+2
LSEL,R,LOC,Z,0,b/2
LSEL,U,LOC,Z,0
LSEL,U,LOC,Z,b/2
LESIZE,all,,,,nelemvz_p,,,,,0
!
! Opções da malha:
!
MSHAPE,0,3D ! Especifica problema 3D
MSHKEY,1 ! Opção de malha mapeada
!
VMESH,38,39 ! Geração da malha nos volumes
!
! -----
! 6.6. - ELEMENTOS DE REFORÇO (2D)
! -----
!
! Especifica as características dos elementos do reforço:
!
*IF,refor,EQ,1,THEN ! Se possuir reforço
!
!Reforço Inferior
!
TYPE,2 ! Elemento SHELL281
MAT,5 ! Material PRFC
ESYS,0
SECNUM,
!
MSHAPE,0,2D ! Define malha 2D e elemento quadrilátero
MSHKEY,1 ! Define malha mapeada
!
ASEL,S,LOC,Y,-0.2 ! Selecionando as áreas do plano y = -0.2
ASEL,R,LOC,X,apoiox+5,apoiox2-5
!
AMESH,all ! Geração da malha nas áreas inferiores
!
!Reforço Lateral
!
TYPE,3 ! Elemento SHELL281
MAT,6 ! Material PRFC
ESYS,0
SECNUM,
!
MSHAPE,0,2D ! Define malha 2D e elemento quadrilátero
MSHKEY,1 ! Define malha mapeada
!
ASEL,S,LOC,Z,7.7 ! Selecionando as áreas do plano z = 7.7
ASEL,R,LOC,X,apoiox+5,apoiox2-5
ASEL,R,LOC,Y,-0.2,h
!
AMESH,all ! Geração da malha nas áreas laterais
!

```

```

*ENDIF
!
!Vizualização de todos os elementos:
!
/VIEW,1,1,1,1
/ANG,1
/REP,FAST
/PNUM,KP,1
/PNUM,LINE,0
/PNUM,AREA,0
/PNUM,VOLU,0
/PNUM,NODE,0
/PNUM,TABN,0
/PNUM,SVAL,0
/NUMBER,0
!
/PNUM,ELEM,0
!
!*****
!                               7 - ARMADURA
!*****
!
! Definição do elemento MESH200, que servirá apenas para ajudar no lançamento
! dos elementos REINF264, não contribuindo para a solução
!
ET,6,200,2      !número=6, type=mesh200, keyopt(1)=2 (ou 3)
ET,7,200,2      !número=7, type=mesh200, keyopt(1)=2 (ou 3)
!
! -----
! 7.1 - ARMADURA LONGITUDINAL INFERIOR
! -----
!
!Cálculo da área do tipo 1 da armadura longitudinal inferior
Asli=(3.14159265359*(dali*dali)/4)
!
! Posições na direção de y e z da barra da armadura longitudinal (tipo 1)
ysli=cob+dat+dali*0.5
zsli=(b/2)-(cob+dat+dali*0.5)
!
sectype,4,REINF,DISC      ! Reforço seção 4, reinf, reforço discreto
secdata,2,Asli,mesh      ! Material 2, área da seção, mesh
!
!Especifica as características do elemento mesh200
!
TYPE,6                  ! Elemento mesh200
MAT,2                   ! Material aço
SECNUM,4                ! Seção 4

