



ESTRUTURA PRÉ-FABRICADA DE CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO
REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO PARA PONTILHÕES RODOVIÁRIOS

Rodolfo Giacomim Mendes de Andrade

Tese de Doutorado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil.

Orientadores: Michèle Schubert Pfeil
Ronaldo Carvalho Battista
Romildo Dias Toledo Filho

Rio de Janeiro
Março de 2020

ESTRUTURA PRÉ-FABRICADA DE CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO
REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO PARA PONTILHÕES RODOVIÁRIOS

Rodolfo Giacomim Mendes de Andrade

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO ALBERTO LUIZ
COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE ENGENHARIA DA
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS
REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR EM
CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Orientadores: Prof^a. Michèle Schubert Pfeil

Prof. Ronaldo Carvalho Battista

Prof. Romildo Dias Toledo Filho

Aprovada por: Prof^a. Michèle Schubert Pfeil

Prof. Ronaldo Carvalho Battista

Prof. Romildo Dias Toledo Filho

Prof. Eduardo de Moraes Rego Fairbairn

Prof. Daniel de Lima Araújo

Prof. Mounir Khalil El Debs

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

MARÇO DE 2020

Andrade, Rodolfo Giacomim Mendes de

Estrutura pré-fabricada de concreto de alto desempenho reforçado com fibras de aço para pontilhões rodoviários / Rodolfo Giacomim Mendes de Andrade. – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2020.

XXX, 257 p.: il.; 29,7 cm.

Orientadores: Michèle Schubert Pfeil

Ronaldo Carvalho Battista

Romildo Dias Toledo Filho

Tese (doutorado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2020.

Referências Bibliográficas: p.208-230

1. Concreto de Alto Desempenho Reforçado com Fibras de Aço. 2. Pontilhões rodoviários. 3. Dimensionamento estrutural. 4. Orientação das fibras. 5. Comportamento pós-fissuração 6. Mecânica da Fratura 7. Modelagem numérica. I. Pfeil, Michèle Schubert *et al.* II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título.

*Dedico este trabalho
a minha Esposa,
por toda ajuda nesta jornada.*

AGRADECIMENTOS

Aos Professores Michèle Pfeil e Ronaldo Battista, por toda contribuição, dedicação e compartilhamento de conhecimento durante o trabalho. Ao Prof. Romildo Toledo Filho, pelas intervenções nas etapas experimentais e por ter me recebido no NUMATS. Ao Prof. Eduardo Fairbairn, pelas conversas e por compartilhar seu conhecimento e sua experiência em modelagem numérica de peças de concreto fibroso.

Aos técnicos do LabEST/NUMATS/LTM, em especial Alex e Marcelo, e aos marceneiros Fred e Sr. Oswaldo, pelo trabalho indispensável e de excelência. Aos profissionais da limpeza, pela colaboração. Aos alunos do LabEST/NUMATS, o meu agradecimento por terem contribuído, de alguma forma, na minha caminhada: Victor, Octavio, Dimas, Saulo, Yassin, Dani, Gabriela, Tamara, Iolanda, Aline, Fabrício e Anilé. À Olga, pesquisadora, e o Prof. Ricardo Lopes, do LIN, pela atenção e disponibilidade em auxiliar na tomografia computadorizada dos corpos de prova. Aos colegas de Engenharia Civil da UFES, por me indicarem procedimentos executivos de forma a otimizar meu trabalho experimental. Ao Prof. Luiz Herkenhoff, pelas conversas.

À CAPES e ao CNPq, pelo financiamento de parte da minha pesquisa de doutorado. Às empresas que doaram matérias primas empregadas na produção de materiais: DRAMIX e BASF. Às empresas que contribuíram com agilidade no fornecimento de serviços ou materiais: MSA Metalmecânica e ISOCOM. E à empresa Controllato, pela contribuição com mão de obra executiva em diversas etapas experimentais.

Ao Instituto Federal do Espírito Santo, dos *campi* Colatina e Vitória, por permitir a realização do meu doutorado em paralelo às minhas atividades letivas.

Thanks to Phil L Stone, for being an everlasting influence as a structural engineer in my life. My eternal gratitude and admiration.

Aos meus sogros, Waldir e Eugélica, por serem fontes de apoio e inspiração. À minha mãe, Viviane, por estar sempre do meu lado.

A minha esposa e amiga, Cristina, por compreender todo o meu caminho e me ajudar a trilhar diversas etapas da pesquisa.

Rodolfo Giacomim Mendes de Andrade

Resumo da Tese apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Doutor em Ciências (D.Sc.)

ESTRUTURA PRÉ-FABRICADA DE CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO PARA PONTILHÕES URBANOS

Rodolfo Giacomim Mendes de Andrade

Março/2020

Orientadores: Michèle Schubert Pfeil

Ronaldo Carvalho Battista

Romildo Dias Toledo Filho

Programa: Engenharia Civil

Pontilhões de concreto armado existentes nas rodovias brasileiras têm sido, em geral, relegados a segundo plano quanto à inspeção e à manutenção. Neste cenário, torna-se atrativo adotar materiais cimentícios mais resistentes às intempéries, resultando, portanto, em maior durabilidade destas estruturas. Assim, este trabalho visa desenvolver uma concepção de pontilhão rodoviário e urbano composto por módulos celulares pré-fabricados de concreto de alto desempenho reforçado com fibras de aço (CADRFA), protendidos com cabos externos à massa de concreto, e demonstrar o atendimento aos requisitos de projeto dispensando armaduras passivas de aço e, com isso favorecer a durabilidade. Para tanto, as leis constitutivas de comportamento à compressão e à tração foram obtidas de corpos de prova moldados com CADRFA e de testemunhos extraídos de um protótipo de seção transversal celular. Dois métodos de predição da dispersão das fibras para determinação do coeficiente de orientação foram aplicados cujos resultados são analisados, auxiliados por digitalização dos testemunhos via tomografia computadorizada. Por fim, foi realizado o ensaio de um modelo do pontilhão protótipo com um tramo curto da longarina celular protendida, sem armadura passiva, submetido a esforços cortantes para observação da evolução da fissuração por cisalhamento; este comportamento foi também analisado por meio de modelos numéricos em elementos finitos. Os resultados indicam ser possível eliminar tanto a armadura passiva transversal das almas, quanto a longitudinal na mesa inferior, além de ressaltar a importância do fator de orientação ao utilizar um material fibroso para o dimensionamento estrutural.

Abstract of Thesis presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Science (D.Sc.)

PREFABRICATED HIGH-PERFORMANCE STEEL-FIBRE-REINFORCED
CONCRETE STRUCTURE FOR URBAN SHORT SPAN HIGHWAY BRIDGES

Rodolfo Giacomim Mendes de Andrade

March/2020

Advisors: Michèle Schubert Pfeil

Ronaldo Carvalho Battista

Romildo Dias Toledo Filho

Department: Civil Engineering

In general, short-span reinforced concrete highway bridges in Brazil have been neglected regarding inspection and maintenance. In this scenario, the adoption of cementitious materials is found attractive due to their resistance to different weather conditions, therefore resulting in an increased structural durability. Thus, this work aims to develop a High-Performance Fibre-Reinforced Concrete (HPFRC) short span highway bridge comprising prefabricated cellular modules, with external prestress cables inside the cross-section core, and to demonstrate it fulfil the design project requirements dismissing passive reinforcement bars, and thereby favouring durability. Given that, the constitutive laws for compression and tension behaviours were obtained from specimens moulded with HPFRC and from specimens extracted from a box girder mock-up. Two methods to determine fibre orientation factor and then predict fibre dispersion were applied, followed by results analysis aided by computer tomography images of scanned specimens. Finally, a prestressed short-span box girder mock-up was tested under shear force and the evolution of shear cracks were observed; this behaviour was also analysed via finite element numerical models. The results indicate that it is possible to dismiss both passive transverse (webs) and longitudinal (bottom flange) reinforcements and highlight the importance of the orientation factor when designing a structure with a fibre-reinforced material.

SUMÁRIO

Lista de Figuras	xiii
Lista de Tabelas	xxviii
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. CONTEXTUALIZAÇÃO	1
1.2. MOTIVAÇÃO	2
1.3. APLICAÇÃO DE CADRFA EM ESTRUTURAS.....	2
1.3.1. Exemplos de Aplicação do CADRFA em Distintos Tipos de Estruturas.....	3
1.3.2. O Desenvolvimento de CADRFA e aplicações em ensaios de modelos físicos no LabEST da COPPE-UFRJ	8
1.4. OBJETIVOS E METODOLOGIA DA PESQUISA.....	14
1.5. ESTRUTURA DO TRABALHO.....	16
2. O ESTADO DA ARTE DE CCADRFA	17
2.1. INTRODUÇÃO	17
2.2. DENOMINAÇÕES	17
2.3. TIPOS DE FIBRAS DE AÇO E TECNOLOGIAS DE MISTURA	19
2.4. COMPORTAMENTO MECÂNICO DO MATERIAL.....	23
2.4.1. Compressão.....	23
2.4.2. Tração	25
2.5. COMPORTAMENTO MECÂNICO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIIS SUBMETIDOS A ESFORÇOS	29
2.5.1. Flexão.....	30
2.5.2. Esforço Cortante	33
2.5.3. Torção	36
2.5.4. Punção.....	39
2.5.5. Fadiga.....	43
2.6. INFLUÊNCIA DA ORIENTAÇÃO E DISTRIBUIÇÃO DAS FIBRAS NO COMPORTAMENTO MECÂNICO	44
2.6.1. Via Protótipo.....	46
2.6.2. Via Tomografia Computadorizada 3D	46
2.6.3. Via Simulação Numérica do Fluxo de Concreto	47
2.7. DURABILIDADE.....	47

2.8. EFEITO ESCALA.....	50
2.9. MODELAGEM NUMÉRICA VIA MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS	52
2.9.1. Tipos de Análises e de Modelos de Fissuração para o Concreto.....	52
2.9.2. Modelo de Fissuração Discreta.....	53
2.9.3. Modelo de Fissuração Distribuída	55
2.9.4. Banda de Fissura.....	57
2.9.5. Modos de Fratura	58
2.9.6. Energia de Fratura.....	59
2.9.7. Modelagem do Comportamento ao Cisalhamento.....	62
3. CRITÉRIOS DE PROJETO PARA O DIMENSIONAMENTO DE	
ESTRUTURAS DE CCADRFA	65
3.1. COMPORTAMENTO MECÂNICO DO MATERIAL.....	66
3.1.1. COMPRESSÃO.....	66
3.1.2. TRAÇÃO.....	67
3.1.3. Classificação Quanto à Substituição de Armadura Passiva.....	74
3.2. COMPORTAMENTO MECÂNICO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS	
SUBMETIDOS A ESFORÇOS	75
3.2.1. FLEXÃO.....	75
3.2.2. CISALHAMENTO	76
3.2.3. TORÇÃO.....	82
3.2.4. FATOR DE ORIENTAÇÃO DAS FIBRAS	83
3.2.5. VERIFICAÇÕES NO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO	90
3.3. DETERMINAÇÃO DE RESISTÊNCIA POR ANÁLISE NÃO LINEAR.....	90
3.3.1. Formato de Segurança para Análise Não Linear	91
3.3.2. Método Probabilístico.....	92
3.3.3. Método de Resistências Globais	92
3.3.4. Método do Fator Parcial	93
3.3.5. Comparação Entre os Métodos	93
4. PROJETO DE UMA CONCEPÇÃO ESTRUTURAL DE UMA PONTE	
RODOVIÁRIA DE 15m DE VÃO	95
4.1. A CONCEPÇÃO ESTRUTURAL DA PONTE	95
4.2. CONEXÃO ENTRE OS MÓDULOS.....	96
4.3. GEOMETRIA E PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS.....	98

4.3.1. Geometria.....	98
4.3.2. Propriedades Geométricas da Seção Transversal	100
4.4. MODELO NUMÉRICO	100
4.5. AÇÕES E COMBINAÇÕES	102
4.5.1. Carregamentos	102
4.5.2. Coeficientes de Ponderação das Ações (Estados Limites)	103
4.5.3. Coeficiente de Ponderação das Ações (Cargas Móveis)	104
4.5.4. Combinações de Ações em ELS e ELU	104
4.6. DISTRIBUIÇÃO TRANSVERSAL DAS CARGAS MÓVEIS	105
4.6.1. Momento Fletor Longitudinal.....	106
4.6.2. Combinação de Esforço Cortante e Momento Torçor	107
4.7. ESFORÇOS SOLICITANTES PARA VERIFICAÇÕES EM ELS E ELU.....	109
4.7.1. Esforços Solicitantes nas Longarinas	109
4.8. COMPARATIVO SEÇÃO π X SEÇÃO CELULAR	110
4.9. DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL	112
4.9.1. Propriedades Mecânicas	112
4.9.2. Dimensionamento da Longarina à Flexão	115
4.9.3. Dimensionamento da Longarina ao Esforço Cortante.....	119
5. MÉTODO DO PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	125
5.1. DOSAGEM.....	125
5.2. ENSAIOS PARA CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DO CADRFA.....	126
5.2.1. Determinação da Resistência à Compressão do Cimento.....	126
5.2.2. Determinação da Resistência à Compressão do CADRFA	126
5.2.3. Determinação da Resistência à Tração na Flexão do CADRFA	127
5.3. ENSAIOS PARA DETERMINAÇÃO DO FATOR DE ORIENTAÇÃO DAS FIBRAS.....	128
5.3.1. Seção Transversal (Fase 1)	128
5.3.2. Confecção, Montagem e Concepção Estrutural da Forma	128
5.3.3. Concretagem e Extração de Testemunhos	129
5.3.4. Tomografia Computadorizada da Dispersão das Fibras de Aço.....	135
5.4. DETERMINAÇÃO DE NOVA DOSAGEM DE CCADRFA	139
5.4.1. Testes de Dosagem em Betoneira Comum de 120 L.....	140

5.5. ENSAIO DE MODELO PARA VERIFICAÇÃO DE FISSURAÇÃO POR ESFORÇO CORTANTE.....	141
5.5.1. Seção Transversal (Fase 2)	142
5.5.2. Confeção, Montagem e Concepção Estrutural da Forma	142
5.5.3. Concretagem	143
5.5.4. Caracterização Mecânica do CADRFA (Mistura IV).....	147
5.5.5. Esquema do Ensaio para Verificação de Fissuração por Esforço Cortante	148
5.5.6. Procedimentos Principais para a Realização do Ensaio Mecânico	149
6. RESULTADOS EXPERIMENTAIS E NUMÉRICOS	158
6.1. CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DO CADRFA	158
6.1.1. Resistência à Compressão do Cimento.....	158
6.1.2. Resistência à Compressão do CADRFA	158
6.1.3. Resistência à Tração na Flexão do CADRFA	159
6.2. DETERMINAÇÃO DOS FATORES DE ORIENTAÇÃO DAS FIBRAS.....	160
6.2.1. Resistência à Tração na Flexão de Prismas Extraídos e Moldados	160
6.2.2. Contagem de Fibras a partir da digitalização da TC.....	166
6.2.3. Fatores de Orientação das Fibras	169
6.3. DETERMINAÇÃO DE NOVA DOSAGEM DE CCADRFA PARA ENSAIO DE MODELO PARA VERIFICAÇÃO DE FISSURAÇÃO POR ESFORÇO CORTANTE.....	173
6.3.1. Ensaio de Espalhamento e Índice de Estabilidade Visual das Misturas	173
6.3.2. Resistência das Misturas à Tração na Flexão em 3 Pontos.....	174
6.3.3. Resistência à Compressão Axial das Misturas	175
6.4. ENSAIO DE MODELO PARA VERIFICAÇÃO DE FISSURAÇÃO POR ESFORÇO CORTANTE.....	175
6.4.1. Caracterização Mecânica do CCADRFA	176
6.4.2. Primeiro Ensaio de Carga e Descarga.....	179
6.4.3. Segundo Ensaio de Carga e Descarga.....	185
6.5. MODELAGEM NUMÉRICA.....	188
6.5.1. Modelo Numérico do Ensaio de Tração na Flexão em Três Pontos.....	188
6.5.2. Modelo Numérico do Ensaio do Modelo Físico.....	191
6.5.3. Modelo Numérico da Longarina.....	198
7. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	203

7.1. CONCLUSÕES.....	203
7.1.1. Estrutura do Pontilhão	203
7.1.2. Material Cimentício	204
7.1.3. Fator de Orientação de fibras.....	204
7.1.4. Modelagem Numérica.....	205
7.1.5. Contribuições deste Trabalho de Pesquisa.....	206
7.2. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	206
8. Referências.....	208
APÊNDICE A. MEMÓRIA DE CÁLCULO	231
A.1. PUNÇÃO	231
A.1.1. Parcela Atribuída ao Concreto.....	231
A.1.2. Parcela Atribuída às Fibras	232
A.2. DISTRIBUIÇÃO TRANSVERSAL DE CARGAS MÓVEIS	233
A.3. ESFORÇOS SOLICITANTES NA MESA SUPERIOR	236
A.4. DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL LONGITUDINAL DA LONGARINA	
241	
A.4.1. Perdas de Protensão	241
A.4.2. VERIFICAÇÃO NO ESTADO LIMITE ÚLTIMO	252
A.5. DIMENSIONAMENTO DA MESA SUPERIOR	254
A.5.1. DIMENSIONAMENTO DA MESA SUPERIOR AO MOMENTO FLETOR	
254	
A.5.2. RECOMENDAÇÕES PARA O DIMENSIONAMENTO DA MESA	
SUPERIOR AO ESFORÇO CORTANTE	254
A.6. MODELO NUMÉRICO COM COMPORTAMENTO LINEAR ELÁSTICO	255

Lista de Figuras

Figura 1.1 – Efeito das fibras no mecanismo de ruptura de uma viga [26].	4
Figura 1.2 – 2ª Geração da ponte em concreto de ultra-alto desempenho reforçado com fibras de aço: (a) seção transversal e (b) escala real para realização de ensaio mecânico [31].	4
Figura 1.3 – Aplicação estrutural em pontes pré-fabricadas seção U no Japão: (a) e (b) uso rodoviário, (c) e (d) uso de pedestres [32].	5
Figura 1.4 – Aplicação estrutural em pontes pré-fabricadas na Coreia do Sul: (a) e (b) uso rodoviário [29], (c) uso de pedestres [33].	6
Figura 1.5 – Outras aplicações em CCADRFA: (a) Cobertura da estação de trem de Calgary, Canadá [35] e (b) Fachada do museu MuCEM, Marselha, França [36].	6
Figura 1.6 – Projeto da empresa Controllato da cobertura em abóbodas dos armazéns da CEASA-Rio: (a) Cascas cilíndricas circulares e (b) calha entre abóbodas de concreto protendido [34].	7
Figura 1.7 – Ensaio de tração na flexão em 4 pontos: (a) ensaio e (b) distribuição das fissuras [44].	9
Figura 1.8 – Casca cilíndrica mista alvenaria cerâmica – argamassa, protendida e ensaiada no LabEST [46].	9
Figura 1.9 – Vista superior da casca antes da concretagem [46].	9
Figura 1.10 – Posicionamento sobre apoios da casca tronco-piramidal de 10mm de espessura, fabricada com CUADRFA, e ensaiada a flexão no LABEST [47].	10
Figura 1.11 – Amostra cilíndrica de compósito cimentício reforçado com 1,5% de fibras de aço: (a) início do ensaio e (b) modo de ruptura [50].	11
Figura 1.12 – Análise experimental de um setor do flutuador de paredes finas: (a) Projeto desenvolvido pela Controllato, (b) montagem das formas e (c) início dos ensaios mecânicos [51].	12
Figura 1.13 – Análise visual da fissuração dos concretos reativos: (a) Concreto reativo fibroso CR_0,5_60 e (b) Concreto Reativo de Referência [53].	13

Figura 1.14 – Padrões de fissuração de compósito cimentício com seixo do rio Japurá com diferentes frações volumétricas de fibras de aço para o ensaio de tração na flexão [54].	13
Figura 1.15 – Modelos 3D das diferentes fases do concreto reforçado [55].	14
Figura 2.1 – Classificação de Compósitos Cimentícios reforçados com Fibras [61].	19
Figura 2.2 – Fibras de aço: (a) com ganchos soltas, (b) com ganchos em pentes, (c) corrugadas [65] e (d) retas.	20
Figura 2.3 – Tipo de fibras de aço [66].	20
Figura 2.4 – Escolha das fibras de aço com base na resistência do concreto [68].	21
Figura 2.5 – Dosagem industrial: (a) mistura, b) sacos solúveis e c) armazenamento geral [70].	22
Figura 2.6 – Controle do concreto misturado na betoneira [71].	22
Figura 2.7 – Curvas de Tensão-Deformação: (a) para corpos de prova cilíndricos em diferentes idades [78], e (b) corpos de prova cilíndricos com diferentes volumes de fibras de aço submetidos à compressão axial [51].	24
Figura 2.8 – Relação Tensão – Deformação na Compressão [80].	25
Figura 2.9 – Diagrama Tensão – Deformação em tração típico: (a) Comportamento Strain-Softening de um FRC e (b) Comportamento Strain Hardening de um FRC ou HPFRCC [81].	26
Figura 2.10 – 5 Níveis de Classificação de Compósitos Cimentícios Reforçados com Fibras com base no Diagrama Tensão – Deformação à tração [82].	27
Figura 2.11 – Compósitos reforçados com diferentes volumes de fibras: (a) volume crítico [87], e (b) diagrama esquemático do comportamento à tração [84].	28
Figura 2.12 – Exemplo de lei constitutiva de tração para UHPFRC: (a) Comportamento strain-hardening, (b) Comportamento low strain-hardening e (c) comportamento strain-softening [38].	29
Figura 2.13 – Ensaio de tração na flexão em três pontos de corpos de prova moldados com: (a) concreto puro e (b) concreto com diferentes frações volumétricas de fibras de	

aço [51].	30
Figura 2.14 – Ensaio de tração na flexão em três pontos em corpos de prova com diferentes frações volumétricas e diferentes geometrias de fibras [91].	31
Figura 2.15 – Descrição esquemática do processo de fratura sob tensão uniaxial e a consequente relação tensão-abertura de fissura [26].	32
Figura 2.16 – Transferência de tensões combinada entre fibras e intertravamento de agregados para concreto reforçado com fibras de aço sob carregamento de tração uniaxial [26].	33
Figura 2.17 – Curvas Carga-Deslocamento para vigas tipo A ($a/d = 2,8$) e B ($a/d = 2,0$) [97].	35
Figura 2.18 – Padrão de fissuração de ensaio mecânico de resistência ao cisalhamento: (a) referência, (b) adição 0,5% de fibras, (c) adição 0,75% de fibras e (d) adição 1,0% de fibras [103].	35
Figura 2.19 – Seção transversal e distribuição de armadura longitudinal e transversal: (a) grupo sem armadura, (b) grupo com armadura longitudinal, e (c) grupo com armadura longitudinal e transversal [110].	37
Figura 2.20 – Seção transversal e distribuição de armadura longitudinal (L) e transversal (T): (a) grupo sem armadura, (b) grupo com armadura L, e (c) grupo com armadura L e T [110].	38
Figura 2.21 – Seção transversal de viga celular: (a) apoios, (b) trecho ao longo do vão livre [111].	38
Figura 2.22 – Comportamento mecânico de vigas celulares submetidas a torção pura: (a) corpos de prova sem protensão e (b) corpos de prova com protensão [111].	39
Figura 2.23 – Comportamento de ruína de laje lisa à punção: (a) ruptura frágil e dúctil dependendo de ρl , (b) ruptura frágil e dúctil de membros com e sem armadura de cisalhamento, e (c) acionamento de armaduras de flexão e contra colapso progressivo após ruína por punção [112].	40
Figura 2.24 – Distribuição de tensões em balanço de tabuleiro: (a) vista superior, (b) seção transversal, e (c) relação carga-rotação e critério de ruína [114].	41

Figura 2.25 – Ruptura por esforço cortante em tabuleiro de ponte [116].	42
Figura 2.26 – Laje de concreto lisa reforçada com fibras de aço: (a) fissura crítica de cisalhamento e (b) contribuição da matriz e das fibras à resistência à punção [113].	42
Figura 2.27 – Curvas S-N [119] apud [120].	44
Figura 2.28 – Contribuição das fibras de aço para a resistência à tração: a) em diferentes planos de fratura e b) com diferentes dosagens [39].	45
Figura 2.29 – Causas da deterioração do concreto: (a) Físicas e (b) Químicas [132].	48
Figura 2.30 – Contribuição da adição de fibras de aço (Dramix 80/60) para o controle de fissuração em lajes com quantidade de: (a) 0, (b) 30, (c) 45, e (d) 60 kg/m ³ [133].	49
Figura 2.31 – Propagação de fissura para análise de múltiplas fissurações e passo de carga de 10 mm usando modelo de fissuração discreta e mecânica da fratura não linear: (a) 25 kN, (b) 40 kN, (c) 25 kN, e (d) 0 kN, pós-pico [146].	54
Figura 2.32 – Estado de tensões na alma para Modelo de Fissura Fixa [162].	56
Figura 2.33 – Estado de tensões na alma para Modelo de Fissura Rotacional [162].	57
Figura 2.34 – Método de projeção: (a) banda de fissura paralela aos lados do elemento, (b) banda de fissura percorrendo ao longo das diagonais do elemento, (c) banda de fissura inclinada numa malha retangular, e (d) determinação da largura efetiva da banda por projeção [165].	58
Figura 2.35 – Modos de Fratura: (a) Modo I, (b) Modo II, e (c) Modo III [167].	59
Figura 2.36 – Curva típica de amolecimento do concreto submetido à tração direta [171].	60
Figura 2.37 – Curva típica do concreto submetido ao ensaio de tração na flexão em três pontos [133].	60
Figura 2.38 – Diagrama de corpo livre com três mecanismos de resistência ao cisalhamento [180].	62
Figura 2.39 – Fator de retenção ao cisalhamento constante para modelos de fissura fixa [185].	63
Figura 2.40 – Diagrama bilinear de tensão-deformação de cisalhamento para o Modo II	

de fratura [102].	64
Figura 2.41 – Diagramas de tensão-deformação de cisalhamento para simular o Modo II de fratura: (a) multilinear e (b) curva decrescente suavizada [189].	64
Figura 3.1 – Principais diferenças entre concreto e concreto reforçado com fibras (convencional e de alto desempenho) submetidos a carregamentos uniaxiais de compressão [74].	66
Figura 3.2 – Representação esquemática da relação tensão-deformação para carregamento de curta duração em compressão axial [74].	67
Figura 3.3 – Padrões de curvas $\sigma - \varepsilon$ para Equações Constitutivas: (a) retangular, (b) bilinear, (c) trilinear e (d) multilinear [213].	69
Figura 3.4 – Padrões de curvas $\sigma - w$ para Equações Constitutivas: (a) retangular, (b) bilinear, (c) multilinear e (d) forma-livre [204].	69
Figura 3.5 – Representação esquemática das relações tensão-deformação e tensão-abertura de fissura sob tração uniaxial [74].	70
Figura 3.6 – Equação constitutiva adotada: (a) padrão linear descendente da curva $\sigma - w$, (b) curva experimental para obtenção de parâmetros para a equação constitutiva, e (c) equação da curva [74].	71
Figura 3.7 – Curva tensão deformação para o comportamento: (a) <i>strain-softening</i> , e (b) e (c) <i>strain-softening</i> ou <i>strain-hardening</i>	72
Figura 3.8 – Ensaio de tração na flexão em 3 pontos: (a) Setup do ensaio, (b) Corte A-A, e (c) detalhe das dimensões máximas do entalhe e do encaixe do clip gauge (em laranja) [123].	72
Figura 3.9 – Rotação de prisma para ensaio de tração na flexão em 3 pontos.	73
Figura 3.10 – Curva Força – CMOD: (a) curva típica e forças residuais, e (b) diferentes padrões.	73
Figura 3.11 – (a) Distribuição da deformação específica, (b) distribuição de tensões, e (c) distribuição simplificada de tensões [207].	75
Figura 3.12 – Diagramas de Tensão e Deformação no estágio de pós-fissuração: (a) Estágio I de esforço e (b) Estágio II de esforço [215].	76

Figura 3.13 – Ações em um elemento de laje [207].	76
Figura 3.14 – Refinamento versus tempo computacional requerido para cada NdA [217].	77
Figura 3.15 – Representação gráfica de ϵx .	78
Figura 3.16 – Braço de alavanca interno, z [222].	79
Figura 3.17 – Definição de uma seção vazada ideal [207].	83
Figura 3.18 – Dispersão de fibras de aço dentro de uma forma.	86
Figura 3.19 – Orientação das Fibras: (a) Dispersão dentro de uma forma e (b) Efeito de Corte.	87
Figura 3.20 – Diagramas Tensão na flexão – Deslocamento de ensaios à flexão em concreto reforçado com fibras de aço [224] apud [67].	88
Figura 3.21 – Dispersão de resultados obtidos para prismas submetidos à flexão em 4 pontos [44].	88
Figura 3.22 – Diagramas Tensão na flexão – Deslocamento: (a) Método A e (b) Método B [37].	88
Figura 3.23 – Investigação experimental da dispersão e orientação das fibras de aço: a) croqui da concretagem, b) CPs cortados, c) espectro da capacidade resistente de prismas submetidos a ensaios de tração na flexão [225].	89
Figura 3.24 – Modos de concretagem: (a) CRFA [226], (b) e (c) CADRFA e CUADRFA [39,67].	89
Figura 3.25 – Algoritmo típico para análise não linear em elementos finitos [207].	91
Figura 3.26 – Resistências ao cisalhamento para três vigas calculadas com diferentes níveis de aproximação expressas como porcentagens da resistência experimental ao cisalhamento [227].	94
Figura 4.1 – Seção transversal de OAE: Rodovias de Pista Simples [228].	95
Figura 4.2 – Seção transversal da concepção estrutural, dimensões em cm.	96
Figura 4.3 – Conexão entre módulos: (a) Módulo unitário com extremidades da mesa preparada para conexão e (b) detalhe da junta de conexão grauteada, (c) vista superior e	

(d) corte [232].	97
Figura 4.4 – Tipos de conexões: (a) Protótipos para o ensaio mecânico de resistência à flexão, (b) Vista superior de um protótipo e (c) Seções transversais criadas em modelo numérico [233].	98
Figura 4.5 – Juntas de conexão: (a) Armadura transversal inserida e (b) Superfície acabada [234].	98
Figura 4.6 – Seção transversal de uma longarina, dimensões em cm.	99
Figura 4.7 – Vista lateral de uma longarina (sem escala), dimensões em cm.	99
Figura 4.8 – Módulo para transporte: (a) Corte A-A, (b) Corte B-B, e (c) Corte C-C.	100
Figura 4.9 – Número de elementos quadrangulares por trecho da seção transversal.	101
Figura 4.10 – Vista 3D do modelo numérico: (a) 4 módulos e transversinas, (b) 4 módulos e visualização da transversina desligada.	101
Figura 4.11 – Vista isolada de uma longarina com visualização de espessura ativada.	102
Figura 4.12 – Aplicação longitudinal de carga linearmente distribuída a cada 64 cm.	106
Figura 4.13 – Ponto de aplicação de carga longitudinal distribuída para a longarina isolada.	106
Figura 4.14 – LI dos esforços de flexão para a longarina L1 e a posição mais solicitante do Trem-Tipo.	107
Figura 4.15 – Combinação de esforços em modelo numérico com elementos de cascas.	107
Figura 4.16 – LI dos esforços cortantes para a longarina L1 e a posição mais solicitante do Trem-Tipo.	108
Figura 4.17 – LI dos esforços de torção para a longarina L1 e a posição mais solicitante do Trem-Tipo.	108
Figura 4.18 – Vista lateral esquemática com posições escolhidas para obtenção dos esforços.	109
Figura 4.19 – Comparação seção transversal tipo π x seção celular.	111
Figura 4.20 – Dimensões da seção transversal tipo π .	111

Figura 4.21 – Sobreposição das Linhas de Influência de momento fleto longitudinal: Seção π x Seção Trapezoidal.....	111
Figura 4.22 – Diafragmas de tubos vazados: (a) vista inferior da instalação em uma longarina, (b) vista inferior da instalação entre longarinas adjacentes e (c) detalhe construtivo [239].	112
Figura 4.23 – Simplificação do comportamento mecânico à tração direta [51].....	113
Figura 4.24 – Diagrama tensão deformação para uma cordoalha CP210-RB [241]. ...	114
Figura 4.25 – Diagrama de corpo livre.....	115
Figura 4.26 – Diagrama de forças após perdas totais (imediatas e progressivas).	116
Figura 4.27 – Diagramas de momentos fletores resistentes (MRd , não ad e MRd , ad) e solicitantes (MSd).....	118
Figura 4.28 – Distribuição da deformação específica longitudinal conforme posição e carregamento: (a) 0,4m, (b), 1,0m, (c) 2,0 m, (d) 3,0 m, (e) 4,0 m, (f) 5,0 m, (g) 6,0 m, (h) 7,0 m e (i) 7,50 m.	120
Figura 4.29 – Diagramas de esforços cortantes resistentes (VRd , at) e de atuantes (Vd).	123
Figura 5.1 – Ensaio de compressão axial: (a) regularização em torno mecânico, e (b) setup do ensaio.....	126
Figura 5.2 – Ensaio de tração na flexão em 3 pontos: (a) moldagem dos corpos de prova, (b) corpos de prova entalhados, (c) ensaio em andamento.....	127
Figura 5.3 – Medidas da seção transversal; dimensões em cm (Fase 1).	128
Figura 5.4 – Formas em compensado naval (Fase 1): (a) inferior, (b) superior e inferior encaixadas.....	129
Figura 5.5 – Inserção de diafragma na forma: (a) divisão do comprimento, (b) passagem das cordoalhas.	129
Figura 5.6 – Previsão da distribuição da armadura de PVC: (a) seção transversal, (b) Corte A-A, (c) Corte B-B, e (d) Corte C-C; dimensões em cm.	130
Figura 5.7 – Distribuição da armadura de PVC na forma: (a) instalação na alma, (b)	

distribuição nas almas, (c) distribuição na mesa superior, e (d) tubo de PVC lixado para aumento de aderência.	131
Figura 5.8 – Sequência de concretagem: (a) mesa inferior, (b) almas, (c) mesa superior de 9 cm de espessura, e (d) camada de 3cm de espessura.	132
Figura 5.9 – Modo de concretagem: (a) lançamento do concreto na alma, (b) sequência do lançamento nas almas, e (c) direção de distribuição na mesa superior.	133
Figura 5.10 – Desmolde parcial do protótipo: (a) retirada da forma superior após 48 horas e (b) instalação da forma perdida.	133
Figura 5.11 – Desmolde total do mock-up: (a) durante o desmolde, (b) verificação da espessura da mesa superior de 9,0cm, e (c) verificação da espessura da mesa superior de 9,0 + 3,0 cm.	134
Figura 5.12 – Identificação dos testemunhos para extração via corte por serra: (a) alma de 6 cm de espessura, (b) alma de 8 cm de espessura, e (c) mesas superiores com 9 cm e 12 cm de espessura.	134
Figura 5.13 – Identificação de testemunhos extraídos: (a) lado 1 e (b) lado 2 das almas, e (c) mesa superior.	135
Figura 5.14 – Extração de testemunhos realizada por funcionários da empresa Controllato: (a) içamento, (b) cortadora, e (c) corte da mesa inferior.	135
Figura 5.15 – Planos de fatiamento da digitalização por TC: (a) coronal, (b) sagital, e (c) transaxial.	137
Figura 5.16 – Método aplicado para quantificação de fibras de aço: (a) imagem de fatia em escala de cinza nível (0-255), (b) histograma para o material com níveis de cinza (70-255), e (c) fibra relacionado à orientação no eixo-Z (0-180°) e distribuição do número de fibras por ângulo da fatia.	138
Figura 5.17 – Fluxograma para análise de distribuição de fibras.	138
Figura 5.18 – Distribuição das fibras (em vermelho) na região do entalhe do testemunho 9MS-4 (coronal): (a) Imagem processada no ImageJ e (b) Número de fibras e distribuição de densidade.	139
Figura 5.19 – Confeção da forma de madeira (Fase 2) com lâminas de compensado	

naval: (a) vista 1, (b) vista 2.	142
Figura 5.20 – Concepção estrutural da estrutura a ser concretada (Fase 2): (a) Vista lateral, (b) Corte-A-A, trecho maciço, e (c) Corte B-B, trecho celular; dimensões em cm.	143
Figura 5.21 – Fixação dos laços de ancoragem: (a) Vista frontal e (b) Vista lateral. ..	144
Figura 5.22 – Sequência de concretagem: (a) mesa inferior e almas, (b) retirada da forma superior e escarificação das mísulas, e (c) instalação da forma perdida e concretagem da mesa superior.	144
Figura 5.23 – Primeira etapa de preenchimento: (a) Preenchimento das almas, (b) Preenchimento da cabeça de protensão, (c) Preenchimento das mísulas, e (d) Primeira etapa finalizada.	145
Figura 5.24 – Retirada da forma superior: (a) Retirada em andamento, com superfície escarificada exposta e (b) Retirada total e verificação da passagem dos tirantes.....	145
Figura 5.25 – Instalação da forma perdida: (a) Vista Frontal e (b) Vista Lateral.	146
Figura 5.26 – Concretagem da mesa superior: (a) Concretagem em andamento e (b) Concretagem finalizada.	146
Figura 5.27 – Preparação para cura úmida: (a) Umidificação da superfície por aspersão e (b) Peça protegida com mantas úmidas e lonas.	147
Figura 5.28 – Desmolde da peça: (a) Vista 1 e (b) Vista 2.....	147
Figura 5.29 – Pórticos para o ensaio de ruptura ao esforço cortante.....	148
Figura 5.30 – Configuração do ensaio mecânico: (a) Corte A-A, com destaque às peças auxiliares de aço, (b) Corte A-A com destaque aos elementos de protensão, e (c) Corte B-B com destaque às peças de aço, e a viga-travessa que distribui transversalmente a carga do pistão sobre a mesa superior.	149
Figura 5.31 – Interface gráfica do DIANA: (a) volume gerado para apoios, longarina e viga-travessa, (b) destaque para o trecho celular e as barras roscadas, (c) malha gerada com elementos volumétricos tetraédricos e hexaédricos, (d) vista frontal da malha, e (e) vista lateral da malha.	150
Figura 5.32 – Tensões principais: de tração (a) em vista lateral e (b) em perspectiva, e de compressão (c) em vista lateral e (d) em perspectiva.	151

Figura 5.33 – Tensões principais em regiões de interesse: (a) face inferior da mesa inferior e (b) par de almas de um dos lados da longarina, sob a ação de 1500 kN.	152
Figura 5.34 – Procedimento de protensão: (a) alternância de barras e (b) verificação do manômetro.....	153
Figura 5.35 – Montagem do setup: (a) içamento e posicionamento, (b) verificação inicial das posições da longarina e apoios em relação ao pórtico e ao piso, (c) verificação do alinhamento horizontal da mesa superior, e (d) posicionamento da viga travessa.....	153
Figura 5.36 – Posicionamento dos sensores: (a) Identificação em vista lateral, (b) identificação em vista superior, (c) instalação em vista 1, e (d) instalação em vista 2.	155
Figura 5.37 – Soldagem de extensão de segurança: (a) vista e (b) detalhe.	156
Figura 5.38 – Sistema de aquisição de dados durante o ensaio.	156
Figura 6.1 – Curvas de Compressão Axial – Deformação Específica: (a) valores agrupados na origem, e (b) valores deslocados a cada 1000 $\mu\epsilon$	159
Figura 6.2 – Curvas de Tração na Flexão – Abertura de Fissura de corpos de prova moldados com dimensões 15 x 15 x 55 cm ³	159
Figura 6.3 – Efeito de corte nos testemunhos extraídos do protótipo.	161
Figura 6.4 – Curvas de Tração na Flexão – Abertura de Fissura de testemunhos com dimensões 6 x 6 x 25 cm ³ : (a) Lado 1 (sem estribos), (b) Lado 2 (com estribos), e (c) Moldados.	162
Figura 6.5 – Curvas de Tração na Flexão – Abertura de Fissura de testemunhos com dimensões 8 x 8 x 32 cm ³ : (a) Lado 1, (b) Lado 2, e (c) Moldados.	163
Figura 6.6 – Curvas de Tração na Flexão – Abertura de Fissura de testemunhos com dimensões 9 x 9 x 35 cm ³ : (a) Longitudinal, (b) Transversal, e (c) Moldados.	164
Figura 6.7 – Curvas de Tração na Flexão – Abertura de Fissura de testemunhos com dimensões 12 x 12 x 45 cm ³ : (a) Longitudinal, (b) Transversal, e (c) Moldados.	165
Figura 6.8 – Curvas média de Tração na Flexão – Abertura de Fissura de todos os testemunhos extraídos e moldados.	165
Figura 6.9 – Número, densidade e distribuição de fibras no plano de fratura (via TC).	

.....	169
Figura 6.10 – Deslocamento da curva de resistência à tração direta devido ao Fator K [38].	170
Figura 6.11 – Corpo de prova submetido a carregamento: (a) de tração não uniforme e (b) de flexão.	173
Figura 6.12 – Curvas tração na flexão – abertura de fissura de prismas com dimensões: (a) 15 x 15 x 55 cm ³ , e (b) 10 x 10 x 40 cm ³	175
Figura 6.13 – Curvas de Compressão Axial – Deformação Específica aos 28 dias: (a) valores agrupados na origem, e (b) valores deslocados a cada 1000με.	176
Figura 6.14 – Curvas de Compressão Axial – Deformação Específica aos 265 dias: (a) valores agrupados na origem, e (b) valores deslocados a cada 1000με.	177
Figura 6.15 – Curvas tração na flexão – abertura de fissura de prismas com dimensões 10 x 10 x 40 cm ³ : (a) aos 28 dias e (b) aos 265 dias.....	178
Figura 6.16 – Curvas do Atuador: (a) Força – Deslocamento, e (b) Força – Tempo... ..	179
Figura 6.17 – Deslocamentos transversais da viga-travessa: (a) sensores da base externa, (b) sensores do pórtico, (c) sensores do lado esquerdo, (d) deslocamento resultante do lado esquerdo, (e) sensores do lado direito, e (f) deslocamento resultante do lado direito.	181
Figura 6.18 – Deslocamentos verticais na longarina: (a) mesa superior e (b) região dos apoios.....	181
Figura 6.19 – Registro das fissuras no lado esquerdo: (a) mapeamento, (b) fissuras de cisalhamento no apoio traseiro, (c) e no apoio frontal, (d) e de flexão no meio do vão.	183
Figura 6.20 – Registro das fissuras no lado direito: (a) mapeamento, (b) fissuras de cisalhamento no apoio traseiro, (c) e no apoio frontal, (d) e de flexão no meio do vão.	184
Figura 6.21 – Curvas do Atuador: (a) Força – Deslocamento, e (b) Força – Tempo... ..	186
Figura 6.22 – Deslocamentos transversais da viga-travessa: (a) sensores da base externa e (b) sensores do pórtico.....	187

Figura 6.23 – Deslocamentos verticais na longarina: (a) mesa superior e (b) região dos apoios.....	187
Figura 6.24 – Modelo em elementos finitos: (a) malha simétrica, e lei constitutiva à tração <i>softening</i> de Hordijk [255].....	189
Figura 6.25 – Comparativo entre curvas desenvolvidas para o modelo numérico.....	190
Figura 6.26 – Gráfico da força aplicada de acordo com o número de passos.	192
Figura 6.27 – Malha gerada para os modelos do ensaio.....	192
Figura 6.28 – Evolução do padrão de fissuração da Longarina submetida a carga e descarga de 1200 kN: (a) 20%, (b) 60%, (c) 80%, (d) 90%, (e) 96%, e (f) 100% do processo de carga, e (g) 10%, (h) 30%, (i) 60%, e (j) 90% do processo de descarga. .	194
Figura 6.29 – Evolução do padrão de fissuração da Longarina submetida a carga de 1350 kN: (a) início, (b) 70%, (c) 80%, (d) 90%, (e) 96%, e (f) 100% do processo de carga.	195
Figura 6.30 – Assimetria do padrão de fissura em corpos de prova prismáticos com dimensões 6x6x 25 cm ³ : (a) frente do corpo de prova, (b) verso do corpo de prova, e (c) sobreposição das fissuras.....	196
Figura 6.31 – Assimetria do padrão de fissura em corpos de prova prismáticos com dimensões 8 x 8 x 32 cm ³ : (a) frente do corpo de prova, (b) verso do corpo de prova, e (c) sobreposição das fissuras.....	196
Figura 6.32 – Assimetria do padrão de fissura em corpos de prova prismáticos com dimensões 9x9x 35 cm ³ : (a) frente do corpo de prova, (b) verso do corpo de prova, e (c) sobreposição das fissuras.....	196
Figura 6.33 – Assimetria do padrão de fissura em corpos de prova prismáticos com dimensões 10x10 x 40 cm ³ : (a) frente do corpo de prova, (b) verso do corpo de prova, e (c) sobreposição das fissuras.	197
Figura 6.34 – Assimetria do padrão de fissura em corpos de prova prismáticos com dimensões 12x12 x 45 cm ³ : (a) frente do corpo de prova, (b) verso do corpo de prova, e (c) sobreposição das fissuras.	197
Figura 6.35 – Assimetria do padrão de fissura em corpos de prova prismáticos com dimensões 15x15 x55cm ³ : (a) frente do corpo de prova, (b) verso do corpo de prova, e (c)	

sobreposição das fissuras.....	197
Figura 6.36 – Malha da longarina com carregamento aplicado: (a) perspectiva e (b) vista lateral.	199
Figura 6.37 – Evolução da fissuração do Modelo 2: (a) e (b) surgimento da primeira fissura na alma, (c) formação da biela comprimida, (d) surgimento e (e) evolução de segunda biela dada a presença de um tirante, proporcionado pela mesa inferior com comportamento linear elástico.....	200
Figura 6.38 – Evolução da fissuração do Modelo 1: (a, b) surgimento da primeira fissura na alma, (c,d) fissuração da biela comprimida, (d,e) fissuração por flexão, (f,g) ordem de grandeza da fissura de flexão sobrepõe à da alma.....	201
Figura 6.39 – Curva da Reação de Apoio versus Deslocamento Vertical Aplicado para os Modelos 1 e 2.	202
Figura A. 1 – Rotação (ψ) de uma laje [207].	231
Figura A. 2 - LI dos esforços de flexão para a longarina L2 e a posição mais solicitante do Trem-Tipo.....	233
Figura A. 3- LI dos esforços de flexão para a longarina L3 e a posição mais solicitante do Trem-Tipo.....	233
Figura A. 4 - LI dos esforços de flexão para a longarina L4 e a posição mais solicitante do Trem-Tipo.....	234
Figura A. 5 - LI dos esforços cortantes para a longarina L2 e a posição mais solicitante do Trem-Tipo.....	234
Figura A. 6 - LI dos esforços de torção para a longarina L2 e a posição mais solicitante do Trem-Tipo.....	234
Figura A. 7 - LI dos esforços cortantes para a longarina L3 e a posição mais solicitante do Trem-Tipo.....	235
Figura A. 8 - LI dos esforços de torção para a longarina L3 e a posição mais solicitante do Trem-Tipo.....	235

Figura A. 9 - LI dos esforços cortantes para a longarina L4 e a posição mais solicitante do Trem-Tipo.....	236
Figura A. 10 - LI dos esforços de torção para a longarina L4 e a posição mais solicitante do Trem-Tipo.....	236
Figura A. 11 – Varredura do trem-tipo em posições variadas.....	237
Figura A. 12 – Espriamento de carga atuando nas espessuras do revestimento e da mesa superior.....	237
Figura A. 13 - Diagrama de forças após perdas imediatas.....	244
Figura A. 14 - Coeficientes de Fluência.....	247
Figura A. 15 - Deformações específicas por retração.....	250
Figura A. 16 – Viga-travessa: (a) vista frontal, (b) vista lateral, (c) vista renderizada de um perfil assimétrico com enrijecedores, (d) vista renderizada de dois perfis assimétricos antes da solda, e (e) viga-travessa renderizada com chapas superiores soldadas.....	256
Figura A. 17 – Atuadores hidráulicos: destaque para as chapas de contato.....	256
Figura A. 18 – Caixa de suporte à protensão: (a) dimensões das chapas, (b) vista renderizada com destaque para o furo de menor diâmetro e (c) vista renderizada com destaque para furo de maior diâmetro.....	257

Lista de Tabelas

Tabela 2.1 – Classificação e Características das fibras de aço	19
Tabela 2.2 – Parâmetros de Fratura para Três Tipos de Concreto [174].....	62
Tabela 3.1 – Guias, Normas e Recomendações sobre CCRFA.....	65
Tabela 3.2 – Fator de Orientação de Acordo com a Orientação Espacial	86
Tabela 4.1 – Propriedades geométricas de uma longarina	100
Tabela 4.2 – Combinações de Ações para ELS.....	105
Tabela 4.3 – Combinações de Ações para ELU	105
Tabela 4.4 – Esforços de Flexão característicos e de dimensionamento na etapa de operação.....	110
Tabela 4.5 – Esforços Cortantes característicos e de dimensionamento na etapa de operação.....	110
Tabela 4.6 – Propriedades Mecânicas à Compressão.....	113
Tabela 4.7 – Propriedades Mecânicas à Tração	114
Tabela 4.8 – Propriedades Mecânicas e Geométricas da Cordoalha.....	114
Tabela 4.9 – Tensões normais ao longo do vão na etapa de serviço	117
Tabela 4.10 – Comparativo entre Momento Fletores Solicitante e de Cálculo no Estado Limite Último	118
Tabela 4.11 – Tensões normais ao longo do vão no ELU para içamento e transporte	119
Tabela 4.12 – Parâmetros para determinação da parcela resistente atribuída ao concreto	121
Tabela 4.13 – Parâmetros para determinação da parcela resistente do concreto com fibras de aço.....	122
Tabela 4.14 – Parâmetros para determinação da resistência ao esmagamento da biela comprimida.....	122

Tabela 4.15 – Capacidade resistente de uma longarina ao esforço cortante	123
Tabela 5.1 – Materiais e Composição	125
Tabela 5.2 – Testes de Dosagem com Emckrete 50	141
Tabela 6.1 – Resistência Média à Compressão do Cimento Portland CPIII	158
Tabela 6.2 – Resultados Extraídos do Ensaio à Compressão Axial em CPs moldados com CADRFA	159
Tabela 6.3 – Parâmetros do Comportamento Mecânico sob Tração na Flexão	160
Tabela 6.4 – Parâmetros do Comportamento Mecânico sob Tração na Flexão	166
Tabela 6.5 – Número de fibras inseridas no testemunho.....	167
Tabela 6.6 – Fator de Orientação via Ensaio de Flexão em 3 Pontos.....	170
Tabela 6.8 – Fator de Orientação de Fibras Cruzando um Plano de Fratura.....	171
Tabela 6.9 – Fator de Orientação de Fibras Cruzando a Região Tracionada Sob Tração na Flexão	173
Tabela 6.10 – Testes de Dosagem com Emckrete 50	174
Tabela 6.11 – Ensaio de Compressão Axial para diferentes dosagens com Emckrete 50	175
Tabela 6.12 – Resultados do Ensaio à Compressão Axial em CPs moldados aos 28 dias	176
Tabela 6.13 – Resultados do Ensaio à Compressão Axial em CPs moldados aos 265 dias	177
Tabela 6.14 – Parâmetros do Comportamento Mecânico sob Tração na Flexão	179
Tabela 6.15 – Dados de Entrada do Modelo Numérico dos Prismas	190
Tabela 6.16 – Dados de Entrada do Modelo Numérico Inicial	193
Tabela 6.17 – Reação de Apoio para abertura de fissura última	199
Tabela A. 1 – Envoltória de momentos fletores máximos e mínimos (transversal e longitudinal)	238

Tabela A. 2 – Valores máximos de momento fletor transversal na mesa superior	239
Tabela A. 3 – Valores máximos de momento negativo na mesa superior (localizados)	239
Tabela A. 4 – Valores máximos do momento fletor longitudinal na mesa superior ..	240
Tabela A. 5 – Envoltória de esforços cortantes na mesa superior	240
Tabela A. 6 – Esforços cortantes por unidade de comprimento transversal na mesa superior	241
Tabela A. 7 – Esforços cortantes por unidade de comprimento longitudinal na mesa superior (localizados)	241
Tabela A. 8 – Esforços cortantes por unidade de comprimento longitudinal na mesa superior (ao longo do vão).....	241
Tabela A. 9 – Perdas por atrito ao longo do vão	242

1. INTRODUÇÃO

1.1. CONTEXTUALIZAÇÃO

A utilização de pontes e viadutos como meio de ligação entre regiões isoladas geograficamente propiciou crescimento e desenvolvimento à sociedade ao longo da história. Para vencer vales e obstáculos, os materiais e soluções estruturais que têm sido adotados pelo homem durante a sua existência vão desde troncos de madeira unidos por cordões de fibras vegetais, arcos de pedra e de ferro fundido, passando pelo desenvolvimento do ferro forjado e de blocos de rochas envoltos por argamassa de cal e pozolana, ao emprego do cimento Portland, a partir do Século XIX [1,2].

Durante as décadas de 1970 e 80, na Europa Ocidental e nos Estados Unidos houve um extenso programa de construção de pontes e viadutos em concreto armado e protendido, creditando a tais soluções características de maior durabilidade e economia frente às estruturas metálicas [3]. Porém, o sal empregado para acelerar o degelo sobre as rodovias durante o inverno, é ao mesmo tempo um agente agressivo que acelera o processo de corrosão das armaduras de aço, passivas e ativas, minando severamente a durabilidade da obra de arte e gerando grande despesa com serviços de reparo e recuperação com reforço estrutural [4].

A redução da vida útil de pontes por deterioração dos materiais empregados na construção se deve também a vários outros fatores, tais como ações ambientais, ações decorrentes do uso e falhas de construção, além das inerentes falhas humanas cometidas no projeto [5]. Dada a maior exposição do tabuleiro às intempéries e a ação deletéria do tráfego de veículos de carga, este elemento da estrutura tende a se deteriorar mais rapidamente que os demais elementos, e corresponde de 50% a 85% dos custos de manutenção de uma ponte como um todo [6]. Apenas nos Estados Unidos, mais de 2/3 das 604.000 pontes federais e estaduais apresentam necessidades de reparo ou substituição [6], enquanto que no Brasil, pelo menos 155 de 4.469 pontes e viadutos localizados em rodovias federais apresentam danos estruturais graves [7].

Embora no Brasil o DNIT (Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes) ofereça indicações de procedimentos técnicos para inspeções de manutenção e avaliação da integridade estrutural [8,9], na maioria dos casos, as intervenções são feitas somente

quando a deterioração estrutural se encontra em estágio avançado [10,11]. Tal afirmativa é confirmada no estudo feito pelo SINAENCO (Sindicato Nacional das Empresas de Arquitetura e Engenharia Consultiva), intitulado *Infraestrutura: Prazo de Validade Vencido* [12], em que se demonstra a necessidade de uma política permanente de manutenção de estruturas e de administração dos recursos a serem destinados para este fim. Realizado em diversos estados do Brasil, o estudo de estruturas já existentes, divulgado no ano de 2006, mostra que apenas R\$ 3,5 milhões de reais/ano eram investidos para manutenção dos 123 viadutos e 531 pontes no Rio de Janeiro [13]. Do mesmo modo, em São Paulo, apenas 0,38% dos custos finais de construção eram destinados a manutenção e conservação das estruturas [14].

1.2. MOTIVAÇÃO

Diante do cenário descrito na subseção 1.1, o desenvolvimento de materiais cimentícios mais resistentes e duráveis às solicitações mecânicas e intempéries, e que possam proporcionar um aumento de vida útil em serviço da estrutura e, assim, permitir um intervalo maior entre manutenções preventivas, torna-se atrativo por dois principais aspectos: (i) da sustentabilidade, expressa pela diminuição do consumo de materiais e bens naturais não-renováveis na construção civil; (ii) do alto custo de reabilitação estrutural frente a realidade econômica do Brasil e das políticas de manutenção das chamadas Obras de Arte.

1.3. APLICAÇÃO DE CADRFA EM ESTRUTURAS

Esta Seção apresenta algumas aplicações estruturais relevantes de materiais cimentícios mais duráveis, destacando algumas vantagens e implicações práticas do emprego desse tipo de material com propriedades de grande ductilidade e resistência mecânica. São também apresentadas diversas dosagens de materiais similares, desenvolvidas no NUMATS/LabEST – COPPE-UFRJ ao longo de 20 anos de pesquisa, destacando as propriedades mecânicas para aplicações estruturais.

A fim de retardar o processo de deterioração e melhorar as estratégias de avaliação e diagnóstico das estruturas, nos Estados Unidos e em países da Europa vêm sendo desenvolvidas técnicas avançadas para programas de avaliação e projeto de pontes, tais como: SHRP2 (*Strategic Highway Research Program 2*), BRIME (*Bridge Management*

in Europe), COST345, SAMARIS (*Sustainable and Advanced Materials for Road Infrastructure*), Sustainable Bridges, ARCHES (*Assessment and Rehabilitation of Central European Highway Structures*) [15]. Na publicação *Design Guide for Bridges for Service Life* [5] são destacados, dentre as diferentes maneiras de se preservar a vida útil de pontes novas e existentes, a utilização de materiais mais duráveis e de sistemas estruturais que demandem o mínimo de manutenção, aliados a técnicas de manutenção preventiva de baixo impacto ao tráfego.

1.3.1. Exemplos de Aplicação do CADRFA em Distintos Tipos de Estruturas

Laboratórios de universidades da Europa [16], da Ásia [17], e da América do Norte [18,19], e da América do Sul [20,21,22,23] vêm utilizando compósitos cimentícios de alto desempenho reforçados com fibras de aço (CCADRFA) como alternativa para reabilitação, reforço estrutural, e prolongamento da vida útil, especialmente de elementos estruturais de pontes. No Brasil, o Laboratório de Estruturas e Materiais da COPPE/UFRJ, LabEST, desenvolveu entre 1997 e 1998 projeto pioneiro BATTISTA & PFEIL [24] para capeamento do tabuleiro ortotrópico metálico da Ponte Rio-Niterói, como solução para redução das vibrações e aumento da vida útil à fadiga das conexões soldadas da estrutura. O capeamento foi inteiramente executado em 2000 com CADRFA fabricado pela Holcim, contratada pela Concessionária Ponte S.A.

Os estudos realizados nas citadas instituições mostram que procedimentos de capeamento da estrutura já existente com este tipo de material promovem acréscimo de resistência e de rigidez tanto ao tabuleiro quanto a ponte como um todo.

Além da aplicação em reabilitações estruturais, o uso de compósitos cimentícios de alto desempenho reforçados com fibras de aço vem despertando grande interesse de empresas especializadas em soluções estruturais com elementos pré-fabricados com elevada complexidade geométrica [25]. Dependendo da condição geométrica imposta pela arquitetura, haverá dificuldades de posicionamento de armadura e concretagem, que poderá influenciar consideravelmente na produção e custo final. Dessa maneira, o uso deste material visa a substituição parcial ou total de armadura passiva de combate à flexão e ao cisalhamento, promovendo um grande avanço produtivo neste ramo da indústria, graças a seus diversos efeitos no comportamento mecânico [26]. A Figura 1.1

ilustra o mecanismo de ruptura por esforço cortante numa viga de concreto armado e fibras de aço, onde nota-se o estado avançado de fissuração na face inferior e esmagamento na face superior. Observa-se que com o início do processo de microfissuração e, posteriormente, macro fissuração, as fibras controlam a abertura das fissuras. Com isso, tem-se novo padrão de fissuração, com uma maior distribuição de fissuras com menor abertura, resultando num maior impedimento do ingresso de agentes agressivos e por consequência no aumento da durabilidade e da vida útil da estrutura.

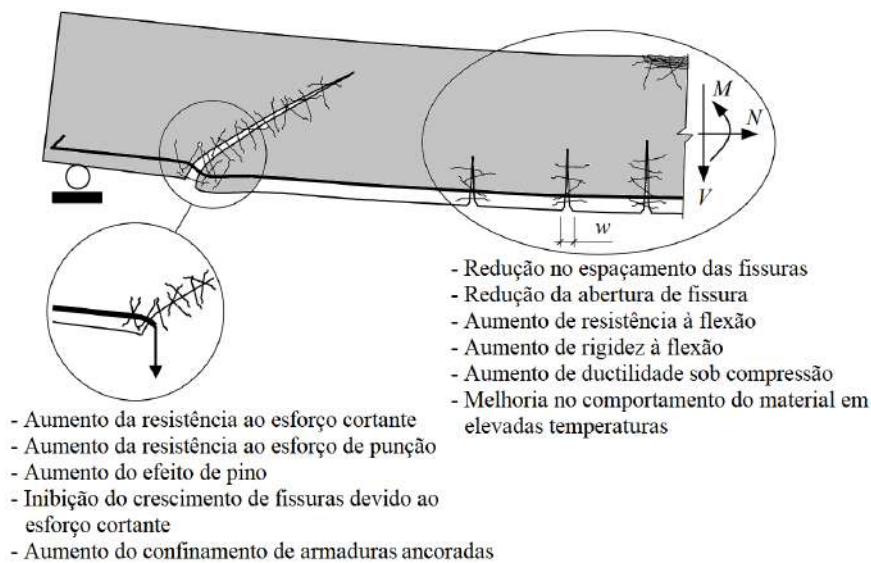
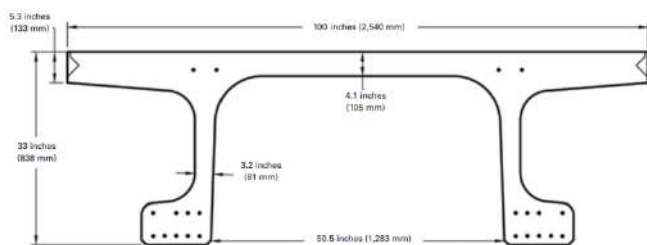


Figura 1.1 – Efeito das fibras no mecanismo de ruptura de uma viga [26].

Atualmente, observa-se a larga utilização destes materiais em pontes protendidas pré-fabricadas rodoviárias e de pedestres (Figura 1.2 a Figura 1.4), onde é possível destacar, em diversos casos, a redução ou a ausência total de armadura passiva, em especial a transversal. Considerando que a corrosão na armadura transversal é listada como uma das causas mais comuns de redução de vida útil em estruturas de concreto [27], a sua substituição parcial [28], ou total [29,30], por fibras de aço, em associação a um traçado de cordoalhas de protensão, tende a ganhar um espaço cada vez maior na indústria.



(a)



(b)

Figura 1.2 – 2ª Geração da ponte em concreto de ultra-alto desempenho reforçada com fibras de aço: (a) seção transversal e (b) escala real para realização de ensaio mecânico [31].



(a)



(b)



(c)

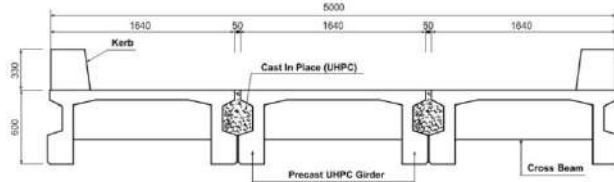


(d)

Figura 1.3 – Aplicação estrutural em pontes pré-fabricadas seção U no Japão: (a) e (b) uso rodoviário, (c) e (d) uso de pedestres [32].



(a)



(b)





(c)

Figura 1.4 – Aplicação estrutural em pontes pré-fabricadas na Coreia do Sul: (a) e (b) uso rodoviário [29], (c) uso de pedestres [33].

Outras aplicações desses materiais que merecem destaque são estruturas de coberturas em casca fina sem armadura passiva (Figura 1.5-a) e de paredes de fachada de prédios com geometrias complexas (Figura 1.5-b), que impactam diretamente no custo e execução das fundações. No Brasil a empresa Controllato realizou em 2006 projeto pioneiro na reconstrução das abóbodas cilíndricas da cobertura de um dos armazéns da CEASA-Rio [34], após ocorrência de colapso por ação do fogo. As estruturas mistas das cascas cilíndricas, compostas por blocos cerâmicos e argamassa, têm comprimento total de 44.0 m, vão central de 35,0 m e balanços extremos com 4,5 m. seção transversal em arco circular com corda de 10,0 m e flecha de 2,5 m. As estruturas mistas das abóbodas, mostradas na Figura 1.6-a e Figura 1.6-b, foram reconstruídas com CADRFA sem armaduras passivas de aço, tendo capa com apenas 2,0 cm de espessura e calhas entre abóbodas protendidas com cabos aderentes.



(a)



(b)

Figura 1.5 – Outras aplicações em CCADRFA: (a) Cobertura da estação de trem de Calgary, Canadá [35] e (b) Fachada do museu MuCEM, Marselha, França [36].



(a)



(b)

Figura 1.6 – Projeto da empresa Controllato da cobertura em abóbodas dos armazéns da CEASA-Rio: (a) Cascas cilíndricas circulares e (b) calha entre abóbodas de concreto protendido [34].

Entretanto, devem-se ressaltar dois aspectos importantes ao utilizar este tipo de material: a sensibilidade ao procedimento de concretagem [37] e ao preenchimento nos moldes e formas [38,39], pois podem induzir a comportamentos mecânicos não previstos em projeto. O comportamento mecânico do material, para fins de dimensionamento, pode ser caracterizado como isotrópico, quando se garante uma dispersão aleatória das fibras. Por outro lado, em situações onde há uma tendência de alinhamento das fibras, ocorre comportamento anisotrópico, em que uma direção apresenta maior resistência que a sua perpendicular, afetando os critérios previstos na fase de projeto. Portanto, para se evitar uma não conformidade com a resistência prevista em projeto, recomenda-se a confecção de protótipos para auxiliar na predição da distribuição das fibras, e sua consequente

contribuição à resistência mecânica, considerando o procedimento de concretagem previsto para a confecção dos elementos estruturais [40,41].

De maneira geral, todas as aplicações estruturais apresentadas compartilham dos seguintes atributos: redução ou eliminação de armadura passiva, redução considerável de dimensões geométricas, aumento de resistência mecânica e ductilidade, aumento do intervalo de manutenção preventiva, e aumento da vida útil.

Observa-se, ainda, um crescimento de empresas desenvolvedoras de softwares comerciais de soluções convencionais para engenharia estrutural que estão inserindo nos módulos de dimensionamento de estruturas de concreto equações constitutivas que consideram a adição de fibras de aço à matriz cimentícia [42,43], corroborando para a disseminação e uso deste tipo de material também em estruturas convencionais.

1.3.2. O Desenvolvimento de CADRFA e aplicações em ensaios de modelos físicos no LabEST da COPPE-UFRJ

No NUMATS (Núcleo de Ensino e Pesquisa em Materiais e Tecnologias de Baixo Impacto Ambiental na Construção Sustentável) e no LabEST (Laboratório de Estruturas) da COPPE-UFRJ destacam-se, no tema do presente trabalho, a linha de pesquisa de natureza predominantemente experimental:

- Aplicação estrutural de materiais compósitos cimentícios;
- Materiais cimentícios para desenvolvimento sustentável;
- Análise experimental de materiais cimentícios de alto e ultra alto desempenho mecânico e durabilidade.

São descritas, a seguir, algumas das realizações alcançadas no âmbito destas linhas de pesquisa nos últimos 20 anos.

Desenvolvido durante a tese de doutorado de FORMAGINI [44], o compósito cimentício reforçado com fibras de aço (Figura 1.7), elaborado com base no Método de Empacotamento Compressível de Partículas Granulares [45], obteve resultados equivalentes a um dos tipos do produto comercializado mundialmente pela LafargeHolcim, o Ductal®. Com capacidade resistente à compressão acima de 150 MPa, à tração na flexão acima de 18 MPa e à tração direta acima de 7 MPa, foi possível classificar este material dentro do grupo de concretos de ultra alto desempenho.



Figura 1.7 – Ensaio de tração na flexão em 4 pontos: (a) ensaio e (b) distribuição das fissuras [44].

A Figura 1.8 e a Figura 1.9 ilustram um dos modelos de cascas cilíndricas mistas alvenaria ensaiadas no LabEST como parte da tese de doutorado de PIMENTA [46]. Este trabalho foi dirigido ao desenvolvimento de um sistema de pré-fabricação de cascas cilíndricas inspiradas nas obras do Engenheiro uruguaio Eládio Dieste. As estruturas ensaiadas eram compostas de blocos cerâmicos de vedação com uma capa superior de argamassa reforçadas com fibras de aço. A adição das fibras de aço tornou possível dispensar o uso de armaduras passivas tanto nas juntas entre blocos cerâmicos quanto na capa superior, devido ao seu comportamento na pós-fissuração, cuja capacidade resistente de tração última na flexão apresentou o valor aproximado de 9 MPa. Nas cascas ensaiadas, obteve-se na relação $\frac{\text{Carga de Fissuração}}{\text{Peso Próprio}} = 10$, o que comprovou a excelente capacidade de carga da estrutura.



Figura 1.8 – Casca cilíndrica mista alvenaria cerâmica – argamassa, protendida e ensaiada no LabEST [46].

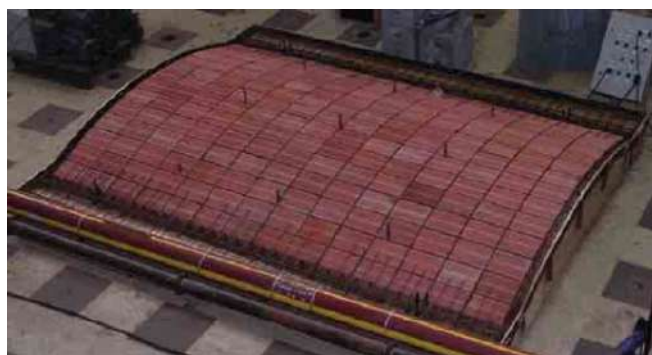


Figura 1.9 – Vista superior da casca antes da concretagem [46].

Em 2005, houve a primeira aplicação estrutural feita no Brasil de um compósito cimentício de ultra-alto desempenho reforçado com fibras de aço (CUADRFA), descrita na tese de doutorado de BRANDÃO [47]. Ilustrada na Figura 1.10, a esbelta casca tronco-piramidal, com apenas 10mm de espessura, foi fabricada no LabEST sem adição de armaduras passivas ou ativas, e, posteriormente, ensaiada à flexão. O material utilizado, gentilmente doado pela Lafarge (atual LafargeHolcim), foi o Ductal® FM, que apresentou na época resistência à compressão acima de 150 MPa, resistência à tração na flexão de 32 MPa e módulo de elasticidade de 50 GPa. Após o término do ensaio mecânico, a casca, que resistiu a uma carga equivalente a 5 vezes o seu peso próprio, foi modelada no software TNO DIANA 8.0, com simulação de seu comportamento estrutural até a ruptura [48,49].



Figura 1.10 – Posicionamento sobre apoios da casca tronco-piramidal de 10mm de espessura, fabricada com CUADRFA, e ensaiada a flexão no LABEST [47].

