

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ  
CENTRO DE TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

LUIZ FERNANDO COLUSSO

**ANÁLISE NÃO-LINEAR DE VIGAS PAREDE REFORÇADAS  
AO CISALHAMENTO COM PRFC**

MARINGÁ – PR  
2022

**LUIZ FERNANDO COLUSSO**

**ANÁLISE NÃO-LINEAR DE VIGAS PAREDE REFORÇADAS  
AO CISALHAMENTO COM PRFC**

Dissertação apresentada como parte dos requisitos necessários para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Estadual de Maringá.

Orientador: Prof. Dra. Nara Villanova Menon

Coorientador: Prof. Dr. Pablo Augusto Krahl

MARINGÁ – PR  
2022

Dados Internacionais de Catalogação-na-Publicação (CIP)  
(Biblioteca Central - UEM, Maringá - PR, Brasil)

C726a

Colusso, Luiz Fernando

Análise não-linear de vigas parede reforçadas ao cisalhamento com PRFC / Luiz Fernando Colusso. -- Maringá, PR, 2023.  
150 f.: il. color., figs., tabs.

Orientadora: Profa. Dra. Nara Villanova Menon.

Coorientador: Prof. Dr. Pablo Augusto Krahl.

Dissertação (Mestrado) - Universidade Estadual de Maringá, Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2023.

1. Concreto armado - Viga parede. 2. Cisalhamento - Reforço. 3. Fibras de carbono. 4. Análise não-linear. 5. Polímeros Reforçados com Fibra de Carbono (PRFC). I. Menon, Nara Villanova, orient. II. Krahl, Pablo Augusto, coorient. III. Universidade Estadual de Maringá. Centro de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. IV. Título.

CDD 23.ed. 624.1834

LUIZ FERNANDO COLUSSO

**ANÁLISE NÃO-LINEAR DE VIGAS PAREDE REFORÇADAS  
AO CISALHAMENTO COM PRFC**

Dissertação de Mestrado apresentada no dia 28/11/2022, julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL e aprovada em sua forma final, como requisito parcial para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL DA UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ

**BANCA EXAMINADORA**



**Profa. Dra. Nara Villanova Menon**

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil  
Universidade Estadual de Maringá  
Professora Orientadora



**Prof. Dr. Pablo Augusto Krahl**

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil  
Universidade Estadual de Maringá  
Professor Coorientador



**Prof. Dr. Wilson Wesley Wutzow**

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Urbana  
Universidade Estadual de Maringá



**Prof. Dr. Leandro Mouta Trautwein**

Universidade Estadual de Campinas  
Faculdade de Engenharia Civil



## **AGRADECIMENTOS**

À Deus e Pai, que me abençoou com todas as bênçãos espirituais nas regiões celestiais em Cristo, em quem me escolheu antes da fundação do mundo para ser santo e irrepreensível na sua presença. Ele me amou com amor incondicional, o me dotou das capacidades necessárias para realizar essa pesquisa.

À Jesus Cristo, que se fez pecado por mim para que nele eu pudesse ser feito justiça de DEUS. Ele tirou o inferno do meu destino e me justificou diante de Deus através do seu sangue derramado na cruz. A salvação para a qual ele me chamou me concedeu a paz necessária para realizar essa pesquisa.

Ao Espírito Santo que fez de mim uma nova criação em Cristo e a quem pertence o mérito da minha santificação. Graças a ele meu coração vai sendo purificado pouco a pouco do pecado que fazia separação entre mim e Deus. A transformação que ele fez em mim me deu honestidade e sinceridade para a realização dessa pesquisa.

Agradeço à Deus pela minha amada esposa, a quem eu amo mais do que qualquer pessoa nesse mundo. Ela me deu todo o apoio que eu precisava para concluir essa pesquisa.

Agradeço à Deus pelo meu pai e minha mãe, que me apoiaram e incentivaram em tudo para que eu pudesse realizar essa pesquisa.

Agradeço à Deus pelos meus orientadores Dra. Nara Villanova Menon e Dr. Pablo Augusto Krahl, que com muita sabedoria, paciência, humildade e conhecimento me instruíram para realizar essa pesquisa. Certamente as orientações deles me fizeram evoluir muito como profissional e acadêmico.

Agradeço à Capes. Este estudo foi financiado pela Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoa de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001.

## RESUMO

Vigas parede de concreto armado são elementos estruturais em que a relação entre altura e vão de cisalhamento ( $a/d$ ) é menor ou igual a 2.5, e cuja resistência é governada principalmente por sua resposta ao cisalhamento. Isso faz com que sua distribuição de tensões e deformações seja não-linear inviabilizando a abordagem de tais elementos com a hipótese de Bernoulli. Logo para análise de vigas parede recomenda-se métodos analíticos mais avançados, como o Método das Bielas, Método Corda Painei ou Método dos Campos de Compressão Modificado. Dentre as soluções numéricas para o problema proposto destaca-se o Método dos Elementos Finitos (MEF) devido a sua eficiência quando utilizado em complemento à ensaios experimentais. Quando vigas parede sofrem deterioração ou serão solicitados ao cisalhamento além do que foi projetado em cálculo, torna-se necessário o emprego de reforço. Dentre as técnicas de reforço ao cisalhamento destaca-se o reforço com Polímeros Reforçados com Fibras de Carbono (PRFC) devido a sua leveza, elevada resistência a tração e baixo impacto na geometria da estrutura. Este trabalho visa avaliar o comportamento de vigas parede reforçadas ao cisalhamento com PRFC. Para isso foi feita a calibração das vigas parede, do seu reforço ao cisalhamento e da interface coesiva entre o PRFC e o substrato, baseando-se em ensaios experimentais. Por fim foi realizado um estudo paramétrico variando o esquema de reforço entre colado lateralmente, envelopamento em “U” e envelopamento total. A calibração das vigas mostrou que a consideração do deslizamento relativo entre a armação longitudinal e o concreto proporcionaram melhor concordância com o experimento laboratorial. O teste para validação dos parâmetros utilizados no reforço mostrou a conformidade entre a solução numérica, ensaios laboratoriais e revisão bibliográfica. O estudo paramétrico mostrou que nas vigas com  $a/d = 0.79$  o reforço não retardou a fissuração na escora inclinada, tendo seu principal ganho após o surgimento da respectiva fissura levando ao esmagamento do concreto. Já para as vigas com  $a/d = 1.40$  as lâminas de PRFC proporcionaram ganho de resistência na biela comprimida permitindo a viga atingir a sua resistência plástica.

**Palavras-chave:** Vigas parede. Interface Coesiva. Cisalhamento. Reforço. PRFC. Método dos Elementos Finitos. Análise não-linear.

## **ABSTRACT**

Reinforced concrete deep beams are structural elements whose height to shear span ratio ( $a/d$ ) is less than or equal to 2.5, and whose strength is governed mainly by its response to shear. This makes its distribution of stresses and strains non-linear, making it unfeasible to approach such elements with the Bernoulli hypothesis. Therefore, for the analysis of deep beams, more advanced analytical methods are recommended, such as the Strut and Tie Method, Stringer-Panel Method or Modified Compression Field Method. Among the numerical solutions to the proposed problem stands out the Finite Elements Method (FEM) due to its efficiency when used in addition to experimental tests. When deep beams suffer deterioration or will be requested to shear beyond of what it was designed for, the use of strengthening techniques become necessary. Among the shear strengthening techniques stands out the strengthening with Carbon Fiber Reinforced Polymers (CFRP) due to its lightness, high tensile strength and low impact on the structure's geometry. This work aims to evaluate the behavior of deep beams strengthened to shear with CFRP. For this purpose, the deep beams, its shear strengthening and the cohesive interface between the CFRP and substrate were calibrated based on experimental tests. Finally, a parametric study was carried out, varying the strengthening scheme between laterally bonded, "U" wrapping and full wrapping. The beams calibration showed that the consideration of bond slip between longitudinal tensile bars and concrete provided better concordance to the laboratory experiment. The test to validate the parameters used in the strengthening showed the conformity between the numerical solution, laboratory tests and literature review. The parametric study showed the in beams with  $a/d = 0.79$  the strengthening did not delay the cracking in the inclined strut, having its main gain after the appearance of such crack leading to the crushing of concrete. For the beams with  $a/d = 1.40$  the CFRP laminates provided gain of resistance in the compression chord allowing the beam to reach its plastic resistance.

**Keywords:** Deep beam. Cohesive Interface. Shear. Strengthening. CFRP. Finite Elements Method. Non-linear Analysis.



## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - EXEMPLO DE VIGA PAREDE.....	14
Figura 1.2 – VIGA ESBELTA E VIGA PAREDE .....	15
Figura 1.3 - VIGA ABORDADA COM HIPÓTESE DE BERNOULI .....	15
Figura 1.4 - CASOS REAIS DE FISSURAÇÃO EM VIGAS PAREDE.....	16
Figura 1.5 - EXEMPLOS DE PRF's .....	18
Figura 1.6 - REFORÇO AO CISALHAMENTO COM PRFC.....	18
Figura 2.1 - DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES EM VIGAS PAREDE E VIGAS ESBELTAS.....	22
Figura 2.2 - REGIÕES B e D .....	23
Figura 2.3 - RIGIÕES B e D em VIGAS PAREDE e VIGAS ESBELTAS.....	24
Figura 2.4 – ORIENTAÇÃO DE TENSÕES DE TRAÇÃO E COMPRESSÃO.....	25
Figura 2.5 - MECANISMOS DE TRANSFERÊNCIA DE CISALHAMENTO.....	26
Figura 2.6 - ENGRENAMENTO DOS AGREGADOS .....	27
Figura 2.7 – EFEITO PINO.....	28
Figura 2.8 – MODELO DE DENTES - POR KANI (1979).....	29
Figura 2.9 - EXEMPLO DE COLLINS .....	30
Figura 2.10 – AÇÃO DE ARCO .....	31
Figura 2.11 - FIXAÇÃO DO TIRANTE EM AÇÃO DE ARCO.....	31
Figura 2.12 – VALE DE KANI.....	32
Figura 2.13 – TIPOS DE ESCORAS EM AÇÃO DE ARCO .....	33
Figura 2.14 – GEOMETRIA DE ESCORAS EM AÇÃO DE ARCO .....	34
Figura 3.1 - REFORÇO AO CISALHAMENTO COM PRFC.....	35
Figura 3.2 – PROPRIEDADES MECÂNICAS DE FIBRAS, CONCRETO E AÇO.....	36
Figura 3.3 – REFORÇO AO CISALHAMENTO COM PRFC – NSM .....	38
Figura 3.4 – REFORÇO AO CISALHAMENTO COM PRFC – EBR .....	38
Figura 3.5 – CONFIGURAÇÕES DE REFORÇO AO CISALHAMENTO (EBR).....	39
Figura 3.6 – HIPÓTESES DE FALHA NO REFORÇO.....	41
Figura 3.7 – DELAMINAÇÃO NO CONCRETO.....	42
Figura 3.8 – RUPTURA POR TRAÇÃO DO PRFC .....	42
Figura 3.9 – EXTREMIDADES “TIPO A” E “TIPO B” .....	43
Figura 3.10 – CARGA x DESLOCAMENTO EM EXTREMIDADES TIPO “A” E “B” .....	44
Figura 3.11 – ESTÁGIOS DO PROCESSO DE DESCOLAMENTO – TIPO A.....	45
Figura 3.12 – ESTÁGIOS DO PROCESSO DE DESCOLAMENTO – TIPO B.....	46

Figura 3.13 – MODELO PROPOSTO POR CHEN, TENG e CHEN (2012) .....	47
Figura 3.14 – PROCESSO DE DESCOLAMENTO – REFORÇO LATERAL.....	48
Figura 3.15 – PROCESSO DE DESCOLAMENTO – REFORÇO EM “U”.....	50
Figura 3.16 – ENVELOPAMENTO TOTAL EM VIGAS PAREDE .....	51
Figura 3.17 – PROCESSO DE DESCOLAMENTO – ENVELOPAMENTO TOTAL.....	53
Figura 4.1 – MODELO ENSAIADO POR ROGOWSKY et al. (1983).....	55
Figura 4.2 – VIGA 1/10 POR ROGOWSKY et al. (1983).....	57
Figura 4.3 – FISSURAÇÃO - VIGA 1/10 POR ROGOWSKY et al. (1983).....	57
Figura 4.4 – CARGA X DESLOCAMENTO - VIGA 1/10 POR ROGOWSKY et al. (1983)	58
Figura 4.5 – VIGA 1/15 POR ROGOWSKY et al. (1983).....	59
Figura 4.6 – FISSURAÇÃO - VIGA 1/15 POR ROGOWSKY et al. (1983).....	59
Figura 4.7 – CARGA X DESLOCAMENTO - VIGA 1/15 POR ROGOWSKY et al. (1983)	60
Figura 4.8 – MODELOS ENSAIADOS POR ZHANG (2003) – GRUPO 1.....	61
Figura 4.9 – VIGA Z11-SC POR ZHANG (2003).....	62
Figura 4.10 – CONDIÇÕES DE APOIO VIGA Z11-SC POR ZHANG (2003).....	62
Figura 4.11 – FISSURAÇÃO - VIGA Z11-SC POR ZHANG (2003) .....	63
Figura 4.12 – CARGA X DESLOCAMENTO - VIGA Z11-SC POR ZHANG (2003).....	63
Figura 4.13 – CARGA X DESLOCAMENTO - VIGA Z11-S90 POR ZHANG (2003) .....	64
Figura 4.14 – RUPTURA - VIGA Z11-S90 POR ZHANG (2003) .....	65
Figura 4.15 – RUPTURA 2 - VIGA Z11-S90 POR ZHANG (2003) .....	65
Figura 4.16 – ELEMENTO FINITO C3D8R.....	67
Figura 4.17 – ELEMENTO FINITO T3D2.....	68
Figura 4.18 – ELEMENTO FINITO S4R .....	68
Figura 4.19 – MÉTODO NEWTON RAPHSON.....	70
Figura 4.20 - MODELO DE DANO PLÁSTICO .....	71
Figura 4.21 – CONCRETO SUBMETIDO A COMPRESSÃO UNIAXIAL.....	72
Figura 4.22 – CONCRETO SUBMETIDO A TRAÇÃO UNIAXIAL.....	73
Figura 4.23 – PARÂMETRO “ $Kc$ ”.....	75
Figura 4.24 – SUPERFÍCIE DE POTENCIAL PLÁSTICO DO CONCRETO.....	76
Figura 4.25 – TENSÃO/DEFORMAÇÃO DO AÇO.....	77
Figura 4.26 – IDEALIZAÇÃO DO ARRANJO DE FIBRAS NA MATRIZ.....	77
Figura 4.27 – MODOS DE FALHA NA INTERFACE COESIVA .....	81
Figura 4.28 – MONTAGEM - VIGA 1/10.....	83

Figura 4.29 – MONTAGEM - VIGA 1/15.....	83
Figura 4.30 – DISCRETIZAÇÃO DO MODELO 1/10.....	85
Figura 4.31 – DISCRETIZAÇÃO DO MODELO 1/15.....	85
Figura 4.32 – INTERAÇÕES DOS MODELOS 1/10 E 1/15.....	86
Figura 4.33 – CONDIÇÕES DE CONTORNO DOS MODELOS 1/10 E 1/15.....	87
Figura 4.34 – MONTAGEM - VIGAS ZC11-SC e Z11-S90.....	87
Figura 4.35 – PARTES - VIGAS ZC11-SC e Z11-S90.....	88
Figura 4.36 – DISCRETIZAÇÃO DO MODELO Z11-S90.....	89
Figura 4.37 – CONDIÇÕES DE CONTORNO DOS MODELOS ZC11-SC e Z11-S90.....	90
Figura 4.38 – ESQUEMA DE REFORÇO – ESTUDO PARAMÉTRICO.....	92
Figura 4.39 – MONTAGEM DA VIGA – ESTUDO PARAMÉTRICO.....	92
Figura 4.40 – DISCRETIZAÇÃO DO MODELO – ESTUDO PARAMÉTRICO.....	93
Figura 5.1 – VIGA 1/10 – VARIAÇÃO DO <i>BOND SLIP</i> .....	95
Figura 5.2 – VIGA 1/10 – VARIAÇÃO DO <i>BOND SLIP</i> - DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES DE COMPRESSÃO E DANO À TRAÇÃO.....	96
Figura 5.3 – VIGA 1/10 – TENSÕES NO CONCRETO E AÇO.....	99
Figura 5.4 – VIGA 1/15 – VARIAÇÃO DO <i>BOND SLIP</i> .....	100
Figura 5.5 – VIGA 1/15 – VARIAÇÃO DO <i>BOND SLIP</i> - DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES DE COMPRESSÃO E DANO À TRAÇÃO.....	101
Figura 5.6 – VIGA 1/15 – TENSÕES NO CONCRETO E AÇO.....	103
Figura 5.7 – VIGA ZC11-SC – CURVA CARGA X DESLOCAMENTO.....	104
Figura 5.8 – VIGA ZC11-SC – FISSURAÇÃO APÓS RUPTURA.....	104
Figura 5.9 – ZC11-SC – TENSÕES NO CONCRETO E AÇO.....	106
Figura 5.10 – VIGA Z11-S90 – CURVA CARGA X DESLOCAMENTO.....	107
Figura 5.11 – Z11-S90 – ESTÁGIOS DE CARREGAMENTO.....	108
Figura 5.12 – Z11-S90 – TENSÕES NO CONCRETO E AÇO.....	109
Figura 5.13 – Z11-S90 – TENSÕES NO PRFC E DESCOLAMENTO NA INTERFACE COESIVA.....	110
Figura 5.14 – VIGA 1/10 – VARIAÇÃO DO TIPO DE REFORÇO.....	111
Figura 5.15 – VIGA 1/10-S – ESTÁGIOS DE CARREGAMENTO.....	112
Figura 5.16 – VIGA 1/10-S – TENSÕES NO CONCRETO E DANO À COMPRESSÃO..	113
Figura 5.17 – VIGA 1/10-S – TENSÕES NAS ARMAÇÕES E DANO À TRAÇÃO.....	114
Figura 5.18 – VIGA 1/10-S – TENSÕES NO PRFC E SOLICITAÇÃO DO ADESIVO ....	115

Figura 5.19 – VIGA 1/10-U – ESTÁGIOS DE CARREGAMENTO .....	116
Figura 5.20 – VIGA 1/10-U – TENSÕES NO CONCRETO E DANO À COMPRESSÃO..	117
Figura 5.21 – VIGA 1/10-U – TENSÕES NAS ARMAÇÕES E DANO À TRAÇÃO .....	118
Figura 5.22 – VIGA 1/10-U – TENSÕES NO PRFC E SOLICITAÇÃO DO ADESIVO....	119
Figura 5.23 – VIGA 1/10-W – ESTÁGIOS DE CARREGAMENTO .....	120
Figura 5.24 – VIGA 1/10-W – TENSÕES NO CONCRETO E DANO À COMPRESSÃO	121
Figura 5.25 – VIGA 1/10-W – TENSÕES NAS ARMAÇÕES E DANO À TRAÇÃO .....	122
Figura 5.26 – VIGA 1/10-W – TENSÕES NO PRFC E SOLICITAÇÃO DO ADESIVO ...	123
Figura 5.27 – VIGA 1/15 – VARIAÇÃO DO TIPO DE REFORÇO .....	124
Figura 5.28 – VIGA 1/15-S – ESTÁGIOS DE CARREGAMENTO .....	125
Figura 5.29 – VIGA 1/15-S – TENSÕES NO CONCRETO E DANO À COMPRESSÃO..	125
Figura 5.30 – VIGA 1/15-S – TENSÕES NAS ARMAÇÕES E DANO À TRAÇÃO .....	126
Figura 5.31 – VIGA 1/15-S – TENSÕES NO PRFC E SOLICITAÇÃO DO ADESIVO ....	127
Figura 5.32 – VIGA 1/15-U – ESTÁGIOS DE CARREGAMENTO .....	128
Figura 5.33 – VIGA 1/15-U – TENSÕES NO CONCRETO E DANO À COMPRESSÃO.	128
Figura 5.34 – VIGA 1/15-U – TENSÕES NAS ARMAÇÕES E DANO À TRAÇÃO .....	129
Figura 5.35 – VIGA 1/15-U – TENSÕES NO PRFC E SOLICITAÇÃO DO ADESIVO....	130
Figura 5.36 – VIGA 1/15-W – ESTÁGIOS DE CARREGAMENTO .....	131
Figura 5.37 – VIGA 1/15-W – TENSÕES NO CONCRETO E DANO À COMPRESSÃO	131
Figura 5.38 – VIGA 1/15-W – TENSÕES NAS ARMAÇÕES E DANO À TRAÇÃO .....	132
Figura 5.39 – VIGA 1/15-W – TENSÕES NO PRFC E SOLICITAÇÃO DO ADESIVO ...	133
Figura A.1 – DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES PRINCIPAIS EM REGIME LINEAR.....	146
Figura A.2 – INFLUÊNCIA DA DISTRIBUIÇÃO DAS CARGAS.....	147
Figura A.3 – INFLUÊNCIA DA POSIÇÃO DAS CARGAS.....	148
Figura A.4 – INFLUÊNCIA DAS CONDIÇÕES DE APOIO.....	149

## LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – PROPRIEDADES MECÂNICAS DAS FIBRAS DE CARBONO E ADESIVOS .....	36
Tabela 4.1 – GEOMETRIA DOS MODELOS ENSAIADOS POR ROGOWSKY et al. (1983) .....	55
Tabela 4.2 – ARMAÇÕES DOS MODELOS ENSAIADOS POR ROGOWSKY et al. (1983) .....	55
Tabela 4.3 – PROPRIEDADES DO AÇO POR ROGOWSKY et al. (1983).....	56
Tabela 4.4 – PROPRIEDADES DO CONCRETO POR ROGOWSKY et al. (1983).....	56
Tabela 4.5 – ESPECIFICAÇÕES DO PRFC – POR ZHANG et al. (2003).....	61
Tabela 4.6 – ESPECIFICAÇÕES DOS ADESIVOS – POR ZHANG et al. (2003).....	61
Tabela 4.7 – UNIDADES UTILIZADAS NO ABAQUS® .....	66
Tabela 4.8 – PROPRIEDADES DO CONCRETO – 1/10 E 1/15 .....	83
Tabela 4.9 – PROPRIEDADES DO CDP – 1/10 E 1/15 .....	84
Tabela 4.10 – PARAMETROS PARA CALIBRAÇÃO.....	86
Tabela 4.11 – PROPRIEDADES DO CONCRETO – ZC11-SC E Z11-S90 .....	88
Tabela 4.12 – PROPRIEDADES DO CDP – ZC11-SC E Z11-S90 .....	88
Tabela 4.13 – PROPRIEDADES DO PRFC – Z11-S90.....	89
Tabela 4.14 – PROPRIEDADES DA INTERFACE COESIVA – Z11-S90 .....	90
Tabela 4.15 – ANÁLISE PARAMÉTRICA - PROPRIEDADES .....	91
Tabela 5.1 – RESUMO DAS SIMULAÇÕES .....	94
Tabela 5.2 – VIGA 1/10 – VARIAÇÃO DO <i>BOND SLIP</i> .....	95
Tabela 5.3 – VIGA 1/15 – VARIAÇÃO DO <i>BOND SLIP</i> .....	100
Tabela 5.4 – VIGA ZC11-SC – CARGA DE RUPTURA E DESLOCAMENTO.....	104
Tabela 5.5 – VIGA Z11-S90 – VARIAÇÃO DO TIPO DE ADERÊNCIA.....	107
Tabela 5.6 – VIGA 1/10 – VARIAÇÃO DO TIPO DE REFORÇO.....	111
Tabela 5.7 – VIGA 1/15 – VARIAÇÃO DO TIPO DE REFORÇO.....	124
Tabela 5.8 – RESUMO DAS ANÁLISES PARAMÉTRICAS .....	134

## SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	14
1.1 Contexto .....	14
1.2 Justificativa .....	19
1.3 Objetivo .....	20
2. VIGAS PAREDE .....	21
2.1 Cisalhamento em Vigas Parede .....	24
2.2.1 MECANISMOS DE TRANSFERÊNCIA DE CISALHAMENTO .....	25
2.2.4 AÇÃO DE VIGA.....	28
2.2.5 AÇÃO DE ARCO EM VIGAS PAREDE .....	30
3. CISALHAMENTO EM VIGAS PAREDE COM PRFC .....	35
3.1 Polímeros Reforçados com Fibras de Carbono.....	35
3.2 Adesivos .....	37
3.3 Técnicas de Reforço ao Cisalhamento .....	37
3.4 Critérios de Ruptura.....	40
3.4.1 COMPORTAMENTO DA INTERFACE COESIVA CONCRETO/PRFC .....	43
3.4.2 PRFC – COLAGEM LATERAL .....	46
3.4.3 PRFC – ENVELOPAMENTO EM “U” .....	49
3.4.4 PRFC – ENVELOPAMENTO TOTAL .....	51
4. SIMULAÇÃO VIA MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS .....	54
4.1 Experimento de Rogowsky, MacGregor e Ong (1983) .....	54
4.1.1 EXPERIMENTO – VIGA 1/10 .....	56
4.1.2 EXPERIMENTO – VIGA 1/1.5 .....	58
4.2 Experimento de Zhang (2003) .....	60
4.2.3 EXPERIMENTO – VIGA Z11-SC.....	62
4.2.4 EXPERIMENTO – VIGA Z11-S90 .....	64

4.3 Método dos Elementos Finitos.....	66
4.3.1 ELEMENTOS FINITOS .....	67
4.3.2 MALHA DE ELEMENTOS FINITOS .....	69
4.3.3 CONDIÇÕES DE CONTORNO .....	69
4.3.4 SOLUÇÃO DE SISTEMAS NÃO-LINEARES.....	69
4.4 Modelos Constitutivos Para os Materiais e Interações .....	71
4.4.1 MODELO CONSTITUTIVO PARA O CONCRETO.....	71
4.4.2 MODELO CONSTITUTIVO PARA O AÇO .....	76
4.4.3 MODELO CONSTITUTIVO PARA O PRFC .....	77
4.4.4 INTERAÇÃO ENTRE CONCRETO E AÇO .....	80
4.4.5 INTERAÇÃO ENTRE CONCRETO E PRFC .....	80
4.5 Modelagem – Experimentos de Rogowsky et al (1983).....	82
4.5.1 GEOMETRIA E MONTAGEM.....	82
4.5.2 MATERIAIS .....	83
4.5.3 MALHA DE ELEMENTOS FINITOS .....	84
4.5.4 INTERAÇÕES .....	85
4.5.5 CONDIÇÕES DE CONTORNO .....	86
4.6 Modelagem – Experimentos de Zhang (2003).....	87
4.6.1 GEOMETRIA E MONTAGEM.....	87
4.6.2 MATERIAIS .....	88
4.6.3 MALHA DE ELEMENTOS FINITOS .....	88
4.6.4 INTERAÇÕES .....	89
4.6.5 CONDIÇÕES DE CONTORNO .....	90
4.7 Estudo Paramétrico .....	91
4.7.1 LÂMINAS DE PRFC E MONTAGEM DOS MODELOS .....	92
4.7.3 MALHA DE ELEMENTOS FINITOS .....	93
5. RESULTADOS E DISCUSSÃO .....	94

5.1 Resultados da simulação da Viga 1/10 de Rogowsky et al (1983) .....	95
5.2 Resultados da simulação da Viga 1/15 de Rogowsky et al (1983) .....	100
5.3 Resultados da simulação da Viga ZC11-SC de Zhang (2003) .....	103
5.4 Resultados da simulação da Viga Z11-S90 de Zhang (2003) .....	107
5.5 Estudo Paramétrico .....	111
5.5.1 REFORÇO AO CISALHAMENTO – VIGA 1/10 .....	111
5.5.2 REFORÇO AO CISALHAMENTO – VIGA 1/15 .....	123
5.5.3 RESUMO DAS ANÁLISES PARAMÉTRICAS .....	133
6. CONCLUSÃO .....	135
7. SUGESTÃO DE TRABALHOS FUTUROS .....	138
8. BIBLIOGRAFIA .....	139
APÊNDICE A – VIGAS PAREDE EM REGIME LINEAR .....	146

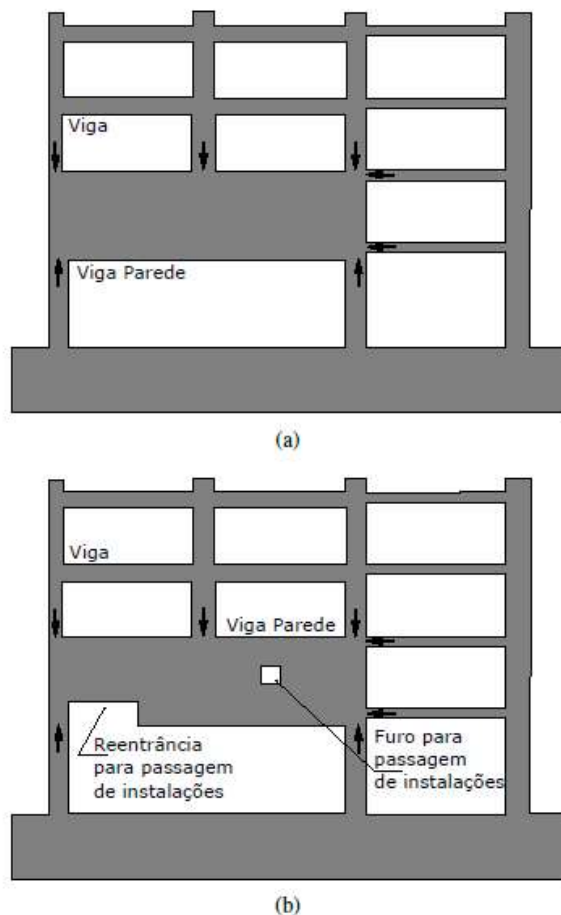


## 1. INTRODUÇÃO

### 1.1 Contexto

Vigas parede de concreto armado são consideradas como chapas de concreto por receberem carregamentos contidos em seu plano (LEONHARDT; MONNING, 1978). Seu emprego em obras de engenharia civil é predominante em prédios, pontes, estruturas *off-shore*, entre outros. São comumente utilizadas em contravementos, vãos curtos com cargas elevadas (Figura 1.1), entre outros.

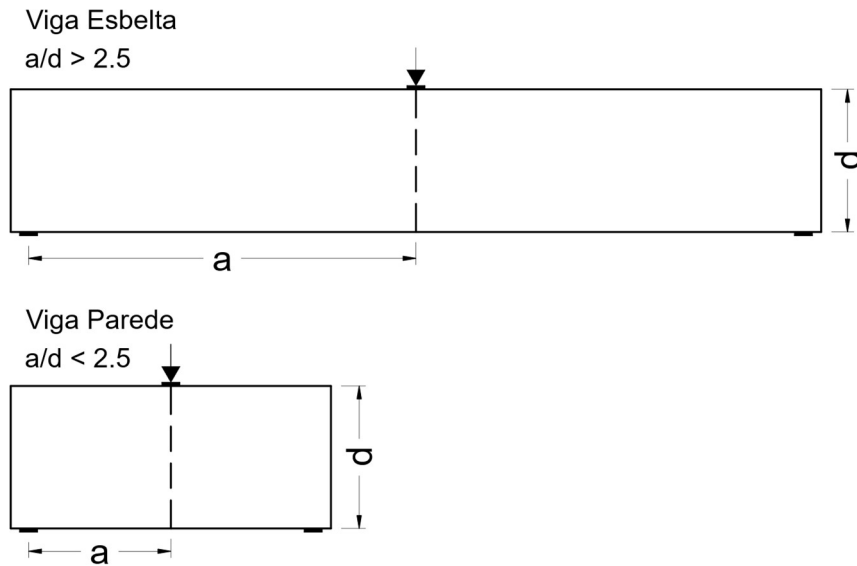
Figura 1.1 - EXEMPLO DE VIGA PAREDE



(a) Viga Parede com geometria convencional; (b) Viga Parede com geometria não-convencional.  
Fonte: Vieira, (2018)

Tais elementos estruturais são caracterizados por terem uma relação entre vão de cisalhamento e altura útil ( $a/d$ ) inferior a 2.5, que se distinguem das vigas esbeltas onde  $a/d \geq 2.5$  (ROGOWSKY; MACGREGOR; ONG, 1983), conforme ilustra a Figura 1.2.

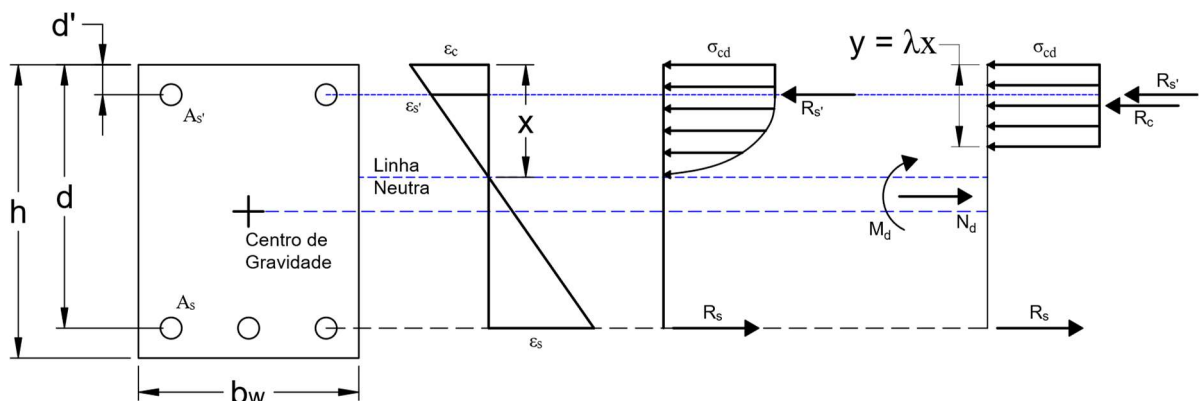
Figura 1.2 – VIGA ESBELTA E VIGA PAREDE



Fonte: O Autor (2022)

A maior parte dos elementos estruturais utilizados em edificações de construção civil podem ser dimensionados adotando-se a Hipótese de Bernoulli. Nessa hipótese é admitido que as seções planas permanecem planas e perpendiculares a linha neutra da peça, além de assumir que a distribuição de deformações permanece linear ao longo da seção transversal em todos os estágios de carregamento do elemento (Figura 1.3). Além disso, essa abordagem também despreza as deformações oriundas do esforço cortante. Essas considerações facilitam o processo de cálculo no dimensionamento de estruturas (Souza, 2004).

Figura 1.3 - VIGA ABORDADA COM HIPÓTESE DE BERNOULLI



Fonte: O Autor (2022)

Devido a geometria de vigas parede, que possuem baixa relação  $a/d$ , o comportamento desses elementos é governado em sua maior parte pelo cisalhamento, em contraste com as vigas

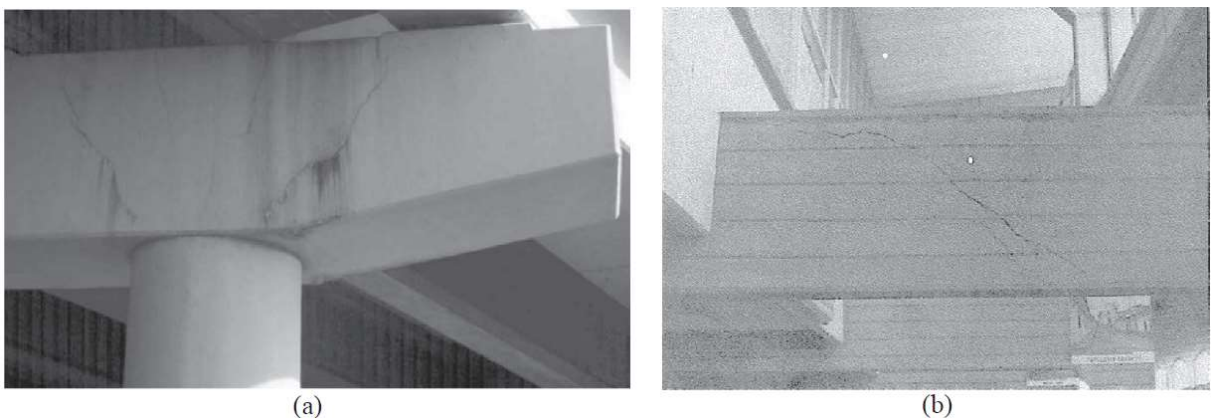
esbeltas, cujo a flexão é o fenômeno mais importante a ser analisado (PRANATA; TJITRADI; PRASETIA, 2020).

Nessas chapas de concreto o esforço cortante gera deformações por cisalhamento que não podem ser desprezadas. Quando esse esforço é elevado o suficiente faz com que a distribuição de tensões ao longo da seção da peça seja significativamente não-linear (SOUZA, 2004). Sendo assim o dimensionamento de vigas parede adotando a Hipótese de Bernoulli torna-se inviável (FADHIL, 2017). Por isso, ao abordar elementos desse tipo deve-se empregar métodos mais apropriados. Souza, (2004) recomenda para esse tipo de análise soluções como o Método das Bielas, Método Corda-Painel ou o Método dos Elementos Finitos (MEF) quando utilizado em complemento à ensaios experimentais.

A resistência de vigas parede é controlada por sua resposta ao cisalhamento (ISMAIL, 2016). A ruptura de um elemento de concreto armado por cisalhamento possui um aspecto frágil (JAYASINGHE; GUNAWARDENA; MENDIS, 2021). Isso acontece porque a resistência desses elementos frente as tensões de cisalhamento dependem em grande parte da resistência a tração e compressão do concreto.

Vigas altas de concreto armado quando falham por cisalhamento desenvolvem um aspecto de fissuração inclinada que parte da região próxima aos apoios em direção ao bordo superior da viga (Figura 1.4). Quando a relação  $a/d$  é inferior a 2.5 essas fissuras conectam o ponto de apoio com o ponto de aplicação de carga.

Figura 1.4 - CASOS REAIS DE FISSURAÇÃO EM VIGAS PAREDE



(a) Viga de apoio de longarinas em ponte; (b) Viga fissurada em terminal de ônibus.

Fonte: Adaptado de Demir, Caglar e Ozturk (2019)

Vigas parede, assim como qualquer estrutura de concreto armado, sofrem deterioração com passar do tempo devido a fatores como falta de manutenção, corrosão das armaduras,

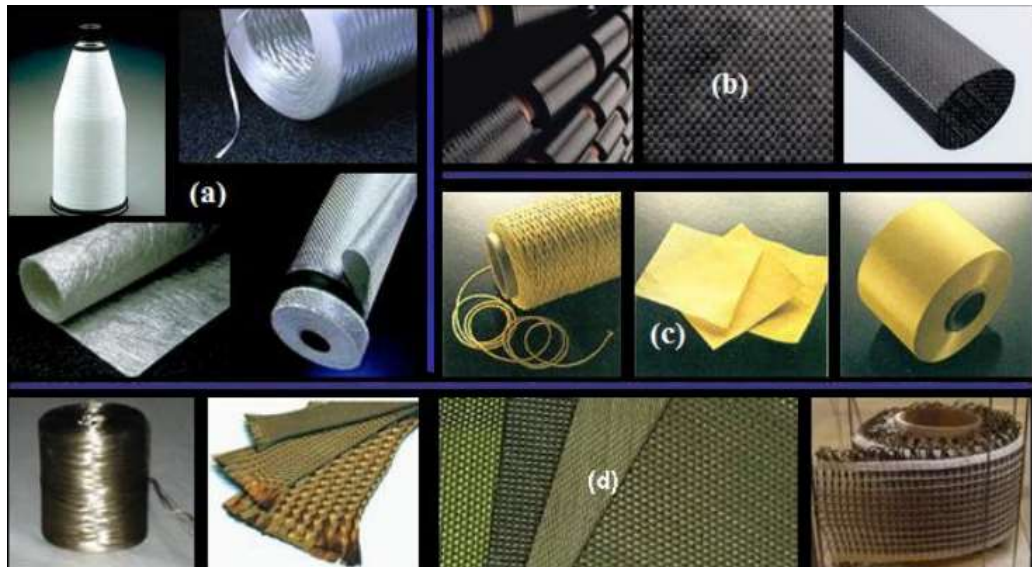
variação de temperatura, erros de projeto, erros de execução, entre outros (IBRAHIM; ABORAHMEH; EBEAD, 2021). Isso justifica o uso de técnicas de reforço para reabilitação dessas estruturas afim de que elas reestabeleçam a resistência exigida pelas normas aplicáveis. O reforço também pode ser necessário em contextos onde haverá uma mudança na utilização da estrutura, ou algum tipo de reforma que introduza cargas para as quais a estrutura não foi projetada. Aumentar a resistência dos elementos estruturais em caso de deterioração ou acréscimo de carga é necessário para garantir o seu bom funcionamento em Estado Limite de Serviço (ELS) e Estado Limite Último (ELU).

No caso de ruptura de vigas (ELU) é preferível que a ruína ocorra por flexão do que por cisalhamento. O critério de ruptura dúctil da falha por flexão permite redistribuição de esforços e dá avisos de que a estrutura está atingindo o seu limite. Já a ruptura frágil oriunda da falha por cisalhamento, por ser repentina, tem potencial catastrófico. Sendo assim, se uma viga possui resistência insuficiente, ao reforçá-la é importante garantir que a sua capacidade de transmitir os esforços cortantes seja superior à sua resistência a flexão. Sobretudo, quando o elemento estrutural é deficiente na sua resistência ao cisalhamento ou à flexão, o respectivo reforço deve ser providenciado (TENG et al., 2001).

O reforço de estruturas de concreto é comumente feito com Argamassas Poliméricas, chapas de aço, microconcreto fluido (Grout), polímeros, entre outros. Esses materiais se destacam dos materiais convencionais utilizados na construção de edificações por sua elevada resistência. Os Polímeros Reforçados com Fibras (PRF), ou *Fiber Reinforced Polymer* (FRP), são materiais compósitos constituídos por uma fase de reforço composta por fibras embebidas em uma matriz polimérica (ARCINE, 2020). Dentre os polímeros que constituem a matriz pode-se citar resinas epóxi e os polyesters. Alguns exemplos de PRFs são Polímeros Reforçados com Fibra de Vidro, Fibra de Carbono, Fibra de Aramida ou Fibra de Basalto, conforme ilustra a Figura 1.5.

O emprego dos PRFs no reforço de estruturas de concreto armado tem se tornado uma solução viável devida as suas vantagens como leveza, elevada resistência a tração, tempo de execução e baixo impacto sobre a estética e geometria da edificação. Dentre os PRFs destacam-se os Polímeros Reforçados com Fibras de Carbono (PRFC), ou *Carbon Fiber Reinforced Polymer* (CFRP). Os PRFCs são os compósitos mais comumente utilizados no reforço de estruturas de concreto (IBRAHIM; ABORAHMEH; EBEAD, 2021). Na formação desse compósito a matriz polimérica envolve uma fase de reforço constituída por Fibras de Carbono.

Figura 1.5 - EXEMPLOS DE PRF's



(a) Fibra de Vidro; (b) Fibra de Carbono; (c) Fibra de Aramida; (d) Fibra de Basalto  
 Fonte: Adaptado de Karzad (2015)

Existem várias técnicas de reforço ao cisalhamento em vigas de concreto armado com a utilização do PRFC que no geral consistem na aplicação do material de reforço nas laterais das vigas, aumentando a eficiência da técnica quando são aplicados também na face inferior (TENG et al., 2001), de forma a tracionar o compósito quando a peça for solicitada a transmitir esforços cortantes (Figura 1.6).

Figura 1.6 - REFORÇO AO CISALHAMENTO COM PRFC



Fonte: Karzad (2015)

## 1.2 Justificativa

Apesar do histórico de pesquisas abordando o cisalhamento em peças de concreto armado, ainda não há consenso a respeito dos seus respectivos mecanismos de transferência e os fatores que influenciam a resistência dos elementos frente as tensões oriundas do esforço cortante. Esse cenário também se expande ao contexto de vigas parede (ISMAIL, 2016). Isso não somente justifica a realização de estudos mais aprofundados sobre o assunto, como também pode ser a causa do subdimensionamento de estruturas reais (COLLINS; QUACH; BENTZ, 2020), o que torna a abordagem do tema mais urgente.

Pesquisas envolvendo o reforço ao cisalhamento em vigas de concreto armado com PRFC destacam a importância de estudos mais aprofundados a respeito do assunto (ARCINE, 2020; IBRAHIM; ABORAHMEH; EBEAD, 2021; KARZAD, 2015). Além disso é recomendada a análise dos critérios de ruptura das peças variando as propriedades do reforço, tais como ângulo, espaçamento e largura das lâminas de PRFC. Arcine (2020) destaca que a complexidade do comportamento de peças de concreto armado ao cisalhamento é ainda mais agravada quando se leva em consideração a falha no adesivo que adere o reforço ao substrato.

Apesar das pesquisas já realizadas que envolvem o reforço ao cisalhamento com PRFC, poucos estudos foram feitos empregando esse reforço em vigas parede, tampouco analisando a sua influência frente a variação da relação  $a/d$  das vigas.

A utilização do Método dos Elementos Finitos (MEF) na análise de problemas complexos de engenharia envolvendo concreto armado já se tornou uma metodologia consagrada no meio acadêmico. Seu potencial de analisar o comportamento de vigas parede (ISMAIL, 2016; SILVEIRA, 2015; VIEIRA, 2018) e o reforço ao cisalhamento com PRFC (ARCINE, 2020; IBRAHIM; ABORAHMEH; EBEAD, 2021; KARZAD, 2015; MANSOUR, 2021) é comprovado em inúmeros trabalhos, sendo utilizado como complemento à ensaios experimentais.

Parte do potencial do MEF em simular o comportamento do concreto e sua resposta ao cisalhamento se deve ao emprego de modelos constitutivos avançados, tais como o Modelo de Dano com Plasticidade do Concreto, também chamado de *Concrete Damage Plasticity* (CDP).

A análise numérica através do Método dos Elementos Finitos também é viável tendo em vista que a realização de ensaios experimentais é cara. Além disso muitos laboratórios possuem limitações no tocante ao tipo de elemento a ser testado, carga máxima suportada pelos

equipamentos, entre outros (ISMAIL, 2016). O MEF também se destaca por proporcionar facilidade na coleta de dados em qualquer região do modelo. Sendo assim justifica-se a utilização do MEF para atingir os objetivos do presente trabalho.

As simulações realizadas neste trabalho podem servir de auxílio para futuros pesquisadores que também irão investigar esse tema empregando o MEF. Além disso, irá auxiliar futuras pesquisas em relação a valores para calibração do concreto, PRFC e interface coesiva.

### 1.3 Objetivo

O presente trabalho tem como objetivo analisar o comportamento de Vigas Parede reforçadas ao cisalhamento com PRFC.

Para alcançar o objetivo geral desta pesquisa, os seguintes objetivos específicos devem ser alcançados:

- Realizar revisão bibliográfica para melhor compreensão do assunto em questão.
- Realizar calibração numérica das vigas parede não reforçadas variando a aderência entre a armação longitudinal de tração e o concreto.
- Realizar validação dos parâmetros utilizados na simulação do PRFC e da interface coesiva entre o reforço e o concreto com base nos ensaios experimentais.
- Realizar um estudo paramétrico com base nas vigas parede calibradas, reforçando-as com diferentes esquemas de colagem de lâminas de PRFC.
- Comparar a carga no momento do surgimento da fissura crítica de cisalhamento e a carga de pico entre os modelos numéricos com e sem reforço.
- Comparar as cargas supracitadas entre os diferentes esquemas de reforço testados.
- Analisar a forma como o reforço ao cisalhamento com PRFC influencia o comportamento das vigas parede ao cisalhamento.
- Analisar como a variação da relação  $a/d$  afeta a influência do reforço com PRFC sobre as vigas.
- Identificar os critérios de ruptura das vigas.

## 2. VIGAS PAREDE

Segundo (LEONHARDT; MONNING, 2008) vigas parede são chapas de concreto orientadas verticalmente que vencem um determinado vão livre. São consideradas como chapas pois recebem carregamentos contidos em seu plano. A delimitação entre vigas parede e vigas esbeltas se estabelece a partir da relação  $l/h$ , sendo  $l$  e  $h$  o comprimento e altura da viga respectivamente. Quando essa relação é menor ou igual a 4 a peça é classificada com Viga Parede (LEONHARDT; MONNING, 1978).

Rogowsky, MacGregor e Ong (1983) apresenta vigas parede como elementos bidimensionais por terem sua espessura pequena comparada ao seu comprimento e altura. Esse tipo de elemento estrutural é caracterizado por desenvolver um estado de tensões de chapa onde a resistência ao cisalhamento é a principal característica que governa o comportamento da peça frente as cargas atuantes em seu plano. Sua esbeltez é determinada pela relação entre a altura útil e o vão de cisalhamento da viga ( $a/d$ ), delimitada pelo seguinte intervalo  $0,5 \leq a/d \leq 2,5$ . Peças cuja relação  $a/d$  é inferior a 0,5 se enquadram na categoria de consolos, e quando essa relação é maior que 2,5 o elemento é classificado como viga esbelta (ROGOWSKY; MACGREGOR; ONG, 1983).

Para Araújo (2010) o critério de delimitação entre vigas parede e vigas esbeltas se dá por:

- Para vigas biapoidas:  $l/h < 2,0$ ;
- Para vigas contínuas de dois vãos:  $l/h < 2,5$ ;
- Para vigas contínuas com mais de dois vãos:  $l/h < 3,0$ .

A NBR 6118 (2014) afirma que os limites de esbeltez para vigas esbeltas são de  $l/h \leq 2,0$  para vigas isostáticas, e  $l/h \leq 3,0$  para vigas contínuas, prescrevendo que vigas com relações  $l/h$  inferiores a essas devem ser tratadas com vigas-parede.

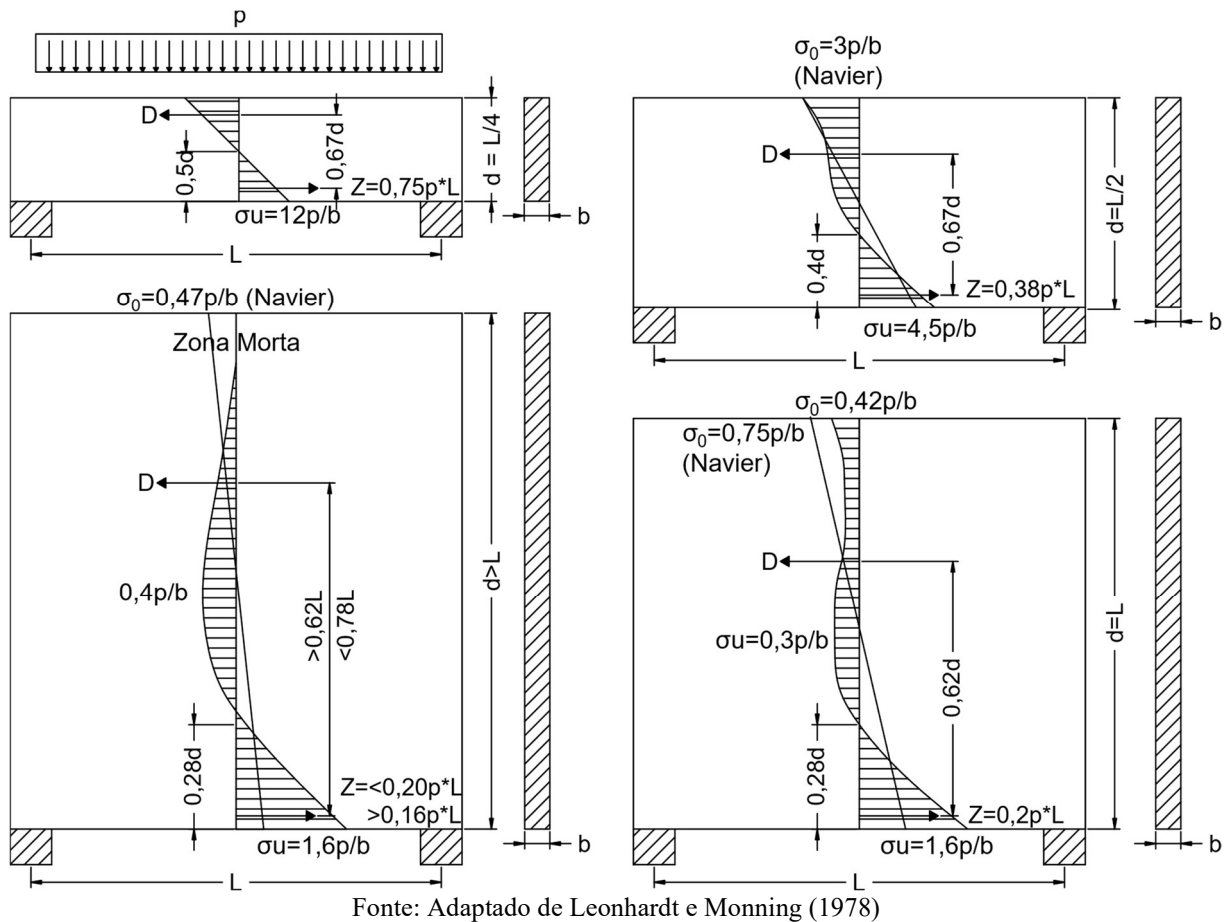
Já de acordo com a ACI 318 (2019) vigas parede são elementos carregados em uma face e apoiados na face oposta de modo que possam se desenvolver bielas de compressão entre as cargas e os apoios e que satisfaçam uma das opções abaixo:

- Vão livre não seja maior que 4 vezes a altura total da viga ( $h$ );
- Cargas concentradas são aplicadas a uma distância máxima de  $2 \times h$  das faces dos apoios.



Vigas Parede, devido as proporções de suas dimensões, possuem um padrão de deformações e de propagação de tensão não-linear, em contraste com as vigas esbeltas, onde a distribuição de tensões é linear (Figura 2.1). As distorções em sua seção inviabilizam a adoção da hipótese de Bernoulli-Navier, de que seções planas permanecem planas e perpendiculares a linha neutra, assim como a desconsideração da deformação por cisalhamento.

Figura 2.1 - DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES EM VIGAS PAREDE E VIGAS ESBELTAS



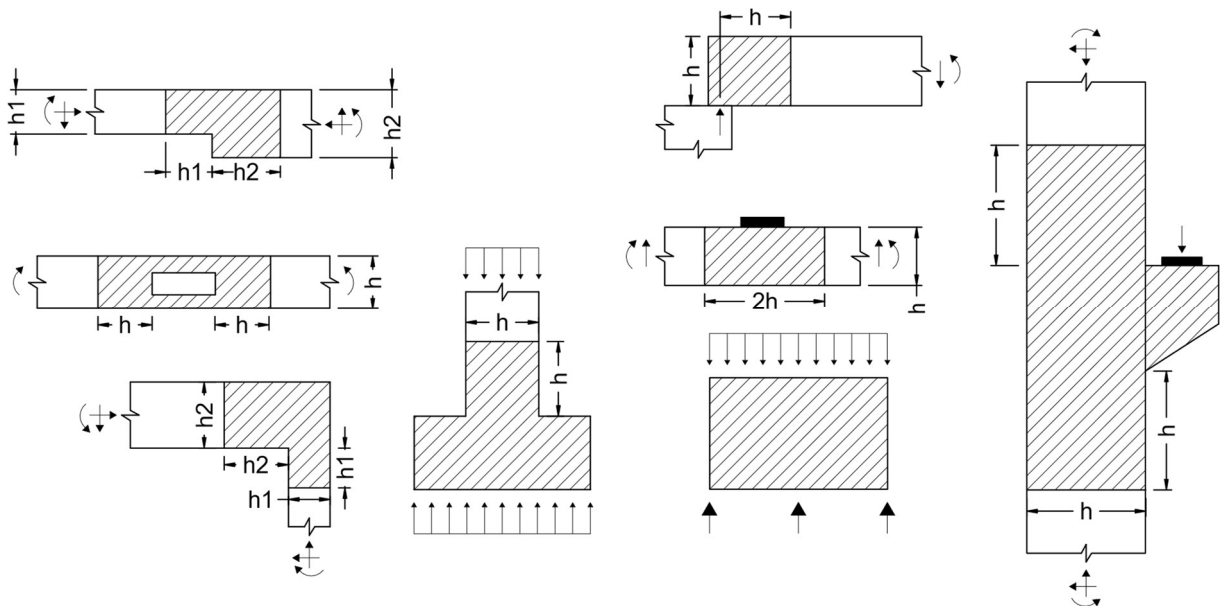
A Figura 2.1 mostra como a distribuição de tensões das vigas se torna não-linear a medida em que diminui a proporção entre vão livre e altura útil. A reta que passa pelo centroide de cada viga representa a projeção de distribuições de tensões de acordo com hipótese de Bernoulli-Navier. As curvas que delimitam as áreas hachuradas representam a distribuição de tensões real das vigas.

Em vigas, existem regiões de seu comprimento onde a hipótese de Navier-Bernoulli representa o seu comportamento com boa aproximação. Essas regiões situam-se distantes de regiões com perturbações e discontinuidades, como: pontos de aplicação de carga, pontos de apoio, aberturas, dentes, consolos, mudança brusca de seção transversal, entre outros. Por outro

lado, essa hipótese não se aplica em regiões próximas as discontinuidades, pois em tais locais a distribuição de tensões e deformações são significativamente não-lineares (SCHLAICH; SCHAFFER, 1991).

Schlaich e Schafer (1991) chamam de Regiões-B os trechos das vigas onde a hipótese de Bernoulli-Navier é válida. Nessas regiões as tensões e deformações podem ser determinadas a partir de esforços normais, cisalhantes e de momento analisados por sistemas estáticos de vigas. As regiões onde a não-linearidade da distribuição das tensões e deformações é significativa são chamadas de Regiões-D. Os critérios de delimitação de Regiões-B e D são apresentados na Figura 2.2.

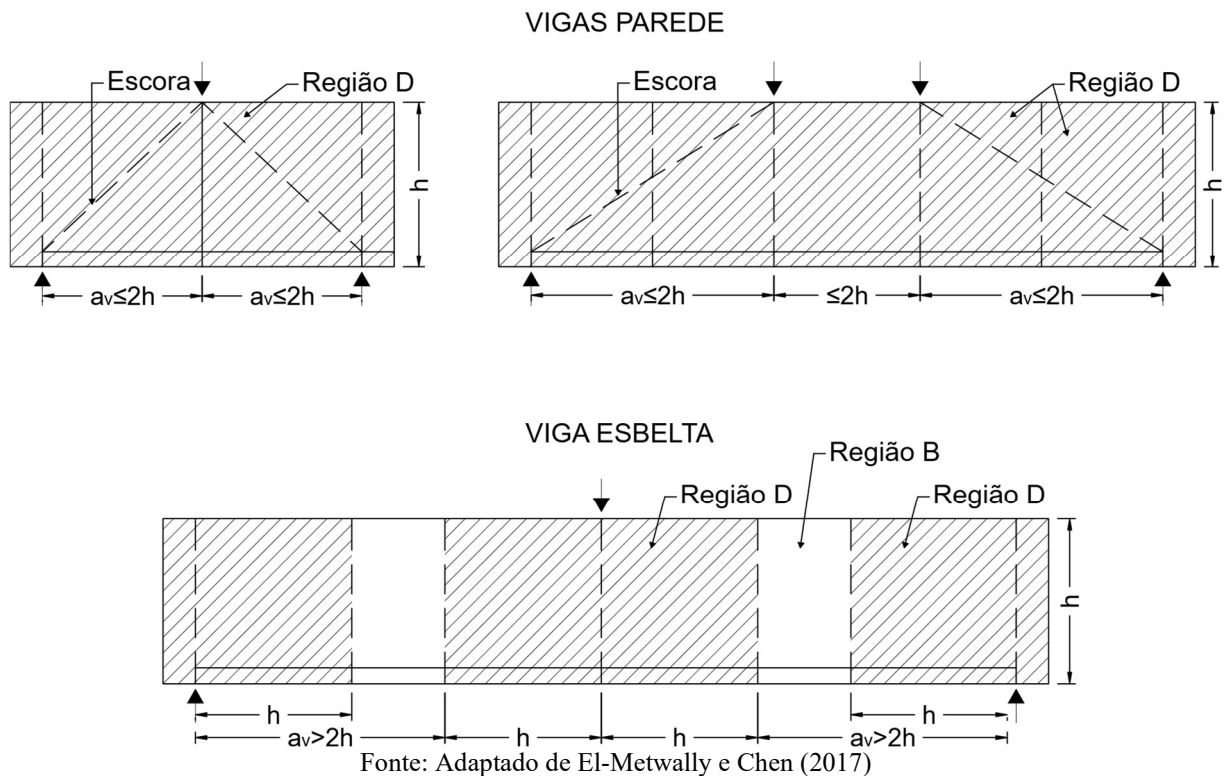
Figura 2.2 - REGIÕES B e D



Fonte: Adaptado de ACI 318 (2019)

O limite das Regiões-D é estabelecido considerando um trecho cujo comprimento é equivalente à altura ( $h$ ) que se estende a partir do ponto de discontinuidade. Aplicando esse conceito a vigas, tem-se que onde o vão de cisalhamento ( $a_v$ )  $< 2h$  todo o vão é considerado uma Região-D. Por consequência, onde  $a_v > 2h$  é identificada uma Região-B ao longo do vão de cisalhamento, como mostra a Figura 2.3. Através desses parâmetros e ao observar os limites de esbeltez citados no item 2.1, se entende que as vigas parede possuem todo o seu comprimento considerado como Região-D, em contraste com as vigas esbeltas que possuem Regiões-B ao longo do seu comprimento.

