

Departamento de Engenharia de Estruturas

Escola de Engenharia de São Carlos EESC

Universidade de São Paulo

**Estudo numérico e experimental do comportamento  
cíclico de vigas I protendidas de concreto de altíssimo  
desempenho**

Autor:

**Gustavo de Miranda Saleme Gidrão**

Orientador: Prof. Assoc. Ricardo Carrazedo

Julho/2020



Departamento de Engenharia de Estruturas  
Escola de Engenharia de São Carlos EESC  
Universidade de São Paulo

# **Estudo numérico e experimental do comportamento cíclico de vigas I protendidas de concreto de altíssimo desempenho**

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da  
Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo para obtenção do  
título de Doutor em Ciências

**VERSÃO CORRIGIDA**

A versão original encontra-se na Escola de Engenharia de São Carlos

**Autor: Gustavo de Miranda Saleme Gidrão**

**Orientador: Prof. Assoc. Ricardo Carrazedo**

Julho/2020

AUTORIZO A REPRODUÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO, POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

Ficha catalográfica elaborada pela Biblioteca Prof. Dr. Sérgio Rodrigues Fontes da EESC/USP com os dados inseridos pelo(a) autor(a).

048e                    Gidrão, Gustavo de Miranda Saleme  
                          Estudo numérico e experimental do comportamento  
                          cíclico de vigas I protendidas de concreto de  
                          concreto de altíssimo desempenho/ Gustavo de Miranda  
                          Saleme Gidrão; orientador Ricardo Carrazedo. São  
                          Carlos, 2020.

                          Tese (Doutorado) - Programa de Pós-Graduação em  
                          Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas) e Área de  
                          Concentração em Estruturas -- Escola de Engenharia de  
                          São Carlos da Universidade de São Paulo, 2020.

                          1. UHPFRC. 2. UHPC. 3. Vigas I. 4. Comportamento  
                          cíclico. 5. Lajes alveolares. 6. Ensaio não  
                          destrutivo. 7. Fotogrametria. 8. Ductilidade.

## FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Engenheiro **GUSTAVO DE MIRANDA SALEME GIDRÃO**.

Título da tese: "Estudo numérico e experimental do comportamento cíclico de vigas I protendidas de concreto de altíssimo desempenho".

Data da defesa: 17/07/2020

### **Comissão Julgadora**

### **Resultado**

Prof. Associado **Ricardo Carrazedo (Orientador)**  
(Escola de Engenharia de São Carlos – EESC/USP)

APROVADO

Prof. Titular **Mounir Khalil El Debs**  
(Escola de Engenharia de São Carlos – EESC/USP)

APROVADO

Prof. Dr. **Daniel de Lima Araújo**  
(Universidade Federal de Goiás/UFG)

APROVADO

Prof. Associado **Antonio Domingues de Figueiredo**  
(Escola Politécnica/EP-USP)

APROVADO

Prof. Dr. **Romel Dias Vanderlei**  
(Universidade Estadual de Maringá/UEM)

APROVADO

Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil  
(Engenharia de Estruturas):

Prof. Associado **Vladimir Guilherme Haach**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:

Prof. Titular **Murilo Araujo Romero**



*“Rest at the end, not at the middle”*

*(Kobe Bryant)*





# Agradecimentos

À Deus e a natureza, pela vida, energia, equilíbrio, inspiração e lucidez. À minha família Salmen, Cássia e Vó Dia pela companhia, apoio e amor durante esta dura caminhada. À minha namorada Rúbia, pelo seu apoio, companheirismo e ajuda técnica. Às minhas “filhas” Filó, Hada, Polenta e Kitana, pelos momentos de alegria proporcionados. Aos meus afilhados Bernardo e Valentina, por todo amor incondicional que recebi. À Universidade de São Paulo e à Escola de Engenharia São Carlos (EESC-USP), pelo acolhimento destes maravilhosos 12 anos. Ao meu orientador, Ricardo Carrazedo, não só pelas ideias, cobranças, empenho e suporte no desenvolvimento de toda a pesquisa, mas pela amizade. A todos os professores e amigos, tanto da escola de engenharia como da vida, que me auxiliaram na construção de meu conhecimento, em especial José Samuel Giongo, Libânio Pinheiro, Rodrigo Paccola, André Beck, Edson Leonel e Mounir El Debs. À todos os meus colegas do Programa de Pós Graduação da Escola de Engenharia de São Carlos, que participaram de forma direta e indireta no desenvolvimento deste trabalho, em especial às turmas de mestrado/doutorado de 2013, 2014, 2015 e 2016. Ao “pessoal do cafézinho” e dos grupos *EJA*, *índice de hidraticidade*, *Turma do didi* e *MR7* pelos momentos de descontração que fizeram a jornada mais leve. Aos profissionais e amigos do laboratório de estruturas (LE-EESC-USP) em nome de Amauri Ignácio da Silva, Douglas Dutra Rompa, Fabiano Dornellas, Jorge Luis Rodrigues Brabo, Luiz Vicente Vareda, Mario Botelho, Mauri Sergio Dias Guillen, Romeu Bressan Neto que contribuíram para o desenvolvimento deste sonho e foram parceiros de churrascos e cantorias. Aos profissionais e amigos da secretaria Clayton, Dani e Silvia, pelo apoio nos problemas burocráticos. Aos amigos do departamento de transportes da Escola de Engenharia de São Carlos (STT EESC USP), Diego Oliveira (o Topógrafo) e Francisco Roza de Moraes (Chicão), pela ajuda nos ensaios de monitoramento e fotogrametria. Ao amigo Pablo Augusto Krahl, pela ajuda e parceria nos artigos publicados. Ao meu irmão Ayrton, pela dura luta que travamos juntos todos estes anos. Agradeço pelo apoio financeiro dado pelo Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pelo financiamento da bolsa de doutorado, pela Universidade Pública brasileira e pelos contribuintes do estado de São Paulo.



# Sumário

<b>RESUMO</b>	<b>1</b>
<b>ABSTRACT</b>	<b>3</b>
<b>1 Introdução</b>	<b>5</b>
1.1 Objetivos . . . . .	9
1.2 Justificativa . . . . .	10
1.3 Organização do trabalho . . . . .	11
<b>2 UHPFRC: Características mecânicas, traço e produção e utilização em peças protendidas</b>	<b>13</b>
2.1 UHPFRC e UHPC . . . . .	13
2.2 Estratégias para obtenção do UHPC e UHPFRC . . . . .	16
2.3 Propriedades mecânicas do UHPFRC . . . . .	19
2.3.1 Resistência à compressão . . . . .	19
2.3.2 Módulo de elasticidade . . . . .	20
2.3.3 Módulo de ruptura flexional . . . . .	22
2.3.4 Coeficiente de amortecimento . . . . .	24
2.4 Considerações finais . . . . .	26
<b>3 Modelagem numérica e projeto de estruturas de UHPFRC</b>	<b>27</b>
3.1 Modos de falha em vigas de UHPFRC . . . . .	27
3.2 Estado limite último de flexão . . . . .	31
3.3 Estado limite último de força cortante . . . . .	35
3.4 Índice de Ductilidade . . . . .	36
3.5 <i>Concrete damage plasticity</i> (CDP) . . . . .	39
3.6 Modelo constitutivo para o UHPFRC . . . . .	43
3.7 Considerações finais . . . . .	45

<b>4</b>	<b>Caracterização experimental do UHPFRC</b>	<b>47</b>
4.1	Metodologia	47
4.1.1	Proporções de materiais, processo de moldagem e cura	47
4.1.2	Carregamento uniaxial	51
4.1.3	Ensaio de flexão a três pontos	52
4.1.4	Ensaio Acústico	53
4.1.5	Ensaio Ultrassônico	56
4.1.6	Microscopia	57
4.2	Resultados dos ensaios de caracterização de corpos de prova	58
4.2.1	Propriedades mecânicas	58
4.2.2	Comportamento de corpos de prova de UHPFRC sujeitos a carregamento cíclico	67
4.3	Discussão baseada na evidência microscópica do dano	76
4.4	Considerações sobre os resultados de caracterização de corpos de prova de UHPFRC	80
<b>5</b>	<b>Metodologia experimental para produção e ensaios de Vigas I de UHP-FRC</b>	<b>83</b>
5.1	Fôrma metálica	84
5.2	Produção das vigas	85
5.3	Caracterização dos materiais utilizados nas vigas	94
5.3.1	UHPFRC	94
5.3.2	Dywidag®	98
5.4	Carregamento cíclico	98
5.5	Ensaos não destrutivos	100
5.5.1	Ultrassonografia longitudinal	100
5.5.2	Ensaio dinâmico de impacto	102
5.6	Monitoramento de pontos de apoio por estação total e fotogrametria	106
5.7	Considerações finais	117
<b>6</b>	<b>Calibração numérica e modelo teórico de momento curvatura</b>	<b>119</b>
6.1	Calibração numérica	119
6.2	Momento curvatura	124
6.3	Considerações finais	126
<b>7</b>	<b>Resultados experimentais e numéricos em vigas I</b>	<b>127</b>
7.1	Ensaos mecânicos	127
7.1.1	Envoltória monotônica	127

7.1.2	Comportamento cíclico das vigas submetidas à flexão e flexo-cisalhamento	129
7.2	Modelo analítico de flexão e cortante	139
7.2.1	Relações entre momento curvatura para vigas que rompem à flexão	141
7.3	Fotogrametria	142
7.3.1	Vigas sob flexão	142
7.3.2	Vigas sob flexo-cisalhamento	158
7.4	Ultrassonografia longitudinal	167
7.4.1	Vigas sob flexão	167
7.4.2	Vigas sob flexo-cisalhamento	170
7.5	Ensaio dinâmico de impacto	172
7.6	Discussão dos resultados	176
7.6.1	Influência da protensão	176
7.6.2	Influência das fibras	179
7.6.3	Ponto de aplicação de força	181
7.6.4	Evolução do dano observado nos ensaios de fotogrametria, ultrassom e dinâmico	183
7.7	Considerações sobre a ductilidade	185
7.8	Considerações finais	193
<b>8</b>	<b>Expansão do estudo para seções de lajes alveolares</b>	<b>197</b>
8.1	Estudo de caso da seção AASHTO/PCI SII – 36	198
8.2	Resultados	203
8.3	Considerações sobre a expansão do estudo para lajes alveolares	211
<b>9</b>	<b>Conclusões</b>	<b>213</b>
	<b>Anexo I</b>	<b>235</b>
	<b>Anexo II</b>	<b>247</b>
	<b>Anexo III</b>	<b>251</b>
	<b>Anexo IV</b>	<b>255</b>
	<b>Anexo V</b>	<b>258</b>



# Resumo

**GIDRÃO**, G. M. S. Estudo numérico e experimental do comportamento cíclico de vigas I protendidas de concreto de altíssimo desempenho. 2020. 305 p. Tese (Doutorado em engenharia civil (Estruturas)) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2019.

O presente trabalho investiga o comportamento de vigas I sem estribos, protendidas pré-tracionadas, constituídas de concreto de ultra alto desempenho reforçado por fibras (UHPFRC) e concreto de ultra alto desempenho (UHPC), sujeitas a carregamento cíclico de flexão e flexo-cisalhamento em 3 pontos. O primeiro passo do estudo foi sobre o conhecimento do material em solicitações cíclicas e explicação de seus mecanismos de falha. Neste sentido, foi efetuada uma campanha experimental para caracterização das propriedades mecânicas, obtendo-se a resistência total e residual, tenacidade, coeficiente de amortecimento e módulo de elasticidade de corpos de prova cilíndricos com volume de fibras ( $V_f$ ) de 1% até 3%. A segunda etapa consistiu na modelagem numérica e dimensionamento analítico para 19 casos de vigas I protendidas, utilizando o modelo constitutivo do *Concrete Damage Plasticity* (CDP), utilizando o *software* de elementos finitos *ABAQUS*<sup>®</sup>. Após o estudo prévio, foi desenvolvida uma campanha experimental que objetivou produzir vigas em escala real, considerando variações quanto à (i) presença de fibras, (ii) existência de protensão, e (iii) ponto de aplicação de força (i.e., aplicação no centro ou no terço do vão da viga). Ensaios mecânicos cíclicos foram efetuados a fim de se obter o comportamento estrutural destes elementos. Com os modelos experimental e numérico calibrado pode-se inferir que a utilização de fibras é imprescindível para o desempenho das vigas I estudadas, uma vez que a viga protendida de UHPC sem fibras apresentou resistência 67% menor e ductilidade 50% inferior à obtida para a mesma viga de UHPFRC. Além disso o modo de falha observado para a vigas sem fibras foi de cisalhamento mesmo quando o ponto de aplicação da carga foi no meio do vão. Notou-se que a utilização conjunta de fibras e protensão propicia significativo aumento de ductilidade e moderado acréscimo de resistência. Ao final de cada ciclo de carga, foram realizados ensaios não destrutivos adicionais de fotogrametria, ensaio dinâmico de impacto e ultrassonografia no sentido longitudinal da peça, que permitiram descrever o comportamento de fissuração e evolução de dano bem como os mecanismos de falha dos elementos estudados. A ultrassonografia foi capaz de estimar os índices de dano em relação às regiões da seção transversal das peças pelo atraso da velocidade de pulso ultrassônico. O ensaio dinâmico de impacto mediu a frequência natural e coeficiente de amortecimento das peças, indicando valores de degradação do módulo de elasticidade e dissipação de onda de impacto para cada ciclo de carga. Pela fotogrametria foi possível se determinar os valores estimados de abertura de fissuras residuais, curvatura e flechas para cada estágio de carregamento. Ainda, para os experimentos foi estabelecida uma relação de momento curvatura que descreveu com precisão o comportamento das seções majoritariamente fletidas. O estudo estático do protótipo de viga I foi expandido para uma seção de laje alveolar de pontes PCI AAHSTO/SII - 36, onde demonstrou que a utilização do UHPFRC possibilitou um ganho de resistência de 53 % em relação a referência constituída de C70. A expansão do estudo numérico experimental para o caso de lajes alveolares demonstra que o UHPFRC aplicado às lajes resulta em peças mais eficientes com menor peso próprio.

**Palavras chave:** UHPFRC. UHPC. Vigas I. Comportamento cíclico. Lajes alveolares. Ensaios não destrutivos. Fotogrametria. ductilidade. Evolução do dano.





# Abstract

**GIDRÃO**, G. M. S. Numerical and experimental study of cyclic behavior of I-beams of ultra high performance fiber reinforced concrete (UHPFRC). 2020. 305 p. Thesis (PhD. in Civil Engineering (Structures)) – School of Engineering of São Carlos, University of São Paulo, São Carlos, 2020.

This research presents the behavior prestressed I-beams, with no stirrups constituted of ultra high-performance concrete reinforced with and without fibers (UHPC and UHPFRC), subjected to cyclic loading by 3-point bending and bending-shear tests. The first step consisted in investigating the UHPFRC behavior under cyclic mechanical loads. An experimental campaign was carried to characterize the mechanical properties of cylindrical samples, obtaining total and residual strength, toughness, internal damping coefficient and stiffness for mixtures with fiber volume ( $V_f$ ) of 1% up to 3%. The following stage resulted on the development of numerical modeling and design of 19 prestressed and reinforced I beams. Aiming to describe the constitutive behavior of UHPFRC, the Concrete Damage Plasticity constitutive model (CDP) was adopted, implemented in finite elements software ABAQUS®. After the study, an experimental campaign was performed aiming to produce beams, investigating the influence of the (i) fibers (i.e., beams constituted by UHPFRC or Ultra High Performance Concrete - UHPC), (ii) prestress (i.e.,  $P = 350$  MPa or  $P = 0$  MPa), and (iii) load application point. After 90 days of wet curing, cyclic tests were performed to obtain the structural behavior of these elements and numerical calibration. The numerical-experimental model shown that the presence of fibers is essential to the performance of the studied beams, once the prestressed UHPC (without fibers) beam presented 67% less strength and 50% less ductility than the same beam with fibers (UHPFRC prestressed). Also the failure mode of the UHPC beams were different, presenting failure due shear in all studied cases. It can be noted that the combined use of prestress and fibers produced an increase of the ductility and strength of the elements. At the end of each load cycle, additional tests of, photogrammetry, dynamic impact test and longitudinal ultrasound test were performed monitoring the residual state. Longitudinal ultrasonography revealed information about the evolution of damage and cracking showing values very close to the force-displacement inclination ratios obtained through the mechanical test. The dynamic tests were capable of measuring the decrease of the natural frequencies due to the degradation of the elastic modulus and the increase of the damping ratio with the cycles of loading. Through photogrammetry, it was possible to determine the crack opening values for each loading stage, determining the failure mechanisms and cracking patterns. The study was expanded to a section of PCI bridges, AAHSTO PCI/ SII 36, where it was demonstrated the gain of 53% strength with the adoption of UHPFRC in comparison of the reference concrete (i.e., section of C70). The expansion study to hollow core slabs showed the applicability of UHPFRC in the precast industry to improve the structural efficiency reducing the dead loads.

**Keywords:** UHPFRC. UHPC. I-beams. Cyclic behavior. Hollow core slabs. Non-destructive tests. Photogrammetry. Ductility. Damage evolution.



# Capítulo 1

## Introdução

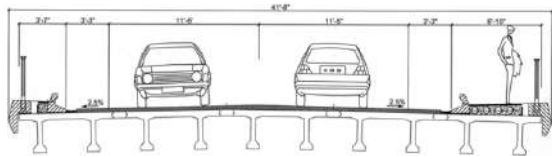
Os Concretos de Ultra Alto Desempenho (UHPC) são materiais cimentícios, que tem como principais propriedades a alta resistência, alta fluidez e baixa porosidade. Desta forma, apresentam longa vida útil em situações adversas, fornecendo soluções econômicas, sustentáveis e inovadoras em aplicações em que os concretos usuais não demonstram bom desempenho ([DENARIÉ; BRÜHWILER, 2015](#); [HABEL; VIVIANI et al., 2006](#); [KANG; KIM, 2011](#); [LEUTBECHER; FEHLING, 2013](#); [FEHLING et al., 2014](#)). A utilização de fibras no UHPC garante comportamento dúctil e alta resistência à tração direta, e assim, o material passa a ser chamado de Concreto de Ultra Alto desempenho reforçado por fibras (UHPRFC). Assim, o UHPRFC mostra-se versátil para substituir o concreto usual em situações particulares, onde se deseja melhorar a eficiência estrutural, incorporando resistência, tenacidade e ductilidade aos estados limites últimos, garantindo rupturas com altas dissipações de energia de deformação. Este tipo de material, devido a suas propriedades superiores, permite a moldagem de peças delgadas, possibilitando a redução do peso próprio, sem prejuízo para a eficiência estrutural.

Entretanto, destacam-se alguns aspectos técnicos que ainda impedem a larga utilização deste material, tais como: o alto preço dos constituintes, a sensibilidade do material ao procedimento de mistura e variabilidade das propriedades mecânicas em função das condições de moldagem ([SPASOJEVIĆ, 2008](#)).

As principais aplicações do UHPRFC em obras de infraestrutura, tais como: (i) elementos de cobertura de arena (Figura 1.1), (ii) pontes rodoviárias (Figuras 1.2 e 1.6), (iii) passarelas de pedestres (Figuras 1.3 e 1.4), (iv) pilares esbeltos (Figura 1.5) e (v) tabuleiro e vigas de pontes (Figuras 1.2 e 1.6). O mapa da Fig. 1.7 apresenta o levantamento realizado pela Federal Highway Administration (FHWA) mostrando a ocorrência de pontes de UHPRFC no mundo até o ano de 2017. No mapa pode-se verificar que a América do Norte, Europa Central e zona sísmica do Pacífico são as regiões que mais tem utilizado o UHPRFC em pontes ([FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION, 2017](#)).



Figura 1.1: Cobertura do *Jean Bouin Stadium*, Paris. Fonte: [Fehling et al. \(2014\)](#)

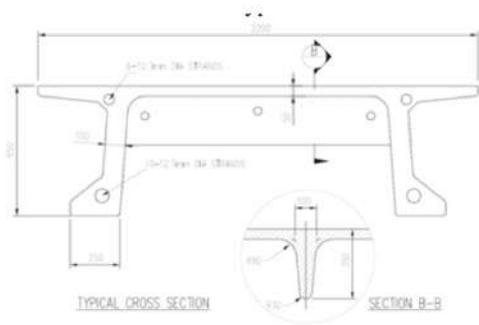


(a) Corte



(b) Vista inferior

Figura 1.2: Ponte *Bourg-lès-Valence*. Fonte: [Rebentrost e Wight \(2008\)](#)



(a) Corte



(b) Içamento de uma parte da estrutura

Figura 1.3: *Papatoetoe and Penrose*, Nova Zelândia. Fonte: [Rebentrost e Wight \(2008\)](#)



(a) Vista da seção transversal da passarela de Sakata-Mirai



(b) Unidade pré moldada

Figura 1.4: Passarela *Sakata-Mirai*, Japão. Fonte: [Fehling et al. \(2014\)](#)



Figura 1.5: Pilares do MuCEM, Marseille. Fonte: [Fehling et al. \(2014\)](#)



Figura 1.6: Ponte *Shepherd's Creek Road*, Austrália. Fonte: [Rebentrost e Wight \(2008\)](#)

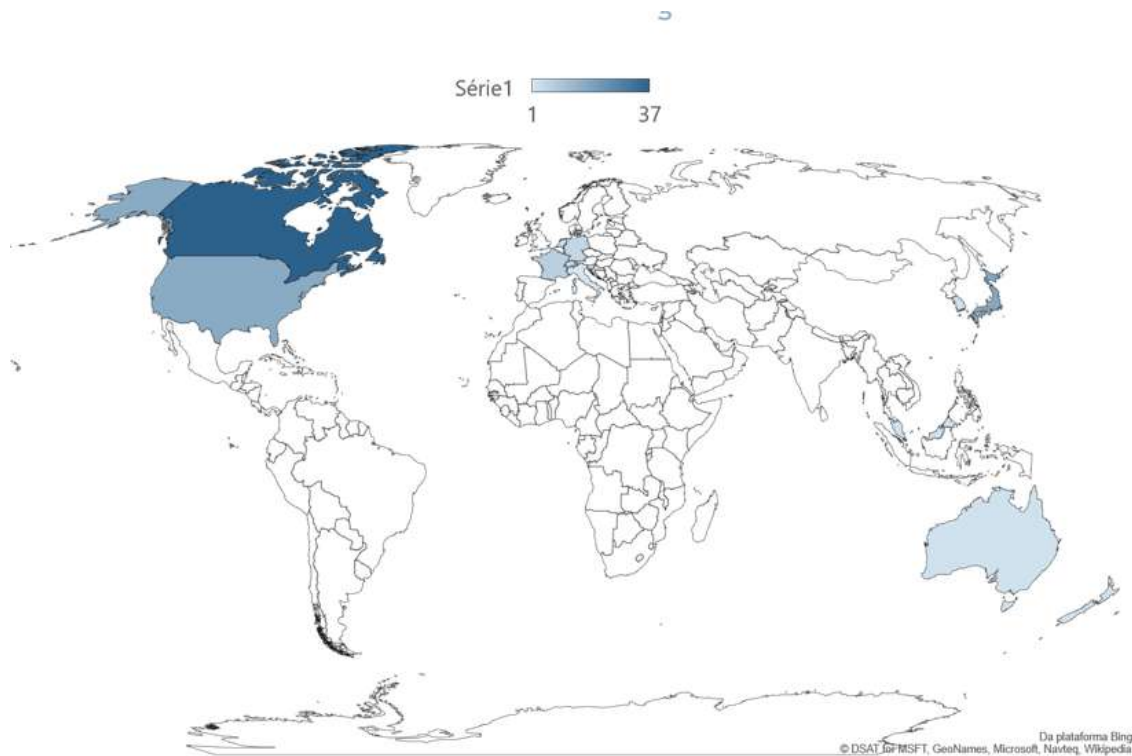


Figura 1.7: Ocorrência da utilização do UHPFRC em pontes. Fonte: [Federal Highway Administration \(2017\)](#)

Para elementos de pontes, a utilização de armaduras protendidas é conveniente, pois assim é possível aplicar aços mais resistentes que atribuem maior ductilidade, melhor controle de fissuração e deformações. Assim, é possível aproveitar-se melhor do desempenho do concreto não fissurado, elevando-se a resposta estrutural ([HANAI, 2005](#)). Neste sentido, trabalhos como os de [Ali \(2013\)](#), [Yang, Joh e Kim \(2011\)](#) e [Graybeal \(2008, 2009\)](#)

são pioneiros no estudo sobre a resistência e dimensionamento de elementos de UHPFRC protendidos submetidos à flexão. Nestes estudos, observa-se que a protensão aumenta a capacidade resistente destes elementos e aumenta o momento de fissuração. No entanto, os estudos limitam-se ao regime monotônico, abrindo uma lacuna para investigação de elementos protendidos em situação cíclica.

Assim, o presente trabalho avalia a resposta numérica e experimental de protótipos de vigas I, sem estribos, constituídas de UHPC e UHPFRC, protendidas e com armaduras passivas, sob ciclos de carregamento de flexão e flexo-cisalhamento em três pontos. Neste trabalho, será utilizada a lei de dano proposta por (BIRTEL; MARK, 2006) acoplado ao modelo constitutivo para UHPFRC proposto por (KRAHL; CARRAZEDO; DEBS, 2018). Efeitos como da incorporação de fibras metálicas, influência do ponto de aplicação de carga e nível de protensão são investigados em termos de resistência e ductilidade na falha destas peças. Após cada ciclo de carregamento mecânico, foram realizados testes não destrutivos de ultrassonografia longitudinal, ensaios dinâmicos de impacto e monitoramento por fotogrametria, para identificação dos modos de falha e evolução do dano global nos elementos.

A utilização da geometria de vigas I protendidas sem estribos permite a generalização dos resultados experimentais e numéricos para o estudo de lajes alveolares pré fabricadas. Assim, a calibração efetuada foi expandida para o estudo de caso de uma seção de tabuleiro de pontes - perfil AASHTO/PCI SII – 36, uma seção de laje alveolar com 17 barras de protensão de 1/2” de diâmetro.

## 1.1 Objetivos

Conforme apresentado, o objetivo geral do presente trabalho é o estudo numérico e experimental sobre o comportamento de flexão e flexo cisalhamento de vigas I protendidas pré-tracionadas, sem estribos, constituídas por UHPFRC, sob solicitações estáticas e cíclicas. Os seguintes objetivos específicos podem ser listados:

- Estudar o comportamento cíclico de vigas I protendidas de UHPFRC via modelos numéricos e experimentais, demonstrando quais são os mecanismos de falha inerentes ao material com discussão baseada em ensaios mecânicos cíclicos tradicionais e não destrutivos como os ensaios de ultrassonografia e de impacto;
- Realizar a modelagem numérica de vigas I protendidas e/ou armadas constituídas de UHPFRC solicitadas à flexão e flexo-cisalhamento cíclico, utilizando a lei de dano proposta por (BIRTEL; MARK, 2006) acoplado ao modelo constitutivo para UHPFRC proposto por (KRAHL; CARRAZEDO; DEBS, 2018).;

- Avaliar e quantificar a ductilidade da resposta das vigas modeladas utilizando modelos de dimensionamento em flexão e cortante e a abordagem de ductilidade de [Naaman e Jeong \(1995\)](#).
- Caracterizar os modos de falha utilizando as metodologias de fotogrametria, ensaio dinâmico de impacto e ensaio ultrassonográfico longitudinal para os elementos em escala real;
- Com os dados das vigas experimentais, calibrar os modelos numéricos utilizando o software de elementos finitos comercial *ABAQUS*<sup>®</sup> e a não linearidade física do *Concrete Damage Plasticity* (CDP);
- Expandir o estudo numérico-experimental para outras tipologias de vigas I e tensões de protensão;
- Expandir o estudo desenvolvido para um caso usual de laje alveolar aplicável na indústria pré-fabricada, comparando a resistência e ductilidade com concretos convencionais e de alta resistência (i.e., C70 e C135).

## 1.2 Justificativa

Dada a aplicação emergente do UHPFRC na indústria de pré moldados, a investigação sobre o comportamento deste material em estruturas de tamanho real justifica o presente trabalho. Além disso:

- O estudo do carregamento cíclico foi efetuado com sucesso em corpos de prova, como os apresentados por Krahl et. al ([KRAHL; GIDRÃO; CARRAZEDO, 2019](#); [KRAHL; CARRAZEDO; DEBS, 2018](#)) e [Paschalis e Lampropoulos \(2016\)](#). Entretanto, o estudo sob comportamento cíclico (baixo ciclo e alta intensidade) em vigas I protendidas pré tracionadas ainda é inédito, o que justifica o trabalho.
- O estudo de elementos sujeitos a carregamentos cíclicos pode servir de subsídio para a calibração de futuros estudos numéricos que envolvam o UHPFRC protendido submetido a ciclagem mecânica, como por exemplo o estudo de estruturas sujeitas a carregamentos sísmicos;
- O desenvolvimento de elementos de UHPFRC no Brasil ainda é embrionário.
- A aplicação da mistura de UHPFRC às vigas I protendidas pode gerar melhorias de resistência, ductilidade, aprimorando o desempenho destes elementos em relação aos concretos de alta resistência;



- Há estudos focados na ductilidade de vigas armadas (SINGH et al., 2017; YANG; JOH; KIM, 2010), porém não há estudos sobre a ductilidade de vigas I protendidas de UHPFRC;
- Estima-se que anualmente se gaste 1 bilhão de dólares por ano com o reparo de infraestrutura rodoviária nos EUA(FHWA, 2018). Neste sentido a aplicação de elementos pré moldados de UHPFRC pode diminuir custos com manutenção, efetuando a prevenção de acidentes estruturais.

### 1.3 Organização do trabalho

O capítulo 2 apresenta a revisão bibliográfica sobre o UHPFRC e UHPC. O capítulo 3 trata sobre a revisão bibliográfica de simulação numérica e projeto de estruturas em escala real de UHPFRC. Os capítulos 5 e 6 apresentam a metodologia para produção dos protótipos e ensaios, bem como aspectos sobre a modelagem numérica das vigas I estudadas. Os capítulos 7 e 8 apresentam os resultados numéricos experimentais e a expansão do estudo para aplicação em lajes alveolares, respectivamente. O capítulo 9 trata das conclusões do trabalho.



## Capítulo 2

# UHPFRC: Características mecânicas, traço e produção e utilização em peças protendidas

Primeiramente, faz-se necessário o conhecimento do material. Assim, nesta seção serão demonstradas as estratégias para obtenção de misturas de concreto com características de UHPFRC, bem como as características da microestrutura deste material. Serão apresentados valores observados na literatura para propriedades mecânicas do UHPFRC, tais como: (i) Resistência de compressão uniaxial, (ii) Módulo de elasticidade, (iii) Módulo de ruptura flexional (MRF) e (iv) Coeficiente de amortecimento interno. O estudo experimental focado no material (capítulo 4) será baseado nesta seção.

### 2.1 UHPFRC e UHPC

Em 1993, o trabalho de Richard e Cherezy elevou as características mecânicas de misturas cimentícias à patamares até então nunca vistos. Assim, foi desenvolvido o Concreto de Pós Reativos (CPR), por meio de utilização de partículas mais finas, adições minerais e tratamento térmico (CHEYREZY; RICHARD, 1994; RICHARD; CHEYREZY, 1995; RICHARD; CHEYREZY et al., 1995). Estes materiais se destacaram por sua grande durabilidade e alta resistência mecânica, características observadas devido à seleção rigorosa de materiais, projeto de empacotamento de partículas e processo de mistura padronizado (SPASOJEVIĆ, 2008; HABEL; GAUVREAU, 2008; ALI, 2013). Assim, o CPR apresentava resistência a compressão na ordem de 150-200 MPa (CHEYREZY; RICHARD, 1994; RICHARD; CHEYREZY, 1995) e porosidade inferior à 4% (ZDEB, 2013). A primeira aplicação do CPR na indústria foi em 1997, sendo utilizado na substituição das vigas das torres de refrigeração das usinas nucleares de Cattenom e Civaux, na

França (AHLBORN; PUESE; MISSON, 2008; RESPLENDINO, 2004). Ainda em 1997, a ponte Sherbrooke Bridge foi construída no Canadá, sendo a primeira ponte constituída pelo material (FEHLING et al., 2014).

Com notórios avanços tecnológicos dos superplastificantes e adições minerais, permitiu-se a produção de concretos com altas proporções de finos, perfeitamente empacotados e com baixas relações água/aglutinante (ZDEB, 2013; FEHLING et al., 2014). Segundo o trabalho de Wang, Shi et al. (2015), o termo de “Concreto de Ultra Alto desempenho” (CUAD ou UHPC – Ultra High Performance Concrete) aparece no ano de 1994, onde Larrard e Sedran (1994) otimizam uma mistura de CPR por meio do empacotamento de grãos, denominando este novo traço de UHPC. Neste sentido, é notório que a mistura de CPR é o grande precursor do (UHPC) (AÏTCIN, 2007). Como requisitos básicos, o UHPC deverá apresentar: (i) propriedades mecânicas elevadas a longo prazo, (ii) baixa permeabilidade e (iii) longa vida em ambientes adversos (HANNA; MORCOUS; TADROS, 2014; ZDEB, 2013).

O UHPC é uma mistura cimentícia com relação água-cimento (a/c) de aproximadamente 0,2 e resistência mínima à compressão aos 28 dias de 100 MPa (YAN et al., 2018a,b). No entanto, com aumento severo de resistência e diminuição das imperfeições da microestrutura, o material tende romper de forma frágil e brusca. Assim, para contornar esta limitação, a fragilidade é geralmente compensada pela adição de fibras, transformando o UHPC em UHPFRC - Ultra High-Performance Fiber-Reinforced Concrete (GIDRÃO; KRAHL; CARRAZEDO, 2020; KRAHL; CARRAZEDO; DEBS, 2018; KRAHL; GIDRÃO; CARRAZEDO, 2018a; KRAHL, 2018; KRAHL; GIDRÃO; CARRAZEDO, 2019). Além do aumento de ductilidade na compressão, a adição de fibras aumenta a resistência à tração para valores maiores que 5 MPa (AFGC, 2013; HABEL; VIVIANI et al., 2006; RUSSEL; GRAYBEAL, 2013; TUAN et al., 2011; WILLE et al., 2011; WU et al., 2016). Como estimativa inicial sobre as propriedades mecânicas e de durabilidade de uma mistura de UHPC/UHPFRC com cura a vapor, Cavill, Rebentrost e Perry (2006) elaboraram as Tabelas 2.1 e 2.2, sendo baseadas no projeto de mistura comercial do Ductal<sup>®</sup> (vide Tabela 2.3).

Tabela 2.1: Propriedades mecânicas usuais do UHPFRC

<b>Propriedade</b>	<b>Valor</b>
Resistência a compressão com cura térmica	150 MPa
Resistência a tração sob flexão	24 MPa
Primeira fissura em flexão	20 MPa
Módulo de elasticidade	47 GPa
Densidade	2450 kg/m <sup>3</sup>
Retração	< 500 depois de 50 dias em cura úmida e 0 em cura com calor

Fonte: Cavill, Rebentrost e Perry (2006)

Tabela 2.2: Propriedades de durabilidade do UHPC

<b>Propriedade</b>	<b>Valor</b>
Porosidade total	2 – 6 %
Microporosidade	< 1 %
Absorção de água	< 0,2 kg/m <sup>2</sup>
Difusão de íons Cl-	0,02E-12 m <sup>2</sup> /s
Resistência elétrica (s/ fibra)	1,13E3 kcm
Resistência elétrica (c/ fibra)	137 kcm
Coefficiente de abrasão	1,3

Fonte: Cavill, Rebentrost e Perry (2006)

Tabela 2.3: Traço Ductal®

<b>Material</b>	<b>Consumo (kg/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Porcentagem em peso (%)</b>
Cimento Portland	712	28,5
Areia industrial	1020	40,8
Pó de sílica	231	9,3
Areia quartzosa	211	8,4
Superplastificante	30,7	1,2
Acelerador de pega	30	1,2
Água	109	4,4

Fonte: Cavill, Rebentrost e Perry (2006) e Graybeal e Tanesi (2008)

Das Tabelas 2.1 e 2.2, notam-se excelentes propriedades mecânicas e ótimos indicadores de durabilidade. Portanto, estas propriedades são obtidas por meio de basicamente três estratégias a saber: (i) diminuição da porosidade e relação água-cimento, (ii) minimização das imperfeições de microestrutura, (iii) adições e/ou substituições minerais e (iv) utilização de fibras. Tais estratégias para obtenção de uma mistura com requisitos de UHPFRC serão apresentadas e discutidas no item subsequente - Item 2.2.

## 2.2 Estratégias para obtenção do UHPC e UHPFRC

Segundo os trabalhos de Shi et al. (2015) e Zdeb (2013), os valores típicos para relação a/c estão na faixa de 0,14-0,20 . Entretanto, a redução da quantidade de água na mistura afeta severamente as condições de trabalhabilidade e fluidez. Assim, a baixa fluidez leva ao maior conteúdo de cavidades de ar e poros capilares, diminuindo as propriedades mecânicas e de durabilidade (DILS; BOEL; SCHUTTER, 2013).

Aditivos superplastificantes (SP) são utilizados para corrigir o problema (ALI, 2013; GOŁASZEWSKI; SZWABOWSKI, 2004; YOSHIOKA et al., 2002). Extensivas investigações têm sido feitas sobre como pode ser efetuada a otimização da eficiência do superplastificante em misturas de UHPC/UHPFRC (TUE; MA et al., 2008; HIRSCHI; WOMBACHER, 2008). Tue, Ma et al. (2008) avaliaram como o procedimento de adição de SP influencia na reologia do UHPC fresco. Os autores observaram que a adição incremental do produto potencializa o efeito de dispersão e fluidez do UHPC quando comparado a adição direta e total. Por sua vez, Hirschi e Wombacher (2008) estudaram as propriedades frescas e endurecidas de misturas de UHPCs com adições de oito tipos diferentes de superplastificantes a base de policarboxilato. Neste estudo, pôde-se observar variações significativas no tempo de pega e desenvolvimento da resistência para SPs de mesma natureza e cadeias poliméricas distintas. Ao fim do estudo, concluiu-se que os superplastificantes baseados em grandes cadeias poliméricas laterais desenvolvem misturas com maior resistência em comparação àquelas constituídas de cadeias poliméricas de comprimento curto e médio.

Cheyrezy e Richard (1994) reduziram as imperfeições de microestrutura utilizando como agregado somente areia de quartzo. Reda, Shrive e Gillott (1999) confirmaram este feito observando que a zona de transição do UHPC apresenta pequena espessura e propriedades similares às observadas na matriz cimentícia. Neste sentido, o uso de partículas finas (VANDERLEI; GIONGO, 2006), substituição do agregado graúdo pela areia (COLLEPARDI et al., 1997; ALI, 2013) e empacotamento de grãos (YU; SPIESZ; BROUWERS, 2014) são técnicas utilizadas para a minimização dos defeitos microestruturais da zona de transição do UHPC (SHI et al., 2015).

A técnica de empacotamento de grãos pode melhorar as propriedades do UHPC e UHPFRC, conduzindo a traços mais sustentáveis e econômicos. Nesta linha, merece destaque especial o trabalho de [Yu, Spiesz e Brouwers \(2014\)](#) que otimizou a proporção de materiais granulares, obtendo as quantidades ótimas de cada material envolvido na mistura do UHPFRC. O traço desenvolvido pelos autores apresentou baixo consumo de cimento ( $650 \text{ kg/m}^3$ ) e propriedades mecânicas de alto desempenho ( $f_c = 150 \text{ MPa}$ ). Salienta-se que o valor de  $650 \text{ kg/m}^3$  obtido por [Yu, Spiesz e Brouwers \(2014\)](#) é bem inferior àqueles obtidos por outros autores da literatura:  $1011 \text{ kg/m}^3$  para  $160 \text{ MPa}$  de resistência ([TOLEDO FILHO et al., 2012](#)),  $960 \text{ kg/m}^3$  para  $155 \text{ MPa}$  [Corinaldesi e Moriconi \(2012\)](#),  $850 \text{ kg/m}^3$  para  $130 \text{ MPa}$  ([KRAHL; CARRAZEDO; DEBS, 2018](#); [KRAHL; GIDRÃO; CARRAZEDO, 2019](#)).

As adições e substituições minerais também contribuem para as propriedades superiores da microestrutura do UHPC/UHPFRC. A combinação de vários tipos de partículas ultrafinas (i.e. tamanho de grão  $< 125 \mu\text{m}$ ) tais como cimento, pó de quartzo, sílica ativa e outros tipos de cargas ([RUSSEL; GRAYBEAL, 2013](#)) melhoram a impermeabilidade, propriedades mecânicas e reológicas do concreto ([ALI, 2013](#); [MEHTA; MONTEIRO, 2008](#); [NEVILLE, 1997](#)). Estas adições minerais induzem a reação pozolânica ([CHAN; CHU, 2004](#)), preenchem os poros ([ZDEB, 2013](#)), restringem liberação de calor de hidratação e a retração autógena ([MEHTA; MONTEIRO, 2008](#)), além de melhorar a coesão da mistura fresca ([ALI, 2013](#)). No sentido de otimizar o teor de adições minerais, [Cheyrezy e Richard \(1994\)](#) propuseram que o teor de sílica ativa em CPR deveria ser de aproximadamente 25% em relação ao cimento Portland. Posteriormente, [Chan e Chu \(2004\)](#) concluíram que o teor ótimo estaria entre 20% e 30%.

O UHPC sem reforço de fibras apresenta comportamento mais frágil que concretos de baixa e moderada resistência ([FEHLING et al., 2014](#)). Neste contexto, a adição de fibras melhora o comportamento na tração, dando aspectos de ductilidade à falha frágil, aumentando a tenacidade do material, especialmente na flexão ([BENTUR; MINDESS, 2007](#); [EMPELMANN; TEUTSCH; STEVEN, 2008](#); [KANG; LEE et al., 2010](#); [PRABHA et al., 2010](#); [WILLE et al., 2011](#); [YUNSHENG et al., 2008](#)). Assim, a incorporação de fibras ao UHPFRC previne e controla o início de propagação de fissuras na flexão, sendo sua finalidade não somente sustentar diretamente a carga aplicada, mas transferir e distribuir de forma eficiente o carregamento para a matriz ([ZOLLO, 1997](#)). Geralmente, as fibras apresentam ordem de grandeza de  $13 \text{ mm}$  de comprimento e  $0,2 \text{ mm}$  de diâmetro ([SHI et al., 2015](#); [SHI, C. et al., 2015](#)), sendo utilizadas com consumos usuais de 1% até 3%.

Sobre o impacto das fibras à microestrutura e propriedades mecânicas, destacam-se os trabalhos de [Abu-Lebdeh et al. \(2011\)](#), [Chan e Chu \(2004\)](#), [Kim et al. \(2011\)](#), [Youssef](#)

e Yanni (2009), Wu et al. (2016), Dupont e Vandewalle (2005) e Sorelli et al. (2008). As características mecânicas da ligação matriz de UHPC fibra foram avaliadas nos trabalhos de Abu-Lebdeh et al. (2011) e Chan e Chu (2004), onde valores de 4,8-5,5 MPa foram observados como resistências de ligação, sendo ótima a interface que continha teor de sílica ativa de 30 %. Kim et al. (2011) observaram que a utilização de fibras de aço reduz a retração autógena em cerca de 20%. Youssef e Yanni (2009) obtiveram conclusões similares, onde a incorporação de 2% de fibras de aço (em volume) diminuiu a retração autógena em 42% aos 14 dias com tratamento térmico.

Wu et al. (2016) estudaram a reologia do UHPFRC e alertaram sobre o efeito colateral que a adição de fibras causa na mistura fresca, uma vez que se nota a significativa redução de fluidez e trabalhabilidade devido à segregação da fibra de aço na matriz cimentícia. Dupont e Vandewalle (2005) também observaram fenômeno semelhante. Por sua vez, Sorelli et al. (2008) utilizaram de técnicas como a nanoindentação, MEV e raio-X (XRD) para identificar a qualidade da zona de transição na interface fibra matriz, observando grande concentração de C-S-H de alta densidade (HD-C-S-H), principal componente responsável por uma zona de transição praticamente livre de defeitos.

Hannawi et al. (2016) desenvolveram extensiva investigação sobre UHPFRCs variando os seguintes aspectos das fibras:

1. Natureza: metálicas, minerais (wollastonita e basalto) e sintéticas (PVA, polipropileno, polietileno e barchip);
2. Dimensões: macroscópicas e microscópicas;
3. Propriedades mecânicas: resistência a tração, módulo de elasticidade;

Primeiramente, os autores examinaram a microestrutura dos materiais produzidos com estes tipos de fibras por meio de observação MEV, permeabilidade intrínseca e velocidade de onda-P. Destas amostras, constatou-se a superioridade das fibras metálicas e minerais em relação às fibras sintéticas, uma vez que a zona de transição desenvolvida pela adição sintética apresentou maior espessura. Posteriormente, um ensaio de compressão uniaxial combinado com análise de permeabilidade de gás e medição da emissão acústica (EA) foram aplicados para avaliar o comportamento uniaxial. Observou-se que o comportamento uniaxial é dividido em 3 fases: (i) fechamento de microfissuras previas; (ii) fissuração estável; e (iii) propagação instável de fissuras. Dos resultados, observou-se que as fibras restringem claramente o processo de fissuração volumétrica sob compressão uniaxial, aumentando o limiar de fissuração inicial e retardando a propagação instável de fissuras.



## 2.3 Propriedades mecânicas do UHPFRC

### 2.3.1 Resistência à compressão

A utilização conjunta das estratégias de otimização de traço descritas na seção 2.2 promove o desenvolvimento das propriedades mecânicas do UHPFRC. Dentre tais propriedades, a resistência a compressão uniaxial ( $f_c$ ) foi extensivamente investigada (CORINALDESI; MORICONI, 2012; HABEL; VIVIANI et al., 2006; TOLEDO FILHO et al., 2012; YU; SPIESZ; BROUWERS, 2014)

Corinaldesi e Moriconi (2012) avaliaram a influência do fator  $a/c$  e maturidade em relação ao valor de  $f_c$ , conforme a Figura 2.1.a e 2.1.b, respectivamente. As amostras foram curadas a temperatura ambiente (20 °C + 100% U.R.) com relações água-cimento variáveis de 0,20 – 0,32. A Figura 2.1.a demonstra que o aumento progressivo da relação  $a/c$  nem sempre conduz a matrizes de UHPC menos resistentes, uma vez que para o valor intermediário de  $a/c = 0,24$  observa-se o melhor resultado de  $f_c$ , diferentemente do que é esperado para casos de concretos com dosagens convencionais. Esta observação experimental é explicada pelo fato de que as propriedades da mistura fresca tais como coesão e trabalhabilidade passam a influenciar severamente as propriedades mecânicas do UHPC/UHPFRC.

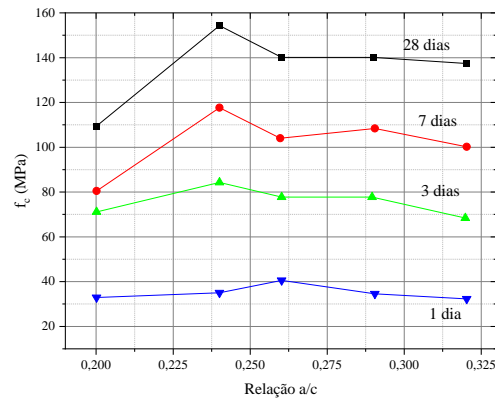
A Figura 2.1.b apresenta o rápido desenvolvimento de  $f_c$  ao longo do tempo para os resultados experimentais de Corinaldesi e Moriconi (2012). São observados valores de 30 - 40 MPa nos primeiros dias e 150 MPa – 160 MPa para 28 dias de maturidade. Utilizou-se da Equação 2.1, juntamente com as prescrições da ABNT NBR 6118:2014 (ABNT, 2014), para se calibrar os pontos experimentais de Corinaldesi e Moriconi (2012), a fim de se obter uma expressão de estimativa da resistência ao longo da maturidade do concreto (Fig. 2.1). Para esta curva calibrada de  $f_c(t)$  obteve-se os valores de  $f_{c,28} = 148,492$  MPa,  $s = 0,339$  para um valor de  $R^2 = 0,969$ .

$$f_c(t) = f_{c,28} \cdot e^{(s \cdot (1 - (28/t)))^2} \quad (2.1)$$

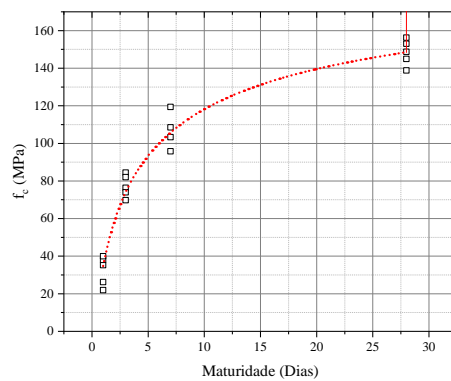
Em que:  $f_c(t)$  é a resistência no tempo  $t$ ;  $f_{c,28}$  é a resistência aos 28 dias; e  $s$  é um fator de calibração.

Resultados similares de evolução de  $f_c$  em função da maturidade e grau de hidratação são observados por Toledo Filho et al. (2012), onde se desenvolveu um UHPFRC sustentável baseado em cimento de escória de alto forno, sílica, microfibras de wollastonita, fibras de aço e superplastificante. Mais uma vez, observa-se rápido desenvolvimento da resistência a compressão, onde já para o terceiro dia valor de  $f_c$  igual à 75 MPa, seguido por 111 MPa, 162 MPa e 180 MPa para as idades subsequentes de 7, 28 e 180 dias.

Cabe ressaltar que os resultados de  $f_c$  pela maturidade (TOLEDO FILHO et al., 2012; CORINALDESI; MORICONI, 2012; HABEL; VIVIANI et al., 2006) demonstram o potencial de aplicabilidade do UHPFRC para indústria de pré moldados, uma vez que o rápido desenvolvimento de  $f_c$  em idades precoces pode acelerar o processo de fabricação e execução de estruturas pré fabricadas.



(a)  $f_c$  em função da relação a/c



(b)  $f_c$  em função da maturidade

Figura 2.1: Resultados de  $f_c$ . Fonte: Corinaldesi e Moriconi (2012)

### 2.3.2 Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade do concreto ( $E_c$ ) é uma propriedade muito importante para o projeto estrutural, sendo utilizado para a análise estrutural, avaliação de efeitos de segunda ordem, verificações de deslocamentos e análises dinâmicas. Geralmente esta propriedade pode ser determinada pelo módulo de elasticidade tangente inicial ( $E_{ci}$ ),

módulo de elasticidade secante ( $E_{cs}$ ) ou módulo de elasticidade dinâmico ( $E_d$ ) (GIDRÃO, 2015; MEHTA; MONTEIRO, 2008; NEVILLE, 1997; SHEHATA, 2005).

Em linhas gerais, o comportamento de tensão deformação do UHPC/UHPFRC é elástico linear até a iminência de sua ruptura, sendo seu módulo de elasticidade contido no intervalo de 45 GPa – 55 GPa (FEHLING et al., 2014). Bonneau et al. (1996) reportaram que a adição de 2 % de fibras metálicas ao UHPC faz com que o módulo de elasticidade aumente de 46 GPa para 49 GPa, gerando acréscimo de 6%. Então, conclui-se que a adição de fibras ao UHPC não gera melhoria significativa para módulo de elasticidade do UHPFRC (VIAPIANA, 2016). Graybeal (2007) desenvolveu uma equação para estimativa do módulo de elasticidade do UHPFRC em função da resistência de compressão uniaxial característica ( $f_c'$ ), conforme a Equação 2.2. Cabe salientar que esta estimativa deve ter valores de  $f_c$  contidos entre 126 MPa e 193 MPa.

$$E_{ci} = 3,840\sqrt{f_c'}, \quad \text{para } 126MPa \leq f_c' \leq 193MPa \quad (2.2)$$

Similarmente, Alsalman et al. (2017) coletam dados da literatura (AHLBORN; PUESE; MISSON, 2008; AHMAD; HAKEEM, 2015; BONNEAU et al., 1996; COELLO, 2007; GRAYBEAL, 2006; KOLLMORGEN, 2004; MAGUREANU et al., 2010; RESPLENDINO, 2004; SOBUZ et al., 2016) e propõem a Equação 2.3, por meio de 223 amostras em diferentes idades com  $E_{ci}$ , variando de 25 GPa – 68,3 GPa. Ainda nesta base de dados, pode-se inferir por análise estatística que o valor médio de módulo de elasticidade encontrado é de 45 GPa, conforme a distribuição normal do eixo vertical da Figura 2.2:

$$E_{ci} = 7,769f_c'^{0,367}, \quad \text{para } 31MPa \leq f_c' \leq 235MPa \quad (2.3)$$

Em que:  $f_c'$  é calculado conforme o ACI 318 – 11 (ACI, 2011);

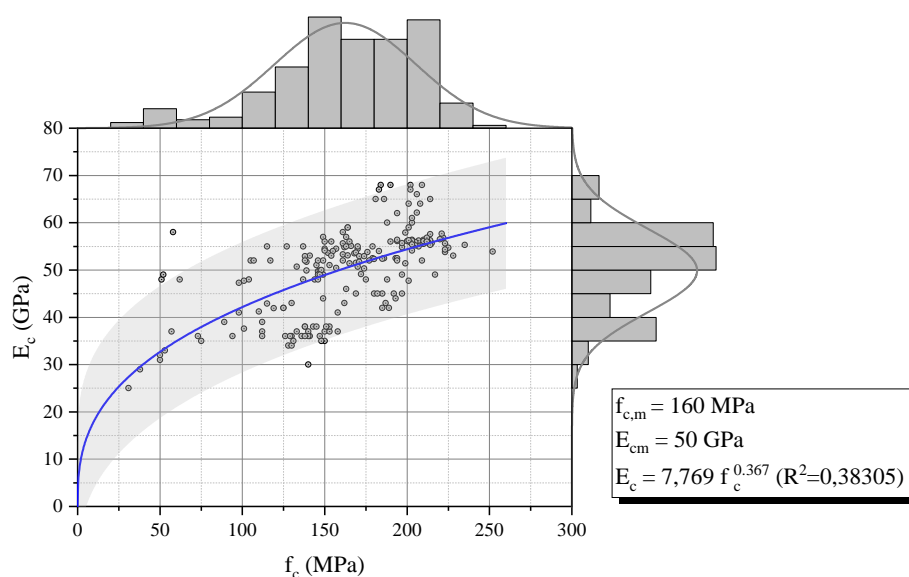


Figura 2.2: Distribuição dos valores de  $E_{ci}$  obtidos pela literatura. Fonte: [Alsalman et al. \(2017\)](#)

### 2.3.3 Módulo de ruptura flexional

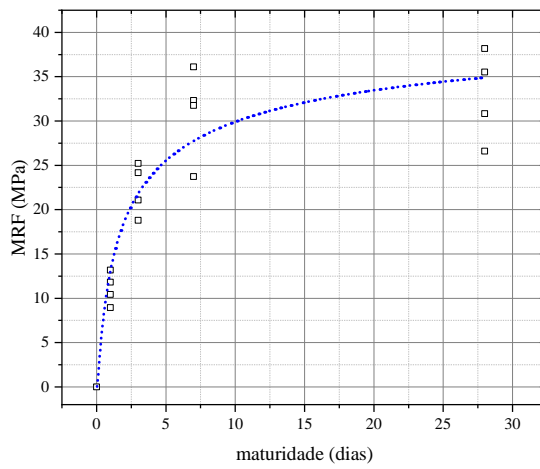
O módulo de ruptura flexional (MRF) é importante variável para caracterização mecânica do material, sendo este parâmetro o responsável pela resistência a tração na flexão. Desta forma, o MRF é o valor de máxima tensão de tração observada em um corpo de prova prismático solicitado por flexão. Para concretos usuais de baixa e moderada resistência, o valor da relação entre MRF e  $f_c$  é de aproximadamente de 10 % à 20 % ([MEHTA; MONTEIRO, 2008](#)). Para concretos de alta resistência sem adição de fibras, o valor desta razão tende a diminuir. Entretanto, quando se trata de UHPFRC este valor pode chegar até  $MRF/f_c = 30\%$  ([CORINALDESI; MORICONI, 2012](#); [TOLEDO FILHO et al., 2012](#); [YUNSHENG et al., 2008](#)).

[Yunsheng et al. \(2008\)](#) observaram por meio de ensaio de flexão em 3 pontos valores de  $MRF = 60$  MPa para  $f_c = 200$  MPa (i.e.  $MRF/f_c = 30\%$ ). O alto valor atingido pelos pesquisadores fora justificado pela utilização de fibras metálicas além dos efeitos de melhoria de zona de transição fibra-matriz, induzidos pelo empacotamento de partículas, reação pozolânica e fechamento dos poros. [Toledo Filho et al. \(2012\)](#) utilizaram do ensaio de flexão em quatro pontos para observar que o surgimento da primeira fissura se dá sob uma tensão-deflexão de 17,3 MPa e 0,5 mm, atingindo tensão de pico em 35 MPa sob deflexão de 7,9 mm.

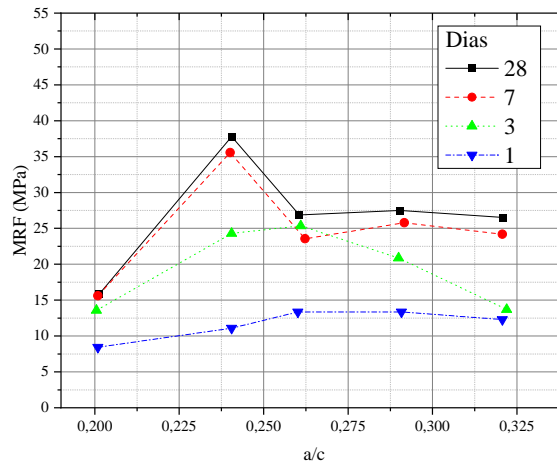
[Corinaldesi e Moriconi \(2012\)](#) investigaram o MRF de amostras de UHPFRC com a/c

variando entre 0,24 – 0,26, obtendo valores de 9 – 15 MPa e 25 – 40 MPa, respectivos para as maturidades de 1 e 28 dias, conforme apresentado na Figura 2.3.a. Efetuando calibração experimental para  $MRF(t)$ , para uma curva similar à Eq. 2.1, obtém-se a curva azul pontilhada apresentada na Figura 2.3.a, cujos valores de calibração são:  $MRF_{28} = 34,898$ ,  $s = 0,229$ , para  $R^2 = 0,85$ . Os resultados da 2.3.b em relação à maturidade indicam um melhor desempenho de MRF para a relação água-cimento de 0,24.

De acordo com os resultados supracitados, observa-se o bom desempenho do UHPFRC em situações flexionais, graças a aplicação de fibras que melhoram os valores de MRF,  $MRF/f_c$ , ductilidade, tenacidade e controle de fissuração.



(a) MRF ao longo do tempo



(b) MRF ao longo do tempo

Figura 2.3: Resultados de MRF. Fonte: Corinaldesi e Moriconi (2012)

### 2.3.4 Coeficiente de amortecimento

Além das propriedades mecânicas apresentadas, o presente trabalho apresenta a primeira caracterização do amortecimento interno e fator de atenuação inversa do sinal (Fator Q). Estas propriedades são associadas aos mecanismos de falha do material.

O amortecimento reflete a quantidade de energia dissipada durante um movimento oscilatório (BACHMANN et al., 1995; NOUSHINI; SAMALI; VESSALAS, 2013; PAULTRE, 2011; TIAN et al., 2015; WARBURTON, 1976; ZHENG; SHARON HUO; YUAN, 2008). O mecanismo de amortecimento está associado à capacidade interna de um material dissipar energia, condições de contorno e interação fluido-estrutura (WARBURTON, 1976). A capacidade de amortecimento dos materiais pode ser medida pela razão de amortecimento interno ( $\xi$ ) e relacionada indiretamente pelo fator de qualidade do sinal (Q).

O amortecimento interno é um parâmetro adimensional que mede a capacidade do material para dissipar uma vibração (PAULTRE, 2011). O fator Q é fisicamente interpretado como a atenuação inversa do sinal e mede o quão não amortecido é um oscilador (HARLOW, 2004).

Bachmann et al. (1995) relatam que  $\xi$  está na faixa de 0,1% a 1,0% para concretos convencionais com baixos níveis de dano. Salzman et. al. (SALZMANN, 2002; ANGELA; FRAGOMEN; LOO, 2003) afirmam em suas pesquisas que o amortecimento interno dos materiais cimentícios é composto de três efeitos a saber: amortecimento histerético, viscoso e de Coulomb. Jordan (1980) afirma que o amortecimento interno histerético está relacionado ao atrito deslizante entre os grãos sólidos da microestrutura do material. O amortecimento interno viscoso está associado ao movimento da umidade na matriz cimentícia, e é diretamente relacionado ao volume de água que preenche os poros (JORDAN, 1980). A parcela de Coulomb é gerada pelo atrito interno entre as faces da fissura e indica a nucleação do material, sendo o mecanismo mais relevante que influencia a taxa de amortecimento interno (SALZMANN, 2002; ANGELA; FRAGOMEN; LOO, 2003; GHEORGHIU; RHAZI; LABOSSIERE, 2005a; NDAMBI; VANTOMME; HARRI, 2002).

Muitos pesquisadores estudaram o comportamento de amortecimento interno do concreto convencional intacto. Bawa e Graft-Johnson (1969), por exemplo, correlacionaram  $\xi$  com a integridade prévia do concreto, no caso de amostras não danificadas, por meio de módulo elástico dinâmico ( $E_d$ ). Esses pesquisadores observaram que existe uma diminuição na dissipação da onda de impacto em função de um aumento de  $E_d$ , sendo este fenômeno ligado à redução da porosidade, do volume da zona de transição e da microfissuração prévia. Swamy e Rigby (1971) investigaram a correlação entre o coeficiente de amortecimento interno e parâmetros de dosagem de pastas, argamassas e prismas de concreto não danificados. Os autores notaram que um aumento da relação água/cimento aumentava a

taxa de amortecimento interno do concreto, confirmando a hipótese levantada por [Bawa e Graft-Johnson \(1969\)](#). Conclusões semelhantes foram obtidas experimentalmente sobre o fator Q. [Eiras et al. \(2015\)](#) estabeleceram que a integridade do material está diretamente ligada à qualidade do sinal dissipado pela amostra (ou seja, fator Q) e correlacionada inversamente com a taxa de amortecimento interno.

A evolução da taxa de amortecimento interno do concreto em função da indução de dano também foi investigada. [Gheorghiu, Rhazi e Labossiere \(2005b\)](#), utilizando o método da ressonância de impacto (IRM), observaram uma diminuição nas frequências fundamentais e um aumento da taxa de amortecimento através de ciclos de fadiga em vigas com polímero reforçado com fibra de carbono. Valores iniciais  $\xi = 0,6\%$  foram observados no estado não danificado e  $\xi = 3,7\%$  após 2106 ciclos de fadiga com frequência de 3 Hz ([GHEORGHIU; RHAZI; LABOSSIÈRE, 2005a](#)). Além disso, [Gheorghiu, Rhazi e Labossiere \(2005b\)](#) realizaram Transformadas Rápidas de Fourier (FFT) no sinal e detectaram um número significativo de picos de baixa frequência ao longo dos ciclos, o que indicava dano progressivo devido à evolução da fissuração.

[Eiras et al. \(2015\)](#) utilizaram a técnica IRM para detectar o fator Q (i.e, atenuação inversa) em argamassas de cimento Portland submetidas a tratamento por secagem e molhagem. Inicialmente, eles avaliaram que a atenuação inversa (fator Q) diminua em função do aumento da razão água-cimento. Após um ciclo de tratamento por secagem, a remoção da água dos poros e a alta temperatura causaram danos à microestrutura do concreto, fato comprovado pelo declínio do  $E_d$ . Embora o amortecimento de Coulomb tenha aumentado, houve uma tendência estatística de diminuição do coeficiente de amortecimento interno, explicada pela remoção de água nas amostras de argamassa, reduzindo o amortecimento viscoso. No entanto, sob condições normais de umidade e temperatura, este efeito de amortecimento viscoso apresenta uma pequena variabilidade ([JORDAN, 1980](#)).

Cabe salientar que o comportamento dinâmico do UHPFRC tem sido extensivamente estudado ([KHOSRAVANI; WEINBERG, 2018](#); [LIN, 2018](#); [YOO; BANTHIA, 2017](#); [OTHMAN; MARZOUK, 2016](#); [NGUYEN et al., 2015](#)). No entanto, o foco destes trabalhos é sobre o comportamento de elementos estruturais, onde adota-se o coeficiente de amortecimento usual de 2% (usual para estruturas de concreto) ou então as análises são não amortecidas. Portanto, há uma lacuna de conhecimento sobre o amortecimento interno em condições intactas e danificadas específico do material, o que justifica o estudo da propriedade no trabalho, e ajuda o entendimento do material e elemento em escala real sob solicitações mecânicas cíclicas.

## 2.4 Considerações finais

Nesta seção, foram abordadas as propriedades que serão investigadas posteriormente no capítulo de caracterização do material (capítulo 4).



## Capítulo 3

# Modelagem numérica e projeto de estruturas de UHPFRC

Nesta seção, será apresentada a conceituação sobre a modelagem numérica e projeto de estruturas de UHPFRC. O modelo de dimensionamento do modo de falha de flexão proposto por [Fehling et al. \(2014\)](#) é apresentado no item [3.2](#). O dimensionamento ao modo de falha de cortante é apresentado no item [3.3](#), baseado na Associação Francesa de Engenharia Civil ([AFGC, 2013](#)). As vigas estudadas nos capítulos posteriores serão analisadas segundo o índice de ductilidade proposto por [Naaman e Jeong \(1995\)](#), sendo a formulação apresentada no item [3.4](#). Finalmente, o modelo constitutivo do *Concrete Damage Plasticity* (CDP) é apresentado no item [3.5](#), a fim de se modelar o comportamento cíclico das vigas I apresentadas nos capítulos [5](#) e [8](#).

### 3.1 Modos de falha em vigas de UHPFRC

Elementos de viga, basicamente desenvolvem mecanismos de colapso a partir da combinação de 4 modos de falha predominantes, são eles: (i) flexão pura (Fig. [3.1a](#)), (ii) cisalhamento puro (Fig. [3.1b](#)), (iii) flexo cisalhamento (Fig. [3.1c](#)) e (iv) ancoragem (Fig. [3.1d](#)).

A falha de flexão pura ocorre quando esforços de momento fletor provocam fissuras localizadas próximas ao meio do vão, que tendem a crescer verticalmente em direção ao topo do elemento ([ARAUJO; LORIGGIO; DA CAMARA, 2011](#); [CUENCA; SERNA, 2013](#); [WALRAVEN; MERCX, 1983](#)). [Fellinger, Stark e Walraven \(2005\)](#) afirmam que geralmente devido à ductilidade conferida pelos aços de protensão, a ruptura por flexão é um tipo preferível de ruína. [Wu et al. \(2016\)](#) observam que a adição de fibras de aço tem pouco efeito sobre o momento de fissuração, mas um efeito considerável na carga máxima observada em vigas de UHPFRC. Estes elementos atingem a ruína pelo estado limite

último com esgotamento da seção transversal e ruptura das barras de aço, apresentando deformações e fissuração excessivas. Estes modelos de ruína são bem compreendidos utilizando-se da teoria geral de vigas.

A influência das fibras em concretos de alta resistência submetido ao modo de flexão foi estudada por [Chunxiang e Patnaikuni \(1998\)](#) e [Kazemi et al. \(2017\)](#). Os autores realizaram ensaio de flexão em 3 pontos para se avaliar o comportamento de resistência, deslocabilidade e energia de fratura para o modo de falha de flexão e cisalhamento. [Chunxiang e Patnaikuni \(1998\)](#) investigaram vigas retangulares constituídas de concreto de alta resistência ( $f_{cm}$  de 64 – 82 MPa) reforçadas por fibras de aço ( $V_f = 1\%$ ) e notaram que a incorporação de fibras gerou o aumento sistêmico nos deslocamentos máximos das vigas além de um comportamento pós pico mais gradual, o que constitui melhora nas condições de ductilidade e ruptura mais controlada. [Kazemi et al. \(2017\)](#) induziram o modo de ruptura flexional através de um entalhe inicial feito nas vigas de concreto de alta resistência reforçado com fibras ( $f_{cm}$  de 85 – 90 MPa). Deste trabalho, observou-se o aumento significativo nas energias de fratura ( $G_f$ ) em função do volume de fibras.

[Mahmud, Yang e Hassan \(2013\)](#) ensaiaram vigas retangulares de UHPFRC submetidas à flexão utilizando procedimentos similares aos adotados por [Chunxiang e Patnaikuni \(1998\)](#) e [Kazemi et al. \(2017\)](#). Do estudo, observou-se que embora as condições de geometria e carregamento fossem simétricas, as fissuras em algumas amostras foram ligeiramente tortuosas se afastando das linhas centrais da viga. Este comportamento foi atribuído à distribuição aleatória das fibras, o que torna os campos de tensão nas proximidades da fissura altamente heterogêneos. Além disso, os autores delimitaram o comportamento do UHPFRC em 3 estágios: (i) Elástico linear com ativação das fibras, (ii) Encruamento de pseudo tensão (*strain-hardening*) e (iii) região descendente. O regime elástico linear é definido entre o carregamento inicial e limite elástico do material. Neste estágio ocorre o limite de resistência da matriz e ativação da fibra. O encruamento de pseudo tensão é caracterizado pelo surgimento e aumento de microfissuras perto do entalhe. Devido à alta resistência das fibras de aço e forte vinculação com a matriz cimentícia, a fissura aumenta lentamente, levando a um certo nível de encruamento da tensão, o que distingue o comportamento do UHPFRC de outros tipos convencionais de concreto. Finalmente, quando as fibras não são mais capazes de absorver o esforço de tração, se dá a fase final denominada de região descendente, sendo a ruptura da interface matriz fibra caracterizada pelo tamanho de abertura de fissura igual a metade do comprimento da fibra. Neste ramo, as fibras não conseguem suportar os acréscimos de tensões, e assim, ocorre o escorregamento da fibra, podendo ser de maneira mais abrupta ou suave, dependendo das características da fibra utilizada.

[Graybeal \(2008\)](#) apresentaram a investigação inédita sobre o comportamento à flexão

monotônico de uma viga em I protendida em grande escala, constituída de UHPFRC. O autor fabricou uma viga AASHTO Tipo II de 24,4 m de comprimento, contendo 26 barras de protensão de aço 270 ksi e observou na ruína fissuras verticais se desenvolvendo no meio do vão, representando o modo de falha preponderante de flexão. [Yoo e Yoon \(2015\)](#) investigaram a resposta flexional monotônica de vigas UHPFRC com diferentes fibras de aço. Os autores observaram que a adição resultou em um ligeiro aumento na resistência à compressão e na rigidez das vigas, mas uma melhora significativa foi observada no desempenho da flexão do elemento.

O modo de falha de cisalhamento puro é ocasionado quando a tensão diagonal é superior à resistência a tração do concreto, e assim, há ruptura diagonal da peça. Este modo de falha apresenta fissuras inclinadas progredindo dos apoios até a borda superior onde se aplica o carregamento. [Balaguru e Ezeldin \(1987\)](#) ensaiaram vigas parcialmente pré tensionadas com fibras de aço com  $V_f = 0,75 \%$  e observaram aumentos de ordem de até 71 % na cortante última e cortante de fissuração. [Lim e Oh \(1999\)](#) observaram o comportamento de flexão em 4 pontos de nove vigas retangulares com  $V_f$  variando de 0 % até 2 % e notaram que, com o aumento do teor de fibras, o modo de falha mudava de cisalhamento para flexão. Conclusões semelhantes foram obtidas em ensaios efetuados por [Junior e Hanai \(1999\)](#), onde vigas I sub armadas ao cisalhamento apresentaram melhorias a este modo de falha. [Hung, Li e Chen \(2017\)](#) apresentaram estudo de paredes de UHPFRC, armadas com armaduras passivas de alta resistência e submetidas à carregamento cíclico, com falha de cisalhamento. Os autores observaram que as fibras efetuavam a transferência de esforços entre as fissuras, e assim, os elementos eram capazes de exibir uma capacidade eficaz de controle de fissuração de cisalhamento.

A falha de ancoragem ocorre quando há uma ou várias fissuras dentro do comprimento de transferência do cabo de protensão, e assim, não é possível a correta redistribuição de esforços pelo aço naquela região. Condições de cargas concentradas perto do suporte, também podem aumentar a possibilidade de que as fissuras de cisalhamento se desenvolvam quando a tensão principal de tração atingir a resistência à tração do concreto. Estas fissuras de cisalhamento espalham-se rapidamente para a zona de compressão e para a ancoragem, e assim, podem provocar uma súbita falha de cisalhamento e ancoragem ([ARAUJO; LORIGGIO; DA CAMARA, 2011; FELLINGER; STARK; WALRAVEN, 2005](#)). [Fusco \(1995\)](#), [Araujo, Loriggio e Da Camara \(2011\)](#) e [Dumêt \(2003\)](#) relatam que a resistência ao modo de falha de ancoragem é regida basicamente pelas capacidades de adesão, atrito, aderência mecânica e efeito Hoyer. A adesão se dá pelas ligações físico-químicas entre a pasta de cimento e as barras de armaduras, o atrito ocorre devido a rugosidade da superfície das armaduras e concreto e as nervuras nas barras aumentam ainda mais a resistência à ancoragem ([FUSCO, 1995](#)). O efeito Hoyer ocorre devido à variação do

diâmetro da seção transversal ao longo do comprimento de ancoragem, aumentando o encunhamento da barra dentro do concreto (FUSCO, 1995). Sobre o comportamento da aderência do concreto reforçado por fibras, destaca-se o trabalho de Dumêt (2003), onde se avaliou a influência das fibras nas falhas de ancoragem por meio de ensaios estáticos de arrancamento em prismas e de flexão em uma viga pré-tracionada. Utilizando valores de  $V_f$  iguais à  $0 \text{ kg/m}^3$ ,  $40 \text{ kg/m}^3$  e  $60 \text{ kg/m}^3$  e tensão de protensão de  $0,80.f_{ptk}$ , concluiu-se que a adição de fibras é mais benéfica no fendilhamento do que no caso de arrancamento. Marchand et al. (2016) desenvolveram testes de *pull-out* em vergalhões embutidos dentro de uma mistura de UHPFRC, variando condições de diâmetro, comprimentos de ancoragem e cobrimento. Do estudo, confirmou-se que ao projetar estruturas UHPFRC, o comprimento de ancoragem pode ser considerado menor que o do concreto comum.

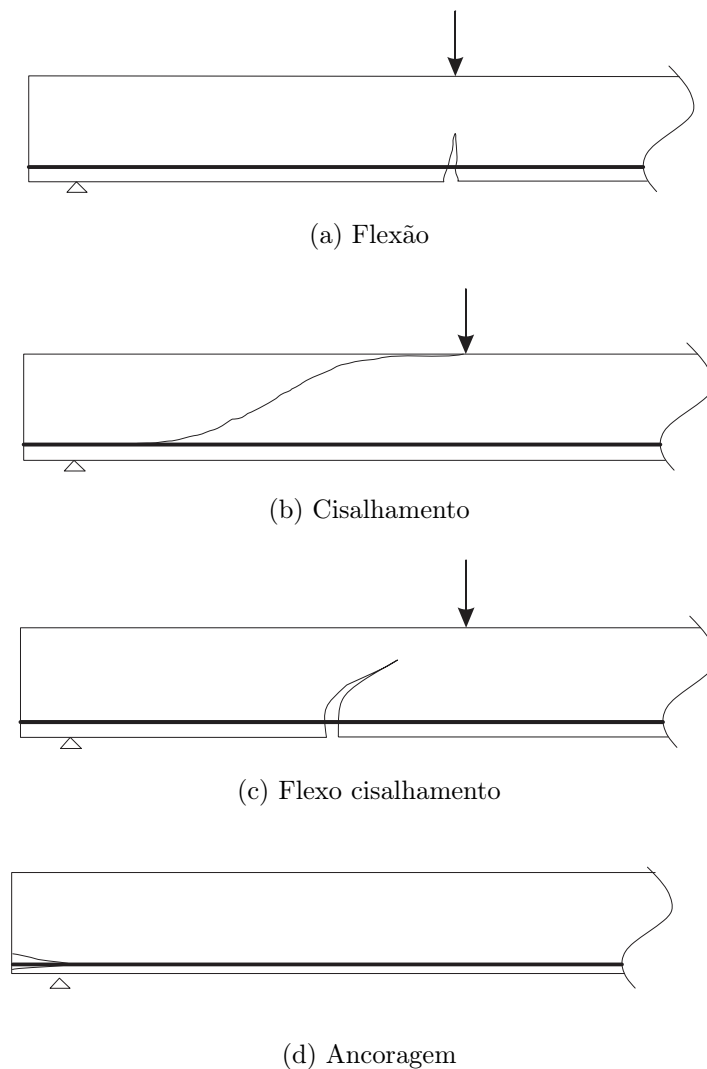


Figura 3.1: Padrão de fissuração característico para os modos de falha em vigas de concreto armada e protendido

## 3.2 Estado limite último de flexão

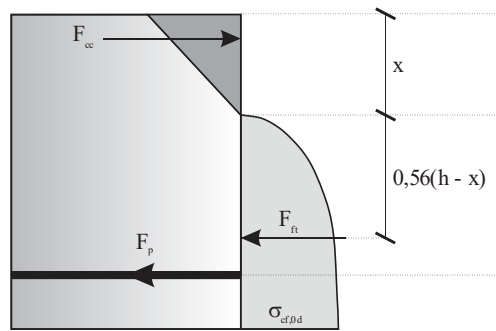
Os trabalhos de [Leutbecher e Fehling \(2013\)](#) e [Fehling et al. \(2014\)](#) desenvolvem equações para o dimensionamento no estado limite último flexional (ELU-F) de elementos de UHPC e UHPFRC. Assim, estes trabalhos serão utilizados como base teórica da presente seção.

A deformação última de compressão do UHPFRC é calculada conforme as prescrições da Associação Francesa de Engenharia Civil ([AFGC, 2013](#)) (Eq. 3.1), devendo ser sempre maior que 3,5‰:

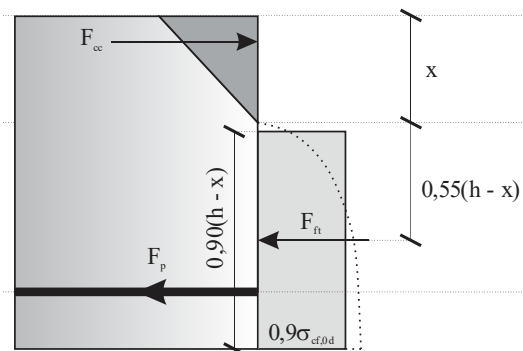
$$\epsilon_{cud} = 1 + 14(f_{ctm}/f_{cm})\epsilon_{c0d} > 3,5\text{‰} \quad (3.1)$$

A distribuição de tensões e deformações para uma seção transversal retangular solicitada por força axial ( $N_{sd}$ ) e momento fletor ( $M_{sd}$ ) quando atingida a situação de estado limite último é apresentada pela Fig. 3.2. Neste sentido, conhecido o comportamento a compressão e tração (i.e., curvas  $\sigma_c - \epsilon$  e  $\sigma_{cf} - w$ , vide anexo II), faz-se necessária ainda a adoção das seguintes hipóteses:

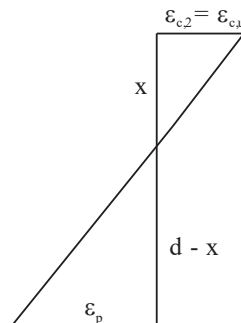
- Hipótese de Bernoulli: seção plana permanece plana após a deformação;
- Distribuição triangular de tensões de compressão: distribuição triangular de tensões com valor máximo na borda comprimida de  $f_{cd}$ ;
- Resistência a tração do concreto: diferentemente do concreto convencional, a resultante de tração do concreto reforçado com fibras ( $F_{fd}$ ) não é desprezada, podendo ser parabólica (como na Fig. 3.2.a) ou ainda simplificada retangular (como na Fig. 3.2.b);
- Distribuição de tensões de tração: as tensões de tração no concreto são distribuídas pelas fibras;
- Profundidade de tração: A profundidade de tensão de tração é relacionada diretamente ao diagrama de tensão x abertura de fissura ( $\sigma_{cf} - w$ ), onde pela hipótese de Bernoulli pode-se estabelecer que a abertura da fissura ( $w$ ) varia linearmente em relação a altura da viga ( $h$ ), e assim, por meio de  $\sigma_{cf} - w$  pode-se estabelecer a profundidade em que a tensão de projeto da fibra ( $\sigma_{cf,0d}$ ) atua;



(a) Distribuição de tensões parabólica



(b) Distribuição de tensões retangular



(c) Compatibilidade de deformações

Figura 3.2: Dimensionamento de flexão em uma seção transversal retangular. Fonte: [Fehling et al. \(2014\)](#)

Na Fig. 3.2:  $x$  é a posição da linha neutra;  $F_{cc}$  é a força resultante do concreto comprimido, agindo em  $1/3$  da borda superior;  $F_{ft}$  é a força resultante de tração no concreto, agindo no centroide da parábola;  $F_{st}$  é a força resultante das armaduras, agindo no centroide das mesmas.