Dando continuidade às pesquisas desenvolvidas para otimizar e qualificar diferentes dosagens de compósitos cimentícios reforçados com fibras, uma série de ensaios visando qualificar o comportamento reológico, físico, mecânico e térmico foram realizados. A pesquisa de doutorado de VELASCO [50] analisou o comportamento do compósito cimentício auto adensável frente a diferentes frações volumétricas de fibras de aço. Em sua pesquisa, um dos ensaios realizados foi o de tração direta, ilustrado na Figura 1.11, na qual é apresentado o modo de ruptura na seção central de um corpo de prova cilíndrico aos 28 dias com fração volumétrica de 1,5% em aço; tal dosagem apresentou resistência à tração de 5 MPa e um satisfatório comportamento pós-fissuração, com abertura de fissura de até 5mm. As diferentes proporções de frações volumétricas em aço na dosagem do compósito cimentício apresentaram comportamento suficiente para recomendação uso em estruturas massivas em larga escala, que requerem cuidados especiais quanto ao comportamento termo-químico-mecânico.

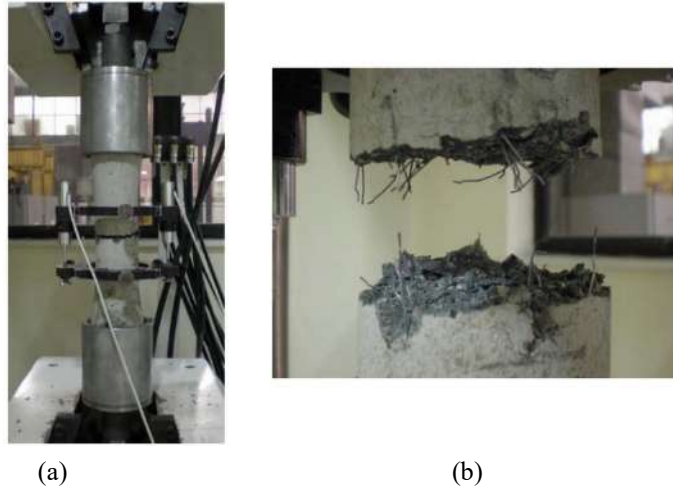


Figura 1.11 – Amostra cilíndrica de compósito cimentício reforçado com 1,5% de fibras de aço: (a) início do ensaio e (b) modo de ruptura [50].

Em 2011, a pesquisa de doutorado de MARANGON [51], em parceria com o LTS (Laboratório de Tecnologia Submarina) da COPPE/UFRJ, elaborou uma nova concepção de um flutuador marítimo, a ser construído com compósito cimentício desenvolvido no LabEST. O flutuador, conectado a um braço mecânico, se movimenta de acordo com as ondas do oceano, aciona bombas hidráulicas existentes nas bases, responsáveis pela captação de água de um reservatório através de uma tubulação em um circuito fechado que injeta água numa câmara hiperbárica conectada a um acumulador hidropneumático. O jato d'água liberado por esse conjunto fornece pressão equivalente a uma queda de água de 500 metros de altura; ao acionar uma turbina hidráulica conectada a um gerador, produz eletricidade. O flutuador concebido apresenta altura máxima da parede curva igual a 1950 mm, um raio de 5090 mm, com espessura do fundo e da parede curva de 30 mm e com espessura das almas e das mesas de 50 mm. Os resultados dos ensaios mecânicos mostraram que o momento de ruptura de 43,61 kNm foi 38% superior ao momento de serviço do protótipo. A Figura 1.12-a ilustra o projeto do flutuador, desenvolvido pela empresa CONTROLLATO [52], enquanto que as Figura 1.12-b e Figura 1.12-c mostram o desenvolvimento da etapa experimental no LabEST.

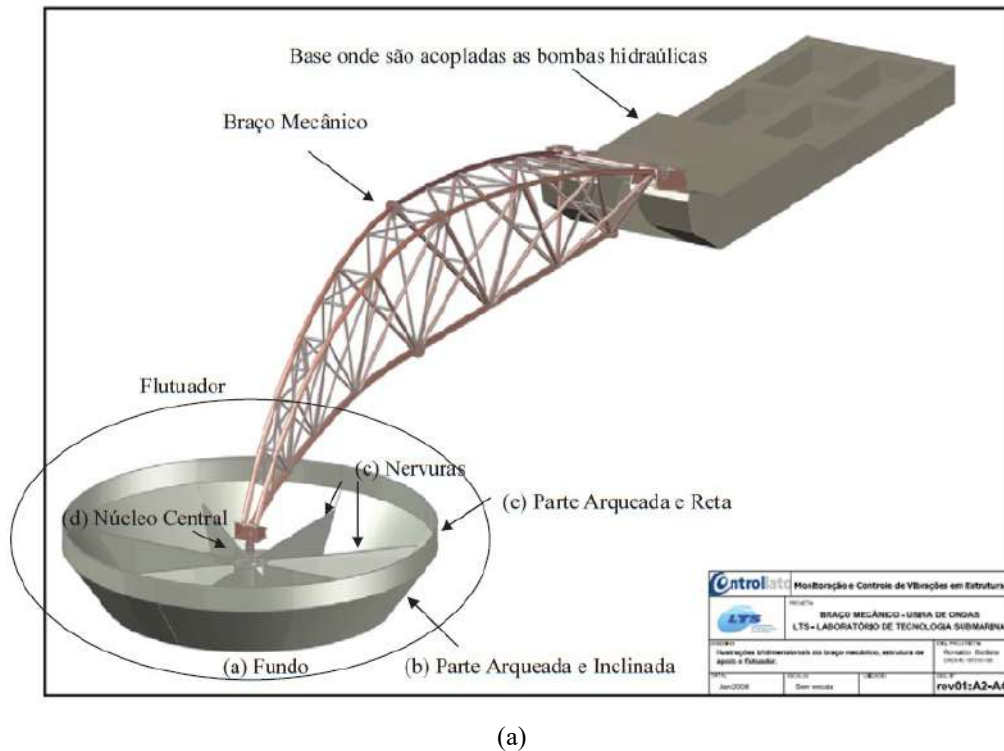


Figura 1.12 – Análise experimental de um setor do flutuador de paredes finas: (a) Projeto desenvolvido pela Controllato, (b) montagem das formas e (c) início dos ensaios mecânicos [51].

Durante sua pesquisa em 2014, CARVALHO [53] propôs dosagens para sistemas de prevenção e reparo com concreto fibroso contra a Reação Álcali-Agregado (RAA). A dosagem proposta para os sistemas de prevenção utilizou frações volumétricas de 0,5% e 1,0% para fibras de aço com 13mm e 60mm de comprimento (Figura 1.13-a). Já a dosagem dos sistemas de reparo apresentou um material com comportamento *Strain Hardening* (SHCC), contendo fibras de PVA de 12mm de comprimento, e outro, uma adaptação da dosagem desenvolvida por FORMAGINI [44]. As dosagens elaboradas para o sistema de prevenção apresentaram redução volumétrica à expansão da RAA de 50%, comparadas ao modelo de referência (Figura 1.13-b). O sistema de reparo apresentou múltiplas fissurações de pequena abertura na medida em que o concreto

reativo ia se expandindo, sendo capaz de controlar com eficiência a expansão residual em uma estrutura afetada pela RAA a longo prazo.

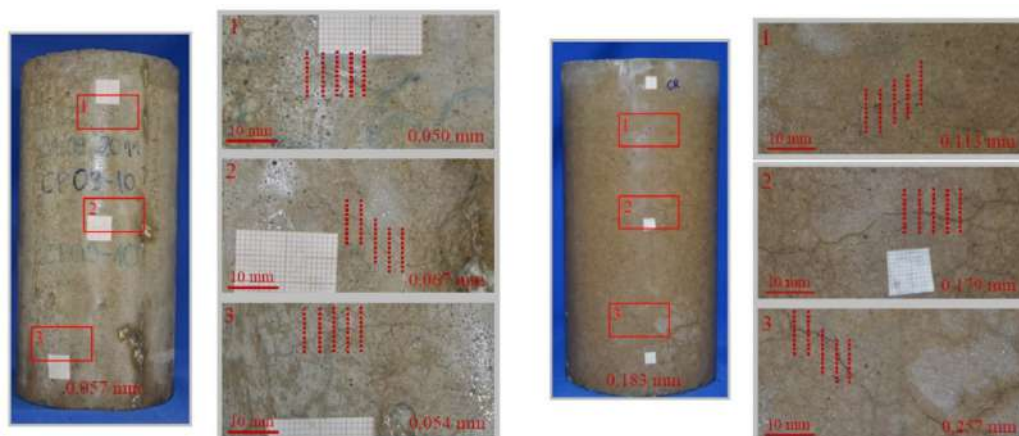


Figura 1.13 – Análise visual da fissuração dos concretos reativos: (a) Concreto reativo fibroso CR_0,5_60 e (b) Concreto Reativo de Referência [53].

Dada a disponibilidade de matéria prima no Amazonas e o elevado custo de importação de agregados graúdos de granito, SILVA [54] propôs uma nova dosagem para compostos cimentícios autoadensáveis reforçados com fibras de aço, ao substituir o agregado graúdo típico (brita de rocha granítica) por seixos dos rios Paraná (divisa SP – MS) e Japurá (AM). A dosagem proposta apresentou resistência à compressão superior a 50MPa e consumo de cimento de acordo com o praticado no mercado, 330 kg/m³, além de prescindir de procedimentos químicos e mecânicos para alterar as características físicas do agregado graúdo. A Figura 1.14 mostra os modos de fratura durante o ensaio mecânico de tração na flexão para três tipos de fração volumétrica de fibras de aço: (a), 0,50%, (b), 0,75%, e (c), 1,0%.

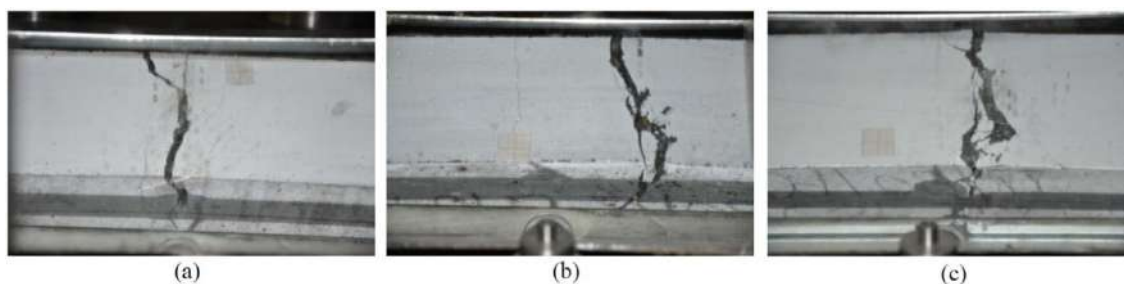


Figura 1.14 – Padrões de fissuração de composto cimentício com seixo do rio Japurá com diferentes frações volumétricas de fibras de aço para o ensaio de tração na flexão [54].

Sendo distribuição e dispersão das fibras na matriz um parâmetro de extrema importância a ser estudado, MACHADO *et al.* [55] apresentaram, em 2015, um procedimento de avaliação qualitativa e quantitativa do volume e distribuição de

espessura de poros e fibras de aço ao longo de uma amostra por meio de microtomografia computadorizada 3D de alta resolução. A Figura 1.15 mostra o modelo 3D e suas diferentes fases dentro do concreto reforçado com fibras: (a) poros, (b) matriz + poros + fibras de aço e (c) fibras de aço. Tal análise computacional fornece importantes parâmetros para correlações entre procedimentos de concretagem de formas e sua respectiva dispersão de fibras, e capacidades resistentes obtidas de ensaios mecânicos.

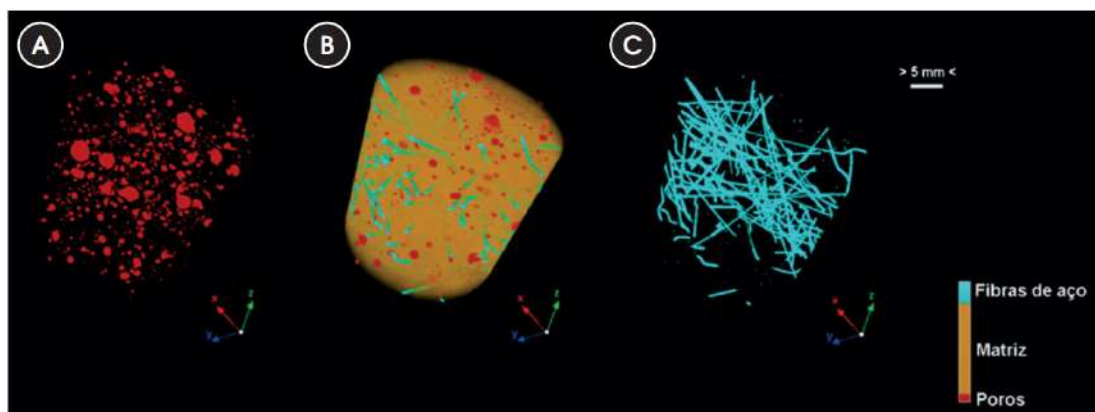


Figura 1.15 – Modelos 3D das diferentes fases do concreto reforçado [55].

1.4. OBJETIVOS E METODOLOGIA DA PESQUISA

O objetivo principal deste trabalho é desenvolver uma concepção de pontilhão rodoviário pré-fabricado com protensão externa à massa de concreto sem armadura passiva em aço, adotando as propriedades mecânicas de um CADRFA desenvolvido na COPPE-UFRJ. A metodologia seguida envolveu as seguintes etapas:

- Determinar as propriedades mecânicas para fins de dimensionamento estrutural

Antes de proceder o dimensionamento de uma estrutura de concreto fibroso, foram realizados ensaios de laboratório para a obtenção de parâmetros para a elaboração de leis constitutivas do comportamento à compressão e à tração. Foram realizados ensaios de compressão axial e de flexão em três pontos para determinação do comportamento à tração. Os dados experimentais obtidos foram fundamentais para o dimensionamento, além de servirem de dados de entrada para a elaboração de modelos numéricos de elementos finitos para análise não linear física.

- Aplicar métodos de predição da dispersão das fibras de aço no concreto

A predição da dispersão das fibras em moldes de amostras prismáticas e formas de

elementos estruturais e sua influência na resistência mecânica do material foram determinadas por meio de testemunhos extraídos de um protótipo. Foram aplicados dois métodos de determinação do fator de orientação das fibras de aço, que é um fator de ajuste da resistência do material à tração na estrutura em relação à resistência obtida por meio de ensaios de prismas moldados. Um dos métodos de determinação do fator se baseia em ensaios mecânicos dos prismas moldados e dos extraídos do protótipo. O outro se baseia na contagem de fibras cruzando o plano de fratura, o que foi realizado a partir de imagens obtidas de tomografia computadorizada tridimensional. Os resultados obtidos com esses métodos foram comparados, sendo feita uma nova proposta para o método baseado em contagem do número de fibras.

- Dimensionar a estrutura de um pontilhão rodoviário com longarinas celulares

Com base em critérios e orientações do Model Code 2010, é apresentado o dimensionamento da estrutura de CADRFA de um pontilhão rodoviário com 15m de vão, submetido a um trem-tipo Classe 45, conforme norma brasileira vigente, ABNT NBR 7188:2013. Os esforços para dimensionamento foram obtidos a partir de um modelo numérico em elementos finitos com elementos de cascas com comportamento linear elástico.

- Realizar ensaio experimental de um modelo físico

Foi realizado ensaio de modelo físico, em escala do protótipo da estrutura, de um tramo curto de uma longarina protendida, sem armaduras passivas de aço, submetido a uma carga concentrada com o intuito de observar a evolução da fissuração por cisalhamento.

- Elaborar diferentes modelos numéricos com comportamento não linear físico representativos dos ensaios mecânicos realizados

Elaborou-se modelos numéricos no programa DIANA, com não linearidade física para simular o comportamento pós-fissuração de concretos reforçados com fibras de aço. Utilizando o Modelo de Fissuração Distribuída são discutidas representações numéricas bidimensionais (ensaio de tração na flexão em três pontos) e tridimensionais (ensaio do modelo físico e longarina com 15m de vão).

1.5. ESTRUTURA DO TRABALHO

O presente trabalho foi estruturado em 7 capítulos, da seguinte forma:

O capítulo 1 apresenta a contextualização a respeito do tema proposto, delimita a proposta da tese, abordando as lacunas da literatura, define o problema da tese, apresenta a pergunta da pesquisa, a hipótese, os objetivos e o alcance da tese motivação, e, por fim, a estrutura do trabalho.

O capítulo 2 contempla a revisão da literatura dividida em duas seções principais: (i) características mecânicas, na qual são apresentadas abordagens teórico-experimentais sobre o comportamento mecânico de compósitos cimentícios de alto desempenho reforçados com fibras de aço; e (ii) Modelagem Numérica em Elementos Finitos, com distinção entre modelagem com elementos de área e sólidos, assim como solução linear elástica e não-linear física, com destaque para os modelos de fissuração para o concreto.

O capítulo 3 apresenta critérios de dimensionamento de concretos reforçados com fibras de aço nos Estados Limites Último e de Serviço, e via método dos elementos finitos com análise não linear física, dando destaque para as recomendações normativas do Model Code 2010, além de citar os principais guias, normas e recomendações em vigência no mundo.

O capítulo 4 descreve um projeto de dimensionamento de uma concepção estrutural de ponte rodoviária de 15m de vão, de acordo com o Model Code 2010.

O capítulo 5 descreve o método desenvolvido para o programa experimental, dividido em dois ensaios principais: (i) determinação do fator de orientação das fibras e (ii) determinação da resistência mecânica ao cisalhamento.

O capítulo 6 apresenta os resultados e discussões acerca do programa experimental, e os resultados dos modelos numéricos desenvolvidos com o programa DIANA.

O capítulo 7 contempla as conclusões deste trabalho e as propostas para continuação e aprofundamento de alguns aspectos da tese.

E, por fim, são apresentados as referências bibliográficas e os apêndices.

2. O ESTADO DA ARTE DE CCADRFA

2.1. INTRODUÇÃO

A natureza frágil de materiais com matrizes cimentícias conduziu à busca por mecanismos que melhorassem sua tenacidade e proporcionasse o seu uso adequado. O reforço de matrizes cimentícias com fibras é procedimento típico para aumentar a tenacidade desse tipo de material [56]. Desde os tempos antigos, emprega-se o uso de fibras para reforço de materiais com baixa resistência à tração, seja na fabricação de tijolos com uso da palha, seja na preparação de argamassa e emboço com adição de crina de cavalo [57]. Em trecho relatado na Bíblia, livro do Êxodo, capítulo 5, versículos 6 e 7, nota-se a contribuição da palha como reforço fibroso:

6 Portanto deu ordem Faraó, naquele mesmo dia, aos exatores do povo, e aos seus oficiais, dizendo:

7 “Daqui em diante não torneis a dar palha ao povo, para fazer tijolos, como fizestes antes: vão eles mesmos, e colham palha para si.”

Na atualidade, a partir de 1900, com o processo de fabricação de placas planas e onduladas de cimento contendo fibras de amianto, denominado *Hatschek*, o uso de compósitos reforçados com fibras ganhou proporções industriais, surgindo linhas de pesquisa para aplicações com fibras de aço, vidro, carbono, polipropileno, nylon, celulose, juta, sisal, dentre outras. Na década de 1910, foram registrados experimentos e patentes envolvendo tentativas de melhorar as propriedades do concreto com o uso de elementos de aço, como pregos, pedaços de fios e limalhas [57].

2.2. DENOMINAÇÕES

As fibras de aço dispersas como reforço de elementos de concreto foram inseridas no mercado a partir da década de 1960 por Romualdi e Mandel [58]. À época, dadas as propriedades mecânicas do elemento reforçado com fibras de aço de geometria simples e superfície lisa, estudos foram desenvolvidos visando, principalmente, melhorar a capacidade mecânica de aderência à matriz cimentícia.

Desde então, o campo de aplicações estruturais utilizando fibras de aço em compósitos cimentícios vem apresentando considerável crescimento ao longo das décadas.

Emprega-se, atualmente, as fibras de aço em três tipos de concreto: concreto convencional reforçado com fibras de aço (CRFA) – *fibre reinforced concrete* (FRC), concreto de alto desempenho reforçado com fibras de aço (CADRFA) – *High Performance Fibre Reinforced Concrete* (HPFRC) e concreto de ultra-alto desempenho reforçado com fibras de aço (CUADRFA) – *Ultra High Performance Fibre Reinforced Concrete* (UHPFRC).

O *ACI COMMITTEE 544* [59] define o CRFA como um concreto feito com cimento hidráulico contendo somente agregados miúdos, ou agregados miúdos e graúdos, e fibras de aço descontínuas e dispersas. Ensaio de abatimento de tronco de cone e Ve-Be mostram que a presença de fibras de aço na mistura, ao bloquear o movimento relativo de agregados graúdos, reduz significativamente a trabalhabilidade e fluidez do concreto [60], tornando-se uma limitação do material.

Segundo a *Recommendations for Design and Construction of High Performance Fiber Reinforced Cement Composites with Multiple Fine Cracks* (HPFRCC), elaborada pela JSCE [61], o CADRFA é um material auto adensável, que apresenta matriz cimentícia e reforço fibroso curto, altamente dúctil, que apresenta múltipla fissuração quando submetido a tração direta.

Já o CUADRFA é um material com matriz cimentícia e resistência característica à compressão entre 150 MPa e 250 MPa. Predominantemente, os materiais deste tipo diferem, em comparação aos CADRFA nos seguintes aspectos [38]: dispensa de armadura passiva (por exemplo, armadura mínima de flexão e de cisalhamento), devido a elevada resistência pós-fissuração, obtida com alto volume de fibras (acima de 2%), que induz a um comportamento dúctil sob tração; dosagem e elevado teor de aglomerante elimina a porosidade capilar, que resultam em boa durabilidade das fibras dentro da matriz, além da capacidade de *self-healing* (auto cicatrização) das fissuras quando dentro de limites estabelecidos; e resistência à tração direta mínima de 7 MPa.

Dada a extensa variedade de compósitos cimentícios reforçados com fibras de aço, a JSCE [61] elaborou um quadro-resumo, exposto na Figura 2.1. As duas principais características mecânicas destes tipos de materiais são seu comportamento à compressão, que depende da qualidade da matriz cimentícia, e à tração, que depende do tipo e fração volumétrica da fibra, material, comprimento, geometria, dentre outros

fatores. Dessa maneira, o quadro classifica os diferentes tipos de compósitos com base no seu comportamento mecânico à compressão (Capacidade resistente), e à tração (Ductilidade), sendo ambos descritos, respectivamente, nas seções 2.4.1 e 2.4.2.

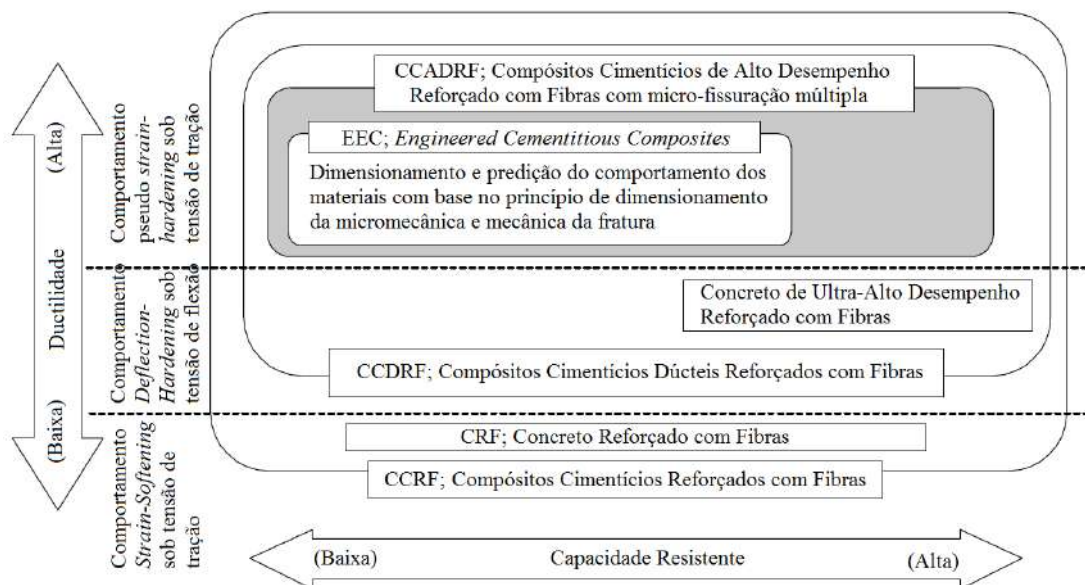


Figura 2.1 – Classificação de Compósitos Cimentícios reforçados com Fibras [61].

2.3. TIPOS DE FIBRAS DE AÇO E TECNOLOGIAS DE MISTURA

Atualmente, têm-se diversas geometrias comercializadas para as fibras de aço, sendo referência no Brasil para requisitos e métodos de ensaio a norma NBR 15530:2019 [62]. A norma europeia EN 14889-1:2008 [63] classifica e caracteriza as fibras de aço de acordo com a Tabela 2.1, a seguir:

Tabela 2.1 – Classificação e Características das fibras de aço

Classificação	Material	Galvanizado
		Inoxidável
	Método de manufatura	<i>Cold-drawn wire</i>
		<i>Cut sheet</i>
		<i>Melt extracted</i>
		<i>Shaved cold drawn wire</i>
Características	Seção transversal	Circular, chata, variável, etc.
	Conformação mecânica	Reta, ondulada, com ancoragem nas extremidades, etc.
	Comprimento	19 – 60 mm
	Relação de aspecto (comprimento / diâmetro)	30 - 100
	Resistência à tração	345 – 1700 N/mm ²
	Módulo de Elasticidade	205000 N/mm ²

Dependendo da aplicação desejada, as fibras podem vir soltas ou em pentes [64],

conforme ilustrado, respectivamente na Figura 2.2-a e Figura 2.2-b. A Figura 2.2-c ilustra fibras de aço com conformação mecânica (ondulada ou corrugada), e a Figura 2.2-d mostra um tipo de fibra de aço fora da classificação acima, por apresentar 13 mm de comprimento 0.20 de diâmetro, sendo amplamente utilizada em CUADRFAs.

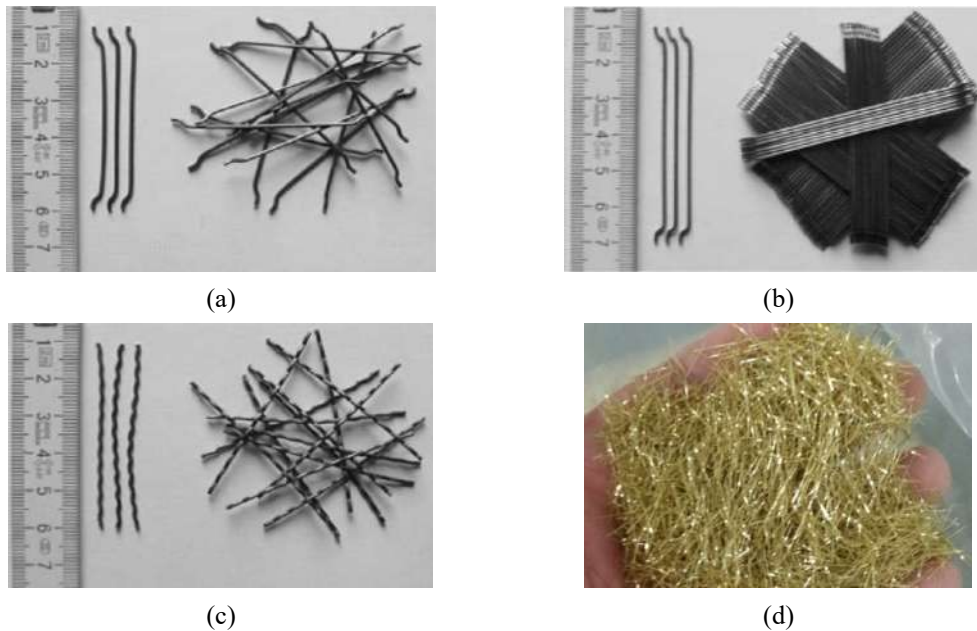


Figura 2.2 – Fibras de aço: (a) com ganchos soltas, (b) com ganchos em pentes, (c) corrugadas [65] e (d) retas.

A Figura 2.3 complementa os tipos de conformação registrados na Tabela 2.1 e na Figura 2.2, apresentando novas conformações ao longo da fibra e em suas extremidades.

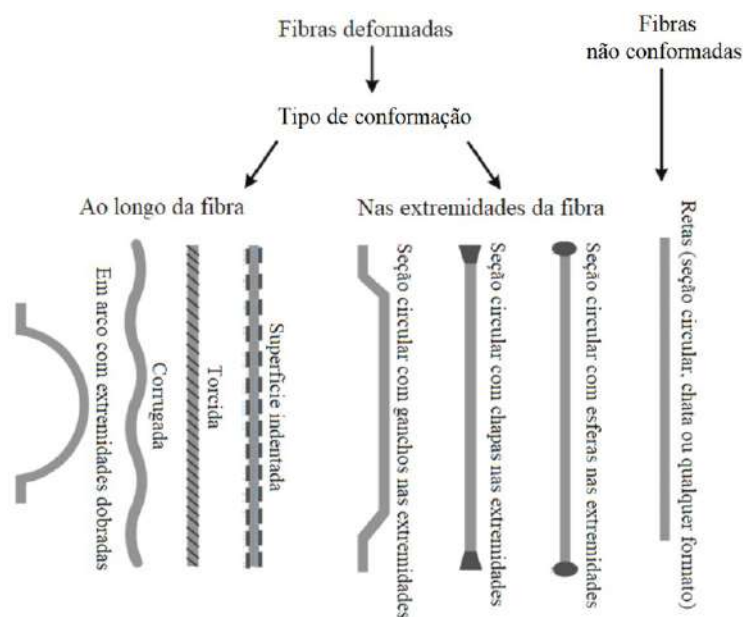


Figura 2.3 – Tipo de fibras de aço [66].

Embora tais fibras sejam comercializadas e consolidadas no mercado, diversas empresas

continuam investindo em pesquisas para otimizar desde o processo de fabricação das peças, que demandam controle de qualidade da mistura ao adicionar as fibras, ao comportamento mecânico da interface fibra-matriz.

Para obter o máximo da contribuição mecânica das fibras, deve-se relacionar suas propriedades geométricas e materiais com a qualidade da matriz cimentícia. As fibras de curto comprimento (até 20mm) e sem ancoragem mecânica são imediatamente solicitadas na ocorrência da microfissuração, permitindo ao compósito que, em escala macroscópica, permaneça por mais tempo na fase elástica. Embora também sejam atuantes na ocorrência da microfissuração, perdem eficiência quando comparadas às fibras maiores, com ancoragem mecânica. Dessa maneira, recomenda-se, para um melhor desempenho mecânico à tração, um compósito com ambos os tipos de fibras, curtas e longas [67]. Em outras palavras, para um concreto com alta resistência, deve-se evitar fibras longas, a fim de que ela se rompa na seção da fissura. Por outro lado, num concreto com baixa resistência e com material inerte (agregados graúdos e miúdos) de maior dimensão, recomenda-se a utilização de fibras longas com o intuito de haver maior probabilidade de existirem fibras atravessando e ligando os vazios e microfissuras, que ocorrem com mais frequência para este tipo de concreto [68]. A Figura 2.4 ilustra um comparativo de como as fibras realiza atravessa a matriz em um concreto de alta resistência (esquerda) e um concreto de baixa resistência (direita); a escolha das fibras está diretamente relacionada com o tamanho dos materiais de mistura.

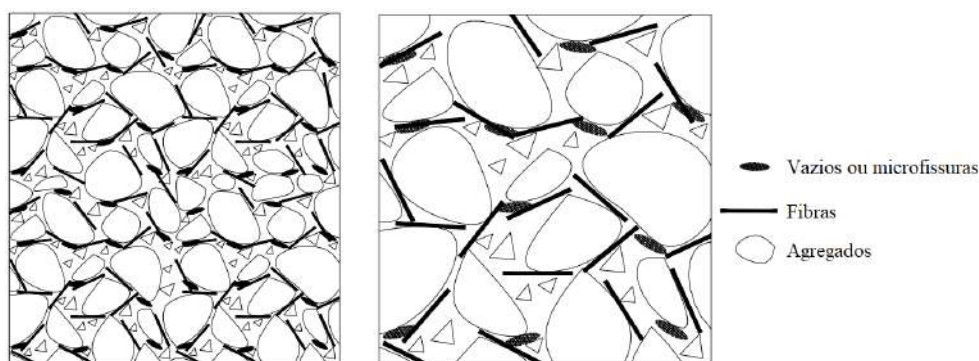


Figura 2.4 – Escolha das fibras de aço com base na resistência do concreto [68].

A fim de atender a demanda em diversas áreas da construção civil, empresas vêm investindo em diversas linhas de fabricação de fibras de aço para aplicações como construção de túneis, construção de elementos pré-moldados, indústria de mineração, edificações residenciais e pisos industriais [69]. Já no campo do processo de dosagem e mistura dos componentes para concretagem em escala industrial, existem equipamentos

que adicionam as fibras embaladas em sacos solúveis em água de forma automática e contínua, garantindo a homogeneidade da mistura [70].

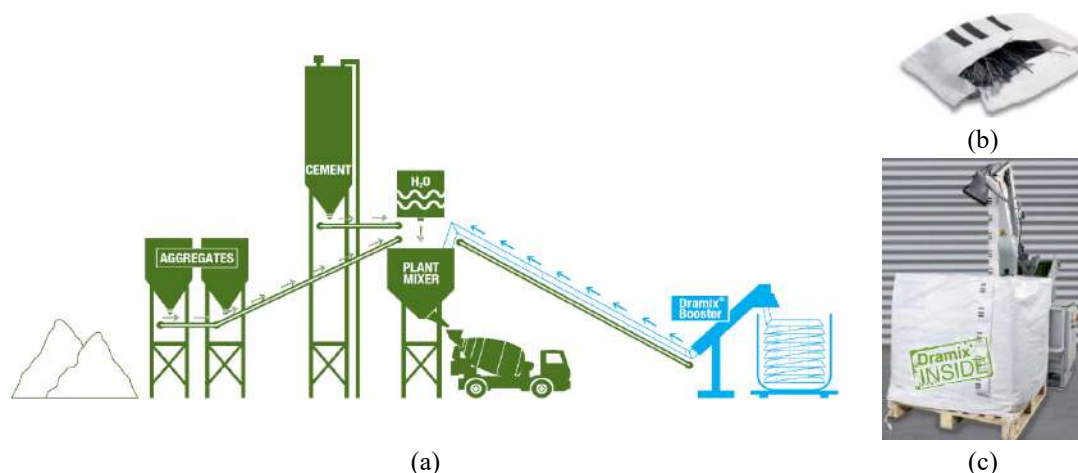


Figura 2.5 – Dosagem industrial: (a) mistura, b) sacos solúveis e c) armazenamento geral [70].

Uma outra forma de controle de qualidade do sistema de dosagem para concretagem em escala industrial é ilustrada na Figura 2.6, em que é retratado um sistema que permite a monitoração da homogeneidade das fibras de aço no momento de descarga do concreto reforçado com fibras do caminhão betoneira. Os dados são enviados para um portal e o acompanhamento pode ser feito em dispositivo online [71].



Figura 2.6 – Controle do concreto misturado na betoneira [71].

Em elementos massivos de concreto, como lajes apoiadas sobre solo e pisos industriais, o uso de fibras de aço com baixa fração volumétrica (abaixo de 0,50% ou 40kg/m³ [72]), para fins de controle de fissuração por retração do concreto, é consolidado. O interesse em compósitos reforçados com fibras de aço na indústria de pré-fabricados vem crescendo, proporcionado pelo aumento da fração volumétrica das fibras (acima de 0,50% e, em geral, menor que 2,00%), que proporciona reduzir ou substituir integralmente armaduras passivas (de função estrutural ou construtiva), proporcionando agilidade na produção, além de redução de custos com mão de obra [73].

O ACI COMMITTEE 544 [59] destaca como propriedades mais importantes provenientes da adição de fibras de aço o aumento da tenacidade à flexão (absorção de energia após a fissuração), a resistência ao impacto, e o considerável aumento da resistência à fadiga por flexão, proporcionando, desta maneira, a criação de um vasto campo de aplicações estruturais para este tipo de material. BENTUR & MINDESS [64] listam algumas destas aplicações feitas nas últimas décadas, sendo possível a utilização de qualquer um dos três compósitos apresentados na seção 2.2, tanto para concepções moldadas in loco, quanto pré-moldadas, resguardadas as limitações de cada um: construção e reparo de rodovias, pista de pouso em aeroportos, pisos industriais, construção e reparo de barragens, refratários, construção e reparo de tabuleiro de pontes, reservatório para fluidos, revestimento de canais e reservatórios, revestimento de minas e túneis, elementos estruturais para a construção civil, caixas-forte, reparo de tubulões e estacas, dormentes de ferrovias, tubulações, painéis solares, bases e estruturas para máquinas.

Portanto, quanto mais pesquisa e experiência são obtidas com compósitos cimentícios reforçados com fibras de aço, mais aplicações estruturais práticas são inseridas e aceitas na comunidade de engenheiros. O compartilhamento de experiências e procedimentos é de suma importância para o reconhecimento e melhorias das propriedades deste material, visando sua implementação em normas técnicas.

2.4. COMPORTAMENTO MECÂNICO DO MATERIAL

De maneira geral, o comportamento mecânico do material é regido por dois esforços, de compressão, e de tração, e sua caracterização é obtida por meio de ensaios mecânicos de pequeno porte, em escala material. Esta seção descreve o comportamento mecânico quando o material é submetido a ambos os esforços.

2.4.1. Compressão

A resistência à compressão é uma propriedade mecânica do concreto largamente utilizada pelas normas e códigos como parâmetro de classificação do material. A partir do ensaio de compressão axial de corpos de prova cilíndricos ou prismáticos, obtém-se, diretamente, propriedades como resistência à compressão, módulo de elasticidade, deformação máxima e capacidade de absorção de energia, e, indiretamente, propriedade

como resistência à tração, aderência aço-matriz cimentícia, e energia de fratura, além de auxiliar na obtenção de parâmetros relacionados à fadiga e ao coeficiente de Poisson [74].

A adição de fibras de aço praticamente não altera o valor do pico de tensão de compressão, nem o valor do módulo de elasticidade, embora seja observado melhorias no comportamento pós-pico, com aumento considerável da tenacidade e deformação específica à compressão [75,76,77]. A respeito do aumento da tenacidade, os ensaios mecânicos de compressão uniaxial de cilindros moldados com CADRF realizados por PEREIRA *et al.* [78] apresentam comportamento mecânico conforme ilustrado na Figura 2.7-a: após atingir a carga de ruptura, tem-se o decaimento da resistência residual à compressão pós-pico, relacionado a uma extensa deformação específica, cujo padrão de curva não é observado em concretos convencionais. Ainda, observa-se que, com o aumento da idade, o decaimento é mais agressivo, embora seja mantida a absorção de energia do material. Ademais, vale destacar os ensaios realizados para uma dosagem de matriz cimentícia com adições de três frações volumétricas de fibras de aço desenvolvido por MARANGON [51]; as curvas registradas na Figura 2.7-b apresentaram comportamento pós-pico semelhante para a idade de 28 dias, além da extensa deformação específica após atingir o pico de tensão axial.

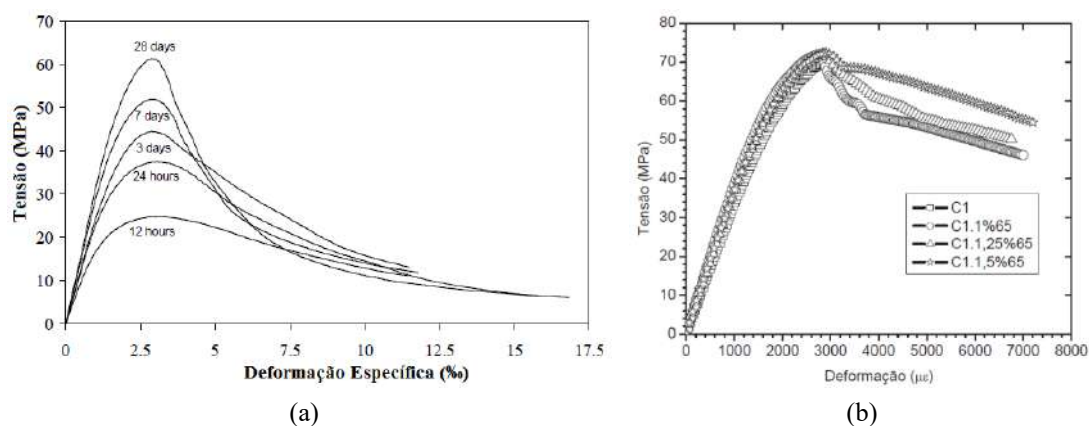


Figura 2.7 – Curvas de Tensão-Deformação: (a) para corpos de prova cilíndricos em diferentes idades [78], e (b) corpos de prova cilíndricos com diferentes volumes de fibras de aço submetidos à compressão axial [51].

Observa-se que à medida que a resistência à compressão aumenta, tem-se uma tendência de linearidade da curva Tensão-Deformação. Em uma compilação de artigos sobre concretos de alto desempenho [79], tem-se que estes tipos de concreto, com resistência à compressão da ordem de 120MPa e acima, se comportam de modo semelhante ao

tradicional Estádio II, ou seja, linear até a ruptura. Mais especificamente, de acordo com LEUTBECHER & FEHLING [80], materiais do tipo CUADRFA, com resistência à compressão a partir de 150MPa, apresentam comportamento próximo do regime elástico linear em até 90% da carga máxima de resistência à compressão, pois o aumento de deformação devido à microfissuração imediatamente antes da ruptura é pouco pronunciado, podendo a suave não-linearidade ser negligenciada, conforme ilustrado na Figura 2.8.

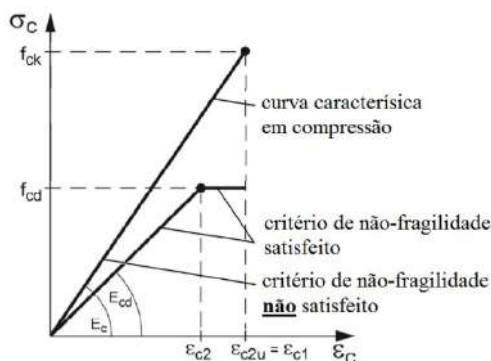


Figura 2.8 – Relação Tensão – Deformação na Compressão [80].

2.4.2. Tração

A caracterização ao comportamento mecânico à tração dos materiais cimentícios citados na seção 2.2 são obtidas por meio de amostras ensaiadas à tração direta ou à tração na flexão em três ou quatro pontos.

NAAMAN [81] propôs uma classificação para todos os tipos de compósitos cimentícios reforçados com fibras quando submetidos à tração direta, conforme ilustrada na Figura 2.9. Tem-se, inicialmente, a interpretação de dois comportamentos mecânicos do material fibroso quando submetido a este esforço: *strain-softening* ou *strain-hardening*. O primeiro comportamento é caracterizado por um ramo elástico linear (trecho entre origem do eixo ao ponto A), seguido de uma queda brusca (trecho entre pontos A e B), que se caracteriza como *localização de fissura*, i.e., a formação visível de uma fissura no corpo de prova. Posteriormente, o trecho entre os pontos B e C caracteriza o amolecimento (ou *softening*), que se dá pela contínua abertura da fissura localizada, apresentando uma curva suave para o comportamento de decréscimo de tensão, pois o processo de abertura de fissura é dificultado por fenômenos de aderência fibra de aço – matriz (atrito, arrancamento ou escoamento da fibra). O segundo comportamento apresenta início (trecho elástico linear) e fim (amolecimento) conforme o primeiro. A

diferença se dá entre o trecho formado pelos pontos A e B, no qual, contrário do primeiro comportamento, há um ganho de resistência mecânica (*hardening*), caracterizada por um processo de múltipla fissuração. Este trecho, de formação de novas fissuras ao longo do comprimento do corpo de prova, associado à dimensão da largura de abertura de fissura, é classificado dentro do trecho de deformação específica do material. Após atingir um pico de tensão (ponto B), tem-se, dentre as múltiplas fissuras, o processo de abertura de uma fissura, da qual inicia-se o processo de amolecimento.

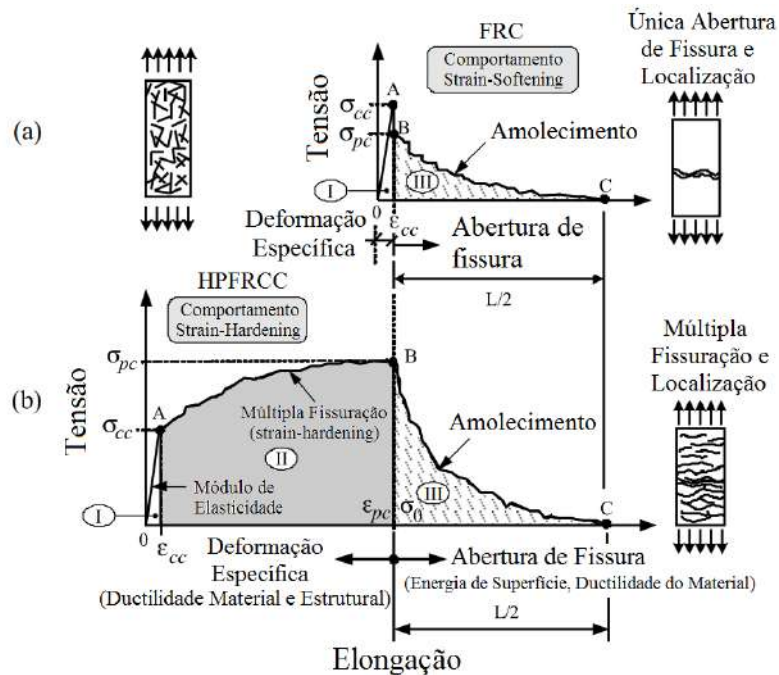


Figura 2.9 – Diagrama Tensão – Deformação em tração típico: (a) Comportamento Strain-Softening de um FRC e (b) Comportamento Strain Hardening de um FRC ou HPFRCC [81].

Uma proposta mais extensa, apresentada WILLE *et al.* [82], e ilustrada na Figura 2.10, descreve os diferentes comportamentos mecânicos de materiais cimentícios fibrosos submetidos a esforços de tração e flexão, comparados a uma matriz cimentícia de referência (Nível 0). Ilustrados nos Níveis 1 e 2, de comportamento *strain-softening*, dois outros comportamentos surgem, quando submetidos ao esforço de flexão: *deflection softening* e *deflection-hardening*. Analogamente à descrição do parágrafo anterior, o primeiro comportamento é caracterizado pela formação de uma única fissura quando submetida ao esforço de flexão (curva de flexão apresenta amolecimento/*softening*), enquanto a segunda, há a formação de múltiplas fissuras (curva de flexão apresenta ganho de resistência/*hardening*). Os Níveis 3 e 4 apresentam comportamentos à tração *strain-hardening*, de diferentes magnitudes; todo material com este comportamento apresentará *deflection-hardening* quando submetido à flexão.

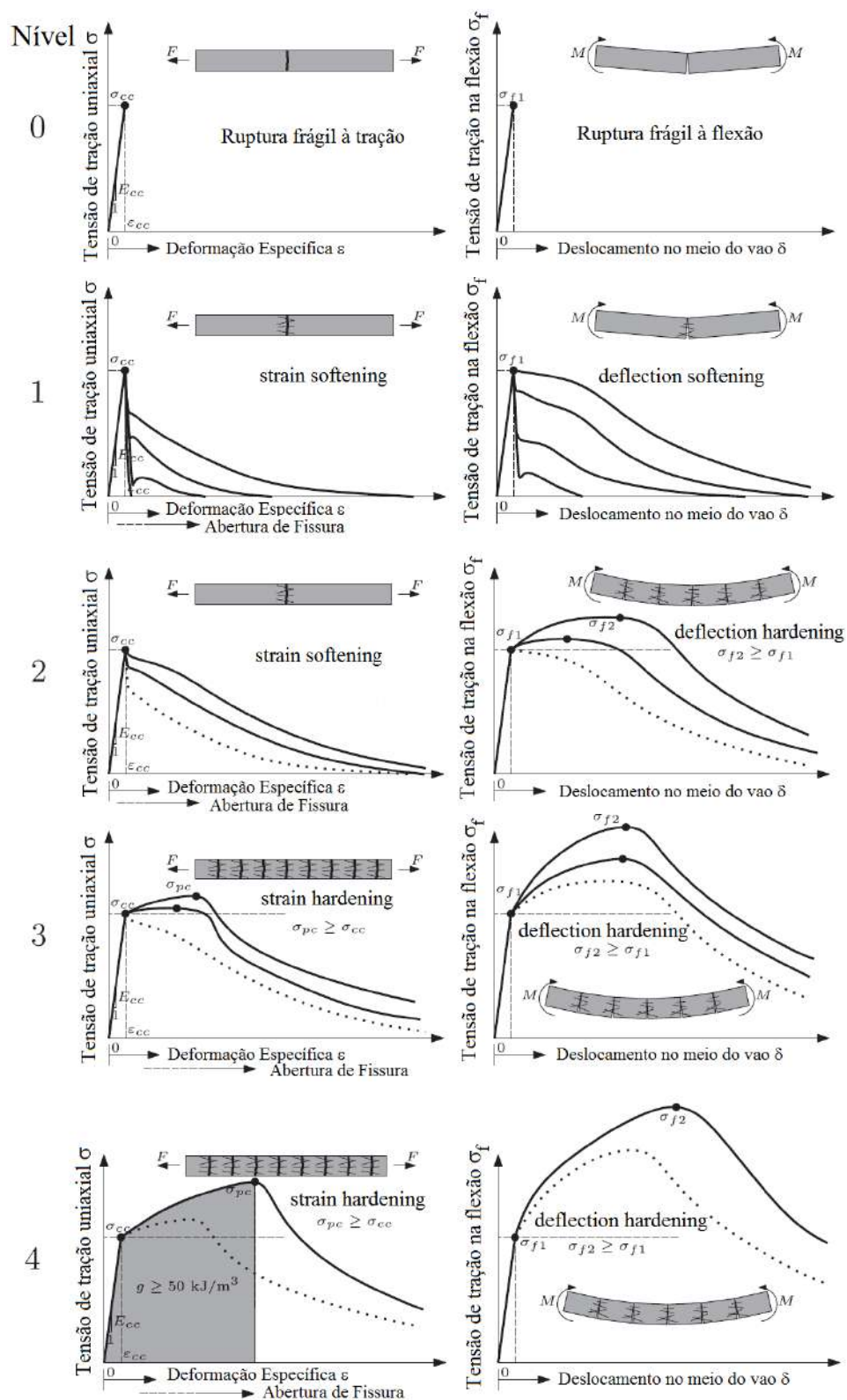


Figura 2.10 – 5 Níveis de Classificação de Compósitos Cimentícios Reforçados com Fibras com base no Diagrama Tensão – Deformação à tração [82].

Embora haja recomendações e procedimentos para a realização de ensaios de tração direta uniaxial para materiais fibrosos [38,61], seu procedimento ainda é um desafio,

pois não há uma padronização que especifique condições, geometria de corpos de prova e processos analíticos para a caracterização completa das propriedades e comportamento do material [82,83]. Dessa maneira, tem-se nos ensaios de tração na flexão em três e quatro pontos, com procedimentos bem definidos e conhecidos, o desafio de correlacionar seus dados com as propriedades de tração dos compósitos [84,85,86].

O fator principal que irá determinar um dos comportamentos mecânicos supracitados é a relação entre o volume fibras especificado na dosagem e o volume de fibras crítico, sendo este o volume necessário para manter a mesma capacidade portante para o compósito a partir da fratura da matriz [87], conforme ilustrado na Figura 2.11-a. Em complemento à classificação geral, um diagrama esquemático que abrange os dois possíveis comportamentos mecânicos para estes materiais, quando submetidos à tração, é sugerido por SORANAKOM & MOBASHER [84]. Do diagrama da Figura 2.11-b, o ramo denominado por Zona I representa o comportamento elástico linear do compósito até atingir a tensão de ruptura. Já a Zona II representa um possível ganho ou perda de resistência do compósito frente ao esforço submetido, classificando-o em *strain-hardening* ou *strain-softening*. Por fim, a Zona III é caracterizada por uma fase de tensão constante até atingir o limite da deformação específica.

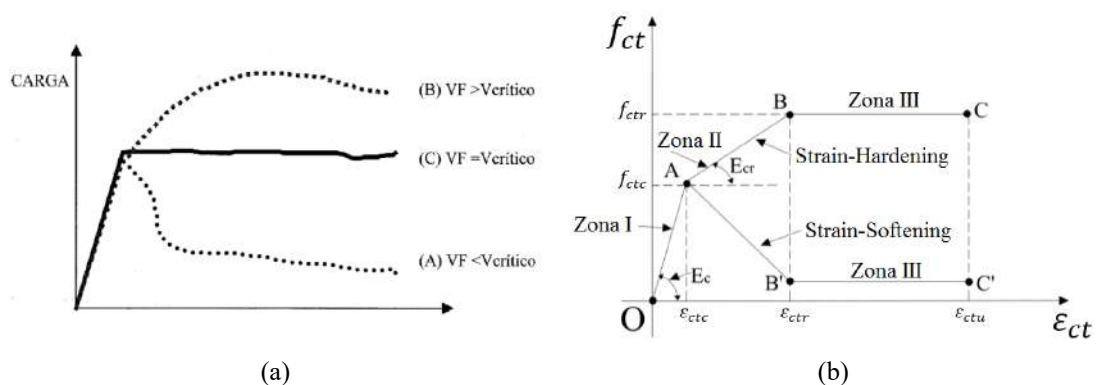


Figura 2.11 – Compósitos reforçados com diferentes volumes de fibras: (a) volume crítico [87], e (b) diagrama esquemático do comportamento à tração [84].

Por fim, a recomendação francesa para CUADRFA, *Bétons Fibres Á Ultra-Hautes Performances: Recommandations*, elaborada por AFGC [38], separa o comportamento mecânico de maneira semelhante ao proposto por NAAMAN [81], apresentando uma subdivisão da classificação do comportamento *Strain-Hardening*. Assim, esta recomendação apresenta e descreve os três tipos da seguinte maneira:

- 1) *High Strain-Hardening* (Figura 2.12-a)

Sua capacidade resistente é aumentada após a vencer a tensão de tração elástica do compósito, mesmo considerando o alinhamento e dispersão das fibras, obedecendo a lei constitutiva Tensão – Deformação Específica. Tal comportamento é obtido apenas para CUADRFA com elevado volume de fibras.

2) *Low Strain-Hardening* (Figura 2.12-b)

A lei constitutiva para este tipo de CUADRFA é *Strain Hardening*. Entretanto, ao considerar o alinhamento e dispersão das fibras, tem-se um decréscimo da capacidade resistente, levando o compósito a um comportamento *Strain-Softening*. Esta classificação abrange a maioria dos CUADRFA comercializados nos dias de hoje.

3) *Strain-Softening* (Figura 2.12-c)

Este tipo de material é caracterizado pela localização de fissura assim que a resistência da matriz é atingida quando submetida a esforço de tração, obedecendo a lei constitutiva Tensão – Abertura de Fissura. Materiais tipo CUADRFA com baixo volume de fibra ou contendo fibras com pouca eficiência apresentam tal comportamento.

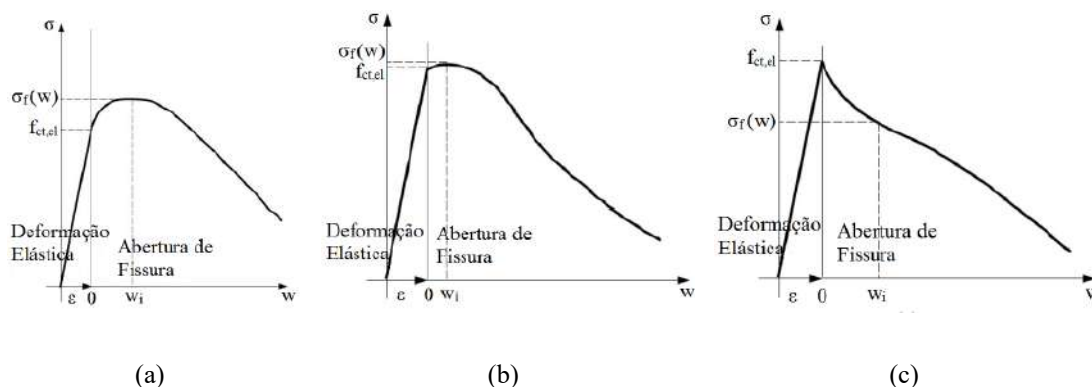


Figura 2.12 – Exemplo de lei constitutiva de tração para UHPFRC: (a) Comportamento strain-hardening, (b) Comportamento low strain-hardening e (c) comportamento strain-softening [38].

2.5. COMPORTAMENTO MECÂNICO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS SUBMETIDOS A ESFORÇOS

Esta seção trata do comportamento mecânico de elementos estruturais submetidos a esforços específicos, como flexão, cisalhamento, torção e punção. Diferente da seção anterior, cuja caracterização é feita a partir de corpos de prova em escala material, a compreensão do comportamento mecânico sob os esforços apresentados a seguir é melhor representada por meio de ensaios em elementos estruturais em escala real.

2.5.1. Flexão

Dentre todas as melhorias ao comportamento mecânico que uma matriz cimentícia passa a obter com a adição de fibras de aço, destacam-se o aumento de resistência à flexão, e seu consequente aumento de tenacidade, como as propriedades mecânicas mais beneficiadas [88]. Dado que a resistência à flexão é sensivelmente afetada pela adição (e fração volumétrica) das fibras de aço, diversos estudos para compreender a influência do volume de fibras e a sua geometria ao comportamento mecânico à flexão do compósito vêm sendo realizados ao longo dos anos [89,90,91].

A Figura 2.13-a mostra o resultado de dois corpos de prova prismáticos moldados apenas com concreto puro (dosagens C1 e C2) submetidos a um ensaio de tração na flexão em três pontos. Em ambas as dosagens, percebe-se a ruptura frágil a uma carga próxima de 30kN para um deslocamento vertical de 0,05 mm. Por outro lado, a Figura 2.13-b mostra o ganho de resistência e tenacidade dos corpos de prova com adição de fibras de aço com gancho nas extremidades (similar à Figura 2.2-b) e frações volumétricas de 1,0%, 1,25% e 1,50%. Apresentando um aumento de até 100% na capacidade resistente à flexão, as três misturas resistiram a um deslocamento vertical de até 5,0 mm dada a transferência de tensões proveniente das múltiplas fissurações no elemento.

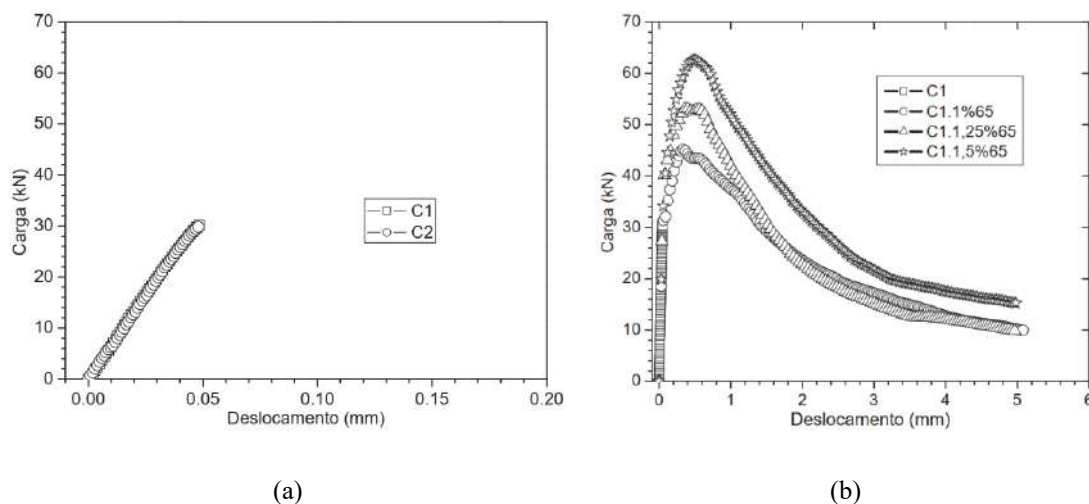


Figura 2.13 – Ensaio de tração na flexão em três pontos de corpos de prova moldados com: (a) concreto puro e (b) concreto com diferentes frações volumétricas de fibras de aço [51].

Um estudo similar, apresentado por BIAO *et al.* [91], mostra as variações do comportamento mecânico à flexão para diferentes frações volumétricas de fibras de aço,

assim como diferentes tipos de geometria dessas fibras. Neste estudo, foram apresentadas fibras de aço retas, com ganchos nas extremidades e corrugadas (ver similares na Figura 2.2). Com variações das frações volumétricas variando entre 0,5 % e 2,0 % (conforme resultados apresentados na Figura 2.14), as fibras com ganchos nas extremidades apresentaram maior valor de pico e maior tenacidade em todos os casos. Até 1,0 % de volume de fibras, praticamente não houve diferença entre os outros dois tipos de fibras de aço, embora para porcentagens de 1,5 % e 2,0 % as fibras corrugadas apresentaram valores de pico até 20% maiores que as retas, para um mesmo deslocamento vertical.

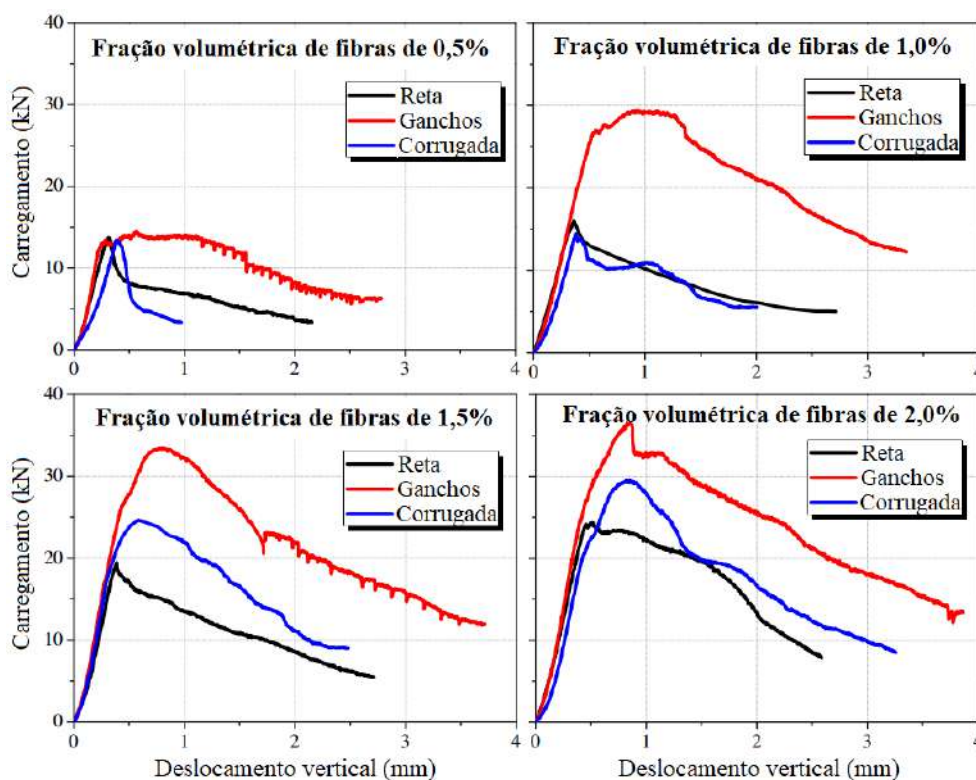


Figura 2.14 – Ensaio de tração na flexão em três pontos em corpos de prova com diferentes frações volumétricas e diferentes geometrias de fibras [91].

As curvas apresentadas em ambos os estudos indicam o comportamento à flexão do tipo *deflection-hardening*, conforme descrito na seção 2.4.2, ilustrado nos níveis 2 a 4 da Figura 2.10. Ao induzir a formação de múltiplas fissuras de menor abertura, há uma contribuição não só para o ganho de resistência mecânica e da tenacidade, mas para a extensão da vida útil devido ao aumento da durabilidade do material [92].

O comportamento *deflection-hardening* (ou *strain-hardening*, no caso de esforço de tração direta) é atribuído à transferência de tensões promovido pelas fibras, podendo ser

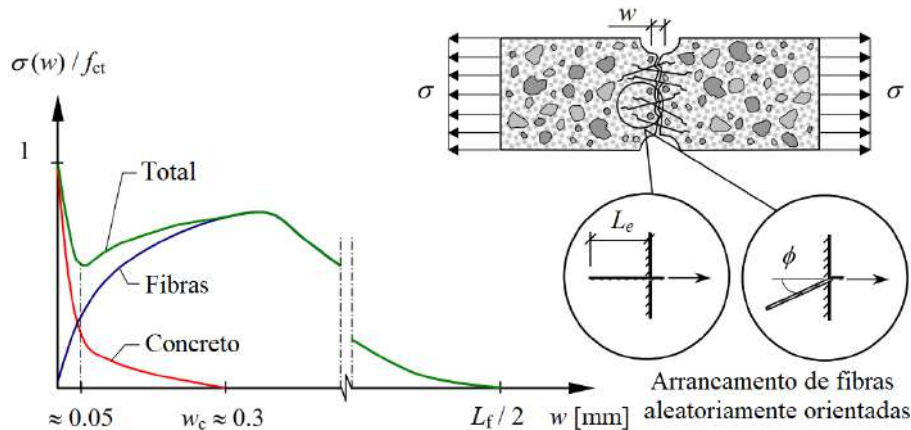


Figura 2.16 – Transferência de tensões combinada entre fibras e intertravamento de agregados para concreto reforçado com fibras de aço sob carregamento de tração uniaxial [26].

2.5.2. Esforço Cortante

A análise do campo de tensões e os modelos de biela e tirante são considerados abordagens essenciais para o dimensionamento de estruturas de concreto armado e protendido submetidas a esforço cortante. Embora seja de amplo conhecimento que a capacidade resistente ao esforço cortante seja afetada por parâmetros como esbeltez, existência de armadura transversal, taxa de armadura e seção geométrica, a problemática em determinar a sua efetiva capacidade permanece aberta a discussões [95].

O processo de armação e montagem de estribos em elementos de concreto, em geral, consomem tempo, podendo dificultar o lançamento e adensamento do concreto, dependendo da taxa de armadura, e incidem diretamente no custo e na logística da obra. Dessa maneira, procedimentos que possam reduzir ou eliminar a armadura transversal torna-se um atrativo para casos especiais.

Um dos procedimentos que se demonstrou efetivo ao reduzir o modo de ruptura frágil ao esforço cortante, ao proporcionar uma maior ductilidade ao sistema, foi a adição de fibras de aço à matriz cimentícia [96]. A adição de fibras promove um aumento significativo da capacidade resistente do elemento estrutural de concreto, provendo ganho de resistência pós-pico, além de proporcionar redução parcial ou total de armadura transversal em regiões críticas, ao reduzir e controlar a abertura de fissura, contribuindo para um aumento de durabilidade e integridade estrutural [97,98,99].

Em um estudo comparativo, vigas reforçadas apenas com fibras de aço apresentaram comportamento pós-fissuração similar ou superior à sua equivalente com quantidade mínima de estribos [73]. Ressalta-se que, ao dimensionar estruturas de concreto com

fibras de aço ao esforço cortante, além dos parâmetros já citados nesta seção, o volume de fibras, o seu formato e a geometria, associadas à qualidade de aderência da fibra à matriz cimentícia também passam a influenciar na capacidade resistente ao esforço cortante [100]. Tem-se na adoção de longarinas de concretos de alto e ultra alto desempenho reforçadas com fibras de aço protendidas sem estribos uma vertente em constante crescimento, principalmente para aplicação estrutural em pontes rodoviárias e de pedestres [27,29,101].

Uma série de ensaios mecânicos foram realizadas a fim de verificar a capacidade resistente ao cisalhamento para seis dosagens de matrizes cimentícias com adições de fibras em volumes diferentes em concreto de alto desempenho reforçado com fibras de aço [102]. Comparado aos corpos de prova prismáticos de referência, sem adição de fibras, obtiveram aumento da capacidade resistente ao esforço cortante variando de 80% a 118%. Os modos de ruptura para uma dosagem específica da matriz cimentícia, indicaram que com o aumento das fibras de aço houve aumento de distribuição de fissuras à flexão, além da diminuição do ângulo de fissuração com o eixo longitudinal do prisma. Por fim, observou-se um padrão de fissuração difuso na vizinhança da fratura, o que contribuiu para um aumento da dissipação de energia e ruptura dúctil.

Um estudo similar, mas considerando a presença de estribos, foi realizado por CUCCHIARA *et al.* [97], onde dois tipos de vigas, A e B, apresentam a mesma geometria e dosagens, diferindo apenas ao ponto de aplicação de carga. A razão entre a distância da carga ao apoio, a , em relação à altura útil, d , assim como os resultados dos ensaios, estão descritos na Figura 2.17. Corroborando com o estudo apresentado no parágrafo anterior, a adição de fibras de aço nas vigas sem estribos resultou num aumento próximo de 100% para o tipo A, e excedeu esta margem para o tipo B. Embora as fibras tenham apresentado ductilidade no pós-pico nas situações sem estribo ($\rho_w = 0$), os autores ressaltaram o excelente comportamento conjunto estribos + fibras ($V_f \neq 0$, $\rho_w \neq 0$), dado o aumento considerável da ductilidade das peças, aliados à dispersão da fissuração e consequente diminuição da abertura de fissura.

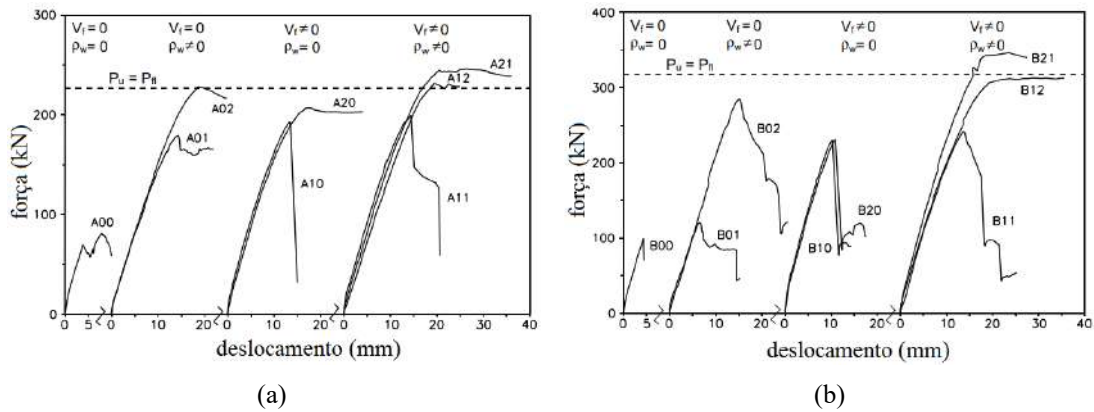


Figura 2.17 – Curvas Carga-Deslocamento para vigas tipo A ($a/d = 2,8$) e B ($a/d = 2,0$) [97].