Figura 2.3 - RIGIÕES B e D em VIGAS PAREDE e VIGAS ESBELTAS



## 2.1 Cisalhamento em Vigas Parede

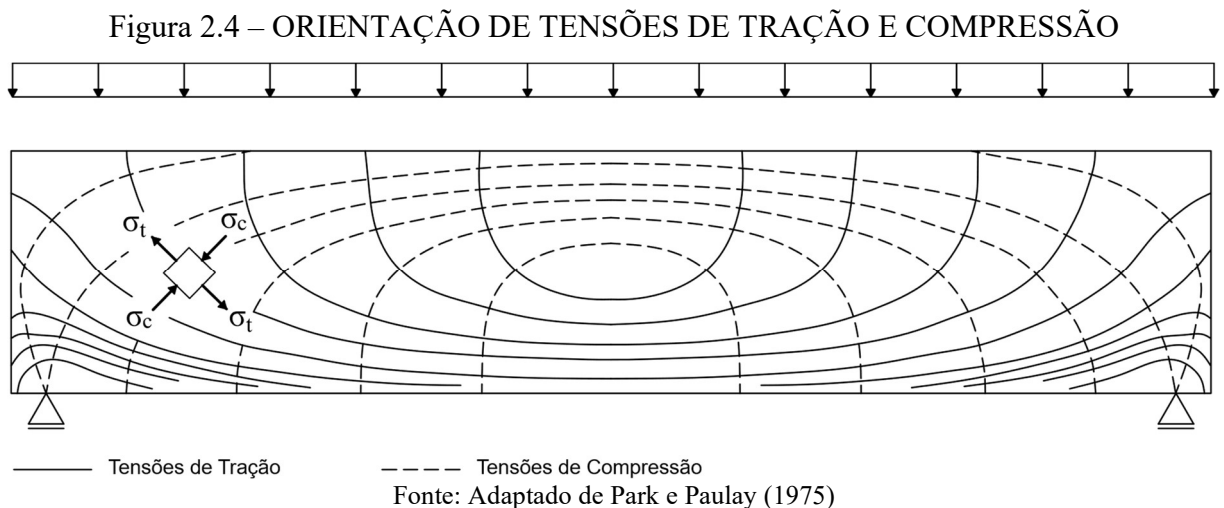
Vigas parede em geral rompem por cisalhamento quando atingem o seu carregamento limite, enquanto vigas esbeltas chegam ao colapso atingindo seu limite de resistência a flexão (ISMAIL, 2016). Sua resistência ao cisalhamento depende em grande parte da resistência a tração e compressão do concreto. Devido a isso, quando tais elementos falham por cisalhamento a ruptura é frágil, em contraste com a falha por flexão, que é projetada para acontecer de forma dúctil, levando a armação da zona tracionada ao escoamento.

O cisalhamento em vigas parede depende do comportamento da peça em regime elástico, do padrão de fissuração e da redistribuição de tensões conforme a evolução das fissuras. A análise do comportamento de vigas altas em regime elástico só é viável antes do desenvolvimento das primeiras fissuras, que, em geral, para esse tipo de elemento estrutural ocorre quando a peça recebe de 33% a 50% da carga de ruptura, considerando que essa margem varia conforme a relação  $L/h$  da estrutura (SILVA; GIONGO, 2000). Contudo, a distribuição e a direção das tensões no regime elástico são importantes para prever o padrão fissuração na viga, e como essas fissuras irão afetar o comportamento das tensões (SILVA; GIONGO, 2000).

O Apêndice A trata sobre a distribuição de tensões de vigas parede em regime elástico para várias condições de contorno.

### 2.2.1 MECANISMOS DE TRANSFERÊNCIA DE CISALHAMENTO

Durante o carregamento da viga, a direção das tensões de tração tende a ser paralela ao comprimento da viga no centro do vão livre, tornando-se inclinada nas regiões próximas ao apoio, como mostra a Figura 2.4. As fissuras tendem a surgir em direção perpendicular as tensões principais de tração à medida em que essas superam a resistência à tração do concreto (LEONHARDT; MONNING, 2008). Sendo assim no centro do vão tendem a surgir fissuras verticais chamadas de fissuras de flexão, enquanto próximo aos apoios, onde as tensões de tração estão inclinadas, surgem as fissuras inclinadas denominadas fissuras de cisalhamento.



Quando a viga não rompe logo após o surgimento de uma fissura crítica de cisalhamento uma série de mecanismos são acionados para transferir os esforços cortantes através do concreto fissurado. O diagrama de corpo livre ilustrado na Figura 2.5 mostra como as forças atuantes na interface da fissura promovem o equilíbrio do sistema.

Onde (Figura 2.5):

$V_{cz}$  – Contribuição do Concreto Comprimido Não Fissurado;

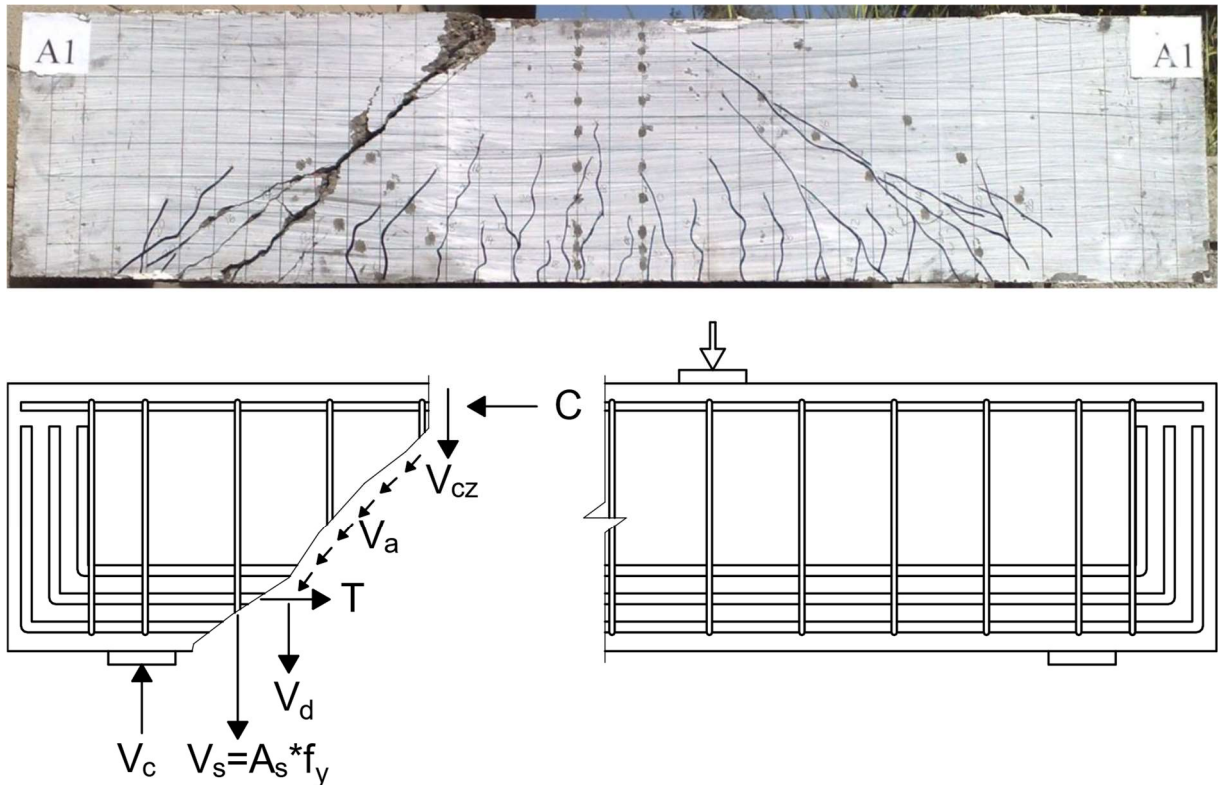
$V_a$  – Contribuição do Engrenamento dos Agregados;

$V_d$  – Contribuição do Efeito Pino da Armadura Longitudinal;

$V_s$  – Contribuição dos Estribos;

$V_c$  – Esforço Cortante Aplicado;

Figura 2.5 - MECANISMOS DE TRANSFERÊNCIA DE CISALHAMENTO



Fonte: Adaptado de Ismail (2016)

De tal forma que:

$$V_c = V_{cz} + V_a + V_d + V_s \quad (2.1)$$

Esses mecanismos representam a contribuição do concreto armado na tarefa de transferir o cisalhamento entre o ponto de aplicação de carga e de apoio. A eficiência e a proporção de contribuição de cada um deles são fortemente afetadas por fatores como resistência do concreto a compressão e tração, vão de cisalhamento, efeito escala, entre outros (ISMAIL, 2016).

Os estribos passam a contribuir com os mecanismos de transferência de cisalhamento quando ocorre o surgimento da fissura inclinada (LEONHARDT; MONNING, 2008). Tais armações são tracionadas a medida em que interceptam as fissuras de cisalhamento em desenvolvimento. Para fins de projeto o emprego dos estribos deve ser sempre calculado de forma a garantir que a viga sofra uma ruptura dúctil, com o escoamento da armação transversal.

Tanimura e Sato (2005) realizaram testes em vigas parede variando a taxa de armação transversal. Foi constatado que a relação  $a/d$  teve grande influência na eficiência dos estribos. Vigas com  $a/d = 1.5$  chegaram a atingir um aumento de resistência ao cisalhamento de 100.70% com uma taxa de armação transversal de 0.84%. Em vigas com  $a/d = 0.5$  reforçadas com a

mesma taxa de armação transversal o ganho de resistência foi de 10.2%, sendo que para taxas inferiores à 0.48% as vigas apresentaram resistência inferior ao modelo sem estribos.

Em concretos normais (NBR 8953, 2015) a fissuração normalmente se desenvolve entre os agregados, formando dentes e tornando a interface das fissuras rugosa de forma a impedir que haja o livre deslizamento entre as duas faces da abertura (Figura 2.6). Esse mecanismo é chamado de engrenamento dos agregados. Essa ação é a responsável pela capacidade do concreto de transferir cisalhamento através das fissuras. Sua eficiência é controlada principalmente pela rugosidade da interface das fissuras, que está diretamente relacionada ao tipo e diâmetro dos agregados utilizado na mistura. As relações entre tensão e deslocamento que regem o mecanismo envolvem quatro variáveis, sendo elas: A abertura das fissuras, o deslizamento entre as fissuras, a tensão normal e de cisalhamento (BELBACHIR et al., 2018).

Figura 2.6 - ENGRENAMENTO DOS AGREGADOS



Fonte: Sagaseta e Vollum (2011)

A medida em que aumenta a abertura da fissura crítica de cisalhamento a armação de flexão da viga passa a ser solicitada como um pino (Figura 2.7). O efeito pino é o mecanismo da armação longitudinal responsável por transferir esforços perpendiculares ao seu eixo. As principais variáveis que controlam a eficiência desse mecanismo são: Cobrimento da armação

longitudinal, espaçamento dos estribos, taxa de armação longitudinal, diâmetro das barras da armação longitudinal e resistência do concreto a compressão (PANDA; GANGOLU, 2017).

Figura 2.7 – EFEITO PINO



Fonte: Adaptado de Ismail (2016)

Além dos mecanismos supracitados o concreto ainda pode contribuir na resistência da peça transferindo tensões residuais de tração (*Tension Stiffening*) através das fissuras. Essa ação pode ser observada em aberturas de fissuras de até 0.15 mm, o que faz com que sua contribuição ainda possa ser significativa em vigas com altura inferior à 100 mm, cuja largura das fissuras é pequena (MENDES, 2022).

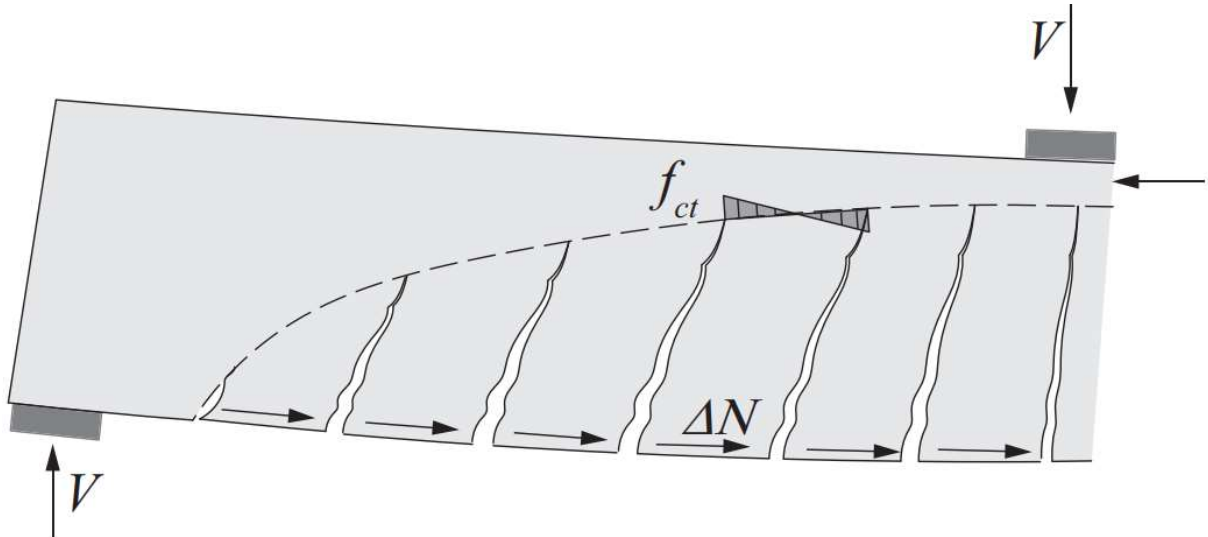
#### 2.2.4 AÇÃO DE VIGA

O mecanismo de viga é uma ação que é ativada após a fissuração do concreto armado que combina a atuação da armação de flexão, do engrenamento dos agregados, banzo comprimido do concreto e o *tension stiffening*. A efetividade desse mecanismo depende totalmente da variação de tração na armadura longitudinal, e, conseqüentemente, de sua boa aderência com o concreto. Isso significa que a sollicitação da ação de viga diminui à medida em que ocorre o deslizamento relativo entre o aço e concreto.

Esse tipo de ação foi inicialmente observado por Kani (1964), chamada de “Modelo de Dentes de Kani”. Nesse modelo considera-se uma divisão da zona tracionada em vários dentes separados pelas fissuras ao longo do vão de cisalhamento. Cada dente é abordado como

uma viga engastada no banzo comprimido e a armadura longitudinal corresponde a uma carga concentrada na extremidade livre correspondente ao banzo tracionado. Isso é ilustrado na Figura 2.8.

Figura 2.8 – MODELO DE DENTES - POR KANI (1979)



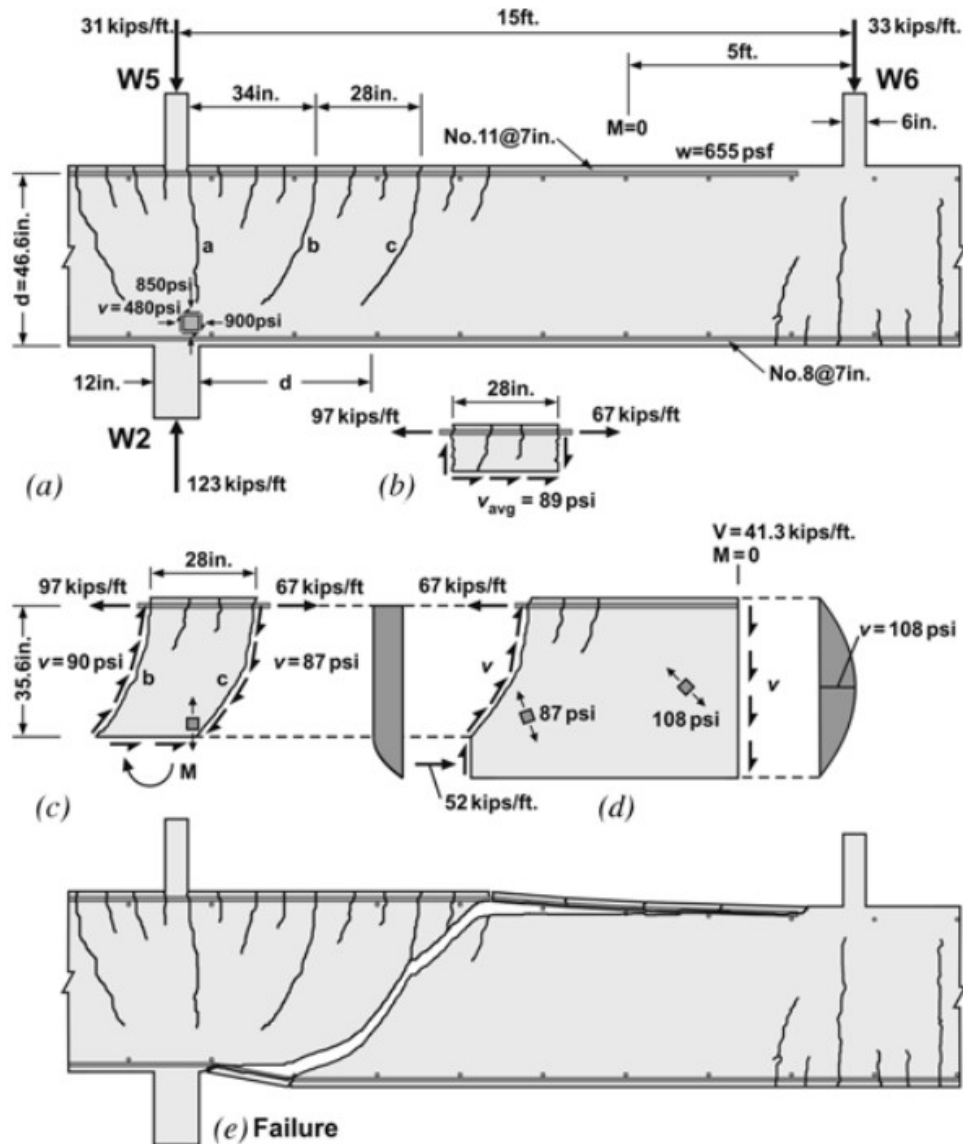
Fonte: Cavagnis (2017)

Devido a ação de viga resistir ao momento fletor ao longo do vão de cisalhamento através da variação de tensão nos banzos distanciados por um braço de alavanca fixo, tem-se que cada dente é solicitado por uma força resultante oriunda do aumento da tração nas barras longitudinais. Essa força resultante  $\Delta N$ , sem auxílio de outros mecanismos de transferência de cisalhamento, provocaria uma reação de momento no engaste do dente gerando uma tensão vertical de tração no banzo comprimido. Essa tensão reduziria drasticamente a resistência da peça. Sendo assim, para conter essa reação de momento no banzo comprimido são acionados o intertravamento dos grãos e o efeito pino na interface das fissuras (COLLINS et al., 2008).

Na Figura 2.9, Collins et al. (2008) ilustra a falha do mecanismo em questão usando como exemplo a ruptura de uma viga de transição contínua sem armação transversal. Em (a) é observado a formação de fissuras de flexão e cisalhamento causadas pela aplicação da carga da parede W6. Em (b) é ilustrada a variação da força de tração na armadura longitudinal oriunda da aderência entre aço e o concreto, além de representar o cisalhamento transferido pelo efeito pino. Em (c) é apresentado o diagrama de corpo livre do dente formado pelas fissuras *b* e *c*, ilustrando o cisalhamento transferido pelo engrenamento dos agregados e o engastamento do respectivo dente no banzo comprimido, transmitindo o momento “*M*”.



Figura 2.9 - EXEMPLO DE COLLINS



Fonte: Collins et al. (2008)

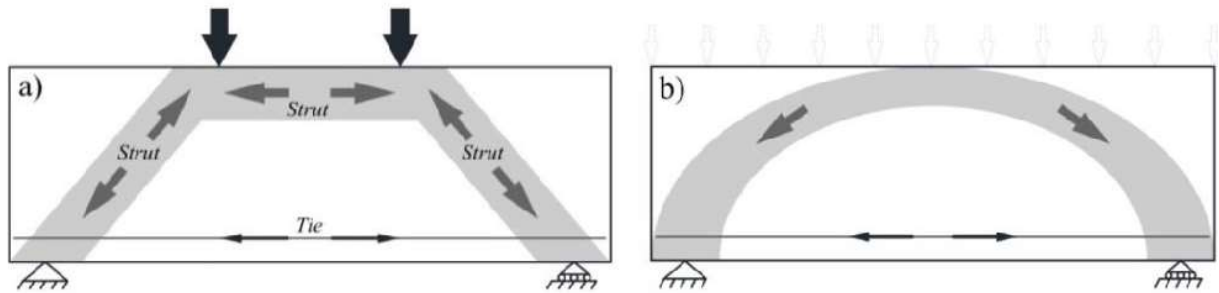
Em (d) é observado o diagrama de corpo livre na região de momento nulo da viga, e em (e) tem-se a ruptura do elemento com o engaste “ $M$ ” devido a ocorrência de tensão de tração no início da fissura “ $c$ ”, o que fez com que a mesma se propagasse horizontalmente em direção ao banzo comprimido, suprimindo a conexão de cisalhamento entre a região comprimida e tracionada da peça e levando o modelo a ruptura.

## 2.2.5 AÇÃO DE ARCO EM VIGAS PAREDE

A formação de uma fissura crítica de cisalhamento causada pela falha do mecanismo de viga pode não significar o colapso da peça. Segundo Ruiz e Muttoni (2008) nessa

circunstância pode ocorrer uma redistribuição de tensões na peça de forma a desenvolver uma ação de arco (Figura 2.10).

Figura 2.10 – AÇÃO DE ARCO

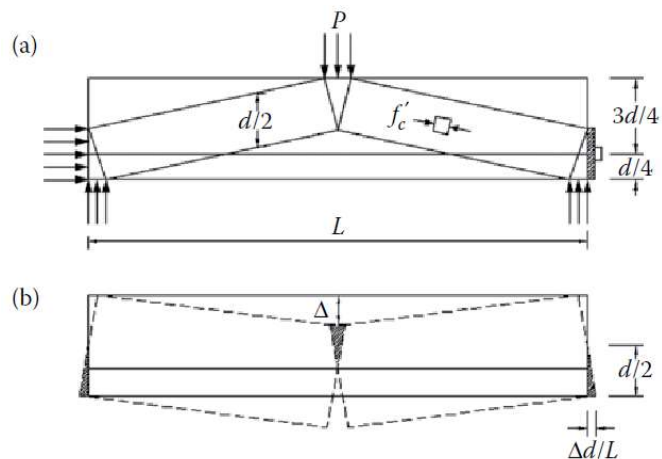


a) Ação de arco com Cargas Pontuais; b) Ação de arco com carga distribuída  
Fonte: Adaptado de Ismail (2016)

Nessa ação a carga é transferida diretamente para os apoios através de uma escora inclinada. Se a distância entre o apoio e a aplicação de carga for suficientemente pequena esse mecanismo leva a peça a resistir esforços de cisalhamento maiores do que seria capaz de suportar apenas com a ação de viga (COLLINS et al., 2008).

A transição do mecanismo de viga para o mecanismo de arco é gradual, e acontece a medida em que a armadura longitudinal de tração ao longo do vão de cisalhamento sofre um escorregamento em relação ao concreto. Isso significa que a armadura tracionada, gradualmente, passa a se comportar como um tirante com tração constante fixado nas extremidades da peça, externamente ou internamente pela ancoragem com o concreto (Figura 2.11).

Figura 2.11 - FIXAÇÃO DO TIRANTE EM AÇÃO DE ARCO

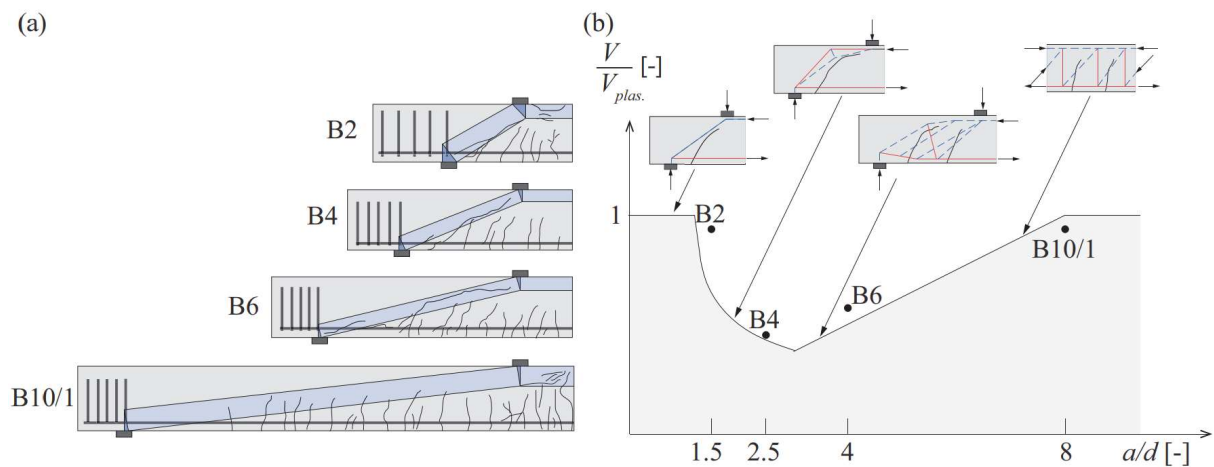


(a) Fixação do Tirante; (b) Representação da Falha do Mecanismo  
Fonte: El-Metwally e Chen (2017)

Sendo assim, a ação de arco é o mecanismo que faz a viga transferir o cisalhamento atuando como um arco atirantado. Nesse sistema o momento fletor é resistido através da variação do braço de alavanca entre os banzos de esforços constantes. Essa variação do braço de alavanca ocorre ao longo do vão de cisalhamento.

Cavagnis (2017) mostra através das vigas ensaiadas por Leonhardt e Kani como a ação de arco é mais proeminente em vigas parede a medida em que a relação  $a/d$  diminui (Figura 2.12).

Figura 2.12 – VALE DE KANI



Fonte: Cavagnis (2017)

De acordo com Cavagnis (2017) ao observar o exemplo das vigas na Figura 2.12 nota-se que:

1 - Para vãos de cisalhamento muito curtos, como na Viga B2, as fissuras de flexão não penetram na escora inclinada e causam pouca perturbação na ação de arco. Nesse caso a resistência ao cisalhamento é controlada pelo escoamento da armadura longitudinal.

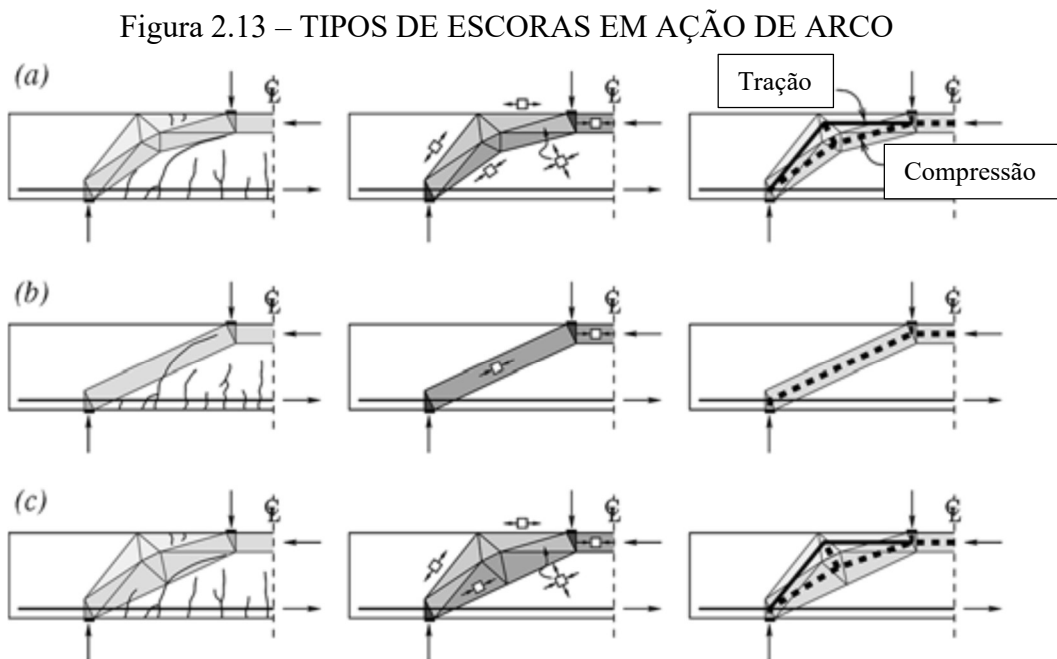
2 – Para vãos de cisalhamento curtos, como na Viga B4, a ação de arco ainda é dominante, porém as fissuras de flexão penetram na escora inclinada e limitam sua eficiência, levando a peça se romper por esmagamento do concreto antes do escoamento da armação longitudinal.

3 – Para vãos de cisalhamento maiores, como na viga B6, o mecanismo de viga se torna mais proeminente. Nesse caso a fissura crítica de cisalhamento se desenvolve através da escora inclinada levando a ruptura frágil.

4 – Para vigas muito esbeltas, como na viga B10/1, a resistência da peça ao cisalhamento é controlada pelo escoamento da armação longitudinal. Nesse caso, o mecanismo de viga na transferência de cisalhamento é eficiente fazendo a peça romper por flexão.

Segundo Cavagnis (2017) a ação de arco tende a ser o mecanismo de transferência de cisalhamento dominante em lajes unidirecionais ou vigas curtas ( $a/d < 2.5$ ), peças com armação longitudinal sem aderência com o concreto ao longo do vão de cisalhamento e elementos protendidos ou submetido a cargas axiais.

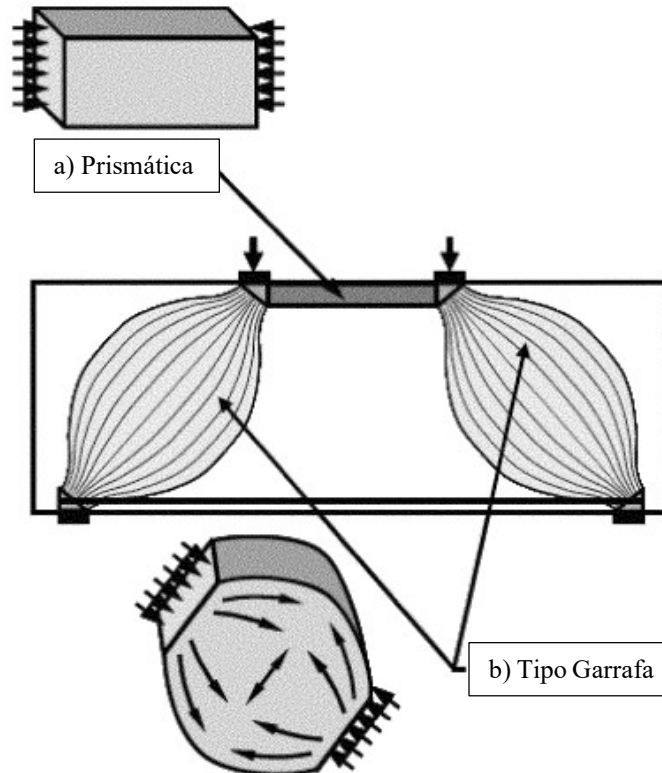
De acordo com Muttoni e Ruiz (2008), o desenvolvimento da ação de arco após o surgimento da fissura crítica de cisalhamento pode ocorrer de duas maneiras (Figura 2.13). A primeira possibilidade é o desenvolvimento de uma escora tipo cotovelo (*Elbow-Shaped Strut*) onde ocorre um desvio na biela comprimida que evita a interceptação da fissura crítica de cisalhamento (Figura 2.13a). A segunda possibilidade é a formação de uma escora direta entre o carregamento e o apoio em que, caso seja interceptada pela fissura crítica de cisalhamento, a transferência de esforços de compressão pode ser garantida pelo engrenamento dos agregados (Figura 2.13b). A Figura 2.13c mostra a combinação entre essas duas possibilidades.



Fonte: Adaptado de Muttoni e Ruiz (2008)

Quando se desenvolve uma escora entre a aplicação de carga e os apoios o seu comportamento varia de acordo com o seu formato. As escoras podem ser do tipo prismáticos ou do tipo garrafa (*Bottle-Shaped Strut*) (Figura 2.14). Escoras com seção prismática tendem a se desenvolver em elementos submetidos à flexão quando os esforços de compressão são confinados pela linha neutra da viga (BROWN e BAYRAK, 2006). Já as escoras do tipo garrafa se formam em peças onde esse confinamento é menos expressivo, como em blocos parcialmente carregados e vigas parede (DHAHIR e NADIR, 2020).

Figura 2.14 – GEOMETRIA DE ESCORAS EM AÇÃO DE ARCO



Fonte: Adaptado de Muttoni e Ruiz (2008)

Como observado na Figura 2.14, em escoras do tipo garrafa há uma dispersão nos esforços de compressão ao longo da altura da viga. A medida em que essa dispersão acontece ocorre uma inclinação na direção das tensões axiais formando um ângulo em relação ao eixo da escora. Sendo assim, para manter o equilíbrio desenvolvem-se tensões de tração no concreto para compensar a componente lateral dos esforços de compressão desviados do eixo da escora (BROWN e BAYRAK, 2006).

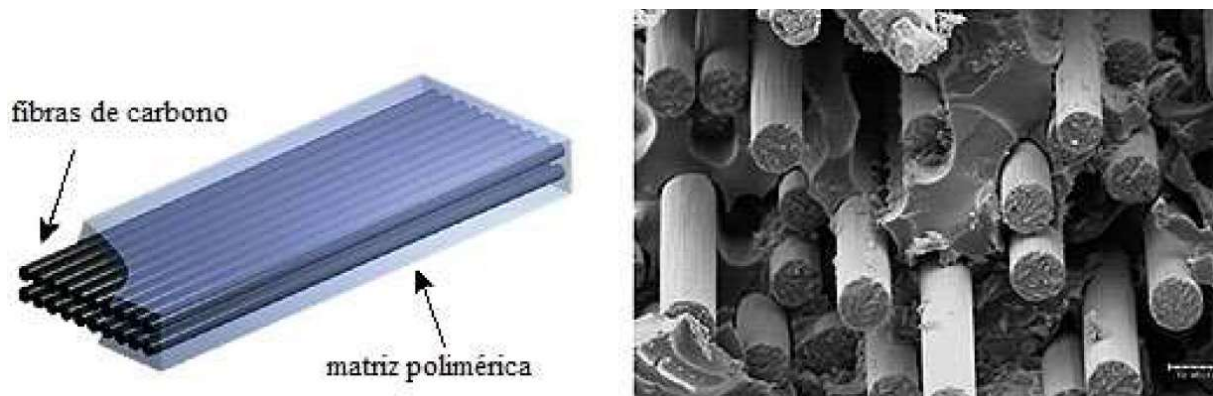
### 3. CISALHAMENTO EM VIGAS PAREDE COM PRFC

#### 3.1 Polímeros Reforçados com Fibras de Carbono

Os Polímeros Reforçados com Fibras de Carbono (PRFC) são compósitos resultantes da união de duas fases, sendo uma delas macia, com características sinérgicas, denominada matriz polimérica de impregnação com uma segunda fase, que tem a forma de filamentos de pequeno diâmetro, apresentando grande resistência e elevado módulo de elasticidade composta por fibras de carbono (Figura 3.1). Devido a sua grande rigidez, resistência e leveza das fibras quando comparadas ao concreto e aço (Figura 3.2), o PRFC recebe destaque entre os materiais utilizados em reparo e reforço de estruturas, sendo aplicável em pilares, vigas, lajes, entre outros (MENON, 2008).

A fibra de carbono é responsável por conferir rigidez e resistência ao PRFC. Essas propriedades mecânicas têm os seus maiores valores na direção paralela as fibras (Tabela 3.1). Tal material apresenta comportamento linear-elástico até sua ruptura de caráter frágil (ARCINE, 2020). A sua disposição na matriz polimérica pode ser unidirecional, bidirecional ou multidirecional. As fibras unidirecionais são presentes em laminados de PRFC, enquanto as fibras bidirecionais com direções ortogonais são chamadas de tecido e as que possuem direções aleatórias ao longo do plano são chamadas de esteiras (MENON, 2008).

Figura 3.1 - REFORÇO AO CISALHAMENTO COM PRFC



Fonte: Machado e Machado (2015)

Figura 3.2 – PROPRIEDADES MECÂNICAS DE FIBRAS, CONCRETO E AÇO



Fonte: (ARCINE, 2020)

A matriz polimérica é de ruptura dúctil e consiste em resinas, podendo ser de viniléster, epóxi ou outros tipos de resinas não saturadas (WU; WU; FAHMY, 2020). Tal matriz envolve a fase reforço, possuindo resistência e rigidez inferior as fibras (Tabela 3.1).

Tabela 3.1 – PROPRIEDADES MECÂNICAS DAS FIBRAS DE CARBONO E ADESIVOS

ADESIVOS			
Material	Modulo de Elasticidade (GPa)	Resistência a Tração (MPa)	Deformação de Tração Ultima
Poliéster	2.1 - 4.1	20 - 100	1.0 - 6.5
Viniléster	3.2	80 - 90	4.0 - 5.0
Epoxy	2.5 - 4.1	55 - 130	1.5 - 9.0

FIBRAS DE CARBONO			
Material	Modulo de Elasticidade (GPa)	Resistência a Tração (MPa)	Deformação de Tração Ultima
Carbono de Alta Resistência	215 - 235	3500 - 4800	1.4 - 2.0
Carbono de Ultra Alta Resistência	215 - 235	3500 - 6000	1.5 - 2.3
Carbono de Alta Rigidez	350 - 700	2500 - 3100	0.5 - 0.9
Carbono de Ultra Alta Rigidez	500 - 700	2100 - 2400	0.2 - 0.4

Fonte: Adaptado de Wu, Wu e Fahmy (2020) e Fib Bulletin 14 (2001)

A matriz é quem delimita a geometria do compósito, onde sua função é garantir a distribuição dos esforços entre as fibras do material através de tensões de cisalhamento e conferir propriedades mecânicas ao compósito, tais como resistência a tração na direção normal as fibras. Além disso a matriz também é responsável por proteger a fase de reforço de agressões ambientais e danos mecânicos.

### 3.2 Adesivos

Quando o reforço com o PRFC é solicitado, é necessária a transferência de tensões entre o compósito e o concreto através de adesivos (TENG et al., 2001). O adesivo a ser utilizado depende se o PRFC utilizado é pré-fabricado ou curado *in loco*.

Os PRFCs pré-fabricados são encontrados na forma de compósitos totalmente curados e são colados no concreto através de resinas epóxi. Esses se destacam dos sistemas curados *in loco* por possuírem maior controle de qualidade uma vez que somente o desempenho da camada adesiva é afetada pela execução. Sua espessura varia de 1,0 a 1,5 mm (MENON, 2008).

Os PRFCs curados *in loco* são compostos pelas fibras de carbono em estado seco, sendo embebidas na resina epóxi no momento da aplicação. Nesse caso o material adesivo também constitui a matriz do compósito, o que reduz sua espessura final quando comparado ao sistema pré-fabricado.

### 3.3 Técnicas de Reforço ao Cisalhamento

As técnicas mais populares de reforço ao cisalhamento com PRFC consistem na aplicação do compósito nas laterais das vigas de forma a interceptar as fissuras inclinadas de cisalhamento. Essas técnicas se dividem entre os reforços ancorados próximos a superfície da peça e os reforços colados externamente (BATISTA, 2021), sendo chamadas respectivamente de *Near Surface Mounted* (NSM) e *External Bounded Reinforcement* (EBR).

No emprego do NSM são realizados cortes mecânicos no cobrimento das peças de concreto armado para a inserção do PRFC (Figura 3.3). Já na utilização do EBR o PRFC é colado externamente sem a necessidade de cortes (Figura 3.4), contudo para esquemas de reforço onde o compósito envolve a viga é necessário realizar o arredondamento das quinas do sólido de concreto para evitar concentrações de tensões nas discontinuidades. Ainda, para a



aplicação do EBR é exigido o preparo da superfície do concreto afim de garantir a qualidade da interface coesiva entre reforço e substrato.

Figura 3.3 – REFORÇO AO CISALHAMENTO COM PRFC – NSM



Fonte: Menon (2008)

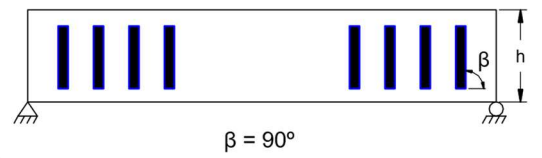



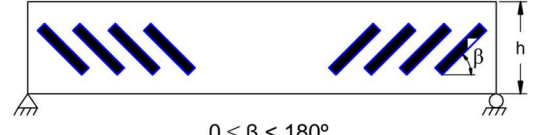



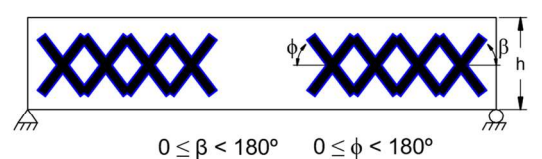



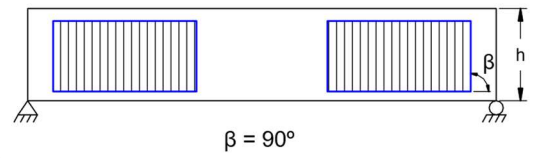



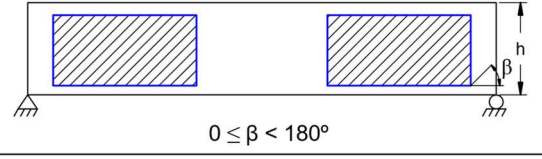



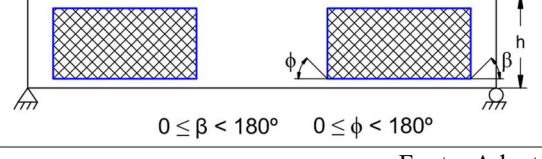



Figura 3.4 – REFORÇO AO CISALHAMENTO COM PRFC – EBR



Fonte: Menon (2008)

No EBR o compósito pode ser aplicado com três configurações diferentes (Figura 3.5), sendo elas: Aplicação somente nas laterais da viga (*Side Bonded* “S”), aplicação em “U” (U) e envelopamento da viga (*Wrapping* “W”). A Figura 3.5 apresenta essas configurações de reforço, para lâminas (*Strips* “S”) e tecidos (*Plates* e *Sheets* “P”), com as fibras dispostas verticalmente ( $90^\circ$ ) ou de forma inclinada (“ $\beta$ ” e  $\phi$ ).

Figura 3.5 – CONFIGURAÇÕES DE REFORÇO AO CISALHAMENTO (EBR)

ORIENTAÇÃO DAS FIBRAS	CONFIGURAÇÃO DE REFORÇO		
	LATERAL (a)	"U" (b)	ENVELOPAMENTO (c)
 <p><math>\beta = 90^\circ</math></p>	 <p>SS90</p>	 <p>US90</p>	 <p>WS90</p>
 <p><math>0 \leq \beta &lt; 180^\circ</math></p>	 <p>SS<math>\beta</math></p>	 <p>US<math>\beta</math></p>	 <p>WS<math>\beta</math></p>
 <p><math>0 \leq \beta &lt; 180^\circ</math>    <math>0 \leq \phi &lt; 180^\circ</math></p>	 <p>SS<math>\beta/\phi</math></p>	 <p>UL<math>\beta/\phi</math></p>	 <p>WS<math>\beta/\phi</math></p>
 <p><math>\beta = 90^\circ</math></p>	 <p>SP90</p>	 <p>UP90</p>	 <p>WP90</p>
 <p><math>0 \leq \beta &lt; 180^\circ</math></p>	 <p>SP<math>\beta</math></p>	 <p>UP<math>\beta</math></p>	 <p>WP<math>\beta</math></p>
 <p><math>0 \leq \beta &lt; 180^\circ</math>    <math>0 \leq \phi &lt; 180^\circ</math></p>	 <p>SP<math>\beta/\phi</math></p>	 <p>UP<math>\beta/\phi</math></p>	 <p>WP<math>\beta/\phi</math></p>

Fonte: Adaptado de Teng et al. (2001)

Dentre as três configurações ora citadas, a aplicação do PRFC somente nas laterais da viga é a menos efetiva por ser a mais sujeita ao descolamento do compósito (Figura 3.5a).

Contudo, a sua execução é a mais prática e, para pequenos incrementos de resistência, é a técnica que utiliza a menor quantidade de PRFC. Para esse método recomenda-se a ancoragem do material do reforço nas suas extremidades livres para aumentar a sua resistência ao descolamento.

A aplicação do PRFC em “U” (Figura 3.5b) é mais efetiva e menos suscetível ao descolamento do material do que a opção anterior. Além disso, essa configuração funciona como ancoragem mecânica para sistemas de reforço a flexão com PRFC. Contudo, para essa técnica também é recomendada a ancoragem das extremidades livres do compósito para prevenção do descolamento.

O envelopamento total da seção é a técnica de reforço mais eficiente dentre as configurações listadas (Figura 3.5c). Nessa configuração a falha pelo descolamento do compósito é rara, e há mais chances de a viga resistir até a ruptura do material de reforço. Em semelhança à aplicação do material em “U”, envelopamento da seção também serve de ancoragem para o reforço ao cisalhamento com PRFC e é recomendado o arredondamento dos cantos da viga. Apesar da eficiência, essa técnica é a que possui a execução mais complexa, pois no caso de vigas que suportam lajes sempre haverá uma face do elemento que dificultará a aplicação do reforço, exigindo a execução de abertura no piso.

### 3.4 Critérios de Ruptura

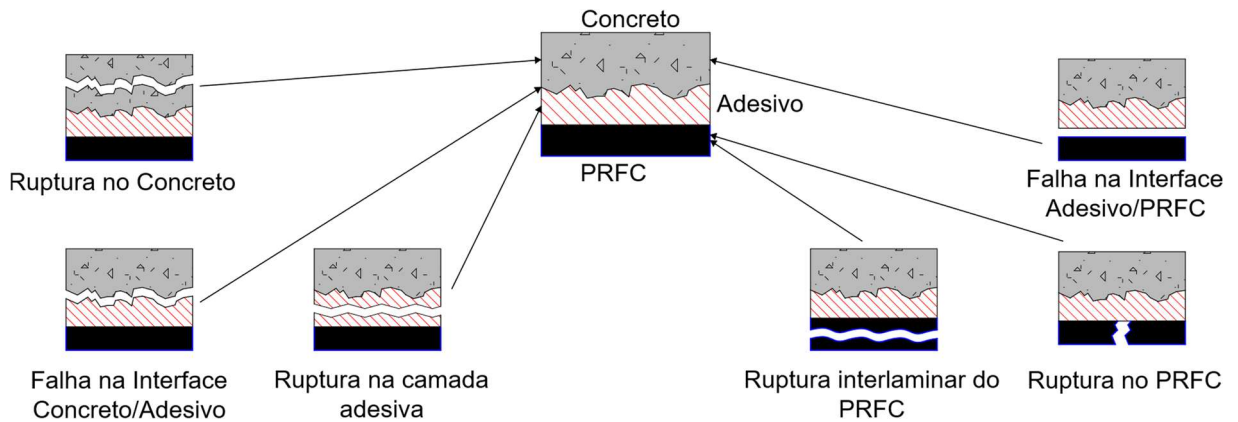
Uma viga reforçada ao cisalhamento com PRFC pode romper por falha no reforço, por flexão ou ao ocorrer o esmagamento do concreto.

A falha do reforço pode acontecer de 6 modos diferentes (Figura 3.6), sendo eles:

1. Delaminação do Concreto;
2. Falha na interface Concreto/Adesivo;
3. Delaminação do adesivo;
4. Falha na interface Adesivo/PRFC;
5. Delaminação do PRFC;
6. Ruptura a tração do PRFC.

Wu, Wu e Fahmy (2020) destaca que o principal modo de falha na ancoragem do PRFC é a ruptura no concreto por cisalhamento, na espessura do cobrimento, poucos milímetros de distância da interface Concreto/Adesivo. Isso acontece porque a resistência de aderência na interface Adesivo/Concreto tende a ser superior à do substrato (CNR-DT 200 R1/2013).

Figura 3.6 – HIPÓTESES DE FALHA NO REFORÇO



Fonte: O Autor (2021)

Teng et al. (2001) afirma que é raro acontecer a ruptura na camada do adesivo e que esse tipo de falha deve ser evitado utilizando adesivos mais resistentes. Contudo esse fenômeno pode ocorrer quando a resistência do concreto for superior à do adesivo, o que acontece quando o substrato for um concreto de alta resistência ou quando a estrutura é submetida a elevadas temperaturas.

A falha na interface Adesivo/PRFC ou a delaminação no PRFC pode ocorrer em contextos em que a propagação de fissuras no material do reforço é mais proeminente do que no substrato, o que acontece quando há o emprego de concretos de alta resistência. Contudo na ruptura do sistema de reforço essa é uma falha secundária, que só é observada quando o reforço começa a se desprender do substrato (FIB BULLETIN 14, 2001). Já no caso de PRFC's curados *in loco* essa falha consiste no descolamento entre as fibras e a resina, uma vez que a matriz também exerce a função de adesivo.

Quando ocorre a falha do reforço por descolamento geralmente não envolve o agregado graúdo do concreto, limitando-se ao arrancamento de uma fina camada na superfície do substrato rica em argamassa (ACI 440-2R, 2008). Já a delaminação é causada pelas tensões normais de tração geradas nas extremidades verticais da lâmina ocasionando o destacamento do revestimento da armação de aço (RISSON, 2016).

Por fim, quando o substrato é um concreto de normal resistência e a qualidade da aplicação do adesivo é garantida, os modos mais comuns de falha do reforço se dá pela falha no concreto devido as tensões superficiais de cisalhamento (Figura 3.7) e pela ruptura do PRFC por tração (Figura 3.8).

Figura 3.7 – DELAMINAÇÃO NO CONCRETO



Fonte: Mofidi e Chaallal (2011)

Figura 3.8 – RUPTURA POR TRAÇÃO DO PRFC



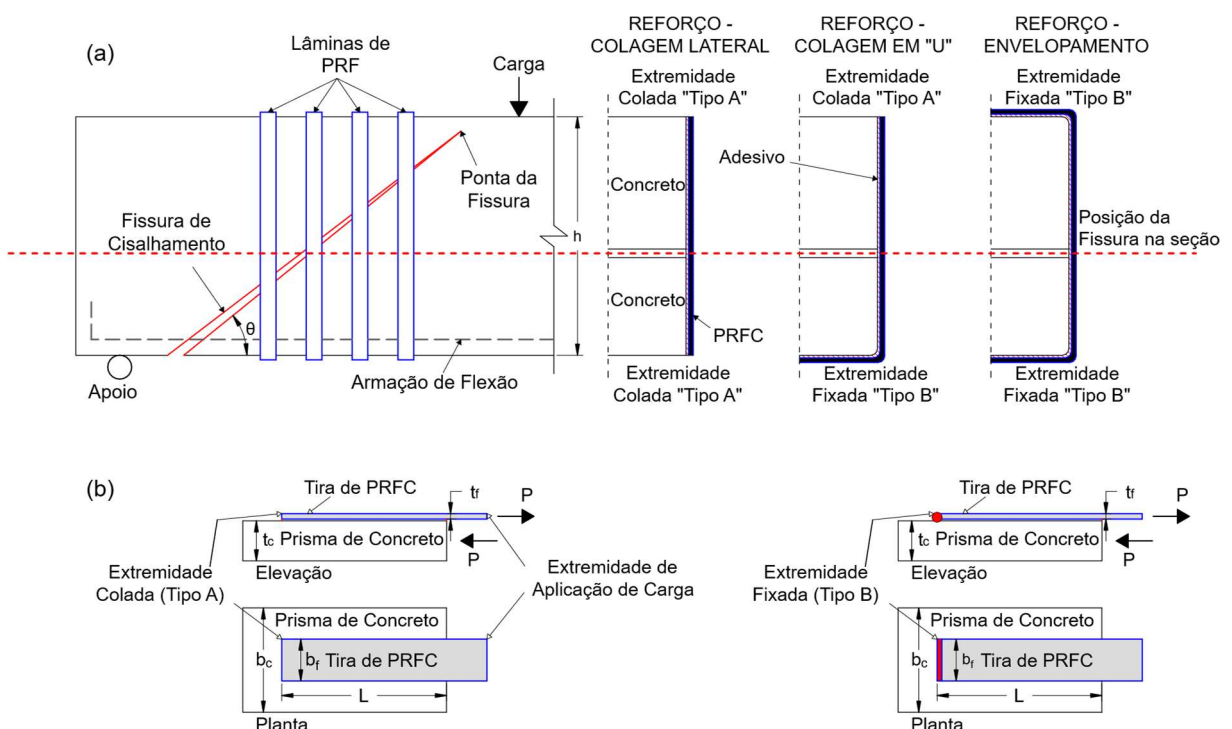
Fonte: Adaptado de Li e Leung (2015)

### 3.4.1 COMPORTAMENTO DA INTERFACE COESIVA CONCRETO/PRFC

A seguir será representado o comportamento de uma lâmina de PRFC colada na face lateral de uma viga de concreto armado, interceptada por uma fissura de cisalhamento, conforme o modelo proposto por Chen, Teng e Chen (2012). Esse modelo considera a aderência entre o reforço e o substrato somente na direção das fibras do compósito e assume que a abertura da fissura é constante na direção da largura da viga.

A fissura de cisalhamento divide a seção da viga em 2 partes, tracionando o reforço à medida em que sua abertura aumenta (Figura 3.9a). A lâmina de PRFC em cada parte da seção é ilustrada como uma tira do compósito colada em um prisma de concreto. A extremidade de aplicação de carga da tira representa a lâmina na interface da fissura e a outra extremidade representa a ancoragem da lâmina na viga, seja simplesmente colada (Reforço colado lateralmente) ou fixada (Reforço em “U” ou Envolvimento da Seção) (Figura 3.9b). Chen, Teng e Chen (2012) chama a extremidade colada de “Tipo A” e a extremidade fixada de “Tipo B”.

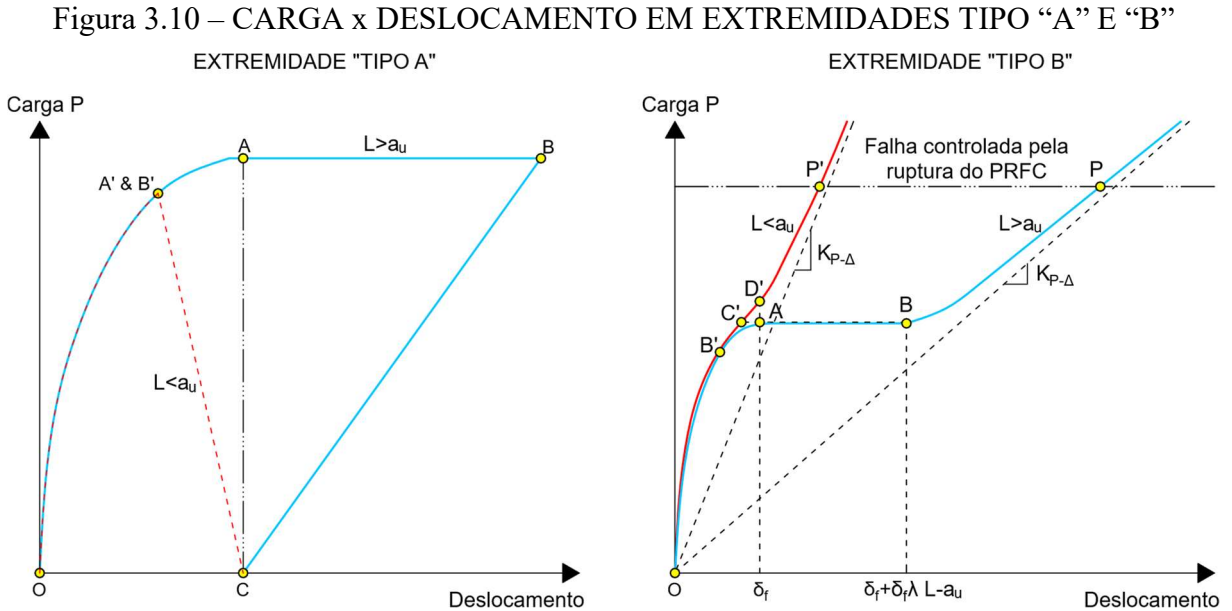
Figura 3.9 – EXTREMIDADES “TIPO A” E “TIPO B”



Fonte: Adaptado de Chen, Teng e Chen (2012)

A Figura 3.10 mostra a evolução do deslizamento relativo entre o reforço e o substrato na interface da fissura (Deslocamento “ $\Delta$ ”) a medida em que aumenta a carga “ $P$ ” atuante no

PRFC considerando uma evolução linear para o amolecimento da interface coesiva, em que a energia de fratura  $G_f = \tau_f \delta_f / 2$ . Sendo “ $\tau_f$ ” a tensão de cisalhamento máxima na interface.