!
NUMSTR,LINE,2000       ! Inicia a numeração das linhas da armadura inferior em 2000
!
K,2001,cob,ysli,zsli   ! Posiciona os KP para geração da linha da armadura inferior
K,2002,x1-cob,ysli,zsli
L,2001,2002            ! Gera a linha
!
LESIZE,,,,,1          ! Divide a linha
!
LMESH,2000,2000       ! Gera os elementos mesh200 da linha
!
! Aplica reforço
!
ESEL,S,TYPE,,1        ! Seleciona elementos do tipo SOLID186 (Concreto)
ESEL,A,MAT,,2         ! Adiciona à seleção os elementos do material (2)
EREINF                ! Transforma elementos MESH200 em REINF264 dentro dos elementos de concreto
!
! -----
! 7.2 - ARMADURA LONGITUDINAL SUPERIOR
! -----
!
!Cálculo da área do tipo 2 da armadura longitudinal superior
Asls=(3.14159265359*(dals*dals)/4)
!
! Posições na direção de y e z da barra da armadura longitudinal (tipo 2)
ysls=h-(cob+dat+dals*0.5)
zsls=(b/2)-(cob+dat+dals*0.5)
!
sect,6,REINF,DISC      ! Reforço seção 6, reinf, reforço discreto

```

```

secdata,3,Asls,mesh      ! Material 3, área da seção, mesh
!
!Especifica as características do elemento mesh200
!
TYPE,6                   ! Elemento mesh200
MAT,3                    ! Material aço
SECNUM,6                 ! Seção 6
!
NUMSTR,LINE,3000        ! Inicia a numeração das linhas da armadura superior em 3000
!
K,3001,cob,ysls,zsls    ! Posiciona os KP para geração da linha da armadura superior
K,3002,x1-cob,ysls,zsls
L,3001,3002              ! Gera a linha
!
LESIZE,,,,1            ! Divide a linha
!
LMESH,3000,3000        ! Gera os elementos mesh200 da linha
!
! Aplica reforço
!
ESEL,S,TYPE,,1         ! Seleciona elementos do tipo SOLID186 (Concreto)
ESEL,A,MAT,,3         ! Adiciona à seleção os elementos do material (3)
EREINF                  ! Transforma elementos MESH200 em REINF264 dentro dos elementos de concreto
!
! -----
! 7.3 - ARMADURA TRANSVERSAL
! -----
!
!Cálculo da área da armadura transversal
Ast=(3.14159265359*(dat*dat)/4)
!
! Coordenadas (y e z) dos tramos superior, vertical e inferior dos estribos
!
ysts=h-(cob+dat/2)     ! Tramo superior
zsts=b/2-(cob+dat)
!
ystv_1=cob              ! Tramo vertical
ystv_2=h-cob
zstv=b/2-(cob+dat*0.5)
!
ysti=(cob+dat/2)       ! Tramo inferior
zsti=b/2-(cob+dat)
!
sect,8,REINF,DISC      ! Reforço seção 8, reinf, reforço discreto
secdata,4,Ast,mesh     ! Material 4, área da seção, mesh
!
!Especifica as características do elemento mesh200
!
TYPE,7                   ! Elemento mesh200
MAT,4                    ! Material aço
SECNUM,8                 ! Seção 8
!
NUMSTR,LINE,4000        ! Inicia a numeração das linhas da armadura inferior em 4000
!
!Laço para gerar os KP e as linhas dos estribos, respeitando o espaçamento(sat) inserido
!
*DO,i,1,nat
!
  NUMSTR,LINE,4000+(3*i-2) !Inicia a numeração das linhas da armadura sup.
  !
  !Tramo superior
  K,4000+(6*i-5),(i-1)*sat+pat1,ysts,0
  K,4000+(6*i-4),(i-1)*sat+pat1,ysts,zsts
  L,4000+(6*i-5),4000+(6*i-4) ! Gera a linha
  !
  LESIZE,,,,1           !Divide a linha
  !
  !Tramo vertical
  K,4000+(6*i-3),(i-1)*sat+pat1,ystv_1,zstv
  K,4000+(6*i-2),(i-1)*sat+pat1,ystv_2,zstv
  L,4000+(6*i-3),4000+(6*i-2)
  !
  LESIZE,,,,1
  !
  !Tramo inferior

```