A influência do volume de fibras na alteração do modo de ruptura de vigas sem armadura transversal, e na capacidade resistente ao cisalhamento, é apresentado por HAMEED & AL-SHERRAWI [103]. A viga de referência, sem adição de fibras de aço, registrada na Figura 2.18-a, teve seu modo de ruptura por cisalhamento e carga máxima de 92,5 kN. Mantendo o modo de ruptura por cisalhamento, a viga registrada na Figura 2.18-b, com fração volumétrica de 0,5%, obteve um aumento da resistência ao esforço cortante para 130 kN, enquanto a viga na Figura 2.18-c, com 0,75% de volume de fibras, obteve um aumento para 140 kN. Por fim, na Figura 2.18-d, observa-se uma alteração do modo de ruptura para flexão, a uma carga máxima de 155 kN, para um volume de 1% de fibras. Conclui-se, portanto, que para a configuração de carregamento proposto, a maior porcentagem de fibras proporciona o equivalente a substituir, por completo, a armadura convencional transversal, dada a alteração do seu modo de ruptura.

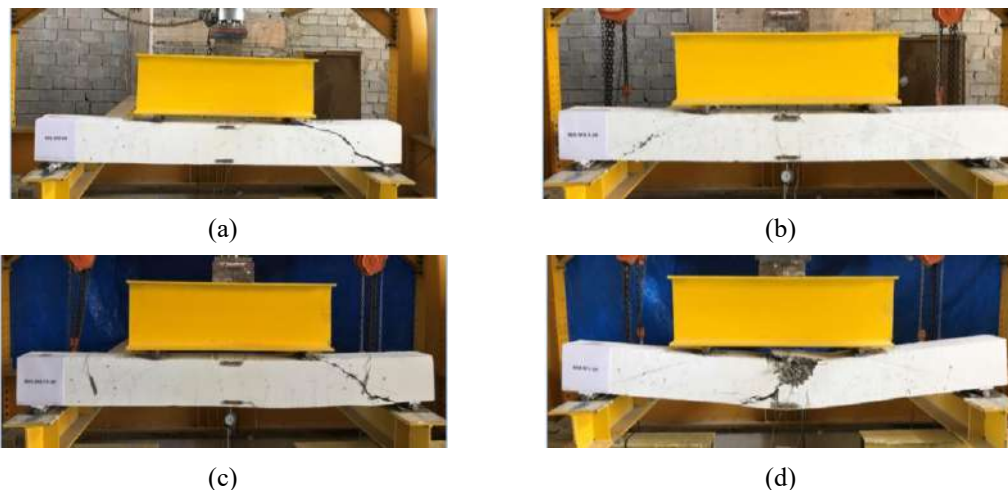


Figura 2.18 – Padrão de fissuração de ensaio mecânico de resistência ao cisalhamento: (a) referência, (b) adição 0,5% de fibras, (c) adição 0,75% de fibras e (d) adição 1,0% de fibras [103].

Reforçando a afirmação feita por SIGRIST [95] no início desta seção, VOO *et al.* [104]

ressaltam que, embora haja um extenso histórico de testes em vigas de concreto armado sem estribos submetidas a esforço de cisalhamento, são limitados os dados de ensaios similares em estruturas de concreto reforçado com fibras de aço, sendo ainda mais limitado para os casos de CADRFA e CUADRFA quando dimensionados para suportar todo o esforço de cisalhamento. Portanto, novos estudos experimentais nesta área irão contribuir para validar ou atualizar as equações que consideram a contribuição das fibras à resistência ao cisalhamento, além de auxiliar no entendimento do comportamento mecânico.

2.5.3. Torção

As estruturas de concreto estão submetidas a esforços de tração, compressão, flexão e torção, sendo na maioria das vezes, uma combinação desses esforços. Ao analisar o esforço de torção, pode-se separá-lo em dois tipos: a torção de equilíbrio e a de compatibilidade. O primeiro tipo está relacionado ao equilíbrio e estabilidade da estrutura, sendo obrigatório verificar os esforços da estrutura para o Estado Limite Último e o Estado Limite de Serviço. Já o segundo tipo surge em consequência do impedimento à deformação angular, sendo típica a ocorrência em vigas de bordo que, devido ao momento de engastamento da laje à viga, tendem a girar; e as vigas, por sua vez, são impedidas de girar devido à rigidez à flexão dos pilares [105]. As longarinas de ponte, em especial as com seção transversal celular, estão submetidas a esforços de torção do primeiro tipo, não podendo ser desprezadas.

O comportamento mecânico de um elemento sob torção pura induz a tensões principais de tração e compressão de mesmo valor, atuando num elemento orientado a 45° [106]. Embora, na prática, raramente uma estrutura estará submetida a um esforço de torção pura, os princípios de dimensionamento podem ser extrapolados para solicitações compostas de esforços [105].

Dado que o esforço de torção induz a tensões principais de tração na estrutura, observou-se que a adição de fibras de aço pode contribuir para o comportamento mecânico de elementos estruturais sob tal solicitação, ao aumentar a capacidade resistente última do elemento à torção, assim como a melhorar o padrão de fissuração, com redução de abertura de fissura dada a capacidade de múltiplas fissurações, e consequente contribuição ao aumento da durabilidade, [107,108]. Ademais, quando combinado com

armadura transversal, a presença das fibras contribui para alterar a inclinação média do padrão de fissuração [109].

Complementarmente, os estudos experimentais realizados por CHALIORIS *et. al* [110] e KWAHK *et al.* [111] merecem destaque por abordarem diferentes geometrias submetidas a esforços de torção pura. O primeiro estudo aborda três configurações para os corpos de prova: sem nenhuma armadura passiva, com dosagens de fibras de aço de 1% e 3%, e diferentes seções transversais, conforme Figura 2.19-a; com inserção de armadura longitudinal passiva às seções transversais da Figura 2.19-b; e com adição de armadura transversal ao conjunto anterior, conforme Figura 2.19-c.

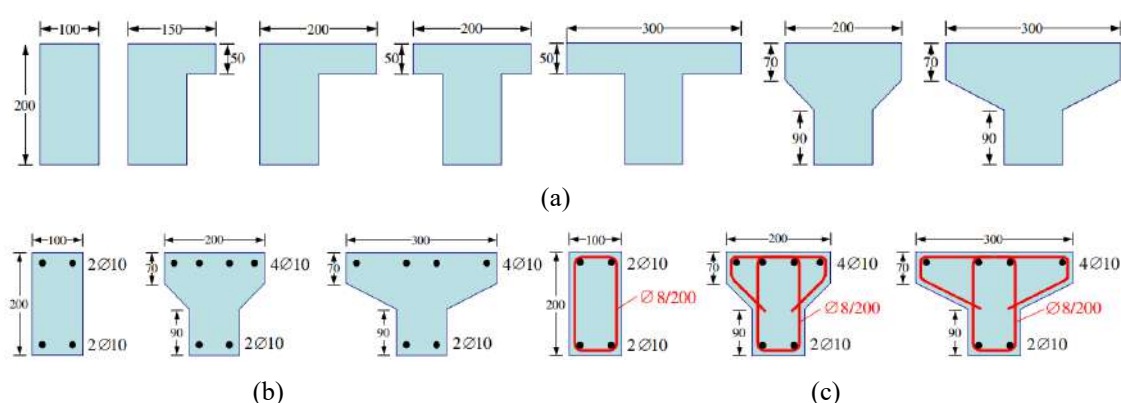


Figura 2.19 – Seção transversal e distribuição de armadura longitudinal e transversal: (a) grupo sem armadura, (b) grupo com armadura longitudinal, e (c) grupo com armadura longitudinal e transversal [110].

Dos resultados experimentais, é possível afirmar que a presença das fibras contribuiu para um melhor comportamento à torção, quando comparado à versão de referência (sem fibras), em especial após o início da fissuração. Para os casos sem armadura passiva (Figura 2.20-a), mesmo com o menor volume de fibras, o controle de fissuração proporcionou um comportamento dúctil, com grande deformação angular; a presença de mísulas na seção T induziu a um aumento de resistência à torção e de ductilidade. O efeito favorável das fibras pode ser facilmente notado nos casos com armadura longitudinal (Figura 2.20-b), com o aumento considerável da resistência à torção e, principalmente, da ordem de grandeza do ângulo de torção por unidade de comprimento, quando comparado aos corpos de prova sem armadura. Por fim, os resultados da Figura 2.20-c mostram que a associação de armadura transversal com as fibras também produz efeitos benéficos à resistência e a ductilidade da estrutura.

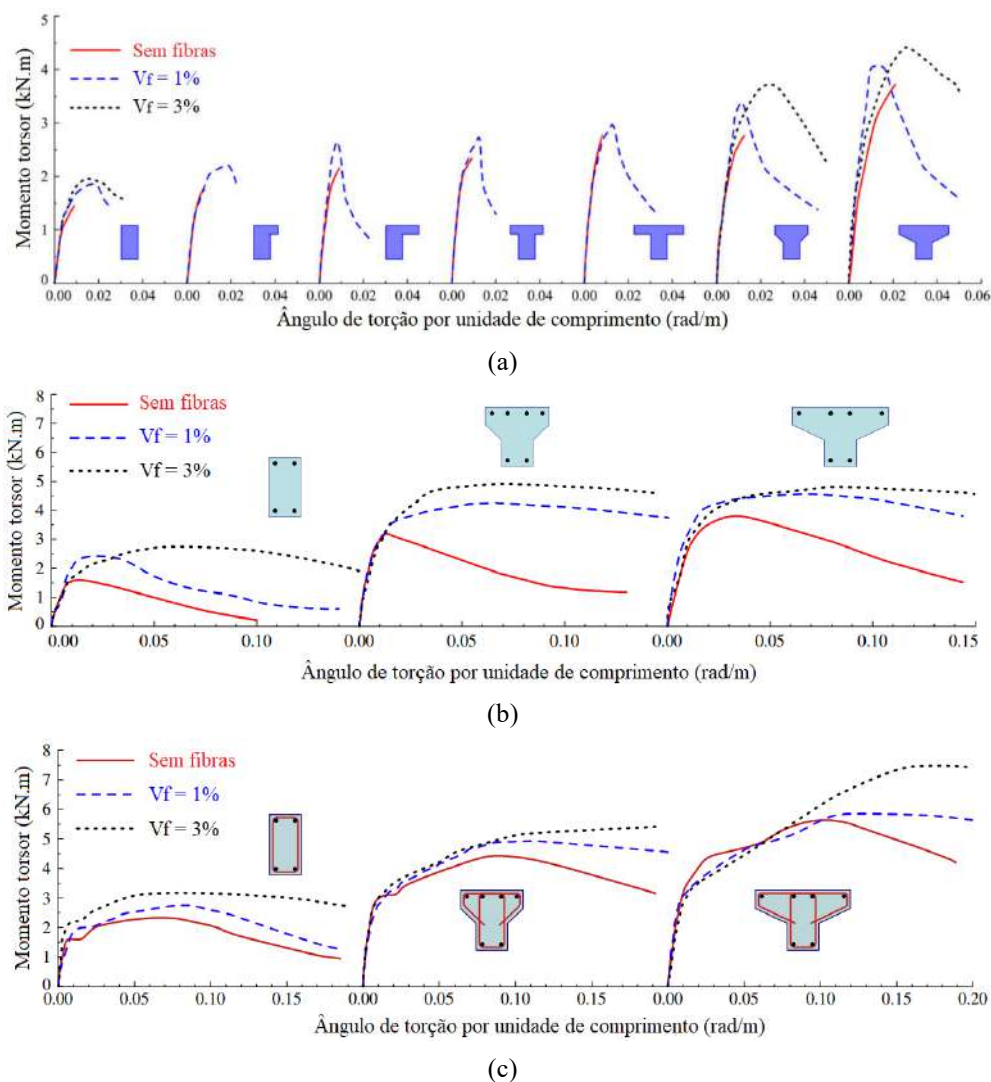


Figura 2.20 – Seção transversal e distribuição de armadura longitudinal (L) e transversal (T): (a) grupo sem armadura, (b) grupo com armadura L, e (c) grupo com armadura L e T [110].

O segundo estudo aborda o comportamento mecânico de vigas de seção transversal celular, cujas seções apresentadas na Figura 2.21-a e na Figura 2.21-b. Sob 7 combinações entre volume e comprimentos de fibras, diâmetros da armadura longitudinal, e espaçamentos entre estribos, 14 vigas com 300cm de comprimento foram ensaiadas à torção pura. Dessas 14 vigas, 6 foram submetidas à protensão centrada sob tensões de compressão de 12,5, 25 e 50 MPa.



Figura 2.21 – Seção transversal de viga celular: (a) apoios, (b) trecho ao longo do vão livre [111].

Para os corpos de prova sem protensão centrada (Figura 2.22-a), percebe-se um comportamento linear até a zona de primeira fissura da matriz cimentícia para todas as dosagens. Foi observado, ainda, que os corpos de prova com maior volume de fibras apresentaram aumento da capacidade última a torção. Em análise à variação do diâmetro da armadura longitudinal, não foi observada alteração significativa no comportamento estrutural. Por fim, constatou-se que o aumento do volume de fibras foi mais eficiente para o aumento da resistência à torção que o aumento da taxa de armadura transversal. Para os corpos de prova com protensão (Figura 2.22-b), nota-se um aumento considerável da capacidade resistente última com a inserção da protensão centrada no sistema estrutural, embora a ordem de grandeza da resistência seja a mesma para as três magnitudes de protensão. Entretanto, comparativamente com os seus corpos de prova equivalentes sem protensão, todos os casos apresentaram menor ductilidade ao longo dos primeiros estágios pós-fissuração.

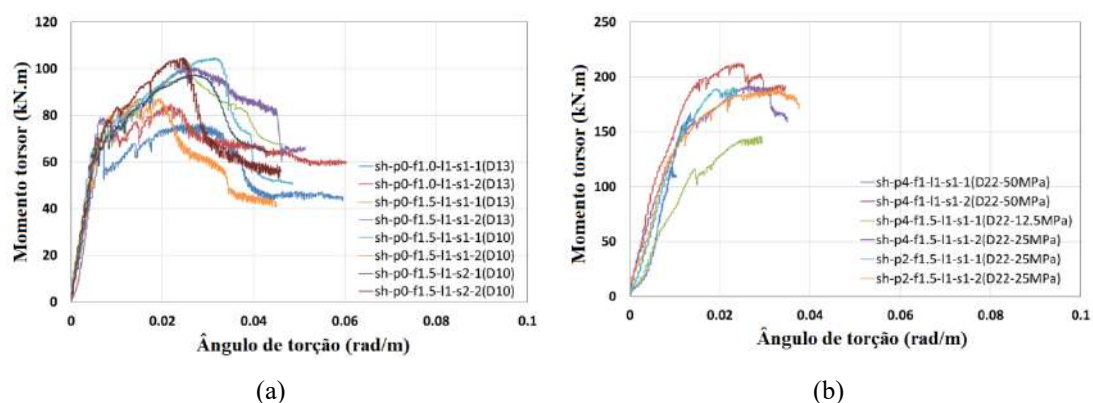


Figura 2.22 – Comportamento mecânico de vigas celulares submetidas a torção pura: (a) corpos de prova sem protensão e (b) corpos de prova com protensão [111].

2.5.4. Punção

O esforço de punção resulta de um carregamento concentrado aplicado a uma pequena área sobre a estrutura, e tem nas lajes lisas apoiadas diretamente sobre pilares o seu exemplo mais típico, dado o modo de ruptura frágil, dependendo da configuração da armadura na região crítica.

A Figura 2.23 ilustra diferentes curvas do comportamento mecânico à punção para os casos de combinação de esforços com e sem armadura passiva longitudinal de flexão, assim como com e sem armadura passiva transversal de combate à punção. Tem-se na Figura 2.23-a a região de ruptura por punção de uma laje lisa de concreto armado com

armadura de flexão, assim como a curva envoltória típica de Força Cortante x Capacidade de Deformação da Laje em função da taxa de armadura de flexão, representada na região de cor cinza. Nesta configuração, sem armadura transversal de combate a punção, e considerando uma taxa de armadura de flexão, ρ_l , de moderada a alta, têm-se baixas deformações e ruptura frágil, enquanto a um baixo ρ_l , permite-se uma redistribuição de esforços, dada à maior capacidade de rotação da laje, o que faz com que a resistência à flexão governe o comportamento estrutural. Comparativamente, uma outra maneira de aumentar a capacidade de rotação laje é adicionando armadura transversal de combate à punção (Figura 2.23-b). Por fim, a Figura 2.23-c ilustra a contribuição das barras longitudinais na ruína; com o gradual deslocamento do cobrimento, tem-se uma severa redução da resistência do conjunto.

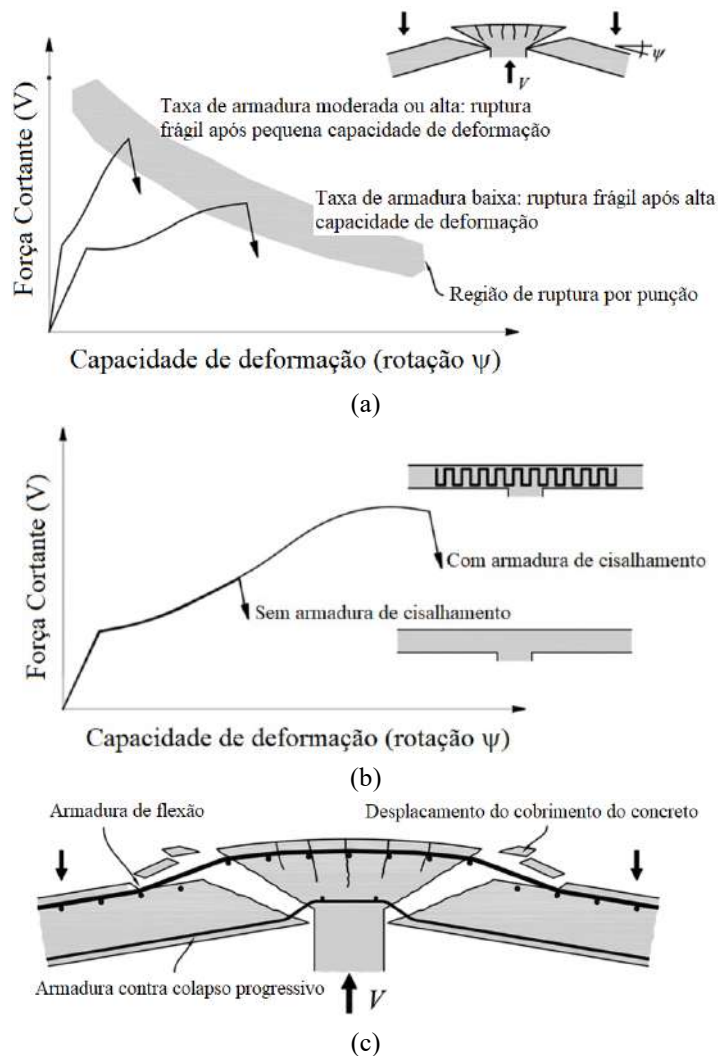


Figura 2.23 – Comportamento de ruína de laje lisa à punção: (a) ruptura frágil e dúctil dependendo de ρ_l , (b) ruptura frágil e dúctil de membros com e sem armadura de cisalhamento, e (c) acionamento de armaduras de flexão e contra colapso progressivo após ruína por punção [112].

A ação das rodas de veículos atuando sobre o tabuleiro de pontes (Figura 2.24-a), em especial na região dos balanços do tabuleiro (Figura 2.24-b), em que o campo de cisalhamento e as rotações geradas em torno da concentração de carga (roda) são diferentes dos considerados para lajes lisas de edifícios apoiadas diretamente sobre os pilares, ilustram outro exemplo típico de carregamento concentrado sobre uma pequena área [113]. Para um caso de longarina de ponte tipo celular, tem-se na Figura 2.24-c uma curva típica da relação Carga Resistida x Critério de Ruína.

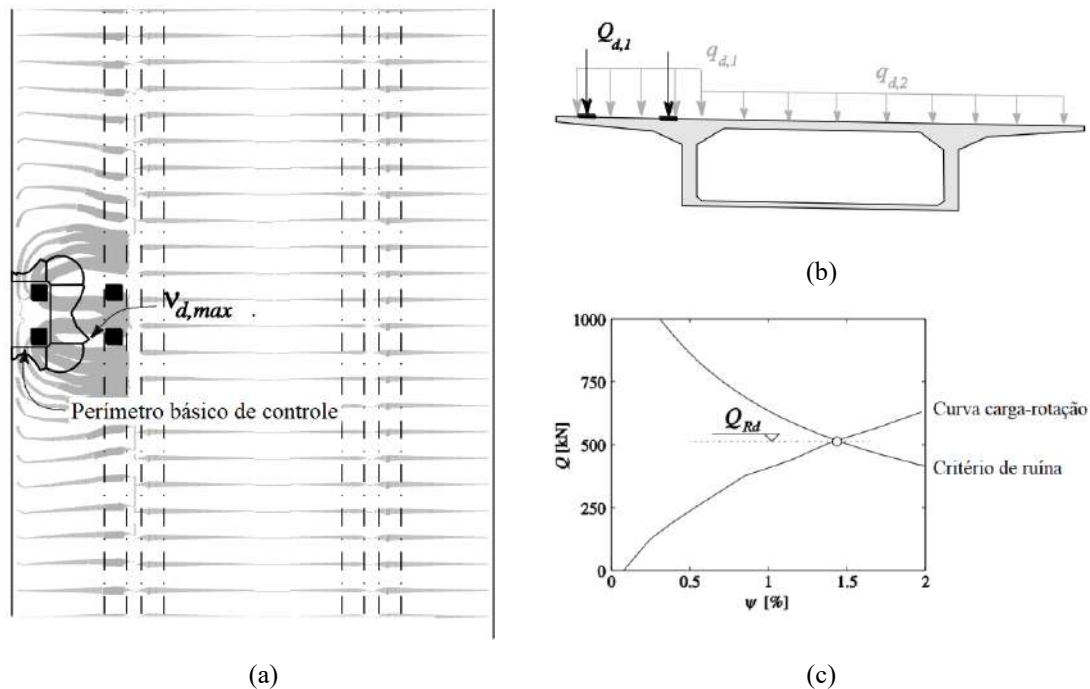


Figura 2.24 – Distribuição de tensões em balanço de tabuleiro: (a) vista superior, (b) seção transversal, e (c) relação carga-rotação e critério de ruína [114].

O comportamento de tabuleiros de pontes sob cargas concentradas é considerado complexo, pois diferentes mecanismos e distribuição de carga podem não só ocorrer, como coexistir, dependendo do carregamento e da geometria da estrutura. Esforços de cisalhamento atuando em duas direções podem prevalecer sobre uma direção, mas com um fluxo de cisalhamento fora do padrão simétrico originalmente adotado em dimensionamentos à punção. Além disso, dependendo das tensões geradas pela associação entre carga aplicada e geometria do tabuleiro, o escoamento da armadura de flexão pode ocorrer antes de uma ruptura por esforço cortante ou punção [115].

A importância da análise e verificação do tabuleiro de pontes à punção é ilustrado em um estudo realizado por IBELL *et al.* [116], que consistiu em uma série de ensaios em escala real de superestrutura de pontes formada por laje lisa e vigas de seção transversal

retangular, que ilustrou como uma estrutura se comporta sob cargas concentradas. Em um dos ensaios, registrado na Figura 2.25, com as vigas e a laje sem armaduras transversais, pôde-se observar a fissura de cisalhamento atravessando a viga e se desenvolvendo na laje.



Figura 2.25 – Ruptura por esforço cortante em tabuleiro de ponte [116].

Dessa maneira, a adição de fibras de aço no concreto torna-se um atrativo à execução industrial de estruturas pré-fabricadas que se submeterão a esforços de punção. Para elementos de pouca espessura, como lajes de pontes, a adoção de concretos reforçados com fibras de aço pode substituir parcial ou totalmente a armadura convencional de combate a punção [113]. A Figura 2.26-a ilustra a fissura crítica de cisalhamento atravessando o concreto fibroso; neste cenário, têm-se duas resistências ao esforço de punção: o engrenamento dos agregados da matriz e as fibras submetidas à tração, seja resistindo ao arrancamento, ou escoamento. Já na Figura 2.26-b, tem-se um comparativo entre a curva de Relação Carga-Rotação com as curvas de Critério de Ruína somente da matriz (região cinza-escuro) e com a adição das fibras (região cinza-claro); percebe-se um ganho não só em resistência à capacidade de esforço cortante, mas em ductilidade, ao permitir-se uma maior rotação.

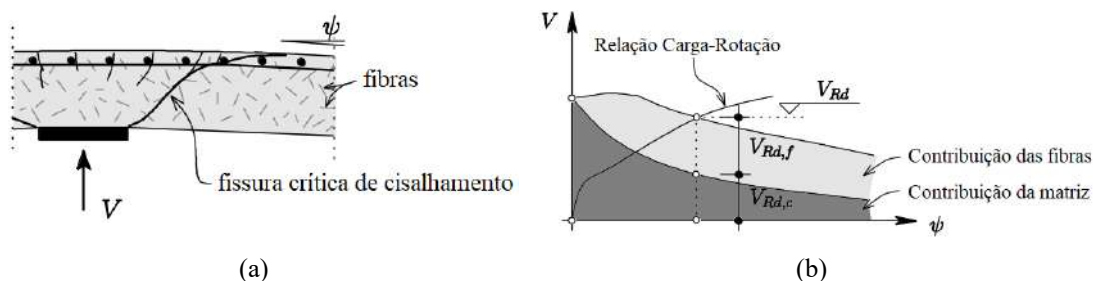


Figura 2.26 – Laje de concreto lisa reforçada com fibras de aço: (a) fissura crítica de cisalhamento e (b) contribuição da matriz e das fibras à resistência à punção [113].

2.5.5. Fadiga

A partir da década de 70 o processo de fissuração de elementos cimentícios por fadiga passou a ser estudado. Anteriormente, por não se distinguir o padrão de fissuração devido a fadiga com o padrão ocasionado por outros esforços, tal fenômeno não era levado em consideração na análise estrutural. Além da fissuração, o processo de fadiga de estruturas com matriz cimentícia pode levar à ruptura quando submetidas a carregamentos cíclicos ou repetitivos, como cargas móveis de tráfego, vento ou variações de temperatura, mesmo se as cargas atuantes induzirem esforços menores que a capacidade resistente estática do material. [37].

Dadas as propriedades mecânicas de materiais tipo CADRFA e CUADRFA, as seções transversais de elementos estruturais contendo estes materiais podem ser mais finas, leves e resistentes, quando comparadas com as mesmas feitas em concreto convencional. Por outro lado, à medida que os elementos sofrem redução de seção, há um aumento da suscetibilidade da peça à fadiga causado pelo aumento das tensões primárias e secundárias¹ na seção [117]. Dessa maneira, faz-se necessária a verificação de resistência à fadiga por meio de ensaios mecânicos.

Embora não apresente alterações na capacidade resistente à compressão cíclica, a adição de fibras de aço em matrizes cimentícias melhora consideravelmente a capacidade resistente à fadiga de elementos estruturais sob tração direta [64]. Um estudo com três tipos diferentes de concretos de alto desempenho reforçado com fibras de aço, apresentado por WALRAVEN [118], destaca o bom desempenho destes materiais sob carga cíclica, onde apresentam após 10^7 ciclos a manutenção de até 70% da capacidade resistente estática. A Figura 2.27 ilustra um comparativo de comportamento à fadiga de um CUADRF com três tipos de concreto: convencional (CC), armado (CA) e de alto desempenho (CAD), em que pode-se ressaltar a contribuição das fibras de aço frente aos demais materiais para a manutenção da taxa de carregamento próxima de 80% em 10^7 ciclos.

¹ A Tensão Primária é aquela que mantém o equilíbrio do elemento, apresenta deslocamento ilimitado e, quando atinge um alto valor, ocorre a falha do elemento. A Tensão Secundária é resultado de restrições de apoio da estrutura, e apresenta deslocamentos e rotações limitados [262].

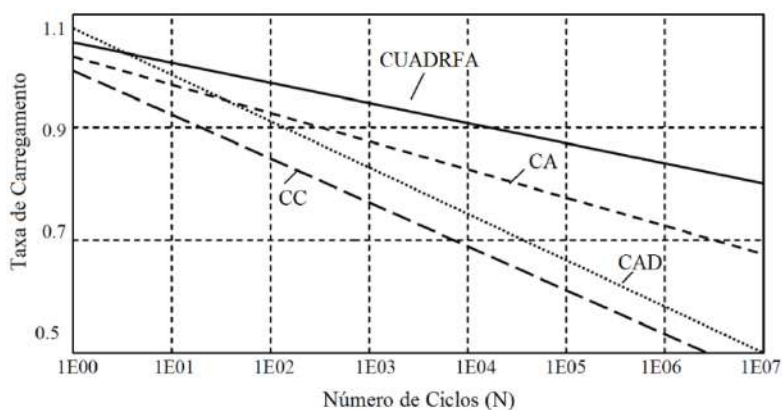


Figura 2.27 – Curvas S-N [119] apud [120].

Por fim, CARLESSO *et al.* [121] ressaltam que corpos de prova prismáticos submetidos a testes monotônicos de tração na flexão em três pontos mostraram que cargas cíclicas tendem a atuar na largura da abertura de fissura, sem influenciar na capacidade resistente pós-fadiga, independentemente do nível do carregamento. Inclusive, em análise das seções transversais, concluiu-se que o processo de fadiga ocorre por dano na interface fibra-matriz, que progressivamente reduz a capacidade de ancoragem, afetando, portanto, a contribuição das fibras frente à manutenção da largura de abertura de fissura e conseqüente contribuição à durabilidade.

2.6. INFLUÊNCIA DA ORIENTAÇÃO E DISTRIBUIÇÃO DAS FIBRAS NO COMPORTAMENTO MECÂNICO

Usualmente, a armadura passiva é distribuída e espaçada ao longo do elemento estrutural de concreto armado, e se encontra, preferencialmente, perpendicular ao plano de fratura, como a armadura de flexão em vigas e lajes, ou inclinada a um plano de fratura previsto, como a armadura de cisalhamento de vigas e lajes. Diferentemente, elementos estruturais feitos a partir de concreto reforçado com fibras de aço apresentam suas fibras distribuídas de forma aleatória dentro da matriz cimentícia. Conseqüentemente, a quantidade de fibras que cruzará um plano de fratura, que contribuirá consideravelmente para a capacidade resistente do elemento, não pode ser totalmente prevista, podendo induzir a resultados mecânicos completamente diferentes, conforme ilustrado na Figura 2.28-a, em que para uma mesma quantidade de fibras, dada a alteração da inclinação do ângulo da fissura, a contribuição das fibras pode variar entre total e nula. Da mesma forma, a quantidade de fibras dosada em uma mistura afeta a resistência à tração, ilustrada como resposta mecânica na Figura 2.28-b. Dessa maneira,

a compreensão sobre a distribuição das fibras e sua efetiva contribuição à capacidade resistente de um elemento estrutural é de extrema importância para o dimensionamento de materiais que consideram a adição de fibras à sua resistência mecânica.

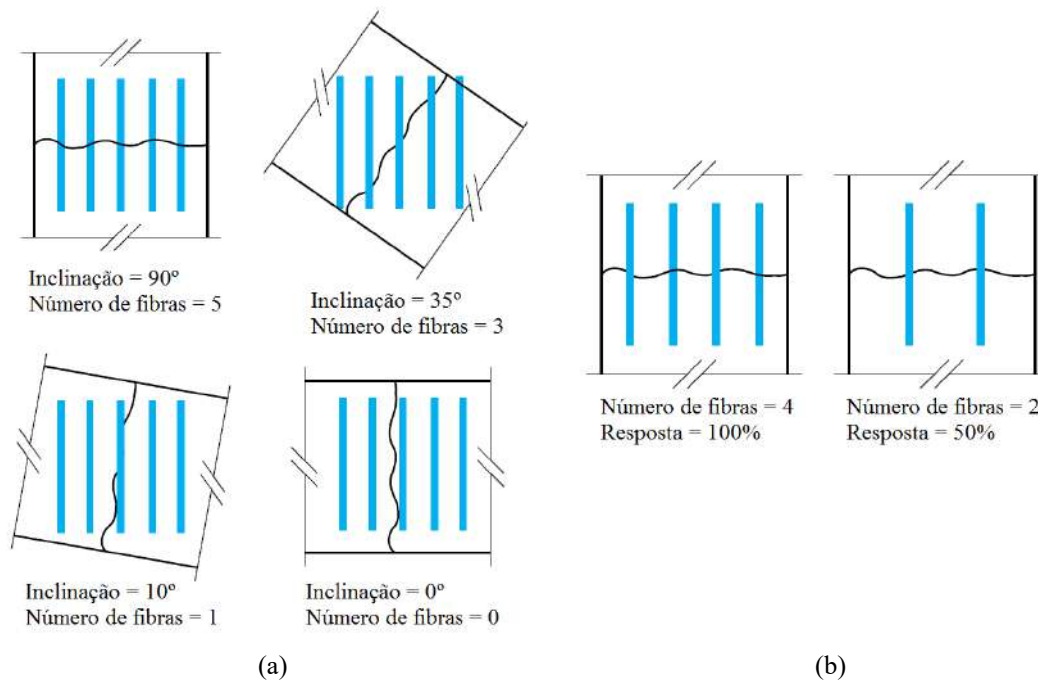


Figura 2.28 – Contribuição das fibras de aço para a resistência à tração: a) em diferentes planos de fratura e b) com diferentes dosagens [39].

No desenvolvimento de um compósito cimentício, a interação entre fibras de aço e a matriz cimentícia é estudada de maneira extensiva, i.e., as propriedades geométricas da fibra e as propriedades reológicas da matriz são submetidas a uma série de ensaios. Entretanto, tais ensaios não auxiliam na predição do comportamento mecânico quando este material é utilizado em diferentes tipos de moldes e formas. Portanto, como a distribuição de fibras é sensível ao procedimento de concretagem [67] e à geometria do molde [122], ao dimensionar uma nova concepção de um elemento estrutural, o comportamento mecânico deste tipo de material não poderá ser adotado como isotrópico. Em outras palavras, o comportamento mecânico de uma concepção estrutural pode sofrer um desvio severo (positiva ou negativamente) de ensaios realizados em laboratório. Assim, um método de concretagem deve ser previamente estabelecido a fim de prover uma melhor compreensão e predição deste comportamento [74].

Considerando a aleatoriedade das fibras e a dificuldade de prever a sua contribuição mecânica, três métodos de quantificação da influência da contribuição mecânica efetiva das fibras à resistência da matriz cimentícia são apresentados nas seções, a seguir.

2.6.1. Via Protótipo

Para os diferentes tipos de concretos reforçados com fibras de aço, um protótipo (ou *mock-up*) pode fornecer dados significantes para predição do comportamento mecânico da estrutura [38]. Denomina-se protótipo o elemento estrutural a ser estudado, concretado em escala real, de comprimento reduzido, embora longo o suficiente para que promova dispersão das fibras e fluidez do compósito de maneira similar ao procedimento a ser realizado na forma da estrutura real.

A partir do protótipo, pode-se obter um fator de orientação das fibras, ou Fator K , que indica, numericamente, a contribuição mecânica delas. Nesta tese, serão apresentados dois métodos de obtenção do Fator K , sendo o primeiro, elaborado por AFGC [38], e o segundo, THRANE et al. [39], ambos a partir de corpos de prova prismáticos extraídos dos protótipo.

2.6.1.1. Fator de orientação por meio de ensaio de flexão em 3 pontos

A partir de valores das curvas de corpos de prova prismáticos ensaiados à tração na flexão em três pontos, conforme descrição EN 14651:2005 [123], obtém-se o Fator K . A descrição do procedimento para a sua obtenção é feita na seção 3.2.4.1.

2.6.1.2. Fator de orientação a partir de um número de fibras cruzando um plano

Este método destrutivo consiste em contar o número de fibras que cruza um dado plano de interesse de um corpo de prova extraído. Após a regularização da seção transversal em estudo, as fibras que cruzam o plano são contadas manualmente. Em seguida, a partir deste número, aliado à fração volumétrica das fibras dosadas na mistura e à geometria do plano, o Fator K é atribuído. A descrição do procedimento para a sua obtenção é feita na seção 3.2.4, e os resultados são apresentados na seção 6.2.

2.6.2. Via Tomografia Computadorizada 3D

Desde 1973, quando a tomografia computadorizada (TC) começou a ser usada em diagnósticos médicos como uma ferramenta não-destrutiva de imagem tridimensional, pesquisas em diversas outras áreas começaram a aflorar [124]. Esta técnica permite a visualização de amostrar com diferentes resoluções, variando sua escala de milimétrica

a micrométrica, dependendo da resolução do instrumento [125].

Em décadas recentes, a TC vem sendo fortemente usada para melhorias e melhor compreensão dos materiais usados na Engenharia Civil, como, por exemplo, a estrutura interna de misturas asfálticas, a microestrutura e comportamento sob processos físicos e mecânicos de rochas, e os defeitos dos processos de manufatura de metais [126]. Especialmente para a quantificação e detecção da orientação de fibras de aço dentro de uma matriz cimentícia endurecida, muitos autores mostraram que o uso desta ferramenta é uma forte abordagem para compreender a contribuição das fibras para a resistência mecânica [39,127,128]. A partir de cada fatia tomográfica, uma imagem tridimensional é formada, e então convertida em um modelo capaz de prover localização e orientação de cada fibra isolada dentro da matriz endurecida virtual.

Embora haja diversas abordagens para a quantificação das fibras via tomografia computadorizada, esta tese irá usufruir das fatias tomográficas para auxiliar na obtenção do fator de orientação das fibras (seção 2.6.1.2); o procedimento de uso das fatias é descrito na seção 6.2.2.

2.6.3. Via Simulação Numérica do Fluxo de Concreto

Por meio de simulações numéricas, pesquisadores vêm desenvolvendo diferentes métodos de predição do fluxo de concreto e distribuição das fibras na matriz cimentícia [129,130,131]. Ao investigar o efeito das propriedades reológicas do concreto fresco, procedimentos de concretagem, presença de armadura e obstáculos, diferentes geometrias de formas e interação de diferentes tipos e geometrias de fibras, a simulação numérica do fluxo de concreto é uma ferramenta de predição em potencial como alternativa (e complemento) ao uso do protótipo. Entretanto, este método não será abordado nesta tese.

2.7. DURABILIDADE

A durabilidade é um dos aspectos mais importantes em uma estrutura de concreto. Ao longo de toda a sua vida útil, a estrutura deve resistir não só às ações mecânicas e físicas às quais são impostas, mas também a agressores químicos. Embora os agentes de deterioração do concreto se superponham, complementando-se negativamente para

ações na estrutura, MEHTA & GERWICK [132] separam-nos em dois grupos que, consequentemente, interferem na vida útil da estrutura e requer atenção quando no desenvolvimento de um projeto estrutural. São eles: Agentes Físicos (Figura 2.29-a) e Agentes Químicos (Figura 2.29-b).

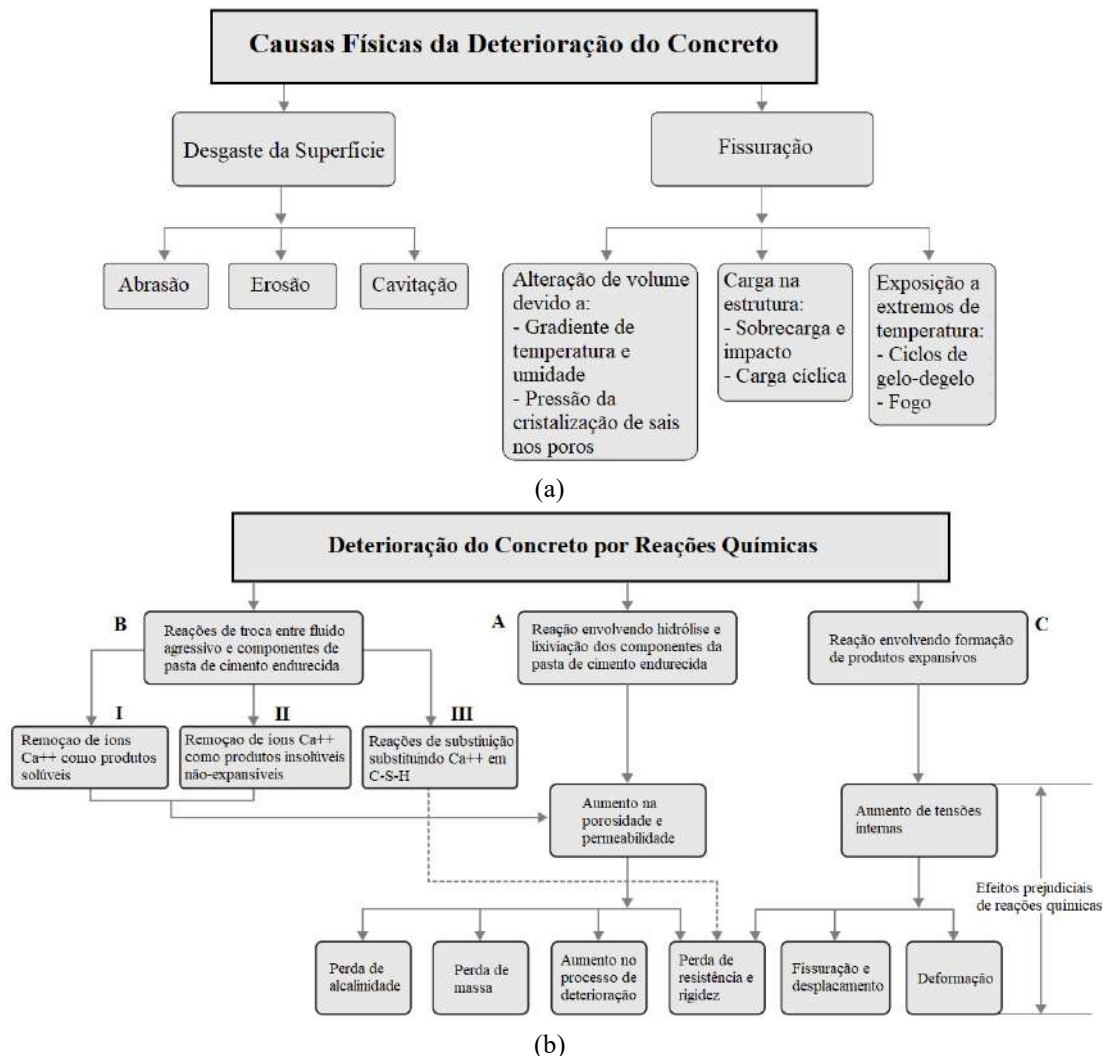


Figura 2.29 – Causas da deterioração do concreto: (a) Físicas e (b) Químicas [132].

Das causas listadas na Figura 2.29, é possível associar grande parte dos processos de degradação do concreto com a fissuração; por exemplo, uma estrutura fissurada devido a uma sobrecarga ou devido a um gradiente de temperatura induz a um aumento de permeabilidade, que permitirá a entrada de umidade e agentes agressivos, podendo desencadear diversos processos, como corrosão, perda de rigidez, dentre outros. E nesse aspecto, a compreensão e o controle do processo de fissuração é de fundamental importância para as diversas estruturas de concreto, pois há uma relação ente abertura média ou máxima de fissura com a durabilidade da estrutura [93].

Dentro deste contexto, as fibras de aço são apresentadas como uma solução para o controle da fissuração, pois devido ao mecanismo de reforço mecânico, a ductilidade e a resistência pós-fissuração podem ser significativamente melhoradas. Quando as fibras atravessam uma fissura do concreto, e estão em número suficiente e alinhamento satisfatório (preferencialmente, perpendicular ao plano de fratura), pode-se evitar a abertura desta fissura, proporcionando uma fissuração distribuída. Assim, têm-se múltiplas fissuras de pequena abertura, resultando num melhor comportamento do concreto à durabilidade.

É possível observar o potencial de distribuição da fissuração com a adição de fibras a partir de um comparativo apresentado por BARROS [133]. A Figura 2.30-a registra o modo de fratura de uma laje de referência, sem fibras, em que é possível observar uma única fissura formada. Conforme registro da Figura 2.30-b, ao adicionar fibras de aço com a menor quantidade dentre as lajes ensaiadas, é possível observar a formação de múltiplas fissuras, visivelmente mais finas que a da laje sem fibras. À medida que se aumenta a quantidade de fibras de aço à mistura, conforme ilustrado, respectivamente, na Figura 2.30-c e na Figura 2.30-d, têm-se um aumento da dispersão e conseqüente diminuição da abertura de fissuras. Além disso, constatou-se que o espaçamento entre fissuras de 100 mm observado na Figura 2.30-b reduziu para 40 mm na Figura 2.30-d.

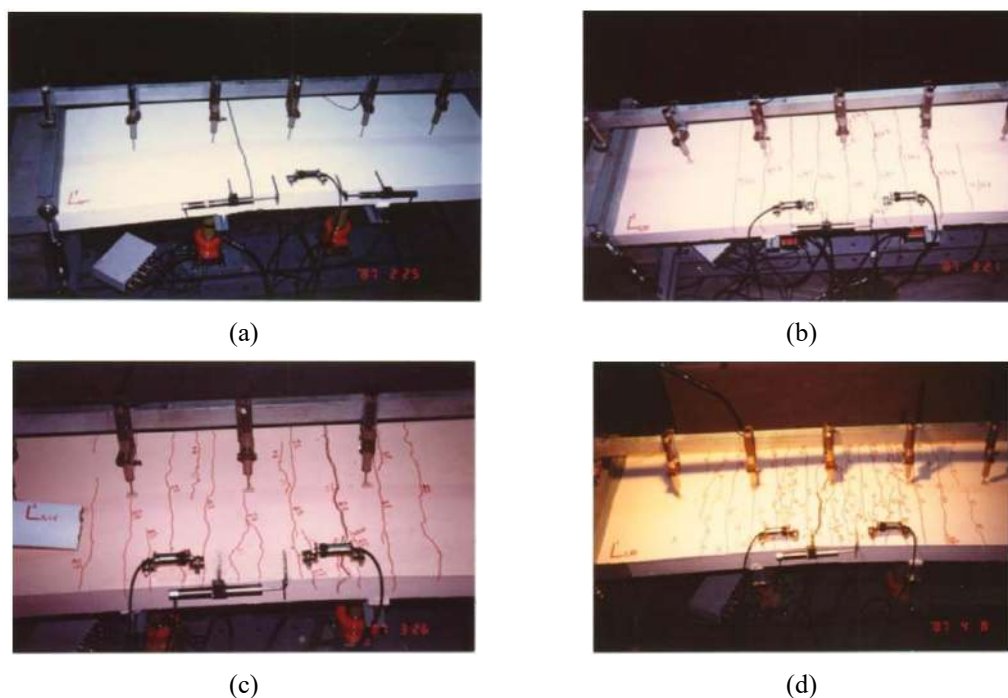


Figura 2.30 – Contribuição da adição de fibras de aço (Dramix 80/60) para o controle de fissuração em lajes com quantidade de: (a) 0, (b) 30, (c) 45, e (d) 60 kg/m³ [133].

Em um estudo de durabilidade de estruturas expostas a cloretos, elaborado por HANSEN *et al.* [134], mostrou-se que para obter a mesma largura de abertura de fissura e profundidade de penetração de íons cloreto, a estrutura com adição de fibras de aço deve se submeter a um carregamento maior que o previsto para concreto convencional. Ainda, é ressaltado que a corrosão das fibras é observada apenas quando em contato direto com a superfície exposta ou a face de uma fissura, não se propagando para dentro da estrutura.

Além do controle de abertura e distribuição da fissuração, uma série de ensaios de durabilidade comparando o efeito da adição das fibras a um concreto autoadensável, realizados por FRAZÃO *et al.* [135], foram apresentados os seguintes resultados:

- A adição das fibras de aço não altera significativamente a absorção por capilaridade;
- A penetrabilidade de ar permaneceu, praticamente, inalterada com a presença das fibras;
- A presença das fibras de aço reduz a resistividade elétrica do concreto;
- Dada a elevada compacidade, comum em concretos autoadensáveis, foi obtida boa resistência ao processo de carbonatação;

Dessa forma, a utilização deste tipo de material se faz de extrema importância em obras públicas de grande porte, como pontes e viadutos, dada a sua baixa necessidade de manutenção preventiva e corretiva. Ainda, tais parâmetros permitem menor espessura do revestimento que protege armaduras ativas e passiva, contribuindo para a redução de dimensões dos elementos estruturais.

2.8. EFEITO ESCALA

A compreensão do Efeito Escala (*Size Effect*) na resistência nominal de elementos estruturais se faz importante em todo o espectro da engenharia estrutural e é discutido há séculos [136]. Na mecânica dos sólidos clássica, a resistência nominal de uma estrutura é independente de suas dimensões quando geometrias similares são comparadas (vigas com seções transversais diferentes rompem sob a mesma tensão). Quando esta propriedade não é atendida, tem-se o Efeito Escala [137]. Diferente de materiais com comportamento dúctil, materiais cimentícios, por terem comportamento quase-frágil, apresentam efeito escala em seus elementos estruturais [138]. Em

contrapartida, materiais com comportamento *strain-hardening*, o efeito escala é muito menor que o observado em materiais com comportamento *strain-softening*, pois seu comportamento é tido por elasto-plástico [38]. Portanto, quanto maior for a ductilidade proporcionada pela adição das fibras à matriz cimentícia, menor será o efeito escala.

O Efeito Escala pode ser atribuído por dois fatores [137]:

- Estatístico: Teoria clássica de Weibull do Efeito Escala Estatístico, dada a aleatoriedade da resistência do material;
- Determinístico: a ser causada por redistribuição de tensões causada por propagação estável da fratura e de energia intrínseca.

A respeito de ensaios de laboratório, o *Model Code 2010* [74] exprime:

“Os corpos de prova devem, preferivelmente, ser representados o mais próximo possível da escala real, a fim de que o efeito escala não aumente as incertezas do modelo.

Caso contrário, leis representativas, como as baseadas em mecânica da fratura, devem ser apropriadamente consideradas”.

Em um estudo apresentado por KIM *et al.* [85], verificou-se o efeito escala via correlação entre o comportamento de compósitos reforçados com fibras de aço submetidos à tração direta e à flexão. Foi possível concluir que à medida que o corpo de prova diminui, a capacidade resistente à flexão e capacidade ao deslocamento aumentam, e a razão entre a capacidade resistente à flexão e a tração direta em todos os corpos de prova apresentaram margem de valores entre 2,2 e 3, corroborando com estudos anteriormente apresentados por NAAMAN [139]. Ao fim, sugere-se que a resposta à tração não pode ser exclusivamente prevista a partir da resposta à flexão sem ao menos considerar o efeito escala em conjunto com o vão do ensaio ou a relação entre o vão e a altura do corpo de prova.

MINELLI *et al.* [140] relatam um estudo sobre o efeito escala em elementos estruturais submetidas a esforço cortante, destacando, inicialmente, que este é um problema estudado desde a década de 60. Em uma série de ensaios de tração na flexão em três pontos, com vigas variando de 500 a 1500mm de altura, para uma fração de volume de fibras de 0, 0,64 e 1%, é exposto que a adição de fibras de aço reduzem

consideravelmente o efeito escala de peças submetidas a esforço cortante, graças ao ganho de ductilidade e multiplicidade do padrão de fissuração.

Por fim, a respeito do efeito escala de elementos estruturais submetidos a compressão, FLÁDR & BÍLÝ [141] comparam o comportamento de corpos de prova cúbicos com diferentes dosagens e tamanhos, submetidos ao ensaio de compressão axial. Deste estudo, foi possível afirmar que a resistência à compressão de compósitos de alta resistência reforçados com fibras de aço contendo agregado graúdo geralmente diminui com o aumento do tamanho do cubo, embora o efeito escala diminui com o aumento da resistência.

Portanto, para o dimensionamento de estruturas com seções transversais associadas a materiais que não sejam de conhecimento pleno e difundido, deve-se optar por ensaios em escala real, a fim de obter respostas mecânicas com elevado fator de confiabilidade.

2.9. MODELAGEM NUMÉRICA VIA MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

2.9.1. Tipos de Análises e de Modelos de Fissuração para o Concreto

O método dos elementos finitos é largamente usado para resolver problemas físicos, seja de análise ou de dimensionamento estrutural de casos de engenharia civil. A elaboração de um modelo em elementos finitos de uma estrutura envolve abstração da estrutura física com dado número de suposições, generalizações e idealizações. [142].

A análise pode ser linear ou não linear. A não linearidade física se origina das leis constitutivas não lineares do material. A não linearidade geométrica considera o efeito de grandes deslocamentos e rotações na formação das equações de equilíbrio enquanto a não linearidade elástica-geométrica leva em conta, adicionalmente, o efeito de grandes deformações.

A modelagem de compósitos cimentícios reforçados com fibras de aço, embora apresente o comportamento da curva tensão-deformação praticamente linear até atingir a resistência da matriz cimentícia, passa a se comportar de forma não linear, e relativamente imprevisível, durante todo o trecho pós-pico, dada a aleatoriedade das fibras. Assim, modelos desenvolvidos em elementos finitos que representem o

comportamento deste tipo de material se enquadram em análise não linear física. Portanto, serão apresentados na próxima seção dois modelos de fissuração para o concreto, largamente utilizados por pesquisadores para representar o comportamento mecânico de materiais que apresentem capacidade resistente após exceder o limite da matriz cimentícia.

A correta modelagem do comportamento mecânico do material é um dos fundamentos para se garantir uma análise realística de estruturas. A ruptura à tração em compósitos cimentícios como o concreto envolve uma microfissuração progressiva, um descolamento tortuoso entre a matriz cimentícia e os agregados, dada a heterogeneidade microscópica da matriz, dentre outros processos internos de dano. Esse processo eventualmente ocorre em paralelo com uma descontinuidade geométrica, que separa o material, a que se dá o nome de *fissura* [143]. Para fins de representação matemática, o conceito de fissuração pode ser categorizado na concepção de *fissuração discreta* e *fissuração distribuída*. A primeira modela a fissura como uma descontinuidade geométrica, enquanto a segunda simula a fissura como uma deformação do meio contínuo [144].

Embora teorias e abordagens matemáticas sobre a formação de fissura e a sua propagação tenham sido iniciadas há mais de cinco décadas, a escolha entre qual método melhor representa o processo de fissuração de materiais com comportamento mecânico similar ao do concreto ainda é tema de discussão entre pesquisadores [145,146,147]. Vale ressaltar que esta tese irá se ater em descrever, brevemente, os modelos clássicos, já que estes são largamente utilizados em módulos de programas de modelagem numérica em elementos finitos, dentre eles, o DIANA®, o qual será utilizado neste trabalho.

2.9.2. Modelo de Fissuração Discreta

Com o modelo de Fissuração Discreta, se pretende simular o fenômeno da fissuração de forma realista. No fim da década de 60, as primeiras modelagens por elementos finitos contemplavam a formação de fissura como uma descontinuidade geométrica, modelada via separação dos bordos do elemento finito [148,149]. ROTS & BLAAUWNDRAAD [143] apresentam duas desvantagens deste método: a primeira, que implica em uma contínua mudança da conectividade nodal, não se adequando à natureza proposta pelo

método de deslocamento dos elementos finitos, e a segunda, por restringir a fissura a seguir um caminho pré-definido formado nos bordos do elemento. Além disso, o processo de fissuração com este método necessita de conhecimento prévio do caminho a ser percorrido pela(s) fissura(s), uma alteração constante de geração de malha, que implica em um elevado custo computacional, dificultando a sua adoção em casos onde há múltipla fissuração, como concreto armado [94] ou compósitos cimentícios reforçados com fibras de aço. Um exemplo de geração de malha adaptativa é apresentado nas Figura 2.31-a à Figura 2.31-d, em que é possível notar o refinamento da malha à medida que a fissura vai se propagando nos bordos superior e inferior.

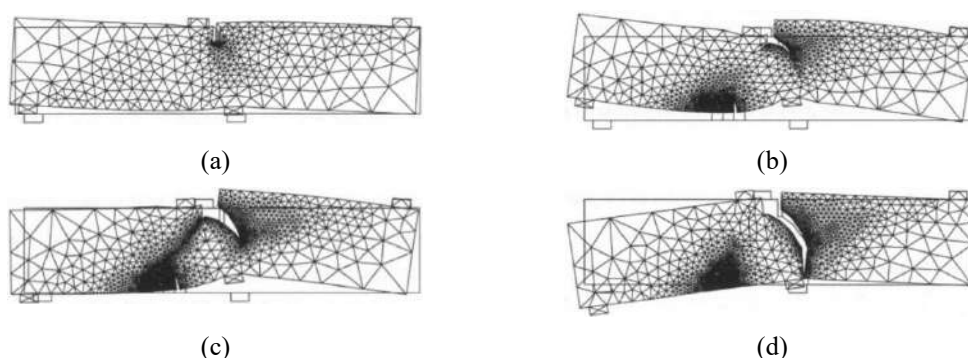


Figura 2.31 – Propagação de fissura para análise de múltiplas fissurações e passo de carga de 10 mm usando modelo de fissuração discreta e mecânica da fratura não linear: (a) 25 kN, (b) 40 kN, (c) 25 kN, e (d) 0 kN, pós-pico [146].

Assim, novas propostas a fim de aperfeiçoar a modelagem matemática do fenômeno da fissuração discreta foram apresentadas, como o modelo de fratura fictícia [150,151], em que a zona do processo de fratura é caracterizada por uma curva tensão normal x abertura de fissura, considerada uma propriedade do material. O primeiro modelo voltado para estruturas de concreto foi apresentado por SAOUMA & INGRAFFEA [152]. Já o modelo para análise não linear da propagação de fissuras discretas, em que a zona de processo de fratura é modelada por elementos de interface e a direção de propagação de fissura é considerada perpendicular à máxima tensão principal de tração, foi apresentado por INGRAFFEA *et al.* [153].

De maneira geral, um modelo simples de fissura discreta tem elementos de interface incorporados à malha original, com rigidez inicial de valor fictício, a fim de representar um comportamento elástico linear do material. Ao exceder um limite proposto, o material tem a sua rigidez convertida a uma lei constitutiva representativa do comportamento real do material a ser modelado [143,154].

2.9.3. Modelo de Fissuração Distribuída

2.9.3.1. Conceitos Gerais

Com uma abordagem diferente à proposta pelo modelo de fissura discreta, que previa alterações na malha de elementos finitos, o conceito de fissura distribuída, introduzido inicialmente por [155,156,157], simula o sólido fissurado como um contínuo e permite que sua descrição seja feita em termos de relações entre tensão e deformação, com a fissuração a ser distribuída sobre uma área específica, tipicamente em elemento finito, ou uma área correspondente a um ponto de integração do elemento finito [146].

O método de fissuração distribuída é considerado atrativo por preservar a topologia da malha de elementos finitos original, além de não impor restrições a respeito da direção dos planos de fissuração [143]. Entretanto, deve-se ressaltar as seguintes limitações para a sua utilização: dificuldade em representar estudos de casos em que fissuras localizadas são formadas, e problemas de sensibilidade ao tamanho do elemento finito, de acordo com a malha gerada [158].

Dadas as limitações iniciais encontradas na modelagem matemática proposta, BAŽANT & OH [159] incorporaram ao modelo o conceito de *banda de fissura* a fim de empregar os conceitos de Mecânica da Fratura na simulação da fissuração do concreto. Com essa nova proposta, as propriedades do material fissurado passam a ser definidas por três parâmetros: (i) a energia de fratura, (ii) a resistência à tração e (iii) a largura da banda de fissura.

O uso dessa nova proposta [94], mesmo com uma malha fortemente refinada, não produziu resultados coerentes, levando à necessidade de impor um tamanho mínimo do elemento finito a fim de que a região fissurada fosse representada; o valor recomendado do tamanho do elemento finito era 3 vezes o diâmetro do agregado [159], embora não haja evidências de que esta sugestão possa ser generalizada.

O conceito de fissuração distribuída pode ser categorizado em fissuração distribuída fixa e rotacional; de acordo com a primeira, a orientação da fissura é fixada durante todo o processo computacional, enquanto a segunda permite que haja uma corrotação da fissura concomitantemente aos eixos principais de deformação específica [154].

2.9.3.2. Modelo de Fissura Fixa

Neste modelo, a fissura é iniciada quando a tensão principal de tração excede a tensão de resistência à tração do material, e tem a sua direção de abertura fixa e perpendicular à direção da tensão principal de tração. A formação de novas fissuras não é levada em consideração, fazendo com que um carregamento assimétrico possa induzir tensões paralelas à fissura inicial, ocasionando um desalinhamento da direção das tensões principais, excedendo a resistência uniaxial do elemento estrutural em análise. Uma nova fissura só será criada se a tensão principal apresentar perpendicularidade com a fissura inicial [160,161].

Em adição, KUPFER & BULICEK [162] mostram na Figura 2.32 que a inclinação φ , da fissura por cisalhamento, em geral, não coincide com a resultante do ângulo de inclinação, θ , das tensões principais de compressão na alma, pois a direção das fissuras é fixa a partir do momento em que elas são formadas ($\varphi \neq \theta$). Conseqüentemente, um deslocamento de fissura paralelo ao plano de fissura formado ocorre (pois $\varphi \neq \theta$), e a inclinação da resultante da deformação específica de compressão principal da alma, ψ_2 , rotaciona a um ângulo α à inclinação da tensão principal de compressão ($\psi_2 \neq \theta \rightarrow \alpha \neq 0$). Dessa forma, o intertravamento mecânico entre agregados e a matriz cimentícia deve ser considerado para que haja transferência de tensões entre as fissuras de cisalhamento. Além disso, um estado de tensões biaxial se desenvolve na alma da viga.

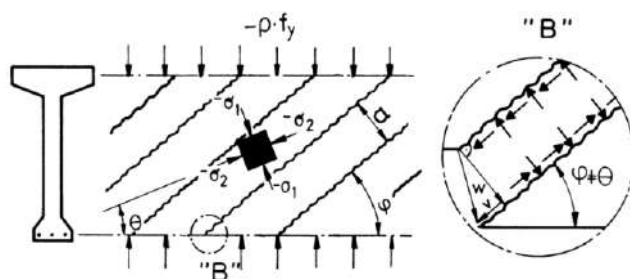


Figura 2.32 – Estado de tensões na alma para Modelo de Fissura Fixa [162].

2.9.3.3. Modelo de Fissura Rotacional

O Modelo de Fissura Rotacional resolve o problema do modelo anterior ao ajustar o mecanismo de falha à condição de carregamento, e ao monitorar as tensões no Modo I (localmente uniaxiais). Dessa maneira, o mecanismo de degradação fica controlado pela

maior tensão principal, permitindo que a fissura rotacione à medida que o carregamento é aplicado [161,163].

Ainda, ressalta-se que o Modelo de Fissura Rotacional é baseado em um campo de compressão uniaxial do concreto em que nenhuma tensão de cisalhamento (intertravamento mecânico entre agregados e matriz cimentícia) age nos planos da fissura ($V = 0$). Conforme ilustrado no exemplo da Figura 2.33, as fissuras devem se ajustar paralelamente à inclinação resultante da biela ($\varphi = \theta$) e a inclinação da deformação específica de compressão principal na alma da viga deve coincidir com a inclinação da tensão principal de compressão ($\alpha = 0 \rightarrow V = 0$) [162].

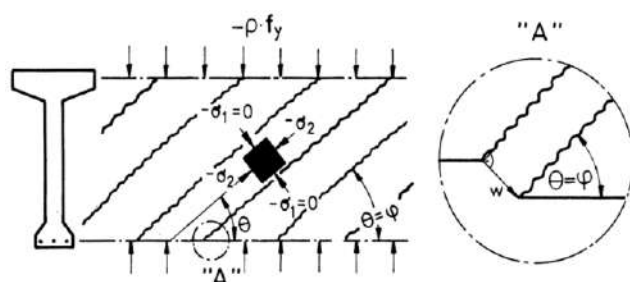


Figura 2.33 – Estado de tensões na alma para Modelo de Fissura Rotacional [162].

2.9.3.4. Modelo de Fissura Fixa Multidirecional

Este modelo é baseado nos conceitos descritos no Modelo de Fissura Fixa, embora permita a formação de fissuras secundárias caso a inclinação das tensões principais em relação às fissuras existentes exceda uma inclinação limite, assim como a tensão principal de tração deve exceder um valor limite. Entretanto, a fissura é iniciada no Modo I de fratura e a escolha da inclinação limite permanece arbitrária [161].

2.9.4. Banda de Fissura

A abordagem matemática da banda de fissura promoveu com sucesso a junção da teoria de mecânica da fratura com a mecânica do contínuo [164]. Ela vem sendo largamente utilizada em modelagens numéricas em elementos finitos como uma técnica para eliminar ou reduzir a sensibilidade do tamanho dos elementos da malha e sua influência em relação aos resultados numéricos de simulações que envolvem localização de deformação devido ao amolecimento [165].

BEHBAHANI et al. [166] sugerem que a largura de banda de fissura seja um artifício

para garantir que resultados de uma análise não linear de um material independa do refinamento da malha de elementos finitos. Entretanto, a determinação da *largura da banda de fissura*, também conhecida por *comprimento característico*, e da influência gerada na malha de elementos finitos, em especial nos modelos de Fissura Distribuída, é discutida por pesquisadores até o presente [159], [164].

JIRÁSEK & BAUER [165] destacam dois critérios para estimar a largura da banda de fissura. O primeiro critério é baseado na área ou volume do elemento finito, em que se recomenda que a estimativa da largura de banda de fissura para elementos bidimensionais seja a raiz quadrada da área do elemento, enquanto para elementos tridimensionais, a raiz cúbica do volume do elemento; deve-se fazer uma ressalva para elementos de geometria alongada ou banda de fissura não estiver alinhada com a malha, no caso de elementos quadrados ou cúbicos, onde problemas de convergência podem ocorrer. O segundo critério é o de projeção, em se assume que o valor correto da largura efetiva de banda, h_b , é afetado não só pelo tamanho da malha, mas pela sua inclinação em relação às linhas da malha. Da Figura 2.34-a à Figura 2.34-d têm-se diferentes exemplos do critério de projeção, em que a largura efetiva de banda de fissura é estimada ao projetar o elemento na direção perpendicular à suposta direção da banda de fissura.

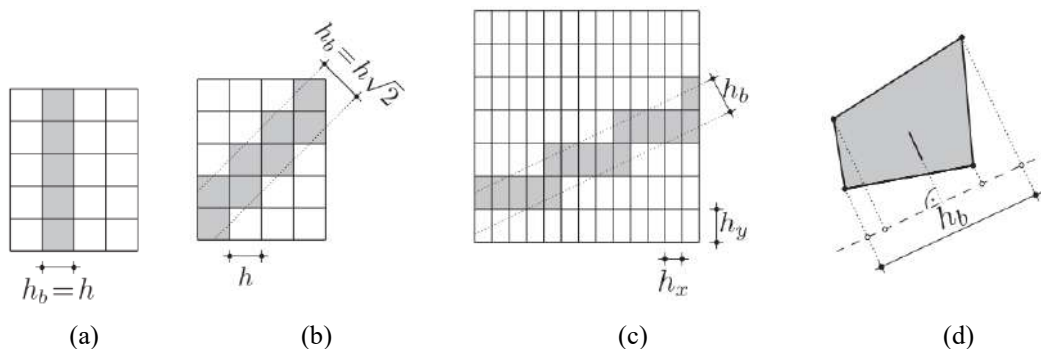


Figura 2.34 – Método de projeção: (a) banda de fissura paralela aos lados do elemento, (b) banda de fissura percorrendo ao longo das diagonais do elemento, (c) banda de fissura inclinada numa malha retangular, e (d) determinação da largura efetiva da banda por projeção [165].

2.9.5. Modos de Fratura

Uma fissura em uma estrutura real pode ser considerada como uma combinação de três modos de fratura básicos, ilustrados na Figura 2.35. A distinção dos três modos elementares de fratura se dá de acordo com os deslocamentos relativos das faces da fissura, produzidas pelas solicitações externas. Considerando as componentes de

uniaxial, embora o método indireto de tração na flexão em três pontos em corpos de prova prismáticos entalhados seja mais fácil de executar, dadas suas condições de contorno [74].

Uma curva pós-pico, típica de amolecimento do concreto submetido ao ensaio de tração direta uniaxial, é ilustrada na Figura 2.36, onde destaca-se, graficamente, a energia de fratura na região hachurada, correspondente à área abaixo da curva. Matematicamente, o valor da energia de fratura, G_F , é dado por:

$$G_F = \int_0^{W_c} \sigma(w) dw \quad 2.1$$

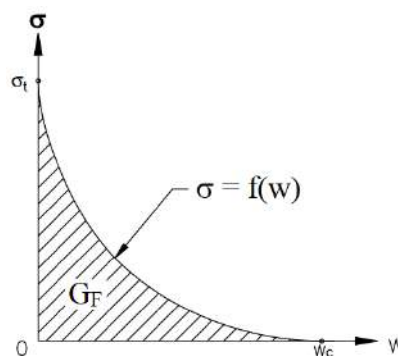


Figura 2.36 – Curva típica de amolecimento do concreto submetido à tração direta [171].

A partir da curva força x deslocamento vertical, do ensaio de tração na flexão em três pontos em corpo de prova entalhado, ilustrada na Figura 2.37, pode-se obter a energia de fratura do concreto, com ou sem adição de fibras, conforme a Equação 2.2, em que são considerados o trabalho das três forças atuantes no sistema sobre os deslocamentos medidos no meio do vão, δ : Força aplicada ao corpo de prova (F), peso do corpo de prova ($m_1 \cdot g$) e peso do aparato de medida de deslocamento ($m_2 \cdot g$).

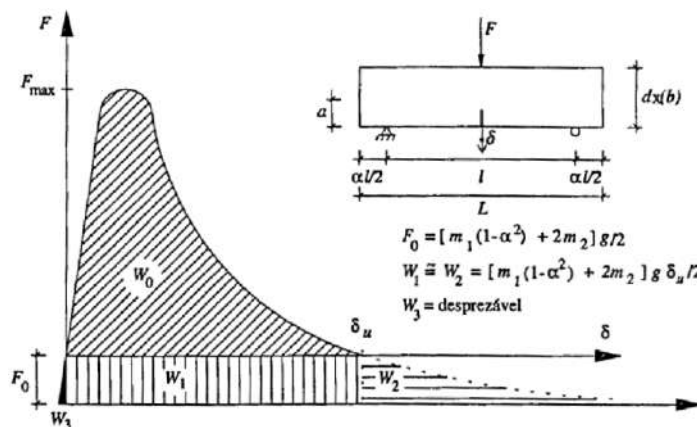


Figura 2.37 – Curva típica do concreto submetido ao ensaio de tração na flexão em três pontos [133].

$$G_F = \frac{W_0 + [m_1 \cdot (1 - \alpha^2) + 2 \cdot m_2] \cdot g \cdot \delta_u}{A_{lig}} \quad , \text{ onde} \quad 2.2$$

- W_0 Trabalho exercido pela carga F , correspondente à área sob a curva $F - \delta$.
- α Parâmetro que corrige o trabalho produzido pelo peso próprio do corpo de prova, sendo $\alpha = L/l - 1$ (ver Figura 2.37).
- δ_u Deslocamento final de ruína do corpo de prova, quando se tem $F = 0 N$.
- A_{lig} Área do ligamento, definida como a projeção da região de fratura em um plano perpendicular ao eixo do corpo de prova, em m^2 . Espera-se que $A_{lig} = b \cdot (d - a)$.