Considerando a distribuição parabólica de tração, obtém-se a resultante de tração do concreto conforme a Equação 3.2, tendo seu centroide de aplicação a distância de  $0,56(h - x)$  a partir da linha neutra. Por outro lado, considerando a distribuição retangular equivalente simplificada, sua resultante é dada pela Equação 3.3, tendo o centroide de aplicação em  $0,55(h - x)$  distante da linha neutra. Quando comparadas as Equações 3.2 e 3.3, nota-se que a distribuição retangular além de ser simplificada apresenta erro relativo inferior à 2,5%, valor bastante satisfatório para aplicações de dimensionamento. Portanto, a partir deste ponto, a distribuição de tensões de tração no concreto será tratada simplifcadamente como retangular.

$$F_{ft} = 0,83(h - x)b\sigma_{cf0d} \quad (3.2)$$

$$F_{ft} = 0,81(h - x)b\sigma_{cf0d} \quad (3.3)$$

Em que:  $h$  é a altura da viga;  $x$  é a profundidade da linha neutra;  $b$  é a espessura da viga;  $\sigma_{cf,0d}$  é a tensão de projeto da fibra, calculada pela Equação 9.6;

Quanto a resistência de compressão ( $F_{cc}$ ), esta pode ser determinada conforme a Equação 3.4. Já a força aplicada pela cordoalha ou cabo de protensão  $F_{st}$  é obtida conforme a Equação 3.5, que se relaciona diretamente com a lei constitutiva para o aço de protensão.

$$F_{cc} = 0,50bx f_{cd} \quad (3.4)$$

$$F_{st} = A_s \sigma_s \quad (3.5)$$

A partir das Equações 3.2, 3.3, 3.4 e 3.5, pode-se estabelecer o equilíbrio de forças e momentos para a seção transversal retangular, conforme as Equações 3.6 e 3.7, respectivamente. Da compatibilidade de deformações apresentada na Figura 3.2.c, pode-se obter a deformação nas armaduras e concreto (i.e.,  $\epsilon_{st}$  e  $\epsilon_{cc}$ ), conforme a semelhança de triângulos obtida pela Equação 3.8:

$$\Sigma F = 0 = N_{sd} + F_{cc} - F_{ft} - F_{st} \quad (3.6)$$

$$\Sigma M = 0 = +M_{sd} - F_{cc} \cdot (d - x/3) + F_{ft} \cdot (d - 0,45x - 0,55x) \quad (3.7)$$

$$\frac{\epsilon_{cc}}{x} = \frac{\epsilon_{st}}{d - x} \quad (3.8)$$

Assim, será possível a determinação do momento resistente da seção transversal de UHPFRC, bem como a quantidade de armadura de protensão necessária a partir do desenvolvimento realizado acima. Portanto, o problema mecânico se resume em efetuar o equilíbrio de momentos na armadura ativa, sendo que neste ponto deve-se igualar o momento solicitante de cálculo ao resistente, resolver a equação em termos de  $x$  obtendo

a profundidade da linha neutra e domínio da peça (vide Fig. 3.3). Posteriormente, calculam-se os valores de  $F_{cc}$  e  $F_{ft}$ . Por meio de uma lei constitutiva obtém-se a tensão, e conseqüentemente, a força nas armaduras (i.e.  $\sigma_{s,t}$  e  $F_{st}$ ). Após  $\sigma_{s,t}$  e  $F_{st}$  o cálculo de área de armadura de protensão necessária ( $A_{st}$ ) é direto.

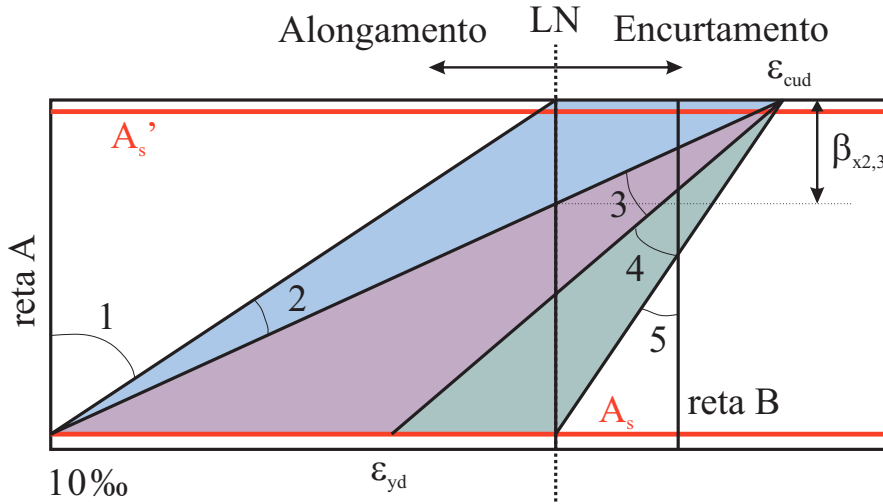


Figura 3.3: Domínios de deformação (Fonte: ABNT NBR 6118:2014, (ABNT, 2014))

Analogamente ao que foi desenvolvido para a seção retangular, o dimensionamento de uma seção I segue o mesmo procedimento supracitado. Neste sentido, a Figura 3.4 apresenta a distribuição das deformações e tensões em uma seção transversal de viga I constituída de UHPFRC, quando atingido o ELU. Cabe salientar, que neste caso, diferentemente da seção transversal retangular, o parâmetro  $b$  varia em relação a profundidade da linha neutra (i.e.,  $b(x)$ ), e portanto, passa a ser considerada esta variação de espessura no cálculo. As Equações 3.9, 3.10 e 3.11 apresentam as relações de equilíbrio e compatibilidade aplicadas para seções I:

$$\int_0^{0,50} x \cdot f_{cd} \cdot b(x) \cdot (d - x/3) \cdot dx - \int_0^{0,81} (h - x) \cdot b(x) \cdot \sigma_{cf0d} \dots \cdot (d - 0,45x - 0,55h) \cdot dx = M_{sd} \quad (3.9)$$

$$F_{st} = N_{sd} + \int_0^{0,50} b(x) \cdot x \cdot f_{cd} \cdot dx - \int_0^{0,5} b(x) \cdot x \cdot f_{cd} \cdot dx \quad (3.10)$$

$$\frac{\epsilon_{cc}}{x} = \frac{\epsilon_{st}}{d - x} \quad (3.11)$$



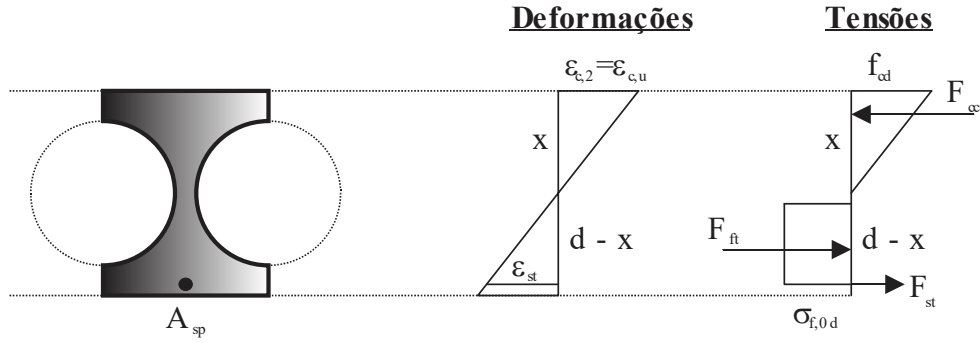


Figura 3.4: Dimensionamento de uma seção I

As validações das equações de dimensionamento ao ELU-F são apresentadas no anexo III do presente trabalho.

### 3.3 Estado limite último de força cortante

A metodologia para se verificar o Estado limite último de cisalhamento (ELU-C), será de acordo com as prescrições da norma da Associação de Engenharia Civil Francesa, que padroniza o cálculo de estruturas de UHPFRC neste país (AFGC, 2013).

Assim, a força máxima de cisalhamento que uma seção transversal suporta ( $V_{Sd,max}$ ), é dado pela Eq. 3.12. Da equação, observa-se a influência de três parcelas à saber:  $V_c$  é a parcela resistente do concreto,  $V_{fd}$  atrelada às fibras e  $V_{sw}$  à armadura transversal.

$$V_{Sd,max} = V_c + V_{fd} + V_{sw} \quad (3.12)$$

A parcela de  $V_c$ , é calculada conforme a Eq. 3.13:

$$V_c = \frac{0,24 \cdot k}{\gamma_c \gamma'_c} \cdot f_{ck}^{2/3} b_w Z \quad (3.13)$$

Em que:  $k$  é fator que leva em conta o estado de tensão na peça, obtido pela Eq. 3.14;  $b_w$  é a largura da alma da seção, no caso da seção I é tomado igual a espessura; e  $Z$  é o quociente entre a inércia bruta e o momento estático (i.e.,  $Z = I/Q$ );  $f_{ck}$  é a resistência característica de compressão do UHPFRC;

$$k = \begin{cases} 3 \frac{\sigma_{cp}}{f_{ck}} & \sigma_{cp} > 0 \\ 0,7 \frac{\sigma_{cp}}{f_{ctk}} & \sigma_{cp} < 0 \end{cases} \quad (3.14)$$

E ainda:  $\sigma_{cp}$  é a tensão pré aplicada na peça de concreto, positiva para compressão (protensão) e negativa para a tração;  $f_{ctk}$  é a resistência à tração do UHPFRC;

A parcela de resistência da fibra, é determinada conforme a Eq. 3.15:

$$V_{fd} = \frac{A_{fv}\sigma_{Rd,f}}{\tan\theta} \quad (3.15)$$

em que:  $A_{fv}$  é a área em que a fibra trabalha no cisalhamento, dada por  $Z.b_w$ ;  $Z$  é o momento estático da seção transversal e  $b_w$  a base da seção transversal que resiste ao cisalhamento;  $\sigma_{Rd,f}$  é a integral do diagrama de tensão abertura de fissuras, até a abertura de fissura máxima ( $w_{max}$ ), conforme a norma francesa e dado conforme a Eq. 3.16;  $K$  é um fator que leva em consideração o efeito parede, geralmente dado por  $K = 1,25$ , segundo [Lim e Hong \(2016\)](#); e  $\theta$  é o ângulo da biela, geralmente entre  $30^\circ$  e  $45^\circ$ .

$$\sigma_{Rd,f} = \frac{1}{K\gamma_f w_{lim}} \int_{w_{lim}} \sigma_f(w).dw \quad (3.16)$$

A AFGC estipula valores de  $w_{max}$  entre 0,1 mm à 0,3 mm. Neste sentido, utilizou-se um valor de  $w_{max} = 0,3$  mm para se integrar o diagrama  $\sigma - w_{lim}$  equivalente obtido pela lei de tensão-deformação proposta por [Krahl, Carrazedo e Debs \(2018\)](#) e obter o valor de  $\sigma_{Rd,f} = 5MPa$ .

Cabe salientar que as vigas I do presente trabalho não contém estribos, e assim, a determinação de  $V_{sw}$  será suprimida, podendo ser obtida na normativa da Associação de Engenheiros Civis Francesa ([AFGC, 2013](#)).

### 3.4 Índice de Ductilidade

Ductilidade é a capacidade do material ou peça se deformar antes da ruptura ([CALLISTER, 2000](#)). Assim, além da resposta força x deslocamento, outro parâmetro importante para a caracterização de medida de desempenho de peças fletidas é a ductilidade. A ductilidade é representada por meio de índices, com valores numéricos adimensionais que visam expressar a capacidade de deformação dos elementos estruturais antes que a ruptura ocorra, de modo a se controlar os parâmetros que possam garantir uma ruptura dúctil garantindo maior segurança aos usuários. O índice de ductilidade em deslocamento  $\mu_\Delta$  é determinado em relação ao deslocamento, conforme a Eq. 3.17 ([SINGH et al., 2017](#)). O índice de ductilidade em relação à curvatura é dado pela Eq. 3.18 ([ZOU, 2003](#)).

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (3.17)$$

$$\mu_{\Phi} = \frac{\Phi_u}{\Phi_y} \quad (3.18)$$

Em que:  $\Delta_u$  é o deslocamento último observado no diagrama de força deslocamento;  $\Delta_y$  é o deslocamento onde se observa o escoamento das armaduras;

Outra forma para se determinar a ductilidade em um processo de ruptura de uma viga é em termos energéticos. Assim, o índice de ductilidade energético proposto por Naaman e Jeong (1995) aborda a ductilidade para um comportamento elasto-plástico perfeito, conforme demonstrado na Fig. 3.5 e cujo índice de ductilidade energético ( $\mu_e$ ) é determinado pela relação entre energia total ( $E_{tot}$ ) e energia elástica ( $E_{el}$ ), conforme a dedução das Eqs. 3.19, 3.20, 3.21, resultando na Eq. 3.22.

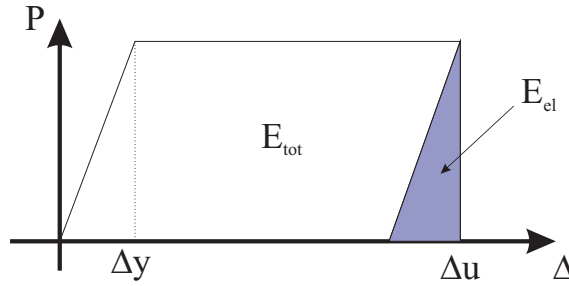


Figura 3.5: Relação entre energia total e elástica Naaman e Jeong (1995)

$$E_{tot} = (\Delta u - \Delta y) P + \frac{P \Delta y}{2} \quad (3.19)$$

$$E_{el} = P^2/K = \frac{P \Delta y}{2} \quad (3.20)$$

$$\frac{E_{tot}}{E_{el}} = \frac{(\Delta u - \Delta y) P}{\frac{P \Delta y}{2}} + \frac{\frac{P \Delta y}{2}}{\frac{P \Delta y}{2}} = \frac{2 \Delta u}{\Delta y} - \frac{2 \Delta y}{\Delta y} + 1 \quad (3.21)$$

$$\frac{\Delta u}{\Delta y} = \mu_e = \frac{1}{2} \left( \frac{E_{tot}}{E_{el}} + 1 \right) \quad (3.22)$$

Em que:  $E_{el}$  é dado por  $E_{el} = P^2/K$ , sendo K a inclinação inicial do diagrama de força deslocamento;  $E_{tot}$  é a energia total dissipada no ensaio de flexão;  $\Delta u$  e  $\Delta y$  são respectivamente a flecha última e flecha onde ocorre a violação do regime elástico;

A Fig. 3.6 apresenta a metodologia para se obter o valor da rigidez K do diagrama de força deslocamento de uma estrutura de concreto armado ou protendido (MOUSA

et al., 2019; WANG; BELARBI, 2011; ZDANOWICZ; KOTYNIA; MARX, 2019), onde  $K$  é a média dos coeficientes angulares  $K_n$ , dado pelos segmentos de reta que compõem o diagrama de força deslocamento de 0 até  $0,75F_{ult}$ , conforme a metodologia adotada por Araújo (2002).

A vantagem do índice de Naaman e Jeong (1995) é a formulação baseada em termos da energia elástica e total. Esta formulação energética é aplicável para vigas protendidas e armadas (ZOU, 2003), e foi amplamente utilizada por muitos autores para avaliação do comportamento de flexão de vigas de concreto armado e protendido (LI, 2018; ZHOU; XIE, 2019; MAGHSOUDI; MAGHSOUDI, 2019). Li (2018) avaliou o comportamento de flexão para vigas de concreto de alta resistência contendo vergalhões de polímero reforçado com fibra de basalto (BFRP) e fibras de aço. Zhou e Xie (2019) avaliaram o comportamento de vigas retangulares pós-tracionadas reforçadas por fibra de carbono (CFRP-UPT). O estudo de Maghsoudi e Maghsoudi (2019) avalia o comportamento numérico e experimental de vigas T protendidas de concreto de alta resistência alto adensável (HSSCC) sujeitas à carregamento de flexão. Os autores demonstram que, para os casos estudados, o índice de ductilidade energético apresenta maior consistência nos resultados quando comparado ao índice de ductilidade em deslocamento. Portanto, o presente trabalho utiliza o índice de ductilidade energético proposto por Naaman e Jeong (1995), para se avaliar a ductilidade das vigas I protendidas numéricas e experimentais.

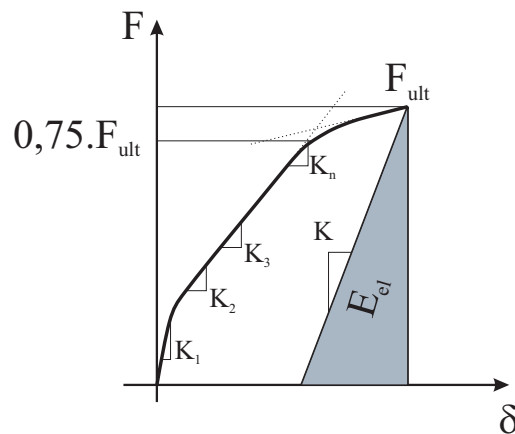


Figura 3.6: Obtenção da rigidez. Fonte: Mousa et al. (2019), Wang e Belarbi (2011) e Zdanowicz, Kotynia e Marx (2019)

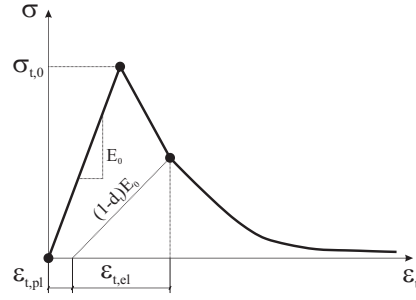
### 3.5 *Concrete damage plasticity (CDP)*

A não linearidade do concreto pode ser tratada por diferentes modelos, por exemplo, modelos de dano elástico não linear, elasto-plástico e dano elasto-plástico. Os modelos de dano elástico não linear e elasto-plástico simulam de forma satisfatória o ramo ascendente da curva tensão deformação do concreto sob carregamento monotônico. No entanto, quando se consideram carregamentos cíclicos, estes não são capazes de prever com exatidão o comportamento do material, que apresenta simultaneamente acúmulo de deformações plásticas e degradação do módulo de elasticidade.

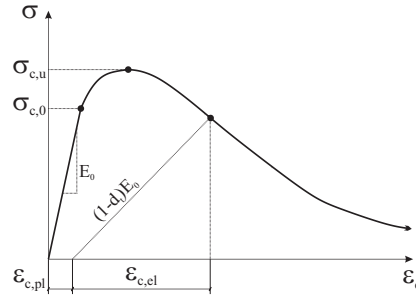
Uma alternativa capaz de representar este comportamento é o modelo de dano elasto-plástico. Dos modelos de dano elasto-plástico destaca-se o *Concrete Damage Plasticity* (CDP), que descreve simultaneamente os processos irreversíveis de deformação plástica e a diminuição da rigidez (danos) no concreto, agregando hipóteses da mecânica do dano acoplado à plasticidade (GRASSL; JIRÁSEK, 2006; LUBLINER et al., 1989; LEE; FENVES, 1998).

O CDP admite dois mecanismos de falha à saber: (i) Ruptura de tração e (ii) Esmagamento na compressão. Fissuras e microfissuras são representadas macroscopicamente como um amolecimento no diagrama de tensão-deformação. A degradação da rigidez das propriedades elásticas é caracterizada por duas variáveis de dano a saber:  $d_t$  que é o dano de tração e  $d_c$ , que é o dano de compressão. Nesta abordagem, o comportamento do concreto é considerado como independente das armaduras.

A Figura 3.7a apresenta o comportamento de tração típico do CDP. Já a Figura 3.7b apresenta a resposta de compressão uniaxial aplicável ao CDP.



(a) Comportamento de Tração



(b) Comportamento de compressão

Figura 3.7: Lei constitutiva do CDP

Em que:  $\epsilon_{t,pl}$  e  $\epsilon_{c,pl}$  são respectivamente as deformações plásticas na tração e compressão;  $\epsilon_{t,el}$  e  $\epsilon_{c,el}$  são as deformações elásticas na compressão e tração;  $E_0$  é o módulo de elasticidade inicial;  $d$  é o índice de dano;  $\sigma_t$  é a máxima tensão de tração no limite elástico;  $\sigma_{c,0}$  é o limite de elasticidade na compressão uniaxial;  $\sigma_{c,u}$  é a máxima tensão de compressão uniaxial.

Cabe salientar que a hipótese de equivalência em deformações pode ser escrita conforme a Eq. 3.23. Além disso, a deformação inelástica ( $\epsilon_{in}$ ) é composta por parcela plástica ( $\epsilon_{pl}$ ) e de dano ( $\epsilon_{dan}$ ), conforme a Eq. 3.24. A deformação plástica é segundo a Eq. 3.25:

$$\epsilon = \epsilon_{el} + \epsilon_{in} \quad (3.23)$$

$$\epsilon_{in} = \epsilon_{pl} + \epsilon_{dan} \quad (3.24)$$

$$\epsilon_{pl} = \epsilon_{in} - \frac{d}{(1-d)} \frac{\sigma}{E_0} \quad (3.25)$$

Em que:  $d$  é o índice de dano ( $d_t$  ou  $d_c$ );  $\epsilon$  é a deformação total;  $\epsilon_{pl}$  são as deformações

plásticas;  $E_0$  é o módulo de elasticidade intacto do concreto.  $\epsilon_{el}$  são as deformações elásticas;  $\epsilon_{in}$  são as deformações inelásticas;  $\sigma$  é a tensão do concreto, seja na compressão ou tração;

Posteriormente, pode-se estabelecer a lei constitutiva que correlaciona o tensor de tensão generalizada de Cauchy ( $\sigma$ ) e as deformações plásticas ( $\epsilon_{pl}$ ), de acordo com a Eq. 3.26: .

$$\sigma = (1 - d)E_0 : (\epsilon - \epsilon_{pl}) = E_{el} : (\epsilon - \epsilon_{pl}) \quad (3.26)$$

Em que:  $E_{el}$  é o módulo de elasticidade danificado, dado por:  $E_{el} = (1 - d)E_0$ ;

O modelo de plasticidade é composto pelo potencial plástico e pela superfície de plastificação. O potencial de plastificação assume um fluxo não associativo. A lei de fluxo é associativa quando o potencial plástico é coincidente com a função de plastificação, e é não-associativa no caso contrário. O potencial plástico  $G$  usado para este modelo é a função hiperbólica [Drucker e Prager \(1952\)](#), conforme a Eq. 3.27:

:

$$G = \sqrt{(m\sigma_{t0}\tan\Psi)^2 + \bar{q}^2} - \bar{p}\tan\Psi - f_c \quad (3.27)$$

Em que:  $\Psi$  é o ângulo de dilatação medido no plano meridional;  $\sigma_{t0}$  é a tensão de tração no estado uniaxial;  $m$  é a excentricidade, que define o quanto a função se aproxima da assíntota (valor padrão 0.1);  $\bar{p}$  é a tensão hidrostática;  $\bar{q}$  é a tensão efetiva de Mises;  $f_c$  é a resistência uniaxial de tração ou de compressão do concreto.

A função de plasticidade do CDP foi desenvolvida por Lubliner et. al ([LEE; FENVES, 1998](#); [LUBLINER et al., 1989](#)), e é de acordo com a Eq. 3.28:

$$f(\bar{\sigma}, \kappa) = \frac{1}{1 - \alpha} [\bar{q} - 3\alpha\bar{p} + \beta(\tilde{\epsilon}^p) \langle \hat{\bar{\sigma}}_{max} \rangle - \gamma \langle -\hat{\bar{\sigma}}_{max} \rangle] - \bar{\sigma}_c(\tilde{\epsilon}^p) = 0 \quad (3.28)$$

Em que:  $\bar{q} = \sqrt{3/2.S} : \bar{S}$  :  $\bar{S}$  é a tensão efetiva equivalente de Von Mises;  $\bar{p} = -1/3\bar{\sigma} : I$  é o tensor de tensão hidrostático; e  $\bar{\sigma}_c$  é a tensão inicial de escoamento na compressão.

A tensão  $\hat{\bar{\sigma}}_{max}$  é algebricamente o maior autovetor do tensor de tensão e  $\kappa$  representa as variáveis de dano que são diferentes na tração e compressão (i.e.,  $d_t$  ou  $d_c$ ). Os parâmetros adimensionais  $\alpha, \beta$  e  $\gamma$  são constantes que dependem de resultados experimentais.

Estes parâmetros são ativados pela função de resistência, de acordo com o operador das condições de Macaulay, i.e.,  $\langle x \rangle = (|x| + x)/2$ . Em que:

$$\langle \hat{\sigma}_{max} \rangle = \begin{cases} \hat{\sigma}_{max} & \text{se } \hat{\sigma}_{max} \geq 0, \beta \text{ é introduzido} \\ 0 & \text{se } \hat{\sigma}_{max} < 0 \end{cases} \quad (3.29)$$

$$\langle -\hat{\sigma}_{max} \rangle = \begin{cases} \hat{\sigma}_{max} & \text{se } \hat{\sigma}_{max} \leq 0, \gamma \text{ é introduzido} \\ 0 & \text{se } \hat{\sigma}_{max} > 0 \end{cases} \quad (3.30)$$

O parâmetro  $\beta$  é baseado na lei de encruamento/amolecimento de [Lee e Fenves \(1998\)](#), de acordo com a Eq. 3.31:

$$\beta(\tilde{\epsilon}_c^p) = (1 - \alpha) \frac{f_{c0}(\tilde{\epsilon}_c^p)}{f_t(\tilde{\epsilon}_c^p)} - (1 + \alpha) \quad (3.31)$$

A Equação 3.32 apresenta o parâmetro  $\alpha$ , que é obtido entre a relação da tensão de escoamento uniaxial e biaxial, de acordo com a Eq. 3.32:

$$\alpha = \frac{f_{bc0}/f_{c0} - 1}{2f_{bc0}/f_{c0} - 1} \quad (3.32)$$

A Eq. 3.33 determina o parâmetro  $\gamma$ , que depende de  $K_c$ , uma constante que governa o espaçamento entre os meridianos de compressão e tração e a superfície de ruptura do plano desviatório. Os valores limites para  $K_c$  estão entre 0,5 e 1.

$$\gamma = \frac{3(1 - K_c)}{2K_c - 1} \quad (3.33)$$

A regra de fluxo plástico de Prandl-Reuss determina a relação entre a direção da deformação plástica e a taxa de deformação plástica, de acordo com a Eq. 3.34:

$$\epsilon_{ij}^p = \lambda \frac{\delta G}{\delta \sigma_{ij}} \quad (3.34)$$

Em que:  $\lambda$  é o multiplicador plástico; e  $G$  é a função de Drucker-Prager, adotada para a representação da evolução do potencial plástico.

Os valores de  $f_c$  e  $f_t$  são as resistências uniaxiais de tração e compressão do concreto, respectivamente. A função de potencial plástica é comumente representada no plano p-q,



onde  $p$  é o plano de tensão hidrostática e  $q$  é a tensão equivalente de Von Mises.

Sobre a aplicação do CDP ao UHPFRC, podem ser citados os trabalhos de [Graybeal \(2008\)](#) e [Singh et al. \(2017\)](#), que representaram com sucesso o comportamento de vigas protendidas e armadas de UHPFRC submetidas a carregamento monotônico. Por sua vez, [Krahl, Carrazedo e Debs \(2018\)](#) indicam os valores de  $\Psi$ ,  $m$ ,  $f_{c,0}/f_{b,c0}$  e  $K_c$ , conforme a Tabela 3.1:

Tabela 3.1: Parâmetros de plasticidade

Parâmetro	Valor
$\Psi$	55
$m$	0,1
$f_{c,0}/f_{b,c0}$	1,07
$K_c$	0,666

### 3.6 Modelo constitutivo para o UHPFRC

O modelo constitutivo de tração utilizado para representar o comportamento do UHPFRC foi desenvolvido por [Krahl, Carrazedo e Debs \(2018\)](#), utilizado para se analisar a instabilidade de içamento para vigas de UHPFRC. Portanto, a lei constitutiva de [Krahl, Carrazedo e Debs \(2018\)](#) é conforme a Fig. 3.8 e Eq. 3.35:

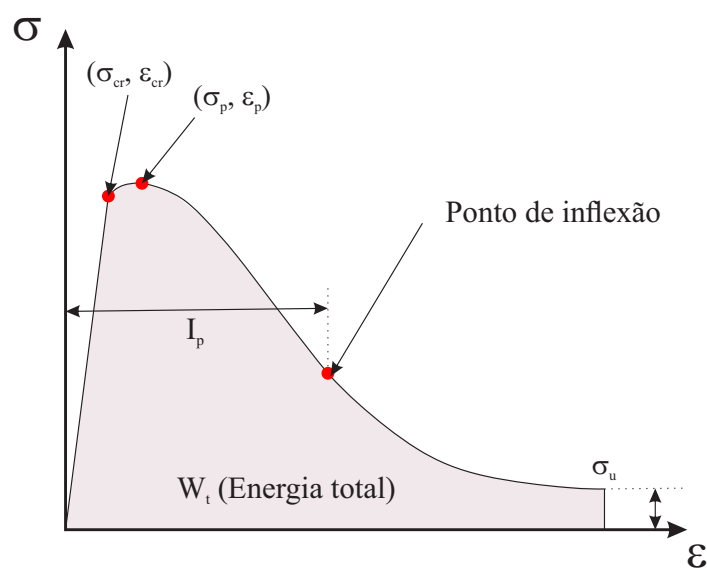


Figura 3.8: Lei constitutiva analítica para o UHPFRC

$$\sigma_t(\epsilon) = \frac{W_t}{I_p \sqrt{\pi/2}} e^{-\frac{2(\epsilon - \epsilon_{pico})}{I_p^2}} \quad (3.35)$$

Em que:  $W_t$  é a energia de deformação;  $I_p$  é a deformação de inflexão;  $\epsilon$  é a deformação total;  $\epsilon_{pico}$  é a deformação observada no pico;

Por sua vez, para o comportamento de compressão do UHPFRC foi utilizado o modelo de [Carreira e Chu \(1985\)](#), apresentado conforme as Eqs. 3.36 e 3.37. Cabe salientar que o modelo proposto por [Carreira e Chu \(1985\)](#) foi utilizado com sucesso nas análises de instabilidade de vigas esbeltas de UHPFRC ([KRAHL; CARRAZEDO; DEBS, 2018](#)).

$$\sigma = \sigma_0 \left[ \frac{k_1 \beta \frac{\epsilon}{\epsilon_0}}{k_1 \beta - 1 + \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_0}\right)^{k_2 \beta}} \right] \quad (3.36)$$

$$\beta = \frac{1}{1 - \frac{\sigma_0}{\epsilon_0 E_{c0}}} \quad (3.37)$$

A escolha da lei de dano deve levar em conta o tipo de concreto. Uma lei clássica de evolução do dano na tração e compressão (i.e.,  $d_t$  e  $d_c$ ) é conforme a metodologia proposta por [Birtel e Mark \(2006\)](#), Equações 3.38 e 3.39:

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t E_c^{-1}}{\epsilon_t^{pl} (1/b_t - 1) + \sigma_t E_c^{-1}} \quad (3.38)$$

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c E_c^{-1}}{\epsilon_c^{pl} (1/b_c - 1) + \sigma_c E_c^{-1}} \quad (3.39)$$

Em que:  $\sigma_c$  e  $\sigma_t$  são as tensões de compressão e tração no concreto;  $b_c$  e  $b_t$  são parâmetros de calibração entre 0 e 1, onde trata-se da relação proporcional entre as deformações inelásticas e plásticas, i.e.,  $b_t = \frac{\epsilon_t^{pl}}{\epsilon_t^{in}}$  e  $b_c = \frac{\epsilon_c^{pl}}{\epsilon_c^{in}}$ ;  $E_c$  é o módulo de elasticidade do material intacto;

Por sua vez, Yang et. al ([YANG; KIM, 2012](#); [YANG; JOH; KIM, 2010](#)) propõem uma lei de dano simplificada para a tração do UHPFRC submetido a carregamento monotônico (Eq. 3.40):

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_i}{f_{ct}} \quad (3.40)$$

Em que:  $\sigma_i$  é a tensão de tração no pós pico;  $f_{ct}$  é a tensão de pico de tração;

### **3.7 Considerações finais**

Nesta seção, foram abordados os conceitos para projeto e simulação numérica de seções protendidas de UHPFRC. Os conceitos abordados nesta seção serão amplamente aplicados nos subsequentes capítulos [5](#), e [8](#).



# Capítulo 4

## Caracterização experimental do UHPFRC

Nesta seção, serão apresentados os procedimentos de produção de corpos de prova de UHPFRC e os ensaios de caracterização para o material utilizado na pesquisa. Cabe salientar que os resultados apresentados nesta seção foram obtidos no esforço de pesquisa conjunto com [Krahl \(2018\)](#), onde objetivou-se a caracterização extensiva do comportamento do UHPFRC em situações intactas e danificadas ([GIDRÃO; KRAHL; CARRAZEDO, 2018](#); [KRAHL; GIDRÃO; CARRAZEDO, 2018b,a, 2019](#); [GIDRÃO; KRAHL; CARRAZEDO, 2020](#)), utilizando para tanto ensaios mecânicos tradicionais e não destrutivos. Ao final do capítulo, uma discussão baseada em microscopia eletrônica de varredura (MEV) é efetuada.

A identificação do dano por ensaios não destrutivos se faz necessária, pois ensaios similares serão (i.e., dinâmico de impacto e ultrassonografia) aplicados para as análises entre ciclos efetuadas nas vigas protendidas em escala real (capítulos 5 e 7).

### 4.1 Metodologia

Esta seção trata da metodologia utilizada para obter resultados experimentais de caracterização de corpos de prova prismáticos e cilíndricos de UHPFRC, submetidos à carregamento de flexão e compressão uniaxial.

#### 4.1.1 Proporções de materiais, processo de moldagem e cura

O UHPFRC foi misturado com consumo de  $768 \text{ kg/m}^3$  de cimento Portland tipo CPV ARI,  $192 \text{ kg/m}^3$  de sílica ativa (superfície específica de  $20000 \text{ m}^2/\text{kg}$  e densidade de  $2220 \text{ kg/m}^3$ ),  $844 \text{ kg/m}^3$  de areia fina com granulometria menor que  $0,42 \text{ mm}$ ,  $384 \text{ kg/m}^3$

de pó de quartzo (densidade de  $2670 \text{ kg/m}^3$ ),  $69 \text{ kg/m}^3$  de superplastificante à base de policarboxilato (ADVA - 585, com densidade de  $1060 \text{ kg/m}^3$ ) e  $154 \text{ kg/m}^3$  de água. A Figura 4.1 apresenta a distribuição granulométrica dos constituintes da mistura:

As figuras 4.2.a, b e c e d apresentam as partículas de cimento, sílica ativa, areia e pó de quartzo, respectivamente. A forma das partículas influencia a trabalhabilidade da mistura fresca e, conseqüentemente, a densificação e homogeneidade da matriz endurecida. Na Figura 4.2, pode-se observar que a sílica ativa e a areia fina são as partículas que mais contribuem para a fluidez da mistura devido à sua forma arredondada.

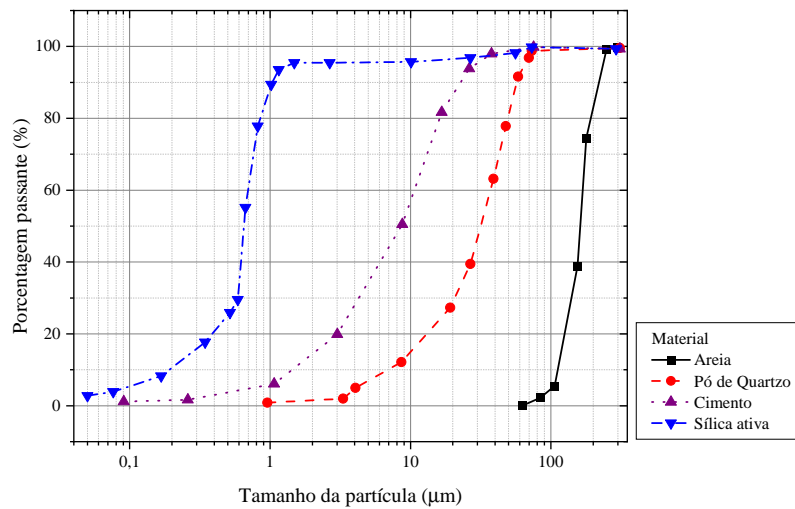


Figura 4.1: Distribuição granulométrica do UHPFRC

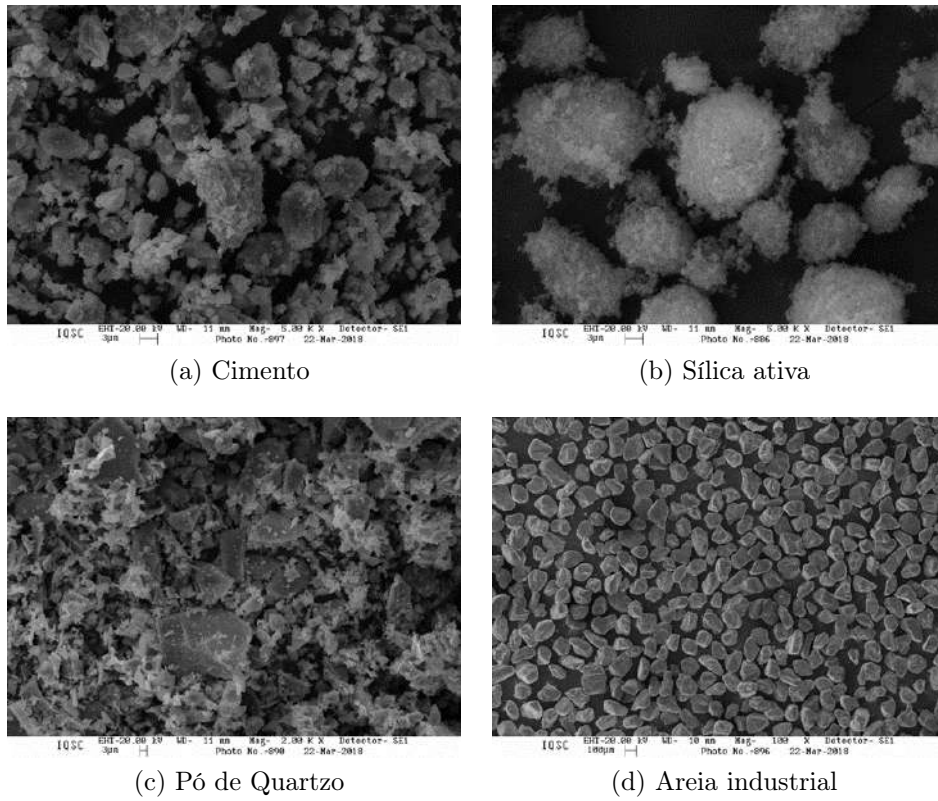


Figura 4.2: Tamanho das partículas

A Figura 4.3 mostra os resultados de uma análise da Espectroscopia de Energia Dispersiva, utilizada para determinar os constituintes da fibra. A análise detectou 66,2% de ferro (Fe), 22,05% de cobre (Cu) e 11,80% de zinco (Zn).

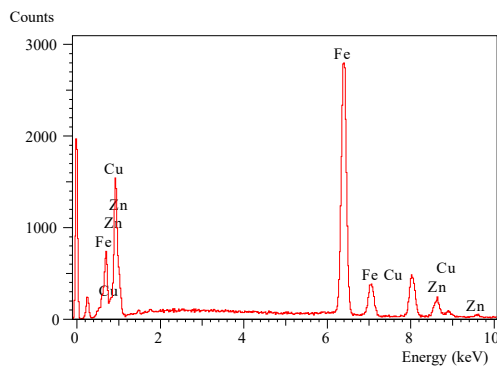


Figura 4.3: Composição química das fibras metálicas

Cinco volumes de fibra diferentes (i.e., 1%, 1,5%, 2%, 2,5% e 3%) foram considerados para a produção de UHPFRC. Foram utilizadas fibras de aço revestidas de cobre com 13 mm de comprimento e 0,2 mm de diâmetro. As fibras têm uma resistência à tração de 2850 MPa e módulo de elasticidade de 200 GPa, parâmetros estes fornecidos pelo fabricante. A Figura 4.4.a e b apresenta a microscopia eletrônica de varredura (MEV) de uma extremidade da fibra e uma vista mais próxima de sua superfície.

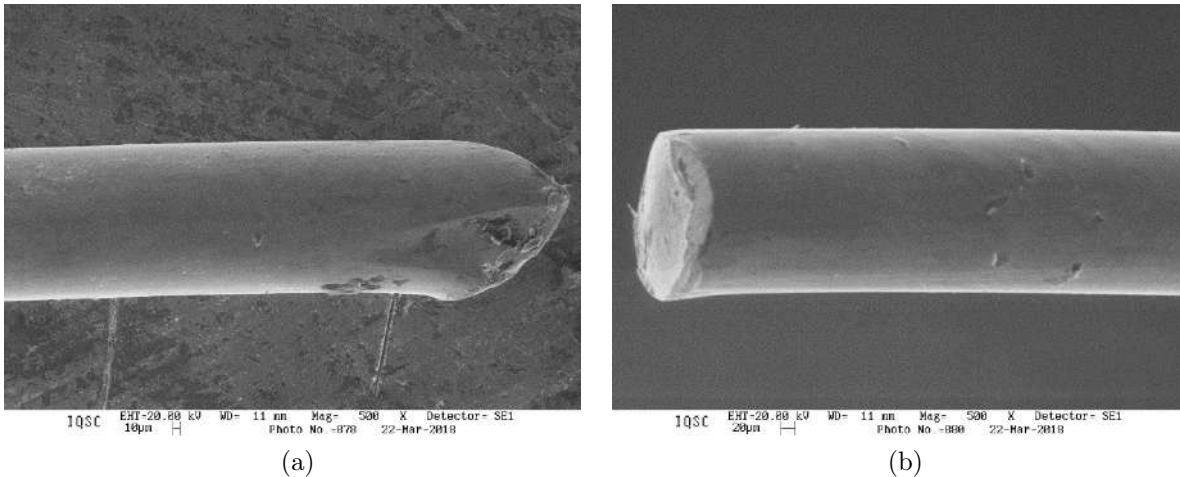


Figura 4.4: MEV da fibra

A camada de cobre sobre a fibra melhora a interação entre a fibra-matriz, aumentando a rugosidade da superfície e, conseqüentemente, as tensões de atrito que aparecem com o aumento de tensão na matriz. A interação fibra-matriz tem uma influência fundamental na formação de fissuras, e conseqüentemente nas propriedades estudadas.

A produção do UHPFRC neste trabalho foi realizada considerando o seguinte procedimento:

1. Inicialmente todos os componentes secos, exceto as fibras, foram misturados por três minutos em um misturador de alta energia (argamassadeira) até que uma mistura homogênea fosse obtida;
2. Em seguida, água e superplastificante foram adicionados e o concreto foi misturado por mais dez minutos para obter a trabalhabilidade desejada.
3. Foram incluídas fibras de aço e o concreto foi misturado por mais cinco minutos para obter uma distribuição homogênea das fibras.
4. Efetuou-se a moldagem uma mesa vibratória para melhorar a densificação.



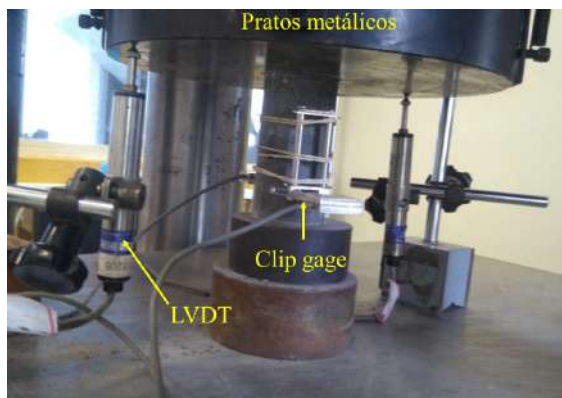
5. Após 1 dia do processo de moldagem, todas as amostras são retiradas das formas e armazenadas em câmara úmida por 28 dias.

Nove amostras cilíndricas de dimensão 50 mm x 100 mm foram moldadas para cada volume de fibra, destas, seis foram testadas na taxa de deformação quase-estática monotônica e três foram submetidos à evolução dos danos.

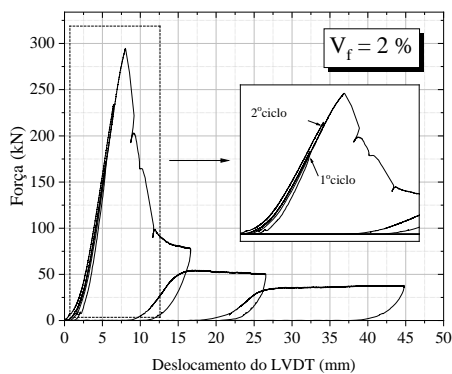
Além disso, quatro prismas com dimensões de 40 mm x 40 mm x 160 mm com volume de fibra constante de 2% foram moldados com objetivo de avaliação do comportamento à flexão de 3 pontos. Optou-se por utilizar somente o valor de 2% para esta análise devido ao número reduzidos de formas 40 mm x 40 mm x 160 mm existentes no laboratório (apenas 6).

#### 4.1.2 Carregamento uniaxial

Os testes de compressão foram realizados nos corpos de prova cilíndricos com diâmetro de 50 mm e comprimento de 100 mm. Desta etapa, obtiveram-se o módulo de elasticidade tangente inicial, resistência à compressão, tenacidade e resistência residual. O teste foi realizado sob controle de deslocamento em uma máquina servo-hidráulica universal com capacidade de carga máxima de 1500 kN e controle de deslocamento em taxa de 0,001 mm/s. Dois transformadores diferenciais variáveis lineares axiais (LVDTs) e dois medidores de clipe (*clipgauge*) foram usados para medir o deslocamento. Os LVDTs mediram o deslocamento entre as placas de aço na situação pós pico (comprimento de bitola de 100 mm) e os *clipgauge* mediram a deformação em 50 mm das amostras no ramo pré pico, conforme mostrado na Figura 4.5a. O deslocamento foi aplicado a uma taxa de 0,005 mm/s nos testes monotônicos e cíclicos. A Figura 4.5b apresenta os valores típicos de força deslocamento usados para induzir o dano em amostras com  $V_f = 2\%$ . A etapa de descarga foi realizada após o atingimento de valores preestabelecidos de deslocamento de 5 mm, 7,5 mm para o ramo que antecede o pré-pico e 25 mm e 45 mm para o ramo pós-pico. Ao final de cada ciclo de carregamento, as amostras eram descarregadas e removidas da máquina de teste para se realizar os ensaios não destrutivos de ultrassom e ensaio acústico. A fim de não se danificar os *clipgages*, estes foram retirados no último ciclo pré pico.



(a) Esquema para ensaio

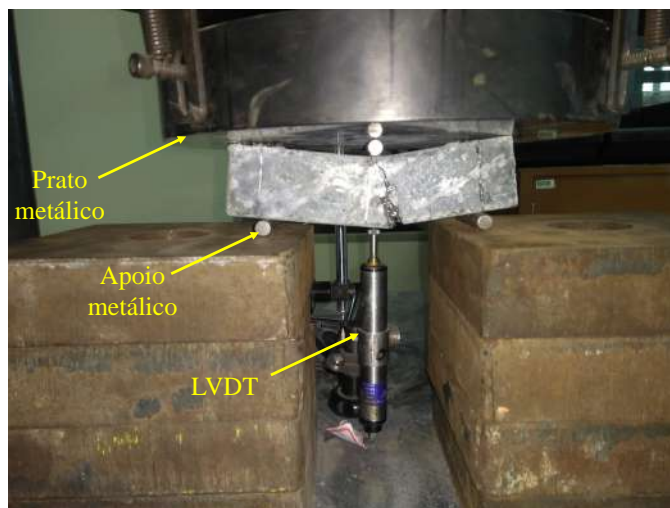


(b) Força deslocamento característico

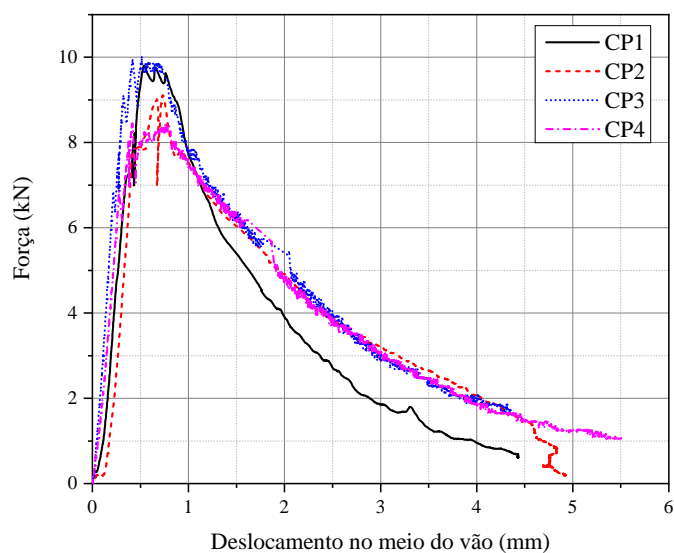
Figura 4.5: Ensaio de compressão simples para uma amostra de  $V_f = 2\%$

### 4.1.3 Ensaio de flexão a três pontos

As amostras prismáticas com  $V_f = 2$  foram submetidas a ensaio de flexão monotônica em 3 pontos conforme a Fig. 4.6a, na mesma prensa utilizada no ensaio de compressão uniaxial (item 4.1.2). Um sensor LVDT foi posicionado no meio do vão da amostra para obter os valores de deslocamento em relação à carga aplicada no prisma, A Fig. 4.6b apresenta o diagrama de força deslocamento das quatro amostras ensaiadas. Deste ensaio, obteve-se a resistência à flexão e tenacidade do UHPFRC.



(a) Esquema de ensaio de flexão em 3 pontos



(b) Curva força x deslocamento do ensaio de 3 pontos

Figura 4.6: Ensaio de flexão em três pontos

#### 4.1.4 Ensaio Acústico

Os testes acústicos (Figura 4.7a) foram utilizados para se determinar o módulo de elasticidade dinâmico, índices de danos e a taxa de amortecimento interno do material, para cada ciclo de carga. O procedimento de teste é estabelecido pelas normas ASTM C215-02 (2003) e ASTM E1876-01 (2001) (ASTM, 2001, 2019), que consiste em usar um martelo de impacto para impor uma excitação manual de curta duração nas amostras

de UHPFRC. Um microfone unidimensional captura a amplitude da resposta acústica no domínio do tempo e por meio de uma placa de som interna de um notebook comum o sinal acústico é digitalizado à uma taxa de aquisição de 96 kHz. Em seguida, esse sinal é processado pelo software (SONELASTIC®). O software usa um bloco de 1024 pontos e multiplica o sinal por uma janela *zero-pad* e, em seguida, é preenchido com zeros para obter um vetor de 8192 pontos. Através de uma *Fast Fourier Transform* (FFT, ou transformada rápida de Fourier), o sinal no domínio do tempo pode ser transformado no domínio da frequência. A partir desta análise, os picos de frequência natural são obtidos. Quando a amostra é excitada por um impacto excêntrico, a caracterização dos picos de frequência e modos de vibração é semelhante à Figura 4.7b:

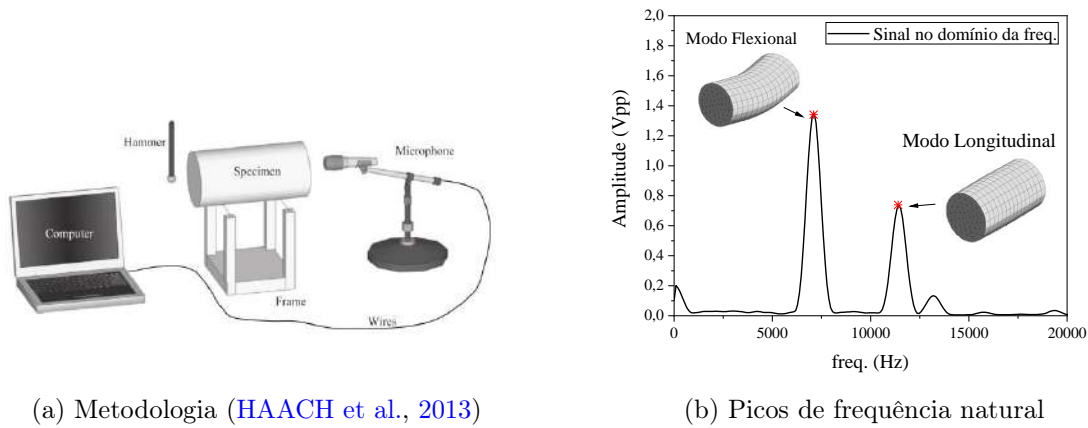


Figura 4.7: Ensaio acústico

De acordo com a ASTM C215-02 (2003)(ASTM, 2019), para amostras cilíndricas de concreto, o módulo elástico dinâmico ( $E_d$ ) pode ser obtido pelo primeiro modo longitudinal (Eq. 4.1 e 4.2) e pelo primeiro modo de vibração flexional (Eq. 4.3 e 4.4):

$$E_{d,l} = DM(f_{1,l})^2 \quad (4.1)$$

$$D = 5,093 \frac{L}{d^2} \quad (4.2)$$

$$E_{d,f} = CM(f_{1,f})^2 \quad (4.3)$$

$$C = 1,6067 \frac{L^3 T}{d^4} \quad (4.4)$$

Em que:  $M$  é a massa da amostra (em quilogramas),  $L$  e  $d$  são o comprimento e o diâmetro da amostra (em metros), respectivamente,  $f_{,1,L}$ , é a frequência fundamental do modo de vibração longitudinal (Hz);  $f_{,1,F}$ , é a frequência fundamental do modo de vibração de flexão (Hz); e  $T$  é um fator de correção derivado do estudo de Pickett (1945), apresentado pela Eq. 4.5:

$$T = 1 + 4,939(1 + 0,0752\mu + 0,8109\mu^2) \left(\frac{d}{L}\right)^2 - 0,4833 \left(\frac{d}{L}\right)^4 - \dots \left[ \frac{4,691(1 + 0,2023\mu + 2,173\mu^2) \left(\frac{d}{L}\right)^4}{1,000 + 4,754(1 + 0,1408\mu + 1,536\mu^2) \left(\frac{d}{L}\right)^2} \right] \quad (4.5)$$

Onde  $\mu$  é a razão de Poisson, assumida como 0,20, conforme a ABNT NBR 6118:2014 ABNT (2014).

Ao final de cada  $i$ -ésimo ciclo de carregamento e descarregamento estático, o módulo de elasticidade dinâmico foi utilizado para calcular o índice de danos  $D_i$ , obtido conforme a Eq. 4.6:

$$D_i = 1 - \frac{E_i}{E_0} \quad (4.6)$$

Em que:  $E_0$  é o módulo de elasticidade dinâmico do corpo de prova intacto;

A seguir, para cada pico de frequência natural, o software ajusta curvas únicas que representam a evolução da amplitude de cada frequência registrada na matriz de frequência e tempo e calcula a taxa de amortecimento interno  $\xi$  através da Eq.4.7 (consulte também a Figura 4.8). O ajuste da curva é realizado com a equação de Levenberg-Marquardt (PEREIRA; OTANI et al., 2011; PEREIRA; MUSOLINO et al., 2012; PEREIRA; VENET et al., 2010; PEREIRA; FORTES et al., 2010), um método numérico que seleciona uma região priorizada ajustando a função de amplitude por meio de parâmetros experimentais.

A partir de cada pico de amplitude, também é possível calcular o fator  $Q$ . Dessa maneira, esse parâmetro é definido pela razão entre o pico da frequência de ressonância  $f$  e as frequências da largura de banda ( $f_b$  e  $f_a$ ), correspondendo a uma redução de 50% da energia da vibração (Eq. 4.8). A razão de amortecimento interno foi obtida para os picos de frequência flexional e longitudinal, e o fator  $Q$  foi determinado sempre para a maior amplitude do sinal.

$$\xi = \frac{1}{2\pi m} \ln \left( \frac{x_n}{x_{n+m}} \right) \quad (4.7)$$

$$Q = \frac{f}{f_a - f_b} \quad (4.8)$$

Em que:  $x_n$  e  $x_{n+m}$  são as amplitudes consecutivas consideradas na análise do sinal, como mostra a Figura 4.8;  $m$  é o número de picos entre as amplitudes sucessivas.

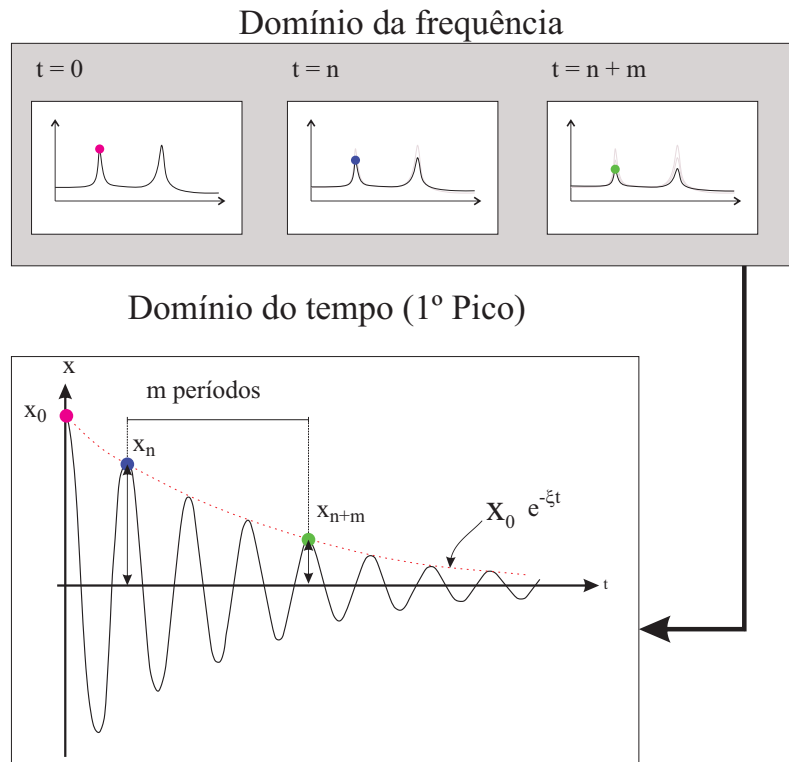


Figura 4.8: Determinação do amortecimento interno do material

#### 4.1.5 Ensaio Ultrassônico

Foram realizados testes ultrassônicos (Fig. 4.9) no UHPFRC para determinar a evolução de dano ao longo dos ciclos mecânicos. O método de transmissão direta foi aplicado de acordo com ACI 228.2R-98 (ACI, 1998). Utilizou-se um gel médico para a transmissão da onda ultrassônica, onde este ajudou no acoplamento acústico entre o transdutor e as amostras cilíndricas. Em seguida, a velocidade do pulso ultrassônico foi medida posicionando os transdutores nas faces planas opostas da amostra cilíndrica. As ondas longitudinais têm uma frequência de emissão de 54 kHz. O equipamento fornecido pela Proceq<sup>®</sup> mede o tempo  $t$  que a onda leva para passar pela amostra cilíndrica. A Figura 4.10 apresenta um resultado típico da medição ultrassônica. O dano foi calculado conforme a Eq. 4.9.



Figura 4.9: Equipamento de ultrassom

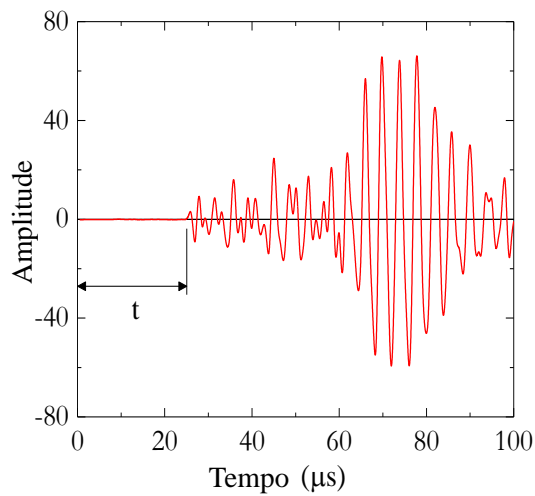


Figura 4.10: Sinal característico do Ultrassom

$$d_{us} = 1 - \frac{v_p^2}{v_{p0}^2} \quad (4.9)$$

Em que:  $V_p$  é a onda primária do ultrassom no  $i$ -ésimo ciclo de dano; e  $V_{p,0}$  é a onda do ultrassom quando o UHPFRC estava intacto.

#### 4.1.6 Microscopia

Após os testes mecânicos e não destrutivos, os cilindros de UHPFRC foram cortados ao meio, formando dois semicilindros. Na face plana resultante, as macrofissuras causadas pelo carregamento compressivo podem ser visualizadas. Em seguida, foram realizados outros cortes para isolar a face principal de fissuração. Finalmente, extrai-se uma geometria aproximadamente cúbica que representa a face de ruptura, com dimensões entre 1 cm e

2 cm utilizada nas análises de microscópio de varredura eletrônica (MEV). As amostras foram lavadas com água e depois submetidas a jato de ar para eliminar o material solto.

Antes do teste, um filme de ouro de 6 nm é depositado na superfície da fratura tornando-a eletricamente condutora e possibilitando a digitalização da microestrutura pelo feixe de elétrons. A Fig. 4.11 apresenta a posição em que as amostras foram retiradas para o procedimento de MEV:

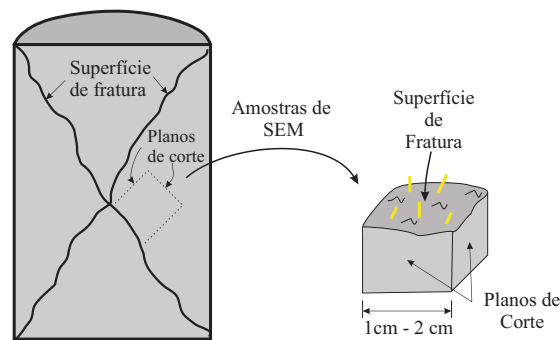


Figura 4.11: Extração das amostras para visualização em MEV

## 4.2 Resultados dos ensaios de caracterização de corpos de prova

Esta seção trata dos resultados de propriedades mecânicas obtidas nos ensaios com corpos de prova cilíndricos e prismáticos.

### 4.2.1 Propriedades mecânicas

Os *box plots* apresentados na Figura 4.12 demonstram as principais características uniaxiais do UHPFRC e sua variabilidade em função do volume da fibra de aço. A Figura 4.12.a mostra os valores de resistência uniaxial à compressão, em função ao volume de fibras. A Figura 4.12.b apresenta a tenacidade de compressão ( $T_c$ ) do UHPFRC, calculada conforme a Eq. 4.10, sendo  $T_c$  correspondente à área abaixo da curva tensão deformação entre os valores de deformação de 0 e 0,035. A Figura 4.12.c apresenta a tensão residual em relação ao teor de fibras. Neste trabalho, a tensão residual é considerada como o nível de tensão pós pico correspondente ao nível de deformação de  $\epsilon_{res} = 5\epsilon_{pico}$ , conforme o

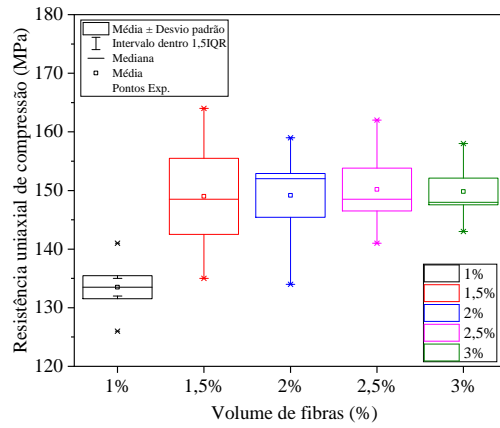


critério apresentado em (KRAHL; GIDRÃO; CARRAZEDO, 2019) Cabe salientar que o quadro dos *box plots* representa a zona interquartil (i.e., IQR, intervalo entre o primeiro e terceiro quartis), enquanto que os seguimentos de reta inferior e superior demonstram os limites da variável (dado por média + 1,5IQR). Além disso, a linha horizontal representa a mediana e o quadrado a média.

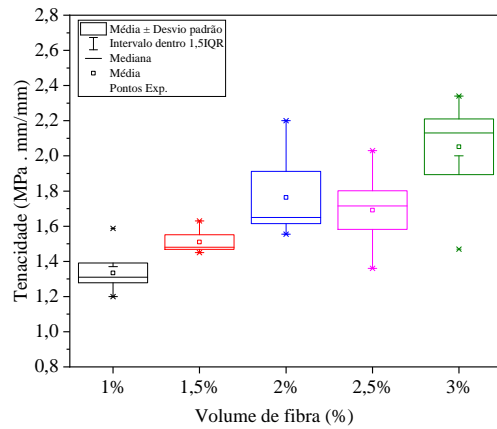
Como pode ser visto na Figura 4.12, o aumento no teor de fibras teve um resultado positivo para o efeito na resistência à compressão, tenacidade e tensão residual. Comparando, por exemplo, o UHPFRC com  $V_f = 1,5\%$  e  $V_f = 3\%$ , pode-se observar que houve melhoria em 10%, 30% e 20% para as propriedades de pico de tensão, tenacidade e tensão residual, respectivamente. Além disso, para todas as propriedades, há um aumento significativo na variabilidade em função do teor de fibra de aço, e esse comportamento pode ser explicado pela provável orientação da fibra durante a moldagem e a diminuição da trabalhabilidade em função do teor de fibra.

A Tabela 1 apresenta o módulo estático de elasticidade que foi determinado através de medições dos *clipgages* entre níveis de tensão de 0% e 40% da força final, conforme recomendado pela ASTM C469 (2014) (ASTM, 2014). Nota-se que o valor está contido em um intervalo de 39,59 GPa - 42,55 GPa, não havendo grande influência do volume de fibras.

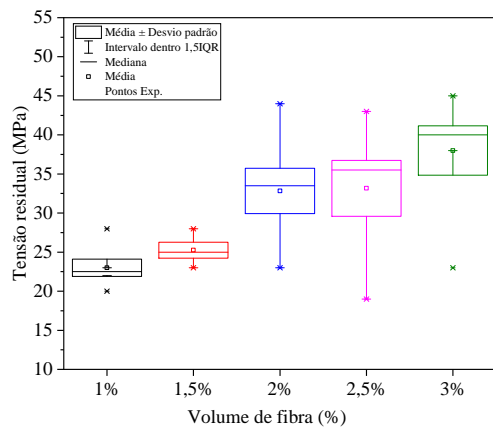
$$T_c = \int_0^{\epsilon=3,5\%_o} \sigma.d\epsilon \quad (4.10)$$



(a) Resistência a compressão uniaxial aos 28 dias



(b) Tenacidade aos 28 dias



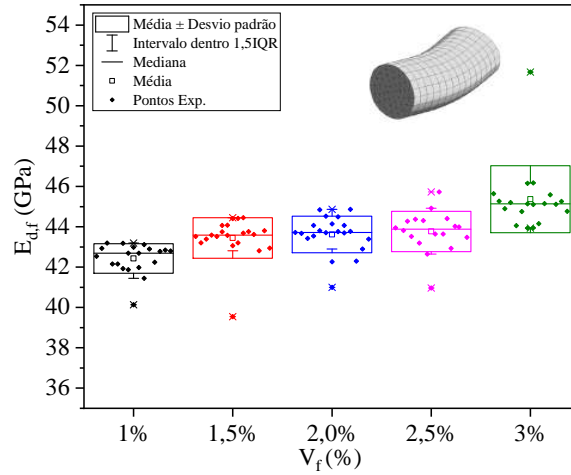
(c) Tensão residual aos 28 dias

Figura 4.12: *Box plots* de caracterização do UHPFRC

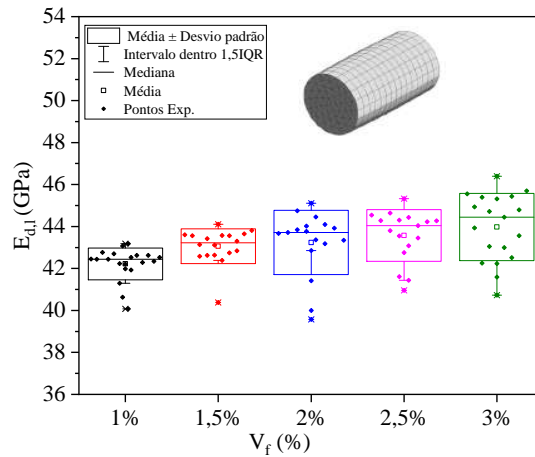
Tabela 4.1: Módulo de elasticidade estático tangente inicial

Volume de fibra (%)	$E_{ci}$ (GPa)
1,0	39,59
1,5	40,79
2,0	41,53
2,5	41,73
3,0	42,55

A Figura 4.13 apresenta o aumento do módulo elástico dinâmico dos corpos de prova intactos em função do volume da fibra. A Figura 4.13.a apresenta o *boxplot* do módulo elástico dinâmico obtido para o modo de vibração flexional ( $E_{d,f}$ ), e a Figura 4.13.b mostra a mesma propriedade obtida para o modo de vibração longitudinal ( $E_{d,l}$ ). Nota-se um ligeiro aumento do módulo elástico dinâmico em função da adição da fibra de aço, o que pode ser explicado pela regra da mistura (MEHTA; MONTEIRO, 2008), uma vez que as fibras de aço têm um módulo elástico de  $E_f = 200$  GPa, mas essa fase apresenta uma pequena fração volumétrica no compósito. Portanto, o ganho considerável observado nas propriedades estáticas obtidas do material fissurado (i.e., resistência, tensão residual e resistência) não foi observado para módulo de elasticidade estático e dinâmico. Além disso, observou-se uma pequena diferença entre as médias de  $E_{d,f}$  e  $E_{d,l}$  que, podem ser explicadas pelo provável nível de anisotropia gerado pela distribuição de água durante o processo de mistura, e também pela orientação das fibras associadas a cada modo de vibração excitado durante o teste acústico.



(a) Módulo de elasticidade dinâmico obtido pelo modo de vibração de flexão



(b) Módulo de elasticidade dinâmico obtido pelo modo de vibração longitudinal

Figura 4.13: Módulo de elasticidade dinâmico em função do volume de fibra

A Figura 4.14 apresenta o coeficiente de amortecimento interno para amostras de UHPFRC obtidas filtrando apenas os sinais de vibração flexionais (Fig 4.14.a) e longitudinais (Fig. 4.14.b). Este parâmetro, para o material intacto, apresentou valores médios entre 0,30% - 0,35%. Como pode ser observado na Figura 4.14, o teor de fibra teve uma pequena influência na taxa de amortecimento interno. Assim como para o caso do módulo estático e dinâmico, dois efeitos microestruturais simultâneos podem explicar esse comportamento:

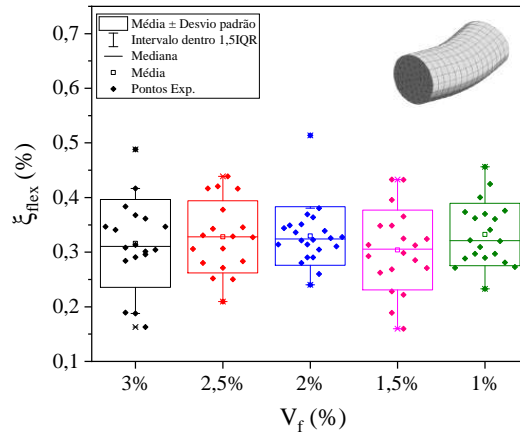
1. Influência do baixo amortecimento interno do aço: O aço constituiu uma fase do material compósito com baixa taxa de amortecimento interno, portanto sua adição

causa a diminuição de  $\xi$ , baseado na regra da mistura (MEHTA; MONTEIRO, 2008);

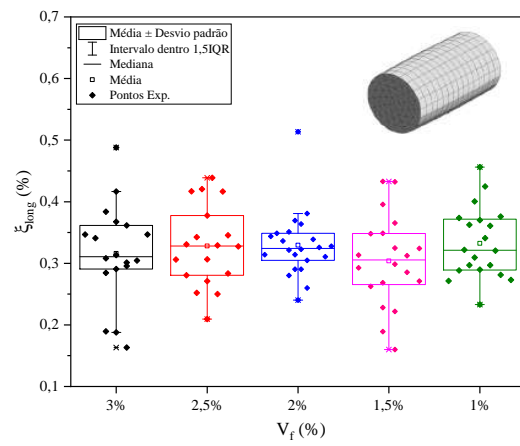
2. Fração volumétrica das fibras de aço: Em contrapartida, a incorporação de fibras de aço à matriz cimentícia aumenta a fração volumétrica da fase de zona de transição matriz-fibra, causando o aumento do grau de imperfeição do material e maior dissipação interna.

Portanto, os dois efeitos mencionados se opõem, e assim, o aumento no teor de fibras não afeta significativamente a taxa de amortecimento interno das misturas de UHPFRC.

A Figura 4.15 mostra a comparação dos resultados de coeficiente de amortecimento interno entre o UHPFRC e o concreto convencional (CC - 1: 2: 3: a/c = 0,5) apresentado por Gidrão, Krahl e Carrazedo (2018). Conforme a Figura 4.15, o UHPFRC apresenta em média um coeficiente de amortecimento interno 2 vezes menor que o CC. Além disso, o desvio padrão apresentado pelo UHPFRC também foi menor. A grande variabilidade observada no caso do CC pode ser associada à heterogeneidade da mistura de CC e zona de transição do material. O maior agregado do UHPFRC é o grão de areia fina ( $d_{max} = 0,2mm$ ), que é muito menor do que os agregados graúdos utilizados no CC ( $d_{max} = 19mm$ , para a brita 1). O UHPFRC possui uma zona de transição menos porosa devido às adições de pós reativos e reduzidos fatores a/c. Somado a isso, os grãos de agregados são mais finos, e assim, a interface é mais resistente quando comparada ao CC.



(a) Amortecimento para o modo de vibração flexional



(b) Amortecimento para o modo de vibração longitudinal

Figura 4.14: Coeficiente de amortecimento interno do UHPFRC

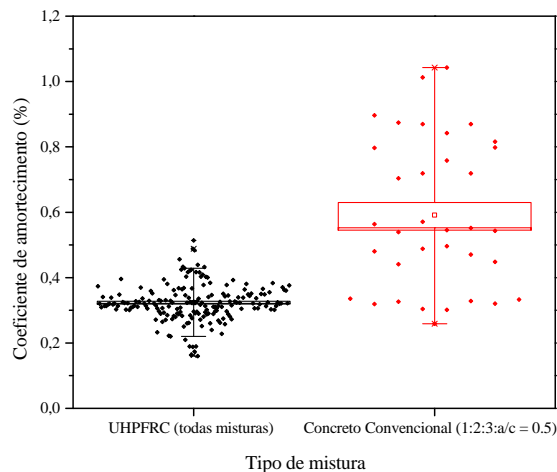


Figura 4.15: Comparação do coeficiente de amortecimento interno de um concreto convencional

A Fig. 4.16 apresenta os *box plots* dos resultados obtidos pelos ensaios de flexão em 3 pontos para  $V_f = 2\%$ . A Fig. 4.16.a apresenta os resultados das forças máximas obtidas pelos prismas. Notam-se valores médios de 8,75 kN, e valores máximos e mínimos de 9,71 kN e 8,43kN, respectivamente. A tenacidade é demonstrada pela 4.16, onde apresenta-se um *box plot* da energia dissipada na ruptura dos prismas, apresentando valores médios, máximos e mínimos de 20340 kN.mm, 21157 kN.mm e 16791 kN.mm, respectivamente. Cabe salientar que a energia de deformação foi obtida pela área abaixo do gráfico de força deslocamento, seguindo a Fig. 4.6b.

A Fig. 4.16.c apresenta o módulo de ruptura flexional das amostras produzidas com  $V_f = 2\%$ , e as compara com a base experimental de Meng, Valipour e Khayat (2017) e Corinaldesi e Moriconi (2012). Nota-se valores de tensão de flexão com média de 24,60 MPa, e valores máximos e mínimos de 27 MPa e 23 MPa, respectivamente. Quando comparado aos resultados do trabalho de Meng, Valipour e Khayat (2017) e Corinaldesi e Moriconi (2012), nota-se que o traço de UHPFRC desenvolvido no presente trabalho apresenta desempenho de MRF dentro dos padrões obtidos na literatura.

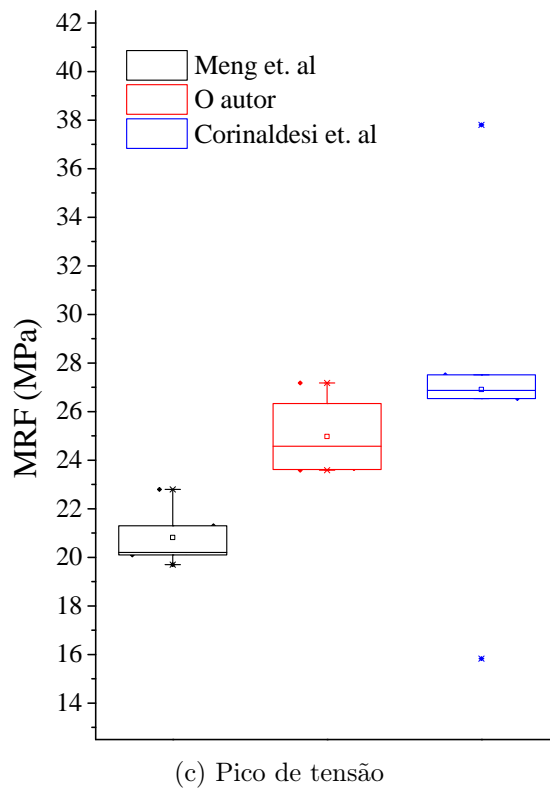
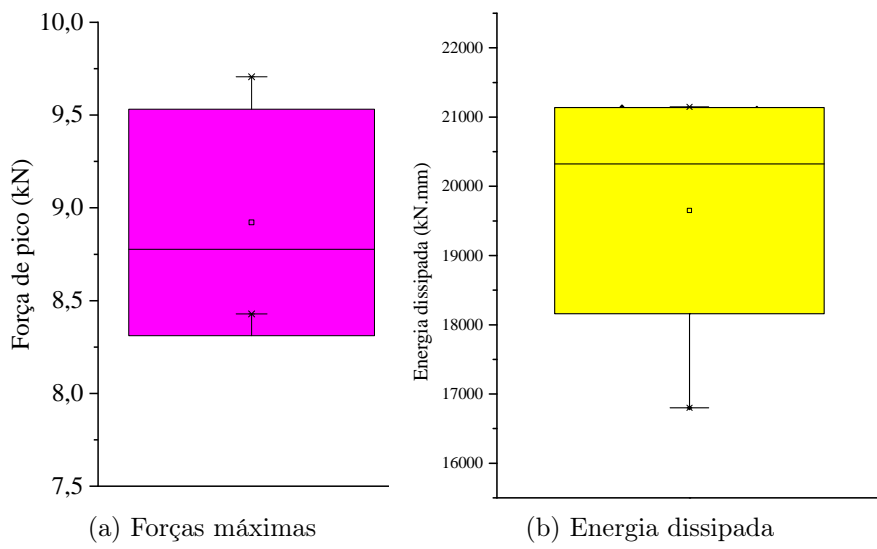


Figura 4.16: Resultados do ensaio de 3 pontos



## 4.2.2 Comportamento de corpos de prova de UHPFRC sujeitos a carregamento cíclico

Ao final de cada ciclo, foram realizados ensaios não destrutivos como o Ensaio Acústico e Ultrassom. As amostras foram descarregadas em níveis específicos de deformação para a realização deste testes. A Figura 4.17 apresenta curvas típicas de tensão x deformação cíclica para UHPFRC com 1%, 2% e 3% de fibras. A Fig. 4.18 apresenta a degradação característica após cada ciclo de carregamento, para as amostras ensaiadas.