```

K,4000+(6*i-1),(i-1)*sat+pat1,ysti,0
K,4000+(6*i),(i-1)*sat+pat1,ysti,zsti
L,4000+(6*i-1),4000+(6*i)
!
LESIZE,,,,1
!
LMESH,4000+(3*i-2),4000+(3*i)           !Gera os elementos mesh200 da linha
!
*ENDDO
!
! Aplica reforço
!
ESEL,S,TYPE,,1      ! Seleciona elementos do tipo SOLID186 (Concreto)
ESEL,A,MAT,,,4      ! Adiciona à seleção os elementos do material (4)
EREINF              ! Transforma elementos MESH200 em REINF264 dentro dos elementos de concreto
!
!Especifica as características do elemento mesh200
!
TYPE,7              ! Elemento mesh200
MAT,4               ! Material aço
SECTNUM,8           ! Seção 8
!
*DO,i,1,nat2
!
NUMSTR,LINE,4500+(3*i-2)           !Inicia a numeração das linhas da armadura sup.
!
!Tramo superior
K,4500+(6*i-5),(i-1)*sat2+pat2,ysts,0
K,4500+(6*i-4),(i-1)*sat2+pat2,ysts,zsts
L,4500+(6*i-5),4500+(6*i-4)           ! Gera a linha
!
LESIZE,,,,1           !Divide a linha
!
!Tramo vertical
K,4500+(6*i-3),(i-1)*sat2+pat2,ystv_1,zstv
K,4500+(6*i-2),(i-1)*sat2+pat2,ystv_2,zstv
L,4500+(6*i-3),4500+(6*i-2)
!
LESIZE,,,,1
!
!Tramo inferior
K,4500+(6*i-1),(i-1)*sat2+pat2,ysti,0
K,4500+(6*i),(i-1)*sat2+pat2,ysti,zsti
L,4500+(6*i-1),4500+(6*i)
!
LESIZE,,,,1
!
LMESH,4500+(3*i-2),4500+(3*i)           !Gera os elementos mesh200 da linha
!
*ENDDO
!
! Aplica reforço
!
ESEL,S,TYPE,,1      ! Seleciona elementos do tipo SOLID186 (Concreto)
ESEL,A,MAT,,,4      ! Adiciona à seleção os elementos do material (4)
EREINF              ! Transforma elementos MESH200 em REINF264 dentro dos elementos de concreto
!
! -----
! 7.4 - EXTENSÔMETROS
! -----
!
!Cálculo da área do extensômetro
Asle      =(0.15*0.15)
!
! -----
! 7.4.1 - EXTENSÔMETRO 1
! -----
!
sectype,10,REINF,DISC           ! Reforço seção 10, reinf, reforço discreto
secdata,11,Asle,LAYN,1,2,0.5,0.5 ! Material 11, área da seção, LAYN, nº da camada do elemento
! base, nº aresta do elemento, distância até extremidade
!
!Especifica as características do elemento LAYN
!
TYPE,7              ! Elemento mesh200
MAT,11              ! Material extensômetro
SECTNUM,10           ! Seção 10

```

```

!
! Aplica reforço
!
ESEL,S,ELEM,,522      ! Seleciona elemento 522 do reforço de PRFC (SHELL281)
ESEL,A,ELEM,,523      ! Seleciona elemento 523 do reforço de PRFC (SHELL281)
EREINF                ! Transforma elementos LAYN em REINF264 dentro dos elementos SHELL281
!
! -----
! 7.4.1 - EXTENSÔMETRO 2
! -----
!
sectype,11,REINF,DISC      ! Reforço seção 11, reinf, reforço discreto
secdata,11,Asle,LAYN,1,2,0.5,0.5 ! Material 11, área da seção, LAYN, n° da camada do elemento
! base, n° aresta do elemento, distância até extremidade