Em termos materiais, a energia de fratura de concretos convencionais e de alto desempenho depende da relação a/c, do tamanho máximo do agregado, das condições de cura e da idade do concreto, enquanto em termos geométricos, a energia de fratura é afetada pelo tamanho do corpo de prova ensaiado, assim como a relação entre a altura do entalhe e a altura livre do corpo de prova entalhado [74]. Já em compósitos cimentícios reforçados com fibras de aço, a energia de fratura também é influenciada pelas propriedades da fibra e da matriz cimentícia, a relação de aderência fibra-matriz, além da quantidade média e da inclinação das fibras cruzando o plano de fratura [172]. Devido à relevância da capacidade de absorção de energia de compósitos cimentícios fibrosos, diversos procedimentos têm sido propostos para avaliar esta propriedade, resultando em alguns parâmetros que tendem a reproduzi-la, como índices de tenacidade, a resistência equivalente à flexão e a energia de fratura. Dentre os índices, a energia de fratura é a mais usada e aceita em modelos numéricos [173].

Em um estudo apresentado por ULFKJÆR & BRINKER [174], comparou-se a energia de fratura de um concreto de resistência normal (CRN), de alta resistência (CAR), e de ultra alta resistência reforçado com fibras de aço (CUARRFA). Deste estudo, cujos resultados estão apresentados na Tabela 2.2, constatou-se que a energia de fratura pouco se altera entre os concretos de resistência normal e alta, enquanto a adição de fibras de aço, com fração volumétrica de 6%, a fez ficar 158 vezes maior. Em um estudo similar, apresentado por BARROS [133], para compósitos cimentícios com adições de fibras de aço com frações volumétricas de 0,38, 0,60 e 0,75%, a energia de fratura obtida por meio de ensaios de tração na flexão em três pontos, foi, respectivamente, 27, 33 e 66 vezes maior que a energia do compósito de referência (sem fibras). Nota-se, portanto, a sensibilidade da energia de fratura à fração volumétrica adicionada à matriz cimentícia.

Tabela 2.2 – Parâmetros de Fratura para Três Tipos de Concreto [174]

Tipo de Teste		Valor Médio	Desvio Padrão
Energia de Fratura (RILEM)	CRN	0,112 N/mm	0,8 N/mm
	CAR	0,120 N/mm	0,3 N/mm
	CUARRFA	19,00 N/mm	1,3 N/mm

As recomendações da RILEM TC 162-TDF para caracterizar o comportamento pós-fissuração de compósitos cimentícios fibrosos, e conseqüentemente auxiliar na obtenção da energia de fratura, são uma versão melhorada da técnica apresentada por BANTHIA & TROTTIER [175], que apresentaram um trabalho questionando técnicas anteriores, apresentadas pela ASTM [176] e JSCE [177]. Observa-se que o mesmo setup de ensaio da RILEM é recomendado pelo Model Code 2010. Para a determinação da energia de fratura do Modo I, G_F^I , sugere-se o ensaio de tração direta, ou o ensaio de tração na flexão de um prisma entalhado. Já para a determinação da energia de fratura do Modo II, G_F^{II} , recomenda-se que um prisma seja submetido a um ensaio de cisalhamento, com cargas aplicadas em faces opostas. Por fim, a energia de fratura do Modo III, G_F^{III} pode ser obtida a partir de cilindros com entalhe circunferencial submetidos à torção [178].

2.9.7. Modelagem do Comportamento ao Cisalhamento

A Figura 2.38 mostra o diagrama de corpo livre do trecho externo de uma viga com fissuração oblíqua e ilustra os quatro mecanismos clássicos de transferência de tensões de cisalhamento na face fissurada: intertravamento dos agregados na zona fissurada (V_{AI}), resistência residual do concreto (τ_{AI}), efeito pino (V_D), e banzo comprimido associado ao efeito de arco (V_C) [179].

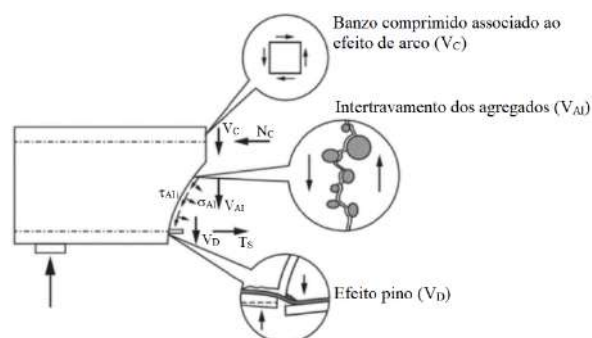


Figura 2.38 – Diagrama de corpo livre com três mecanismos de resistência ao cisalhamento [180].

Adotado por diversos programas comerciais em elementos finitos que modelam o comportamento não-linear físico do concreto, o *fator de retenção ao cisalhamento* (*shear retention factor*), β , permite considerar a rugosidade entre as faces da fissura,

causada pelo intertravamento dos agregados [181]. Em outras palavras, o fator β está relacionado à transferência de tensões de cisalhamento entre planos de fissura [182], e à redução da rigidez ao cisalhamento do concreto a medida que a fissura se propaga [183]. Para o caso de $\beta = 0$, supõe-se que não haja intertravamento de agregados, enquanto $\beta = 1$ significa intertravamento total [182].

O tratamento dado às tensões e deformações de cisalhamento na banda de fissura difere entre os modelos de fissura distribuída. No Modelo de Fissura Fixa, o fator de retenção ao cisalhamento é adotado para reduzir o módulo de cisalhamento, G , a fim de evitar problemas de convergência e de geração de padrões de fissuração distorcidos e não realistas (Figura 2.39). Já no Modelo de Fissura Rotacional, nenhuma tensão de cisalhamento ocorre no plano de fissura, pois a fissura se manifesta de acordo com a direção das tensões principais [184].

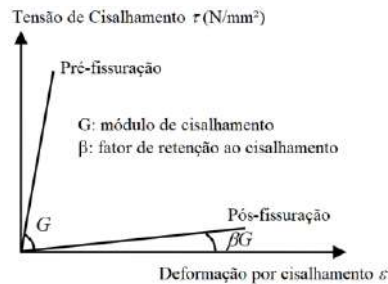


Figura 2.39 – Fator de retenção ao cisalhamento constante para modelos de fissura fixa [185].

É recomendado que fatores de retenção ao cisalhamento sejam variáveis para melhor representar o comportamento mecânico do material, devendo-se evitar valores constantes, salvo quando acompanhados de uma extensa análise pós-resultados para validar o comportamento do modelo e a distribuição das tensões principais de tração [186,187]. Deve-se ressaltar que programas comerciais aceitam, dentre seus dados de entrada para o fator de retenção ao cisalhamento, o fator β constante.

Embora seja de amplo conhecimento que a adição de fibras de aço corrobore para o aumento da capacidade de transferência de cisalhamento do concreto fissurado, a maioria dos modelos desenvolvidos para simular a relação atrito-cisalhamento de concretos reforçados com fibras de aço foca apenas na resistência máxima do elemento, ao invés de apresentar uma curva com o histórico do comportamento [188].

Dessa maneira, SANTOS *et al.* [102] apresentam uma curva para o fator de retenção ao cisalhamento variável, a ser adotada para a maioria das estruturas que tenham

comportamento mecânico em estado plano de tensões. Exposta na Equação 2.3, o incremento da tensão de cisalhamento transferida entre os planos de fissura decresce com o aumento da deformação específica normal da fissura, $\varepsilon_{n,u}^{cr}$.

$$\beta = \left(1 - \frac{\varepsilon_n^{cr}}{\varepsilon_{n,u}^{cr}}\right)^p, \text{ onde} \quad 2.3$$

- ε_n^{cr} Deformação específica normal da fissura
- $\varepsilon_{n,u}^{cr}$ Deformação específica normal última da fissura
- p Nível de decréscimo de β com o aumento da deformação de fissura.

Por outro lado, para o caso de estruturas que falham sob a formação de uma fissura crítica de cisalhamento, sugere-se um maior refinamento do amolecimento estrutural com a adoção de uma relação entre o amolecimento da tensão de cisalhamento de fissura e a deformação de cisalhamento da fissura, conforme Figura 2.40.

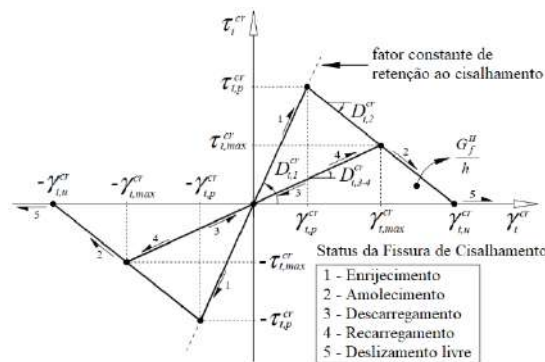


Figura 2.40 – Diagrama bilinear de tensão-deformação de cisalhamento para o Modo II de fratura [102]. Outros diagramas, ainda mais refinados que o apresentado na Figura 2.40, são sugeridos por BARROS *et al.* [189], ilustrados na Figura 2.41-a e -b. Ressalta-se que em todos os diagramas, o módulo de cisalhamento seja função da Energia de Fratura do Modo II, G_F^{II} , e da largura de banda de fissura, h .

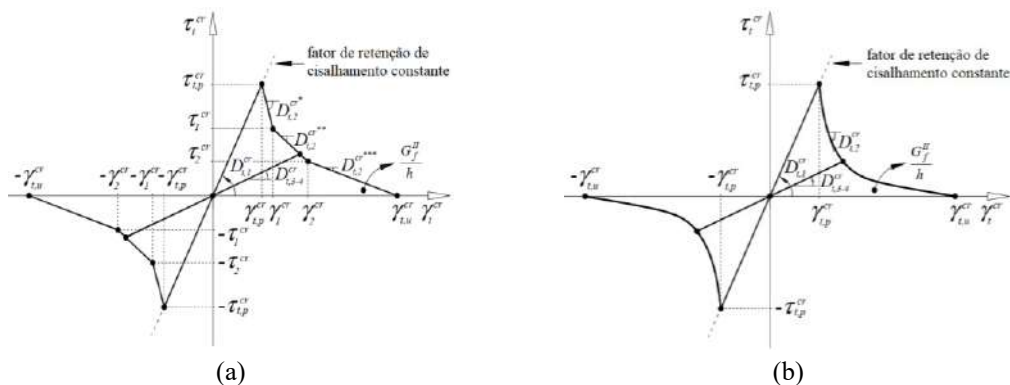


Figura 2.41 – Diagramas de tensão-deformação de cisalhamento para simular o Modo II de fratura: (a) multilinear e (b) curva decrescente suavizada [189].

3. CRITÉRIOS DE PROJETO PARA O DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE CCADRFA

Uma vez destinada a aplicações de engenharia civil em que se considerava apenas o dimensionamento no ELS, as fibras de aço são hoje conhecidas pela sua contribuição à resistência mecânica de matrizes cimentícias. Com melhorias na reologia e densidade de empacotamento de matrizes, aliadas ao aumento da fração volumétrica das fibras de aço, materiais como CADRFA e CUADRFA vêm sendo desenvolvidos nas últimas décadas, e vêm apresentando uma adoção promissora da indústria de construção civil [190,191]. Quando comparado com concreto armado convencional, a resistência mecânica proporcionada pela adição das fibras permite substituição parcial ou total da armadura passiva quando dimensionada no ELU. Da mesma forma, no ELS, esses materiais contribuem para redução da largura de fissuras, e aumento da vida útil [192,193]. Dentro deste cenário, são apresentados, na Tabela 3.1, textos técnicos de diversos países e regiões, justificando o potencial de uso e adoção deste material no mundo.

Tabela 3.1 – Guias, Normas e Recomendações sobre CCRFA

País/Região	Documento	Referência
Alemanha	Deutscher Ausschuß für Stahlbeton (DAfStb): Richtlinie Stahlfaserbeton	[194]
Austrália	Design Guidelines for Ductal Prestressed Concrete Beams	[120]
Áustria	ÖVBB-Richtlinie Faserbeton	[195]
Canadá	Design of Prestressed UHPFRC Girder Bridges According to Canadian Highway Bridge Design Code	[196]
Coreia do Sul	The Structural Design Guideline of the Fiber Reinforced SUPER Concrete	[197]
Dinamarca	Design Guideline for Structural Applications of Steel Fibre Reinforced Concrete	[198]
	Guideline for Execution of Steel Fibre Reinforced SCC	[39]
Espanha	EHE-08	[199]
EUA	ACI 544	[59]
França	Bétons Fibrés Á Ultra-Hautes Performances – Recommendations	[38]
Itália	CNR-DT 204/2006	[200]
Japão	Recommendations for Design and Construction of HPFRCC with Fine Cracks	[61]
Suécia	SS 812310:2014	[201]
Suíça	SIA 162/6	[202]
Europa	TC 208-HCF	[203]
	RILEM TC 162	[204,205,206]
	<i>fib</i> Model Code 2010	[74,207]

Portanto, este capítulo visa apresentar alguns destes textos técnicos internacionais, assim como mostrar critérios de dimensionamento para estruturas submetidas aos esforços de compressão, tração, flexão, cisalhamento, torção, punção e fadiga, além de apresentar critérios para tratar a dispersão das fibras (fator de orientação das fibras) e para a modelagem numérica com o método dos elementos finitos. Devido à adoção nesta tese do texto do Model Code 2010 [74,207] para o dimensionamento apresentado no capítulo 4, maior destaque será dado a ele, assim como o esforços de flexão e de cisalhamento, principais esforços atuantes na estrutura em estudo.

3.1. COMPORTAMENTO MECÂNICO DO MATERIAL

3.1.1. COMPRESSÃO

O comportamento mecânico à compressão proposto pelo Model Code 2010 está de acordo com o apresentado na seção 2.4.1, ao admitir que o módulo de elasticidade e o valor de pico da tensão são praticamente inalterados com a adição das fibras, embora haja ganho de tenacidade e conseqüente aumento da deformação específica. A diferença entre o comportamento mecânico à compressão axial de um concreto convencional e um de alto desempenho, comparados com seus respectivos reforçados com fibras de aço estão ilustrados na Figura 3.1.

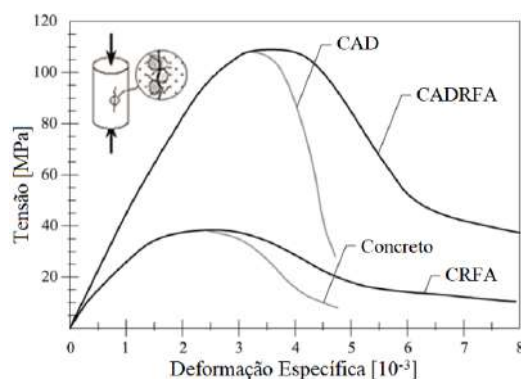


Figura 3.1 – Principais diferenças entre concreto e concreto reforçado com fibras (convencional e de alto desempenho) submetidos a carregamentos uniaxiais de compressão [74].

Na ausência de dados experimentais, para fins de dimensionamento, pode-se adotar a Equação 3.1 para representar a relação entre tensão e deformação específica de compressão, e a Equação 3.2 para representar o módulo de elasticidade, expressas na Figura 3.2; os valores de ϵ_{c1} , $\epsilon_{c,lim}$ e E_{c1} são tabelados, respectivos à classe de concreto atribuída.

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = - \left(\frac{k \cdot \eta - \eta^2}{1 + (k - 2) \cdot \eta} \right), \text{ para } |\varepsilon_c| < |\varepsilon_{c,lim}|, \text{ onde} \quad 3.1$$

$$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}};$$

$$k = \frac{E_{ci}}{E_{c1}};$$

ε_{c1} é a deformação específica referente a tensão máxima de compressão.

E_{c1} é o módulo secante da origem ao pico de tensão de compressão.

k é o número de plasticidade.

$$E_{ci} = E_{c0} \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{ck} + \Delta f}{10} \right), \text{ onde} \quad 3.2$$

E_{ci} é o módulo de elasticidade do concreto, em MPa, na idade de 28 dias.

f_{ck} é a resistência característica, em MPa.

$\Delta f = 8 \text{ MPa}$

$E_{c0} = 21,5 \times 10^3 \text{ MPa}$

α_E é 1,0 para agregados de quartzito. Para outros valores, consultar a Tabela 5.1-6 [74].

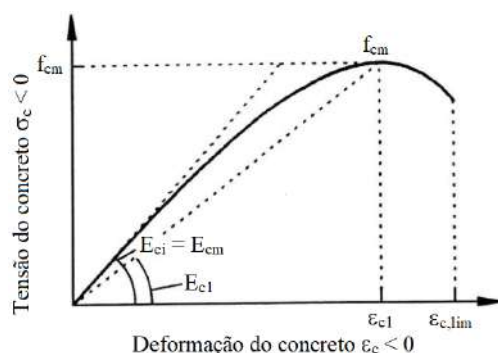


Figura 3.2 – Representação esquemática da relação tensão-deformação para carregamento de curta duração em compressão axial [74].

Deve-se ressaltar que embora o Model Code 2010 sugira o uso da curva convencional do comportamento do concreto à compressão com adição da fibra de aço, há diversos trabalhos em que são apresentadas outras formulações para a lei constitutiva à compressão de compósitos cimentícios reforçados com fibras de aço [208,209,210].

3.1.2. TRAÇÃO

3.1.2.1. Abordagens e Padrões para as Leis Constitutivas

São diversos os modelos de equações constitutivas que interpretam o comportamento mecânico à tração de um material fibroso; algumas literaturas se baseiam na relação tensão – deformação específica longitudinal ($\sigma - \varepsilon$), enquanto outras, tensão – abertura

de fissura ($\sigma - w$).

A abordagem $\sigma - w$ é atribuída a HILLERBORG *et al.* [211], que apresentaram o conceito de Modelo de Fissuração Fictícia (*FCM – Fictitious Crack Model*), em que o comportamento mecânico do material é separado entre o ramo elástico linear ($\sigma - \varepsilon$) e o ramo pós-fissuração ($\sigma - w$). A vantagem desta abordagem é sua comparação direta com resultados experimentais.

A abordagem $\sigma - \varepsilon$ interpreta todo o alongamento da estrutura em forma de deformação específica, e se baseia nos mesmos fundamentos do dimensionamento de concreto armado convencional [205]. A Equação 3.3 mostra a deformação específica total sendo dividida em duas parcelas, a referente à deformação do ramo elástico (esquerda) e a referente ao ramo pós-fissuração (direita), em que se destaca a razão entre a abertura de fissura, w , pelo comprimento característico, l_c , [38].

$$\varepsilon = \frac{f_{ct,el}}{E_{cm}} + \frac{w}{l_c}, \text{ onde} \quad 3.3$$

- ε é a deformação específica.
- $f_{ct,el}$ é o limite de elasticidade sob tensão de tração.
- E_{cm} é o módulo de elasticidade médio do concreto.
- w é a medida da abertura de fissura.
- l_c é o comprimento característico.

O comprimento característico (ou largura de banda de fissura, em termos da abordagem de Fissura Distribuída [212] – ver seção 2.9.4) pode ser interpretado como a razão entre a energia de fratura por área de fissura, G_F , e a energia elástica por volume de um dado material [204] e pode-se expressá-lo, matematicamente, como apresentado na Equação 3.4:

$$l_c = \frac{E_{cm} \cdot G_F}{f_{ct,el}^2} \quad 3.4$$

Dentre os padrões de curva $\sigma - \varepsilon$ adotados para representar o comportamento pós-pico, a depender do texto técnico adotado, destacam-se os seguintes padrões: retangular (Figura 3.3-a), bilinear (Figura 3.3-b), trilinear (Figura 3.3-c), e o multilinear (Figura 3.3-d).

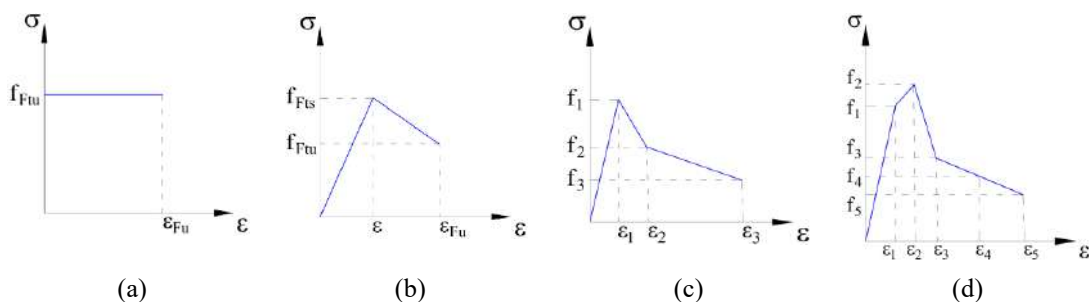


Figura 3.3 – Padrões de curvas $\sigma - \epsilon$ para Equações Constitutivas: (a) retangular, (b) bilinear, (c) trilinear e (d) multilinear [213].

Já os padrões de curva $\sigma - w$ comumente adotados são: retangular (Figura 3.4-a), bilinear (Figura 3.4-b), multilinear (Figura 3.4-c), e o forma-livre (Figura 3.4-d).

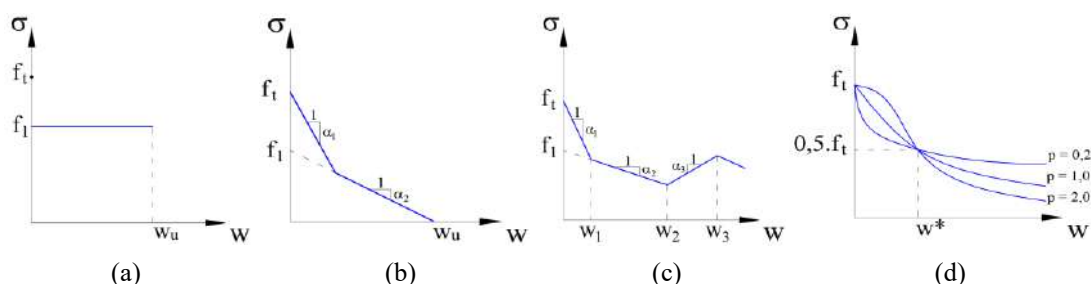


Figura 3.4 – Padrões de curvas $\sigma - w$ para Equações Constitutivas: (a) retangular, (b) bilinear, (c) multilinear e (d) forma-livre [204].

As equações das leis constitutivas apresentadas na Figura 3.4, estão, respectivamente, apresentadas da Equação 3.5 à Equação 3.8 [206]:

$$\sigma_w(w) = \begin{cases} f_t & , \text{ para } w = 0. \\ f_1 & , \text{ para } 0 < w \leq w_u. \end{cases} \quad 3.5$$

$$\sigma_w(w) = \begin{cases} f_t - \alpha_1 \cdot w & , \text{ para } 0 < w \leq w_1 \text{ e } \alpha_1 > 0 \\ f_1 - \alpha_2 \cdot w & , \text{ para } w_1 < w \leq w_u \text{ e } \alpha_2 > 0. \end{cases} \quad 3.6$$

$$\sigma_w(w) = \sigma_i - \alpha_i \cdot w \quad , \text{ para } w_{i-1} < w \leq w_i \quad 3.7$$

$$\sigma_w(w) = \frac{f_t}{1 + \left(\frac{w}{w^*}\right)^p} \quad 3.8$$

3.1.2.2. A Abordagem do Model Code 2010

O Model Code 2010 [74] apresenta leis constitutivas para o comportamento de materiais cimentícios puros e reforçados com fibras de aço submetidos à tração axial. Ambos os materiais são, respectivamente, apresentados nas seções seguintes.

3.1.2.2.1. Matriz Cimentícia sem Fibras

Para o comportamento mecânico de matrizes cimentícias puras, a Figura 3.5-a apresenta uma curva esquemática para o trecho linear (relação $\sigma - \varepsilon$), enquanto a Figura 3.5-b ilustra o comportamento pós-fissuração, com relação $\sigma - w$.

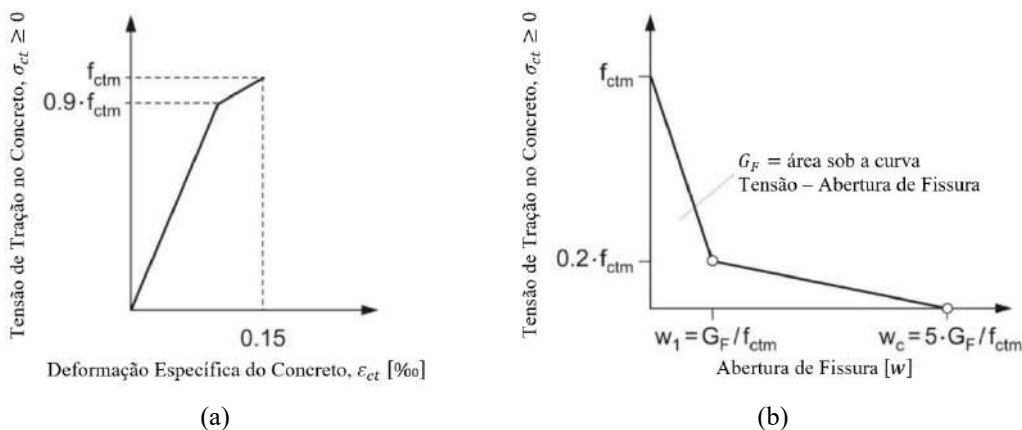


Figura 3.5 – Representação esquemática das relações tensão-deformação e tensão–abertura de fissura sob tração uniaxial [74].

A resistência à tração axial média, f_{ctm} , quando não obtida experimentalmente, pode ser assumida de acordo com as equações 3.9 ou 3.10, enquanto a energia de fratura, G_F , com a Equação 3.19.

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot (f_{ck})^{2/3}, \text{ para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa.} \tag{3.9}$$

$$f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln(1 + 0,1 \cdot (f_{ck} + 8)), \text{ para } f_{ck} > 50 \text{ MPa.} \tag{3.10}$$

Para os casos em que se dispõe da resistência média à tração na flexão, $f_{ctm,fl}$, o valor de f_{ctm} pode ser atribuído à seguinte equação:

$$f_{ctm} = \alpha_{fl} \cdot f_{ctm,fl}, \text{ onde:} \tag{3.11}$$

$$\alpha_{fl} = \frac{0,06 \cdot h_b^{0,7}}{1 + 0,06 \cdot h_b^{0,7}}, \text{ sendo:} \tag{3.12}$$

h_b a altura da viga, em mm.

O Model Code 2010 [74] comenta sobre o parâmetro α_{fl} , referente ao efeito escala, ser dependente e inversamente proporcional à fragilidade do concreto. Assim, é dito que o valor de 0,06 é atribuído a concretos de resistência normal, isto é, $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$, sendo necessário atribuir um valor menor para os casos em que $f_{ck} > 50 \text{ MPa}$.

3.1.2.2.2. Matrizes Cimentícias Reforçadas com Fibras de Aço

Para fins de dimensionamento analítico, dentre as curvas apresentadas nesta se o, esta tese irá adotar o padrão simplificado linear descendente, ilustrado na Figura 3.6-a. A vantagem desta curva   a sua obten o via análise inversa após a coleta de informa es de ensaios de traço flexão em três pontos, conforme exemplo da Figura 3.6-b (ver se o 3.1.2.3). O equacionamento da curva   realizado com os parâmetros informados na Figura 3.6-c.

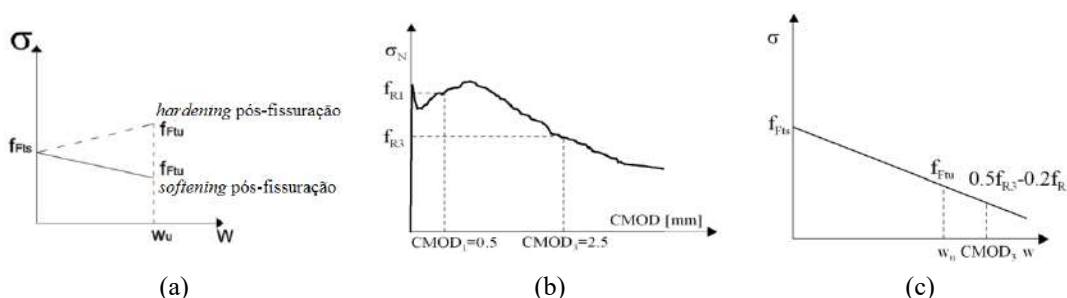


Figura 3.6 – Equa o constitutiva adotada: (a) padrão linear descendente da curva $\sigma - w$, (b) curva experimental para obten o de parâmetros para a equa o constitutiva, e (c) equa o da curva [74].

Para o uso em análises mais complexas, recomenda-se a ado o de uma das curvas $\sigma - \epsilon$, apresentadas na Figura 3.7. Para a situa o exposta na Figura 3.7-a, tem-se a união do ramo ascendente, proveniente da matriz cimentícia pura, e o trecho descendente, proveniente da contribui o das fibras; o ponto C   obtido a partir do cruzamento das retas BQ e DE, que são, respectivamente, o primeiro ramo a curva Figura 3.5-b e a curva da Figura 3.6-c. Já a situa o exposta na Figura 3.7-b, a reta DE, por apresentar valor maior que f_{ct} quando $w = 0$, faz-se a simples liga o entre os pontos B e D. Por fim, a curva apresentada na Figura 3.7-c   traçada para quando $f_{Fts}, f_{FTu} > f_{ct}$. Ainda, para os valores das deforma es específicas no Estado Limite de Serviço e Estado Limite último recomenda-se, respectivamente as equa es 3.13 e 3.14:

$$\epsilon_{SLS} = CMOD_1 / l_{CS} \tag{3.13}$$

$$\epsilon_{ULS} = w_u / l_{CS} = \min\{\epsilon_{Fu}, 2,5 / l_{CS}\} \quad , \text{ com:} \tag{3.14}$$

$l_{CS} = \min\{s_{rm}, y\}$, sendo o comprimento característico para concreto armado convencional, onde s_{rm}   a distância média entre as fissuras, e y , a distância entre a linha neutra e o lado tracionado da se o transversal. Para vigas e lajes sem armadura, pode-se adotar $y = h$.

$\epsilon_{Fu} = 2\%$ para distribui o variável da deforma o ao longo da se o transversal, e $\epsilon_{Fu} = 1\%$ para distribui o uniforme da deforma o ao longo da se o transversal.

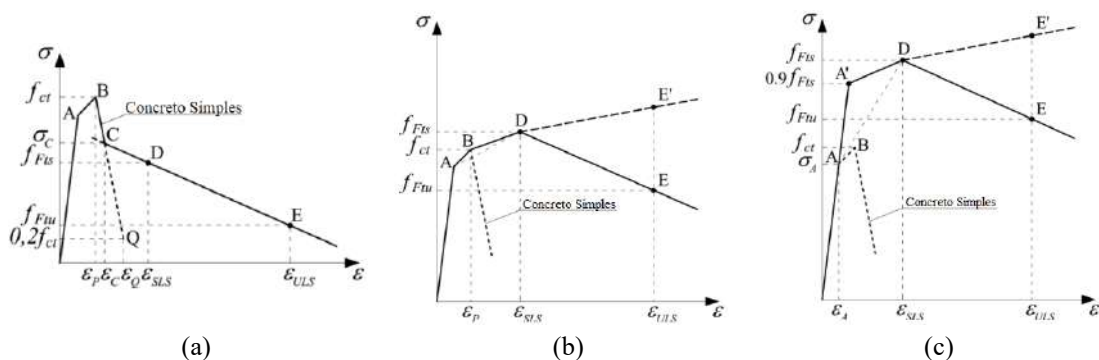


Figura 3.7 – Curva tensão deformação para o comportamento: (a) *strain-softening*, e (b) e (c) *strain-softening* ou *strain-hardening*.

3.1.2.3. Obtenção da curva $\sigma - w$ via ensaio de tração na flexão

Para obter os parâmetros necessários para o equacionamento da curva bilinear descendente apresentado na Figura 3.6-c, deve-se realizar um ensaio de tração na flexão em 3 pontos, conforme recomendado pelo Model Code 2010 [74]; o procedimento de tal ensaio é descrito em EN 14651:2005 [123].

O ensaio é realizado em corpos de prova prismáticos, com comprimento podendo variar entre 550 e 700mm (Figura 3.8-a), enquanto a seção transversal é fixa, com valor de 150 x 150 mm² (Figura 3.8-b). O entalhe, ser posicionado na face inferior do prisma durante o ensaio, deve apresentar altura de 25 mm, e sua espessura deverá ser menor que 5mm (Figura 3.8-c); um *clip gauge*, extensômetro que medirá a abertura de fissura a partir do entalhe (*CMOD – crack mouth opening displacement*), deverá ser acoplado na face inferior do prisma, auxiliado por chapas de espessura menor que 5 mm.

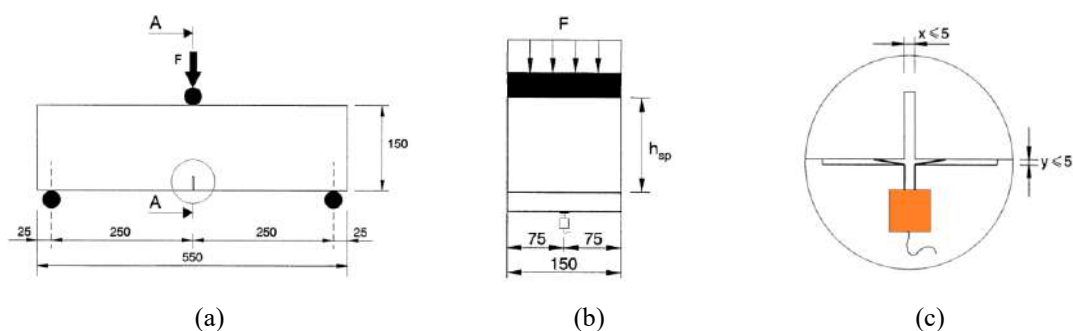


Figura 3.8 – Ensaio de tração na flexão em 3 pontos: (a) Setup do ensaio, (b) Corte A-A, e (c) detalhe das dimensões máximas do entalhe e do encaixe do clip gauge (em laranja) [123].

É importante ressaltar que o entalhe deve ser feito na lateral do prisma, e o ensaio deve ser realizado com o prisma rotacionado de 90° em seu eixo longitudinal, conforme ilustrado na Figura 3.9. Devido à ação da gravidade, as fibras tendem a se acumular no

fundo do molde e, ao rotacioná-lo, evita-se superestimar a capacidade resistente do elemento ensaiado. Além disso, as paredes dos moldes garantem a planicidade e paralelismo das faces que entrarão em contato com os roletes durante o ensaio.

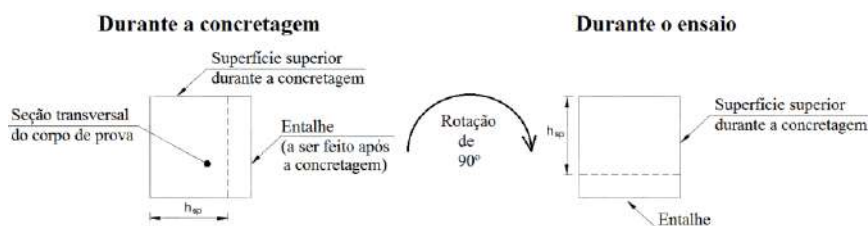


Figura 3.9 – Rotação de prisma para ensaio de tração na flexão em 3 pontos.

Durante o ensaio, o corpo de prova é submetido a duas velocidades de carga, sendo a primeira de 0,05 mm/min, aplicada até a leitura do *clip gauge* chegar em 0,1mm; deste valor de abertura em diante, a velocidade passa para 0,2 mm/min até o encerramento do ensaio, quando a abertura de fissura medida chega em 4,0 mm. Toda a aquisição de dados é feita a uma taxa de amostragem não menor que 5 Hz. A saída de resultados do ensaio fornecerá pontos suficientes para a construção de um gráfico similar ao da Figura 3.10-a. Dele, os seguintes valores são obtidos:

- F_L : Maior força referente à abertura de fissura correspondente ao intervalo $0 < CMOD \leq 0,05 \text{ mm}$.
- F_1 : Força referente à abertura de fissura correspondente a $CMOD = 0,5 \text{ mm}$.
- F_2 : Força referente à abertura de fissura correspondente a $CMOD = 1,5 \text{ mm}$.
- F_3 : Força referente à abertura de fissura correspondente a $CMOD = 2,5 \text{ mm}$.
- F_4 : Força referente à abertura de fissura correspondente a $CMOD = 3,5 \text{ mm}$.

A Figura 3.10-b ilustra diferentes padrões de curva entre os valores 0 e 0,05 mm para CMOD, destacando que o valor atribuído a F_L será o maior deste intervalo.

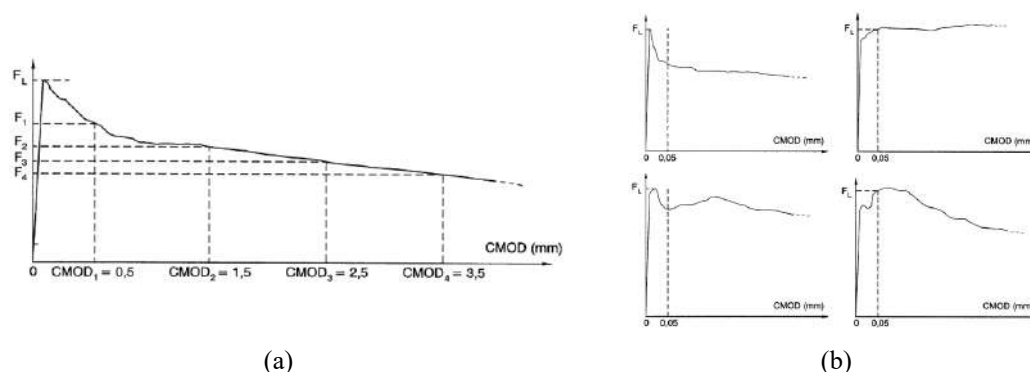


Figura 3.10 – Curva Força – CMOD: (a) curva típica e forças residuais, e (b) diferentes padrões.

Assim, a tensão referente ao limite de proporcionalidade e as tensões residuais são obtidas, respectivamente, conforme Equação 3.15 e Equação 3.16, a seguir:

$$f_{ct,L}^f = \frac{3 \cdot F_L \cdot l}{2 \cdot b \cdot h_{sp}^2}, \text{ onde:} \quad 3.15$$

- $f_{ct,L}^f$: Limite de Proporcionalidade, expresso em Newton por milímetro quadrado.
 F_L : Carregamento correspondente ao Limite de Proporcionalidade, expresso em Newton.
 l : Comprimento do v o entre apoios, em milímetros.
 b : Largura do corpo de prova, em milímetros.
 h_{sp} : Distância entre o topo do entalhe e o topo do corpo de prova, em milímetros.

$$f_{R,j} = \frac{3 \cdot F_j \cdot l}{2 \cdot b \cdot h_{sp}^2}, \text{ onde:} \quad 3.16$$

- $f_{R,j}$: Resistência residual   traço na flexão correspondente a uma abertura de fissura ($CMOD = CMOD_j$), onde $j = 1, 2, 3, 4$, em Newton por milímetro quadrado.
 F_j : Carregamento correspondente a uma abertura de fissura ($CMOD = CMOD_j$), onde $j = 1, 2, 3, 4$, em Newton.

Assim, obt m-se os valores necessários para a constru o do trecho p s-fissura o da equa o constitutiva (Figura 3.6-c), a partir da Equa o 3.17 e da Equa o 3.18:

$$f_{Fts} = 0,45 \cdot f_{R1} \quad 3.17$$

$$f_{Ftu} = f_{Fts} - \frac{w_u}{CMOD_3} \cdot (f_{Fts} - 0,5 \cdot f_{R3} + 0,2 \cdot f_{R1}) \quad 3.18$$

3.1.2.4. Energia de Fratura

O Model Code 2010 recomenda, primeiramente, que a Energia de Fratura, G_F , seja obtida por meio de ensaio de traço direta. Entretanto, dadas as dificeis condi es de contorno para sua realiza o, permite-se, via análise inversa a partir do ensaio de traço na flexão, a obten o da energia de fratura do material [74]. Para casos de elementos estruturais compostos somente por matriz cimentícia, pode-se utilizar a Equa o 3.19, cuja unidade   em N/m para f_{cm} em MPa:

$$G_F = 73 \cdot f_{cm}^{0,18} \quad 3.19$$

3.1.3. Classifica o Quanto   Substitui o de Armadura Passiva

Com base na razão entre as resistências residuais características   flexão, significativas para as condi es em serviço, f_{RK1} , e para o estado limite último, f_{RK3} , e o Limite de Proporcionalidade, f_{Lk} , o material poderá substituir total ou parcialmente a armadura passiva no estado limite último quando as duas condi es, impostas forem atendidas:

$$f_{Rk1}/f_{Lk} > 0,4 \quad 3.20$$

$$f_{Rk3}/f_{Rk1} > 0,5 \quad 3.21$$

3.2. COMPORTAMENTO MECÂNICO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS SUBMETIDOS A ESFORÇOS

3.2.1. FLEXÃO

São diversas as abordagens sobre como tratar o dimensionamento à flexão considerando a contribuição das fibras no equacionamento [38,61,120,207,196,198,200,214]. As referências tratam diferentes padrões de curva para os trechos comprimido e tracionado, considerando a contribuição de armadura passiva/ativa e as fibras.

Para o dimensionamento analítico, esta tese irá considerar a equação simplificada recomendada pelo Model Code 2010 [207], cujo esforço a que o elemento estrutural de concreto reforçado com fibras de aço está submetido na Figura 3.11-a pode ser resolvido pela distribuição de tensões exposta na Figura 3.11-b, ou na sua versão simplificada, conforme Figura 3.11-c.

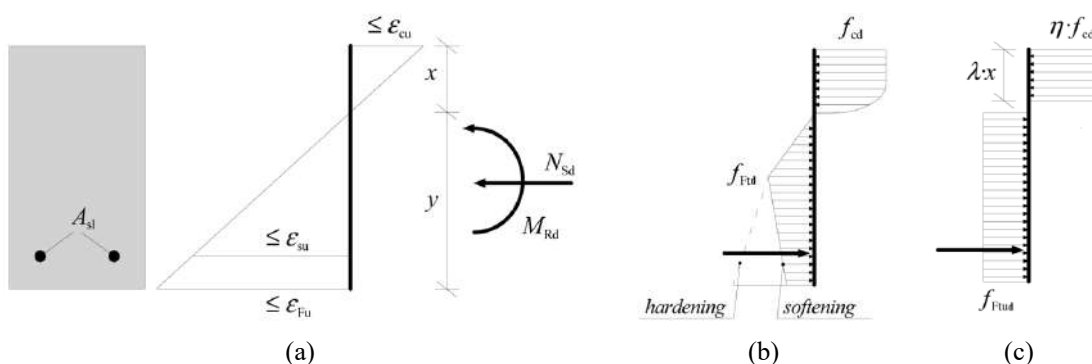


Figura 3.11 – (a) Distribuição da deformação específica, (b) distribuição de tensões, e (c) distribuição simplificada de tensões [207].

Vale destacar uma abordagem similar de dimensionamento à flexão recentemente adotada pelo ACI COMMITTEE 544 [215], desenvolvida por SORONAKOM & MOBASHER [214], em que se admite uma curva com comportamento elástico linear para o trecho comprimido do elemento, enquanto o trecho tracionado apresenta pode apresentar duas (Figura 3.12-a) ou três inclinações de reta (Figura 3.12-b), a depender do nível de esforço ao qual está sendo submetido.

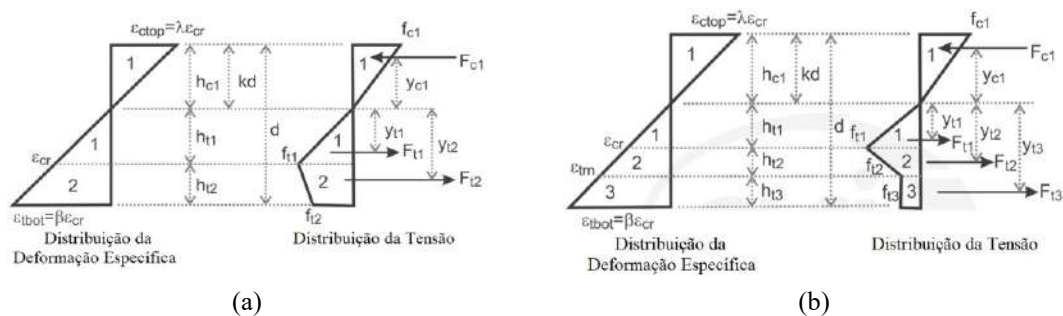


Figura 3.12 – Diagramas de Tensão e Deforma o no estágio de p s-fissura o: (a) Estágio I de esforço e (b) Estágio II de esforço [215].

Para o caso de lajes sem armadura convencional, recomenda-se [207] que o momento principal máximo atuante na laje seja menor que o momento resistente, m_{Rd} , definido na Equa o 3.22, onde   considerada a rela o rígido-plástica da Figura 3.11-c.

$$m_{Rd} = \frac{f_{Ftud} \cdot t^2}{2}, \text{ onde:} \quad 3.22$$

t   a espessura da laje, conforme Figura 3.13

f_{Ftud}   o valor da resistência   traço de cálculo para a abertura de fissura última, sendo igual a

$$f_{Ftud} = \frac{f_{Ftu}}{\gamma_c}.$$

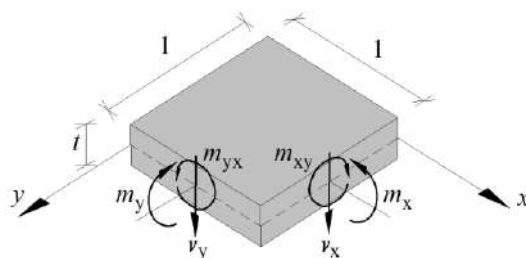


Figura 3.13 – A oes em um elemento de laje [207].

3.2.2. CISALHAMENTO

Para o dimensionamento ao cisalhamento, o *fib* Model Code 2010 oferece uma abordagem baseada em modelos físicos e parâmetros influenciadores (por exemplo, rela o de dependência da deforma o específica longitudinal   meia altura com a resistência do material) [216].

3.2.2.1. Níveis de Aproxima o

O Model Code 2010 [207] propõe métodos diferentes de dimensionamento ao cisalhamento que levam a quatro diferentes Níveis de Aproxima o, *NdA*. A cada nível, há um aumento da complexidade e refinamento dos procedimentos de cálculo (Figura 3.14). Os três primeiros níveis são baseados em soluçoes analíticas enquanto o quarto

nível de aproximação é baseado em análise não linear em elementos finitos. Os parâmetros que distinguem os níveis de I ao III são a inclinação do campo de tensão a compressão na alma da viga, θ , e o fator k_v , que leva em consideração a contribuição do concreto à resistência ao cisalhamento.

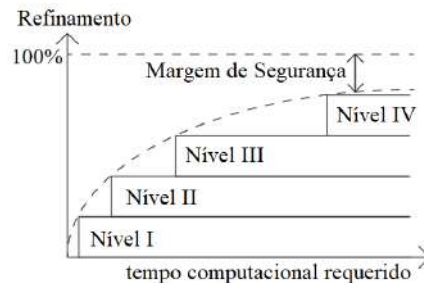


Figura 3.14 – Refinamento versus tempo computacional requerido para cada NdA [217].

O Nível de Aproximação I é o nível mais simples comparado com os outros três. É recomendado para quando os procedimentos de dimensionamento se encontram em estágio preliminar, ou quando um baixo processamento computacional for requerido [218]. Este nível é uma versão simplificada do NdA III, sendo ambos baseados na Teoria de Campo de Compressão Modificado, proposta por Vecchio e Collins em 1986 [219].

O Nível de Aproximação II é baseado nos princípios de plasticidade modificados com um termo de deformação específica que visa melhorar a modelagem do comportamento de membros estruturais com elevada densidade de armadura. Assim como no Nível I, o Nível II desconsidera a contribuição do concreto na resistência total da peça ao cisalhamento [220].

Por outro lado, um dimensionamento de acordo com o Nível de Aproximação IV deve ser realizado por uma análise não linear sob três possíveis formatos de segurança: o método Fator de Resistência Global (FRG), o método Fator Parcial (FP), e o método Estimção do Coeficiente de Variação de Resistência (ECVR) [221] (ver seção 3.3.1).

3.2.2.2. Vigas de Concreto Convencional sem Armadura Transversal

Em uma abordagem para concreto convencional, a resistência de vigas sem armadura transversal é atribuída somente ao concreto, conforme, a seguir:

$$V_{Rd,c} = k_v \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot z \cdot b_w \quad 3.23$$

considerando:

k_v é um parâmetro de contribuição à resistência do concreto, dependente do tamanho do agregado e da deformação específica longitudinal da viga. Seu valor varia conforme o Nda adotado.

z é o braço de alavanca, podendo ser considerando, em geral, igual a $0,9 \cdot d$.

b_w é a largura da viga.

$\sqrt{f_{ck}} \leq 8$ MPa. Esta limitação é devida à elevada variabilidade de $V_{Rd,C}$ com o aumento do f_{ck} .

Complementarmente, a armadura longitudinal na região tracionada de cada seção de interesse deve resistir a uma componente de força adicional devido ao cisalhamento de:

$$\Delta F_{td} = V_{Ed} \quad 3.24$$

Ressalta-se, ainda, que a demanda total na armadura longitudinal não precisa exceder a demanda devido ao momento fletor máximo isolado.

3.2.2.2.1. Nível de Aproximação I

Para o Nda I, sem influência significativa de carregamento axial (protensão, por exemplo), limitando as resistências características da armadura passiva longitudinal e do concreto a, respectivamente, $f_{yk} \leq 600$ MPa e $f_{ck} \leq 70$ MPa, e considerando um tamanho máximo de agregado não menor que 10 mm, tem-se para k_v :

$$k_v = \frac{180}{1000 + 1,25 \cdot z} \quad 3.25$$

3.2.2.2.2. Nível de Aproximação II

No Nda II, ao parâmetro k_v é atribuído a expressão seguinte:

$$k_v = \frac{0,4}{1 + 1500 \cdot \varepsilon_x} \cdot \frac{1300}{1000 + k_{dg} \cdot z} \quad 3.26$$

onde:

ε_x Deformação específica longitudinal calculada na profundidade $z/2$ (ver Figura 3.15).

$$k_{dg} = \frac{32}{16 + d_g} \geq 0,75 \quad 3.27$$

sendo:

d_g é o diâmetro máximo do agregado.

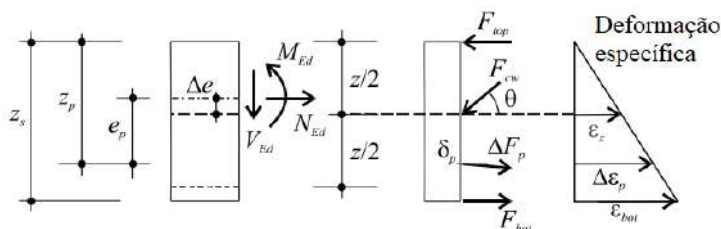


Figura 3.15 – Representação gráfica de ε_x .

Para casos em que a resistência do concreto exceda 70 MPa, recomenda-se adotar $d_g = 0$ para considerar a perda de intertravamento de agregado nas fissuras devido à fratura das partículas do agregado [207].

3.2.2.3. Vigas de Concreto Convencional com Armadura Transversal

O Model Code 2010 [207] fornece a Equação 3.28 para o cálculo da resistência ao cisalhamento de uma viga de concreto armado:

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} \geq V_{Ed} \quad 3.28$$

onde:

V_{Ed} é a esforço cortante solicitante de cálculo.

V_{Rd} é a resistência de cálculo ao esforço cortante.

$V_{Rd,c}$ é a resistência de cálculo atribuída ao concreto (ver Equação 3.23).

$V_{Rd,s}$ é a resistência de cálculo atribuída aos estribos, e é dada pela Equação 3.29, para estribos verticais:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta \quad 3.29$$

onde:

A_{sw} é a área da seção transversal dos estribos.

s é o espaçamento longitudinal de estribos adjacentes.

f_{ywd} é a resistência de cálculo de escoamento do aço do estribo.

z É o braço de alavanca interno entre as forças de compressão e tração, conforme Figura 3.16

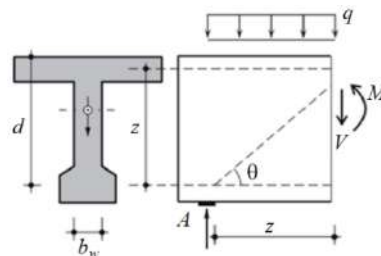


Figura 3.16 – Braço de alavanca interno, z [222].

Além de atender a Equação 3.28, a resistência ao cisalhamento deve atender seguinte condição, expressa na Equação 3.30, referente ao esmagamento da biela comprimida:

$$V_{Rd} \leq V_{Rd,max}(\theta) \quad 3.30$$

onde:

$$V_{Rd,max}(\theta) = k_c \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot b_w \cdot z \cdot \sin\theta \cdot \cos\theta \quad 3.31$$

sendo:

$$k_c = k_\epsilon \cdot \eta_{fc} \quad 3.32$$

onde:

k_ε é um fator que considera o estado da deformação específica longitudinal da alma de vigas, sendo:
 $k_\varepsilon = 0,55$, para o Nível de Aproximação I, e

$$k_\varepsilon = \frac{1}{1,2 + 55 \cdot \varepsilon_1} \leq 0,65 \quad , \text{ para o Nível de Aproximação II, onde:} \quad 3.33$$

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_x + (\varepsilon_x + 0,002) \cdot \cot^2 \theta \quad 3.34$$

η_{fc} é um fator que leva em consideração o aumento da fragilidade de ruptura do concreto com o aumento da resistência à compressão. Sua expressão é apresentada na Equação 3.35.

$$\eta_{fc} = \left(\frac{30}{f_{ck}} \right)^{\frac{1}{3}} \leq 1,0 \quad 3.35$$

A mínima taxa de armadura transversal para que as equações 3.29 à 3.35 sejam aplicáveis é dada por:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s_w} \geq 0,08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad 3.36$$

Entretanto, caso o material do elemento estrutural apresente fibras de aço dispersas na sua matriz cimentícia, pode-se prescindir de armadura transversal desde que seja atendida a condição a seguir:

$$f_{Ftuk} \geq 0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad , \text{ onde} \quad 3.37$$

f_{Ftuk} é o valor característico da resistência última a tração para um CRF, considerando $w_u = 1,50 \text{ mm}$.

3.2.2.3.1. Nível de Aproximação III

O terceiro e último nível analítico e o único que leva em consideração a contribuição do concreto, $V_{Rd,c}$, à resistência do esforço cortante. Para a parcela do concreto, deve-se considerar:

$$k_v = \frac{0.4}{1 + 1500 \cdot \varepsilon_x} \cdot \left(1 - \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}(\theta_{min})} \right) \quad 3.38$$

Para situações onde ocorre $V_{Rd} \geq V_{Rd,max}(\theta_{min})$, a resistência é determinada do mesmo modo em que o Nível de Aproximação II.

3.2.2.3.2. Nível de Aproximação IV

Embora o uso de softwares de Método dos Elementos Finitos como ferramenta para dimensionamento de estruturas de concreto armado, protendido e reforçado com fibras de aço tem crescido, os códigos atuais não fornecem informação detalhada em como realizar as análises necessárias para o dimensionamento [221].

O Nível de Aproximação IV requer que o modelo de dimensionamento seja criado de

acordo com o critério Análise Não Linear por Elementos Finitos (ANLEF), dentro de um dos três formatos, que serão descritos na se o 3.3.1:

- Fator de Resistência Global (FRG);
- Fator Parcial (FP);
- Estimacão do Coeficiente de Varia o da Resistência (ECVR).

3.2.2.4. Vigas de Concreto com Fibras de Aço sem Armadura Transversal

Para o dimensionamento de vigas de concreto armado com fibras de aço, a Equac o 3.23 se torna:

$$V_{Rd} = V_{Rd,f} \geq V_{Ed} \quad 3.39$$

onde:

V_{Rf}   a resistência ao esforço cortante atribuída ao concreto e às fibras de aço.

O Model Code 2010 oferece duas abordagens para se determinar a resistência $V_{Rd,f}$, sendo que a primeira, apresentada na Equac o 3.40, contempla a associa o de armadura longitudinal passiva e efeitos de compressão axial, e a segunda, expressa na Equac o 3.41, considera o efeito das fibras associados   inclina o da biela comprimida.

$$V_{Rd,f} = \left\{ \frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k \cdot \left[100 \cdot \rho_l \cdot \left(1 + 7.5 \cdot \frac{f_{Ftuk}}{f_{ctk}} \right) \cdot f_{ck} \right]^{\frac{1}{3}} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \quad 3.40$$

onde:

γ_c   o fator de segurança parcial atribuído ao concreto sem fibras.

k   um fator que leva em considera o o efeito escala, e   igual a:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$$

d   a altura útil da se o transversal, em mm.

ρ_l   a taxa de armadura longitudinal definida por:

$$\rho_l = A_{sl}/b_w \cdot d$$

A_{sl}   a área da se o transversal da armadura passiva, em mm²

f_{Ftuk}   a tensão resistente   traço residual característica do concreto fibroso associada a $w_u = 1,5 \text{ mm}$.

f_{ctk}   o valor da resistência característica   traço do concreto sem as fibras, em MPa.

f_{ck}   o valor da resistência característica   compressão, em MPa.

σ_{cp}   a tensão média atuando no concreto em área transversal, A_c , promovida por uma força axial, N_{Ed} , em N, devido a um carregamento ou protensão, e vale:

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0,2 \cdot f_{cd} \text{ (Considera-se } N_{Ed} > 0 \text{ para compressão.)}$$

b_w   a menor largura da se o transversal sob traço, em mm.

$$V_{Rd,f} = V_{Rd,c} + V_{Rd,f,i} \quad 3.41$$

onde:

$V_{Rd,c}$   a resistência do concreto sem fibras, e   igual a $\frac{1}{\gamma_F} \cdot k_v \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot z \cdot b_w$

$V_{Rd,f,i}$   o acréscimo de resistência do concreto atribuído   presença das fibras, e   igual a

$$\frac{1}{\gamma_F} \cdot k_f \cdot f_{Ftuk} \cdot \cot\theta \cdot z \cdot b_w$$

f_{Ftuk}   o valor característico da resistência última a traço para um CRF, a ser determinado por ensaios de traço direta, considerando a abertura de fissura última, w_u .

k_f 0.8

O parâmetro k_v , quando na presença de armadura, deve ser calculado conforme Equa o 3.42:

$$k_v = \frac{0.4}{1 + 1500 \cdot \varepsilon_x} \quad 3.42$$

Ainda, os limites do ângulo do campo de tensão de compressão devem satisfazer $\theta_{min} \leq \theta \leq 45^\circ$, onde:

$$\theta_{min} = 29^\circ + 7000 \cdot \varepsilon_x \quad 3.43$$

O valor de f_{Ftuk}   determinado sob a considera o de que a abertura de fissura última está limitada de acordo com a Equa o 3.44:

$$w_u = 0.2 + 1000 \cdot \varepsilon_x \geq 0.125mm \quad 3.44$$

O dimensionamento ao esforço cortante apresentado nesta tese considerar  a Equa o 3.41, por ser mais consistente com a formula o da Equa o 3.23.

3.2.2.5. Vigas de Concreto com Fibras de Aço com Armadura Transversal

Com a inser o de armadura transversal, a resistência ao esforço cortante se torna:

$$V_{Rd} = V_{Rd,f} + V_{Rd,s} \geq V_{Ed} \quad 3.45$$

3.2.3. TORÇO

Para casos de dimensionamento de elementos em se o celular, recomenda-se que cada parede seja verificada isoladamente [38], atendendo a Equa o 3.46:

$$V_{Rd,f} + V_{Rd,s} \geq V_{Ed,i} + \frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_k} \cdot z_i \quad 3.46$$

onde:

$V_{Ed,i}$   o esforço cortante de cálculo, referente   parede i do elemento estrutural.

$\frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_k} \cdot z_i$ é a parcela do esforço cortante de cálculo proveniente da torção, T_{Ed} , referente à parede i do elemento estrutural, sendo A_k a área delimitada pelas linhas de centro, e z_i o braço de alavanca específico da parede analisada, com ambos ilustrados na Figura 3.17.

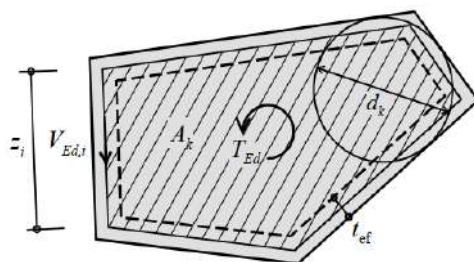


Figura 3.17 – Definição de uma seção vazada ideal [207].

Nos casos de longarinas com seção retangular maciça submetidas a esforços de torção, deve-se atender a Equação 3.47, a seguir:

$$\left(\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} \right)^2 + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \right)^2 \leq 1 \quad 3.47$$

sendo:

$$T_{Rd,max} = k_c \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot t_{ef} \cdot 2 \cdot A_k \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta \quad 3.48$$

Observa-se que, em casos de modelagem em elementos finitos utilizando elementos de casca (*shell*), a integração das tensões de cisalhamento já contempla os esforços combinados de esforço cortante + torção. Portanto, nesta situação, os dois termos à direita da Equação 3.46 saem unificados.

3.2.4. FATOR DE ORIENTAÇÃO DAS FIBRAS

As equações que regem o comportamento mecânico de compósitos cimentícios reforçados com fibras de aço e fornecem equações constitutivas são baseadas em ensaios de laboratório [38,39,74,123]. Em geral, os ensaios realizados em corpos de prova prismáticos e seus dados obtidos não representam na totalidade o comportamento mecânico quando o mesmo material é utilizado na estrutura real, por causa de parâmetros específicos, como geometria da forma, procedimento e sequência de concretagem. Portanto, o cálculo de um fator de orientação de fibras, que ajuste os resultados do ensaio de laboratório aos da estrutura real, é obrigatório ao dimensionar uma estrutura com este tipo de material. Dependendo do alinhamento das fibras, o elemento concretado pode apresentar um comportamento estrutural melhor ou pior em relação aos valores obtidos no laboratório, interferindo, assim, na resistência da peça.

Dessa maneira, cada um dos métodos descritos nesta seção apresenta abordagens diferentes de quantificar a distribuição das fibras e o ajuste necessário a ser aplicado à lei constitutiva do material obtida de ensaios em prismas moldados para utilização em projeto.

3.2.4.1. Fator de Orientação das Fibras por meio de Ensaio de Flexão em 3 Pontos: Fator K

Proposto pela AFGC [38], um fator de orientação das fibras é sugerido para que seja levado em conta a diferença entre a orientação das fibras do prisma moldado no corpo de prova, usado para determinar a lei constitutiva pós-fissuração, e a orientação real das fibras, a ser representada em um protótipo (ou *mock-up*). Este documento recomenda o uso de dois fatores de orientação: K_{global} , a ser usado em pontos em que a estrutura está submetida a tensões convencionais (flexão e cisalhamento de vigas, por exemplo), e K_{local} , a ser usado em pontos de concentrações de tensões (ancoragem de protensão, por exemplo).

Assim, K_{global} é a razão entre a média dos picos de curvas Tensão – CMOD, obtidas de prismas moldados e a média dos picos de curvas Tensão – CMOD de corpos de prova extraídos do mock-up, conforme Equação 3.49:

$$K_{global} = \frac{\bar{f}_{pico,mold}}{\bar{f}_{pico,extr}} \quad 3.49$$

Por outro lado, K_{local} é a razão entre a média dos picos de curvas Tensão – CMOD, obtidas de prismas moldados e o menor valor de pico dentre as curvas Tensão – CMOD de corpos de prova extraídos do mock-up, descrito na Equação 3.50:

$$K_{local} = \frac{\bar{f}_{pico,mold}}{f_{menor\ pico,extr}} \quad 3.50$$

Para os casos em que não for possível a realização do ensaio com protótipo, ou para estágios preliminares de dimensionamento, a AFGC [38] recomenda os respectivos valores para K_{global} e K_{local} : 1,25 e 1,75.

3.2.4.2. Fator de Orientação a partir de um número de Fibras Cruzando um Plano

Sob a mesma motivação, THRANE *et al.* [39] propõem uma outra abordagem para a obtenção de um fator de orientação a fim de correlacionar a resistência à tração de corpos de prova moldados e a de estruturais reais. Nesta abordagem, um fator de orientação parcial, α_o , é obtido de acordo com a Equação 3.51, para que o fator de orientação das fibras seja obtido a partir da Equação 3.52.

$$\alpha_o = \frac{N_f \cdot A_f}{V_f \cdot A_c}, \text{ onde} \quad 3.51$$

N_f Número de fibras cruzando um plano.
 A_f Área da seção transversal de uma fibra.
 V_f Fração volumétrica das fibras.
 A_c Seção transversal do plano.

$$k_f^f = \frac{\alpha_o}{\alpha_{o,ref}}, \text{ onde} \quad 3.52$$

$\alpha_{o,ref}$ Fator de Orientação de referência, sendo igual a 0.60 para um corpo de prova prismático de dimensões $15 \times 15 \times 60 \text{ cm}^3$, com fibras de aço com comprimento igual a 60mm.

3.2.4.3. Correção de Efeitos de Borda em Corpos de Prova Prismáticos

As leis constitutivas de tração obtidas a partir de ensaios em prismas se referem convencionalmente a uma distribuição aleatória tridimensional das fibras. Entretanto, há regiões dos prismas, sejam eles moldados ou extraídos de um elemento estrutural, em que não ocorre este tipo de distribuição. Sendo assim, os resultados obtidos devem ser corrigidos por meio de fatores que consideram os assim chamados *Efeito Parede e Efeito de Corte*

Ao quantificar a contribuição das fibras à resistência mecânica, deve-se levar em consideração ao tipo de testemunho a ser analisado. Caso o testemunho tenha sido moldado, ele apresentará o *Efeito Parede*, enquanto um testemunho que tenha sido extraído de uma peça maior, ele apresentará o *Efeito de Corte*. Ambos os casos são apresentados a seguir.

3.2.4.3.1. Efeito Parede (*Wall Effect*)

O concreto, ao ser despejado, devido ao seu estado líquido, preenche a forma na

totalidade, independentemente de sua geometria. Como representado na Figura 3.18, ao preencher a forma, o concreto apresenta uma dispersão randômica tridimensional em seu núcleo, até ter seu fluxo obstruído, onde cria-se um alinhamento forçado bidimensional, paralelo às faces das formas. Por fim, um alinhamento unidimensional ocorre nos vértices da forma (estando de acordo com a direção do fluxo). Interpreta-se que a largura da faixa de atuação dos alinhamentos bi e unidimensional é dependente do comprimento da fibra de aço, e é dada por $l_f/2$ [38]. Portanto, devido ao Efeito Parede, curvas Tensão-CMOD de corpos de prova moldados tendem a superestimar o comportamento real do material.

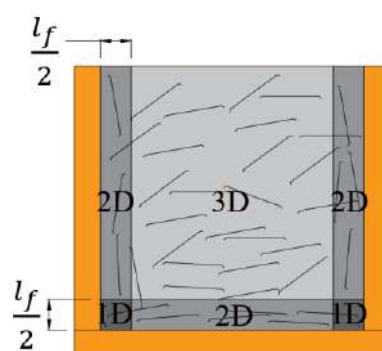


Figura 3.18 – Dispersão de fibras de aço dentro de uma forma.

A Tabela 3.2 mostra os fatores de orientação adotados por alguns pesquisadores e recomendações técnicas. Tais fatores correspondem à probabilidade de encontrar uma fibra cruzando um dado plano seccionado. Assim, a partir da seção transversal, é possível determinar o peso de cada região por meio destes coeficientes, e sua respectiva contribuição ao comportamento mecânico; dada a largura fixa dos alinhamentos 1D e 2D, nota-se que quanto menor a seção transversal, menor será a dispersão aleatória 3D.

Tabela 3.2 – Fator de Orientação de Acordo com a Orientação Espacial

Fator de Orientação			
Orientação Espacial	1D	2D	3D
[38]	0.841	0.597	0.41
[39,223]	1.00	0.64	0.50

3.2.4.3.2. Efeito de Corte (*Saw Effect*)

Com efeito contrário ao Efeito Parede, o Efeito de Corte faz referência à superfície danificada de um testemunho ao ser extraído via corte. A superfície extraída apresenta

fibras serradas, com conseqüente diminuição do comprimento de ancoragem à matriz, reduzindo, na região danificada pelo corte, parte da contribuição à resistência mecânica atribuída às fibras. Tem-se que a redução da contribuição mecânica é de 50% do fator informado na Tabela 3.2. Assim como no Efeito Parede, interpreta-se que a faixa danificada é dependente do comprimento da fibra de aço, e é dada por $l_f/2$ [38]. Conseqüentemente, devido a este efeito, curvas de Tensão-CMOD de testemunhos extraídos a corte tendem a subestimar o comportamento mecânico real do material.

A Figura 3.19-a ilustra um elemento moldado com sua dispersão conforme o Efeito Parede, enquanto a Figura 3.19-b ilustra as regiões afetadas pelo Efeito de Corte.

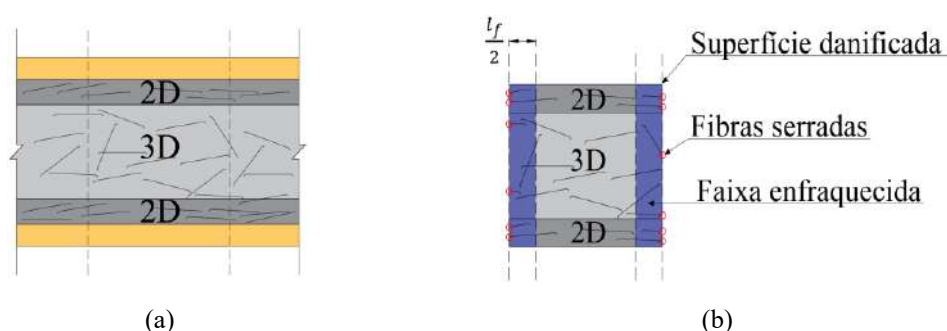


Figura 3.19 – Orientação das Fibras: (a) Dispersão dentro de uma forma e (b) Efeito de Corte.

3.2.4.4. Procedimento para reduzir a dispersão de resultados

Dada a aleatoriedade da distribuição das fibras de aço na matriz cimentícia, é de amplo conhecimento e aceitação que resultados mecânicos de ensaios que dependam da contribuição das fibras, como tração direta, tração na flexão, ou cisalhamento, apresentem dispersão de resultados.

Em um estudo sobre o estado-da-arte para a elaboração de recomendações de dimensionamento para compósitos do tipo CUADRFA [67], é apresentada uma tradução de um artigo escrito para a Associação Alemã de Concreto Estrutural (DAfStb) [224] em que 71 prismas de mesma dimensão e dosagem apresentaram grande dispersão entre as curvas para o ensaio de tração na flexão em 4 pontos (Figura 3.20); dispersão semelhante foi encontrada por FORMAGINI [44] em sua pesquisa na COPPE/UFRJ, enquanto ensaiava prismas 7,5cm x 7,5cm x 28cm à flexão em 4 pontos (Figura 3.21). Além da dispersão, LAPPÀ *et al.* [37] observaram dois diferentes padrões de curvas para ensaios de tração na flexão em 4 pontos em prismas 12,5cm x 12,5cm x 100cm: ao

realizarem preenchimento dos moldes de uma única extremidade (Método A), obtiveram curvas com comportamento *Deflection-Hardening*, enquanto os prismas preenchidos com lançamento ao longo de seu comprimento (Método B) resultaram em curvas com comportamento *Deflection-Softening* (Figura 3.22).