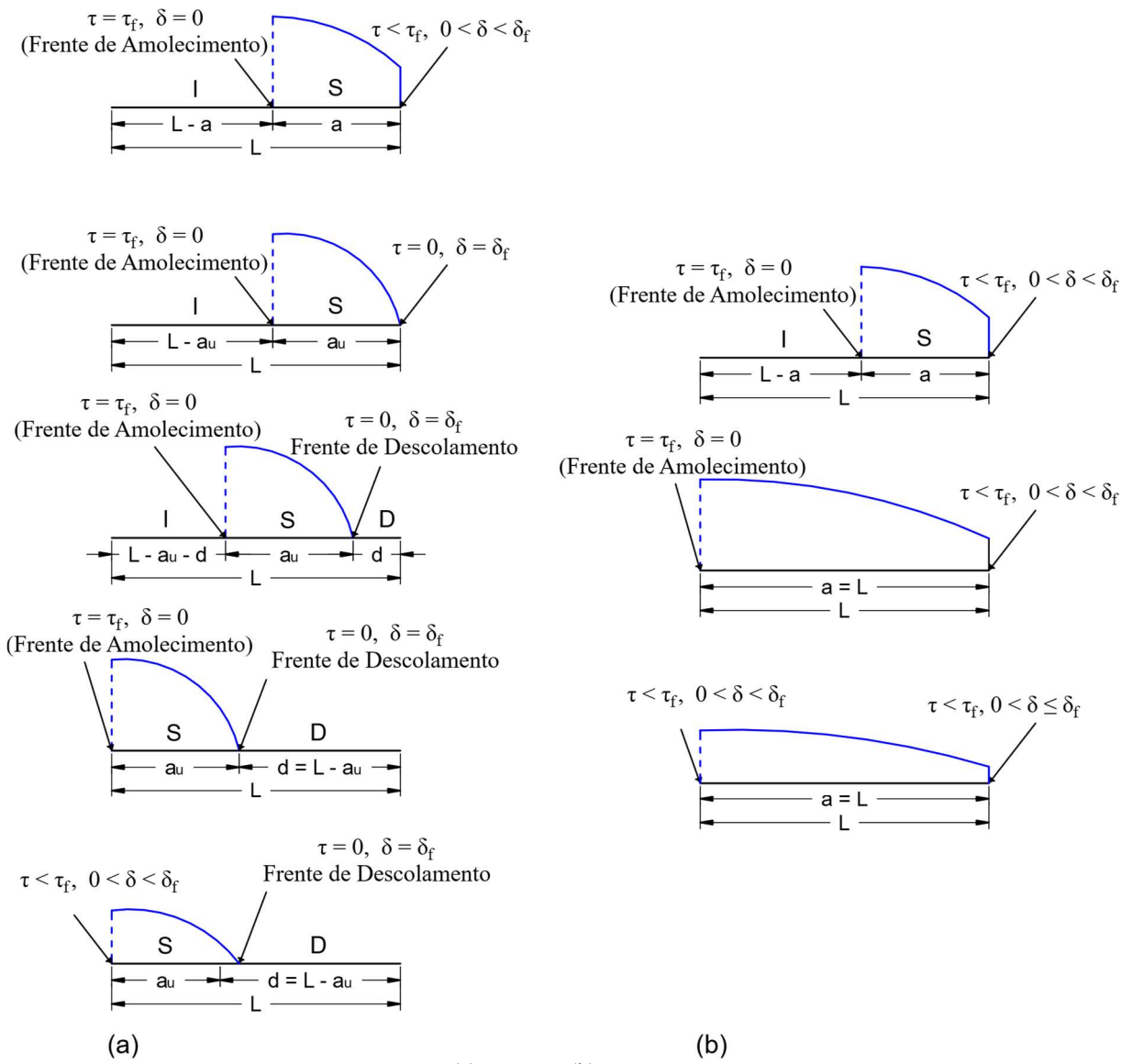


Onde “ $L$ ” é o comprimento de aderência, “ $a_u$ ” é o comprimento de aderência efetivo, “ $K_{P-\Delta}$ ” é a inclinação da curva “ $P - \Delta$ ”, “ $\lambda$ ” é uma constante que pondera o valor de “ $a_u$ ”, e “ $\delta_f$ ” é o deslocamento correspondente a carga onde o “ $L$ ” necessário é igual a “ $a_u$ ”, no qual a tensão na interface após o amolecimento é nula. Quando “ $L$ ” é maior que “ $a_u$ ”, o aumento no comprimento de aderência proporciona ganhos desprezíveis de resistência (WU; WU; FAHMY, 2020).

A distribuição das tensões de cisalhamento na interface de aderência em vários estágios do processo de descolamento é ilustrada nas Figura 3.11 e Figura 3.12 para extremidades “Tipo A” e “Tipo B” respectivamente.

Onde “ $I$ ” é a região intacta, “ $S$ ” é a região de amolecimento, “ $D$ ” é a região descolada, “ $d$ ” é o comprimento da região descolada, “ $a$ ” é o comprimento de aderência mobilizado, “ $a$ ” é o comprimento da região de amolecimento, “ $\tau$ ” e “ $\tau_f$ ” são respectivamente a tensão de cisalhamento na interface e a tensão máxima de cisalhamento na interface, e “ $\delta$ ” é o deslocamento na interface da fissura. Conforme o modelo proposto se entende que em extremidades Tipo A o reforço tende a falhar pelo seu descolamento, e no Tipo B, pela ruptura do compósito.

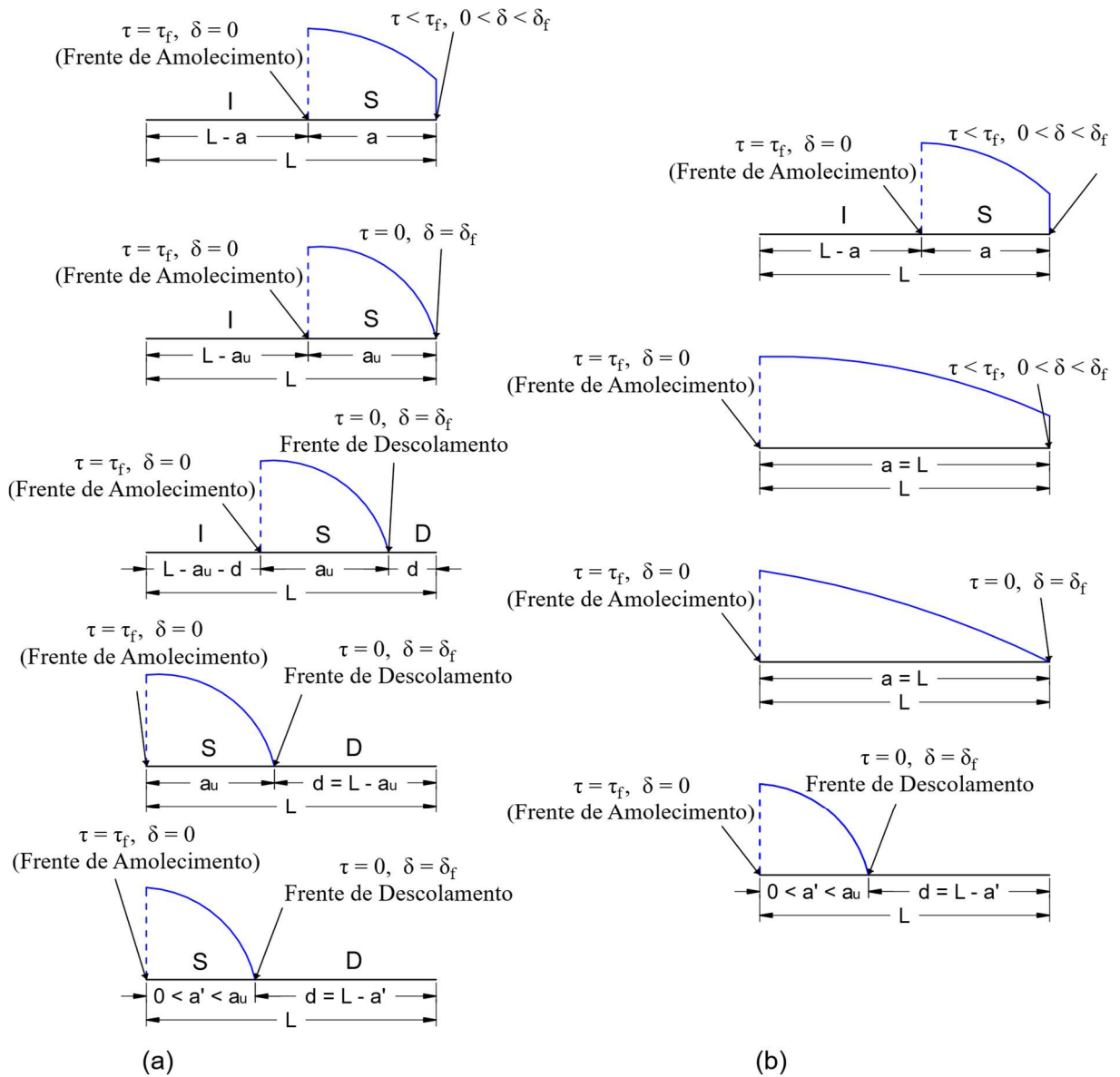
Figura 3.11 – ESTÁGIOS DO PROCESSO DE DESCOLAMENTO – TIPO A



(a)  $L > a_u$ ; (b)  $L \leq a_u$   
 Fonte: Adaptado de Chen, Teng e Chen (2012)



Figura 3.12 – ESTÁGIOS DO PROCESSO DE DESCOLAMENTO – TIPO B



(a)  $L > a_u$ ; (b)  $L \leq a_u$

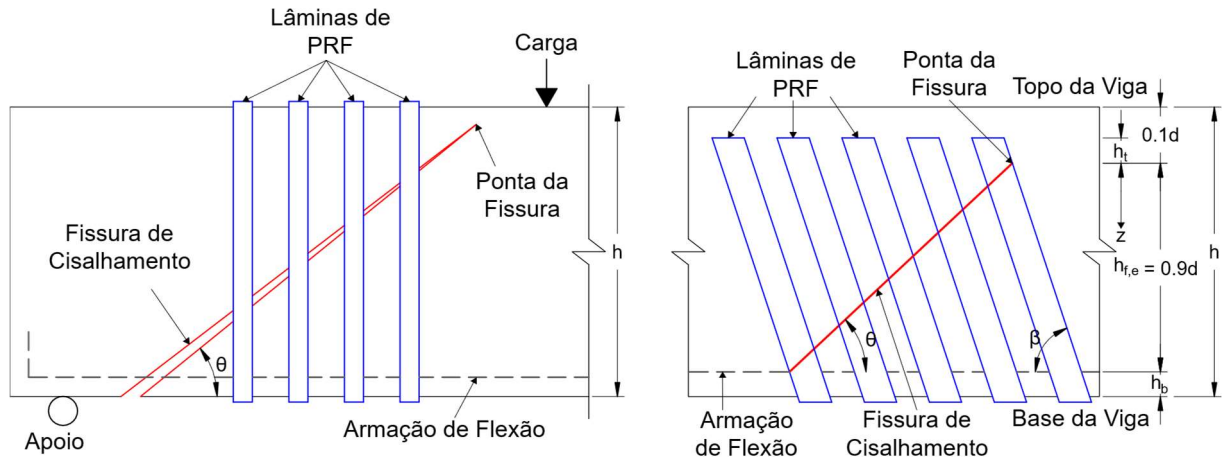
Fonte: Adaptado de Chen, Teng e Chen (2012)

### 3.4.2 PRFC – COLAGEM LATERAL

Para PRFCs colados lateralmente o reforço é solicitado após o surgimento da primeira fissura de cisalhamento, sendo que antes disso sua contribuição é desprezível. Nessa técnica o modo de ruptura predominante é através do descolamento do reforço. Esse processo é descrito no modelo proposto por Chen, Teng e Chen (2012), onde além das considerações citadas no item 3.4.1, admite-se que a abertura da fissura varia linearmente da sua ponta até a extremidade no centro de gravidade da armação longitudinal. A Figura 3.13 apresenta o esquema de uma

viga reforçada, interceptada por uma fissura de cisalhamento de inclinação “ $\theta$ ”, a partir do qual se deduz o processo de descolamento.

Figura 3.13 – MODELO PROPOSTO POR CHEN, TENG e CHEN (2012)



Fonte: Adaptado de Chen, Teng e Chen (2012)

Onde:

$0,1d$  = Distância da ponta da fissura até a face superior da viga;

$h$  = Altura da Viga;

$h_t$  = Distância da ponta da fissura até a extremidade superior do reforço;

$h_{f,e}$  = Comprimento vertical da fissura;

$h_b$  = Distância da face inferior até o centro de gravidade da armadura de tração;

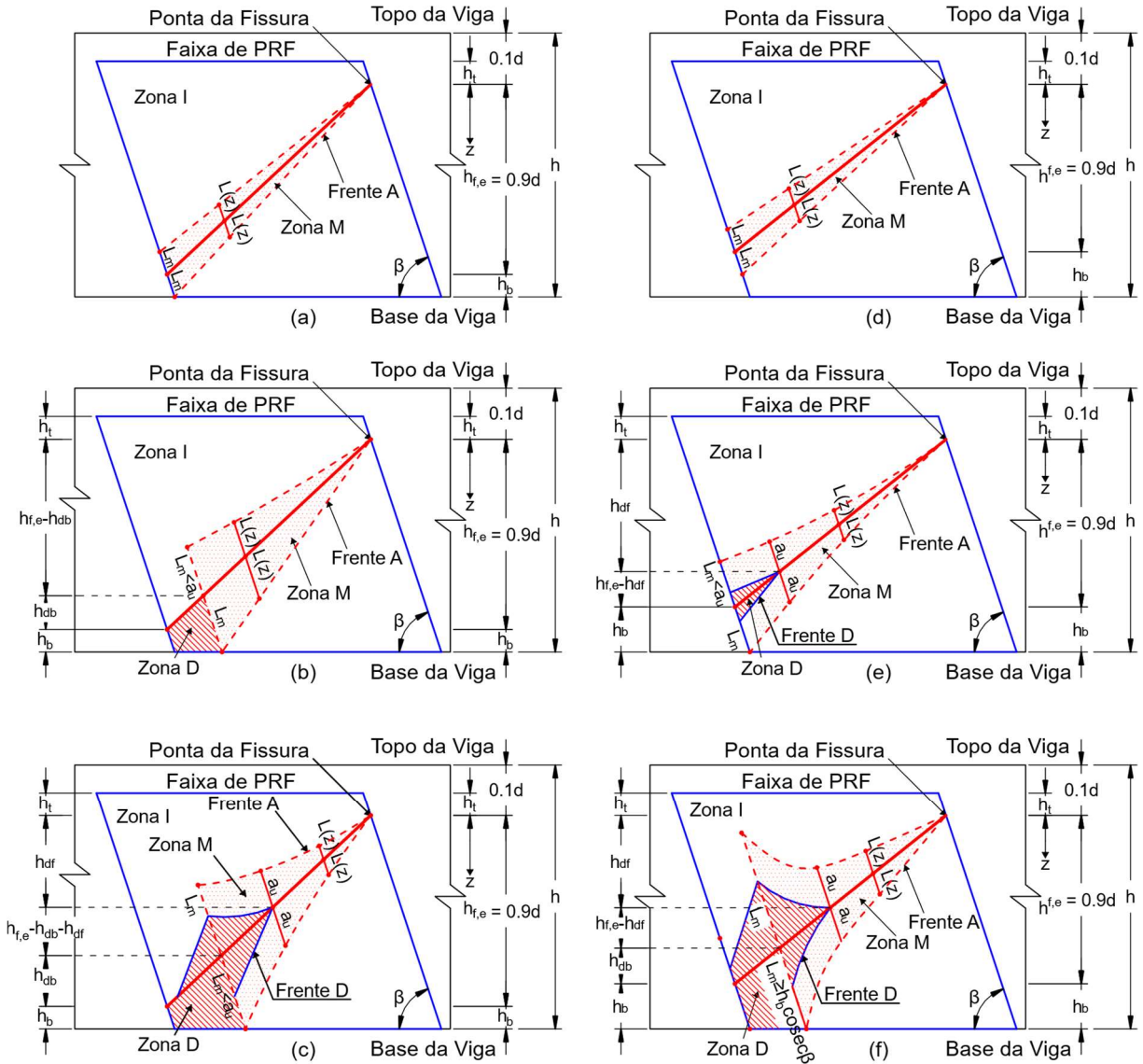
$\beta$  = Inclinação das fibras do reforço;

Conforme a abertura da fissura aumenta, o reforço é solicitado até o comprimento máximo mobilizado “ $L_m$ ” superar “ $a_u$ ” ou “ $h_b \csc \beta$ ”, dando início ao processo de descolamento, ilustrado na Figura 3.14. Onde a Frente de Amolecimento (Frente A) faz a delimitação entre a Zona Mobilizada (Zona M) e a Zona Intacta (Zona I), e a Frente de Descolamento (Frente D) faz a delimitação entre a “Zona M” e a Zona Descolada (Zona D).

O início da sollicitação do reforço, que precede o início do descolamento, é chamado de Estágio de Amolecimento (Figura 3.14a) que é caracterizado por  $0 \leq L_m < h_b \csc \beta$ . Em casos de vigas com pequena espessura de cobertura ( $h_b \csc \beta \leq a_u$ ), o Estágio de Descolamento Unidirecional (Figura 3.14b) é reconhecido quando  $h_b \csc \beta \leq L_m < a_u$ , onde acontece a falha na aderência somente na região abaixo da fissura, em que “ $h_{db}$ ” é a altura da área descolada. O descolamento pode acontecer mesmo antes que  $L > a_u$ , pois regiões da estrutura com discontinuidades (Fissuras ou extremidades livres do PRFC) são mais propensas

a sofrer falha na aderência (YU et al., 2017). Por fim têm-se o Estágio de Descolamento Bidirecional (Figura 3.14c) onde  $L_m > a_u$ . Nesse caso a falha na aderência acontece nos dois lados separados pela fissura, onde “ $h_{df}$ ” é a altura da extremidade superior da fissura até o ponto de intersecção entre a frente de descolagem e a fissura de cisalhamento.

Figura 3.14 – PROCESSO DE DESCOLAMENTO – REFORÇO LATERAL



Fonte: Adaptado de Chen, Teng e Chen (2012)

Em casos de vigas com cobrimento onde  $h_b \csc \beta \geq a_u$ , o Estágio de Amolecimento é limitado por  $L_m \leq a_u$ . Após isso inicia-se o Estágio de Descolamento Bidirecional Parcial (Figura 3.14e), onde  $a_u \leq L_m < h_b \csc \beta$ . Nesse estágio acontece a falha na aderência nos dois

lados da fissura de forma semelhante, enquanto o “ $L_m$ ” no lado inferior da fissura for superior a “ $a_u$ ”. Após isso tem-se o Estágio de Descolamento Bidirecional (Figura 3.14f).

### 3.4.3 PRFC – ENVELOPAMENTO EM “U”

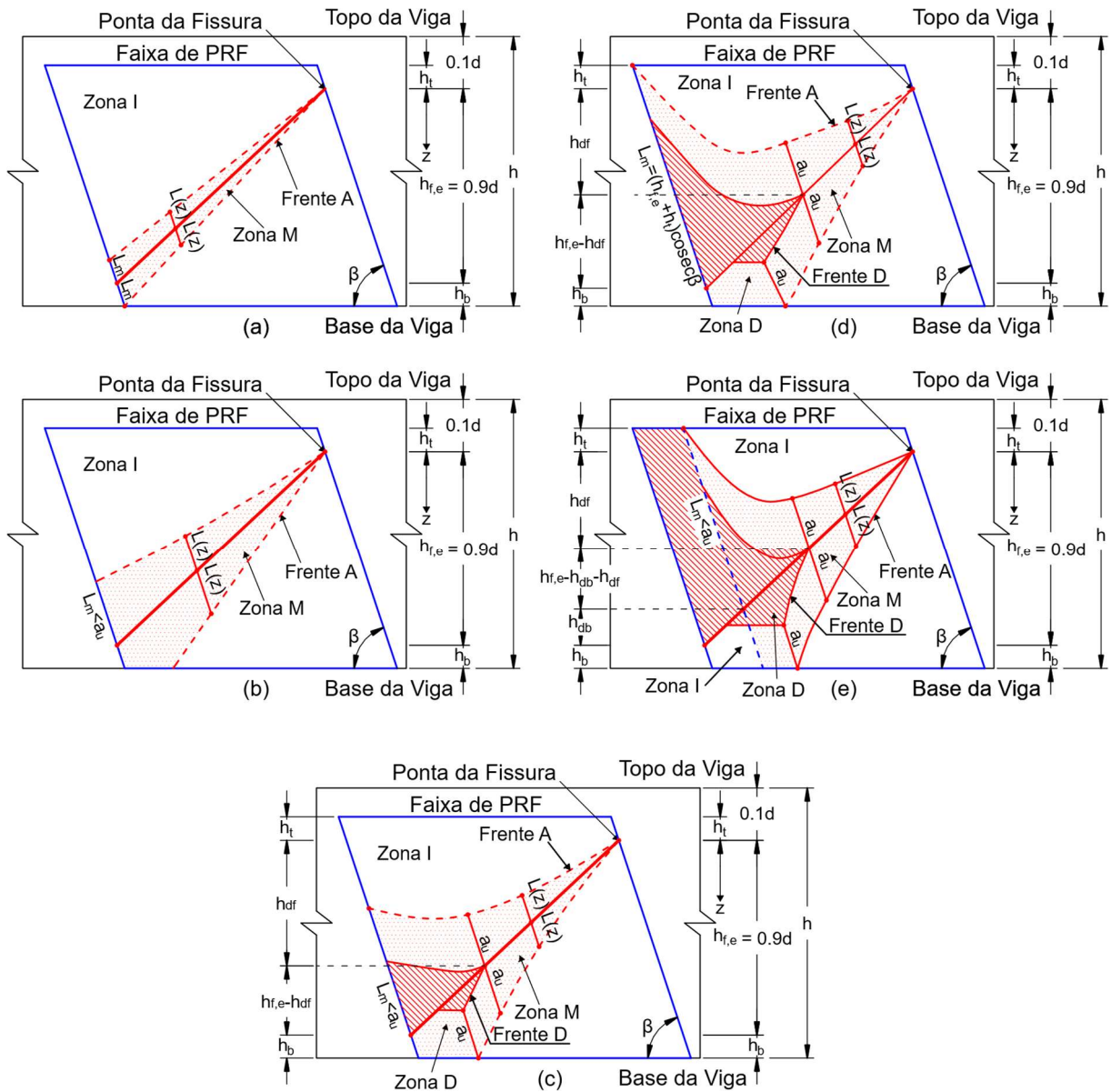
No Envelopamento em “U”, igualmente ao reforço colado lateralmente, o cisalhamento é resistido totalmente pelo concreto até o surgimento da fissura diagonal. A partir de então o reforço em “U” e os estribos passam a ser solicitados e a contribuição do concreto se mantém constante até a falha. Conforme o carregamento aumenta o reforço tende a falhar por delaminação na extremidade livre. Se o descolamento nesse estágio for impedido a viga resiste o acréscimo de carga e os estribos podem entrar em escoamento. Quando isso acontece a contribuição dos estribos se mantém constante e a tensão no PRFC aumenta até que ele seja rompido (BOUSSELHAM; CHAALLAL, 2008).

Mofidi e Chaallal (2011) identificaram que, no caso de reforço ao cisalhamento com PRF’s em “U”, as lâminas do compósito aplicadas de forma espaçada podem apresentar desempenho superior à de um tecido do reforço aplicado continuamente. Percebeu-se que o descolamento das lâminas afeta as mesmas de forma independente, contudo quando se tem uma aplicação contínua do reforço o desprendimento local do tecido pode afetar a região adjacente do compósito facilitando o descolamento progressivo.

Chen, Teng e Chen (2012) propôs um modelo que representa o processo de descolamento nesse tipo de reforço com base nas mesmas considerações listadas no item 3.4.2 e o mesmo padrão apresentando na Figura 3.13. O respectivo processo é apresentado na Figura 3.15, onde as lâminas de PRFC são contínuas na extremidade inferior da viga, formando o “U”. Nota-se que o compósito é fixado na extremidade inferior da viga, forçando a delaminação do PRFC na extremidade livre.

O Estágio de Amolecimento (Figura 3.15a e b) é limitado por  $L_m \leq a_u$ , independentemente do valor de  $h_b \csc \beta$ , pois a extremidade fixada impede o descolamento do PRFC na região, conforme modelo apresentando na Figura 3.12. Após esse limite, para valores de cobertura baixo ( $h_b \csc \beta \geq a_u$ ), tem-se o Estágio de Descolamento Parcial (Figura 3.15c e d), onde  $a_u \leq L_m \leq (h_{f,e} + h_t)$ , isto é, a fibra da extremidade esquerda da lâmina sofre o descolamento ao longo de toda a sua altura. Após isso inicia-se o Estágio Descendente (Figura 3.15e) onde todas as fibras a esquerda do ponto em que  $h_{f,e} - h_{db} \leq z \leq h_{f,e}$  são descoladas ao longo de todo o seu comprimento, sendo “z” a altura da fissura a partir de sua ponta.

Figura 3.15 – PROCESSO DE DESCOLAMENTO – REFORÇO EM “U”



Fonte: Adaptado de Chen, Teng e Chen (2012)

Para valores de cobrimento onde  $h_b \text{ csc } \beta \geq a_u$ , após o Estágio de Amolecimento, inicia-se o Estágio de Descolamento Bidirecional Parcial dividido em duas etapas. A primeira etapa é caracterizada por  $a_u \leq L_m < h_b \text{ csc } \beta$  e termina quando a Frente A atinge a base da viga. Então inicia a segunda etapa, onde  $h_b \text{ csc } \beta \leq L_m \leq (h_{f,e} + h_t) \text{ csc } \beta$  e se estende até a fibra da extremidade esquerda da lâmina sofrer o descolamento ao longo de toda a sua altura. Por fim o Estágio Descendente acontece de forma semelhante para pequenos valores de cobrimento.

### 3.4.4 PRFC – ENVELOPAMENTO TOTAL

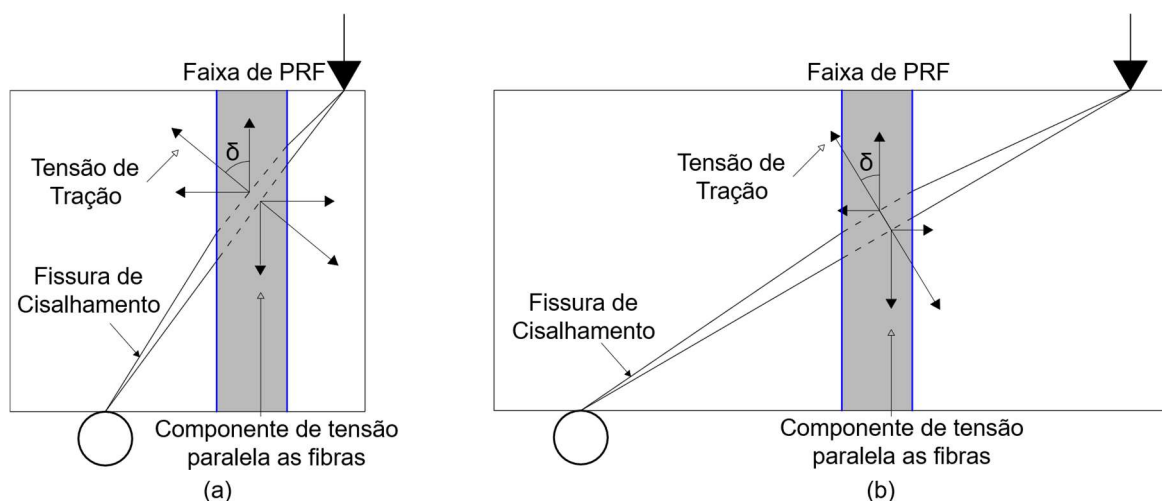
O Envelopamento Total é a técnica de reforço mais eficiente contra a delaminação do compósito, isto é, quando executado corretamente, o modo de falha desse reforço é o rompimento do PRFC. Caso o compósito não rompa durante o acréscimo de carga, a viga falha através do esmagamento do concreto.

Teng et al. (2009) constataram que nesse método de reforço a abertura das fissuras na iminência da ruptura podem atingir valores grandes o suficiente para comprometer os mecanismos de transferência de cisalhamento do concreto, tais como Efeito Pino e Engrenamento dos Agregados. Portanto, a contribuição do concreto não se mantém constante desde o início da fissuração de cisalhamento até a ruptura. A influência dos mecanismos mencionados também torna mais difícil medir com precisão a influência do reforço no momento da ruptura.

Conforme observado por Li e Leung (2015), essa técnica de reforço tende a ser mais eficiente em Vigas Esbeltas do que em Vigas Parede. Foi constatado que mesmo com o reforço, para baixos valores de relação “a/d” a ação de arco foi o mecanismo que mais contribuiu com a resistência da peça ao cisalhamento.

Ainda, devido à dificuldade de ser aplicado com orientação inclinada, o envelopamento da seção é predominantemente executado com as lâminas na vertical. Considerando que vigas altas tendem a possuir fissuras de cisalhamento com inclinação maior do que em vigas de altura normal, desenvolve-se um maior ângulo entre a orientação das fibras e a direção da abertura das fissuras de cisalhamento (Figura 3.16).

Figura 3.16 – ENVELOPAMENTO TOTAL EM VIGAS PAREDE



Fonte: Adaptado de Li e Leung (2015)

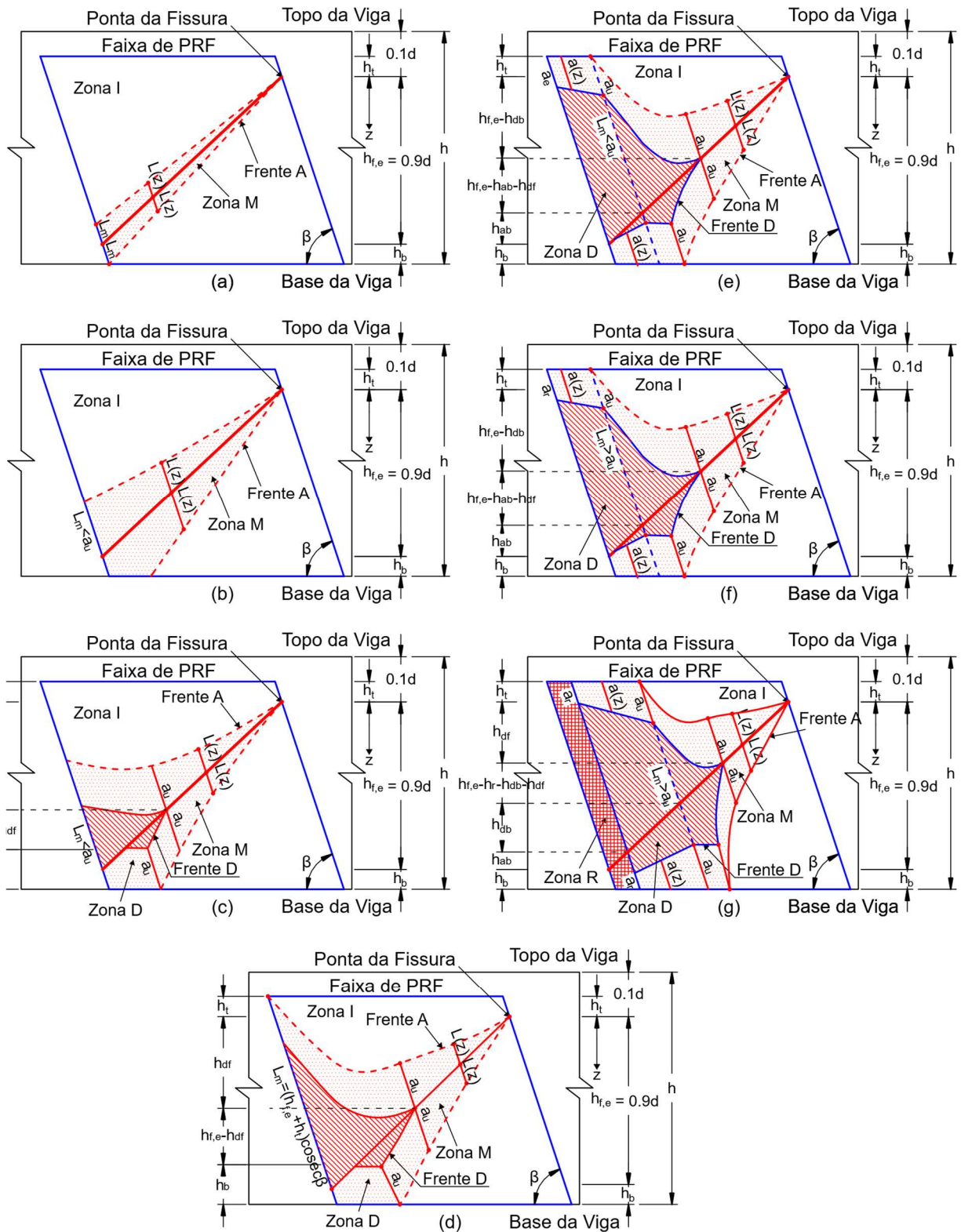
Sendo assim, a eficiência do reforço em vigas parede é reduzida, pois apenas uma parte das tensões de tração atuantes no PRFC geradas pelo desenvolvimento da fissuração é paralela as fibras.

Para o processo de descolamento de reforços com envelopamento da seção, Chen et al. (2017) propôs um modelo partindo das mesmas considerações citadas no item 3.4.2, mantendo o padrão apresentado na Figura 3.13. Para esse caso, as lâminas são contínuas em ambas as extremidades da viga, proporcionando fixação do PRFC e impedindo a desprendimento do reforço nos dois lados da seção separados pela fissura de cisalhamento. O processo de descolamento é apresentado na Figura 3.17.

O Estágio de Amolecimento (Figura 3.17"a" e "b") é limitado por  $L_m \leq a_u$ , independentemente do valor de  $h_b \csc \beta$ , pois ambas as extremidades fixadas impedem o descolamento do PRFC na região. Para pequenos valores de cobrimento ( $h_b \csc \beta \leq a_u$ ), quando  $L_m = a_u$ , começa o Estágio de Descolamento Parcial (Figura 3.17c e d), onde a Frente A da fibra na extremidade esquerda da lâmina prossegue em direção ao topo da viga, até que  $L_m = (h_{f,e} + h_t) \csc \beta$ . Quando a zona mobilizada alcança o topo da viga tem-se o Estágio de Endurecimento (Figura 3.17"e" e "f"), em que as extremidades fixadas do PRFC resistem o acréscimo de carga até que a fibra da extremidade esquerda da lâmina seja solicitada a tração até a ruptura. Então inicia-se o Estágio de Ruptura (Figura 3.17g), onde acontece o colapso de todas as fibras a esquerda do ponto em que  $h_{f,e} - h_r \leq z \leq h_{f,e}$ .

Para valores de cobrimento onde  $h_b \csc \beta \geq a_u$  o Estado de Descolamento Parcial é dividido em duas etapas. Onde na primeira etapa tem-se  $h_b \csc \beta \geq L_m \geq a_u$ , e na segunda etapa,  $h_b \csc \beta \leq L_m \leq h_{f,e} + h_t$ . Logo, quando a Zona Mobilizada atinge o topo da viga, incia-se o Estágio de Endurecimento, a partir do qual o processo é semelhante para baixos valores de cobrimento.

Figura 3.17 – PROCESSO DE DESCOLAMENTO – ENVELOPAMENTO TOTAL



Fonte: Adaptado de Chen et al. (2017)



## 4. SIMULAÇÃO VIA MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

Para atingir os objetivos dessa pesquisa foi feita a investigação do comportamento de vigas parede reforçadas ao cisalhamento com PRFC através de análise numérica com o emprego do Método dos Elementos Finitos (MEF). O *software* utilizado para aplicação do MEF foi o ABAQUS®.

Para as análises, foi considerada a homogeneidade dos materiais. Devido à complexidade do comportamento do objeto dessa pesquisa, optou-se por fazer as simulações levando em conta a não-linearidade física do concreto e da interação entre as lâminas de PRFC e as vigas.

Os parâmetros e configurações dos modelos foram escolhidos com o propósito de representar o comportamento das vigas reforçadas de forma realista mantendo equilíbrio entre precisão e custo computacional. Além disso, foram determinadas condições de contorno que garantissem que as simulações pudessem representar o comportamento pós-pico das peças. Por fim, a análise dos resultados foi fundamentada na revisão bibliográfica deste trabalho.

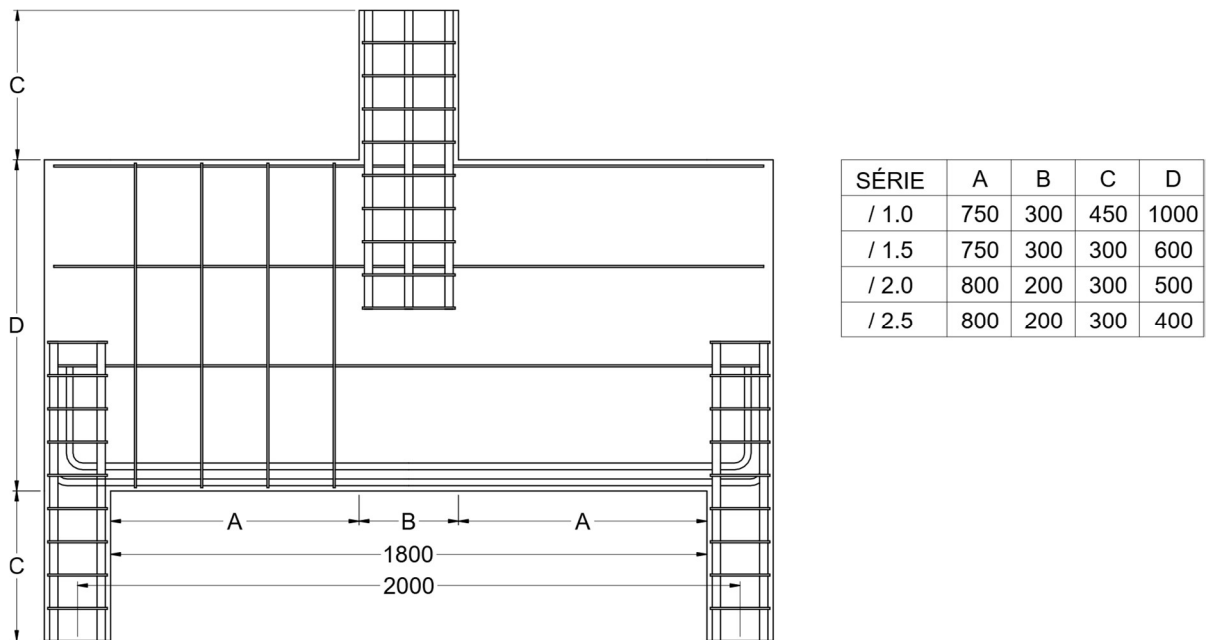
Neste capítulo são apresentadas as considerações feitas para a modelagem e simulação das vigas estudadas. Também são apresentados os ensaios experimentais realizados por Rogowsky, MacGregor e Ong (1983) e Zhang (2003), que serviram como base para calibração dos modelos numéricos e das análises paramétricas.

### 4.1 Experimento de Rogowsky, MacGregor e Ong (1983)

Rogowsky, MacGregor e Ong (1983) realizaram experimentos em vigas parede para avaliar o seu comportamento ao cisalhamento. Ao todo foram ensaiados 23 modelos. Todas as vigas tinham o vão livre de 1,80m de comprimento e 20cm de largura, sendo 6 delas simplesmente apoiadas e 17 sendo vigas contínuas. Nas tabelas a seguir serão apresentadas somente as características dos modelos simulados para fins de calibração. As medidas externas das peças e a disposição das armações são apresentadas na Figura 4.1. A Tabela 4.1 relaciona a altura útil com o vão de cisalhamento das vigas.

Os modelos foram ensaiados com um carregamento no centro do vão livre. A seção Norte era armada com barras de aço longitudinais e estribos, já a seção Sul era armada somente com barras longitudinais. As armações utilizadas em cada experimento são apresentadas na Tabela 4.2.

Figura 4.1 – MODELO ENSAIADO POR ROGOWSKY et al. (1983)



Fonte: Adaptado de Rogowsky, MacGregor e Ong (1983)

Tabela 4.1 – GEOMETRIA DOS MODELOS ENSAIADOS POR ROGOWSKY et al. (1983)

Modelo	d (mm)			a (mm)	a/d
	Armação Superior	Armação Inferior	Average		
1/1.0	-	950	950	750	0.79
1/1.5	-	535	535	750	1.40

Fonte: Adaptado de Rogowsky, MacGregor e Ong (1983)

Tabela 4.2 – ARMAÇÕES DOS MODELOS ENSAIADOS POR ROGOWSKY et al. (1983)

Modelo	Armação Negativa			Armação Positiva			Armação Transversal		Armação de Pele	
	Barras	$A_s f_y /$ Barra (kN)	$\rho$ (%)	Barras	$A_s f_y /$ Barra (kN)	$\rho$ (%)	Nº de Estribos	$\rho_v$ (%)	Nº de Barras	$\rho_h$ (%)
1/1.0 N	-	-	-	6 $\phi$ 20mm	114	0.95	4	0.15	-	-
1/1.0 S	-	-	-	6 $\phi$ 20mm	114	0.95	-	-	-	-
1/1.5 N	-	-	-	6 $\phi$ 15mm	91	1.12	5	0.19	-	-
1/1.5 S	-	-	-	6 $\phi$ 15mm	91	1.12	-	-	-	-

Fonte: Adaptado de Rogowsky, MacGregor e Ong (1983)

As propriedades do aço e do concreto utilizado nas vigas são apresentadas na Tabela 4.3 e Tabela 4.4, respectivamente.

Tabela 4.3 – PROPRIEDADES DO AÇO POR ROGOWSKY et al. (1983)

Diâmetro	Asfy Medido (kN)	Deformação de Escoamento Medida	AsE Medido (kN)	As* Calculado (mm)	E** Calculado (mPa)	fy* Calculado (mPa)	fy** Calculado (mPa)
ø25mm	216.0	0.00216	100,000	490.0	200,000	441.0	432.0
ø20mm	114.0	0.00185	61,600	302.0	205,400	377.0	380.0
ø20mm	121.0	0.00206	58,700	288.0	195,800	420.0	403.0
ø16mm	91.0	0.00222	41,000	201.0	205,000	453.0	455.0
ø16mm	91.0	0.00227	40,100	196.0	200,400	463.0	455.0
ø6mm	16.2	0.00210	7,700	37.8	273,000	428.0	573.0

\* Calculado assumindo  $E = 204,000$  mPa

\* Calculado assumindo  $E = 204,000$  mPa

Fonte: Adaptado de Rogowsky, MacGregor e Ong (1983)

Tabela 4.4 – PROPRIEDADES DO CONCRETO POR ROGOWSKY et al. (1983)

Viga	f'c (MPa)	f't (MPa)	Ec (Gpa)	Idade (Dias)
1/1.0	26.1	2.28	20.0	72
1/1.5	42.4	3.27	21.1	72

Fonte: Adaptado de Rogowsky, MacGregor e Ong (1983)

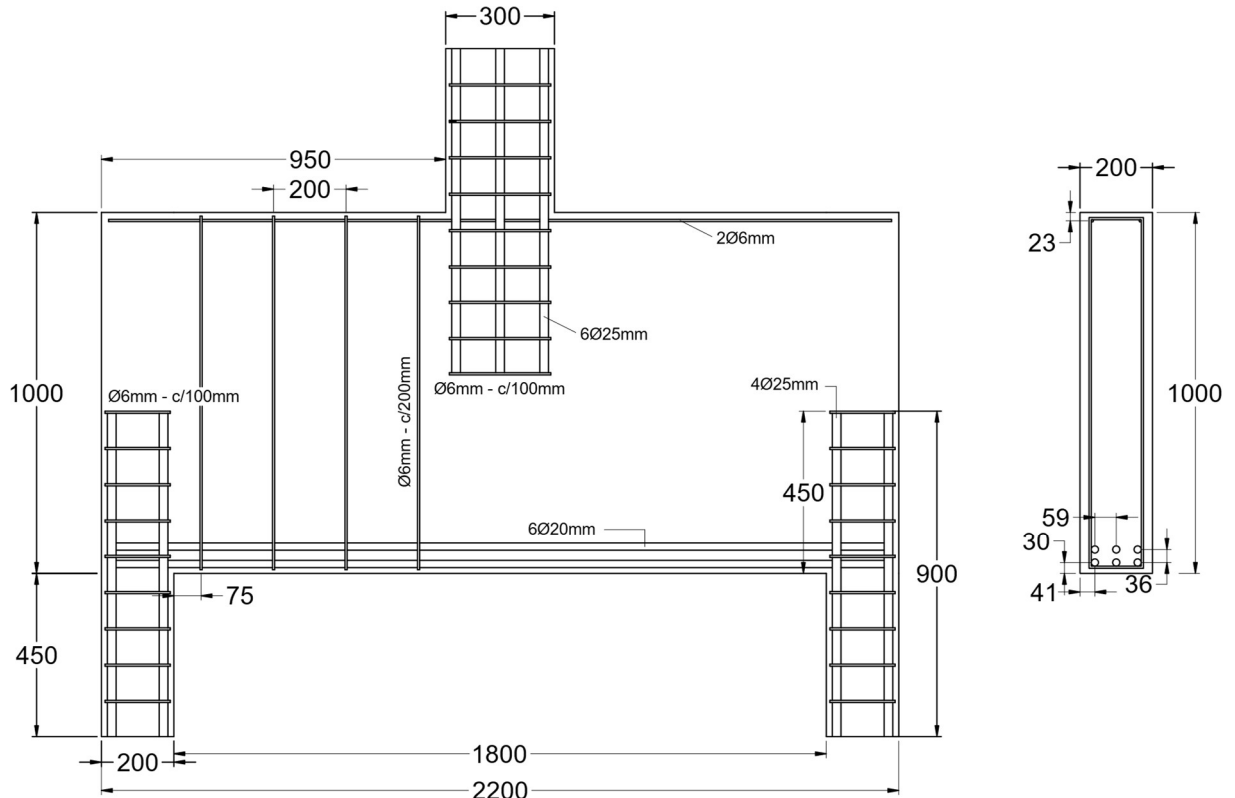
Os ensaios foram realizados por controle de carga até a ruptura de um dos vãos separados pelo ponto de aplicação de carga. Depois da ruptura o teste passava a ser feito por controle de deslocamento. Após a remoção das cargas a seção que sofreu a ruptura era reforçada com protensão externa fechando as fissuras de cisalhamento ao longo do respectivo vão. Sendo assim, o carregamento era introduzido novamente na viga até o ocorrer a falha seção remanescente.

Das vigas ensaiadas por Rogowsky, MacGregor e Ong (1983) será feita a simulação numérica dos espécimes 1/1.0 e 1/1.5 para a calibração dos parâmetros dos materiais e servirem de base para o estudo paramétrico. Esses modelos foram escolhidos para garantir que o resultado das análises seja realista frente a variação da relação “a/d”. Os resultados dos ensaios experimentais nessas vigas são registrados nos itens 4.1.1 e 4.1.2.

#### 4.1.1 EXPERIMENTO – VIGA 1/10

O detalhamento das armações do espécime 1/10 são apresentados na Figura 4.2 (Medidas em ‘mm’).

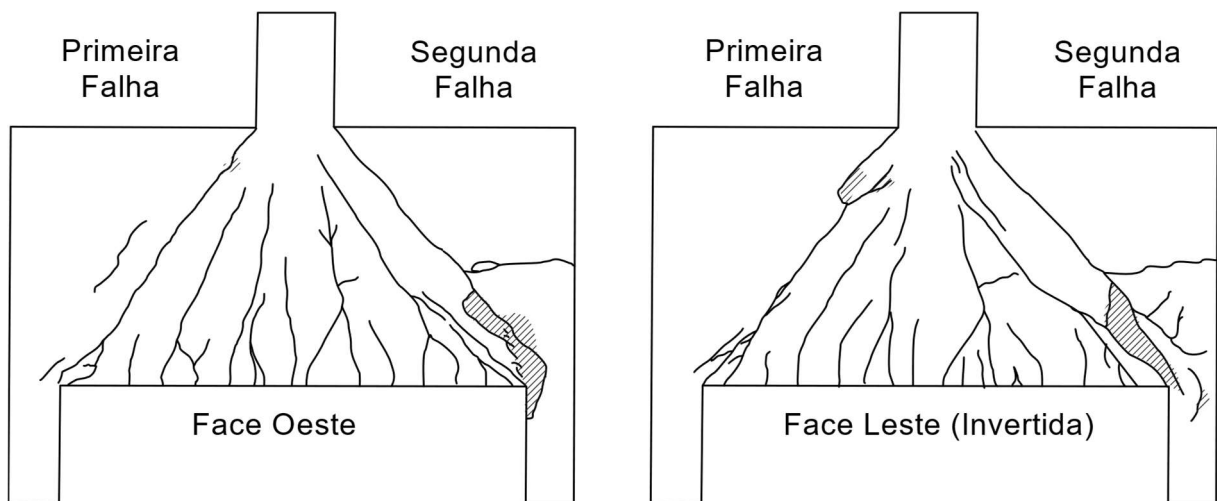
Figura 4.2 – VIGA 1/10 POR ROGOWSKY et al. (1983)



Fonte: O Autor (2022)

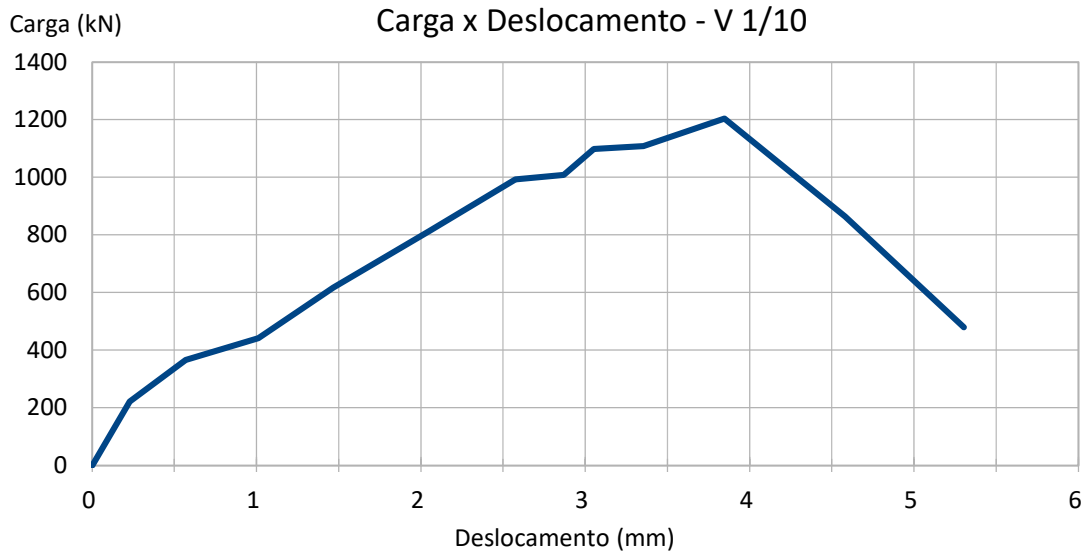
A Figura 4.3 mostra o padrão de fissuração da viga após a falha nas seções Norte e Sul. A curva “carga x deslocamento” é ilustrada na Figura 4.4, onde o deslocamento é a deflexão vertical medida no centro do vão.

Figura 4.3 – FISSURAÇÃO - VIGA 1/10 POR ROGOWSKY et al. (1983)



Fonte: Adaptado de Rogowsky, MacGregor e Ong (1983)

Figura 4.4 – CARGA X DESLOCAMENTO - VIGA 1/10 POR ROGOWSKY et al. (1983)



Fonte: Adaptado de Rogowsky, MacGregor e Ong (1983)

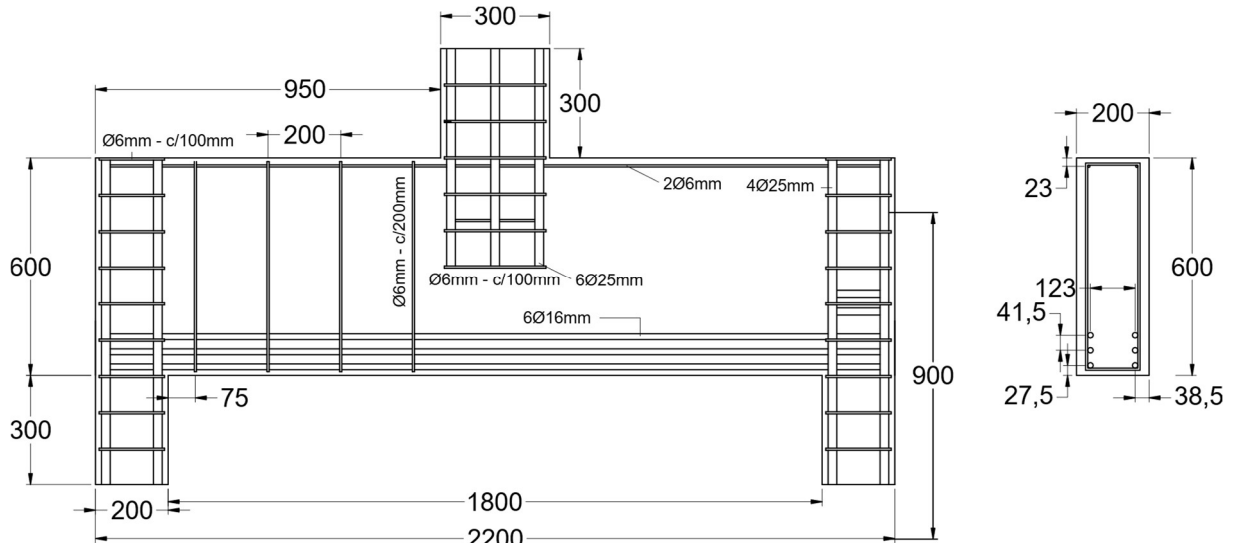
Durante o primeiro teste fissuras inclinadas de cisalhamento com aspecto severo se desenvolveram quando a carga aplicada atingiu aproximadamente 350 kN. A primeira ruptura ocorreu de forma frágil quando a carga atingiu o valor de 1204 kN, na seção Norte, após ocorrer o escoamento dos estribos. No decorrer do segundo teste a seção Sul apresentou deformações plásticas que se desenvolveram até ocorrer a ruptura de forma repentina no respectivo vão, sob uma carga de 1397 kN. Não foi apresentada uma justificativa pela qual o vão reforçado com estribos falhou antes do vão sem armação transversal.

No segundo teste observou-se excessivas deformações plásticas na armação longitudinal. Na iminência da ruptura tais armações apresentaram uma tensão constante ao longo de todo o seu comprimento. O padrão de fissuração e as deformações medidas no concreto indicaram a formação bem definida de escoras que ligavam o ponto de aplicação de carga à região dos apoios. Sendo assim concluiu-se que a viga desenvolveu a ação de arco, como uma treliça formada por duas escoras inclinadas e equilibradas por um tirante de tração constante.

#### 4.1.2 EXPERIMENTO – VIGA 1/1.5

A Figura 4.5 e Figura 4.6 ilustram o detalhamento da viga 1/15 e seu padrão de fissuração após o segundo teste, respectivamente.

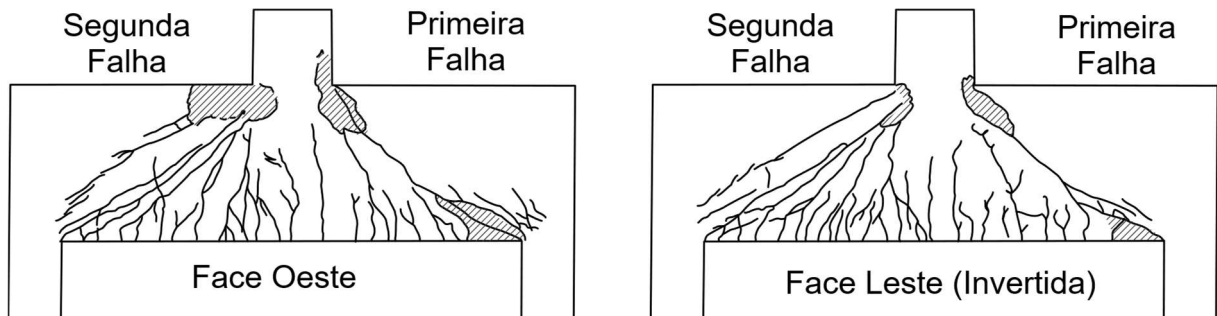
Figura 4.5 – VIGA 1/15 POR ROGOWSKY et al. (1983)



Fonte: O Autor (2022)

A curva “carga x deslocamento” é ilustrada na Figura 4.7, onde o deslocamento é a deflexão vertical medida no centro do vão.

Figura 4.6 – FISSURAÇÃO - VIGA 1/15 POR ROGOWSKY et al. (1983)



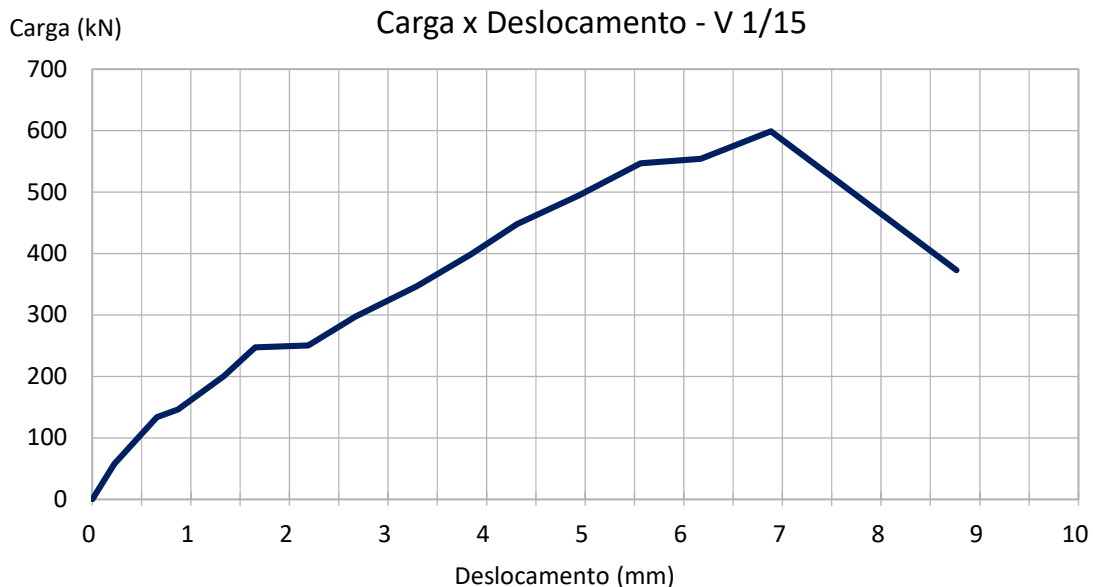
Fonte: Adaptado de Rogowsky, MacGregor e Ong (1983)

Ao longo do primeiro teste, fissuras inclinadas apareceram em ambos os vãos de cisalhamento sob uma carga de 240kN. Na seção Sul, com acréscimo do carregamento constatou-se o desenvolvimento de fissuras causadas pelo dobramento das barras longitudinais devido ao efeito pino, próximo ao apoio. A primeira ruptura aconteceu devido ao esmagamento no topo do banzo comprimido da seção Sul, quando a carga aplicada atingiu o valor de 606kN.

Já no segundo teste notou-se que os estribos impediram que efeito pino deformasse excessivamente as armações horizontais. Sendo assim, as armações transversais foram

ensionadas, fissurando o concreto ao longo do vão de cisalhamento. Por fim, a ruptura no vão Norte também ocorreu com o esmagamento no topo do banzo comprimido, sob carga de 709kN.

Figura 4.7 – CARGA X DESLOCAMENTO - VIGA 1/15 POR ROGOWSKY et al. (1983)



Fonte: Adaptado de Rogowsky, MacGregor e Ong (1983)

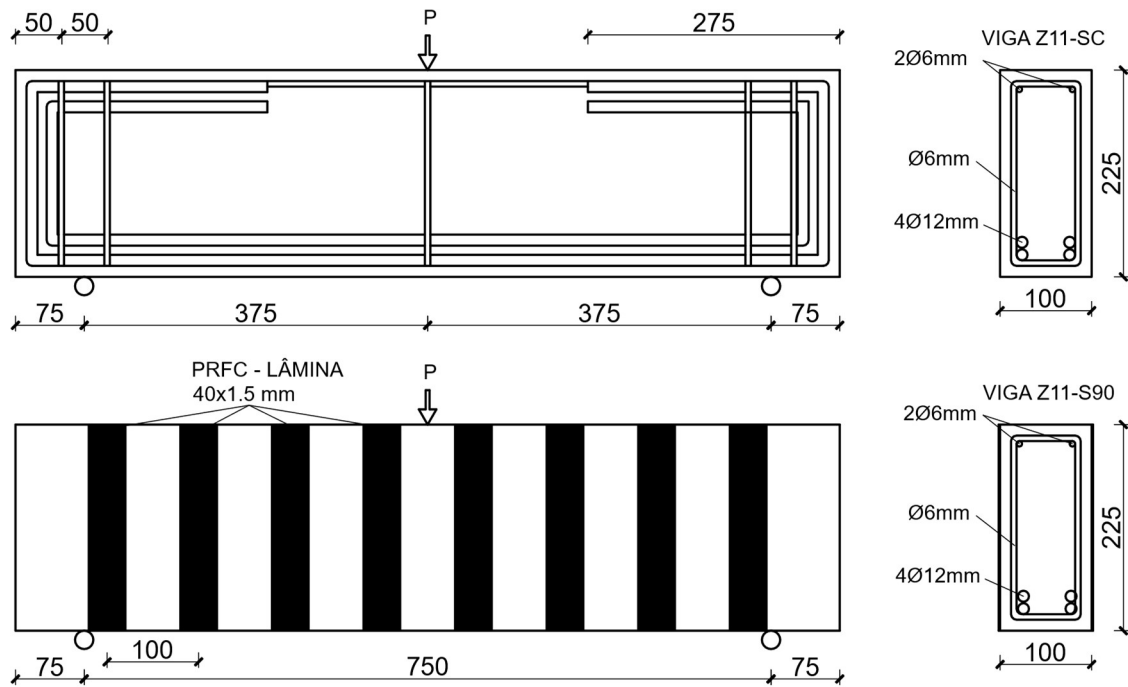
## 4.2 Experimento de Zhang (2003)

Zhang (2003) realizou experimentos em vigas parede reforçadas ao cisalhamento com PRFC para investigar seu comportamento. Foram testados 16 modelos divididos em 4 grupos de 4 vigas. O Grupo 1 consistia em ensaio de 3 pontos onde as vigas eram reforçadas com lâminas de PRFC com diferentes orientações (Figura 4.8). Neste item serão apresentadas apenas as propriedades dos modelos simulados para fins de calibração.