!
!Especifica as características do elemento LAYN
!
TYPE,7                  ! Elemento mesh200
MAT,11                 ! Material extensômetro
SECNUM,11              ! Seção 11
!
! Aplica reforço
!
ESEL,S,ELEM,,518      ! Seleciona elemento 518 do reforço de PRFC (SHELL281)
ESEL,A,ELEM,,519      ! Seleciona elemento 519 do reforço de PRFC (SHELL281)
EREINF                ! Transforma elementos LAYN em REINF264 dentro dos elementos SHELL281
!
! -----
! 7.4.1 - EXTENSÔMETRO 3
! -----
!
sectype,12,REINF,DISC      ! Reforço seção 12, reinf, reforço discreto
secdata,11,Asle,LAYN,1,2,0.5,0.5 ! Material 11, área da seção, LAYN, n° da camada do elemento
! base, n° aresta do elemento, distância até extremidade

!
!Especifica as características do elemento mesh200
!
TYPE,7                  ! Elemento mesh200
MAT,11                 ! Material extensômetro
SECNUM,12              ! Seção 12
!
! Aplica reforço
!
ESEL,S,ELEM,,514      ! Seleciona elemento 514 do reforço de PRFC (SHELL281)
ESEL,A,ELEM,,515      ! Seleciona elemento 515 do reforço de PRFC (SHELL281)
EREINF                ! Transforma elementos LAYN em REINF264 dentro dos elementos SHELL281
!
! -----
! 7.4 - VISUALIZAÇÃO
! -----
!
!Seleciona elementos de concreto e ajusta translucidez para visualização dos elementos reinf
!
ESEL,S,TYPE,,1         !Seleciona elementos do material 1
ESEL,A,TYPE,,10        !Seleciona elementos do material 10
/trlcy,elem,0.8
esel,all
/view,1,1,1,1
!
!Ativa a expansão do elemento
/eshape,1
eplot
!
NUMMRG,NODE,, , , ,LOW ! Agrupa propriedades em comum
NUMCMP,NODE            ! Renumerar os nós
NUMMRG,KP,, , , ,LOW  ! Renumerar os KP
!
! *****
!                   8 - ELEMENTOS DE CONTATO (INTERFACE): TARGE170 + CONTA174
! *****
!
*IF,mod_inter,EQ,1,THEN
!

```

```

! -----
!   8.1 - TARGE170
! -----
!
REAL,1           ! Define constante real (identifica par de contato)
TYPE,4           ! Elemento TARGE170
MAT,7            ! Material 7 (CZM)
ESYS,0
SECNUM,,
!
!Face lateral:
ASEL,S,AREA,,236
ASEL,A,AREA,,242
ASEL,A,AREA,,248
ASEL,A,AREA,,254
ASEL,A,AREA,,260
ASEL,A,AREA,,266
ASEL,A,AREA,,272
ASEL,A,AREA,,278
ASEL,A,AREA,,284
ASEL,A,AREA,,290
ASEL,A,AREA,,296
ASEL,A,AREA,,302
ASEL,A,AREA,,308
ASEL,A,AREA,,314
ASEL,A,AREA,,572
ASEL,A,AREA,,578
ASEL,A,AREA,,584
ASEL,A,AREA,,590
ASEL,A,AREA,,596
ASEL,A,AREA,,602
ASEL,A,AREA,,608
ASEL,A,AREA,,614
ASEL,A,AREA,,620
ASEL,A,AREA,,626
ASEL,A,AREA,,632
ASEL,A,AREA,,638
ASEL,A,AREA,,644
ASEL,A,AREA,,650
!
!Face inferior:
ASEL,A,AREA,,405
ASEL,A,AREA,,411
ASEL,A,AREA,,417
ASEL,A,AREA,,423
ASEL,A,AREA,,429
ASEL,A,AREA,,435
ASEL,A,AREA,,441
ASEL,A,AREA,,447
ASEL,A,AREA,,453
ASEL,A,AREA,,459
ASEL,A,AREA,,465
ASEL,A,AREA,,471
ASEL,A,AREA,,477
ASEL,A,AREA,,483
ASEL,A,AREA,,573
ASEL,A,AREA,,579
ASEL,A,AREA,,585
ASEL,A,AREA,,591
ASEL,A,AREA,,597
ASEL,A,AREA,,603
ASEL,A,AREA,,609
ASEL,A,AREA,,615
ASEL,A,AREA,,621
ASEL,A,AREA,,627
ASEL,A,AREA,,633
ASEL,A,AREA,,639
ASEL,A,AREA,,645
ASEL,A,AREA,,651
!
AMESH,a11
!
ALLSEL
!
! -----
!   8.2 - CONTA174
! -----

```