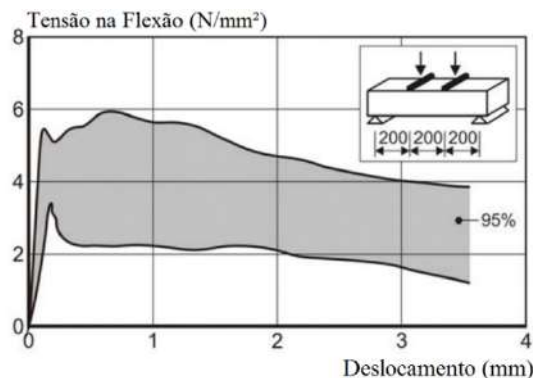


Figura 3.20 – Diagramas Tensão na flexão – Deslocamento de ensaios à flexão em concreto reforçado com fibras de aço [224] apud [67].

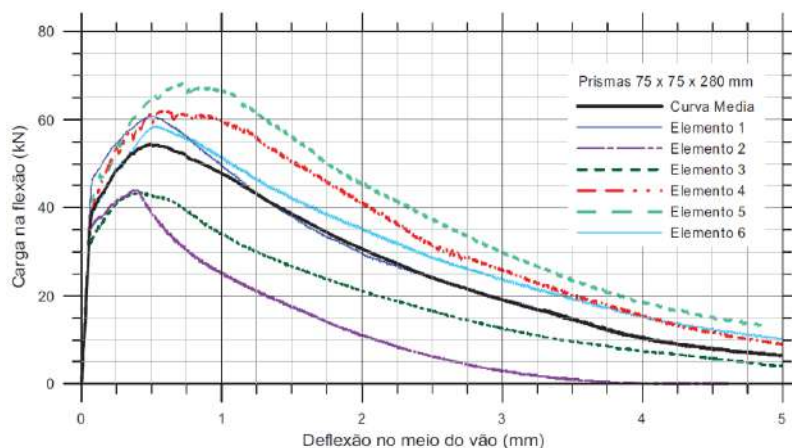


Figura 3.21 – Dispersão de resultados obtidos para prismas submetidos à flexão em 4 pontos [44].

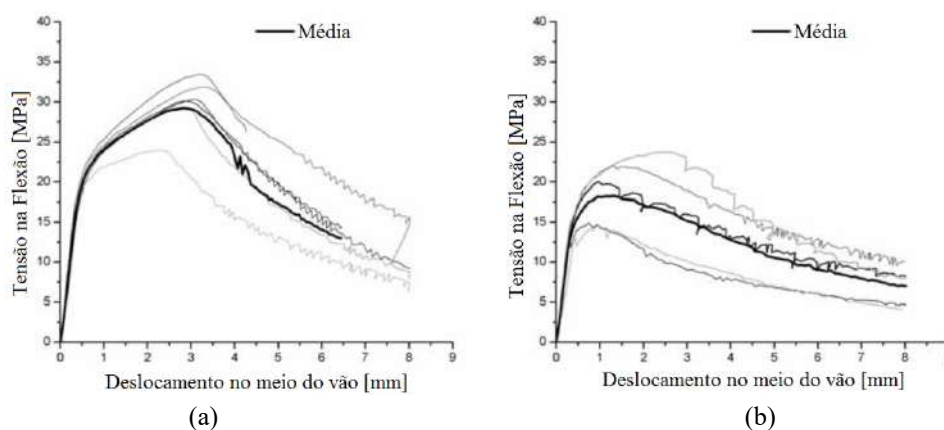


Figura 3.22 – Diagramas Tensão na flexão – Deslocamento: (a) Método A e (b) Método B [37]

Ainda, pesquisas apontam que concretagens de volumes que apresentam grandes áreas em planta, como lajes, podem apresentar uma dispersão ainda maior, como é mostrado no estudo elaborado por SVEC *et al.* [225]. Neste estudo, uma laje quadrada com uma

única fonte para preenchimento da forma, conforme ilustrado na Figura 3.23-a, é serrada em 24 prismas com mesma geometria, que são submetidos ao ensaio de tração na flexão em 3 pontos (Figura 3.23-b). A dispersão de resultados apresentada na Figura 3.23-c ilustra o quão aleatória a contribuição das fibras de aço à resistência mecânica pode ser, ao variar o comportamento da curva entre *deflection-softening* e *deflection hardening*.

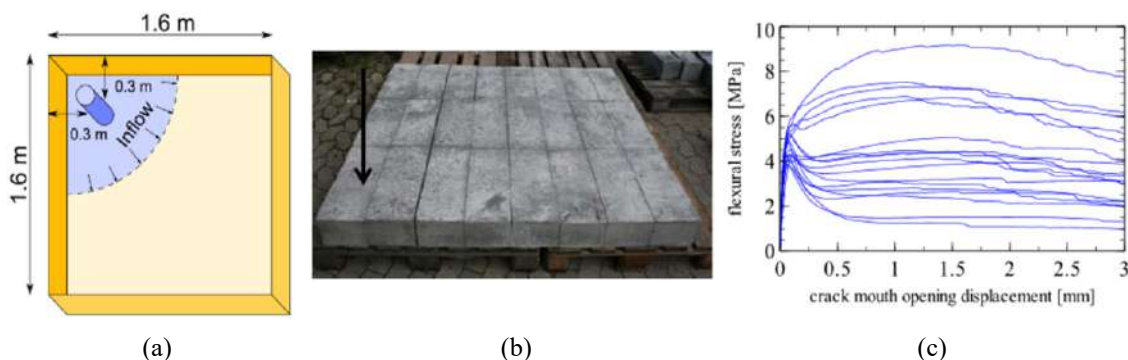


Figura 3.23 – Investigação experimental da dispersão e orientação das fibras de aço: a) croqui da concretagem, b) CPs cortados, c) espectro da capacidade resistente de prismas submetidos a ensaios de tração na flexão [225].

Em resumo, obter uma lei constitutiva do comportamento do concreto fibroso à tração que represente o comportamento mecânicos de todo o elemento estrutural a ser dimensionado conduz a um dimensionamento conservador. Portanto, para contornar o problema apresentado, diversas recomendações foram elaboradas visando padronizar o procedimento de concretagem, uniformizando, assim, a dispersão aleatória das fibras durante a realização de ensaios mecânicos. Dada a elevada viscosidade do concreto reforçado com fibras de aço, a recomendação da RILEM TC162-TDF [226] sugere o proposto na Figura 3.24-a, o lançamento e adensamento por etapas, seguindo a ordem proposta, visando padronização. Para materiais do tipo CADRFA e CUADRFA, que são autoadensáveis, sugerem-se os procedimentos de concretagem partindo de um único ponto de aplicação na extremidade (Figura 3.24-b e Figura 3.24-c).

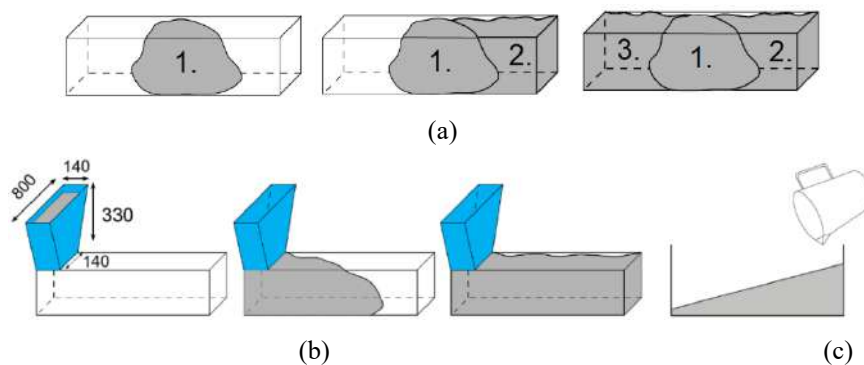


Figura 3.24 – Modos de concretagem: (a) CRFA [226], (b) e (c) CADRFA e CUADRFA [39,67].

3.2.5. VERIFICAÇÕES NO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

Assim como orientado por normas de concreto armado, o Model Code 2010 orienta que duas verificações sejam feitas para o dimensionamento ao Estado Limite de Serviço de materiais cimentícios com adição de fibras de aço. A primeira é com base na limitação das tensões atuantes na estrutura, e a segunda, é de acordo com a abertura de fissura. Como a segunda considera elementos com a presença de armadura passiva, ela não será abordada nesta tese.

3.2.5.1. Limitação de Tensões de Tração

Para materiais fibrosos com comportamento pós-fissuração *strain-softening*, a verificação de tensões de tração não é necessária caso o elemento já tenha sido verificado no Estado Limite Último. Caso o material apresente comportamento pós-fissuração *strain-hardening*, a verificação de tensões de tração pode ser feita com a limitação imposta pela Equação 3.53, a seguir:

$$\sigma_t \leq 0.6 \cdot f_{Ftsk} \text{ , onde} \quad 3.53$$

σ_t É a tensão principal de tração.

f_{Ftsk} É o valor característico de f_{Fts} , conforme Equação 3.17.

3.3. DETERMINAÇÃO DE RESISTÊNCIA POR ANÁLISE NÃO LINEAR

Tem-se na modelagem numérica via método dos elementos finitos uma outra abordagem para verificação do comportamento mecânico da estrutura, alternativa às expressões de esforços resistentes baseados em propriedades obtidas de ensaios de laboratório, aproveitando-se do fato de poder exceder limites encontrados na realidade, como magnitude e incidência de cargas, tamanho da estrutura, configurações dos testes, condições de contorno, dentre outros.

Dado que esta ferramenta é uma representação limitada da realidade, as aproximações introduzidas pelas formulações matemáticas tendem a gerar uma fonte de erros, sendo necessário, portanto, realizar checagens para dirimi-los. Um exemplo é apresentado na Figura 3.25, em que uma estrutura é modelada, e tem suas formulações matemáticas de acordo com o método dos elementos finitos. A solução não linear proposta é executada

por um processo iterativo preditor-corretor; partindo do preditor, a solução é estimada por uma análise linear baseada nas propriedades do material, e tem a solução corrigida pelo corretor, com base numa lei constitutiva não-linear. Tem-se o fim do processo iterativo quando a diferença de resposta entre o preditor e o corretor é pequena, ou seja, apresenta erro de solução não linear controlada por um critério de convergência [207].

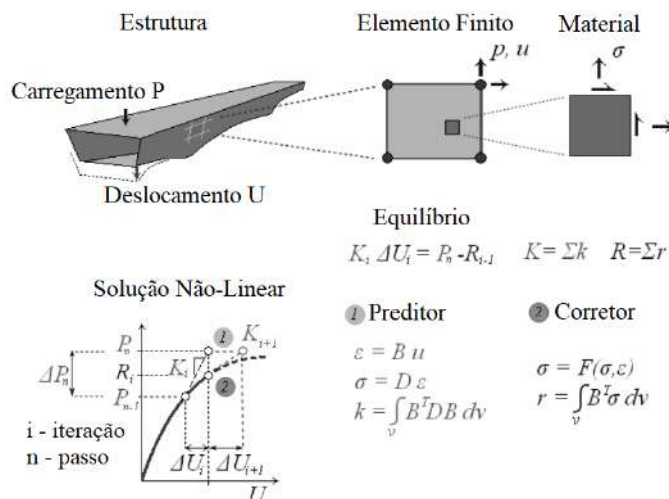


Figura 3.25 – Algoritmo típico para análise não linear em elementos finitos [207].

Portanto, nesta seção serão descritos os critérios de modelagem abordados nesta tese para o desenvolvimento dos modelos numéricos com análise não linear física de compósitos cimentícios reforçados com fibras de aço usando o software DIANA®, assim como serão apresentados os métodos propostos pelo Model Code 2010 para realizar verificações estruturais com base em análise não linear via método dos elementos finitos.

3.3.1. Formato de Segurança para Análise Não Linear

O Model Code 2010 propõe métodos diferentes de dimensionamento estrutural para estruturas submetidas a esforços de cisalhamento, punção, compressão, e carregamento não estático (fadiga) baseados em Níveis de Aproximação (*Levels of Approximation*), sendo o Nível IV, o mais alto, referente à verificação via análise não linear com o método dos elementos finitos. Embora seja cada vez mais frequente o uso desta ferramenta para a otimização do dimensionamento estrutural, as normas atuais não oferecem procedimentos e informações fundamentais para realizar tais análises [221].

Assim como qualquer estrutura a ser dimensionada deva atender a critérios de dimensionamento, o dimensionamento de estruturas com base no Nível de Aproximação

IV parte da premissa de que a Equação 3.54 deve ser satisfeita, considerando que a resistência de cálculo, R_d , possa ser avaliada por diversos métodos baseados em diferentes níveis de implementação de teoria probabilística, a serem descritos a seguir.

$$F_d \leq R_d = \frac{R_m}{\gamma_R^* \cdot \gamma_{Rd}} \quad , \text{ onde} \quad 3.54$$

- F_d é o esforço atuante de cálculo na estrutura.
 R_d é a resistência de cálculo da estrutura.
 R_m é o valor médio da resistência.
 γ_R^*, γ_{Rd} são, respectivamente, coeficiente de segurança de resistência global e coeficiente de incerteza do modelo.

3.3.2. Método Probabilístico

O valor da resistência, R_d , pode ser avaliada via análise probabilística, em que a função R (Equação 3.55) é representada por uma análise estrutural não linear. A segurança do método pode ser feita com auxílio do índice de confiabilidade, β , ou de acordo com a probabilidade de falha, P_f , levando em consideração todas as incertezas das propriedades dos materiais, dimensões e efeitos aleatórios.

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} R(\alpha\beta) \quad , \text{ onde} \quad 3.55$$

- $\gamma_{Rd} > 0$ é o coeficiente de incerteza do modelo.
 $R(\alpha\beta)$ é a resistência correspondente ao índice de confiabilidade β , que é reduzido pelo coeficiente α , de maneira a considerar uma avaliação separada de segurança.

3.3.3. Método de Resistências Globais

3.3.3.1. Método do Fator de Resistência Global

O método do Fator de Resistência Global (*Global Resistance Factor method – GRF*) utiliza valores médios das propriedades dos materiais como dados de entrada para a análise não linear. De acordo com a Equação 3.56, a partir da resistência obtida, divide-se pelos coeficientes descritos na seção 7.11.3, do Model Code 2010 [207].

$$R_d = \frac{r(f_m, \dots)}{\gamma_R \cdot \gamma_{Rd}} \quad , \text{ onde} \quad 3.56$$

- r Função que representa a análise não linear com valores médios das propriedades dos materiais.

3.3.3.2. Método de Estimação de um Coeficiente de Variação da Resistência

O método de Estimação do Coeficiente de Variação (*Estimation of a Coefficient Of Variation method – ECOV*) é dividido em duas análises: a primeira, com valores médios e a segunda, com valores característicos das propriedades dos materiais. Ele se baseia na hipótese de uma distribuição log-normal da resistência.

$$R_m = r(f_m, \dots), R_k = r(f_k, \dots), \text{ , onde} \quad 3.57$$

- r Função que representa a análise não linear.
- f_m Valores médios das propriedades dos materiais.
- f_k Valores característicos das propriedades dos materiais.

O coeficiente de variação de resistência, V_R , deve ser determinado a partir da Equação 3.58:

$$V_R = \frac{1}{1.65} \cdot \ln\left(\frac{R_m}{R_k}\right) \quad 3.58$$

O fator de resistência global, γ_R , deve ser determinado conforme Equação 3.59:

$$\gamma_R = e^{(\alpha_R \cdot \beta \cdot V_R)} \text{ , onde} \quad 3.59$$

- α_R é um fator de sensibilidade (peso) para a confiabilidade de resistência.
- β é um índice de confiabilidade

Assim, a resistência de cálculo será calculada conforme Equação 3.60:

$$R_d = \frac{R_m}{\gamma_R \cdot \gamma_{Rd}} \quad 3.60$$

3.3.4. Método do Fator Parcial

Com o método do Fator Parcial (*Partial Factor method – PF*) a resistência de cálculo, conforme Equação 3.61, é obtida da análise não linear que considera como dados de entrada os valores de cálculo para as propriedades dos materiais.

$$R_d = r(f_d, \dots) \quad 3.61$$

- r Função que representa a análise não linear com valores de cálculo das propriedades dos materiais.

3.3.5. Comparação Entre os Métodos

BELLETTI *et al.* [227] realizaram um estudo comparativo entre a capacidade resistente ao cisalhamento obtida via níveis de aproximação em vigas protendidas e seus respectivos resultados experimentais, e mostram que os três primeiros níveis de

aproximação, analíticos, apresentam resultados conservadores frente aos métodos propostos pelo Model Code 2010 para dimensionamento via análise não linear com o método dos elementos finitos; na Figura 3.26, podem ser observados três métodos referentes ao Nível de Aproximação IV: GRF, PF e ECOV. Frente a tais resultados, nota-se que o dimensionamento no Nível IV pode proporcionar economia e otimização estrutural, dada à proximidade com os resultados experimentais.

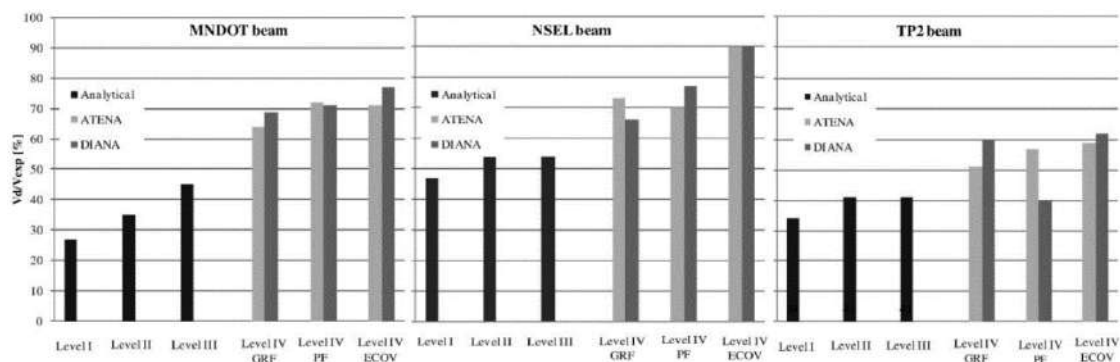


Figura 3.26 – Resistências ao cisalhamento para três vigas calculadas com diferentes níveis de aproximação expressas como porcentagens da resistência experimental ao cisalhamento [227].

4. PROJETO DE UMA CONCEPÇÃO ESTRUTURAL DE UMA PONTE RODOVIÁRIA DE 15m DE VÃO

Este capítulo apresenta os cálculos de projeto de uma concepção estrutural de ponte rodoviária de CADRFA. O dimensionamento é regido pelas normas brasileiras, exceto no que diz respeito à contribuição das fibras à resistência do concreto. Este tema foi abordado considerando as recomendações do Model Code 2010 [74,207], a partir das propriedades mecânicas do CADRFA desenvolvido por MARANGON [51]. Ressalta-se que este capítulo dá enfoque à análise estrutural e dimensionamento longitudinais da longarina; a análise estrutural e dimensionamento transversais ao momento fletor e esforço cortante são apresentados no Apêndice A.

4.1. A CONCEPÇÃO ESTRUTURAL DA PONTE

A largura da ponte foi adotada de modo a atender as dimensões impostas no Manual de Projeto de Obras-de-Arte Especiais [228] para uma rodovia Classe de Projeto I-B (Figura 4.1), que consiste em dois acostamentos com 2,50m largura cada, duas faixas de rolamento com 3,50m de largura cada, duas barreiras tipo *jersey* com 0,40m de largura cada, resultando na largura total de 12.80m. A capacidade resistente da ponte atende ao critério de segurança para os efeitos do trem-tipo Classe 45, de acordo com a NBR 7188:2013 [229].

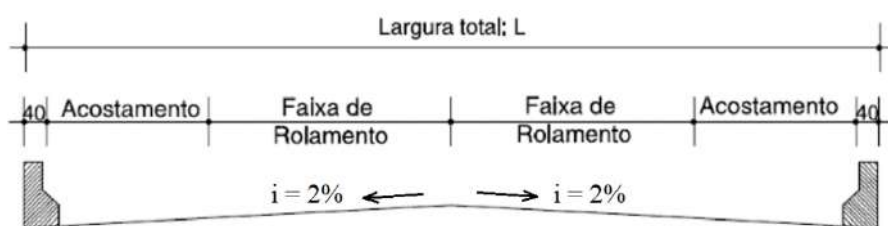


Figura 4.1 – Seção transversal de OAE: Rodovias de Pista Simples [228].

Ilustrada na Figura 4.2, a seção transversal da ponte é composta por quatro módulos pré-fabricados com 3,20m de largura cada um, cada um dos quatro módulos é composto por duas longarinas com seção transversal celular tipo trapezoidal, com dimensões constantes ao longo de todo o vão vencido. Ainda na mesma figura, destacam-se a barreira tipo *jersey*, e o revestimento, que atende a inclinação de 2%, assim como a espessura mínima de 7,0 cm (revestimento asfáltico), conforme recomendação da DNIT

122:2009 [230]. Dado que os módulos encaixados geram uma superfície horizontalmente plana, é necessário realizar um preenchimento *in loco* após a instalação, com o próprio CADRFA, a fim de proporcionar a inclinação recomendada.

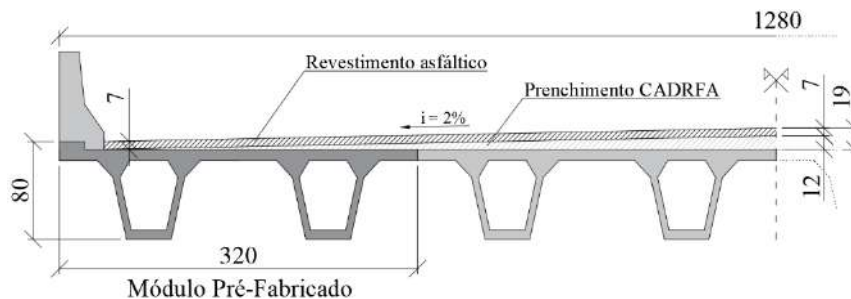


Figura 4.2 – Seção transversal da concepção estrutural, dimensões em cm.

O projeto contempla a execução de módulos pré-fabricados para posterior transporte e montagem no campo. As dimensões do módulo, assim como sua dimensão longitudinal, visam estar de acordo com os limites de peso e dimensões impostos a caminhões para o transporte de elementos pré-fabricados, conforme o Quadro de Fabricantes de Veículos, fornecido pelo DNIT [231].

A estrutura da ponte foi concebida para se comportar com apoios rotulados em suas extremidades, tipo biapoiada. Tal concepção representa satisfatoriamente o comportamento estrutural de pontes vicinais de vão único, comuns no Brasil. O vão adotado é de 15m entre apoios, enquanto a altura acabada da estrutura da ponte é de 80cm, atendendo a relação $h_{\text{ponte}} \geq \frac{\text{vão}}{20}$.

Conforme descrito no Capítulo 1, as aplicações existentes do CADRFA em pontes foram realizadas com seções transversais do tipo π . A seção celular trapezoidal proposta neste trabalho, embora trazendo maiores desafios em procedimentos de concretagem em relação à seção aberta π , apresenta a vantagem de permitir a protensão dos módulos com cabos externos ao concreto, porém protegidos no interior da seção, além de comportamento à flexão mais favorável devido à melhor distribuição transversal dos esforços. Os procedimentos de concretagem são discutidos no Capítulo 5. Dada a geometria proposta para os módulos o dimensionamento é realizado para a longarina mais solicitada.

4.2. CONEXÃO ENTRE OS MÓDULOS

A conexão entre os quatro módulos se dará por meio da mesa superior via armadura de

barras de aço. Este tipo de ligação é típico de pontes pré-fabricadas com seção transversal tipo π . A Figura 4.3-a e Figura 4.3-b ilustram, respectivamente, detalhes da seção transversal tipo π com as extremidades da mesa superior preparadas para a conexão, e a união de dois módulos finalizadas após o grauteamento. Já a Figura 4.3-c e Figura 4.3-d ilustram, respectivamente, a vista superior e corte dos detalhes de conexão entre módulos; é possível observar a inserção de armaduras passivas, a serem instaladas após a instalação dos módulos *in loco*, que servirão de conectores de cisalhamento.

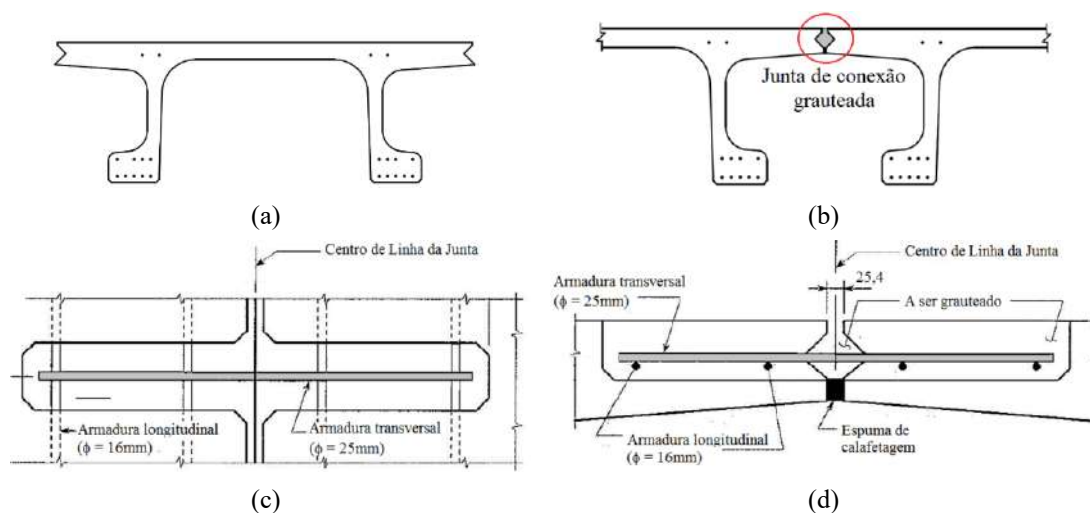


Figura 4.3 – Conexão entre módulos: (a) Módulo unitário com extremidades da mesa preparada para conexão e (b) detalhe da junta de conexão grauteada, (c) vista superior e (d) corte [232].

A viabilidade desta solução vem atraindo pesquisadores com diferentes abordagens dentro da problemática de unir os módulos entre as mesas superiores. Podem-se destacar três geometrias de conexão entre módulos pré-fabricados ensaiadas por EL-TAWIL *et al.* [233]. Ilustradas na Figura 4.4-a e Figura 4.4-b, as concepções ensaiadas à flexão e ao cisalhamento foram comparadas com seus respectivos modelos numéricos para fins de calibração (Figura 4.4-c).



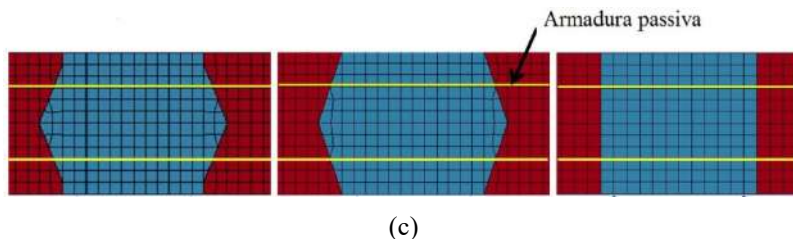


Figura 4.4 – Tipos de conexões: (a) Protótipos para o ensaio mecânico de resistência à flexão, (b) Vista superior de um protótipo e (c) Seções transversais criadas em modelo numérico [233].

Complementarmente, esta solução já apresenta aplicações práticas, conforme registrado na Figura 4.5-a, em que se destacam as juntas de conexão de uma ponte construída com o método proposto, com os sulcos com armaduras já inseridas. A Figura 4.5-b retrata a superfície acabada após o grauteamento, liberada para trânsito.



Figura 4.5 – Juntas de conexão: (a) Armadura transversal inserida e (b) Superfície acabada [234].

4.3. GEOMETRIA E PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS

4.3.1. Geometria

A seção transversal da longarina é do tipo celular, conforme ilustrado na Figura 4.6; observam-se os cabos de protensão externos à seção de concreto, localizados no interior da seção celular, embora se encontrem na parte interna da estrutura, protegidas de intempéries e agentes agressivos, posição que favorece a durabilidade da armadura. A Figura 4.7 ilustra a vista lateral de um módulo, destacando os detalhes de uma longarina, em que é possível observar o traçado poligonal das cordoalhas de protensão, além das vigas-travessa nas extremidades da peça, e as paredes-diafragma, que atuam como desviadores dos cabos; nas extremidades, as cordoalhas foram posicionadas na altura do centro de gravidade da peça, dentro do núcleo central, de maneira a evitar momentos fletores nos apoios.

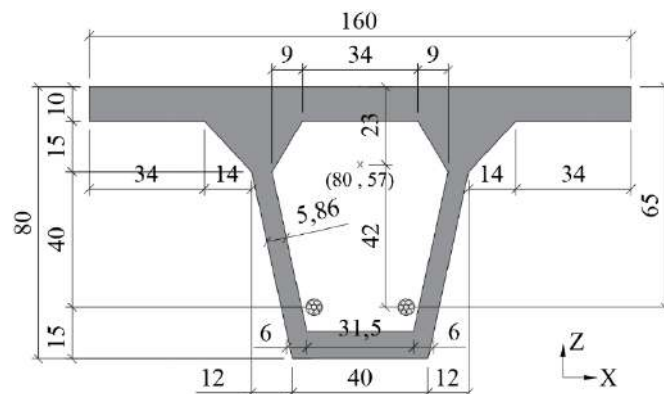


Figura 4.6 – Seção transversal de uma longarina, dimensões em cm.

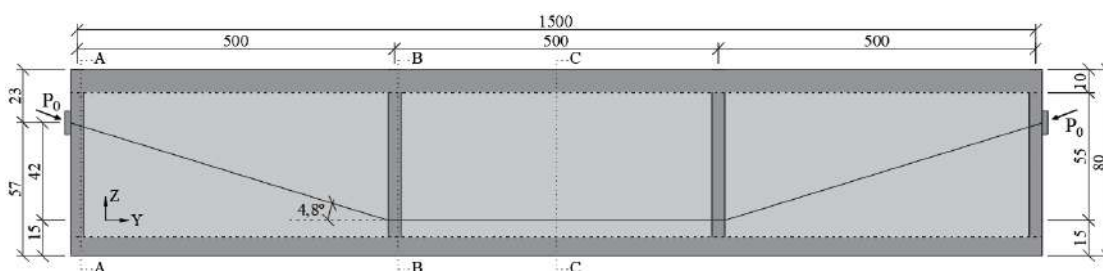
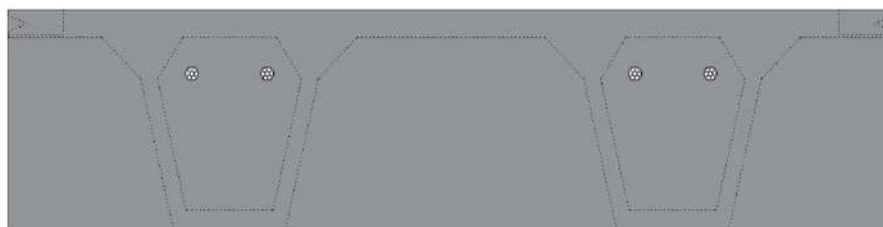
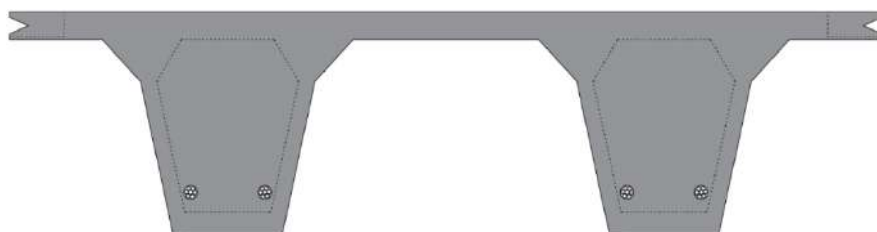


Figura 4.7 – Vista lateral de uma longarina (sem escala), dimensões em cm.

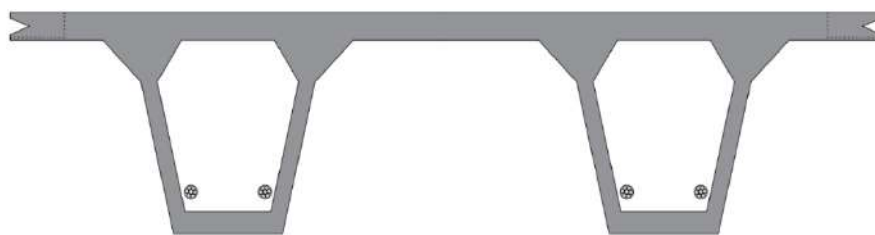
A Figura 4.8-a representa corte A-A da Figura 4.7, onde é possível observar a viga-travessa, que promoverá a união entre os módulos na região dos apoios. Já a Figura 4.8-b apresenta corte B-B, retratando as paredes-diafragma, e, a Figura 4.8-c, com o corte C-C, mostra o módulo com sua seção transversal contínua ao longo de todo o comprimento, sem alterações em suas dimensões.



(a)



(b)



(c)

Figura 4.8 – Módulo para transporte: (a) Corte A-A, (b) Corte B-B, e (c) Corte C-C.

4.3.2. Propriedades Geométricas da Seção Transversal

Para fins de dimensionamento, é satisfatório levantar as propriedades geométricas de uma longarina isolada (ver Figura 4.6). Em todas as verificações desta tese, seja analítica ou numérica via elementos finitos, a conexão entre os módulos é considerada perfeita; não serão abordadas verificações à flexão e ao cisalhamento entre as conexões. Assim posto, as propriedades geométricas de uma longarina são listadas na Tabela 4.1, a seguir.

Tabela 4.1 – Propriedades geométricas de uma longarina

Propriedades	Valores
Área, A [m^2]	0.3023
Centro de Gravidade, (CGx; CGz) [m]	(0.8000; 0.5716)
Momento de Inércia, I_x [m^4]	1.9753×10^{-2}
Momento de Inércia, I_z [m^4]	4.2985×10^{-2}
Módulo de Resistência, $W_{x,sup}$ [m^3]	8.6490×10^{-2}
Módulo de Resistência, $W_{x,inf}$ [m^3]	3.4558×10^{-2}

4.4. MODELO NUMÉRICO

Os modelos numéricos foram desenvolvidos utilizando o programa computacional DIANA® (DIsplacement ANAlyzer), versão 10.3, sendo toda a estrutura desenvolvida dentro da interface DianaIE. O programa em Elementos Finitos DIANA é um pacote polivalente dedicado a modelagem de diversos problemas na Engenharia Civil, incluindo módulos de Estruturas, Geotecnia e Túneis, Terremotos, Petróleo e Gás [235].

Para a obtenção dos esforços solicitantes, a análise do modelo foi do tipo elástico linear, com elementos de casca planos para a estrutura, e elementos de barras para as cordoalhas. Conforme Figura 4.9, tem-se a divisão feita para a malha, com a geometria da longarina gerada a partir do eixo médio de seus elementos (mesas superior e inferior, e almas).

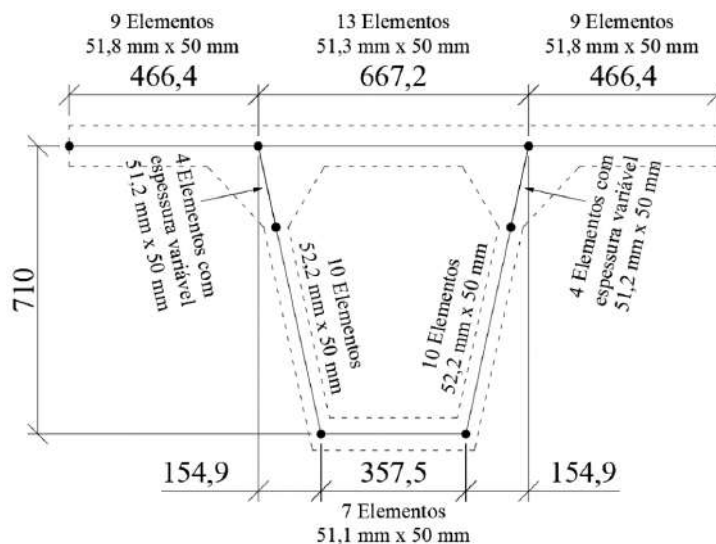
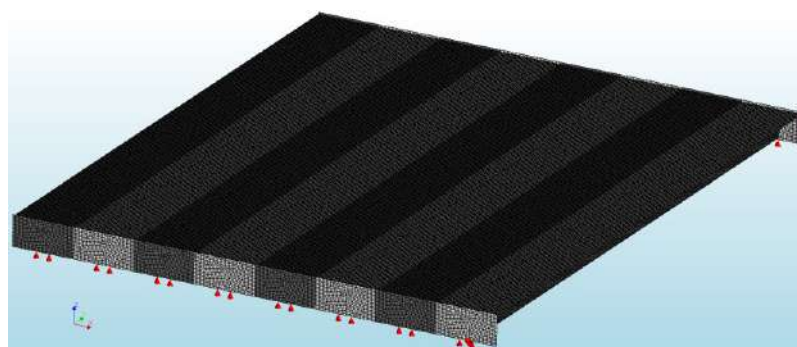
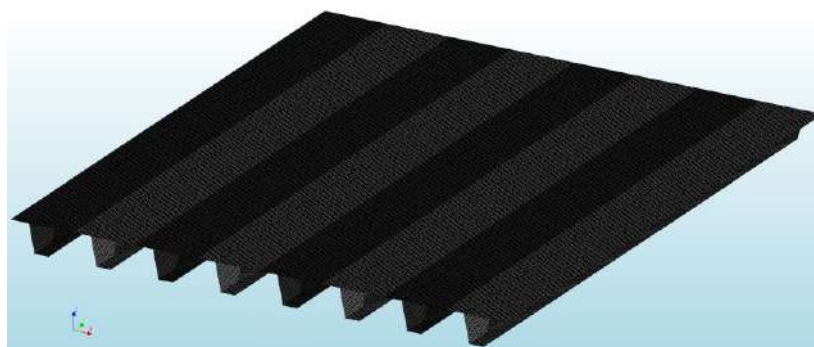


Figura 4.9 – Número de elementos quadrangulares por trecho da seção transversal.

A malha gerada de toda a estrutura pode ser visualizada na Figura 4.10-a; para facilitar a distinção entre as longarinas, optou-se por representar em cada módulo as longarinas de número ímpar na cor cinza escuro, e as pares, cinza claro. A Figura 4.10-b mostra a mesma figura anterior, mas com as vigas-travessa excluídas, para que seja possível visualizar o formato celular das longarinas.



(a)



(b)

Figura 4.10 – Vista 3D do modelo numérico: (a) 4 módulos e transversinas, (b) 4 módulos e visualização da transversina desligada.

Da Figura 4.11, retirada do visualizador de espessura do DIANA®, é possível observar

as mesas superior e inferior, assim como as almas. Para a região superior das almas com mísulas (ver Figura 4.9), os quatro elementos finitos receberam uma função linear de variação de espessura. Tal aumento de espessura é pertinente ao ser considerada na matriz de rigidez do modelo, provendo o efeito necessário para a distribuição das tensões na região.

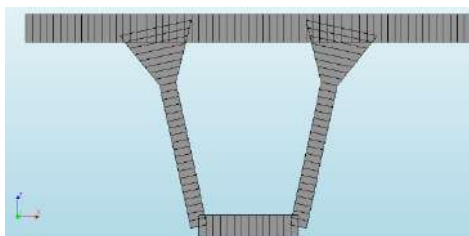


Figura 4.11 – Vista isolada de uma longarina com visualização de espessura ativada.

4.5. AÇÕES E COMBINAÇÕES

4.5.1. Carregamentos

Os seguintes carregamentos atuantes na estrutura foram considerados para o dimensionamento da ponte:

- PP_L : Peso próprio da longarina

Os carregamentos de peso próprio são determinados de forma automática pelo DIANA®; Foi considerado o peso específico para o compósito igual a $\gamma_c = 24kN/m^3$, valor de acordo com a dosagem de MARANGON [51].

- NJ : Barreira tipo *Jersey*

Uma carga distribuída de $NJ = 10,50kN/m^2$ foi aplicada nas extremidades do tabuleiro, simulando o peso próprio das barreiras laterais.

- REV : Revestimento asfáltico

Para atender a inclinação transversal de 2% da pista (ver Figura 4.1), adotou-se a menor espessura do revestimento igual a 7 cm nas extremidades e 19 cm no meio do vão. Para seu peso específico, considerou-se $\gamma_{rev} = 24kN/m^3$, conforme recomendação da NBR 7187:2003 [236]. Para fins inserção de carregamento na modelos numéricos, adotou-se a espessura média de 13 cm.

- TT_{45} : Veículo de 6 rodas, a um peso de 75kN por roda.

- TT_{dist} : Carga distribuída de $5kN/m^2$

O trem-tipo TB-450, conforme NBR 7188:2013 [229], é composto por um veículo com peso total de 450kN e pela carga de $5kN/m^2$ uniformemente distribuída sobre o tabuleiro. Para análise estática estrutural, foram aplicados no modelo diversos casos de carregamentos produzido pelo TB-450, posicionando o veículo em várias posições do tabuleiro.

- PT_0 : Força de protensão em $t = 0$.
- PT_{imed} : Força de protensão após perdas imediatas.
- PT_∞ : Força de protensão após perdas imediatas e progressivas ($t = \infty$).

Foram adotadas três situações para a análise da longarina submetida aos esforços de protensão: durante a fabricação (sem consideração de perdas), ao longo do içamento, transporte e instalação (consideração de perdas imediatas), e em serviço (consideração de perdas imediatas e progressivas).

Os coeficientes para as combinações de segurança, a serem apresentados a seguir, estão de acordo com as normas NBR 7188:2013 [229] e NBR 8681:2003 [237].

4.5.2. Coeficientes de Ponderação das Ações (Estados Limites)

4.5.2.1. Estado Limite de Serviço

Para longarinas de pontes rodoviárias:

- $\psi_1 = 0.5$
- $\psi_2 = 0.3$

4.5.2.2. Estado Limite Último

Os seguintes coeficientes de majoração dos carregamentos foram considerados:

- $\gamma_g = 0,9$: Cargas permanentes (situação favorável).
- $\gamma_g = 1,3$: Peso próprio de elementos pré-moldados.
- $\gamma_g = 1,4$: Demais cargas permanentes.
- $\gamma_q = 1,5$: Cargas móveis.
- $\gamma_p = 1,1$: Cordoalhas de aço (pós-tração).

Os seguintes coeficientes de minoração de resistência dos materiais foram considerados:

- $\gamma_c = 1,5$: Coeficiente parcial de segurança para concreto.
- $\gamma_F = 1,5$: Coeficiente parcial de segurança para CADRFA.
- $\gamma_s = 1,15$: Coeficiente parcial de segurança para o aço passivo e ativo.
- $K_{Global} = 1,15$: Coeficiente redutor devido à dispersão das fibras.

Nota: O valor de $K_{Global} = 1,15$, apresentando na Tabela 6.6, seção 6.2.3.1, foi obtido experimentalmente para os casos de almas com 6cm de espessura sem estribos.

4.5.3. Coeficiente de Ponderação das Ações (Cargas Móveis)

4.5.3.1. Coeficiente de Impacto Vertical (CIV)

Para os esforços atuantes nas longarinas, considerou-se o vão de $Liv = 15,0m$:

$$CIV = 1 + 1,06 \times \left(\frac{20}{Liv + 50} \right) = 1,326 \quad 4.1$$

Para a análise dos esforços transversais atuantes na mesa superior, considerou-se o vão entre almas:

$$CIV = 1 + 1,06 \times \left(\frac{20}{0,66 + 50} \right) = 1,418 \quad 4.2$$

4.5.3.2. Coeficiente de número de faixas

Para a largura de 12,8m, têm-se 2 faixas e 2 acostamentos; logo:

$$CNF = 1 - 0,05 \times (n - 2) > 0,9; \quad CNF = 1,0 \quad 4.3$$

4.5.3.3. Coeficiente de Impacto Adicional (CIA)

Os esforços das cargas móveis verticais devem ser majorados na região das juntas estruturais e extremidades da obra. Todas as seções dos elementos estruturais a uma distância horizontal, normal à junta, inferior a 5,0m para cada lado da junta ou descontinuidade estrutural, devem ser dimensionadas com os esforços das cargas móveis majorados pelo Coeficiente de Impacto Adicional.

$CIA = 1,25$ (estruturas de concreto ou mistas).

4.5.4. Combinações de Ações em ELS e ELU

As combinações de carregamentos em ELS e ELU, juntamente com os respectivos

coeficientes de segurança das ações, apresentados nas seções 4.5.2 e 0 estão listadas, respectivamente, na Tabela 4.2 e na Tabela 4.3. Por se tratar de protensão completa, as verificações em serviço serão de Descompressão (ELS-D, combinações frequentes) e Formação de Fissuras (ELS-F, combinações raras).

Tabela 4.2 – Combinações de Ações para ELS

Combinação	PP _L	NJ	REV	TT ₄₅	TT _{dist}	PT ₀	PT _∞	Situação
S _{1a}	1,0	1,0	1,0	0,83	0,83	-	1,0	ELS-D
S _{1b}	1,0	1,0	1,0	0,66	0,66	-	1,0	ELS-D
S _{2a}	1,0	1,0	1,0	1,66	1,66	-	1,0	ELS-F
S _{2b}	1,0	1,0	1,0	1,33	1,33	-	1,0	ELS-F

Nota:

1 – As combinações S_{1a} e S_{2a} são usadas para a posição do veículo até 5m de distância dos apoios. Dessa maneira, os coeficientes de impacto vertical (CIV) e de impacto adicional (CIA) serão considerados: $CIV \cdot CIA = 1,326 \cdot 1,25 = 1,66$.

2 – As combinações S_{1b} e S_{2b} são usadas para a posição do veículo a mais de 5m de distância dos apoios. Dessa maneira, apenas o coeficiente de impacto vertical (CIV) é considerado: $CIV = 1,326$.

3 – Devido ao tipo de carregamento para combinação em Descompressão, as combinações S₁ contemplam o coeficiente $\psi_1 = 0,5$, aplicado na carga móvel.

Tabela 4.3 – Combinações de Ações para ELU

Combinação	PP _L	NJ	REV	TT ₄₅	TT _{dist}	PT _{imed}	PT _∞	Situação
U ₁	1,0	-	-	-	-	1,1	-	Protensão ELU-CE
U _{2a}	1,3	1,3	1,4	2,49	2,49	-	0,9	Operação t = ∞
U _{2b}	1,3	1,3	1,4	1,99	1,99	-	0,9	Operação t = ∞

Nota:

1 – A combinação U₁ é uma verificação simplificada a ser feita para a análise de tensões no ELU na situação de protensão. Para esta verificação, de içamento e transporte da peça, será considerada a força nas cordoalhas de protensão após as perdas imediatas de atrito e acomodação da ancoragem.

2 – A combinação U_{2a} é usada para a posição do veículo até 5m de distância dos apoios. Dessa maneira, os coeficientes de majoração de cargas móveis (γ_q), de impacto vertical (CIV) e de impacto adicional (CIA) serão considerados: $\gamma_q \cdot CIV \cdot CIA = 1,50 \cdot 1,326 \cdot 1,25 = 2,49$.

3 – A combinação U_{2b} é usada para a posição do veículo a mais de 5m de distância dos apoios. Dessa maneira, os coeficientes de majoração de cargas móveis (γ_q) e de impacto vertical (CIV) serão considerados: $\gamma_q \cdot CIV = 1,50 \cdot 1,326 = 1,99$.

4.6. DISTRIBUIÇÃO TRANSVERSAL DAS CARGAS MÓVEIS

Conforme ilustrado na Figura 4.12, o estudo da distribuição transversal de cargas entre as longarinas foi determinado aplicando-se as linhas de influência transversal, aplicando-se, da esquerda para a direita, a cada 64 cm, uma carga longitudinal distribuída de 1kN/m; têm-se, no total, 21 pontos de aplicação.

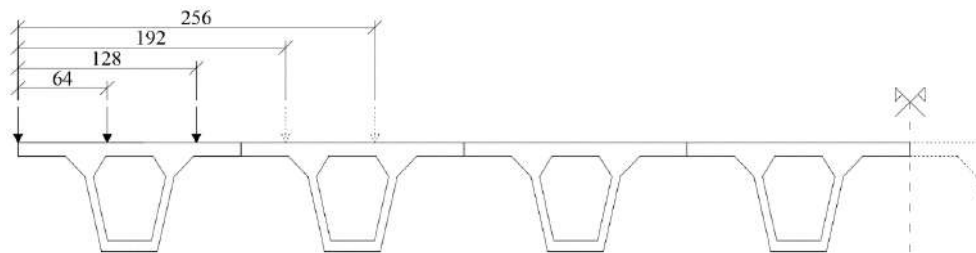


Figura 4.12 – Aplicação longitudinal de carga linearmente distribuída a cada 64 cm.

4.6.1. Momento Fletor Longitudinal

Para cada um dos 21 pontos de aplicação, obteve-se o respectivo momento fletor na longarina de interesse. Para uma determinada seção no modelo numérico (ver Figura 4.18), os valores das tensões normais ao longo da altura da longarina foram integrados, multiplicados pela distância de seu centro de gravidade até topo da face superior, considerado a origem para o braço de alavanca. O valor total obtido foi normalizado ao ser dividido pelo momento fletor de uma longarina isolada biapoiada submetida a uma carga de 1kN/m, cujo valor é de 28,27kNm (Figura 4.13). As mesmas condições de contorno no modelo numérico da ponte se aplicam na longarina isolada.

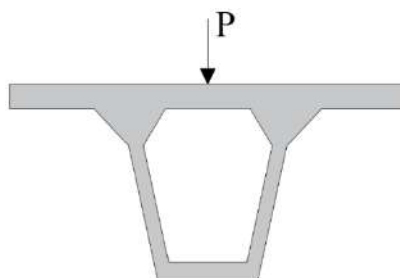


Figura 4.13 – Ponto de aplicação de carga longitudinal distribuída para a longarina isolada.

4.6.1.1. Longarina L1

Os fatores de carga para a posição mais desfavorável do trem-tipo, ilustrado na Figura 4.14, são, respectivamente, 0,350 e 0,255 por eixo. A carga distribuída, atendendo à distância entre as rodas, preenche quase a totalidade do restante da pista, salvo 2,43m de largura.

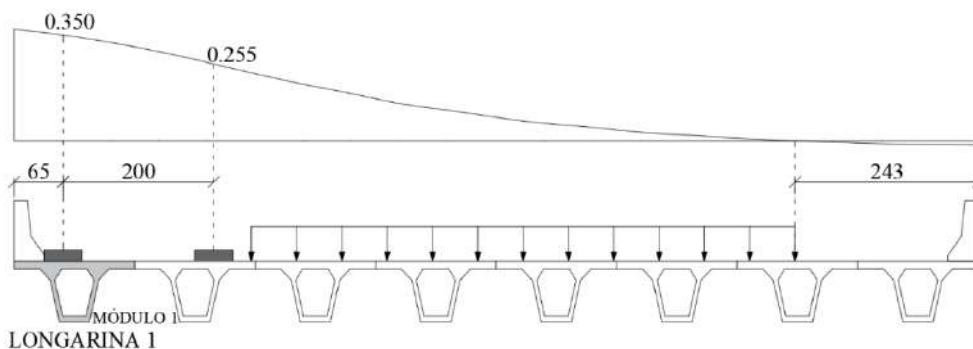


Figura 4.14 – LI dos esforços de flexão para a longarina L1 e a posição mais solicitante do Trem-Tipo.

Destaque foi dado para a longarina mais solicitada ao momento fletor longitudinal. Os valores das linhas de influência transversal para as demais longarinas encontram-se no Apêndice A, seção A.2.

4.6.2. Combinação de Esforço Cortante e Momento Torçor

Assim como realizado para os esforços de flexão, repetiu-se a aplicação das cargas longitudinais nos 21 pontos determinados para obtenção dos valores referentes ao esforço cortante e ao momento torçor, respectivos a cada longarina.

Dado o modelo numérico ser composto por elementos de cascas, o resultado das tensões cisalhantes é formado pela combinação de esforço cortante e momento torçor, sendo necessário separá-los, conforme ilustra a Figura 4.15.

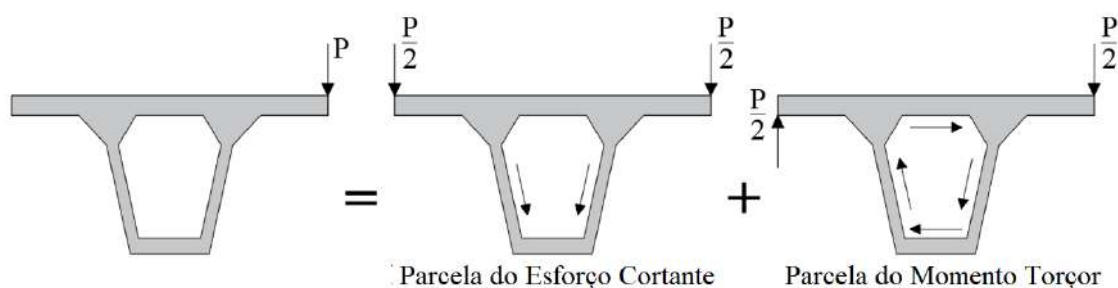


Figura 4.15 – Combinação de esforços em modelo numérico com elementos de cascas.

Do mesmo modo que foi realizado para a flexão, para uma determinada seção no modelo numérico (ver Figura 4.18), os valores das tensões cisalhantes ao plano da alma da longarina foram multiplicados pela sua espessura e integrados, a fim de obter o valor referente ao esforço cortante. Para o caso do momento torçor, o mesmo procedimento foi acrescido às mesas superior e inferior; das forças resultantes, multiplicou-se por suas respectivas distâncias ao centro de torção da longarina isolada. As resultantes do esforço cortante e momento torçor foram normalizados ao serem divididos pelos esforços de

uma longarina isolada biapoiada submetida a uma carga de 1kN/m (condição de carregamento à esquerda da igualdade na Figura 4.15). Para o esforço cortante, o valor integrado foi de 3,66kN por alma; para o momento torçor, 5,38kNm. As mesmas condições de contorno no modelo numérico da ponte se aplicam na longarina isolada.

4.6.2.1. Longarina L1

O fator de carga para a posição mais solicitante do trem-tipo TT45 ao esforço cortante, ilustrado na Figura 4.16, é, respectivamente, 0,571 e 0,197 por eixo. A carga distribuída, atendendo à distância entre as rodas, preenche a totalidade do restante da pista.

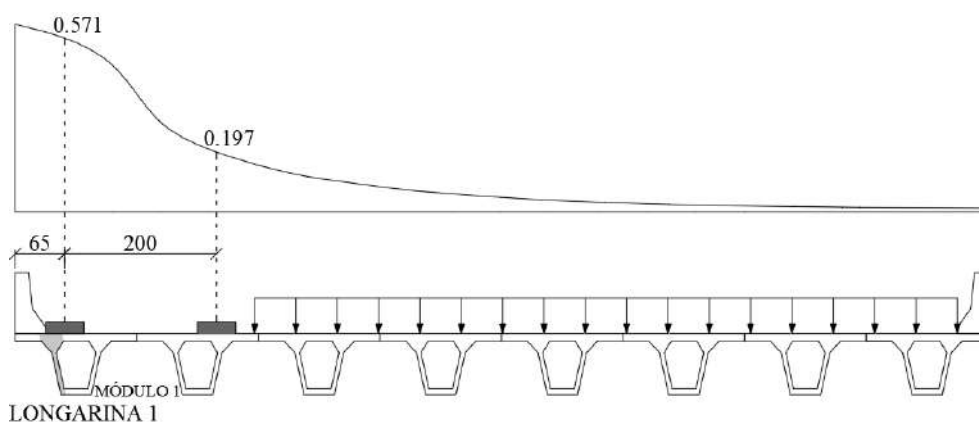


Figura 4.16 – LI dos esforços cortantes para a longarina L1 e a posição mais solicitante do Trem-Tipo.

O fator de carga para a posição mais solicitante do trem-tipo TT45 à torção, ilustrado na Figura 4.17, é, respectivamente, 0,490 e -0,114 por eixo. A carga distribuída deverá ser inserida parcialmente na pista, mais precisamente à frente e atrás do veículo.

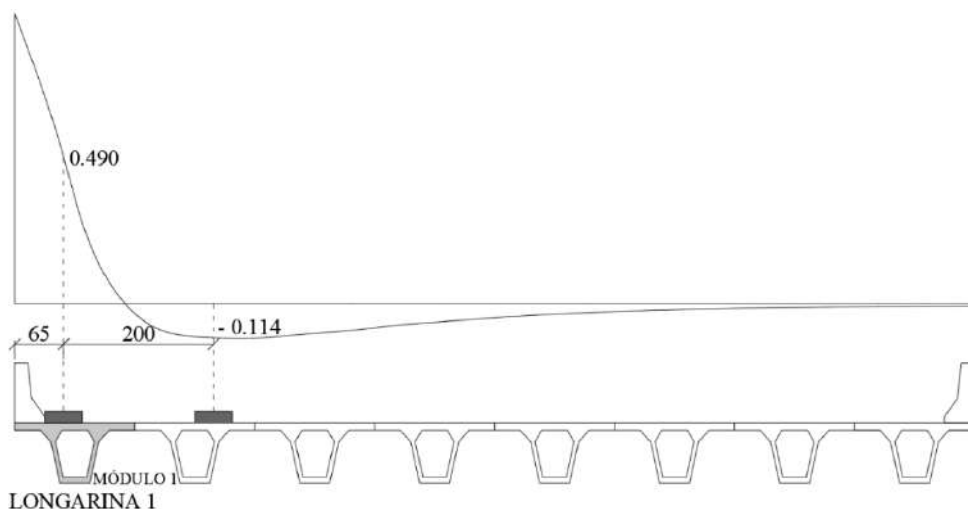


Figura 4.17 – LI dos esforços de torção para a longarina L1 e a posição mais solicitante do Trem-Tipo.

Destaque foi dado para a longarina mais solicitada ao esforço cortante e momento torçor. Os valores das linhas de influência transversal para as demais longarinas encontram-se no Apêndice A, seção A.2.1.1.

4.7. ESFORÇOS SOLICITANTES PARA VERIFICAÇÕES EM ELS E ELU

4.7.1. Esforços Solicitantes nas Longarinas

Dadas as linhas de influência apresentadas na seção 4.6, conclui-se que a longarina mais solicitada, tanto para os esforços de flexão, quanto para a combinação de esforço cortante e torção, é a L1, contida no Módulo 1. Todo o dimensionamento analítico será realizado com base nos esforços atuantes nesta longarina. Da Figura 4.18, apresentam-se as seções transversais escolhidas para a obtenção dos esforços.

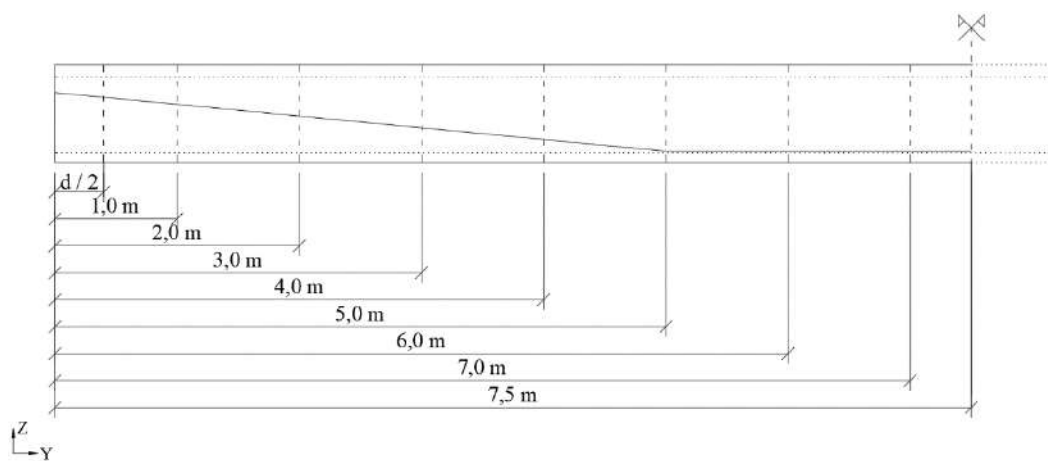


Figura 4.18 – Vista lateral esquemática com posições escolhidas para obtenção dos esforços.

4.7.1.1. Momento Fletor na Longarina L1 na Etapa de Operação

Os valores dos esforços apresentados na Tabela 4.4 foram obtidos a partir do modelo numérico por integração das tensões normais longitudinais distribuídas ao longo da altura da seção transversal. A coluna M_k refere-se à combinação de esforços S_2 , desconsiderando a contribuição da protensão; a coluna M_d refere-se à combinação de esforços U_2 .

Tabela 4.4 – Esforços de Flexão característicos e de dimensionamento na etapa de operação

Seção Y [m]	Momentos Fletores [kNm]						M_k	M_d
	Peso Próprio	Barreira Jersey	Revestimento	Carga Distribuída	TT45			
	M_{PP}	M_{NJ}	M_{Rev}	M_{Dist}	M_{TT}			
1,0	60	14	38	34	156	425	619	
2,0	103	24	65	55	265	720	1048	
3,0	139	31	88	75	342	946	1377	
4,0	168	37	105	92	397	1117	1624	
5,0	190	40	119	105	434	1241	1803	
6,0	207	44	130	115	488	1178	1704	
7,0	214	46	135	118	511	1227	1775	
7,5	215	47	135	118	517	1236	1789	

4.7.1.2. Esforço Cortante na Alma Mais Solicitada da Longarina 1

A Tabela 4.5 mostra os valores de esforço cortante na alma mais solicitada da longarina L1. A coluna V_k se refere à combinação de esforços S_2 , desconsiderando a contribuição da protensão; a coluna V_d refere-se à combinação de esforços U_2 .

Tabela 4.5 – Esforços Cortantes característicos e de dimensionamento na etapa de operação

Seção Y [m]	Esforço Cortante (Combinação V + T) [kN]						V_k	V_d
	Peso Próprio	Barreira Jersey	Revestimento	Carga Distribuída	TT45			
	V_{PP}	V_{NJ}	V_{Rev}	V_{Dist}	V_{TT}			
0,7	29	30	19	7	122	288	419	
1,0	27	29	18	6	114	271	393	
2,0	24	25	15	4	107	245	357	
3,0	19	21	12	3	97	215	313	
4,0	15	16	10	2	85	182	266	
5,0	10	11	7	1	74	148	217	
6,0	7	7	5	2	62	101	149	
7,0	3	2	2	-1	50	72	107	
7,5	1	-1	1	-1	44	58	87	

4.8. COMPARATIVO SEÇÃO π x SEÇÃO CELULAR

A título de comparação do comportamento estrutural em termos de distribuição transversal de cargas móveis, elaborou-se uma seção equivalente do tipo π , por ser uma solução típica para CUADRFA atualmente [31,238] (Figura 4.19).

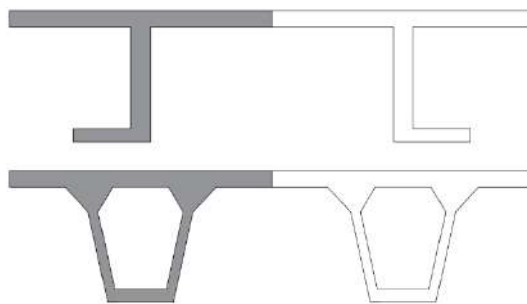


Figura 4.19 – Comparação seção transversal tipo π x seção celular.

Para tanto, a seção transversal do tipo π deve ter propriedades geométricas semelhantes à flexão (área e momento de inércia) da seção trapezoidal em estudo. Assim, têm-se as seguintes dimensões, ilustradas na Figura 4.20.

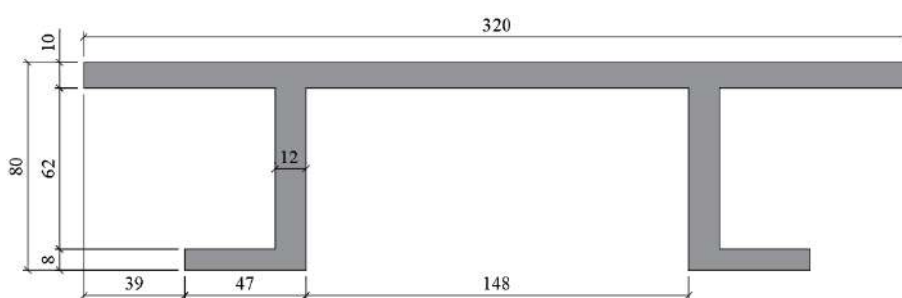


Figura 4.20 – Dimensões da seção transversal tipo π .

A Figura 4.21 apresenta as linhas de influência transversal do momento fletor longitudinal das duas seções. A linha tracejada, que representa a seção π , apresenta uma menor capacidade de distribuição transversal, com uma maior concentração de carga à longarina mais externa. Devido à rigidez à torção, a seção transversal celular, representada pela linha contínua, garante um comportamento mais favorável à flexão.

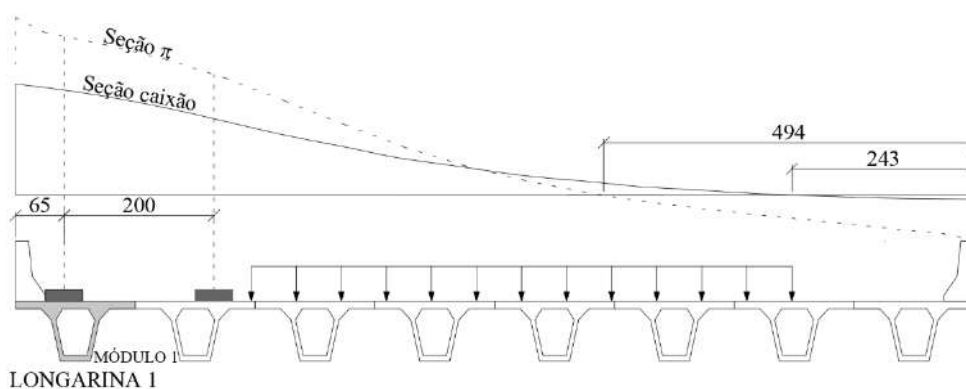


Figura 4.21 – Sobreposição das Linhas de Influência de momento fletor longitudinal: Seção π x Seção Trapezoidal.

Dados os esforços atuantes neste tipo de seção aberta, a inserção de elementos enrijecedores na base da seção transversal é praticada [239]. A Figura 4.22-a e a Figura 4.22-b registram, respectivamente, perfis vazados quadrados instalados entre almas das

longarinas e entre módulos adjacentes. A Figura 4.22-c mostra um detalhe típico de projeto adotado, com suas dimensões e materiais utilizados. A seção transversal tipo celular, proposta nesta tese, prescinde da realização desta intervenção localizada, dada a transmissão dos esforços e comportamento estrutural entre seus elementos.

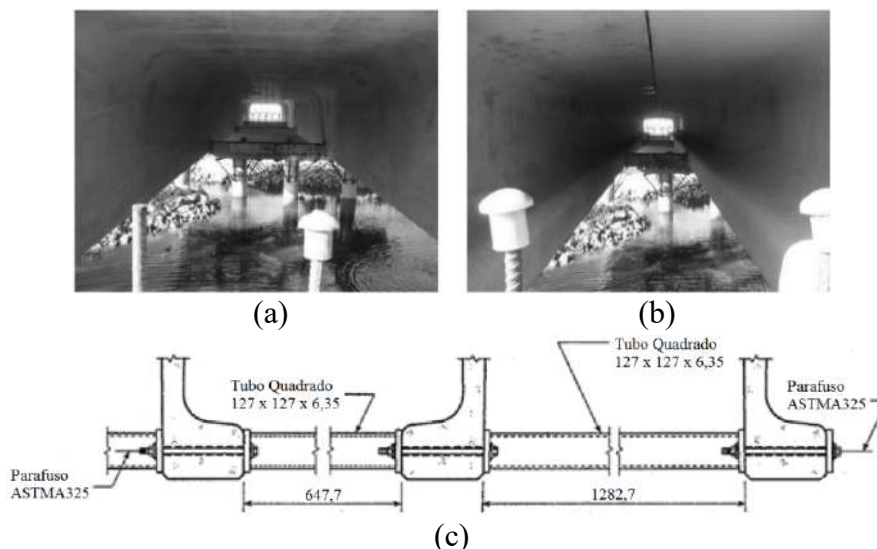


Figura 4.22 – Diafragmas de tubos vazados: (a) vista inferior da instalação em uma longarina, (b) vista inferior da instalação entre longarinas adjacentes e (c) detalhe construtivo [239].

4.9. DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

O dimensionamento estrutural, a ser apresentado nesta seção, adota o material desenvolvido por MARANGON [51], associado a um traçado poligonal de cordoalhas de aço, cujas propriedades mecânicas serão apresentadas a seguir.

4.9.1. Propriedades Mecânicas

4.9.1.1. CADRFA

4.9.1.1.1. Compressão

Das curvas dos ensaios de compressão axial realizados por MARANGON [51], apresentam-se, na Tabela 4.6, as propriedades mecânicas à compressão. A partir destes dados, por meio da Equação 3.1, pode-se descrever a curva do comportamento mecânico à compressão.

Tabela 4.6 – Propriedades Mecânicas à Compressão

Propriedades	Valores
Resistência média característica, f_{cm}	72,5 MPa
Resistência característica, f_{ck}	68,5 MPa
Módulo de elasticidade, E_{ci}	37350 MPa
Módulo secante da origem ao pico de tensão de compressão, E_{c1}	24576 MPa
Número de plasticidade, k	1,60
Deformação específica referente a tensão máxima de compressão, ε_{c1}	2950 μ S

A Equação 4.4, a partir dos dados obtidos, se torna:

$$\sigma_c = -72,5 \left(\frac{1,60 \cdot \frac{\varepsilon_c}{0,0295} - \frac{\varepsilon_c^2}{0,0295^2}}{1 - 0,40 \cdot \frac{\varepsilon_c}{0,0295}} \right) \quad 4.4$$

4.9.1.1.2. Tração

Das curvas dos ensaios de tração direta realizados por MARANGON [51], utilizou-se a curva ilustrada na Figura 4.23. A fim de aproximar o comportamento mecânico à tração das equações constitutivas simplificadas, ilustradas na Figura 3.6-b e na Figura 3.6-c, uma reta vermelha foi traçada, apresentando um comportamento *strain-softening* descendente linear.

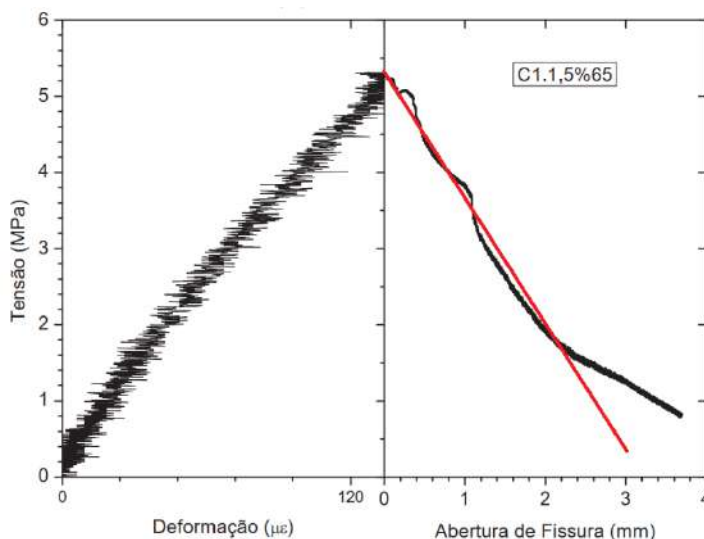


Figura 4.23 – Simplificação do comportamento mecânico à tração direta [51].