O Grupo 2 possuía as mesmas características do Grupo 1, porém foi submetido a ensaios de 4 pontos. O Grupo 3 consistia em ensaio de 3 pontos onde as vigas eram reforçadas com tecidos de PRFC com diferentes configurações. O Grupo 4 possuía as mesmas características do Grupo 3, porém foi submetido a ensaios de 4 pontos.

A resistência média do concreto utilizado nas vigas foi de 42,47 mPa. Os modelos de lâminas e tecido utilizados no reforço foram respectivamente Sika® CarboDur® e SikaWrap® 230c, cujas especificações são listadas na Tabela 4.5.

Figura 4.8 – MODELOS ENSAIADOS POR ZHANG (2003) – GRUPO 1



Fonte: Adaptado de Zhang et al., (2004)

Tabela 4.5 – ESPECIFICAÇÕES DO PRFC – POR ZHANG et al. (2003)

Propriedades	Sika® CarboDur®
Descrição	Laminado de Fibra de Carbono
Resistência a Tração (MPa)	2,800.00
Modulo Laminado de Elasticidade em Tensão (MPa)	165,000.00
Deformação de Ruptura (%)	1.90
Espessura Nominal (mm)	1.20
Resistência a Tração por unidade de Largura (KN/mm)	3.36

Fonte: Adaptado de Zhang (2003)

Os adesivos utilizados para as lâminas e tecidos de PRFC foram respectivamente Sikadur®-30 e Sikadur®-330. Suas especificações são apresentadas na Tabela 4.6.

Tabela 4.6 – ESPECIFICAÇÕES DOS ADESIVOS – POR ZHANG et al. (2003)

Propriedades	SikaDur - 30 (P/ Laminados)
Resistência a Compressão (MPa)	95.00
Resistência a Tração (MPa)	31.00
Resistência Adesiva à Tração no Aço (MPa)	26.00
Resistência Adesiva à Tração no Concreto (MPa)	4.00
Resistência ao Cisalhamento (Mpa)	19.00
Modulo de Elasticidade (MPa)	12,800.00

Fonte: Adaptado de Zhang et al. (2003)

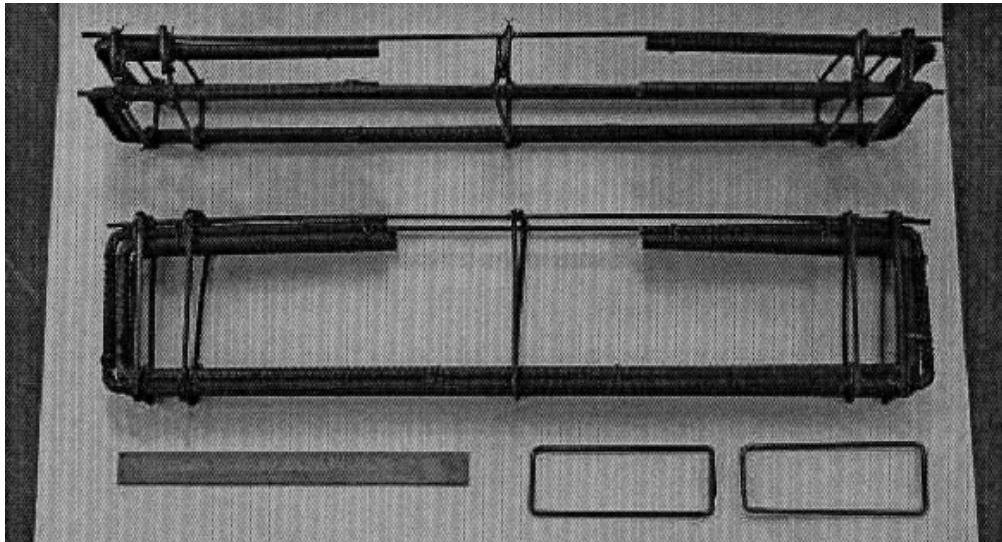


A seguir serão apresentados os detalhes do experimento realizado nas Vigas Z11-SC e Z11-S0, que foram os modelos seleccionados para fins de calibração do reforço ao cisalhamento com PRFC através de análise numérica.

#### 4.2.3 EXPERIMENTO – VIGA Z11-SC

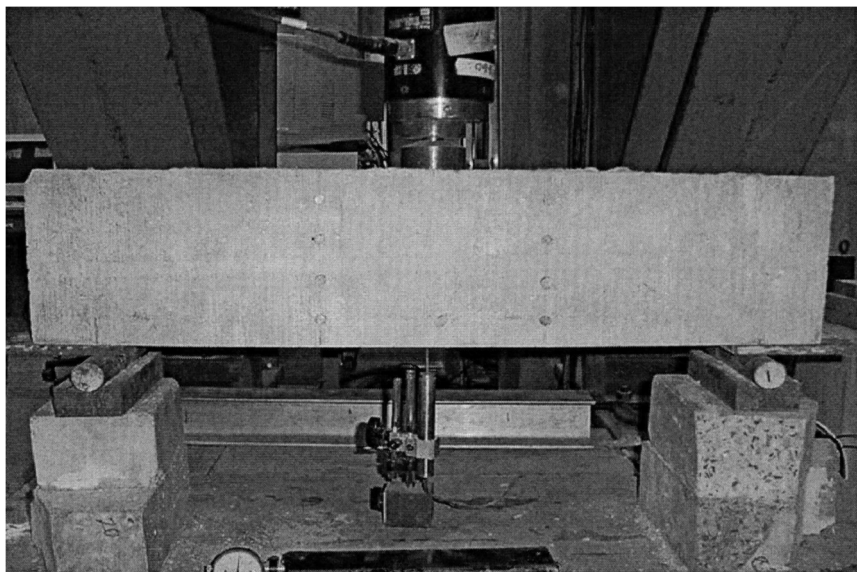
As armações e condições de apoio Viga Z11-SC são apresentados na Figura 4.9 e Figura 4.10, respectivamente.

Figura 4.9 – VIGA Z11-SC POR ZHANG (2003)



Fonte: Adaptado de Zhang (2003)

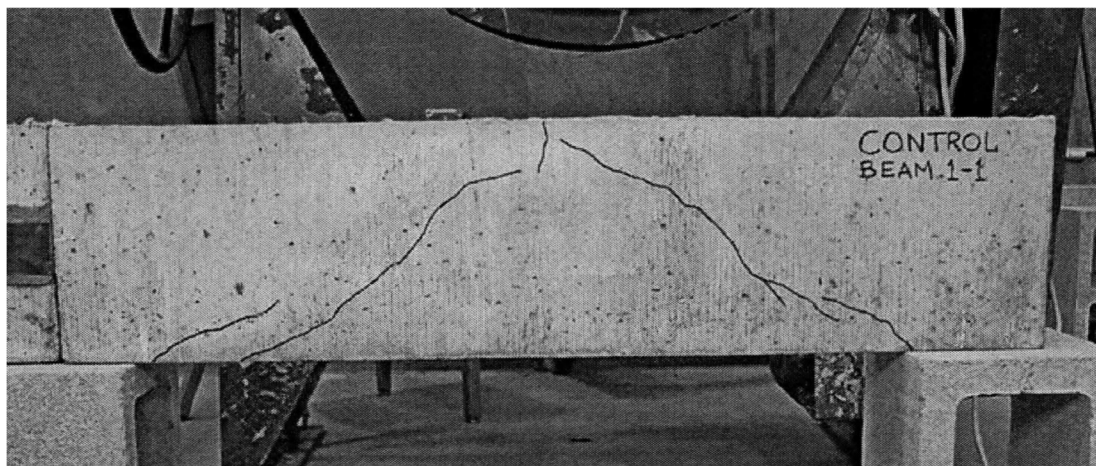
Figura 4.10 – CONDIÇÕES DE APOIO VIGA Z11-SC POR ZHANG (2003)



Fonte: Adaptado de Zhang (2003)

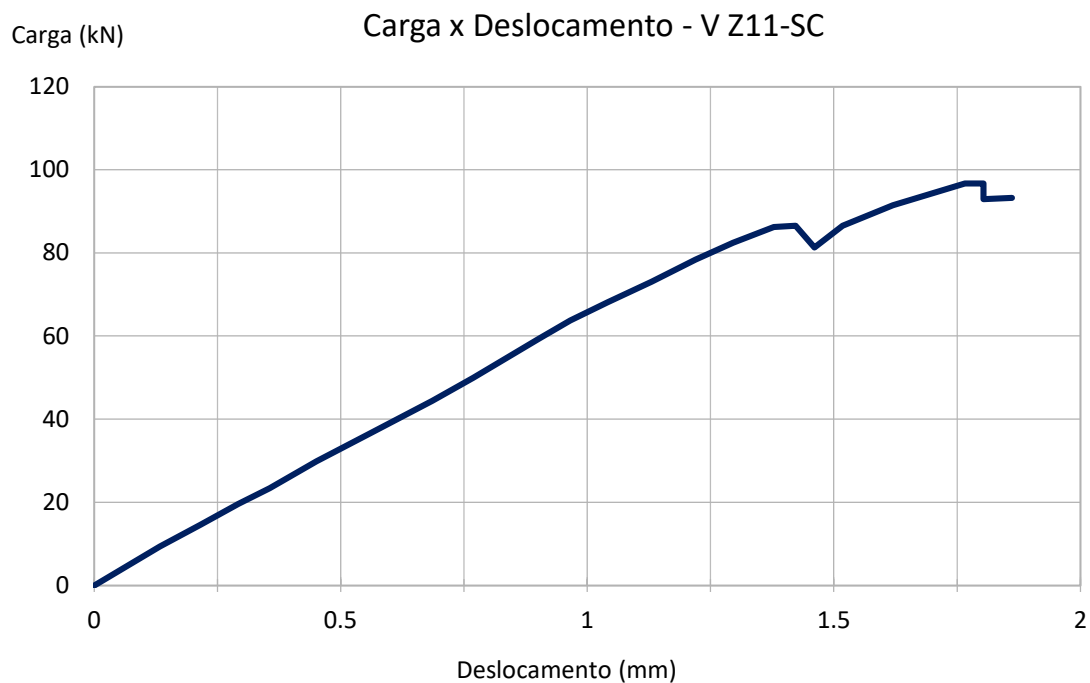
A Figura 4.11 mostra o padrão de fissuração da viga após a sua ruptura. A curva “carga x deslocamento” é ilustrada na Figura 4.12, onde o deslocamento é a deflexão vertical medida no centro do vão.

Figura 4.11 – FISSURAÇÃO - VIGA Z11-SC POR ZHANG (2003)



Fonte: Adaptado de Zhang (2003)

Figura 4.12 – CARGA X DESLOCAMENTO - VIGA Z11-SC POR ZHANG (2003)



Fonte: Adaptado de Zhang (2003)

Quando o carregamento atingiu 84,51 kN notou-se uma pequena fissura logo abaixo do local de aplicação de carga, seguida por fissuras de cisalhamento que se desenvolveram em

direção ao suporte esquerdo (Figura 4.11). A carga máxima registrada no experimento foi de 94,75 kN.

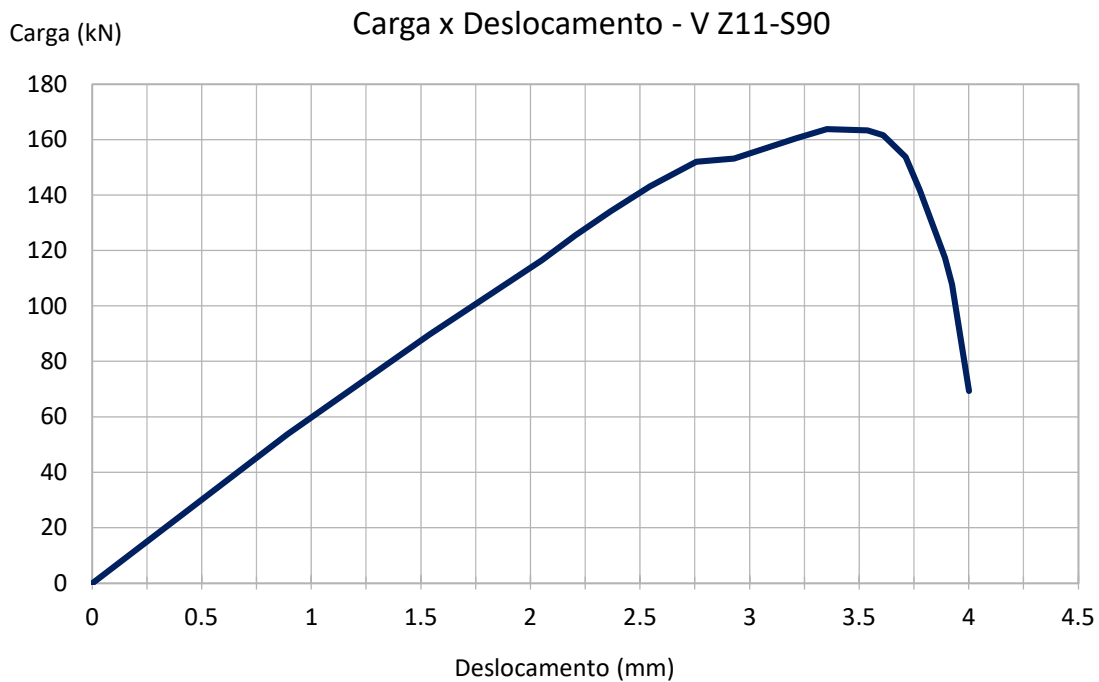
#### 4.2.4 EXPERIMENTO – VIGA Z11-S90

As armações e condições de apoio Viga Z11-S90 foram idênticas à do espécime Z11-SC, já a disposição do reforço na respectiva viga está ilustrado na Figura 4.8.

Durante o teste, a primeira fissura de cisalhamento surgiu sob a carga de 111 kN. Conforme o carregamento aumentou, desenvolveram-se mais fissuras cisalhamento e flexão entre as lâminas de PRFC em direção aos apoios. Quando a carga atingiu 168,14 kN as fissuras de flexão e a deflexão no centro da viga passaram a aumentar sem acréscimo de carregamento até que ocorreu a ruptura do modelo. Na falha notou-se o esmagamento do concreto com aspecto explosivo (ZHANG, 2003).

A curva “carga x deslocamento” é ilustrada na Figura 4.12, onde o deslocamento é a deflexão vertical medida no centro do vão.

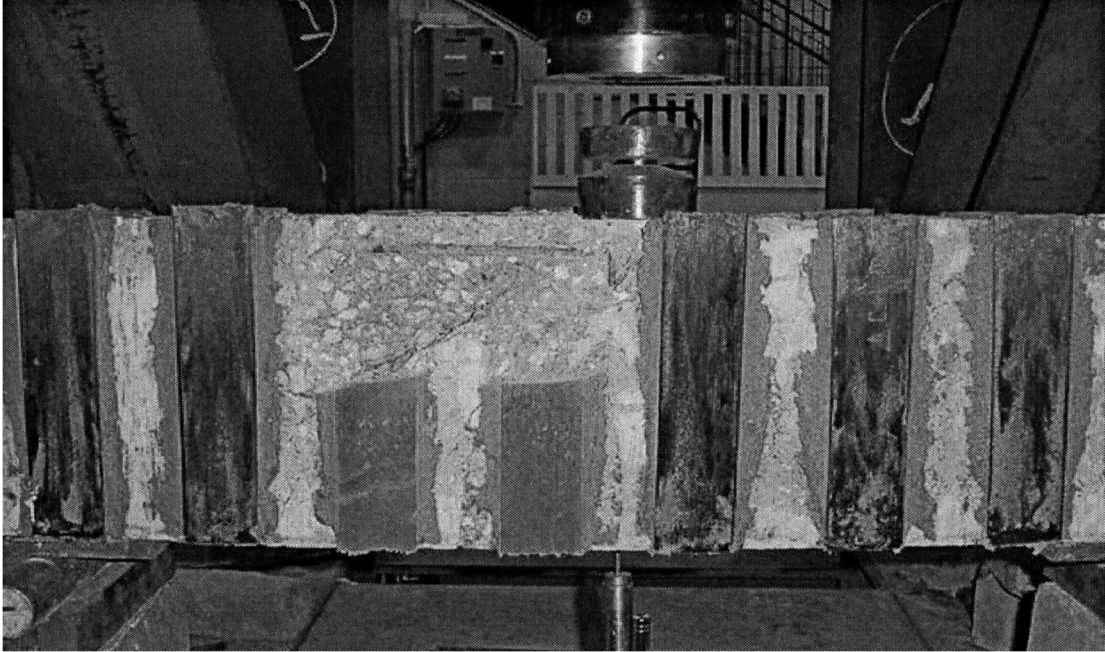
Figura 4.13 – CARGA X DESLOCAMENTO - VIGA Z11-S90 POR ZHANG (2003)



Fonte: Adaptado de Zhang (2003)

A Figura 4.14 e Figura 4.15 registram a viga após a ruptura. A presença das lâminas de PRFC dificultam a visualização das fissuras.

Figura 4.14 – RUPTURA - VIGA Z11-S90 POR ZHANG (2003)



Fonte: Adaptado de Zhang (2003)

Figura 4.15 – RUPTURA 2 - VIGA Z11-S90 POR ZHANG (2003)



Fonte: Adaptado de Zhang (2003)

### 4.3 Método dos Elementos Finitos

A análise numérica do presente trabalho foi realizada através do Método dos Elementos Finitos (MEF). O MEF é uma solução numérica comumente empregada em problemas de engenharia. Tal método, aplicado em engenharia de estruturas, consiste na montagem de funções de interpolação para reduzir o comportamento de um campo infinito de pontos para um número finito de pontos.

Isso é feito por meio da discretização de uma peça em elementos de pequenas dimensões e de simples resolução matemática, chamados elementos finitos. Esses elementos são conectados através de pontos, chamados de nós, nos quais as variáveis de interesse são calculadas através de funções de aproximação de forma a extrair resultados que simulem o comportamento do fenômeno com precisão. Esse fluxo de trabalho geralmente envolve um grande número de equações e variáveis que precisam ser resolvidas simultaneamente de forma matricial, o que inviabiliza a abordagem manual do MEF e torna-se necessário o emprego de recurso computacional.

A aplicação do MEF foi feita com auxílio do software ABAQUS®, que se trata de um programa que realiza análise numérica com o emprego do Método dos Elementos Finitos e é vastamente utilizado em análises estruturais avançadas. A utilização dessa ferramenta foi viável para o presente trabalho por dispor de modelos constitutivos necessários para a modelagem de vigas parede de concreto armado, do reforço com o PRFC e das interfaces coesivas entre tais materiais.

A Tabela 4.7 apresenta as unidades utilizadas nas simulações.

Tabela 4.7 – UNIDADES UTILIZADAS NO ABAQUS®

Dimensão	Unidade
Comprimento	mm (milímetro)
Força	N (Newtons)
Densidade	ton/mm <sup>3</sup>
Tempo	s (segundos)
Tensão	MPa (N/mm <sup>2</sup> )
Pressão	MPa (N/mm <sup>2</sup> )
Energia	N/mm

Fonte: O Autor (2022)

### 4.3.1 ELEMENTOS FINITOS

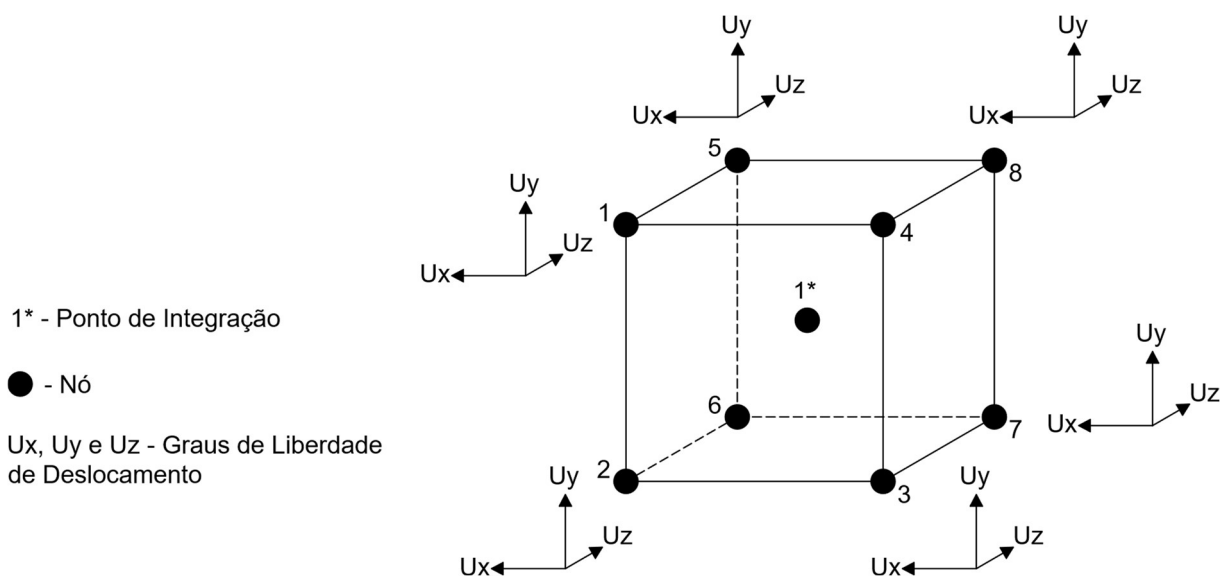
Os Elementos Finitos podem ser lineares (1D), bidimensionais (2D) ou tridimensionais (3D). A escolha dos elementos finitos foi feita com base no nível de precisão desejado das simulações.

As vigas parede em concreto armado foram modeladas utilizando Elementos Sólidos 3D, hexaédricos, com integração reduzida, onde no ABAQUS® recebem a sigla de C3D8R. Os elementos 2D foram dispensados para essa finalidade, pois, apesar da redução do custo computacional das análises, inviabilizariam o emprego do reforço ao cisalhamento cuja utilização depende da direção da largura da viga.

As armações longitudinais do banzo tracionado das vigas também foram modeladas com elementos C3D8R. Embora seja comum modelar esse tipo de armação com elementos 1D, o seu uso foi dispensado para essa finalidade, pois impossibilitaria o emprego do método escolhido para a interação entre o concreto e as barras de aço.

Optou-se por elementos finitos com integração reduzida para diminuir o custo computacional das simulações. O C3D8R possui 8 nós, com 3 graus de liberdade cada, e 1 ponto de integração, conforme ilustra a Figura 4.16.

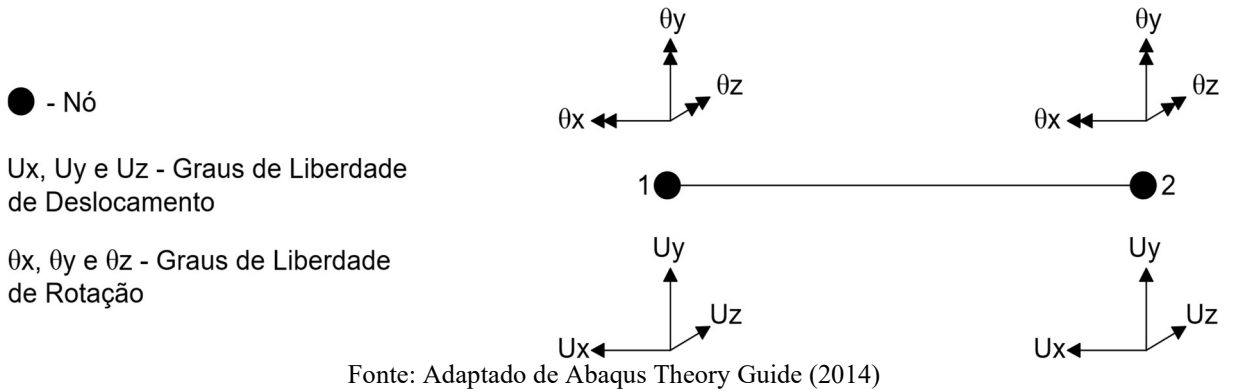
Figura 4.16 – ELEMENTO FINITO C3D8R



Fonte: Adaptado de Abaqus Theory Guide (2014)

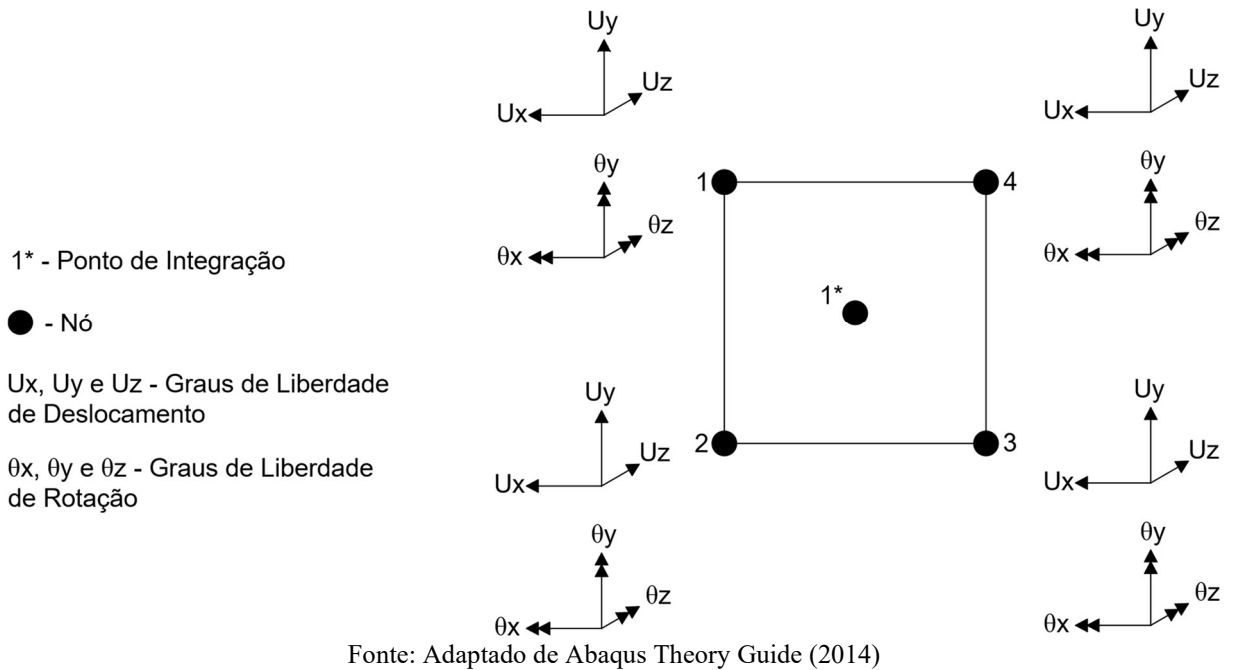
Os estribos e as armações de montagem das vigas foram modelados utilizando Elementos de Treliza, 1D, onde no ABAQUS® recebem a sigla de T3D2. Esse tipo de elemento possui 2 nós com 6 graus de liberdade cada, conforme apresenta a Figura 4.17.

Figura 4.17 – ELEMENTO FINITO T3D2



As lâminas de PRFC foram modeladas com elementos de casca, 2D, onde no ABAQUS® recebem a sigla de S4R. Esse tipo de elemento possui 4 nós, com 6 graus de liberdade cada nó (Figura 4.18) e 1 ponto de integração (Integração Reduzida).

Figura 4.18 – ELEMENTO FINITO S4R



### 4.3.2 MALHA DE ELEMENTOS FINITOS

Os elementos finitos que preenchem a geometria do modelo compõem uma malha, chamada de malha de elementos finitos. Na obtenção dos resultados, as variáveis de todos os pontos dos elementos dispostos nessa malha são calculadas simultaneamente de forma matricial. Sendo assim quanto maior o número de elementos dispostos na malha, e quanto maior for a complexidade desses elementos maior será a quantidade de informação a ser extraída do modelo, e conseqüentemente maior será o custo computacional. Portanto, em análises numéricas busca-se garantir que o modelo tenha um refinamento de malha que permita calcular as variáveis desejadas nas regiões de interesse e que ao mesmo tempo o custo computacional não seja elevado.

### 4.3.3 CONDIÇÕES DE CONTORNO

As condições de contorno são restrições de valores atribuídos a nós específicos do modelo. Em simulações mecânicas de elementos estruturais são comumente utilizadas para configurar situações de apoio e carregamento. No presente trabalho essas restrições foram definidas visando reproduzir as condições das vigas ensaiadas em laboratório. Nos modelos com base nas vigas de Rogowsky, MacGregor e Ong (1983) as condições de contorno foram definidas através de um recurso disponível no ABAQUS® chamado de “*MPC Constraint*”, onde as superfícies de apoio e carregamento são amarradas a um ponto onde são aplicados os deslocamentos.

### 4.3.4 SOLUÇÃO DE SISTEMAS NÃO-LINEARES

Em modelos com não-linearidades físicas, geométricas ou cinemáticas o torna-se necessário o uso de métodos iterativos para gerar soluções aproximadas para o problema em análise. No presente trabalho foi utilizada a solução proposta por Newton-Raphson, disponibilizado no software ABAQUS®. Esse método propõe a aproximação de uma função não linear para um polinômio de primeiro grau, onde, em forma matricial, se obtém a Eq. 4.1:

$$[K_t][\Delta x] \approx [f(x^{i+1})] - [f(x^i)] \quad 4.1$$

Em que:

“ $[K_t]$ ” – Matriz Jacobiana;



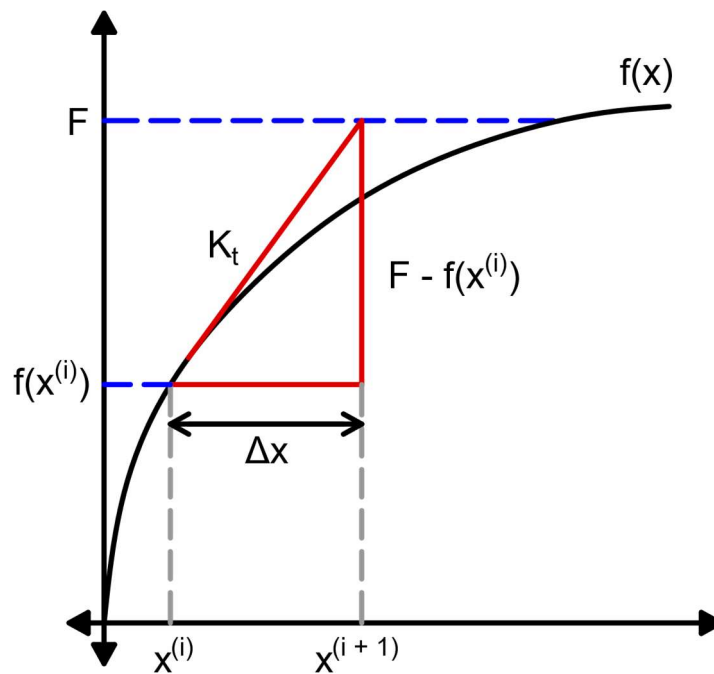
“ $[\Delta x]$ ” – Matriz de diferença das variáveis da função;

“ $[f(x^{i+1})]$ ” – Matriz dos valores finais da função;

“ $[f(x^i)]$ ” – Matriz dos valores iniciais da função.

Através da Eq. 4.1 busca-se aproximar o intervalo entre variáveis “ $\Delta x$ ” necessário para que “ $f(x)$ ” atinja o valor desejado “ $F$ ” através do traçado de uma reta tangente dada por “ $K_t \Delta x$ ” que se estende do ponto inicial  $(x^i, f(x^i))$  até ponto  $(x^{i+1}, F)$ , conforme apresenta a Figura 4.19. Se a diferença proporcional entre “ $F$ ” e “ $f(x^{i+1})$ ” for superior à tolerância de erro previamente especificada realiza-se uma nova iteração, onde se estabelece uma nova reta tangente partindo do ponto  $(x^{i+1}, f(x^{i+1}))$  até o ponto  $(x^{i+2}, F)$ . Esse processo se repete até que o erro proporcional calculado seja inferior ao tolerado, onde por padrão no ABAQUS®, é de 0,5%. É possível que o valor de “ $F$ ” seja grande a ponto de exigir muitas iterações até que o erro de cálculo seja admissível, sendo assim convém que a solicitação do modelo seja aplicada dividida em incrementos.

Figura 4.19 – MÉTODO NEWTON RAPHSON



Em uma simulação numérica quando o número de iterações necessários para um incremento é maior que o máximo estabelecido no software, que no ABAQUS® é 5 por padrão, o processo de cálculo é abortado. Logo, para evitar esse problema recomenda-se reduzir o tamanho dos incrementos de solicitação.

#### 4.4 Modelos Constitutivos Para os Materiais e Interações

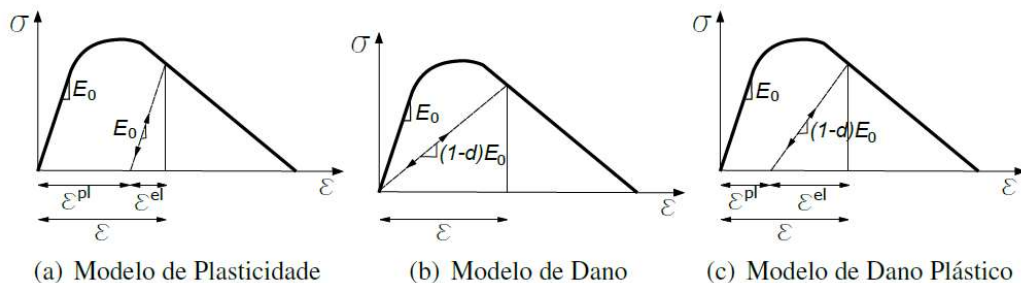
A seguir são apresentados os modelos constitutivos que determinaram o comportamento dos materiais e interações entre as geometrias que compõem as vigas simuladas.

##### 4.4.1 MODELO CONSTITUTIVO PARA O CONCRETO

O Modelo de Dano Plástico aplicado ao concreto, também conhecido como *Concrete Damage Plasticity* (CDP) proposto por Lubliner et al. (1989), e modificado por Lee e Fenves (1998) é um modelo constitutivo comumente empregado para a simulação do material (WOSATKO; SZCZECINA; WINNICKI, 2020). No presente trabalho o comportamento do concreto foi governado pelo CDP disponibilizado no software ABAQUS®. Esse modelo constitutivo se trata de uma combinação da Teoria da Plasticidade com a Mecânica do Dano Contínuo (Figura 4.20).

A Mecânica do Dano consiste na degradação progressiva e irreversível do concreto através da evolução da microfissuração (ÁLVARES, 1999). Essa degradação é computada como uma variável escalar “*d*” que representa a perda de rigidez do material em determinada seção da peça. Dessa forma, o concreto danificado sujeito a solicitações uniaxiais de tração e compressão possui as relações de tensão/deformação conforme apresentado nas equações 4.2 e 4.3.

Figura 4.20 - MODELO DE DANO PLÁSTICO



Fonte: Adaptado de Alfarah, López-Almansa e Oller (2017)

$$\sigma_c = (1 - d_c)E_0(\varepsilon_c - \varepsilon_c^{pl}) \quad 4.2$$

$$\sigma_t = (1 - d_t)E_0(\varepsilon_t - \varepsilon_t^{pl}) \quad 4.3$$

Onde, referente ao concreto, “ $\sigma_c$ ” e “ $\sigma_t$ ” são respectivamente a tensão de compressão e tração, “ $\varepsilon_c$ ” e “ $\varepsilon_t$ ” são respectivamente a deformação à compressão e tração, “ $\varepsilon_c^{pl}$ ” e “ $\varepsilon_t^{pl}$ ” são respectivamente a deformação plástica à compressão e tração, “ $d_c$ ” e “ $d_t$ ” são respectivamente as variáveis de dano para compressão e tração, cujos valores variam de 0 (material íntegro) a 1 (material destruído), e “ $E_0$ ” é o módulo de elasticidade inicial.

A seguir são apresentadas as relações de tensão/deformação e parâmetros necessários utilizados para a determinação do comportamento do concreto com base no CDP.

### • COMPORTAMENTO DO CONCRETO À COMPRESSÃO

O comportamento do concreto a compressão foi adotado conforme o modelo proposto por Carreira e Chu (1985). Nesse modelo a relação entre tensão e deformação do concreto é dada pela Eq. 4.4.

$$\frac{f_c}{f'_c} = \frac{\beta(\varepsilon/\varepsilon_0)}{\beta - 1 + (\varepsilon/\varepsilon_0)^\beta} \quad 4.4$$

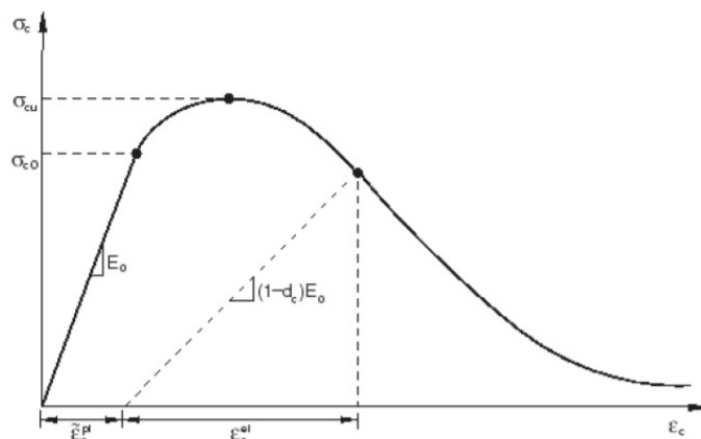
Onde “ $\beta$ ” é um parâmetro que depende do formato da curva tensão-deformação do material, determinado pela Eq. 4.5 (CARREIRA; CHU, 1985), “ $\varepsilon_0$ ” é a deformação de pico à compressão do concreto e “ $f'_c$ ” é a resistência característica à compressão uniaxial do concreto.

$$\beta = \frac{1}{1 - \frac{f_c}{\varepsilon_0 E_c}} \quad 4.5$$

Em que  $E_c = 21,500^3 \sqrt{f'_c/10}$ , de acordo com o Fib Model Code (2010).

A curva de tensão/deformação do concreto comprimido obtida pela Eq 4.4 pode ser dividida em três trechos, conforme destacado na Figura 4.21:

Figura 4.21 – CONCRETO SUBMETIDO A COMPRESSÃO UNIAXIAL



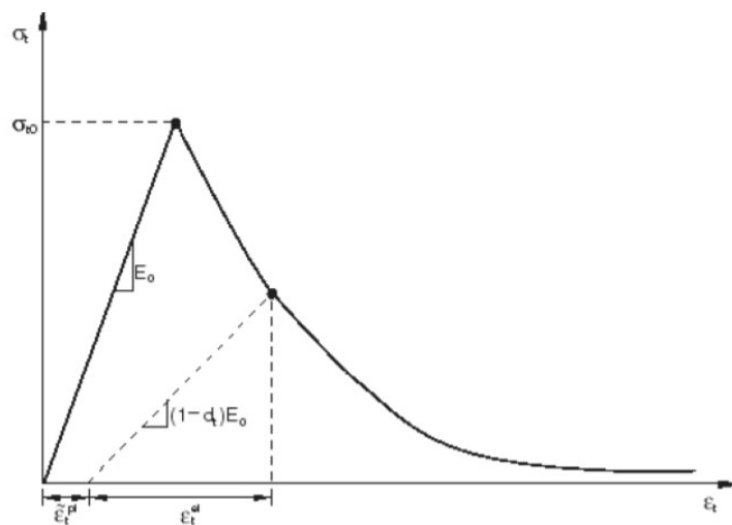
Fonte: Adaptado de Abaqus Theory Guide (2014)

Onde para tensões de compressão inferiores a  $\sigma_{c0}$  admite-se um comportamento linear elástico do material. Alfarah, López-Almansa e Oller (2017) estabelece esse limite por  $\sigma_{c0} = 0,4f_{cm}$ . Entre  $\sigma_{c0}$  e  $\sigma_{cu}$  é reconhecido um trecho com comportamento plástico chamado de endurecimento (*hardening*). Após  $\sigma_{cu}$  a curva inicia o seu trecho decrescente chamado de amolecimento (*softening*). A Eq 4.4 proposta por Carreira e Chu (1985) proporciona a transição não-linear para esses 3 trechos.

### • COMPORTAMENTO DO CONCRETO À TRAÇÃO

Para o comportamento do concreto a tração foi adotado o modelo proposto por Hordijk (1991). Nesse o modelo a relação entre tensão e deformação de concreto à tração é dada pela Eq 4.6. onde a resposta do material as tensões de tração têm o aspecto apresentado na Figura 4.22:

Figura 4.22 – CONCRETO SUBMETIDO A TRAÇÃO UNIAXIAL



Fonte: Adaptado de Abaqus Theory Guide (2014)

Em que no trecho inicial ascendente admite-se um comportamento linear elástico até  $\sigma_{t0}$ , calculado por  $f'_t = 0,3\sqrt[3]{f'_c{}^2}$  (GENIKOMSOU; POLAK, 2015). Após esse pico, tem-se o amolecimento cujo comportamento é dado pela Eq. 4.6, em função da abertura de fissura “w” do concreto.

$$\sigma_t = f'_t \left[ 1 + \left( c_1 \frac{w}{w_c} \right) \right] e^{-c_2 \frac{w}{w_c}} - \frac{w}{w_c} (1 + c_1^3) e^{-c_2} \quad 4.6$$

Sendo que  $c_1 = 3$ ,  $c_2 = 6,93$  e a abertura crítica de fissura “ $w_c$ ” é dada pela Eq. 4.7 (HORDIJK, 1991):

$$w_c = \frac{5,14G_f}{f'_t} \quad 4.7$$

Onde a energia de fratura “ $G_f$ ” foi calculada pela Eq. 4.8 (CEB-FIP, 2010):

$$G_f = 0,073f_c^{0,18} \quad 4.8$$

## • EVOLUÇÃO DO DANO

Para a determinação da evolução de dano a compressão “ $d_c$ ” e tração “ $d_t$ ” foram adotadas as relações nas Eqs 4.9 e 4.10, respectivamente, conforme proposto por Birtel e Mark (2006):

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c E_c^{-1}}{\varepsilon_c^{pl} (1/b_c - 1) + \sigma_c E_c^{-1}} \quad 4.9$$

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t E_c^{-1}}{\varepsilon_t^{pl} (1/b_t - 1) + \sigma_t E_c^{-1}} \quad 4.10$$

Onde os parâmetros “ $b_c$ ” e “ $b_t$ ” representam a parcela de deformação plástica (“ $\varepsilon_c^{pl}$ ” e “ $\varepsilon_t^{pl}$ ”) e em relação à deformação inelástica à compressão “ $\varepsilon_c^{el}$ ” e tração “ $\varepsilon_t^{el}$ ”, respectivamente. Logo tem-se que:

$$\varepsilon_c^{pl} = \varepsilon_c^{el} * b_c \quad 4.11$$

$$\varepsilon_t^{pl} = \varepsilon_t^{el} * b_t \quad 4.12$$

Onde “ $\varepsilon_c^{el}$ ” e “ $\varepsilon_t^{el}$ ” são calculados respectivamente por:

$$\varepsilon_c^{el} = \varepsilon - f_c/E_c \quad 4.13$$

$$\varepsilon_t^{el} = w/l_e \quad 4.14$$

Em que “ $l_e$ ” é o tamanho do elemento finito.

## • COMPORTAMENTO MULTIAXIAL À COMPRESSÃO DO CONCRETO

Para que se possa levar em conta o comportamento a compressão do concreto em estado multiaxial de tensões é necessário estabelecer a relação entre sua resistência à compressão uniaxial e equibiaxial, que é calculado por Papanikolaou e Kappos (2007):

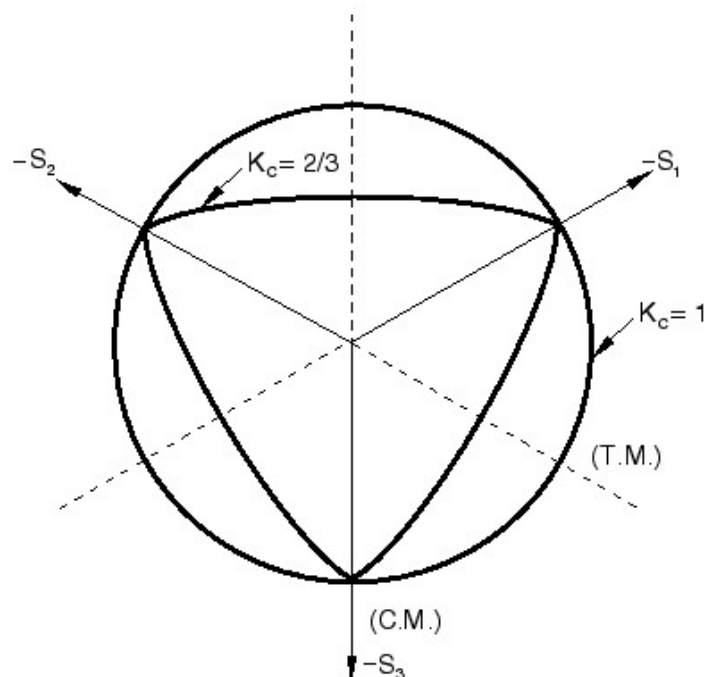
$$f_{bc}/f'_c = 1,5f_c^{-0,075} \quad 4.15$$

Onde “ $f_{bc}$ ” é a resistência do concreto à compressão equibiaxial.

- **DISTÂNCIA DO EIXO HIDROSTÁTICO AOS MERIDIANOS DE TRAÇÃO E COMPRESSÃO**

Para configuração do CDP deve-se determinar a razão entre a distância do eixo hidrostático aos meridianos de tração e compressão de concreto no plano desviador no espaço de tensões de Haigh–Westergaard. Essa razão é dada pelo parâmetro “ $K_c$ ” cujo valor varia entre 0,5 e 1,0. Quando esse valor é igual a 1 a superfície de escoamento no plano desviador adquire um formato circular, assemelhando-se ao critério de falha de Drucker-Prager (Figura 4.23).

Figura 4.23 – PARÂMETRO “ $K_c$ ”

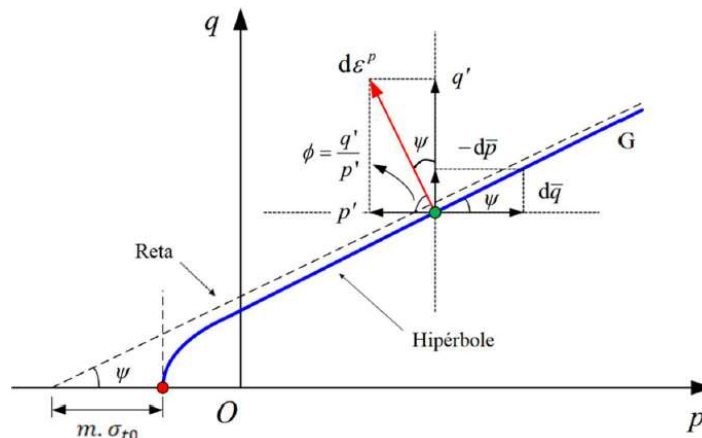


Fonte: Abaqus Theory Guide (2014)

- **REGRA DE FLUXO (FLOW RULE)**

Para determinar a função de potencial plástico no CDP é necessário estabelecer os parâmetros “ $\psi$ ” e “ $m$ ”, denominados respectivamente de Ângulo de Dilatação e Excentricidade. O Ângulo de Dilatação se trata da inclinação da superfície de potencial plástico em relação ao eixo hidrostático, onde para o concreto seu valor comumente varia entre  $30^\circ$  e  $40^\circ$ , já “ $m$ ” se trata da excentricidade dessa superfície, cujo valor varia 0 e 1. A Figura 4.24 ilustra a relação entre esses parâmetros.

Figura 4.24 – SUPERFÍCIE DE POTENCIAL PLÁSTICO DO CONCRETO



Fonte: Arcine (2020)

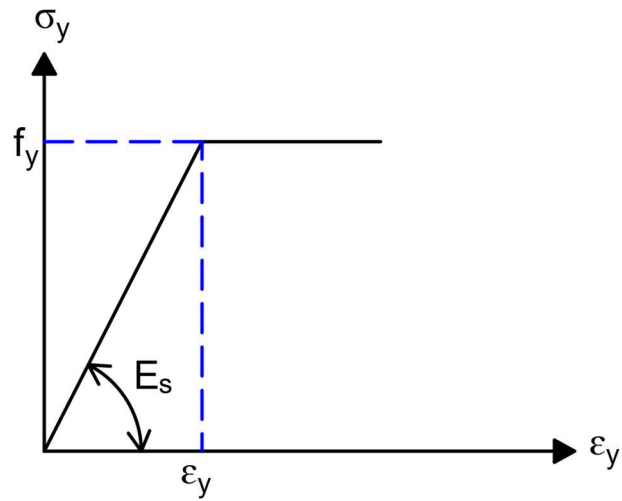
#### • VISCOSIDADE

O Parâmetro de Viscosidade “ $\mu$ ” é um recurso matemática presente no ABAQUS® que distribui o dano do material em uma maior área de incidência afim de melhorar a taxa de convergência dos modelos sem comprometer os resultados. Demir (2018) analisou a influência da variação desse parâmetro na análise numérica de vigas parede e concluiu que valores superiores a 0,0005 comprometiam significativamente a precisão dos resultados.

#### 4.4.2 MODELO CONSTITUTIVO PARA O AÇO

Para o modelo constitutivo do aço será considerado um comportamento Elasto-Plástico Perfeito, cuja relação de tensão/deformação é apresentada na Figura 4.25. Onde admite-se um trecho linear elástico até o aço atingir sua tensão de escoamento “ $f_y$ ”, onde o material passa a deformar-se continuamente sem acréscimo de tensões. Para análise do comportamento do aço em peças de concreto armado pode-se levar em conta apenas a sua resposta a solicitações uniaxiais devido ao fato de que o aço é um material isotrópico e com comportamento semelhante a tração e compressão (GUERRA, 2017).

Figura 4.25 – TENSÃO/DEFORMAÇÃO DO AÇO

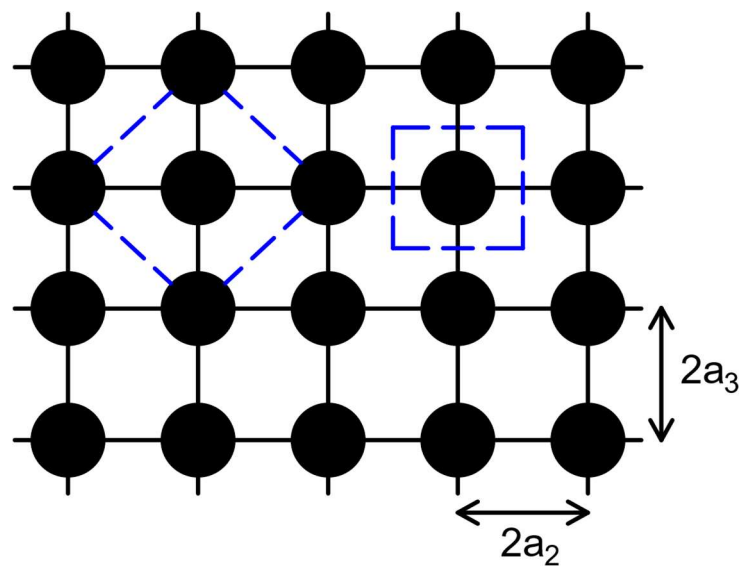


Fonte: O Autor (2022)

#### 4.4.3 MODELO CONSTITUTIVO PARA O PRFC

As propriedades mecânicas do PRFC foram determinadas de acordo com o modelo micromecânico proposto por Luciano e Barbero (1994). Nesse método assume-se que o compósito possui as fibras (fase de reforço) arranjadas em padrão quadrado de forma periódica (Figura 4.26). No caso, tais fibras são consideradas com seção circular de comportamento isotrópico.

Figura 4.26 – IDEALIZAÇÃO DO ARRANJO DE FIBRAS NA MATRIZ



Fonte: Adaptado de Luciano e Barbero (1994)



Dessa forma, segundo Luciano e Barbero (1994) as propriedades do PRFC são determinadas a partir das seguintes relações (Eq. 4.16 à 4.21):

$$E_1 = C_{11} - \frac{2C_{12}^2}{C_{22} + C_{23}} \quad 4.16$$

$$E_2 = \frac{(2C_{11}C_{12} + 2C_{11}C_{23} - 4C_{12}^2)(C_{22} - C_{23} + 2C_{44})}{3C_{11}C_{22} + C_{11}C_{23} + 2C_{11}C_{44} - 4C_{12}^2} \quad 4.17$$

$$G_{12} = G_{13} = C_{66} \quad 4.18$$

$$\nu_{12} = \nu_{13} = \frac{C_{12}}{C_{22} + C_{23}} \quad 4.19$$

$$\nu_{23} = \frac{C_{11}C_{22} + 3C_{11}C_{23} - 2C_{11}C_{44} - 4C_{12}^2}{3C_{11}C_{22} + C_{11}C_{23} + 2C_{11}C_{44} - 4C_{12}^2} \quad 4.20$$

$$G_{23} = \frac{C_{22}}{4} - \frac{C_{23}}{4} + \frac{C_{44}}{2} = \frac{E_2}{2(1 + \nu_{23})} \quad 4.21$$

Onde:

$E_1, E_2$  e  $E_3$  – Módulos de Elasticidade Longitudinal nas direções principais.

$G_{12}, G_{13}, G_{23}$  – Módulos de Elasticidade Transversal nas direções principais.

$\nu_{12}, \nu_{13}, \nu_{23}$  – Coeficientes de Poisson nas direções principais.

$C_{11}, C_{12}, C_{22}, C_{23}, C_{44}$  e  $C_{66}$  – Componentes da matriz de rigidez do material, determinadas a partir das seguintes relações (Eq. 4.22 à 4.27).

$$C_{11} = \lambda_m + 2\mu_m - \frac{V_f}{D} \left[ \frac{S_3^2}{\mu_m^2} - \frac{2S_6S_3}{\mu_m^2g} - \frac{aS_3}{\mu_m c} + \frac{S_6^2 - S_7^2}{\mu_m^2g^2} + \frac{aS_6 + bS_7}{\mu_m gc} + \frac{a^2 - b^2}{4c^2} \right] \quad 4.22$$

$$C_{12} = \lambda_m + \frac{V_f}{D} b \left[ \frac{S_3}{2\mu_m c} - \frac{S_6 - S_7}{2\mu_m gc} - \frac{a + b}{4c^2} \right] \quad 4.23$$

$$C_{22} = \lambda_m + 2\mu_m - \frac{V_f}{D} \left[ -\frac{aS_3}{2\mu_m c} + \frac{aS_6}{2\mu_m gc} + \frac{a^2 + b^2}{4c^2} \right] \quad 4.24$$

$$C_{23} = \lambda_m + \frac{V_f}{D} b \left[ \frac{aS_7}{2\mu_m gc} - \frac{ba + b^2}{4c^2} \right] \quad 4.25$$

$$C_{44} = \mu_m - V_f \left[ -\frac{2S_3}{\mu_m} + (\mu_m - \mu_f)^{-1} + \frac{4S_7}{\mu_m(2 - 2\nu_m)} \right]^{-1} \quad 4.26$$

$$C_{66} = \mu_m - V_f \left[ -\frac{S_3}{\mu_m} + (\mu_m - \mu_f)^{-1} \right]^{-1} \quad 4.27$$

Em que (Eq. 4.28 à 4.38):

$$\lambda_m = \frac{E_m}{(1 + \nu_m)(1 - 2\nu_m)} \quad 4.28$$

$$\mu_m = \frac{E_m}{2(1 + \nu_m)} \quad 4.29$$

$$\mu_f = \frac{E_f}{2(1 + \nu_f)} \quad 4.30$$

$$a = \mu_f - \mu_m - 2\mu_f\nu_m + 2\mu_m\nu_f \quad 4.31$$

$$b = -\mu_m\nu_m + \mu_f\nu_f + 2\mu_m\nu_m\nu_f + 2\mu_f\nu_m\nu_f \quad 4.32$$

$$c = (\mu_m - \mu_f)(\mu_f - \mu_m + \mu_f\nu_f - \mu_m\nu_m + 2\mu_m\nu_f - 2\mu_f\nu_m + 2\mu_m\nu_m\nu_f - 2\mu_f\nu_m\nu_f) \quad 4.33$$

$$g = (2 - 2\nu_m) \quad 4.34$$

$$D = \frac{aS_3^2}{2\mu_m^2c} - \frac{aS_6S_3}{\mu_m^2gc} + \frac{a(S_6^2 - S_7^2)}{2\mu_m^2g^2c} + \frac{S_3(b^2 - a^2)}{2\mu_m c^2} + \frac{S_6(a^2 - b^2) + S_7(ab - b^2)}{2\mu_m gc^2} + \frac{(a^3 - 2b^3 - 3ab^2)}{8c^3} \quad 4.35$$

$$S_3 = 0,49247 - 0,47603V_f - 0,02748V_f^2 \quad 4.36$$

$$S_6 = 0,36844 - 0,14944V_f - 0,27152V_f^2 \quad 4.37$$

$$S_7 = 0,12346 - 0,32035V_f - 0,23517V_f^2 \quad 4.38$$

Onde:

Subscritos  $(.)_m$  e  $(.)_f$  indicam respectivamente a matriz do compósito e as fibras de carbono.

$V_f$  – Proporção entre o volume de fibras e o volume total do compósito.

$\lambda_m$ ,  $\mu_m$  e  $\mu_f$  – Parâmetros de Lamé.

$a$ ,  $b$ ,  $c$ ,  $g$ ,  $S_3$ ,  $S_6$  e  $S_7$  – Constantes.

$\nu_m$  e  $\nu_f$  – Coeficientes de Poisson.

Logo, conhecendo-se  $E_m$ ,  $E_f$ ,  $\nu_m$ ,  $\nu_f$  e  $V_f$  pode se determinar as propriedades mecânicas do compósito nas suas três direções principais. Por fim, para representação do comportamento do PRFC no modelo numérico foi utilizado um recuso no software ABAQUS® chamado “*Engineering Constants*”. Essa função determina o comportamento do material com base na sua rigidez (“ $E_1$ ”, “ $E_2$ ”, “ $E_3$ ”, “ $G_{12}$ ”, “ $G_{13}$ ” e “ $G_{23}$ ”) e nos seus coeficientes de Poisson entre as direções principais (“ $\nu_{12}$ ”, “ $\nu_{13}$ ”, “ $\nu_{23}$ ”), ambos obtidos pelas Eq’s 4.16 a 4.21.

#### 4.4.4 INTERAÇÃO ENTRE CONCRETO E AÇO

A interação entre o concreto da viga e as armações de aço modeladas com elementos T3D2 foi estabelecida como “*Embedded Region*”, o qual é um recurso disponível no Software ABAQUS® que garante a perfeita aderência entre os dois materiais quando, no caso, as barras de aço são completamente envolvidas pela massa de concreto.

A interação normal entre o concreto da viga e as armações de aço modeladas com elementos C3D8R foi configurada como contato rígido, onde no ABAQUS® é chamado de “*Hard Contact*”, que não permite penetração entre as superfícies de contato. Já a interação tangencial para tais elementos foi configurada como atrito, que no ABAQUS® recebe o nome de “*friction*”, cujo valor foi testado para fins de calibração. Para fins de calibração também foi utilizado o recurso “*Tie Constraint*” para a respectiva interface, qual exerce uma função semelhante a do “*Embedded Region*”, porém, ao invés de trabalhar com elementos embebidos em um sólido é aplicável para superfícies de contato.