```

!
REAL,1           ! Define constante real (identifica par de contato)
TYPE,5          ! Elemento CONTA174
MAT,7           ! Material 7 (CZM)
ESYS,0
SECNUM,,
!
!Face lateral:
ASEL,S,AREA,,319
ASEL,A,AREA,,325
ASEL,A,AREA,,331
ASEL,A,AREA,,337
ASEL,A,AREA,,343
ASEL,A,AREA,,349
ASEL,A,AREA,,355
ASEL,A,AREA,,361
ASEL,A,AREA,,367
ASEL,A,AREA,,373
ASEL,A,AREA,,379
ASEL,A,AREA,,385
ASEL,A,AREA,,391
ASEL,A,AREA,,397
ASEL,A,AREA,,739
ASEL,A,AREA,,745
ASEL,A,AREA,,751
ASEL,A,AREA,,757
ASEL,A,AREA,,763
ASEL,A,AREA,,769
ASEL,A,AREA,,775
ASEL,A,AREA,,781
ASEL,A,AREA,,787
ASEL,A,AREA,,793
ASEL,A,AREA,,799
ASEL,A,AREA,,805
ASEL,A,AREA,,811
ASEL,A,AREA,,817
!
!Face inferior:
ASEL,A,AREA,,490
ASEL,A,AREA,,496
ASEL,A,AREA,,502
ASEL,A,AREA,,508
ASEL,A,AREA,,514
ASEL,A,AREA,,520
ASEL,A,AREA,,526
ASEL,A,AREA,,532
ASEL,A,AREA,,538
ASEL,A,AREA,,544
ASEL,A,AREA,,550
ASEL,A,AREA,,556
ASEL,A,AREA,,562
ASEL,A,AREA,,568
ASEL,A,AREA,,658
ASEL,A,AREA,,664
ASEL,A,AREA,,670
ASEL,A,AREA,,676
ASEL,A,AREA,,682
ASEL,A,AREA,,688
ASEL,A,AREA,,694
ASEL,A,AREA,,700
ASEL,A,AREA,,706
ASEL,A,AREA,,712
ASEL,A,AREA,,718
ASEL,A,AREA,,724
ASEL,A,AREA,,730
ASEL,A,AREA,,736
!
NSLA,S,1        ! Seleciona os nós associados as áreas selecionadas
ESLN,S,0        ! Seleciona os elementos associados aos nós selecionados
ESURF          ! Gera elementos TARGE
!
ALLSEL
!
*ENDIF
!
! *****

```