Desta, curva, foi possível obter as informações apresentadas na Tabela 4.7. Dentre os dados, destaca-se a energia de fratura do compósito, obtida a partir da área abaixo da reta vermelha, que apresenta uma grandeza 53 vezes maior que energia de fratura da

matriz cimentícia. A ordem de grandeza desta razão está em concordância com os dados apresentado por BARROS [133].

Tabela 4.7 – Propriedades Mecânicas à Tração

Propriedades	Grandezas
Resistência axial média à tração, f_{ctm}	5,3 MPa
Resistência pós-pico para abertura de fissura em serviço, $f_{fts}(w_u = 0,5mm)$	2,7 MPa
Resistência residual última característica, $f_{ftuk}(w_u = 2,5mm)$	1,2 MPa
Energia de Fratura do compósito, G_F	8,48 N/mm
Energia de Fratura da matriz cimentícia, $G_{F,mc}$	0,16 N/mm
Fator de orientação das fibras para redução da capacidade resistente, K_{Global}	1,25

Nota: Valor adotado de K_{Global} conforme orientação da AFGC [38] para casos sem dados experimentais.

4.9.1.2. Aço

Para o projeto, adotou-se o aço CP210, de relaxação baixa, cujas propriedades mecânicas e geométricas estão listadas na Tabela 4.8. Complementarmente, seu diagrama tensão-deformação é ilustrado na Figura 4.24 [240,241].

Tabela 4.8 – Propriedades Mecânicas e Geométricas da Cordoalha

Propriedades	Grandezas
Módulo de Elasticidade, E_p	20000 MPa
Resistência à tração característica do aço, f_{ptk}	2100 MPa
Tensão de escoamento do aço, f_{pyk}	1890 MPa
Diâmetro da cordoalha, ϕ_p	15,7 mm
Área da seção transversal da cordoalha, A_p	150 mm ²

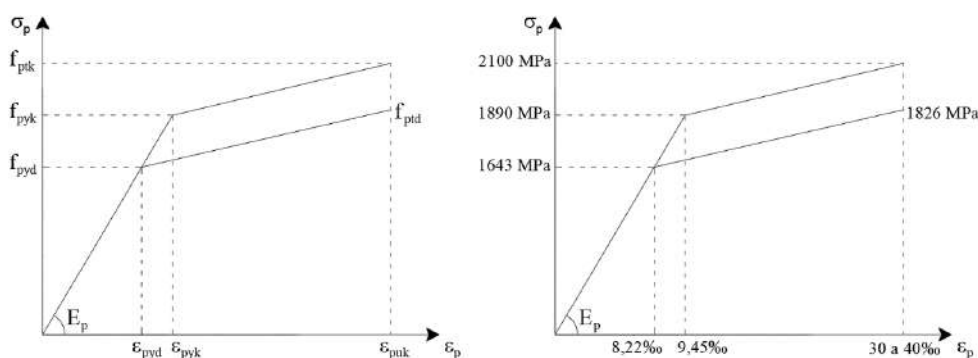


Figura 4.24 – Diagrama tensão deformação para uma cordoalha CP210-RB [241].

4.9.2. Dimensionamento da Longarina à Flexão

4.9.2.1. Pré-Dimensionamento da Armadura de Protensão

De acordo com a Tabela 4.4, a seção mais solicitada se encontra em $Y = 5,0 m$. Considerando que as cordoalhas serão pós-tensionadas externamente ao concreto, as tensões devidas à protensão podem ser calculadas com o diagrama de corpo livre ilustrado na Figura 4.25.

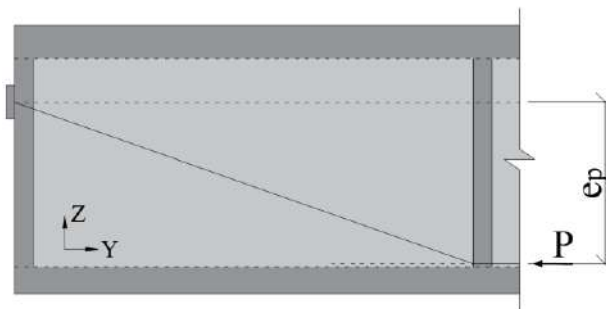


Figura 4.25 – Diagrama de corpo livre.

Para Aço de Relaxação Baixa (RB), vale a condição imposta pela Equação 4.5:

$$\sigma_p \leq \begin{cases} 0,74 \cdot f_{ptk} \\ 0,82 \cdot f_{pyk} \end{cases} \quad 4.5$$

Logo,

$$\sigma_p \leq \begin{cases} 1554 \text{ MPa} \\ \boxed{1550 \text{ MPa}} \end{cases}$$

Dessa forma, no ato da protensão, seja a força em uma cordoalha:

$$P_{unit,0} = A_p \cdot \sigma_p \quad 4.6$$

$$P_{unit,0} = 150 \text{ mm}^2 \times 1550 \text{ MPa}$$

$$P_{unit,0} = 232,5 \text{ kN}$$

Para protensão completa, deve-se satisfazer a Equação 4.7, i.e., não se verificam tensões de tração nas bordas da seção transversal, oriundas da combinação das forças de protensão com a flexão simples ou composta das cargas em serviço [242]:

$$\sigma_{cP} \geq \sigma_{g_{inf}} + \sigma_{q_{inf}} \quad 4.7$$

Seja P a força no cabo na seção considerada:

$$\frac{P}{A_c} + \frac{P \cdot e_p}{W_{inf}} \geq \frac{M_g}{W_{inf}} + \frac{M_q}{W_{inf}}$$

Com os dados da Tabela 4.4:

$$P \geq \frac{\frac{M_g + M_q}{W_{inf}}}{\frac{1}{A_c} + \frac{e_p}{W_{inf}}} = \frac{(190 + 40 + 119) + [1,326 \cdot 1,25 \cdot (105 + 434)]}{\frac{1}{0,3023} + \frac{0,42}{0,034558}}$$

$$P_{total,0} \geq 2325 \text{ kN}$$

$$N_{cord,0} = \frac{P_{0,total}}{P_{0,unit}} = \frac{2325}{232,5} = 10$$

Admitindo perdas totais de protensão de 27,5%, têm-se:

$$N_{cord,\infty} = \frac{N_{cord,0}}{1 - perdas_{totais}} \tag{4.8}$$

$$N_{cord,\infty} = \frac{10}{1 - 0,275} = 13,8 \rightarrow 2 \text{ cabos com } 7 \text{ cordoalhas} \rightarrow P_{0,total} = 3255 \text{ kN}$$

4.9.2.2. Perdas de Protensão

As perdas de protensão são classificadas em imediatas (atrito, escorregamento da armadura e encurtamento elástico do concreto) e progressivas (retração e fluência do concreto, e relaxação do aço) [242]. Para a perda por retração e fluência, serão adotadas as abordagens do Model Code 2010 [74]; dados experimentais de ensaios de fluência mostram que o equacionamento proposto para concretos reforçados com fibras de aço possuem boa convergência à abordagem do código [243]. Por fim, para o efeito conjunto das perdas progressivas de fluência e retração, e sua consequente influência na perda por relaxação do aço, será usada a abordagem do Anexo E do CEB FIP 78, que, segundo CHOLFE & BONILHA [241], são tratados com suficiente grau de aproximação a dados experimentais. O detalhamento de cada perda encontra-se no Apêndice A, seção A.4. O diagrama de forças após perdas totais (imediatas e progressivas) é ilustrado na Figura 4.26; a perda total média aproximada foi de 27,5%.

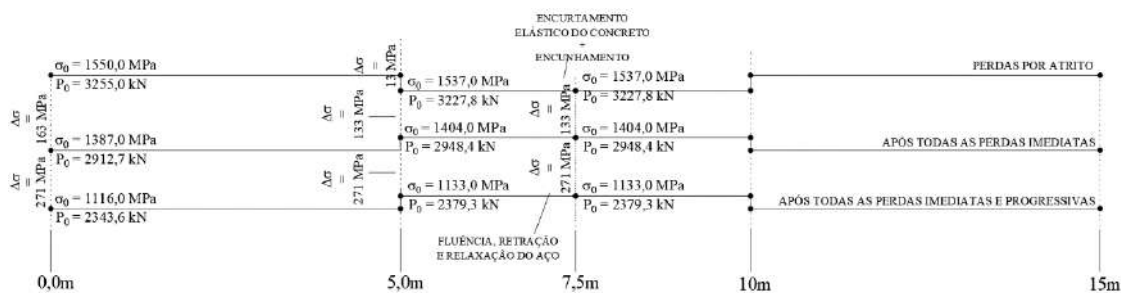


Figura 4.26 – Diagrama de forças após perdas totais (imediatas e progressivas).

4.9.2.3. Verificação das tensões normais em ELS ao longo do vão na etapa de operação

Para as verificações das tensões normais ao longo do vão em serviço, valem as combinações apresentadas na Tabela 4.2, referentes ao Estado Limite de Descompressão e ao Estado Limite de Formação de Fissuras. Nesta verificação, as forças nas cordoalhas já estão descontadas das perdas imediatas e progressivas de protensão. Os resultados de ambas as verificações estão listados na Tabela 4.9.

Tabela 4.9 – Tensões normais ao longo do vão na etapa de serviço

Seção Y [m]	ELS – D		ELS – F	
	σ_{inf} [MPa]	σ_{sup} [MPa]	σ_{inf} [MPa]	σ_{sup} [MPa]
0,0	-7.80	-7.80	-7.80	-7.80
1,0	-5.70	-8.60	-1.10	-10.40
2,0	-5.90	-8.50	1.90	-11.60
3,0	-7.30	-7.90	2.80	-11.90
4,0	-9.80	-7.00	2,00	-11.70
5,0	-13.10	-5.60	-0.20	-10.80
6,0	-14.2	-5.4	-2.60	-10,00
7,0	-13.3	-5.8	-1.20	-10.60
7,5	-13.1	-5.8	-0.90	-10.70

Em ambas as verificações de Estados Limites, requer-se que a tensão máxima de compressão não ultrapasse $0,6 \cdot f_{ck} = 41 \text{ MPa}$, o que foi atendido. As condições impostas às tensões máximas de tração também foram atendidas: no Estado Limite de Descompressão, exige-se que toda a seção esteja comprimida, i.e., $\sigma_t < 0$, enquanto no Estado Limite de Formação de Fissuras, as tensões de tração estejam abaixo do limite ($\sigma_t < f_{fts} = 5,3 \text{ MPa}$).

4.9.2.4. Verificação no Estado Limite Último (ELU)

Para longarinas de grande altura, a contribuição das fibras à flexão longitudinal é irrisória [120], abaixo de 10%, podendo ser desprezada em seu dimensionamento [196]. Portanto, a fim de verificar se todo o esforço é absorvido pelas cordoalhas, é pertinente realizar a verificação ao Estado Limite Último; a descrição do dimensionamento no ELU é apresentada no Apêndice A, seção A.4.2, e os resultados obtidos, na Tabela 4.10, e na

Figura 4.27, a seguir. No cálculo de momento resistente, considerou-se, à princípio, cabos não aderentes. Entretanto prevê-se uma ligação entre a bainha e o tubo do desviador com posterior injeção da bainha. Sendo assim, os cabos passam a ter dois pontos discretos de aderência ao concreto levando a valores de momento resistente intermediários entre os correspondentes às situações de cabos aderentes ($M_{Rd,ad}$) e não aderentes ($M_{Rd,não\ ad}$). Portanto, considerou-se satisfatório o dimensionamento prescindindo de armadura passiva na mesa inferior.

Tabela 4.10 – Comparativo entre Momento Fletor Solicitante e de Cálculo no Estado Limite Último

Y [m]	M_{Sd} [kNm]	$M_{Rd,não\ ad}$ [kNm]	$M_{Rd,não\ ad}/M_{Sd}$	$M_{Rd,ad}$ [kNm]
1,0	619	720	1.162	1005
2,0	1048	955	0.911	1304
3,0	1377	1203	0.874	1602
4,0	1624	1465	0.902	1901
5,0	1803	1759	0.976	2200
6,0	1704		1.032	
7,0	1775		0.991	
7,5	1789		0.983	

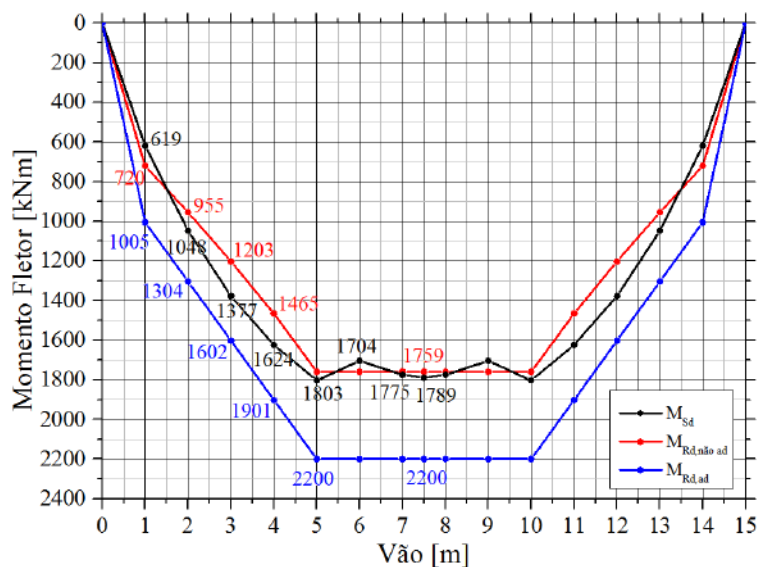


Figura 4.27 – Diagramas de momentos fletor resistentes ($M_{Rd,não\ ad}$ e $M_{Rd,ad}$) e solicitantes (M_{Sd}).

4.9.2.5. Verificação no ELU no momento do içamento e transporte

Para a verificação no ELU no momento do içamento e transporte, considerou-se que, para o tempo decorrido, as perdas imediatas tenham ocorrido. Assim, da Tabela 4.3, utilizou-se a primeira combinação, cujos resultados estão listados na Tabela 4.11.

Tabela 4.11 – Tensões normais ao longo do vão no ELU para içamento e transporte

Seção Y [m]	ELU	
	σ_{inf} [MPa]	σ_{sup} [MPa]
0,0	-11.50	-11.50
1,0	-18.20	-8.80
2,0	-25.30	-6.00
3,0	-32.70	-3.00
4,0	-40.30	0.10
5,0	-48.00	3.20
6,0	-47.70	3.00
7,0	-47.50	3.00
7,5	-47.50	2.90

Para esta verificação, sugere-se que a tensão máxima de compressão não ultrapasse o valor de $0,7 \cdot f_{ck} = 48 \text{ MPa}$, o que foi atendido. A condição imposta à tensão máxima de tração também foi atendida: $\sigma_t \leq 1,2 \cdot f_{fts} = 6,4 \text{ MPa}$.

4.9.3. Dimensionamento da Longarina ao Esforço Cortante

A capacidade resistente do esforço cortante longitudinal será dividida em três parcelas contribuintes: protensão, concreto (intertravamento de agregados) e fibras de aço, sendo descritos a seguir.

4.9.3.1. Parcela de contribuição atribuída à protensão

Dado o traçado poligonal das cordoalhas, conforme esforços ilustrados na Figura 4.25, nos trechos $0,0 \text{ m} \leq y \leq 5,0 \text{ m}$ e $10,0 \text{ m} \leq y \leq 15,0 \text{ m}$ ocorre uma redução do esforço cortante, definida conforme Equação 4.9. Portanto, considerando o cálculo da redução atuando após todas as perdas de protensão, tem-se:

$$V_{pd} = 0,9 \cdot P_{total,\infty} \cdot \text{sen } \theta \quad 4.9$$

$$V_{pd} = 0,9 \cdot 2343,6 \cdot \text{sen } 4,8^\circ$$

$$V_{pd} = 176 \text{ kN}$$

4.9.3.2. Parcela de contribuição atribuída ao concreto sem fibras

Para casos de vigas de concreto convencional sem armadura transversal, o Model Code

2010 [207] permite que a obtenção da parcela referente ao concreto seja feita com base em níveis de aproximação, conforme apresentado na seção 3.2.2.2. O NdA I não será abordado, pois deve-se considerá-lo em casos onde o esforço axial atuante na estrutura é insignificante ou baixo. Portanto, será abordado apenas o Nível de Aproximação II, em que o parâmetro k_v (ver Equação 3.26) é obtido em função do diâmetro máximo do agregado, d_g , de acordo com a Equação 3.27, e da deformação específica longitudinal a meia altura, ε_x . O valor da deformação longitudinal será obtido via modelo numérico em elementos finitos com comportamento linear elástico, para as combinações de cargas U_2 , apresentadas na Tabela 4.3. O Model Code 2010 [207] recomenda que quando $\varepsilon_x < 0 \rightarrow \varepsilon_x = 0$, quando $d_g < 16 \text{ mm} \rightarrow k_{dg} = 1,0$, e que $\sqrt{f_{ck}} \leq 8,0 \text{ MPa}$.

Deve-se ressaltar a sensibilidade de $V_{Rd,c}$ e $V_{Rd,F}$ à ε_x , cuja posição é ilustrada na Figura 3.15. Dessa maneira, é pertinente apresentar a distribuição de deformações longitudinais ao longo da altura da alma, para fins de determinação da magnitude das respectivas resistências contribuintes. Portanto, a Figura 4.28 ilustra tais distribuições; para cada seção analisada, o trem-tipo se encontra na posição de maior sollicitação à mesma.

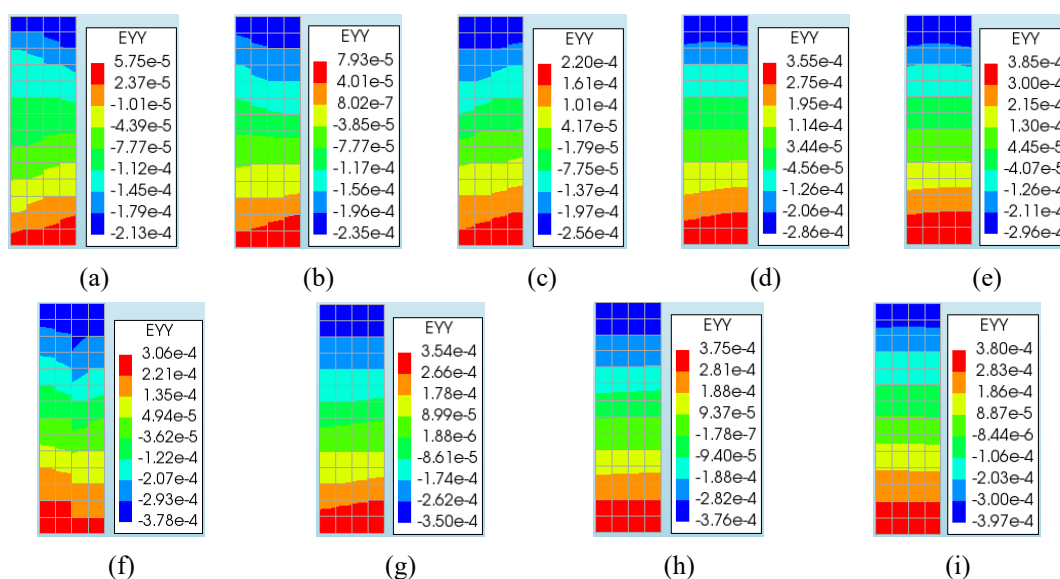


Figura 4.28 – Distribuição da deformação específica longitudinal conforme posição e carregamento: (a) 0,4m, (b), 1,0m, (c) 2,0 m, (d) 3,0 m, (e) 4,0 m, (f) 5,0 m, (g) 6,0 m, (h) 7,0 m e (i) 7,50 m.

Nota-se que, devido à protensão, as primeiras seções analisadas apresentam predomínio de compressão quase ao longo de toda a altura do elemento em estudo. À medida que se aproxima para o meio do vão, a distribuição tende a se uniformizar, com parcelas similares de tração e compressão.

Para a largura de $b_w = 60 \text{ mm}$, tem-se a parcela contribuinte de $V_{Rd,c}$, para cada seção analisada, ilustrada na Tabela 4.12.

Tabela 4.12 – Parâmetros para determinação da parcela resistente atribuída ao concreto

Seção Y [m]	ε_x	k_v	$V_{Rd,c}$ [kN]
0,7	0	0,2889	74
1,0	0	0,2889	74
2,0	10×10^{-5}	0,2512	64
3,0	15×10^{-5}	0,2358	60
4,0	17×10^{-5}	0,2302	59
5,0	14×10^{-5}	0,2388	61
6,0	13×10^{-5}	0,2417	62
7,0	15×10^{-5}	0,2358	60
7,5	16×10^{-5}	0,2330	60

4.9.3.3. Parcela de contribuição da presença das fibras de aço

De acordo com a Equação 3.37, pode-se prescindir de armadura mínima transversal quando a condição imposta for satisfeita.

$$f_{Ftuk,w_u=1,5} \geq 0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}} \rightarrow 2,7 \geq 0,08 \cdot \sqrt{68} \rightarrow 2,7 \geq 0,66 \rightarrow ok.$$

Para a parcela de contribuição do concreto com fibras de aço ao esforço cortante, além da geometria da peça, são necessários os seguintes parâmetros [207]: a deformação longitudinal (ε_x), o ângulo de inclinação da biela (θ) e a abertura de fissura última (w_u), sendo os dois últimos obtidos em função de ε_x , conforme Equação 3.43 e Equação 3.44. A partir do valor de w_u , obtém-se o respectivo valor característico da resistência última a tração, f_{Ftuk} . Neste caso, os valores de f_{Ftuk} serão extraídos da curva linear inserida no gráfico da Figura 4.23, referente ao ensaio de tração direta realizado por MARANGON [51], e reduzidos de 1,15, conforme resultado de ensaio experimental apresentado na seção 6.2.3.1. Portanto, a Tabela 4.13 lista os valores calculados para a parcela $V_{Rd,f,i}$ (sem a redução por K_{Global}), e V_{Rd,f,K_G} (considerando a redução por K_{Global}). Ressalta-se que os valores de $V_{Rd,f}$ referem-se à segunda parcela da Equação 3.41.

Tabela 4.13 – Parâmetros para determinação da parcela resistente do concreto com fibras de aço

Seção Y [m]	ε_x	θ [°]	w_u [mm]	f_{tuk} [MPa]	$V_{Rd,f,i}$ [kN]	V_{Rd,f,K_G} [kN]
0,7	0	29,00	0,20	5,00	231	201
1,0	0	29,00	0,20	5,00	231	201
2,0	10×10^{-5}	29,70	0,30	4,80	215	187
3,0	15×10^{-5}	30,05	0,35	4,70	208	181
4,0	17×10^{-5}	30,20	0,37	4,66	205	178
5,0	14×10^{-5}	29,98	0,34	4,72	209	182
6,0	13×10^{-5}	29,91	0,33	4,74	211	183
7,0	15×10^{-5}	30,05	0,35	4,70	208	181
7,5	16×10^{-5}	30,12	0,36	4,68	207	180

4.9.3.4. Verificação quanto ao esmagamento da biela comprimida

Para a verificação do esmagamento da biela comprimida, serão utilizadas da Equação 3.31 à Equação 3.35, conforme descrição apresentada na seção 3.2.2.3. Sendo comum a todas as seções transversais, o parâmetro η_{fc} é calculado abaixo, e, em seguida, os resultados de $V_{Rd,max}$ são apresentados na Tabela 4.14:

$$\eta_{fc} = \left(\frac{30}{68}\right)^{\frac{1}{3}} \leq 1,0$$

$$\eta_{fc} = 0,761 \leq 1,0 \rightarrow ok.$$

Tabela 4.14 – Parâmetros para determinação da resistência ao esmagamento da biela comprimida

Seção Y [m]	ε_x	θ [°]	ε_1	k_ε	k_c	$V_{Rd,max}$ [kN]
0,7	0	29,00	0,006509	0.641847	0,488617	451
1,0	0	29,00	0,006509	0.641847	0,488617	451
2,0	5×10^{-5}	29,70	0,006555	0.640817	0,487833	457
3,0	1×10^{-4}	30,05	0,006574	0.640380	0,487500	460
4,0	1×10^{-4}	30,20	0,006581	0.640218	0,487377	461
5,0	8×10^{-5}	29,98	0,006570	0.640463	0,487564	459
6,0	8×10^{-5}	29,91	0,006567	0.640549	0,487629	459
7,0	9×10^{-5}	30,05	0,006574	0.640380	0,487500	460
7,5	1×10^{-4}	30,12	0,006578	0.640298	0,487438	460

4.9.3.5. Parcelas de contribuição combinadas

A Tabela 4.15 apresenta o comparativo entre os esforços atuantes de cálculo,

V_d , com as capacidades resistentes, $V_{Rd,at}$, sendo esta o menor valor entre V_{Rd} , que corresponde à soma das três contribuições ao esforço cortante, e de $V_{Rd,max}$, que corresponde ao valor de esmagamento da biela. Em todas as seções, tem-se $V_{Rd,at} > V_d$, conforme ilustrado na Figura 4.29. Deve-se ressaltar que nesta tabela, as duas parcelas da Equação 3.41 foram separadas em $V_{Rd,c}$ e V_{Rd,F,K_G} , para que fosse possível aplicar o fator de orientação das fibras.

Tabela 4.15 – Capacidade resistente de uma longarina ao esforço cortante

Seção Y [m]	Esforço Cortante [kN]						
	$V_{p,\infty}$	$V_{Rd,c}$	V_{Rd,F,K_G}	V_{Rd}	$V_{Rd,max}$	$V_{Rd,at}$	V_d
0,7	176	74	201	451	451	451	419
1,0	176	74	201	451	451	451	393
2,0	176	64	187	427	457	427	357
3,0	176	60	181	417	460	417	313
4,0	176	59	178	413	461	413	266
5,0	0	61	182	243	459	243	217
6,0	0	62	183	245	459	245	149
7,0	0	60	181	241	460	241	107
7,5	0	60	180	240	460	240	87

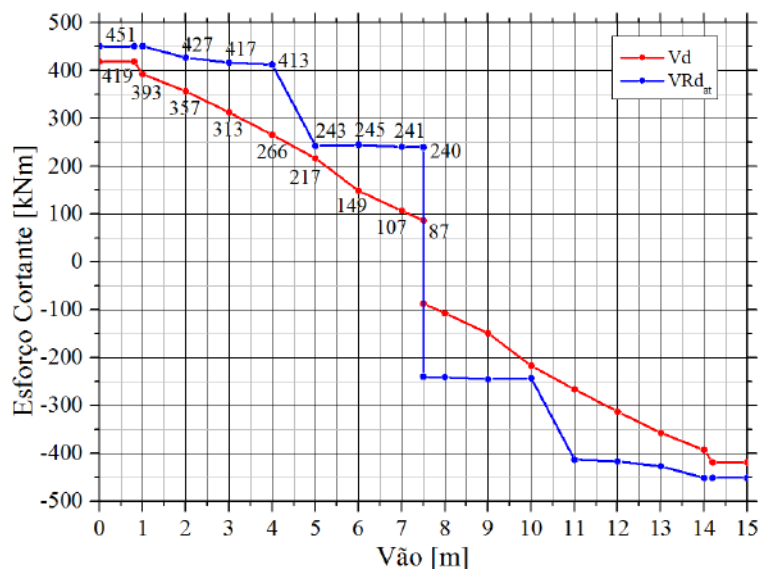


Figura 4.29 – Diagramas de esforços cortantes resistentes ($V_{Rd,at}$) e de atuantes (V_d).

Deve-se ressaltar que os valores de $V_{Rd,at}$, apresentados na Tabela 4.15 consideram o mecanismo de ruptura do tipo *treliça de Mörsch* [105], e para que se forme a treliça, é necessária a presença de armadura. Dada a ausência de armadura longitudinal, o valor real de V_{Rd} deverá ser menor que o $V_{Rd,at}$ porque será formado um outro mecanismo de

ruptura, no qual não há a presença de um tirante na base do elemento estrutural. Uma discussão sobre o mecanismo de ruptura com e sem o tirante é apresentado mais adiante, no Capítulo 6

5. MÉTODO DO PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental, a ser descrito nas próximas seções, contempla dois ensaios em escala estrutural, para fins de caracterização da resistência mecânica do material aplicado à estrutura proposta pela tese. O primeiro ensaio objetivou a determinação dos fatores de orientação de fibras nos componentes da longarina (almas, mesa superior) enquanto o segundo ensaio focalizou na determinação da resistência ao cisalhamento da longarina, e consequente avaliação da evolução da fissuração por tensões de cisalhamento. A concepção do segundo ensaio foi desenvolvida após a realização do dimensionamento analítico, apresentado no Capítulo 4, em que se mostrou que o traçado poligonal das cordoalhas, em associação com o reforço fibroso à matriz cimentícia, confere resistência à flexão e ao cisalhamento ao tratar o sistema estrutural sob comportamento de viga. Assim, a geometria desenvolvida pretende induzir a ruína da estrutura sob a tensão principal de tração, ao apresentar um vão curto com protensão completa submetido a um carregamento distribuído no meio do vão. Em paralelo, foram realizados ensaios de caracterização mecânica do material, para fins de elaboração das equações constitutivas que proporcionam o dimensionamento estrutural.

5.1. DOSAGEM

O compósito cimentício de alto desempenho reforçado com fibras de aço utilizado nesta etapa é uma adaptação do material desenvolvido por MARANGON [51], e tem a sua dosagem apresentada na Tabela 5.1, a seguir.

Tabela 5.1 – Materiais e Composição

Materiais	Composição [kg/m ³]
Agregado Graúdo ($d_{ag} < 9.5mm$)	454,0
Areia Lavada de Rio	830,6
Areia Lava de Rio Peneirada ($d_{ag} < 0.85mm$)	100,0
Sílica Moída (Malha No 325)	70,0
Cimento CP III 40	360,0
Cinza Volante	168,0
Sílica Ativa	45,0
Superplastificante (BASF MasterGlenium 51)	28,8
Agente Modificador de Viscosidade (BASF MasterMatrix UW 410)	0,36
Água	180,0
Fibras de Aço DRAMIX 65/35 BG	117,0

5.2. ENSAIOS PARA CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DO CADRFA

5.2.1. Determinação da Resistência à Compressão do Cimento

Antes de realizar a mistura de qualquer concreto, realizou-se a verificação da capacidade resistente do cimento dos lotes adquiridos, conforme recomendação da NBR 7215 [244], que orienta sobre a execução do ensaio. Este procedimento é preventivo, a fim de evitar possíveis desvios de resultados mecânicos pretendidos, além de evitar o desperdício de todos os outros materiais a serem misturados.

5.2.2. Determinação da Resistência à Compressão do CADRFA

Os ensaios de compressão axial de cilindros moldados foram realizados no Laboratório de Ensaio Mecânicos da COPPE/UFRJ, LEM, na máquina servo-controlada UH-F1000 kNI, marca Shimadzu, com capacidade de carga de 1000 kN. Por meio deste ensaio, foram determinados a resistência à compressão e o módulo de elasticidade dos corpos de prova com diâmetro de 7,50 cm e altura de 15,0 cm, conforme prescrito pela NBR 5739:2018 [245]. Previamente, os corpos de prova tiveram suas faces regularizadas em torno mecânico, conforme Figura 5.1-a, e foram ensaiados aos 28 dias de idade, a uma taxa de tensão axial de 0,1 MPa/seg; a deformação axial dos corpos-de-prova foi medida a partir da média dos valores registrados pelos dois LVDTs acoplados em anéis metálicos, conforme Figura 5.1-b. As deformações e o carregamento aplicado foram registrados por um sistema de aquisição de dados “ADS 2000” de 16 bits, marca Lynx.



(a)



(b)

Figura 5.1 – Ensaio de compressão axial: (a) regularização em torno mecânico, e (b) setup do ensaio.

O módulo de elasticidade dos concretos foi calculado a partir do diagrama de tensão – deformação específica, obtido por meio dos ensaios de compressão, conforme expresso na Equação 5.1:

$$E_c = \frac{f_{c,2} - f_{c,1}}{\varepsilon_{c,2} - \varepsilon_{c,1}}, \text{ onde} \quad 5.1$$

- E_c : Módulo de Elasticidade do concreto;
 $f_{c,1}$: Tensão normal correspondente à deformação axial de $50\mu\text{S}$;
 $f_{c,2}$: Tensão normal correspondente à 40% do valor da carga última;
 $\varepsilon_{c,1}$: Deformação axial de $50\mu\text{S}$;
 $\varepsilon_{c,2}$: Deformação axial correspondente à tensão $f_{c,2}$.

5.2.3. Determinação da Resistência à Tração na Flexão do CADRFA

Os ensaios de tração na flexão em três pontos também foram realizados no Laboratório de Ensaio Mecânicos da COPPE/UFRJ, LEM, na máquina servo-elétrica AG-X, marca Shimadzu, com capacidade de carga de 100 kN. Por meio deste ensaio, foram determinadas a resistência à tração na flexão no ramo elástico e residual em função da abertura de fissura (CMOD), conforme prescrição da EN14651:2005 [123].

O ensaio foi realizado com corpos de prova prismáticos com dimensões $15 \times 15 \times 55 \text{ cm}^3$, submetidos a um carregamento central, conforme Figura 3.8-a e Figura 3.8-b, enquanto a abertura de fissura é medida a partir de um *clip gauge* instalado na face inferior do prisma, no entalhe (Figura 3.8-c). O gráfico de tensão na flexão – CMOD é desenvolvido a partir de valores calculados conforme seção 3.1.2.3. Este gráfico, ainda não corrigido em relação ao efeito parede, apresentará uma curva superestimada da capacidade resistente do elemento moldado.

A Figura 5.2-a mostra os moldes preparados para serem preenchidos com CADRFA; o preenchimento foi feito com o auxílio do funil, a fim de diminuir a dispersão de resultados e padronizar o modo de concretagem [39]. A Figura 5.2-b mostra os prismas já curados e entalhados. Por fim, a Figura 5.2-c mostra um ensaio em andamento.

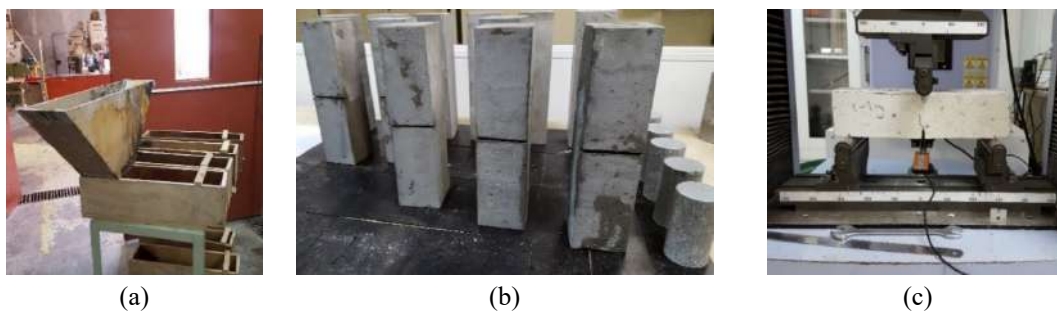


Figura 5.2 – Ensaio de tração na flexão em 3 pontos: (a) moldagem dos corpos de prova, (b) corpos de prova entalhados, (c) ensaio em andamento.

5.3. ENSAIOS PARA DETERMINAÇÃO DO FATOR DE ORIENTAÇÃO DAS FIBRAS

5.3.1. Seção Transversal (Fase 1)

Considerando a importância de compreender e prever o comportamento mecânico a partir da distribuição aleatória das fibras, um protótipo de uma longarina com 1,50 m de comprimento foi elaborado para esta etapa. A geometria proposta da seção transversal apresentada na Figura 5.3 se encontrava em fase preliminar, chamada de *Fase I*. Nesta fase, estava prevista uma variação de espessura das almas da longarina na medida em que estas se aproximavam dos apoios. A espessura da alma, na região central do vão, apresentaria 6,0 cm, e próximo aos apoios, 8,0 cm, sendo a transição entre espessuras de maneira suave e gradativa. Ainda, a mesa superior possuía duas etapas de concretagem, sendo 9,0 cm de espessura na fase de confecção do módulo e seu transporte ao local de instalação da ponte, e 3,0 cm de espessura a serem concretados *in loco*, após a instalação das peças na rodovia. A concretagem por etapas da mesa superior previa uma diminuição do peso próprio para facilitar o transporte. Além disso, as longarinas seriam fabricadas com pré-tração de cordoalhas.

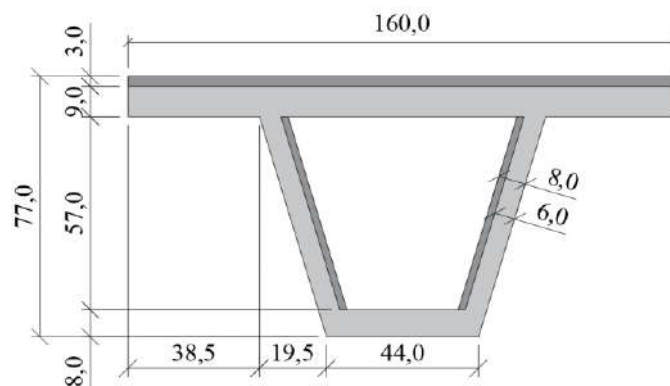


Figura 5.3 – Medidas da seção transversal; dimensões em cm (Fase 1).

5.3.2. Confeção, Montagem e Concepção Estrutural da Forma

A forma de madeira foi feita em compensado naval com lâminas de 15mm de espessura, apresentando toda a superfície plastificada com laminado de PVC autoadesivo, para facilitar o processo de desmolde. Devido à geometria proposta, foi necessário confeccionar a forma em duas partes, sendo a parte inferior registrada na Figura 5.4-a,

e a superior, encaixada na inferior, na Figura 5.4-b; o comprimento total da forma é de 1,50m, correspondentes a 10% do comprimento total previsto em projeto.

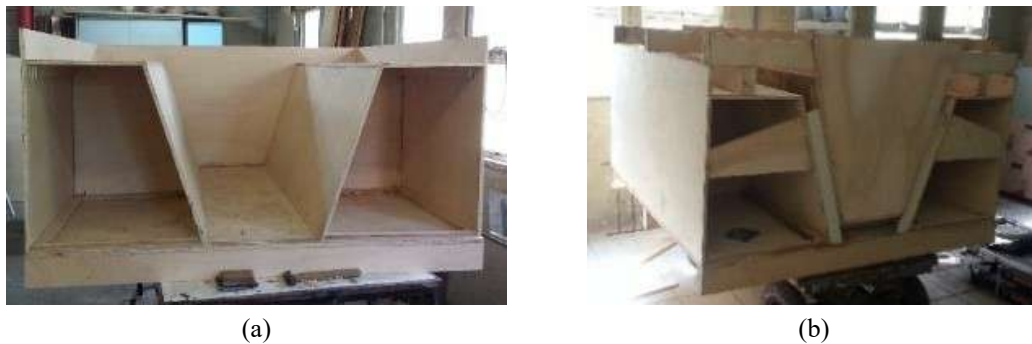


Figura 5.4 – Formas em compensado naval (Fase 1): (a) inferior, (b) superior e inferior encaixadas.

A fim de analisar a distribuição de fibras nas almas de 6,0 cm e 8,0 cm, foi inserido um diafragma que dividiu o comprimento total da forma ao meio. Assim, a forma com sua montagem finalizada apresentava dois comprimentos de 75,0 cm cada, respectivos a cada espessura de alma (Figura 5.5-a). Na região da mesa inferior, o diafragma foi perfurado para passagens das cordoalhas (Figura 5.5-b); cuja função neste ensaio era apenas o de obstruir o espaço para analisar o fluxo de concreto no fundo da forma.



Figura 5.5 – Inserção de diafragma na forma: (a) divisão do comprimento, (b) passagem das cordoalhas.

5.3.3. Concretagem e Extração de Testemunhos

5.3.3.1. Montagem de Armadura

Para que um protótipo apresente confiabilidade na predição de distribuição das fibras, deve-se reproduzir fielmente a concepção estrutural, apresentando a mesma escala prevista em projeto. Para tanto, para a geometria proposta na *Fase I*, contemplava-se a presença de uma armadura mínima na região das almas e da mesa superior. Dessa maneira, para que fosse possível realizar os ensaios mecânicos de caracterização da contribuição das fibras, assim como viabilizar a extração dos testemunhos por meio de

serra de corte, substituiu-se a armadura passiva de aço por tubos vazados de PVC ($\phi_{tubo} = 12,5mm$). Neste ensaio, o único intuito da presença das armaduras é a obstrução do concreto, e conseqüente interferência na dispersão das fibras, reproduzindo, portanto, o que ocorreria no momento da concretagem real.

A previsão da distribuição da armação de PVC é ilustrada na Figura 5.6, com destaque para a seção transversal (Figura 5.6-a), a mesa superior, que contempla duas espessuras (Figura 5.6-b), e as almas com duas espessuras diferentes (Figura 5.6-c e Figura 5.6-d). Para a alma de 6,0 cm de espessura, optou-se por verificar a distribuição das fibras, e seu conseqüente comportamento mecânico, com e sem a presença de armadura.

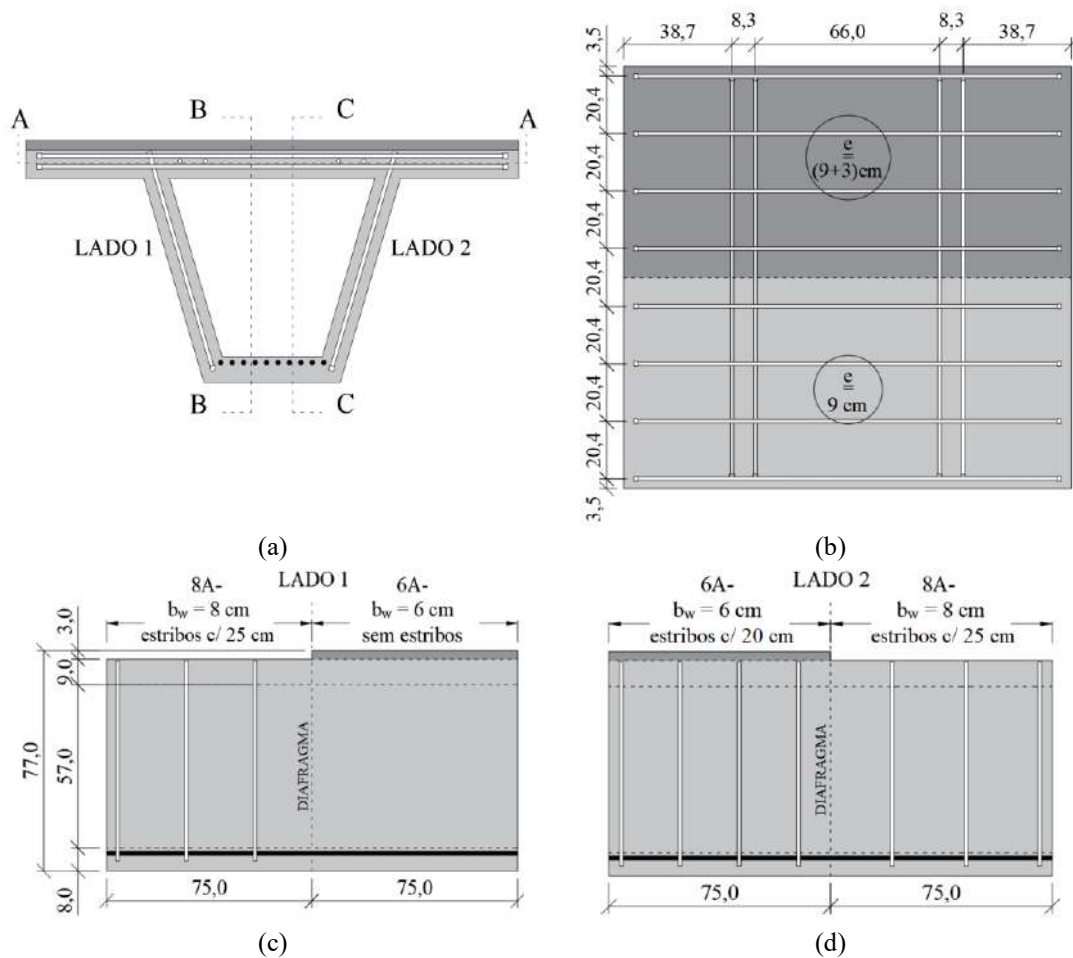


Figura 5.6 – Previsão da distribuição da armadura de PVC: (a) seção transversal, (b) Corte A-A, (c) Corte B-B, e (d) Corte C-C; dimensões em cm.

A instalação dos tubos de PVC na forma de madeira é registrado na Figura 5.7-a, mostrando a fixação individual superior e inferior de cada “estribo”, enquanto a Figura 5.7-b mostra todos os “estribos” fixados. A Figura 5.7-c mostra um estágio avançado da concretagem, em que foram instalados os tubos de PVC longitudinais e transversais

referentes à mesa superior. Por fim, a Figura 5.7-d mostra um comparativo entre o tubo de PVC convencional (à direita) e o lixado manualmente (à esquerda), para aumentar a aderência de sua superfície ao entrar em contato com a matriz cimentícia, simulando a rugosidade da superfície da armadura de aço.



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 5.7 – Distribuição da armadura de PVC na forma: (a) instalação na alma, (b) distribuição nas almas, (c) distribuição na mesa superior, e (d) tubo de PVC lixado para aumento de aderência.

5.3.3.2. Procedimento de Mistura do CADRFA

A mistura do CADRFA foi feita no misturador tipo planetário com capacidade máxima de 200 L, existente no LabEST; para cada batelada, procurou-se manter o volume de mistura entre 70 e 80 L, mantendo o procedimento a seguir:

- Umedecimento do misturador com água, retirando-se o excesso com um pano;
- Adição dos agregados miúdo e graúdo, homogeneizando-os por 1 minuto;

- Adição dos materiais cimentícios, seguida de nova homogeneização por 1 minuto;
- Adição de 80% de água deionizada, com o misturador ligado;
- Adição de 100% do superplastificante, seguido dos 20% restantes da água;
- Adição das fibras de aço 8 minutos após adição completa do superplastificante;
- Adição de agente modificador de viscosidade 4 minutos após a mistura com as fibras ter sido iniciada, seguido de 1 minuto para sua homogeneização completa.

5.3.3.3. Método de Concretagem

O registro e padronização do método de concretagem, que contempla a sequência e o modo com que se procedeu com o lançamento do concreto na forma, são de extrema importância para garantir que o protótipo represente com máxima confiabilidade a estrutura real a ser confeccionada. Procura-se, portanto, reproduzir as mesmas condições de concretagem a serem realizadas quando a peça for desenvolvida em escala industrial. Dessa maneira, a Figura 5.8 ilustra a sequência de quatro etapas realizadas, contemplando:

- a) Concretagem da mesa inferior;
- b) Inserção da forma superior e consequente concretagem das almas;
- c) Retirada da forma superior após 48 horas de cura, instalação de forma perdida, seguida de concretagem da mesa superior (espessura de 9,0 cm), e
- d) Concretagem parcial da mesa superior da camada adicional de 3,0 cm.

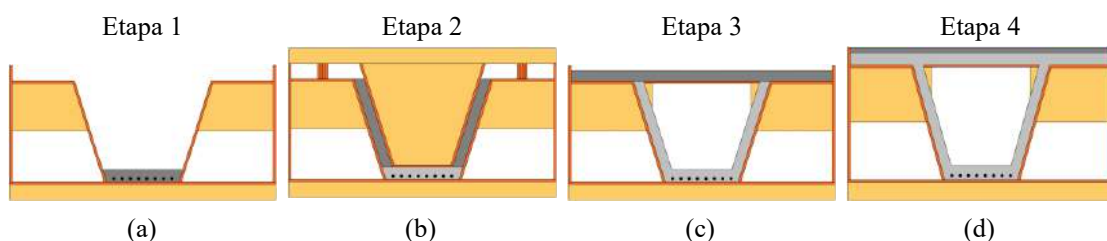


Figura 5.8 – Sequência de concretagem: (a) mesa inferior, (b) almas, (c) mesa superior de 9 cm de espessura, e (d) camada de 3cm de espessura.

Após a finalizada a mistura de uma batelada, a forma foi preenchida com baldes com capacidade de 12 L cada um. O método de concretagem com baldes foi escolhido pela sua viabilidade frente às condições existentes. Conforme Figura 5.9-a, a concretagem da alma se deu com lançamento do concreto feito por duas pessoas, uma de cada lado da forma, de maneira que os vazios entre estribos eram parcialmente preenchidos em

sequência (Figura 5.9-b), até atingir o seu topo. Embora uma forma para alma de 6,0 cm não dispusesse de estribos, manteve-se o modo de lançamento. Para a mesa superior priorizou-se o lançamento transversal do concreto, a fim de forçar um alinhamento das fibras de aço, conforme Figura 5.9-c.

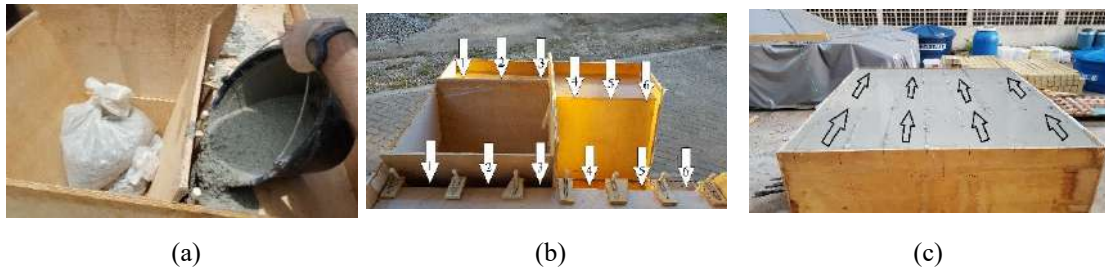


Figura 5.9 – Modo de concretagem: (a) lançamento do concreto na alma, (b) sequência do lançamento nas almas, e (c) direção de distribuição na mesa superior.

5.3.3.4. Desmolde

Dado o método de concretagem descrito na seção 5.3.3.3, entre as etapas 2 e 3 foi necessário aguardar 48 horas de cura para que fosse possível o desmolde da forma superior (Figura 5.10-a), e a conseqüente instalação da forma perdida (Figura 5.10-b), que se apoiava diretamente sobre as almas em processo de cura.



Figura 5.10 – Desmolde parcial do protótipo: (a) retirada da forma superior após 48 horas e (b) instalação da forma perdida.

O desmolde total da peça ocorreu 15 dias após a concretagem; optou-se por esta data para que facilitasse o processo de extração dos testemunhos via cortador manual. A Figura 5.11-a ilustra uma etapa durante a retirada das lâminas de compensado naval, enquanto que a Figura 5.11-b e a Figura 5.11-c registram a verificação da espessura de concretagem, respectivamente, 9,0 e 12,0 cm.

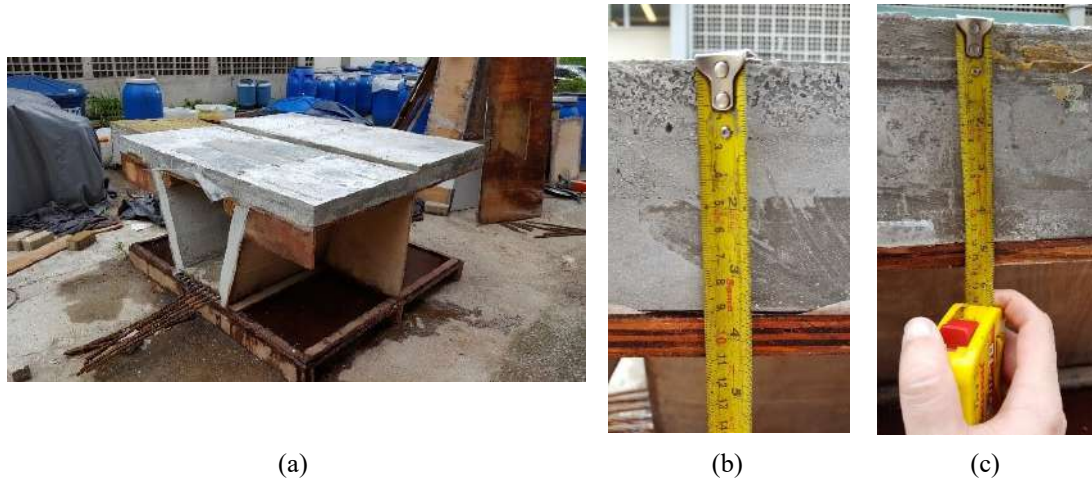


Figura 5.11 – Desmolde total do mock-up: (a) durante o desmolde, (b) verificação da espessura da mesa superior de 9,0cm, e (c) verificação da espessura da mesa superior de 9,0 + 3,0 cm.

5.3.3.5. Identificação, Içamento e Extração de Testemunhos

As regiões de interesse para extração foram devidamente identificadas na superfície do protótipo, sendo elas: almas de 6,0 cm de espessura (Figura 5.12-a), almas de 8,0 cm de espessura (Figura 5.12-b), e mesa superior com 9,0 e 12,0 cm de espessura (Figura 5.12-c). Tais espessuras resultaram, respectivamente, nas seguintes dimensões de testemunhos extraídos: 6,0 x 6,0 x 25,0 cm³, 8,0 x 8,0 x 32,0 cm³, 9,0 x 9,0 x 35,0 cm³, e 12,0 x 12,0 x 45,0 cm³. Deve-se observar que os testemunhos das almas foram extraídos a 45° (apenas um foi extraído na vertical), enquanto os testemunhos da mesa superior foram extraídos transversal e longitudinalmente. Posteriormente, cada região foi devidamente registrada em desenho, conforme Figura 5.13.

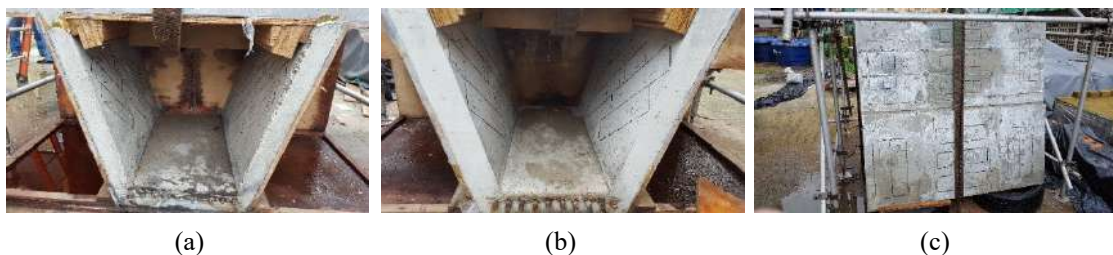


Figura 5.12 – Identificação dos testemunhos para extração via corte por serra: (a) alma de 6 cm de espessura, (b) alma de 8 cm de espessura, e (c) mesas superiores com 9 cm e 12 cm de espessura.

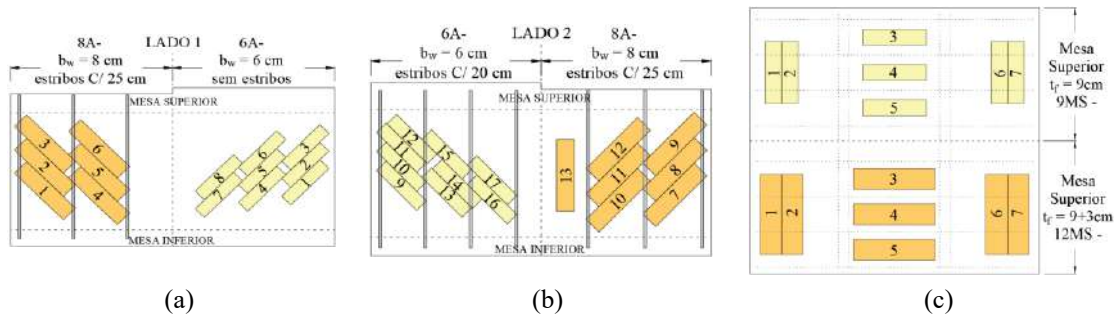


Figura 5.13 – Identificação de testemunhos extraídos: (a) lado 1 e (b) lado 2 das almas, e (c) mesa superior.

Devido à geometria da seção transversal, e para fins de estabilidade durante a extração a corte, foi necessário rotacionar a peça, deixando a mesa superior faceando o chão. Para isso, um guindaste foi montado (Figura 5.14-a). Após rotacionada, preparou-se uma superfície macia para reduzir a vibração causada na peça durante o corte, e iniciou-se o processo de extração utilizando uma cortadora manual para corte a seco ou molhado, com disco de corte para concreto (marca *Husqvarna*, modelo K 3000 – Figura 5.14-b). A Figura 5.14-c registra o corte entre a mesa inferior e a alma situada no Lado 2. Todos os procedimentos foram realizados por funcionários da empresa Controllato.

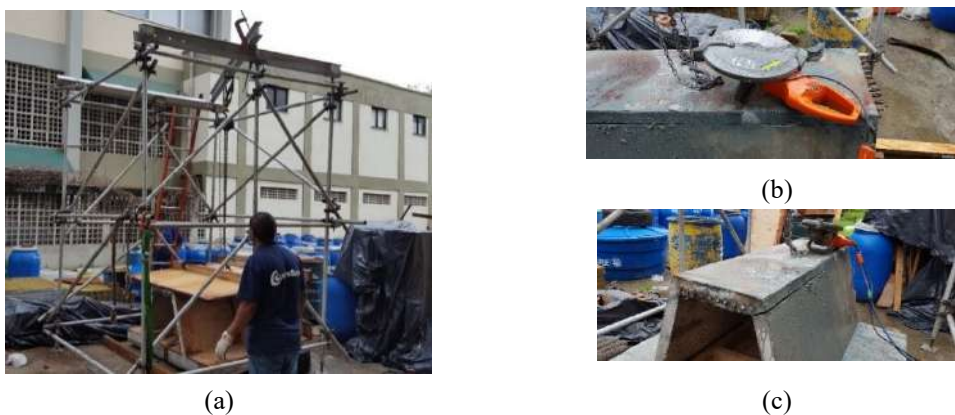


Figura 5.14 – Extração de testemunhos realizada por funcionários da empresa Controllato: (a) içamento, (b) cortadora, e (c) corte da mesa inferior.

5.3.4. Tomografia Computadorizada da Dispersão das Fibras de Aço

Dois métodos de quantificação de fibras que utiliza as informações fornecidas da digitalização via Tomografia Computadorizada (TC) são apresentadas nesta seção. O primeiro método informa o percentual de fibras dentro de uma faixa de inclinação para um dado testemunho, e o segundo é uma versão melhorada da contagem manual de fibras: uma fatia digitalizada é escolhida e o processo de contagem é realizado utilizando

um método computacional de processamento de imagem.

Para as análises dos dados da tomografia computadorizada, 12 testemunhos extraídos conforme descrito na seção 5.3.3.5 foram escolhidos (ver Figura 5.13):

- Alma, Lado 1, Espessura de 6,0 cm: 6A-6, 6A-7;
- Alma, Lado 2, Espessura de 6,0 cm: 6A-9, 6A-11;
- Alma, Lado 1, Espessura de 8,0 cm: 8A-5, 8A-6;
- Alma, Lado 2, Espessura de 8,0 cm: 8A-11, 8A-12;
- Mesa Superior, Espessura de 9,0 cm, Longitudinal: 9MS-2, 9MS-7; e
- Mesa Superior, Espessura de 9,0 cm, Transversal: 9MS-3 e 9MS-4.

O critério de escolha destes testemunhos listados teve por base os resultados dos ensaios de tração da flexão dos prismas extraídos. Para cada região da peça, foram selecionados dois prismas: um testemunho que apresentasse um resultado máximo e outro, mínimo. Devido à restrição de peso do aparato de sustentação de amostras do tomógrafo, não foi possível digitalizar nenhum testemunho extraído da mesa superior com espessura de 12,0 cm.

5.3.4.1. Análise da Micro Tomografia Computadorizada (MicroTC)

A análise da MicroTC foi realizada no Laboratório de Instrumentação Nuclear, LIN, da COPPE/UFRJ, com o auxílio da pesquisadora Olga Oliveira, sob supervisão do Prof. Dr. Ricardo Tadeu Lopes. O sistema MicroTC adotado para este procedimento foi um V|TOMEX|M (GE Company). Após uma avaliação inicial de diferentes parâmetros, como voltagem, filtros, magnificação, imagens totais e tempo de exposição do Raio-X, a aquisição de dados teve início. Cada parâmetro influencia na geração da imagem e a configuração ideal é atrelada ao tamanho e composição da amostra. Como o período de aquisição de dados depende fortemente do tamanho da amostra e dos parâmetros configurados, a relação custo-benefício é outro parâmetro a ser levado em consideração. Portanto, os seguintes parâmetros selecionados foram considerados satisfatórios para a digitalização das amostras: voltagem de 150 kV, corrente de 300 μ A, tempo de exposição de 250 ms, 5 frames, um filtro de 0,3 mm Cu, magnificação de 1,34, tamanho do pixel de 148 μ m, e um total de 1000 imagens. Os três planos de fatiamento, realizados durante a digitalização das imagens a fim de formar um sólido, são apresentados na

Figura 5.15.

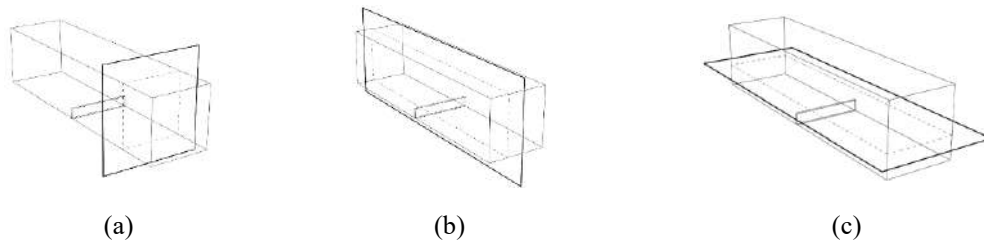


Figura 5.15 – Planos de fatiamento da digitalização por TC: (a) coronal, (b) sagital, e (c) transaxial.

O software Phoenix Datos|x foi usado para reconstrução tridimensional em que ajustes como alinhamento das fatias, correções de feixes, e redução de artefato de anel foram feitas. Ainda, um filtro de ruído baixo foi aplicado a fim de reduzir a dispersão de metal, que poderia vir a ocorrer ao reconstruir as imagens. Todo o procedimento foi concluído quando o volume tridimensional foi gerado com auxílio do software VGStudio max 3.0.

Das imagens em escala cinza originadas da MicroTC, o software CTAnalyzer v.1.17.7.2 foi usado para análise quantitativa morfológica, que permite capturar imagens em alta resolução além de detalhes dos objetos. Além disso, as imagens da MicroTC auxiliam em análises subseqüentes, como quantificação das fibras de aço e suas visualizações baseado na orientação espacial, dados essenciais para determinação de parâmetros mecânicos dos elementos de concreto.

Com o software Avizo Fire 3.0, uma ferramenta interativa de contornos foi aplicada para a binarização das fibras de aço, permitindo assim, que contornos fossem selecionados interativamente. Dessa maneira, após a segmentação, torna-se possível quantificar o número de objetos inseridos em um dado volume da amostra.

Portanto, a maioria das análises começam a partir do processo de segmentação de imagem, que significa decompor um objeto em segmentos, isto é, identificação de material discreto em seções microtomográficas, seguido de separação de fase do material (estágio de binarização). Este nome é devido ao processo de separação realizado pelo sistema binário, em que a fase do material selecionado se torna branca, enquanto o restante, preto. Assim, foi possível executar o processo de segmentação ao separar as fibras de aço da matriz cimentícia, conforme passos ilustrados na Figura 5.16.

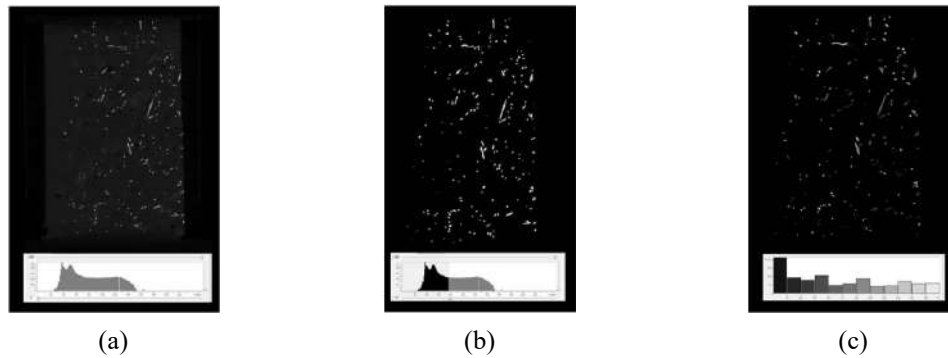


Figura 5.16 – Método aplicado para quantificação de fibras de aço: (a) imagem de fatia em escala de cinza nível (0-255), (b) histograma para o material com níveis de cinza (70-255), e (c) fibra relacionado à orientação no eixo-Z (0-180°) e distribuição do número de fibras por ângulo da fatia.

5.3.4.2. Contagem de Fibras a partir da digitalização da TC: plano de fratura

Após adquirir as imagens tratadas da TC, o software gratuito e open-source de processamento de imagem ImageJ [246] foi usado. Mais especificamente, as fibras identificadas na fatia foram marcadas com o *plugin* do ImageJ chamado Cell Counter [247]. Ao clicar manualmente em cada fibra na imagem, este *plugin* permite marcar um ponto na imagem, atualizar um contador global, e registrar este ponto em coordenadas 2-D. O fluxograma desta análise é ilustrado na Figura 5.17.



Figura 5.17 – Fluxograma para análise de distribuição de fibras.

O resultado desta etapa de processamento de imagem com o ImageJ é a geração de um arquivo contendo as coordenadas de todas as fibras em uma fatia. Para processar este arquivo, uma aplicação em Python foi desenvolvida usando as seguintes bibliotecas para construir um gráfico de distribuição das fibras a partir das coordenadas X e Y: Seaborn [248], Pandas [249] e Matplotlib [250].

A densidade de distribuição das fibras de aço no plano 2-D pode oferecer dados significativos a serem relacionados com as curvas de resistência mecânica. Portanto, um estimador de densidade, um algoritmo que modela a distribuição de probabilidade de um conjunto de dados, é uma ferramenta poderosa para esta análise. Para dados unidimensionais, o histograma, considerado um dos mais simples estimadores de densidade, divide os dados em intervalos discretos e contabiliza quantos pontos estão associados com cada um. Como este tipo de estimador é afetado pela amostragem, na

maioria das vezes é preferível adotar um traçado suavizado de gráfico que utiliza a distribuição respectiva a localização de cada ponto no plano (por exemplo, distribuição gaussiana) [251].

A Estimativa de Densidade Kernel (EDK) estima a frequência de um dado valor considerando uma amostra aleatória para qualquer número de dimensões. Os parâmetros da EKD são o *kernel*, que especifica a forma da distribuição em cada ponto, e a *banda do kernel*, que controla o tamanho do kernel em cada ponto [251]. Há muitas opções de kernel (por exemplo, gaussiano e exponencial), e elas afetam a suavidade da resultante de distribuição. A implementação bivariada EKD foi usada, e está disponível na biblioteca Seaborn, que adota kernel gaussiano.

Na análise em questão, um gráfico de múltiplos painéis que mostre a relação entre as variáveis X e Y (i.e, coordenadas de localização de cada fibra numa seção transversal) num gráfico de dispersão foi produzido em conjunto com a distribuição univariada de cada um dos eixos separados. Além disso, uma EDK bidimensional foi utilizada para visualizar a distribuição bivariada como um gráfico de contorno. A Figura 5.18-b ilustra um exemplo deste gráfico, com a distribuição das fibras, assim como as regiões de concentração das áreas, enquanto a Figura 5.18-a mostra uma fatia tratada da TC no centro do testemunho 9MS-4, contendo 379 fibras marcadas em vermelho, após o processamento com o software ImageJ.



Figura 5.18 – Distribuição das fibras (em vermelho) na região do entalhe do testemunho 9MS-4 (coronal): (a) Imagem processada no ImageJ e (b) Número de fibras e distribuição de densidade.

5.4. DETERMINAÇÃO DE NOVA DOSAGEM DE CCADRFA

Visando agilizar a logística de concretagem para situações de elementos estruturais com grandes volumes, para esta etapa da pesquisa, optou-se por uma alteração do material

empregado. Por orientação do Prof. Ronaldo Battista, em substituição ao CADRFA elaborado por MARANGON [51], foi adotado o produto comercial da MC Bauchemie, um microconcreto fluido de alto desempenho denominado Emckrete 50®. Como benefícios diretos da substituição, o tempo de mistura foi consideravelmente reduzido, assim como o misturador planetário foi substituído pela betoneira comum, simplificando o processo. Ressalta-se, ainda, o aproveitamento quase integral da mistura dentro da betoneira, com um mínimo de perda de material, além da mistura na betoneira apresentar equivalente homogeneidade e dispersão das fibras de aço.

A substituição foi aprovada após uma série de testes de dosagens, dos quais foi possível obter uma mistura que apresentou o comportamento reológico e mecânico compatível com o desenvolvido por MARANGON [51]. A transição do material e do tipo misturador foi feita após a realização dos seguintes passos:

- a) Testes preliminares com dosagens do novo produto no misturador planetário de 200L, seguido de avaliação dos resultados e eliminação de dosagens não compatíveis com o comportamento desejado.
- b) Transição para o misturador planetário de 50 L, considerando as dosagens bem-sucedidas, seguido de avaliação dos resultados e eliminação de dosagens não compatíveis com o comportamento desejado.
- c) Transição para a betoneira comum, com capacidade de 120 L.

A descrição dos testes a seguir referem-se aos ensaios com diferentes dosagens realizados em betoneira, após a sequência de testes realizados acima.

5.4.1. Testes de Dosagem em Betoneira Comum de 120 L

A fim de obter uma dosagem equivalente ao material desenvolvido por MARANGON [51], quatro diferentes dosagens foram testadas. Em todos os testes, a seguinte sequência de mistura foi adotada:

- Adição de 2/3 da água na betoneira;
- Adição do Emckrete 50® em sua totalidade, seguido de 1/3 restante da água;
- Adição gradual das fibras de aço após registro de 3 minutos de mistura;
- Adição de agente modificador de viscosidade após registro de 4 minutos de mistura, seguido de 1 minuto para homogeneização completa.

A Tabela 5.2 descreve as dosagens adotadas nas quatro misturas.

Tabela 5.2 – Testes de Dosagem com Emckrete 50

Dosagem	Mistura			
	I	II	III	IV
MC Bauchemie Emckrete 50 [saco]	3	3	3	3
Água [L]	9,60	9,45	9,00	9,00
Fibras de aço DRAMIX 65/35 BG [g]	4180	4180	4180	4180
AMV (BASF MasterMatrix UW 410) [g]	9,00	3,00	1,50	0,90

Nota 1: A massa de 4180 g de fibras de aço representa a dosagem de 1,50% em volume, conforme dosagem de MARANGON [51].

Nota 2: Dada a inclinação da betoneira para obter o máximo possível de energia de mistura, não foi possível exceder o volume de 36 L.