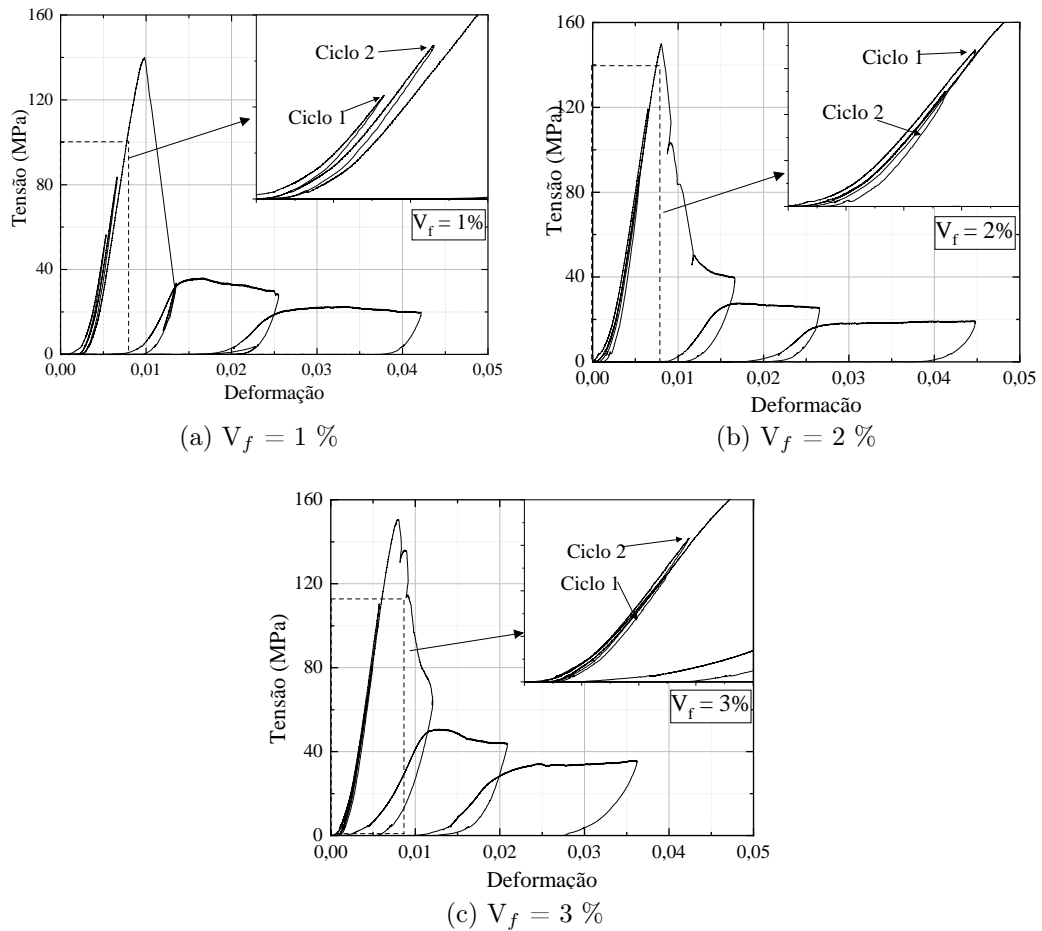


Figura 4.17: Diagrama de tensão deformação característico para o UHPFRC variando com o volume de fibras

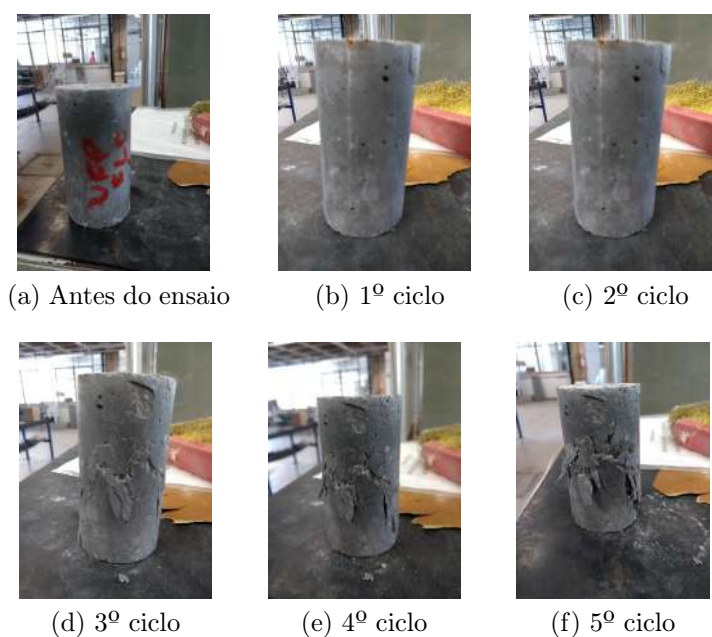


Figura 4.18: Degradação característica das amostras

Da Fig. 4.17 nota-se que a degradação mecânica mais severa ocorre no pico, durante a transição entre os ramos de pré e pós pico. A queda acentuada observada na força é causada pelo aparecimento de grandes fissuras, na maioria das vezes visíveis nas amostras. Além disso, o comportamento histerético é observado entre os ciclos, sendo caracterizado pelas áreas formadas entre as curvas de ciclagem. O aumento nesta área ao longo dos ciclos representa o aumento da dissipação de energia e, conseqüentemente, do amortecimento interno do material.

A Figura 4.19 compara o sinal acústico no domínio do tempo para amostras não danificadas e danificadas de UHPFRC com 1,5% de fibras. Nesta figura, nota-se que o coeficiente de amortecimento interno  $\xi$  aumenta ao longo dos ciclos, sendo este fenômeno dado pela rápida diminuição dos picos de amplitude em comparação com a condição não danificada, especialmente no terceiro, quarto e quinto ciclos. Além disso, no domínio do tempo, é possível observar o aumento do período fundamental do sinal, o que demonstra a diminuição da frequência natural para altos níveis de dano.

A Figura 4.20 demonstra esse mesmo sinal no domínio da frequência, em função dos ciclos de dano. Do gráfico, pode-se notar primeiramente a diminuição dos picos de frequência natural e posteriormente degradação do sinal com aparecimento de picos de baixa frequência atenuados. Após o quarto ciclo, a baixa qualidade do sinal impediu de se medir as propriedades elásticas, e conseqüentemente, a danificação. Além disso, a Figura 4.20 apresenta uma diferença de amplitudes nos picos de frequência natural, e isso é

gerado por diferentes magnitudes de impacto.

Além da diminuição dos picos de frequência natural, o material aumenta o seu amortecimento interno. A Figura 4.21 apresenta o fator  $Q$  (Eq. 4.8), obtido sempre para o pico de maior amplitude (ou seja, independente do modo de vibração), em função dos ciclos mecânicos para cada porcentagem de fibras estudada. Nota-se que à medida que o dano aumenta, o sinal do pico mais alto é atenuado sucessivamente e a capacidade de propagação da onda diminui. Portanto, após o 3<sup>o</sup> ciclo, o fator  $Q$  apresenta uma diminuição entre 4 e 14 vezes, demonstrando a alta dissipação da onda acústica no sólido fissurado. Essa alta dissipação está ligada ao aumento do coeficiente de amortecimento interno das amostras, especialmente a parcela de Coulomb, ligada à fissuração. Cabe salientar que os concretos com volume de fibras de 1%, 2% e 3% apresentaram um aumento relativo do fator  $Q$  nos ciclos, e esse fenômeno provavelmente ocorreu devido à ocorrência de fechamento de alguma fissura no material, o que melhora o sinal de onda acústica na amostra. No entanto, existe uma clara tendência de atenuação da onda acústica ao longo dos ciclos de danos, de acordo com a curva média dos pontos experimentais, em laranja.

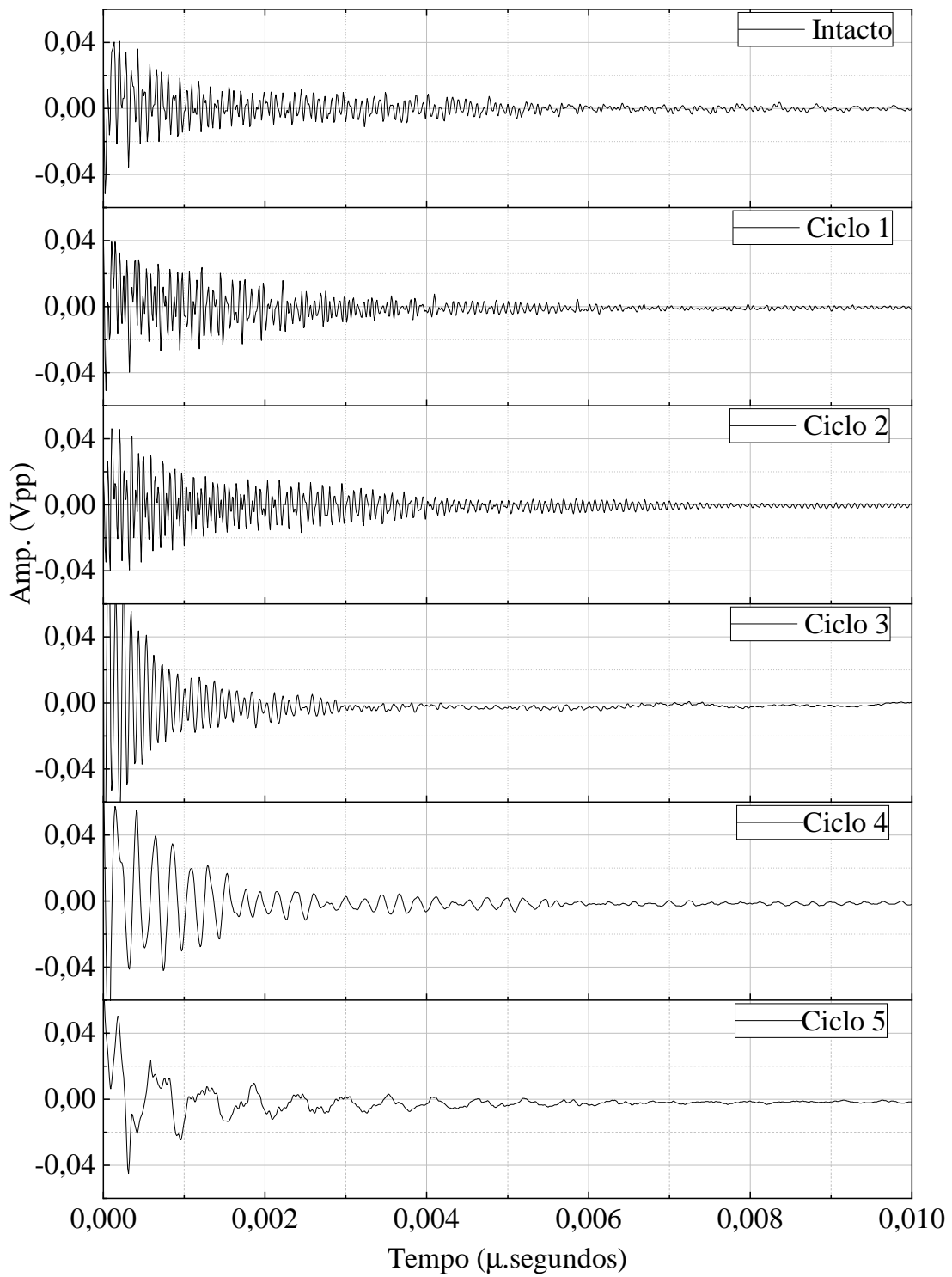


Figura 4.19: Degradação do sinal acústico no domínio do tempo em função dos ciclos de dano

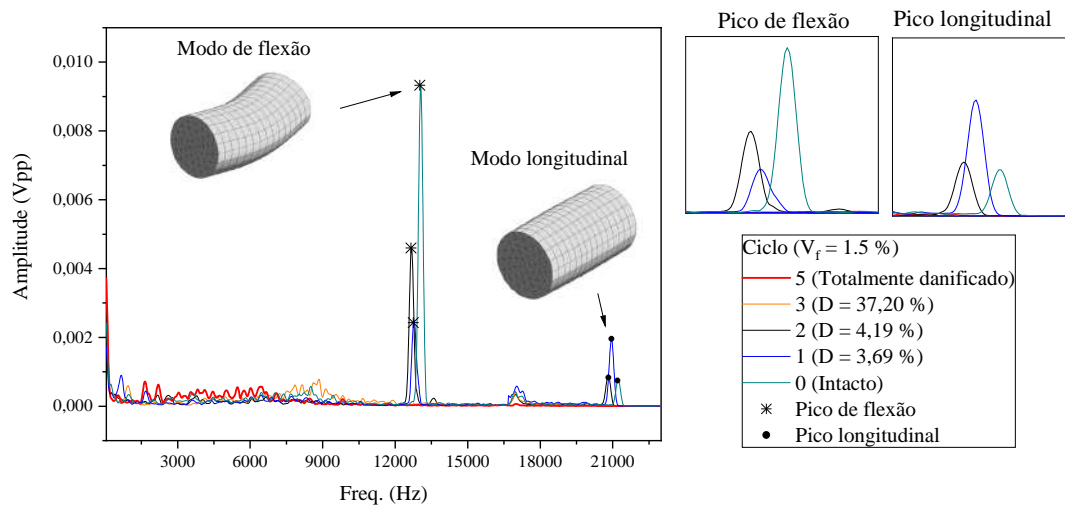


Figura 4.20: Degradação do sinal acústico no domínio da frequência em função dos ciclos de dano

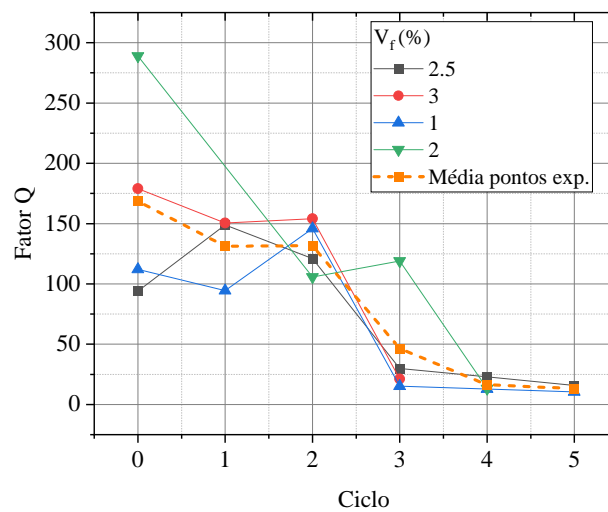


Figura 4.21: Fator Q do sinal

A Figura 4.22 correlaciona a razão de amortecimento interno ( $\xi$ ) ao índice de dano (D). Uma curva exponencial foi usada para aproximar a relação, com valores de  $R^2 = 0,832$ . A Figura 4.23 apresenta o aumento da taxa de amortecimento interno em função das cargas cíclicas para o modo de vibração flexional. Cabe salientar que o modo de vibração

flexional foi escolhido pois requer uma quantidade menor de energia para ser excitado em comparação ao segundo modo de vibração fundamental (i.e., modo longitudinal).

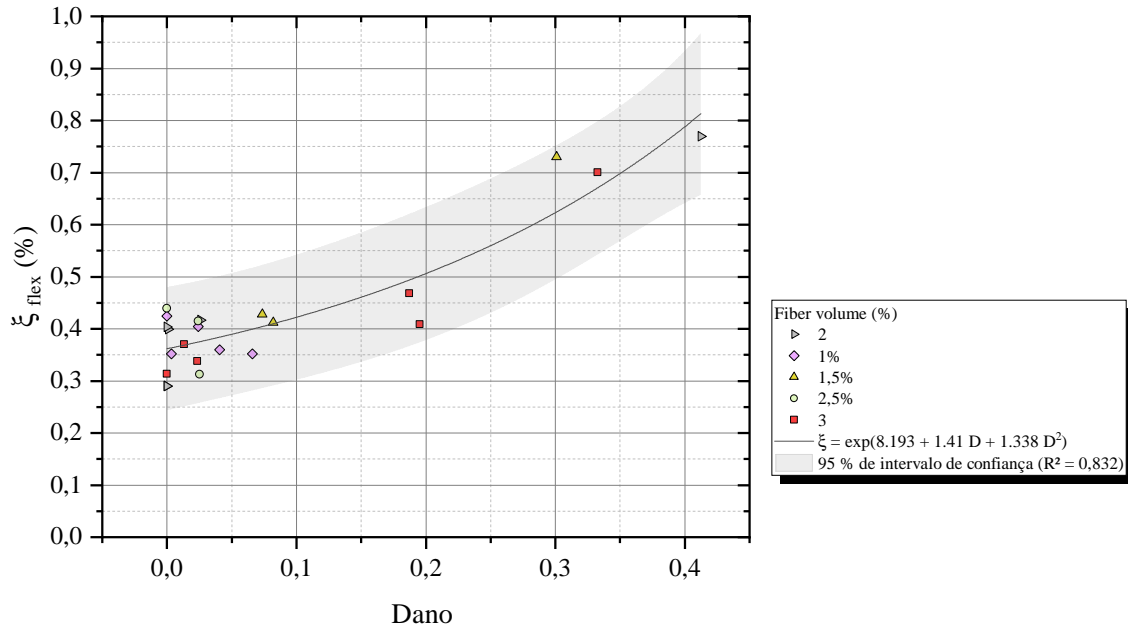
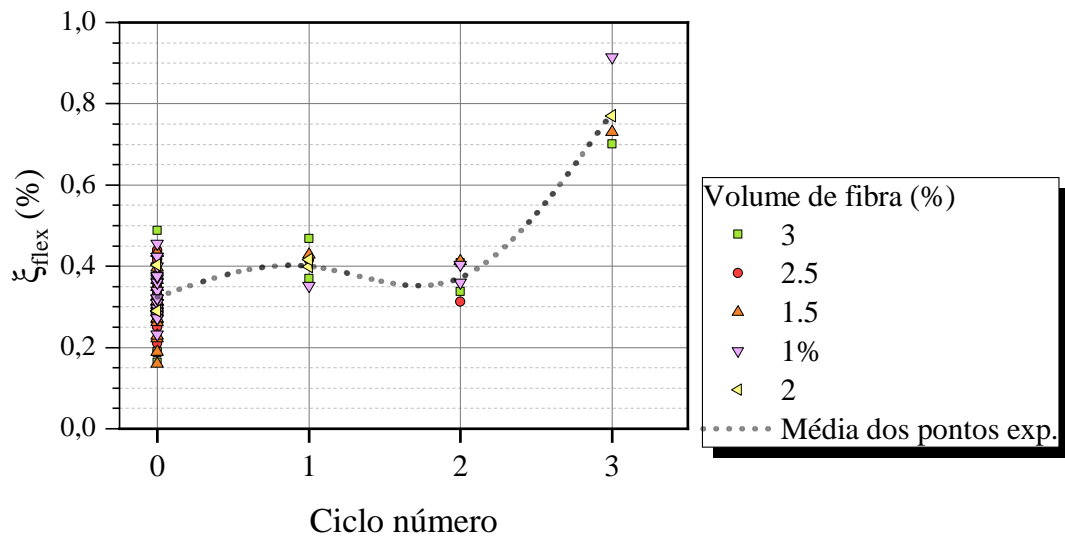
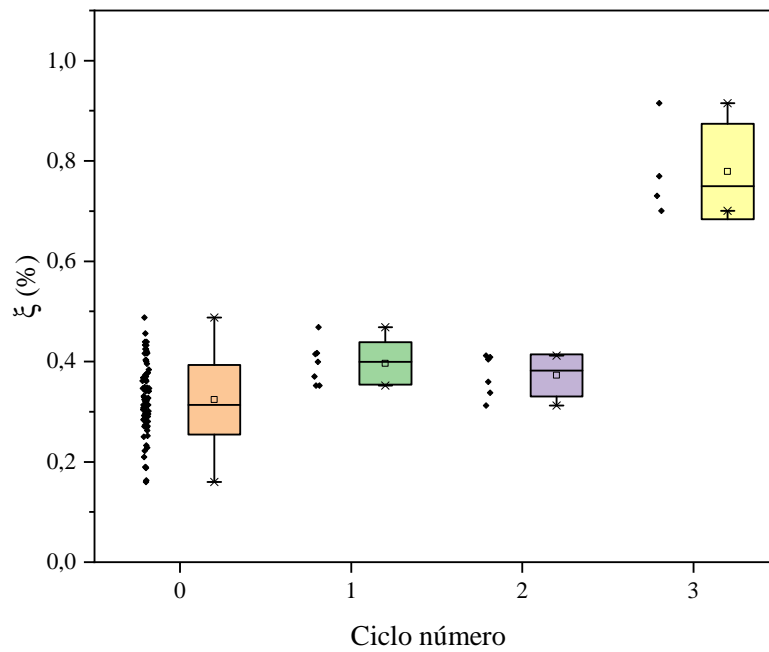


Figura 4.22: Comportamento do fator de amortecimento ao longo do dano



(a) Pontos experimentais



(b) *Boxplot* dos pontos experimentais

Figura 4.23: Comportamento do coeficiente de amortecimento interno ao longo dos ciclos de dano

Até o segundo ciclo de carga, a taxa de amortecimento interno apresentava valores médios em torno de 0,35%, i.e., valor próximo ao das amostras não danificadas, o que

demonstra fissuração estável e baixo nível de coalescência dos poros. No entanto, quando o pico de tensão foi atingido para cada amostra (3º ciclo), o coeficiente de amortecimento aumentou para 0,80%, devido ao nível de fissuração (0,4 para o índice de danos), o que reflete os altos níveis de fissuração do material. Para níveis de dano maiores que 0,4, o fator-Q era muito pequeno e foram observados muitos picos de baixa frequência no sinal, Assim, não foi possível obter os picos de frequência natural com precisão. O aparecimento de picos de baixa frequência no sinal se deu devido ao alto nível de dano que induz a vibração da amostra em partes separadas.

A técnica ultrassônica também foi usada para medir o comportamento do UHPFRC frente aos ciclos de dano. Espera-se que a velocidade de propagação das ondas no sólido varie com o desenvolvimento da fissuração. O índice de dano, neste caso é relacionando à velocidade de pulso de onda P, conforme à Eq. 4.9.

A Figura 4.24 apresenta a evolução dos danos obtido pelo ultrassom *versus* as deformações medidas pelo *clipgagem*. No final do teste, o dano médio obtido pela técnica ultrassônica foi de 0,79 com um desvio padrão de 0,17. Cabe salientar que são necessários mais testes para mostrar a influência do teor de fibras, porque o número de amostras utilizadas é limitado para análises estatísticas. Outra constatação é que o ultrassom foi mais eficiente na obtenção do dano após o 3º ciclo, pois observou-se que o pulso ultrassônico conseguia penetrar nas amostras, resultando em sinais mais bem comportados após o 4º e 5º ciclo, e em contrapartida, o ensaio acústico mostrou-se determinada queda da qualidade do sinal acústico, dada pela diminuição do fator-Q.

A Fig. 4.25 apresenta a evolução do dano em função das deformações totais, cujo índice de dano foi obtido para o ensaio acústico. Notam-se índices de danos menores que 0,05 para os dois primeiros ciclos, e posteriormente, para o terceiro ciclo valores de 0,3. Em comparação, o dano medido pelo ultrassom acusou um índice de 0,25 neste estágio.

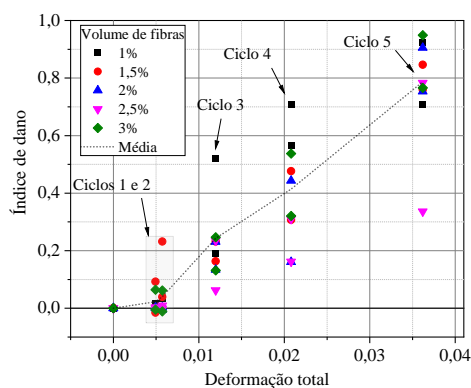


Figura 4.24: Evolução do dano mecânico medida pelo ensaio ultrassônico



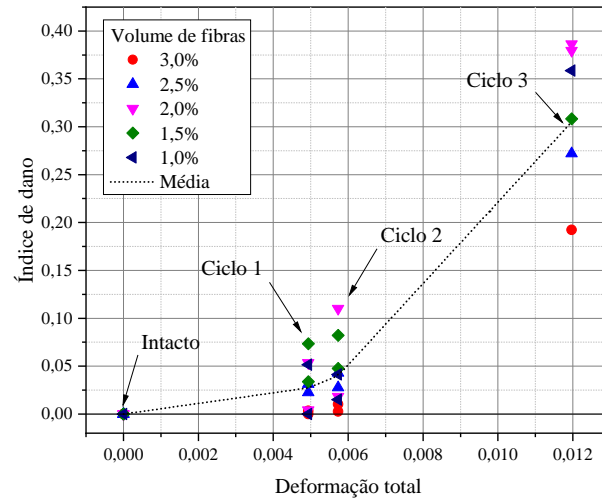


Figura 4.25: Evolução da danificação medida pelo ensaio acústico

### 4.3 Discussão baseada na evidência microscópica do dano

As propriedades estudadas nos itens anteriores estão intimamente ligadas a microestrutura do material e seus mecanismos de danificação. Neste sentido, a presente seção objetiva apresentar como estes mecanismos se manifestam em escala microscópica.

Conforme observado pelos resultados de coeficiente de amortecimento interno e fator de qualidade do sinal obtidos pela metodologia do ensaio acústico, a medida que os ciclos de danificação ocorrem, e especialmente quando é atingida a tensão de pico dos corpos de prova de UHPFRC (i.e., 3º ciclos de força), ocorre significativa atenuação do sinal acústico. Este fenômeno ocorre devido ao surgimento de descontinuidades em nível macro e microscópico no material, onde as fissuras aumentam a capacidade de dissipar energia cinética por atrito entre as faces das fissuras, aumentando assim o amortecimento de Coulomb. Este aumento da atenuação do sinal reflete a fissuração do material, e também gera o atraso entre o pulso e recepção do aparelho de ultrassom, diminuindo a velocidade de onda P. O fenômeno também reflete na degradação do módulo de elasticidade e queda de resistência nos ensaios mecânicos.

Assim, após todos os ciclos, algumas imagens de microscópio de varredura eletrônica (MEV) foram obtidas de amostras totalmente danificadas de UHPFRC a fim de comprovar estas evidências na microestrutura do material. Sabe-se que mesmo antes da aplicação de deformações no material, já existe microfissuração prévia na zona de transição (ITZ) entre a fibra e a argamassa de UHPC, sendo esta uma superfície preferencial de propagação de fissuras. Este fenômeno ocorre devido a concentração de um pequeno filme de água localizada ao redor da fibra metálica e também graças a orientação preferencial dos cristais de hidróxido de cálcio ( $\text{Ca(OH)}_2$ ) na ITZ. Assim, quando se analisam imagens de MEV com microestruturas já danificadas (e.g., Figuras 4.27.a e b), nota-se a existência de poros e microfissuras prévias na zona de transição entre a fibra e a matriz cimentícia. A Fig. 4.27.c demonstra a formação característica de um vazio de ar. A Fig. 4.27d destaca em uma visão mais próxima, das estruturas de hidróxido de cálcio e etringita desta região.

Cabe salientar que os fenômenos apresentados pela Figura 4.27 também são observados em concreto convencional (CC), no entanto, as descontinuidades pré-existentes no UHPFRC têm, em média, uma escala muito menor do que no CC. A maior heterogeneidade dentro do UHPFRC se dá na interface entre as fibras e a matriz, com dimensões típicas de nanoescala, como na Figura 4.27.b e d. Então, a diferença na escala dos mecanismos de dano também reflete a diferença observada nas propriedades supracitadas nos itens 4.2 e 4.2.2 (i.e., índice de danos, coeficiente de amortecimento integro, tenacidade, módulo de elasticidade, resistência a compressão e tensão residual).

Nota-se que os comportamentos satisfatórios observados nas propriedades de resistên-

cia, tenacidade e tensão residual apresentados na Fig. 4.12 são resultados de uma matriz homogênea. Apesar dos processos de danos semelhantes entre o CC e o UHPFRC, o instante de ocorrência e escala são diferentes. O UHPFRC apresenta um ramo pré-pico quase linear, com pouco acúmulo de danificação, explicado pela matriz muito homogênea e densificada. A coalescência de poros e microfissuras se propagam para as descontinuidades na matriz homogênea, formando uma rede contínua de trincas para níveis de tensão entre 80 e 90% do pico de tensão (GRAYBEAL, 2007). Então, a partir deste ponto, nota-se a dilatação do material, e, atingimento do pico de tensão seguido de localização de grandes fissuras. Neste ponto, observa-se por exemplo a diminuição da velocidade das ondas ultrassônicas (4.24), aumento do coeficiente de amortecimento interno (4.23) e aumento da atenuação do sinal acústico no material (4.21).

Outras imagens de MEV são apresentadas para evidenciar os mecanismos de dano no UHPFRC. A Figura 4.28.a apresenta uma interconexão de trincas entre a interface de fibra argamassa e um poro. As nano e microfissuras existentes em zonas fracas provavelmente interconectam-se através da matriz de cimento a partir de poros, interface fibra-matriz e também das microfissuras presentes na zona de transição entre a pasta e areia fina.

Como pode ser visto na Figura 4.28.a, o poro também se encontra degradado, e este fenômeno provavelmente se deu devido ao arrancamento da fibra, evidenciado pelo grande espaço entre a fibra e a matriz. O colapso dos espaços aéreos também é uma observação característica quando é efetuada a microscopia do UHPFRC após o teste de compressão, segundo a Figura 4.29.

O arrancamento de fibras (Fig.4.26) é governado pelos seguintes mecanismos a saber: (i) adesão física (ii) adesão química, (iii) atrito, (iv) ancoragem mecânica e (v) efeito pino. A Figura 4.26 apresenta a imagem típica de abertura deixada por uma fibra que foi puxada na ruptura. Da imagem, pode-se concluir que para o caso de fibras de aço retas, o deslizamento é o mecanismo que governa o arrancamento das fibras. Cabe salientar que a capacidade de arrancamento das fibras influencia diretamente a forma com que o dano evolui no material. Além disso, pode ser observado na Figura 4.26 que existe algum material particulado nas paredes da abertura, provavelmente que se desagregou da argamassa durante o deslizamento por fricção. Esse fenômeno é favorecido pelo aumento da rugosidade da superfície da fibra.

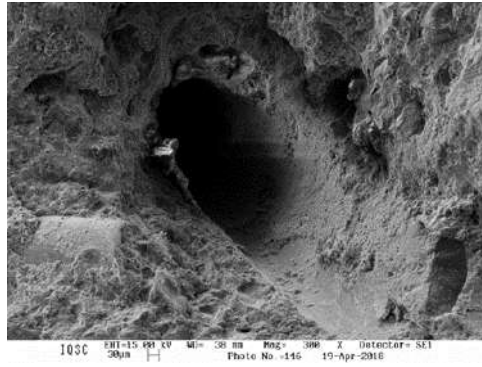
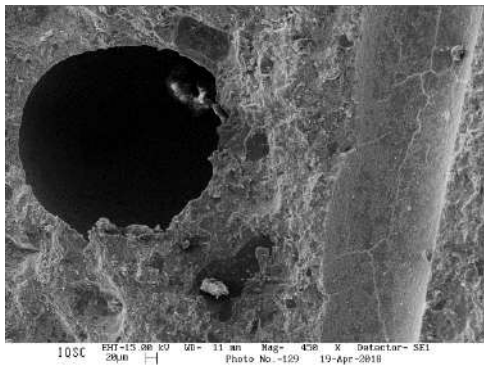
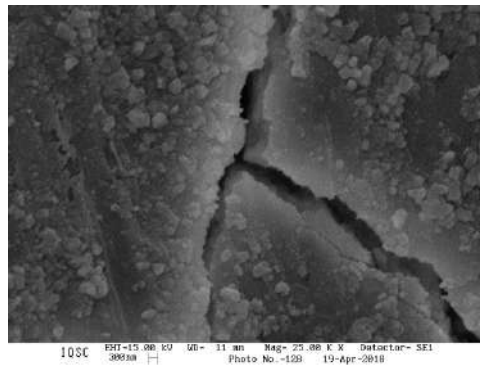


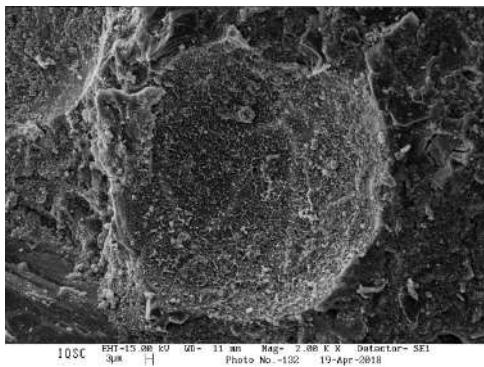
Figura 4.26: Vazio gerado pelo arrancamento de fibra



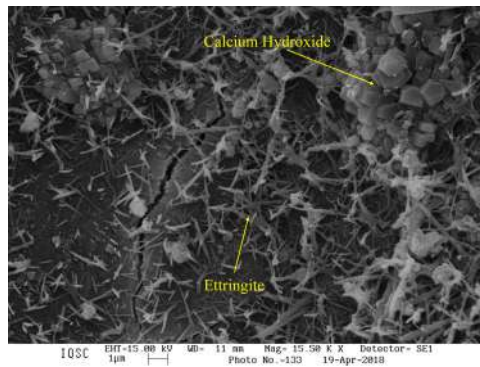
(a) Microporos e microfissuras



(b) Zona de transição



(c) Vazio



(d) Destaque para as estruturas de etringita e hidróxido de cálcio

Figura 4.27: Imagens de MEV do UHPFRC

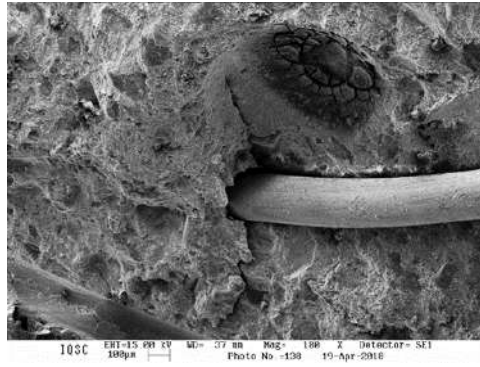


Figura 4.28: Propagação de fissuras nas zonas de transição

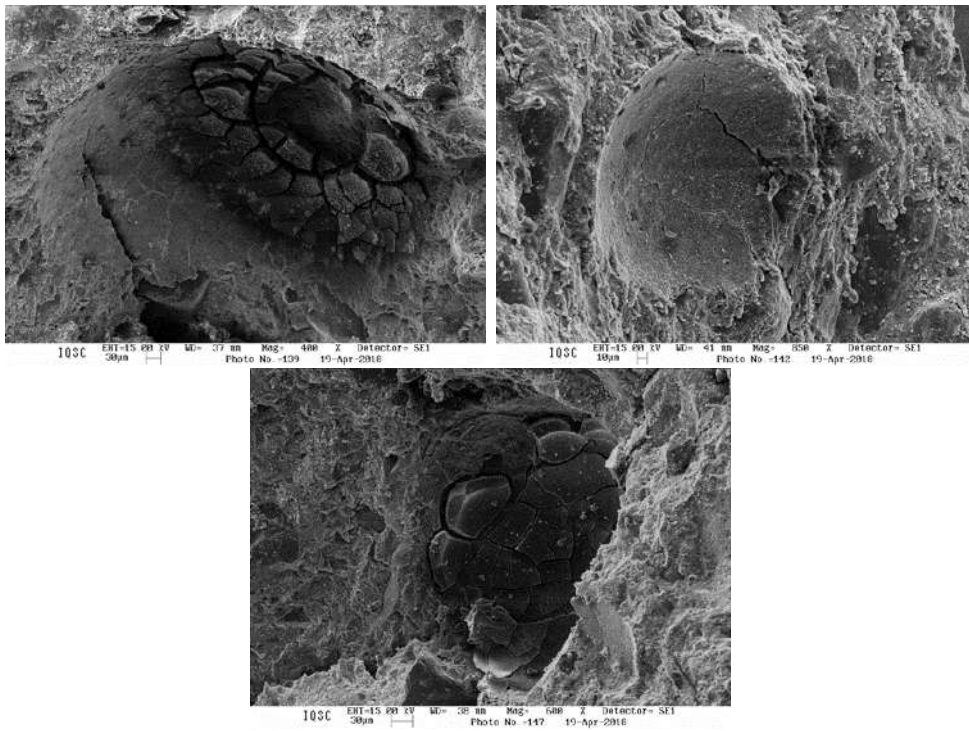


Figura 4.29: Característica do colapso dos poros

## 4.4 Considerações sobre os resultados de caracterização de corpos de prova de UHPFRC

A partir dos resultados de ensaios estáticos cíclicos e não destrutivos apresentados nesta seção, pode-se destacar que:

- O módulo de elasticidade não apresentou considerável ganho com o aumento do volume de fibras. A baixa fração volumétrica de fibras que é adicionada ao compósito não é capaz de aumentar significativamente o módulo de elasticidade dinâmico e estático tangente inicial.
- O coeficiente de amortecimento interno também não apresentou variações consideráveis em função do volume das fibras de aço. Esse comportamento pode ser explicado pelo aumento simultâneo da fração volumétrica de fibras de aço e da zona de transição, fases do compósito que apresentam baixa e alta taxa de amortecimento interno, respectivamente. Além disso,  $\xi$  para amostras intactas apresentou valores médios próximos de 0,35% e foram observadas taxas de amortecimento interno máximo e mínimo de 0,50% e 0,15%.
- A coalescência das fissuras é controlada até o pico de tensão (3<sup>o</sup> ciclo) devido à presença de fibras de aço, que inibem o aumento do atrito de Coulomb gerado pelo atrito entre fissuras das amostras. Este fato é evidenciado pelo valor quase constante de amortecimento interno do UHPFRC ao longo dos dois primeiros ciclos de danificação (ou seja,  $\xi = 0,35 \%$ );
- Depois que o pico de tensão foi atingido (3<sup>o</sup> ciclo), nota-se que o índice de dano atinge valores de aproximadamente 0,40, com aumento da taxa de amortecimento interno para 0,8%. A elevação do dano e a abertura de fissuras aumentam a parcela de dissipação de Coulomb e o atrito interno do material. O valor elevado do coeficiente de amortecimento gera atenuação do sinal acústico;
- As evidências sobre a microestrutura do UHPFRC obtidas por imagens MEV e diminuição da relação água-cimento explicaram seu menor amortecimento interno em comparação com o CC. O UHPFRC possui uma porosidade mais baixa e as imperfeições observadas nas zonas de transição são de menor magnitude ou escala. Além disso, o aumento do amortecimento interno após a deformação do compósito além do regime linear é explicado pela ocorrência de outros mecanismos de danos detectados pelo MEV, como coalescência de microfissuras, fricção de matriz de fibra e arrancamento de fibra;

- Nota-se que o teor de fibras de 2% apresenta valores de resistência de pico e tensão residual não muito menores que os teores de fibra superiores de 2,5 % e 3 %. Portanto, visando a economia deste material e a melhor trabalhabilidade, este teor de fibra será utilizado nos elementos em escala real estudados na sequência do trabalho;
- Além do estudo em corpos de prova cilíndricos, foi analisado o comportamento monotônico de flexão para amostras com 2 % de volume de fibras. O material demonstrou altos valores de MRF similar aos valores de UHPFRC encontrados na literatura. Este é um indicativo de um comportamento de flexão adequado para o progresso do estudo;
- Portanto, o presente capítulo avança na compreensão do material sob carregamento cíclico, utilizando a identificação por ensaios não destrutivos. Neste sentido, a identificação do dano por meio da frequência natural, aumento do amortecimento e atraso da onda ultrassonográfica serão variáveis úteis para as análises entre ciclos efetuadas nas vigas protendidas em escala real (capítulos 5 e 7).





## Capítulo 5

# Metodologia experimental para produção e ensaios de Vigas I de UHPFRC

Nesta seção são descritos os ensaios e metodologias envolvidas para a produção de vigas I protendidas de UHPC e UHPFRC, bem como a caracterização dos materiais para as peças produzidas. A produção das amostras visou a investigação dos seguintes parâmetros: (i) posição do carregamento da força no ensaio de 3 pontos, (ii) presença ou não de fibras e (iii) influencia da protensão.

A Tabela 5.1 contém os casos estudados no presente trabalho. Note que a letra “P” colocado no fim do nome das vigas é referente aos casos onde há protensão de 6 toneladas por barra, medido por uma célula de carga. O valor de  $P_0$  é a força medida na célula de carga após a liberação da protensão, e o valor de  $P_\infty$  é considerando as perdas de protensão, calculadas conforme a abordagem para concretos de alta resistência da ABNT NBR 6118:2014 (ABNT, 2014). Os detalhes do cálculo da perda de protensão podem ser consultados na íntegra no Anexo IV do presente trabalho.

Tabela 5.1: Casos estudados

ID	Nome	$V_f$ (%)	$P_0$ (MPa)	$P_\infty$ (MPa)	Apl. <sup>1</sup>	a/d	Solicitação
V1	UHPFRC-P (Flex)	2	340	274	MV <sup>2</sup>	5,88	Flexão
V2	UHPFRC-P (Flex)	2	348	282	MV	5,88	Flexão
V3	UHPFRC (Flex)	2	0	0	MV	5,88	Flexão
V4	UHPC-P	0	352	284	MV	5,88	Flexão
V5	UHPFRC-P (Flex-cis)	2	360	282	TV <sup>3</sup>	3,92	Flexo-Cis. 4
V6	UHPC-P (Flex-cis)	0	331	265	TV	3,92	Flexo-Cis.

## 5.1 Fôrma metálica

A primeira etapa do programa experimental consistiu na produção de uma fôrma para a moldagem das vigas. Optou-se por uma fôrma metálica que suportasse o esforço de protensão por 7 dias. Assim, juntamente com a serralheria Peptus<sup>®</sup> (São Carlos - SP), foi desenvolvido um modelo em Solid Works<sup>®</sup> para uma fôrma metálica com capacidade de suportar a carga de protensão, sem ultrapassar a tensão de escoamento do aço ASTM A36 (i.e., 250 MPa). Para se distribuir de forma segura e igualitária este carregamento, cantoneiras laterais (vide Fig. 5.1.c) foram utilizadas ao longo do eixo longitudinal da peça, devidamente parafusadas em uma base reforçada por perfis metálicos. Também foram utilizadas barras laterais para restringir possíveis modos de flambagem local das peças da fôrma (Fig. 5.1.c). A Fig. 5.1.d mostra as dimensões da seção transversal da viga I, que tem 3 metros de comprimento longitudinal. Após a produção da peça, a fôrma foi conduzida à um teste de carga para se verificar a capacidade portante da fôrma à força de protensão.

<sup>1</sup>ponto de aplicação de carga

<sup>2</sup>MV = meio do vão

<sup>3</sup>TV = terço do vão

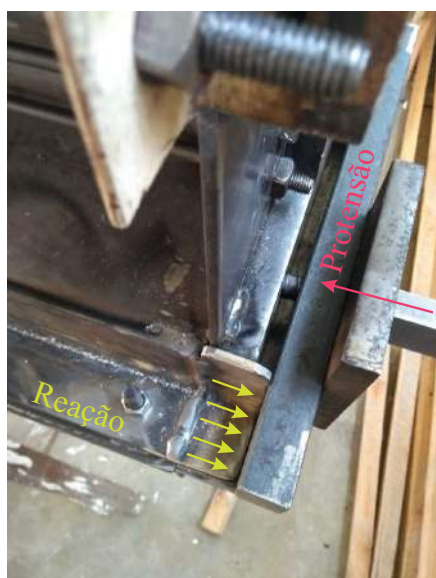
<sup>4</sup>Flexo-Cisalhamento



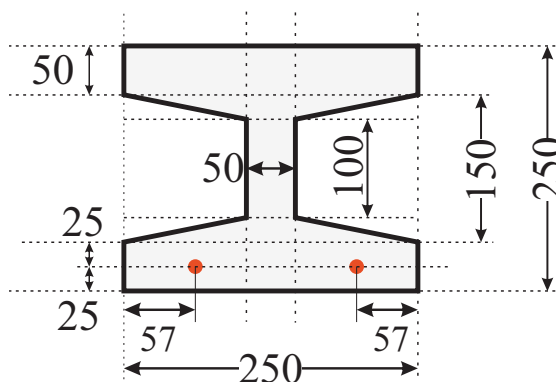
(a) Produção da fôrma



(b) Peças da fôrma



(c) Detalhe para o aparato de reação à protensão



(d) Corte da seção transversal

Figura 5.1: Detalhes da fôrma metálica

## 5.2 Produção das vigas

Após a concepção das formas metálicas, foram produzidas 7 vigas, constituídas de UHPFRC ou UHPC. Destas 7 vigas, 6 foram protendidas com duas barras de dywidag® de  $\phi 15\text{mm}$  e uma foi armada sem carregamento prévio de protensão. As características do aço são apresentadas no item 5.3.2. A força de protensão de projeto foi de 6 toneladas/barras para todas as vigas, e este valor foi definido em função da viabilidade de se aplicar esta

força manualmente com torquímetro e também não gerar danificação para as vigas de UHPC sem fibras na etapa de liberação da protensão.

O Fluxograma da Fig. 5.2 apresenta o procedimento para produção de uma viga:

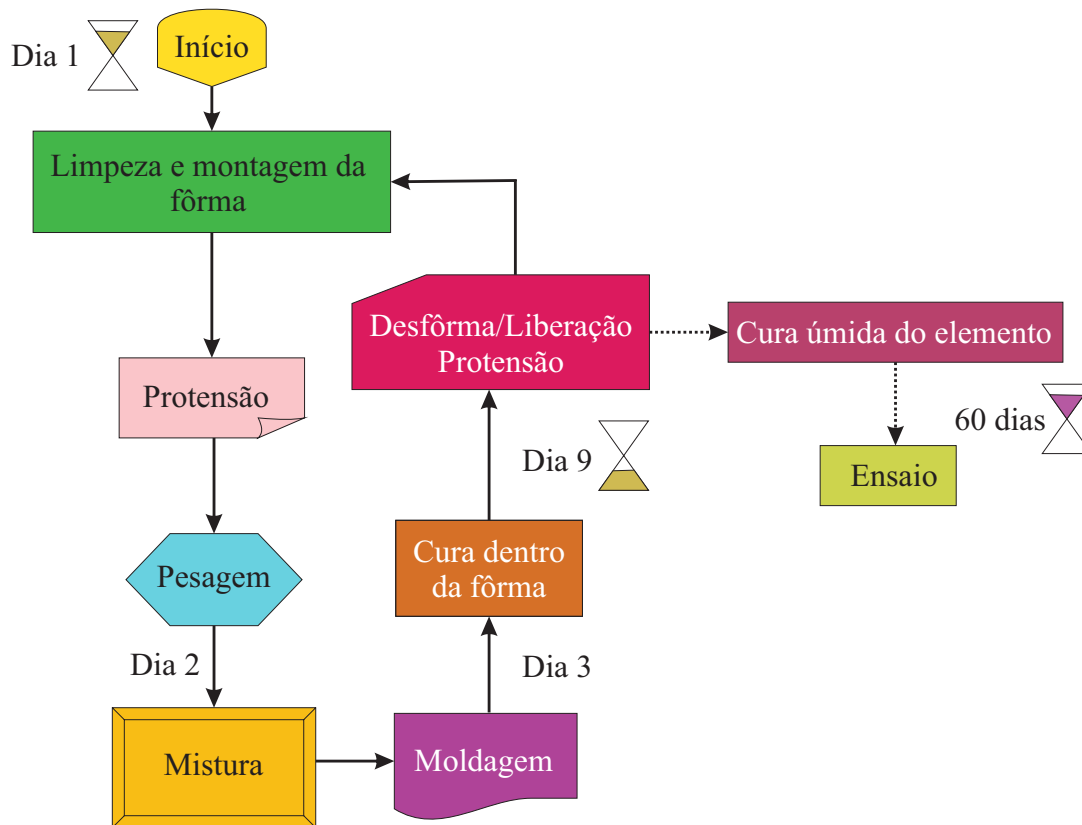


Figura 5.2: Fluxograma básico para a produção das vigas

Quanto as etapas de produção das vigas apresentadas na Fig. 5.2, a preparação da fôrma consiste em passar uma fina camada de óleo queimado nas paredes laterais e fundo, a fim de facilitar a desmoldagem, seguido pela vedação dos furos e frestas por *spray* de poliuretano expansivo e estopas.

As barras de *dywidag* da Fig. 5.3.a foram previamente instrumentadas por extensômetros da marca Kywoa<sup>®</sup>, autocompensados, série KFG-5-120-C1-11 e posicionadas dentro da fôrma. Um dispositivo temporário de ancoragem da força de protensão foi montado, conforme a Fig. 5.3.b, utilizando as arruelas do sistema de protensão.

Além disso, em uma das extremidades da barra ainda fixou-se uma célula de carga individual da marca Vishay<sup>®</sup>, para medir a força de protensão durante as fases de produção

das vigas. O esquema utilizado para medir a força de protensão é apresentado segundo a Fig.5.4. Inicia-se o processo de aplicação de 6 toneladas de protensão com auxílio de um torquímetro. Para facilitar o processo, a viga foi fixada em “sargentos” em duas canaletas do galpão de ensaios do LE-EESC.



(a)



(b)

Figura 5.3: (a) Dywidag® (b) Extremidades das barras de protensão e aparato de ancoragem das barras



(a) Esquema geral



(b) Ancoragem e célula de carga

Figura 5.4: Esquema para medida da força de protensão

Após a preparação das formas, inicia-se o processo de pesagem do material a ser utilizado na concretagem. A Tabela 5.2 indica as quantidades de material utilizado para a concretagem de uma viga. Para cada viga foram produzidos 135 litros de UHPFRC/UHPC, com sobra de 10 %. A Fig. 5.5 apresenta os materiais secos, úmidos e fibras metálicas, utilizados em uma concretagem.



(a) Materiais secos utilizados



(b) Água e superplastificante



(c) Fibras metálicas

Figura 5.5: Material separado para a concretagem

Tabela 5.2: Consumo e quantidade de materiais

Componente	UHPFRC		UHPC	
	Consumo (kg/m <sup>3</sup> )	Qtd. (kg)	Consumo (kg/m <sup>3</sup> )	Qtd. (kg)
Cimento CP V ARI (Holcim)	757,2	102,2	757,2	102,2
Areia 80/100 (Mineração Jundu)	833,0	112,4	833,0	112,4
Pó de quartzo/SM 200 (Mineração Jundu)	378,6	51,1	378,6	51,1
Sílica ativa (Elkem)	189,3	25,6	189,3	25,6
Superplastificante (ADVA 585)	68,2	9,2	68,2	9,2
Água	151,4	20,4	151,4	20,4
Fibra metálica (2% em volume total)	157,0	20,250	0	0
Água extra	7,6	1,022	7,6	1,022

Em um misturador de eixo vertical de alta potência, próprio para a produção do UHPFRC (vide Fig. 5.6a) misturaram-se por 3 minutos todos os componentes secos da mistura (exceto as fibras). Posteriormente, a água foi adicionada e misturou-se o UHPC por mais 10 minutos, obtendo uma mistura aparentemente seca conforme a Fig. 5.6b. O superplastificante é então adicionado na mistura, conforme apresentado pela Fig. 5.6c. Após mais 10 minutos de mistura, obteve-se a homogeneidade necessária conforme a Fig. 5.6d. Então, são adicionadas fibras metálicas e a água extra, e o concreto fresco é misturado por mais 5 minutos. O espalhamento é determinado conforme a ABNT NBR 15823-2:2017 (ABNT, 2010) e mostrado na Figura 5.6e, onde para todas as vigas produzidas obteve-se valores de  $65 \text{ cm} \pm 5 \text{ cm}$ .





(a) Misturador utilizado



(b) Mistura de UHPC sem o superplastificante



(c) Momento de adição do superplastificante na mistura de UHPC



(d) Mistura homogênea de UHPC, após adição de superplastificante



(e) Slump test do UHPFRC

Figura 5.6: Produção do UHPFRC

O lançamento sempre se deu à partir do meio do vão para os apoios, conforme a Fig. 5.7a. Um vibrador agulha foi utilizado para eliminar possíveis vazios dentro da peça, conforme a Fig. 5.7b. Após o final da concretagem, a viga é coberta com uma lona para evitar a perda de água para o ambiente e após 24 horas da moldagem, se dá o início do processo de cura, com a aplicação de água na face superior da viga.



(a) Lançamento do UHPFRC na fôrma metálica auto portante



(b) Vibração

Figura 5.7: Aspectos de lançamento e vibração

As tensões nas barras de protensão ao longo das 160 horas de cura (i.e., 6 dias e meio) são monitoradas dentro da fôrma metálica. Neste sentido, as Figs. 5.8 apresentam os valores de tensões nas armaduras ativas da viga UHPFRC-P, ao longo da cura dentro da fôrma. Nota-se que as tensões nas barras permanecem constantes ao longo do processo de cura, o que demonstra a baixa relaxação do aço de protensão.

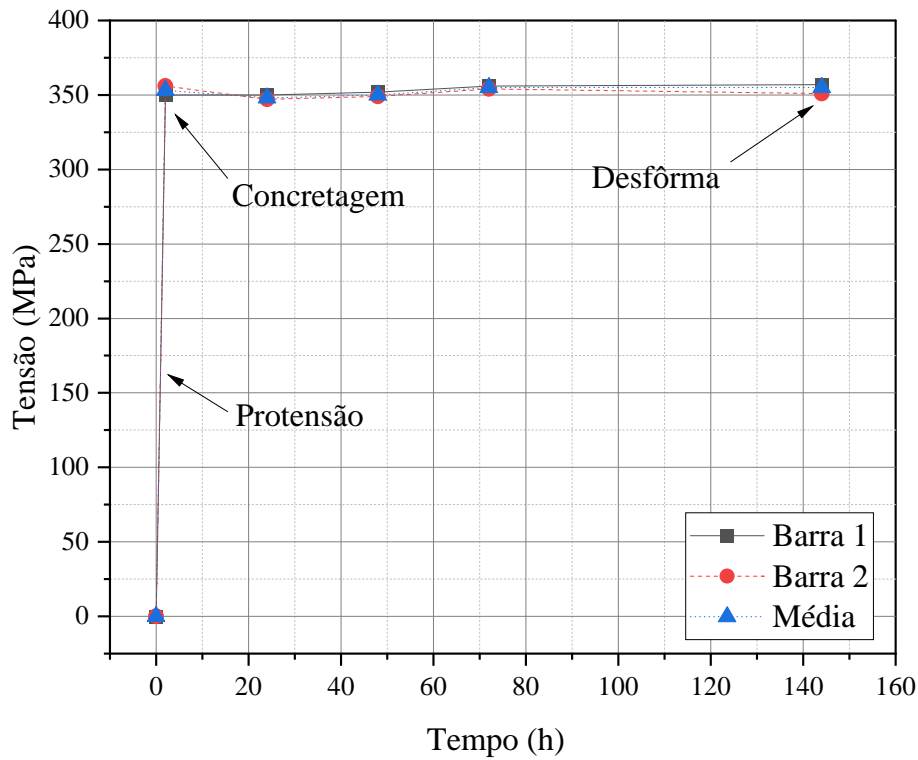


Figura 5.8: Tensões na armadura ativa durante a cura dentro da fôrma para a viga UHPFRC-P

Após 7 dias de cura dentro da fôrma, a protensão é liberada e a viga desformada e içada para o lugar definitivo de cura, conforme a Fig. 5.9. Para evitar perdas de água para o ambiente, as vigas foram embaladas em uma manta geotécnica juntamente com uma lona. Ao final do processo, a fôrma metálica foi limpa e remontada para a produção da próxima viga. Cabe salientar que a moldagem das vigas de UHPC foi feita de forma análoga e traço similar ao da Tabela 5.2, apenas sem fibras.



Figura 5.9: Desforma e içamento

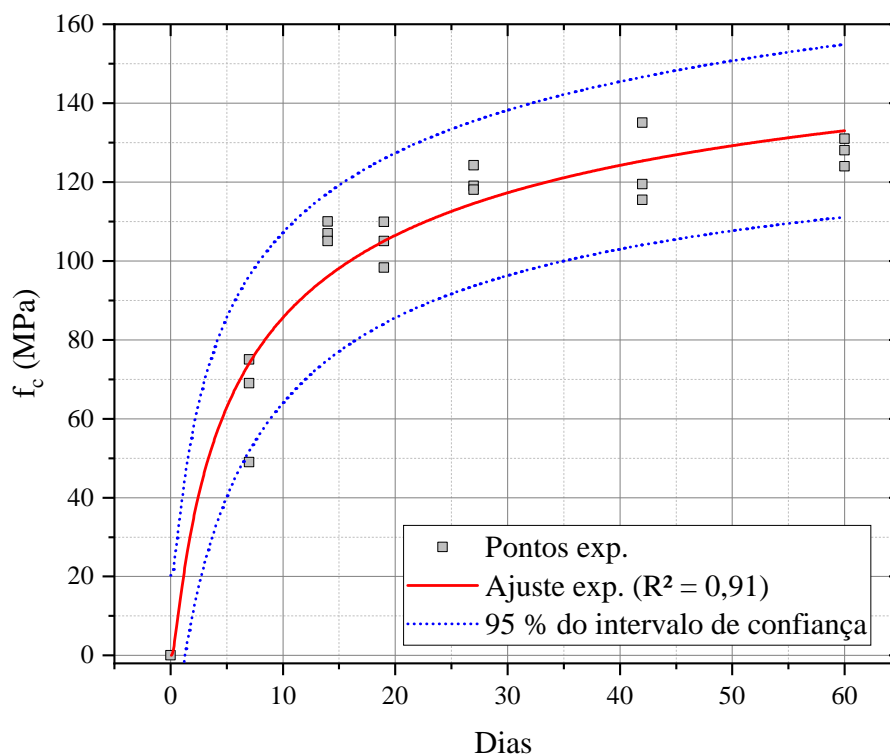
## 5.3 Caracterização dos materiais utilizados nas vigas

### 5.3.1 UHPFRC

De cada lote de concreto produzido para as vigas, foram moldados 5 corpos de prova na geometria de “*dog bone*” (tração) e 5 cilíndricos (compressão) de 5 cm x 10 cm para caracterização e controle de qualidade do UHPFRC, bem como parâmetros de entrada para o modelo numérico. Cabe salientar que para esta etapa de caracterização todos os ensaios foram realizados utilizando a máquina servo hidráulica Instron com controle de deslocamento e 1500 kN de capacidade, descrita no capítulo 4.

A Fig. 5.10.a e b mostra a evolução da resistência de compressão uniaxial em função da maturidade de corpos de prova cilíndricos que foram submetidos ao mesmo regime de cura que a viga (i.e., cura úmida à temperatura ambiente dentro de manta geotécnica encharcada e embalada por uma lona). Nota-se que o maior ganho de resistência ocorre entre os 7 e 14 dias, com o aumento em média de 40 MPa de resistência uniaxial. Após o 30<sup>o</sup> dia, o gráfico de resistência se estabiliza, com valores médios de 130 MPa. Os valores de resistência uniaxial de compressão do UHPC foram similares ao UHPFRC. O ajuste experimental foi feito de acordo com a Eq. 5.1, com  $s = 0,444$  e  $f_{c28} = 120$  MPa.

$$f_c(t) = f_{c,28} \cdot e^{(s \cdot (1 - (28/t)))^2} \quad (5.1)$$



(a)

Figura 5.10: Evolução da resistência do UHPFRC a compressão uniaxial em função do tempo

Além dos ensaios de compressão uniaxial já discutidos, foram realizados ensaios para a determinação de resistência à tração, módulo de elasticidade estático tangente inicial (i.e.,  $f_{ct}$  e  $f_c$  e  $E_{ci}$ ), e comportamento de tensão-deformação aos 28 dias. O módulo de elasticidade estático tangente inicial foi determinado a partir de *clip gages*, conforme recomendado pela ASTM C469 (ASTM, 2014), considerando os pontos de 0 e 40% do pico de tensão. A Figura 5.11 apresenta o boxplot do módulo de elasticidade tangente inicial, com valores máximos, mínimos e médios de 44 GPa, 38 GPa e 42 GPa, respectivamente. A Fig. 5.12 apresenta o comportamento característico de tensão-deformação de compressão para amostras de UHPFRC das vigas. Em pontilhado no mesmo gráfico pode-se observar o modelo analítico de Carreira e Chu (1985), utilizado para calibrar numericamente as vigas.

A resistência à tração uniaxial foi obtida em amostras de “*dog-bone*” (Figura 5.13a). O deslocamento foi medido com base nos LVDTs com comprimento de 100 mm (ver Figura

5.13b) e a máquina de teste usada é a mesma dos testes de compressão. A média da resistência à tração é de 10,67 MPa, com valores máximos e mínimos de 11,57 MPa e 9,11 MPa, conforme Figura 5.13c. Além disso, a Figura 5.13d apresenta a tensão de tração das amostras. Existe um comportamento claramente de *hardening* no pico, típico do comportamento à tração do UHPFRC, com deformação de pico de 3,29 ‰. A linha pontilhada é o diagrama de tensão-deformação calibrado para as vigas de UHPFRC do trabalho, conforme o modelo constitutivo de Krahl (2018).

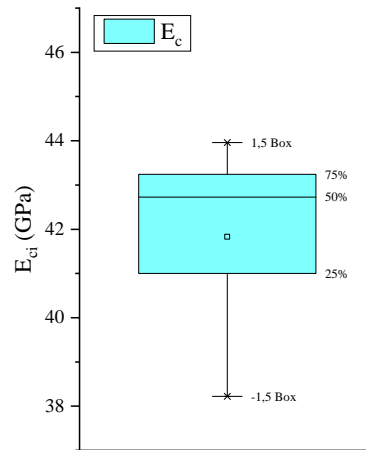


Figura 5.11: Módulo de elasticidade tangente inicial das amostras das vigas

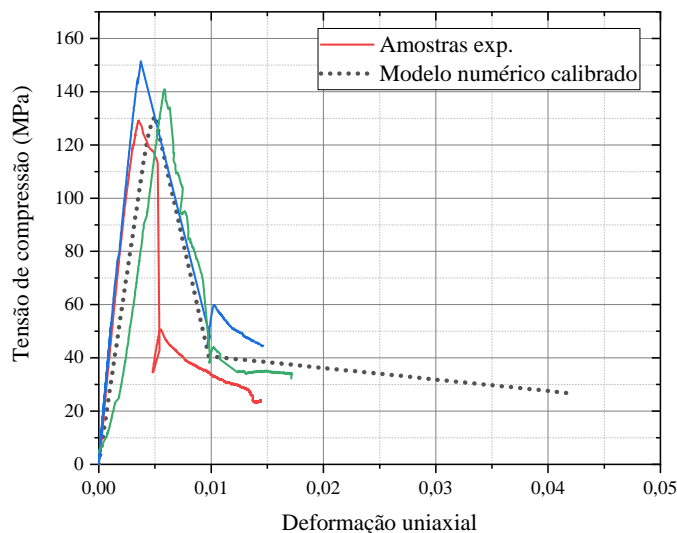
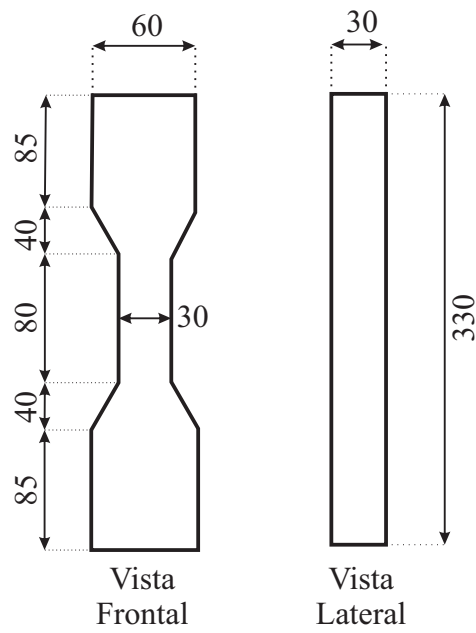


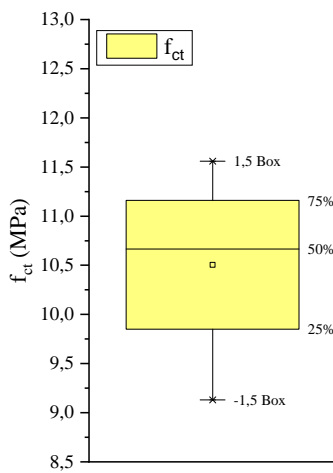
Figura 5.12: Tensão-deformação característico na compressão



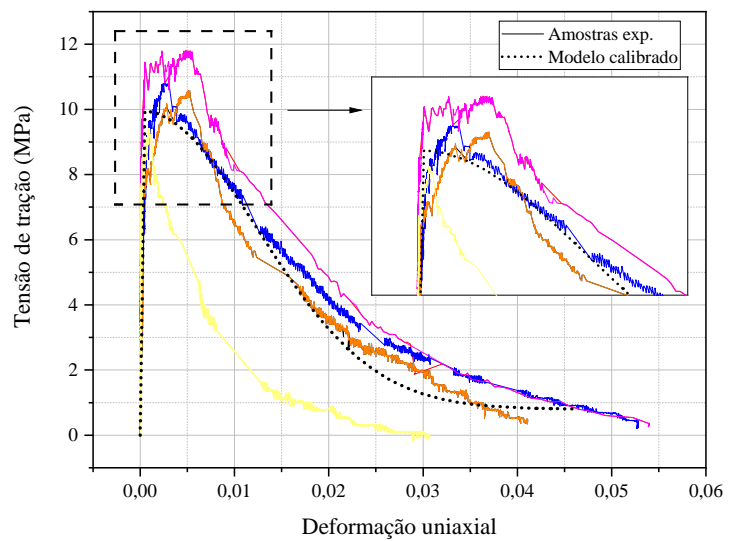
(a) Geometria do *dog-bone*



(b) Configuração de ensaio de tração uniaxial



(c) *Box plot* com valores de  $f_{ct}$



(d) Diagrama de tensão-deformação característico na tração

Figura 5.13: Aspectos sobre a obtenção de  $f_{ct}$

Optou-se por não ensaiar as amostras de tração direta do UHPC, pois o simples ato de retirá-las das formas de *dog bone* já causavam fissuras, devido ao seu comportamento frágil. Assim, era perigoso danificar os aparelhos LVDTs nos ensaios de tração direta. Alternativamente, utilizou-se a curva do CEB FIB (CEB-FIP, 2010) com resistência à

tração de 2,5 MPa, conduzindo a resultados satisfatórios.

### 5.3.2 Dywidag<sup>®</sup>

A Fig. 5.14 apresenta o comportamento constitutivo de tração das barras de Dywidag<sup>®</sup>, obtidos por ensaio de tração uniaxial de um vergalhão instrumentado de 15 mm de diâmetro por 1000 mm de comprimento, efetuado na máquina servo-hidráulica Instron, de capacidade de 1500 kN:

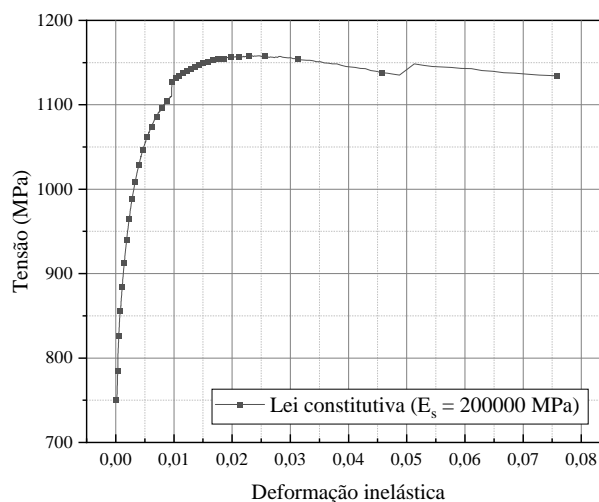


Figura 5.14: Resposta de tensão-deformação do aço Dywidag<sup>®</sup>

## 5.4 Carregamento cíclico

As vigas I foram testadas por um ensaio de flexão em 3 pontos com aplicação de carregamento cíclico, conforme o esquema da Figura 5.15. A força em rosa  $F_{flex-cis}$  da Fig.5.15 foi aplicada nas situações de carregamento próximo ao apoio (terço do vão), e a força em azul  $F_{flex}$  foi aplicada no meio do vão, conforme as situações de estudo apresentadas na Tabela 5.1. O elemento de 3000 mm de comprimento, foi posicionado com vão livre entre apoios de 2500 mm. A viga foi fixada em roletes metálicos (Fig. 5.17) que simulam a condição de apoios fixos e móveis.

A Fig. 5.16.a ilustra o ensaio de uma viga solicitada ao carregamento majoritário de flexão, com força aplicada no meio do vão. O colapso total da peça se dá pelo rompimento de suas armaduras (Fig. 5.16.b). O ensaio cíclico foi conduzido por um atuador servo



hidráulico com controle de deslocamento, marca MTS modelo 244.41, com capacidade para 300 kN. A Fig. 5.16 também indicam a posição dos LVDTs utilizados para obter o deslocamento e curvatura da seção. Foram aplicados ao menos 5 ciclos de carregamento em cada viga, para se identificar a evolução da danificação e estádios de fissuração da peça. Os 5 ciclos foram definidos à partir de simulação numérica prévia das peças.

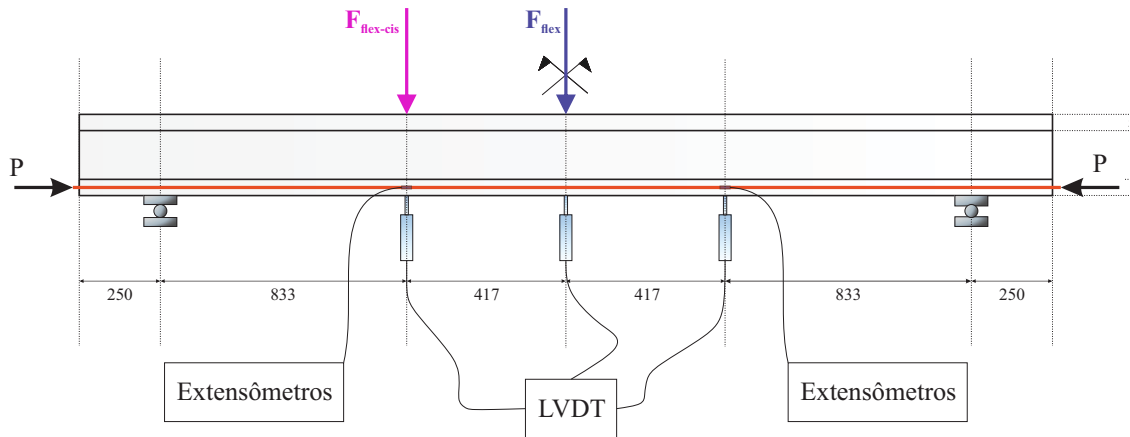


Figura 5.15: Esquema de aplicação de força no ensaio



(a)



(b) Após a ruptura das armaduras

Figura 5.16: Ensaio de flexão a 3 pontos da viga UHPFRC-P



(a) Apoio móvel



(b) Apoio fixo

Figura 5.17: Apoios utilizados no ensaio de flexão cíclico

## 5.5 Ensaio não destrutivos

Durante os intervalos entre ciclos de carregamento impostos às vigas, foram realizados ensaios não destrutivos para se obter informações sobre a danificação da peça. Assim, foram utilizados ensaios ultrassônicos e dinâmico por impacto.

### 5.5.1 Ultrassonografia longitudinal

Este ensaio foi realizado no sentido longitudinal da peça, tendo o intuito de se estimar o dano nas regiões da seção transversal mostradas na Fig. 5.18 segundo a Eq. 5.2. Para cada passo de carga foram feitas 10 medidas, posicionando os transdutores com medição direta nas regiões 1 à 8 (e.g., 1-1 na Fig. 5.19).

Espera-se que o dano se manifeste de forma similar aos corpos de prova ensaiados no capítulo 4, onde a diminuição da velocidade do pulso ultrassônico é explicada pelo atraso da onda ultrassônica quando se depara com um vazio ou fissura.

$$d_{us} = 1 - \frac{v_p^2}{v_{p0}^2} \quad (5.2)$$

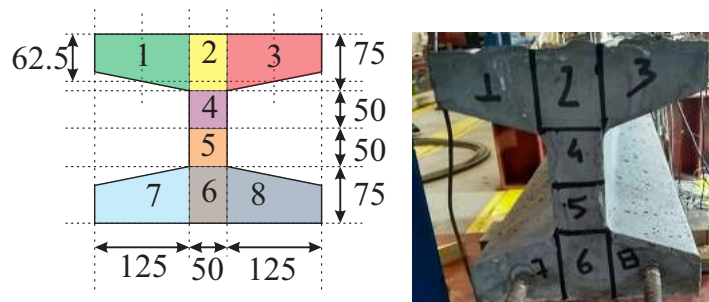


Figura 5.18: Malha transversal

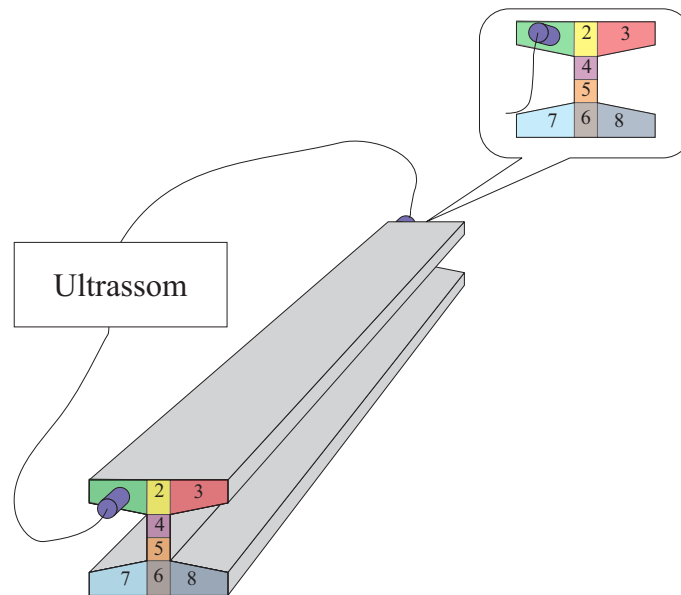


Figura 5.19: Leitura no ponto 5

A frequência dos transdutores foi de 250 kHz e foi utilizado gel para acoplamento à estrutura. A Figura 5.20 apresenta um resultado típico da medição ultrassônica, onde o equipamento determina o tempo  $t$  para a onda ultrassônica atravessar longitudinalmente o elemento estrutural.

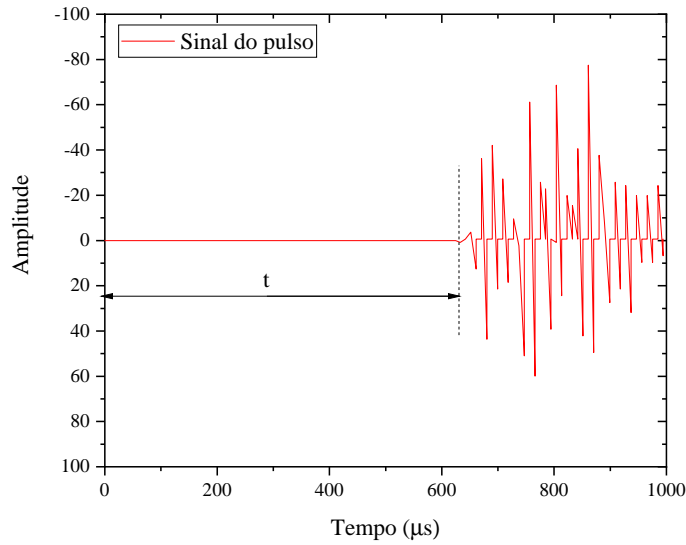


Figura 5.20: Sinal típico obtido via ultrassom para a viga intacta

### 5.5.2 Ensaio dinâmico de impacto

Uma série de ensaios dinâmicos de impacto foi realizada com o intuito de monitorar a evolução da frequência natural e coeficiente de amortecimento para cada ciclo de força aplicado às peças. Para esta etapa, foram utilizados os acelerômetros da marca *Brüel & Kjaer*, modelos 8344 e 4533-B-2, onde as características técnicas são resumidas na Tabela 5.3. O sistema de aquisição dos dados utilizado é fornecido pela *National Instruments*, modelo NI 9232 juntamente com o programa computacional LabView SignalExpress, do mesmo fabricante. Os acelerômetros foram dispostos no eixo longitudinal da viga, conforme a Fig. 5.21. A série 8344 foi colocada nas posições do meio do vão, devido sua maior sensibilidade. O posicionamento dos acelerômetros é conforme a Tabela 5.4 e Fig. 5.21:

Tabela 5.3: Especificações dos acelerômetros utilizados

Modelo	Sensibilidade (mV/g)	Faixa de freq. (Hz)	Faixa de medição	ruído inerente ( $\mu$ g)
8344	2500	0,2 - 3000	$\pm 2,6$	45
4533-B-002	490	0,3 - 12800	$\pm 14$	160

Tabela 5.4: Posição dos acelerômetros

ID	Posição no eixo longitudinal (cm)
1	25
2	75
3	112
4	188
5	225
6	275
7	300

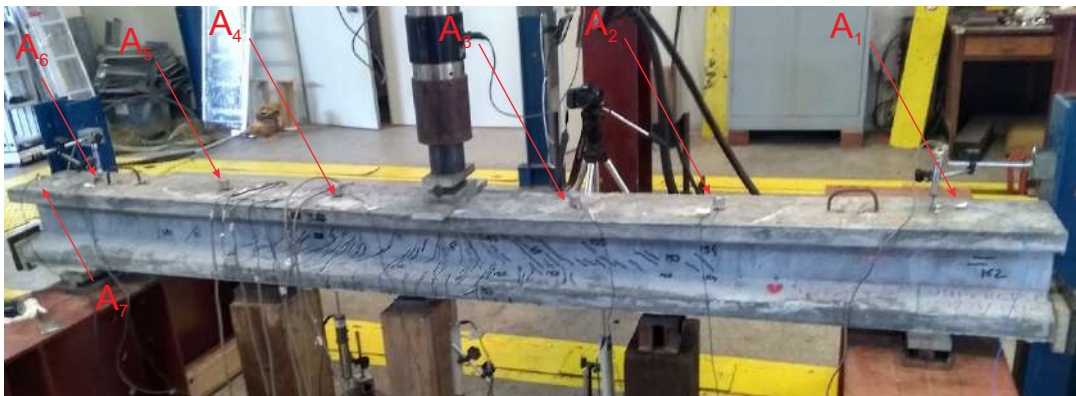


Figura 5.21: Posicionamento dos acelerômetros - V01

O impacto foi feito por um martelo convencional, sempre no meio do vão da viga. Para a viga vibrar livremente era retirado o travamento entre o pórtico e a viga, e mantidos os LVDTs. O sinal no tempo dos acelerômetros com vários impactos aplicados (e.g., 5.22) foi transformado para o domínio da frequência, por meio de uma rotina implementada em MATLAB, onde se obtém o valor da *Power Spectrum Density* (PSD), conforme a Fig. 5.23, com resolução de frequência de 0,6 Hz. Do gráfico característico de sinal na frequência ao longo dos ciclos, observa-se que a frequência do primeiro modo de vibração de flexão decai sistematicamente, a medida que os ciclos de carregamento são impostos nas peças. Conforme a Fig. 5.22, foram impostos ao menos 10 impactos na peça para se obter as propriedades dinâmicas.