```

!
!          9 - VINCULAÇÃO E CARREGAMENTOS
! *****
!
! -----
!  9.1 - APOIOS
! -----
!
NSEL,S,LOC,X,apoiox           !Seleciona os nós localizados em x = apoiox
NSEL,R,LOC,Y,-apoioy         !Reseleciona os nós localizados em y = -apoioy
D,ALL,UY,0                    !Restringe o deslocamento em y para os nó selecionados
!
NSEL,S,LOC,X,apoiox           !Seleciona os nós localizados em x = apoiox
NSEL,R,LOC,Y,-apoioy         !Reseleciona os nós localizados em y = -apoioy
D,ALL,UX,0                    !Restringe o deslocamento em x para os nó selecionados
!
NSEL,S,LOC,X,apoiox2         !Seleciona os nós localizados em x = apoiox2
NSEL,R,LOC,Y,-apoioy         !Reseleciona os nós localizados em y = -apoioy
D,ALL,UY,0                    !Restringe o deslocamento em y para os nó selecionados
!
NSEL,S,LOC,Z,0               !Seleciona os nós localizados em Z = 0
D,ALL,UZ,0                    !Restringe o deslocamento na dir. Z para os nós (simetria)
!
allsel
!
fini
!
! -----
!  9.2 - SOLUÇÃO
! -----
!
/PREP7
!
/SOLU
!
! -----
!  9.2.1 - CASO DE CARGA 1 - INCREMENTO DE TEMPO: 28 DIAS
! -----
!
ANTYPE,0,NEW                  !Especifica a análise: Estática
OUTRES,ERASE
OUTRES,ALL,ALL                ! Salva os últimos resultados a nível de elemento
OUTRES,SVAR,ALL              ! Salva o vetor USTATEV
!
ALLSEL,ALL                    ! Seleciona todos os elementos
ACEL,0,981,0                 ! Aplica aceleração nos elementos
!
! Parâmetros para a análise não linear
!
PSCONTROL,ALL,ON              ! Liga e desliga processamento paralelo
NROPT,FULL,,ON               ! Análise não linear por NR completo
SOLCONTROL,ON                ! O ANSYS controla os parâmetros de NR
NCNV,0,,,,                   ! Não termine a análise se a solução não convergir
PRED,OFF                      ! Ativa um preditor em uma análise não linear
NEQIT,100                    ! Número de equações de equilíbrio adotada para critério de convergência
ERESX,NO                      ! Transfere os valores dos pontos de Gauss para os nós sem majoração
!
OUTRES,ESOL,ALL
TUNIF,temperatura
!
! Número de substeps
!
DELTIM,1,1,1                 ! define o dtime para todas etapas de carga
!
TIME,28                      ! time deslocamento prescrito
!
! Temperatura das análises
!
TUNIF,temperatura
!
! Parâmetros a serem salvos
!
OUTRES,ALL,ALL                ! Salva todos os resultados a nível de elemento
!
ALLSEL,ALL
!
SOLVE
SAVE

```

```

FINISH
!
EPLOT
ESEL, ALL
!
! -----
! 9.2.2 - CASO DE CARGA 2 - INCREMENTO DE DESLOCAMENTO
! -----
!
/SOLU
!
ANTYPE, 0, REST      ! Especifica a análise: Estática
OUTRES, ERASE
OUTRES, ALL, ALL    ! Salva os últimos resultados a nível de elemento
OUTRES, SVAR, ALL   ! Salva o vetor USTATEV
!
! Parâmetros para a análise não linear
!
PSCONTROL, ALL, ON  ! Liga e desliga processamento paralelo
CNVTOL, F, , tol, 2, , ! Tolerância em termos de força
CNVTOL, U, , tol, 2, , ! Tolerância em termos de deslocamento
NROPT, FULL, , ON  ! Análise não linear por NR completo
SOLCONTROL, ON     ! O ANSYS controla os parâmetros de NR
NCNV, 0, , , , , ! Não termine a análise se a solução não convergir
PRED, OFF          ! Ativa um preditor em uma análise não linear
NEQIT, 10          ! Número de iterações adotada para critério de convergência
ERESX, NO         ! Transfere os valores dos pontos de Gauss para os nós sem majoração
!
OUTRES, ESOL, ALL
TUNIF, temperatura
!
! Número de substeps
!
DELTIM, 0.0001, 0.0001, 0.0001 ! define o dtime para todas etapas de carga
!
TIME, 28.05        ! time deslocamento prescrito
!
! Temperatura das análises
!
TUNIF, temperatura
!
! Parâmetros a serem salvos
!
OUTRES, ALL, ALL   ! Salva todos os resultados a nível de elemento
!
! Atribui o carregamento ao sólido:
!
ALLSEL, ALL
!
NSEL, S, LOC, X, xp      !Selecionando nós da posição da 1ª carga, em x = xp
NSEL, R, LOC, Y, h+2    !Reselecionando apenas os nós superiores, em y = h+2
!
D, all, UY, desloc      !Aplicação do deslocamento
!
NSEL, S, LOC, X, xp2    !Selecionando nós da posição da 2ª carga, em x = xp2
NSEL, R, LOC, Y, h+2    !Reselecionando apenas os nós superiores, em y = h+2
!
D, all, UY, desloc      !Aplicação do deslocamento
!
ALLSEL
!
ALLSEL, ALL
!
SOLVE
SAVE
FINISH
!
EPLOT
ESEL, ALL
!
! *****
!                               10 - PÓS-PROCESSAMENTO
! *****
!
/POST26
!

```