A interação normal entre o concreto da viga e as placas de apoio e aplicação de carga foi configurada como contato rígido. Já a interação tangencial para tais elementos foi configurada como atrito, com um coeficiente de penalidade 0,50.

#### 4.4.5 INTERAÇÃO ENTRE CONCRETO E PRFC

A interação entre o concreto e o PRFC foi configurada para representar a função do adesivo no reforço através de uma interface coesiva, que no ABAQUS® recebe o nome de “*Cohesive Behavior*”. O comportamento elástico dessa interface é governado pela sua rigidez frente a solicitações normais ( $K_{nn}$ ) e de cisalhamento (“ $K_{ss}$ ” e “ $K_{tt}$ ”). A elasticidade “ $K_{nn}$ ” é comumente fornecida pelo fabricante do material e, na ausência de informações, pode ser tomada como base para calcular os valores de “ $K_{ss}$ ” e “ $K_{tt}$ ”, através da Eq. 4.39, onde “ $\nu_a$ ” é o Coeficiente de Poisson do adesivo.

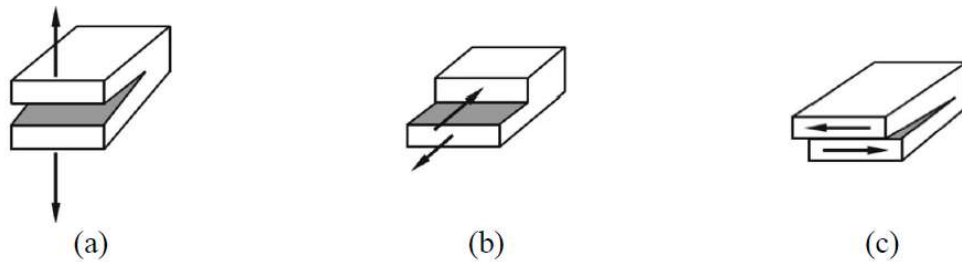
$$K_{ss} = K_{tt} = \frac{K_{nn}}{2(1 + \nu_a)} \quad 4.39$$

Sendo assim, para o comportamento elástico de separação do adesivo (*Traction-separation behavior*) foram inseridos os coeficientes de rigidez, “ $K_{nn}$ ”, “ $K_{ss}$ ” e “ $K_{tt}$ ”.

Conforme indicado por De Moura e Chousal (2006) admitiu-se um comportamento linear-elástico na superfície de contato até atingir a máxima tensão aderente suportada pelo

adesivo iniciando então o descolamento. De acordo com Hogberg (2006) a interface coesiva pode chegar ao estágio de amolecimento através de 3 modos diferentes, ilustrados na Figura 4.27.

Figura 4.27 – MODOS DE FALHA NA INTERFACE COESIVA



Fonte: Arcine (2020)

O Modo de Falha I (Figura 4.27a) acontece através da separação das superfícies, já os Modos de Falha II e III (Figura 4.27b e c) ocorrem por deslizamento na interface. No reforço de vigas ao cisalhamento tais modos são acionados em conjunto, portanto, para essa situação torna-se viável o emprego do Modo Misto (*Mixed Mode*). O *Mixed Mode* leva em consideração a interação entre modos de falha diferentes.

A solução adotada para o emprego do Modo Misto foi o critério quadrático, sugerido por Fernando (2010), que é dado pela Eq. 4.40, onde as tensões de pico referente aos Modos de Falha I, II e III são respectivamente “ $\sigma_{n-max}$ ”, “ $\tau_{s-max}$ ” e “ $\tau_{t-max}$ ” e as tensões solicitantes são respectivamente “ $\sigma_n$ ”, “ $\tau_s$ ” e “ $\tau_t$ ”. O operador de Macauley “ $\langle . \rangle$ ” significa que tensões de compressão não colaboram com a iniciação do dano, portanto, caso  $\sigma_n < 0$  então “ $\sigma_n$ ” deve ser adotado como zero.

$$\left( \frac{\langle \sigma_n \rangle}{\sigma_{n-max}} \right)^2 + \left( \frac{\tau_s}{\tau_{s-max}} \right)^2 + \left( \frac{\tau_t}{\tau_{t-max}} \right)^2 = 1 \quad 4.40$$

Quando a relação acima (Eq. 4.40) é satisfeita a interface coesiva entra em estágio de amolecimento onde a evolução do dano é controlada pela energia de fratura dos modos de falha I, II e III, que respectivamente recebem a sigla de “ $G_{Ic}$ ”, “ $G_{IIc}$ ” e “ $G_{IIIc}$ ”. A relação entre as energias de fratura para o *Mixed Mode* foi estabelecida conforme o método proposto Benzeggagh e Kenane (1996) chamado de critério de falha de BK (*BK fracture criterion*), que estabelece que (Eq. 4.41):

$$G_c = G_{Ic} + (G_{IIc} - G_{Ic}) \left( \frac{G_{II} + G_{III}}{G_I + G_{II} + G_{III}} \right)^\eta \quad 4.41$$

Em que “ $G_I$ ”, “ $G_{II}$ ” e “ $G_{III}$ ” são, respectivamente, o trabalho realizado pela tração que gera a separação na interface coesiva no Modo I, II e III, e “ $\eta$ ” é um parâmetro do material que rege a forma como tal trabalho afeta a energia de fratura do adesivo no *Mixed Mode*. Por fim, na modelagem, o modelo de amolecimento supracitado foi configurado no ABAQUS® através de um recurso de dano na interface coesiva, onde para a iniciação do dano (*Damage Initiation*) foram especificados “ $\sigma_{n-max}$ ”, “ $\tau_{s-max}$ ” e “ $\tau_{t-max}$ ”. Já a evolução do dano (*Damage Evolution*) foi configurada com amolecimento linear, onde no *Mixed Mode* com o critério de BK foram especificados “ $G_{IC}$ ”, “ $G_{IIC}$ ”, “ $G_{IIIC}$ ” e “ $\eta$ ”.

#### 4.5 Modelagem – Experimentos de Rogowsky et al (1983)

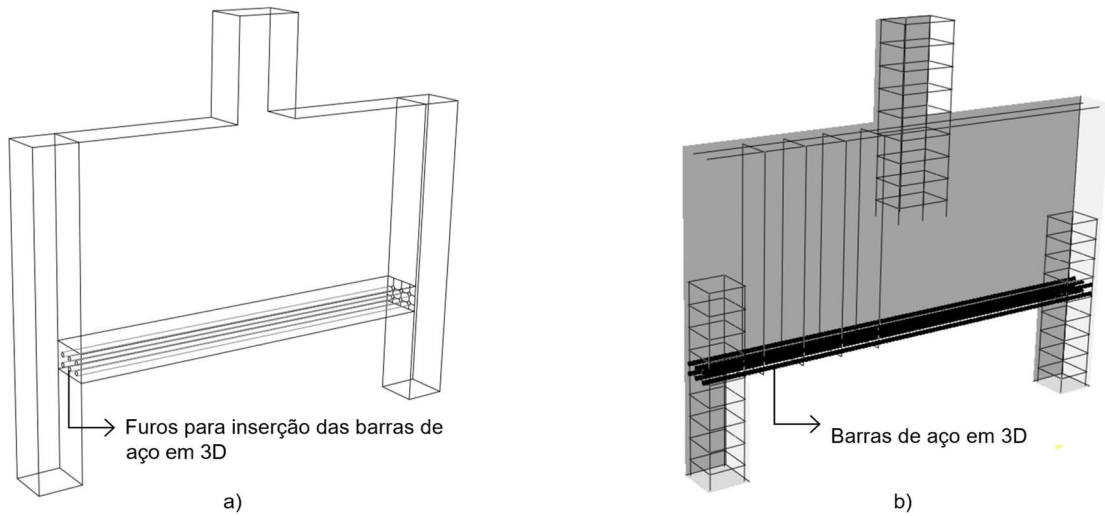
A seguir são apresentadas as considerações feitas para a calibração das Vigas 1/10 e 1/15, ensaiadas por Rogowsky, MacGregor e Ong (1983). Conforme apresentado no item 2.2.5, a ação de arco em vigas parede podem elevar sua capacidade portanto mesmo após a falha do mecanismo de viga, e para que tal ação se desenvolva é necessário ocorrer o deslizamento relativo entre as barras de aço e o concreto. Para considerar esse efeito nas simulações foi adotado um comportamento tangencial de atrito entre a superfície das armações longitudinais e da viga. Sendo assim para fins de calibração variou-se o coeficiente de atrito entre aço e concreto ao longo do vão de cisalhamento.

A seguir são apresentadas as propriedades dos modelos simulados.

##### 4.5.1 GEOMETRIA E MONTAGEM

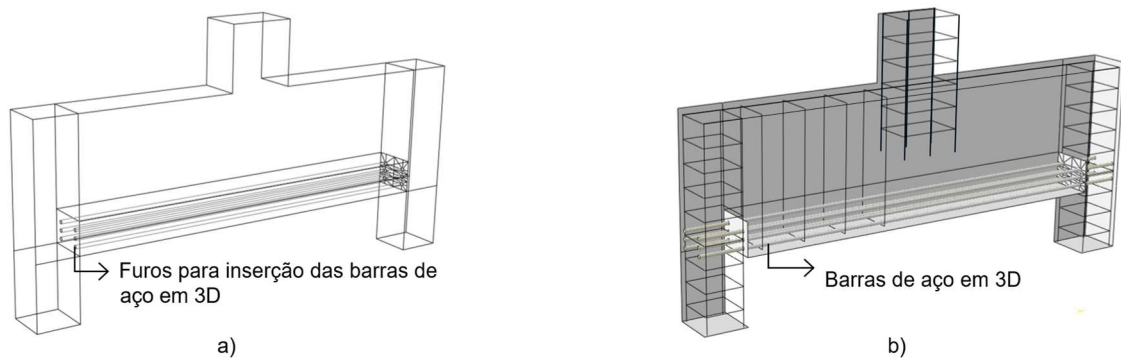
A montagem do modelo 1/10 é apresentada na Figura 4.28. A Figura 4.28a mostra o sólido de concreto e suas partições e a Figura 4.28b ilustra as armações. O sólido de concreto e as armações do modelo 1/15 são apresentados na Figura 4.29a e Figura 4.29b, respectivamente.

Figura 4.28 – MONTAGEM - VIGA 1/10



Fonte: O Autor (2022)

Figura 4.29 – MONTAGEM - VIGA 1/15



Fonte: O Autor (2022)

#### 4.5.2 MATERIAIS

A Tabela 4.8 apresenta as propriedades do concreto utilizado nos modelos, cuja resistência a compressão é mesma das vigas ensaiadas em laboratório. Os parâmetros do material necessários para o emprego do CDP são listados na Tabela 4.9. O aço utilizado nas armações foi configurado conforme a Tabela 4.3, assumindo que  $E = 204,000$  MPa.

Tabela 4.8 – PROPRIEDADES DO CONCRETO – 1/10 E 1/15

Modelo	F'c (MPa)	bc	bt	F't (MPa)	E (GPa)	$\epsilon_c$	wc	Gf (N/mm)
Viga 1/10	26.10	0.70	0.95	2.64	29601.83	0.0022	0.2557	0.1313
Viga 1/15	42.40	0.70	0.95	2.15	34798.49	0.0025	0.2019	0.1433

Fonte: O Autor (2022)

Em testes preliminares notou-se que a viga 1/15 apresentou resultados em melhor concordância com o constatado em laboratório utilizando uma resistência a tração calculada por  $f'_t = 0,33 \sqrt{f'_c}$ , de acordo com o proposto por Genikomsou e Polak (2015). Portanto essa foi a formulação utilizada para o respectivo modelo.

Tabela 4.9 – PROPRIEDADES DO CDP – 1/10 E 1/15

Modelo	Angulo de Dilatação $\psi$	Excentricidade	$f'_{bc}/f'_c$	$K_c$	Viscosidade $\mu$	$b_c$	$b_t$
Viga 1/10	40°	0.1	1.15	0.666	0.00005	0.7	0.95
Viga 1/15	40°	0.1	1.15	0.666	0.00005	0.7	0.95

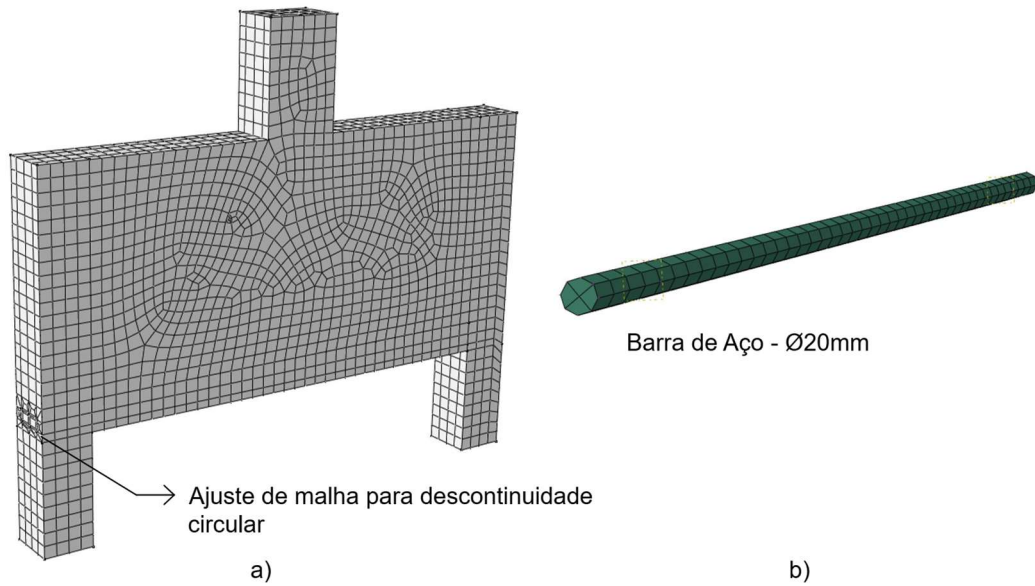
Fonte: O Autor (2022)

#### 4.5.3 MALHA DE ELEMENTOS FINITOS

A Figura 4.30a e Figura 4.30b apresentam respectivamente a discretização do sólido de concreto e da armação em 3D do modelo 1/10. O refinamento de malha dos modelos foi escolhido com base em testes preliminares de sensibilidade de malha. As medidas dos elementos finitos utilizados na viga 1/15 para o concreto e as barras de 16 mm estão registradas na Figura 4.31. Tanto na Figura 4.30 quanto na Figura 4.31 estão indicados o ajuste de malha na região ao redor dos furos para a inserção das barras. As dimensões dos elementos finitos nessa região foram escolhidas visando gerar o menor impacto possível no custo computacional e evitar problemas de convergência devido à sobreposição de malha na superfície de contato entre o aço e concreto.

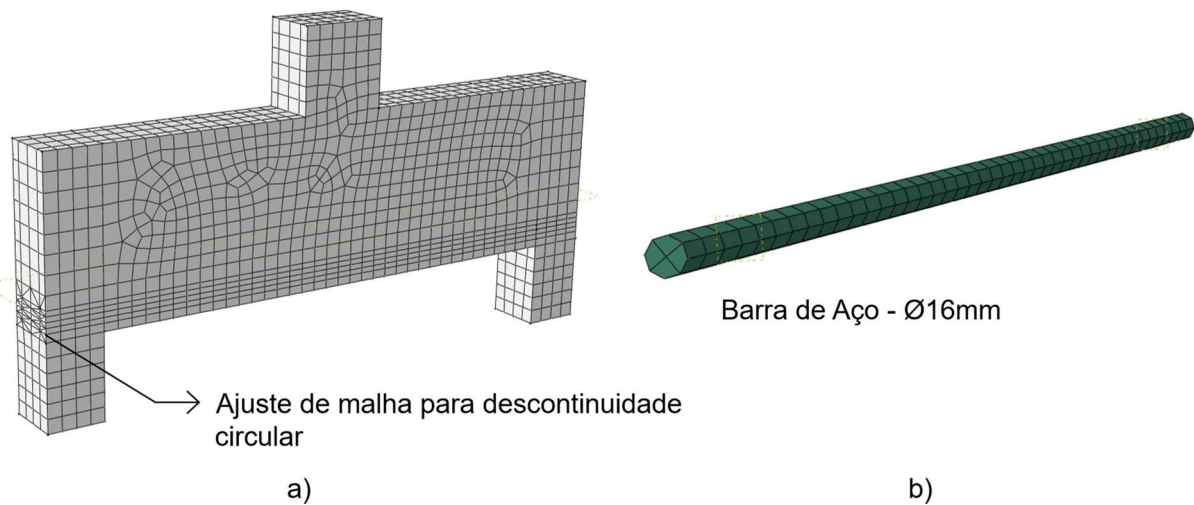
Na Viga 1/10 e 1/15, no sólido de concreto buscou-se aproximar o tamanho dos elementos finitos para 50x50x50 mm. As barras de aço em 3D tiveram sua seção transversal dividida em 4 partes, enquanto na direção do comprimento a dimensão dos elementos foi de 50mm. Para as armações longitudinais em elementos T3D2 a dimensão dos elementos foi de 50mm. Os estribos da viga e dos pilares tiveram elementos com dimensão de 25 mm.

Figura 4.30 – DISCRETIZAÇÃO DO MODELO 1/10



Fonte: O Autor (2022)

Figura 4.31 – DISCRETIZAÇÃO DO MODELO 1/15



Fonte: O Autor (2022)

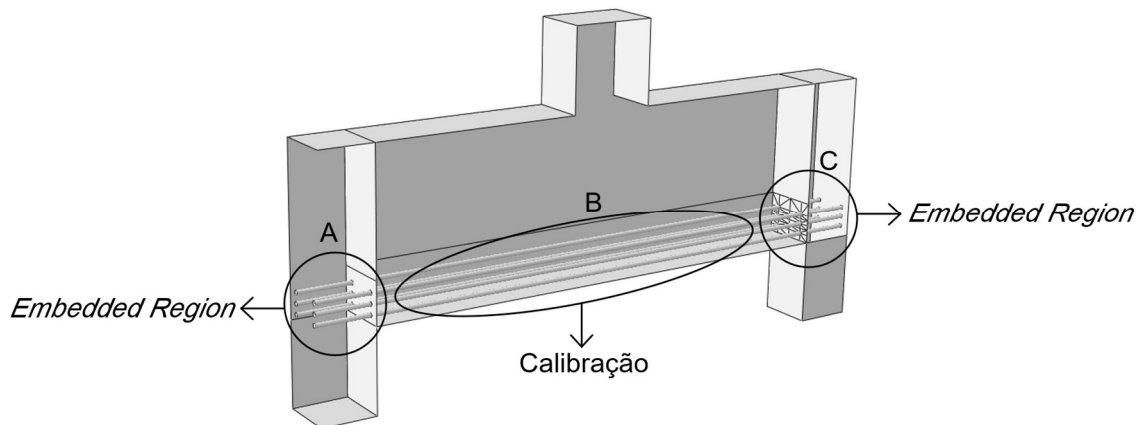
#### 4.5.4 INTERAÇÕES

Todas as barras de aço em elementos T3D2 foram ancoradas no concreto através do “*Embedded Region*”. A Figura 4.32 indica as interações entre as armações em 3D e concreto utilizadas nos modelos 1/10 e 1/15. Nas regiões “A” e “C” (Figura 4.32) utilizou-se o “*Embedded Region*” para simular a atuação dos ganchos das barras, cuja função é garantir a ancoragem da armação no concreto. A Tabela 4.10 apresenta os parâmetros testados para fins de calibração na interação entre aço e concreto na região “B” (Figura 4.32).



Sendo assim no Teste 1 as vigas irão desenvolver isoladamente a ação de arco, e no Teste 4, isoladamente a ação de viga. Esperou-se que no Teste 2 e Teste 3 o comportamento dos modelos iria resultar da combinação dos dois mecanismos ora citados.

Figura 4.32 – INTERAÇÕES DOS MODELOS 1/10 E 1/15



Fonte: O Autor (2022)

Tabela 4.10 – PARAMETROS PARA CALIBRAÇÃO

Modelo	Interação			
	Teste 1	Teste 2	Teste 3	Teste 4
Viga 1/10	Sem aderência	Atrito - <i>Penalty</i> = 0,50	Atrito - <i>Penalty</i> = 0,99	<i>Tie Constraint</i>
Viga 1/15	Sem aderência	Atrito - <i>Penalty</i> = 0,50	Atrito - <i>Penalty</i> = 0,99	<i>Tie Constraint</i>

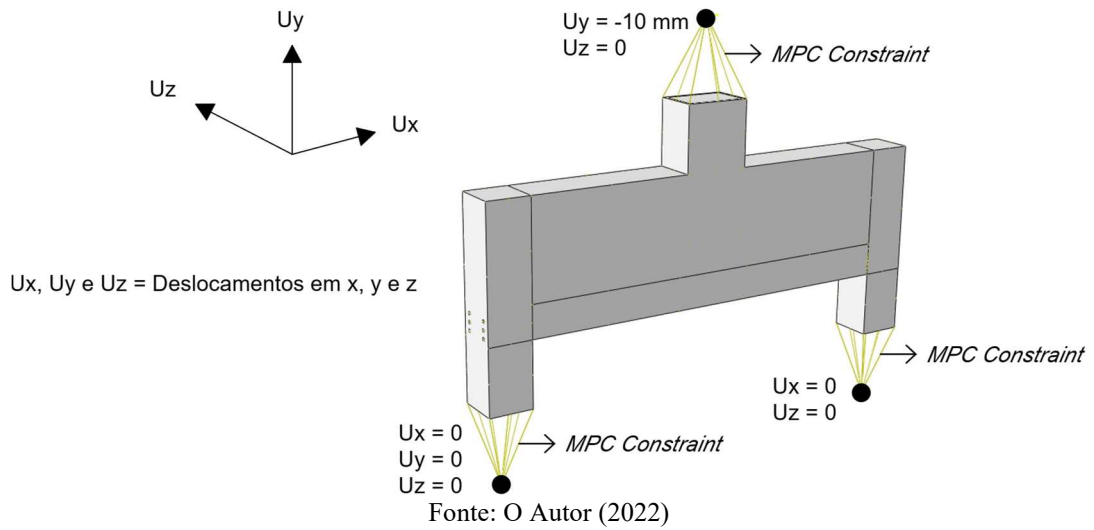
Fonte: O Autor (2022)

#### 4.5.5 CONDIÇÕES DE CONTORNO

As condições de contorno utilizadas nos Modelos 1/10 e 1/15 são apresentadas na Figura 4.33. O deslocamento em “Z” foi restringido nos apoios e carregamento para garantir o equilíbrio da viga no respectivo eixo.

O limite de incremento inicial de descolamento foi de 1%. O valor dos incrementos de descolamento durante a simulação foi configurado como automático, atendendo à limite mínimo de  $10^{-10}$ . O valor total de descolamento aplicado foi de 10mm.

Figura 4.33 – CONDIÇÕES DE CONTORNO DOS MODELOS 1/10 E 1/15



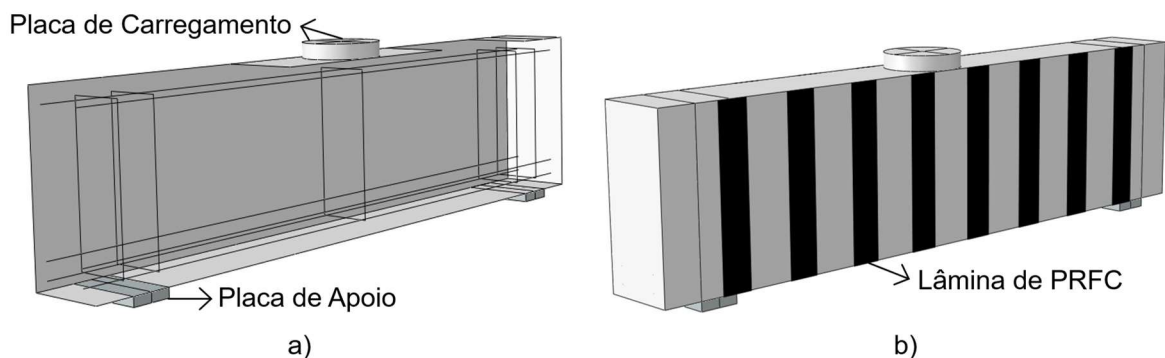
#### 4.6 Modelagem – Experimentos de Zhang (2003)

A seguir são apresentadas as considerações feitas para a validação dos parâmetros das Vigas ZC11-SC e Z11-S90, ensaiadas por Zhang (2003). As duas vigas foram modeladas de forma semelhante, com a diferença que o Modelo Z11-S90 teve o emprego do reforço com o PRFC. Os detalhes dos modelos são apresentados a seguir.

##### 4.6.1 GEOMETRIA E MONTAGEM

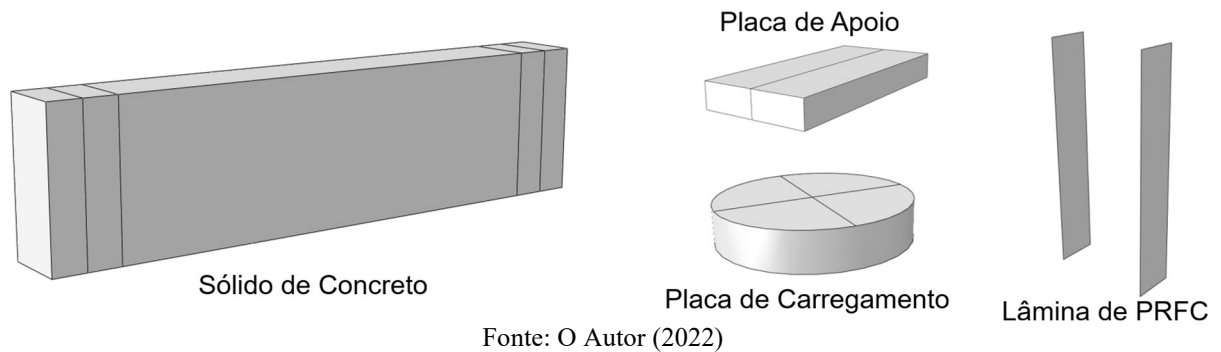
A montagem dos modelos ZC11-SC e Z11-S90 é apresentada na Figura 4.34a e Figura 4.34b, respectivamente. A Figura 4.35 mostra o sólido de concreto, as lâminas de PRFC, as placas de carregamento e de apoio.

Figura 4.34 – MONTAGEM - VIGAS ZC11-SC e Z11-S90



Fonte: O Autor (2022)

Figura 4.35 – PARTES - VIGAS ZC11-SC e Z11-S90



#### 4.6.2 MATERIAIS

A Tabela 4.11 apresenta as propriedades do concreto utilizado nos modelos, cuja resistência a compressão é mesma das vigas ensaiadas em laboratório. Os parâmetros do material necessários para o emprego do CDP são listados na Tabela 4.12. A tensão de escoamento e o módulo de elasticidade do aço utilizado nas armações foi de 400 MPa e 204,000 MPa, respectivamente.

Tabela 4.11 – PROPRIEDADES DO CONCRETO – ZC11-SC E Z11-S90

Modelo	$f'_c$ (MPa)	$f'_t$ (MPa)	bc	bt	E (GPa)	$\varepsilon_c$	wc	Gf (N/mm)
Viga ZC11-SC	42.47	3.65	0.60	0.95	34,814.90	0.0025	0.2018	0.1433
Viga Z11-S90	42.47	3.65	0.60	0.95	34,814.90	0.0025	0.2018	0.1433

Fonte: O Autor (2022)

Tabela 4.12 – PROPRIEDADES DO CDP – ZC11-SC E Z11-S90

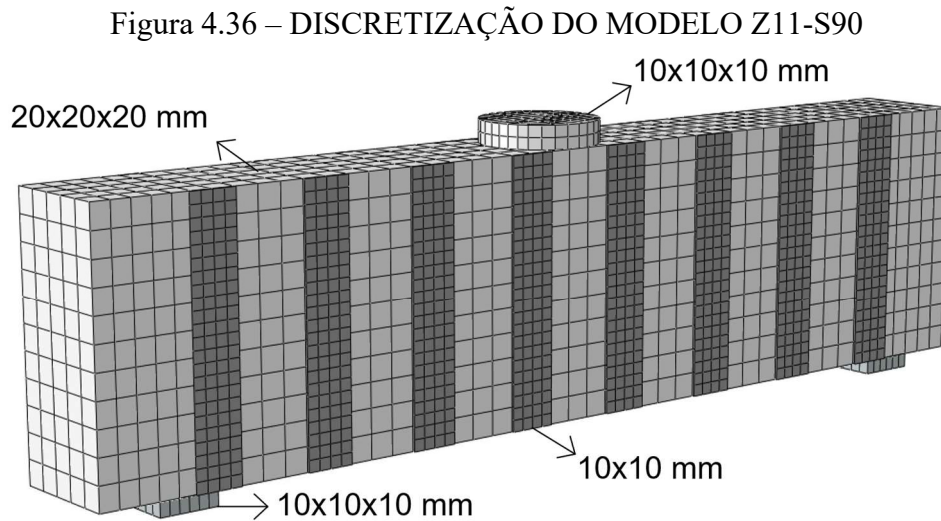
Modelo	Angulo de Dilatação $\psi$	Excentricidade	$f_{bc}/f'_c$	$K_c$	Viscosidade $\mu$	$b_c$	$b_t$
Viga ZC11-SC	40°	0.1	1.15	0.666	0.00005	0.7	0.95
Viga Z11-S90	40°	0.1	1.15	0.666	0.00005	0.7	0.95

Fonte: O Autor (2022)

#### 4.6.3 MALHA DE ELEMENTOS FINITOS

A Figura 4.36 apresenta a discretização do modelo Z11-S90. O refinamento de malha dos modelos foi escolhido com base em testes preliminares de sensibilidade de malha. A dimensão dos elementos finitos do sólido de concreto foi de 20x20x20 mm. Buscou-se aproximar a medida dos elementos finitos das placas de apoio e aplicação de carga para

10x10x10 mm. As lâminas de PRFC foram discretizadas em elementos de 10x10 mm (Figura 4.36). A dimensão dos elementos finitos das barras de aço longitudinais e dos estribos foram respectivamente de 20 mm e 5 mm.



Fonte: O Autor (2022)

#### 4.6.4 INTERAÇÕES

A Tabela 4.13 apresenta os parâmetros utilizados para o material constituinte do PRFC, onde o subscrito  $(.)_2$  é referente à direção paralela às fibras. Tais parâmetros foram calculados conforme as Equações 4.16 à 4.21, onde foi admitido que  $V_f = 0.68$ ,  $\nu_f = 0.2$  e  $E_2 = 165,000$  (Segundo o fabricante). O módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson da matriz polimérica foi adotado respectivamente como 3.5 GPa e 0.34 (PIGGOT, 2002).

Tabela 4.13 – PROPRIEDADES DO PRFC – Z11-S90

Compósito	$E_1$ (MPa)	$E_2$ (MPa)	$E_3$ (MPa)	$G_1$ (MPa)	$G_2$ (MPa)	$G_3$ (MPa)	$\nu_{12}$	$\nu_{13}$	$\nu_{23}$
Sika CarboDur	17,349	165,000	17,349	6,555.3	6,218.8	6,555.3	0,237	0,395	0,237

Fonte: O Autor (2022)

A Tabela 4.14 apresenta os parâmetros utilizados para a configuração da rigidez, início e evolução de dano na interface coesiva. O valor de  $K_{nn}$ ,  $\tau_{s-max}$ ,  $\tau_{s-max}$  e  $\tau_{t-max}$  foi adotado conforme informado pelo fabricante e  $K_{ss}$  e  $K_{tt}$  foram calculados conforme a equação 4.39. A

energia de fratura do modo misto foi obtida através do estudo realizado por Fernando (2010). O expoente “ $\eta$ ” para o critério de falha de BK foi adotado como 1 (FERNANDO, 2010).

Tabela 4.14 – PROPRIEDADES DA INTERFACE COESIVA – Z11-S90

Adesivo	$K_{nn}$ (MPa)	$K_{ss}$ (MPa)	$K_{tt}$ (MPa)	$\sigma_{n-max}$ (MPa)	$\tau_{s-max}$ (MPa)	$\tau_{t-max}$ (MPa)	$G_{IC}$ (N/mm)	$G_{IIC}$ (N/mm)	$G_{IIIC}$ (N/mm)
SikaDur - 30	11,200	4,307	4,307	4	18	18	0.106	7.056	7.056

Fonte: O Autor (2022)

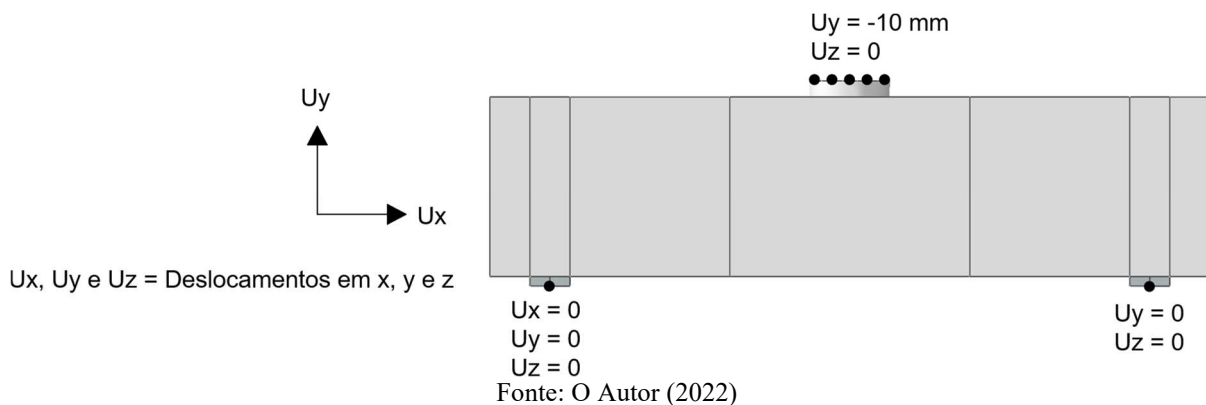
Para fins de comparação sobre o impacto da consideração do *Bond Slip* na interface coesiva foi realizado um teste considerando a aderência perfeita entre o PRFC e o concreto. Isso feito vinculando as superfícies de contato com *Tie Constraint*.

O contato normal entre o sólido de concreto e as placas de aço de carregamento e apoio foi configurado como rígido (sem penetração) e a interação tangencial entre tais elementos foi determinado como *friction* com *penalty* de 0.5. As armações em elementos T3D2 foram ancoradas no concreto através do recurso “*Embedded Region*”.

#### 4.6.5 CONDIÇÕES DE CONTORNO

As condições de contorno utilizadas nos Modelos ZC11-SC e Z11-S90 são apresentadas na Figura 4.33. O deslocamento em “Z” foi restringido nos apoios e carregamento para garantir o equilíbrio da viga no respectivo eixo. A aplicação do deslocamento em “Y” foi distribuída em toda a área da placa de carregamento. As condições de apoio foram aplicadas linearmente na chapa de aço, na direção da largura da viga.

Figura 4.37 – CONDIÇÕES DE CONTORNO DOS MODELOS ZC11-SC e Z11-S90



O limite de incremento inicial de descolamento foi de 1%. O valor dos incrementos de descolamento durante a simulação foi configurado como automático, atendendo à limite mínimo de  $10^{-10}$ . O valor total de descolamento aplicado foi de 10 mm.

#### 4.7 Estudo Paramétrico

Uma vez que foram feitas as calibrações desejadas realizou-se um estudo paramétrico que teve como base os Modelos 1/10 e 1/15, referentes aos experimentos de Rogowsky, MacGregor e Ong (1983), cujas especificações são apresentadas na Tabela 4.15. Esses modelos foram reforçados ao cisalhamento com PRFC utilizando os parâmetros do material de reforço e da interface coesiva testados na Viga Z11-S90.

A análise paramétrica consiste na variação do esquema de reforço ao cisalhamento para os Modelos 1/10 e 1/15, a fim de analisar a influência de diferentes tipos de reforço conforme varia a relação  $a/d$  das vigas. Para o nome dos modelos na Tabela 4.15 o sufixo “S”, “U” e “W” são referentes ao reforço colado lateralmente, em “U” e envelopando completamente a viga, respectivamente.

Tabela 4.15 – ANÁLISE PARAMÉTRICA - PROPRIEDADES

Modelo	$f_c$ (MPa)	a (mm)	d (mm)	a/d	Esquema de Reforço
Viga 1/10-S	26.10	750	950.00	0.79	Colagem Lateral
Viga 1/10-U	26.10	750	950.00	0.79	Colagem em "U"
Viga 1/10-W	26.10	750	950.00	0.79	Envelopamento Total
Viga 1/15-S	42.40	750	535.00	1.40	Colagem Lateral
Viga 1/15-U	42.40	750	535.00	1.40	Colagem em "U"
Viga 1/15-W	42.40	750	535.00	1.40	Envelopamento Total

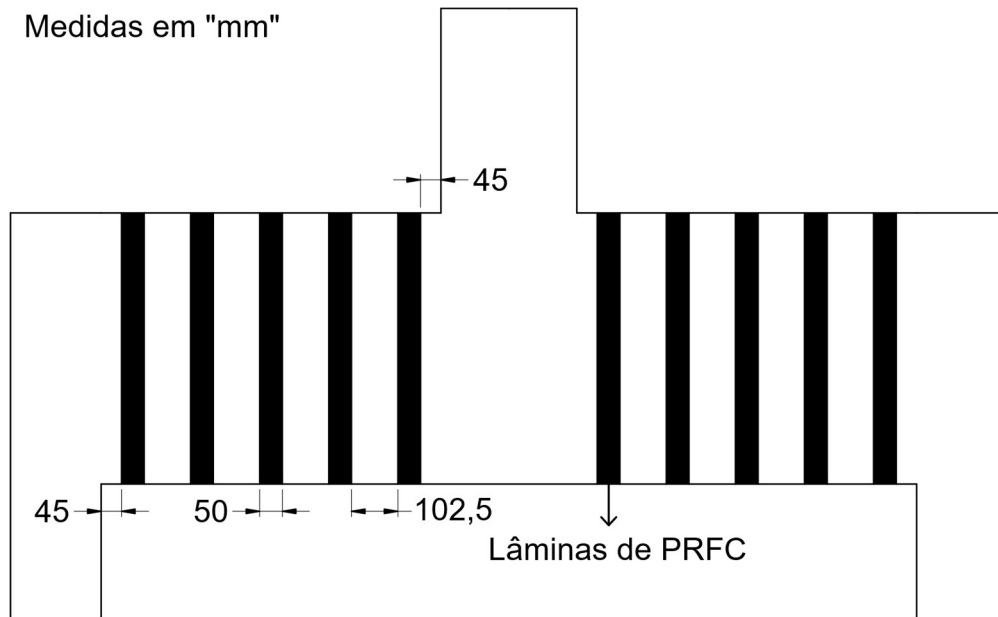
Fonte: O Autor (2022)

Quanto as condições de contorno, o limite de incremento inicial de descolamento foi de 1%. O valor dos incrementos de descolamento durante a simulação foi configurado como automático, atendendo à limite mínimo de  $10^{-10}$ . O valor total de descolamento aplicado foi de 10 mm para as vigas 1/10 e de 40 mm para as vigas 1/15.

#### 4.7.1 LÂMINAS DE PRFC E MONTAGEM DOS MODELOS

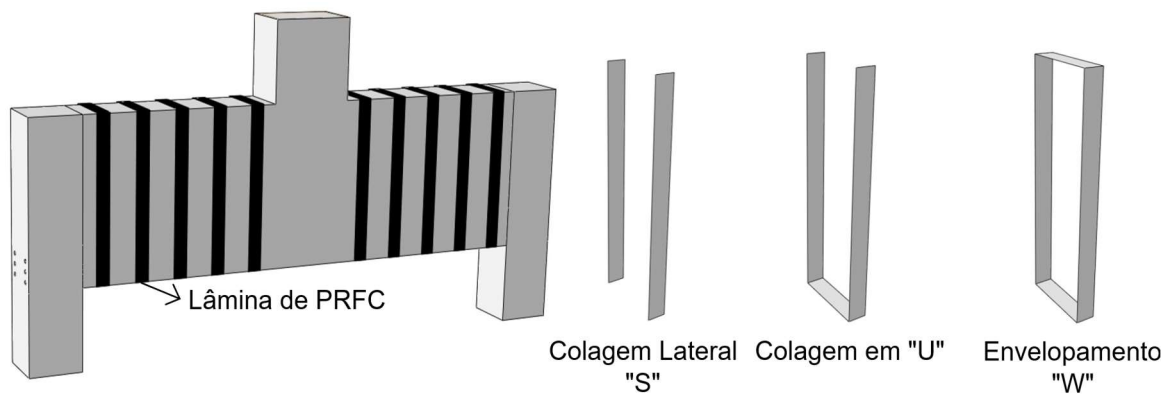
A Figura 4.38 detalha as dimensões e espaçamento das lâminas utilizadas no reforço. As lâminas utilizadas como parte do modelo e a montagem da viga com o reforço são apresentadas na Figura 4.39. A largura das lâminas de PRFC e o espaçamento entre elas foram os mesmos para os modelos 1/10 e 1/15.

Figura 4.38 – ESQUEMA DE REFORÇO – ESTUDO PARAMÉTRICO  
Medidas em "mm"



Fonte: O Autor (2022)

Figura 4.39 – MONTAGEM DA VIGA – ESTUDO PARAMÉTRICO

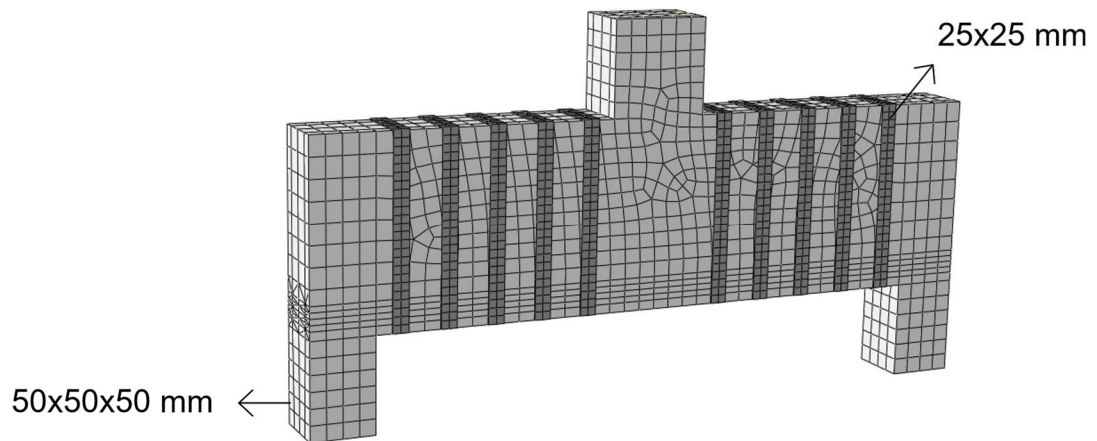


Fonte: O Autor (2022)

### 4.7.3 MALHA DE ELEMENTOS FINITOS

A Figura 4.40 apresenta a discretização do modelo com o reforço. A dimensão dos elementos finitos utilizados nas lâminas de PRFC é de 25x25 mm.

Figura 4.40 – DISCRETIZAÇÃO DO MODELO – ESTUDO PARAMÉTRICO



Fonte: O Autor (2022)



## 5. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Neste capítulo serão apresentados os resultados das análises numéricas detalhadas no capítulo anterior, assim como sua comparação com os resultados experimentais. A Tabela 5.1 resume os dados do processo de cálculo de cada modelo simulado. A interrupção automática da simulação se deu quando o processo de cálculo foi abortado por ultrapassar o limite pré-especificado de interações por incremento. A interrupção manual do processo ocorreu quando o deslocamento processado superou o valor do deslocamento necessário para levar o modelo à ruptura, identificado em testes preliminares.

A ruptura dos modelos foi reconhecida quando algum dos seguintes critérios foram atendidos:

- Houve queda brusca na curva “carga x deslocamento” precedida pelo pico de carga identificado na simulação, configurando ruptura frágil;
- Houve um patamar horizontal na curva “carga x deslocamento” após a identificação do escoamento das armações longitudinais, configurando ruptura dúctil;
- Foi identificado o esmagamento do concreto próximo as regiões do apoio ou aplicação de carga.

Tabela 5.1 – RESUMO DAS SIMULAÇÕES

Modelo	Deslocamento Pré-Determinado (mm)	Deslocamento Processado (mm)	Processo Concluído	Tempo de Processamento (h)	Quantidade de Incrementos	Interrupção do Processo
1/10	10	7.03	70.25%	07:59:42	1873	Manual
1/10-S	10	7.19	71.92%	07:05:39	1329	Manual
1/10-U	10	4.91	49.08%	06:01:09	1003	Automático
1/10-W	10	4.14	41.42%	04:00:42	534	Automático
1/15	10	4.16	41.59%	01:06:38	182	Manual
1/15-S	40	27.95	69.88%	05:59:25	960	Automático
1/15-U	40	12.44	31.12%	02:54:57	655	Automático
1/15-W	40	9.62	24.05%	03:21:17	711	Automático
ZC11-SC	10	3.037	30.37%	02:04:56	3230	Manual
Z11-S90	10	2.0673	20.67%	01:00:04	919	Automático

Fonte: O Autor (2022)

### 5.1 Resultados da simulação da Viga 1/10 de Rogowsky et al (1983)

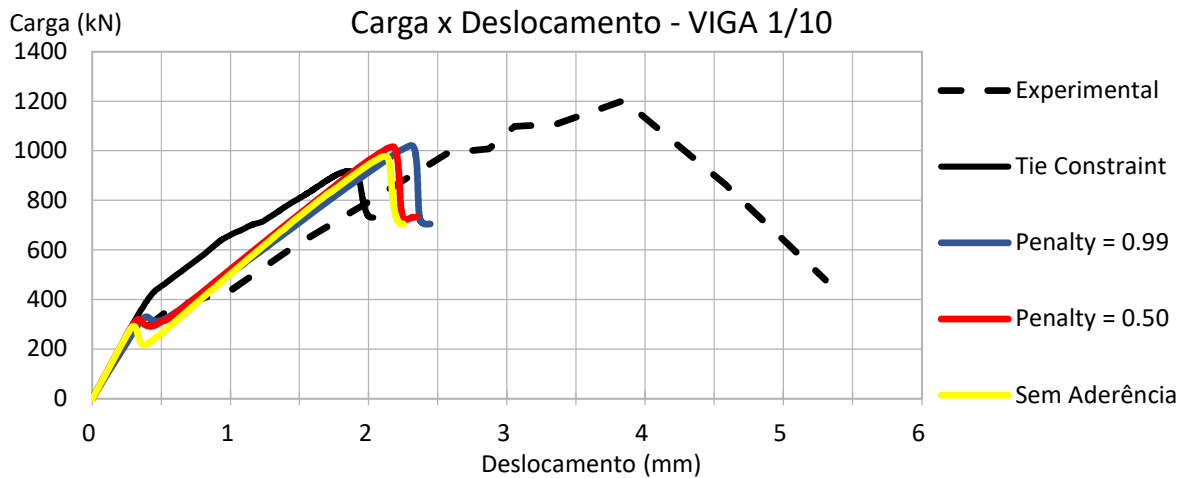
A Tabela 5.2 compara a carga de pico das simulações da Viga 1/10 ( $P_{num.}$ ) com os valores experimentais ( $P_{exp.}$ ) variando a aderência entre as barras longitudinais e o concreto ao longo do vão de cisalhamento. As curvas “carga x deslocamento” referente aos respectivos testes são apresentadas na Figura 5.1.

Tabela 5.2 – VIGA 1/10 – VARIAÇÃO DO *BOND SLIP*

Tipo de Aderência	$P_{num.}$ (kN)	$\delta_{num.}$ (mm)	$P_{num.}/P_{exp.}$
Sem Aderência	978.00	2.12	0.81
Penalty = 0,50	1016.67	2.18	0.84
Penalty = 0,99	1021.68	2.31	0.85
Tie Constraint	918.37	1.86	0.76

Fonte: O Autor (2022)

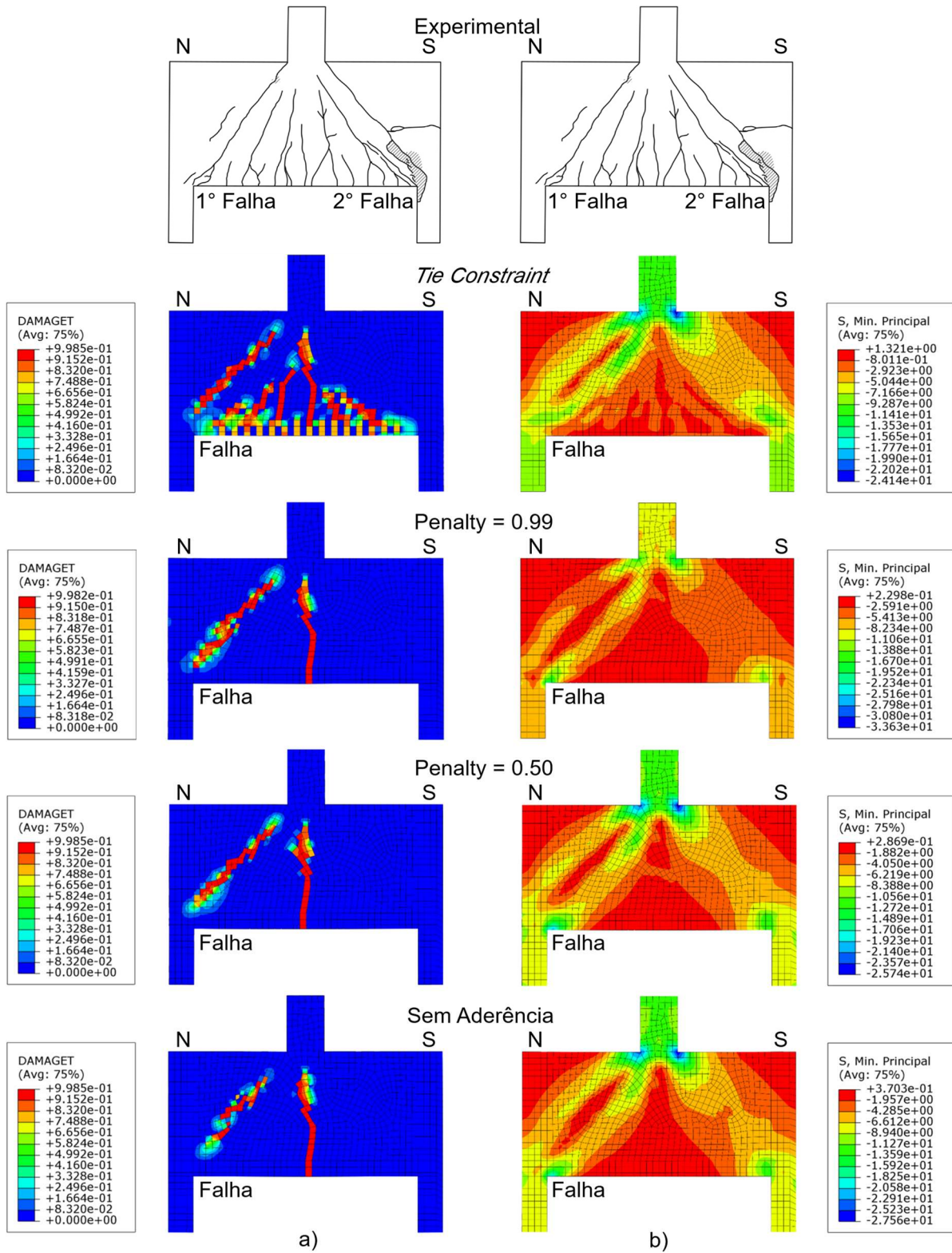
Figura 5.1 – VIGA 1/10 – VARIAÇÃO DO *BOND SLIP*



Fonte: O Autor (2022)

A Figura 5.2 compara o aspecto de distribuição do dano a tração (a) e tensões de compressão (b) no concreto no momento logo após o pico de carga para as diferentes configurações de aderência testadas, e as compara com o padrão de fissuração da viga rompida em laboratório. Através da delimitação das regiões onde o dano à tração se aproxima de 1 pode-se identificar o surgimento de fissuras severas e a visualização da distribuição dos esforços de compressão ajuda a discernir a delimitação das escoras. Analisando os resultados apresentados na Figura 5.1, Figura 5.2 e Tabela 5.2 nota-se que:

Figura 5.2 – VIGA 1/10 – VARIAÇÃO DO *BOND SLIP* - DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES DE COMPRESSÃO E DANO À TRAÇÃO



Fonte: O Autor (2022)

- A viga onde houve perfeita aderência entre o aço e o concreto (*Tie Constraint*)

apresentou o menor pico de carga entre os modelos testados. Conforme constatou Kani (1964), a boa aderência entre as armações longitudinais e o concreto induz a peça a desenvolver o mecanismo de viga. Isso significa que no modelo em questão, o “*Tie Constraint*” forçou a viga a exercer tal mecanismo até atingir a ruptura. Segundo Collins et al. (2008), em vigas parede a ação de arco pode levar a peça a resistir acréscimos de carga mesmo após a falha do mecanismo de viga. Sendo assim entende-se que a aderência perfeita limitou a resistência da viga em questão.

- A viga com aderência perfeita entre aço e concreto foi a que apresentou o padrão de fissuração mais semelhante com o modelo rompido em laboratório (Figura 5.2a). Isso foi esperado pois, conforme observado por Kani (1964), a variação dos esforços de tração na armação longitudinal ao longo do vão de cisalhamento causa a evolução das fissuras distribuídas no respectivo vão. Essa variação de esforços é proporcionada pela aderência entre as barras de aço e o concreto.
- Com base na observação anterior e na Figura 5.2a, sustenta-se a hipótese de que o *Bond Slip* limitou o desenvolvimento das fissuras intermediárias ao longo do vão de cisalhamento. Essa hipótese é corroborada ao observar que a distribuição de esforços de compressão ocupa uma maior área no vão cisalhamento a medida em que se reduz a aderência entre aço e o concreto. Isso é causado por uma menor quantidade de esforços de tração transmitidos para as barras ao longo do respectivo vão, fazendo com que o dano a tração no concreto se acumule no ponto de maior momento fletor na viga.
- O modelo testado em laboratório desenvolveu fissuras intermediárias ao longo do vão de cisalhamento, mesmo com a constatação da ação de arco (ROGOWSKY, MACGREGOR e ONG, 1983). De acordo com Cavagnis (2017), mesmo em vigas parede a ação de arco não ocorre de forma completamente isolada. O deslizamento das barras de aço não é significativo nos estágios de carregamento logo após a viga sair do regime linear elástico. Sendo assim, a aderência entre a armação e o concreto permite que haja variação de tração nas barras de aço ao ponto de ocasionar as fissuras distribuídas no vão de cisalhamento.
- A interface de atrito escolhida para simular o *Bond-Slip* permitiu que o deslizamento da armação longitudinal ocorresse desde o início do carregamento, com a viga ainda operando em regime linear-elástico. Isso antecipou o início da ação de arco, limitou o desenvolvimento do mecanismo de viga e fez com que a

variação do atrito tivesse pouca interferência no resultado. Logo levanta-se a hipótese de que a análise numérica iria prever o surgimento das fissuras intermediárias citadas na observação anterior caso a interface aço-concreto fosse configurada com uma superfície coesiva que simulasse a interação entre esses materiais de forma mais realista.

A análise dos resultados indicou que a melhor opção testada para a interação entre aço-concreto foi o *Tangencial Behavior* com *Penalty* de 0.99. Portanto essa configuração foi a utilizada na análise paramétrica com base no Modelo 1/10.

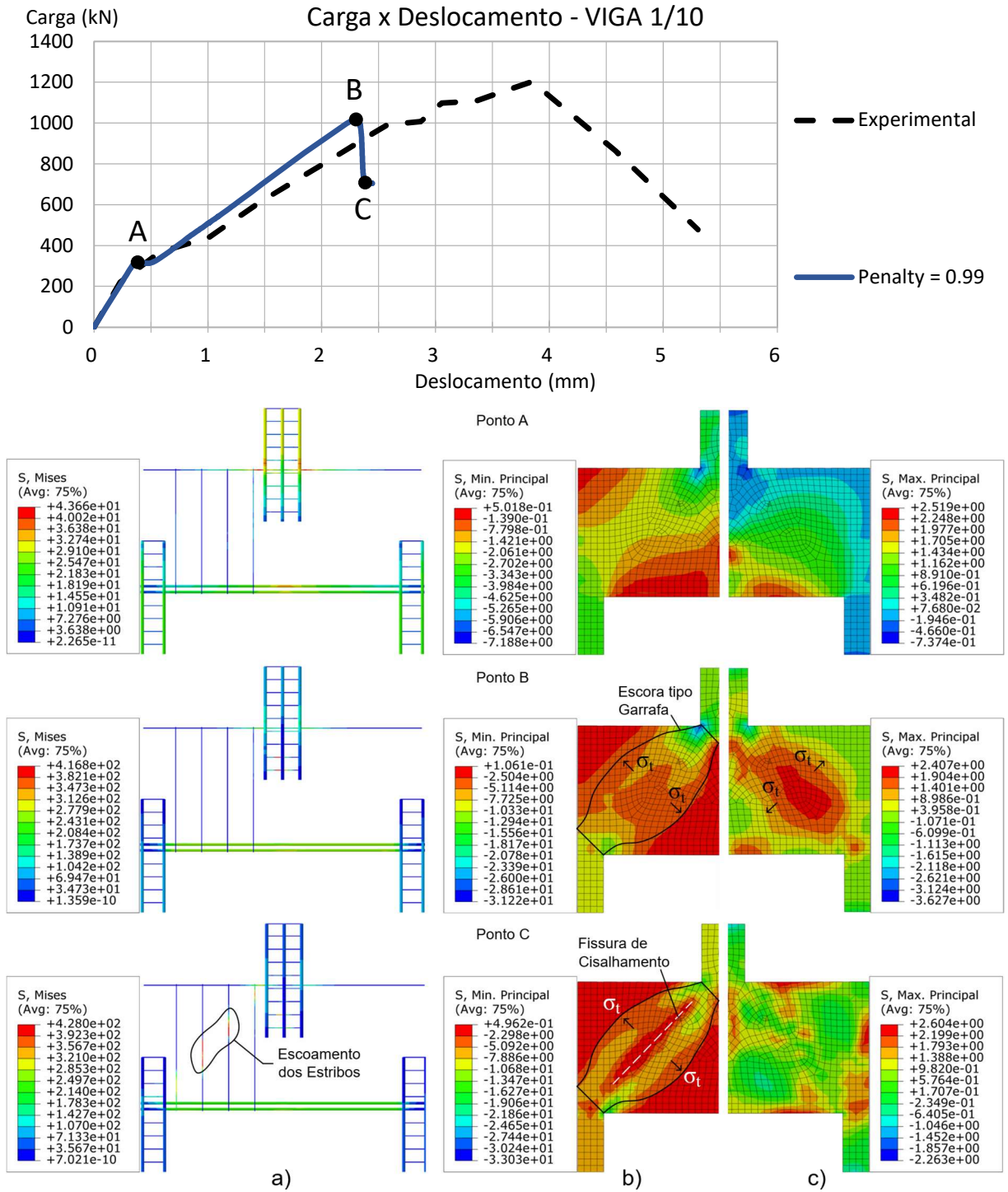
A Figura 5.3 apresenta a tensão de *Von-Mises* nas armações (Figura 5.3a) e as tensões de compressão (Figura 5.3b) e tração no concreto (Figura 5.3c) em pontos chave do estágio de carregamento da viga. As tensões de compressão e tração apresentadas são referentes ao vão Norte da viga, com estribos, onde ocorreu a falha no modelo numérico.