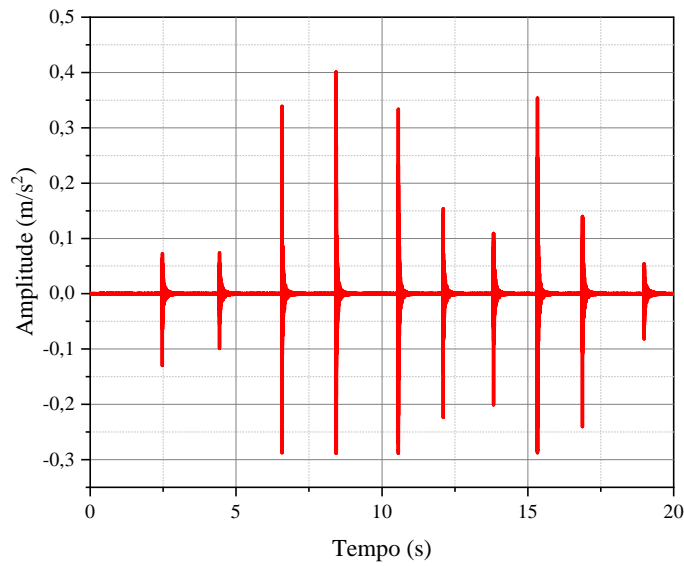


Figura 5.22: Sinal no tempo do acelerômetro 4 (meio do vão), da viga de UHPFRC (V03)

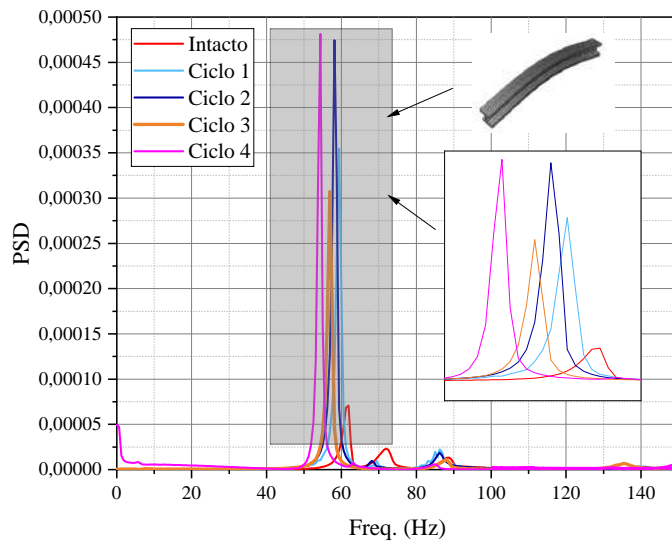


Figura 5.23: Sinal na frequência do acelerômetro 4 (meio do vão), da viga de UHPFRC (V03), escala linear

Com a disposição dos acelerômetros, foi possível se verificar a deformada modal (Fig. 5.24) para o primeiro pico de flexão, caracterizado pela Fig. 5.23. Todas as análises foram

feitas considerando os sinais captados pelos acelerômetros posicionados próximos ao meio do vão (i.e. AC2 e AC3).

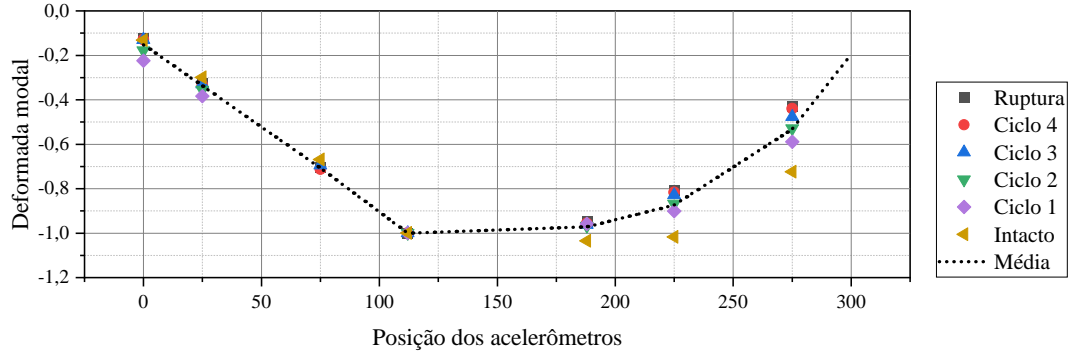


Figura 5.24: Sinal na frequência do acelerômetro 4 (meio do vão), da viga de UHPFRC (V03), escala logarítmica

O valor de danificação global da viga foi então determinado pela equação 5.3, considerando para esta análise a diminuição da frequência do primeiro modo de vibração:

$$d_{freq} = 1 - \left( \frac{f_{1,i}}{f_{1,0}} \right)^2 \quad (5.3)$$

Em que:  $f_{1,i}$  é a frequência do primeiro modo de vibração no  $i$ -ésimo ciclo; e  $f_{1,0}$  é a frequência do primeiro modo de vibração na condição intacta;

O amortecimento foi obtido no domínio da frequência conforme o método de largura de banda de meia potência (EWINS, 1994; MCCONNELL; VAROTO, 2008), onde se calcula o decaimento do pico de frequência no intervalo de  $\omega_1$  à  $\omega_2$ , conforme a Fig. 5.25 e Eq. 5.4. Os valores de amortecimento apresentados no presente trabalho sempre foram obtidos para o primeiro pico de frequência natural (i.e., modo fundamental de flexão), uma vez que este modo de vibração demanda menos energia para excitação.

$$\xi = \frac{\omega_2 - \omega_1}{2\omega_n} \quad (5.4)$$

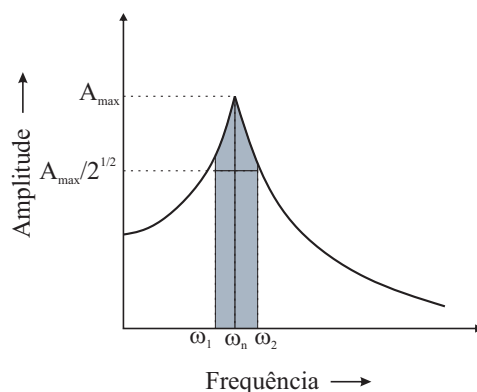


Figura 5.25: Método de largura de banda de meia potência (MCCONNELL; VAROTO, 2008)

Com a evolução dos ciclos de carregamento, espera-se que as frequências naturais diminuam devido a degradação do módulo de elasticidade e o amortecimento cresça devido a fissuração das peças, similarmente ao que ocorre em corpos de prova do capítulo 4.

## 5.6 Monitoramento de pontos de apoio por estação total e fotogrametria

A fim de se determinar os deslocamentos residuais, identificar o padrão das fissuras e caracterizar os modos de falha obtidos nos ensaios de flexão e flexo cisalhamento, foram feitos ensaios de monitoramento geodésico. A proposta para tais ensaios visou utilizar de forma conjunta a técnica de fotogrametria aliada à medição polar de pontos via estação total robótica (*Robotic Total Station*, RTS). Assim, ao final de cada ciclo de carga, estas técnicas eram utilizadas para o monitoramento das vigas I, determinando seus deslocamentos residuais. Esta etapa do estudo foi realizada em parceria com o grupo de monitoramento geodésico de estruturas do Departamento de Transportes da Escola de Engenharia de São Carlos - STT. As Figs. 5.26 e 5.27 apresentam o procedimento básico para tais ensaios:





Figura 5.26: Ensaios de monitoramento geodésico

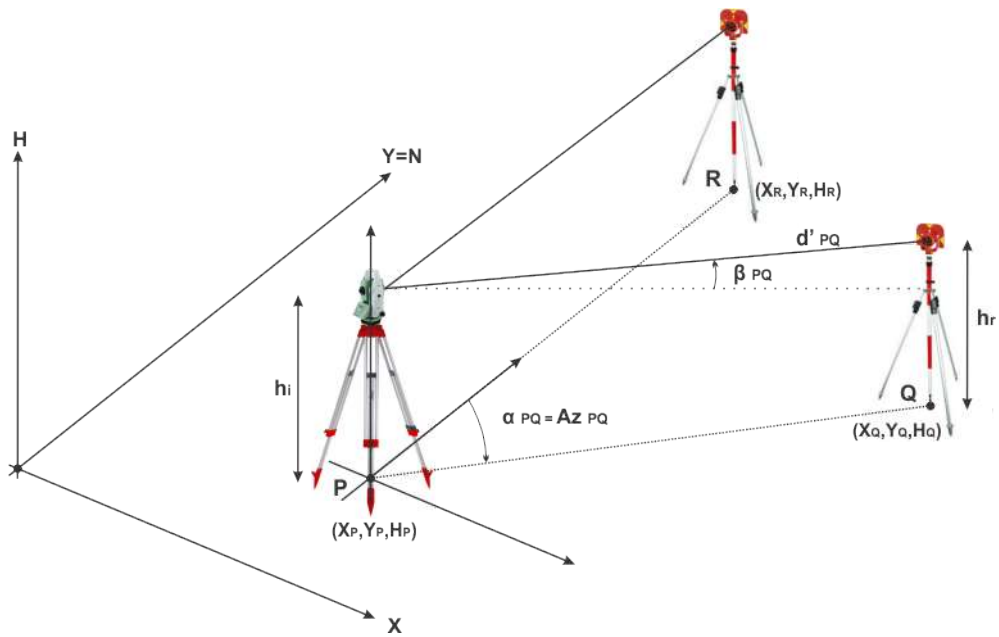


Figura 5.27: Relações geométricas do método de medição polar

O método de medição polar se fundamenta em sistemas polares e equações trigonométricas para determinar posições de pontos de interesse (MARTINS, 2013). Como mostra a Figura 5.27, é possível calcular a coordenada espacial de um ponto Q ( $X_Q$ ,  $Y_Q$ ,  $H_Q$ ),

realizando-se medições de ângulos verticais, direções horizontais e distâncias inclinadas por meio de um sensor de medição posicionado sob um ponto conhecido P ( $X_P, Y_P, H_P$ ) e orientado a um ponto de referência R ( $X_R, Y_R, H_R$ ). Desta forma, o ponto Q é obtido conforme as seguintes equações:

$$X_Q = X_P + d'_{PQ} \cos(\beta_{PQ}) \cdot \text{sen}(Az_{PQ}) \quad (5.5)$$

$$Y_Q = Y_P + d'_{PQ} \cos(\beta_{PQ}) \cdot \text{sen}(Az_{PQ}) \quad (5.6)$$

$$H_Q = Z_P + d'_{PQ} \cos(\beta_{PQ}) \cdot \text{sen}(Az_{PQ}) + (h_i - h_r) \quad (5.7)$$

Em que:  $X_P, Y_P, H_P$  são as coordenadas conhecidas do ponto da estação total P;  $X_Q, Y_Q, H_Q$  são as coordenadas a serem calculadas para o ponto Q;  $Az_{PQ}$  é o azimute do alinhamento de PQ, medido pela estação total;  $\beta_{PQ}$  é o ângulo vertical de altura observado no ponto P;  $d'_{PQ}$  é a distância medida entre os pontos P e Q;  $h_i$  é a altura do instrumento; e  $h_r$  a altura do prisma refletor;

Assim, os pontos de controle utilizados pelo modelo de fotogrametria foram obtidos para cada passo de carga por uma RTS da marca Leica® Geosystems, série profissional *Total Station Positioning System* (TPS1200+), modelo *Theomat Coaxial Reflectorless Automated Total Station* (TCRA1201+), com precisão angular igual a 1". A RTS foi fixada em um perfil metálico, que por sua vez, foi fixo aos sargentos nas canaletas do pórtico de ensaio, conforme a Fig. 5.29. Um tripé foi utilizado para posicionar o prisma refletor circular (GPR111) utilizado para orientação inicial do sistema de coordenadas. Como os ensaios visam atingir limites de ruptura, e conseqüentemente são destrutivos, os pontos de monitoramento não permitem a instalação de prismas de vidro, desta forma, se optou pelo uso de alvos codificados (*QR Codes*), gerados pelo software de fotogrametria *Agisoft Photoscan*®. Uma das vantagens deste tipo de alvo, é no sentido de reconhecimento automático feito pelo software, o que facilita o processamento das imagens. Os alvos foram colados com uma camada adesiva, sobre uma superfície plana sobre a qual se pretende realizar medições. A Figura 5.28 mostra os equipamentos utilizados nesta etapa, i.e., a RTS, o tripé, o alvo refletor de referência e os alvos codificados. A Fig. 5.29 apresenta o perfil que foi utilizado como base para a fixação da RTS:

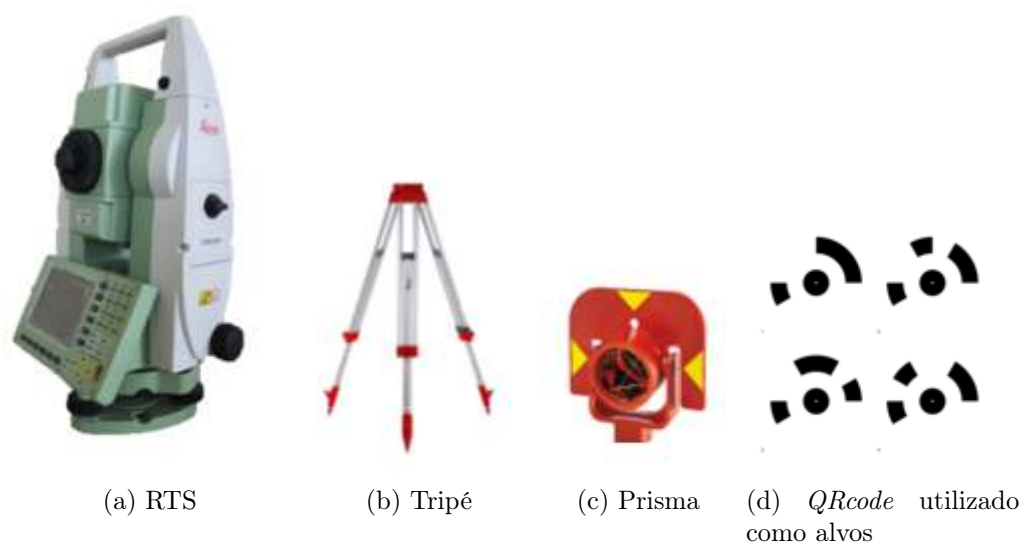


Figura 5.28: Instrumentos utilizados para o monitoramento via RTS



Figura 5.29: Perfil de base utilizado para fixação da RTS

Os pontos de controle foram materializados com a colagem dos alvos em posições estratégicas, objetivando a melhor representação do fenômeno. A Figura 5.26, ilustra a disposição característica dos 20 alvos de *QRcode* na viga UHPFRC-P (Flex-cis), bem como o procedimento de obtenção dos pontos pela RTS:

Para a realização das medições, adotou-se o seguinte fluxo de trabalho: (i) ao início de cada ensaio, a RTS era posicionada sob o perfil metálico de base e as coordenadas

espaciais do centro óptico eram inseridas, conforme estão indicadas na Tabela 5.5; (ii) Para uma maior precisão dos resultados, foram inseridas as condições de pressão e temperatura obtidas para a cidade de São Carlos - SP, segundo os dados do Instituto Nacional de Meteorologia (Inmet) - <http://www.inmet.gov.br/>; (iii) Como mostra a Figura 5.30, a RTS era direcionada para o prisma de referência com valor zero na direção horizontal ( $\alpha=Az=0^{\circ}$ ); (iv) Com a RTS devidamente estacionada, eram realizadas medições dos pontos monitorados nas vigas (RTs), sucessivamente em cada série de aplicação de carga para determinação das coordenadas espaciais e conseqüentemente suas variações no espaço.

Tabela 5.5: Coordenadas espaciais do centro óptico da RTS na estação (E1)

Estação	X(m)	Y(m)	H(m)
E1	1000,000	5000,000	100,000

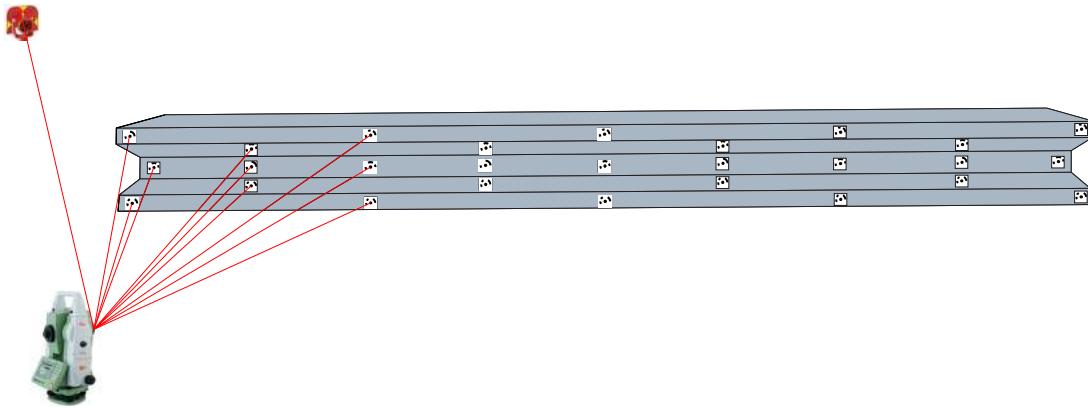


Figura 5.30: Monitoramento por estação total

Após a orientação dos pontos de apoio de *QRCode* por meio da RTS, eram obtidas fotos para cada passo de carga, que constituíam um mosaico fotogramétrico. Para esta etapa, utilizou-se de uma câmera profissional Canon<sup>®</sup>EOS30D. A Fig. 5.32 demonstra a obtenção típica de imagens para a fotogrametria na viga UHPFRC-P Flex-Cis. A Fig, 5.31 apresenta o problema da obtenção da coordenada  $X_1$  por meio da fotogrametria.

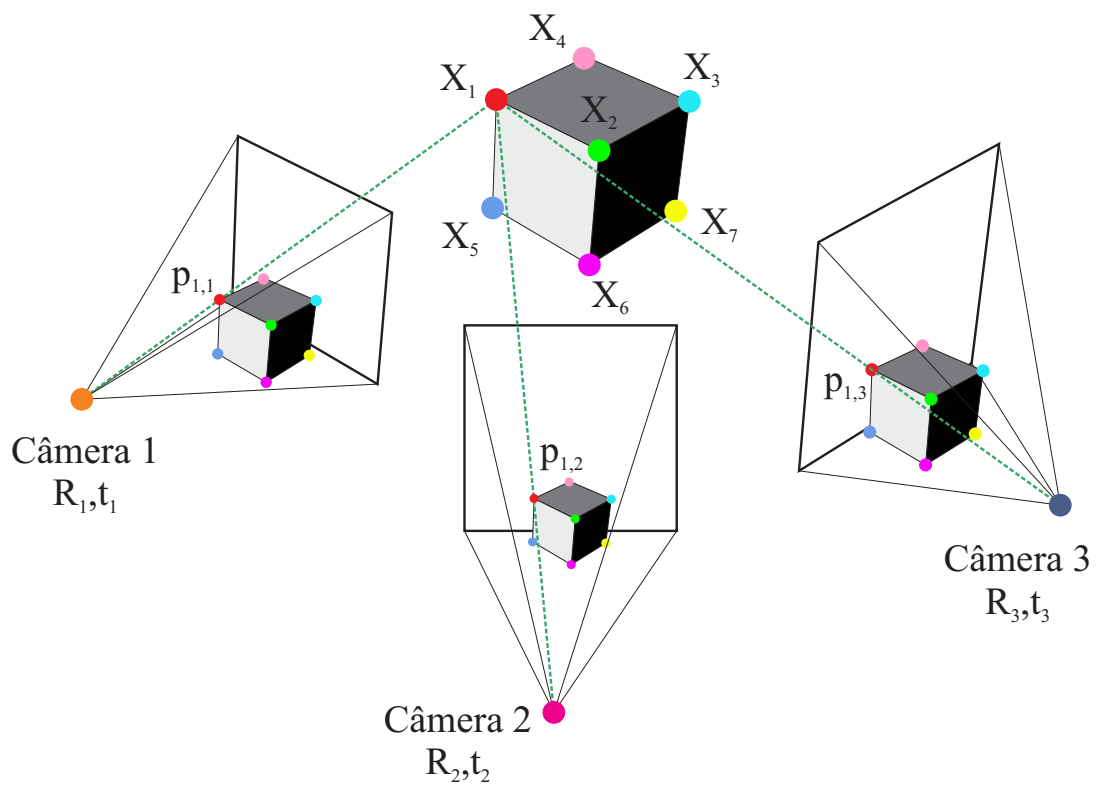


Figura 5.31: Problema da Fotogrametria (AGARWAL et al., 2010)



Figura 5.32: Obtenção das imagens de fotogrametria (Viga UHPFRC-P-Flex-Cis)

Segundo [Ozyesil et al. \(2017\)](#), o problema da fotogrametria colocado na Fig.5.31 é dado pela minimização de uma função espacial não linear  $g(X,R,T)$  chamada de estrutura multivista do movimento (SfM). A função SfM depende da posição das câmeras  $R_j$ , das coordenadas espaciais conhecidas  $X_i$  (i.e., posições dos *QRcodes* monitorados) e do tempo de captura  $T$  em que a cena ocorreu. Como as medidas eram feitas com a viga em repouso, o tempo de captura  $T$  neste caso poderia ser negligenciado. Outra particularidade desta técnica, é que foi estabelecido um sistema de coordenadas para os *QR codes*, e assim, a câmera não necessitava ficar estática em um ponto conhecido, tendo o FotoScan Agisoft a capacidade de reconhecer o *QR Code* e os associar ao sistema de coordenadas. Após os ensaios, as fotos são carregadas no *Agisoft Photoscan*® (Fig. 5.33).

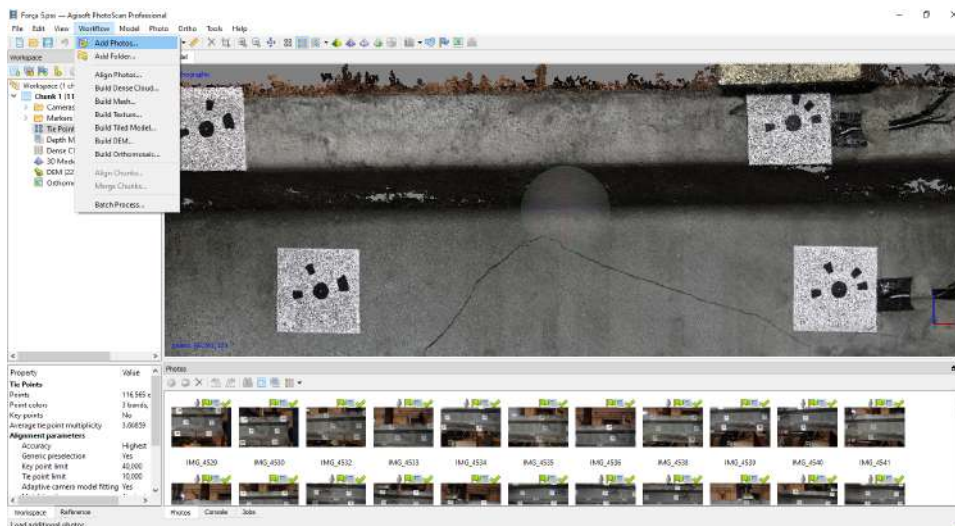


Figura 5.33: Estação de trabalho do *Agisoft Photoscan*®

Como primeiro passo, o programa realiza o alinhamento das fotos, e posterior comparação entre as mesmas, com o objetivo de se produzir um mosaico com mais precisão e eliminar as fotos espúrias. Nesse estágio, o *Agisoft Photoscan*® também encontra a posição e a orientação da câmera para cada foto e constrói um modelo de nuvem de pontos. Nesta etapa do trabalho os seguintes parâmetros foram adotados:

- A acurácia foi usada como “*Highest*” para tentar forçar um alinhamento mais preciso do conjunto das fotos;
- O algoritmo *Generic preselection* foi utilizado para se determinar a posição da câmera para cada momento das tomadas das imagem;

- A opção de *Reset current alignment* foi utilizada para sempre limpar o processo de alinhamento e assim buscar o melhor alinhamento sem utilizar valores de alinhamentos anteriores;
- O *valor de Key point limit* é referente ao limite máximo de pontos reconhecidos em cada imagem em um plano. Similarmente, o *Tie point limit* representam o limite máximo de pontos reconhecidos em 3D. Para esta análise foram adotados 40000 e 4000, respectivamente para *Key point limit* e *Tie point limit*;
- A opção de *Adaptive câmara model fitting* é utilizado quando não se conhece os parâmetros de calibração do conjunto, câmara e lente, de maneira a forçar o software estimar esses parâmetros por meio dos pontos obtidos nas imagens.

Após o alinhamento das imagens ser concluído, adicionam-se as coordenadas de cada ponto obtido via RTS. Nessa parte, por utilizar os marcadores do próprio programa (i.e., marcadores *QRCode*), apenas é necessário a adição de uma tabela com as coordenadas XYZ sequencial para os pontos 1 à 20.

Por meio das coordenadas das câmeras obtidas na etapa anterior, o programa calcula a profundidade de cada ponto e propaga para todas as cenas de maneira a criar uma nuvem densa de pontos. A qualidade utilizada para esta etapa foi a “ultra alta” e o filtro de profundidade foi o “Agressivo”, uma vez que o nível de detalhes deveria ser alto pela proposta do estudo. Posteriormente, o programa cria uma nuvem de pontos 3D, e então, obtém-se uma textura de modelo 3D, criando-se o modelo de mosaico e gerando a elevação digital e a ortofoto.

Para cada passo de carga, a construção do mosaico demorou em média 8 horas de processamento, utilizando um processador Intel i5<sup>®</sup>, 7<sup>a</sup> geração, placa de vídeo Nvidia<sup>®</sup> geforce GTX 1070 com 8 GB e 32 GB de memória RAM. Ao final do processamento, a ortofoto fica georreferenciada, podendo ser manipulada em um software CAD convencional, sendo possível a vetorização das fissuras por *splines*, além da obtenção do comprimento, trajetória e estimativa de abertura de fissuras (vide Fig, 5.36).

Cabe salientar que as fotos da Fig. 5.34 estão em baixa resolução, pois cada uma tem tamanho na ordem de 5 MB, sendo inviável sua utilização na qualidade integral no presente documento. Por sua vez, estas 100 fotos foram utilizadas para criar o mosaico da Fig. 5.35, que está em qualidade suficiente para que o leitor possa utilizar o *zoom in* e identificar as fissuras nas peças. A Fig. 5.36 mostra um exemplo característico de como o valor de abertura de fissuras pode ser estimado, a partir das ortofotos georreferenciadas.



Figura 5.34: Mosaico - para a viga UHPFRC-P-Flex-Cis



Figura 5.35: Ortofoto de UHPFRC-P-Flex-Cis (V05)



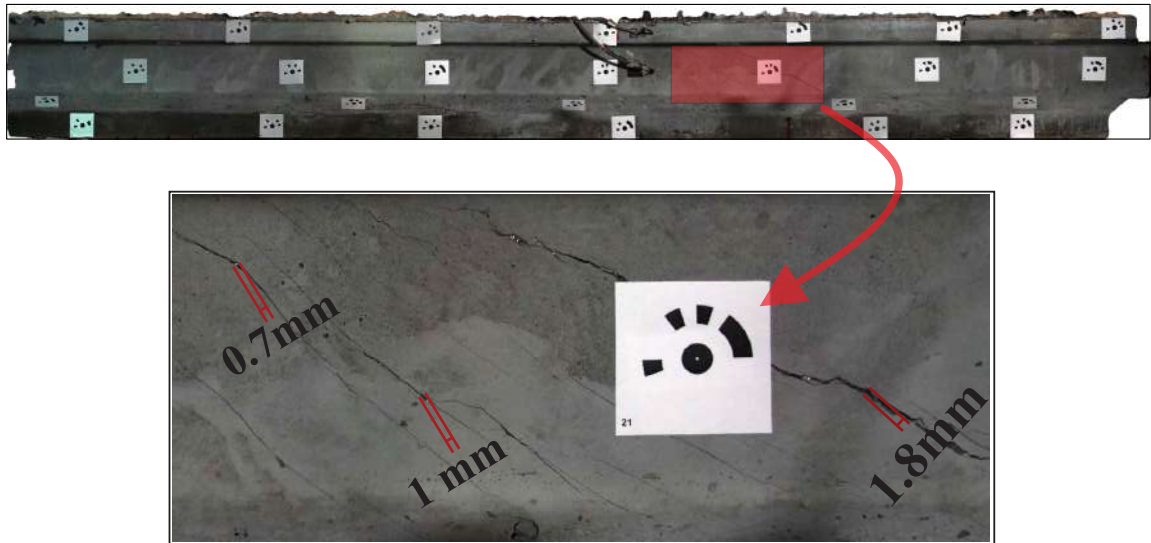


Figura 5.36: Medida da abertura de fissuras

A Fig. 5.37 apresenta os *box plots* que medem o erro absoluto cometido nas duas direções X e Y do plano das vigas estudadas (em mm), sendo este valor obtido entre a diferença absoluta entre os pontos de controle da ortofoto e da estação total. Nota-se, que apesar da variabilidade, a distribuição apresenta média centrada em zero, o que demonstra o potencial da técnica de fotogrametria para o monitoramento estrutural e identificação do dano e caminhamento de fissuras. A ocorrência de valores extremos pode surgir devido a uma fissura que rompe o marco do ponto de controle, como por exemplo nas Figs. 5.32 e 5.36, ou condições adversas de luminosidade. Já a Figura 5.38 apresenta o valor médio de dimensão de um pixel, em mm. Da Figura, nota-se que a partir de 0,2 mm a técnica apresenta capacidade de se obter o valor de estimativa para abertura de fissuras.

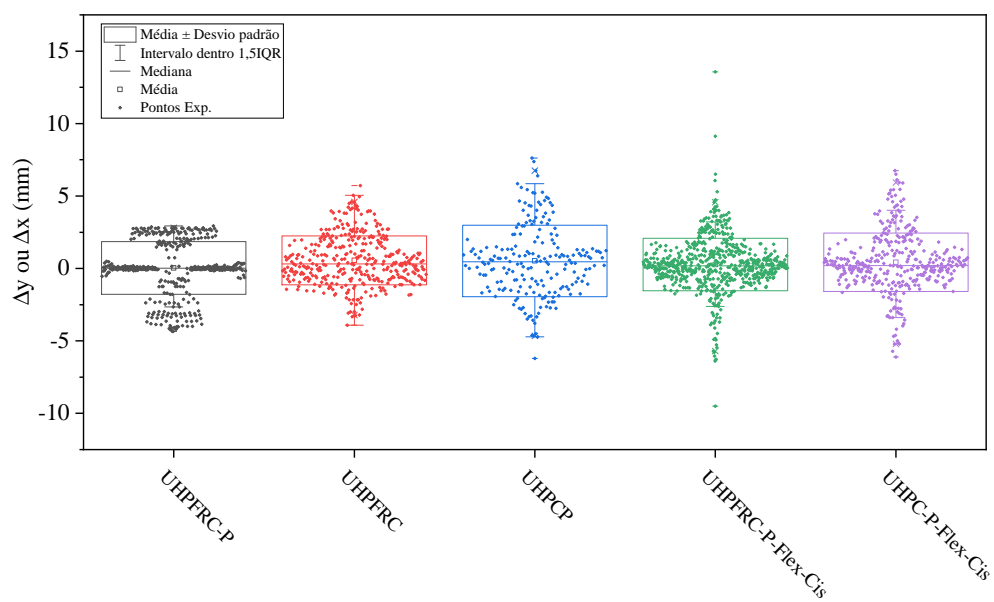


Figura 5.37: Erro no plano da técnica de fotogrametria

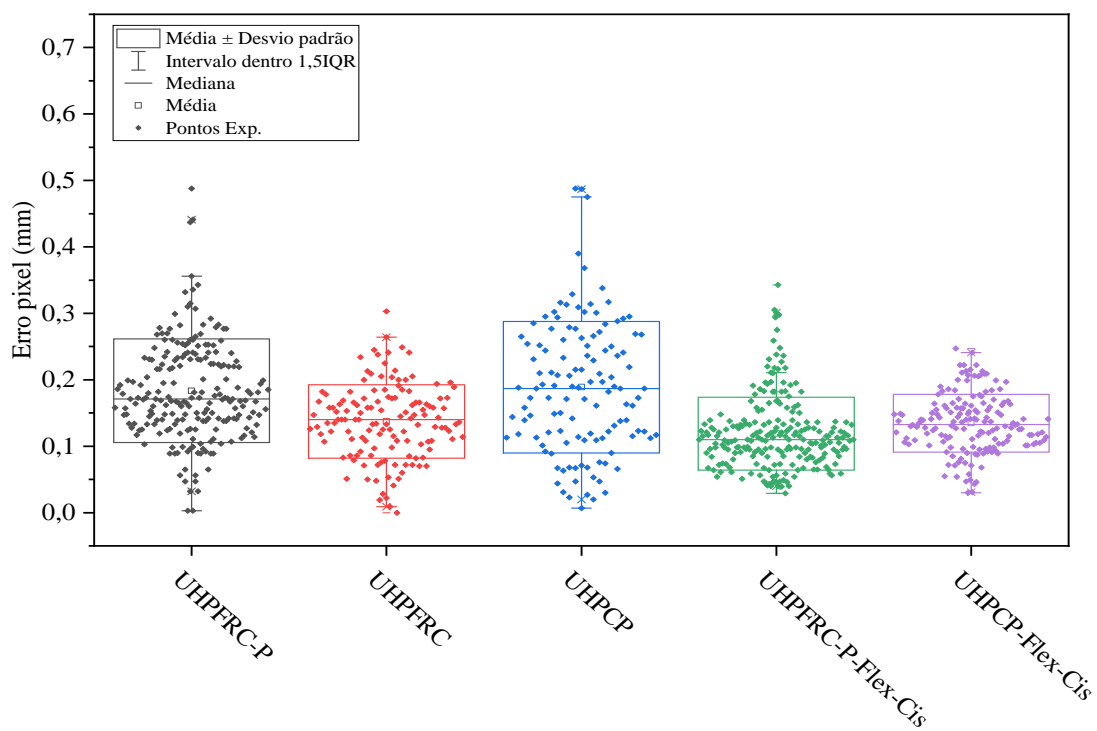


Figura 5.38: Erro no plano da técnica de fotogrametria

Para cada tipo de viga, ainda obteve-se por meio das ortofotos o valor de comprimento de danificação  $L_{dan}$ , conforme a Fig. 5.39, uma medida simples do comprimento linear de onde houve fissuração das vigas ao longo do vão. Dividindo-se o comprimento linear de todas as fissuras vetorizadas ( $L_{Fiss}$ ) por  $L_{dan}$ , obtém-se a densidade de fissuras ao longo do eixo da viga ( $d_{fissuras}$ ), conforme a Eq. 5.8:

$$d_{fissuras} = \frac{L_{fiss}}{L_{dan}} (m/m) \quad (5.8)$$

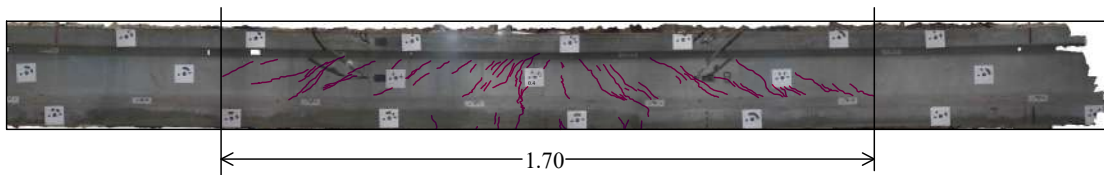


Figura 5.39: Zona de danificação, com  $L_{dan}$  em metros - UHPFRC (V02)

## 5.7 Considerações finais

Neste capítulo, foi apresentada a metodologia utilizada para a fabricação de vigas protendidas de UHPFRC e UHPC, demonstrando a concepção das formas, processo de mistura, cura, desforma e principais dificuldades encontradas para a produção dos protótipos de vigas I de UHPC e UHPFRC. Além disso, os ensaios utilizados para a obtenção dos resultados experimentais do capítulo 7 são descritos.

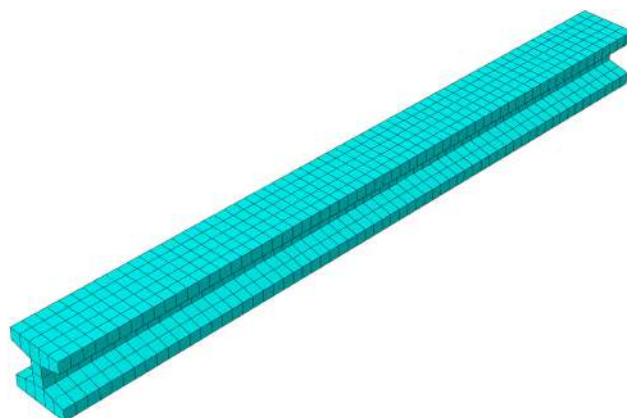


# Capítulo 6

## Calibração numérica e modelo teórico de momento curvatura

### 6.1 Calibração numérica

Foram utilizadas malhas regulares com tamanhos médios de 50 mm e 25 mm (refinada), para se avaliar a sensibilidade do problema. A Fig.6.1 apresenta as malhas utilizadas nesta parte do estudo:



(a) Malha de 50 mm



(b) Malha de 25 mm

Figura 6.1: Malhas utilizadas

Utilizou-se o elemento de treliça quadrático 3D T3D3 para representar as armaduras ativas ou passivas, com discretização de 120 mm. A calibração foi feita embasada no modelo com malha de 50 mm, devido ao seu menor custo computacional requerido. Posteriormente, análises para a malha de 25 mm foram efetuadas. Os apoios neste caso foram simulados com pontos de referência ligados por barras MPC com rigidez infinita.

A Tabela 6.1.a apresenta resumidamente os parâmetros de entrada para as leis constitutivas e parâmetros de dano e plasticidade para o modelo calibrado de UHPFRC com malha de 50 mm. Foi utilizada a lei de dano de [Birtel e Mark \(2006\)](#), com coeficientes iguais à  $b_t = 0,3$  e  $b_c = 0,7$ .

A Fig. 6.2.a e b apresenta as leis constitutivas uniaxiais de tração e compressão utilizadas na entrada do modelo de elementos finitos no *ABAQUS*<sup>®</sup>. As curvas foram obtidas pela calibração dos resultados considerando as vigas ensaiadas e os corpos de prova sob comportamento uniaxial de UHPFRC. Na compressão, foi utilizado o modelo de [Carreira e Chu \(1985\)](#), e para o modelo de tração, utilizou-se o comportamento constitutivo de

Krahl (2018). Conforme a prescrição da AFGC (2013), o diagrama de tração analítico que foi obtido pelo comportamento de corpos de prova (i.e., Fig. 5.13d) foi dividido pelo fator de orientação global das fibras, i.e.,  $K_{global} = 1,23$ , que computa a diferença entre as orientações de um corpo de prova e uma estrutura real (AFGC, 2013).

Além da correção do parâmetro  $K_{global}$ , foi necessário se considerar a influência da abertura de fissuras para o CDP. Assim, como o resultado de tração foi obtido para um LVDT com curso de 100 mm, se corrigiu a influência para as malhas de 25 mm e 50 mm, multiplicando-se as deformações calibradas pelo fator proporcional que considera o tamanho da largura de banda das malhas  $L_c = \sqrt[3]{V_{el}}$ , em que  $V_{el}$  é dado pelo volume do elemento finito. Além disso, o parâmetro de dano de Birtel (i.e.,  $b_t$ ) também foi corrigido para a malha de 25 mm para  $b_t = 0,5$ .

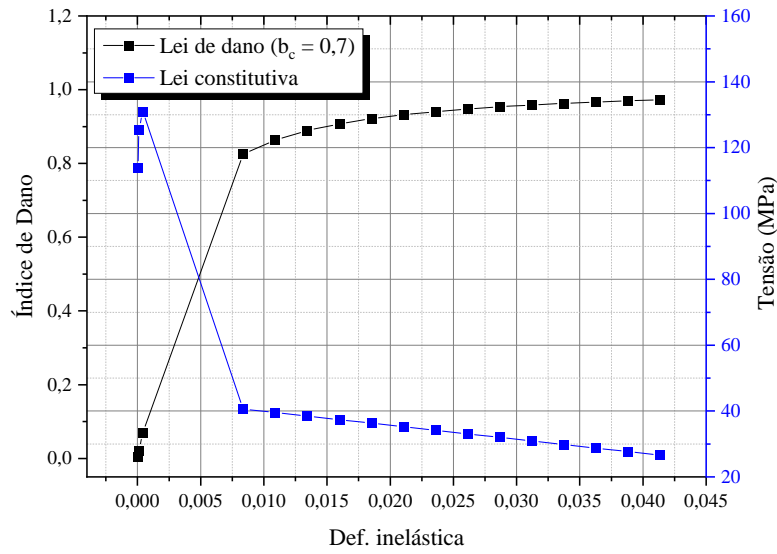
Tabela 6.1: Resumo das propriedades de lei constitutiva

(a) UHPFRC		(b) UHPC	
Propriedade	Valor	Propriedade	Valor
$W_t$ (MPa)	0,457	$G_f$	0,13
$I_p$	0,049	(N/mm) <sup>1</sup>	
$\epsilon_{0,c}$	0,005	$w_1$ (mm)	0,0349
$\epsilon_{pico}$	0,000279	$w_2$ (mm)	0,157
$E_0$ (GPa) <sup>1</sup>	28,66	$\epsilon_{pico}$	0.0002
$b_c$	0,7	$E_0$ (GPa)	15 <sup>2</sup> e
$b_t$	0,3		27,5 <sup>3</sup>
$f_c$ (MPa)	135 MPa	$f_c$ (MPa)	135 MPa
$f_{ct}$ (MPa)	8,0 MPa	$f_{ct}$ (MPa)	3 MPa
$\Psi$ (°)	50	$\Psi$ (°)	50
$m$	0.1	$m$	0,1
$f_{c,0}/f_{b,c0}$	1.07	$f_{c,0}/f_{b,c0}$	1.07
K	0,667	K	0,667
$\beta$	11.6244	Viscosidade	0,0005
$k_1$ e $k_2$	1		
Viscosidade	0,0005		

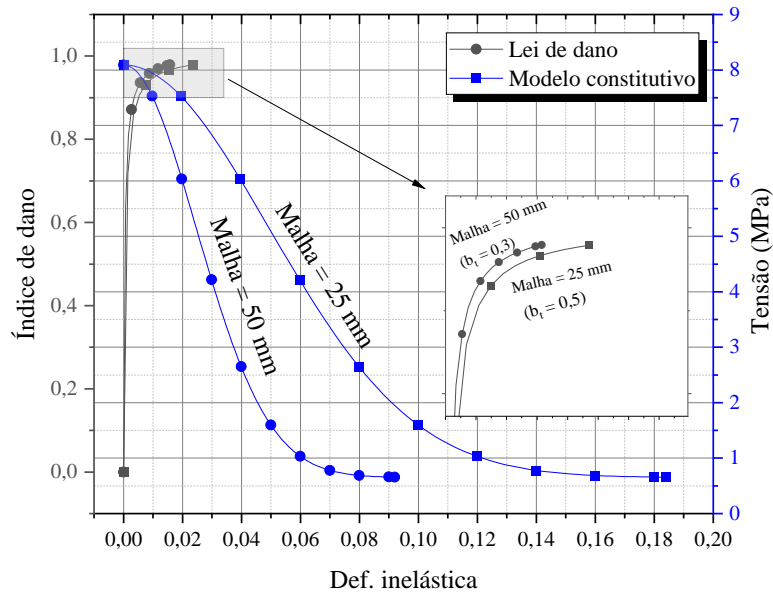
<sup>1</sup>Valor calibrado

<sup>2</sup>Valor calibrado para a viga UHPC-P-Flex

<sup>3</sup>Valor calibrado para a viga UHPC-P-Flex-Cis



(a) Lei constitutiva calibrada para a compressão



(b) Lei constitutiva calibrada para a tração

Figura 6.2: Leis constitutivas calibradas para o UHPFRC

Da mesma forma, a Tabela 6.1.b apresenta os valores utilizados nos modelos numéricos de concreto de UHPC (i.e., vigas UHPCP-Flex e UHPCP-Flex-cis). Utilizou-se o comportamento linear elasto-plástico perfeito para a compressão, com deformação inelástica



de 0 para a tensão de pico de 120 MPa. Como não foram feitos ensaios de tração direta, utilizou-se do comportamento bilinear do CEB FIP (CEB-FIP, 2010) com lei de dano de tração simplificada (SINGH et al., 2017), conforme a Eq. 6.1.

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_i}{f_{ct}} \quad (6.1)$$

A Fig. 6.3. apresenta o comportamento de tração para as vigas protendidas constituídas de UHPC, com correção efetuada para a malha:

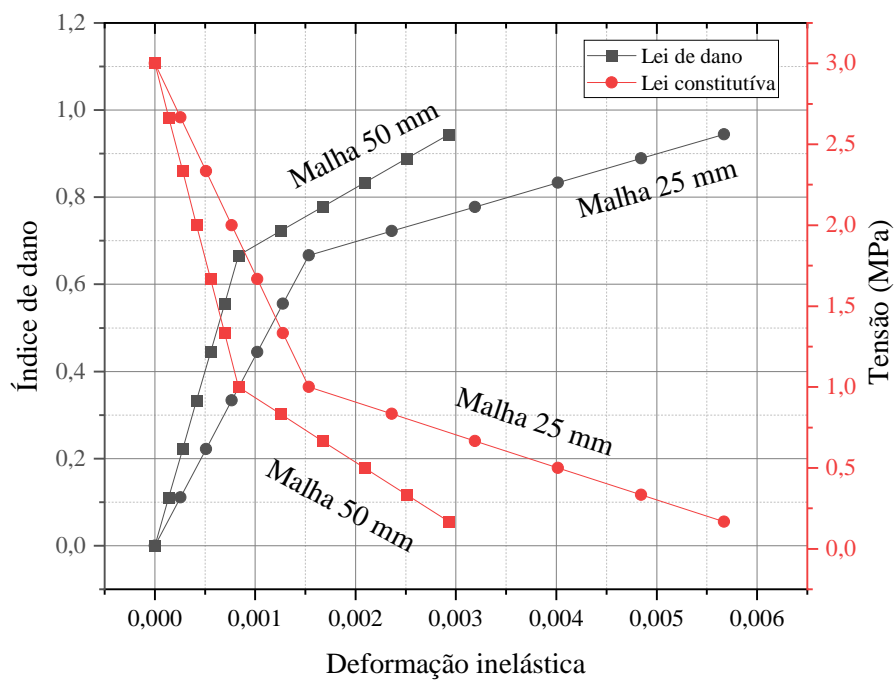


Figura 6.3: Comportamento de tração do UHPC

Para a análise estática geral, foram utilizados incrementos mínimos de 1E-9 e máximos de 0,05, com máximo número de incrementos de 1E9. Para cada ciclo de carregamento ou descarregamento foi criado um *step*. Como critério de parada, a simulação foi realizada até o atingimento de deslocamento máximo ou então incremento necessário menor que 1E-9. As análises das vigas I sob carregamento cíclico demoraram em média meia hora para a malha de 50 mm e 4 horas para a malha de 25 mm.

## 6.2 Momento curvatura

Baseado nas equações de dimensionamento foi desenvolvido um código computacional em MATLAB para obter a relação entre momento x curvatura (i.e.,  $M \times \Phi$ ). O fluxograma da Fig. 6.4 apresenta o algoritmo para tal programa.

Inicialmente, considera-se o regime elástico linear para o aço e concreto, se obter os valores de curvatura referentes à protensão, neutralização e momento de fissuração. Após este ponto, aplica-se o método de Newton para se obter o equilíbrio da seção, respeitando as leis constitutivas linear para o concreto e da Fig. para o aço. A análise é conduzida com tolerância de  $10^{-4}$  e critério de parada quando o aço ou concreto atingir a deformação última estipulada (i.e.,  $\epsilon_{st} = 10 \text{ ‰}$  e  $\epsilon_{cud}$  determinado pela Eq. 3.1). No ELU utiliza-se a distribuição de tensões conforme o item 3.2. As Figs. 6.5a, 6.5b e 6.5c apresenta respectivamente as leis constitutivas de concreto em tração e compressão, e dywidag.

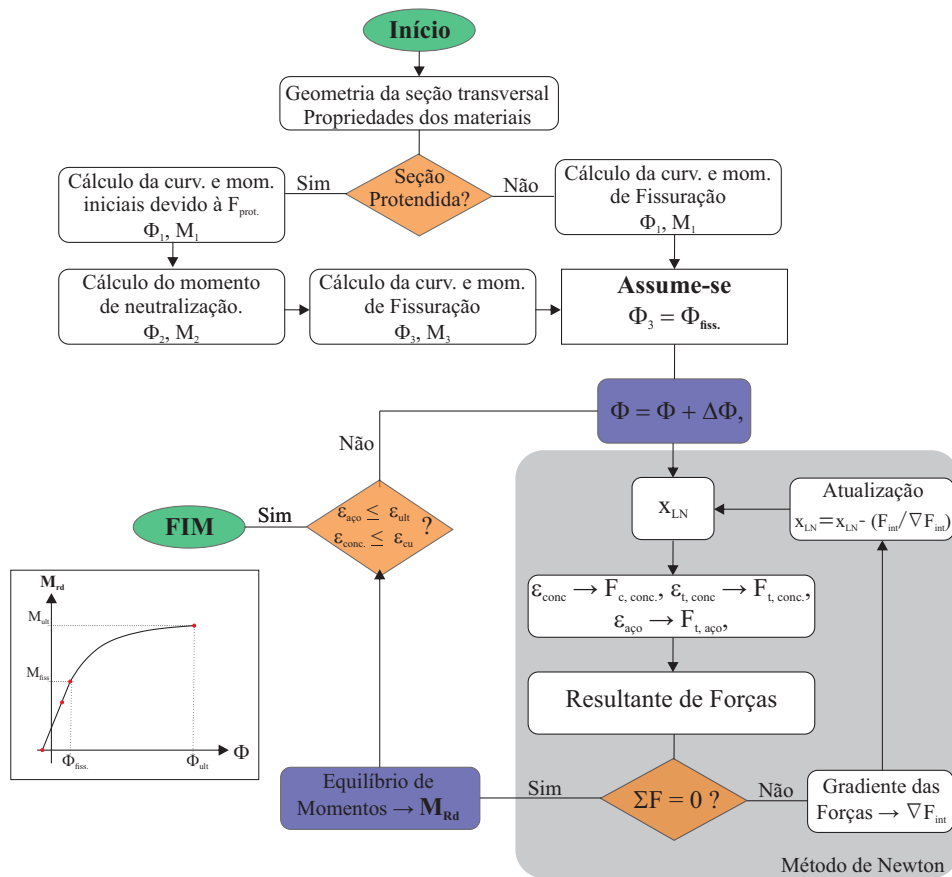
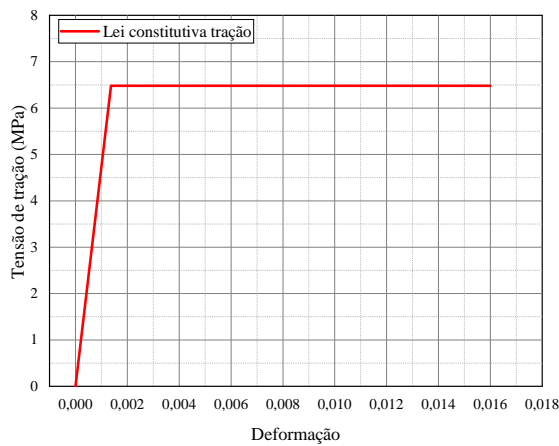
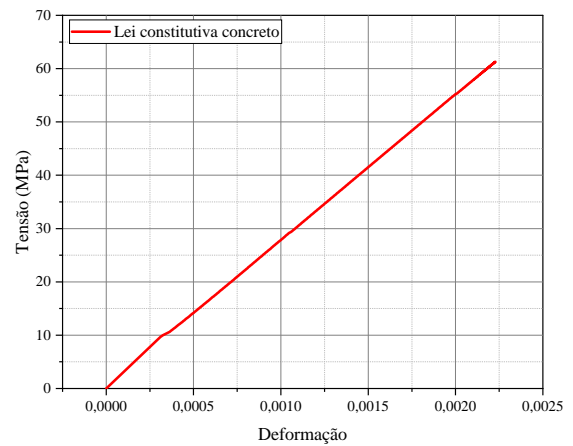


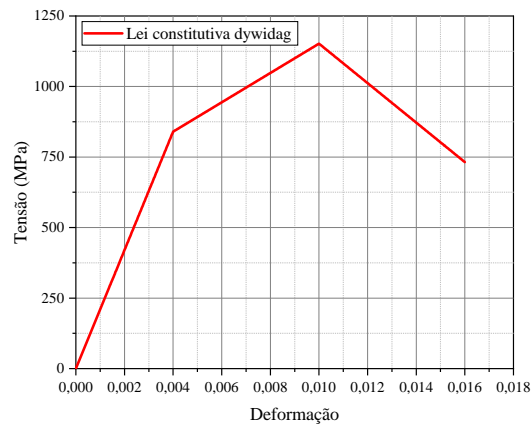
Figura 6.4: Fluxograma do código desenvolvido para a análise de momento curvatura



(a) Lei constitutiva de tração do concreto



(b) Lei constitutiva de compressão do concreto



(c) Lei constitutiva do dywidag

Figura 6.5: Lei constitutiva para o momento curvatura

Os resultados de momento curvatura teóricos das vigas em flexão foram comparados com os valores experimentais e numéricos. Para estes modelos, a curvatura foi determinada conforme a curvatura apresentada pela Eq. 6.2 e Fig. 6.6:

$$\frac{1}{R} = \Phi = \frac{2y}{y^2 + 0,16^2 \cdot L^2} \quad (6.2)$$

Em que:  $1/R$  é a curvatura da viga;  $y$  é a diferença entre o deslocamento central e os instalados no terço do vão (vide Fig. 5.15);  $L$  é o comprimento do vão da viga da Fig. 6.7.

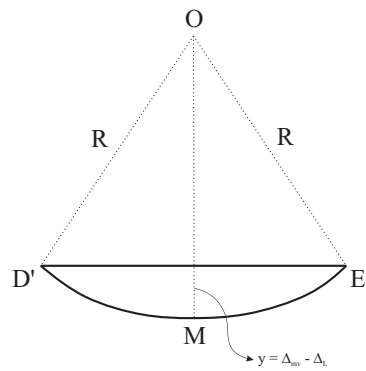


Figura 6.6: Obtenção da curvatura

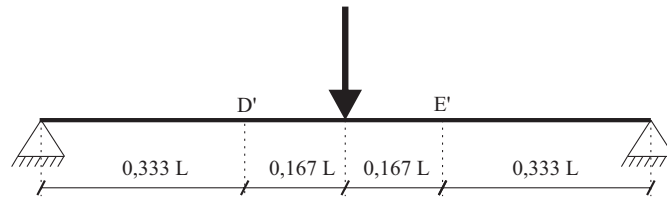


Figura 6.7: Obtenção da curvatura

### 6.3 Considerações finais

Neste capítulo, apresentou-se o procedimento e parâmetros de entrada para a modelagem numérica utilizados para a calibração dos resultados experimentais. Além disso, descreveu-se o código para obtenção da relação momento x curvatura das vigas experimentais em flexão. Tais resultados serão apresentados no capítulo 7.

# Capítulo 7

## Resultados experimentais e numéricos em vigas I

Nesta seção, serão apresentados os resultados experimentais e numéricos das vigas I protendidas fabricadas e modeladas numericamente nos capítulos anteriores.

### 7.1 Ensaios mecânicos

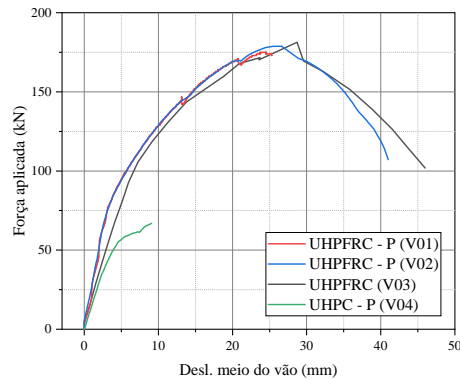
#### 7.1.1 Envoltória monotônica

A Tabela 7.1 apresenta resumidamente os resultados obtidos para as vigas ensaiadas aos carregamentos de flexão e flexo-cisalhamento. Cabe salientar que o valor de  $\delta_{100kN}$  é o deslocamento referente a 100 kN. Já a Fig. 7.1a e 7.1b apresenta o envelope monotônico para as seções estudadas em flexão (Fig. 7.1a) e flexo-cisalhamento (Fig. 7.1b). Dos resultados, nota-se a maior deslocabilidade e força dos perfis constituídos de UHPFRC em relação ao UHPC, tanto na condição de flexão quanto de flexo-cisalhamento.

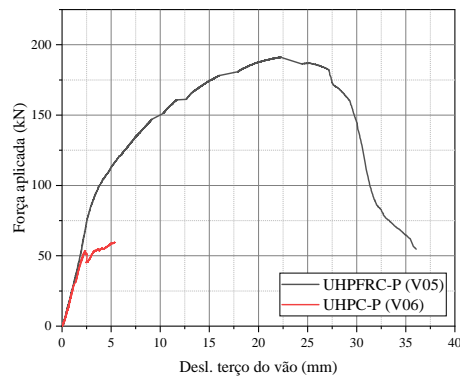
Tabela 7.1: Resultados das vigas ensaiadas

ID	Nome	$V_f$ (%)	$P_\infty$ (MPa)	$F_{max}$ (kN)	$\delta_{pico}$ (mm)	$\delta_{100kN}$ (mm)
V0	Piloto - UHPC - P	0	273			
V1	UHPFRC-P (Flex)	2	274	175,0	24	5,5
V2	UHPFRC-P (Flex)	2	282	178,6	25	5,5
V3	UHPFRC (Flex)	2	0	182,0	29	6,5
V4	UHPC-P	0	284	67,0	9	-
V5	UHPFRC-P (Flex-cis)	2	282	190,93	22,5	3,75
V6	UHPC-P (Flex-cis)	0	265	59,41	5,4	-

Valores nominais de resistência:  $f_y = 900MPa$ ,  $f_u = 1100MPa$ ,  $f_c = 135MPa$ ,  $f_{ct} = 10MPa$ , nível nominal de de protensão de 30 %.



(a) Seções submetidas à flexão



(b) Seções submetidas à flexo-cisalhamento

Figura 7.1: Envelope monotônico das seções estudadas

## 7.1.2 Comportamento cíclico das vigas submetidas à flexão e flexo-cisalhamento

As Figuras 7.2 e 7.3 apresentam as respostas numérico experimental de força x deslocamento cíclicas para os perfis protendidos de UHPFRC, submetidos à carregamento flexional de três pontos no meio do vão (i.e., UHPFRC-P-Flex V01 e V02). Nota-se que a força máxima experimental foi igual à 176 kN, enquanto que o modelo numérico com malha de 50 mm apresentou força máxima de 185 kN, o que demonstra erro entre os modelos numérico e experimental de 4,5 %.

Para a viga não protendida submetida à flexão (i.e., UHPFRC), a força resistente experimental foi de 182 kN contra 183 kN do modelo numérico com malha de 50 mm, o que demonstra uma diferença entre os modelos de 1 % (vide Fig. 7.4). Os modelos com malha mais refinada (i.e., 25 mm), ficaram com erro na ordem de 10 - 11 %. Este comportamento de aumento da força nos modelos com malha mais refinada pode ser atribuído a concentração de dano nos elementos de pequena dimensão, causando grau de singularidade que superestima a resposta numérica em relação à experimental.

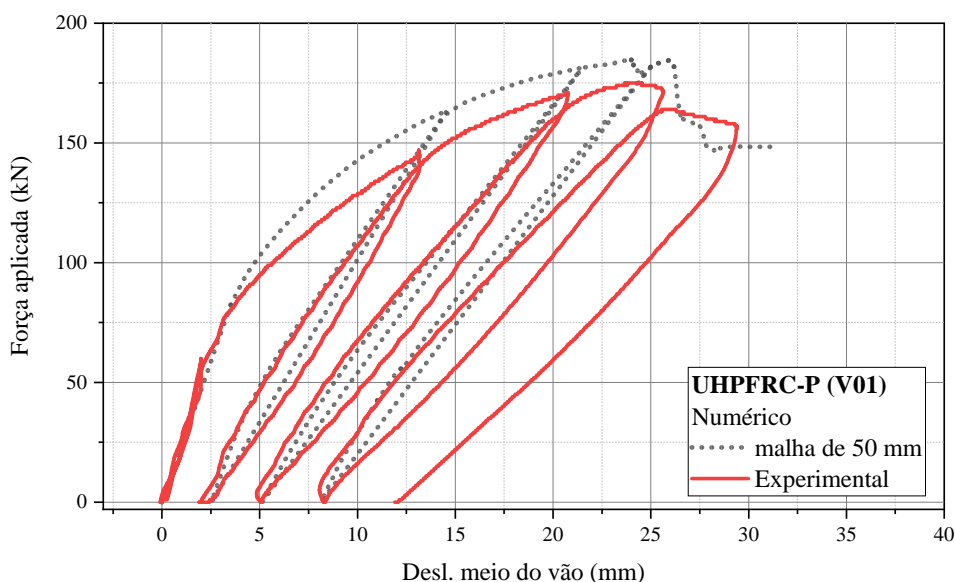


Figura 7.2: Resposta em força deslocamento das vigas de UHPFRC: V01 protendida - UHPFRC-P-Flex

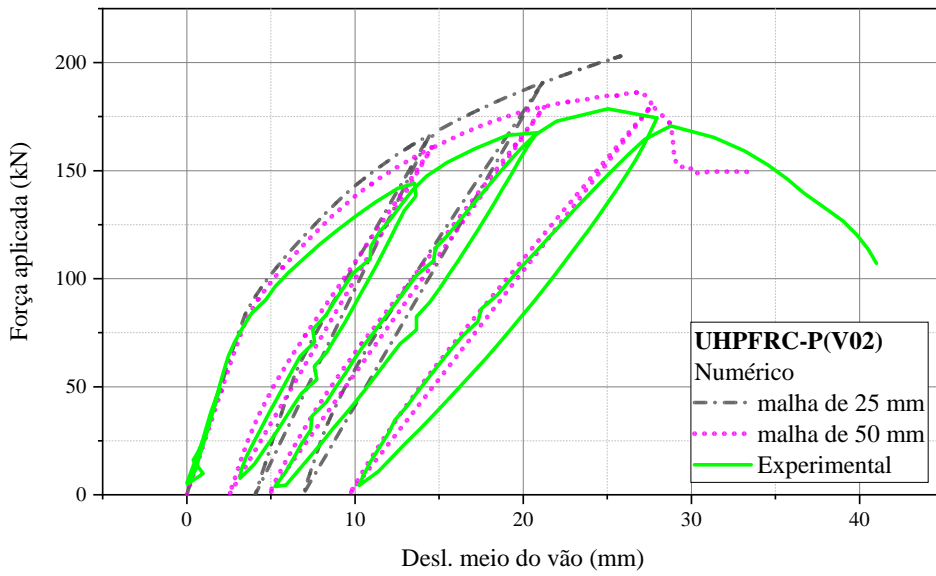


Figura 7.3: Resposta em força deslocamento das vigas de UHPFRC: V02 protendida - UHPFRC-P-Flex

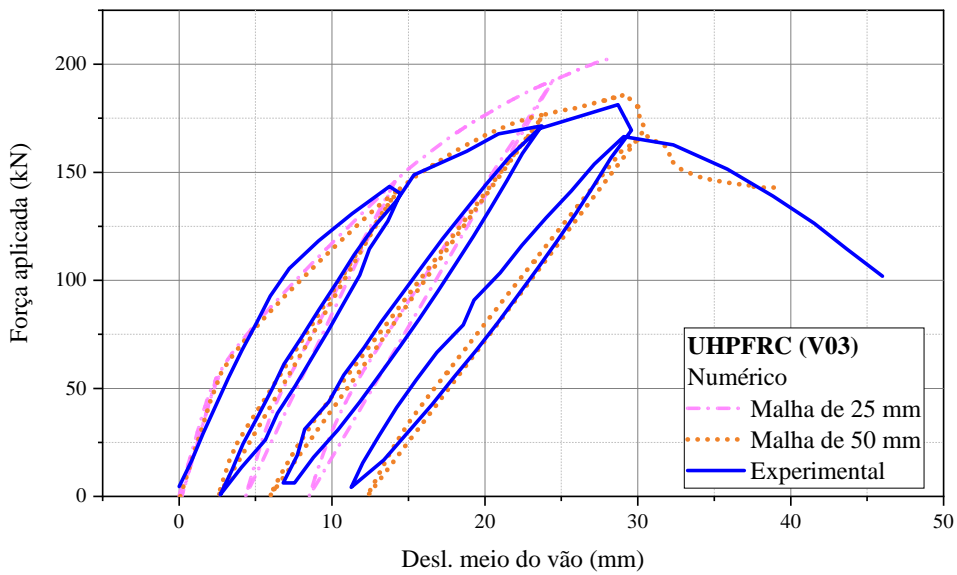


Figura 7.4: Resposta em força deslocamento das vigas de UHPFRC: V03 sem protensão - UHPFRC-Flex

A Fig. 7.5 apresenta uma foto convencional que destaca a ruptura característica por flexão da viga de UHPFRC-P. Já a Fig 7.6 apresenta a foto da ruptura por flexão da viga



UHPFRC. As marcações efetuadas nas vigas associam o surgimento das fissuras ao valor de força imposto na peça. Destas fotos convencionais, observa-se a região de arrancamento de fibras, ocorrendo no plano de flexão (vide Fig. 7.7).

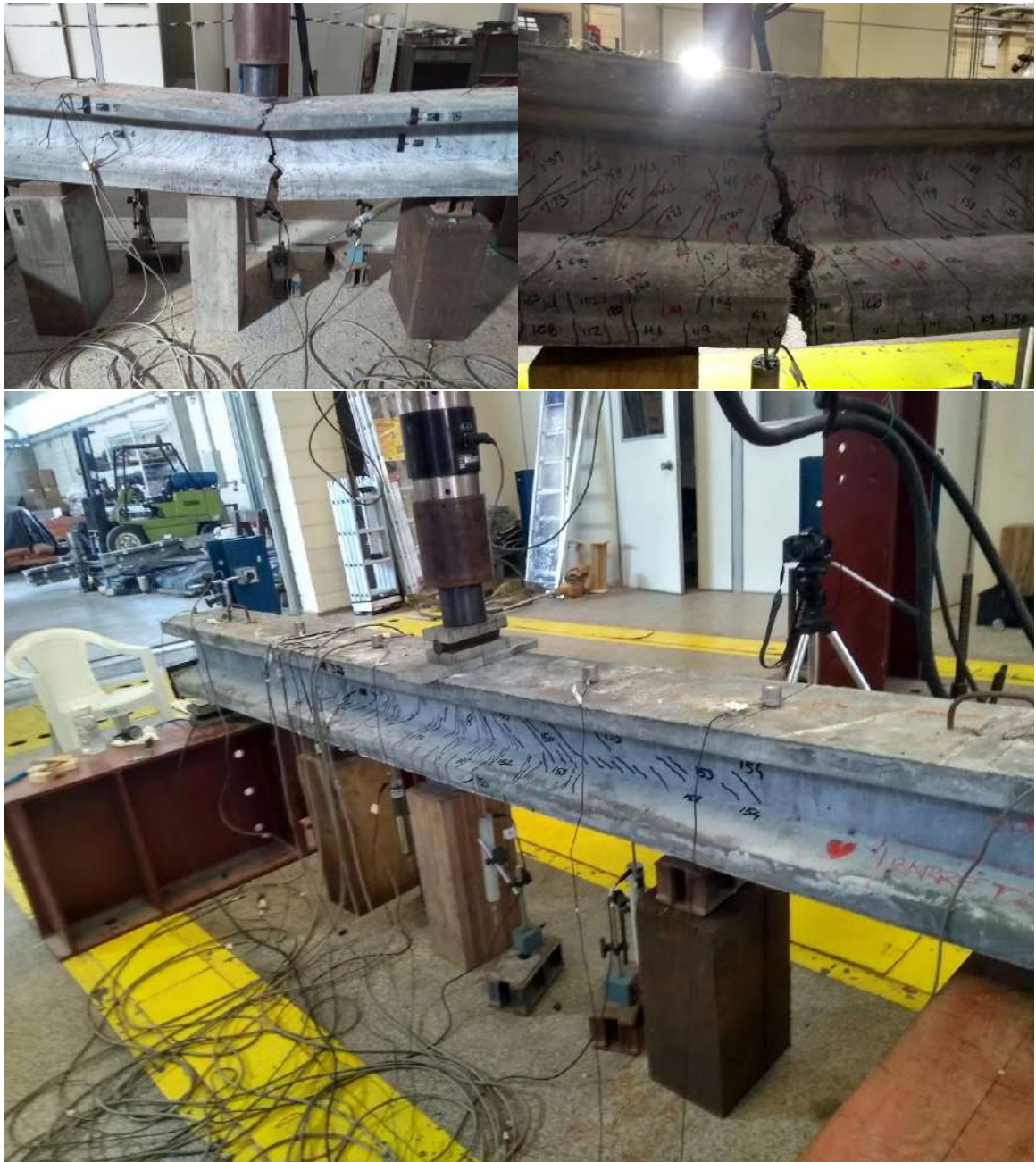


Figura 7.5: Ruptura da viga UHPFRC Protendida (V01 e V02)



Figura 7.6: Ruptura da viga UHPFRC sem protensão (V03)

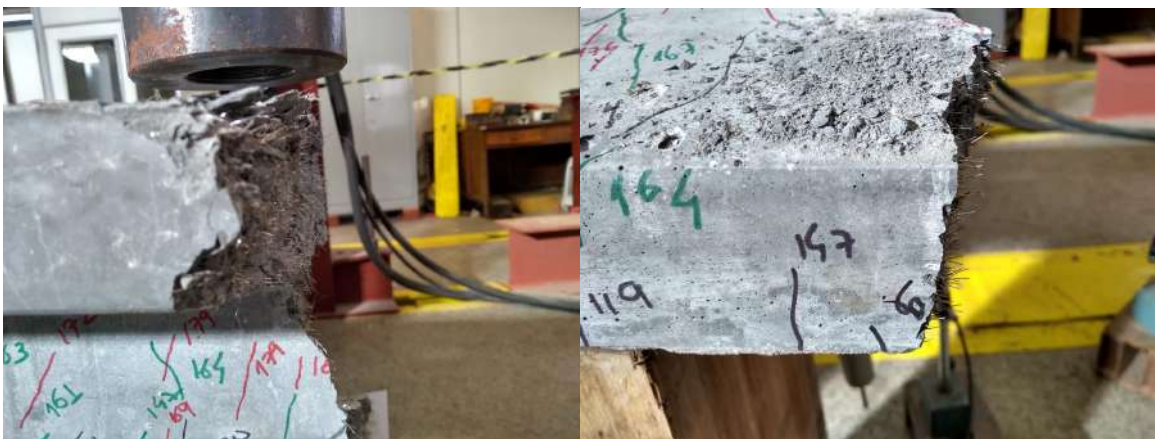
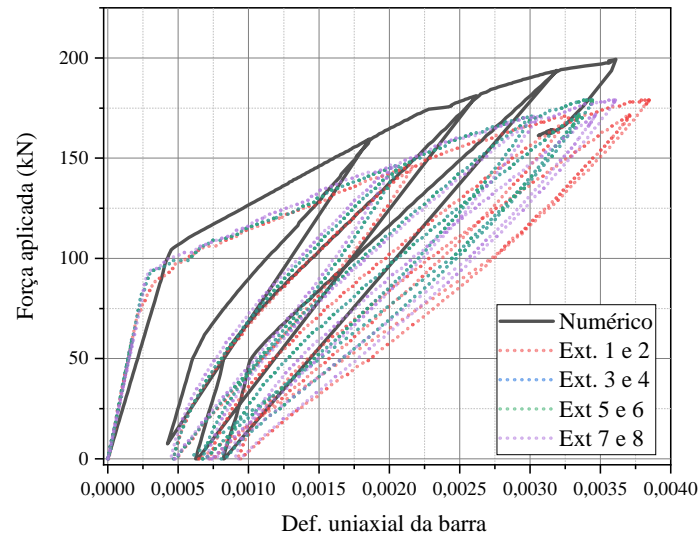
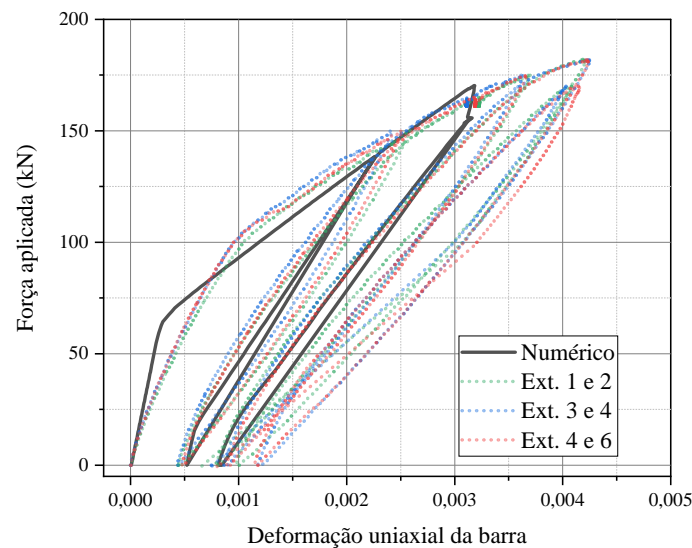


Figura 7.7: Zona onde houve arrancamento de fibras (V02)

A Fig. 7.8.a e b apresenta o diagrama de força aplicada *versus* a deformação observada nas armaduras no ponto do terço do vão, para modelo numérico e experimental, para as vigas UHPFRC-P (V02) e UHPFRC (V03).



(a) UHPFRC-P (V02)



(b) UHPFRC (V03)

Figura 7.8: Força aplicada vs. deformação nas armaduras

O diagrama de força x deslocamento para viga de UHPC protendida submetida ao

carregamento de flexão é apresentado conforme a Fig. 7.9. Nota-se um pico de força experimental de 60 kN, i.e., aproximadamente 70% menor que o pico de força das vigas que contém fibras metálicas. O deslocamento último é de 7 mm, valor 70 % menor que as vigas de UHPFRC com 2% de fibras. Portanto, a ausência das fibras metálicas indica a ruptura frágil e catastrófica, com força muito menor que os modelos com  $V_f = 2\%$ . Os modelos de malha com 25 mm e 50 mm apresentaram  $F_{max}$  de 71 e 62 kN, respectivamente.

A foto convencional da Fig. 7.10 apresenta como as fissuras do UHPC são espaçadas na ruptura, fenômeno que ocorre devido à falta de fibras. Além disso, a mesma foto demonstra que embora o carregamento seja aplicado no meio do vão, a fissura que gera o colapso da peça é claramente diagonal, o que demonstra que a combinação da baixa resistência à tração do concreto sem fibras, juntamente com a ausência de estribos e características geométricas da seção transversal gera um modo de falha preponderante de cisalhamento.

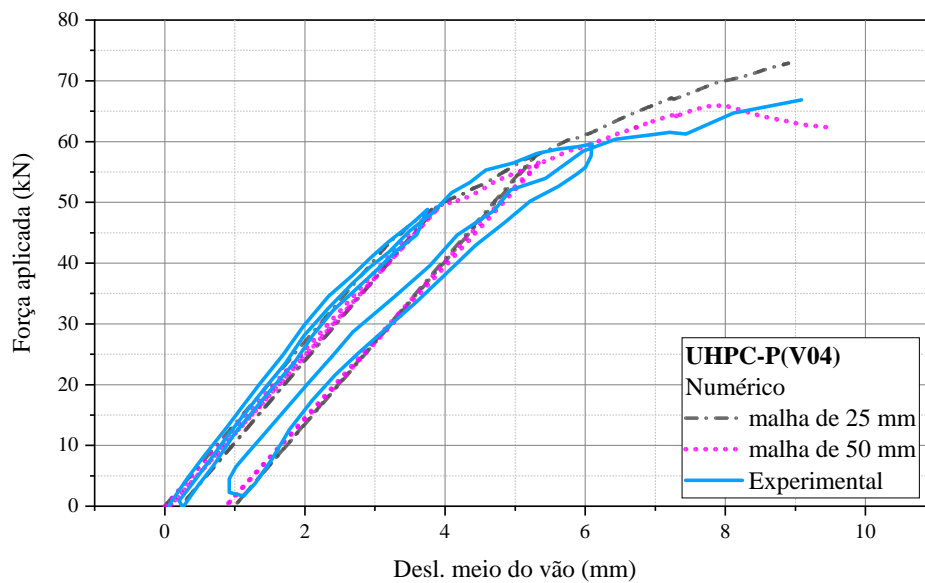


Figura 7.9: Resposta em força deslocamento das vigas de UHPC-P



Figura 7.10: Ruptura da viga UHPC protendida (V04)

Variando-se o ponto de aplicação da força, obtém-se os resultados numérico e experimentais de força x deslocamento para as vigas de UHPFRC-P-Flex-Cis e UHPCP-Flex-Cis, conforme as Figs. 7.11 e 7.12. Nesta etapa considerou-se os carregamentos aplicados no terço do vão (conforme Fig. 5.15) e relação  $a/d = 3,92$  (conforme Tabela 5.1). Observa-se o deslocamento último de 5,5 mm para a viga UHPC-P-Flex-Cis, comparado à 20mm para a viga de UHPFRC protendida, o que sugere que as fibras também melhoram a ductilidade para esta condição de carregamento perto do apoio. Além do deslocamento máximo, há melhoria de resistência, uma vez que a adição de 2% de fibras aumenta de 59,41 kN (UHPC-P-Flex-Cis) para 191,70 kN (UHPFRC-P-Flex-Cis) de resistência, demonstrando um aumento de 3,22 vezes. A relação entre a força máxima dos modelos experimental e numérico se apresenta contida entre os valores máximos de 1,10 e 1,11. A Fig. 7.15 apresenta a deformação na armadura ativa *versus* a força aplicada na viga UHPFRC-P-Flex-Cis.