5.4.1.1. Ensaio de Tração na Flexão em 3 Pontos

Assim como relatado na seção 5.2.3, para este ensaio também procurou-se reduzir a dispersão dos resultados ao padronizar o lançamento do concreto com um funil auxiliar. Mantendo a mesma proporção das dimensões do original, uma versão adaptada do funil foi feita para moldes prismáticos com dimensões 10 x 10 x 40 cm³.

5.4.1.2. Ensaio de Compressão Axial

Sob o mesmo procedimento de ensaio realizado na seção 5.2.2, corpos de prova cilíndricos com dimensão 7,5 cm x 15 cm foram ensaiados à compressão axial. Para fins de caracterização incipiente, estes ensaios foram realizados levando-se em consideração apenas a carga de ruptura de cada corpo de prova.

5.5. ENSAIO DE MODELO PARA VERIFICAÇÃO DE FISSURAÇÃO POR ESFORÇO CORTANTE

Na concepção estrutural da longarina de ponte com seção transversal celular proposta nesta tese os momentos fletores são resistidos com auxílio da protensão completa de modo que o benefício do concreto com fibras na resistência à tração do concreto não se manifesta, além de apresentar contribuição irrisória dada a altura do elemento. Por outro lado, as tensões de tração, originadas dos esforços combinados de cortante + momento torçor, passam a ser o ponto crítico de dimensionamento da peça. Dessa maneira, idealizou-se um ensaio mecânico com o intuito de observar o comportamento da

longarina na região próxima aos apoios, onde atuam os esforços cortantes máximos, com efeitos de flexão reduzidos. O modelo físico deste ensaio consta de um trecho de 2m de comprimento com a seção transversal do projeto (Figura 4.6) disposto sobre dois apoios em seus extremos e submetido a uma carga na seção central de modo a se formarem duas bielas do ponto de carga em direção aos apoios.

Dentre as misturas feitas, optou-se pela Mistura IV, por apresentar comportamento mecânico mais próximo do material cimentício fibroso de MARANGON [51]. Assim, procedeu-se a concretagem da forma da longarina, assim como dos corpos de prova cilíndricos (ensaio de compressão axial) e prismáticos (ensaio de tração na flexão em 3 pontos), para a caracterização mecânica.

5.5.1. Seção Transversal (Fase 2)

A seção transversal da Fase 2, ilustrada na Figura 4.6, contempla uma versão aprimorada da Fase 1, apresentada na seção 5.3.1. A adição de mísulas às almas visa suavizar as tensões de flexão transversal provocadas pelas rodas do veículo Trem-Tipo Classe 45 na mesa superior, assim como as de cisalhamento, quando verificado à punção. De maneira geral, a geometria segue a mesma premissa da Fase 1.

5.5.2. Confeção, Montagem e Concepção Estrutural da Forma

Assim como a da Fase 1, esta forma de madeira foi feita em compensado naval com lâminas de 15mm de espessura, apresentando toda a superfície plastificada com laminado de PVC autoadesivo, para facilitar durante o processo de desmolde. Dada a geometria proposta, foi necessário confeccionar a forma em duas partes, uma inferior e um superior, cujo encaixe de ambas pode ser visto na Figura 5.19-a e Figura 5.19-b.



(a)



(b)

Figura 5.19 – Confeção da forma de madeira (Fase 2) com lâminas de compensado naval: (a) vista 1, (b) vista 2.

Após concretado, o elemento estrutural terá 200 cm de comprimento, consistindo de dois trechos maciços de 25cm de espessura nas extremidades, e apresentando o trecho central com 150cm de comprimento, conforme Figura 5.20-a. Ressalta-se, respectivamente, na Figura 5.20-b e na Figura 5.20-c, a presença de dois dutos de 5 cm de diâmetro para passagem de barra roscada para execução da protensão da peça. Seus posicionamentos são externos ao concreto, seguindo o projeto apresentado na seção 4.3.1. Maiores informações a respeito desta geometria encontram-se na seção 5.5.5.

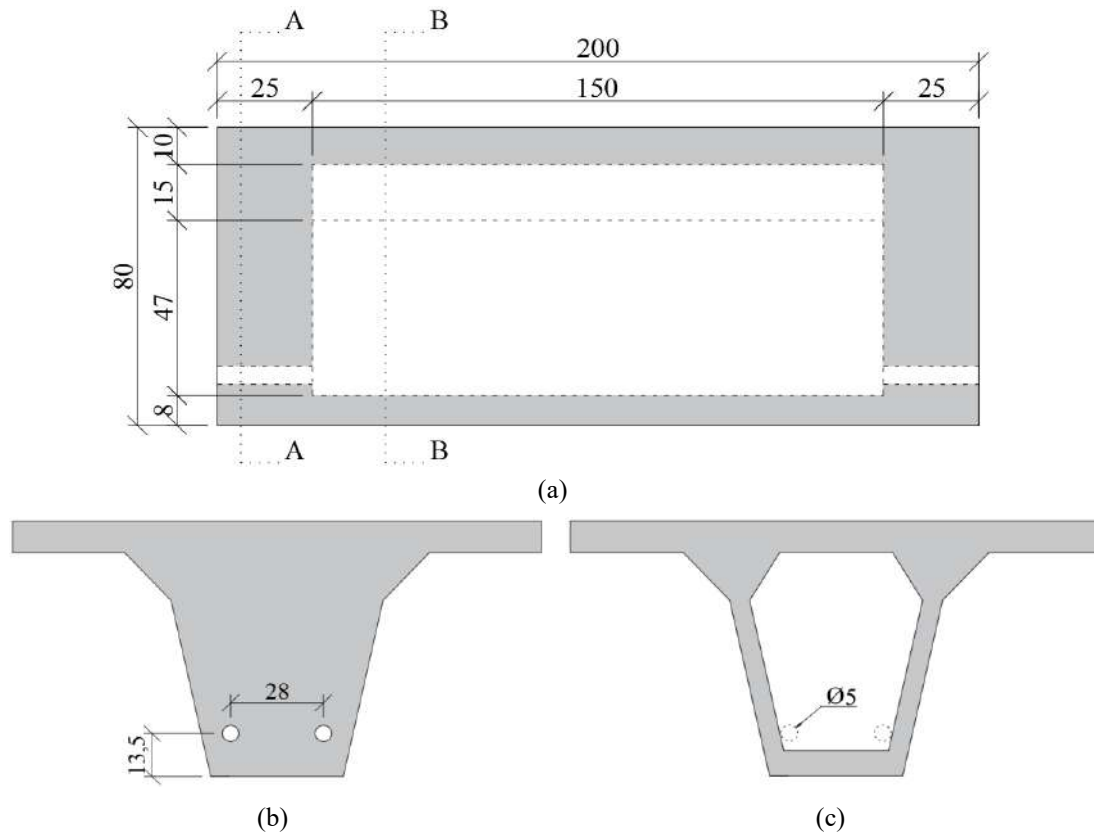


Figura 5.20 – Concepção estrutural da estrutura a ser concretada (Fase 2): (a) Vista lateral, (b) Corte A-A, trecho maciço, e (c) Corte B-B, trecho celular; dimensões em cm.

5.5.3. Concretagem

5.5.3.1. Método de Concretagem

Após a confecção da forma, ela foi posicionada sobre a placa de reação do LabEST, apoiada sobre uma lona, conforme Figura 5.21-a. Laços de içamento para transporte da estrutura ao local do ensaio foram posicionados no centro do trecho maciço de cada lado da peça, conforme Figura 5.21-b.



Figura 5.21 – Fixação dos laços de ancoragem: (a) Vista frontal e (b) Vista lateral.

A mistura dos materiais foi feita numa betoneira comum de 120 L de capacidade, e o procedimento foi de acordo com o descrito na seção 5.4.1. Assim como procedida na moldagem do protótipo da fase 1, esta concretagem foi feita por etapas, com 02 baldes de 12 L cada um, sempre procurando realizar um lançamento simétrico, isto é, respeitando o mesmo volume despejado e posicionamento de cada lado.

A sequência de concretagem da forma tem início com a concretagem da mesa inferior, almas e maciços para ancoragem da protensão (Figura 5.22-a). Após 36 horas, retirou-se a forma superior (Figura 5.22-b) para a instalação da forma perdida e consequente concretagem da mesa superior (Figura 5.22-c).

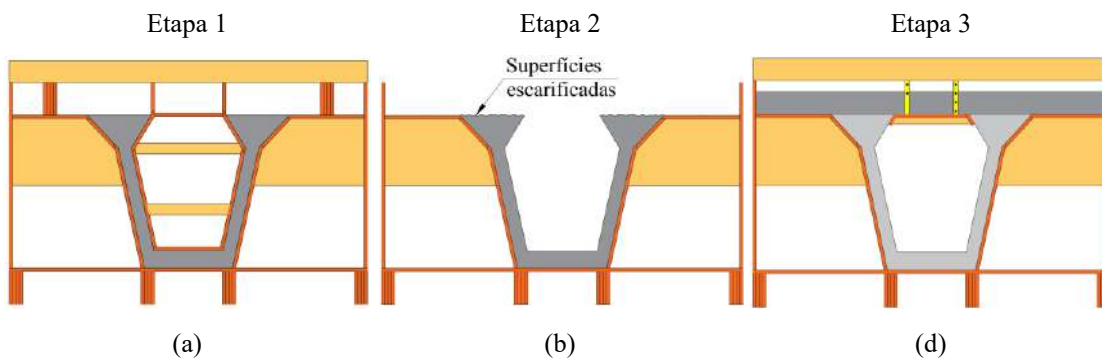


Figura 5.22 – Sequência de concretagem: (a) mesa inferior e almas, (b) retirada da forma superior e escarificação das mísulas, e (c) instalação da forma perdida e concretagem da mesa superior.

A Figura 5.23-a mostra o preenchimento do simétrico das almas, enquanto a Figura 5.23-b mostra o trecho maciço parcialmente preenchido; para este volume, ainda era possível ajustar a posição dos laços de içamento, se necessário. Por fim, a Figura 5.23-c mostra o volume de concreto no maciço e na alma autonivelados, enquanto a Figura 5.23-d mostra a primeira etapa da concretagem concluída, com a vista destacando as mísulas preenchidas.

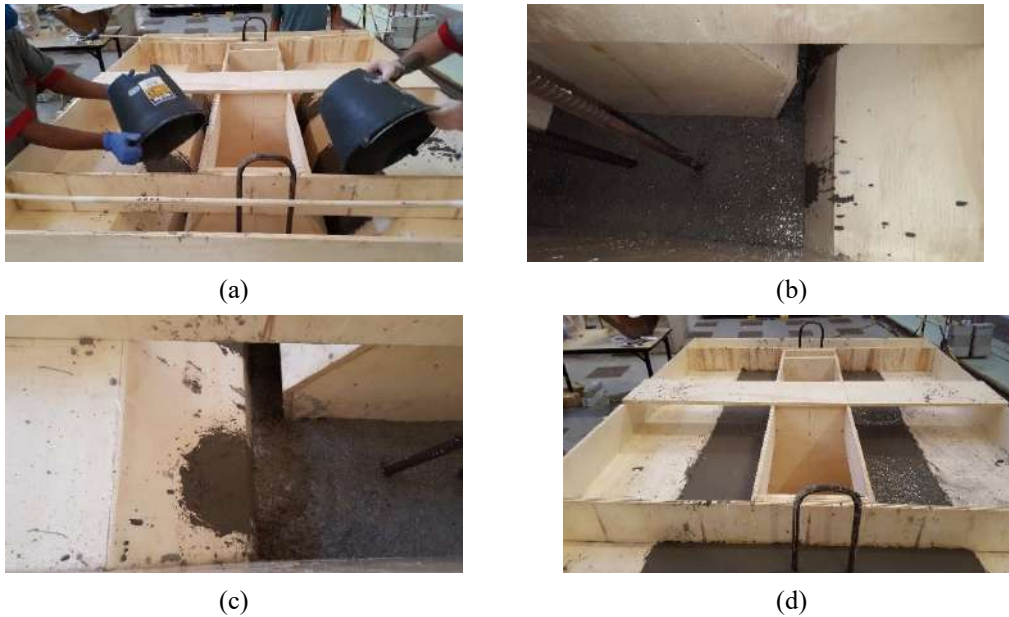


Figura 5.23 – Primeira etapa de preenchimento: (a) Preenchimento das almas, (b) Preenchimento da cabeça de protensão, (c) Preenchimento das mísulas, e (d) Primeira etapa finalizada.

No mesmo dia em que a primeira etapa da concretagem foi realizada, toda a superfície exposta foi escarificada com auxílio de uma chave de fenda, visando aumentar a aderência com o concreto fresco, ainda a ser lançado, na mesa superior. A Figura 5.24-a mostra o resultado da escarificação, onde é possível observar a exposição de brita e das fibras de aço, que auxiliarão na aderência do concreto fresco.

Após um intervalo de 36 horas do fim da concretagem, a forma superior foi desmontada e retirada para a instalação da forma perdida. A Figura 5.24-a ilustra uma etapa do processo de desmolde, enquanto a Figura 5.24-b mostra a estrutura exposta, sendo possível observar o acabamento das mísulas e os tirantes de protensão externos.



Figura 5.24 – Retirada da forma superior: (a) Retirada em andamento, com superfície escarificada exposta e (b) Retirada total e verificação da passagem dos tirantes.

A Figura 5.25-a e a Figura 5.25-b ilustram duas vistas da instalação da forma perdida.

Em ambas as imagens, é possível observar as fitas metálicas perfuradas, que foram tensionadas para resistirem o peso da mesa superior; a forma superior apresentou largura e comprimento ligeiramente maiores que as dimensões livres a fim de proporcionar estanqueidade durante a concretagem da mesa superior.



Figura 5.25 – Instalação da forma perdida: (a) Vista Frontal e (b) Vista Lateral.

A última etapa da concretagem contemplou o lançamento de concreto para preencher a geometria referente à mesa superior. Conforme já comprovado no ensaio do protótipo (Fase 1), o lançamento do concreto foi feito na direção transversal à geometria da longarina, visando aumentar a resistência transversal da peça nesta região, conforme ilustrado na Figura 5.26-a. A Figura 5.26-b mostra a conclusão das etapas de concretagem com o preenchimento total da mesa superior. Vale ressaltar que em nenhum momento foi observado movimentação da forma perdida, pontos de infiltração de concreto, nem alteração da posição das fitas metálicas tensionadas.

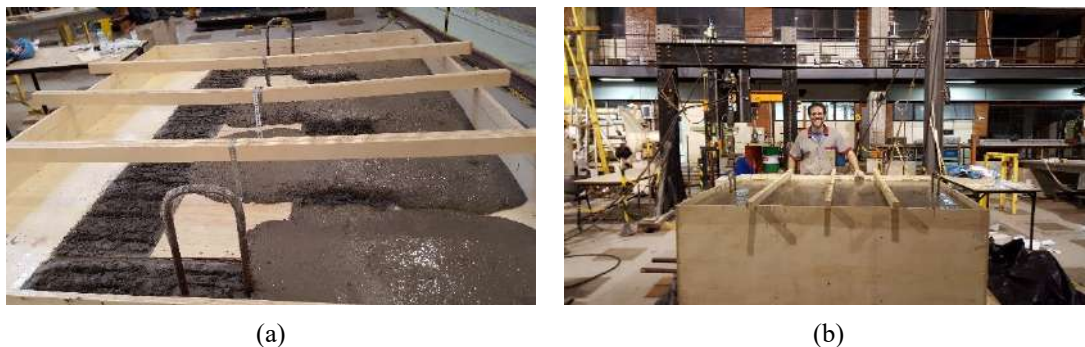


Figura 5.26 – Concretagem da mesa superior: (a) Concretagem em andamento e (b) Concretagem finalizada.

Dada a grande área exposta ao ar, o processo de cura úmida teve início imediatamente após a concretagem. Antes de preencher a forma com uma lâmina de água de 1cm, a superfície foi aspergida por algumas horas, antes de adquirir consistência para tal (Figura 5.27-a). Após ganhar consistência e receber a lâmina de água, foram adicionadas duas mantas umedecidas, além de uma lona de plástico, conforme registro na Figura

5.27-b. O procedimento de cura úmida foi feito por 7 dias ininterruptos.



Figura 5.27 – Preparação para cura úmida: (a) Umidificação da superfície por aspersão e (b) Peça protegida com mantas úmidas e lonas.

5.5.3.2. Desmolde e içamento

O desmolde da forma (Figura 5.28-a e Figura 5.28-b) ocorreu 48 dias após a concretagem estar finalizada, e seu içamento para o local do ensaio mecânico foi feito em seguida, utilizando os laços. Foi possível notar um bom acabamento de arestas, com todas as regiões da forma preenchidas, inclusive a interface da superfície de contato do maciço e das almas com a mesa superior.



Figura 5.28 – Desmolde da peça: (a) Vista 1 e (b) Vista 2.

5.5.4. Caracterização Mecânica do CADRFA (Mistura IV)

Em paralelo à moldagem da longarina, corpos de prova cilíndricos e prismáticos foram moldados para serem respectivamente ensaiados à compressão axial e à tração na flexão em 3 pontos. Esses ensaios ocorreram aos 28 dias de idade do concreto e também aos 265 dias, na época em que o ensaio do modelo foi realizado. Espera-se, com isso, verificar se há uma diferença no comportamento mecânico no material nas diferentes idades.

5.5.5. Esquema do Ensaio para Verificação de Fissuração por Esforço Cortante

O ensaio mecânico para a verificação da capacidade resistente ao esforço cortante foi configurado de acordo com a infraestrutura do LabEST para a magnitude de carga a ser aplicada e a escala real propostas. O laboratório possui dois pórticos de aço dimensionamentos para resistir a dois pistões de atuadores hidráulicos com controle de carregamento por meio de sistema servo-hidráulico MTS (controle de deslocamento), com capacidade de carga de 1500 kN cada um, conforme registro na Figura 5.29. A largura entre os pilares do pórtico permite a realização do ensaio com a geometria proposta.



Figura 5.29 – Pórticos para o ensaio de ruptura ao esforço cortante.

Portanto, a configuração do ensaio está ilustrada na Figura 5.30-a, em que se observa dois apoios de aço suportando a longarina concretada conforme seção 5.5.3, duas caixas de aço para suporte à execução da protensão, e uma viga-travessa de aço para uniformizar transversalmente a distribuição da carga aplicada pelo atuador hidráulico; tais peças de aço foram confeccionadas para este ensaio, e suas geometrias são apresentadas no Apêndice A, a seção A.6. A Figura 5.30-b dá destaque para os elementos de protensão a serem utilizados no ensaio: duas barras roscadas com 45mm de diâmetro nominal (modelo AWA 40), e suas respectivas porcas e placas de ancoragem. Por fim, a Figura 5.30-c destaca a viga-travessa e a aplicação de carga do atuador hidráulico com capacidade de 1500 kN, sendo aplicado na chapa central superior da viga-travessa.

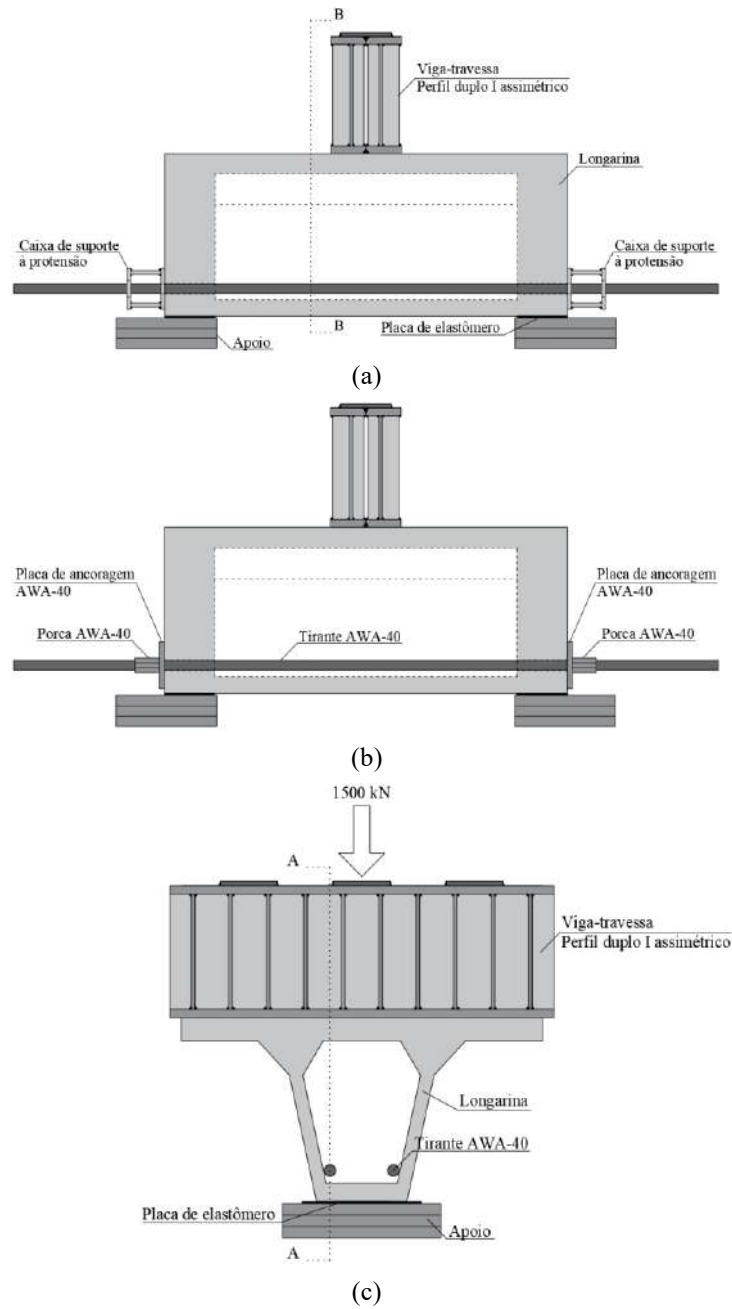


Figura 5.30 – Configuração do ensaio mecânico: (a) Corte A-A, com destaque às peças auxiliares de aço, (b) Corte A-A com destaque aos elementos de protensão, e (c) Corte B-B com destaque às peças de aço, e a viga-travessa que distribui transversalmente a carga do pistão sobre a mesa superior.

5.5.6. Procedimentos Principais para a Realização do Ensaio Mecânico

Pode-se resumir a realização do ensaio mecânico em seis procedimentos principais, descritos a seguir.

5.5.6.1. Modelagem Numérica com Comportamento Linear Elástico

A Figura 5.31-a ilustra o modelo completo, composto de longarina (CCRADFA), apoios, chapas e viga-travessa (aço), enquanto a Figura 5.31-b destaca o trecho de seção celular, que possui 150cm de comprimento, além de suas barras de protensão externas. Da Figura 5.31-c à Figura 5.31-e tem-se três vistas que destacam a malha gerada: elementos tipo bloco para o trecho celular e piramidais para o restante (para maiores detalhes da malha, ver seção 6.5.2).

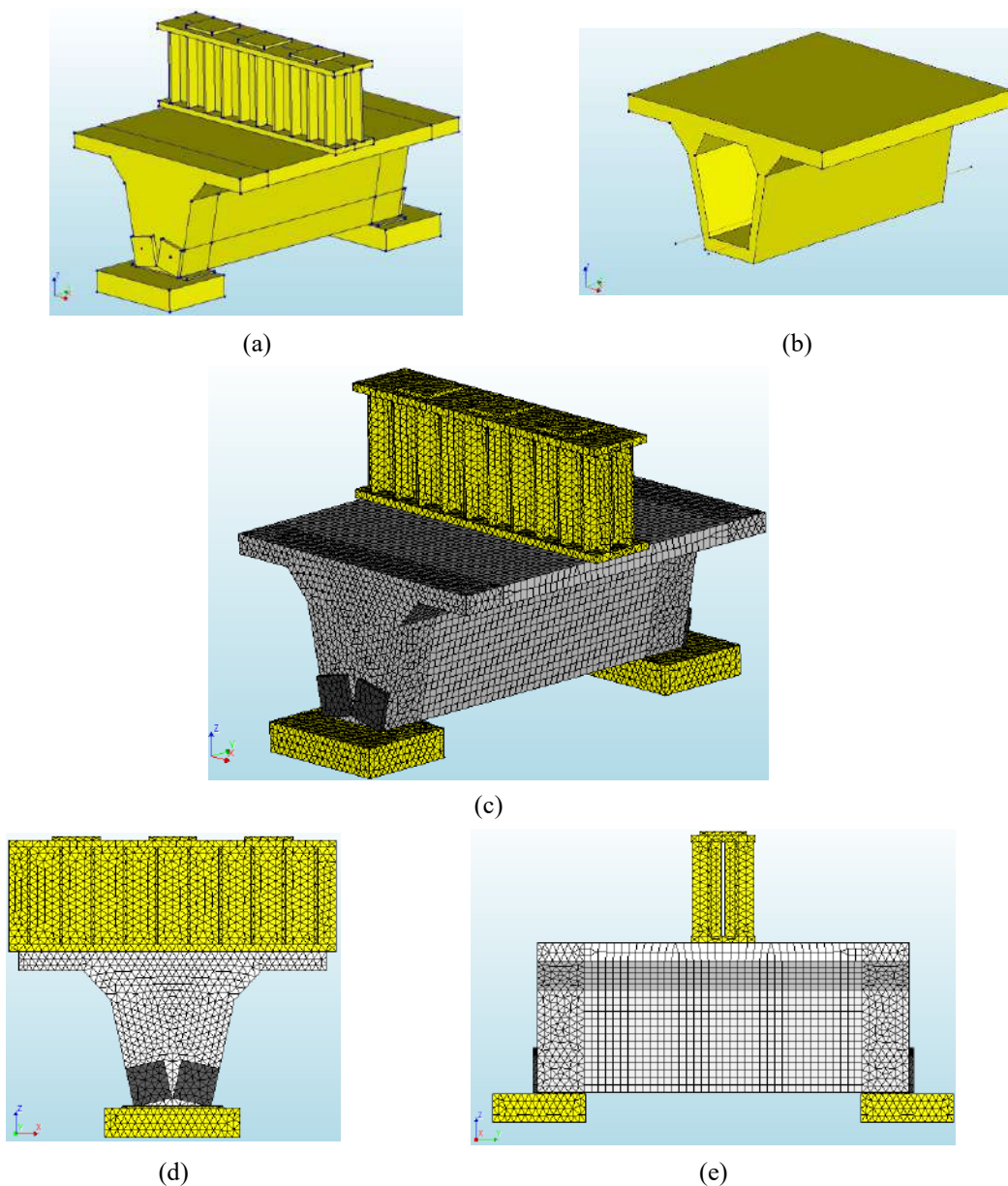


Figura 5.31 – Interface gráfica do DIANA: (a) volume gerado para apoios, longarina e viga-travessa, (b) destaque para o trecho celular e as barras roscadas, (c) malha gerada com elementos volumétricos tetraédricos e hexaédricos, (d) vista frontal da malha, e (e) vista lateral da malha.

Com base na análise linear, foi possível simular a distribuição de tensões de tração no elemento de concreto fibroso e dimensionar os elementos de aço a serem utilizados no ensaio. Para o comportamento linear elástico do concreto, o módulo de elasticidade utilizado encontra-se na Tabela 4.6; para o coeficiente de Poisson e o peso específico do material, foram adotados, respectivamente, 0,2 e 24 kN/m³ para o concreto e 0,3 e 78,5kN/m³ para o aço. A análise de tensões no concreto fibroso e o dimensionamento dos elementos auxiliares de aço foi realizado para o caso de carregamento em que contempla a carga do atuador agindo sobre a chapa superior central (1500 kN).

Têm-se, na Figura 5.32, a distribuição de tensões principais de tração e compressão sob a ação de 1500 kN e força de protensão de 320 kN por barra roscada, reproduzindo o ensaio a ser executado. Nota-se que a tensões de tração no limite do carregamento atingem um pico de 9,95 MPa em região localizada, na interface do interior da alma com os maciços, enquanto todo o conjunto apresenta tensões principais de compressão abaixo de 51 MPa, sendo este valor em região localizada na interface entre a viga-travessa e a mesa superior. Dado que as tensões de compressão estão abaixo do limite da resistência característica à compressão, dispensou-se qualquer análise a respeito.

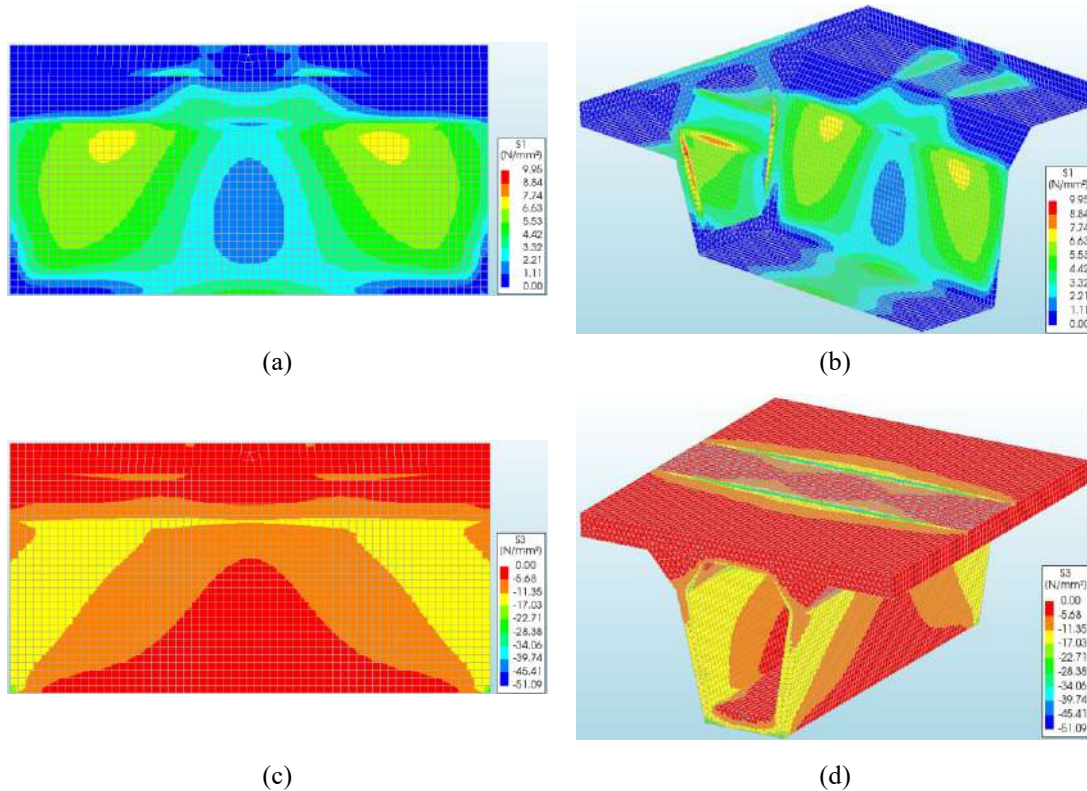


Figura 5.32 – Tensões principais: de tração (a) em vista lateral e (b) em perspectiva, e de compressão (c) em vista lateral e (d) em perspectiva.

A fim de obter a carga de primeira fissura nas regiões de interesse, é necessário isolá-las graficamente, conforme apresentado na Figura 5.33, a seguir. Esta análise é feita considerando que o limite linear elástico é excedido ao atingir $f_{ctm} = 4,60 \text{ MPa}$, conforme equação 3.10. Portanto, a previsão de início de abertura de fissura por tensões longitudinais de flexão, conforme imagem localizada da face inferior da mesa inferior isolada (Figura 5.33-a) é igual a $4,60/4,98 \times 1500 = 1385 \text{ kN}$, enquanto o início da abertura de fissura por tensões cisalhantes, conforme imagem localizada de um dos lados do par de almas da longarina (Figura 5.33-b) é igual a $4,60/6,86 \times 1500 = 1006 \text{ kN}$. Ainda, ao considerar o coeficiente de dispersão de fibras obtido para almas com 6cm de espessura sem estribos (a ser apresentado na seção 6.2.3.1), esta força decresce para $4,60/(6,86 \cdot 1,15) \times 1500 = 875 \text{ kN}$.

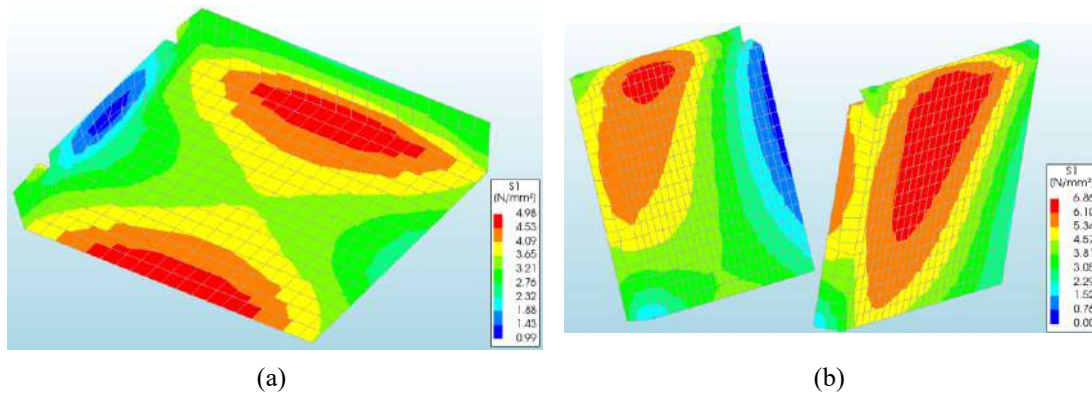


Figura 5.33 – Tensões principais em regiões de interesse: (a) face inferior da mesa inferior e (b) par de almas de um dos lados da longarina, sob a ação de 1500 kN.

5.5.6.2. Protensão

O primeiro procedimento realizado foi o da execução da protensão. Com a longarina totalmente apoiada sobre a placa de reação, fez-se a protensão de forma alternada, utilizando um cilindro hidráulico de haste vazada com capacidade de 50 toneladas-força (Figura 5.34-a). A sequência alternada se deu por etapas, aplicando às barras roscadas 50, 75 e 100% da carga total. Em cada etapa, a rosca era apertada com auxílio de uma chave de grifo, com inserção da ferramenta na região exposta da caixa de suporte confeccionada. A Figura 5.34-b ilustra a leitura do manômetro, calibrado previamente em uma prensa do LabEST, onde obteve-se a relação $Leitura_{Man}/Carga_{Prot} = 0.90$. Os valores adotados na protensão serão discutidos na seção 5.5.6.6.1.



Figura 5.34 – Procedimento de protensão: (a) alternância de barras e (b) verificação do manômetro.

5.5.6.3. Posicionamento

Após a execução da protensão, a longarina foi içada e transportada via talha até o centro do pórtico (Figura 5.35-a), onde foi posicionada em local com marcações pré-determinadas na placa de reação com nível a laser. Em seguida, seu posicionamento em relação às marcações, ao pórtico e ao atuador foi novamente checado com nível a laser (Figura 5.35-b). Após esta etapa, a Figura 5.35-c registra a checagem do nivelamento horizontal da longarina com medida da mesa superior. Por fim, a Figura 5.35-d ilustra o procedimento de posicionamento da viga-travessa.



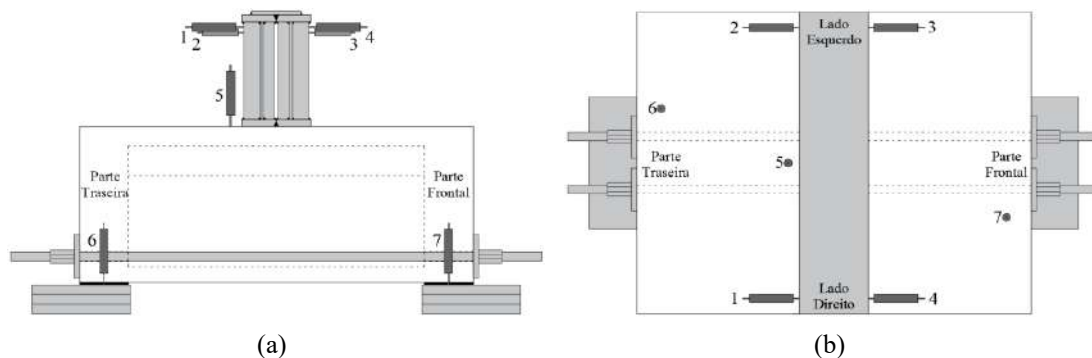
Figura 5.35 – Montagem do setup: (a) içamento e posicionamento, (b) verificação inicial das posições da longarina e apoios em relação ao pórtico e ao piso, (c) verificação do alinhamento horizontal da mesa superior, e (d) posicionamento da viga travessa.

5.5.6.4. Instalação dos sensores

Finalizado o posicionamento dos elementos estruturais, iniciou-se a instalação dos sensores tipo LVDT (transdutor de deslocamento variável linear), com curso útil de 100mm, posicionando-os conforme a Figura 5.36-a (vista lateral) e a Figura 5.36-b (vista em planta). A Figura 5.36-c e a Figura 5.36-d registram os sensores instalados.

Os sensores de 1 a 4, posicionados longitudinalmente em relação à longarina, foram instalados para monitorar o movimento horizontal da viga travessa, visando o controle de perda de estabilidade lateral. Posicionados em pontos opostos, os sensores 1 e 3 foram fixados diretamente sobre a placa de reação e, portanto, estão medindo os deslocamentos horizontais absolutos da viga-travessa (D_v). Já os sensores opostos 2 e 4, fixados diretamente aos pilares do pórtico, estão medindo os deslocamentos horizontais do pórtico em relação à viga-travessa nos pontos de fixação ($D_{p,v}$). Assim, o deslocamento do ponto do pórtico é dado por $D_p = D_v - D_{p,v}$.

Os sensores de 5 a 7 foram posicionados transversalmente em relação à longarina. Com sua base afixada à viga-travessa, o sensor 5 foi posicionado a fim de observar qualquer perturbação da mesa superior devido a um possível esmagamento da região durante o carregamento. Os sensores 6 e 7, posicionados de maneira oposta, foram instalados na linha média dos maciços da longarina (cabeças de protensão), a fim de registrar os deslocamentos verticais dos elastômeros em relação à longarina; com estes dois deslocamentos se pode monitorar o tombamento da longarina.





(c)



(d)

Figura 5.36 – Posicionamento dos sensores: (a) Identificação em vista lateral, (b) identificação em vista superior, (c) instalação em vista 1, e (d) instalação em vista 2.

5.5.6.5. Extensão de segurança

Para fins de segurança, optou-se pela solda de 2 armaduras de 25mm de diâmetro em cada extremidade da mesa superior, a fim de prevenir uma possível instabilidade lateral da viga-travessa. A Figura 5.37-a ilustra as duas extremidades com as extensões já instaladas, enquanto a Figura 5.37-b mostra o detalhe da instalação, em que é possível observar a viga-travessa com seu movimento lateral restrito ao pilar pórtico.



Figura 5.37 – Soldagem de extensão de segurança: (a) vista e (b) detalhe.

5.5.6.6. Aplicação de Carga

A aplicação de carga foi dividida em duas etapas, assim chamadas: ensaio de pré-carga e ensaio de carga, sendo, respectivamente, apresentados a seguir. Para a realização das etapas, foi utilizado um sistema de aquisição de dados composto por um equipamento *data logger* Kyowa com capacidade para 50 canais, registrado na Figura 5.38; a frequência de aquisição de dados implementada foi de 10 Hz. Em ambas as etapas, durante o período de acomodação da estrutura, a velocidade de deslocamento vertical do atuador foi de 0,005 mm/s, enquanto a velocidade durante o ensaio foi de 0,01 mm/s.



Figura 5.38 – Sistema de aquisição de dados durante o ensaio.

5.5.6.6.1. Primeiro Ensaio de Carga e Descarga

Este primeiro ensaio foi dividido em duas etapas, realizadas em dias distintos. O registro do ensaio em andamento pode ser observado na Figura 5.36-d.

A primeira etapa focou no funcionamento dos sete sensores instalados, na acomodação da longarina sobre os apoios, e da viga-travessa sobre a longarina, além da estabilidade lateral da viga-travessa. Sob uma força de protensão de 240 kN em cada barra roscada,

aplicou-se a carga de deslocamento vertical no atuador de forma contínua, com pausas. Nesta etapa, não houve aquisição de dados, apenas leitura em tempo real no monitor. O ensaio foi encerrado na carga de 1200 kN, valor considerado satisfatório, e o processo de descarregamento foi feito de forma contínua, sem interrupções. Não foi observada formação de fissuras, nem deslocamentos laterais significativos da viga-travessa.

Para a segunda etapa, cujos dados registrados dos sete sensores estão apresentados na seção 6.4.2, aumentou-se a força de protensão para 320 kN. Da mesma forma que o ensaio ocorrido no dia anterior, a carga de deslocamento vertical foi aplicada de forma contínua, com pausas. A partir da carga de 1250 kN, observou-se a formação de fissuras verticais no meio do vão (flexão) e inclinadas nos apoios (cisalhamento). Foi possível observar simetria na formação das fissuras. O ensaio foi encerrado na carga de 1350 kN, e o processo de descarregamento foi feito de forma contínua, sem interrupções. A movimentação lateral observada na viga-travessa foi considerada satisfatória.

5.5.6.6.2. Segundo Ensaio de Carga e Descarga

Com o comportamento mecânico aprovado no primeiro ensaio, iniciou-se o ensaio seguinte, em que a carga foi aplicada de forma contínua. Em paralelo à aplicação de carga, o deslocamento lateral da longarina foi monitorado em tempo real, e seu registro encontra-se na seção 0. Considerando que a longarina já apresentava formação de fissuras, foi proposto um aumento da força de protensão para 500 kN, a fim de verificar o comportamento mecânico sob esta nova condição. Por segurança, o ensaio foi encerrado próximo à carga de 1370 kN, quando foi observado uma limitação da ancoragem de um dos apoios do pórtico à placa de reação. O processo de descarregamento foi feito de forma contínua.

6. RESULTADOS EXPERIMENTAIS E NUMÉRICOS

Este capítulo apresenta os resultados dos ensaios mecânicos descritos no Capítulo 5, e discute a respeito do comportamento mecânico obtido para fins de dimensionamento estrutural de compósitos cimentícios reforçados de alto desempenho com fibras de aço.

6.1. CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DO CADRFA

6.1.1. Resistência à Compressão do Cimento

A Tabela 6.1 registra as tensões médias de 24 amostras ensaiadas para validar um Cimento CP III 40 RS, que deve apresentar resistência mínima de 40 MPa [252].

Tabela 6.1 – Resistência Média à Compressão do Cimento Portland CPIII

Identificação	N _{Amostras}	Tensão Média [MPa]	Desvio Padrão (%)
1	6	43,0	3,2
2	6	40,9	5,7
3	6	42,2	5,2
4	6	40,8	3,6

Estando os sacos de cimento satisfatoriamente aprovados, deu-se prosseguimento aos ensaios de resistência à compressão, descritos na seção 5.2.2.

6.1.2. Resistência à Compressão do CADRFA

As curvas de tensão de compressão axial – deformação específica, mostradas no gráfico da Figura 6.1, apresentam, para os corpos de prova C1, C4, C5 e C7, deformação específica com ordem de grandeza similar ao apresentado por MARANGON [51], mostrando que as fibras atuam no comportamento pós-fissuração, ao apresentar deformação específica de até 8000 $\mu\epsilon$. A resistência característica à compressão, embora abaixo do apresentado MARANGON [51], encontra-se dentro da ordem de grandeza do previsto para esta tese, devido à adaptação da dosagem listada na Tabela 5.1, apresentada na seção 5.1. A Tabela 6.2 resume os principais valores extraídos do gráfico.

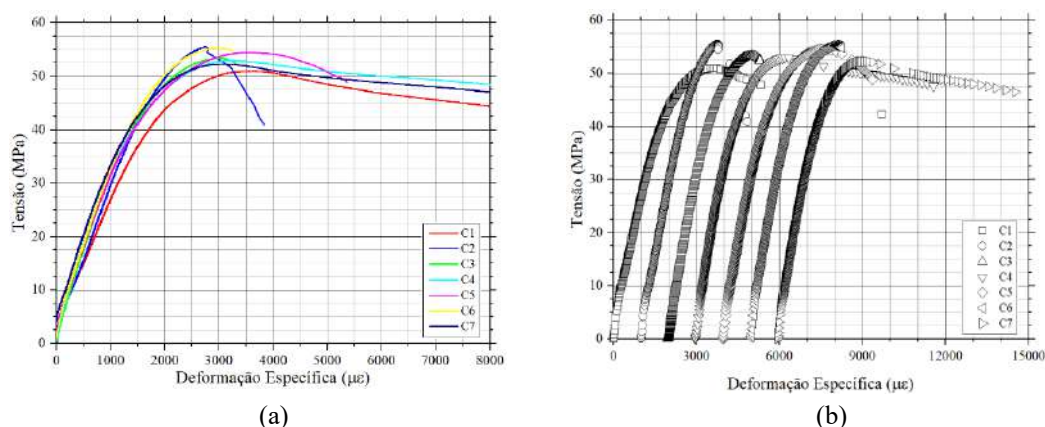


Figura 6.1 – Curvas de Compressão Axial – Deformação Específica: (a) valores agrupados na origem, e (b) valores deslocados a cada 1000µε.

Tabela 6.2 – Resultados Extraídos do Ensaio à Compressão Axial em CPs moldados com CADRFA

Propriedades Mecânicas à Compressão	Valores [MPa]
Resistência média do concreto à compressão, f_{cm} :	$53,48 \pm 1,43$
Resistência característica do concreto à compressão, f_{ck} :	51,13
Módulo de Elasticidade, E_{cm} :	$30,45 \pm 2,50$

6.1.3. Resistência à Tração na Flexão do CADRFA

6.1.3.1. Comportamento mecânico dos prismas $15 \times 15 \times 55 \text{ cm}^3$

Ilustradas na Figura 6.2, têm-se as curvas de tração na flexão – abertura de fissura dos corpos de prova com dimensões $15 \times 15 \times 55 \text{ cm}^3$. Nota-se que o padrão de comportamento mecânico das curvas é similar, ao apresentar uma dispersão limitada devido à padronização do lançamento do concreto com o funil. Dada que esta geometria é a recomendada pela EN 14651:2005 [123] e pelo Model Code 2010 [74], esta servirá de base comparativa para todas as outras dimensões apresentadas nesta tese.

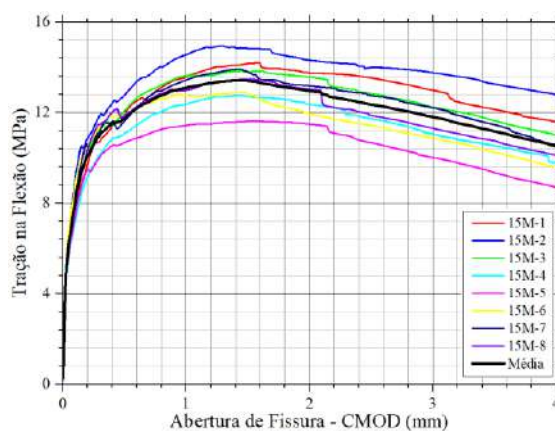


Figura 6.2 – Curvas de Tração na Flexão – Abertura de Fissura de corpos de prova moldados com dimensões $15 \times 15 \times 55 \text{ cm}^3$.

6.1.3.2. Parâmetros do Comportamento Mecânico sob Tração na Flexão

A partir da curva média da Figura 6.2, obtêm-se os respectivos valores referentes à abertura de fissura conforme recomendado pela EN 14651:2005 [123], que são apresentados na Tabela 6.3. Os parâmetros desta tabela, associados aos da Tabela 6.2, servem de base para soluções analíticas e elaboração de modelos numéricos.

Tabela 6.3 – Parâmetros do Comportamento Mecânico sob Tração na Flexão

CMOD [mm]	f	f [Mpa]
$0 \leq CMOD \leq 0,05$	f_L	6.2
0,50	f_{R1}	11.8
1,50	f_{R2}	13.4
2,50	f_{R3}	12.4
3,50	f_{R4}	11.2

6.2. DETERMINAÇÃO DOS FATORES DE ORIENTAÇÃO DAS FIBRAS

Apresentam-se nesta seção os resultados do fator de orientação de fibras obtidos pelas duas metodologias descritas na seção 3.3.5: uma baseada nos valores de resistência à tração dos prismas extraídos do protótipo, e outra baseada no número de fibras cruzando o plano de fratura dos mesmos prismas.

A geometria do prismas extraídos possuem a menor dimensão em concordância com a menor espessura da região do protótipo, isto é: na alma com espessura 6 cm, os prismas apresentam dimensão $6 \times 6 \times 25 \text{ cm}^3$, na alma de espessura com espessura 8 cm, $8 \times 8 \times 32 \text{ cm}^3$, e na mesa inferior com 9 e 12cm, respectivamente, $9 \times 9 \times 35 \text{ cm}^3$ e $12 \times 12 \times 45 \text{ cm}^3$. Assim como as respectivas alturas dos entalhes feitos para o ensaio de tração na flexão em três pontos, tais dimensões prismáticas são proporcionais ao prisma $15 \times 15 \times 55 \text{ cm}^3$ da EN 14651:2005.

6.2.1. Resistência à Tração na Flexão de Prismas Extraídos e Moldados

O ensaio de tração na flexão dos testemunhos extraídos via corte seguiu o procedimento apresentado na seção 5.2.3. A Figura 6.3 ilustra os efeitos Parede e de Corte, que ocorrem simultaneamente no corpos de prova extraídos (ver geometrias na seção

5.3.3.5).

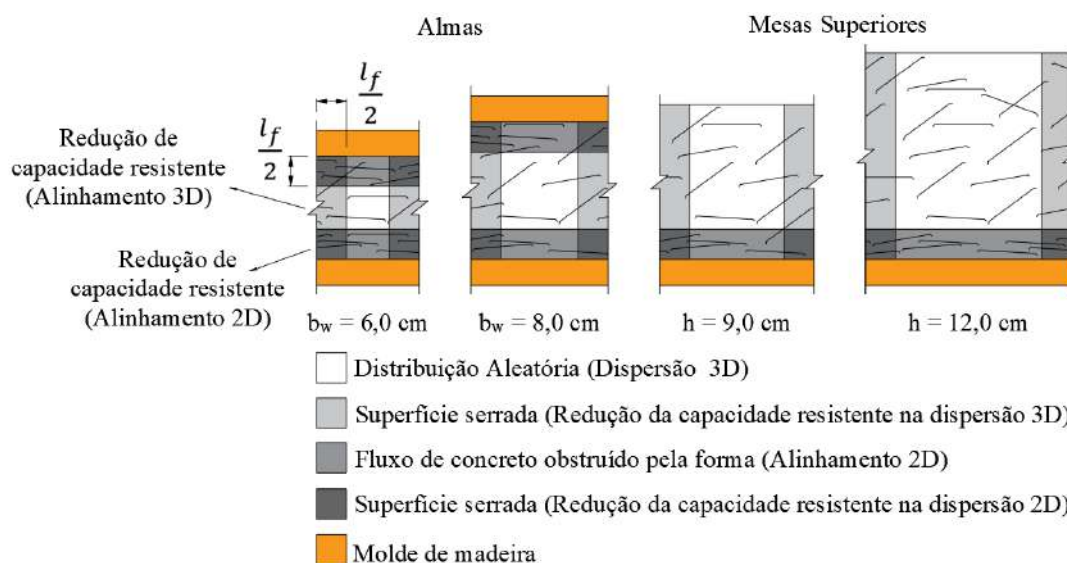


Figura 6.3 – Efeito de corte nos testemunhos extraídos do protótipo.

A geometria com seção transversal $6 \times 6 \text{ cm}^2$ é a mais afetada por ambos os efeitos; devido ao confinamento da forma para que a alma apresente 6,0 cm de espessura, e, considerando que a fibra de aço tem comprimento, l_f , igual a 35 mm, o efeito parede atua na parte superior e inferior da imagem, a uma largura de 17,5 mm cada faixa, induzindo a um alinhamento bidimensional. A uma mesma largura, mas afetando ao longo da vertical, o efeito de Corte reduz à metade a contribuição das fibras nestas regiões. Já a geometria com seção $8 \times 8 \text{ cm}^2$, embora sofra dos mesmos efeitos por estar confinada sob o mesmo propósito estrutural, nota-se uma menor interferência dos efeitos. A seção transversal $9 \times 9 \text{ cm}^2$, por se tratar de uma mesa superior, tem a sua face superior livre de interferências, embora sofra dos efeitos de corte, ilustrado em faixas laterais verticais, e de efeito parede causado pela base da forma. Por fim, a seção $12 \times 12 \text{ cm}^2$ é a menos afetada dentre todas as quatro geometrias, necessitando a menor correção de efeitos.

6.2.1.1. Comportamento mecânico dos prismas $6 \times 6 \times 25 \text{ cm}^3$

A Figura 6.4 apresenta as curvas de tração na flexão x abertura de fissura dos prismas de 6 cm de espessura (almas da seção celular). Apesar da ausência dos estribos no Lado 1 (Figura 6.4-a), ambas as almas com espessura de 6,0 cm apresentaram comportamento mecânico similar, tanto em dispersão, quanto em magnitude das tensões. Entretanto, a

presença de estribos no Lado 2 (Figura 6.4-b) induziu a uma curva média 20% menor que a do Lado 1. Os corpos de prova moldados com geometria equivalente (Figura 6.4-c) apresentaram magnitude da tensão de tração dentro da faixa de dispersão dos testemunhos extraídos. A curva média para estes corpos de prova apresentou valor maior dentre as três curvas, além de uma dispersão de resultados consideravelmente menor do que as dos corpos de prova extraídos.

Vale destacar que os testemunhos do Lado 1 que apresentam os maiores valores (6A-4 e 6A-6) foram extraídos de alturas diferentes ao longo da alma, enquanto os menores valores (6A-2 e 6A-8) foram extraídos a uma altura média, mas distantes longitudinalmente. Já os testemunhos 6A-3 e 6A-7, que apresentaram valores próximos à curva média, se localizam em posições opostas (para posição dos testemunhos extraídos, ver Figura 5.13-a). Em relação ao Lado 2, os testemunhos 6A-9 e 6A-10 apresentaram os maiores valores da curva e foram extraídos da base da alma, os 6A-13 e 6A-16, que estão localizados na mesma profundidade, apresentam, respectivamente, o menor valor da curva e um valor acima da média (ver Figura 5.13-b). Estes são bons indicadores da aleatoriedade da distribuição das fibras ao longo da altura da alma, e da efetividade da reologia da matriz cimentícia, que deixou as fibras isentas de processo de decantação devido à gravidade.

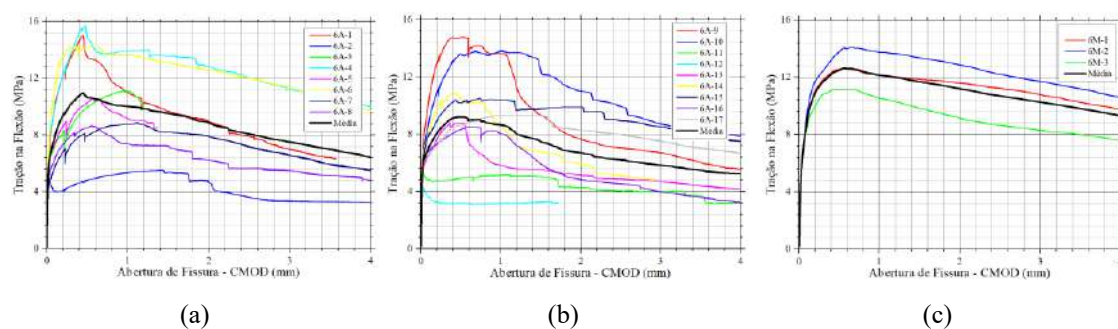


Figura 6.4 – Curvas de Tração na Flexão – Abertura de Fissura de testemunhos com dimensões 6 x 6 x 25 cm³: (a) Lado 1 (sem estribos), (b) Lado 2 (com estribos), e (c) Moldados.

6.2.1.2. Comportamento mecânico dos prismas 8 × 8 × 32 cm³

A Figura 6.5 apresenta as curvas de tração na flexão x abertura de fissura dos prismas de 8 cm de espessura (almas da seção celular). Com estribos inseridos em ambos os lados da alma, foi observado um comportamento mecânico com dispersão similar e mesma magnitude para a curva média de tensão de flexão (Figura 6.5-a e Figura 6.5-b).

Desse modo, considerou-se eficiente o lançamento padronizado do concreto adotado em ambos os lados. Os corpos de prova moldados com geometria equivalente (Figura 6.5-c) apresentaram magnitude da tensão à flexão dentro da faixa de dispersão dos testemunhos extraídos, embora sua curva média tenha apresentado valor maior dentre as três, além de uma dispersão mínima de resultados.

Assim como observado nas almas com 6,0 cm de espessura, o mesmo padrão aleatório foi observado nas de 8,0 cm, i.e., comportamentos mecânicos diferentes em testemunhos extraídos na mesma região (ver Figura 5.13-a e Figura 5.13-b). Ainda, a baixa dispersão das curvas dos corpos de prova moldados são uma boa indicação da importância ao considerar o Efeito Parede, especialmente em geometrias com mesma ordem de grandeza das fibras de aço. Ao fluir dentro da forma, o concreto é rapidamente confinado na geometria do molde, ao contrário do concreto lançado na alma que, apesar de apresentar a mesma espessura do molde, sua profundidade permitiu uma dispersão não existente nos moldes.

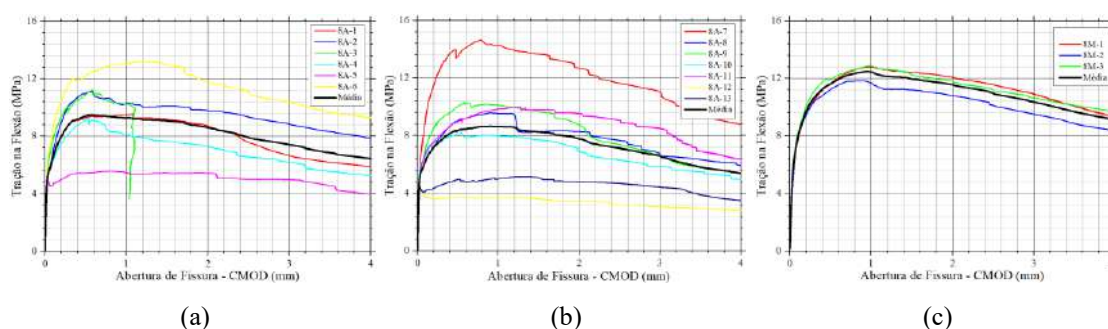


Figura 6.5 – Curvas de Tração na Flexão – Abertura de Fissura de testemunhos com dimensões 8 x 8 x 32 cm³: (a) Lado 1, (b) Lado 2, e (c) Moldados.

6.2.1.3. Comportamento mecânico dos prismas 9 × 9 × 35 cm³

A Figura 6.6 apresenta as curvas de tração na flexão x abertura de fissura dos prismas de 9 cm de espessura (mesa superior da seção celular). O lançamento transversal realizado durante a concretagem da mesa superior forçou um alinhamento das fibras de aço nesta direção (retratado na Figura 5.9-c), e portanto, aumentou a resistência mecânica transversal, enquanto que atenuou a resistência longitudinal. Isso pode ser observado nos resultados distintos dos testemunhos extraídos na direção longitudinal (Figura 6.6-a) e transversal (Figura 6.6-b). Conforme esperado, os corpos de prova moldados com geometria equivalente (Figura 6.6-c) apresentaram valor médio na região

entre os valores médios longitudinal e transversal, sendo um indicativo adicional de que o lançamento forçado surtiu efeito. Ressalta-se, ainda que, devido à presença da armação de tubos de PVC, aliado a uma concretagem no plano, a dispersão de resultados foi menor que as observadas para as almas, que teve uma concretagem vertical.

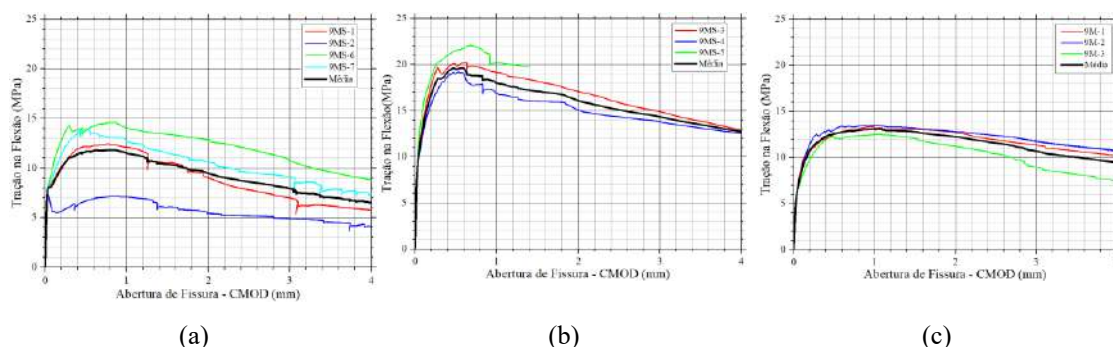


Figura 6.6 – Curvas de Tração na Flexão – Abertura de Fissura de testemunhos com dimensões 9 x 9 x 35 cm³: (a) Longitudinal, (b) Transversal, e (c) Moldados.

6.2.1.4. Comportamento mecânico dos Prismas 12 × 12 × 45 cm³

A Figura 6.7 apresenta as curvas de tração na flexão x abertura de fissura dos prismas de 12 cm de espessura (mesa superior da seção celular). A capa de 3,0 cm de espessura foi intencionalmente concretada 24 horas depois, a fim de verificar sua aderência à mesa superior de 9,0 cm de espessura quando realizado o ensaio de tração na flexão (conforme descrição na seção 5.3.3 e registro na Figura 5.11-c). A magnitude das tensões de flexão longitudinal (Figura 6.7-a) e transversal (Figura 6.7-b) foram conservadas em relação à mesa superior com 9,0 cm de espessura, o que indicou, de maneira geral, uma boa aderência entre as superfícies. Entretanto, os testemunhos 12MS-1 e 12MS-5 apresentaram uma curva com formato de serra dentada devido à perda de aderência incremental, e o testemunho 12MS-4 apresentou uma perda de aderência acentuada, embora fosse capaz de suportar uma tensão de flexão constante no valor de 10 MPa para os valores de abertura de fissura entre 3,0 e 4,0 mm. Dado o comportamento fora do padrão dentre todos os corpo de prova moldados (Figura 6.7-c), recomenda-se refazer este ensaio.

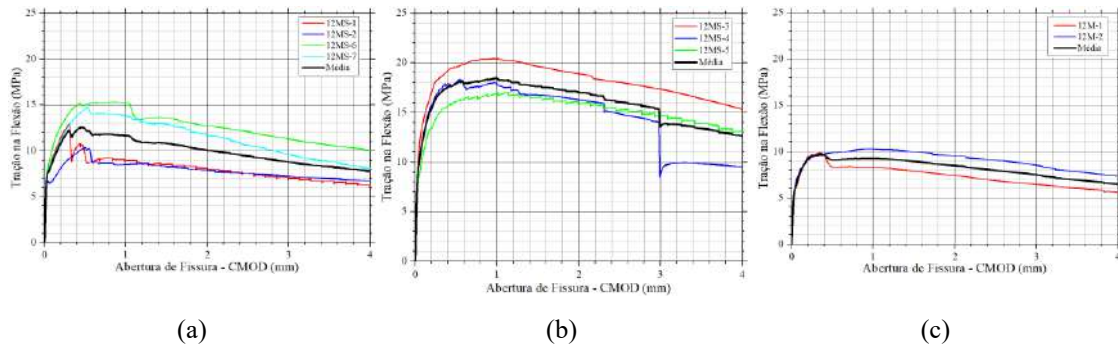


Figura 6.7 – Curvas de Tração na Flexão – Abertura de Fissura de testemunhos com dimensões 12 x 12 x 45 cm³: (a) Longitudinal, (b) Transversal, e (c) Moldados.

6.2.1.5. Análise global dos prismas

As curvas médias de tensão na flexão – abertura de fissura de todos os corpos de prova extraídos e moldados estão ilustrados na Figura 6.8. Todos os prismas moldados com diferentes geometrias, com exceção da dimensão 12 x 12 x 45 cm³ (Figura 6.7-c), apresentaram mesma magnitude e comportamento pós-fissuração similar. Observa-se comportamento mecânico similar para as almas de diferentes espessuras, e o efeito causado, positivo e negativo, do lançamento forçado durante a concretagem da mesa superior.

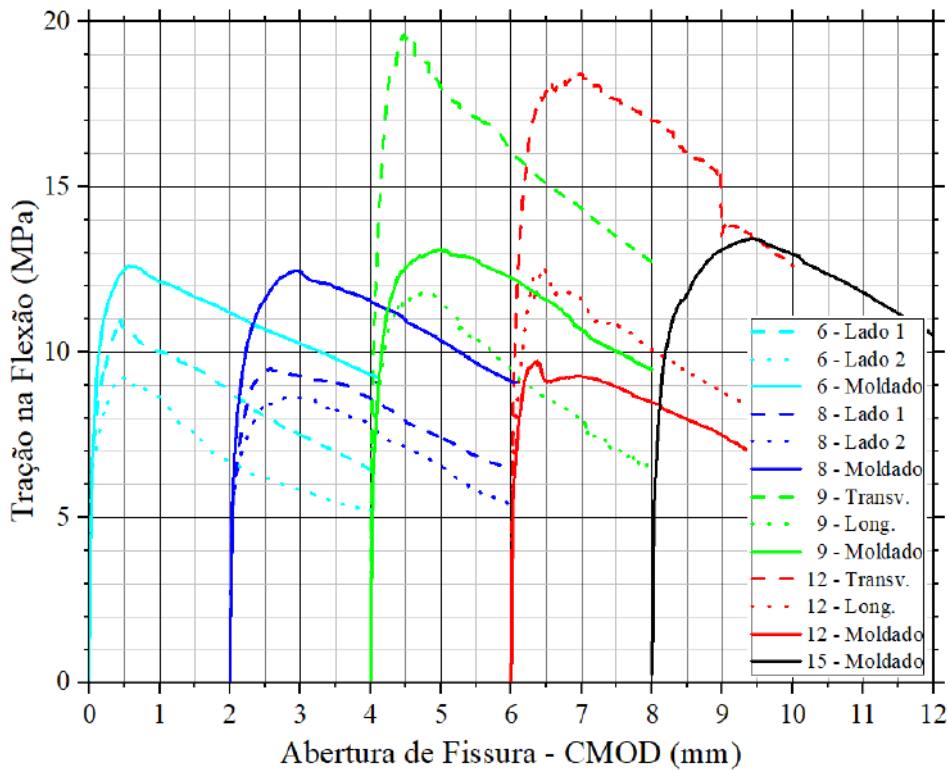


Figura 6.8 – Curvas média de Tração na Flexão – Abertura de Fissura de todos os testemunhos extraídos e moldados.

Deve-se enfatizar que as curvas médias dos testemunhos extraídos das almas apresentaram valores até 30% menores que seus respectivos moldados, corroborando, portanto, para a importância de realizar o ensaio com o protótipo antes de qualquer dimensionamento estrutural que venha a considerar a contribuição das fibras de aço na capacidade resistente do elemento estrutural.

6.2.1.6. Parâmetros do Comportamento Mecânico sob Tração na Flexão

Assim como apresentado na seção 6.1.3, a Tabela 6.4 apresenta os valores extraídos das curvas médias.

Tabela 6.4 – Parâmetros do Comportamento Mecânico sob Tração na Flexão

CMOD [mm]	f	6 × 6 × 25		8 × 8 × 32		9 × 9 × 35		12 × 12 × 45	
		Sem	Com	Esq.	Dir.	Long.	Transv.	Long.	Transv.
≤ 0,05	f_L	6.8	6.4	5.7	5.6	8.1	10.7	7.7	10.1
0,50	f_{R1}	10.6	9.2	9.4	8.3	11.7	19.5	12.4	17.9
1,50	f_{R2}	9.5	7.5	9.1	8.3	10.4	17.1	10.8	17.7
2,50	f_{R3}	8.1	6.2	7.9	7.1	8.6	15.1	9.4	16.1
3,50	f_{R4}	7.0	5.5	6.9	5.8	7.0	13.5	8.3	13.4

6.2.2. Contagem de Fibras a partir da digitalização da TC

6.2.2.1. Testemunhos

Conforme manual da BEKAERT [253], cada quilograma das fibras de aço DRAMIX 65/35BG, utilizadas nesta tese, contém 14711 unidades, o que leva a fração volumétrica de 1.5% a ter, aproximadamente, $1,72 \times 10^6$ fibras de aço por metro cúbico de CADRFA. Portanto, o número esperado de fibras dentro do testemunho extraído, comparado com o número de fibras contabilizado durante a digitalização por tomografia computadorizada, que teve o seu procedimento descrito na seção 5.3.4.1, é comparado na Tabela 6.5. De maneira geral, do comparativo apresentado, nota-se uma distribuição homogênea das fibras, indicando boa reologia da matriz cimentícia. Dos testemunhos extraídos das almas, salvo o 8A – 11, a variação percentual indica ausência de deposição das fibras ao longo da altura da forma. Já na mesa superior, testemunhos extraídos nas direções longitudinais e transversais indicam distribuição homogênea, podendo-se atribuir a diferença do comportamento mecânico exposto na Figura 6.6-a e na Figura 6.6-b ao alinhamento forçado durante a concretagem.

Tabela 6.5 – Número de fibras inseridas no testemunho

Testemunho	Posição	Teórico	Digitalização TC	Erro Relativo (%)
6A – 6	Lado 1	1894	1748	7.71
6A – 7		1608	1652	-2.74
6A – 9	Lado 2	1562	1545	1.09
6A – 11		1583	1505	4.93
8A – 5	Lado 1	4253	4334	-1.90
8A – 6		3915	3952	-0.95
8A – 11	Lado 2	3781	4788	-26.63
8A – 12		4108	4060	1.17
9MS – 2	Longitudinal	5202	4517	13.17
9MS – 7		5120	5092	0.55
9MS – 3	Transversal	5081	5128	-0.93
9MS – 4		5290	4944	6.54

6.2.2.2. Plano de Fratura

Conforme procedimento descrito na seção 5.3.4.2, a Figura 6.9 mostra um conjunto de imagens processadas a partir de fatias fornecidas pela tomografia computadorizada dos testemunhos extraídos. Cada fileira corresponde a uma geometria de testemunho. Em cada imagem informa-se o número de fibras de aço cruzando o plano de fratura do entalhe, a densidade de distribuição plotada no eixo X (topo da imagem), no eixo Y (à direita da imagem) e nos eixos X-Y (centro da imagem). Abaixo de cada imagem, é informada a densidade de fibras que cruzam o plano de fratura, ρ_f , dado em número de fibras por centímetro quadrado.

A primeira fileira consiste nas fatias dos testemunhos extraídos das almas de 6,0 cm de espessura, do Lado 1 (Figura 6.9-a e Figura 6.9-b) e Lado 2 (Figura 6.9-c e Figura 6.9-d). Em ambos os lados, há uma discrepância do número de fibras cruzando o plano de até 100%. As imagens apresentam uma distribuição aleatória das fibras de aço no plano de fratura, mostrando que mesmo com o lançamento de concreto padronizado, foi ineficaz quando se tratou de uma forma vertical/inclinada. O número de fibras pode ser um indicador do comportamento mecânico da curva, já que os testemunhos 6A-6 e 6A-9 apresentaram padrão similar, conforme resultados mecânicos ilustrados na Figura 6.4-a e Figura 6.4-b. Ainda, outro indicador importante a ser levado em consideração é a densidade e distribuição das fibras; embora os testemunhos 6A-7 e 6A-11 mostrem um número similar de fibras, o testemunho 6A-11 apresenta uma distribuição das fibras

mais dispersa, aliada a uma densidade de fibras mais pobre na região do entalhe, que induziu a um comportamento pós-pico com baixa resistência mecânica. Já que não houve diferença significativa entre os resultados mecânicos para esta espessura de alma, a presença dos estribos não foi relevante para a orientação das fibras.