A reta inicial da curva numérica, que se estende até o Ponto A (Figura 5.3), indica o estágio de carregamento onde a viga apresentou um comportamento linear-elástico. A mudança na inclinação da curva no Ponto A (Figura 5.3), sob a carga de 330.40 kN, marca o início da fissuração no concreto. O Ponto B (Figura 5.3) é referente ao estágio de carregamento em que a viga está na iminência da ruptura, sob carga de 1021.68 kN. Por fim no Ponto C (Figura 5.3) observa-se que houve uma queda brusca na curva (704.61 kN), o que remete a uma ruptura frágil, característica de uma falha por cisalhamento e em semelhança ao constatado em laboratório.

A Figura 5.3b no Ponto B e C indicam que os esforços de compressão no interior da viga formaram uma escora tipo garrafa. O desvio das tensões de compressão ao longo do vão de cisalhamento gera tensões principais de tração perpendiculares à escora, induzindo a fissuração ao longo do centro da biela (BROWN e BAYARAK, 2006). Isso impediu a escora de resistir até atingir a resistência à compressão do concreto. Nota-se que a tensão máxima atuante nos estribos foi inferior a 100 MPa na iminência da ruptura, e logo após o surgimento da fissura a respectiva armação alcançou a tensão de escoamento, o que condiz com observado no ensaio experimental.

Semelhante ao identificado em laboratório, a primeira ruptura ocorreu no vão com estribos. Conforme constatado nos experimentos de Tanimura e Sato (2005), em vigas com  $a/d > 1.0$  taxas de armação transversal inferiores a 0.5% proporcionam ganho de resistência imperceptível podendo até levar a cargas de ruína inferiores à situação sem estribos.

Figura 5.3 – VIGA 1/10 – TENSÕES NO CONCRETO E AÇO



Fonte: O Autor (2022)

## 5.2 Resultados da simulação da Viga 1/15 de Rogowsky et al (1983)

A Tabela 5.3 apresenta a carga de pico das simulações da Viga 1/15 com os valores experimentais variando a aderência entre as barras longitudinais e o concreto ao longo do vão de cisalhamento.

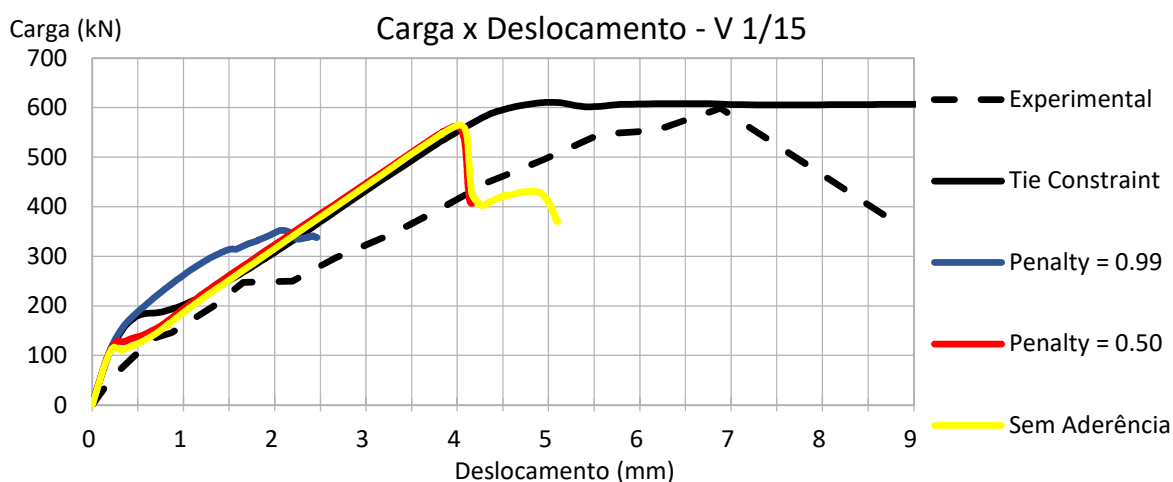
Tabela 5.3 – VIGA 1/15 – VARIAÇÃO DO *BOND SLIP*

Tipo de Aderência	$P_{num.}$ (kN)	$\delta_{num.}$ (mm)	$P_{num.}/P_{exp.}$
Sem Aderência	568.17	4.18	0.95
Penalty = 0,50	564.95	4.03	0.94
Penalty = 0,99	561.89	3.96	0.94
Tie Constraint	352.43	2.10	0.59

Fonte: O Autor (2022)

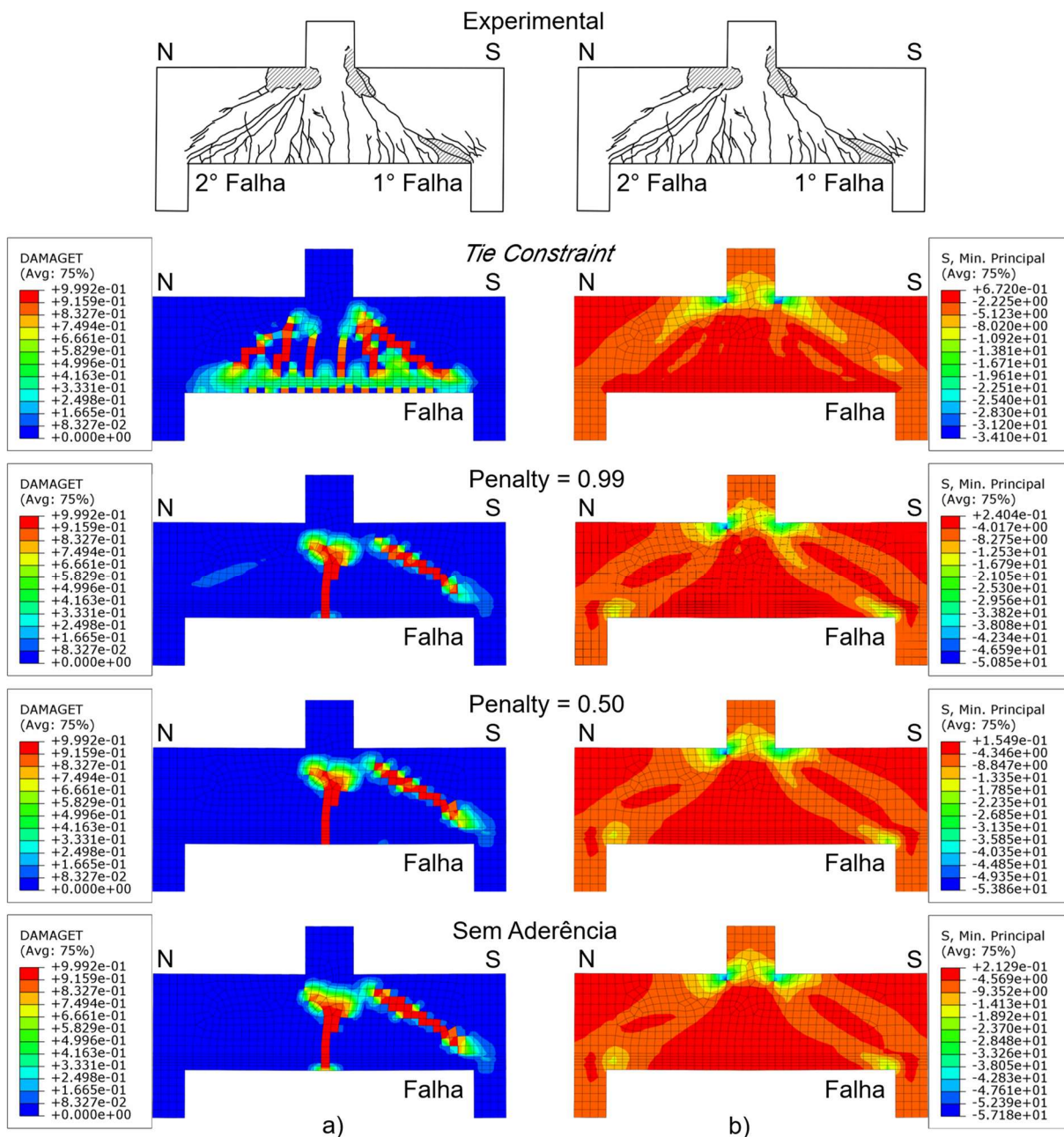
As curvas “carga x deslocamento” referente aos respectivos testes são registradas na Figura 5.4. Em adição, a curva referente ao teste experimental é também apresentada para fins de comparação. A Figura 5.5 compara o aspecto de distribuição do dano a tração (a) e tensões de compressão (b) no concreto no momento logo após o pico de carga para as diferentes configurações de aderência testadas, comparando-as com o padrão de fissuração da viga rompida em laboratório.

Figura 5.4 – VIGA 1/15 – VARIAÇÃO DO *BOND SLIP*



Fonte: O Autor (2022)

Figura 5.5 – VIGA 1/15 – VARIAÇÃO DO *BOND SLIP* - DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES DE COMPRESSÃO E DANO À TRAÇÃO



Fonte: O Autor (2022)

A análise dos resultados da Figura 5.4, Figura 5.5 e Tabela 5.3 é apresentada a seguir:

- Em semelhança a Viga 1/10, a perfeita aderência entre o aço e o concreto (*Tie Constraint*) configurou o modelo de menor pico de carga entre os testes para calibração. O mecanismo de viga forçado limitou a resistência da peça.
- O modelo com *Tie Constraint* foi o que teve o padrão de fissuração mais parecido com o teste experimental Figura 5.5a). As considerações para isso são as mesmas



apresentadas para a Viga 1/10.

- A fissuração e os esforços de compressão apresentados na Figura 5.5 reforçam a hipótese de que o *Bond Slip* limitou o desenvolvimento das fissuras intermediárias ao longo do vão de cisalhamento.
- Mesmo a Viga 1/15 possuindo um  $a/d = 1.40$ , a ação de arco se mostrou mais determinante do que o mecanismo de viga para o modelo chegasse na sua carga limite.
- É mantida a mesma hipótese levantada para o *Bond Slip* na Viga 1/10, de que a análise numérica iria prever o surgimento das fissuras intermediárias ao longo do vão com uma interface coesiva aço/concreto mais apropriada.

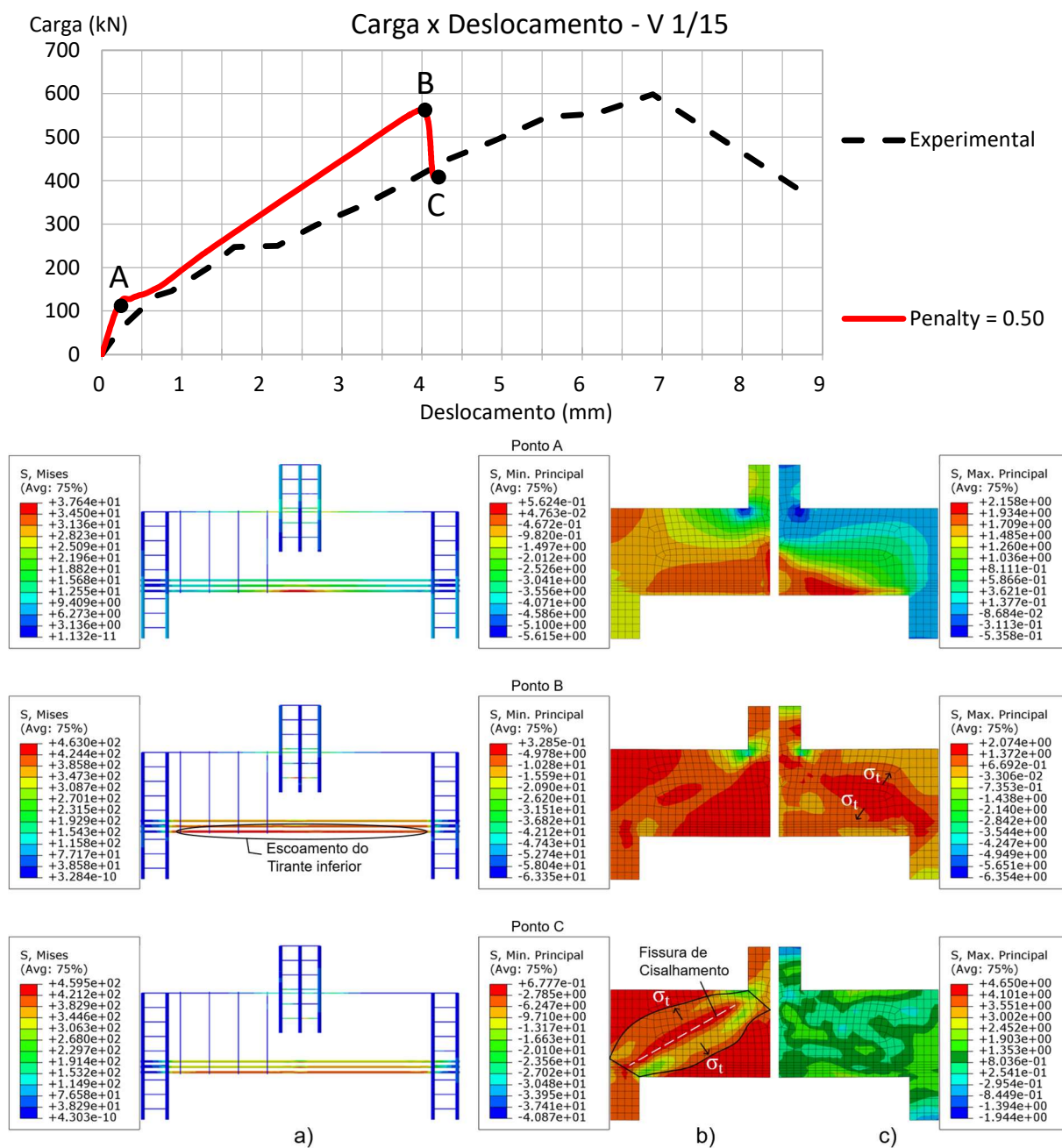
A análise dos resultados indicou que a melhor opção testada para a interação entre aço-concreto foi o *Tangencial Behavior* com *Penalty* de 0.50. Portanto essa configuração foi a utilizada na análise paramétrica com base no Modelo 1/15.

A Figura 5.6 apresenta a tensão de *Von-Mises* nas armações (Figura 5.6a) e tensões de compressão (Figura 5.6b) e tração no concreto (Figura 5.6c) em 3 momentos do estágio de carregamento da viga. As tensões de compressão e tração apresentadas são referentes ao vão Sul da viga, sem estribos, onde ocorreu a falha no modelo numérico.

A reta inicial da curva numérica, que se estende até o Ponto A (Figura 5.6), indica o limite do comportamento linear-elástico da viga iniciando a fissuração no concreto, sob carga de 117.13 kN. Após a mudança na inclinação da curva no Ponto A o modelo resiste o acréscimo de carga até chegar na iminência da ruptura no Ponto B, quando o carregamento atinge o pico de 564.95 kN (Figura 5.6). Por fim no Ponto C (Figura 5.6) observa-se que a curva indica uma ruptura frágil, quando a carga aplicada regressa para 419.64 kN, configurando a ruptura por cisalhamento.

Os esforços de compressão na Figura 5.6b no Ponto B e C indicam a formação de uma escora tipo garrafa, em semelhança a Viga 1/10, contudo sem a influência dos estribos. A ruptura ocorreu no vão sem armação transversal, em concordância com o constatado em laboratório, indicando que a quantidade de estribos utilizada foi capaz de aumentar a capacidade resistente da biela comprimida.

Figura 5.6 – VIGA 1/15 – TENSÕES NO CONCRETO E AÇO



### 5.3 Resultados da simulação da Viga ZC11-SC de Zhang (2003)

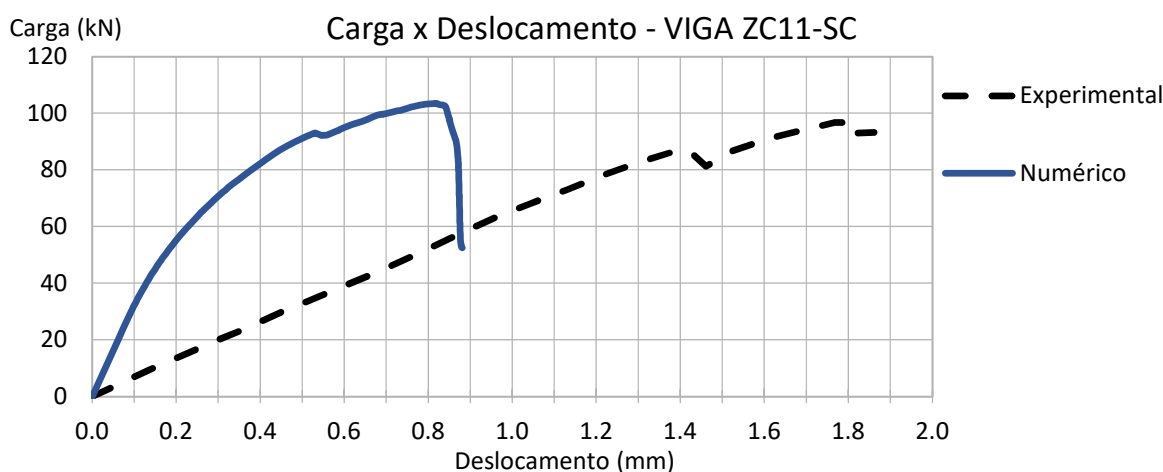
A Tabela 5.4 compara a carga de pico da análise numérica da Viga ZC11-SC ( $P_{num.}$ ) com o valor obtido em laboratório ( $P_{exp.}$ ). As curvas “carga x deslocamento” da simulação e do ensaio experimental são apresentadas na Figura 5.7. A Figura 5.8 compara o aspecto de distribuição do dano a tração (a) no concreto no momento logo após o pico de carga com o padrão de fissuração da viga rompida em laboratório

Tabela 5.4 – VIGA ZC11-SC – CARGA DE RUPTURA E DESLOCAMENTO

Modelo	$P_{num.}$ (kN)	$\delta_{num.}$ (mm)	$P_{num.}/P_{exp.}$
Viga ZC11-SC	103.43	0.82	1.07

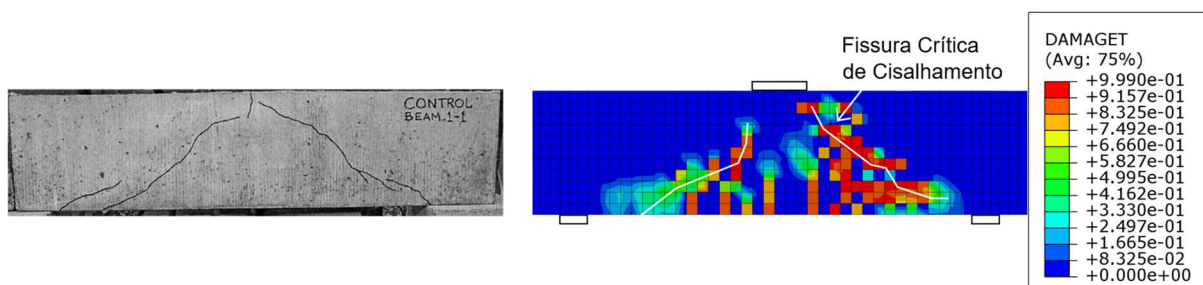
Fonte: O Autor (2022)

Figura 5.7 – VIGA ZC11-SC – CURVA CARGA X DESLOCAMENTO



Fonte: O Autor (2022)

Figura 5.8 – VIGA ZC11-SC – FISSURAÇÃO APÓS RUPTURA



Fonte: O Autor (2022)

Analisando os resultados apresentados na Figura 5.7, Figura 5.8 e Tabela 5.4 nota-se que:

- A carga de pico prevista pela análise numérica teve boa precisão quando comparada ao ensaio experimental (Tabela 5.4).
- As curvas na Figura 5.7 indicam que a rigidez da viga rompida em laboratório foi inferior a da obtida pela simulação. Essa divergência pode ter sido causada por diversos fatores. Zhang (2003), ao descrever os procedimentos e instrumentação dos testes, afirmou que a deformação oriunda da placa de aplicação de carga e de pequenas regiões de esmagamento do concreto poderia causar grandes imprecisões na medição dos deslocamentos. Além disso, Yousif e Jumma (2019)

destacam que é esperado que simulações numéricas, ao considerar a homogeneidade do concreto, podem superestimar a rigidez da viga no processo de calibração. Isso se dá ao fato que em laboratório o processo de cura do concreto não é perfeito, gerando microfissuras por retração que reduzem a rigidez da peça.

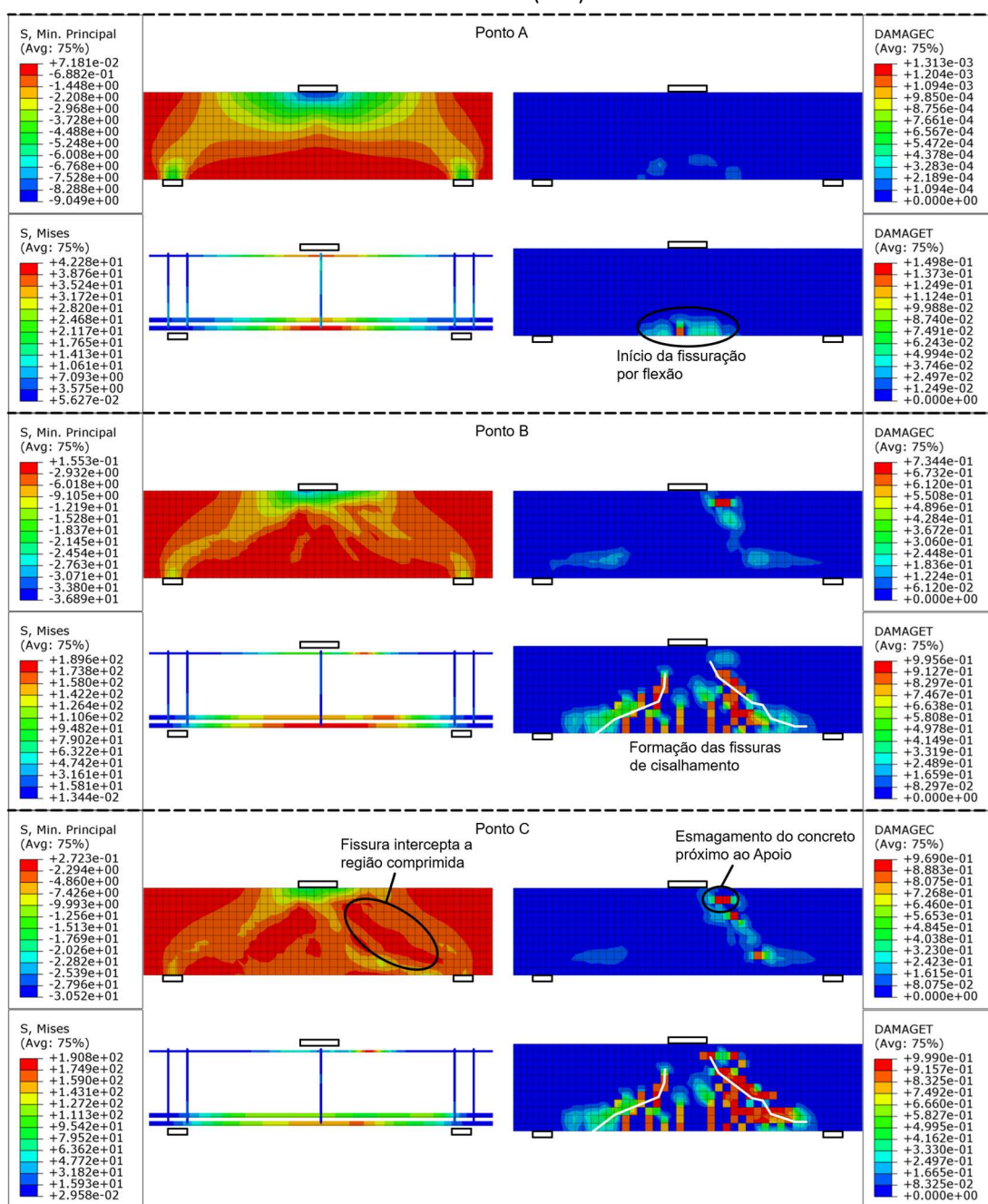
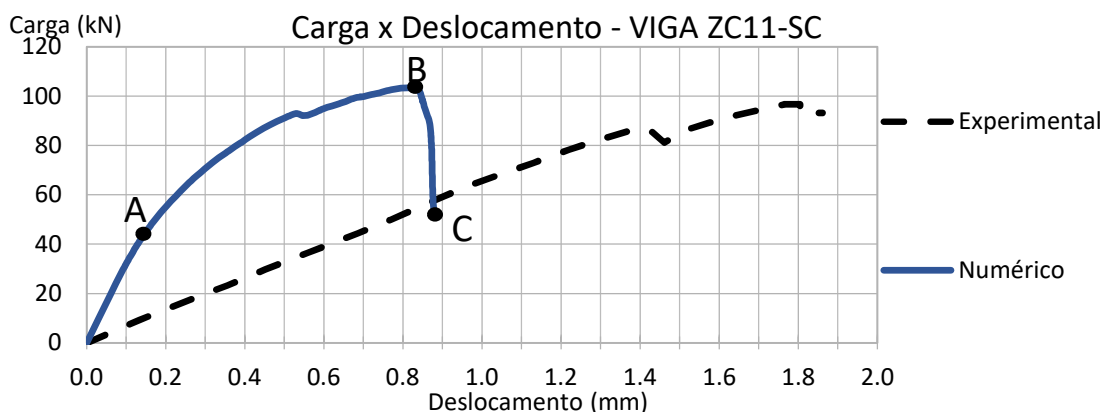
- Na Figura 5.8 buscou-se traçar uma projeção das fissuras de cisalhamento com base no dano a tração da viga, onde foi possível constatar a semelhança entre tais fissuras e a do modelo rompido em laboratório.

A Figura 5.9 apresenta a evolução das tensões e dano a tração e compressão na viga para diferentes estágios do carregamento. O trecho entre a origem da curva numérica e o Ponto A (Figura 5.9) indica o início da fissuração por flexão no concreto, o que caracteriza o fim do regime linear-elástico do modelo, sob carga de 43.91 kN. Após o surgimento das fissurações a viga resiste o acréscimo de carga até atingir o seu pico de 103.42, no Ponto B (Figura 5.9). Na iminência da ruptura, pode-se observar o concreto se aproximando do esmagamento na região de aplicação de carga e o surgimento de fissuras de cisalhamento.

O trecho entre o Ponto B e o Ponto C (Figura 5.9) mostra uma queda brusca na curva (52.50 kN), o que remete a uma ruptura frágil por cisalhamento, de acordo com o observado em laboratório. As armações não atingiram o escoamento antes da ruptura da viga.

Com base na análise dos resultados conclui-se que os parâmetros utilizados são apropriados para representar o comportamento da Viga ZC11-SC, e, portanto, foram utilizados como base para simulação do modelo Z11-S90.

Figura 5.9 – ZC11-SC – TENSÕES NO CONCRETO E AÇO



Fonte: O Autor (2022)

#### 5.4 Resultados da simulação da Viga Z11-S90 de Zhang (2003)

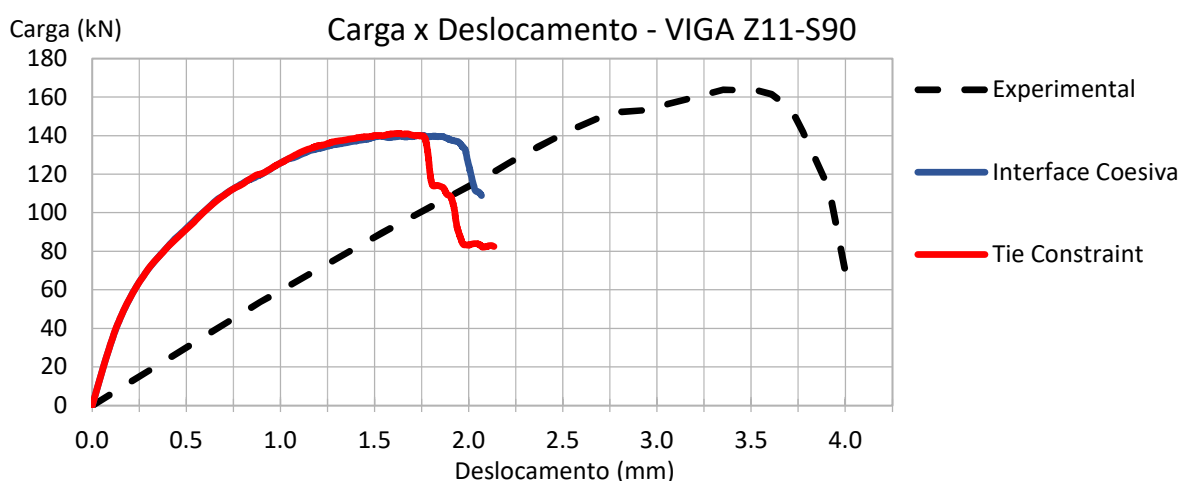
A Tabela 5.5 compara a carga de pico das análises numéricas da Viga ZC11-SC ( $P_{num.}$ ) com o valor obtido em laboratório ( $P_{exp.}$ ). As curvas “carga x deslocamento” das simulações e do ensaio experimental são apresentadas na Figura 5.10.

Tabela 5.5 – VIGA Z11-S90 – VARIAÇÃO DO TIPO DE ADERÊNCIA

Tipo de Aderência	$P_{num.}$ (kN)	$\delta_{num.}$ (mm)	$P_{num.}/P_{exp.}$
Interface Coesiva	140.15	1.74	0.85
<i>Tie Constraint</i>	141.07	1.62	0.86

Fonte: O Autor (2022)

Figura 5.10 – VIGA Z11-S90 – CURVA CARGA X DESLOCAMENTO



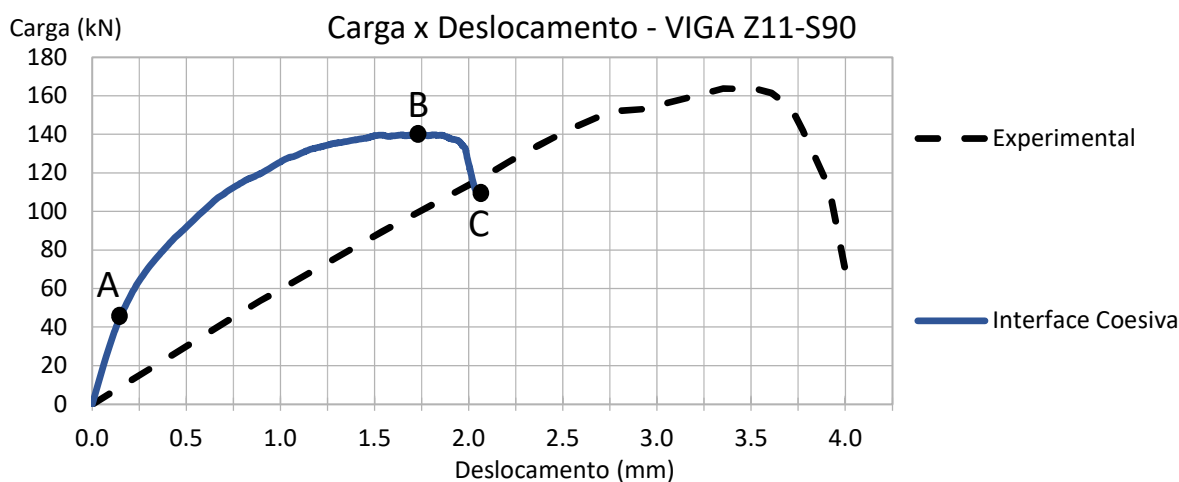
Fonte: O Autor (2022)

Analisando os resultados apresentados na Figura 5.10 e Tabela 5.5 nota-se que:

- A rigidez dos modelos numéricos foi superior à da viga experimental. A explicação para isso é a mesma apresentada para a viga ZC11-SC.
- A diferença entre as curvas dos com utilização do *Tie Constraint* e da interface coesiva é imperceptível até o pico de carga. No comportamento pós-pico a viga com interface coesiva apresentou uma ductilidade maior quando comparada ao modelo com *Tie Constraint*.

A Figura 5.11 indica os diferentes estágios de carregamento da viga Z11-S90 que servirão de referência para interpretação e análise da Figura 5.12 e Figura 5.13.

Figura 5.11 – Z11-S90 – ESTÁGIOS DE CARREGAMENTO



Fonte: O Autor (2022)

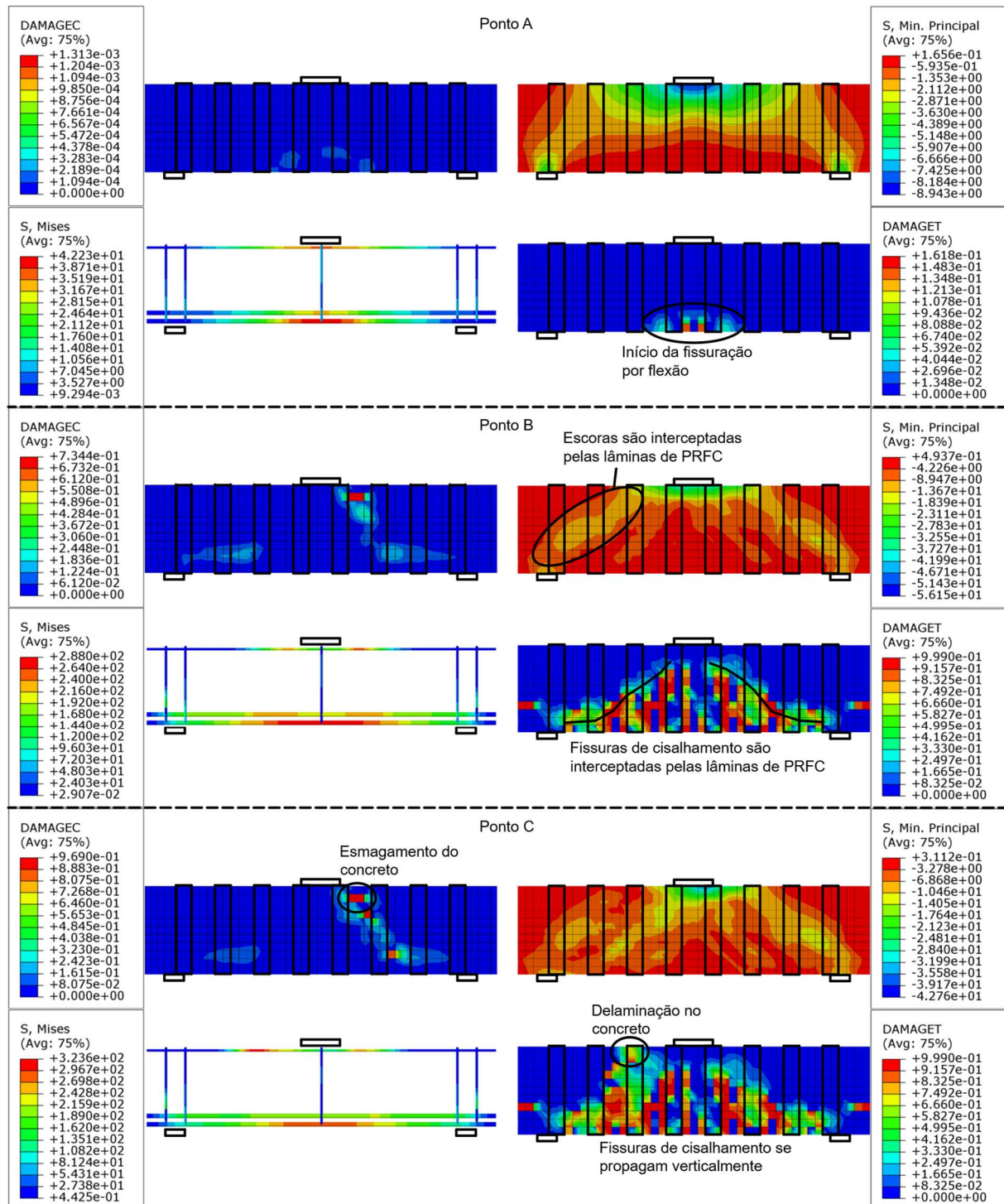
A Figura 5.12 a apresenta a evolução das tensões e dano a tração e compressão na viga Z11-S90 para os estágios de carregamento referenciados na Figura 5.11. Já a Figura 5.13 apresenta as tensões nas lâminas de PRFC e o critério quadrático para iniciação do dano na interface coesiva. Em adição, também é apresentado o registro da viga rompida em laboratório para comparação de resultados (Figura 5.13). No registro fotográfico de Zhang (2003) não é possível visualizar as fissuras no concreto, por isso a comparação do aspecto de ruptura será feito somente em referência ao descolamento das lâminas.

Para interpretação dos resultados na interface da adesiva é importante lembrar que os valores do critério quadrático, dado pela sigla “CSQUADSCRT”, variam de 0 a 1. Quando o respectivo valor chega a “1” (início do dano), acontece o descolamento da lâmina de PRFC na região, inicia-se o estágio amolecimento (evolução do dano) e amplia-se a zona mobilizada no adesivo.

Analisando os resultados apresentados na Figura 5.11, Figura 5.12 e Figura 5.13, observa-se que:

- A simulação numérica previu o comportamento do reforço ao cisalhamento com PRFC em concordância com o ensaio experimental e o embasamento teórico.
- A solicitação das lâminas no regime linear-elástico é praticamente nula. O pico de tensões que se tem para o Ponto A é de 6.35 MPa logo abaixo do ponto de carregamento, devido à concentração de tensões de compressão na região. Essa solicitação evolui à medida em que o reforço intercepta as fissuras de cisalhamento.

Figura 5.12 – Z11-S90 – TENSÕES NO CONCRETO E AÇO

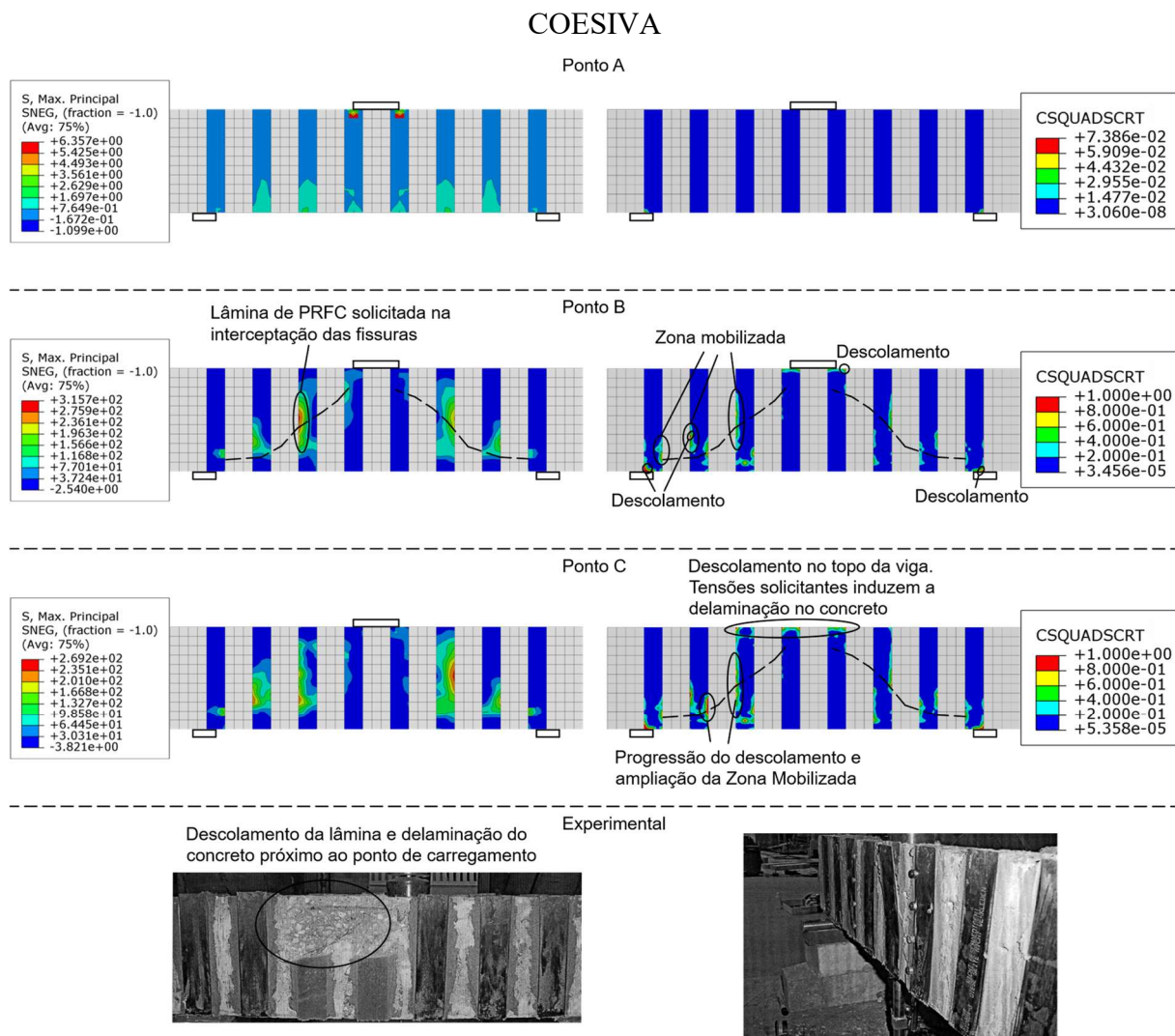


Fonte: O Autor (2022)

- Na iminência da ruptura houve falha na interface adesiva na intersecção das lâminas com as fissuras próximas ao carregamento e ao apoio, em concordância com o previsto por Chen, Teng e Chen (2012) para extremidades não fixadas.



Figura 5.13 – Z11-S90 – TENSÕES NO PRFC E DESCOLAMENTO NA INTERFACE



Fonte: O Autor (2022)

- A zona mobilizada ampliou-se a medida em que a fissuração por cisalhamento evoluía. É possível observar na Figura 5.13 que a frente de deslocamento e a zona mobiliza eram sempre maiores na aresta da lâmina mais próxima da base da viga, onde a abertura de fissura tende a ser maior. O modelo proposto por Chen, Teng e Chen (2012) parte dessa premissa, com a simplificação de que consideram que essa abertura aumenta linearmente da ponta da fissuração até a base da viga.
- Após a ruptura, a simulação previu o descolamento das lâminas no topo da viga próximo a placa de carregamento, em concordância com o observado por Zhang (2003). Além disso, o dano a tração no concreto (Figura 5.12) indicou a delaminação do material na respectiva região, também em concordância com o ensaio experimental.

Com base na comparação dos resultados conclui-se que os parâmetros utilizados são apropriados para representar o comportamento das lâminas de PRFC e da interface coesiva, e, portanto, foram utilizadas como base para a realização do estudo paramétrico.

## 5.5 Estudo Paramétrico

A seguir serão analisados os resultados referentes a cada tipo de reforço ao cisalhamento com PRFC. Por fim será apresentado o resumo das análises paramétricas comparando a atuação do reforço conforme a variação da relação a/d.

### 5.5.1 REFORÇO AO CISALHAMENTO – VIGA 1/10

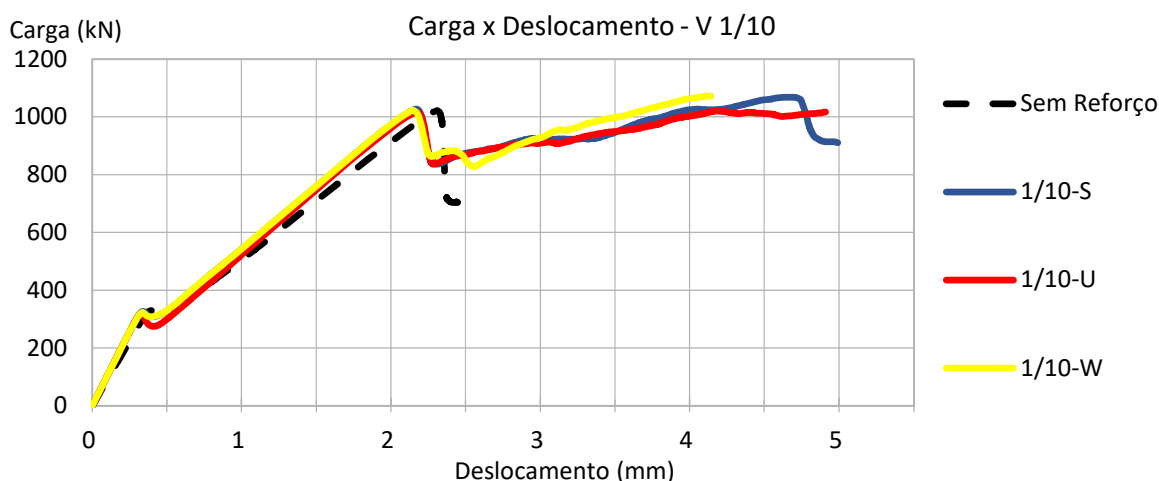
A Tabela 5.6 compara a carga ( $P_{ref.}$ ) e deslocamento ( $\delta_{ref.}$ ) de pico das simulações das Vigas 1/10-S, 1/10-U e 1/10-W com os valores do modelo sem reforço ( $P_{s.r.}$  e  $\delta_{s.r.}$ ). As curvas “carga x deslocamento” referente aos respectivos testes são apresentadas na Figura 5.14.

Tabela 5.6 – VIGA 1/10 – VARIAÇÃO DO TIPO DE REFORÇO

Tipo de Aderência	$P_{ref.}$ (kN)	$\delta_{ref.}$ (mm)	$P_{ref.}/P_{s.r.}$
1/10-S	1105.62	7.17	1.08
1/10-U	1020.04	4.19	1.00
1/10-W	1072.48	4.14	1.05

Fonte: O Autor (2022)

Figura 5.14 – VIGA 1/10 – VARIAÇÃO DO TIPO DE REFORÇO

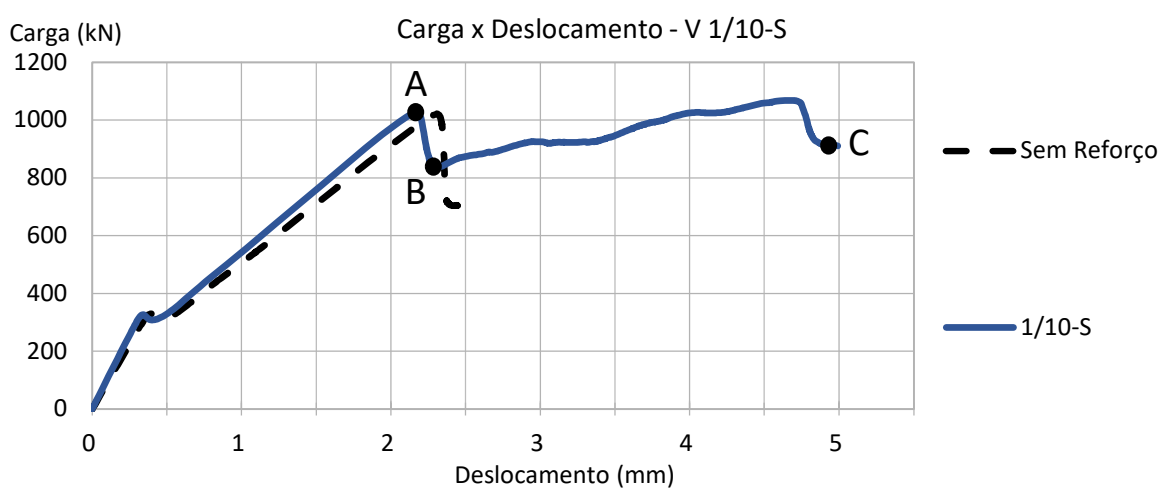


Fonte: O Autor (2022)

### • VIGA 1/10-S – REFORÇO COLADO LATERALMENTE

A Figura 5.15 indica os diferentes estágios de carregamento da viga 1/10-S que servirão de referência para interpretação e análise da Figura 5.16, Figura 5.17 e Figura 5.18. A Figura 5.16 compara as tensões de compressão (a) e o dano à compressão no concreto (b). A Figura 5.17 apresenta as tensões nas armações (a) e o dano à tração no concreto (b). As tensões no PRFC (a) e critério de início de dano na interface coesiva (b) são apresentados na Figura 5.18.

Figura 5.15 – VIGA 1/10-S – ESTÁGIOS DE CARREGAMENTO



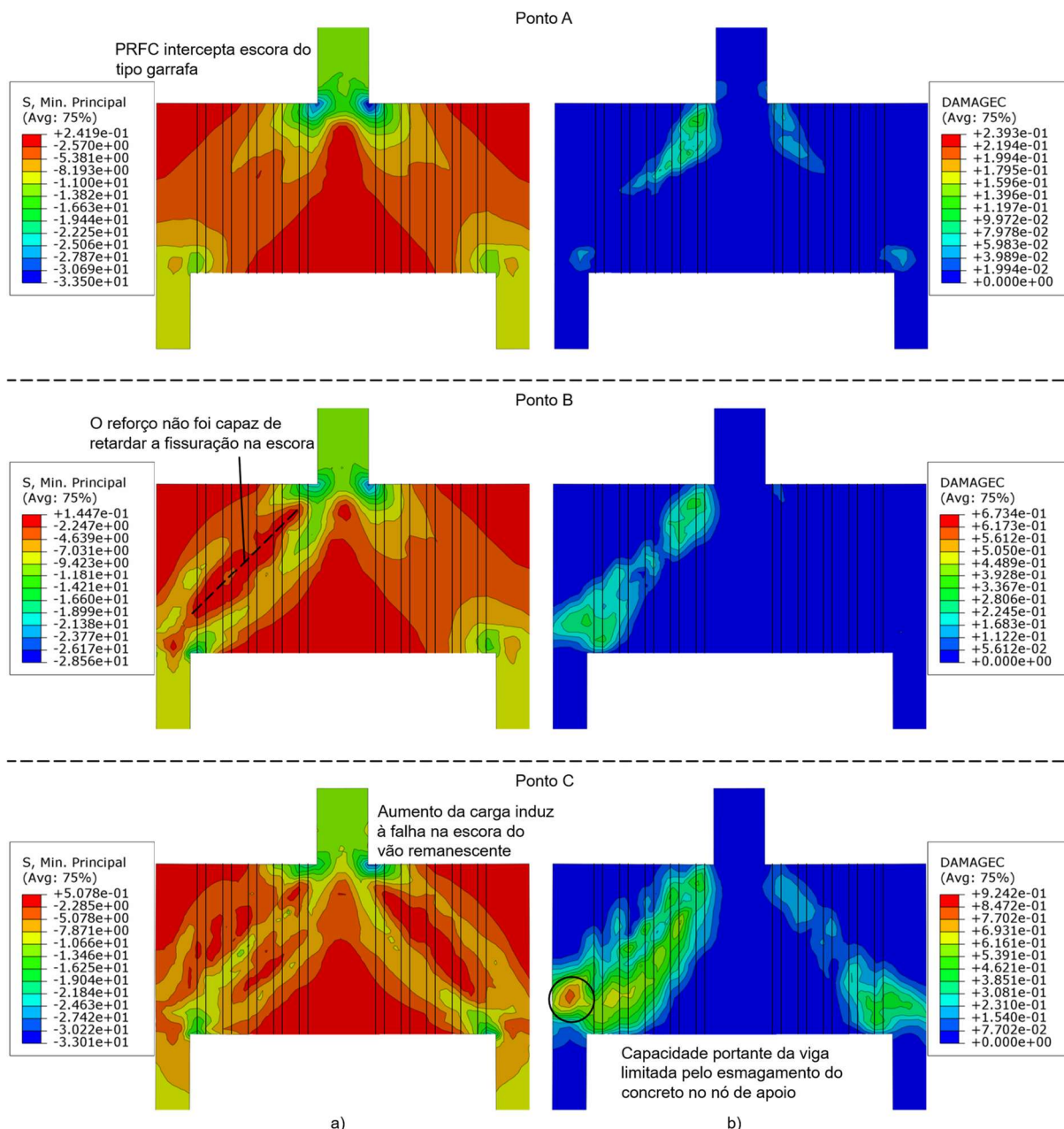
Fonte: O Autor (2022)

Analisando a Figura 5.15 à Figura 5.18 nota-se que:

- A tensão nas lâminas de PRFC (Figura 5.17a, Ponto A) indicam que o reforço foi pouco solicitado antes do surgimento da fissura de cisalhamento.
- O reforço ao cisalhamento colado lateralmente não retardou o desenvolvimento da fissura na escora que havia falhado no teste sem reforço. Contudo, o PRFC reduziu a fragilidade do modelo, diminuindo o impacto da fissura de cisalhamento na rigidez da viga.
- O reforço proporcionou ganho de resistência à viga mesmo após a fissuração na escora. Isso se deu porque, embora os estribos tenham atingido o escoamento (Figura 5.17a, Ponto B), o PRFC não atingiu a tensão de ruptura à tração.
- O pico de carga que precede o Ponto C (Figura 5.15) causa a falha na escora no vão sem estribos (Figura 5.16b, Ponto C).

- A resistência da viga é limitada pelo esmagamento do concreto na região de apoio (Figura 5.16a, Ponto C).

Figura 5.16 – VIGA 1/10-S – TENSÕES NO CONCRETO E DANO À COMPRESSÃO

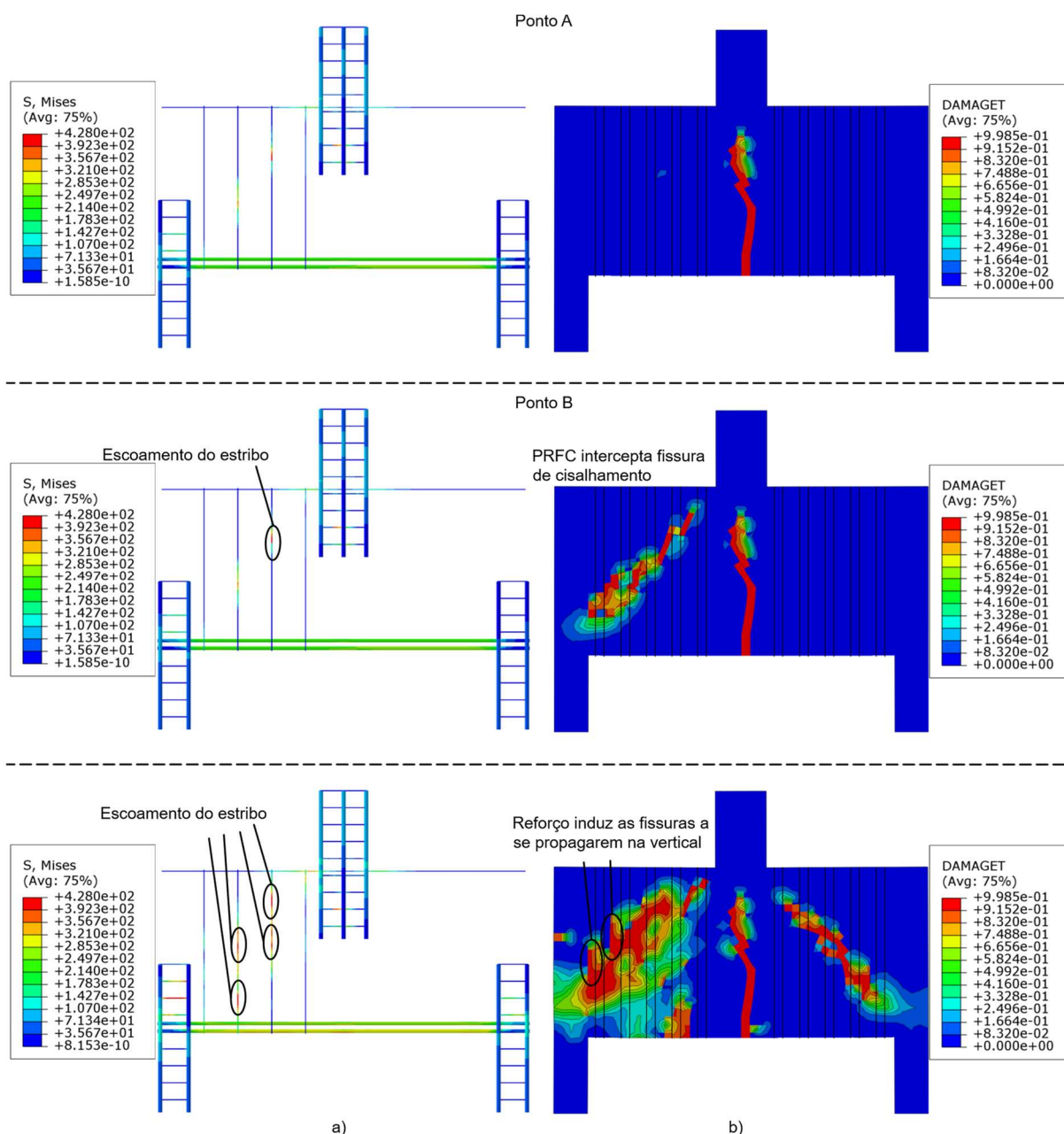


Fonte: O Autor (2022)

- A interface coesiva (Figura 5.18b, Ponto B e C) apresentou zona mobilizada e de descolamento em quantidade semelhante nas duas arestas das lâminas. Com base no modelo proposto por Chen, Teng e Chen (2012) era esperado que as arestas das lâminas mais próximas aos apoios tivessem uma maior mobilização do reforço. Contudo, o respectivo modelo assume que a abertura da fissura de

cisalhamento aumenta linearmente em direção ao apoio, o que é uma simplificação coerente para o mecanismo de viga, onde as fissuras inclinadas se desenvolvem através da propagação das fissuras de flexão, cuja origem é na base da viga. Porém na ação de arco, em escoras do tipo garrafa, a fissura crítica de cisalhamento surge através do desvio na direção das tensões de compressão na biela, conforme explicado no item 5.1. Sendo assim é possível que a região de maior abertura da fissura de cisalhamento não seja próxima a base da viga, tampouco, a região de maior zona mobilizada.

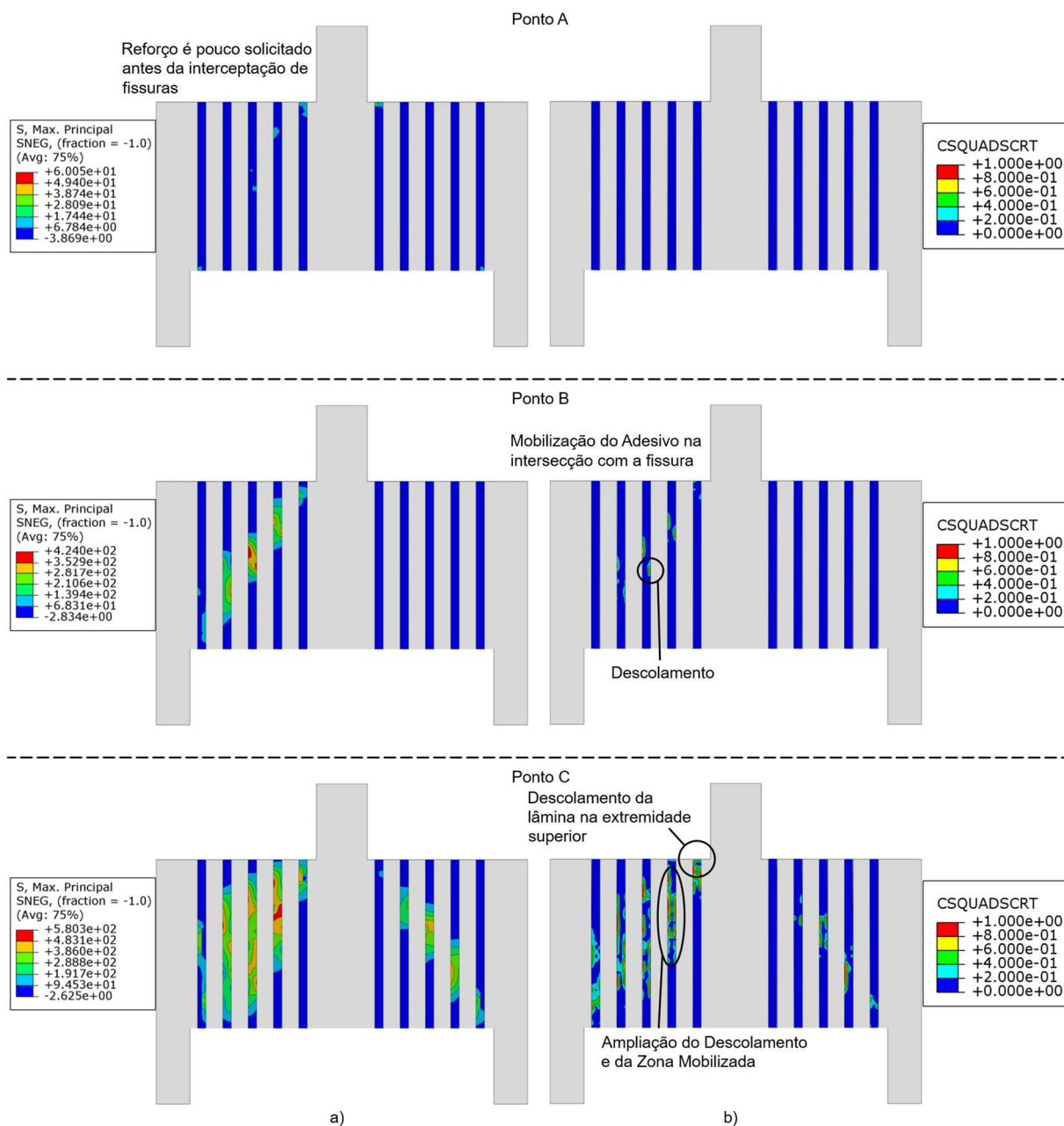
Figura 5.17 – VIGA 1/10-S – TENSÕES NAS ARMAÇÕES E DANO À TRAÇÃO



Fonte: O Autor (2022)

- Houve descolamento no topo da lâmina adjacente ao ponto de carregamento (Figura 5.18b, Ponto C). Isso aconteceu por falta de ancoragem do reforço na região, configurando uma extremidade Tipo A (CHEN, TENG e CHEN, 2012).