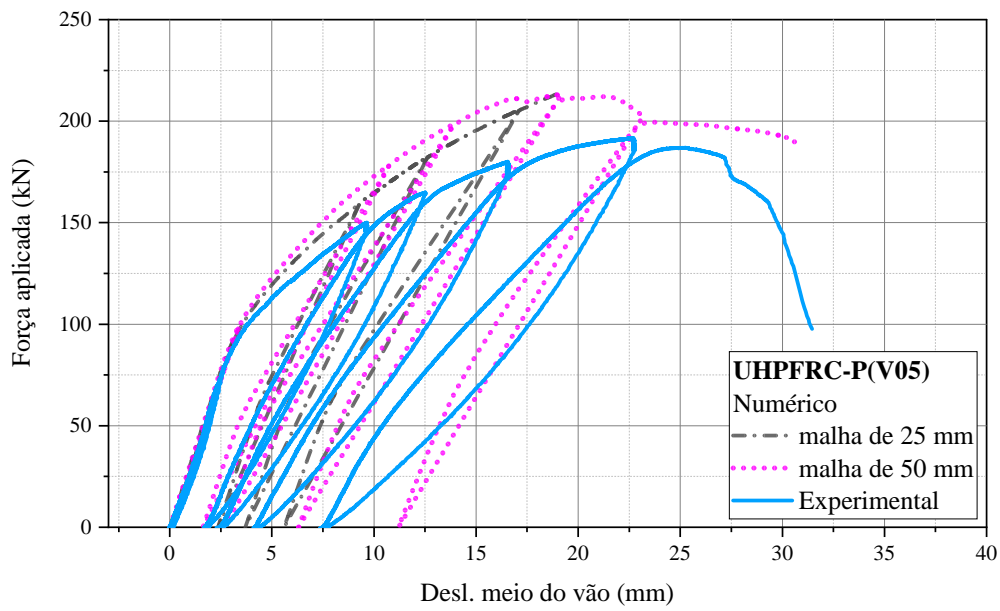


Figura 7.11: Diagrama de força x deslocamento UHPFRC-P-Flex-Cis

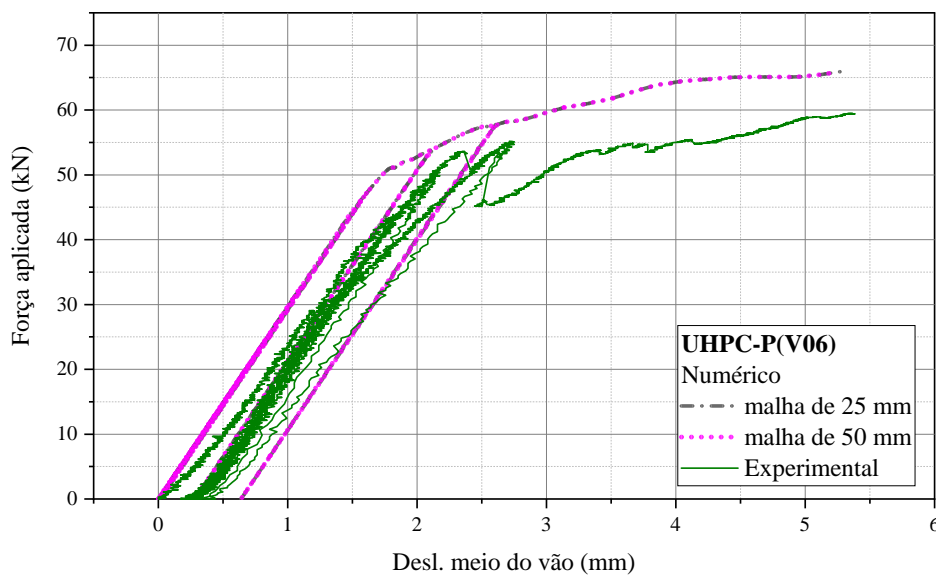


Figura 7.12: Diagrama de força x deslocamento UHPC-P-Flex-Cis

As fotos convencionais das Figs. 7.13 e 7.14 apresentam o modo de falha para as vigas em flexo-cisalhamento, respectivamente para a viga de UHPFRC-P-Flex-cis e UHPC-P-Flex-Cis. Nota-se que as fibras geram um modo de falha com fissuração muito mais difusa

para a viga UHPFRC-P-Flex-Cis, enquanto que a viga de UHPC apresentam poucas fissuras que evoluem de forma catastrófica para uma ruptura frágil.



Figura 7.13: Ruptura da viga UHPFRC-P-Flex-Cis



Figura 7.14: Fissuração da viga UHPC-P-Flex-Cis antes da ruptura

A Fig. 7.15 apresenta o diagrama de força aplicada *versus* a deformação observada nas armaduras embaixo do ponto de aplicação de força, para modelo numérico e experimental, respectivamente para as vigas UHPFRC-P-Flex-Cis (V05):

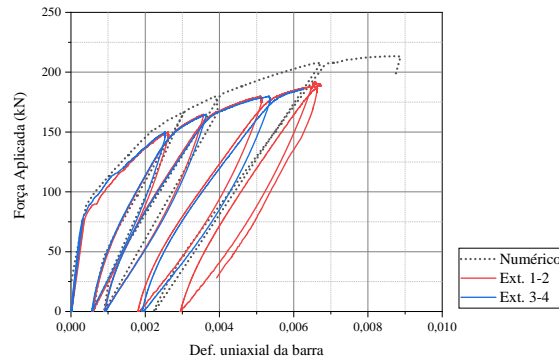


Figura 7.15: Relação força aplicada pela deformação uniaxial da barra (Viga UHPFRC-P-Flex-Cis)

A Tabela 7.2 apresenta os valores resumidos de Força máxima ( $F_{max}$ ) para cada modelo experimental e numérico (i.e., com malha refinada de no máximo 30 mm e malha de 50 mm). Efetuando-se uma análise dos dados apresentados pela Tabela 7.3, nota-se que a relação entre os modelos numérico e experimental apresenta média de 1,05, com valores máximos e mínimos de 1,11 e 0,92, respectivamente.

Tabela 7.2: Valores de  $F_{max}$

ID	Nome	$F_{max,num,25mm}$ (kN)	$F_{max,num,50mm}$ (kN)	$F_{max,exp}$ (kN)
V1	UHPFRC-P (Flex)	-	184,56	175,00
V2	UHPFRC-P (Flex)	198,10	186,07	178,61
V3	UHPFRC (Flex)	202,24	183,24	181,27
V4	UHPC-P	71,78	62,01	66,85
V5	UHPFRC-P (Flex-cis)	213,99	210,82	190,93
V6	UHPC-P (Flex-cis)	65,73	65,73	59,41

Tabela 7.3: Relação entre os modelos numérico e experimental

ID	Nome	$F_{max,num,25mm}/F_{max,exp}$	$F_{max,num,50mm}/F_{max,exp}$
V1	UHPFRC-P (Flex)	-	1,051
V2	UHPFRC-P (Flex)	1,11	1,044
V3	UHPFRC (Flex)	1,10	1,011
V4	UHPC-P	1,07	0,92
V5	UHPFRC-P (Flex-cis)	1,11	1,10
V6	CPR-P (Flex-cis)	1,10	1,10



## 7.2 Modelo analítico de flexão e cortante

A Fig. 7.16 apresenta a comparação de força máxima obtida pelos modelos numérico, experimental e analítico (cortante máxima vs. momento fletor máximo). Observa-se que para todos os casos de vigas de UHPFRC, os valores de forças máximas analíticas foram próximos aos valores numérico e experimentais, o que demonstra que para a condição de carregamento, há modo de falha misto com fissuras de flexão e inclinadas de cisalhamento, mostrando a contribuição dos dois esforços na ruína das peças. Assim, mesmo nos casos de carregamento predominantemente de flexão, as fissuras diagonais foram notáveis, o que justifica os valores do modelo analítico de cortante próximo dos valores numérico experimentais.

Devido à configuração de aplicação de força perto do apoio e distribuição de esforços na viga, a menor resistência analítica para o cisalhamento das vigas de UHPFRC foi observada para a viga UHPFRC-P-Flex-Cis. Este fato comprova o modo de falha observado experimentalmente, onde é observada uma grande fissura oriunda de tração diagonal que leva a peça à ruína.

Quanto às vigas de UHPC-P, nota-se valores de resistência ao cisalhamento muito menores que às forças máximas obtidas para o caso de flexão, o que induz o modo de falha de cortante nestas peças, devido à baixa resistência a tração do concreto. Portanto, o valor em roxo de momento fletor não representa a ruína das vigas de UHPC.

Cabe salientar que a angulação das bielas utilizada no cálculo analítico da força máxima de cisalhamento foi determinada conforme o valor da média de inclinação obtida pelos resultados de fotogrametria, i.e.,: 40° para UHPFRC-P, 42° para UHPFRC e 32° para UHPFRC-P-Flex-Cis, conforme as Figs. 7.17, 7.18 e 7.19.

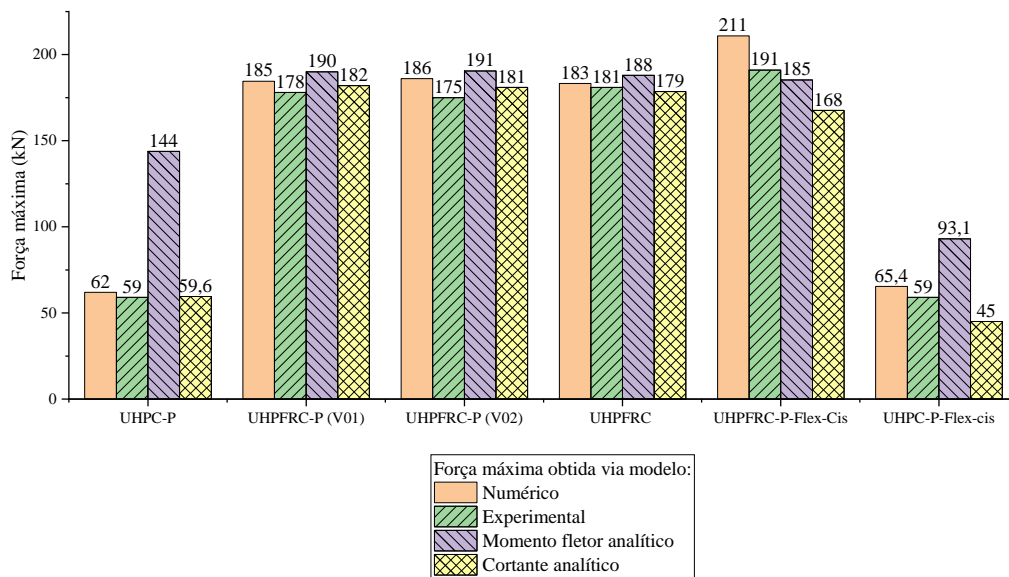


Figura 7.16: Comparação das forças máximas obtidas pelos modelos numérico, experimental e analítico

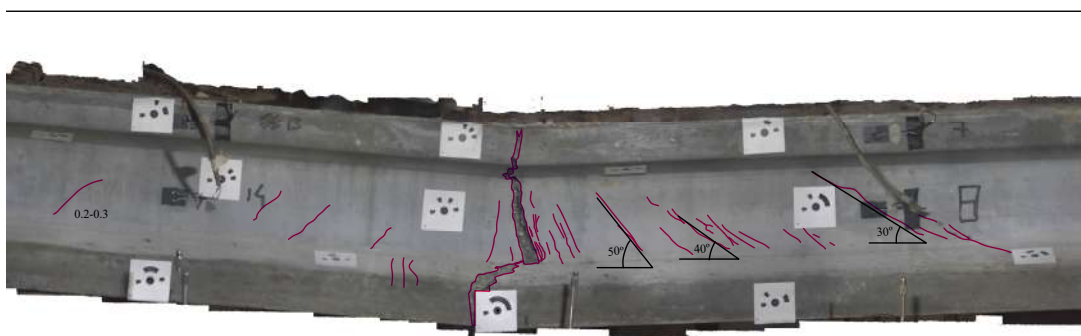


Figura 7.17: biela do UHPFRC-P

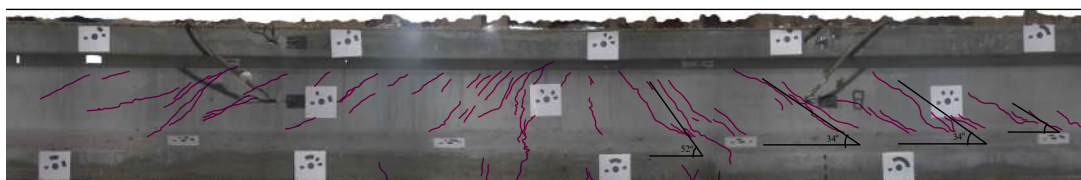


Figura 7.18: biela do UHPFRC

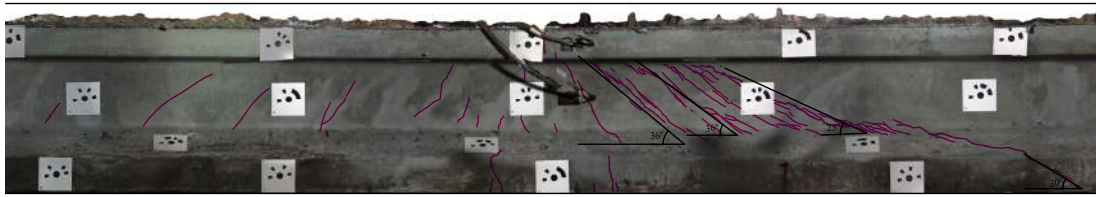
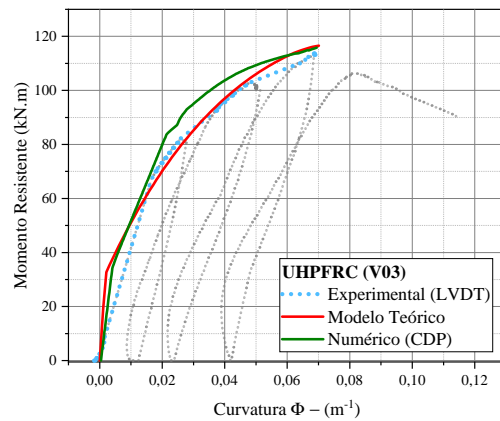


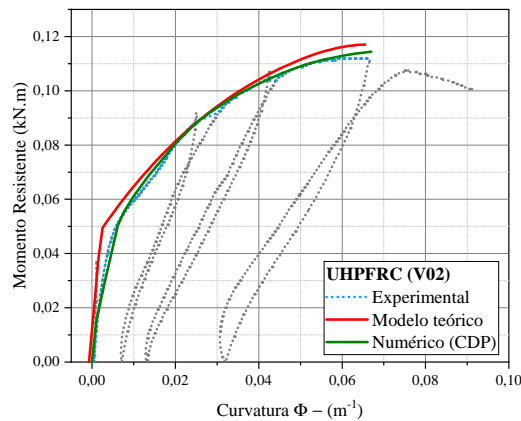
Figura 7.19: biela do UHPFRC-P-Flex-cis

### 7.2.1 Relações entre momento curvatura para vigas que rompem à flexão

A Fig. 7.20 apresenta a relação entre momento e curvatura para as vigas que falharam à flexão, isto é UHPFRC-P e UHPFRC (V02 e V03). Para esta etapa, os seguintes modelos foram considerados na análise: (i) Modelo experimental que leva em conta o envelope dos ensaios cíclicos, (ii) Modelo numérico monotônico obtido por simulação realizada no ABAQUS e (iii) relação momento curvatura teórica. Nota-se que tanto o modelo numérico do CDP com malha de 50 mm quanto o código de momento curvatura representam o comportamento experimental, prevendo de forma precisa o momento máximo da seção e a curvatura máxima da peça. Outro fator a ser destacado é a capacidade do modelo analítico prever com sucesso a resistência e o comportamento do giro das seções estudadas.



(a) UHPFRC



(b) UHPFRC - P

Figura 7.20: Relações de momento e curvatura para as vigas submetidas à flexão

## 7.3 Fotogrametria

Nesta seção serão apresentadas as ortofotos obtidas pelo monitoramento efetuado nas vigas, bem como a comparação com os modelos numéricos de dano. O leitor mais interessado é convidado a utilizar o recurso de zoom in para detectar as fissuras nas peças. Além disso, cabe salientar que algumas ortofotos foram suprimidas desta seção, sendo apresentadas na íntegra do anexo V.

### 7.3.1 Vigas sob flexão

As Figuras 7.21 e 7.23 apresentam o mapeamento de fissuras efetuado nas ortofotos com fissuras vetorizadas para as vigas com armaduras passivas e ativas submetidas à

flexão (i.e., UHPFRC-P e UHPFRC). As ortofotos foram obtidas na posição intacta e posição residual entre ciclos. As Figs. 7.22 e 7.24 apresentam a resposta dos modelos numéricos de dano para as vigas armada e protendida.



(a) Intacto



(b) após o 1º ciclo



(c) após o 2º ciclo

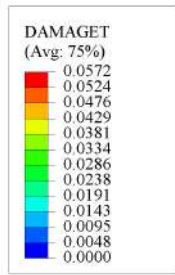


(d) após o 3º ciclo

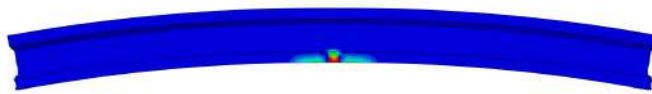
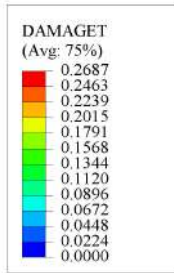


(e) antes da ruptura/4º Ciclo

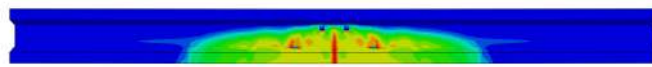
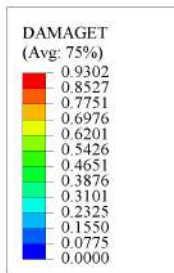
Figura 7.21: Fotogrametria da viga UHPFRC-P



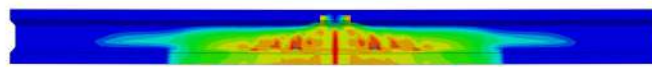
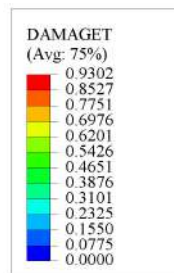
(a) Intacto



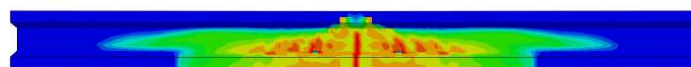
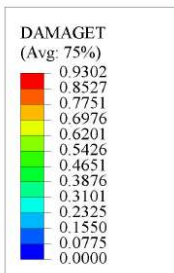
(b) após o 1º ciclo



(c) após o 2º ciclo



(d) após o 3º ciclo



(e) antes da ruptura/4º Ciclo

Figura 7.22: Modelo numérico da viga UHPFRC-P



(a) Intacto



(b) após o 1º ciclo



(c) após o 2º ciclo



(d) após o 3º ciclo



(e) antes da ruptura/4º Ciclo

Figura 7.23: Fotogrametria da viga UHPFRC

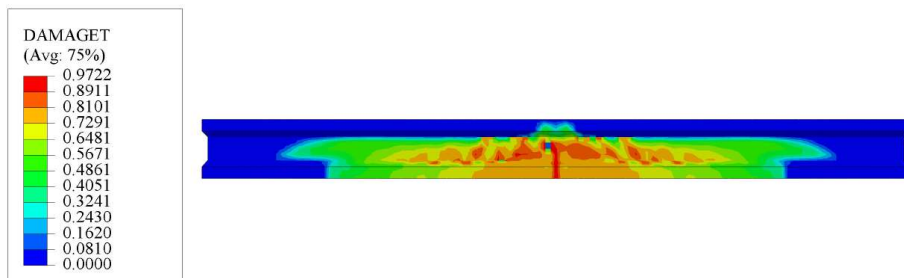
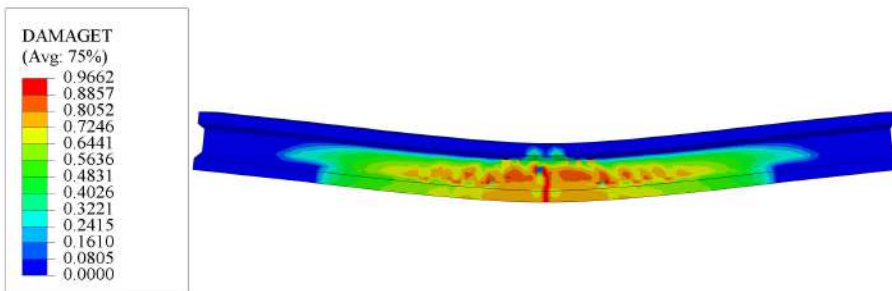
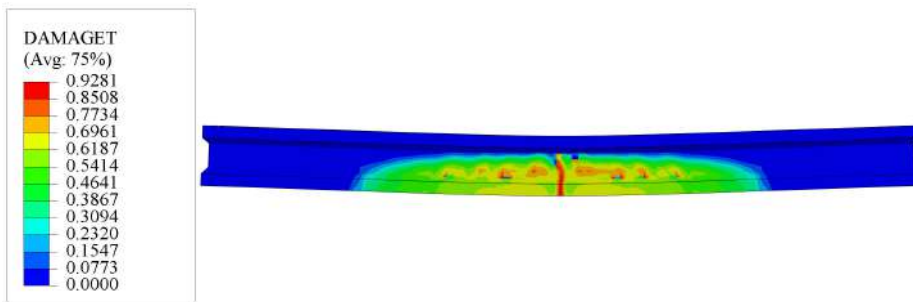
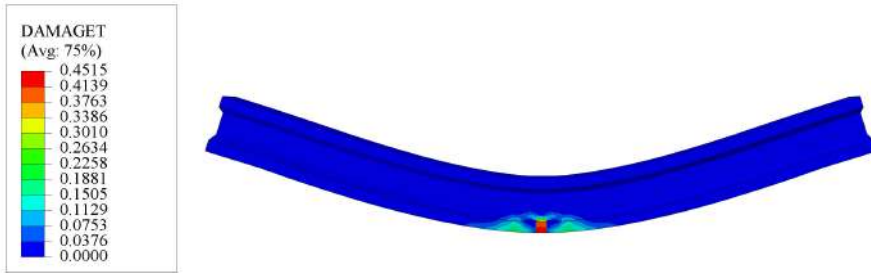
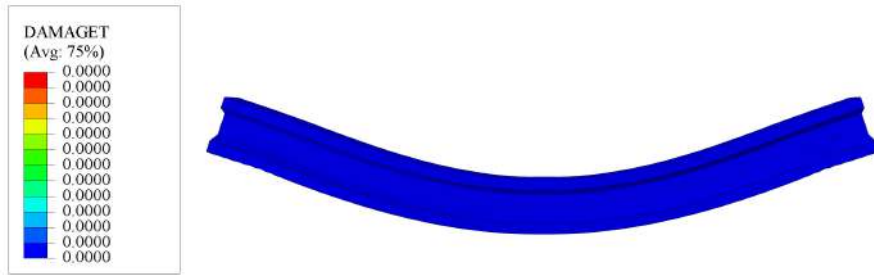


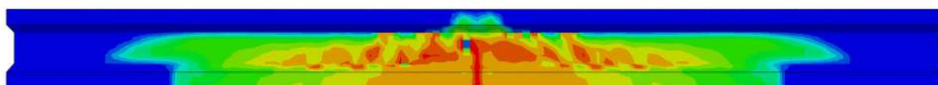
Figura 7.24: Modelo numérico da viga UHPFRC



Nota-se a similaridade entre os modos de falha apresentados pelos modelos numéricos e de fotogrametria, apresentado pelas Figs. 7.25 e 7.26:



(a) antes da ruptura/4º Ciclo

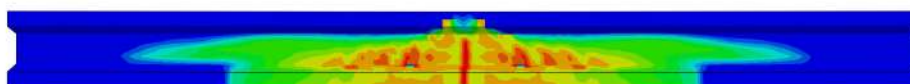


(b) antes da ruptura/4º Ciclo

Figura 7.25: Comparação entre a ortofoto e modelo de dano para a viga UHPFRC



(a) antes da ruptura/4º Ciclo



(b) antes da ruptura/4º Ciclo

Figura 7.26: Comparação entre a ortofoto e modelo de dano para a viga UHPFRC-P

Os valores das aberturas de fissuras residuais das ortofotos foram então estimados em um software CAD. O valor da abertura de fissuras máximo observado na viga com armaduras passivas (UHPFRC - V03) é apresentado nas Figs. 7.27, 7.28 e 7.29, para cada ciclo de carregamento. Já as Figs. 7.30, 7.31 e 7.32 apresentam os valores de estimativa abertura de fissuras máximas observados na viga protendida (UHPFRC-P). As ortofotos do presente trabalho estão em resolução suficiente para que o leitor interessado possa utilizar o recurso de *zoom in* para identificar as fissuras residuais. As fissuras residuais

vetorizadas e indicação do valor estimado de abertura de fissuras podem ser consultadas no Anexo V.

Notam-se, para os dois casos, fissuras na região diagonal e central, demonstrando a influência simultânea dos modos de falha de flexão e cisalhamento. A viga com armaduras ativas apresenta fissuras maiores após o terceiro ciclo de carregamento (i.e.,  $F/F_{max} = 0,8$ ), e isto é gerado pelo fenômeno da localização de fissuração devido à força de protensão. Outro fator interessante a ser destacado é a observação dos estádios de fissuração nas ortofotos e modelo numérico. O primeiro carregamento ocorre com pequena danificação sem ser observadas fissuras nas fotos, demonstrando o estágio I da ABNT NBR 6118:2014 (ABNT, 2014). Posteriormente, notam-se o crescimento de fissuração na região central em direção à região comprimida (estádio II), até a iminência da ruptura (estádio III) e colapso.

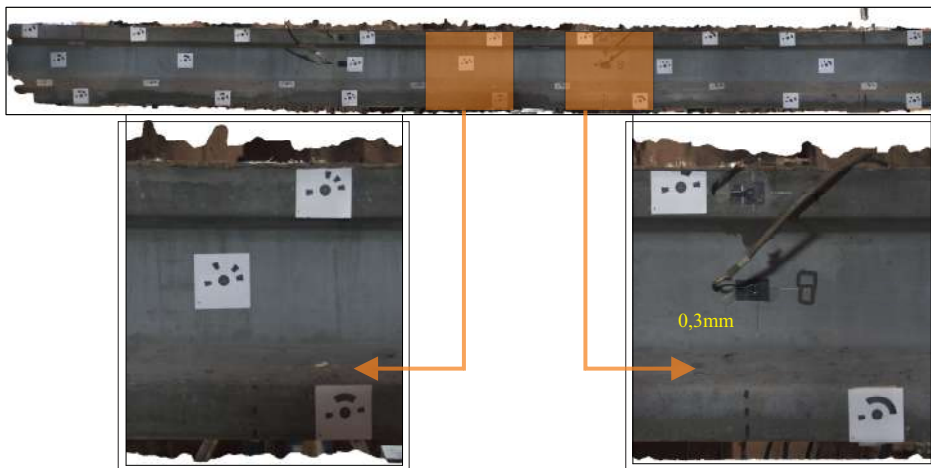


Figura 7.27: Fissuração máxima no 2º Ciclo - Viga UHPFRC (V03)

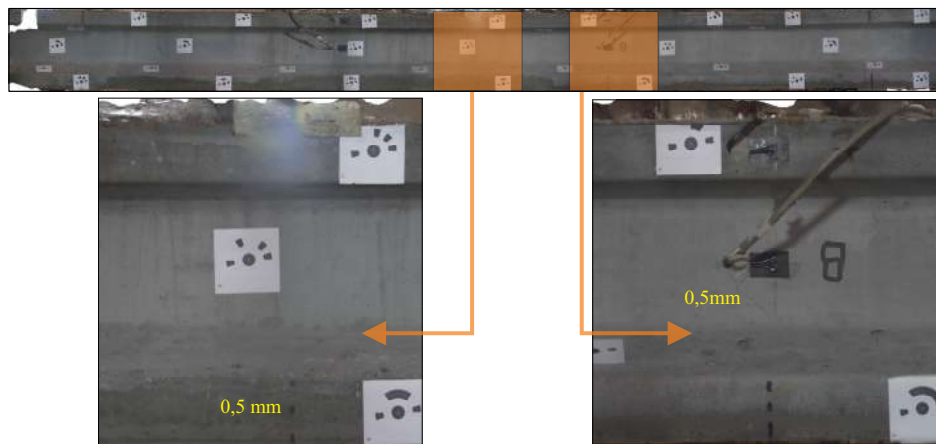


Figura 7.28: Fissuração máxima no 3<sup>o</sup> Ciclo - Viga UHPFRC (V03)

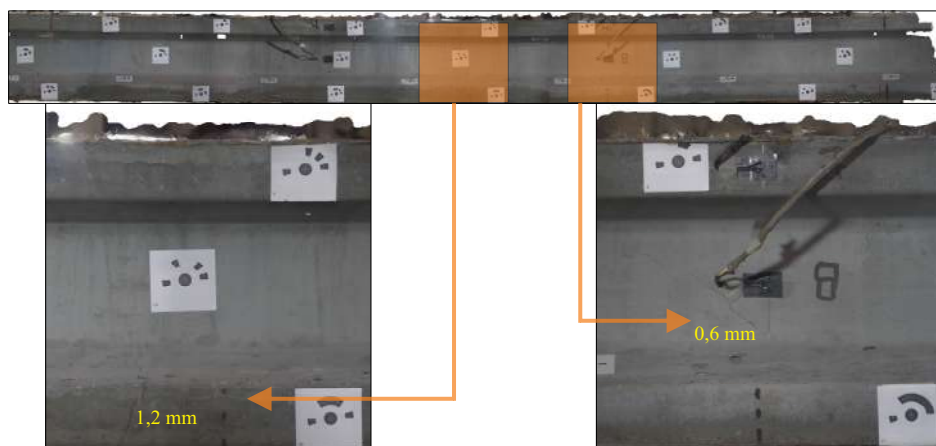


Figura 7.29: Fissuração máxima no 4<sup>o</sup> Ciclo - Viga UHPFRC (V03)

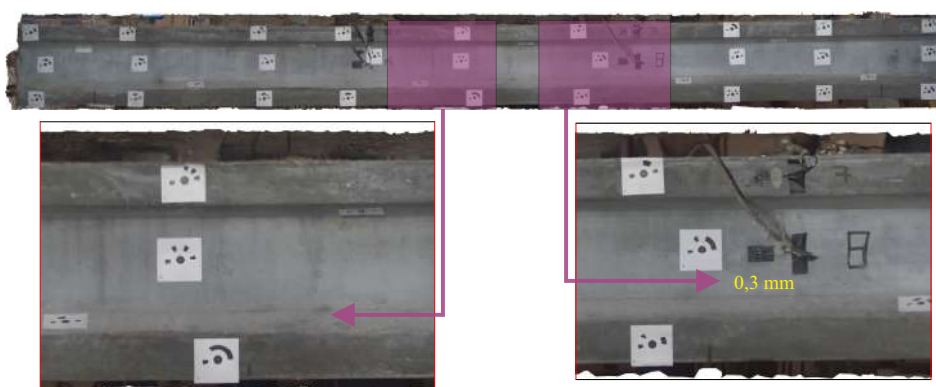


Figura 7.30: Fissuração máxima no 2<sup>o</sup> Ciclo - Viga UHPFRC protendida (V02)

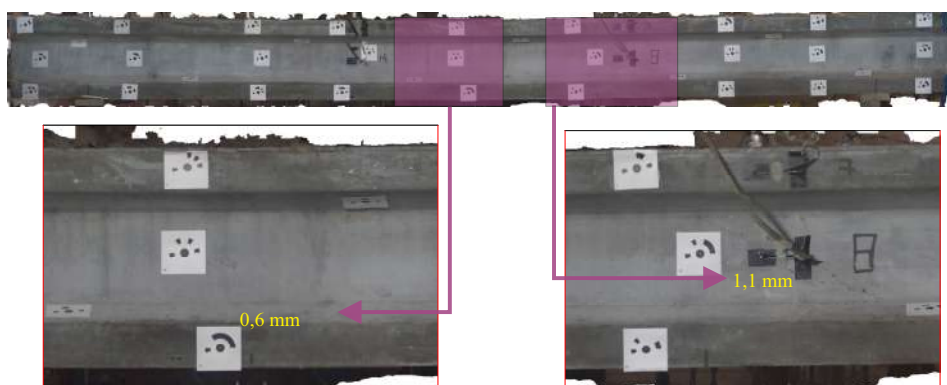


Figura 7.31: Fissuração máxima no 3<sup>o</sup> Ciclo - Viga UHPFRC protendida (V02)

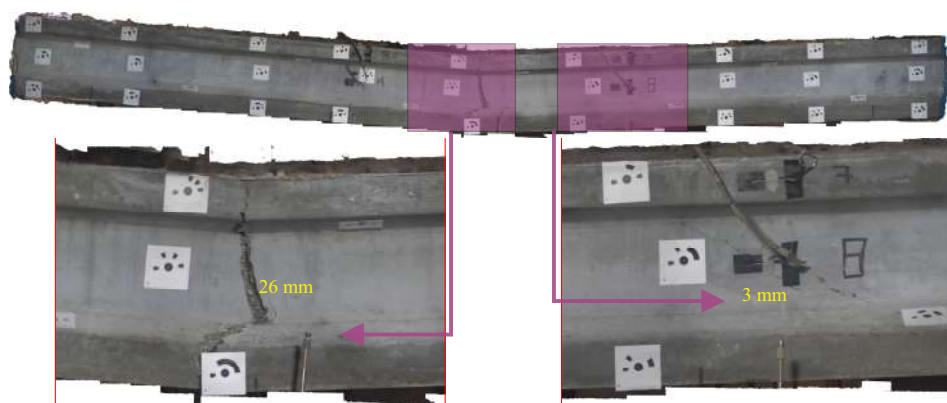


Figura 7.32: Fissuração máxima no 4<sup>o</sup> Ciclo - Viga UHPFRC protendida (V02)

A Figura 7.33 apresenta as ortofotos com fissuras vetorizadas para a viga sem fibras UHPC-P, após ciclos de carregamento. Já a Figura 7.34 apresenta a danificação de tração para o modelo numérico descarregado. Nota-se o espaçamento maior de fissuração, devido à falta das fibras metálicas na mistura, o que concentra o dano e gera o modo de falha de cisalhamento.



(a) condição intacta



(b) após o primeiro ciclo



(c) após o 2º ciclo

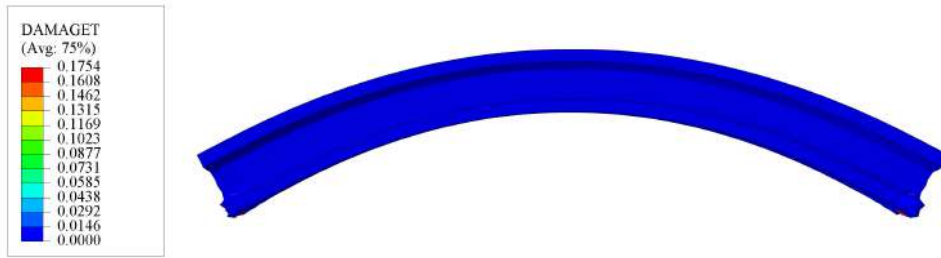


(d) após o 3º ciclo

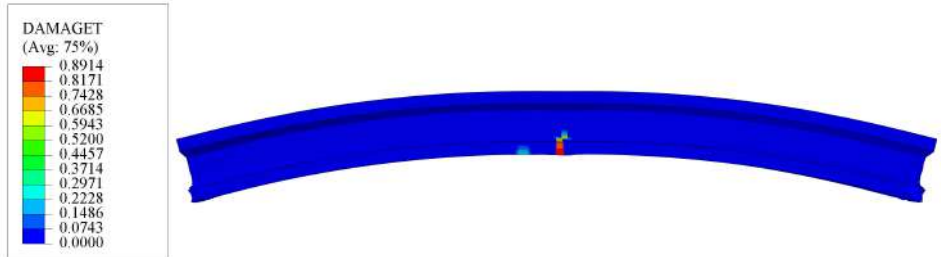


(e) após a ruptura

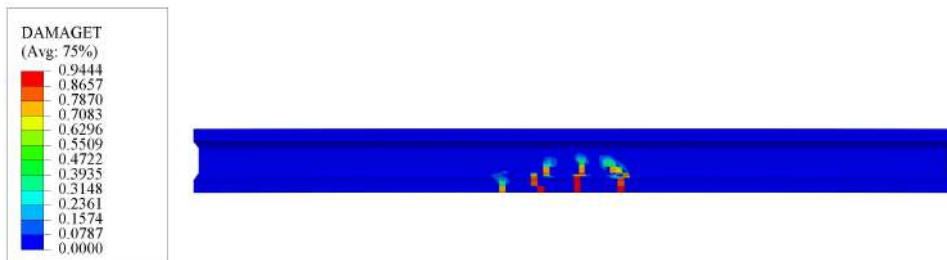
Figura 7.33: Fotogrametria da viga UHPC-P



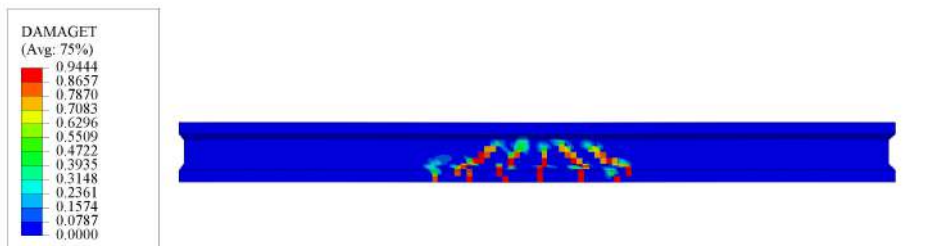
(a) condição intacta



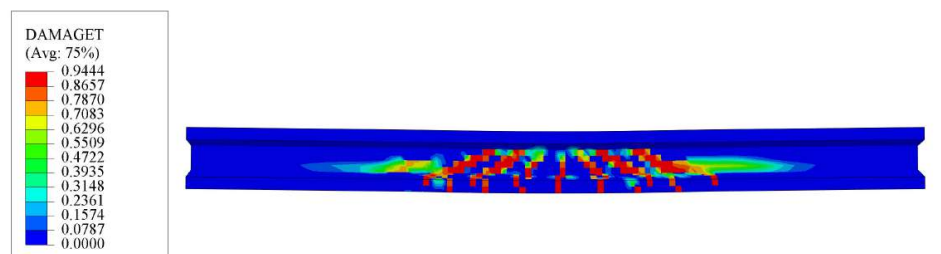
(b) após o primeiro ciclo



(c) após o 2º ciclo



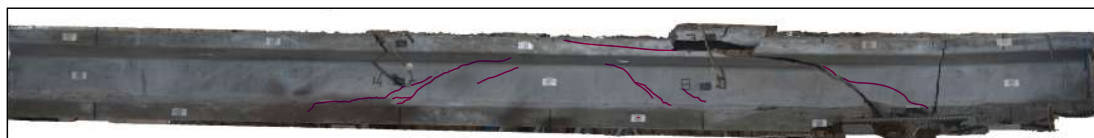
(d) após o 3º ciclo



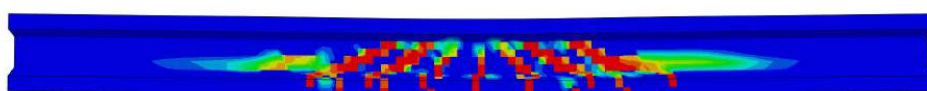
(e) após a ruptura

Figura 7.34: Modelo numérico da viga UHPC-P

A Fig. 7.35 apresenta a comparação entre a ortofoto e modelo de dano para a viga de UHPC-P:



(a) após a ruptura



(b) após a ruptura

Figura 7.35: Comparação entre a ortofoto e modelo de dano para a viga UHPC-P

As Figs. 7.36 e 7.37 apresentam a evolução das maiores fissuras detectáveis para a viga de UHPC protendida ao longo do último e penúltimo carregamento. As fissuras do UHPC evoluem drasticamente devido à fragilidade do material, gerando uma ruptura frágil e catastrófica. Devido à falta de fibras e estribos, o modo de falha crítico passa a ser de cisalhamento, o que é demonstrado pela ruptura diagonal da peça. As ortofotos referentes a condição intacta e ciclos 1 e 2 encontram-se no Anexo V, não sendo detectadas fissuras nestes estágios.

Assim, após o primeiro ciclo de força (i.e., 60 % de  $F_{max}$ ) o modelo numérico acusa danificação de flexão, mas ainda não existem fissuras detectáveis na ortofoto. No terceiro ciclo, aparecem fissuras diagonais detectáveis, na ordem média de 0,4 mm e 0,5 mm. O crescimento de uma grande fissura de cisalhamento invade a região comprimida, provocando uma ruptura frágil quando comparada às vigas de UHPFRC. Esta danificação também pode ser visualizada no modelo numérico, por meio do dano de tração nestas regiões (Fig. 7.35).

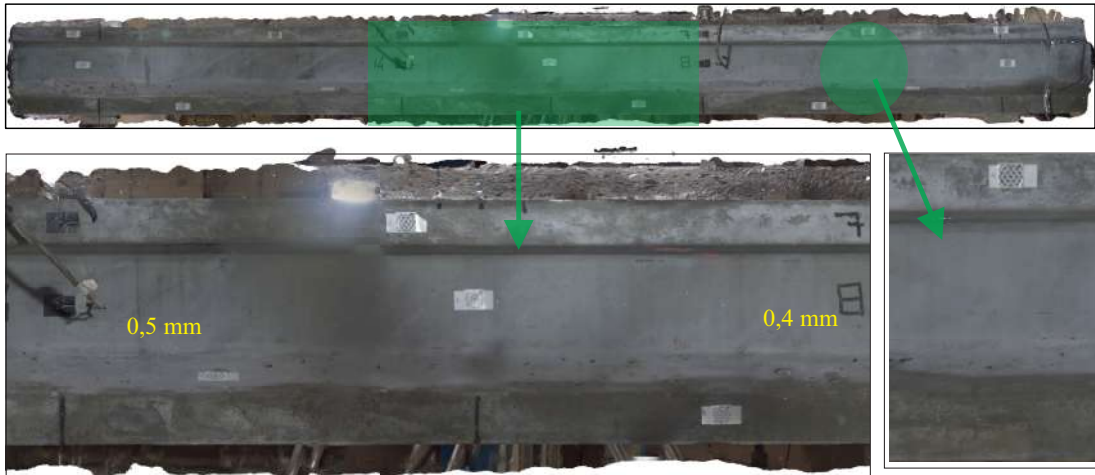


Figura 7.36: Fissuração máxima no 3º Ciclo - Viga UHPC protendida (V04)

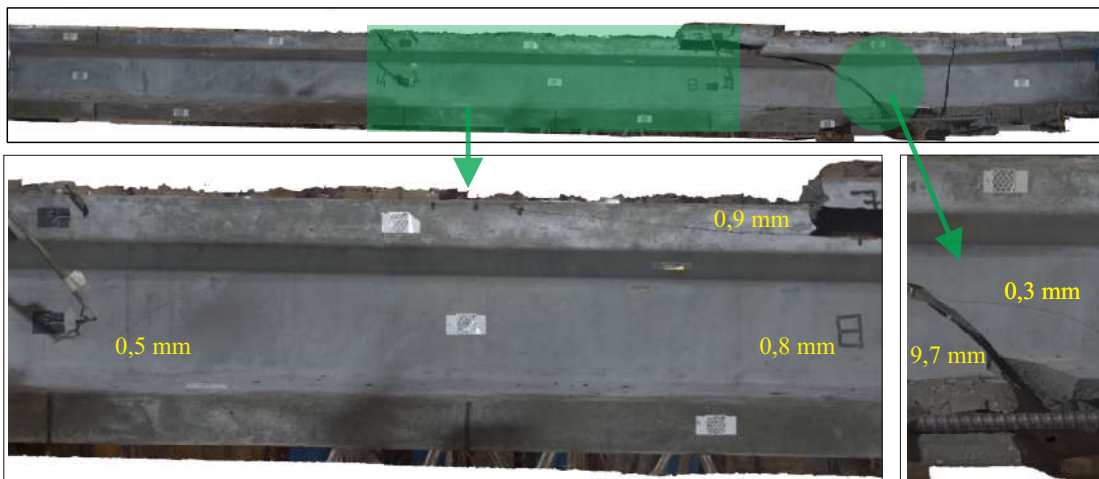
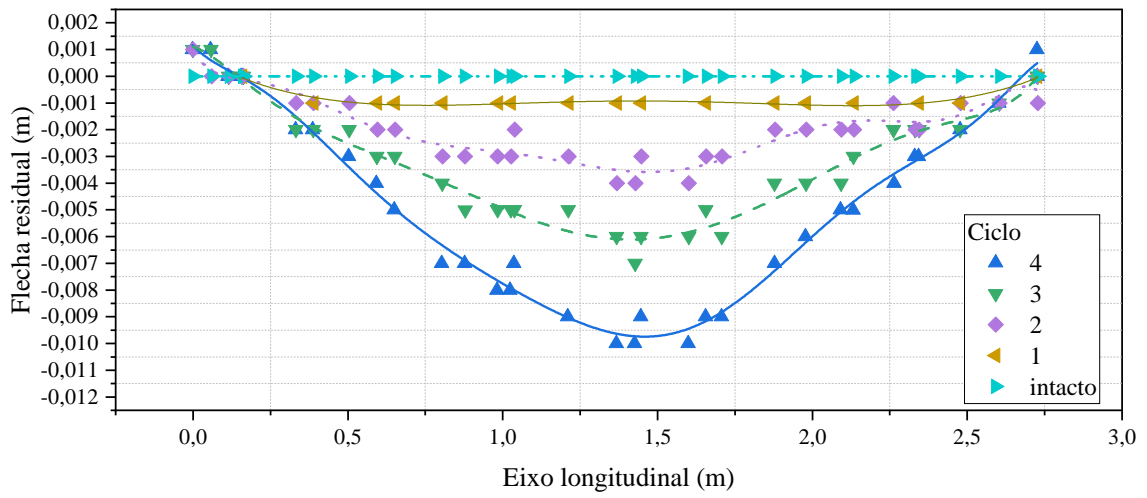


Figura 7.37: Fissuração máxima na ruptura - Viga UHPC protendida (V04)

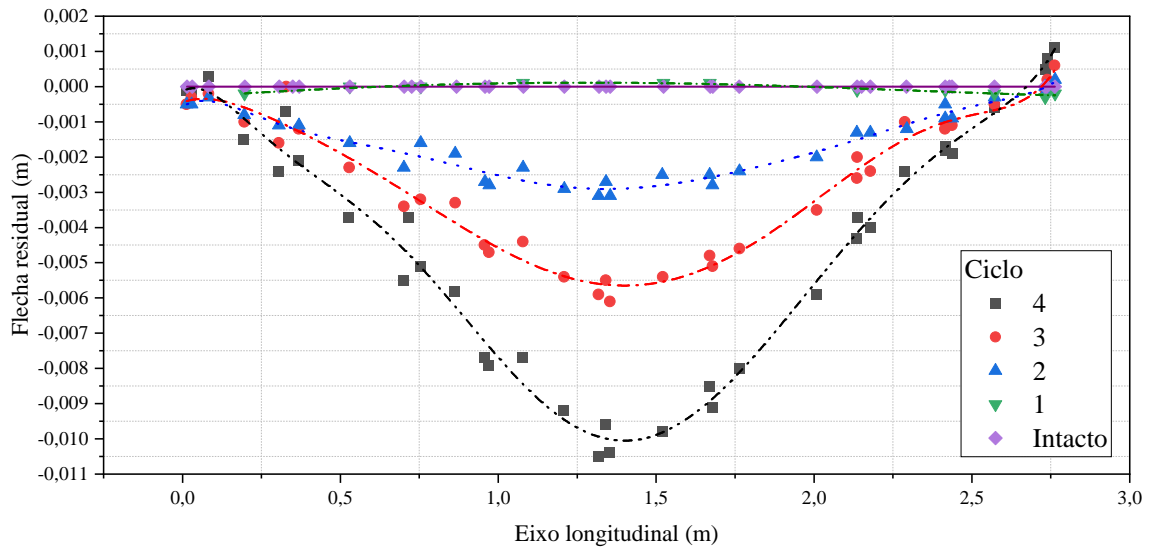
Com o intuito de se obter o comportamento global das vigas de UHPFRC nas posições residuais, os pontos obtidos pela técnica de fotogrametria e estação total são apresentados pela Figs. 7.38.a e b, para as vigas de UHPFRC solicitadas à flexão (i.e., UHPFRC e UHPFRC-P). Estes pontos foram ajustados por um polinômio de nono grau, conforme a Eq. 7.1. Os coeficientes de tal polinômio são apresentados nas Tabelas 7.4 e 7.5 com valores de  $R^2$  mínimos de 0,9.

$$\delta_{res} = A + B_1x + B_2x^2 + B_3x^3 + B_4x^4 + B_6x^6 + B_7x^7 + B_8x^8 + B_9x^9 \quad (7.1)$$





(a) Deformada residual da viga de UHPFRC



(b) Deformada residual da viga de UHPFRC-P

Figura 7.38: Deformada experimental das vigas em flexão à 3 pontos

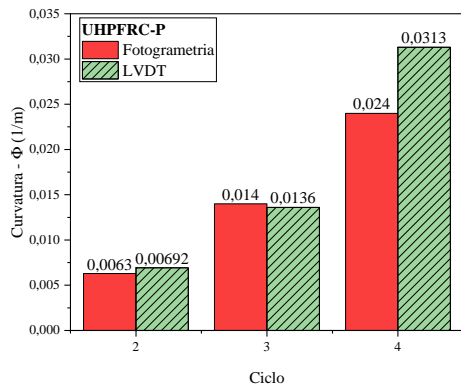
Tabela 7.4: Coeficientes da equação de flecha residual (Viga de UHPFRC)

Coef.	Intacto	Ciclo 1	Ciclo 2	Ciclo 3	Ciclo 4
$A$	0	4,88092E-4	9,34189E-4	0,0011	0,00114
$B_1$	0	-0,00549	-0,01795	-0,00394	-0,01214
$B_2$	0	0,00685	0,12617	-0,04458	0,06085
$B_3$	0	-0,00348	-0,47085	0,16902	-0,27846
$B_4$	0	6,1315E-4	0,89691	-0,29271	0,5704
$B_5$	0	0	-0,96386	0,28077	-0,63346
$B_6$	0	0	0,60934	-0,1587	0,40755
$B_7$	0	0	-0,22432	0,05316	-0,1511
$B_8$	0	0	0,04444	-0,00983	0,0299
$B_9$	0	0	-0,00366	7,77269E-4	-0,00244
$R^2$	-	0,93541	0,91535	0,97264	0,98976

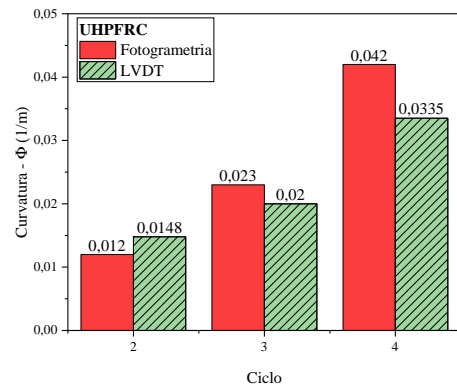
Tabela 7.5: Coeficientes da equação de flecha residual (Viga de UHPFRC-P)

Coef.	Intacto	Ciclo 1	Ciclo 2	Ciclo 3	Ciclo 4
$A$	0	8,30377E-4	-5,67216E-4	-4,81917E-4	-1,35393E-4
$B_1$	0	-0,0069	0,00559	0,00571	0,0054
$B_2$	0	0,0086	-0,05747	-0,06402	-0,08924
$B_3$	0	-0,00431	0,17837	0,22233	0,29269
$B_4$	0	7,48392E-4	-0,29172	-0,41474	-0,50017
$B_5$	0	0	0,27575	0,43418	0,47479
$B_6$	0	0	-0,15565	-0,26508	-0,26104
$B_7$	0	0	0,05189	0,09433	0,08345
$B_8$	0	0	-0,00944	-0,01819	-0,0145
$B_9$	0	0	7,2381E-4	0,00147	0,00106
$R^2$	-	0,92731	0,95914	0,95935	0,98361

Obtendo a segunda derivada dos polinômios das Tabelas 7.4 e 7.5, pode-se determinar uma expressão para a curvatura das vigas. Neste sentido, a Fig. 7.39.a e b apresenta a comparação entre estes valores de curvatura residual obtida pelos LVDTs e a técnica de fotogrametria. Da comparação entre as duas técnicas, notam-se valores próximos até o terceiro ciclo de carregamento. À partir do quarto ciclo, as seções apresentam muita danificação, o que prejudica as hipóteses de cálculo das curvaturas. Da comparação entre as seções protendida e armada, nota-se que nos primeiros ciclos a protensão diminui o giro da seção.



(a) Seção de UHPFRC-P



(b) Seção de UHPFRC (V03)

Figura 7.39: Evolução da curvatura em relação aos ciclos

A comparação entre as flechas residuais no meio do vão obtidas pela medição da técnica de Fotogrametria + RTS, sensor LVDT e comparadas ao modelo numérico com malha de 50 mm é apresentada na Fig. 7.40, para as vigas UHPC-P, UHPFRC e UHPFRC-P. Observa-se a diminuição drástica do deslocamento último na peça de UHPC em comparação às vigas que contém fibras, o que conduz a um deslocamento residual final cinco vezes menor.

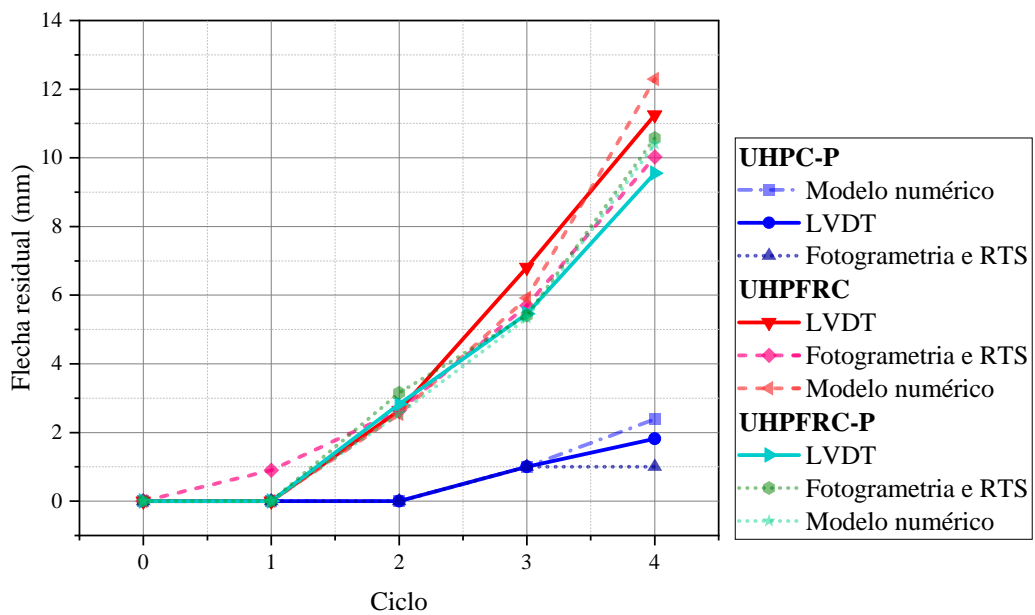


Figura 7.40: Comparação das flechas residuais do UHPC-P com UHPFRC e UHPFRC-P

### 7.3.2 Vigas sob flexo-cisalhamento

As Figs. 7.41 e 7.42 apresentam as comparações entre as ortofotos com fissuras vetorizadas e o dano à tração obtido pelos modelos numéricos para as viga de UHPFRC-P-Flex-Cis. A viga de UHPC-P (Figs. 7.43 e 7.44) apresenta o mesmo modo de falha, porém não apresenta fissuras detectáveis até o terceiro ciclo, com formação de fissuras rápida e catastrófica no penúltimo e último ciclos. Mais uma vez, a ausência de fibras na viga de UHPC-P-Flex-Cis gera um modo de falha com pouca fissuração em relação à viga UHPFRC-P-Flex-Cis.



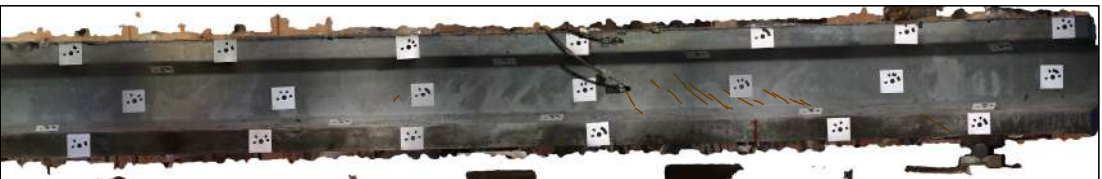
(a) Intacto



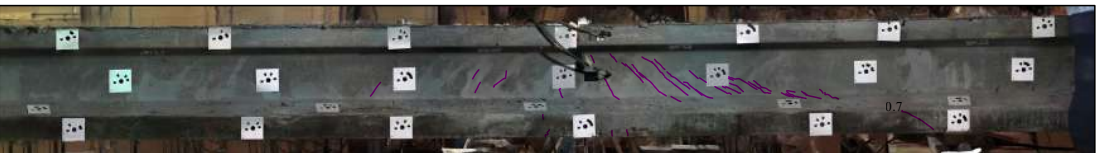
(b) Após o 1º ciclo



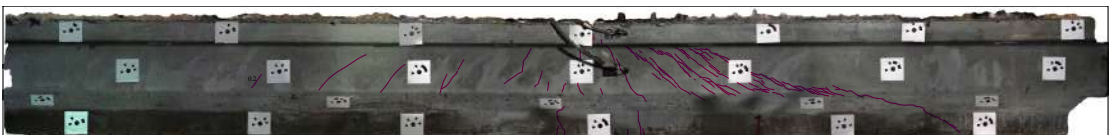
(c) Após o 2º ciclo



(d) Após o 3º ciclo

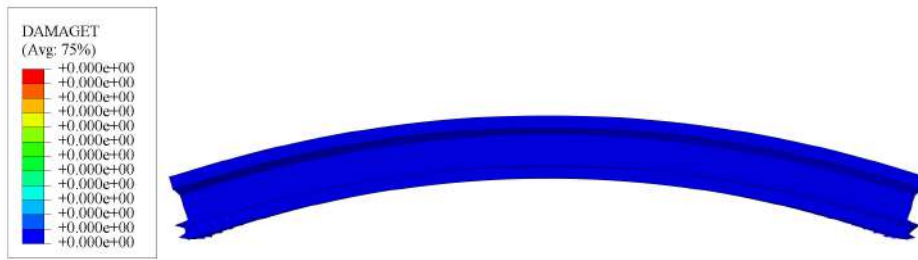


(e) Após o 4º ciclo

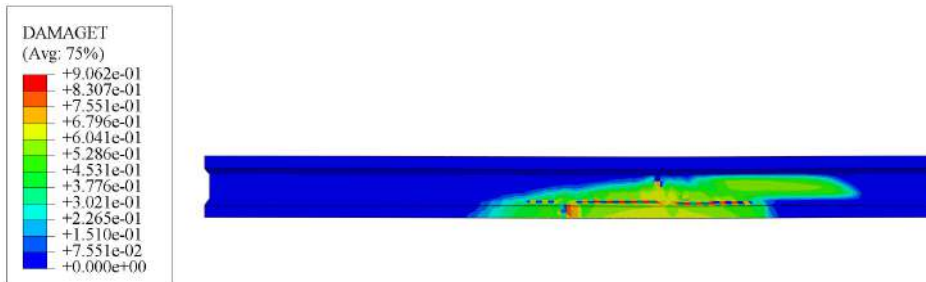


(f) Antes da ruptura

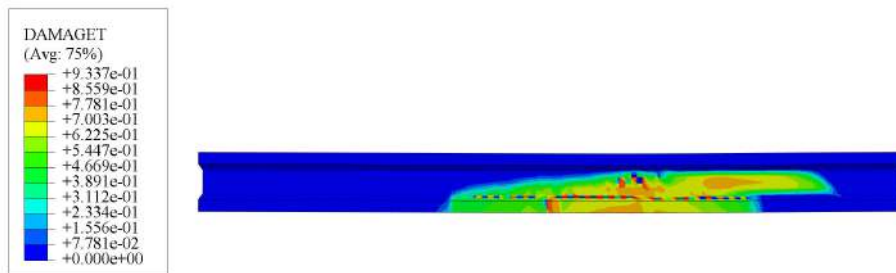
Figura 7.41: Modelo fotogramétrico UHPFRC-P-Flex-Cis (V05)



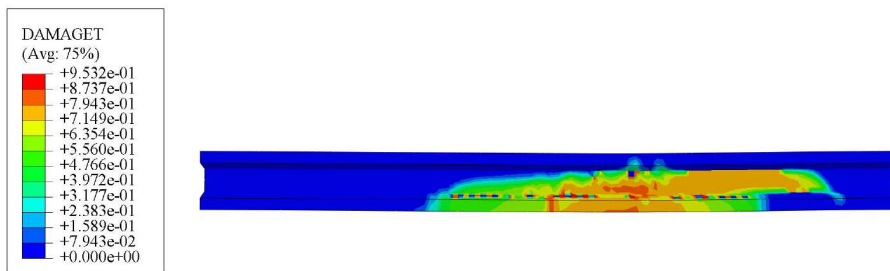
(a) Intacto



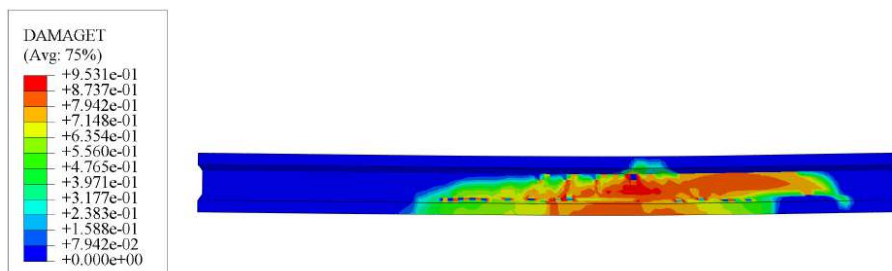
(b) Após o 2º ciclo



(c) Após o 3º ciclo



(d) Após o 4º ciclo



(e) Antes da ruptura

Figura 7.42: Modelo numérico UHPFRC-P-Flex-Cis (V05)



(a) Intacto



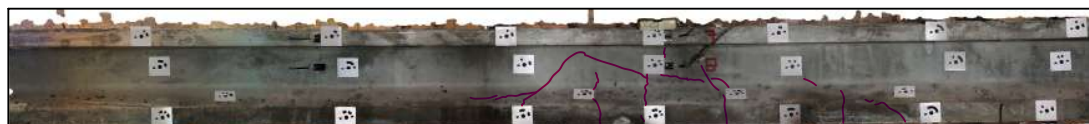
(b) Após o 1º ciclo



(c) Após o 2º ciclo



(d) Após o 3º ciclo



(e) Antes da ruptura

Figura 7.43: Modelo fotogramétrico para a viga UHPC-P-Flex-Cis (V06)

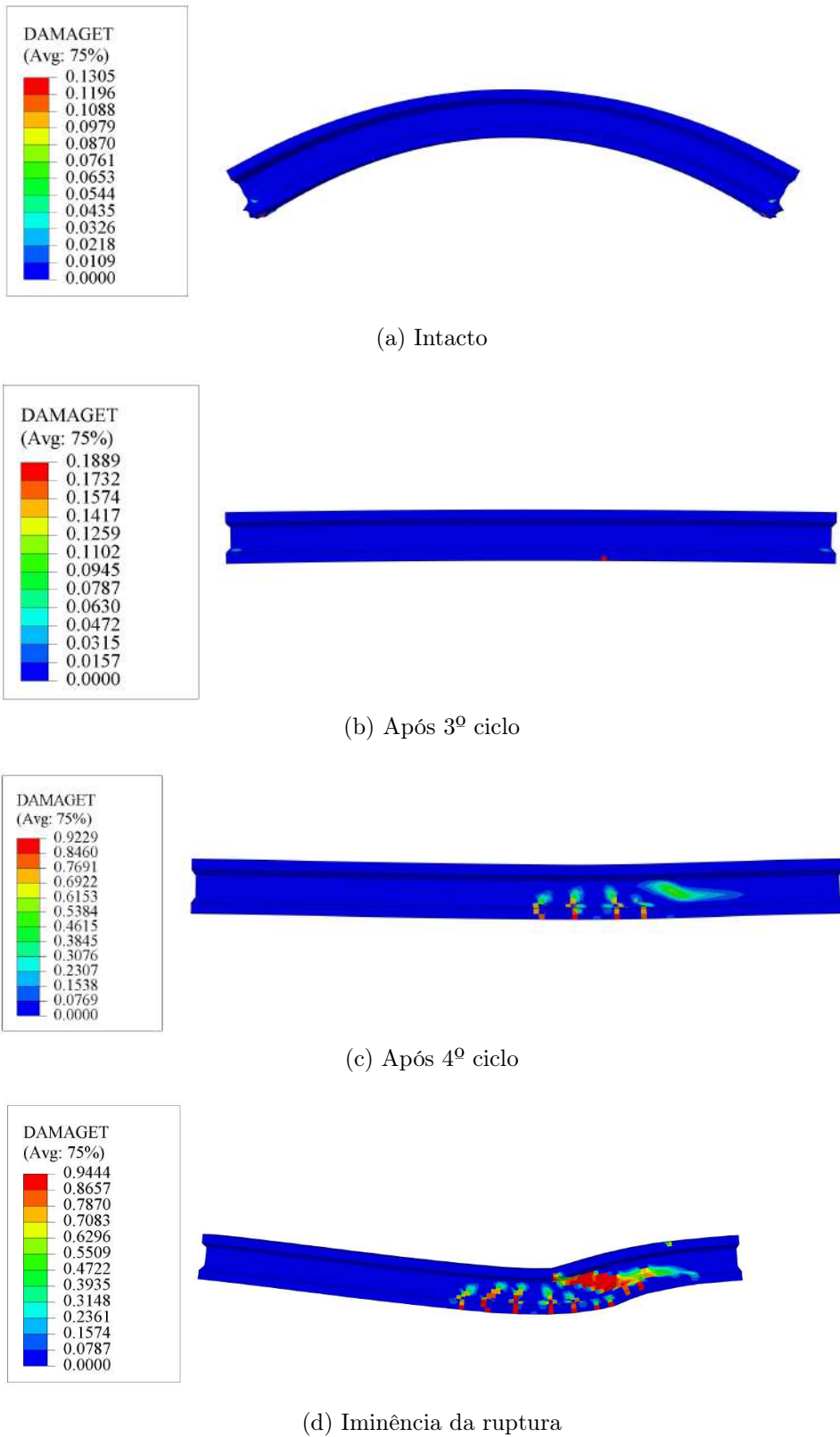


Figura 7.44: Modelo numérico para para a viga UHPC-P-Flex-Cis (V06)



A Fig. 7.45 apresenta a comparação entre o modelo numérico e ortofoto para a viga UHPC-P-Flex-Cis. A Fig. 7.46 apresenta a mesma comparação para a viga UHPFRC-P-Flex-Cis:

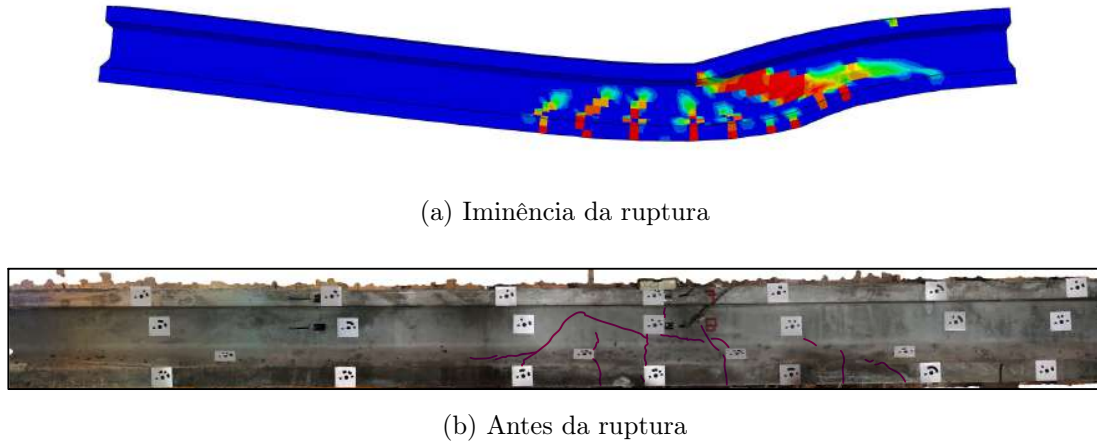


Figura 7.45: Comparação entre a ortofoto e modelo de dano para a viga UHPC-P-Flex-Cis

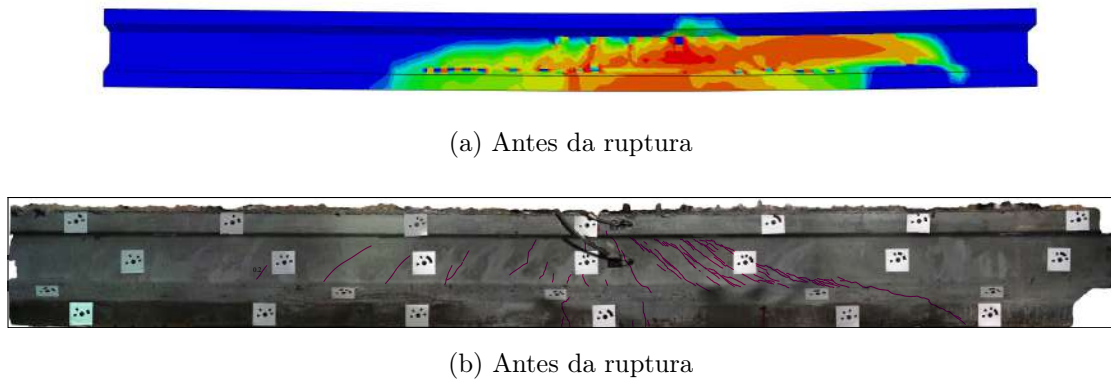


Figura 7.46: Comparação entre a ortofoto e modelo de dano para a viga UHPFRC-P-Flex-Cis

A Fig. 7.47 apresenta a ortofoto para o último ciclo da viga de UHPC-P-Flex-cis, bem como o valor estimado de abertura de fissuras. Antes desta condição, a viga de UHPC não apresentou fissuras detectáveis pela fotogrametria.

Já as Figs. 7.48, 7.49 e 7.50 apresentam as fissuras residuais detectáveis para a viga UHPFRC-P-Flex-Cis. Dos resultados destas ortofotos, confirma-se que as vigas apresentam modos de falha característicos de flexo cisalhamento, com fissuração vertical na região

central nos primeiros estágios e posteriormente pequenas fissuras diagonais que evoluem para uma macro fissura de cisalhamento. No entanto, a viga de UHPFRC apresenta fissuração mais difusa o que demonstra o papel das fibras como micro reforço ao cisalhamento, distribuindo as tensões ao longo da peça, aumentando a resistência da diagonal tracionada e funcionando como reforço de cisalhamento devido ao efeito pino (vide o detalhe na ortofoto da Fig. 7.50). Portanto, a ausência de fibras gera notória fragilidade ao UHPC, acarretando em baixa resistência da seção ao cisalhamento.

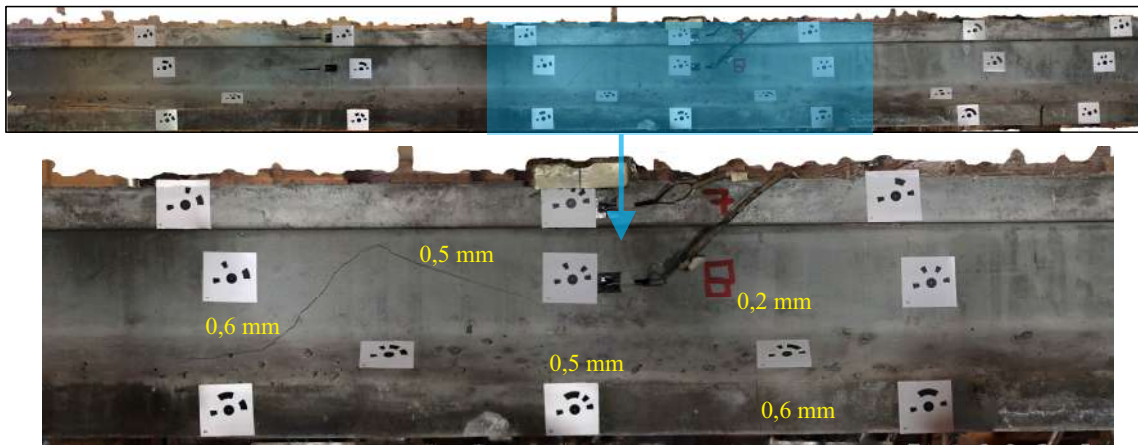


Figura 7.47: Fissuras no último ciclo da viga UHPC-P-Flex-Cis

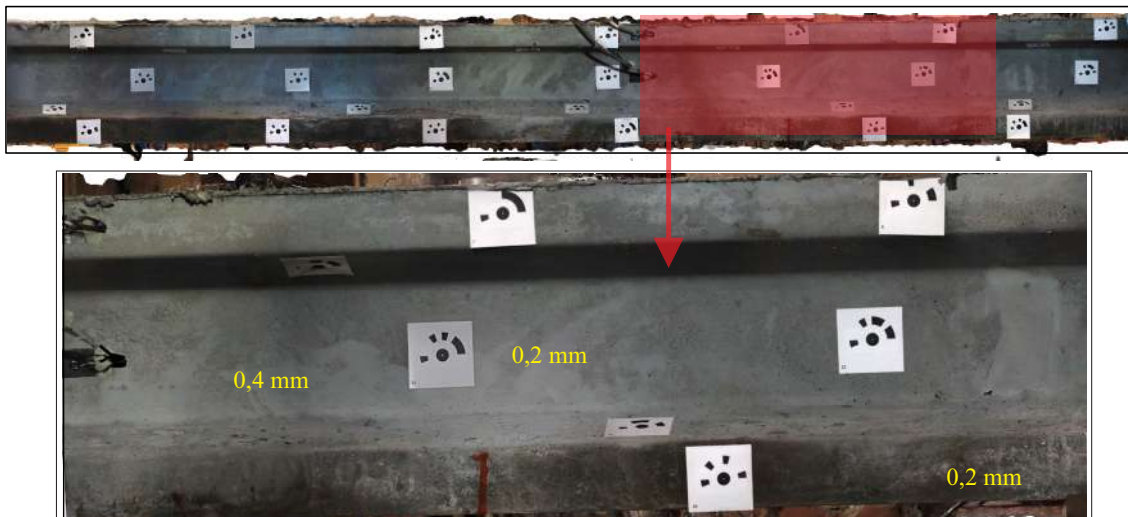


Figura 7.48: Fissuras no 3º ciclo da viga UHPFRC-P-Flex-Cis

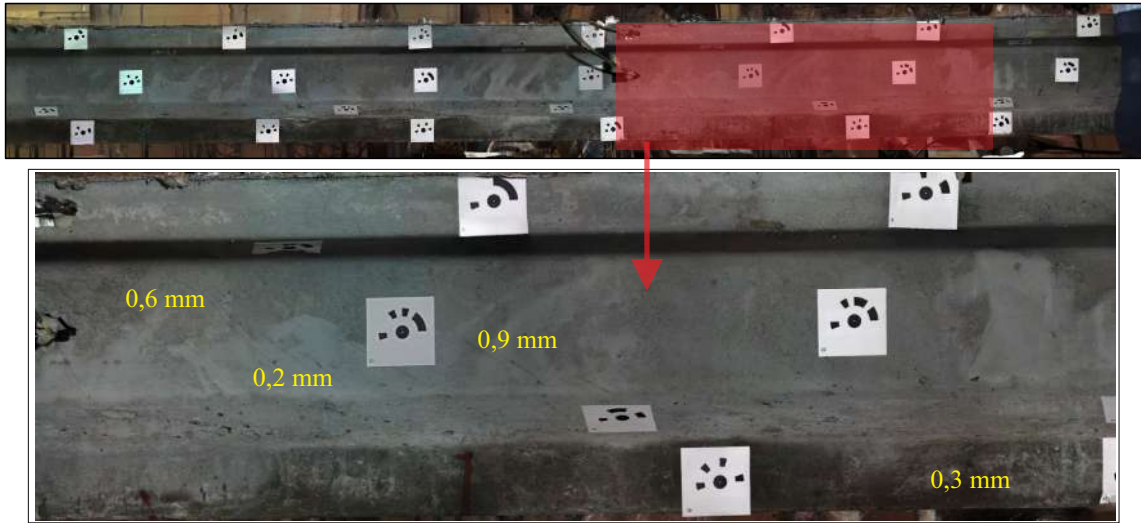


Figura 7.49: Fissuras no 4<sup>o</sup> ciclo da viga UHPFRC-P-Flex-Cis

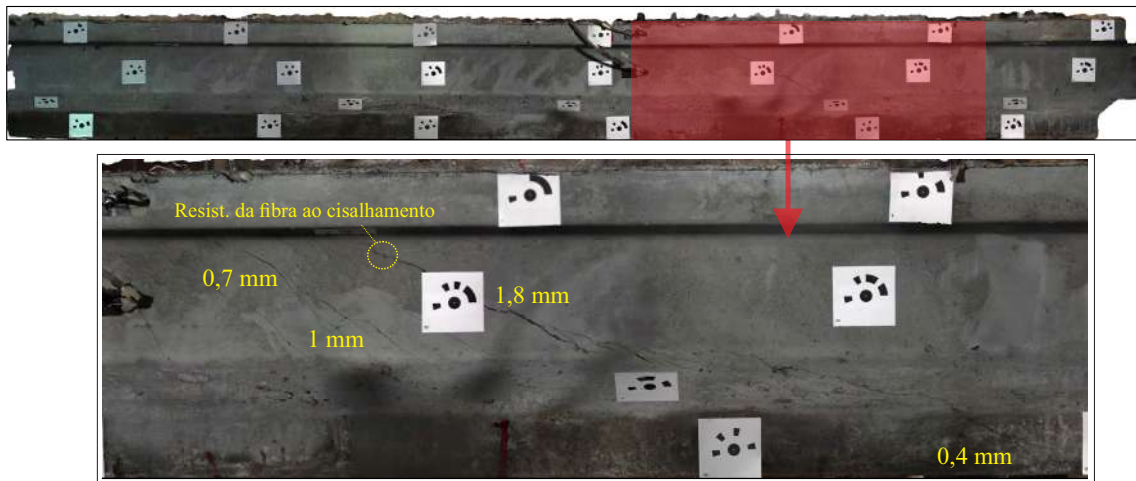


Figura 7.50: Fissuras no 5<sup>o</sup> ciclo e antes da ruptura da viga UHPFRC-P-Flex-Cis

A Fig. 7.51 e Tabela 7.6 apresentam as equações de 9<sup>o</sup> grau utilizadas para se aproximar as deformadas residuais medidas para a viga de UHPFRC-P-Flex-Cis, utilizando a técnica de monitoramento por fotogrametria e RTS. Para esta deformada nota-se o valor de  $R^2$  mínimo de 0,87.