```

! -----
! 10.1 - CARGA-DESLOCAMENTO
! -----
!
grafico=1
! 0 = não fazer gráfico automaticamente
! 1 = fazer gráfico automaticamente
!
*IF,grafico,EQ,1,THEN                !inicia rotina para gerar gráfico FxD
!
! Rotina para fazer o gráfico carga-deslocamento
!
!ABSCISSAS: variável 2 = Uy
!ORDENADAS: variável 3 = força y aplicada (obtida através da soma de reações)
!
FATOR1 = -1.00                       !Fator para multiplicar o deslocamento se necessário
                                       ! (por exemplo: torna positivos os deslocamentos)
FATOR2 = 2.00                         !Fator para multiplicar a carga se necessário
                                       ! (por exemplo: Ptotal = 2xP)
!
NSEL,S,LOC,x,x1/2                    !Seleciona os nós cuja coordenada x igual ao centro do vão
NSEL,R,LOC,y,0
NSEL,R,LOC,z,0
*GET,NNUY,NODE,0,NUM,MIN             !Identifica número do nó selecionado
!
!nomes dos eixos:
/AXLAB,Y,CARGA P [kN]                !Label Y
/AXLAB,X,FLECHA UY [cm]             !Label X
!
!definição das variáveis 2 (abscissas) e 3 (ordenadas)
NSOL,2,NNUY,U,y                     !Especifica o nó cujo deslocamento Uy vai ser plotado.
NSOL,3,1,U,Z                         !Variável muda, serve para armazenar a soma das reações
                                       ! (corresponde ao deslocamento UZ do nó 1)
!
!seleciona nós dos apoios
NSEL,S,LOC,x,apoiox                 !Seleciona os nós cuja coordenada é igual a apoiox
NSEL,A,LOC,x,apoiox2                !Seleciona os nós cuja coordenada é igual a apoiox2
NSEL,R,LOC,y,-apoioy                !Refina seleção para os nós cuja coordenada y é apoioy
*GET,NUMNOD,NODE,0,COUNT             !Captura em NUMNOD a contagem de nós restringidos
*GET,CURNOD,NODE,0,NUM,MIN          !Captura em CURNOD o n° de nó mín. dentre os nós restringidos
!
!Laço que faz a soma das reações em y dos nós selecionados anteriormente
*DO,I,1,NUMNOD
  RFORCE,4,CURNOD,F,y               !salva na variável 4 a reação em y no nó CURNOD
  ADD,3,3,4,SOMA                    !nova variável 3 recebe valor da soma entre variável 3
                                       ! anterior e variável 4
  CURNOD=NDNEXT(CURNOD)             !CURNOD passa a ser o n° do próximo nó da seleção anterior
*ENDDO
!
PROD,2,2,,,,,FATOR1                 ! Multiplica a variável 2 (Uy) pelo fator FATOR1
PROD,3,3,,,,,FATOR2                 ! Multiplica a variável 3 (Fy) pelo fator FATOR2
!
XVAR,2                               ! Plota os deslocamentos no eixo X
PLVAR,3                               ! Plota a carga total no eixo Y Y
!
PRVAR,2,3,                           ! lista variáveis 2 e 3
!
ALLSEL,ALL
FINISH
!
*ENDIF
!
/POST26
!

```