Figura 5.18 – VIGA 1/10-S – TENSÕES NO PRFC E SOLICITAÇÃO DO ADESIVO

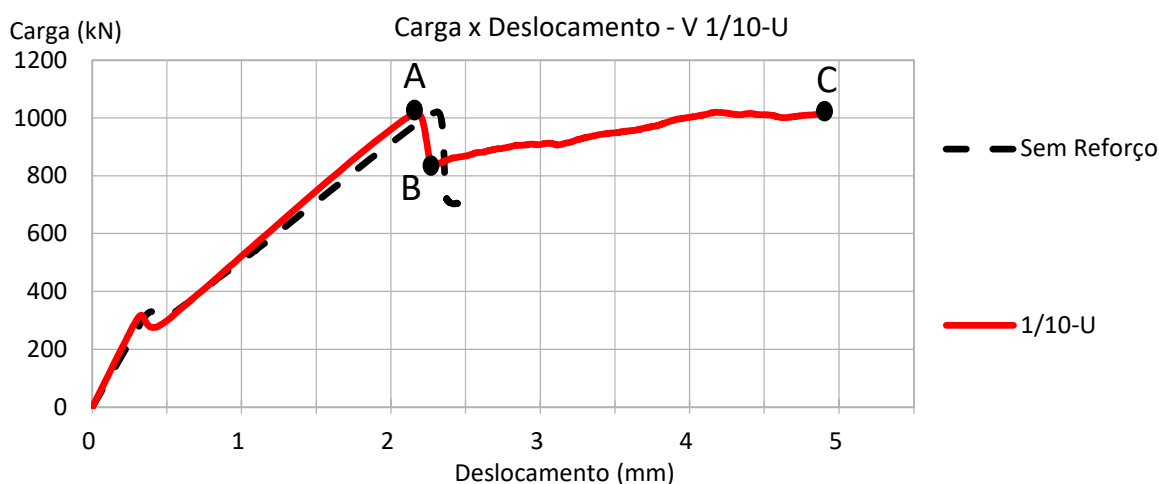


#### • VIGA 1/10-U – REFORÇO COLADO EM “U”

A Figura 5.19 indica os diferentes estágios de carregamento da viga 1/10-U que servirão de referência para interpretação e análise da Figura 5.20, Figura 5.21 e Figura 5.22. A Figura 5.20 compara as tensões de compressão (a) e o dano à compressão no concreto (b). A

Figura 5.21 apresenta as tensões nas armações (a) e o dano à tração no concreto (b). As tensões no PRFC (a) e critério de início de dano na interface coesiva (b) são apresentados na Figura 5.22.

Figura 5.19 – VIGA 1/10-U – ESTÁGIOS DE CARREGAMENTO



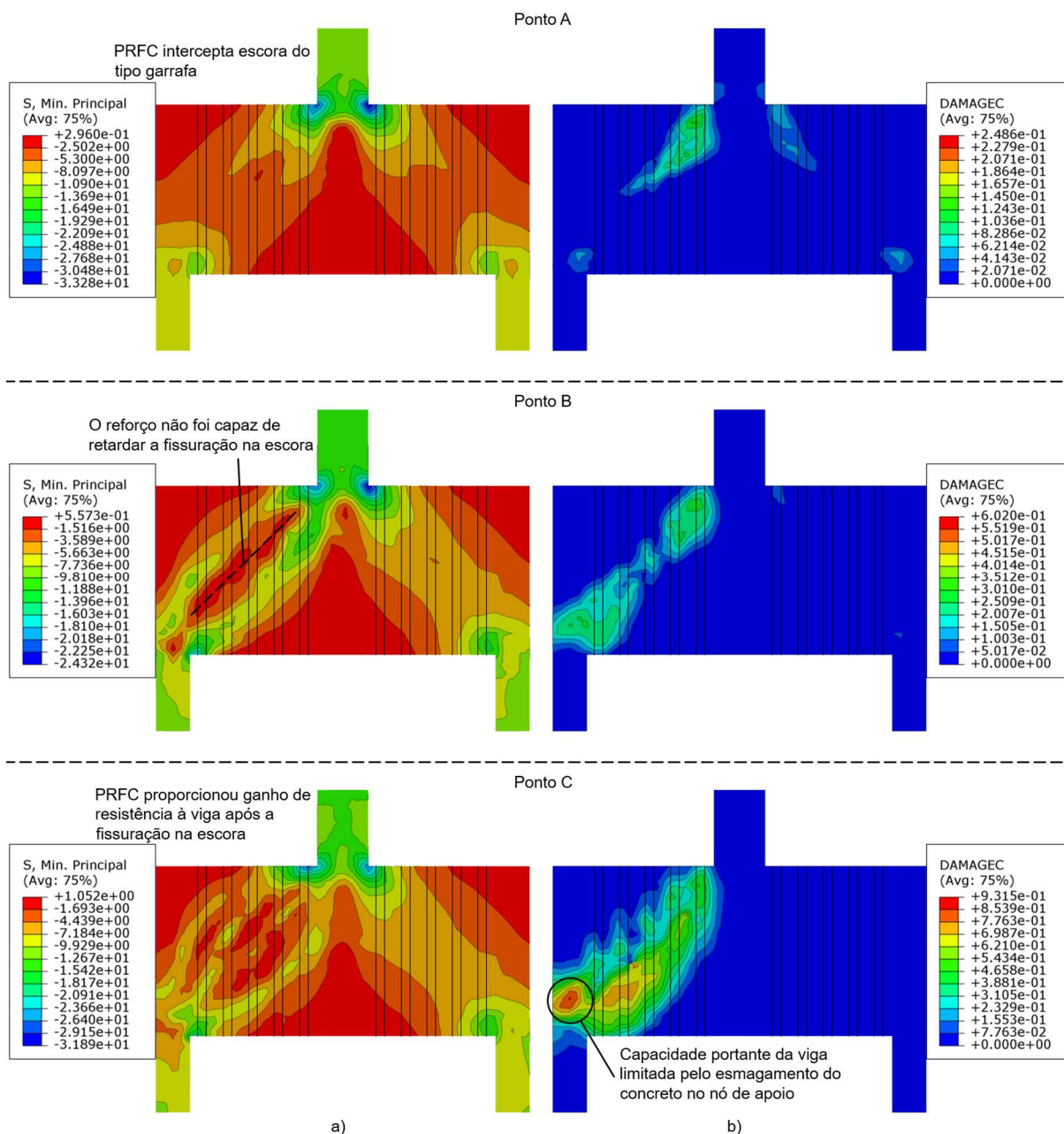
Fonte: O Autor (2022)

Analisando a Figura 5.19 à Figura 5.22 nota-se que:

- A tensão nas lâminas de PRFC (Figura 5.22a, Ponto A) indicam que o reforço foi pouco solicitado antes do surgimento da fissura de cisalhamento.
- O reforço ao cisalhamento colado em “U” não retardou o desenvolvimento da fissura na escora que havia falhado no teste sem reforço. Porém, em semelhança a viga 1/10-S, o PRFC reduziu a fragilidade do modelo, diminuindo o impacto da fissura de cisalhamento na rigidez da viga.
- O reforço proporcionou ganho de resistência à viga mesmo após a fissuração na escora. A explicação disso é mesma apresentada para a viga 1/10-S.
- A resistência da viga é limitada pelo esmagamento do concreto na região de apoio (Figura 5.20a, Ponto C).
- A interface coesiva (Figura 5.22b, Ponto B e C) apresentou zona mobilizada e de descolamento em quantidade semelhante nas duas arestas das lâminas. A explicação para isso é a mesma apresentada para a viga 1/10-S.
- Houve descolamento no topo da lâmina adjacente ao ponto de carregamento (Figura 5.22b, Ponto C).
- O reforço em “U” preveniu o desprendimento das lâminas na face inferior da

viga devido à ancoragem do reforço na região, configurando uma extremidade Tipo B (CHEN, TENG e CHEN, 2012).

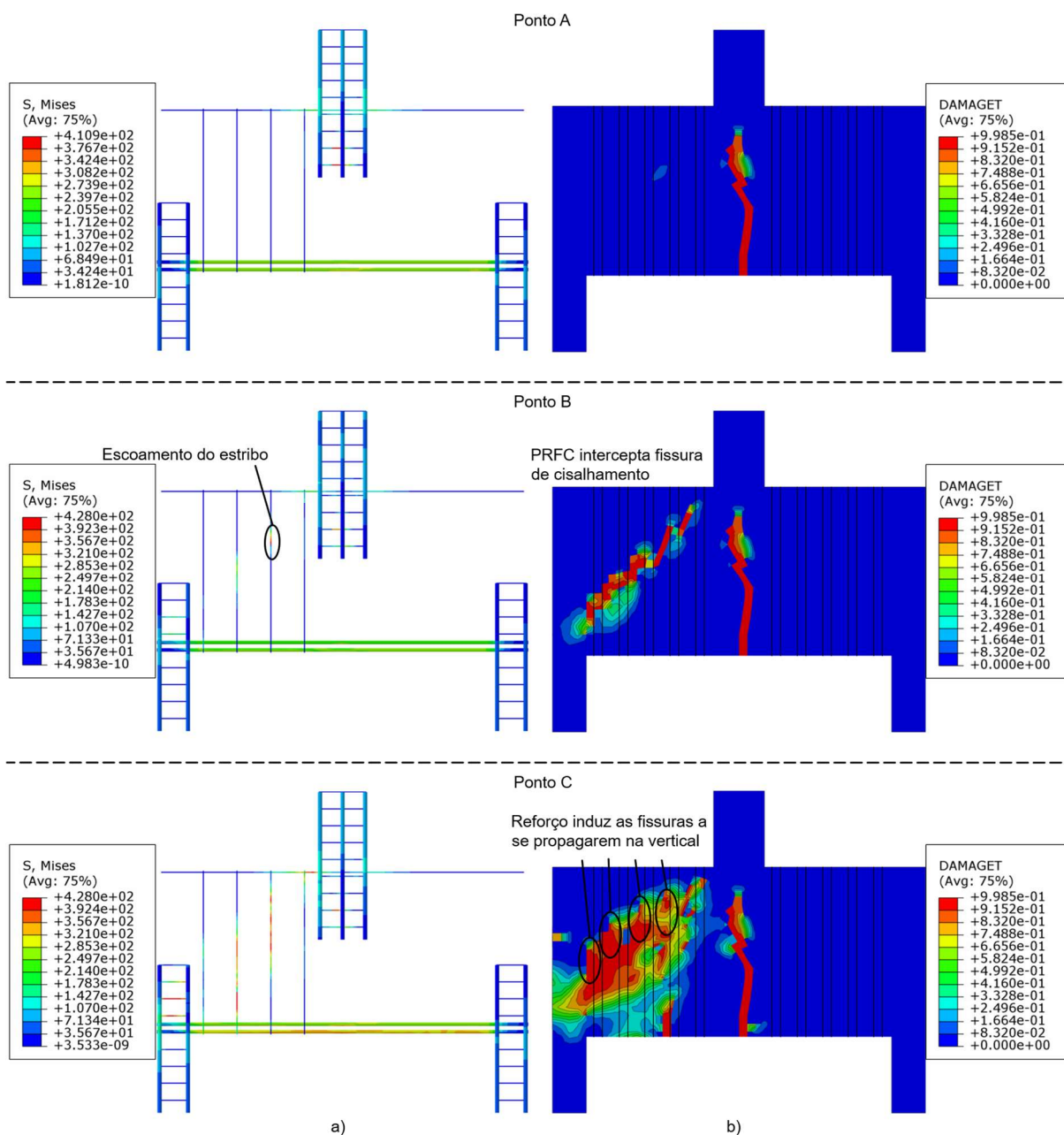
Figura 5.20 – VIGA 1/10-U – TENSÕES NO CONCRETO E DANO À COMPRESSÃO



Fonte: O Autor (2022)

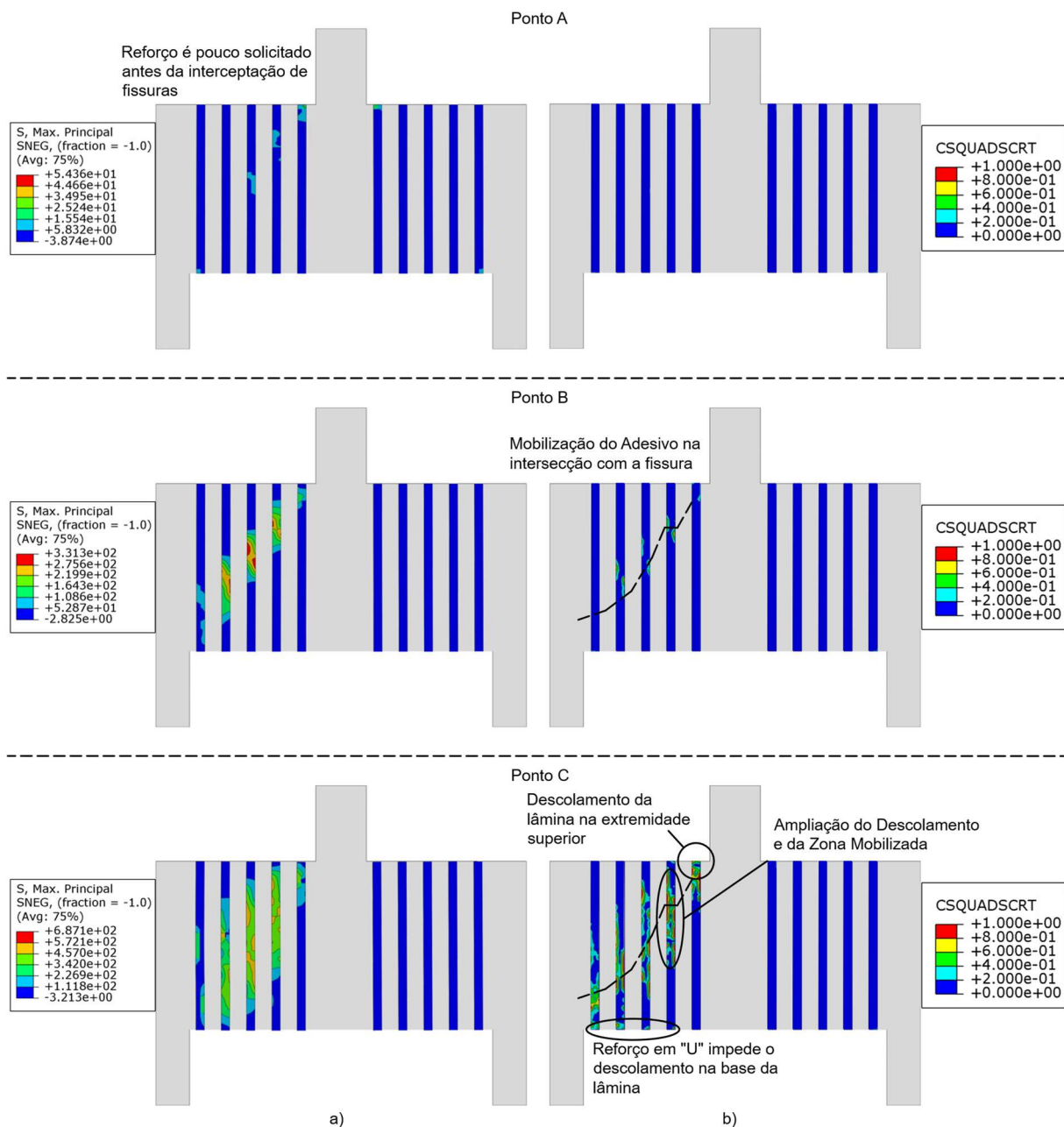


Figura 5.21 – VIGA 1/10-U – TENSÕES NAS ARMAÇÕES E DANO À TRAÇÃO



Fonte: O Autor (2022)

Figura 5.22 – VIGA 1/10-U – TENSÕES NO PRFC E SOLICITAÇÃO DO ADESIVO



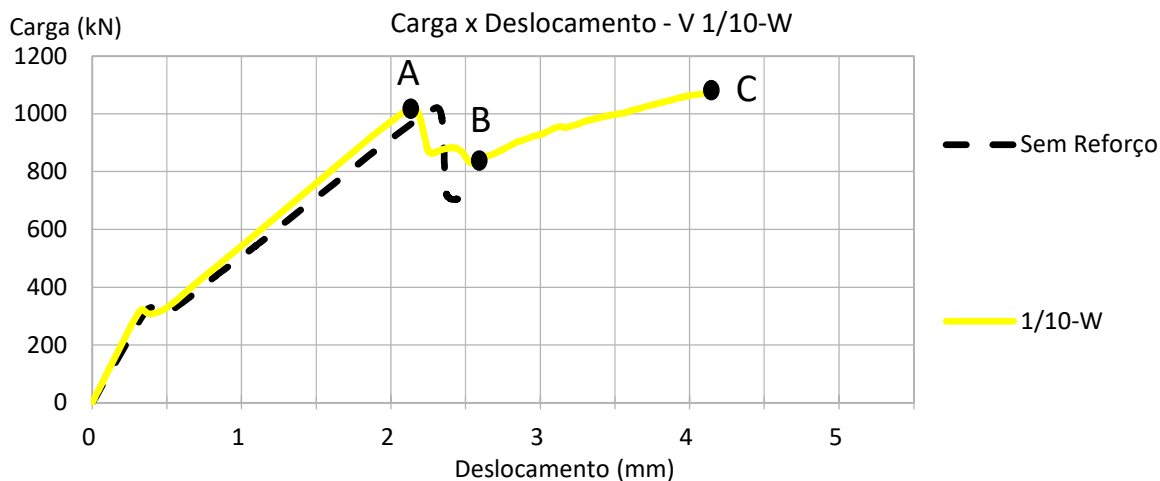
Fonte: O Autor (2022)

### • VIGA 1/10-W – ENVELOPAMENTO TOTAL

A Figura 5.23 indica os diferentes estágios de carregamento da viga 1/10-W que servirão de referência para interpretação e análise da Figura 5.24, Figura 5.25 e Figura 5.26. A Figura 5.24 compara as tensões de compressão (a) e o dano à compressão no concreto (b). A Figura 5.25 apresenta as tensões nas armaduras (a) e o dano à tração no concreto (b). As tensões

no PRFC (a) e critério de início de dano na interface coesiva (b) são apresentados na Figura 5.26.

Figura 5.23 – VIGA 1/10-W – ESTÁGIOS DE CARREGAMENTO

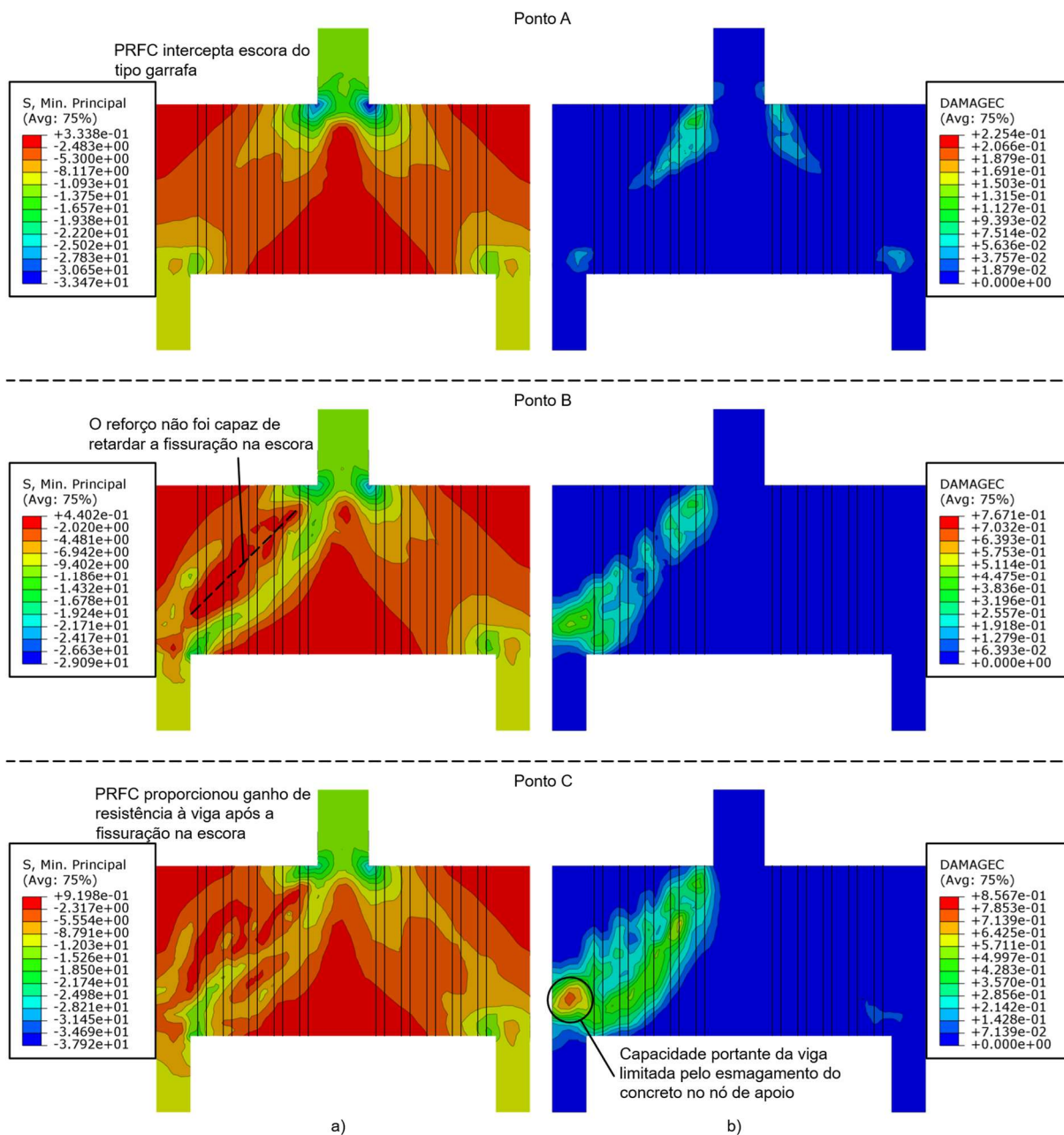


Fonte: O Autor (2022)

Analisando a Figura 5.23 à Figura 5.26 nota-se que:

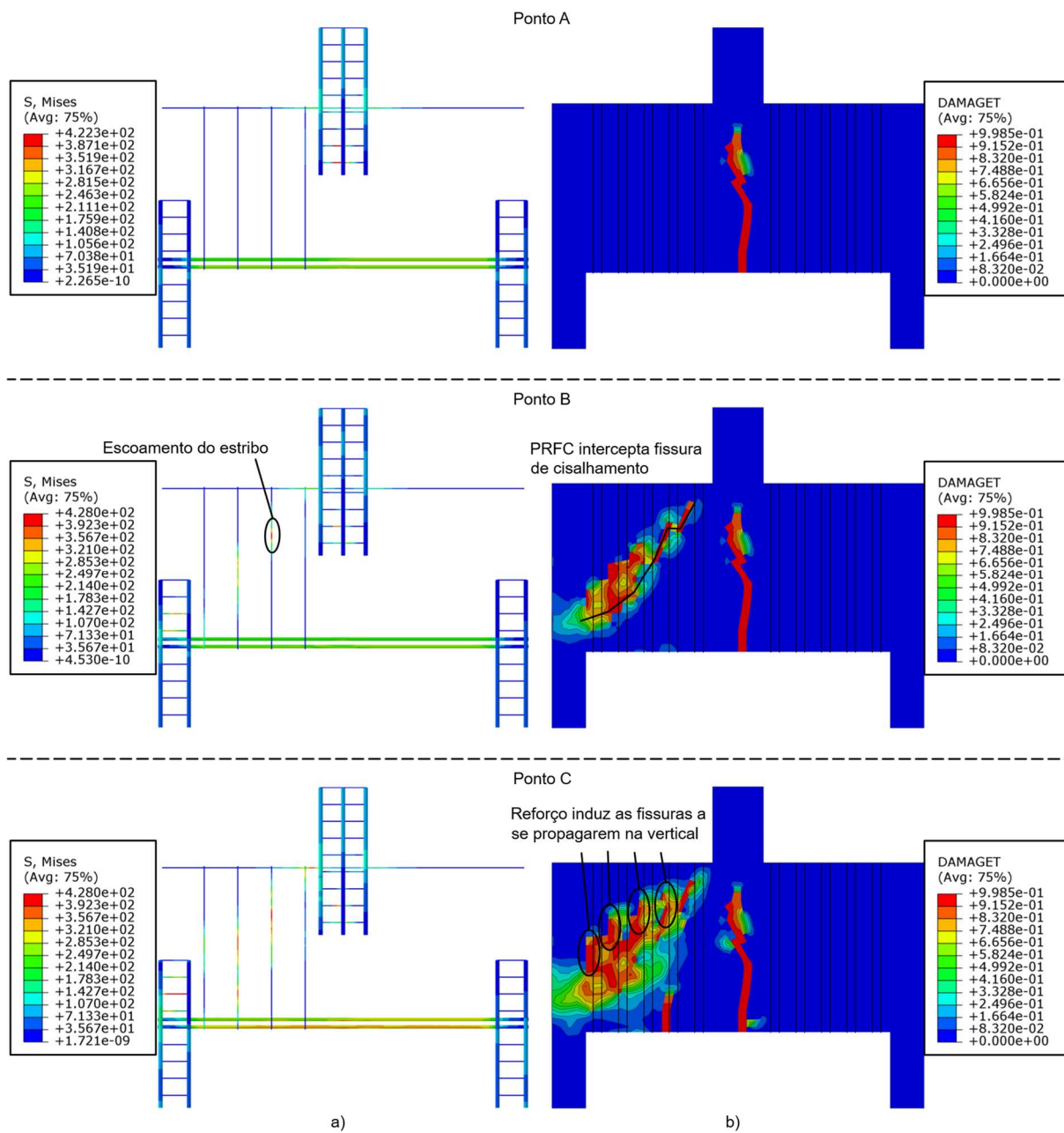
- A tensão nas lâminas de PRFC (Figura 5.26a, Ponto A) indicam que o reforço foi pouco solicitado antes do surgimento da fissura de cisalhamento.
- O envelopamento da seção não retardou o desenvolvimento da fissura na escora que havia falhado no teste sem reforço. Porém, em semelhança a viga 1/10-S e 1/10-U, o reforço reduziu a fragilidade do modelo, diminuindo o impacto da fissura de cisalhamento na rigidez da viga.
- O reforço proporcionou ganho de resistência à viga mesmo após a fissuração na escora. A explicação disso é mesma apresentada para a viga 1/10-S.
- A resistência da viga é limitada pelo esmagamento do concreto na região de apoio (Figura 5.24a, Ponto C).
- A interface coesiva (Figura 5.26b, Ponto B e C) apresentou zona mobilizada e de descolamento em quantidade semelhante nas duas arestas das lâminas. A explicação para isso é a mesma apresentada para a viga 1/10-S.
- O envelopamento preveniu o desprendimento do PRFC na extremidade superior das vigas (Figura 5.26b, Ponto C).

Figura 5.24 – VIGA 1/10-W – TENSÕES NO CONCRETO E DANO À COMPRESSÃO



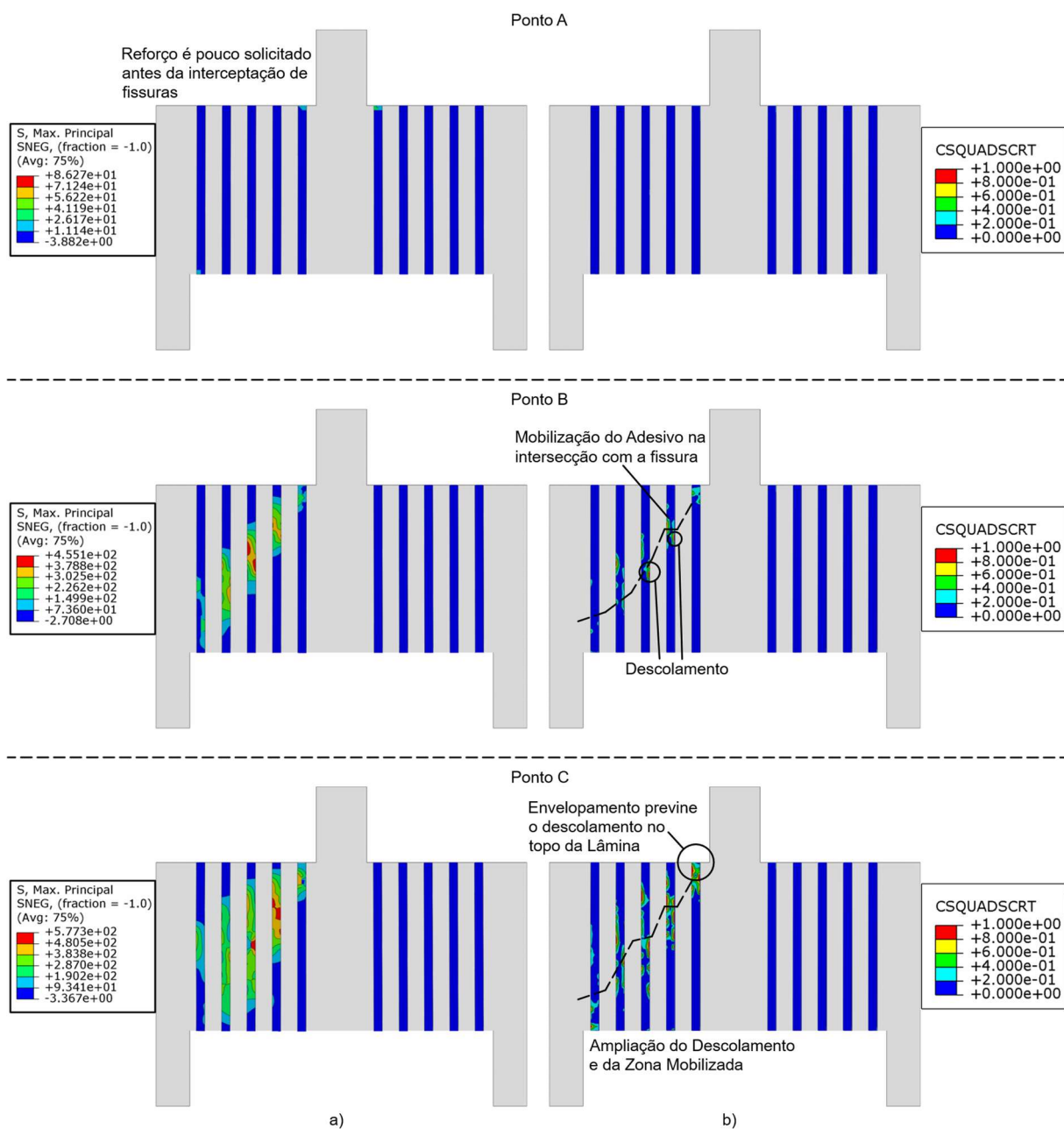
Fonte: O Autor (2022)

Figura 5.25 – VIGA 1/10-W – TENSÕES NAS ARMAÇÕES E DANO À TRAÇÃO



Fonte: O Autor (2022)

Figura 5.26 – VIGA 1/10-W – TENSÕES NO PRFC E SOLICITAÇÃO DO ADESIVO



Fonte: O Autor (2022)

### 5.5.2 REFORÇO AO CISALHAMENTO – VIGA 1/15

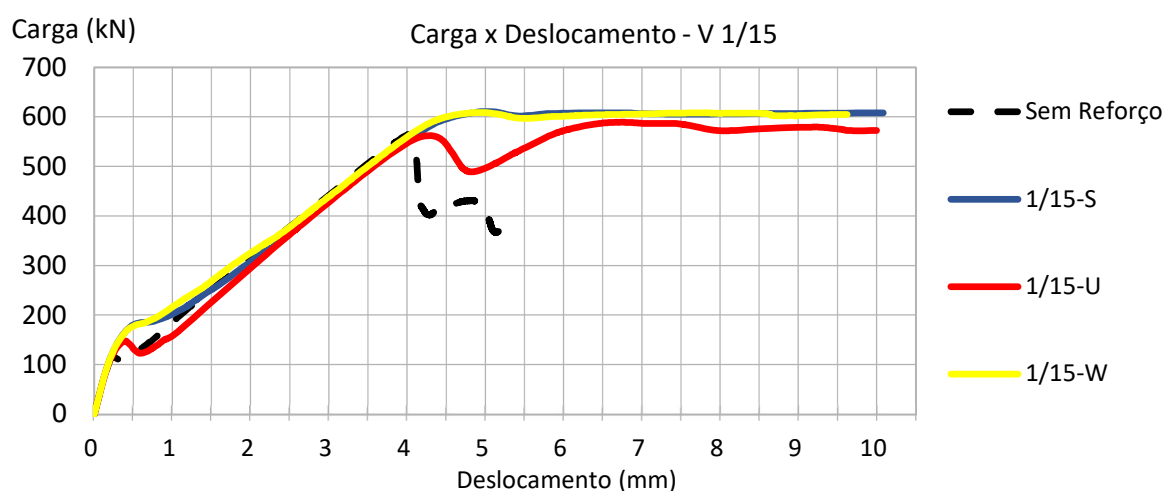
A Tabela 5.7 compara a carga ( $P_{ref.}$ ) e deslocamento ( $\delta_{ref.}$ ) de pico das simulações das Vigas 1/15-S, 1/15-U e 1/15-W com os valores do modelo sem reforço ( $P_{s.r.}$  e  $\delta_{s.r.}$ ). As curvas “carga x deslocamento” referente aos respectivos testes são apresentadas na Figura 5.27.

Tabela 5.7 – VIGA 1/15 – VARIAÇÃO DO TIPO DE REFORÇO

Tipo de Aderência	$P_{ref.}$ (kN)	$\delta_{ref.}$ (mm)	$P_{ref.}/P_{s.r.}$
1/15-S	610.69	7.17	1.08
1/15-U	589.33	4.19	1.04
1/15-W	608.60	4.14	1.08

Fonte: O Autor (2022)

Figura 5.27 – VIGA 1/15 – VARIAÇÃO DO TIPO DE REFORÇO



Fonte: O Autor (2022)

#### • VIGA 1/15-S – REFORÇO COLADO LATERALMENTE

A Figura 5.28 indica os diferentes estágios de carregamento da viga 1/15-S que servirão de referência para interpretação e análise da Figura 5.29, Figura 5.30 e Figura 5.31. A Figura 5.29 compara as tensões de compressão (a) e o dano à compressão no concreto (b). A Figura 5.30 apresenta as tensões nas armações (a) e o dano à tração no concreto (b). As tensões no PRFC (a) e critério de início de dano na interface coesiva (b) são apresentados na Figura 5.31.

Figura 5.28 – VIGA 1/15-S – ESTÁGIOS DE CARREGAMENTO

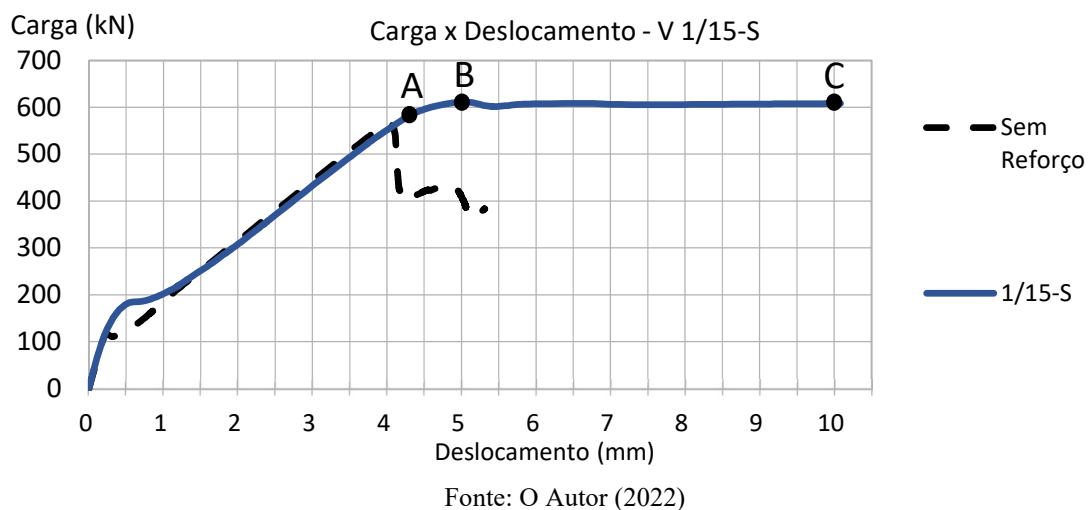
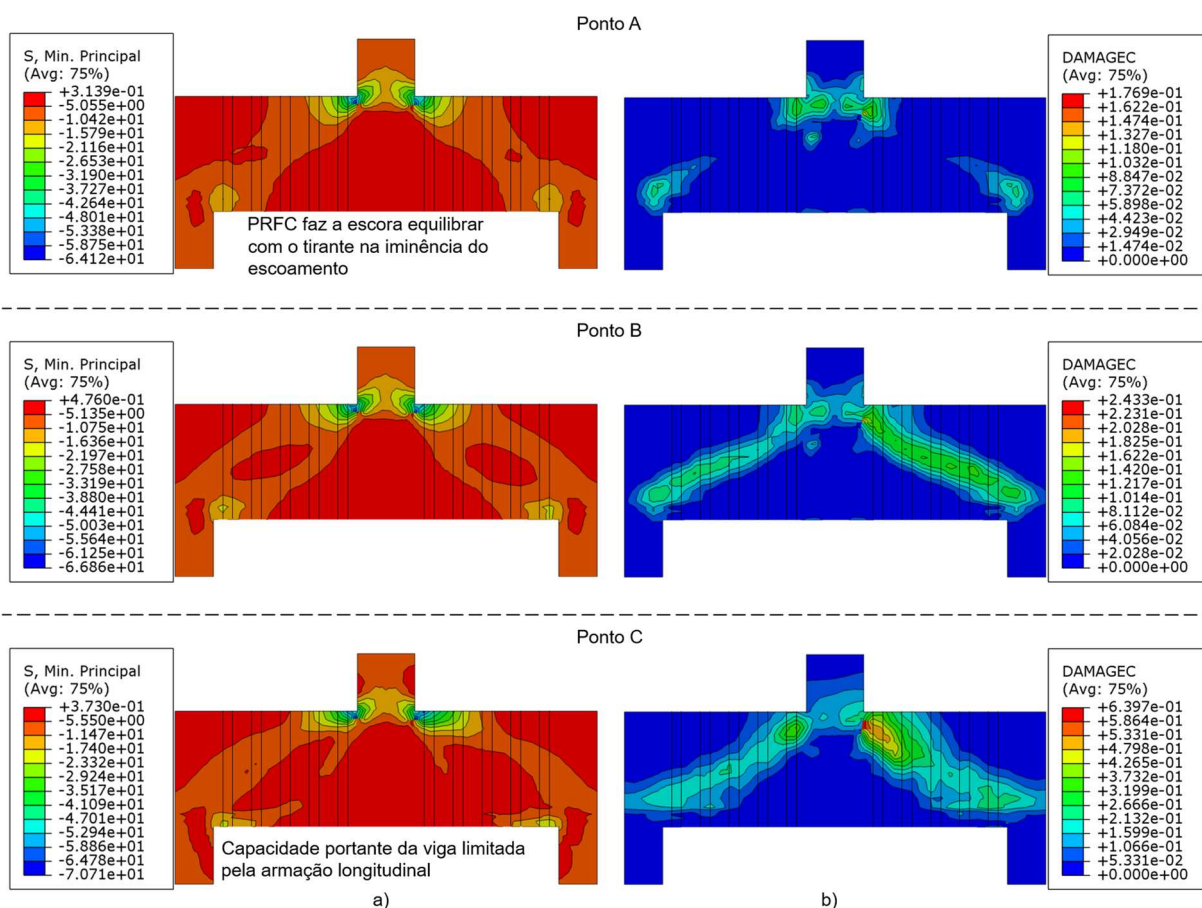


Figura 5.29 – VIGA 1/15-S – TENSÕES NO CONCRETO E DANO À COMPRESSÃO



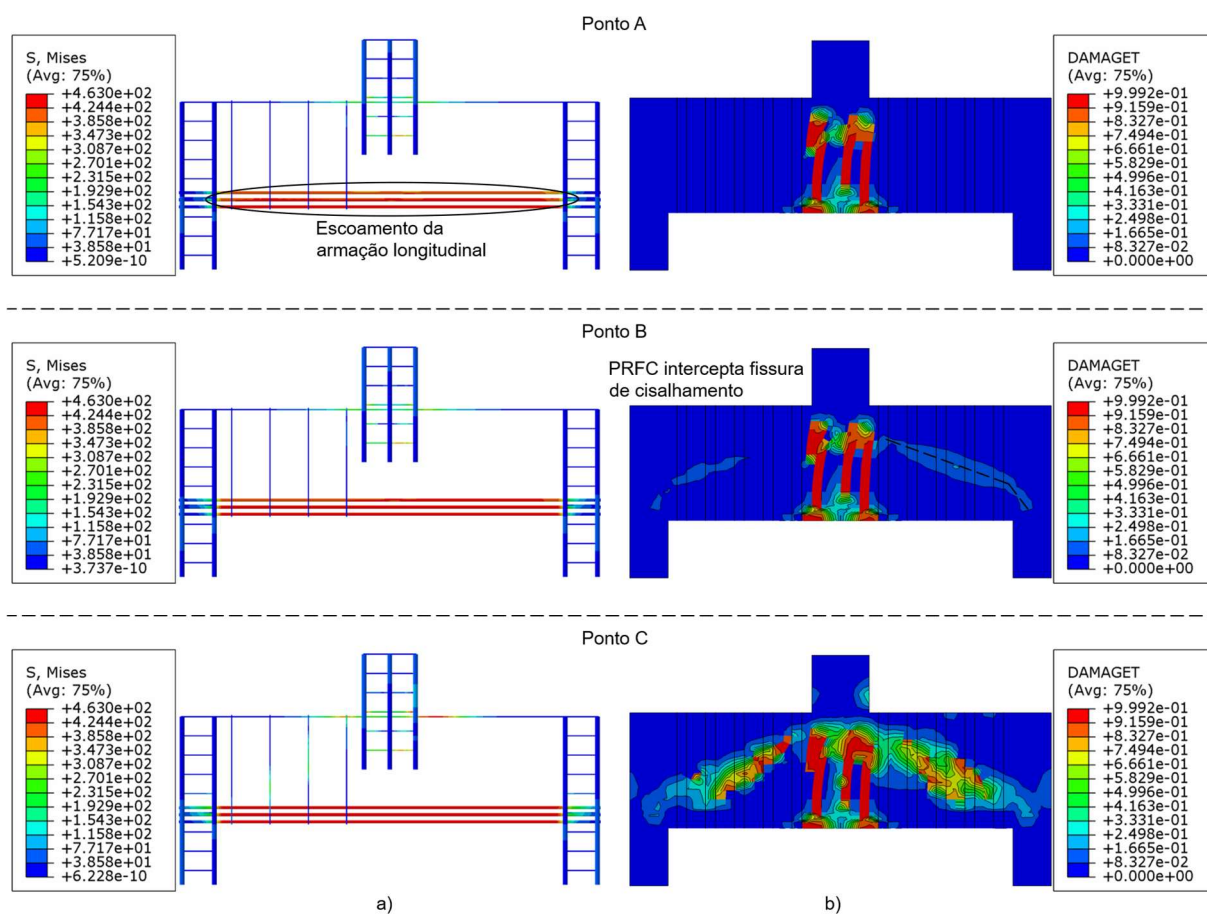
Analisando a Figura 5.28 à Figura 5.31 nota-se que:

- A armação longitudinal atingiu o escoamento antes da falha na escora inclinada (Figura 5.30a).



- A tensão nas lâminas de PRFC (Figura 5.31a, Ponto B) indicam que o reforço foi pouco solicitado antes do surgimento da fissura de cisalhamento, mesmo após o início do escoamento na armação longitudinal.
- O reforço ampliou a capacidade resistente da escora permitindo uma ruptura dúctil com o escoamento da armação longitudinal.

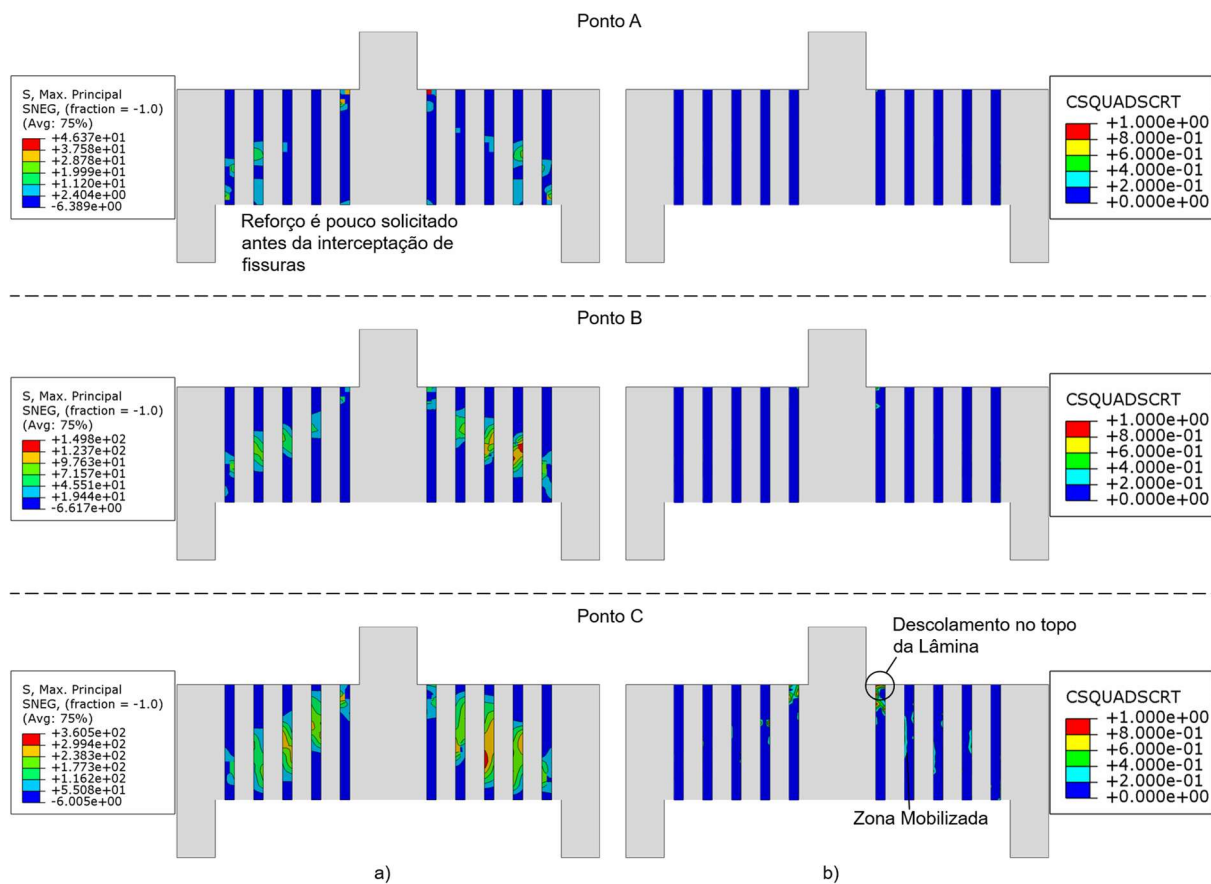
Figura 5.30 – VIGA 1/15-S – TENSÕES NAS ARMAÇÕES E DANO À TRAÇÃO



Fonte: O Autor (2022)

- A interface coesiva (Figura 5.31b, Ponto B e C) apresentou zona mobilizada e de descolamento em quantidade semelhante nas duas arestas das lâminas. A explicação para isso é a mesma apresentada para a viga 1/10-S.
- Houve o descolamento na extremidade Tipo A da lâmina adjacente ao ponto de aplicação de carga (Figura 5.31b, Ponto C).

Figura 5.31 – VIGA 1/15-S – TENSÕES NO PRFC E SOLICITAÇÃO DO ADESIVO



Fonte: O Autor (2022)

### • VIGA 1/15-U – REFORÇO COLADO EM “U”

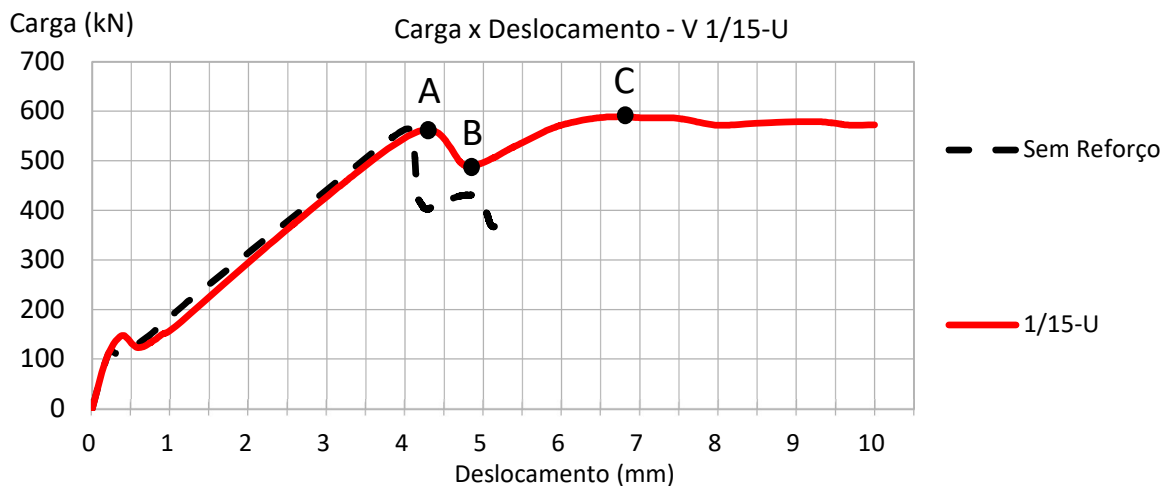
A Figura 5.32 indica os diferentes estágios de carregamento da viga 1/15-U que servirão de referência para interpretação e análise da Figura 5.33, Figura 5.34 e Figura 5.35. A Figura 5.33 compara as tensões de compressão (a) e o dano à compressão no concreto (b). A Figura 5.34 apresenta as tensões nas armações (a) e o dano à tração no concreto (b). As tensões no PRFC (a) e critério de início de dano na interface coesiva (b) são apresentados na Figura 5.35.

Analisando a Figura 5.32 à Figura 5.35 nota-se que:

- A fissuração de cisalhamento se desenvolveu na escora inclinada antes do escoamento do tirante (Figura 5.33a).
- A concentração de tensões próximas ao ponto de carregamento gerou uma tensão de até 194 MPa nas lâminas de PRFC.
- O reforço ao cisalhamento colado em “U” não retardou o desenvolvimento da fissura na escora que havia falhado no teste sem reforço. Contudo, o PRFC reduziu a fragilidade do modelo, diminuindo o impacto da fissura de

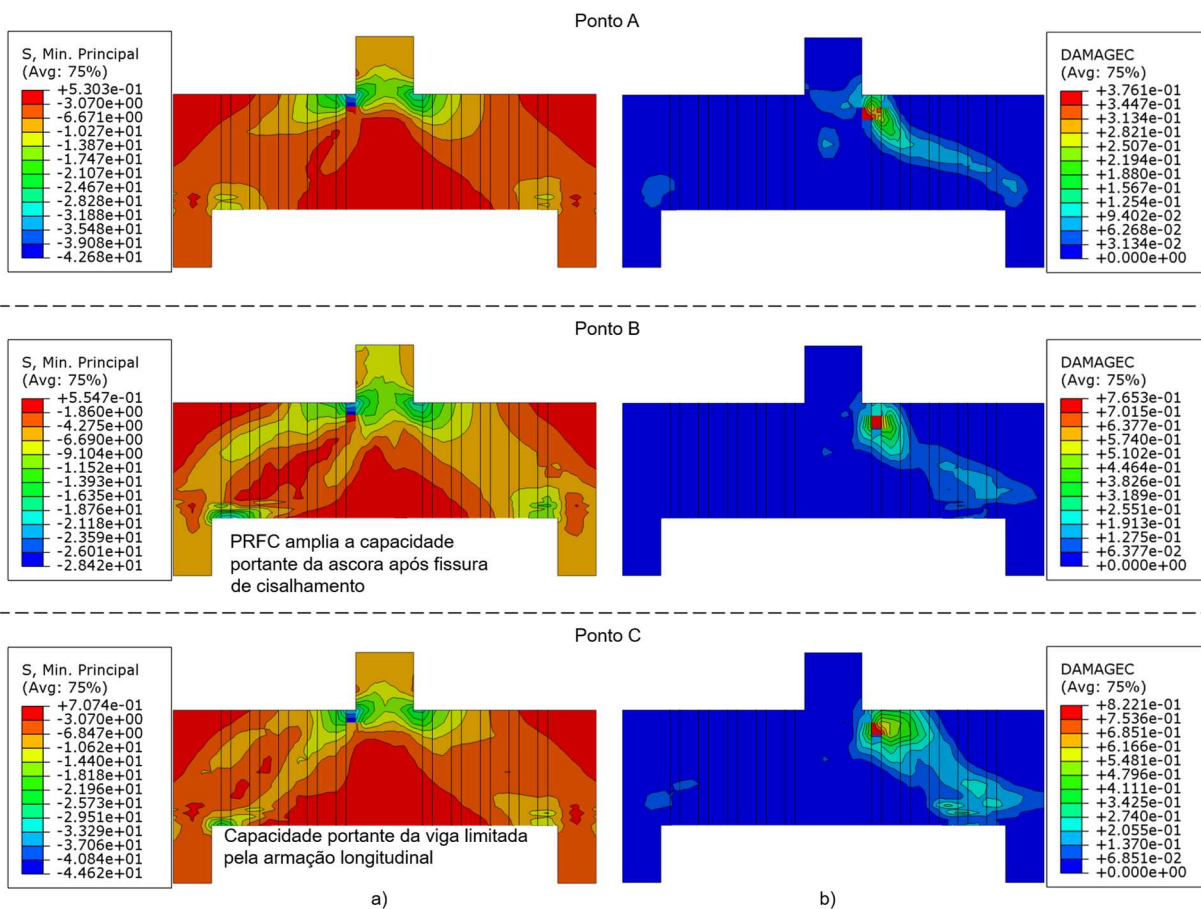
cisalhamento na rigidez da viga.

Figura 5.32 – VIGA 1/15-U – ESTÁGIOS DE CARREGAMENTO



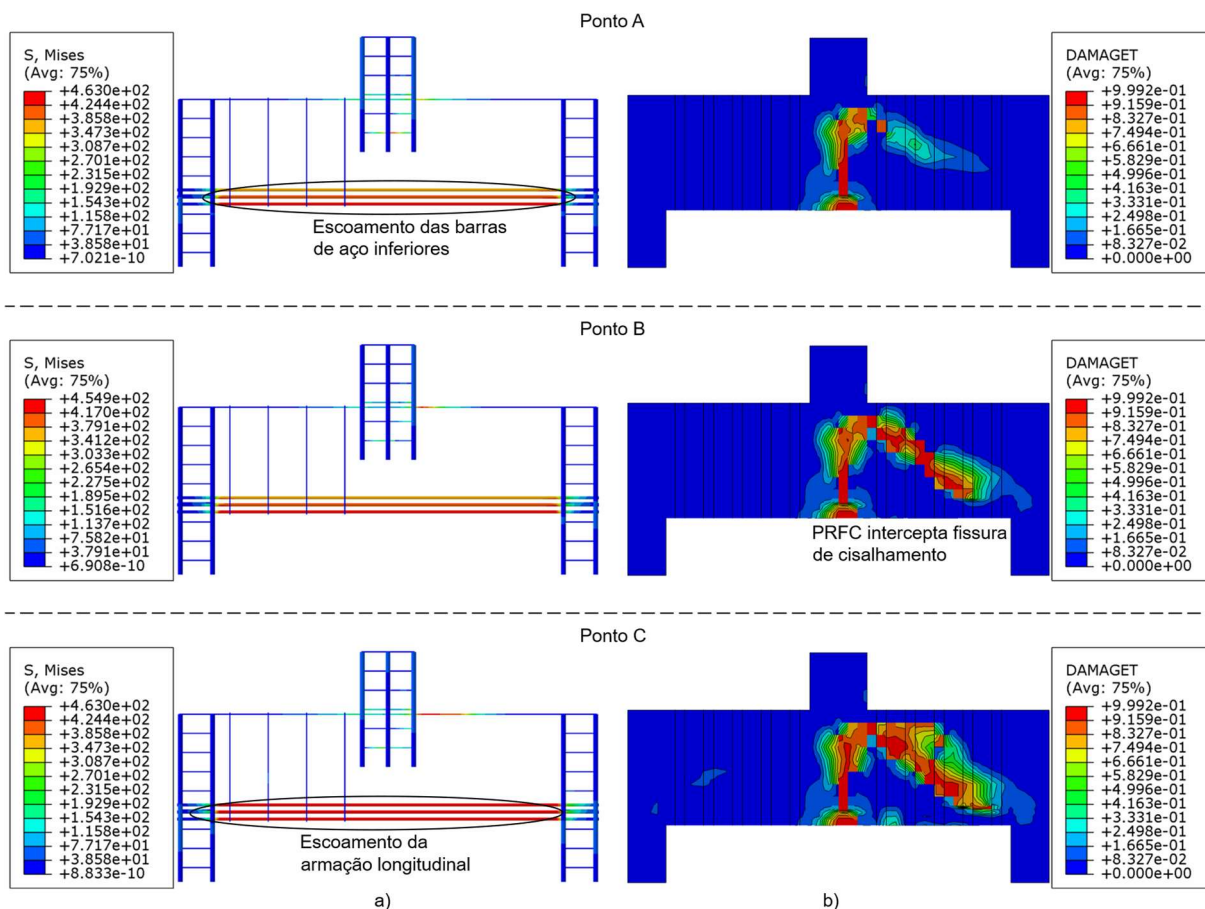
Fonte: O Autor (2022)

Figura 5.33 – VIGA 1/15-U – TENSÕES NO CONCRETO E DANO À COMPRESSÃO



Fonte: O Autor (2022)

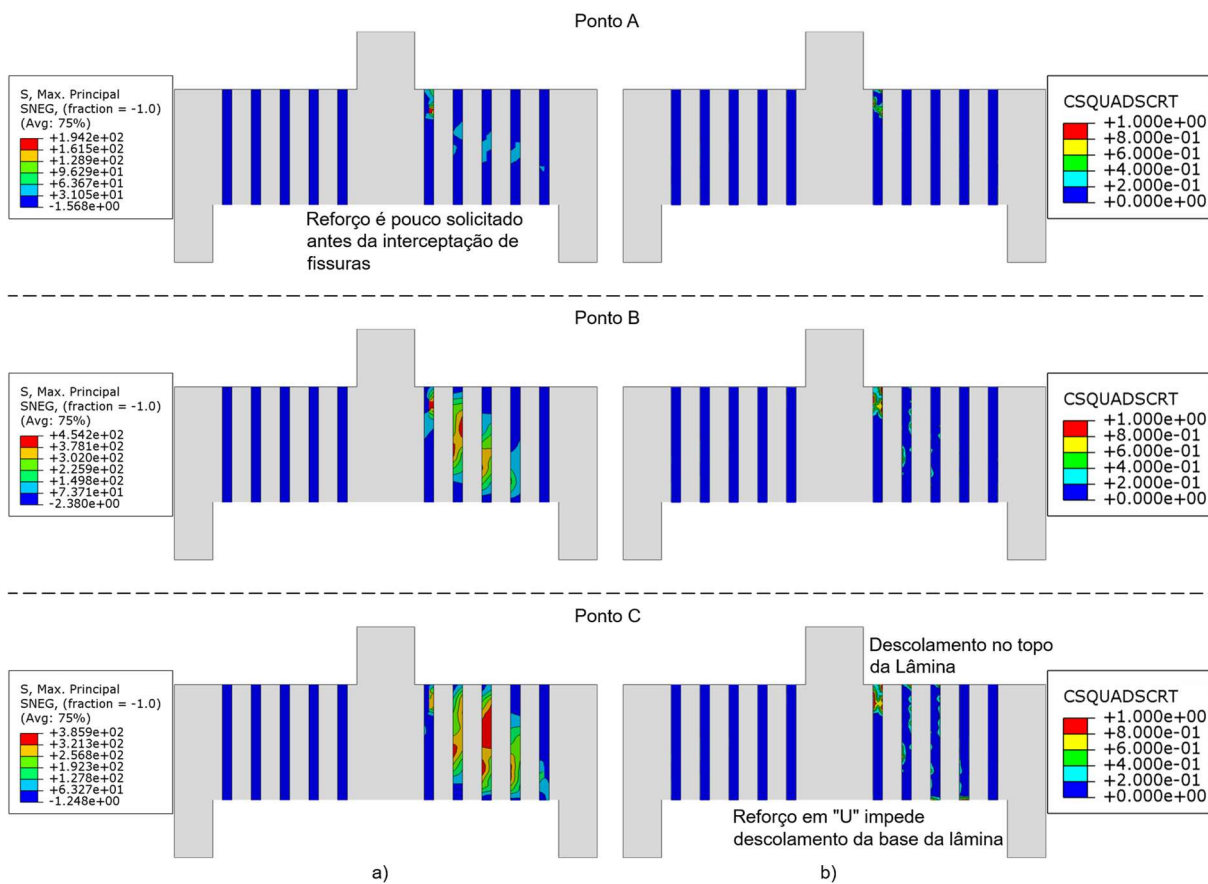
Figura 5.34 – VIGA 1/15-U – TENSÕES NAS ARMAÇÕES E DANO À TRAÇÃO



Fonte: O Autor (2022)

- O reforço proporcionou ganho de resistência à viga mesmo após a fissuração na escora até equilibrar com o tirante na iminência do escoamento, que limitou a resistência da viga. Sendo assim o modelo apresentou um comportamento dúctil após o pico de carga.
- A interface coesiva (Figura 5.35b, Ponto B e C) apresentou zona mobilizada e de descolamento em quantidade semelhante nas duas arestas das lâminas. A explicação para isso é a mesma apresentada para a viga 1/10-S.
- Houve o descolamento na extremidade superior das lâminas no vão sem estribos (Figura 5.35b, Ponto C).