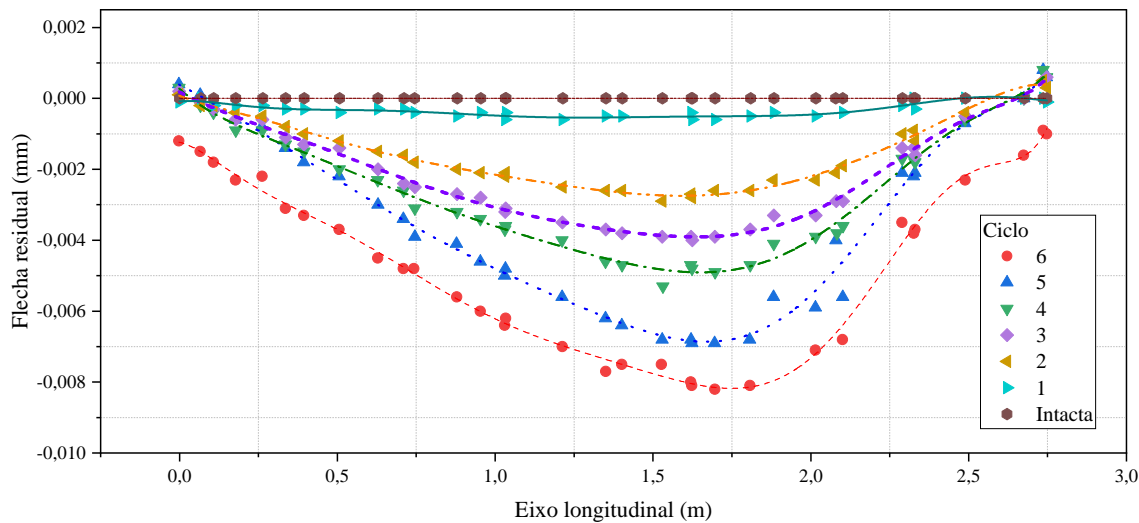


Figura 7.51: Deformadas residuais da viga de UHPFRC-P-Flex-Cis

Tabela 7.6: Parâmetros da equação da flecha

Tabela 7.7: Viga de UHPFRC-P-Flex-Cis

Coef.	Ciclo 1	Ciclo 2	Ciclo 3	Ciclo 4	Ciclo 5	Ciclo 6
$A$	-8,476E-5	7,0052E-5	1,821E-4	2,685E-4	3,825E-4	-0,00124
$B_1$	8,008E-4	-0,00345	-0,00469	-0,0081	-0,0046	-0,00207
$B_2$	-0,0152	0,00976	0,00527	0,0203	-0,0048	-0,0383
$B_3$	0,0597	-0,0395	-0,00306	-0,0442	0,0185	0,173
$B_4$	-0,1123	0,0785	-0,0193	0,0488	-0,0481	-0,377
$B_5$	0,1173	-0,0849	0,0446	-0,0236	0,0739	0,453
$B_6$	-0,0717	0,0531	-0,0416	-6,847E-4	-0,0636	-0,315
$B_7$	0,0255	-0,0191	0,0197	0,0055	0,03025	0,125
$B_8$	-0,00488	0,00371	-0,00473	-0,0020	-0,00738	-0,0267
$B_9$	3,875E-4	-2,998E-4	4,489E-4	2,449E-4	7,193E-4	0,00234
$R^2$	0,870	0,988	0,993	0,991	0,986	0,991

A fragilidade na situação de flexo-cisalhamento para a viga UHPC-P em relação à viga de UHPFRC-P pode ser observada na comparação entre as flechas residuais obtidas embaixo do ponto de aplicação de força (Fig. 7.52). Por outro lado, nota-se uma flecha residual final muito maior para a viga de UHPFRC-P, sendo o fenômeno explicado pela melhor distribuição de tensões gerada pelas fibras. Novamente, apresenta-se a coerência entre os valores obtidos pelas medições residuais de LVDT, fotogrametria e

modelo numérico, uma vez que há mesma tendência de deslocamentos residuais para as três metodologias apresentadas na Fig.7.52.

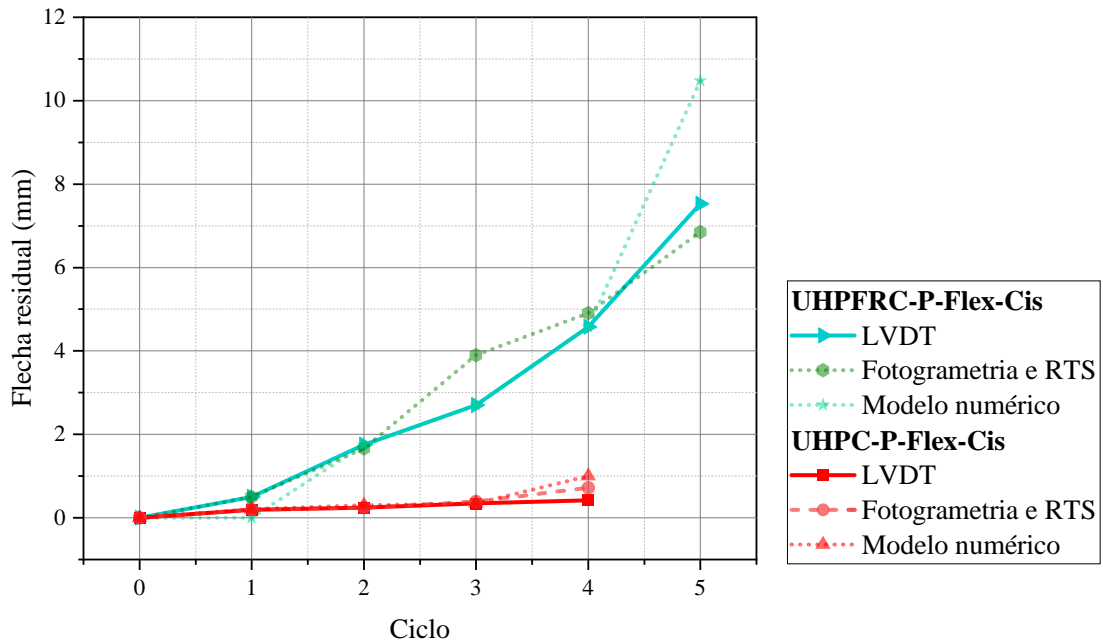
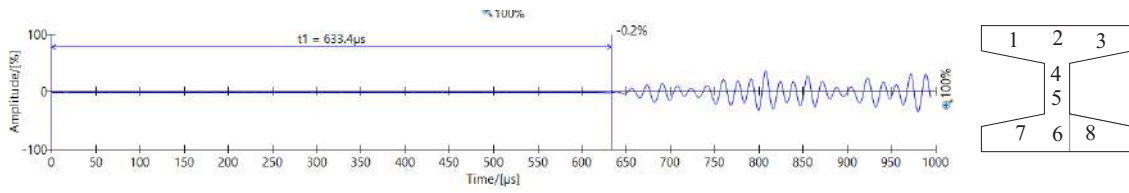


Figura 7.52: Valores de flecha residual para as vigas em flexo cisalhamento

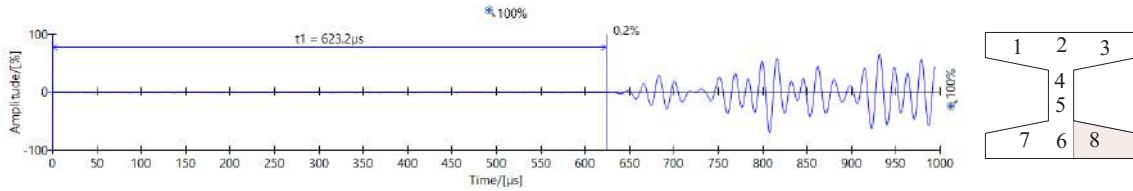
## 7.4 Ultrassonografia longitudinal

### 7.4.1 Vigas sob flexão

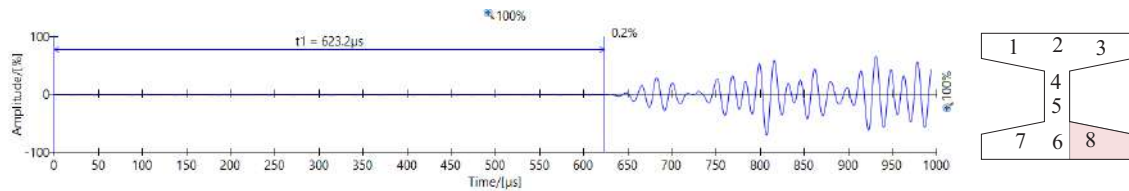
O ultrassom também foi utilizado para se monitorar a evolução do dano entre os ciclos de carregamentos. Este ensaio, permitiu obter informações da danificação ao longo das regiões da seção transversal da peça. O sinal característico obtido ao longo dos ciclos para a zona 8 da viga UHPFRC-P (Fig. 7.53) demonstra que a medida que se aumenta a degradação do material, há atraso na chegada da onda ultrassônica devido ao aumento de fissuração da peça. Assim, nota-se o atraso do sinal de  $236 \mu s$ , quando considerada a onda na situação intacta em relação a situação degradada do 4º ciclo. Além disso, nota-se a diminuição da amplitude da onda ultrassônica, gerado pela fissuração do material.



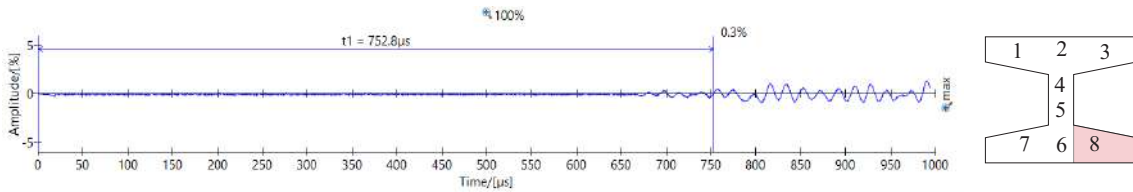
(a) Sinal intacto



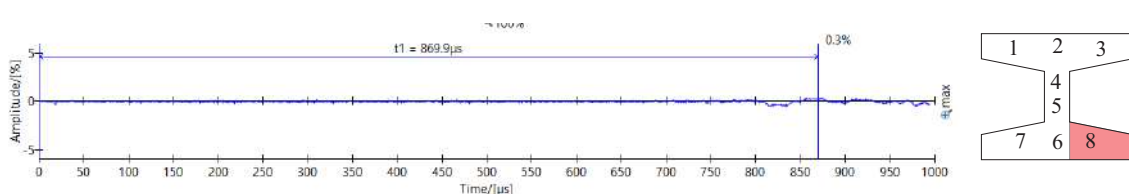
(b) Após o primeiro ciclo



(c) Após o segundo ciclo



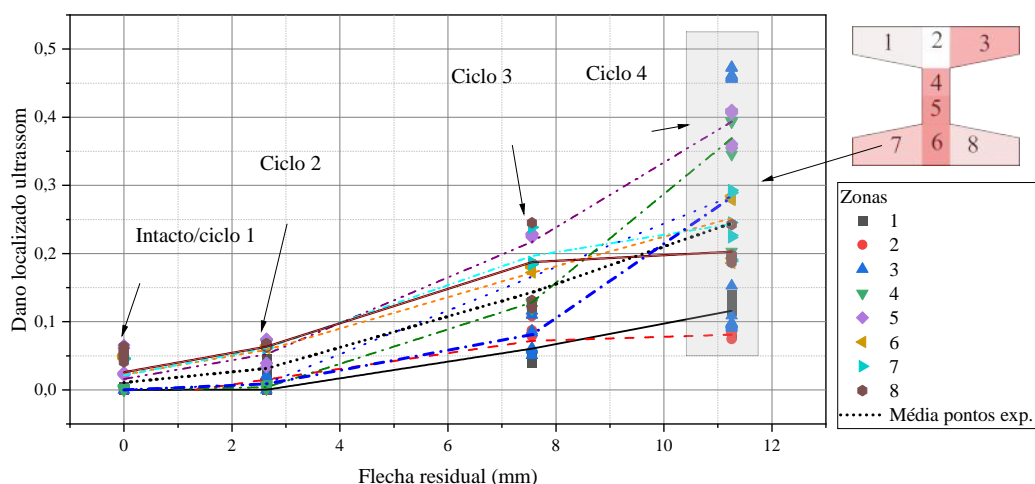
(d) Após o terceiro ciclo



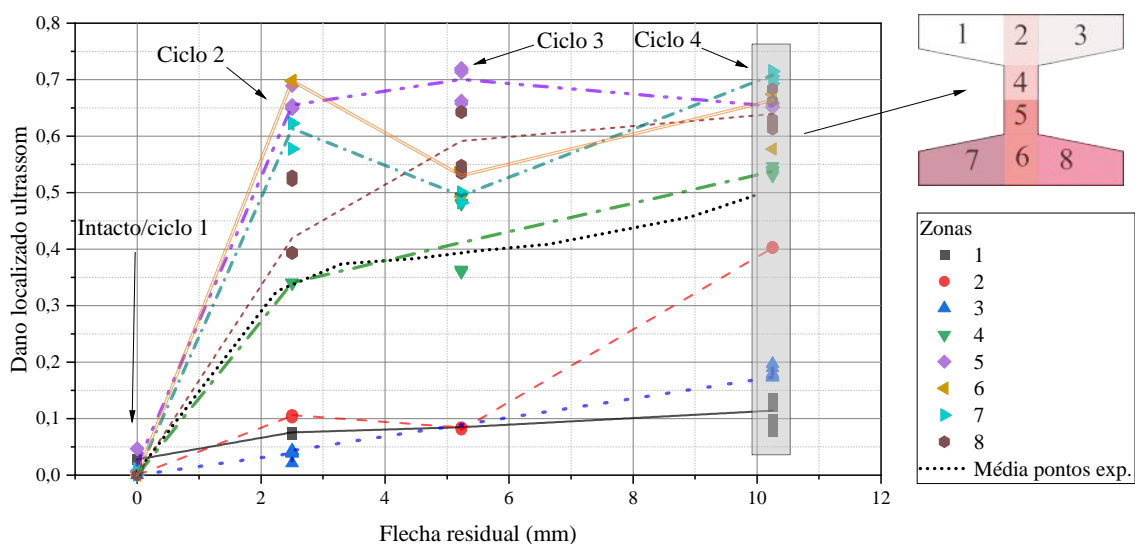
(e) Após o quarto ciclo/antes da ruptura

Figura 7.53: Atenuação do sinal ultrassônico na zona 8 da viga UHPFRC-P

Utilizando-se da Eq. 5.2 pode-se calcular a danificação em relação o atraso de velocidade ultrassônica por região de interesse. A Fig. 7.54 apresenta a evolução do dano por região da seção transversal, respectivamente para as vigas com e sem protensão de UHPFRC (Fig. 7.54 a e b).



(a) UHPFRC (V03)



(b) UHPFRC-P (V02)

Figura 7.54: Evolução do dano localizado

No primeiro ciclo e condição intacta (flecha residual igual à zero), observam-se pequenos índices de danos médios, iguais à 3% e 1%, respectivamente para as vigas de UHPFRC e UHPFRC-P. Quando as peças sofrem o segundo ciclo, com  $F_{\#2}/F_{max} = 0,75$ , a viga protendida apresenta o início do processo de localização, com atraso no pulso ultrassônico, aumento do dano médio para 35 % e dispersão dos resultados de velocidades. Para o mesmo ciclo, a viga armada de UHPFRC apresenta atraso de pulso menor, com danos na ordem de 3 %. No 3º ciclo, a viga protendida apresenta índice de dano médio de  $d_{us} = 36$  e deslocamento residual de 5,23mm, enquanto que a viga armada apresenta valores de  $d_{us} = 14\%$  e deslocamento residual de 7,5mm. Após a passagem pelo pico de força (i.e.,

entre o 3º e 4º ciclo), o índice de dano médio da viga protendida é de  $d_{us} = 41\%$ , enquanto que para a viga armada é de  $d_{us} = 23\%$ . O maior atraso da onda ultrassônica expressa o maior valor de danificação e abertura de fissuras ao longo da seção transversal, sendo observado para a viga protendida na borda inferior (zona 7) e para a viga armada na alma (zona 5).

A evolução do dano ultrassônico da viga UHPC-P sem fibras é apresentado pela Fig. 7.55. Nota-se que devido ao modo de falha de cisalhamento, no final do ciclo, ocorre maior danificação na borda superior (1, 2 e 3), seguido pela alma (4, 5 e 6), regiões onde a mudança de espessura gerou concentração de tensões e fissuras diagonais de cisalhamento. Além disso, ao final do ensaio é observada baixo valor de danificação nas regiões inferiores (i.e., 7 e 8), demonstrando a pouca influência do modo de falha de flexão.

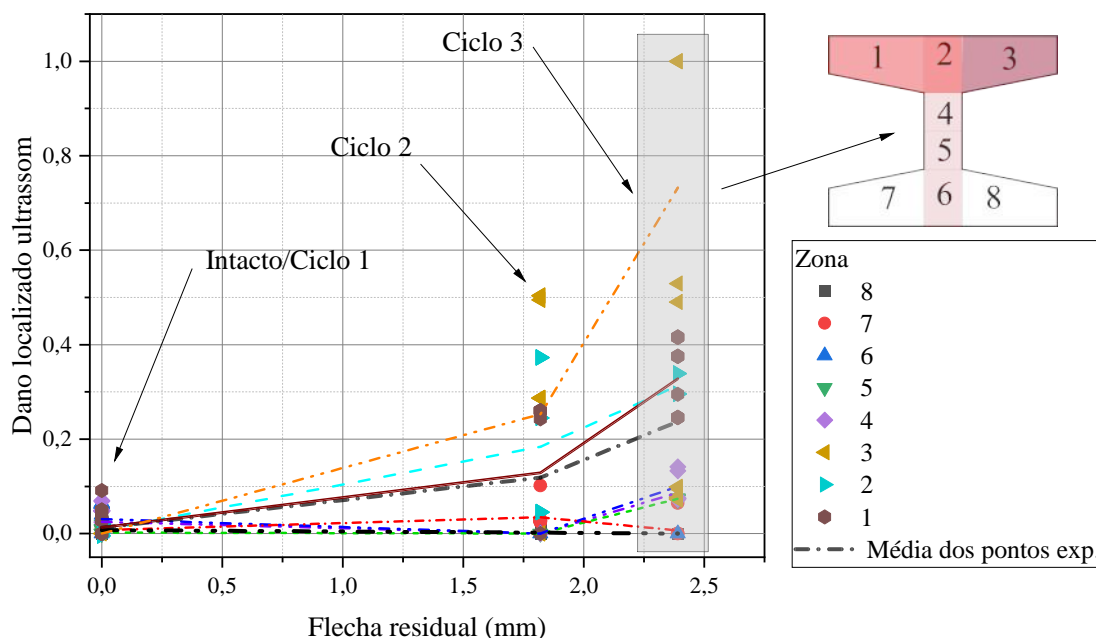


Figura 7.55: Evolução do dano localizado para a viga UHPC-P

## 7.4.2 Vigas sob flexo-cisalhamento

As Figs. 7.56 e 7.57 apresentam a evolução do dano por regiões para a série de flexo-cisalhamento. Nota-se que a viga com fibras UHPFRC-P-Flex-Cis (Fig. 7.56) apresenta uma evolução de dano mais acentuada para as regiões 4, 5, 7 e 8. Estas regiões são respectivamente a parte inferior e da alma, regiões onde se desenvolvem o modo de falha de flexo cisalhamento. Já para a viga sem fibras UHPC-P-Flex-Cis (Fig. 7.56), observa-se



dano zero para os primeiros ciclos, o que justifica o comportamento linear observado no força x deslocamento da Fig. 7.12. No último ciclo observa-se o rápido acúmulo de dano em 1, 4 e 7, demonstrando também a falha frágil de flexo cisalhamento.

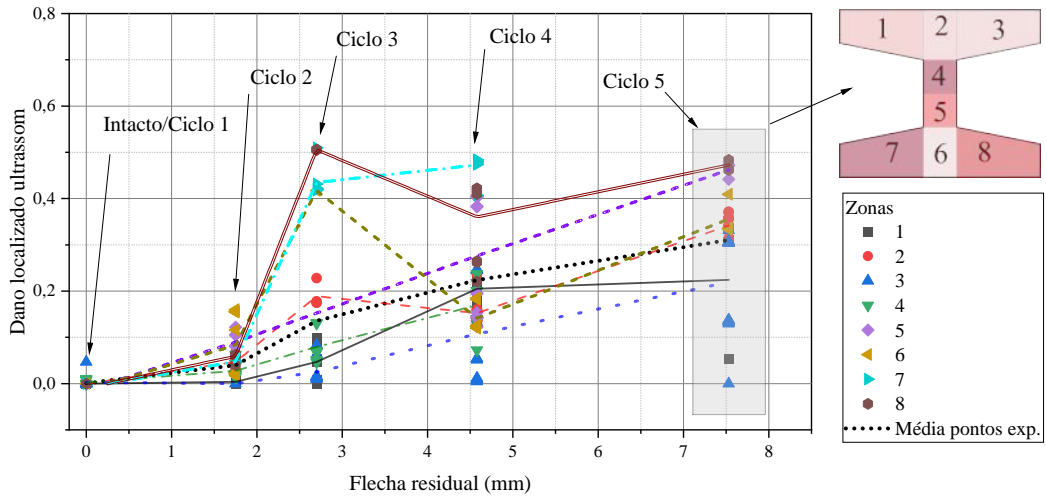


Figura 7.56: Dano localizado para a viga UHPFRC-P-Flex-Cis

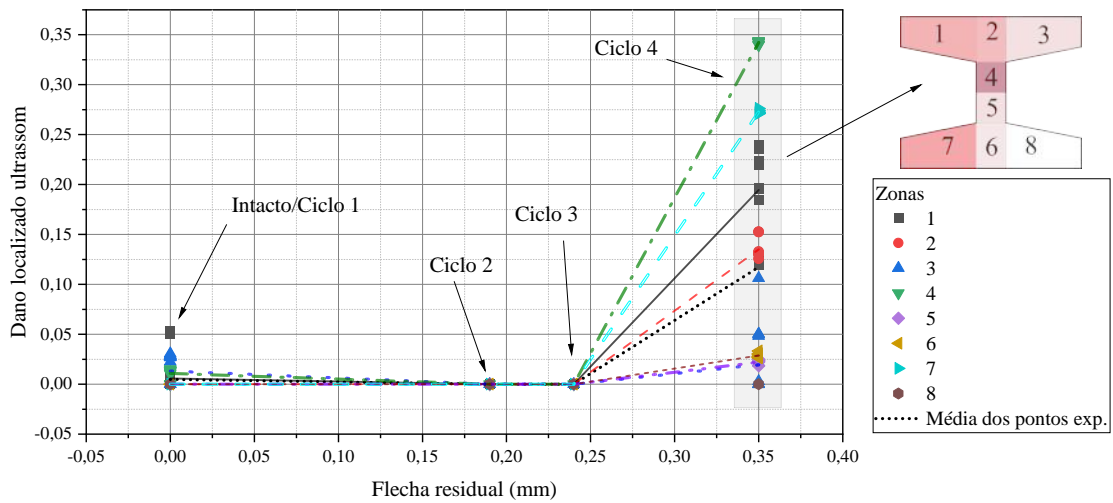


Figura 7.57: Dano localizado para a viga UHPC-P-Flex-Cis

## 7.5 Ensaio dinâmico de impacto

As Figs. 7.58 e 7.59 apresentam a diminuição das frequências naturais, para cada ciclo de carga das vigas ensaiadas. Sabe-se que a frequência natural está intimamente ligada à massa e rigidez da peça (PAULTRE, 2011). Considerando a massa constante, a medida que os ciclos de danificação ocorrem, as fissuras evoluem degradando a rigidez da peça e diminuindo a frequência natural. Esta diminuição da frequência natural reflete no aumento da danificação, conforme demonstrado na Fig. 7.60.

Para os casos de flexão (Fig. 7.58), a maior queda de frequência natural e dano foi observada para as vigas de UHPFRC protendida, sendo o fenômeno ligado à localização de fissuras no meio do vão nesta amostra. As vigas de UHPC sem fibras apresentaram pouca queda de frequência natural e pouca danificação última, sendo a justificativa para tal o comportamento linear e frágil do material sem fibras.

No flexo-cisalhamento (Fig. 7.59), a viga de UHPFRC protendida apresenta novamente maior danificação quando comparada à UHPC, devido a melhor distribuição de esforços efetuada pelas fibras metálicas nesta situação de carregamento.

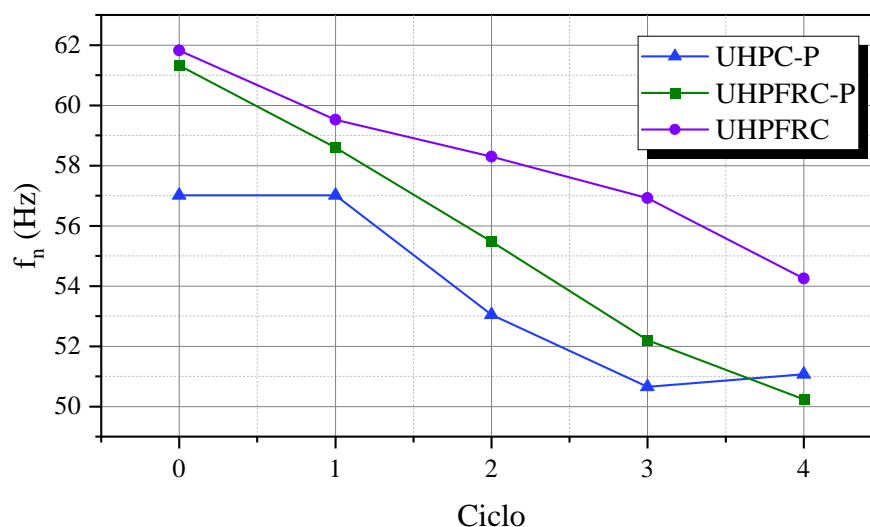


Figura 7.58: Evolução das frequências naturais ao longo dos ciclos de carregamento - casos de flexão

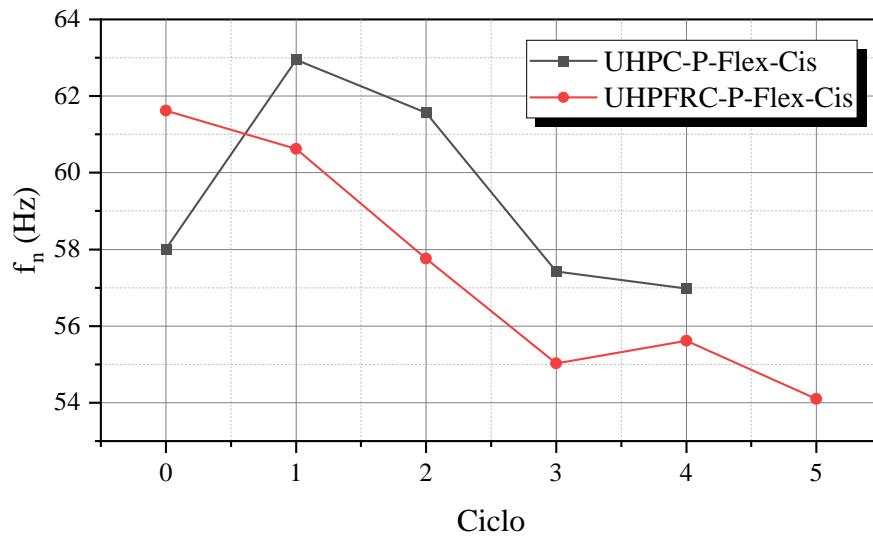


Figura 7.59: Evolução das frequências naturais ao longo dos ciclos de carregamento - casos de flexão

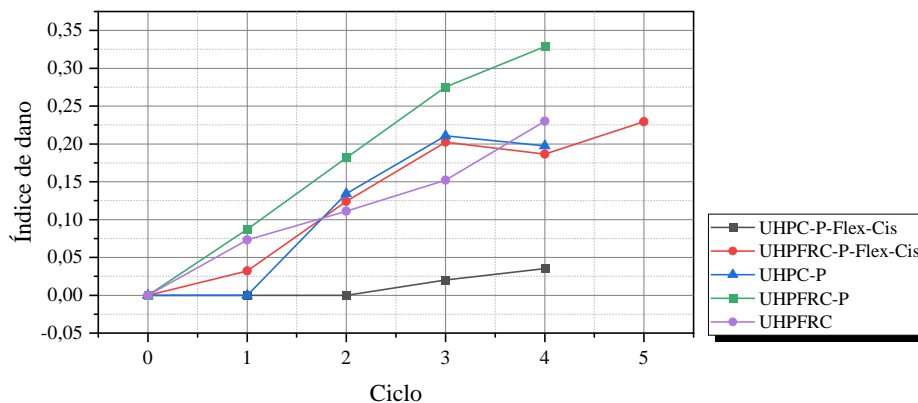


Figura 7.60: Danificação obtida pelos ensaios dinâmicos nas vigas solicitadas por flexão

Conforme demonstrado para corpos de prova (capítulo 4), o coeficiente de amortecimento reflete a dissipação do movimento oscilatório, e é afetado pela existência de imperfeições e fissuração nas peças. Assim, as Figs. 7.61 e 7.62 apresentam a evolução do coeficiente de amortecimento para o caso de flexão e flexo-cisalhamento das vigas estudadas.

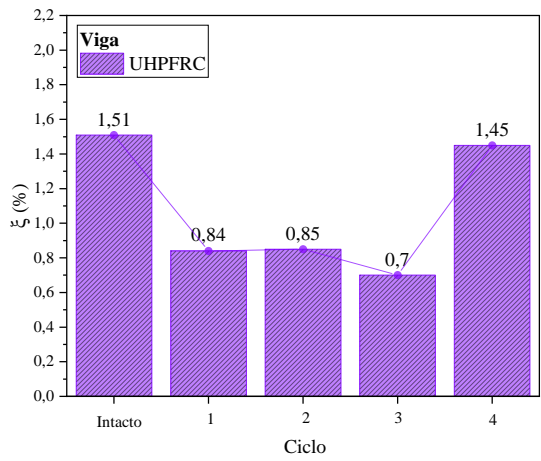
Pelo coeficiente de amortecimento, nota-se estágios de acomodação do ensaio e fechamento de fissuras prévias nos primeiros ciclos, o que explica a diminuição do amortecimento nos primeiros ciclos, seguido pela propagação estável de fissuras e instabilidade

de fissuração (ciclos 3, 4 e 5), observando-se o aumento de  $\xi$ , devido ao crescimento da parcela de dissipação de energia dinâmica em fissuras, o que aumenta o atrito interno e amortecimento de Coulomb. O aumento da dissipação de energia dinâmica é explicado pelo arrancamento de fibras e coalescência dos poros, fenômenos similares aos observados em corpos de prova (capítulo 4).

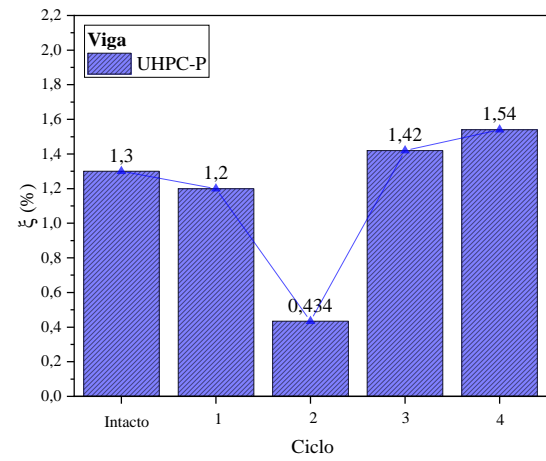
Considerando somente as vigas de UHPFRC em flexão, a viga protendida de UHPFRC-P (Fig. 7.61c) apresenta o maior valor de coeficiente de amortecimento para o último estágio. De fato, o maior coeficiente de amortecimento reflete a maior abertura de fissuras, já verificada pela estimativa da fotogrametria e ultrassom. A viga armada de UHPFRC (Fig. 7.61a) apresentou um coeficiente de amortecimento final menor em relação às protendidas, devido ao seu menor valor de abertura de fissuras característico e fissuração mais difusa ao longo dos ciclos. A viga de UHPC-P (Fig. 7.61b) apresentou um rápido aumento do valor de amortecimento entre o segundo e terceiro ciclos, devido o surgimento abrupto de fissuras nestes estágios de carregamento. Além disso, na condição intacta, o conjunto de protensão e fibras diminui a dissipação de onda de impacto na viga de UHPFRC-P em relação às outras amostras (i.e., UHPC-P e UHPFRC), sendo o fenômeno ligado ao controle de fissuração e fechamento de fissuras prévias pela protensão.

Para as vigas em flexo-cisalhamento a análise do amortecimento é conforme a Fig. 7.62. Notam-se valores de amortecimento pouco variáveis para a viga UHPC-P-Flex-Cis, devido a pouca fissuração apresentada até o 4<sup>o</sup> ciclo (Fig. 7.62a). A viga de UHPFRC-P-Flex-Cis apresenta aumento de  $\xi$  entre o 3<sup>o</sup> e 5<sup>o</sup> ciclo, devido ao surgimento da macro fissura diagonal de cisalhamento que evolui significativamente neste estágio (Fig. 7.62b).

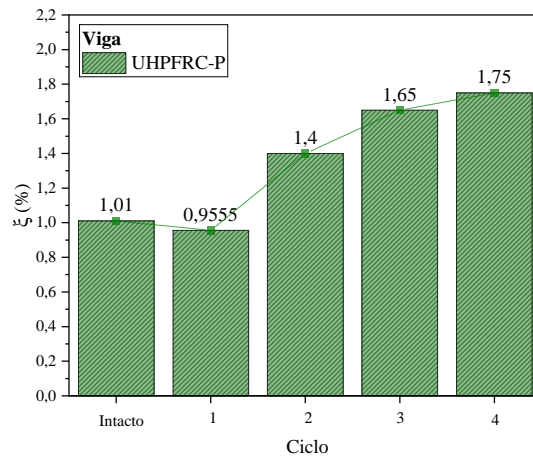
Nota-se que à exceção de UHPFRC-P-Flex-cis, todos os outros valores de amortecimento obtidos pelo ensaio denotam que o amortecimento para o UHPC e UHPFRC apresenta valores menores que 2%, valor usual para estruturas de concretos convencionais (BACHMANN et al., 1995). Também destaca-se que ao longo do ensaio os valores de amortecimento variam pouco e de modo geral os índices são crescentes na iminência da ruptura, devido a existência de atrito nas regiões danificadas.



(a) Viga UHPFRC



(b) Viga UHPC-P



(c) Viga UHPFRC-P

Figura 7.61: Evolução do coeficiente de amortecimento - casos de flexão: UHPFRC - P, UHPC-P e UHPFRC

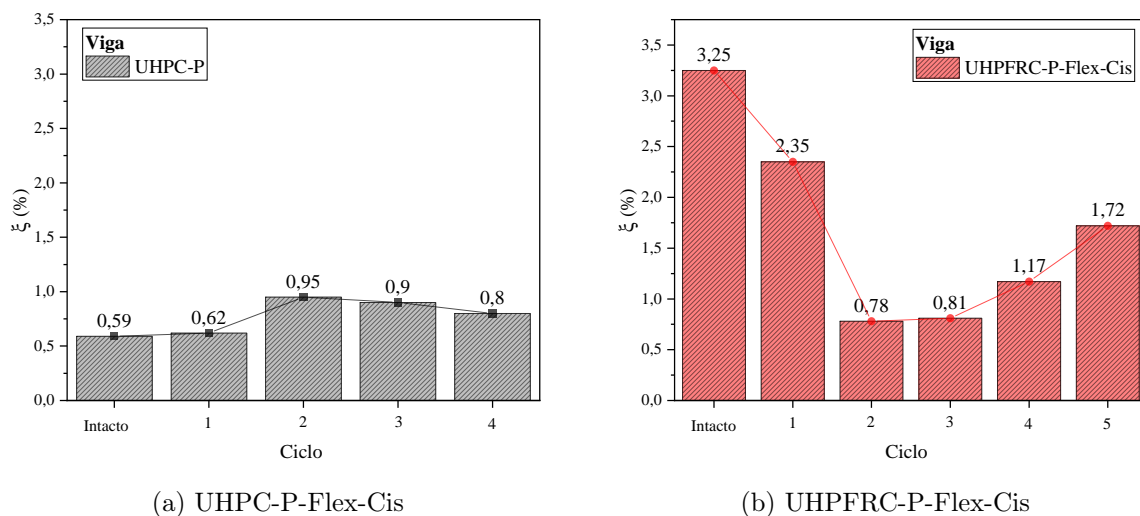
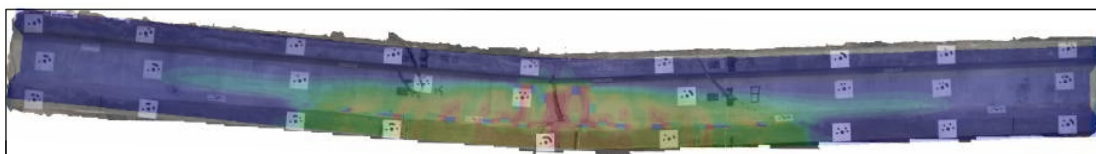


Figura 7.62: Evolução do coeficiente de amortecimento - casos de flexo-cisalhamento: UHPFRC - P, UHPC-P

## 7.6 Discussão dos resultados

### 7.6.1 Influência da protensão

Os modelos numérico e experimental demonstram que a influência da protensão diminui a ocorrência das fissuras para estágios avançados de carregamento, gerando a localização de fissuras e maior danificação no meio do vão. Este fato fica evidenciado quando são comparados os modelos numérico-experimental das Figs. 7.63a e 7.63b. Pode-se verificar que as regiões onde há danificação no modelo numérico são similares às aquelas onde o modelo de ortofoto experimental acusa a fissuração.



(a) Comparação modelo numérico e ortofoto experimental - V02 - UHPFRC-P



(b) Comparação modelo numérico e ortofoto experimental - V03 - UHPFRC

Figura 7.63: Comparação entre as ortofotos e modelo numérico

Com o intuito de se avaliar qual é o comprimento longitudinal no qual ocorrem fissuras ao longo da viga, obteve-se o valor de  $L_{dan}$  como nas Figs. 7.64 e 7.65. O valor de  $L_{dan}$  é de 45% maior para a viga de UHPFRC em relação à viga UHPFRC-P, o que demonstra que a fissuração é mais difusa no caso da viga armada. Por outro lado, o estado de tensões imposto pela protensão concentra a fissuração no meio do vão e inibe a danificação do elemento, para o mesmo valor de força máxima.

Em uma segunda análise, o comprimento total de fissuras vetorizadas é obtido em CAD e dividido pelo valor de  $L_{dan}$ , e assim, obtém-se a densidade de fissuras ao longo do vão, em m/m (vide Eq. 5.8), sendo o parâmetro apresentado no gráfico da Fig. 7.67. Do gráfico, nota-se que a protensão inibe o surgimento de fissuração ao longo de  $L_{dan}$ , enquanto que a viga de armaduras passivas apresenta mais fissuras distribuídas por metro de viga ao longo dos ciclos.

O fato de inibir as fissuras ao longo do histórico de carregamento faz com que, para estágios mais avançados, ocorra localização das fissuras para a viga protendida. Este fenômeno pode ser comprovado pelas ortofotos das Figs. 7.66.a e 7.66.b. Além disso, os parâmetros obtidos pelos ensaios dinâmicos e ultrassônicos demonstram mais uma vez que a viga protendida de UHPFRC apresentou, após os ciclos de carregamento, os maiores valores de danificação últimas obtidas por estas metodologias, além da maior atenuação da onda de impacto, medido pelo coeficiente de amortecimento. O atraso da onda ultrassônica e a diminuição da frequência natural refletem diretamente as condições de rigidez da peça, enquanto que o amortecimento descreve o atrito da microestrutura, devido à fricção entre fissuras, zona de transição danificada e coalescência dos poros.

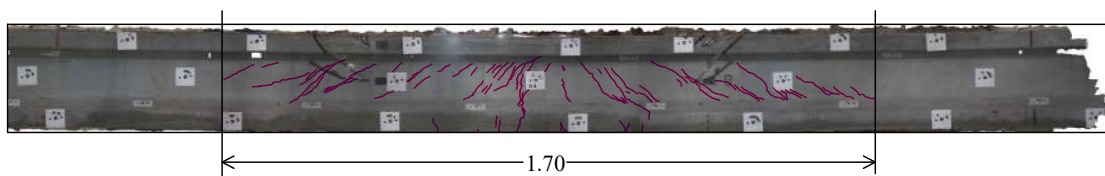


Figura 7.64: Zona de danificação, com  $L_{dan}$  em metros - UHPFRC (V02)

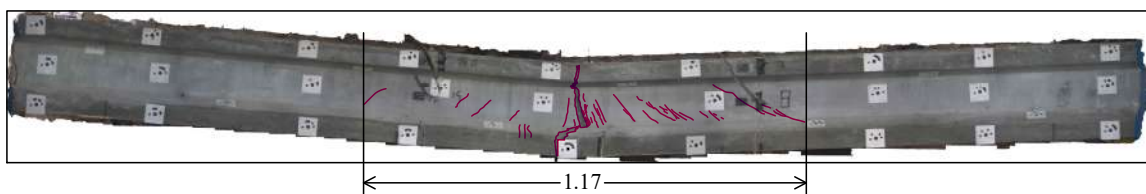
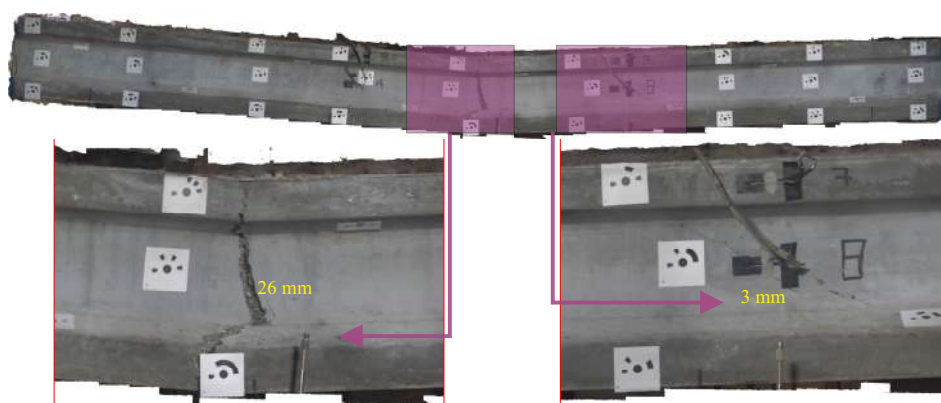
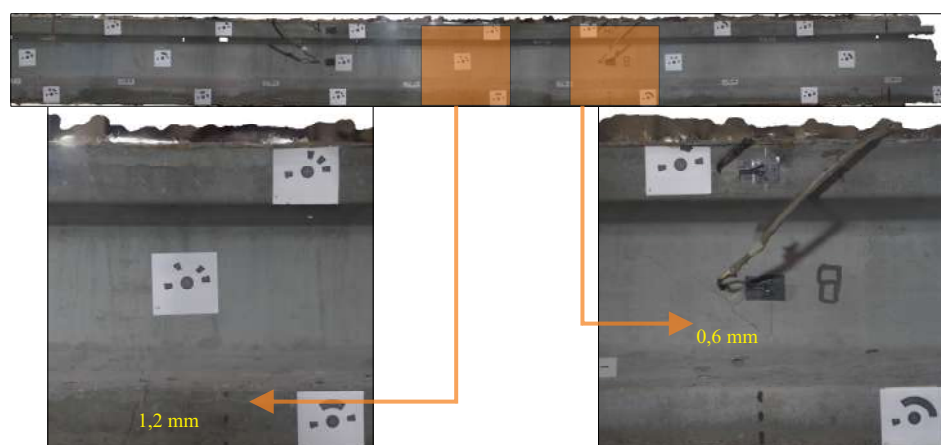


Figura 7.65: Zona de danificação, com  $L_{dan}$  em metros - UHPFRC-P (V02)



(a) Fissuração máxima no 4º Ciclo - Viga UHPFRC protendida (V02)



(b) Fissuração máxima no 4º Ciclo - Viga UHPFRC (V03)

Figura 7.66: Comparação sobre a estimativa de abertura de fissuras no quarto ciclo - UHPFRC-P (V02) x UHPFRC (V03)



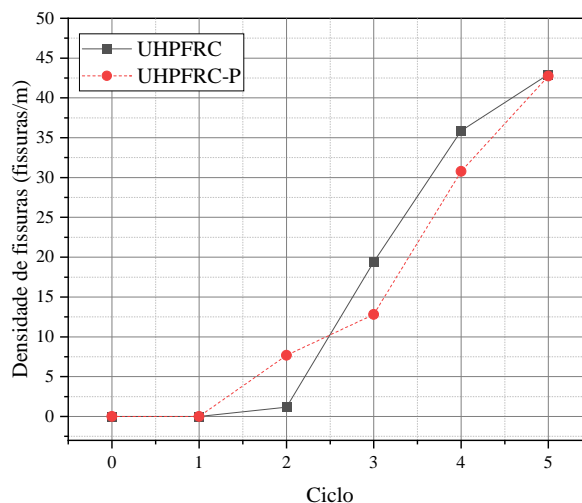


Figura 7.67: Densidade de fissuras para as vigas de UHPFRC e UHPFRC-P

## 7.6.2 Influência das fibras

A ausência das fibras diminui a resistência à tração do material, amplificando a influência do modo de falha de cisalhamento. Isto é mais crítico no caso de seções transversais mais esbeltas e na forma de viga I sem estribos, onde há concentração de fluxo de cisalhamento na mudança de espessura da seção. Assim, para as mesmas condições de geometria de seção, carregamento e protensão, a redução da resistência de tração e ausência de estribos torna o modo de falha de cisalhamento crítico para vigas de UHPC. Portanto, a presença das fibras funciona como micro reforço de cisalhamento, sendo a sua utilização capaz de mudar o modo de falha da peça de cisalhamento para flexão. Este fenômeno pode ser evidenciado pela caracterização do modo de falha realizado pela fotogrametria, e pelos índices de dano obtidos pelo ultrassom e ensaio dinâmico de impacto.

A Fig. 7.68 apresenta a comparação entre o modelo de dano e as ortofotos para o último ciclo da viga UHPC-P. Quando comparado com o modelo apresentado para a viga de UHPFRC protendida (Fig. 7.69), observa-se que as fibras promovem a distribuição da danificação, evitando que a peça rompa nas diagonais tracionadas, induzindo a falha flexional. O estudo de ultrassonografia longitudinal também evidencia o modo de falha, uma vez que observa-se que as vigas de UHPFRC apresentam maior danificação nas regiões da borda tracionada inferior, enquanto que a viga com UHPC apresenta severa danificação na borda comprimida superior e alma.

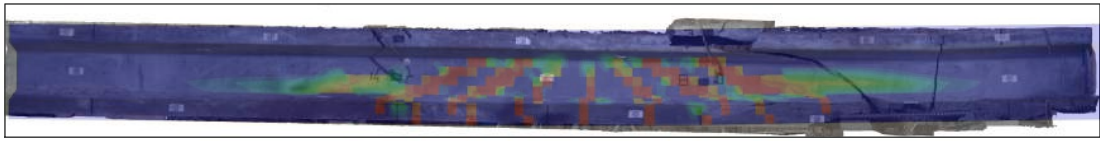


Figura 7.68: Comparação modelo numérico e ortofoto experimental - V04 - UHPC - P

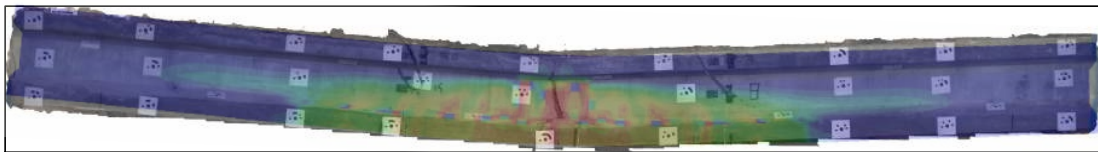


Figura 7.69: Comparação modelo numérico e ortofoto experimental - V02 - UHPFRC-P

A Fig. 7.70 apresenta a obtenção de  $L_{dan}$  para a viga UHPC Protendida. Nota-se uma densidade de fissuras de 3,6 fissuras/m para o penúltimo ciclo, que evolui para 7,6 fissuras/m de  $L_{dan}$  na ruptura. Este valor é muito menor do que a quantidade de fissuras observadas nas vigas de UHPFRC armado e protendido, conforme o gráfico da Fig. 7.71, demonstrando que a ruptura da viga UHPC-P apresenta pouca fissuração até o colapso frágil da peça.

Mais uma vez, foi demonstrado pelas metodologias de ensaios não destrutivos que a peça de UHPC apresenta pouca degradação da rigidez devido ao comportamento linear do UHPC sem fibras, e este fenômeno é evidenciado pelas frequências naturais e pulso ultrassônico. Já o amortecimento indica que embora a peça apresente ruptura com pouca fissuração, estas são suficientes para se aumentar a dissipação do sinal de impacto ao longo da peça, aumentando o atrito interno entre fissuras.

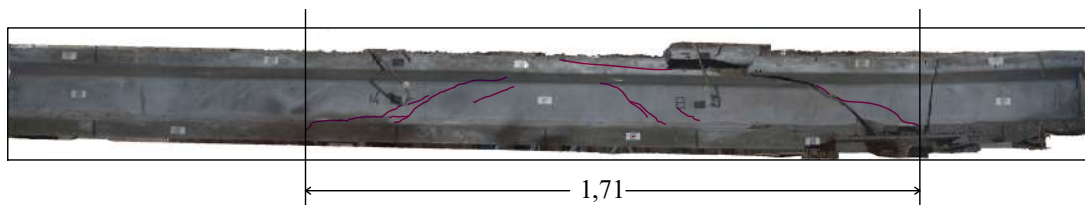


Figura 7.70: Comprimento de danificação da viga

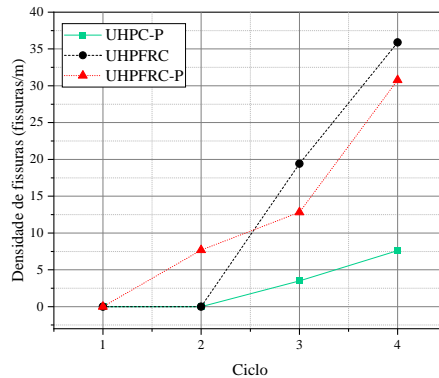


Figura 7.71: Densidade de fissuras das vigas UHPC-P, UHPFRC e UHPFRC-P

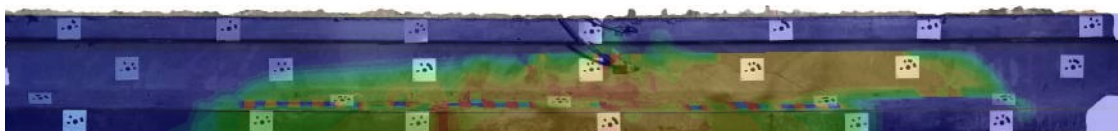
### 7.6.3 Ponto de aplicação de força

As Figs. 7.72a e 7.72b apresentam a comparação entre o modelo de dano e as ortofotos para o último ciclo das vigas solicitadas por flexo-cisalhamento. Nota-se a distribuição de dano e fissuração mais difusa para a viga de UHPFRC-P-Flex-Cis, enquanto que a viga de UHPC-P-Flex-Cis apresenta poucas fissuras no colapso. O colapso precoce da diagonal tracionada do modelo UHPC-P-Flex-Cis ocorre devido à falta de estribos e o baixo valor de resistência à tração, o que torna crítica a ruptura por cisalhamento de tração diagonal para essa peça. De fato, a ruptura da viga de UHPC é extremamente frágil e com pouca degradação, em relação a referência de UHPFRC-P-Flex-Cis, sendo este fato confirmado pelos ensaios não destrutivos e fotogrametria. Os ensaios não destrutivos demonstram que a viga sem fibras não apresenta grandes acúmulos de dano, nem aumento significativo do coeficiente de amortecimento até o ciclo de ruptura, o que demonstra a baixa capacidade do UHPC sem fibras em transferir as tensões ao longo da peça. A ausência de fissuras detectáveis na fotogrametria até o terceiro ciclo também é um indicio que reforça esta observação.

Por outro lado, a ruptura com alta dissipação de energia para a viga de UHPFRC-P-Flex-Cis é demonstrada pelo gradual acúmulo de índices de dano e altos coeficiente de amortecimento que demonstram fissuração mais acentuada,.



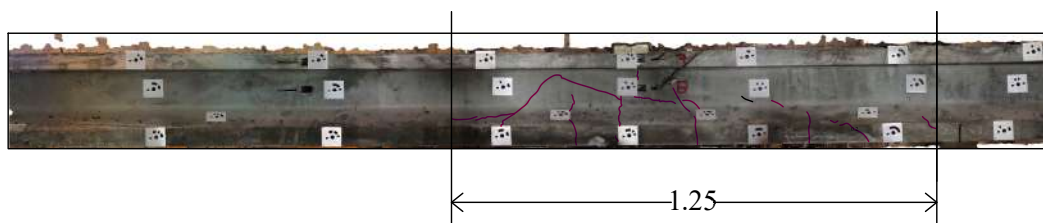
(a) Comparação modelo numérico e ortofoto experimental - V05 - UHPC - P - Flex - Cis



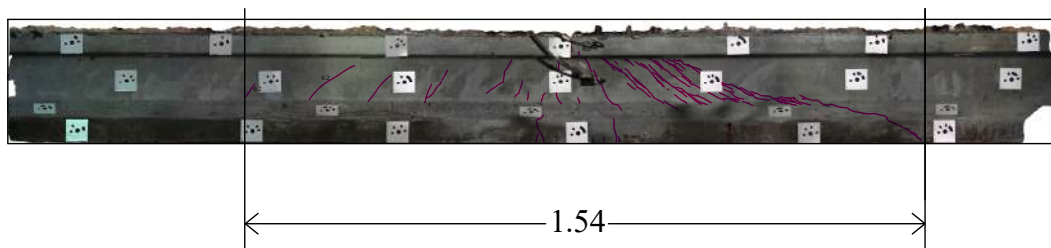
(b) Comparação modelo numérico e ortofoto experimental - V04 - UHPFRC-P - Flex - Cis

Figura 7.72: Comparação entre as ortofotos e modelo numérico

A Fig. 7.73 apresenta a medida do comprimento de danificação  $L_{dan}$ , obtido para as vigas em flexo cisalhamento. Já a Fig. 7.74 apresenta a densidade de fissuração ao longo da peça. Nota-se que a viga com fibras apresenta um acúmulo mais gradual e controlado de fissuras diagonais, aumentando a ocorrência de fissuras e melhorando a capacidade de distribuição de tensões ao longo da peça, inclusive nos estágios mais avançados de carregamento. Já a viga de UHPC apresenta poucas fissuras, que evoluem em uma escala muito menor e conduzem a peça a uma ruptura frágil. O maior valor de comprimento de danificação para a viga de UHPFRC também demonstra uma maior capacidade de redistribuição de esforços da peça em relação à referência de UHPC sem fibras.



(a) Viga UHPC-P



(b) Viga UHPFRC-P

Figura 7.73: Comprimento de danificação

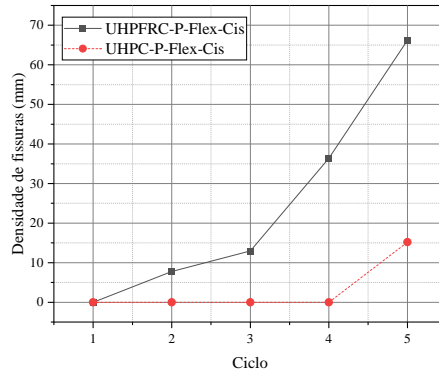
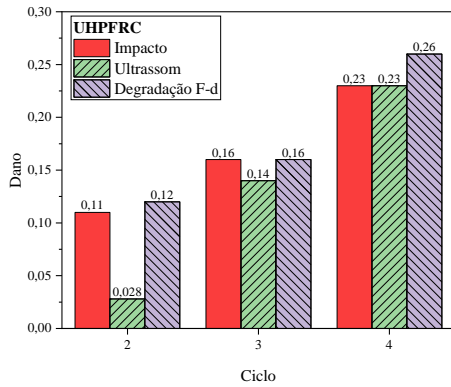


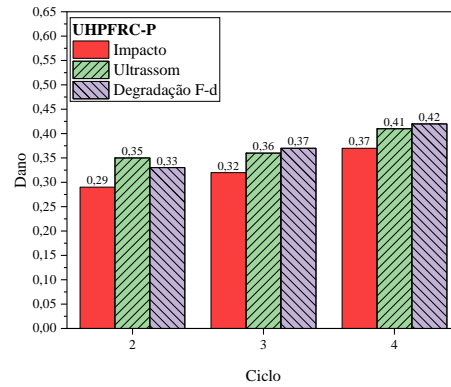
Figura 7.74: Densidade de fissuras

#### 7.6.4 Evolução do dano observado nos ensaios de fotogrametria, ultrassom e dinâmico

A Fig. 7.75 apresenta o dano global obtido para vigas de UHPFRC (Fig. 7.75.a) e UHPFRC-P (Fig. 7.75.b). Neste gráfico comparam-se três metodologias para obtenção do dano à saber: (i) As barras roxas são obtidas pela degradação obtida pelo diagrama de força x deslocamento do modelo numérico-experimental; (ii) as barras verdes são obtidas pelo dano médio obtido pelo ultrassom nos pontos 1 à 8 (linha pontilhada dos gráficos da seção 7.4); e (iii) as barras vermelhas apresentam o dano obtido pela diminuição da frequência natural em cada ciclo (seção 7.5).



(a) UHPFRC



(b) UHPFRC-P (V 02)

Figura 7.75: Comparação entre a metodologia de quantificação do dano - modelo numérico-experimental vs. ultrassonografia e ensaio dinâmico de impacto

Além disso, a mesma comparação pode ser efetuada entre danos globais obtidos para a viga de flexo-cisalhamento de UHPFRC protendido, sendo apresentada pela Fig. 7.76.

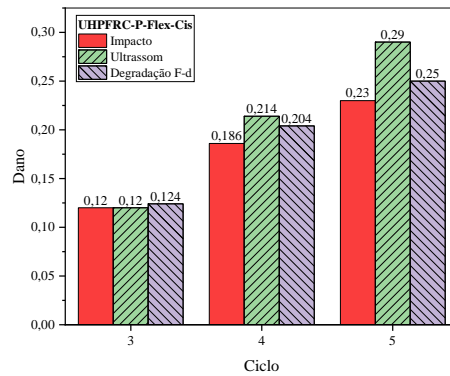


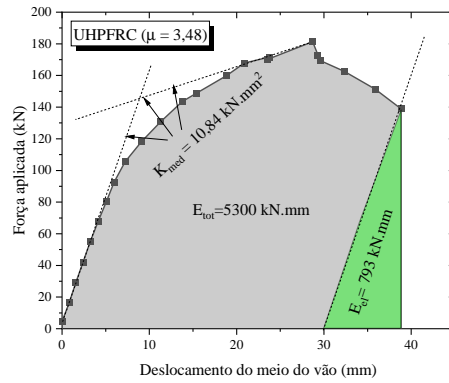
Figura 7.76: Comparação entre a metodologia de quantificação do dano - modelo numérico-experimental vs. ultrassonografia e ensaio dinâmico de impacto (UHPFRC-P-flex-cis)

Dos gráficos acima, observa-se a mesma tendência de danificação para as metodologias aplicadas, o que valida as análises efetuadas pelos ensaios não destrutivos de ultrassom e dinâmico de impacto. Para os ciclos de carregamento mais avançados com alta danificação, a diferença entre os valores obtidos pelas três metodologias consideradas não foram

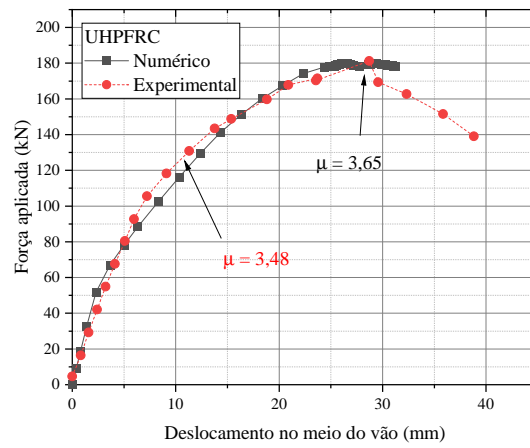
maiores que 11 %. Para níveis de dano mais baixos houve maior discrepância entre as metodologias, o que pode ser explicado em parte pela resolução dos instrumentos de medida e condições de apoio.

## 7.7 Considerações sobre a ductilidade

O índice de ductilidade foi obtido utilizando a abordagem de [Naaman e Jeong \(1995\)](#), conforme a Eq. 3.22, considerando que o comportamento cíclico dos ensaios está contido em um envelope de força x deslocamento monotônico. A Fig. 7.77.a e b apresenta o exemplo para obtenção de  $\mu$  para a viga de UHPFRC armada, considerando o modelo numérico e experimental. Já a Fig. 7.78.a e b apresenta a comparação entre os comportamentos numérico e experimental de ductilidade para a viga de UHPFRC-P. Um erro máximo de 4,9 % é observado para a modelagem numérica apresentada. Outro fato interessante é que embora a viga protendida UHPFRC-P apresente deslocamento último menor que a viga armada, a protensão demonstrou uma ductilidade de 3,96, ou seja, um acréscimo de 13 % em relação a ductilidade da viga armada.



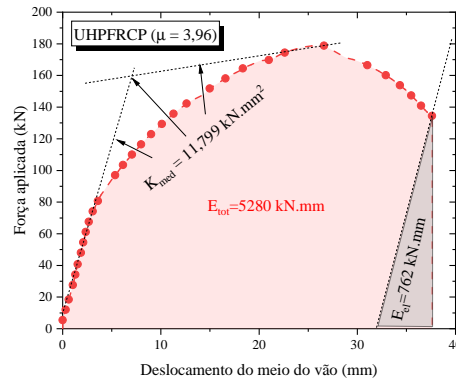
(a) obtenção da ductilidade para UHPFRC (V03)



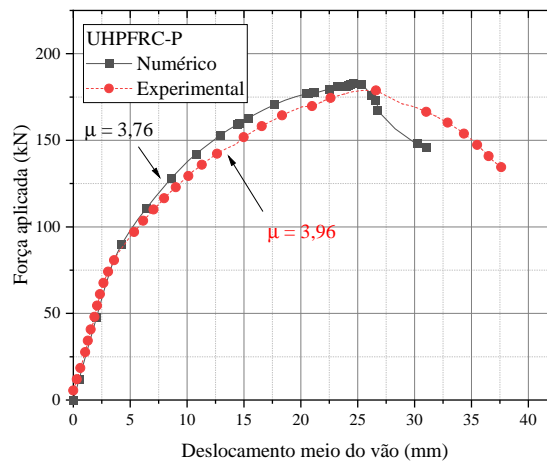
(b) Comparação das ductilidades do modelo numérico e experimental (UHPFRC- V03)

Figura 7.77: Índice de ductilidade para a viga de UHPFRC





(a) obtenção da ductilidade para UHPFRC-P (V02)



(b) Comparação das ductilidades do modelo numérico e experimental (UHPFRC-P, V02)

Figura 7.78: Índice de ductilidade para a viga de UHPFRC-P

Portanto, os resultados experimentais confirmam a influência positiva da protensão na ductilidade. A fim de se confirmar o fenômeno, foram feitas simulações numéricas apresentadas pela Fig. 7.79, onde variou-se apenas a tensão de protensão de 0 até 1000 MPa, para a peça ensaiada com o modelo constitutivo calibrado de UHPFRC e malha de 50 mm. Da figura 7.79, nota-se que há acentuado aumento da ductilidade em função da protensão. De fato, o aumento da rigidez  $K$  imposta pela protensão faz com que a energia  $E_{el} = P^2/K$  diminua em relação à energia total, e assim, o balanço energético de  $E_{tot}/E_{el}$  e a ductilidade aumentam. É possível também notar que o estado de tensão da protensão localiza o dano de tração no meio do vão (vide o modelo de dano da Fig. 7.80), retardando a fissuração e aumentando a força necessária para se violar o regime linear no diagrama de força x deslocamento.

Nota-se o aumento gradual da resistência da peça em função da força de protensão, e este fenômeno pode ser observado pela comparação entre as resistências das vigas com força de protensão de  $P = 1000$  MPa e  $P = 0$  MPa. A viga sem protensão apresentou o valor de  $F_{max} = 178kN$ , e aumenta para  $F_{max} = 188kN$  (i.e., 5,6 % de aumento) quando a protensão é de  $P = 1000$  MPa.

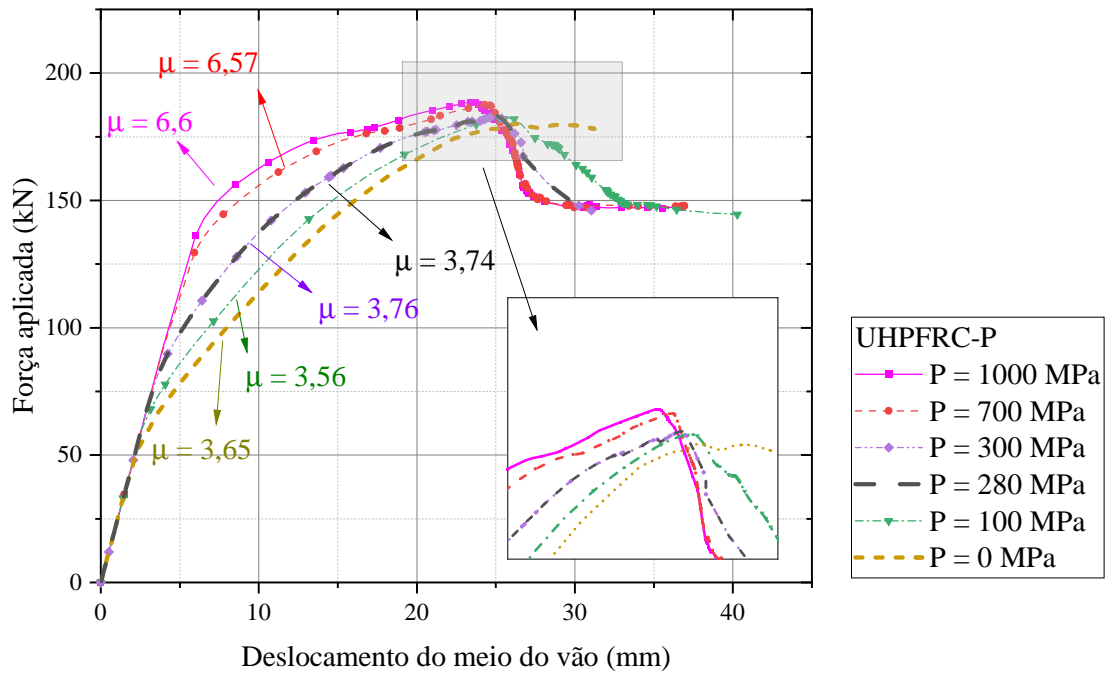
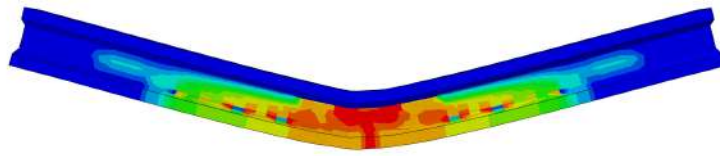
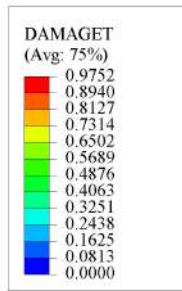
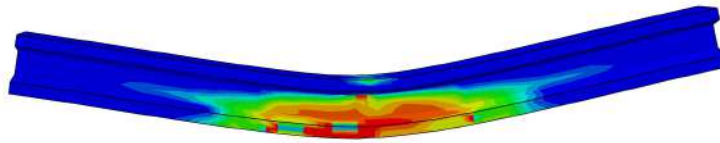
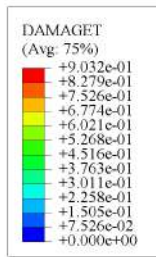


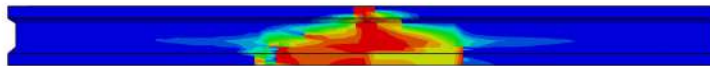
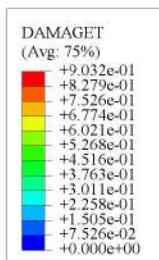
Figura 7.79: Simulações com protensão variável



(a) para  $P = 100$  MPa



(b) para  $P = 400$  MPa



(c) para  $P = 1000$  MPa

Figura 7.80: Fenômeno da localização em função da força de protensão

Outra comparação interessante é sobre o comportamento flexional das vigas de UHP-FRC em relação às vigas de UHPC protendido. A ausência das fibras metálicas na viga de UHPC reduz em 2,31 vezes a ductilidade da peça submetida ao carregamento de flexão, conforme a Fig. 7.81.

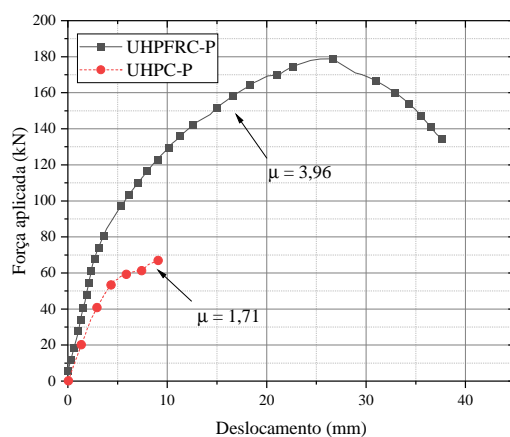


Figura 7.81: Comparação sobre a ductilidade do UHPC

A Fig. 7.83 demonstra que a aplicação de força em regiões mais próximas do apoio (i.e.,  $a/d = 3,92$ ), aumenta ligeiramente a ductilidade para as vigas protendidas de UHPFRC e UHPC (i.e., UHPFRC-P-Flex-Cis e UHPC-P-Flex-Cis).

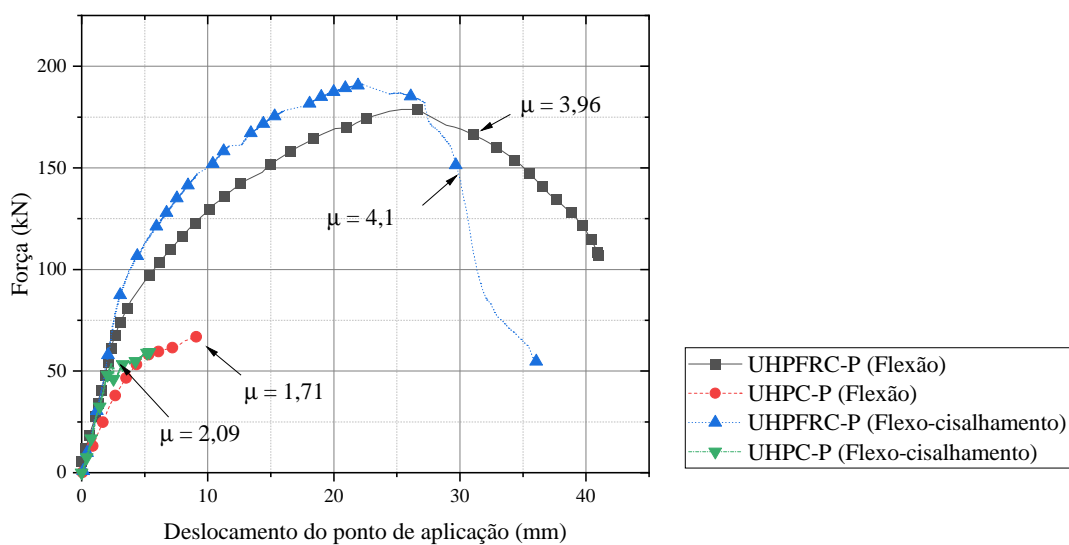


Figura 7.82

Figura 7.83: Comparação com as vigas com  $a/d = 3,92$

Mantendo-se constante as medidas geométricas de vão, base, espessura e protensão de 300 MPa, pode-se efetuar simulações com variação de altura (i.e.,  $H = 250$  mm até  $H =$

600 mm), obtendo-se os comportamentos de força x deslocamento da Fig. 7.84. Observa-se que para estas configurações de vão e seção transversal, há tendência de diminuição de  $\mu$ , à medida que a altura da seção e relação  $a/d$  aumentam. O crescimento progressivo de altura da seção eleva a resistência de  $F_{max} = 184kN$  para  $F_{max} = 650kN$ , mas também gera regiões de danificação à compressão cada vez maiores caracterizando o esmagamento do concreto (vide Fig. 7.85) e diminuindo a ductilidade da seção de  $H = 600$  mm em relação à  $H = 250$  mm.

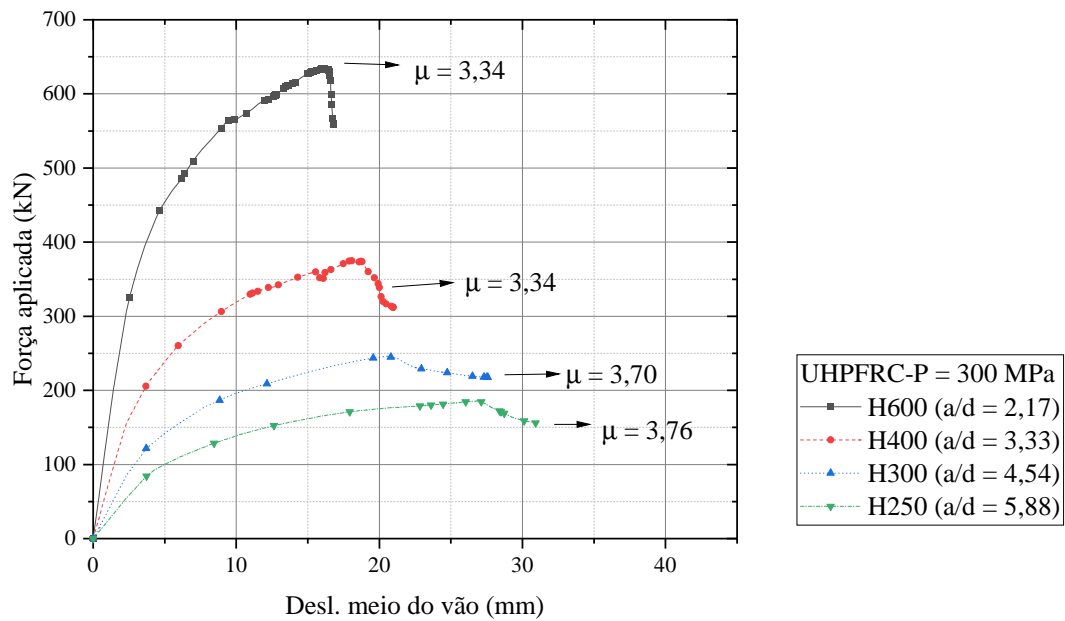
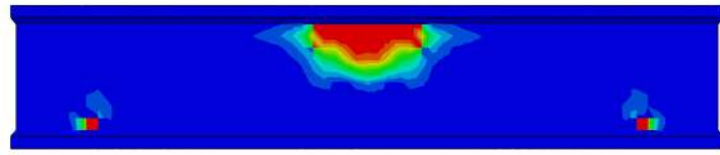
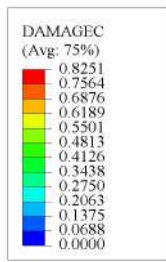
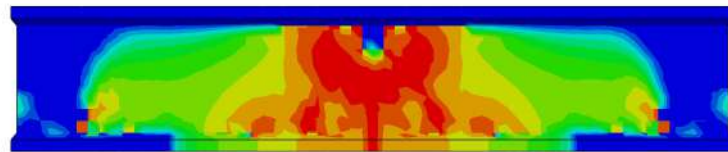
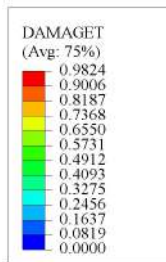


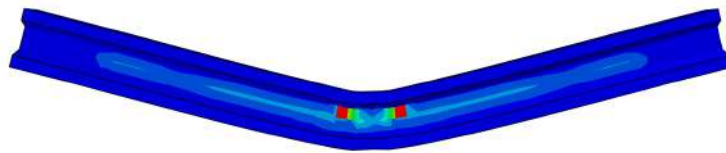
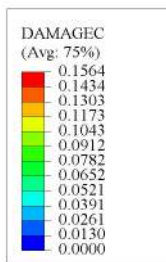
Figura 7.84: Influência da altura no índice de ductilidade



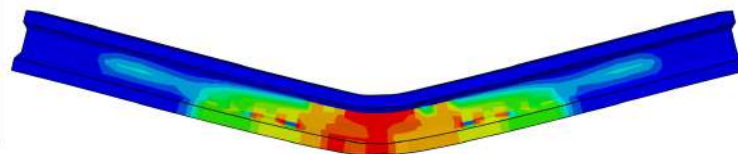
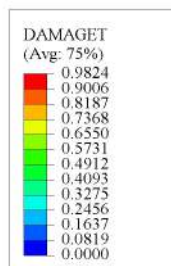
(a) Dano de compressão para  $H = 600$  mm



(b) Dano de tração para  $H = 600$  mm



(c) Dano de compressão para  $H = 250$  mm



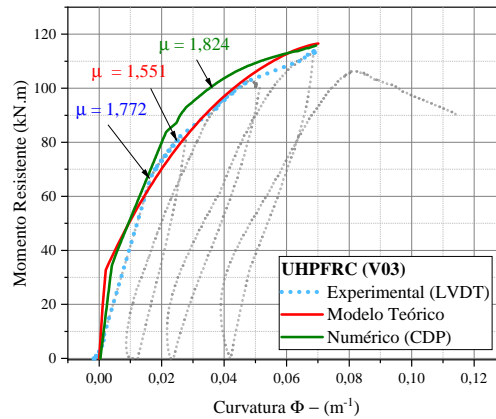
(d) Dano de tração para  $H = 250$  mm

Figura 7.85: Dano de tração e compressão para as seções H250 e H600

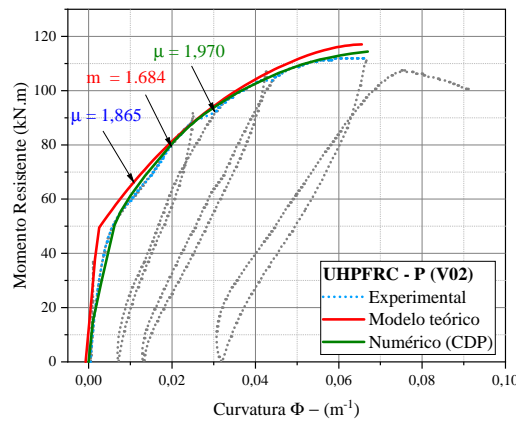
Modificando a relação de Naaman e Jeong (1995) para a curvatura, pode-se utilizar da Eq. 7.2 para se prever a ductilidade das vigas que romperam à flexão (i.e., V02 e V03), conforme a Fig. 7.86. Nota-se que o índice de ductilidade em giro obtido pela relação de

momento curvatura teórico prevê com sucesso o comportamento de momento curvatura dos modelos numérico e experimental. A abordagem de momento curvatura teórico pode ser uma alternativa com baixo custo computacional para a obtenção da ductilidade de peças de UHPFRC armadas e protendidas

$$\frac{\Phi_u}{\Phi_y} = \mu_\Phi = \frac{1}{2} \left( \frac{E_{tot}}{E_{el}} + 1 \right) \quad (7.2)$$



(a) UHPFRC (V03)



(b) UHPFRC-P (V02)

Figura 7.86: Previsão do índice de ductilidade para as vigas de UHPFRC sob flexão

## 7.8 Considerações finais

Nesta seção foi relatada a campanha numérico-experimental que investigou o comportamento cíclico e envelope monotônico de flexão e flexo cisalhamento de vigas I protendidas e armadas de UHPFRC. As seguintes conclusões podem então ser destacadas:

- Por meio da modelagem numérica desenvolvida no trabalho, foi possível se representar os ciclos de carga e descarga de vigas protendidas e armadas de UHPFRC com erro médio de força máxima igual à 7%, possibilitando a representação de deformações plásticas e degradação da rigidez ao longo da ciclagem mecânica. A lei de dano proposta por [Birtel e Mark \(2006\)](#) demonstrou precisão para descrever o comportamento das vigas de UHPFRC do presente trabalho;
- Equações analíticas de dimensionamento de momento fletor e esforço cortante foram precisas na estimativa da resistência das seções em relação ao modelo numérico-experimental;
- Os diagramas de momento curvatura teóricos desenvolvidos estimaram a resistência e ductilidade em giro das seções armadas e protendidas submetidas à flexão demonstrando boa correspondência com os modelos numéricos de elementos finitos e experimentais obtidos a partir das medidas dos LVDTs e fotogrametria. Demonstrase que esta relação analítica pode ser adotada como alternativa de um modelo de baixo custo computacional para previsão de comportamento de peças armadas e protendidas de UHPFRC;
- Para o caso das vigas solicitadas por carregamento no meio do vão, a incorporação de fibras aumentou em 62% a resistência da viga protendida. Em termos de deslocamento último, a viga de UHPC-P apresentou 7,5 mm, enquanto que a viga de UHPFRC-P apresentou deslocamento de pico de 24 mm. Portanto, a incorporação de 2% de fibras metálicas produz um grande aumento de capacidade de deslocamento das peças.
- A presença de fibras aumentou a resistência à tração, funcionando como reforço de cisalhamento para as peças. Verifica-se que as vigas de UHPC sem fibras apresentaram falhas características de cisalhamento, mesmo para cargas aplicadas no meio do vão;
- As vigas de UHPC apresentaram poucas e espaçadas fissuras, o que gerou uma densidade de fissuração menor em relação as UHPFRC-P. Porém, as fissuras nas vigas sem fibras evoluem rapidamente para uma ruptura extremamente frágil e catastrófica. Já as vigas de UHPFRC apresentam fissuração distribuída com crescimento controlado de fissuras;
- A protensão não aumentou consideravelmente a resistência da seção transversal, o que pode ser atribuído às características geométricas da peça. Desta forma a



resposta experimental de resistência das peças protendidas e armadas foi aproximadamente a mesma (i.e., resistência da viga armada é 3,4% maior). A influência da protensão para a viga I estudada pode ser confirmada via modelos numéricos desenvolvidos na seção 7.7, onde o valor de protensão de 1000 MPa, aumentou a resistência da viga em 6 % em relação à viga não protendida. A utilização da protensão e fibras aumenta a ductilidade e diminui a densidade de fissuração ao longo da viga;

- O aumento de  $\mu$  em função da protensão ocorre graças ao ganho de rigidez que gera uma parcela de energia elástica cada vez menor  $E_{el} = P^2/K$ , mantendo-se constante o valor de energia dissipada no ensaio de flexão (i.e.,  $E_{tot}$ ). Portanto, a medida que a relação  $E_{tot}/E_{el}$  aumenta, observa-se o aumento do índice de ductilidade;
- Os resultados da modelagem numérica apresentada neste capítulo demonstram uma metodologia para se prever com sucesso a ductilidade de seções armadas e protendidas de UHPFRC;
- A ultrassonografia efetuada no eixo longitudinal das peças revelou a distribuição da fissuração para cada região da seção transversal, demonstrando os mecanismos de falha observados nas vigas estudadas e o caminho das fissuras ao longo das etapas do ensaio;
- A danificação obtida pelos ensaios dinâmicos foi similar aos valores de degradação do diagrama de força-deslocamento e média dos valores de dano ultrassônico, mostrando a aplicabilidade desta técnica na detecção de danificação. O crescimento do amortecimento a partir do terceiro ciclo de carregamento das vigas é uma evidência do dano e revela a ocorrência de coalescência de poros e fricção na interface fibra - matriz.
- A técnica de fotogrametria foi aplicada para o monitoramento longitudinal dos ensaios mecânicos. Para cada estágio de força foi possível se obter os deslocamentos e curvaturas residuais, além dos valores estimados de abertura de fissuras nas vigas. As regiões de danificação obtidas pela fotogrametria são muito similares à localização dos pontos de danificação obtidos pelo modelo numérico, o que demonstra a coerência mútua entre estes resultados. As deformadas e curvaturas residuais obtidas pela fotogrametria apresentaram comportamento similar àquelas obtidas pelos sensores LVDTs. A fotogrametria mostrou-se uma ferramenta pertinente para a reconstituição do ensaio e verificação dos resultados obtidos via metodologias tradicionais;

- O valor de  $L_{dan}$  observado para a viga protendida de UHPFRC (UHPFRC-P) foi 45 % menor em relação às vigas de UHPC-P e UHPFRC, o que demonstra que a utilização conjunta de fibras e protensão diminui a região danificada na ruptura da peça e inibe o surgimento de fissuras no eixo longitudinal da viga. No entanto, deve-se alertar para o fenômeno da localização, sendo necessário o controle de abertura de fissuras na peça;
- A calibração numérica experimental do protótipo de viga I apresentado neste capítulo será utilizada no próximo capítulo para se expandir o estudo para o caso de utilização do UHPFRC em uma situação de laje alveolar de ponte sujeita ao modo de falha de flexão.

## Capítulo 8

# Expansão do estudo para seções de lajes alveolares

Devido as características geométricas e de disposição de armaduras em uma direção (ABNT, 2011), as lajes alveolares podem ser entendidas como uma série de vigas I submetidas à flexão, conforme a Fig. 8.1. Assim, é muito comum a utilização do modelo reduzido de vigas I para representação do comportamento estrutural de lajes alveolares (ELLIOTT; PEASTON; PAINE, 2002b,a). Neste sentido, as mesmas considerações feitas até então para seções I, agora podem ser expandidas para um estudo de caso de lajes alveolares protendidas. A partir do comprovado desempenho do UHPFRC em vigas I protendidas descrito no capítulo 7, bem como a satisfatória resposta de durabilidade do material em situações com ambientes agressivos (TOLEDO FILHO et al., 2012), propõe-se o estudo de caso sobre a aplicação do UHPFRC no perfil PCI AASHTO/SII, utilizado em casos de lajes alveolares de pontes. A resposta em força x deslocamento é avaliada e comparada à concretos de alta resistência (i.e., C70 e C135), verificando o impacto da utilização destes materiais na (i) resistência, (ii) modo de falha e (iii) ductilidade. Além disso, propõem-se o estudo de duas seções modificadas do AASHTO/PCI SII – 36 , com mesma altura e base, mas com espessuras reduzidas.

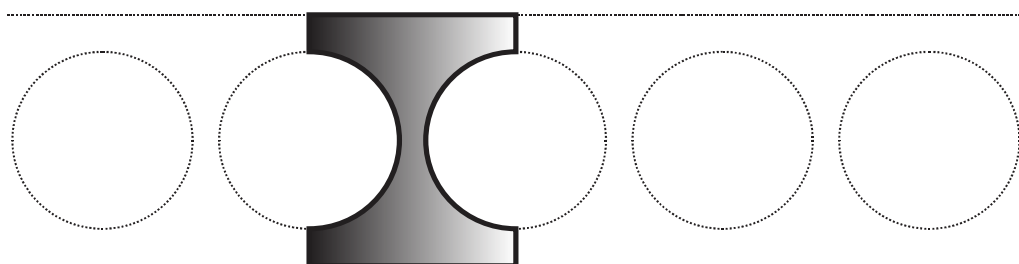


Figura 8.1: Viga I de uma laje alveolar

## 8.1 Estudo de caso da seção AASHTO/PCI SII – 36

O perfil AASHTO/PCI SII – 36 tem as dimensões em mm e disposição de armaduras conforme a Figura 8.2. O concreto geralmente utilizado para esta seção é da classe C70, e o aço de protensão de 270 ksi, conforme o comportamento constitutivo da Fig. 8.3.

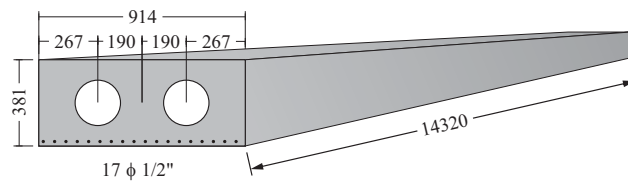


Figura 8.2: Perfil AASHTO/PCI SII 36

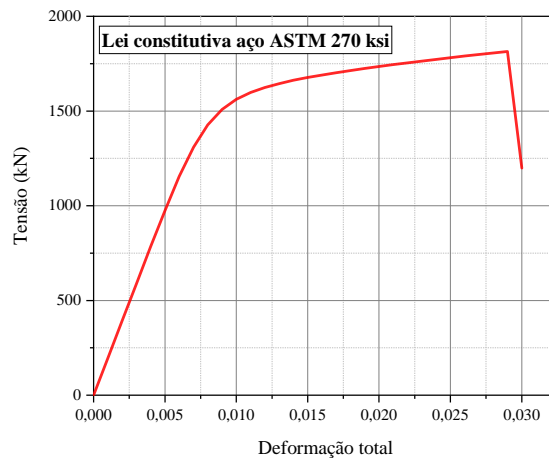


Figura 8.3: Lei constitutiva do aço de protensão

Para se obter a resistência desta peça, propõe-se a simulação numérica de um ensaio de flexão de 4 pontos monotônico, conforme o esquema da Fig. 8.4. A metodologia para modelagem numérica desenvolvida nos capítulos anteriores é igualmente adotada, bem como o modelo constitutivo calibrado nos capítulos 6 e 7. Uma peculiaridade desta simulação foi a consideração da condição de simetria de eixo longitudinal, visando reduzir

o custo computacional da análise, conforme a Fig. 8.5. Neste sentido, um apoio que restringe deslocamentos na direção Z (paralela ao eixo longitudinal da peça) é posicionado no meio do vão, reproduzindo um engaste móvel. Além disso, foi arbitrado um apoio à 20 cm da face da viga, restringindo o deslocamento na direção Y.

A aplicação de força foi em regime monotônico, com linha de atuação que dista 91,45 cm do meio do vão, de acordo com a Fig. 8.4.

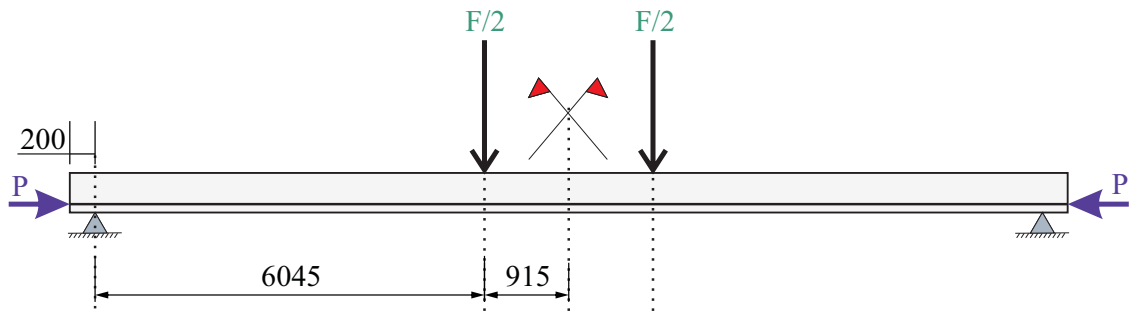


Figura 8.4: Ensaio de flexão em 4 pontos

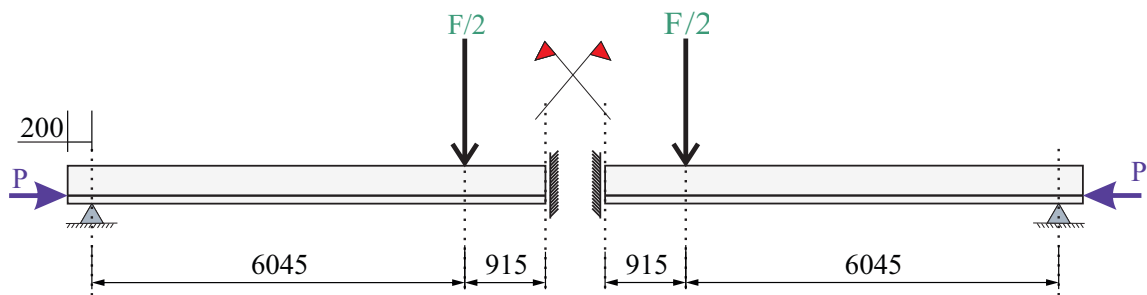


Figura 8.5: Ensaio de flexão em 4 pontos com condição de simetria

Conforme apresentado na Figura 8.6, uma malha de elemento sólido C3D8 foi utilizada, com dimensão máxima de 40 mm. As armaduras ativas foram consideradas completamente embutidas no concreto, modeladas pelo elemento de treliça 3D T3D2, discretizados de 100 mm em 100 mm. A protensão nas armaduras ativas foi aplicado como uma tensão inicial no passo de protensão.

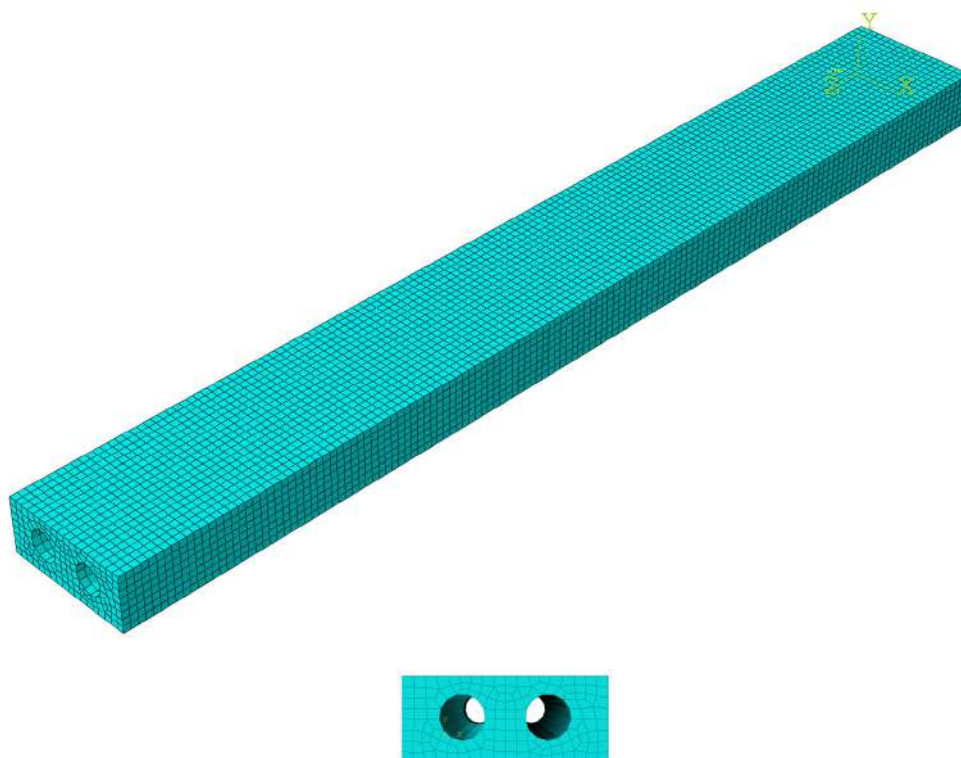
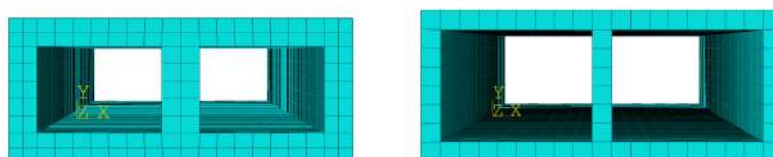


Figura 8.6: Aspectos da malha

Além da geometria usual da seção PCI, foram consideradas geometrias reduzidas modificadas, com espessuras de 75 mm e 50 mm com base e altura mantidas iguais à PCI AASHTO SII. A Fig. 8.7.a e b apresenta a malha utilizada nestes casos. A Tabela 8.1 apresenta resumidamente os casos estudados no presente capítulo.



(a) Espessura de 75 mm

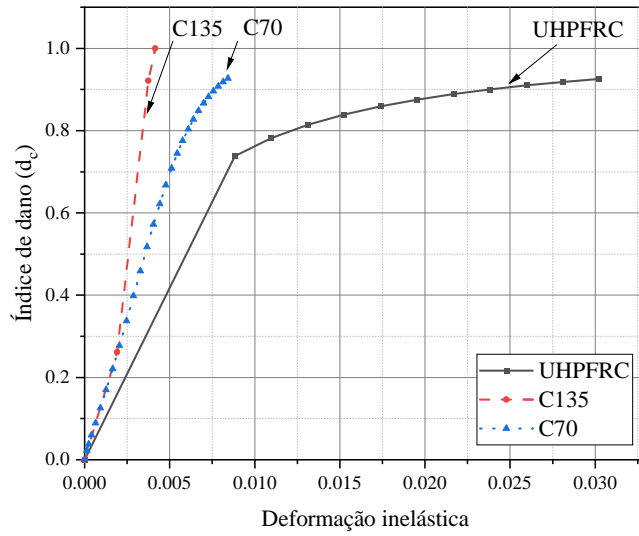
(b) Espessura de 50 mm

Figura 8.7: Seções com espessura reduzida

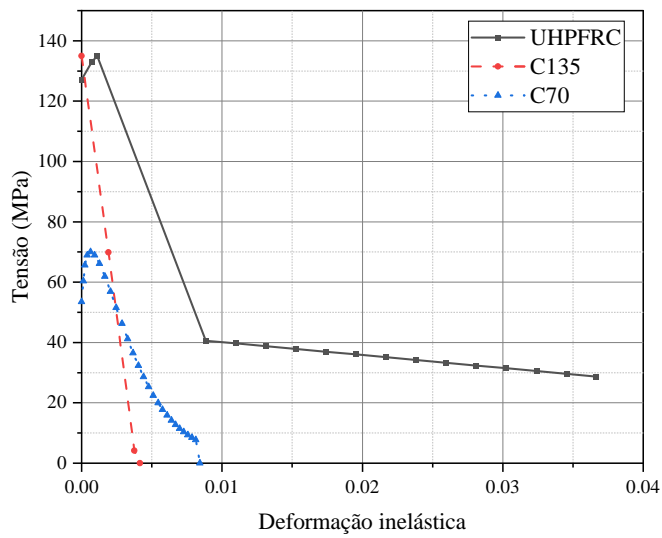
Tabela 8.1: Casos estudados

ID	Nome	Material	Esp.	P (MPa)
1	AASTHO SII/C70	C70	Integral	875
2	AASTHO SII/C135	C135	Integral	875
3	AASTHO SII/UHPFRC	UHPFRC	Integral	875
4	AASTHO SII/UHPFRC/E75	UHPFRC	75 mm	875
5	AASTHO SII/UHPFRC/E50	UHPFRC	50 mm	875
6	AASTHO SII/UHPFRC/P1200	UHPFRC	Integral	1200
7	AASTHO SII/UHPFRC/P1400	UHPFRC	Integral	1400
8	AASTHO SII/UHPFRC/P1800	UHPFRC	Integral	1800

A Fig. 8.8 apresenta a lei de dano (Fig. 8.8a) e a lei de tensão deformação (Fig. 8.8b) para a compressão de concretos C70, C135 e UHPFRC. O comportamento de tração para os concretos C70 à UHPFRC é dado pela Fig. 8.9, onde a lei de dano é dada pela Fig. 8.9a e constitutiva pela Fig. 8.9b. O comportamento constitutivo de compressão foi determinado seguindo a formulação de Carreira e Chu (1985). Já para o comportamento de tração dos concretos C70 e C135, considerou-se o modelo do CEB FIP (CEB-FIP, 2010). O mesmo modelo constitutivo proposto por Krahl (2018) e calibrado para as vigas experimentais de UHPFRC (i.e., capítulo 6) foi utilizado. As leis de evolução de dano utilizadas foram de acordo com o proposto por Birtel e Mark (2006), com valores de  $b_t = 0,3$  e  $b_c = 0,7$ .



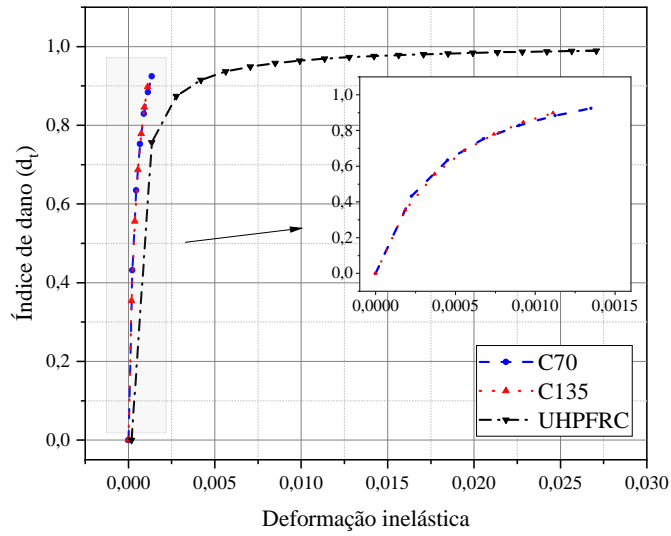
(a) Lei de dano na compressão



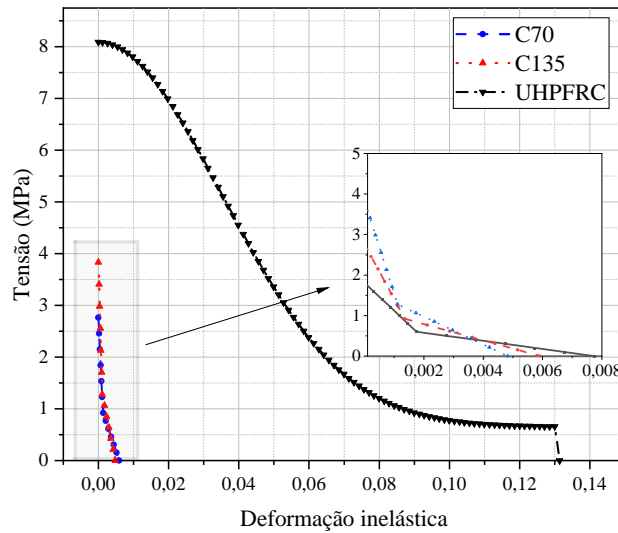
(b) Lei constitutiva de compressão

Figura 8.8: Comportamento de compressão dos concretos convencionais





(a) Lei de dano na tração



(b) Lei constitutiva de tração

Figura 8.9: Comportamento de tração dos concretos convencionais

## 8.2 Resultados

A Tabela 8.2 apresenta os principais resultados de força máxima e deslocamento à 300 kN de força para as seções estudadas. Da tabela, nota-se que os perfis constituídos de UHPFRC apresentam tanto maior resistência quanto menores deslocamentos aos 300

kN de força aplicada, quando comparados às referências de C135 e C70. Sobretudo, na peça de C70 o valor de  $\delta_{300kN} = 466$  mm é o deslocamento de pico da peça.

A força máxima obtida pelo modelo analítico de dimensionamento à flexão (i.e.,  $F_{max,an}$ ) foi próxima da resistência obtida via modelo numérico (i.e.,  $F_{max,num}$ ), com erro máximo de 13 % para a peça de C70. É importante salientar que para esta etapa, utilizou-se o dimensionamento de Fehling et al. (FEHLING et al., 2014; LEUTBECHER; FEHLING, 2013) para o UHPFRC, e da ABNT NBR 6118:2014 (ABNT, 2014) para as peças de C135 e C70, embora a NBR 6118 não apresente um modelo próprio para o dimensionamento de peças C135, sendo feita uma extrapolação.

Tabela 8.2: Casos estudados

Nome	$F_{max,an}$ (kN)	$F_{max,num}$ (kN)	$\frac{F_{max,an}}{F_{max,num}}$	$\delta_{300kN}$ (mm)
AASHTO SII/C70	347	306	1,13	466
AASHTO SII/C135	357	333	1,07	350
AASHTO SII/UHPFRC	453	462	0,98	138
AASHTO SII/UHPFRC/E75	423	448	0,94	142
AASHTO SII/UHPFRC/E50	395	431	0,92	175
AASHTO SII/UHPFRC/P1200	458	468	0,97	115
AASHTO SII/UHPFRC/P1400	461	468	0,98	104
AASHTO SII/UHPFRC/P1800	478	469	1,02	92

A Fig. 8.10 apresenta o comportamento de força x deslocamento das lajes alveolares constituídas C70, C135 e UHPFRC, submetidas ao regime monotônico de carregamento de flexão, para a seção original e espessuras reduzidas de 50 mm e 75 mm, com tensão de protensão fixa em 875 MPa. A seção AASHTO PCI SII/UHPFRC apresentou resistência de 462 kN, comparada a 306 kN da referência AASHTO PCI SII/C70, um aumento de 1,51 vezes. As seções de espessura reduzida (50 mm e 75 mm) apresentaram resistência de 93% e 97 % em relação à seção original de UHPFRC, fato que demonstra que as reduções de espessura apresentadas podem ser utilizadas sem prejuízos à resistência da peça na flexão. Além disso, a deformabilidade dos elementos se permaneceu praticamente a mesma. O aumento de resistência de compressão do concreto C135 para C70 não mudou significativamente a resistência máxima da laje, uma vez que ambos os materiais apresentam praticamente a mesma resistência à tração.

A ductilidade  $\mu$  da seção AASHTO PCI SII/UHPFRC é de 2,84, valor próximo às configurações com C70 e C135. O valor praticamente constante de ductilidade se deve a

quantidade de aço de protensão (17 barras de 12,5mm) na parte inferior de todas as peças analisadas.

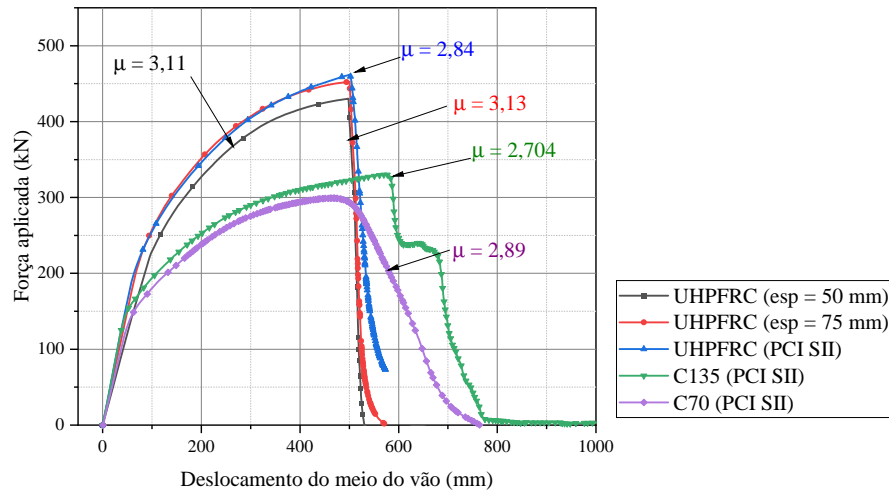


Figura 8.10: Comparação entre modelos

As Figs. 8.11, 8.12, 8.13, 8.14 e 8.15 apresentam o dano de tração para as vigas constituídas de C70, C135 e UHPFRC com espessura variável. Do modelo numérico, pode-se inferir que o modo de falha de todas as lajes foi de flexão, com deformação excessiva das armaduras ativas. A utilização das fibras na mistura distribuiu a danificação na região central, enquanto que o concreto convencional e de alta resistência apresentam fissuras mais concentradas e também mais espaçadas. Outra característica observada é que todos os concretos sem fibras apresentam danificação de ancoragem devido a protensão, fato que não ocorre com as seções com fibras, uma vez que as fibras funcionam como micro reforço, sendo capazes de inibir as fissuras de ancoragem e distribuir o dano de flexão, conforme demonstrado no capítulo 7.

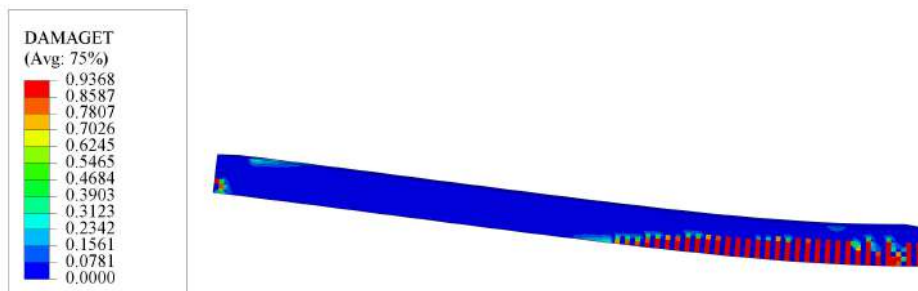


Figura 8.11: Dano de tração (PCI AASHTO SII/C70)

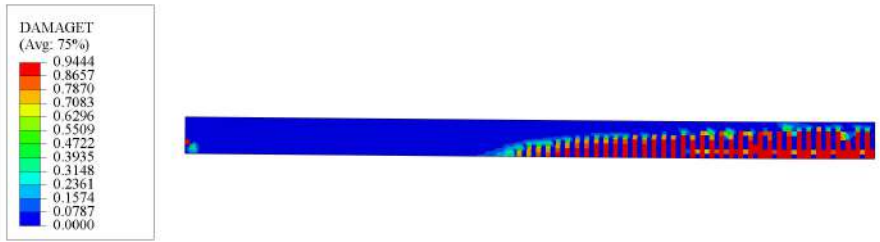


Figura 8.12: Dano de tração (PCI AASHTO SII/C135)

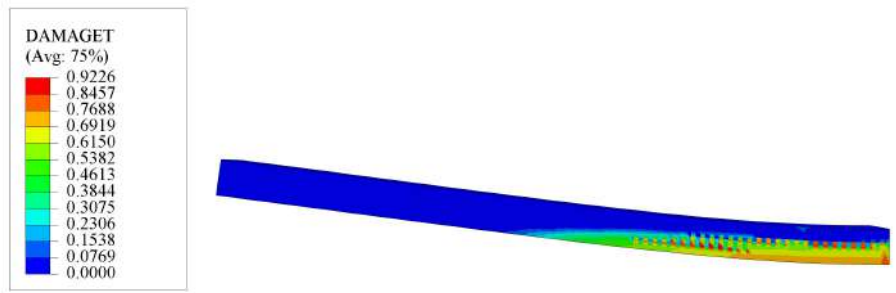


Figura 8.13: Dano de tração (PCI AASHTO SII/UHPFRC)

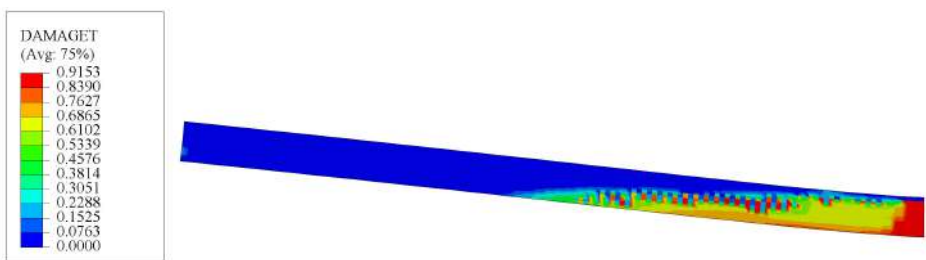


Figura 8.14: Dano de tração (PCI AASHTO SII/E75 mm)

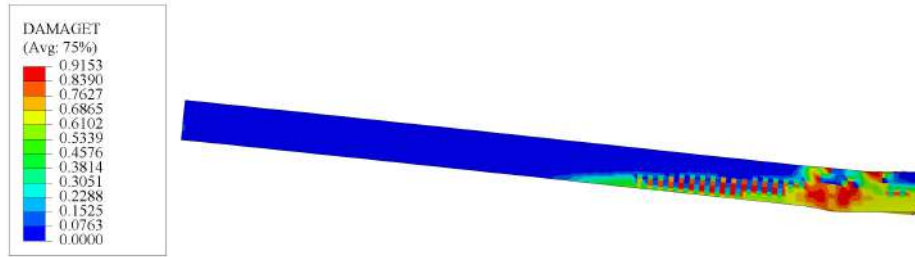


Figura 8.15: Dano de tração (PCI AASHTO SII/E50 mm)

A Fig. 8.16 apresenta o resumo das propriedades estudadas em um gráfico radar, cujos eixos são as grandezas tratadas no presente capítulo (i.e., ductilidade e resistência), relacionadas ao inverso do volume da seção. Nota-se que, para os casos estudados, a seção com espessura de 75 mm, constituída de UHPFRC é a situação mais balanceada entre as analisadas, pois apresenta maior área do triângulo. Portanto, a seção reduzida para 75 mm de espessura se apresenta como melhor opção entre as estudadas, em relação à ductilidade, resistência e volume. Quando comparada a seção PCI AASHTO SII/E75 mm com a referência de C70, observa-se a diminuição de volume de  $1,4 \text{ m}^3$  de concreto (65% do volume da seção original) e acréscimo de 142 kN na resistência (46 % maior), com ductilidade maior.

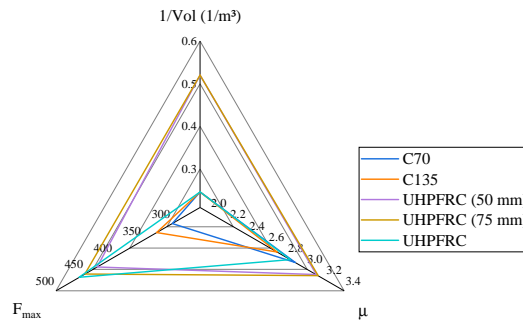


Figura 8.16: Gráfico radar das seções

Variando-se a tensão de protensão  $P = 875 \text{ MPa}$ ,  $1200 \text{ MPa}$ ,  $1400 \text{ MPa}$  e  $1800 \text{ MPa}$  para a seção de PCI AASHTO SII 36 constituída de UHPFRC, obtém-se a relação força x deslocamento da Fig. 8.17. Nota-se que o aumento de protensão gera acréscimo de ductilidade, partindo do valor de  $\mu = 2,84$  ( $P = 875 \text{ MPa}$ ) para  $\mu = 4,07$  ( $P = 1800 \text{ MPa}$ ), diminuindo a dispersão de fissuras ao longo da peça mas provocando localização de dano na região central da laje alveolar, conforme mostrado nas Figs. 8.18, 8.19, 8.20

e 8.21 que apresentam a danificação de tração na iminência da ruptura. O aumento de protensão não gera aumento significativo da força máxima (apenas 1% comparando a laje com  $P = 875\text{MPa}$  e  $1800\text{MPa}$ ), indicando que a localização e maior abertura das fissuras no meio do vão limitam a resistência final das peças. As Figs. 8.18, 8.19, 8.20 e 8.21 também demonstram que ocorre maior danificação na região de ancoragem à medida que a força de protensão aumenta.

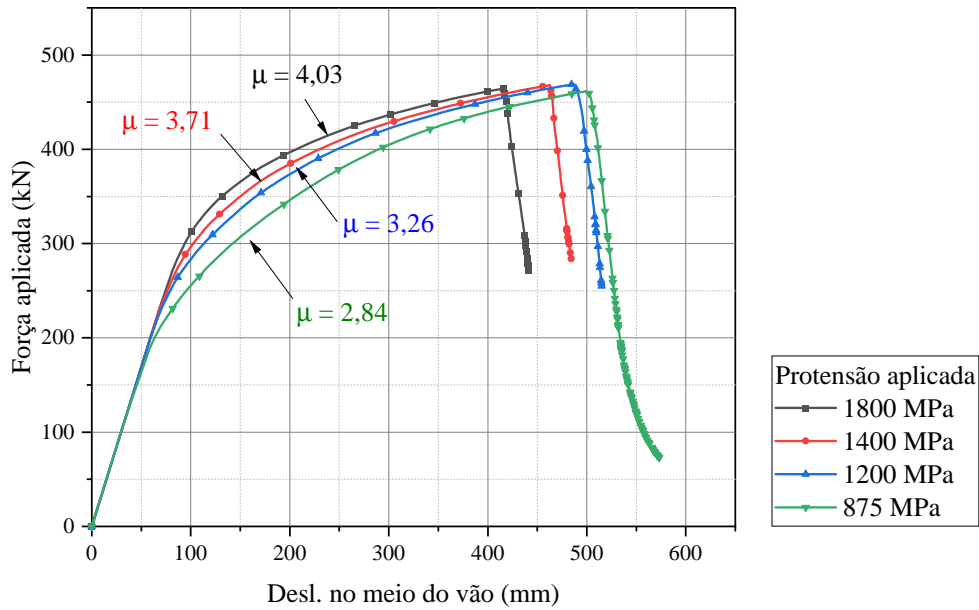


Figura 8.17: Efeito da variação da protensão

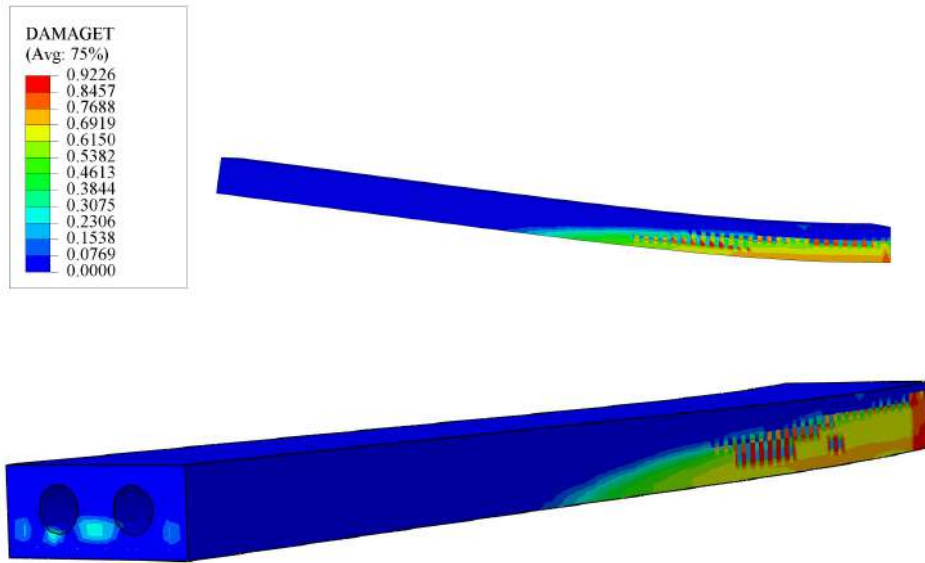


Figura 8.18: Dano de tração - PCI AASHTO SII 36, com protensão igual à 875 MPa

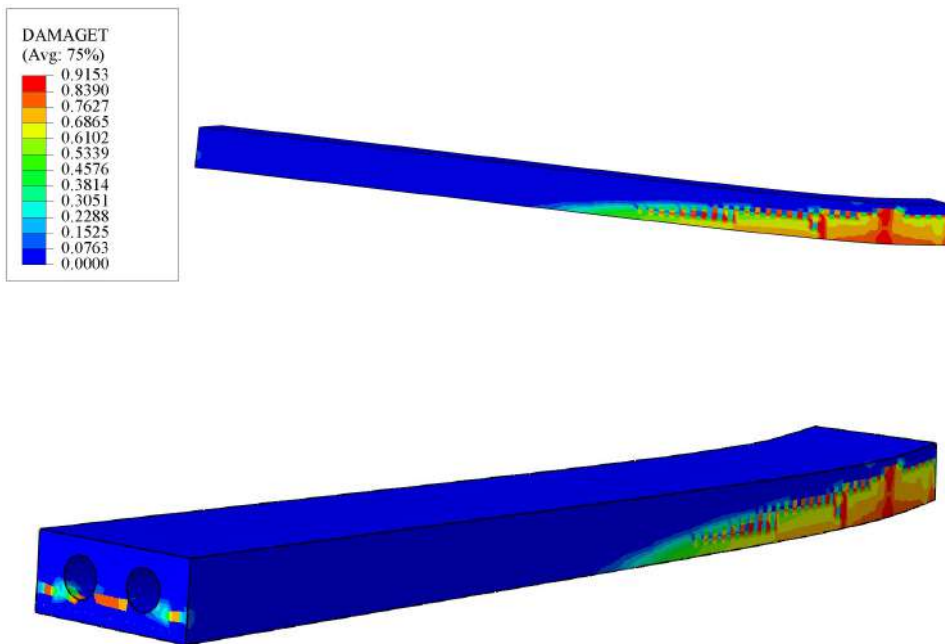


Figura 8.19: Dano de tração - PCI AASHTO SII 36, com protensão igual à 1200 MPa

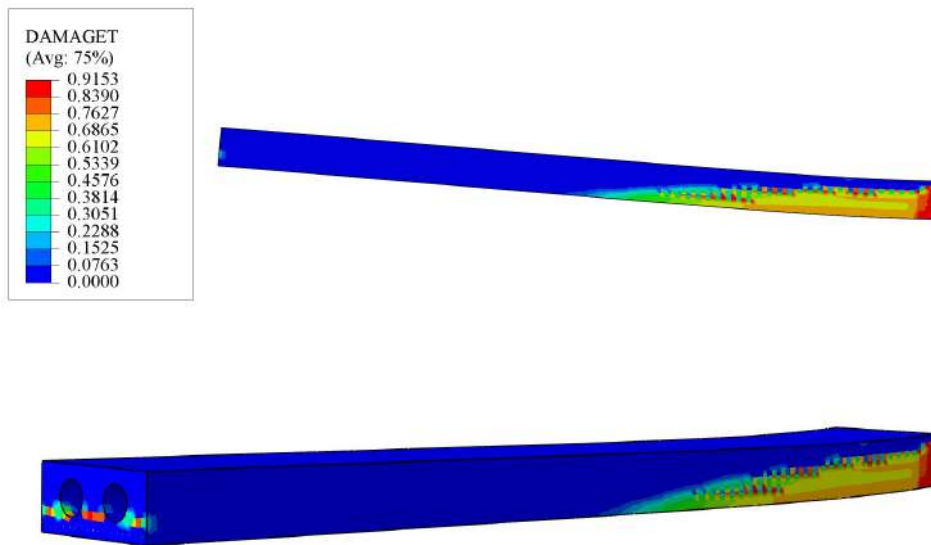


Figura 8.20: Dano de tração - PCI AASHTO SII 36, com protensão igual à 1400 MPa

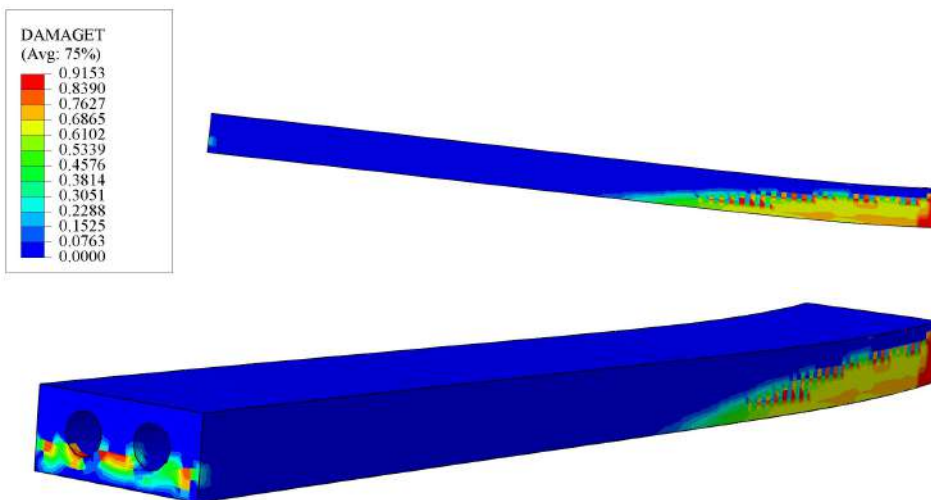


Figura 8.21: Dano de tração - PCI AASHTO SII 36, com protensão igual à 1800 MPa

Uma vez obtido o momento resistente pela simulação numérica, pode-se calcular a máxima sobrecarga em função do vão para as seções estudadas, conforme apresentado na Fig. 8.22. O valor de sobrecarga máximo foi considerado distribuído de forma uniforme por todo elemento, e o peso próprio foi descontado do valor total de sobrecarga. As lajes



foram tratadas como vigas bi apoiadas com modo de falha de flexão. Dos resultados, nota-se que as lajes alveolares constituídas de UHPFRC apresentam comportamento muito superior para a flexão, podendo vencer grandes vãos e suportando altas sobrecargas de utilização. Portanto, para o modo de falha de flexão estudado, a utilização de seções com espessura menor não gera perdas significativas de resistência, apresentando sempre resistências maiores que as de referência de C135 e C70.

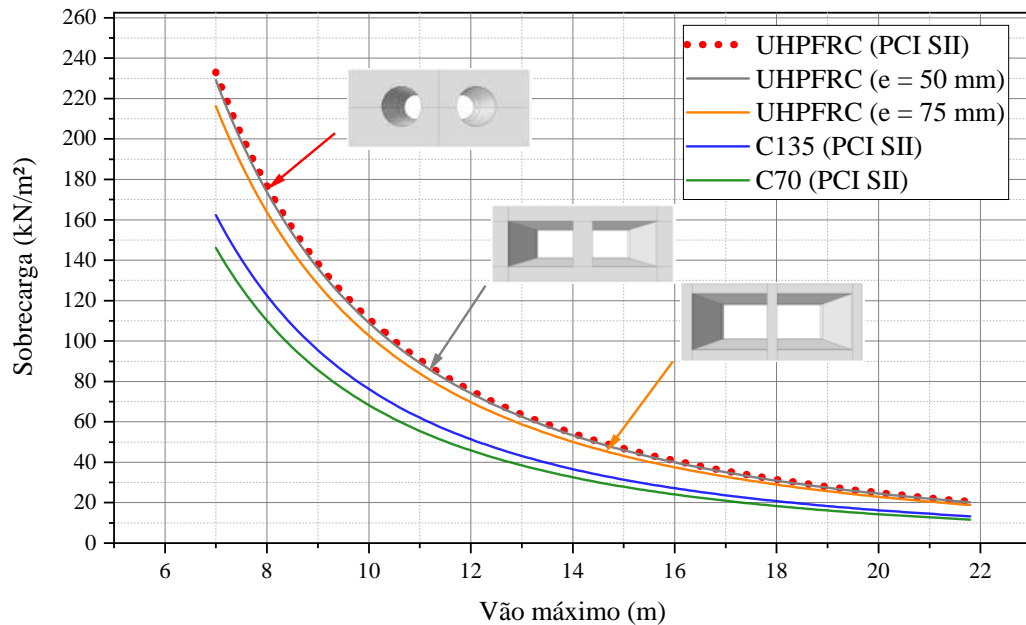


Figura 8.22: Sobrecarga máxima suportada para flexão

### 8.3 Considerações sobre a expansão do estudo para lajes alveolares

Nesta seção, foi utilizada a calibração numérica para se propor um estudo comparativo entre classes de concreto aplicadas à seção PCI AASHTO SII - 36 de laje alveolar para tabuleiro de pontes. Posteriormente, um estudo variando a força de protensão foi efetuado. Além disso, também foram analisadas duas seções com espessuras reduzidas (75 mm e 50 mm) de UHPFRC. Dos resultados obtidos, pode-se concluir que:

- A resistência da seção constituída de UHPFRC foi 51 % maior que a referência de C70, o que demonstra a superioridade do material em relação aos concretos de alta resistência;

- Todas as peças de UHPFRC obtiveram deslocamentos à 300 kN muito menores que as referências de C70 e C135 (redução de 70,4% e 60,5% respectivamente, considerando a laje PCI AASHTO SII - 36);
- As simulações numéricas apresentaram valores de resistência próximas às previsões analíticas para momento fletor;
- As fibras distribuíram melhor a fissuração para as seções de UHPFRC, como pôde ser observado no gráfico de dano de tração. Resultados similares foram obtidos do estudo das vigas I experimentais, uma vez que as fibras funcionaram como micro reforço, distribuindo as tensões ao longo da peça;
- As seções com espessura reduzida tiveram comportamento satisfatório em função da resistência e ductilidade, especialmente a seção de 75 mm que teve maior área no gráfico de radar, dentre as analisadas, mostrando assim melhor resposta relativa entre ductilidade, volume de material e resistência. Esta seção quando comparada à referência PCI AASHTO SII - 36/C70, apresentou diminuição de volume em  $1,4 m^3$  e simultâneo acréscimo de 142 kN em sua resistência. As reduções de peso próprio e aumento de resistência podem contribuir para a economia e alívio do peso na estrutura e infra estrutura;
- O aumento da protensão na seção estudada gerou acréscimo de ductilidade e localização nas peças de UHPFRC;
- A sobrecarga máxima suportada pelos elementos de UHPFRC é muito superior às seções de C135 e C70 de referência, o que garante maior desempenho de flexão para a situação analisada;
- Em suma, o presente capítulo demonstra que a utilização de UHPFRC em seções de lajes alveolares de tabuleiros de pontes é benéfica do ponto de vista de diminuição de peso e aumento de resistência. Evidentemente, outros fatores como as dificuldades de produção em uma pista de protensão deve ser discutida em trabalhos futuros.
- Cabe salientar que o trabalho focou no processo de simulação e projeto de lajes alveolares. Logo, os procedimentos de tecnologia para a produção de um elemento deste porte não foi abordado.

# Capítulo 9

## Conclusões

O presente trabalho apresentou a investigação numérica e experimental do comportamento cíclico de vigas I protendidas pré-tracionadas, sem estribos, sujeitas ao ensaio de flexão em três pontos. Ensaio não destrutivo foram efetuados nas condições entre ciclos, para se obter informações sobre a evolução da danificação dos elementos estudados. Foi possível se dimensionar e representar numericamente o comportamento cíclico das vigas produzidas em laboratório, obtendo informações sobre modos de falha, resistência e ductilidade. As principais conclusões podem ser destacadas:

- O UHPFRC é um material com baixo nível de imperfeição em sua microestrutura, e este panorama persiste até seu pico de tensão. Este fenômeno pode ser observado pelo coeficiente de amortecimento constante em 0,35% até o pico de tensão em corpos de prova, e o diagrama de tensão x deformação linear. Ainda sobre o diagrama de tensão de compressão x deformação, observou-se que as fibras começam a contribuir de forma mais efetiva aumentando a tenacidade e controlando a fissuração no ramo pós pico. Estas conclusões foram verificadas à partir dos resultados da campanha experimental em corpos de prova de UHPFRC, sob carregamento cíclico (Capítulo 4);
- O ensaio ultrassônico em corpos de prova demonstrou a relação entre a danificação e o atraso da onda longitudinal para amostras de UHPFRC com volumes de fibra variável. Já o ensaio acústico em corpos de prova mostra que à medida que a danificação ocorre, há degradação do módulo de elasticidade e amortecimento da onda acústica de impacto, devido ao aumento do amortecimento de Coulomb gerado pela fricção entre fissuras e interfaces do material. Os comportamentos das ondas de impacto e ultrassonográfica observados em corpos de prova são similares àqueles apresentados nas vigas I de tamanho real (Capítulo 7), onde há degradação dos sinais dinâmico e ultrassônico, observados com atraso da velocidade da onda, dimi-

nuição da frequência fundamental e aumento de coeficiente de amortecimento, com a evolução dos ciclos de carregamento. Os valores de amortecimento observados nas vigas em escala real foram pequenos e inferiores à 2% (valores usuais para concretos usuais), o que pode ser atribuído pelo pequeno valor de amortecimento interno do UHPFRC observado nos ensaios em corpos de prova;

- As hipóteses (i) de Bernoulli, (ii) existência de domínios de deformação, (iii) ocorrência de estádios de fissuração, (iv) abordagem de aplicação de protensão como uma deformação prévia, e (v) bielas de cisalhamento entre 30 e 45 graus são válidas para o dimensionamento de peças fletidas de UHPFRC. No entanto, devido ao comportamento específico do material na tração e compressão, devem ser adotadas algumas modificações (FEHLING et al., 2014; AFGC, 2013) como a adoção do (i) comportamento linear da parcela de concreto comprimida, (ii) consideração de resultante de tração do concreto, além da (iii) contribuição das fibras no dimensionamento ao cisalhamento. Portanto, verifica-se que as equações de dimensionamento analíticas são adequadas para representação de modelos de viga I estudadas, onde é observada grande precisão (máximo 10 % de erro) entre os modelos analíticos, numérico e experimental (7);
- O modelo constitutivo do CDP e a simulação numérica em elementos finitos desenvolvida, foram capazes de descrever a resposta cíclica experimental das vigas I estudadas, com erro médio de 7 %. As equações analíticas utilizadas para a obtenção do diagrama de momento x curvatura também foram precisas em relação aos valores experimentais e numéricos, apresentando-se como uma alternativa de baixo custo computacional para se estimar a resposta em resistência e ductilidade das seções de UHPFRC protendido e armado em flexão;
- A ausência de fibras nas vigas de UHPC provocou uma alteração do modo de falha, em relação às peças de UHPFRC, tornando-as mais frágeis e com baixa resistência à tração no cisalhamento. Este fato é comprovado pelos valores de índice de ductilidade observados (1,71 para UHPC-P e 3,96 para UHPFRC-P) e ruptura catastrófica durante os ensaios, o que demonstra que a utilização de fibras nas vigas I sem estribos contribui decisivamente para a resistência ao cisalhamento da viga I. Além disso, a utilização de fibras aumenta a deslocabilidade da peça (7,5 mm para 24 mm) e a resistência última (63 kN para 178 kN). Portanto, no caso das vigas estudadas, as fibras foram mais decisivas para a deslocabilidade, índice de ductilidade e resistência do que a protensão;
- A presença conjunta de protensão e fibras nas vigas provocou um estado de tensões

que propicia o aumento da ductilidade e resistência dos perfis. Este fato é observado no modelo numérico experimental que confirma as hipóteses de melhoria de ductilidade. A protensão também diminuiu a ocorrência de fissuras dispersas ao longo do elemento, segundo a fotogrametria. Em contrapartida, as peças protendidas apresentaram maior localização de dano no meio do vão, provocando a ocorrência de fissuras com maior abertura;

- Devido à geometria da seção I estudada experimentalmente, não foi observado ganho significativo de resistência das vigas protendidas de UHPFRC em comparação com as peças com armaduras passivas. A simulação numérica também indica a pouca influência da protensão na resistência da peça, uma vez que o valor de  $P = 1000$  MPa gera um acréscimo de apenas 6 % na resistência da peça em relação à peça não protendida (Capítulo 7). Também para o perfil AAHSTO PCI SII, não foi observado aumento considerável na resistência, quando se dá o aumento de força de protensão na peça de UHPFRC (Capítulo 8). Desta forma a utilização da protensão mostra-se pertinente ao acréscimo de ductilidade observado nas peças, e inibição do surgimento de fissuras ao longo do elemento provocando retardo do momento de fissuração. Em contrapartida, nos ciclos mais avançados de carregamento, situações próximas do estado limite último, as aberturas de fissura são maiores e desta forma, mais críticas;
- A realização da fotogrametria permitiu obter uma análise de imagem global da viga, com informações precisas sobre a posição das fissuras e a estimativa dos valores estimados de abertura de fissuras residuais, para cada passo de carga. A posição das fissuras obtidas pela fotogrametria é similar às regiões onde houve danificação no modelo numérico. Este ensaio também pode ser interessante em situações de locais inacessíveis, onde há dificuldade de medição. No entanto, deve-se destacar que a técnica permite a observação com precisão para fissuras com abertura maior que 0,2 mm.
- Na expansão do estudo para seções de lajes alveolares, (Capítulo 8), a aplicação do UHPFRC mostrou-se eficiente, uma vez que as peças constituídas do material apresentaram resistência 51% maior que a obtida nas peças de C70, no perfil AAHSTO PCI SII. A utilização de seções com espessura reduzida demonstrou valores de resistências superiores às de referência para C70 e C135 (concreto de alta resistência), com volume de material menor e ductilidade superior. Estes resultados demonstram a proeminência do UHPFRC na indústria de pré moldados, uma vez que a expansão do estudo numérico-experimental para o caso de lajes alveolares demonstra que o UHPFRC aplicado às lajes resulta em peças mais eficientes com menor peso próprio.

Como indicação para futuros estudos, poderiam ser avaliadas vigas protendidas de UHPFRC com outros tipos de fibras, volumes de fibras e natureza variáveis, maiores valores de protensão e estudo da orientação das fibras nas seções. Além disso, outras tipologias de seções de UHPFRC que rompam em situação de esforço cortante devem ser estudadas no futuro, a fim de se obter maiores contribuições neste assunto.

# Referências

ABNT. NBR 14861 - Lajes alveolares pré-moldadas de concreto protendido â Requisitos e procedimentos. In: ISBN 9788507007005.

\_\_\_\_\_. **NBR 15823-1 - Concreto auto adensável. Parte 1: Classificação, controle e aceitação no estado fresco.** Rio de Janeiro, 2010.

\_\_\_\_\_. **NBR 6118 (2014).** Rio de Janeiro, 2014.

ABU-LEBDEH, Taher et al. Effect of matrix strength on pullout behavior of steel fiber reinforced very-high strength concrete composites. **Construction and Building Materials**, Elsevier Ltd, v. 25, n. 1, p. 39–46, 2011. ISSN 09500618. DOI:

[10.1016/j.conbuildmat.2010.06.059](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.06.059). Disponível em:

<<http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.06.059>>.

ACI. **228.2R-98 - Nondestructive Test Methods for Evaluation of Concrete in Structures.** [S.l.: s.n.], 1998. p. 62.

\_\_\_\_\_. **318-11 - Building Code Requirements for Structural Concrete.** [S.l.: s.n.], 2011.

AFGC. Ultra High Performance Fibre-Reinforced Concretes Recommandations. In: June. AFGC 2013. [S.l.: s.n.], 2013.

AGARWAL, Sameer et al. Reconstructing rome. **Computer**, ieee, v. 43, n. 6, p. 40–47, 2010. ISSN 0018-9162.

AHLBORN, Theresa M.; PUESE, Erron J.; MISSON, Donald Li. **Ultra-High Performance Concrete for Michigan Bridges: Material Performance-Phase I.** Michigan, 2008. p. 190.

AHMAD, Shamsad; HAKEEM, Ibrahim. Effect of curing , fibre content and exposures on compressive strength and elasticity of UHPC. **Advances in Cement Research**, v. 27, n. 4, p. 233–239, 2015. ISSN 17517605. DOI: [10.1680/adcr.13.00090](https://doi.org/10.1680/adcr.13.00090).

AÏTCIN, P C. **Binders for Durable and Sustainable Concrete**. CRC Press. [S.l.]: Taylor & Francis, 2007. (Modern Concrete Technology). ISBN 9780203940488.

Disponível em:

<[https://books.google.com.br/books?id=CnWzhS%7B%5C\\_%7DEv1AC](https://books.google.com.br/books?id=CnWzhS%7B%5C_%7DEv1AC)>.

ALI, Alameer. **Behaviour of Prestressed Ultra-High Performance Concrete I-Beams Subjected to Shear and Flexure**. 2013. f. 1–166. Tese (Doutorado) – University of Ottawa. ISBN 9780494872512.

ALSALMAN, Ali et al. Evaluation of modulus of elasticity of ultra-high performance concrete. **Construction and Building Materials**, Elsevier Ltd, v. 153, p. 918–928, 2017. ISSN 09500618. DOI: [10.1016/j.conbuildmat.2017.07.158](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.07.158). Disponível em: <<http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0950061817315015>>.

ANGELA; FRAGOMEN; LOO. The Damping Analysis of Experimental Concrete Beams under Free-Vibration. **Advances in Structural Engineering**, v. 6, n. 1, p. 53–64, 2003.

ARAUJO, C. A M; LORIGGIO, Daniel Domingues; DA CAMARA, J. M M N. Anchorage failure and shear design of hollow-core slabs. **Structural Concrete**, v. 12, n. 2, p. 109–119, 2011. ISSN 14644177. DOI: [10.1002/suco.201000024](https://doi.org/10.1002/suco.201000024).

ARAÚJO, Ana Carolina. **Estudo Experimental do Reforço à Flexão de Vigas de Concreto Armado Utilizando Compósitos com Tecido de Fibras de Carbono**. 2002. Tese (Doutorado) – PUC-Rio.

ASTM. **ASTM C469 - Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression**. [S.l.: s.n.], 2014.

\_\_\_\_\_. C215-02 - Standard Test Method for Fundamental Transverse , Longitudinal , and Torsional Resonant Frequencies of Concrete Specimens. In: p. 1–7.

\_\_\_\_\_. **E1876-01 - Standard Test Method for Dynamic Young ' s Modulus , Shear Modulus , and Poisson ' s Ratio by Impulse Excitation of Vibration**. [S.l.: s.n.], 2001.

BACHMANN, Hugo et al. **Vibration Problems in Structures - Practical Guidelines**. [S.l.]: BIRKHA:USrR VERLAG BASC, 1995. ISBN 9783764351489.

BALAGURU; EZELDIN. Behavior of Partially Prestressed Beams Made with High Strength Fiber Reinforced Concrete. **ACI Special Publication**, v. 105, p. 419–436, 1987. DOI: [10.14359/2898](https://doi.org/10.14359/2898).

BAWA, N.S.; GRAFT-JOHNSON, J.W.S. Effect of Mix Proportion , Water-Cement Ratio , Age and Curing Conditions on the Dynamic Modulus of Elasticity of Concrete. **Build. Sci.**, v. 3, p. 171–177, 1969.



- BEHLOUL, M. Les micro-bétons renforcés de fibres : de l'éprouvette aux structures. In: \_\_\_\_\_. 14. Disponível em: <<http://www.refdoc.fr/Detailnotice?idarticle>>.
- BENTUR; MINDESS. **Fibre reinforced cementitious composites**. [S.l.]: Taylor & Francis, 2007. p. 625. ISBN ISBN10: 0â415â25048âX.
- BIRTEL, V; MARK, P. Parameterised Finite Element Modelling of RC Beam Shear Failure. **Ababqus User's Conference**, p. 95–108, 2006.
- BONNEAU, Olivier et al. Characterization of the granular packing and percolation threshold of reactive powder concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 30, n. 12, p. 1861–1867, 2000. ISSN 00088846. DOI: [10.1016/S0008-8846\(00\)00300-8](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(00)00300-8).
- BONNEAU et al. Reactive Powder Concretes: From Theory to Practice. **Concrete International**, v. 18, n. 4, 1996.
- CALLISTER, William. **Ciência E Engenharia de Materiais: Uma Introdução**. [S.l.]: Grupo Gen-LTC, 2000. ISBN 8521618212.
- CARREIRA; CHU. Stress-strain relationship for plain concrete in compression. **ACI Journal**, 82(6), n. 6, p. 797–804, 1985.
- CAVILL, B; REBENTROST, M; PERRY, V. Ductal®: An Ultra-High Performance Material for Resistance to Blasts and Impacts. **1st Specialty Conference on Disaster Mitigation (CSCE)**, p. 1–10, 2006.
- CEB-FIP. **Model Code 2010**. London: [s.n.], 2010.
- CHAN; CHU. Effect of silica fume on steel fiber bond characteristics in reactive powder concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 34, n. 7, p. 1167–1172, 2004. ISSN 00088846. DOI: [10.1016/j.cemconres.2003.12.023](https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2003.12.023).
- CHEYREZY; RICHARD. Reactive Powder Concretes With High Ductility and 200 - 800 Mpa Compressive Strength. **Special Publication ACI**, v. 144, 1994. DOI: [10.14359/4536](https://doi.org/10.14359/4536).
- CHUNXIANG; PATNAIKUNI. Properties of high-strength steel fiber-reinforced concrete beams in bending. **Cement & Concrete Composites**, v. 21, n. 1999, p. 10010, 1998.
- COELLO, Edmundo David Ruiz. **Prestress Losses and Development Length in Pretensioned Ultra High Performance Concrete Beams**. 2007. Ph.D. Dissertation – University of Arkansas.
- COLLEPARDI, S et al. Mechanical properties of modified reactive powder concrete. **ACI Special Publication**, 1997. ISSN 0065-7891.

CORINALDESI, Valeria; MORICONI, Giacomo. Mechanical and thermal evaluation of Ultra High Performance Fiber Reinforced Concretes for engineering applications.

**Construction and Building Materials**, Elsevier Ltd, v. 26, n. 1, p. 289–294, 2012.

ISSN 09500618. DOI: [10.1016/j.conbuildmat.2011.06.023](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.06.023). Disponível em:

<<http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.06.023>>.

CUENCA, E.; SERNA, P. Failure modes and shear design of prestressed hollow core slabs made of fiber-reinforced concrete. **Composites Part B: Engineering**, v. 45,

n. 1, p. 952–964, 2013. ISSN 13598368. DOI: [10.1016/j.compositesb.2012.06.005](https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2012.06.005).

DENARIÉ; BRÜHWILER. Cast-on Site Uhpfrc for Improvement of Existing Structures à Achievements Over the Last 10 Years in Practice and Research, p. 473–480, 2015.

DEVALAPURA, Ravi K; TADROS, Maher K. Stress-Strain Modeling of 270 ksi Low-Relaxation Prestressing Strands. **PCI Journal**, v. 37, n. 2, p. 100–106, 1992.

DILS, J; BOEL, V; SCHUTTER, G De. Influence of cement type and mixing pressure on air content , rheology and mechanical properties of UHPC. **Construction and Building Materials**, v. 41, p. 455–463, 2013. ISSN 0950-0618. DOI:

[10.1016/j.conbuildmat.2012.12.050](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.12.050). Disponível em:

<<http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.12.050>>.

DRUCKER; PRAGER. Soil mechanics and plastic analysis or limit designS. **Quarterly of Applied Mathematics**, v. 10, n. 2, p. 183–190, 1952. Disponível em:

<<http://www.jstor.org/stable/43633942>>.

DUMÊT, Tatiana Bittencourt. **Aderência de cordoalhas em concretos de alta resistência com e sem fibras de aço**. 2003. Tese – USP.

DUPONT, David; VANDEWALLE, Lucie. Distribution of steel fibres in rectangular sections. **Cement and Concrete Composites**, v. 27, n. 3, p. 391–398, 2005. ISSN 09589465. DOI: [10.1016/j.cemconcomp.2004.03.005](https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2004.03.005).

EIRAS et al. The effects of moisture and micro-structural modification in drying mortars on vibration-based NDT methods. **Construction and Building Materials**, v. 94, p. 565–571, 2015. arXiv: [/dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.07.078](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.07.078) [[http:](http://)].

ELLIOTT, K S; PEASTON, C H; PAINE, K A. Experimental and theoretical investigation of the shear resistance of steel fibre reinforced prestressed concrete X-beams - Part I : Experimental work. **Materials and Structures/Materiaux et Constructions**, v. 35, November, p. 519–527, 2002.

\_\_\_\_\_. Experimental and theoretical investigation of the shear resistance of steel fibre reinforced prestressed concrete X-beams - Part II: Theoretical analysis and comparison with experiments. **Materials and Structures**, v. 35, November, p. 528–535, 2002. ISSN 13595997. DOI: [10.1617/13809](https://doi.org/10.1617/13809).

EMPELMANN; TEUTSCH; STEVEN. Improvement of the post fracture behaviour of UHPC by fibres. In: \_\_\_\_\_. **Second International Symposium on Ultra High Performance Concrete (UHPC'08)**. Kassel: [s.n.], 2008. p. 177.

EWINS, D.J. **Modal Testing : Theory and Praticce**. New York: Britisg Library, 1994.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. **Federal Highway Administration**. [S.l.: s.n.], 2017. Disponível em:

<<https://cms7.fhwa.dot.gov/research/structures/ultra-high-performance-concrete/deployments>>. Acesso em: 2017.

FEHLING, Ekkehard et al. **Ultra-High Performance Concrete UHPC**. [S.l.]: Ernst e Sohn, 2014. p. 201. ISBN 9783433030004.

FELLINGER, Joris; STARK, Jan; WALRAVEN, Joost. **Shear and anchorage behaviour of fire exposed hollow core slabs**. [S.l.: s.n.], 2005. v. 50, p. 279–301. ISBN 9040724822. DOI: [10.1.1.889.420](https://doi.org/10.1.1.889.420).

FHWA. **U.S. Department of Transportation Announces \$1 Billion in Emergency Relief for Road and Bridge Repairs**. [S.l.: s.n.], 2018. Disponível em: <<https://www.transportation.gov/briefing-room/fhwa0518>>. Acesso em: 2020.

FUSCO, Pericles Brasiliense. **Tecnica de armar as estruturas de concreto**. [S.l.]: Pini, 1995. pini. ISBN 9788572660570. Disponível em: <<https://books.google.com.br/books?id=XZptPgAACAAJ>>.

GHEORGHIU, C; RHAZI, J E; LABOSSIERE, P. Impact resonance method for fatigue damage detection in reinforced concrete beams with carbon fibre reinforced polymer. **Canadian Journal of Civil Engineering**, v. 32, n. 6, p. 1093–1102, 2005. ISSN 0315-1468. DOI: [10.1139/105-064](https://doi.org/10.1139/105-064).

\_\_\_\_\_.\_\_\_\_\_. **Canadian Journal of Civil Engineering**, v. 32, n. 6, p. 1093–1102, 2005. ISSN 0315-1468. DOI: [10.1139/105-064](https://doi.org/10.1139/105-064).

GIDRÃO, Gustavo. **Propriedades dinâmicas do concreto e relações com sua microestrutura**. 2015. Dissertação de mestrado – Universidade de São Paulo.

GIDRÃO; KRAHL; CARRAZEDO. Characterization of concrete internal damping. In: IBRACON (Ed.), August. **3o Encontro Luso-Brasileiro de Degradação em Estruturas de Concreto Armado São Carlos, São Paulo, Brasil 22**. São Paulo: [s.n.], 2018. Disponível em:

<<https://degrada2018.faiufscar.com/anais%7B%5C#%7D/>>.

\_\_\_\_\_. Internal damping ratio of Ultra-High-Performance Fiber-Reinforcement Concrete (UHPFRC) considering the effect of fiber content and damage evolution.

**Journal of Materials in Civil Engineering**, 2020. DOI:

[10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.000340](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.000340).

GOŁASZEWSKI, Jacek; SZWABOWSKI, Janusz. Influence of superplasticizers on rheological behaviour of fresh cement mortars. **Cement and Concrete Research**, v. 34, n. 2, p. 235–248, 2004. ISSN 00088846. DOI:

[10.1016/j.cemconres.2003.07.002](https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2003.07.002).

GRASSL, Peter; JIRÁSEK, Milan. Damage-plastic model for concrete failure.

**International Journal of Solids and Structures**, v. 43, n. 22-23, p. 7166–7196, 2006. ISSN 00207683. DOI: [10.1016/j.ijsolstr.2006.06.032](https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2006.06.032).

GRAYBEAL. Compressive Behavior of Ultra-High-Performance Fiber-Reinforced Concrete. **ACI Materials Journal**, v. 104, n. 2, 2007. DOI: [10.14359/18577](https://doi.org/10.14359/18577).

\_\_\_\_\_. Flexural Behavior of an Ultrahigh-Performance Concrete I-Girder. **Journal of Bridge Engineering**, v. 13, n. 6, p. 602–610, 2008. ISSN 1084-0702. DOI:

[10.1061/\(ASCE\)1084-0702\(2008\)13:6\(602\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1084-0702(2008)13:6(602)).

\_\_\_\_\_. Material Property Characterization of Ultra-High Performance Concrete.

**Fhwa**, FHWA-HRT-06-103, p. 186, 2006.

\_\_\_\_\_. Structural Behavior of a Prototype UHPC Pi-Girder. **TechBrief of FHWA**,

v. 06, p. 1–4, 2009. DOI: [HRDI-06/10-09\(100\)E](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1084-0702(2009)14:6(1-4)).

GRAYBEAL; BABY. Development of Direct Tension Test Method for

Ultra-High-Performance Fiber-Reinforced Concrete. **ACI Materials Journal**, n. 110, p. 177–186, 2013. ISSN 0889-325X. DOI: [10.14359/51685532](https://doi.org/10.14359/51685532).

GRAYBEAL, Benjamin; TANESI, Jussara. A Cementitious Long-Life Wearing Course to Reduce Frequency of Maintenance Works on High-Traffic Roads. In: February.

TRANSPORT Research Arena Europe 2008. Ljubljana: [s.n.], 2008. v. 1561. DOI:

[10.1061/\(ASCE\)0899-1561\(2007\)19](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0899-1561(2007)19).

GRAYBEAL, Benjamin a. Flexural Behavior of an Ultrahigh-Performance Concrete I-Girder. **Journal of Bridge Engineering**, v. 13, n. 6, p. 602–610, 2008. ISSN

1084-0702. DOI: [10.1061/\(ASCE\)1084-0702\(2008\)13:6\(602\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1084-0702(2008)13:6(602)).

- HAACH, Vladimir G. et al. Application of acoustic tests to mechanical characterization of masonry mortars. **NDT & E International**, Elsevier, v. 59, p. 18–24, out. 2013. ISSN 09638695. DOI: [10.1016/j.ndteint.2013.04.013](https://doi.org/10.1016/j.ndteint.2013.04.013). Disponível em: <http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0963869513000777>.
- HABEL, Katrin; GAUVREAU, Paul. Response of ultra-high performance fiber reinforced concrete (UHPFRC) to impact and static loading. **Cement and Concrete Composites**, Elsevier Ltd, v. 30, n. 10, p. 938–946, 2008. ISSN 09589465. DOI: [10.1016/j.cemconcomp.2008.09.001](https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2008.09.001). Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2008.09.001>.
- HABEL, Katrin; VIVIANI, Marco et al. Development of the mechanical properties of an Ultra-High Performance Fiber Reinforced Concrete (UHPFRC). **Cement and Concrete Research**, v. 36, n. 7, p. 1362–1370, 2006. ISSN 00088846. DOI: [10.1016/j.cemconres.2006.03.009](https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2006.03.009).
- HANAI. **Fundamentos do Concreto Protendido**. São Carlos: USP São Carlos, 2005. p. 116.
- HANNA, K; MORCOUS, G; TADROS, M. Effect of Supplementary Cementitious Materials on the Performance of Concrete Pavement. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 26, n. 4, p. 789–793, 2014. DOI: [doi:10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0000862](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000862). Disponível em: [http://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0000862](http://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000862).
- HANNAWI, Kinda et al. Effect of different types of fibers on the microstructure and the mechanical behavior of Ultra-High Performance Fiber-Reinforced Concretes. **Composites Part B**, Elsevier Ltd, v. 86, p. 214–220, 2016. ISSN 1359-8368. DOI: [10.1016/j.compositesb.2015.09.059](https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2015.09.059). Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1016/j.compositesb.2015.09.059>.
- HARLOW, James. **Electric Power Transformer Engineering**. [S.l.: s.n.], 2004. ISBN 0849317045. DOI: [10.1017/CB09781107415324.004](https://doi.org/10.1017/CB09781107415324.004). arXiv: [arXiv:1011.1669v3](https://arxiv.org/abs/1011.1669v3).
- HIRSCHI, Thomas; WOMBACHER, Franz. Influence of different superplasticizers on UHPC. In: PROCEEDINGS of the 2nd International Symposium on Ultra High Performance Concrete, Kassel, Germany. [S.l.: s.n.], 2008. p. 77–84.
- HUNG, Chung Chan; LI, Honghao; CHEN, Hong Chi. High-strength steel reinforced squat UHPFRC shear walls: Cyclic behavior and design implications. **Engineering Structures**, Elsevier Ltd, v. 141, p. 59–74, 2017. ISSN 18737323. DOI: [10.1016/j.engstruct.2017.02.068](https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.02.068). Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.02.068>.

JORDAN, R. W. The effect of stress, frequency, curing, mix and age upon the damping of concrete. **Magazine of Concrete Research**, v. 32, n. 113, p. 195–205, 1980. ISSN 0024-9831. DOI: [10.1680/macr.1980.32.113.195](https://doi.org/10.1680/macr.1980.32.113.195).

JUNIOR, Sydney Furlan; HANAI. Prestressed fiber reinforced concrete beams with reduced ratios of shear reinforcement. **Cement and Concrete Composites**, v. 21, n. 3, p. 213–221, 1999. ISSN 09589465. DOI: [10.1016/S0958-9465\(98\)00054-7](https://doi.org/10.1016/S0958-9465(98)00054-7).

KANG; KIM. The relation between fiber orientation and tensile behavior in an ultra high performance fiber reinforced cementitious composites (UHPFRCC). **Cement and Concrete Research**, Elsevier Ltd, v. 41, n. 10, p. 1001–1014, 2011. ISSN 00088846. DOI: [10.1016/j.cemconres.2011.05.009](https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2011.05.009). Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1016/j.cemconres.2011.05.009>.

KANG; LEE et al. Tensile fracture properties of an Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete (UHPFRC) with steel fiber. **Composite Structures**, Elsevier Ltd, v. 92, n. 1, p. 61–71, 2010. ISSN 0263-8223. DOI: [10.1016/j.compstruct.2009.06.012](https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2009.06.012).

KAZEMI, M T et al. Fracture properties of steel fiber reinforced high strength concrete using work of fracture and size effect methods. **Construction and Building Materials**, Elsevier Ltd, v. 142, p. 482–489, 2017. ISSN 0950-0618. DOI: [10.1016/j.conbuildmat.2017.03.089](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.03.089). Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.03.089>.

KHOSRAVANI, Mohammad Reza; WEINBERG, Kerstin. A review on split Hopkinson bar experiments on the dynamic characterisation of concrete. **Construction and Building Materials**, Elsevier Ltd, v. 190, p. 1264–1283, 2018. ISSN 09500618. DOI: [10.1016/j.conbuildmat.2018.09.187](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.09.187). Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.09.187>.

KIM et al. Comparative flexural behavior of Hybrid Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete with different macro fibers. **Construction and Building Materials**, Elsevier Ltd, v. 25, n. 11, p. 4144–4155, 2011. ISSN 09500618. DOI: [10.1016/j.conbuildmat.2011.04.051](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.04.051). Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.04.051>.

KOLLMORGEN, Glen A. **Impact of age and size on the mechanical behavior of an ultra high performance concrete**. 2004. Dissertation – Michigan Technological University.

KRAHL. **Lateral stability of ultra-high performance fiber-reinforced concrete beams with emphasis in transitory phases** *Instabilidade lateral de vigas de concreto de ultra-alto desempenho reforçado com fibras com ênfase em fases transitórias*. 2018. f. 200. Tese (Doutorado).

KRAHL; CARRAZEDO; DEBS, El. Mechanical damage evolution in UHPFRC: Experimental and numerical investigation. **Engineering Structures**, v. 170, 2018. ISSN 18737323. DOI: [10.1016/j.engstruct.2018.05.064](https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.05.064).

KRAHL; GIDRÃO; CARRAZEDO. Compressive behavior of UHPFRC under quasi-static and seismic strain rates considering the effect of fiber content. **Construction and Building Materials**, Elsevier Ltd, v. 188, p. 633–644, 2018. ISSN 0950-0618. DOI: [10.1016/j.conbuildmat.2018.08.121](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.08.121). Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.08.121>.

\_\_\_\_\_. **Construction and Building Materials**, Elsevier Ltd, v. 188, p. 633–644, 2018. ISSN 09500618. DOI: [10.1016/j.conbuildmat.2018.08.121](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.08.121). Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.08.121>.

\_\_\_\_\_. Cyclic behavior of UHPFRC under compression. **Cement and Concrete Composites**, Elsevier, v. 104, September 2018, p. 103363, 2019. ISSN 09589465. DOI: [10.1016/j.cemconcomp.2019.103363](https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2019.103363). Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2019.103363>.

LARRARD, F. de; SEDRAN, T. Optimization of ultra-high-performance concrete by the use of a packing model. **Cement and Concrete Research**, v. 24, n. 6, p. 997–1009, 1994. ISSN 00088846. DOI: [10.1016/0008-8846\(94\)90022-1](https://doi.org/10.1016/0008-8846(94)90022-1).

LEE, Jeeho; FENVES, Gregory L. Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures. **J. Eng. Mech.**, v. 124, n. 8, p. 892–900, 1998. ISSN 0733-9399. DOI: [10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(1998\)124:8\(892\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(1998)124:8(892)). Disponível em: [http://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(1998\)124:8\(892\)](http://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/(ASCE)0733-9399(1998)124:8(892)).

LEUTBECHER, Torsten; FEHLING, Ekkehard. A simple design approach for uhpfrc in bending. n. 1, p. 509–518, 2013.

LI, Jinzhang. Evaluation of flexural capacity and ductility on high-strength concrete beams reinforced with frp rebar and steel fiber. n. 30, p. 380–393, 2018. DOI: [10.14311/CEJ.2018.03.0030](https://doi.org/10.14311/CEJ.2018.03.0030).

LIM; HONG. Shear Tests for Ultra-High Performance Fiber Reinforced Concrete (UHPFRC) Beams with Shear Reinforcement. **International Journal of Concrete Structures and Materials**, Springer Netherlands, v. 10, n. 2, p. 177–188, 2016. ISSN

1976-0485. DOI: [10.1007/s40069-016-0145-8](https://doi.org/10.1007/s40069-016-0145-8). Disponível em:

<http://link.springer.com/10.1007/s40069-016-0145-8>.