Figura 5.35 – VIGA 1/15-U – TENSÕES NO PRFC E SOLICITAÇÃO DO ADESIVO



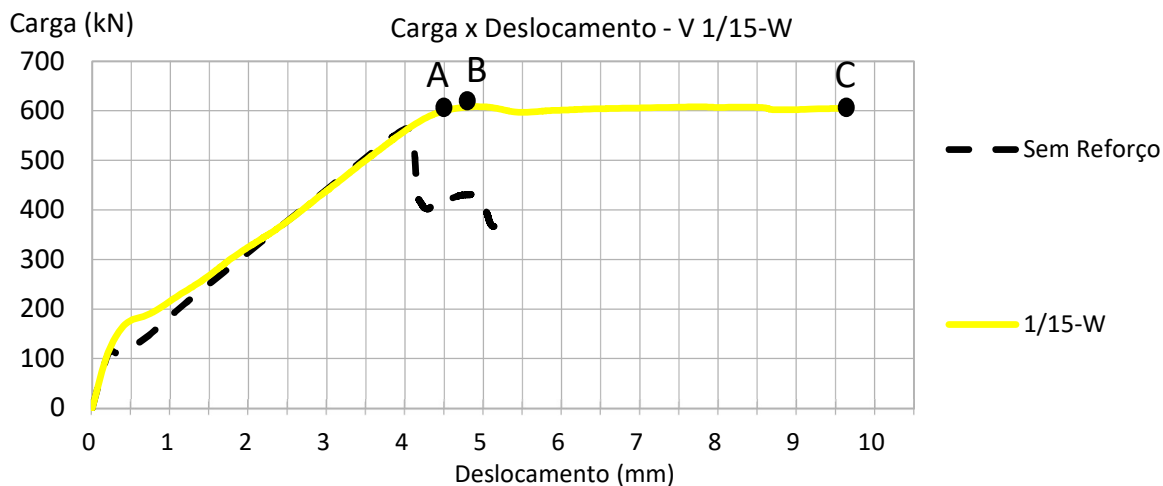
### • VIGA 1/15-W – ENVELOPAMENTO TOTAL

A Figura 5.36 indica os diferentes estágios de carregamento da viga 1/15-W que servirão de referência para interpretação e análise da Figura 5.37, Figura 5.38 e Figura 5.39. A Figura 5.37 compara as tensões de compressão (a) e o dano à compressão no concreto (b). A Figura 5.38 apresenta as tensões nas armações (a) e o dano à tração no concreto (b). As tensões no PRFC (a) e critério de início de dano na interface coesiva (b) são apresentados na Figura 5.39.

Analisando a Figura 5.36 à Figura 5.39 nota-se que:

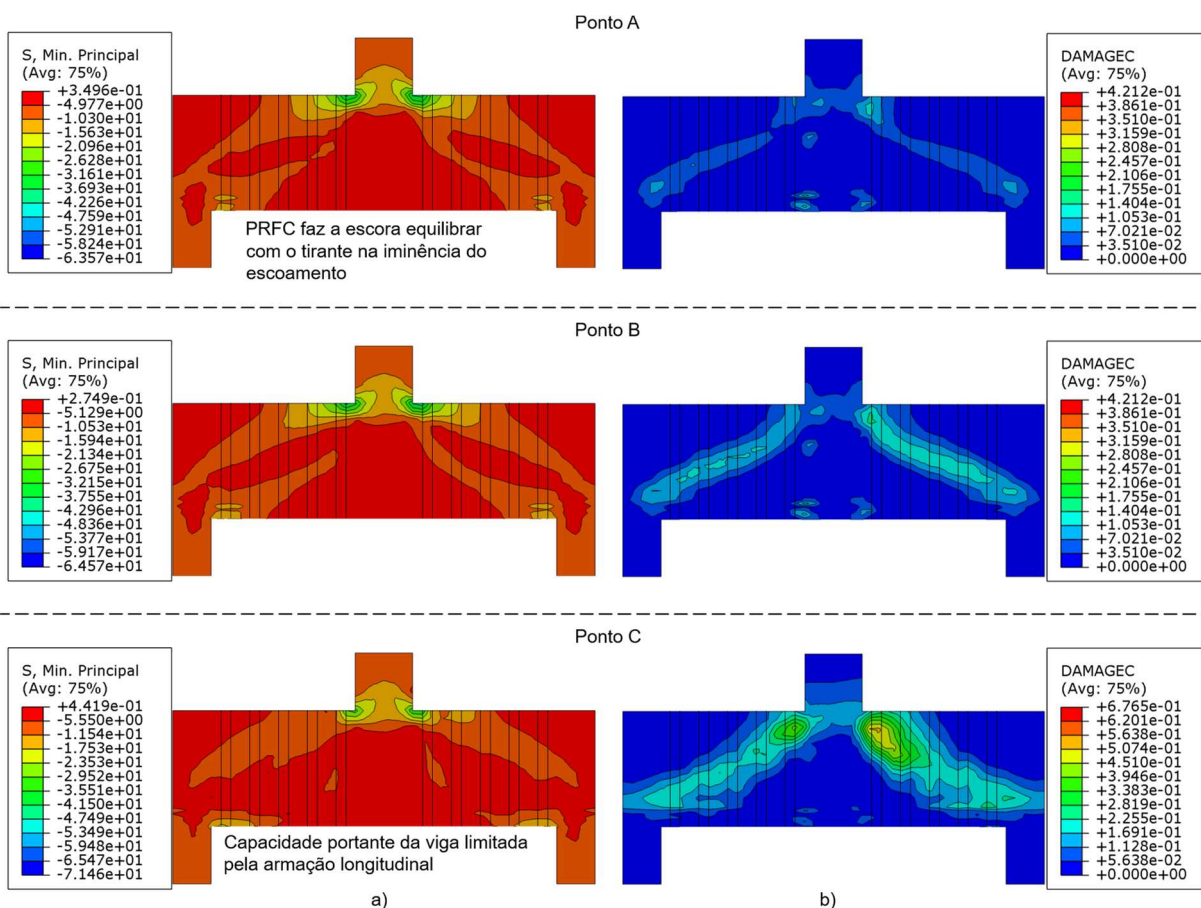
- A armação longitudinal atingiu o escoamento antes da falha na escora inclinada (Figura 5.38a), em semelhança a viga 1/15-S.
- A tensão nas lâminas de PRFC (Figura 5.38a, Ponto B) indicam que o reforço foi pouco solicitado antes do surgimento da fissura de cisalhamento, mesmo após o início do escoamento na armação longitudinal.
- O reforço ampliou a capacidade resistente da escora permitindo uma ruptura dúctil com o escoamento da armação longitudinal.

Figura 5.36 – VIGA 1/15-W – ESTÁGIOS DE CARREGAMENTO



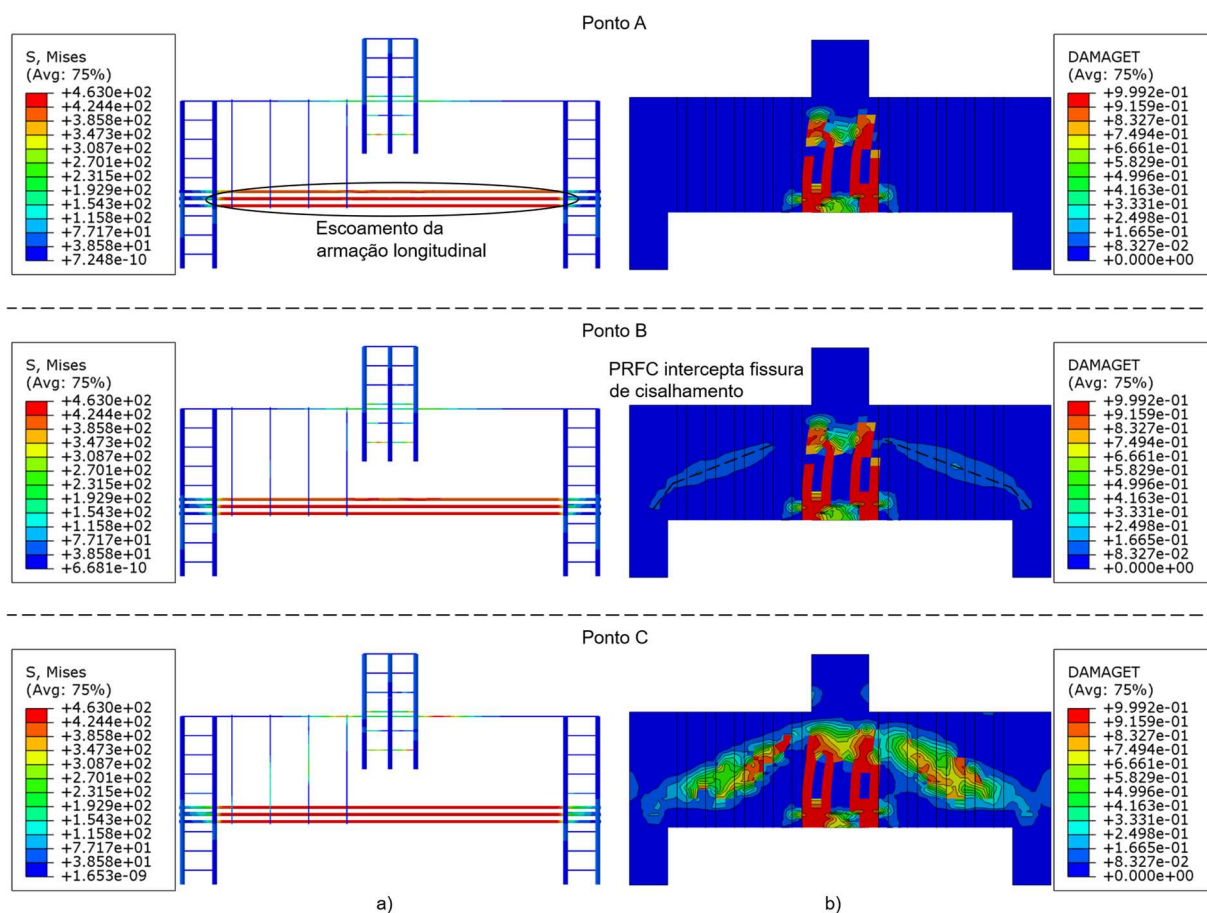
Fonte: O Autor (2022)

Figura 5.37 – VIGA 1/15-W – TENSÕES NO CONCRETO E DANO À COMPRESSÃO



Fonte: O Autor (2022)

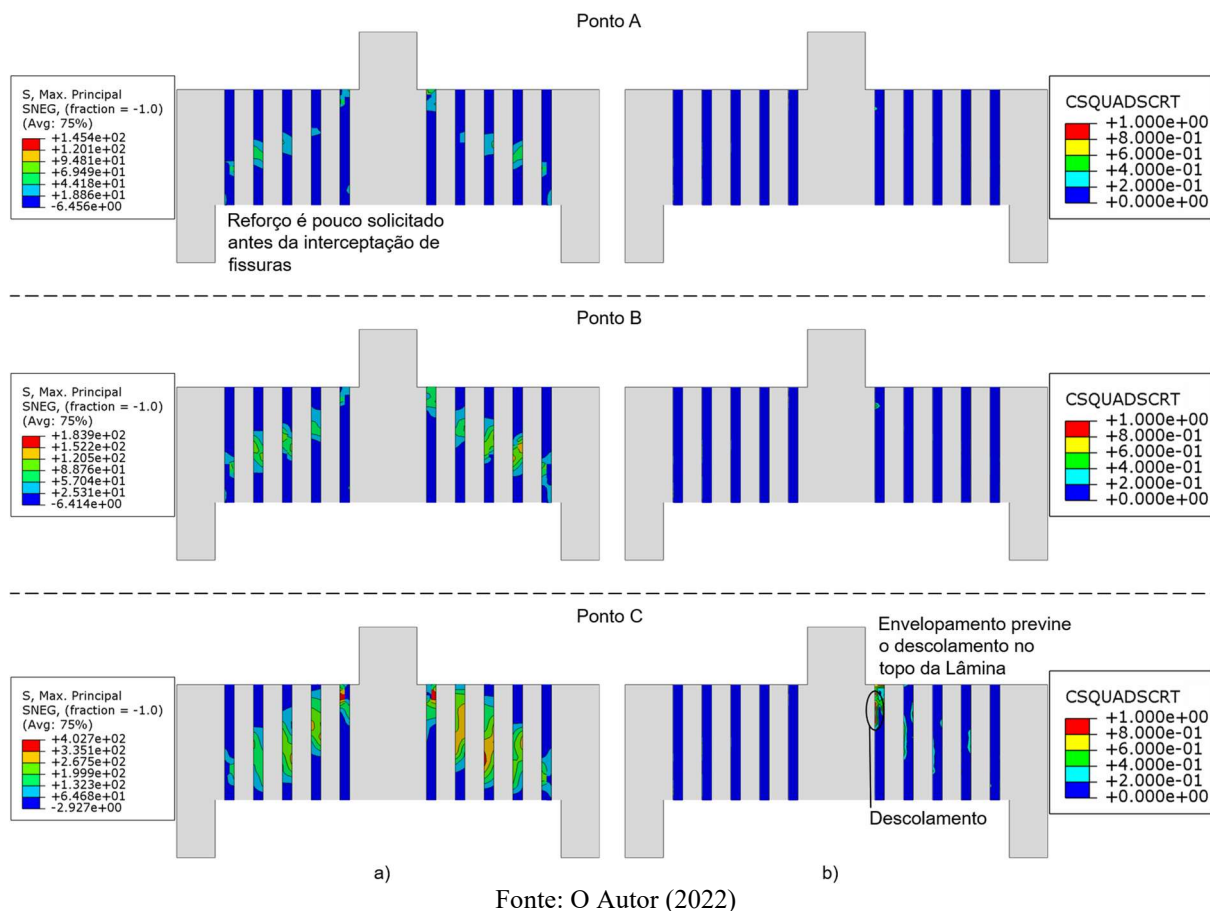
Figura 5.38 – VIGA 1/15-W – TENSÕES NAS ARMAÇÕES E DANO À TRAÇÃO



Fonte: O Autor (2022)

- A interface coesiva (Figura 5.39b, Ponto B e C) apresentou zona mobilizada e de descolamento em quantidade semelhante nas duas arestas das lâminas. A explicação para isso é a mesma apresentada para a viga 1/10-S.
- O envelopamento impediu o descolamento das lâminas em suas extremidades.

Figura 5.39 – VIGA 1/15-W – TENSÕES NO PRFC E SOLICITAÇÃO DO ADESIVO



### 5.5.3 RESUMO DAS ANÁLISES PARAMÉTRICAS

A Tabela 5.8 apresenta o resumo das análises paramétricas comparando as cargas das vigas reforçadas ( $P_{ref}^f$  e  $P_{ref}^{max}$ ) com a situação sem reforço ( $P_{s.r.}^f$  e  $P_{s.r.}^{max}$ ). Os sobrescritos  $.^f$  e  $.^{max}$  indicam respectivamente as cargas no momento do surgimento da fissura de cisalhamento na escora e o pico de carga atingido até o momento da ruptura dos modelos. Para os modos de ruptura, “EC” e “EA” se referem respectivamente ao esmagamento do concreto e escoamento da armação longitudinal.

Com o resumo dos resultados pode-se notar que para a relação  $a/d = 0.79$  ambos os esquemas de reforço testados apresentaram influência desprezível até o surgimento da fissura de cisalhamento na biela diagonal comprimida. Após o surgimento da respectiva fissura o reforço permitiu a viga atingir um pico de carga superior, limitado pelo esmagamento do concreto próximo à região de apoio.



Tabela 5.8 – RESUMO DAS ANÁLISES PARAMÉTRICAS

Modelo	$f'c$ (MPa)	a/d	$\frac{P_{ref}^f}{P_{s.r.}^f}$	$\frac{P_{ref}^{max}}{P_{s.r.}^{max}}$	Modo de Ruptura
1/10-S	26.10	0.79	1.01	1.08	EC
1/10-U	26.10	0.79	0.99	1.00	EC
1/10-W	26.10	0.79	1.00	1.05	EC
1/15-S	42.40	1.40	1.08	1.08	EA
1/15-U	42.40	1.40	0.99	1.04	EA
1/15-W	42.40	1.40	1.08	1.08	EA

Fonte: O Autor (2022)

Para a relação  $a/d = 1.40$  o reforço ao cisalhamento com o PRFC se mostrou mais eficiente na tarefa de aumentar a capacidade portante da peça. Para os esquemas de lâminas coladas lateralmente e de envelopamento total a carga da fissura de cisalhamento foi ampliada em 8%, sendo que a carga de ruptura foi limitada pelo escoamento da armação longitudinal. Sendo assim reforço permitiu que a viga atingisse a sua resistência plástica, com uma falha dúctil.

Sobretudo observou-se que a diferença entre os esquemas de reforço apresentou pouca influência nos resultados. Conforme visto na revisão bibliográfica, a principal diferença entre os modos de reforço testados é a ancoragem das lâminas nas suas extremidades, que permitem ou impedem o seu desprendimento ou a delaminação no concreto. Nas vigas parede simuladas, devido a sua grande altura comparada ao vão de cisalhamento, a distância entre a intersecção das lâminas com a fissura de cisalhamento até a base ou o topo da viga é grande quando comparada ao comprimento de aderência efetivo dos adesivos. Isso faz com que a abertura de fissura necessária para que a zona mobilizada e a frente descolamento atinjam as extremidades verticais da lâmina seja grande o suficiente a ponto de levar a falha ocorrer prematuramente pelo esmagamento do concreto ou pela insuficiência de armação longitudinal. Por isso, a ancoragem do PRFC na base ou topo da viga não apresentaram influência notória nos resultados.

## 6. CONCLUSÃO

O presente trabalho contribuiu para a compreensão de como diferentes esquemas de reforço ao cisalhamento com lâminas de PRFC podem afetar o comportamento de vigas parede.

Durante a realização da revisão bibliográfica notou-se a complexidade do comportamento de vigas parede devido a sua distribuição não-linear de tensões e de como a resistência ao cisalhamento é determinante na capacidade portante desse tipo de elemento estrutural.

A forma como vigas de concreto armado se comportam diante das solicitações de esforços cortantes depende de muitos fatores e mecanismos de transferência de cisalhamento cuja contribuição para a resistência da viga é de difícil determinação. Isso explica o porquê de o tema do cisalhamento no concreto ainda ser considerado uma questão em aberto, ainda recebendo novos modelos e teorias que buscam prever seu comportamento com exatidão.

A calibração das vigas 1/10 e 1/15 ensaiadas por Rogowsky, MacGregor e Ong (1983) mostrou que a consideração da aderência perfeita entre a armação longitudinal e o concreto ao longo do vão de cisalhamento limitou a resistência da viga. Essa assunção força o mecanismo de viga e impede o desenvolvimento da ação de arco.

Logo, concluiu-se que na simulação de vigas parede e de outras peças de concreto armado, cuja ação de arco é determinante no comportamento do elemento, é conveniente o emprego do *Bond Slip* entre a armação longitudinal de tração e o concreto. Observou-se que o recurso “*friction*” reduziu os efeitos do mecanismo de viga permitindo o deslizamento das armações desde o regime elástico da viga.

A variação do parâmetro “*penalty*” gerou pouca influência no comportamento das vigas parede. Isso levantou a hipótese de que um modelo de interface coesiva entre os dois materiais, que tenha um critério de início e evolução de dano, pode representar o fenômeno com mais fidelidade.

Observou-se que quando a ação de arco é predominante a fissura crítica de cisalhamento tende a se desenvolver a partir do desvio na direção das tensões de compressão nas escoras.

Concluiu-se que, com a utilização dos modelos constitutivos e os parâmetros apropriados, o Método dos Elementos Finitos pode prever o comportamento de vigas ao cisalhamento com boa precisão. Sendo assim sustenta-se que o respectivo método é uma

ferramenta conveniente a ser utilizada em combinação com ensaios experimentais em vigas de concreto armado.

A calibração das vigas ZC11-SC e Z11-S90 ensaiadas por Zhang (2003) apresentou boa precisão quanto a sua carga de ruptura. Observou-se que as condições de contorno das vigas em laboratório podem influenciar significativamente a sua rigidez.

O modelo constitutivo e os parâmetros utilizados na interface adesiva entre o PRFC e concreto previram o comportamento do adesivo de forma condizente com o observado em laboratório e no estabelecido no modelo proposto por Chen, Teng e Chen (2012). A simulação foi capaz de prever as lâminas de fibra de carbono sendo solicitadas à tração na sua intersecção com as fissuras de cisalhamento e de representar a delaminação no concreto.

Durante o estudo paramétrico envolvendo a viga 1/10 concluiu-se que o reforço utilizado não foi capaz de retardar a fissuração na biela inclinada comprimida. A principal contribuição das lâminas de PRFC foi em controlar a rigidez da viga após a fissuração na escora conferindo mais ductilidade e resistência do que a situação sem reforço, e atingindo um pico de carga até 8% superior. A ruptura dos modelos foi controlada pelo esmagamento no concreto.

O reforço ao cisalhamento com PRFC foi pouco solicitado antes do surgimento da fissura de cisalhamento, o que condiz com o levantado na revisão bibliográfica. No surgimento da fissura as lâminas foram solicitadas em conjunto com a interface adesiva.

Concluiu-se que o desenvolvimento da zona mobilizada e da frente de descolamento do adesivo é afetada pela forma como a fissura de cisalhamento é formada. Durante o mecanismo de viga as fissuras tendem a ter maior abertura na base da viga, o que leva a aresta da lâmina mais próxima ao apoio ser mais solicitada do que a outra aresta, conforme proposto por Chen, Teng e Chen (2012). Já na ação de arco, como a fissura de cisalhamento surge no interior da biela comprida esse critério não foi observado.

Observou-se que nas vigas parede a intersecção da fissura de cisalhamento com as lâminas no centro do vão de cisalhamento acontece distante do topo ou da base da viga. Sendo assim a zona mobilizada e a frente descolamento no reforço dessa região é menos propenso a descolar nas suas extremidades.

Isso facilita a compreensão do observado no estudo paramétrico das vigas 1/10 e 1/15, onde a variação do esquema de reforço (Colado lateralmente, colado em “U” e envelopamento total) apresentou pouca influência no comportamento do respectivo reforço e da viga com um todo. A diferença entre os esquemas de reforço utilizados é a ancoragem da lâmina nas suas

extremidades verticais, contudo, como visto na conclusão supracitada, essas regiões foram pouco solicitadas, logo a ancoragem das lâminas teve pouca interferência nos resultados.

No estudo paramétrico da viga 1/15 o reforço utilizado foi capaz de ampliar a carga de fissuração de cisalhamento em até 8%, mesmo após o escoamento da armação longitudinal. A falha na armação de tração limitou a resistência da viga, sendo assim as lâminas de PRFC foram capazes de garantir que viga rompesse no limite de sua resistência plástica.

A diferença entre a eficiência do reforço no controle da fissuração na escora para os valores de  $a/d$  testados corroboram com o identificado na revisão bibliográfica. Isto é, quanto maior a altura da viga em relação ao vão de cisalhamento, maior é a inclinação da fissura de cisalhamento e menor é a eficiência das lâminas de PRFC com as fibras dispostas na vertical.

Essas observações mostram que fatores como a resistência do concreto à compressão ou a taxa de armação longitudinal pode limitar a eficiência do reforço ao cisalhamento com PRFC.

Sobretudo o trabalho realizado mostra a complexidade do assunto em questão. A dificuldade de se compreender o comportamento de vigas de concreto armado ao cisalhamento é agravada pelas variáveis que regem o processo de mobilização e descolamento de lâminas de PRFC (ARCINE, 2020). Sendo assim mantem-se a recomendação de que sejam feitos estudos mais aprofundados avaliando como os mecanismos de transferência de cisalhamento podem afetar a eficiência do reforço ao cisalhamento com PRFC.

## 7. SUGESTÃO DE TRABALHOS FUTUROS

Com base na revisão bibliográfica, análise dos resultados e conclusões tiradas sobre o reforço de vigas parede ao cisalhamento com PRFC identificou-se oportunidades de pesquisas que podem ampliar a investigação do assunto.

- Avaliar o impacto da consideração do *Bond Slip* entre aço e concreto em vigas de concreto armado variando a sua relação a/d.
- Realizar um estudo através de análise numérica considerando uma interface coesiva entre aço e concreto que contemple início e evolução de dano que possa representar de forma realista a transição entre mecanismo de viga e ação de arco em vigas parede.
- Realizar um estudo paramétrico em vigas parede, reforçando-as ao cisalhamento partindo de diferentes estágios de pré-fissuração.
- Avaliar a influência do reforço ao cisalhamento em vigas parede sob carregamento cíclico.
- Realizar um estudo paramétrico em vigas parede reforçando-as com tecidos de PRFC, comparando a influência do reforço com fibras unidirecionais e bidirecionais.
- Avaliar a influência da resistência do adesivo em vigas parede reforçadas ao cisalhamento com PRFC com envelopamento total da seção.
- Avaliar a influência do efeito escala no comportamento vigas parede reforçadas ao cisalhamento com PRFC.

## 8. BIBLIOGRAFIA

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR. 6118**. Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR. 8953**. Concreto para fins estruturais. Rio de Janeiro, 2015.

ALFARAH, B.; LÓPEZ-ALMANSA, F.; OLLER, S. **New methodology for calculating damage variables evolution in Plastic Damage Model for RC structures**. Engineering Structures, v. 132, n. October, p. 70–86, 2017.

ÁLVARES, M. S. **Contribuição ao estudo e emprego de modelos simplificados de dano e plasticidade para a análise de estruturas de barras em concreto armado**. Tese (Doutorado – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, 1999).

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318**: Building Code Requirements for Structural Concrete. Detroit, 2019.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 440.2R**: Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete st. Farmington Hills, 2008.

ARAÚJO, J. M. DE. **Curso de concreto armado**. Vol.04. 3rd. ed. Rio Grande. 2010.

ARCINE, M. F. **Simulação Numérica para Vigas Retangulares em Concreto Armado Reforçadas ao Cisalhamento com Compósito de Fibra de Carbono**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas e Geotecnia). Universidade Estadual de Maringá, Maringá. 2021.

BATISTA, R. D. **Estudo analítico e numérico do reforço ao cisalhamento de vigas em concreto armado utilizando EB-CFRP**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas e Geotecnia). Universidade Estadual de Campinas, Campinas. 2021.

BELBACHIR, A.; ALAM S.; MATALLAH M.; LOUKILI A. **Size effect on the contribution of the aggregate interlock mechanism in reinforced concrete beams without shear reinforcement.** European Journal of Environmental and Civil Engineering, v. 24, 2018.

BENZEGGAGH, M. L.; KENANE, M. **Measurement of mixed-mode delamination fracture toughness of unidirectional glass/epoxy composites with mixed-mode bending apparatus.** Composites Science and Technology, v. 56, p. 439–449, 1996.

BIRTEL, V.; MARK, P. **Parameterised Finite Element Modelling of RC Beam Shear Failure.** Abaqus User's Conference, 2006.

BOUSSELHAM, A.; CHAALLAL, O. **Mechanisms of Shear Resistance of Concrete Beams Strengthened in Shear with Externally Bonded FRP.** Journal of Composites for Construction, v. 12, n. 5, p. 499–512, 2008.

BROWN, M. D.; BAYRAK, O. **Minimum Transverse Reinforcement for Bottle-Shaped Struts.** ACI Structural Journal, V. 103, No. 6, pp. 813-822. 2006.

CARREIRA, D. J.; CHU, K. **Stress-Strain Relationship for Reinforced Concrete in Compression.** ACI Structural Journal, n. November-December, p. 797–804, 1985.

CAVAGNIS, F. **Shear in reinforced concrete without transverse reinforcement: from refined experimental measurements to mechanical models.** Thèse. (Docteur Ès Sciences - École Polytechnique Fédérale De Lausanne). Lausanne, 2017.

CHEN, G. M. et al. **Full-range FRP failure behaviour in RC beams shear-strengthened with FRP wraps.** International Journal of Solids and Structures, v. 125, p. 1–21, 2017.

CHEN, G. M.; TENG, J. G.; CHEN, J. F. **Process of debonding in RC beams shear-strengthened with FRP U-strips or side strips.** International Journal of Solids and Structures, v. 49, n. 10, p. 1266–1282, 2012.

CNR-DT 200 R1/2012: **Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures Materials, RC and PC structures, masonry structures;** 2015. n. December, 2015.

COLLINS, M. P. et al. **Where is shear reinforcement required? review of research results and design procedures.** ACI Structural Journal, v. 105, n. 4, p. 590–600, 2008.

COLLINS, M. P.; QUACH, P. T.; BENTZ, E. C. **Shear behavior of thick slabs.** ACI Structural Journal, v. 117, n. 4, p. 115–126, 2020.

DE MOURA, M.F.S.F.; CHOUSAL, J.A.G. **Cohesive and continuum damage models applied to fracture characterization of bonded joints.** International Journal of Mechanical Sciences, 48(5), 493-503. 2006.

DEMIR, A.; CAGLAR, N.; OZTURK, H. **Parameters affecting diagonal cracking behavior of reinforced concrete deep beams.** Engineering Structures, v. 184, n. December 2018, p. 217–231, 2019.

EL-METWALLY, S. E. D. E.; CHEN, W. F. **Structural concrete: Strut-and-tie models for unified design.** (1<sup>st</sup> ed.), 2017.

FADHIL, A. T. **Experimental evaluation of strut-and-tie model applied to deep beam with opening.** ACI Structural Journal, v. 97, n. 1, p. 142–148, 2017.

FERNANDO, N. D. **Bond behaviour and debonding failures in CFRP-strengthened steel members.** 2010. 343 p. Thesis (Doctorate in Civil Engineering) - The Hong Kong Polytechnic University, Kowloon, Hong Kong.

FIB BULLETIN 14. **Externally bonded FRP reinforcement for strengthening RC structures.** 2001.

GENIKOMSOU, A. S.; POLAK, M. A. **Finite element analysis of punching shear of concrete slabs using damaged plasticity model in ABAQUS.** Engineering Structures, v. 98, p. 38–48, 2015.

GUERRA, M. B. B. F. **Modelos de Concepção para Estruturas em Concreto Armado com Comportamento Não Linear Obtidos pelo Método de Bielas e Tirantes e Otimização Topológica.** Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas – Universidade Federal de Minas Gerais), 2017.

HOGBERG, J.L. **Mixed mode cohesive law.** International Journal of Fracture, 141(3-4), 549-559. 2006.



HORDIJK, D. A. **Local Approach to fatigue of concrete**. Dissertation, Delft University of Technology, 1991.

IBRAHIM, M.; ABORAHMEH, Q.; EBEAD, U. **Interaction between Internal and External Shear Reinforcement for Strengthened RC Deep Beams**. Proceedings of the 6th International Conference on Civil, Structural and Transportation Engineering (ICCSTE'21), n. 168, p. 1–11, 2021.

ISMAIL, K. S. **Shear behavior of reinforced concrete deep beams**. 2016. Thesis (Doctor of Philosophy in the Faculty of Engineering of The University of Sheffield), Sheffield.

JAYASINGHE, T.; GUNAWARDENA, T.; MENDIS, P. **A comparative study on minimum shear reinforcement provisions in codes of practice for reinforced concrete beams**. Case Studies in Construction Materials, v. 15, 2021.

JUMAA, G. B.; YOUSIF, A. R. **Numerical modeling of size effect in shear strength of FRP reinforced concrete beams**. Structures, v. 20, p. 237–254, 2019c.

KANI, G. N. J. **The Riddle of Shear Failure and its Solution**. 1964.

KARZAD, A. S. **Shear strengthening of reinforced concrete beams using FRP**. Thesis (Master of Science in the Department of Civil & Environmental Engineering University of Sharjah), Sharjah. 2015.

LEE, J.; FENVES, G. L. **Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures**. Journal of Engineering Mechanics, v. 124, n. 8, p. 892–900, 1998.

LEONHARDT, F.; MONNING, E. **Construções de Concreto**, Vol. 02: Casos especiais de dimensionamento de estruturas de concreto armado. 1. ed. Rio de Janeiro, 1978.

LEONHARDT, F.; MONNING, E. **Construções de Concreto**, Vol. 01: Princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado. 3. ed. Rio de Janeiro, 2008.

LI, W.; LEUNG, C. K. Y. **Shear Span–Depth Ratio Effect on Behavior of RC Beam Shear Strengthened with Full-Wrapping FRP Strip**. Journal of Composites for Construction, v. 20, n. 3, 2015.

LUBLINER, J. et al. **A Plastic-Damage Model**. *International Journal of Solids and Structures*, v. 25, n. 3, p. 299–326, 1989.

LUCIANO, R.; BARBERO E. J. **Formulas for the stiffness of composites with periodic microstructure**. *Solids Structures Vol. 31*, Nº 21. 1994.

MANUAL ABAQUS 6.14: **ABAQUS THEORY GUIDE**. Dassaut Systèmes Simulia Corp., v.1, v.2, v.3, v.4, v.5, Providence, RI, USA, 2014.

MACHADO, A. P.; MACHADO, B. A. **Reforço de estruturas de concreto armado com sistemas compostos FRP: Teoria e Prática**. São Paulo: PINI, 2015, 517 p. ISBN 978-85-7266-460-8.

MANSOUR, W. **Numerical analysis of the shear behavior of FRP-strengthened continuous RC beams having web openings**. *Engineering Structures*, v. 227, n. October 2020, p. 111451, 2021.

MENDES, J. P. **Análise não-linear de vigas de concreto armado de grandes dimensões**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas e Geotecnia). Universidade Estadual de Maringá, Maringá. 2022.

MODEL CODE 2010. **CEB - FIB: Bulletin 55**. Federal Institute of Technology Lausanne - EPFL, Lausanne, Switzerland, v. 1, 318 p. 2010.

MENON, V. A. **Estudo experimental de sistemas de reforço ao cisalhamento em vigas de concreto armado utilizando-se polímero reforçado com fibras de carbono (PRFC)**. 2008. 327 p. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis.

MOFIDI, A.; CHAALLAL, O. **Shear Strengthening of RC Beams with Externally Bonded FRP Composites: Effect of Strip-Width-to-Strip-Spacing Ratio**. *Journal of Composites for Construction*, v. 15, n. 5, p. 732–742, 2011.

PAPANIKOLAOU, V. K.; KAPPOS, A. J. **Confinement-sensitive plasticity constitutive model for concrete in triaxial compression**. *International Journal of Solids and Structures*, v. 44, n. 21, p. 7021–7048, 2007.

PANDA, S. S.; GANGOLU, A. R. **Study of dowel action in reinforced concrete beam by factorial design of experiment.** ACI Structural Journal, v. 114, n. 6, p. 1495–1505, 2017.

PARK, R.; PAULAY, T. **Reinforced Concrete Structures.** 1975.

PIGGOT, M. **Load Bearing Fibre Composites.** Toronto: Kluwer Academic Publishers, 2 ed. 2002, 475 p.

PRANATA, A. Y.; TJITRADI, D.; PRASETIA, I. **Horizontal Web Reinforcement Configuration Analysis of Deep Beam Capacity and Behavior using Finite Element Modeling.** Engineering, Technology & Applied Science Research, v. 10, n. 1, p. 5242–5246, 2020.

ROGOWSKY, D. M.; MACGREGOR, J. G.; ONG, S. Y. **Tests of Reinforced Concrete Deep Beams.** Structural Engineering Report N° 109. Edmonton. 1983.

RISSON, A. V. **Estudo experimental de sistema de ancoragem por cordão de fibra de carbono para vigas reforçadas com PRFC.** Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas e Geotecnia). Universidade Estadual de Maringá, Maringá. 2016.

RUIZ, M. F.; MUTTONI, A. **Shear Strength of Members without Transverse Reinforcement Based on Development of Critical Shear Crack.** ACI Structural Journal, v. 105, p. 163–172, jan. 2008.

SAGASETA, J.; VOLLUM, R. L. **Influence of aggregate fracture on shear transfer through cracks in reinforced concrete.** Magazine of Concrete Research, v. 63, n. 2, p. 119–137, 2011.

SCHLAICH, J.; SCHAFFER, K. **Design and detailing of structural concrete using strut-and-tie models.** The Structural Engineer, v. 69, n. 6, p. 113–125, 1991.

SILVA, R.; GIONGO, J. S. **Modelos de Bielas e Tirantes Aplicados a Estruturas de Concreto Armado.** São Carlos, 2000.

SILVEIRA, M. V. G. **Análise e Dimensionamento de Vigas-Parede de Concreto Armado Utilizando o Método dos Campos de Tensão.** Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas e Geotecnia). Universidade Estadual de Maringá, Maringá. 2015.

SOUZA, R. A. **Concreto Estrutural : Análise e Dimensionamento De Elementos com descontinuidades**. 2004. 442 p. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo.

TANIMURA, Y.; SATO T. **Evaluation of shear strength of deep beams with stirrups**. Quarterly Report of RTRI. 46(1), pp.53-58. 2005.

TENG, J. G. et al. **Behavior of RC Beams Shear Strengthened with Bonded or Unbonded FRP Wraps**. Journal of Composites for Construction, v. 13, n. 5, p. 394–404, 2009.

TENG, J.G.; CHEN, J.F.; SMITH, S.T.; LAM, L. **FRP strengthened RC structures**. John Wiley e Sons, LTD, West Sussex, England. 2001.

VIEIRA, A. A. A. **Análise experimental e numérica de vigas parede com geometrias não convencionais de concreto armado**. 2018. xiv, 75 f., il. Tese (Doutorado em Estruturas e Construção Civil) - Universidade de Brasília, Brasília, 2018.

WOSATKO, A.; SZCZECINA, M.; WINNICKI, A. **Selected concrete models studied using willam’s test**. Materials, v. 13, 2020.

WU, Z.; WU, Y.; FAHMY, M. **Structures Strengthened with Bonded Composites**. 1ed. ed. Matthew Deans, 2020. v. 148.

YU, H. et al. **Finite element modeling for debonding of FRP-to-concrete interfaces subjected to mixed-mode loading**. Polymers, v. 9, n. 9, p. 1–20, 2017.

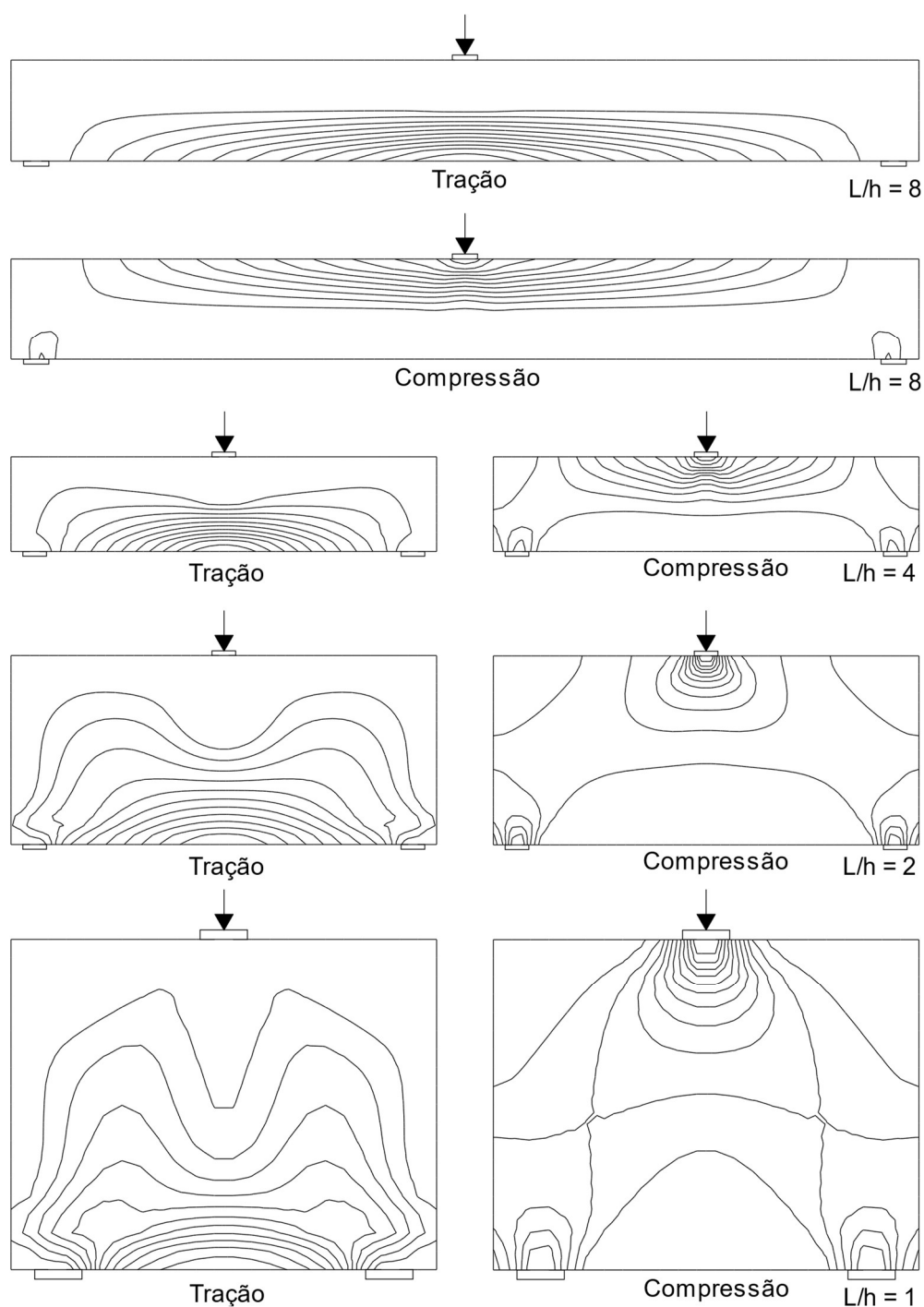
ZHANG, Z. et al. **Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams Using Carbon Fiber Reinforced Polymer Laminate**. Journal of Composites for Construction, 2004.

ZHANG, Z. **Shear Strengthening of Rc Beams Using Carbon Fiber Reinforced Polymer Laminates**. Dissertation (Doctor of Philosophy in Civil Engineering – New Jersey Institute of Technology), 2003.

## APÊNDICE A – VIGAS PAREDE EM REGIME LINEAR

A Figura A.1 mostra a disposição das tensões principais de tração e compressão em vigas de concreto armado em regime elástico, e como essa disposição varia de acordo com a proporção  $L/h$ .

Figura A.1 – DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES PRINCIPAIS EM REGIME LINEAR



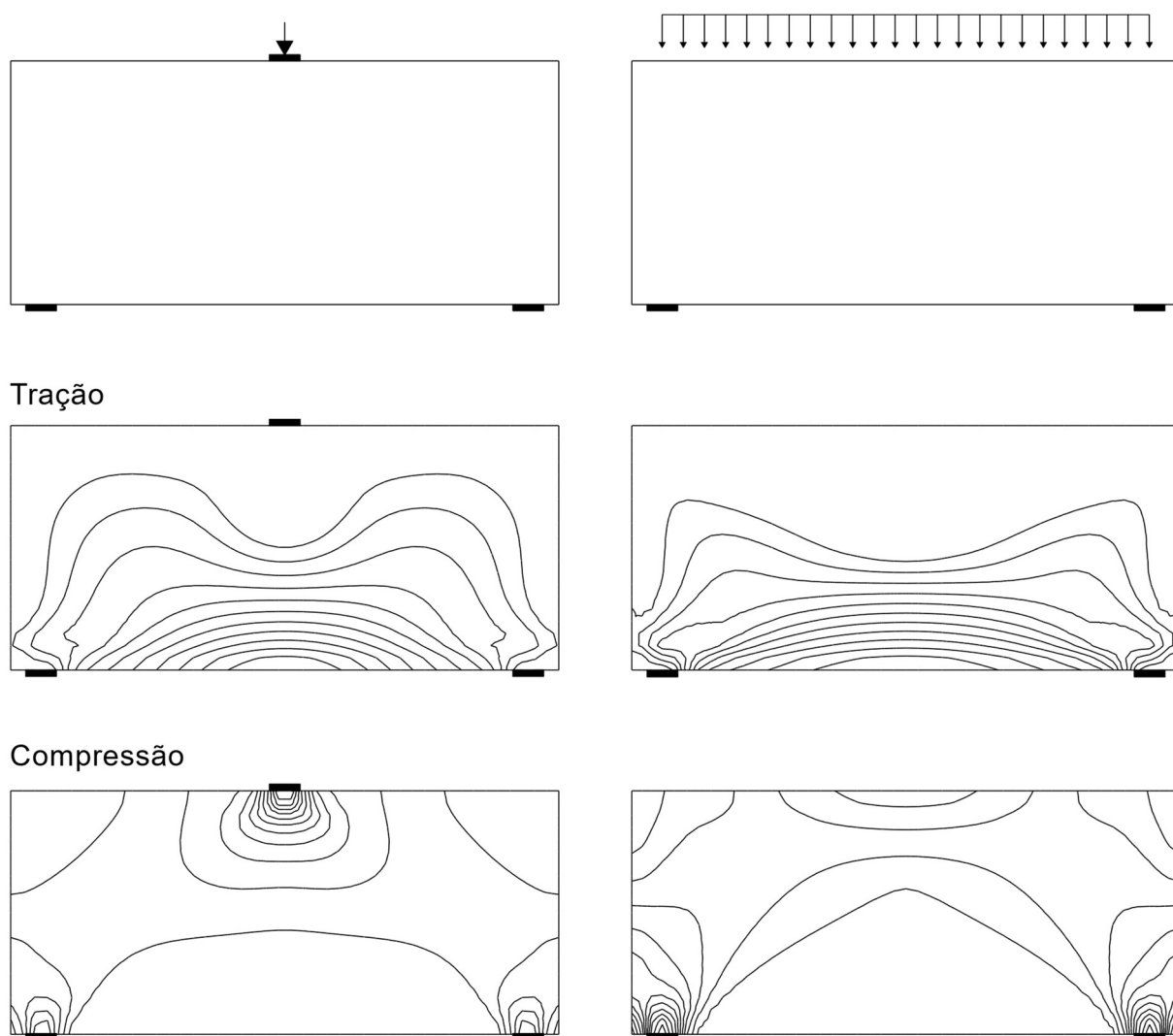
Fonte: O Autor (2022)

É possível observar a distorção nas linhas de tensão em regiões próximas as placas de apoio e aplicação de carga, que no caso de vigas parede abrange todo o vão da peça. Também é possível observar nas vigas mais esbeltas a distribuição linear de tensões nas regiões distantes de pontos de perturbação.

A distribuição não-linear de tensões nas vigas parede depende das condições de contorno da peça. Silva e Giongo (2000) salienta três fatores que afetam esse panorama de tensões em chapas de concreto armado:

- Distribuição das cargas (Figura A.2);
- Ponto de aplicação de carga (Figura A.3);
- Condições de apoio (Figura A.4);

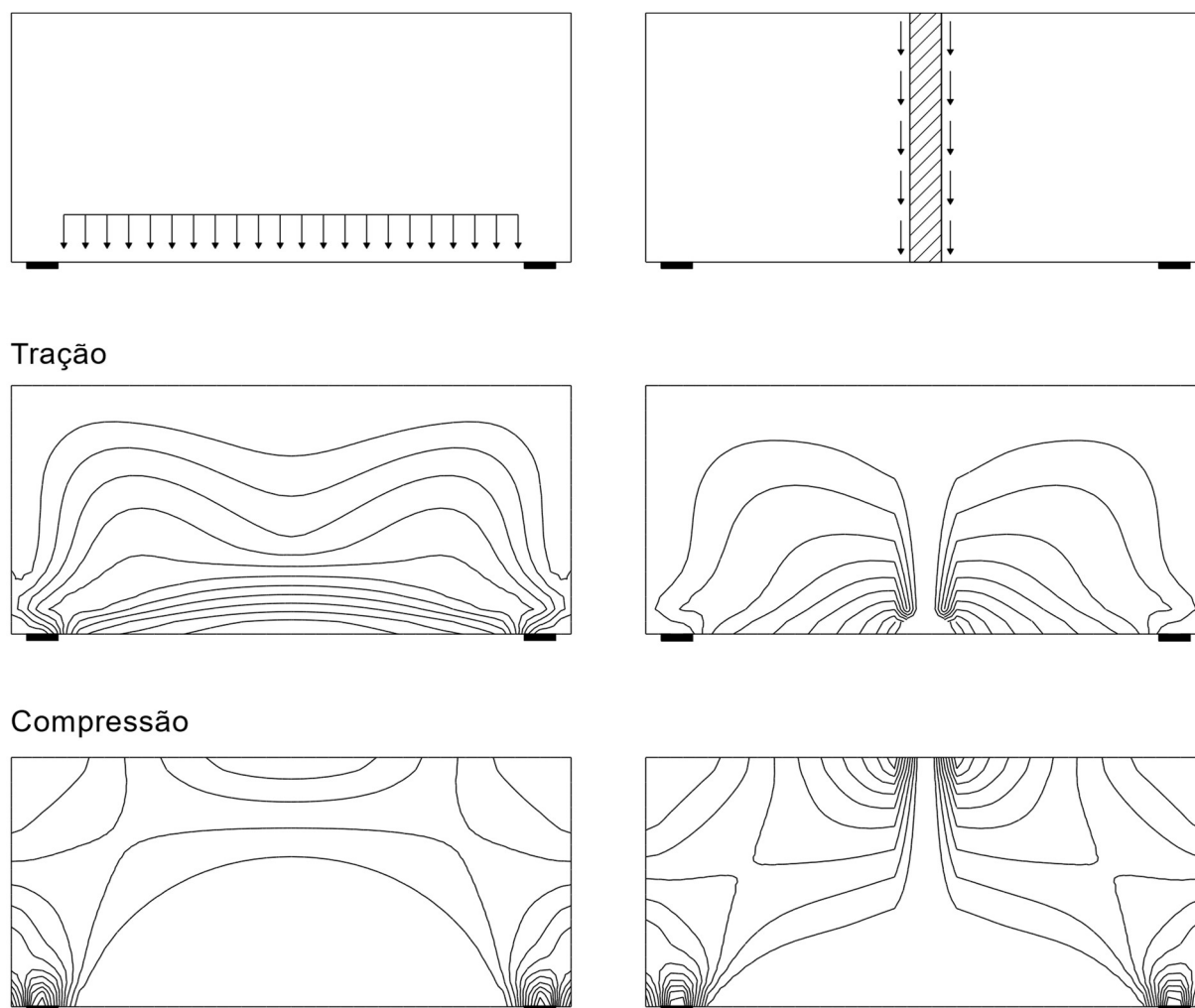
Figura A.2 – INFLUÊNCIA DA DISTRIBUIÇÃO DAS CARGAS



Fonte: O Autor (2022)

Conforme apresentado na Figura A.2, quando a carga atua de forma pontual ocorre concentração de tensões no ponto onde ela é aplicada. Esse tipo de solicitação em vigas parede pode ser visto quando elas servem como viga de transição, recebendo a carga de um pilar ao longo do seu vão. Quando a carga é distribuída não há concentração de tensões no seu respectivo ponto de aplicação. A Figura A.3 apresenta a influência da posição das cargas.

Figura A.3 – INFLUÊNCIA DA POSIÇÃO DAS CARGAS



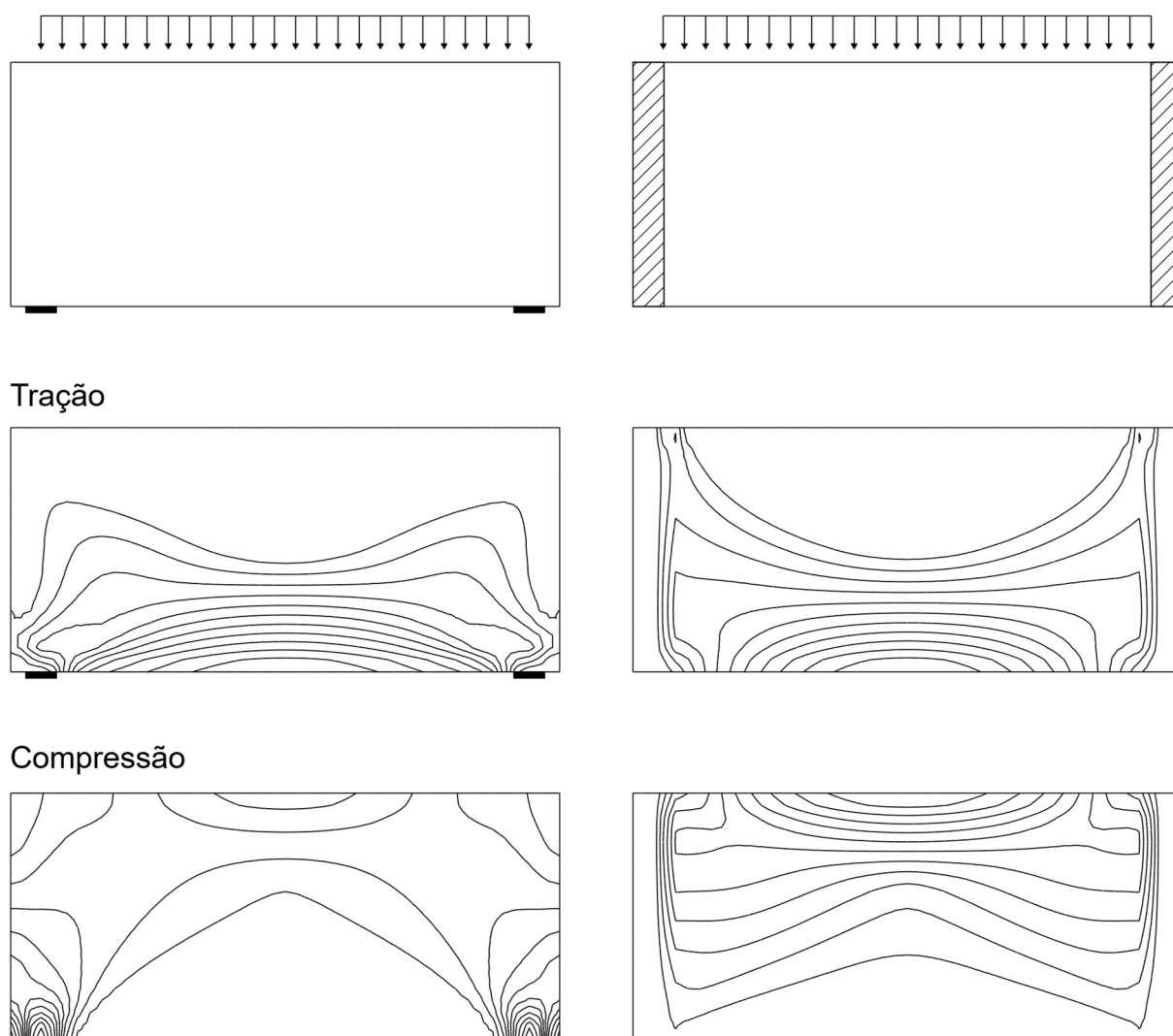
Fonte: O Autor (2022)

Quando a carga é aplicada no topo da viga parede são geradas tensões de tração no sentido perpendicular as cargas sendo necessário o emprego de armação longitudinal para resistir tais esforços, como mostra a Figura A.2. Quando a carga é aplicada na base da peça (Figura A.3), como é no caso de a viga servir de ancoragem para tirantes que suspendem cargas, além das tensões de tração perpendiculares ao carregamento também surgem tensões de tração paralelas ao mesmo. Nesse caso, para fins de dimensionamento, a região tracionada, além da

armação longitudinal, demanda estribos para suspender as cargas até o topo da viga para que elas sejam transferidas aos apoios por ação de arco (SILVA; GIONGO, 2000).

Para cargas aplicadas ao longo da altura viga (Figura A.3), parte do carregamento se distribui na região inferior da viga gerando tensões de tração semelhante ao caso das cargas aplicadas na base da viga, necessitando ser suspensas até o arco comprido e assim serem transferidas aos apoios. Esse tipo de solicitação pode ser visto quando uma viga parede serve de apoio para outra viga parede. A Figura A.4 mostra a influência das condições de apoio.

Figura A.4 – INFLUÊNCIA DAS CONDIÇÕES DE APOIO



Fonte: O Autor (2021)

As vigas parede também podem se apoiar em outras vigas, sendo assim suportadas por apoios indiretos (Figura A.4). Nesse caso a viga é apoiada nas extremidades ao longo de sua altura, onde em regime elástico, atua como um engaste por poder transferir tensões de tração



em sua região superior. Sendo assim, a viga parede em questão gera esforços de torção nas vigas que servem de apoio.

As Figuras A.1 à A.4 foram obtidas através de análise linear realizada no *software* ABAQUS®.