LIM; OH. Experimental and theoretical investigation on the shear of steel fibre reinforced concrete beams. **Engineering Structures**, v. 21, n. 10, p. 937–944, 1999. ISSN 01410296. DOI: [10.1016/S0141-0296\(98\)00049-2](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(98)00049-2).

ISSN 01410296. DOI: [10.1016/S0141-0296\(98\)00049-2](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(98)00049-2).

LIN, Xiaoshan. Numerical simulation of blast responses of ultra-high performance fibre reinforced concrete panels with strain-rate effect. **Construction and Building Materials**, Elsevier Ltd, v. 176, p. 371–382, 2018. ISSN 09500618. DOI:

[10.1016/j.conbuildmat.2018.05.066](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.05.066). Disponível em:

<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.05.066>.

LUBLINER, J. et al. A plastic-damage model for concrete. **International Journal of Solids and Structures**, v. 25, n. 3, p. 299–326, 1989. ISSN 00207683. DOI:

[10.1016/0020-7683\(89\)90050-4](https://doi.org/10.1016/0020-7683(89)90050-4).

MAGHSOUDI; MAGHSOUDI. Finite Element and Experimental Investigation on the Flexural Response of Pre-tensioned T-Girders. **International Journal of Civil Engineering**, Springer International Publishing, v. 17, n. 5, p. 541–553, 2019. ISSN 23833874. DOI: [10.1007/s40999-018-0290-3](https://doi.org/10.1007/s40999-018-0290-3). Disponível em:

<http://dx.doi.org/10.1007/s40999-018-0290-3>.

<http://dx.doi.org/10.1007/s40999-018-0290-3>.

MAGUREANU, C et al. Physical and mechanical properties of ultra high strength fiber reinforced cementitious composites, 2010.

MAHMUD, Goran H; YANG, Zhenjun; HASSAN, Aram M T. Experimental and numerical studies of size effects of Ultra High Performance Steel Fibre Reinforced Concrete ( UHPFRC ) beams. **Construction and Building Materials**, Elsevier Ltd, v. 48, p. 1027–1034, 2013. ISSN 0950-0618. DOI:

[10.1016/j.conbuildmat.2013.07.061](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.07.061). Disponível em:

<http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.07.061>.

MARCHAND, Pierre et al. Bond behaviour of reinforcing bars in UHPFRC:

Experimental investigation. **Materials and Structures/Materiaux et**

**Constructions**, v. 49, n. 5, p. 1979–1995, 2016. ISSN 13595997. DOI:

[10.1617/s11527-015-0628-0](https://doi.org/10.1617/s11527-015-0628-0).

MARTINS, Diego D E Oliveira. **Determinação De Coordenadas Espaciais a**. 2013. Tese (Doutorado) – Universidade de São Paulo.

MCCONNELL, Kenneth G.; VAROTO, Paulo S. **Vibration Testing: Theory and Practice**. John Wiley. [S.l.: s.n.], 2008. p. 1–672.



- MEHTA; MONTEIRO. **Concreto: Estrutura, Propriedades e Materiais**. 3<sup>a</sup>. New York: McGraw-Hil, 2008. ISBN 0071462899.
- MENG, Weina; VALIPOUR, Mahdi; KHAYAT, Kamal Henri. Optimization and performance of cost-effective ultra-high performance concrete. **Materials and Structures**, Springer Netherlands, v. 50, n. 1, p. 1–29, 2017. ISSN 13595997. DOI: [10.1617/s11527-016-0896-3](https://doi.org/10.1617/s11527-016-0896-3).
- MOUSA, Salaheldin et al. Strength and Deformability Aspects of Circular Concrete Members Reinforced with Hybrid Carbon-FRP and Glass-FRP under Flexure. v. 23, n. 2, p. 1–14, 2019. DOI: [10.1061/\(ASCE\)CC.1943-5614.0000931](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000931)..
- NAAMAN, A E; JEONG, S M. STRUCTURAL DUCTILITY OF CONCRETE BEAMS PRESTRESSED WITH FRP TENDONS. In: NON-METALLIC (FRP) Reinforcement for Concrete Structures: Proceedings of the Second International RILEM Symposium. [S.l.]: CRC Press, 1995. v. 29, p. 379. ISBN 0419205403.
- NDAMBI, J.-M; VANTOMME, J; HARRI, K. Damage assessment in reinforced concrete beams using eigenfrequencies and mode shape derivatives. **Engineering Structures**, v. 24, n. 4, p. 501–515, 2002. ISSN 01410296. DOI: [10.1016/S0141-0296\(01\)00117-1](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(01)00117-1).
- NEVILLE, Adam M. **Propriedades Do Concreto**. 2<sup>a</sup>. São Paulo: PINI, 1997.
- NGUYEN, K. et al. Assessment of serviceability limit state of vibrations in the UHPFRC-Wild bridge through an updated FEM using vehicle-bridge interaction. **Computers and Structures**, Elsevier Ltd, v. 156, p. 29–41, 2015. ISSN 00457949. DOI: [10.1016/j.compstruc.2015.04.001](https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2015.04.001). Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1016/j.compstruc.2015.04.001>.
- NOUSHINI, Amin; SAMALI, Bijan; VESSALAS, Kirk. Effect of Polyvinyl Alcohol Fibre on Dynamic Properties of Concrete Containing Fly Ash. **Composite Construction VII (CCVII)**, v. 49, p. 374–383, 2013.
- OTHMAN, H.; MARZOUK, H. Impact response of ultra-high-performance reinforced concrete plates. **ACI Structural Journal**, v. 113, n. 6, p. 1325–1334, 2016. ISSN 08893241. DOI: [10.14359/51689157](https://doi.org/10.14359/51689157).
- OZYESIL, Onur et al. A survey of structure from motion. **Acta Numerica**, v. 26, s, p. 305–364, 2017. ISSN 14740508. DOI: [10.1017/S096249291700006X](https://doi.org/10.1017/S096249291700006X). arXiv: [1701.08493](https://arxiv.org/abs/1701.08493).
- PASCHALIS, Spyridon A.; LAMPROPOULOS, Andreas P. Ultra-high-performance fiber-reinforced concrete under cyclic loading. **ACI Materials Journal**, v. 113, n. 4, p. 419–427, 2016. ISSN 0889325X.

PAULTRE, Patrick. **Dynamics of Structures**. London: ISTE ltd/Wiley, 2011. p. 816. ISBN 978-1-84821-063-9.

PEREIRA; FORTES et al. Correlation between changes in mechanical strength and damping of a high alumina refractory castable progressively damaged by thermal shock. **Ceramica**, v. 56, n. 339, p. 311–314, 2010. ISSN 16784553. DOI: [10.1590/S0366-69132010000300016](https://doi.org/10.1590/S0366-69132010000300016).

PEREIRA; MUSOLINO et al. Algorithm to determine the damping of ceramic materials by the impulse excitation technique ceramic materials by the impulse excitation technique. **Ceramica**, v. 58, 2012.

PEREIRA; OTANI et al. The influence of nonlinear elasticity on the accuracy of thermal shock damage evaluation by the impulse excitation technique. **InterCeram: International Ceramic Review**, June, p. 98–102, 2011. ISSN 00205214.

PEREIRA; VENET et al. Desenvolvimento de um equipamento para a caracterização não-destrutiva dos módulos elásticos de materiais cerâmicos. **Cerâmica**, v. 56, p. 118–122, 2010. ISSN 0366-6913. DOI: [10.1590/S0366-69132010000200004](https://doi.org/10.1590/S0366-69132010000200004). Disponível em: <[http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci%7B%5C\\_%7Darttext%7B%5C%7Dpid=S0366-69132010000200004%7B%5C%7Dnrm=iso](http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci%7B%5C_%7Darttext%7B%5C%7Dpid=S0366-69132010000200004%7B%5C%7Dnrm=iso)>.

PRABHA et al. Study on stress-strain properties of reactive powder concrete under uniaxial compression. **International Journal of Engineering Science and Technology**, v. 2, n. 11, p. 6408–6416, 2010.

REBENTROST, M; WIGHT, G. Experience and applications of ultra high performance concrete in Asia. In: IN Proc. 2nd Int. Symp. On Ultra High Performance Concrete. Kassel: Kassel University, 2008. p. 19–30.

REDA, M M; SHRIVE, N G; GILLOTT, J E. Microstructural investigation of innovative UHPC. v. 29, April 1998, p. 323–329, 1999.

RESPLENDINO, Jacques. First recommendations for Ultra-High-Performance Concretes and examples of application. In: 3. PROCEEDINGS of the International Symposium on Ultra High Performance Concrete. Kassel: Kassel University, 2004. p. 868. ISBN 3899580869. Disponível em: <<http://www.upress.uni-kassel.de/katalog/abstract.php?978-3-89958-376-2>>.

RICHARD; CHEYREZY. Composition of reactive powder concretes. **Cement and Concrete Research**, v. 25, n. 7, p. 1501–1511, 1995. ISSN 00088846. DOI: [10.1016/0008-8846\(95\)00144-2](https://doi.org/10.1016/0008-8846(95)00144-2).

RICHARD; CHEYREZY et al. Composition of reactive powder concretes. **Cement and Concrete Research**, v. 25, n. 7, p. 1501–1511, 1995.

RUSSEL; GRAYBEAL. **Ultra-High Performance Concrete : A State-of-the-Art Report for the Bridge Community**. [S.l.: s.n.], 2013. p. 171.

SALZMANN. **Damping characteristics of reinforced and prestressed normal- and high-strength concrete beams**. 2002. Doctor of Philosophy – GRIFFITH UNIVERSITY - GOLD COAST CAMPUS.

SHEHATA. Deformações Instantâneas do Concreto. In: ISAIA, Geraldo C. (Ed.). **Concreto, Ensino, Pesquisa e Realizações**. Ibracon. São Paulo: [s.n.], 2005. p. 631–685.

SHI, Caijun et al. The hydration and microstructure of ultra high-strength concrete with cementâsilica fumeâslag binder. **Cement and Concrete Composites**, Elsevier Ltd, v. 61, p. 44–52, 2015. ISSN 09589465. DOI: [10.1016/j.cemconcomp.2015.04.013](https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2015.04.013). Disponível em:

<http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0958946515000761>.

SHI et al. A review on ultra high performance concrete : Part I . Raw materials and mixture design. **Construction and Building Materials**, Elsevier Ltd, v. 101, p. 741–751, 2015. ISSN 0950-0618. DOI: [10.1016/j.conbuildmat.2015.10.088](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.10.088). Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.10.088>.

SINGH, M. et al. Experimental and numerical study of the flexural behaviour of ultra-high performance fibre reinforced concrete beams. **Construction and Building Materials**, Elsevier Ltd, v. 138, p. 12–25, 2017. ISSN 09500618. DOI: [10.1016/j.conbuildmat.2017.02.002](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.02.002). Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.02.002>.

SOBUZ, H. R. et al. Manufacturing ultra-high performance concrete utilising conventional materials and production methods. **Construction and Building Materials**, Elsevier Ltd, v. 111, p. 251–261, 2016. ISSN 09500618. DOI: [10.1016/j.conbuildmat.2016.02.102](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.02.102). Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.02.102>.

SORELLI, Luca et al. The nano-mechanical signature of Ultra High Performance Concrete by statistical nanoindentation techniques. **Cement and Concrete Research**, Elsevier Ltd, v. 38, n. 12, p. 1447–1456, 2008. ISSN 0008-8846. DOI: [10.1016/j.cemconres.2008.09.002](https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2008.09.002). Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1016/j.cemconres.2008.09.002>.

SPASOJEVIĆ, Ana. Structural Implications of Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete in Bridge Design. v. 4051, p. 203, 2008.

SWAMY, N.; RIGBY, G. Dynamic properties of hardened paste , mortar and concrete. **Matériaux et constructions**, n. 1, p. 13–40, 1971.

TIAN, Yaogang et al. Mechanical and dynamic properties of high strength concrete modified with lightweight aggregates presaturated polymer emulsion. **Construction and Building Materials**, v. 93, p. 1151–1156, 2015. ISSN 09500618. DOI: [10.1016/j.conbuildmat.2015.05.015](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.05.015).

TOLEDO FILHO, R. D. et al. Performance assessment of Ultra High Performance Fiber Reinforced Cementitious Composites in view of sustainability. **Materials and Design**, Elsevier Ltd, v. 36, p. 880–888, 2012. ISSN 02641275. DOI: [10.1016/j.matdes.2011.09.022](https://doi.org/10.1016/j.matdes.2011.09.022). Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1016/j.matdes.2011.09.022>.

TUAN, Nguyen Van et al. Hydration and microstructure of ultra high performance concrete incorporating rice husk ash. **Cement and Concrete Research**, Elsevier Ltd, v. 41, n. 11, p. 1104–1111, 2011. ISSN 0008-8846. DOI: [10.1016/j.cemconres.2011.06.009](https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2011.06.009). Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1016/j.cemconres.2011.06.009>.

TUE; MA et al. Influence of addition method of superplasticizer on the properties of fresh UHPC. **2nd International Symposium on Ultra High Performance Concrete**, April 2016, p. 93–104, 2008.

TUE, Nguyen Viet; SCHENCK, Gunter; SCHWARZ, Johannes. **support for the hardened concrete parameters ascertained statistically for the new generation of standards**. Leipzig, 2005. Disponível em: [https://www.irbnet.de/daten/kbf/kbf%7B%5C\\_%7Dd%7B%5C\\_%7DT%7B%5C\\_%7D3094.pdf](https://www.irbnet.de/daten/kbf/kbf%7B%5C_%7Dd%7B%5C_%7DT%7B%5C_%7D3094.pdf).

VANDERLEI, Romel Dias; GIONGO, Samuel. **Análise experimental do concreto de pós reativos : dosagem e propriedades**. 2006. f. 115–148. dissertação de mestrado – Universidade de São Paulo.

VIAPIANA, Lincoln Grass. **Influência do confinamento na resistência e ductilidade de pilares curtos de concreto de ultra alta resistência submetidos à compressão centrada**. 2016. f. 172. Dissertação de Mestrado – Universidade de São Paulo.

WALRAVEN, J. C.; MERCX, W. P. M. Bearing Capacity of Prestressed Hollow Core Slabs. **Heron**, v. 28, n. 3, 1983. ISSN 00467316.

WANG, Huanzi; BELARBI, Abdeldjelil. Ductility characteristics of fiber-reinforced-concrete beams reinforced with FRP rebars. **Construction and Building Materials**, Elsevier Ltd, v. 25, n. 5, p. 2391–2401, 2011. ISSN 09500618. DOI: [10.1016/j.conbuildmat.2010.11.040](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.11.040). Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.11.040>.

WANG; SHI et al. A review on ultra high performance concrete : Part II . Hydration , microstructure and properties. **Construction and Building Materials**, Elsevier Ltd, v. 96, p. 368–377, 2015. ISSN 0950-0618. DOI: [10.1016/j.conbuildmat.2015.08.095](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.08.095). Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.08.095>.

WARBURTON, G. B. **The Dynamical Behaviour of Structures**. 2. ed. New York: Pergamon press oxford, 1976. ISBN 0080091040.

WILLE, Kay et al. Ultra-high performance concrete and fiber reinforced concrete: achieving strength and ductility without heat curing. **Materials and Structures**, v. 45, n. 3, p. 309–324, 2011. ISSN 1359-5997, 1871-6873. DOI: [10.1617/s11527-011-9767-0](https://doi.org/10.1617/s11527-011-9767-0). Disponível em: <http://link.springer.com/article/10.1617/s11527-011-9767-0>  
<http://link.springer.com/content/pdf/10.1617/s11527-011-9767-0.pdf>.

WU, Zemei et al. Effects of steel fiber content and shape on mechanical properties of ultra high performance concrete. **Construction and Building Materials**, Elsevier Ltd, v. 103, p. 8–14, 2016. ISSN 0950-0618. DOI: [10.1016/j.conbuildmat.2015.11.028](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.11.028). Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.11.028>.

YAN, Yanxiang et al. Axial behavior of ultra-high performance concrete ( UHPC ) filled stocky steel tubes with square sections. **Journal of Constructional Steel Research**, Elsevier Ltd, v. 158, p. 417–428, 2018. ISSN 1359-8368. DOI: [10.1016/j.compositesb.2018.09.091](https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2018.09.091). Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2018.09.091>  
<https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2019.03.018>.

\_\_\_\_\_. Tension-stiffening effect in steel-reinforced UHPC composites: Constitutive model and effects of steel fibers, loading patterns, and rebar sizes. **Composites Part B**, Elsevier Ltd, v. 114, p. 417–428, 2018. ISSN 0143-974X. DOI: [10.1016/j.compositesb.2018.09.091](https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2018.09.091). Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2018.09.091>  
<https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2019.03.018>.

- YANG; JOH; KIM. Flexural strength of large-scale ultra high performance concrete prestressed T-beams. **Canadian Journal of Civil Engineering**, v. 38, n. 11, p. 1185–1195, 2011. ISSN 03151468. DOI: [10.1139/111-078](https://doi.org/10.1139/111-078).
- \_\_\_\_\_. Structural behavior of ultra high performance concrete beams subjected to bending. **Engineering Structures**, Elsevier Ltd, v. 32, n. 11, p. 3478–3487, 2010. ISSN 01410296. DOI: [10.1016/j.engstruct.2010.07.017](https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.07.017). Disponível em: <http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0141029610002737>.
- YANG; KIM. Flexural response predictions for ultra-high-performance fibre-reinforced. **Magazine of Concrete Research**, v. 64, n. 2, p. 113–127, 2012.
- YOO, Doo Yeol; BANTHIA, Nemkumar. Mechanical and structural behaviors of ultra-high-performance fiber-reinforced concrete subjected to impact and blast. **Construction and Building Materials**, Elsevier Ltd, v. 149, p. 416–431, 2017. ISSN 09500618. DOI: [10.1016/j.conbuildmat.2017.05.136](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.05.136). Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.05.136>.
- YOO, Doo Yeol; YOON, Young Soo. Structural performance of ultra-high-performance concrete beams with different steel fibers. **Engineering Structures**, Elsevier Ltd, v. 102, p. 409–423, 2015. ISSN 18737323. DOI: [10.1016/j.engstruct.2015.08.029](https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.08.029). Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.08.029>.
- YOSHIOKA, Kazuhiro et al. Adsorption characteristics of superplasticizers on cement component minerals. **Cement and Concrete Research**, v. 32, n. 10, p. 1507–1513, 2002. ISSN 00088846. DOI: [10.1016/S0008-8846\(02\)00782-2](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(02)00782-2).
- YOUSSEF, Victor; YANNI, Garas. **Multi-scale investigation of tensile creep of ultra-high performance concrete for bridge applications**. 2009. f. 91–96. PHD thesis – Georgia Institute of Technology. ISBN 9780494535639.
- YU; SPIESZ; BROUWERS. Mix design and properties assessment of Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete (UHPFRC). **Cement and Concrete Research**, v. 56, p. 29–39, 2014. ISSN 00088846. DOI: [10.1016/j.cemconres.2013.11.002](https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2013.11.002).
- YUNSHENG, Zhang et al. Preparation of C200 green reactive powder concrete and its static-dynamic behaviors. **Cement and Concrete Composites**, v. 30, n. 9, p. 831–838, 2008. ISSN 09589465. DOI: [10.1016/j.cemconcomp.2008.06.008](https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2008.06.008).
- ZDANOWICZ, Katarzyna; KOTYNIA, Renata; MARX, Steffen. Prestressing concrete members with fibre-reinforced polymer reinforcement: State of research. **Structural Concrete**, December 2018, p. 1–14, 2019. ISSN 17517648. DOI: [10.1002/suco.201800347](https://doi.org/10.1002/suco.201800347).

ZDEB, T. Ultra-high performance concrete â properties and technology. **Bulletin of the polish academy of sciences**, v. 61, n. 1, p. 183–193, 2013. DOI: [10.2478/bpasts-2013-0017](https://doi.org/10.2478/bpasts-2013-0017).

ZHENG, L.; SHARON HUO, X.; YUAN, Y. Experimental investigation on dynamic properties of rubberized concrete. **Construction and Building Materials**, v. 22, n. 5, p. 939–947, 2008. ISSN 09500618. DOI: [10.1016/j.conbuildmat.2007.03.005](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2007.03.005).

ZHOU; XIE. Flexural response of continuous unbonded post-tensioned beams strengthened with CFRP laminates. **Composite Structures**, Elsevier, v. 211, December 2018, p. 455–468, 2019. ISSN 02638223. DOI: [10.1016/j.compstruct.2019.01.003](https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2019.01.003). Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2019.01.003>.

ZOLLO, Ronald F. Fiber-reinforced concrete: an overview after 30 years of development. **Cement and Concrete Composites**, v. 19, n. 2, p. 107–122, 1997. ISSN 09589465. DOI: [10.1016/S0958-9465\(96\)00046-7](https://doi.org/10.1016/S0958-9465(96)00046-7). Disponível em: <http://www.sciencedirect.com.libproxy1.nus.edu.sg/science/article/pii/S0958946596000467>.

ZOU, Patrick X W. Flexural Behavior and Deformability of Fiber Reinforced Polymer Prestressed Concrete Beams. **Journal of Composites for Construction**, November, p. 275–284, 2003.





# Anexo I - Validação numérica de vigas protendidas e armadas

## A.1 Vigas Armadas de UHPFRC

O primeiro estudo de validação apresentado é para descrever o comportamento experimental de flexão para vigas armadas de UHPFRC. Neste sentido, propõem-se a simulação de vigas via método dos elementos finitos utilizando o software comercial ABAQUS®, considerando o efeito da não linearidade física do concreto (CDP) e plasticidade nas armaduras de aço. Assim, utilizaram-se os resultados experimentais do modelo desenvolvido por Yang et. al (YANG; KIM, 2012; YANG; JOH; KIM, 2010), cujo ensaio é apresentado pela Fig. 9.1. A Fig. 9.2 apresenta a lei constitutiva para o UHPFRC desenvolvida e apresentada no trabalho de Yang et. al. (YANG; KIM, 2012; YANG; JOH; KIM, 2010), onde utilizou-se a lei de dano simplificada para a tração (Eq. 3.40), bem como a equação de Birtel para a compressão 3.39:

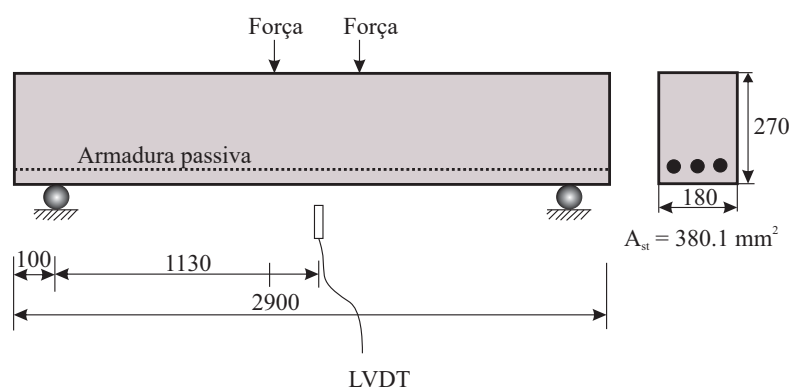
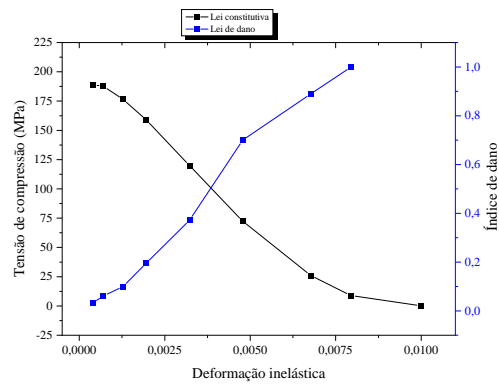
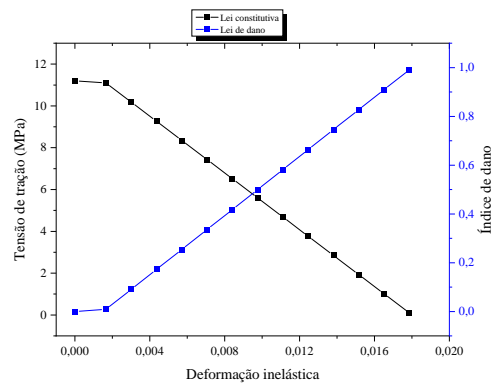


Figura 9.1: Ensaio desenvolvido por Yang et. al.(YANG; KIM, 2012; YANG; JOH; KIM, 2010)



(a) Compressão



(b) Tração

Figura 9.2: Lei constitutiva

Na Fig. 9.3 são apresentados os aspectos básicos sobre a modelagem numérica do experimento de Yang et. al. (YANG; KIM, 2012; YANG; JOH; KIM, 2010). O concreto foi modelado com elemento sólido C3D8R, este possui 8 nós e três graus de liberdade por nó, translações nas direções principais x, y e z, e integração reduzida. Foram consideradas duas malhas de discretização a saber: 50 mm e 25 mm. As barras de aço foram modeladas com elemento de treliça 3D, T3D2, discretizadas à cada 150 mm. Na interface concreto-armadura considerou-se embutimento perfeito, na qual a armadura é imersa no concreto, havendo garantia de compatibilidade entre as partes.

O carregamento foi realizado por meio da aplicação de deslocamento vertical no ponto de referência (vide o ponto amarelo mostrado pela Fig. 9.3.d). O deslocamento foi transferido para a viga por meio de vigas rígidas (MPC Beam). Quanto as condições de contorno, foi adotado como referência apoios fixos, conforme a Fig. 9.3.d.

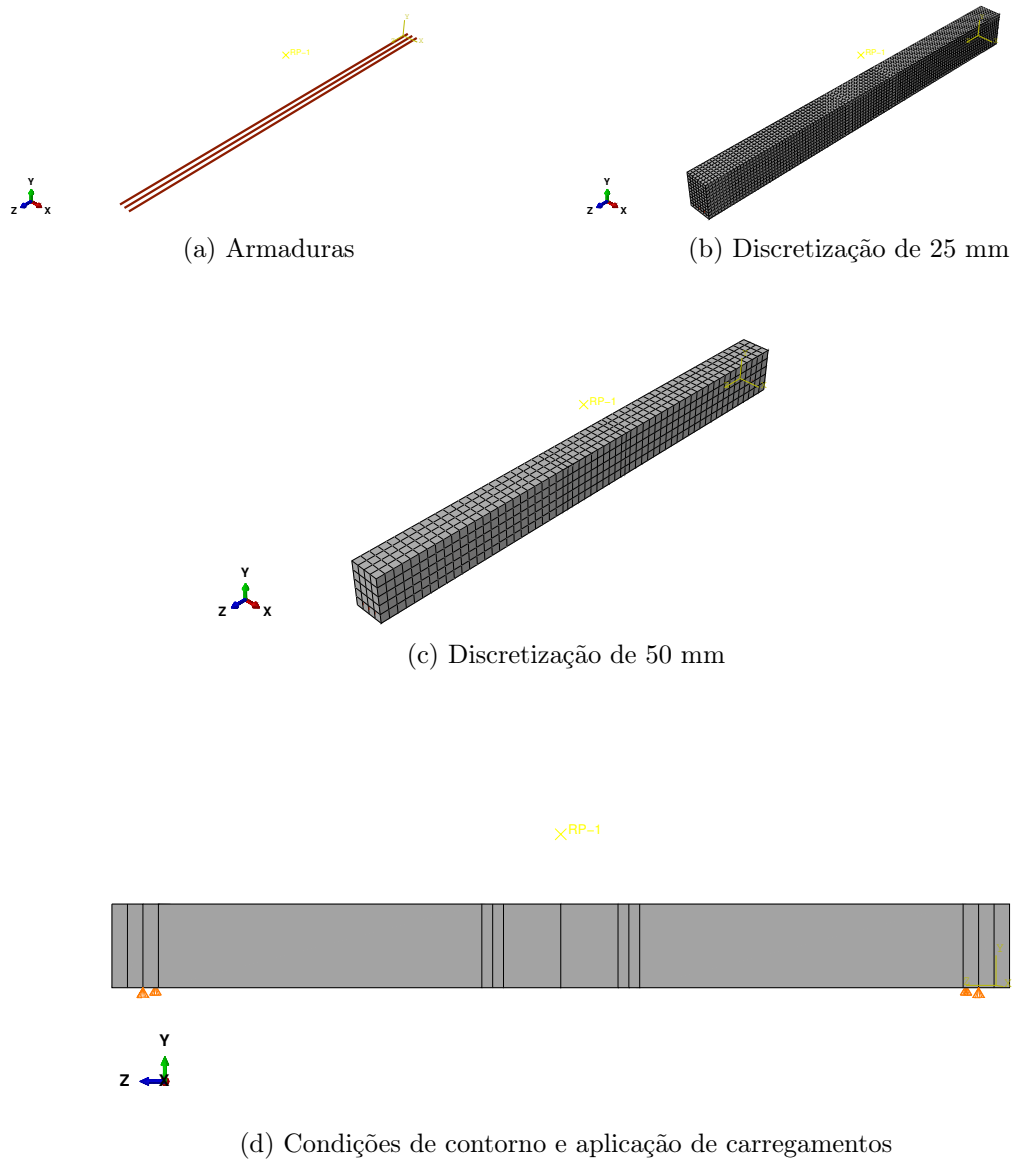
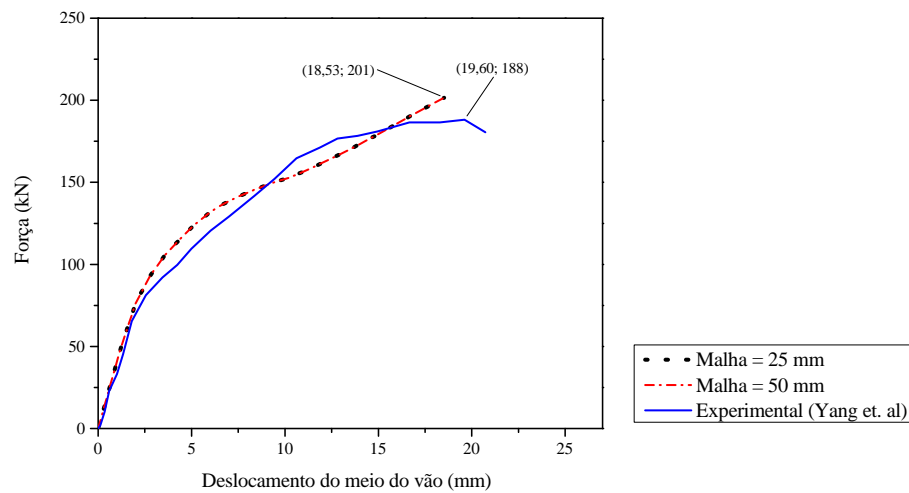
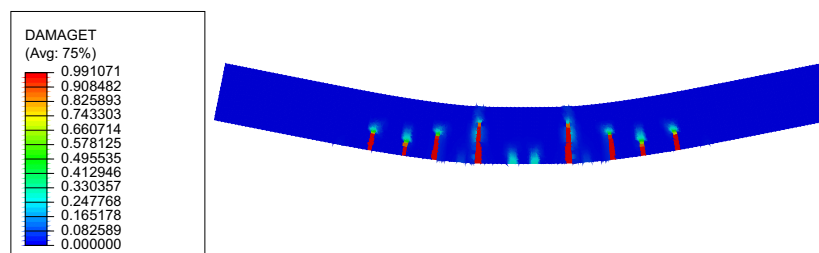


Figura 9.3: Modelagem numérica do ensaio de Yang et. al.([YANG; KIM, 2012](#); [YANG; JOH; KIM, 2010](#))

A Fig. 9.4.a apresenta a resposta em força x deslocamento para os modelos numéricos e experimentais. Estes dados revelam a precisão e acurácia do CDP para a representação do comportamento flexional de vigas de UHPFRC armadas, uma vez que observam-se forças máximas de  $F_{exp,max} = 188,2kN$  e  $F_{num,max} = 201,0kN$ , com razão de  $F_{exp,max}/F_{num,max} = 1,069$ . Além disso, o deslocamento máximo foi de  $d_{exp,max} = 19,61mm$  and  $d_{exp,max} = 18,53mm$ , respectivamente para os modelos experimental e numérico. Já a Fig. 9.4.b apresenta a concentração de dano após o atingimento da força máxima da viga. Nota-se a presença de fissuras verticais na parte central da viga, o que caracteriza um modo de falha flexional



(a) força x deslocamento



(b) Dano de tração

Figura 9.4: Resposta do modelo de Yang

## A.2 Vigas protendidas de UHPFRC

Nesta seção objetiva-se a simulação numérica utilizando o CDP para representação de um modelo experimental de viga I protendida constituída de UHPFRC proposto por Graybeal (2008). Neste ensaio, Graybeal (2008) estudou experimentalmente o comportamento flexional de uma viga protendida de seção I - PCI AASHTO II, com 26 cabos de protensão (2 na parte superior e 24 na inferior com  $\phi = 12,7$  mm), constituído de UHPFRC. Cabe salientar que esta seção transversal é amplamente utilizada em campo como longarinas de pontes, geralmente constituídas de concreto convencional C70. Além disso, a mesma viga foi modelada e simulada por Graybeal (2009). A Figura 9.5 apresenta a a seção transversal e o esquema de ensaio. As principais características dos materiais deste estudo são apresentadas pela Tabela 9.1. É necessário salientar que dois valores de resistência de tração são apresentados. O primeiro é resultado de uma caracterização de corpos de prova (9 MPa) e o segundo foi obtido por calibração numérica efetuada por Benjamin a. Graybeal (2008) (15,9 MPa). Provavelmente esta discrepância se dá pela variabilidade experimental apresentada entre os ensaios em corpos de prova de tração em comparação com a estrutura real.

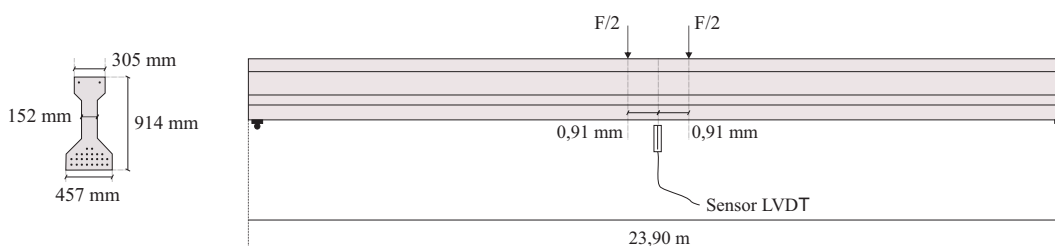


Figura 9.5: Aspectos sobre o ensaio realizado por Graybeal (2009)

O comportamento uniaxial de compressão e tração utilizados para o CDP é conforme as Figuras 9.6a e 9.6b, sendo utilizadas para representar a evolução das deformações plásticas e dano do UHPFRC. Salienta-se que estas leis constitutivas foram obtidas em Graybeal (2008), onde houve a divergência entre os valores de tração obtidos via calibração numérica-experimental e corpos de prova. A evolução do dano na tração e compressão (i.e.,  $d_t$  e  $d_c$ ) é calculado conforme a metodologia proposta por Birtel e Mark (2006), conforme as Equações 3.38 e 3.39. Para esta etapa, utilizou-se  $b_c = 0,70$  e  $b_t = 0,57$ . Note que os valores usuais para  $b_c$  e  $b_t$  indicados por Birtel e Mark (2006) eram de  $b_c = 0,7$  e  $b_t = 0,2$ , no entanto, que o valor de  $b_t = 0,2$  aumentava consideravelmente o custo computacional das análises, pois gerava maior danificação no modelo numérico. Por outro lado, o valor de  $b_c =$

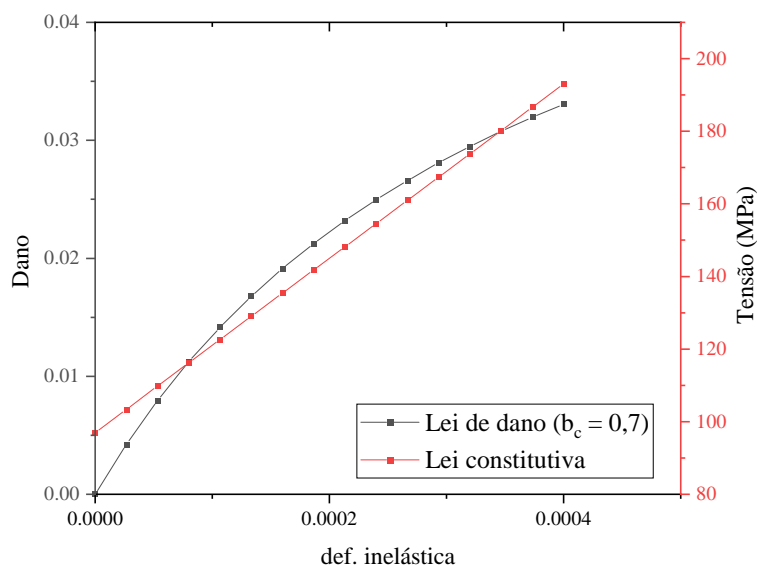
0,57 não acarretava grande perda de precisão entre os modelos numérico e experimental, sendo esta adoção aceitável para o caso do carregamentos monotônicos, como poderá ser observado no capítulo 5. A tabela 9.1 apresenta os principais valores adotados na reprodução do ensaio:

Tabela 9.1: Dados sobre o perfil de Graybeal (2009)

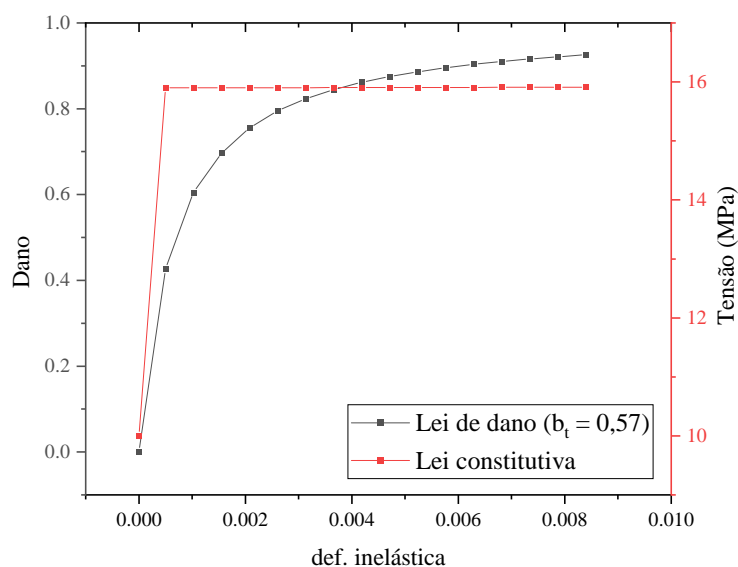
Parâmetro	Valor
Resistência à compressão do concreto (MPa) - $f_c$	193
Resistência à tração do concreto (MPa)	15,9 ou 9 <sup>1</sup>
Resistência do aço (MPa) - $f_{p,u}$	1860
Tensão de protensão (MPa) - $f_{p,i}$	850
Diâmetro das barras de protensão (mm) - $\phi$	12,7
Área total do perfil (m <sup>2</sup> )	0,23
$d'_{inf}$ (mm) <sup>2</sup>	102
$d'_{sup}$ (mm)	51
Módulo de elasticidade do aço - $E_s$ (GPa)	198
Módulo de elasticidade do concreto - $E_{ci}$ (GPa)	55
Momento de inércia (m <sup>4</sup> )	0,02
Altura do perfil (mm)	914

<sup>1</sup>O valor de 15,9 MPa é obtido via calibração numérica-experimental no trabalho de Graybeal (2008) e difere de 9 MPa, obtido pelos corpos de prova do mesmo trabalho

<sup>2</sup> $d$  é a distância entre as faces e os centros de gravidades das armaduras  $d'$  é a distância entre as faces e os centros de gravidades das armaduras



(a) Comportamento uniaxial de compressão



(b) Comportamento uniaxial de tração

Figura 9.6: Comportamento uniaxial do UHPFRC. Fonte: [Graybeal \(2009\)](#)

O aço de protensão ASTM 270 ksi que foi utilizado tem lei constitutiva conforme a Figura 9.7, baseada no estudo de [Devalapura e Tadros \(1992\)](#). A protensão foi aplicada como um carregamento pré estabelecido como metade da tensão de escoamento das armaduras ativas ( $f_{p_{tk}}/2$ , i.e., 850 MPa), conforme a condição apresentada por [Graybeal \(2008\)](#). A interação entre as barras de protensão com o UHPFRC foi, por hipótese simplificadora, adotada como perfeita, sendo as armaduras totalmente embutidas dentro do modelo de concreto. O módulo de elasticidade adotado destas armaduras fora de 197 GPa.



A Tabela 9.2 apresenta os parâmetros de plasticidade e elasticidade utilizados no modelo:

Tabela 9.2: Parâmetros de plasticidade e elasticidade

Parâmetro	Valores
Módulo de elasticidade (GPa)	52,4
Ângulo de dilatação ( $^{\circ}$ )	54
Excentricidade	0,1
K	0,6667
$f_{b0}/f_{c0}$	1,07
Parâmetro de viscosidade	0,0

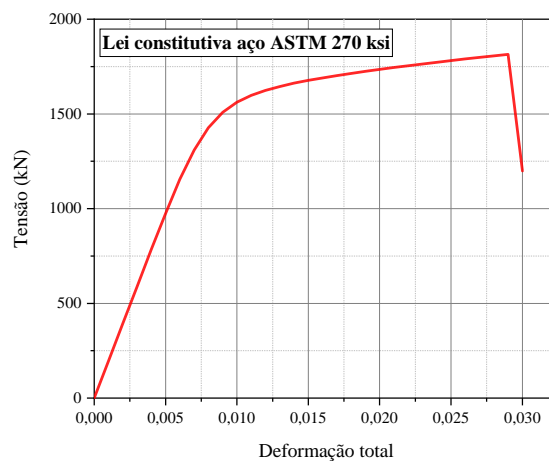


Figura 9.7: Lei constitutiva do aço de protensão

Foi considerada a hipótese de simetria de viga, onde em uma extremidade da viga há um apoio simples, restringindo o deslocamento vertical, e na outra extremidade há condição de engaste móvel. Uma malha de elementos sólidos 3D, denominado C3D8R, com 8 nós e três graus de liberdade por nó e integração reduzida, foi criada para o UHPFRC. Discretizações foram feitas com tamanho máximo de 50 mm na direção da seção transversal (vide 9.8) e 150 mm para direção do eixo longitudinal da peça. As armaduras de protensão foram consideradas como elementos de barras com formulação de treliça, denominado T3D2, com malha discretizada de 100 mm. A protensão foi aplicada considerando um estado de tensões prévio nos elementos de treliça, em um passo de carga

inicial, juntamente com a aceleração da gravidade de  $-9,81 \text{ m/s}^2$ . A mesma metodologia de aplicação de força no ensaio real foi adotada no modelo numérico, i.e., utilizou-se controle de força para a aplicação do carregamento até o máximo de 18 kN, e em seguida, foi utilizado o controle de deslocamento, aplicando-se 60 cm até a ruína da peça.

A Fig. 9.9 apresenta o comportamento de força x deslocamento numérico e experimental para a viga ensaiada por Graybeal (2008). Nota-se que o resultado numérico se apresenta dentro da faixa cinza de 5% de variação percentual, o que valida a modelagem numérica desenvolvida para aplicação em vigas protendidas de UHPFRC. A Fig. 9.10 apresenta o dano de compressão (Fig. 9.10.a) e de tração (Fig. 9.10.b). Já a Fig. 9.10.c apresenta a concentração de deformações plásticas nas armaduras ativas. O modo de falha de flexão é observado, pois há dano de tração e acúmulo de deformação plástica nas armaduras ativas na região central. Além disso, observa-se pouco dano de compressão na região de borda de flexão comprimida, demonstrando o baixo esmagamento do concreto.

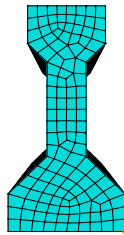


Figura 9.8: Discretização da seção transversal

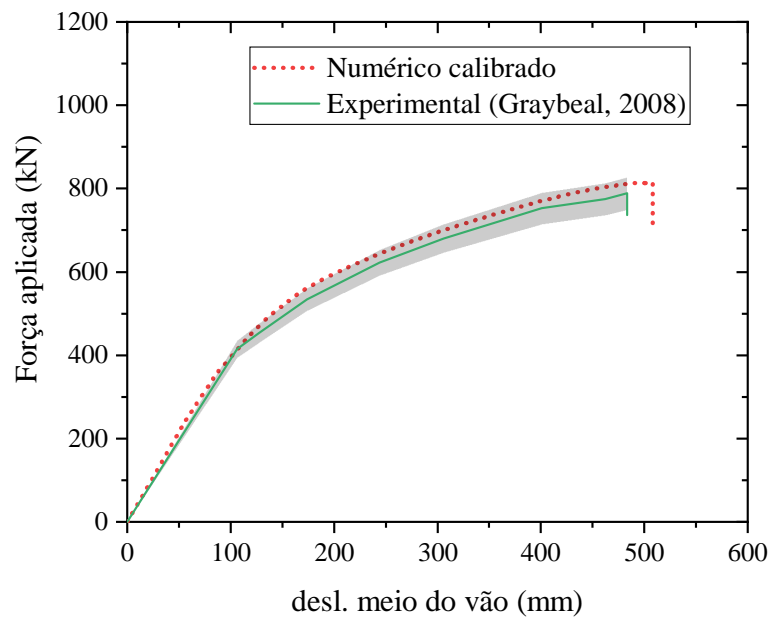
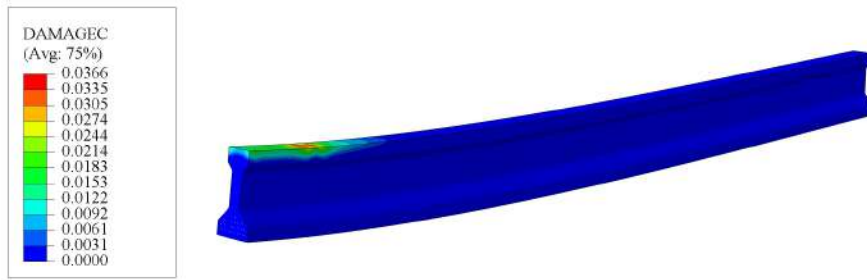
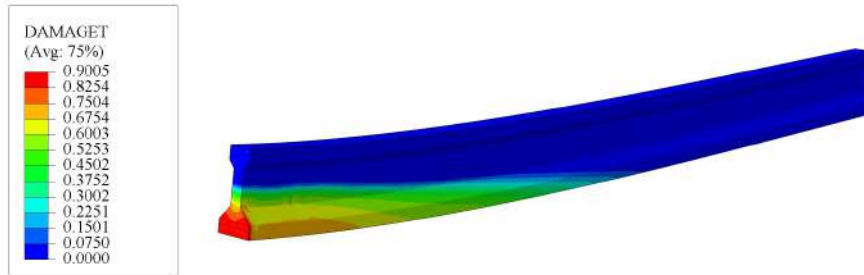


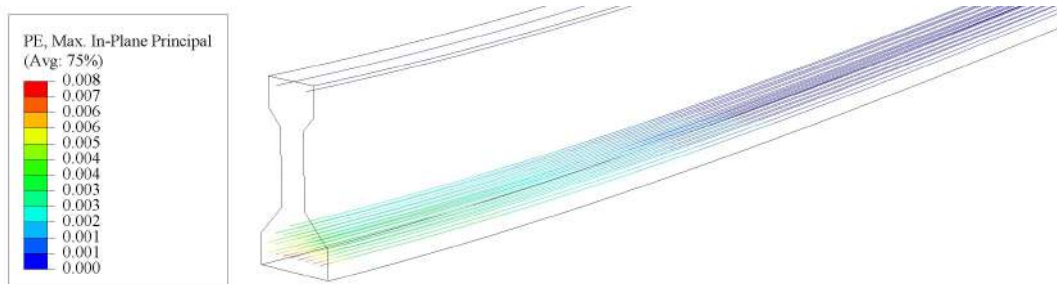
Figura 9.9: Comportamento de força x deslocamento



(a) dano de compressão



(b) dano de tração



(c) deformação plástica nas armaduras

Figura 9.10: Dano e deformações plásticas (1/2 vão)

## Anexo II - Coeficientes de segurança aplicados ao UHPFRC e comportamento tensão-deformação

A Tabela 9.3 demonstra resumidamente os fatores de segurança aplicáveis as estruturas constituídas de UHPFRC/UHPC. Fehling et al. (2014) relatam que o fator de segurança atrelado ao UHPC ( $\gamma_c$ ), por exemplo, deve ser relativamente menor que o utilizado para concreto convencional, uma vez que o UHPC apresenta elevada resistência à compressão uniaxial ( $f_c$ ), dispersão consideravelmente pequena e rígidos padrões de controle de qualidade na produção. Assim, recomenda-se a utilização de valores de  $\gamma_c$  para compressão que se aplicam aos concretos de alta resistência (i.e.,  $\gamma_c = 1,35$  para a compressão de componentes de concreto pré-fabricados produzidos em processos de mistura e concretagem totalmente controlados). Para casos contrários onde há padrões normais de qualidade admite-se o valor de  $\gamma_c = 1,5$ . Também como nos concretos de alta resistência, a deformabilidade requerida deverá ser no mínimo igual àquela observada em concretos de resistência normal (i.e.  $\epsilon_{cu} = 3,5\%$ ). Se não atingida, a recomendação seria a incorporação de um fator de segurança adicional  $\gamma'_c = 1,2$ .

Tabela 9.3: Fatores de segurança para determinação do estado limite ultimo . Fonte: [Olivier Bonneau et al. \(2000\)](#)

Estado de tensão	Situação de projeto	
	Permanente e transiente	Acidental
<b>UHPC na compressão</b>		
Altos padrões de qualidade	$\gamma_c = 1,35$	$\gamma_c = 1,15$
Padrões de qualidade normal	$\gamma_c = 1,5$	$\gamma_c = 1,3$
Se o critério de ductilidade não for atendido	$\gamma'_c = 1,2$	
<b>UHPC na tração</b>		
Casos gerais	$\gamma_{cf} = 1,5$	$\gamma_{cf} = 1,3$
Análises locais	$\gamma_{cf} = 2,1$	$\gamma_{cf} = 1,5$
UHPC reforçado e/ou protendido	$\gamma_{cf} = 1,15$	$\gamma_{cf} = 1,0$

O comportamento de compressão pode ser analisado a partir do diagrama simplificado de tensão deformação da Fig. 9.11 e Equações 9.1, 9.2 e 9.3. Neste gráfico, a deformação de compressão máxima ( $\epsilon_{c,2}$ ) está relacionada a resistência a compressão de projeto ( $f_{cd}$ ), e a deformação plástica última pós-pico é dada por ( $\epsilon_{c,2,u}$ ). Para valores inferiores a 85-90% de  $f_c$ , ambos materiais (i.e. UHPC e UHPFRC) apresentam comportamento sensivelmente linear (FEHLING et al., 2014). Após atingir a tensão de pico, o UHPC apresenta ruptura frágil imediata e o UHPFRC apresenta um patamar plástico que caracteriza seu comportamento mais dúctil, quando comparado com o concreto sem fibras. Entretanto, para os dois materiais supõe-se o dimensionamento no ramo linear do diagrama de tensão deformação (FEHLING et al., 2014). Portanto, para fins de dimensionamento, os autores afirmam que o procedimento usual é limitar a deformação última àquela observada na tensão máxima ( $\epsilon_{c,2}$ ).

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c \gamma'_c \quad (9.1)$$

$$\epsilon_{c2} = f_{cd} / E_{cd} \quad (9.2)$$

$$\epsilon_{c2u} = f_{ck} / E_c \quad (9.3)$$

em que:  $f_{ck}$  é a resistência a compressão característica de um corpo de prova cilíndrico de UHPC/UHPFRC;  $\gamma_c$  é o fator de segurança do UHPC na condição de compressão;  $\gamma'_c$  é o fator de segurança adicional, se não satisfeita a condição de ductilidade mínima, sendo  $\gamma'_c = 1$  para o caso do UHPFRC;  $\alpha_{cc}$  é o fator que engloba a soma das influências

de duração de carregamento sobre a resistência à compressão e conversão entre as forças compressivas do cilindro e estrutura real, geralmente adotado como 0,85 para o caso de carga de longa duração ou repetida e 0,95 para o carregamento de curto prazo;  $E_{cd}$  é o módulo de elasticidade de projeto, calculado por  $E_{cm}/1,3$ ;  $E_{cm}$  é o módulo de elasticidade médio tangente inicial das amostras cilíndricas;

Para o comportamento à tração do UHPFRC, é estabelecido a relação da Fig. 9.12 para a relação entre a tensão da fibra ( $\sigma_{cf}$ ) a abertura de fissura ( $w$ ). No gráfico, o trecho inicial ascendente está atrelada a fase de ativação da fibra (i.e.  $w < w_0$ ) determinado pela Equação 9.4 e o trecho descendente pós pico (i.e. a  $w > w_0$ ) é tratado por um diagrama bilinear contendo ao menos 2 pontos experimentais tais que  $w > w_0$ . Destaca-se ainda que nenhum valor de abertura de fissuras  $w$  deverá superar a metade do comprimento da fibra ( $L_f/2$ ).

$$\sigma_{cf} = \sigma_{cf,0,d} \left( 2\sqrt{\frac{w}{w_0}} - \frac{w}{w_0} \right) \quad (9.4)$$

em que:  $w_0$  é a abertura da fissura ao solicitar a tensão de projeto da fibra, estimada pela Equação 9.5;  $\sigma_{cf,0,d}$  é a tensão de projeto da fibra, calculada pela Equação 9.6;

$$w_0 = \frac{\tau_{fm} l_f^2}{E_f d_f} \quad (9.5)$$

$$\sigma_{cf,0,d} = \alpha_{ct} \frac{\sigma_{cf,0,k}}{\gamma_{cf}} \quad (9.6)$$

e ainda:  $\tau_{fm}$  é a força média de ligação da fibra concreto, assumindo uma relação de ligação rígida plástica, geralmente assumido como  $1,3 f_{ctm}$  para fibras metálicas segundo recomendações de Fehling et al. (2014) e resultados experimentais obtidos por Behloul (1996) e Tue, Schenck e Schwarz (2005);  $l_f$  é o tamanho da fibra;  $d_f$  é o diâmetro da fibra;  $E_f$  é o módulo de elasticidade da fibra;  $\sigma_{cf,0,k}$  é a resistência característica da fibra, determinada pela avaliação estatística de resultados experimentais;  $\gamma_{cf}$  é o fator de segurança parcial do UHPC sob tensão de tração,  $\gamma_{cf} = 1,5$  para ações permanentes e  $\gamma_{cf} = 1,3$  para acidentais;  $\alpha_{ct}$  é o fator que permite avaliação de efeitos a longo prazo sobre a resistência à tração do UHPC;

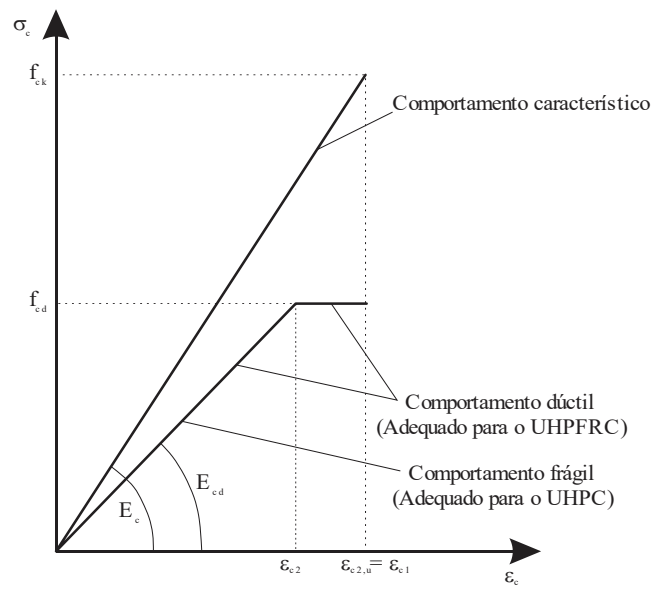


Figura 9.11: Diagrama de tensão deformação simplificado na compressão. Fonte: [Fehling et al. \(2014\)](#)

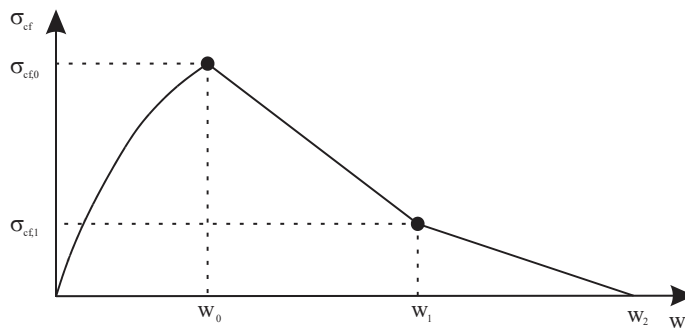


Figura 9.12: Tensão *versus* abertura de fissuras para UHPFRC. Fonte: [Fehling et al. \(2014\)](#)



## Anexo III - Validação das equações de dimensionamento

Uma vez detectado que o modo de falha preponderante para a viga de [Graybeal \(2008\)](#) é o flexional, pode-se utilizar as equações de dimensionamento apresentadas no item [3.2](#) para previsão do momento resistente da seção transversal.

Como parâmetro de entrada, pode-se considerar a [Figura 9.13](#), onde se apresenta uma lei geométrica que correlaciona a área comprimida à profundidade da linha neutra, sendo este parâmetro um facilitador para os cálculos subsequentes. É necessário salientar que o valor máximo de tração 15,9 MPa do diagrama de tensão-deformação calibrado é utilizado para a simulação numérica da viga de [Graybeal \(2008\)](#), mas para esta etapa de dimensionamento analítico será utilizado o valor de 9 MPa, obtido por meio de uma série de ensaios de tração direta desenvolvido por Graybeal et. al. ([GRAYBEAL, 2008](#); [GRAYBEAL; BABY, 2013](#)). Não há justificativa clara no trabalho de [Graybeal \(2008\)](#) para a diferença entre valores, mas os resultados analíticos demonstram maior precisão para o valor de resistência de tração direta.

O primeiro passo para o dimensionamento é se calcular o valor de deformação última do UHPFRC à compressão ( $\epsilon_{cud}$ ). Uma vez que a ABNT NBR 6118:2014 ([ABNT, 2014](#)) não apresenta valores de  $\epsilon_{cud}$  para concretos com classe superior à C90, adota-se as prescrições para o UHPFRC da Associação Francesa de Engenharia Civil ([AFGC, 2013](#)), conforme as [Equação 9.7](#):

$$\epsilon_{cud} = 1 + 14(f_{ctm}/f_{cm})\epsilon_{c0d} = 5,8 \cdot 10^{-3} \quad (9.7)$$

Em que:  $f_{ctm}$  é a tensão média de tração direta em corpos de prova de UHPFRC, podendo ser maior que a tensão de fissuração no caso de UHPFRC que apresente comportamento de *strain-hardening*;  $f_{cm}$  é a resistência de compressão média;  $\epsilon_{c0d}$  é a deformação de limite elástico, dado por  $f_{cm}/E_{ci}$  e  $E_{ci}$  é o módulo de elasticidade estático tangente inicial.

À partir do cálculo de  $\epsilon_{cud}$ , pode-se obter a situação na qual a linha neutra está no limite entre os domínios 2 e 3 (i.e., partindo-se da hipótese onde o concreto apresenta

deformação igual à  $\epsilon_{cud} = 5,8\%$  e o aço  $\epsilon_{st} = 10\%$ ), e conseqüentemente, obtém-se ( $x_{lim}$ ), conforme a Equação 9.8:

$$x_{lim} = \frac{\epsilon_{cc}(h - d'_{inf})}{\epsilon_{cc} + \epsilon_{st}} = 0,297m \quad (9.8)$$

Por meio da lei geométrica de comportamento  $x$  vs.  $A_c$  (Figura 9.13), obtém-se os valores de área da região comprimida e tracionada para o limite entre os domínios 2 e 3 ( $x_{lim}$ ), isto é:  $A_{c,lim} = 0,076m^2$  e tracionada de  $A_{t,lim} = 0,154m^2$ . Então, pode-se escrever o equilíbrio de forças, resultantes nestas regiões e no centro de gravidade das armaduras de protensão, conforme as Equações 9.9 à 9.12, para  $x = x_{lim}$ :

$$R_{cc} = \frac{A_{cc}f_c}{2} \quad (9.9)$$

$$R_{sc} = n_{b,sup} \cdot \frac{\pi\phi^2}{4} f_p(\epsilon_{prev} + \epsilon_{sc}) \quad (9.10)$$

$$R_{st} = n_{b,inf} \cdot \frac{\pi\phi^2}{4} f_p(\epsilon_{prev} + 10\%) \quad (9.11)$$

$$R_{ct} = 0,9.(A_{tot} - A_{cc}).0,9.f_{ct} \quad (9.12)$$

Em que:  $A_{cc}$  é a área comprimida de concreto, igual à  $A_{c,lim}$  quando  $x = x_{lim}$ ;  $n_b$  é o número de barras superior ou inferior;  $A_{tot}$  é a área total do perfil;  $f_p$  é a tensão na protensão considerando a deformação prévia somada à 10 %, por hipótese em  $x = x_{lim}$ ;  $f_c$  é a resistência a compressão do concreto;  $f_{ct}$  é a resistência a tração direta do concreto;  $\epsilon_{prev}$  é a deformação prévia nos cabos de protensão pré tracionados, no caso igual à 4,5 %, referente a tensão prévia de  $f_{pi} = 885MPa$  na viga estudada;  $f_p$  é a tensão nas armaduras sob uma determinada deformação;

Aplicando-se os valores referentes à  $x_{lim}$  nas Equações 9.9 à 9.12, obtém-se os valores iniciais de  $R_{cc}$ ,  $R_{sc}$ ,  $R_{st}$  e  $R_{ct}$ , na situação tal que  $x = x_{lim}$ . Assim, pode-se efetuar o equilíbrio de forças na ruína e encontrar o valor de desbalanceamento deste equilíbrio  $\Delta R$ , sendo positivo para a compressão. Este valor de  $\Delta R$  indica se a linha neutra deverá subir ou descer na próxima iteração. Especialmente quando têm-se  $x = x_{lim}$ , se  $\Delta R > 0$ , significa que a peça apresenta mais compressão que tração, e assim, a linha neutra deverá subir para o domínio 2, até satisfazer a condição de equilíbrio  $\Delta R = tol$ . Caso contrário, a peça estará no domínio 3, e deverá descer a linha neutra até que seja satisfeita  $\Delta R = tol$ .

Então, até que seja alcançada a tolerância estabelecida (neste caso  $\pm 1$  kN), a linha neutra sobe ou desce iterativamente de  $x = x \pm 10^{-4}$ . Neste sentido, para cada iteração, são atualizados os valores de  $A_{cc}$  e  $A_{ct}$  (obtidos com auxílio da Fig. 9.13), deformação

no concreto e nas armaduras superiores. Os valores finais de resultantes são apresentados conforme a Tabela 9.4, bem como o valor de  $\Delta R < \pm 1kN$ . Cabe também salientar que como a viga de Graybeal (2008) apresenta ruptura no domínio 2, o aço inferior apresentará deformação sempre igual à  $\epsilon_{st} = \epsilon_{pnd} + 10\%_0 = 15,02\%_0$ , conforme a hipótese deste domínio. Caso a peça estivesse no domínio 3, seria necessário descer a linha neutra com valor de deformação do concreto constante em  $\epsilon_{cud}$ , de acordo com a Eq. 9.7.

Tabela 9.4: Balanço de forças na seção transversal

Resultante	[kN]
$R_{cc,lim}$	14796
$R_{sc,lim}$	274
$R_{st,lim}$	4939
$R_{ct,lim}$	1979
$\Delta R_{inicial}$	9328
$R_{cc,final}$	5669
$R_{sc,final}$	411
$R_{st,final}$	4939
$R_{ct,final}$	1141
$\Delta R_{final}$	0,09

Uma vez atingida a a tolerância estabelecida para  $\Delta R$ , pode-se calcular o momento resistente da seção transversal por meio do equilíbrio de forças em relação à na linha neutra, conforme a Equação 9.13:

$$M_{rd} = A_{cc}f_{cd} \cdot (2/3) \cdot x + R_{cc} \cdot (x - d') + A_{ct} \cdot 0,9 \cdot \eta \cdot f_{ct} \cdot 0,9 \cdot (h - x) + \sum_{n=1}^{26} \frac{\pi \phi^2}{4} \cdot f_p \cdot Y_i \quad (9.13)$$

Vale salientar que:  $Y_i$  são as distâncias dos centros de gravidade das armaduras de protensão até à linha neutra da peça;

Finalmente, obtém-se o momento resistente de 4527 kN.m para seção transversal. Este valor é muito próximo daquele obtido experimentalmente por Graybeal (2008) e pela simulação numérica no presente artigo (4318 kN.m). Nota-se que o erro entre as equações de dimensionamento, modelo numérico e não é maior que 4,7 %.

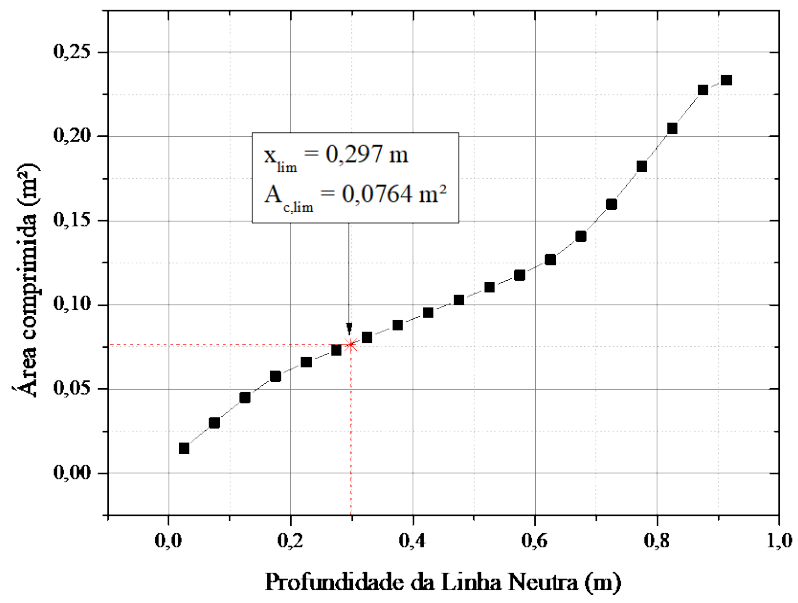


Figura 9.13: Lei geométrica do perfil I de Graybeal

## Anexo IV - Cálculo das perdas de protensão

Nesta seção, será apresentada a metodologia utilizada para a obtenção das perdas de força de protensão. O cálculo é feito conforme a ABNT NBR 6188:2014, anexo A. Cabe salientar que a norma brasileira não contempla este tipo de material, mas por outro lado, não há estudos sobre a determinação destes valores. Portanto, utilizou-se a norma nacional como estimativa dos valores de perda de protensão das vigas experimentais. Nesta seção será apresentado o cálculo da perda de força de V02.

O primeiro passo, é a determinação da espessura fictícia, conforme a Eq. 9.14. Para valores de  $A_c = 0,0375m^2$ ,  $u = 1,31m$ , obtém-se  $h_{fic} = 28,62cm$ .

$$h_{fic} = \frac{\gamma \cdot 2 \cdot A_c}{u} \quad (9.14)$$

Em que:  $\gamma$  é um coeficiente de condição climática, adotado igual à 5,0 (i.e., muito úmido);  $u$  é o perímetro da seção transversal; e  $A_c$  é a área bruta de concreto;

Para a umidade relativa do ar arbitrada em  $U = 90\%$ , pode-se determinar  $\epsilon_{1,s}$  e  $\epsilon_{2,s}$ , conforme as Eqs. 9.15 e 9.16, obtendo os valores de  $\epsilon_{1,s} = -1,05 \cdot 10^{-4}$  e  $\epsilon_{2,s} = 1,07$ . Posteriormente, é determinado o valor de  $\epsilon_{cs,\infty}$ , de acordo com a Eq. 9.17, sendo igual à  $-1,12 \cdot 10^{-4}$ .

$$\epsilon_{1,s} = 10^{-4} \cdot \left( -6,16 - \frac{U}{484} + \frac{U^2}{1530} \right) \quad (9.15)$$

$$\epsilon_{2,s} = \frac{0,33 + 2h_{fic}}{0,21 + 3h_{fic}} \quad (9.16)$$

$$\epsilon_{cs,\infty} = \epsilon_{1,s} \cdot \epsilon_{2,s} \quad (9.17)$$

Os coeficientes de fluência rápida e lenta, bem como a fluência final são calculados de acordo com as Eqs. 9.18, 9.19, 9.20, apresentando valores respectivos de 0,35, 2,33, 1,67.

$$\phi_a = 0,8 \left( 1 - \frac{f_c(t = t_0)}{f_c(t = t_\infty)} \right) \quad (9.18)$$

$$\phi_{f,\infty} = \phi_{1,c} \cdot \phi_{2,c} \quad (9.19)$$

$$\phi(t, t_0) = \phi_a + \phi_{f,\infty}[\beta(t) - \beta(t_0)] + \phi_{d\infty}\beta_d \quad (9.20)$$

Em que:  $t_0$  é a idade de desforma, neste caso dado por 7 dias;  $t_\infty$  é dado pelo tempo de maturidade total do concreto, neste caso estipulado em 90 dias;  $f_c(t = t_0)$  é a resistência média do concreto na data da desforma, igual à 75 MPa (vide Fig. 5.10);  $f_c(t = t_\infty)$  é a resistência do concreto com maturidade avançada, arbitrado como 135 MPa;  $\phi_{1,c}$  é o coeficiente que leva em conta a consistência do concreto, neste caso adotado como 1,6, para ambiente úmido e slump de 10 - 15 cm;  $\phi_{2,c}$  é o coeficiente que leva em conta a espessura fictícia da seção, dado pela Eq. 9.21 e igual à 1,45;  $\beta(t)$  e  $\beta(t_0)$  são fatores determinados pela Eq. 9.22, dados por  $\beta(7) = 0,19$  e  $\beta(90) = 0,51$ .

$$\phi_{2,c} = \frac{42 + h_{fic}[m]}{20 + h_{fic}[m]} \quad (9.21)$$

$$\beta(t) = \frac{t^2 + A.t + B}{t^2 + C.t + D} \quad (9.22)$$

E ainda, A, B, C e D são dados por:

$$A = 42h_{fic}^3 - 350h_{fic}^2 + 588h_{fic} + 113 \quad (9.23)$$

$$B = 768h_{fic}^3 - 3060h_{fic}^2 + 3234h_{fic} - 23 \quad (9.24)$$

$$C = -200h_{fic}^3 + 13h_{fic}^2 + 1090h_{fic} + 183 \quad (9.25)$$

$$D = 7579h_{fic}^3 - 31915h_{fic}^2 + 35343h_{fic} + 1931 \quad (9.26)$$

Posteriormente, a taxa geométrica de armadura  $\rho$ , bem como o fator  $\eta$  são determinados pelas Eq. 9.27 e 9.28. As tensões adjacentes à armadura ativa, devido à protensão e carga permanente, mobilizadas no instante de desforma são determinadas, conforme a Eq. 9.29:

$$\rho = \frac{A_{st}}{A_c} \quad (9.27)$$

$$\eta = 1 + e_p^2 \frac{A_c}{I_x} \quad (9.28)$$

$$\sigma_{c,p0g} = \frac{M_g \cdot e_p}{I_x} + \frac{P_0}{A_c} + \frac{P_0 e_p^2}{I_x} \quad (9.29)$$

Em que:  $M_g$  é o momento gerado pelo peso próprio;  $e_p$  é a excentricidade da armadura ativa em relação ao CG da seção transversal, igual à 10 cm;  $P_0$  é a força nas armaduras ativas, medida pela célula de força, neste caso 122,496 kN;  $I_x$  é a inércia da seção, igual à  $0,0003m^4$ .

Obtidos os valores de  $\rho$ ,  $\eta$  e  $\sigma_{c,p0g}$ , respectivamente  $\rho = 9,386 \cdot 10^{-3}$ ,  $\eta = 2,25$  e  $\sigma_{c,p0g} = 0,72kN/cm^2$ , obtém-se de forma simplificada o valor das perdas de força, conforme a Eq. 9.30:

$$\Delta\sigma p(t_\infty, t_0) = \frac{\epsilon_{cs,\infty} \cdot E_p - \alpha_p \cdot \sigma_{c,p0g} \cdot \phi(t, t_0)}{\chi_p + \chi_c \alpha_p \cdot \eta \cdot \rho} \quad (9.30)$$

Em que:  $E_p$  é o módulo de elasticidade do aço de protensão, igual à 20200 kN/cm<sup>2</sup>;  $\alpha_p$  é a relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto (vide Fig. 5.11), igual à 4,69;  $\chi_p$  é igual à 1 para o caso de relaxamento do aço igual à zero; e  $\chi_c$  é dado por  $\chi_c = 1 + 0,5 \cdot \phi(t, t_0)$ .

Portanto, o valor de  $\Delta\sigma p(t_\infty, t_0)$  para a viga V02 é de  $\Delta\sigma p(t_\infty, t_0) = 66MPa$ .

## Anexo V - Ortofotos

Neste anexo, são apresentadas as vetorizações das vigas, bem como o mapeamento dos valores obtidos para as fissuras residuais detectáveis pela técnica de fotogrametria, em cada passo de carga. As fissuras são apresentadas em mm:



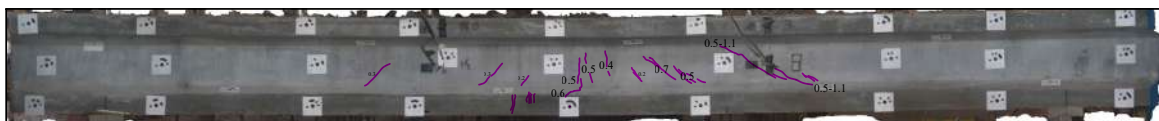
(a) Intacto



(b) após o 1º ciclo



(c) após o 2º ciclo



(d) após o 3º ciclo



(e) antes da ruptura/4º Ciclo

Figura 9.14: Fotogrametria da viga UHPFRC-P





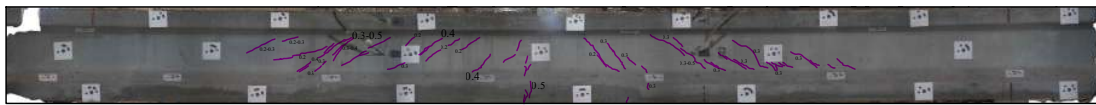
(a) Intacto



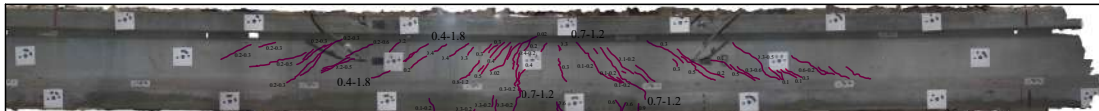
(b) após o 1º ciclo



(c) após o 2º ciclo



(d) após o 3º ciclo



(e) antes da ruptura/4º Ciclo

Figura 9.15: Fotogrametria da viga UHPFRC



(a) condição intacta



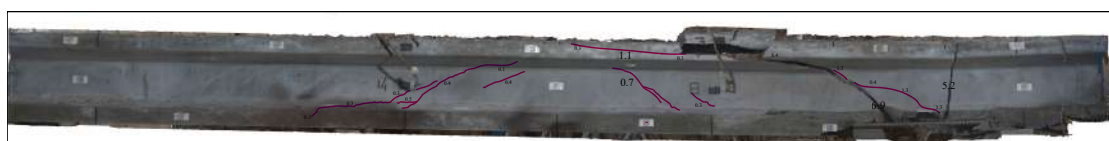
(b) após o primeiro ciclo



(c) após o 2º ciclo



(d) após o 3º ciclo



(e) após a ruptura

Figura 9.16: Fotogrametria da viga UHPC-P



(a) Intacto



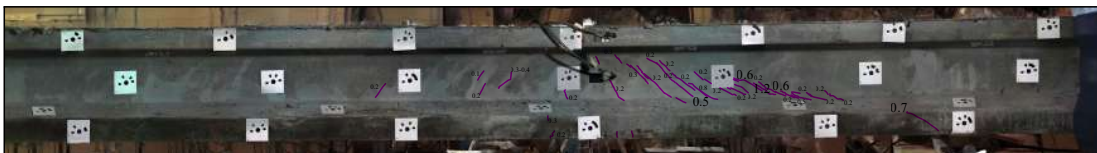
(b) Após o 1º ciclo



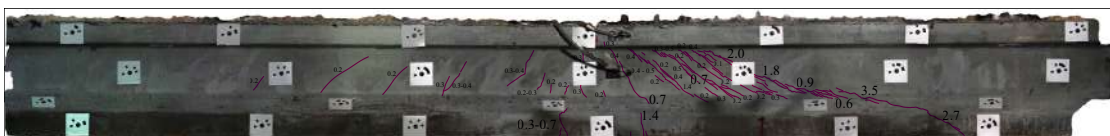
(c) Após o 2º ciclo



(d) Após o 3º ciclo



(e) Após o 4º ciclo



(f) Antes da ruptura

Figura 9.17: Modelo fotogramétrico UHPFRC-P-Flex-Cis (V05)



(a) Intacto



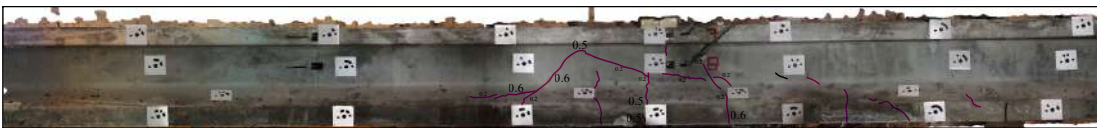
(b) Após o 1º ciclo



(c) Após o 2º ciclo



(d) Após o 3º ciclo



(e) Antes da ruptura

Figura 9.18: Modelo fotogramétrico para a viga CPR-P-Flex-Cis (V06)

As mesmas ortofotos são apresentadas sem a vetorização. O leitor mais interessado pode utilizar do *zoom in* e comparar com as vetorizadas apresentadas anteriormente:



(a) Intacto



(b) após o 1º ciclo



(c) após o 2º ciclo



(d) após o 3º ciclo



(e) antes da ruptura/4º Ciclo

Figura 9.19: Fotogrametria da viga UHPFRC-P



(a) Intacto



(b) após o 1º ciclo



(c) após o 2º ciclo



(d) após o 3º ciclo



(e) antes da ruptura/4º Ciclo

Figura 9.20: Fotogrametria da viga UHPFRC



(a) condição intacta



(b) após o primeiro ciclo



(c) após o 2º ciclo



(d) após o 3º ciclo



(e) após a ruptura

Figura 9.21: Fotogrametria da viga UHPC-P



(a) Intacto



(b) Após o 1º ciclo



(c) Após o 2º ciclo



(d) Após o 3º ciclo



(e) Após o 4º ciclo



(f) Antes da ruptura

Figura 9.22: Modelo fotogramétrico UHPFRC-P-Flex-Cis (V05)





(a) Intacto



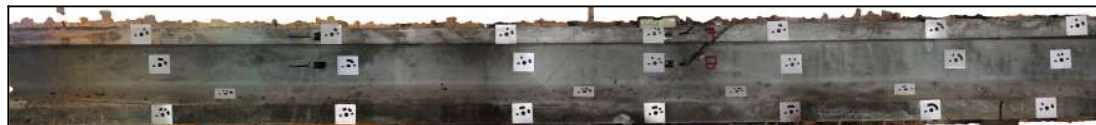
(b) Após o 1º ciclo



(c) Após o 2º ciclo



(d) Após o 3º ciclo



(e) Antes da ruptura

Figura 9.23: Modelo fotogramétrico para a viga CPR-P-Flex-Cis (V06)