A segunda fileira apresenta as fatias dos testemunhos extraídos das almas de 8,0 cm do Lado 1 (Figura 6.9-e e Figura 6.9-f) e Lado 2 (Figura 6.9-g e Figura 6.9-h). Como observado na primeira fileira, todas as imagens mostram distribuição aleatória, embora diferente do Lado 1, o número de fibras do Lado 2 apresenta magnitude similar. Entretanto, pode ser notado na Figura 6.5-h que o testemunho 8A-12, apesar de ter um número de fibras maior que o 8A-11, apresenta uma curva de resistência menor. Isso pode ser atribuído a densidade e distribuição das fibras, que estão localizadas majoritariamente acima do centro do centro de gravidade do testemunho.

A última fileira mostra as imagens de testemunhos extraídos da mesa superior com 9,0 cm de espessura, nas direções Longitudinal (Figura 6.9-i e Figura 6.9-j) e Transversal (Figura 6.9-k e Figura 6.9-l). O procedimento de lançamento forçado do concreto pode ser observado nos testemunhos transversais, 9MS-3 e 9MS-4, que, dentro de todos analisados, apresentou melhor densidade e distribuição das fibras. Os testemunhos longitudinais, como esperado, apresentaram uma distribuição não uniforme, pois a sua direção foi desconsiderada durante o lançamento. Mesmo assim, a proporção de número de fibras (maior número / menor número) foi mantida similar entre todas as fileiras analisadas.

Comparativamente, observa-se uma mesma ordem de grandeza para os valores máximos e mínimos obtidos para a densidade de fibras por unidade de área, ρ_f , sendo outro indicativo da homogeneidade de distribuição de fibras no volume concretado.

Em resumo, a contribuição mecânica das fibras deve-se a um conjunto de fatores interligados: a quantidade de fibras que cruza o plano, a distribuição/posição, e a influência das formas.

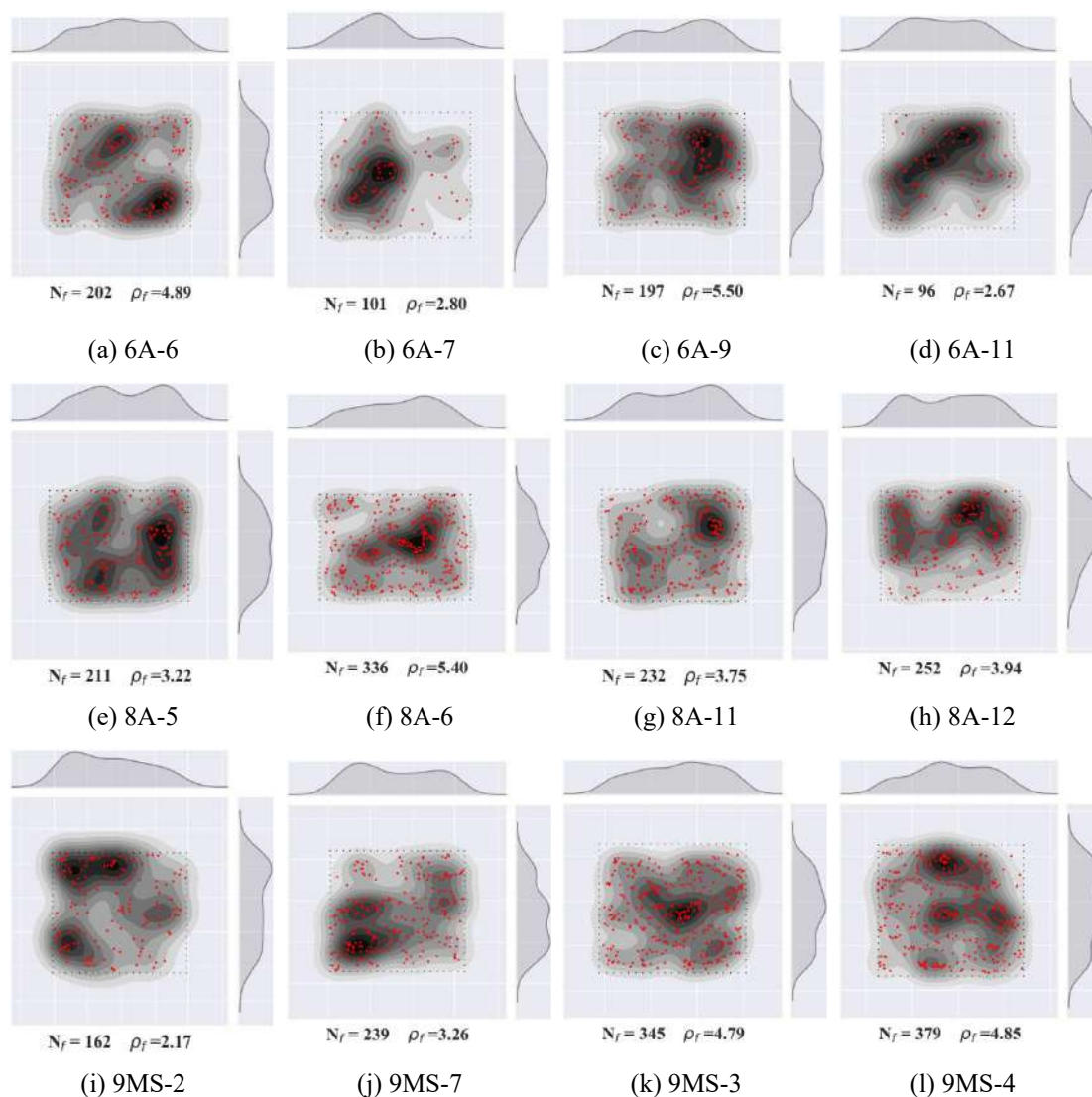


Figura 6.9 – Número, densidade e distribuição de fibras no plano de fratura (via TC).

6.2.3. Fatores de Orientação das Fibras

6.2.3.1. Via Ensaio de Tração na Flexão em 3 Pontos

Os fatores de orientação apresentados na Tabela 6.6 foram calculados de acordo com a equação 3.49 (seção 3.2.4.1), apresentando as correções do efeito de borda conforme seção 3.2.4.1. Em primeira análise, deve-se observar que quando $K_{global} < 1$, significa dizer que a contribuição das fibras de aço na região da estrutura analisada oferece maior resistência que o previsto na lei constitutiva à tração do material. Para casos assim, a recomendação da AFGC [38] é conservadora: o dimensionamento da estrutura é feito com base na lei constitutiva do material, sem considerar este benefício. Por outro lado, quando $K_{global} > 1$, implica dizer que a resistência mecânica à tração da região em

análise não atende o previsto pela lei constitutiva do material. Faz-se então, uma redução da capacidade resistente do material, aplicando um deslocamento do gráfico de tração direta, conforme ilustrado na Figura 6.10. Complementarmente, uma análise a respeito da dispersão das fibras pode ser feita com base no Coeficiente de Variação (CoV): para valores baixos do coeficiente, isto é, menores que 10%, observou-se uma pequena dispersão dos resultados mecânicos, enquanto valores acima de 10% apresentaram elevada dispersão. Os valores abaixo de 10% correspondem a dois cenários de controle da concretagem: o primeiro, dos corpos de prova moldados em formas de pequena dimensão, o que indica que pequenas seções transversais (da ordem de 2 a 3 vezes o tamanho da fibra) contribuem para um controle do alinhamento das fibras, e o segundo, dos corpos de prova com dimensões $9 \times 9 \times 35$ e $12 \times 12 \times 45$, correspondentes ao Lado 2 ou Transversal, referentes à direção da mesa superior que foram concretadas com direção do fluxo de concretagem. Os demais testemunhos, com valores acima de 10% correspondem a regiões onde a aleatoriedade da dispersão das fibras prevaleceu.

Tabela 6.6 – Fator de Orientação via Ensaio de Flexão em 3 Pontos

Testemunho	Moldado		Extraído				K_{global}	
			Lado 1 ou Longitudinal		Lado 2 ou Transversal		Lado 1 ou Long.	Lado 2 ou Transv.
	\bar{f}_{pico} [MPa]	CoV [%]	\bar{f}_{pico} [MPa]	CoV [%]	\bar{f}_{pico} [MPa]	CoV [%]		
$6 \times 6 \times 25$	12,63	9,50	10,96	30,50	9,21	35,40	1,15	1,37
$8 \times 8 \times 32$	12,48	3,90	9,51	25,20	8,64	36,80	1,31	1,44
$9 \times 9 \times 35$	13,11	3,40	11,80	24,30	19,63	7,60	1,11	0,67
$12 \times 12 \times 45$	9,73	4,10	12,55	14,50	18,44	7,50	0,78	0,53

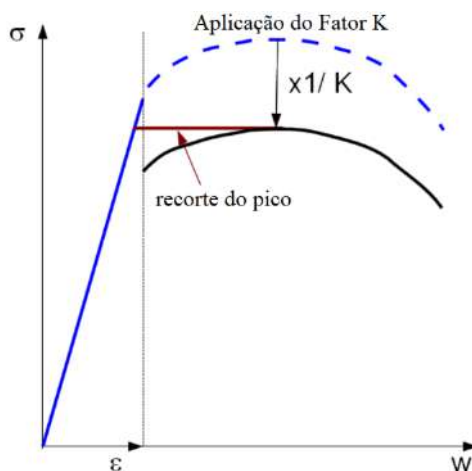


Figura 6.10 – Deslocamento da curva de resistência à tração direta devido ao Fator K [38].

A ordem de grandeza dos valores de K_{Global} obtidos é considerada satisfatória. O Anexo 6 do texto elaborado pela AFGC [38] apresenta valores similares para K_{Global} calculados em protótipos para pontes que hoje se encontram construídas na França; os valores obtidos variaram entre 1,25 e 1,33, mostrando que os valores encontrados estão dentro de uma margem esperada.

6.2.3.2. Via Quantidade de Fibras Cruzando um Plano de Fratura

Os fatores de orientação apresentados na Tabela 6.7 foram calculados de acordo com as equações 3.51 e 3.52 (seção 3.2.4.2). Ressalta-se a necessidade de inverter o valor de k_f^f , para que seja possível realizar a comparação com o fator K_{Global} :

$$K_{inv} = (k_f^f)^{-1}.$$

Tabela 6.7 – Fator de Orientação de Fibras Cruzando um Plano de Fratura

Testemunho	Local	ID	N_f	α_o	k_f^f	K_{inv}	$K_{Global,isol}$	$K_{Global,isol} / K_{inv}$
6 × 6 × 25	Lado 1	6A-6	202	0,775	1,28	0,78	0,88	1,13
		6A-7	101	0,444	0,72	1,38	1,43	1,04
	Lado 2	6A-9	197	0,872	1,42	0,71	0,85	1,20
		6A-11	96	0,423	0,69	1,46	2,31	1,59
8 × 8 × 32	Lado 1	8A-5	211	0,511	0,92	1,09	2,23	2,04
		8A-6	336	0,855	1,53	0,65	0,95	1,45
	Lado 2	8A-11	232	0,594	1,06	0,94	1,25	1,33
		8A-12	252	0,624	1,11	0,90	2,74	3,05
9 × 9 × 35	Long.	9MS-2	162	0,344	0,61	1,63	1,78	1,09
		9MS-7	239	0,517	0,93	1,08	0,94	0,87
	Transv.	9MS-3	345	0,759	1,35	0,74	0,65	0,88
		9MS-4	379	0,768	1,38	0,73	0,68	0,94

6.2.3.3. Comparação Entre Metodologias para Determinação do Fator de Orientação de Fibras

Dado o fator de orientação, k_f^f , proposto por THRANE *et al.* [39] ser referente a um testemunho isolado, e o fator de orientação proposto pela AFGC [38] ser gerado a partir da média dos valores ensaiados em uma dada região, para ser possível a comparação entre ambos, valores isolados de K_{Global} , nominados aqui de $K_{Global,isol}$ foram calculados conforme sugerido na Equação 6.1.

$$K_{Global,isol} = \frac{\bar{f}_{pico,mold}}{f_{pico,extr,isolado}} \quad 6.1$$

Em outras palavras, o fator K isolado obtido leva em consideração o valor de pico isolado do prisma em análise.

Ao comparar os dois fatores, K_{inv} e $K_{Global,isol}$, na Tabela 6.7, observa-se coerência e mesma ordem de grandeza para a maioria dos testemunhos ensaiados, com exceção dos prismas 6A-11 e 8A-5, que, embora apresentem $K_{Global} > 1$ nos dois casos, o $K_{Global,isol}$ foi praticamente 100% maior nos dois casos.

Na última coluna da Tabela 6.7, vê-se que cinco dentre os doze valores comparados apresentam discrepância maior do que 20%. Observando a Figura 6.9, nota-se que a maior parte destes cinco casos se refere a prismas que apresentaram concentração de fibras na região superior da amostra (região comprimida no ensaio – por exemplo, Figura 6.9-d, -f, -g e -h, respectivamente associadas às amostras 6A-11, 8A-6, 8A-11 e 8A-12). Para baixos valores de densidade de fibras por unidade de área, esta concentração de fibras leva a curvas tensão de tração – abertura de fissura CMOD com baixos valores de tensão resistente e portanto a altos valores de $K_{Global,isol}$. Como o método de contagem de fibras apenas considera o número de fibras na seção, e não a distribuição das mesmas, o valor de K resulta bem menor do que com o uso do método baseado nos ensaios dos prismas.

Para fins de dimensionamento estrutural, principalmente levando em consideração a capacidade de transferência de esforços proporcionada pelas fibras de aço, o método proposto pela AFGC [38] é mais adequado e mais simples de reproduzir.

6.2.3.4. Proposta para o Método de Contagem das Fibras

Deve-se observar que o método de contagem de fibras considera que toda a seção transversal esteja sob tração. Como o método proposto pela AFGC [38] fornece resultados provenientes de corpos de prova submetidos à tração na flexão, ao considerar integralmente a seção transversal na contagem das fibras é equivalente a dizer que todo o corpo de prova está submetido a um esforço de tração uniforme / não uniforme (Figura 6.11-a). Conseqüentemente, a comparação feita na Tabela 6.7 pode ser considerada inconsistente. Portanto, para que haja uma comparação confiável entre ambos os métodos, propõe-se que a contagem de fibras seja feita somente considerando a região abaixo da linha neutra elástica, i.e., a meia altura (Figura 6.11-b). Dessa maneira, a

Tabela 6.8 mostra o comparativo atualizado, onde a discrepância de resultados é consideravelmente reduzida.

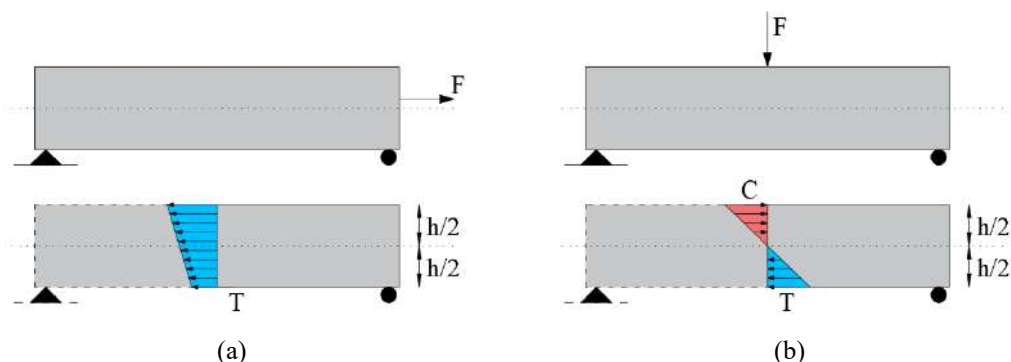


Figura 6.11 – Corpo de prova submetido a carregamento: (a) de tração não uniforme e (b) de flexão.

Tabela 6.8 – Fator de Orientação de Fibras Cruzando a Região Tracionada Sob Tração na Flexão

Testemunho	Local	ID	N_f	α_o	k_f^f	K_{inv}	$K_{Global,isol}$	$K_{Global,isol} / K_{inv}$
6 × 6 × 25	Lado 1	6A-6	109	0,836	1,30	0,77	0,88	1,15
		6A-7	52	0,457	0,70	1,43	1,43	1,00
	Lado 2	6A-9	89	0,788	1,20	0,84	0,85	1,02
		6A-11	42	0,370	0,56	1,77	2,31	1,30
8 × 8 × 32	Lado 1	8A-5	105	0,508	0,90	1,11	2,23	2,01
		8A-6	165	0,840	1,49	0,67	0,95	1,42
	Lado 2	8A-11	113	0,579	1,02	0,98	1,25	1,28
		8A-12	82	0,406	0,72	1,39	2,74	1,97
9 × 9 × 35	Long.	9MS-2	67	0,284	0,50	1,99	1,78	0,90
		9MS-7	133	0,575	1,02	0,98	0,94	0,96
	Transv.	9MS-3	176	0,775	1,37	0,74	0,68	0,92
		9MS-4	189	0,766	1,36	0,74	0,68	0,92

6.3. DETERMINAÇÃO DE NOVA DOSAGEM DE CCADRFA PARA ENSAIO DE MODELO PARA VERIFICAÇÃO DE FISSURAÇÃO POR ESFORÇO CORTANTE

6.3.1. Ensaio de Espalhamento e Índice de Estabilidade Visual das Misturas

A fim de verificar o comportamento reológico das dosagens propostas, dois testes foram realizados conforme estabelecido pela NBR 15823-2 [254]: o de espalhamento (*slump-flow* invertido), e o de índice de estabilidade visual; o resultado de ambos está apresentado na Tabela 6.9.

Tabela 6.9 – Testes de Dosagem com Emckrete 50

Mistura	Dosagem	Espalhamento	Comentários
I	3 Sacos Emckrete 50 9,6 L de água 4,18kg de fibras 9,00g de AMV	48,5 cm	<ul style="list-style-type: none"> • Espalhamento de 55cm não atendido; • Comportamento tixotrópico; • Volume de água excede o recomendado pelo fabricante.
II	3 Sacos Emckrete 50 9,45 L de água 4,18kg de fibras 3,00g de AMV	69,0 cm	<ul style="list-style-type: none"> • Entupimento do funil durante o ensaio; • Classe IEV 3: Concentração / Má distribuição das fibras (segregação claramente evidenciada).
III	3 Sacos Emckrete 50 9,0 L de água 4,18kg de fibras 1,50g de AMV	56,0 cm	<ul style="list-style-type: none"> • Classe de Espalhamento SF1: Slump-flow muito próximo do limite de 55cm; • Classe IEV 0 (sem evidência de segregação ou exsudação).
IV	3 Sacos Emckrete 50 9,0 L de água 4,18kg de fibras 0,90g de AMV	59,8 cm	<ul style="list-style-type: none"> • Classe de Espalhamento SF1; • Classe IEV 0 (sem evidência de segregação ou exsudação); • Melhor aparência dos corpos de prova moldados dentre os testados; • Ótima fluidez/preenchimento dos moldes.

Nota 1: A massa de 4,18 kg de fibras de aço representa a dosagem de 1,50% em volume, conforme [51].

Nota 2: Dada a inclinação da betoneira para o máximo de energia de mistura, não se deve exceder o volume de 36L.

6.3.2. Resistência das Misturas à Tração na Flexão em 3 Pontos

Após 28 dias de cura em câmara úmida, os corpos de prova prismáticos foram ensaiados sob o mesmo procedimento descrito na seção 5.2.3, e tiveram seus efeitos de borda corrigidos conforme seção 3.2.4.1. Das curvas apresentadas na Figura 6.12-a (prismas 15 x 15 x 55 cm³) e Figura 6.12-b (prismas 10 x 10 x 40 cm³), aliadas aos resultados da Tabela 6.9, conclui-se que as Misturas I e II não atendem os requisitos mínimos sob o aspecto reológico do concreto. Sob o ponto de vista do comportamento mecânico, as equações constitutivas são determinadas a partir de ensaios com corpos de provas prismáticos de dimensões 15 x 15 x 55 cm³, podendo-se concluir que as Misturas III e IV apresentam comportamento mecânico similar (ver Figura 6.12-a). Por fim, a dosagem apresentada na Mistura IV foi a escolhida para ser utilizada por apresentar melhor comportamento reológico frente à Mistura III.

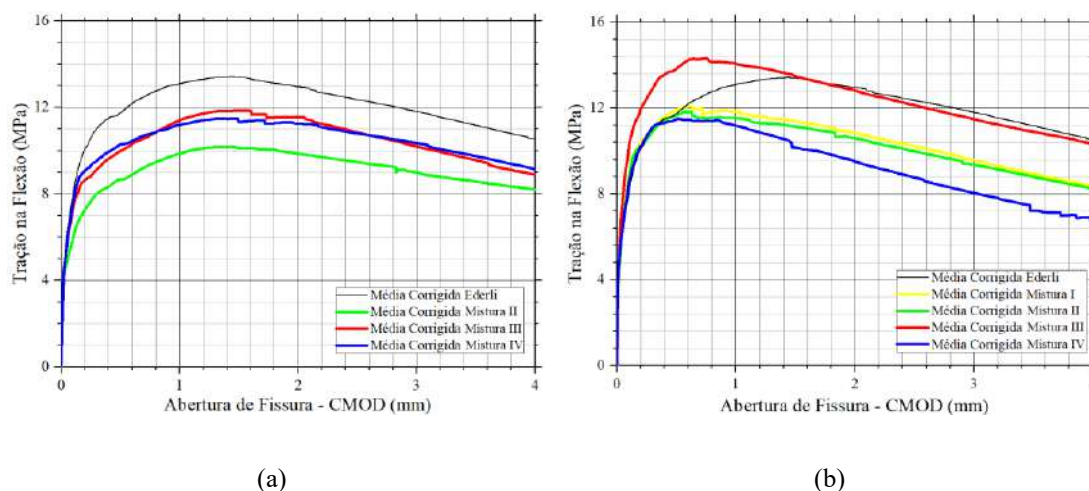


Figura 6.12 – Curvas tração na flexão – abertura de fissura de prismas com dimensões: (a) 15 x 15 x 55 cm³, e (b) 10 x 10 x 40 cm³.

6.3.3. Resistência à Compressão Axial das Misturas

Para a etapa de escolha das misturas, considerou-se satisfatório obter apenas a tensão máxima de ruptura por compressão aos 28 dias. Dada a baixa fluidez observada com a Mistura III nos moldes prismáticos, descartou-se a sua verificação à compressão; as Misturas I e II foram ensaiadas para analisar a influência do volume de água nas dosagens. Assim, a Tabela 6.10 apresenta as tensões máximas médias obtidas para os corpos de prova cilíndricos 7,5 x 15 cm³ ensaiados para as misturas I, II e IV.

Tabela 6.10 – Ensaio de Compressão Axial para diferentes dosagens com Emcecrete 50

Mistura	Tensão Máxima Média (MPa)
I	60,5
II	61,2
IV	65,7

Dessa maneira, a Mistura IV, ao atender satisfatoriamente os critérios reológicos e mecânicos testados nesta seção, foi aprovada para dar continuidade aos ensaios, dada a sua equivalência com o material desenvolvido por MARANGON [51].

6.4. ENSAIO DE MODELO PARA VERIFICAÇÃO DE FISSURAÇÃO POR ESFORÇO CORTANTE

O ensaio de modelo para verificação de fissuração por esforço cortante foi realizado utilizando a Mistura IV como material de referência. A seguir, são apresentados e

descritos todos os resultados das etapas desenvolvidas para a sua realização.

6.4.1. Caracterização Mecânica do CCADRFA

6.4.1.1. Resistência à Compressão Axial

6.4.1.1.1. Aos 28 dias

As curvas de tensão de compressão axial – deformação específica de corpos de prova ensaiados aos 28 dias são mostradas no gráfico de maneira agrupada (Figura 6.13-a) e deslocada (Figura 6.13-b); a Tabela 6.11 resume os principais valores do gráfico.

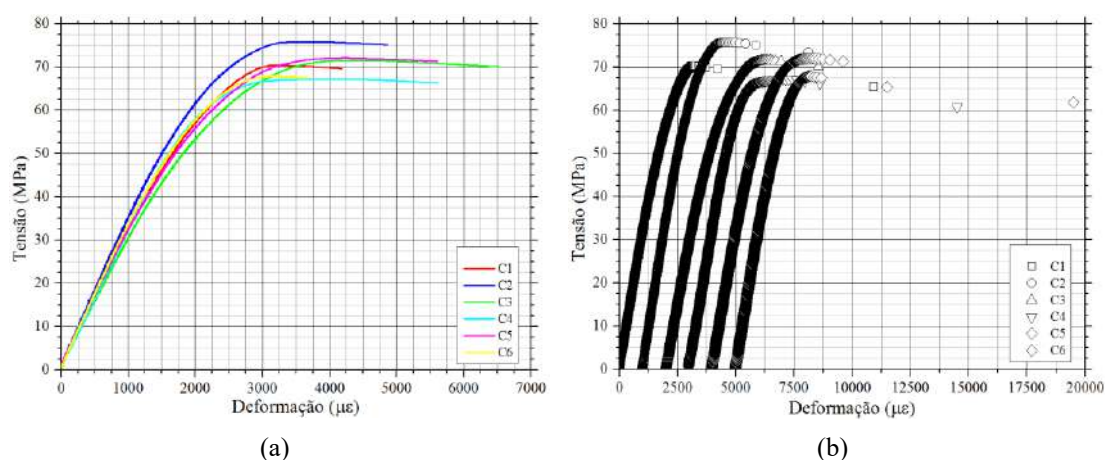


Figura 6.13 – Curvas de Compressão Axial – Deformação Específica aos 28 dias: (a) valores agrupados na origem, e (b) valores deslocados a cada 1000µε.

Tabela 6.11 – Resultados do Ensaio à Compressão Axial em CPs moldados aos 28 dias

Resistência média do concreto à compressão, f_{cm} :	$70,38 \pm 2,34$ MPa
Resistência característica do concreto à compressão, f_{ck} :	66,51 MPa
Módulo de Elasticidade, E_{cm} :	$32,33 \pm 1,72$ MPa

6.4.1.1.2. Aos 265 dias

Do mesmo modo, as curvas de tensão de compressão axial – deformação específica, apresentadas de maneira agrupada (Figura 6.14-a) e deslocada (Figura 6.14-b) para corpos de prova ensaiados aos 265 dias, mostram um aumento da ordem de 5% para resistência, para um comportamento similar à deformação específica, conforme comparação feita a partir da curva média inserida na Figura 6.14-a. A Tabela 6.12 resume os principais valores extraídos do gráfico.

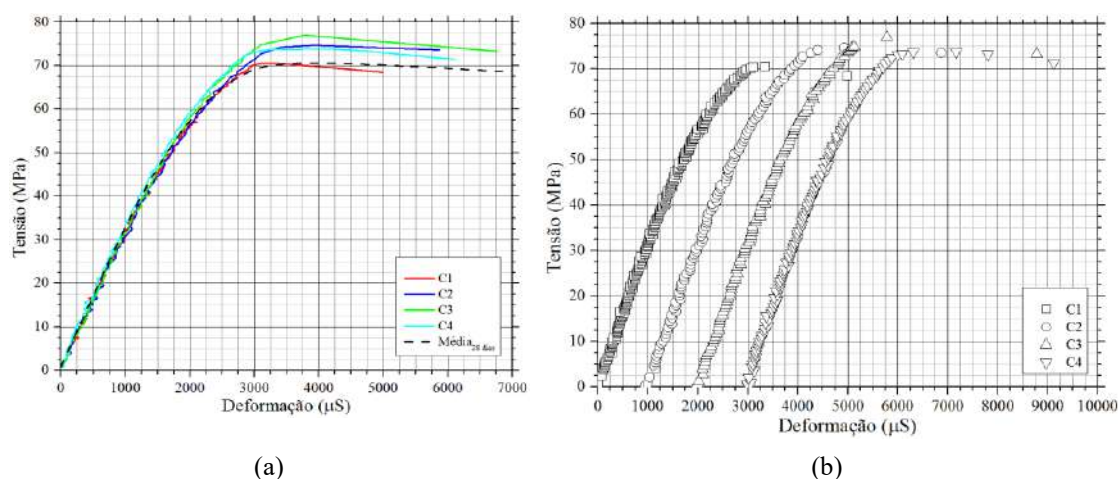


Figura 6.14 – Curvas de Compressão Axial – Deformação Específica aos 265 dias: (a) valores agrupados na origem, e (b) valores deslocados a cada 1000µε.

Tabela 6.12 – Resultados do Ensaio à Compressão Axial em CPs moldados aos 265 dias

Resistência média do concreto à compressão, f_{cm} :	$74,11 \pm 2,58$ MPa
Resistência característica do concreto à compressão, f_{ck} :	69,85 MPa
Módulo de Elasticidade, E_{cm} :	$31,19 \pm 1,14$ MPa

6.4.1.2. Resistência à Tração na Flexão em 3 Pontos

6.4.1.2.1. Aos 28 dias

Dado que este ensaio já havia sido realizado anteriormente, apenas dois corpos de prova com geometria $10 \times 10 \times 40 \text{ cm}^3$ foram separados para a obtenção de curvas aos 28 dias. Assim como os ensaios anteriores, manteve-se o procedimento de execução conforme descrito na seção 5.2.3. Das curvas apresentadas na Figura 6.15-a, pode-se perceber uma baixa dispersão entre os dois resultados, além da ordem de grandeza estar dentro dos testes realizados anteriormente com a Mistura IV.

6.4.1.2.2. Aos 265 dias

Para o comportamento mecânico aos 265 dias, foram separados quatro corpos de prova cujos resultados são apresentados na Figura 6.15-b. Excluindo o corpo de prova CP3, o conjunto de curvas dos corpos de prova restantes apresentou baixa dispersão; a curva média aos 265 dias apresentou magnitude similar à curva média aos 28 dias. Diferente do comportamento à compressão axial, a resistência mecânica à tração não apresentou alteração ao longo do tempo.

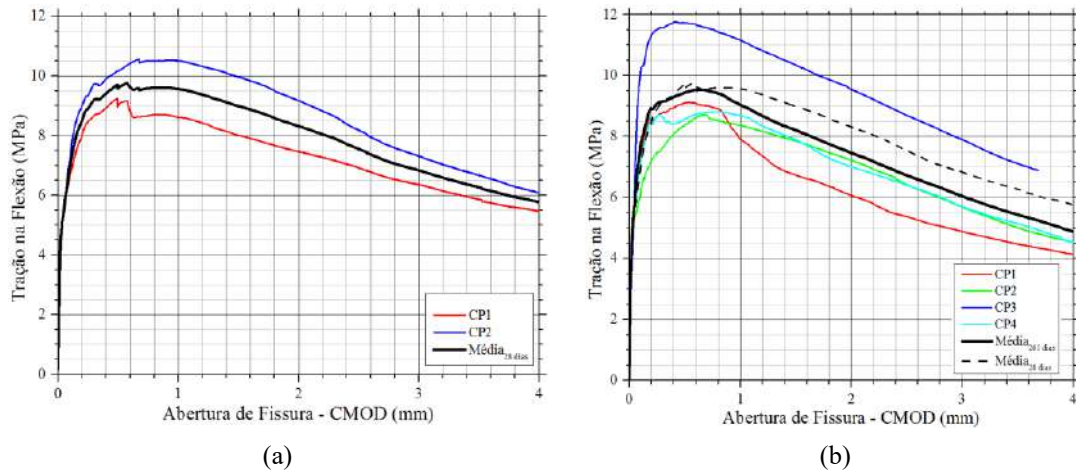


Figura 6.15 – Curvas tração na flexão – abertura de fissura de prismas com dimensões 10 x 10 x 40 cm³: (a) aos 28 dias e (b) aos 265 dias.

6.4.1.2.3. Parâmetros do Comportamento Mecânico sob Tração na Flexão

Conforme feito nas seções 6.1.3.2 e 6.2.1.6, a Tabela 6.13 apresenta os parâmetros do comportamento mecânico sob tração na flexão, que serão utilizados para a elaboração de modelos numéricos, em conjunto com os dados da seção 6.4.1.1. Considerando os dados da coluna referente a 265 dias, a partir do valor de f_L , auxiliado pelas equações 3.11 e 3.12, obtém-se $f_{ctm} = 3,7 \text{ MPa}$. Para a curva pós-fissuração, auxiliado pelas equações 3.17 e 3.18, obteve-se, respectivamente, $f_{fts} = 4,3 \text{ MPa}$ e $f_{FTu} = 2,0 \text{ MPa}$ (considerando $w_u = 2,0 \text{ mm}$). Por fim, criou-se uma lei constitutiva do material similar à apresentada pela Figura 3.7-b; para a obtenção da deformação específica equivalente à abertura de fissura, usou-se a parcela da direita da equação 3.3.

Ressalta-se que o valor de f_{ctm} foi atribuído ao considerar $\alpha_{fl} = 0,08$, conforme descrito na recomendação da AFGC [38]; o valor de 0,06 mencionado no Model Code 2010 refere-se a matrizes cimentícias simples, isto é, não reforçadas, e, portanto, com comportamento típico quase-frágil.

Tabela 6.13 – Parâmetros do Comportamento Mecânico sob Tração na Flexão

CMOD [mm]	f [MPa]	10 × 10 × 40	
		28 dias	265 dias
≤ 0,05	f_L	5.6	6.0
0,50	f_{R1}	9.6	9.4
1,50	f_{R2}	9.0	8.2
2,50	f_{R3}	7.6	6.7
3,50	f_{R4}	6.3	5.4
-	f_{fts}	4.3	4.3
-	f_{FTu}	2.4	2.0

6.4.2. Primeiro Ensaio de Carga e Descarga

6.4.2.1. Descritivo

A Figura 6.16-a ilustra o ciclo do carregamento com a curva força – deslocamento do atuador, enquanto a Figura 6.16-b, com a curva força – tempo. Em ambos os casos, notam-se os degraus correspondentes às pausas realizadas durante o processo. A força máxima registrada neste ciclo foi de 1350 kN.

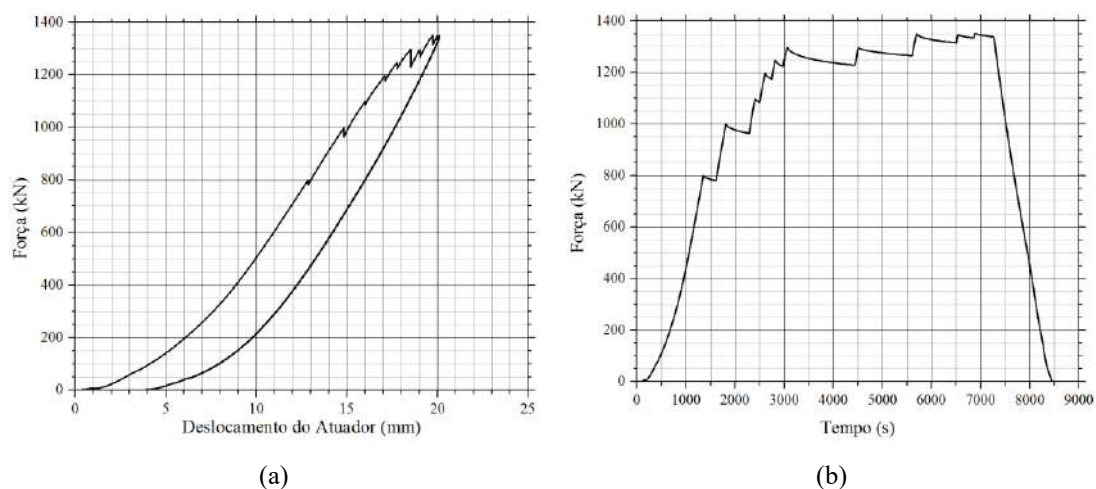


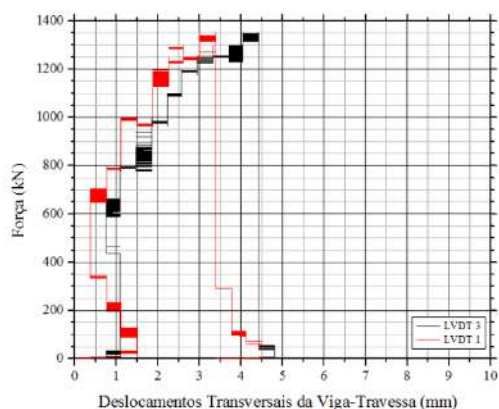
Figura 6.16 – Curvas do Atuador: (a) Força – Deslocamento, e (b) Força – Tempo.

A Figura 6.17 ilustra os gráficos de força x deslocamento transversal da viga-travessa apoiada sobre a longarina, obtido a partir de quatro sensores tipo LVDTs numerados de 1 a 4 (ver Figura 5.36-a e Figura 5.36-b). Nestas figuras, as posições definidas por *lado esquerdo* e *lado direito* estão de acordo com o proposto pela Figura 5.36-b.

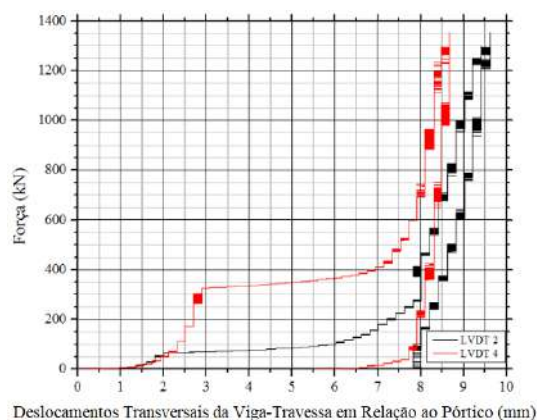
A primeira linha da Figura 6.17 ilustra, respectivamente, os deslocamentos transversais da viga-travessa (LVDTs 1 e 3, Figura 6.17-a) e os deslocamentos do pórtico em relação

à viga-travessa (LVDTs 2 e 4, Figura 6.17-b). Dadas as pequenas irregularidades da mesa superior após a concretagem, tal comportamento da viga-travessa era esperado, e a ordem de grandeza dos deslocamentos foi considerada satisfatória.

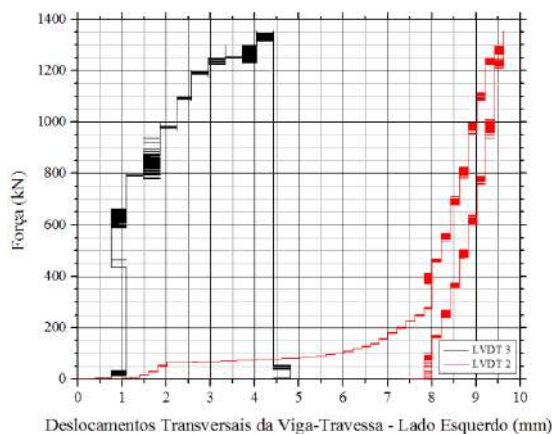
A segunda e terceira linhas ilustram, respectivamente, o deslocamento resultante para os lados esquerdo (Figura 6.17-c e Figura 6.17-d) e direito da viga-travessa (Figura 6.17-e e Figura 6.17-f). As curvas de deslocamento relativo, dadas pela subtração entre a medida do pórtico e a medida da base externa, apresentou mesmo padrão de comportamento, atingindo ambas um pico de 5,5 mm sob o carregamento máximo; durante o descarregamento, ambas as curvas não retornaram à origem, indicando uma acomodação da viga travessa sobre a mesa superior.



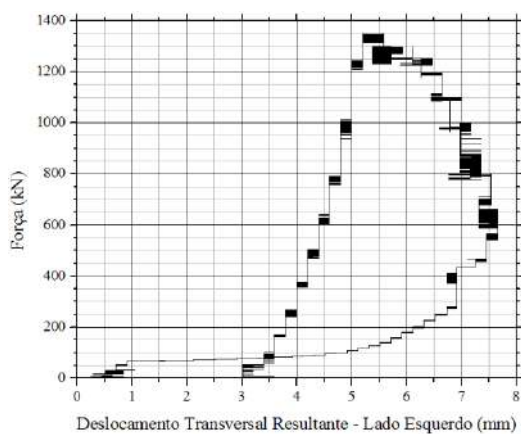
(a)



(b)



(c)



(d)

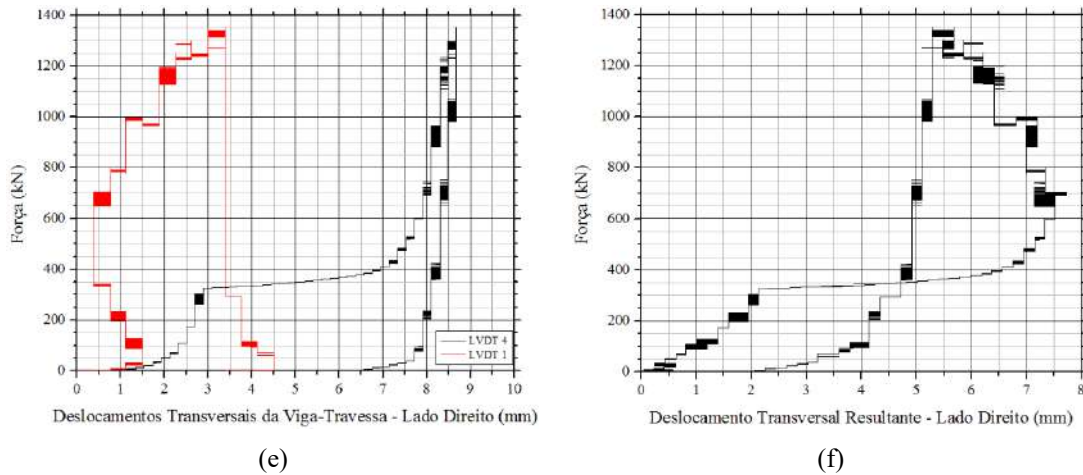


Figura 6.17 – Deslocamentos transversais da viga-travessa: (a) sensores da base externa, (b) sensores do pórtico, (c) sensores do lado esquerdo, (d) deslocamento resultante do lado esquerdo, (e) sensores do lado direito, e (f) deslocamento resultante do lado direito.

Por fim, a Figura 6.18 mostra os deslocamentos verticais medidos durante o ensaio. Ilustrado na Figura 6.18-a, a curva proveniente dos dados registrados do LVDT 5, que foi apoiado diretamente sobre a viga-travessa para medir o deslocamento vertical da mesa superior. Devido a uma maior rigidez da viga de aço, registrou-se um deslocamento relativo entre os elementos da ordem de 2,2 mm. A Figura 6.18-b retrata as curvas dos sensores LVDTs 6 e 7, que mediram os deslocamentos dos elastômeros em lados opostos com o intuito de monitorar o tombamento da longarina; ao apresentarem um comportamento similar entre curvas durante o período de carregamento e de descarregamento, admite-se que o posicionamento do conjunto estrutural (apoios, longarina, viga-travessa e atuador) foi feito de forma satisfatória, ao promover uma distribuição simétrica do carregamento, contribuindo, portanto, ao estudo do comportamento estrutural do elemento em análise.

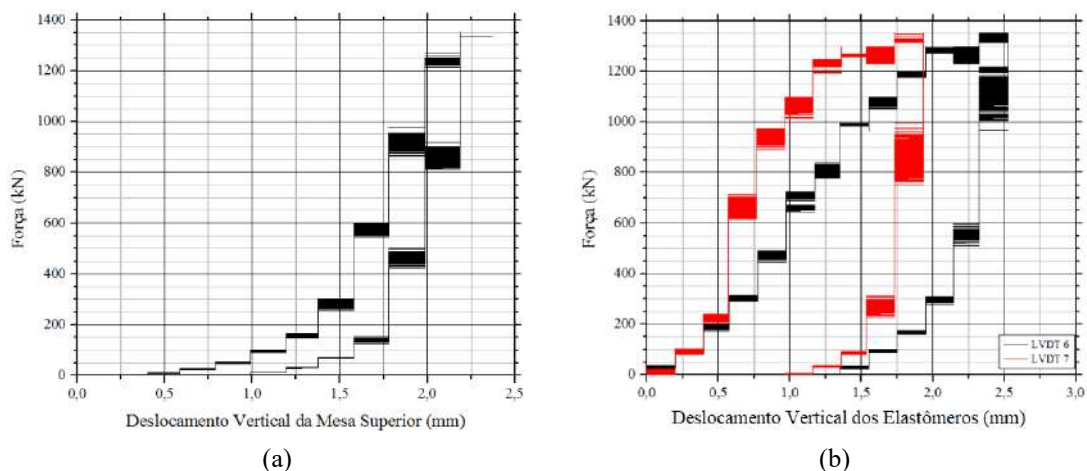


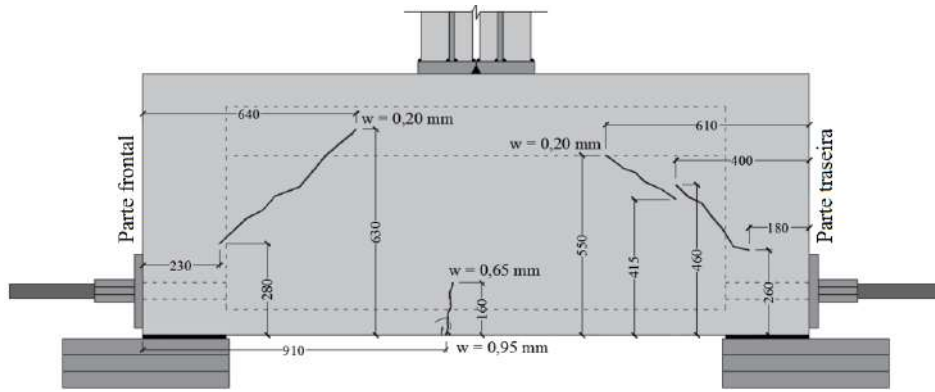
Figura 6.18 – Deslocamentos verticais na longarina: (a) mesa superior e (b) região dos apoios.

6.4.2.2. Mapeamento das Fissuras

A partir da carga de 1200 kN observou-se a formação de fissuras de flexão, seguidas da formação de fissuras de cisalhamento; o mapeamento, assim como as medidas das fissuras são apresentadas na seção seguinte. A estimativa da carga de início de fissuração foi efetuada a partir da tensão resistente à tração igual a 4,6 MPa, obtida com expressão normativa a partir de valores experimentais de resistência à compressão e à flexão. Pôde-se considerar, portanto, que houve correlação satisfatória entre a previsão e a observação. Dada a robustez do sistema estrutural do ensaio, não foi possível observar, no gráfico, o instante exato da formação da primeira fissura.

Após atingir o valor de pico no primeiro ensaio (igual a 1350 kN), com o carregamento paralisado, fez-se o mapeamento das fissuras formadas, que encontra-se registrado na Figura 6.19-a para o lado esquerdo, e Figura 6.20-a para o lado direito. Ao comparar as regiões traseiras dos lados esquerdo e direito, respectivamente na Figura 6.19-b e na Figura 6.20-b, e das regiões frontais dos lados esquerdo e direito, respectivamente na Figura 6.19-c e na Figura 6.20-c, observa-se um padrão similar no formato das fissuras por cisalhamento, tanto no traçado e na inclinação, quanto na ordem de grandeza das aberturas.

Para três regiões analisadas, a abertura de fissura máxima observada foi de 0,20 mm, enquanto um lado apresentou valor ligeiramente maior, de 0,25 mm. Dado que o material utilizado apresenta um comportamento mecânico tipo *strain-softening*, i.e., apresenta uma única abertura de fissura quando submetido a tensões de tração direta acima de sua capacidade resistente, pode-se concluir que o objetivo proposto do ensaio, que era o de gerar tensões principais nas regiões dos apoios, induzir à formação de fissuras de cisalhamento, assim como acompanhar as suas evoluções, foi alcançado. Por fim, comparando as regiões centrais dos lados esquerdo e direito, respectivamente na Figura 6.19-d e na Figura 6.20-d, observa-se uma mesma ordem de grandeza para a abertura de fissura na face inferior da mesa inferior, embora o lado esquerdo tenha apresentado uma menor abertura de fissura e comprimento da formação.



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 6.19 – Registro das fissuras no lado esquerdo: (a) mapeamento, (b) fissuras de cisalhamento no apoio traseiro, (c) e no apoio frontal, (d) e de flexão no meio do vão.

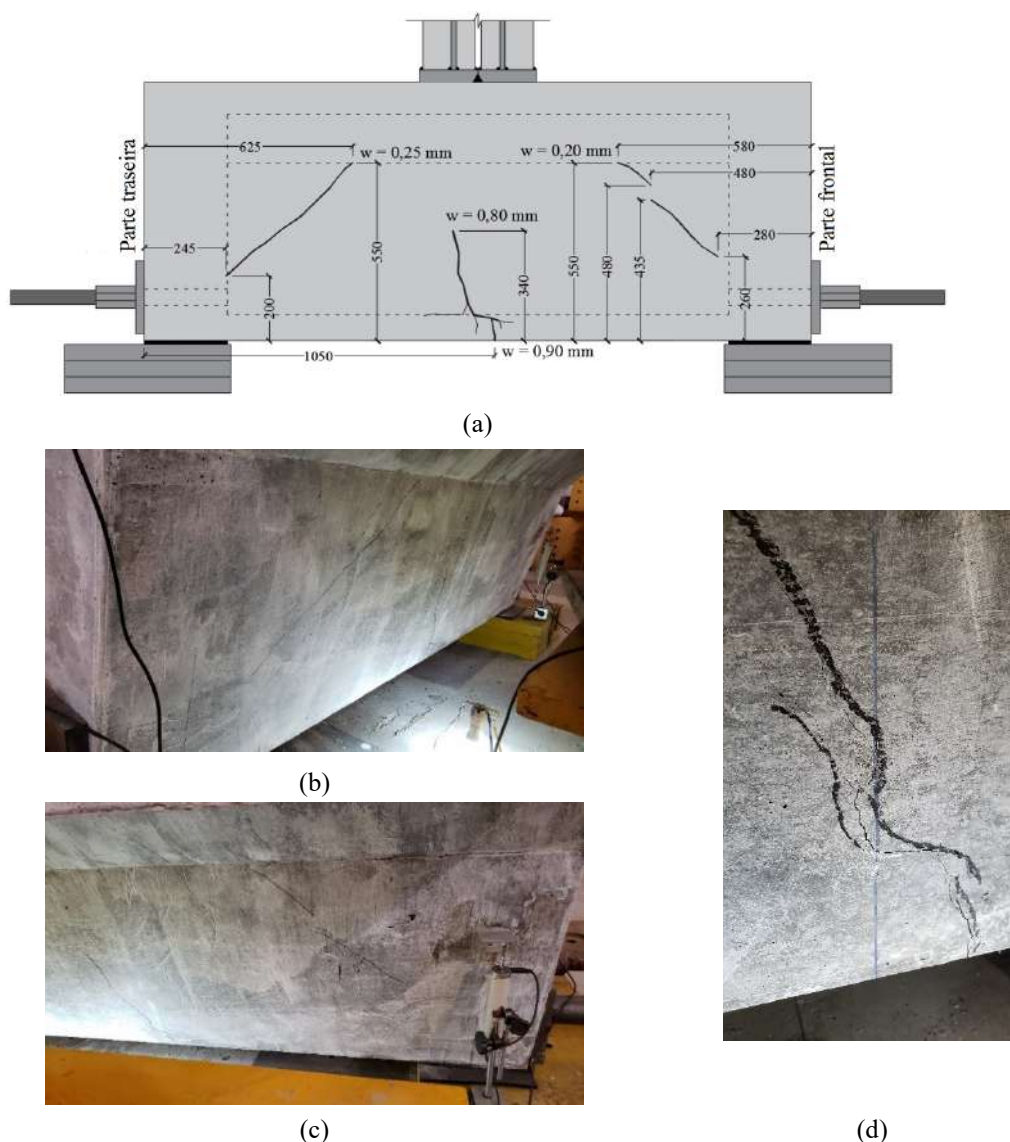


Figura 6.20 – Registro das fissuras no lado direito: (a) mapeamento, (b) fissuras de cisalhamento no apoio traseiro, (c) e no apoio frontal, (d) e de flexão no meio do vão.

Considerando o estudo preliminar, apresentado na seção 5.5.6.1, em que se calculou as cargas para início da formação de fissura à flexão longitudinal igual a 1385 kN e para início da formação de fissura a tensões cisalhantes igual a 1006 kN (para $K_{Global} = 1,00$) ou 875 kN (para $K_{Global} = 1,15$), apontam-se os seguintes comentários: com base na ordem de grandeza das aberturas das fissuras expostas no mapeamento, pôde-se notar que as tensões longitudinais na mesa inferior prevaleceram em relação às tensões cisalhantes, pois $w_{long} \cong 4 \cdot w_{cisalh}$; ainda, nota-se coerência entre a detecção das fissuras para o carregamento de 1250 kN, pois considerando que na carga de pico de 1350 kN no ensaio, a abertura de fissura por tensão cisalhante estava na ordem de 0,20mm, sua observação a olho nu em etapas anterior do carregamento foi de difícil

detecção, enquanto a fissura por flexão longitudinal, que teve sua formação inicial na face inferior da mesa inferior, foi observada a uma abertura considerável, somente quando ela se manifestou nas laterais da peça.

Ainda, considerando que o esforço cortante solicitante de projeto é igual a 419 kN, correspondente a 209,5 kN/alma, a resistência obtida neste ensaio foi de 337,5 kN/alma, 61% maior, embora não tenha se atingido o limite de abertura de fissura imposta pelo Model Code 2010, o que indica uma capacidade resistente do modelo físico ainda maior, pôde-se concluir que a seção proposta atende aos requisitos mínimos de segurança satisfatoriamente, embora sejam recomendados outros ensaios complementares, como: longarina em seu comprimento total, fadiga, etc.

Por fim, dadas as diversas variáveis de um ensaio experimental, a afirmação de uma causa para o comportamento à flexão longitudinal não estar de acordo com o previsto na análise preliminar linear elástica, ou seja, apresentar tensões inferiores às previstas na alma, torna-se uma tarefa complexa. Entretanto, cogita-se a possibilidade das barras de protensão não apresentarem o controle das tensões longitudinais de flexão conforme previsto no modelo numérico linear elástico: ao promover um alívio de compressão na mesa inferior, permitiu-se um aumento das tensões na região, prevalecendo frente às tensões cisalhantes, gerando a distribuição de fissuras conforme retratado no mapeamento.

6.4.3. Segundo Ensaio de Carga e Descarga

Durante o ensaio, conforme detalhado na seção 5.5.6.6.2, procedeu-se o carregamento de forma contínua, sem interrupções, como é possível observar o registro na Figura 6.21-a, em termos de deslocamento e na Figura 6.21-b, em termos de tempo. Conforme relatado na seção 5.5.6.6.2, o ensaio foi interrompido após atingir a carga de 1370 kN. No momento da interrupção, e com a ação do atuador pausada na carga limite, fez-se uma nova verificação e não foi observada formação de novas fissuras; as fissuras já existentes, entretanto, apresentaram menor abertura em relação ao primeiro ensaio, por conta do aumento da força de protensão.

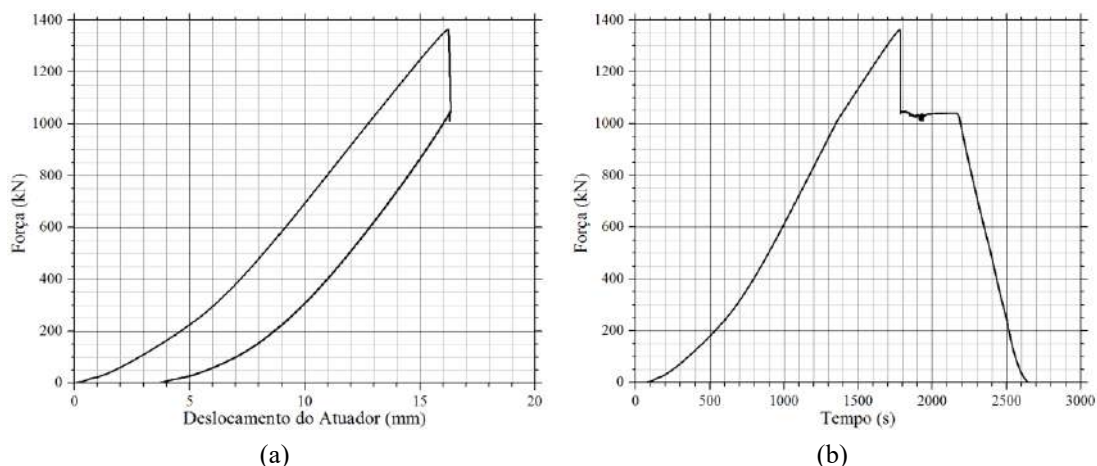
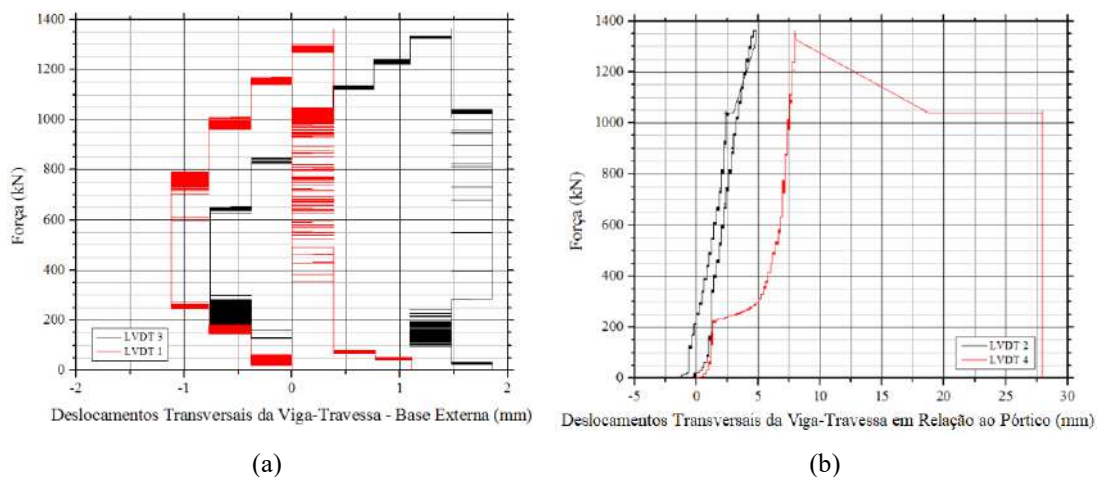


Figura 6.21 – Curvas do Atuador: (a) Força – Deslocamento, e (b) Força – Tempo.

Considerando que a limitação da ancoragem de um dos apoios ocorreu localmente no pórtico, não foram observadas alterações nas leituras dos sensores apoiados externamente à estrutura (Figura 6.22-a). Embora o traçado seja semelhante ao do ensaio de pré-carga, o deslocamento transversal da viga-travessa foi consideravelmente menor, o que justifica a acomodação relatada da viga à mesa superior. Em relação aos sensores apoiados diretamente sobre o pórtico (Figura 6.22-b), observa-se o comportamento irregular do sensor LVDT 4, posicionado próximo à região afetada e um deslocamento abrupto do LVDT 2 após atingir o valor de pico.



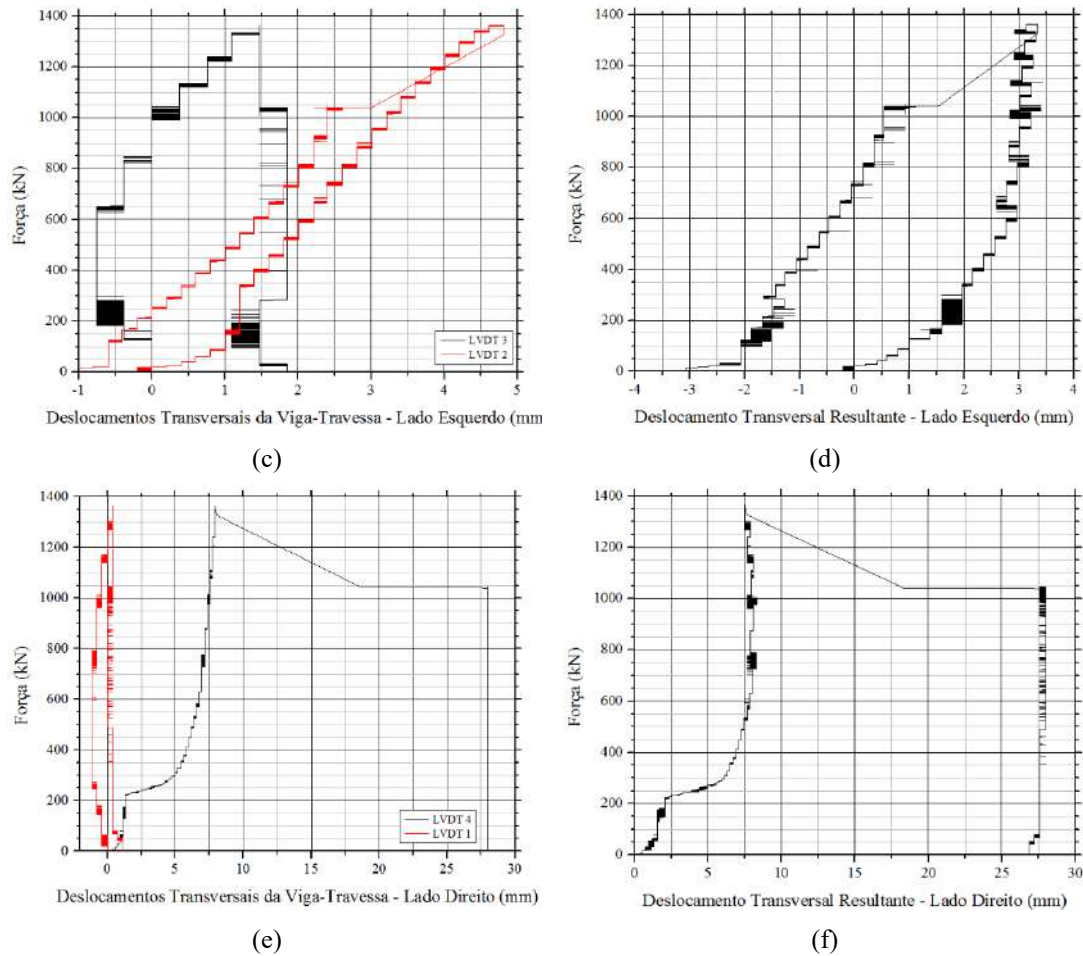


Figura 6.22 – Deslocamentos transversais da viga-travessa: (a) sensores da base externa e (b) sensores do pórtico.

Embora o padrão das curvas do deslocamento vertical da mesa superior (Figura 6.23-a) e dos apoios (Figura 6.23-b) tenham permanecido similar, os deslocamentos máximos foram menores que os do ensaio de pré-carga. Atribuiu-se este comportamento enrijecido ao aumento na força protensão.

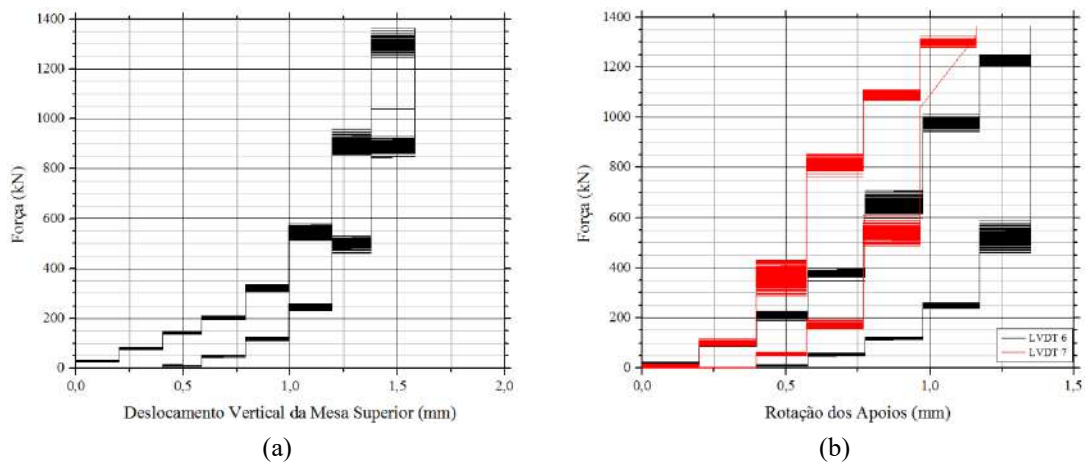


Figura 6.23 – Deslocamentos verticais na longarina: (a) mesa superior e (b) região dos apoios.

O esforço solicitante máximo V_k na alma mais solicitada da ponte é igual a 288 kN (ver a Tabela 4.5). De acordo com o ensaio realizado, o início da fissuração inclinada se deu para ação de um esforço cortante igual a 300 kN por alma, valor um pouco maior do que V_k , indicando baixa probabilidade de fissuração inclinada na ponte.

6.5. MODELAGEM NUMÉRICA

Nesta seção, serão apresentados três estudos de modelagem com análise não linear física. O primeiro estudo visa a obtenção de parâmetros mecânicos via análise inversa ao comparar a curva experimental média de ensaios de tração na flexão em três pontos com cinco modelos numéricos de fissuração distribuída, sendo dois deles do tipo Fissura Rotacional (*Total Strain*), e três, do tipo Fissura Multidirecional Fixa (*Multi-Directional Fixed*). Com base na curva escolhida, considerada a que mais se aproximou do comportamento mecânico do resultado experimental, apresenta-se o segundo estudo, que visa representar numericamente o ensaio de modelo para verificação de fissuração por esforço cortante realizado na placa de reação (ver seção 6.4). Por fim, o terceiro estudo consiste na modelagem numérica da ponte, dimensionada analiticamente no Capítulo 4, considerando a posição do trem-tipo na região de maior solicitação mecânica ao esforço cortante da estrutura, isto é, a uma distância $d = 0,70 m$ dos apoios.

Dada a complexidade geométrica do ensaio realizado (seção 6.4.2), aliada a uma limitação do software em manipulação de elementos de interface lineares e planos, não será abordado o modelo de Fissuração Discreta (seção 2.9.2), pois como este modelo parte da premissa de que a região a apresentar a formação de fissura é previamente conhecida, a imposição de uma região específica foi considerada não realista.

6.5.1. Modelo Numérico do Ensaio de Tração na Flexão em Três Pontos

Para estimar os parâmetros mecânicos de entrada do material na modelagem numérica do ensaio experimental, um modelo numérico representativo dos ensaios de tração na flexão em três pontos realizados aos 265 dias em corpos de prova prismáticos foi desenvolvido. O modelo teve a sua curva de resistência comparada com a curva média experimental, apresentada na Figura 6.15-b. Aproveitando-se da simetria do prisma em relação ao plano transversal que cruza o meio do vão, suas dimensões originais de 100 x 100 x 400 mm³, com entalhe na face inferior no meio do vão com largura de 2,5 mm

e altura de 17,5 mm, foram reduzidas à metade de seu comprimento; tal procedimento, além de favorecer a uma melhor convergência de resultados por apresentar uma malha simétrica, contribui para o processamento computacional, dada a redução do número de elementos à metade.

A malha simétrica (Figura 6.24-a), que representa o prisma em concreto fibroso, e os roletes em aço para apoio e aplicação da carga, possui elementos quadriláteros de 8 nós (CQ16M), da classe *Plane Stress* (Estado Plano de Tensões), com área de 2,50 x 2,50 mm² cada. Considerou-se a largura de 2,5 mm para o contato entre os elementos em aço e o de concreto; perpendicular ao plano da imagem, todos os elementos apresentam espessura de 100 mm. Ainda, para representar o deslizamento do prisma com os roletes, foram inseridos elementos lineares de interface de 3+3 nós (CL12I) [255]. O carregamento, tipo deslocamento vertical prescrito, foi dividido em passos de 0,01 mm. O método iterativo utilizado para a análise não linear foi o quase-Newton Secante, com um critério de convergência (tolerância de 10⁻⁴) para a norma energia incremental.

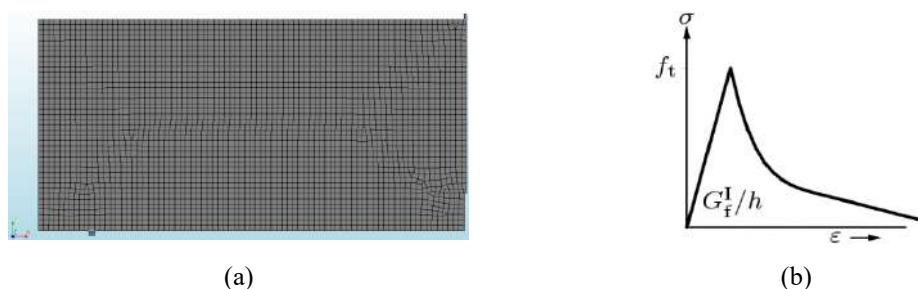


Figura 6.24 – Modelo em elementos finitos: (a) malha simétrica, e lei constitutiva à tração *softening* de Hordijk [255].

Para a obtenção das curvas numéricas e a comparação com a curva experimental, dois modelos de fissuração distribuída (Total Strain e Multi-Directional Fixed with Drucker-Prager Plasticity) são apresentados, ambos com lei constitutiva de curva softening desenvolvida por Hordijk [255]; seu equacionamento é dependente da resistência à tração axial, energia de fratura e do comprimento característico, identificado na figura pela letra *h*. Por fim, a Tabela 6.14 lista os dados de entrada usados nos modelos numéricos com os dois modelos de fissuração. Na Figura 6.25 são apresentadas as quatro curvas tração na flexão – CMOD extraídas do modelo numérico, assim como a curva experimental, de cor preta e tracejada. Optou-se por modelar duas curvas experimentais: a primeira, com a média das curvas ($f_{ctm} = 3,7 \text{ MPa}$) e a segunda, com a curva azul da Figura 6.15-b ($f_{ct} = 4,6 \text{ MPa}$), por apresentar a magnitude da

resistência à tração direta conforme Equação 3.10. As respostas numéricas atendem as curvas experimentais satisfatoriamente.

Tabela 6.14 – Dados de Entrada do Modelo Numérico dos Prismas

Elemento	Propriedades	Total Strain		Plasticidade de Drucker-Prager	
Roletes	E [N/mm ²]	210000		210000	
	ν	0,30		0,30	
Interface	K_n [N/mm ³]	1000		1000	
	K_t [N/mm ³]	10		10	
Prisma	E [N/mm ²]	31190		31190	
	ν	0,20		0,20	
	Orientação da Fissura	Rotação		Fixa	
	Lei Constitutiva à tração	Hordijk		Hordijk	
	f_t [N/mm ²]	3,70	4,60	3,70	4,60
	G_F [N/mm]	10,0	10,0	12,0	12,0
	Especificação de l_{cs}	Rots		Rots	
	Curva de Compressão	Multilinear		-	
	f_{ck} [N/mm ²]	74		74	
	Tension Cut-off	-		Linear	
	β	-		0,01	
	Coessão [N/mm ²]	-		25,9	
	Ângulo de Fricção [°]	-		20	
Ângulo de Dilatância [°]	-		20		

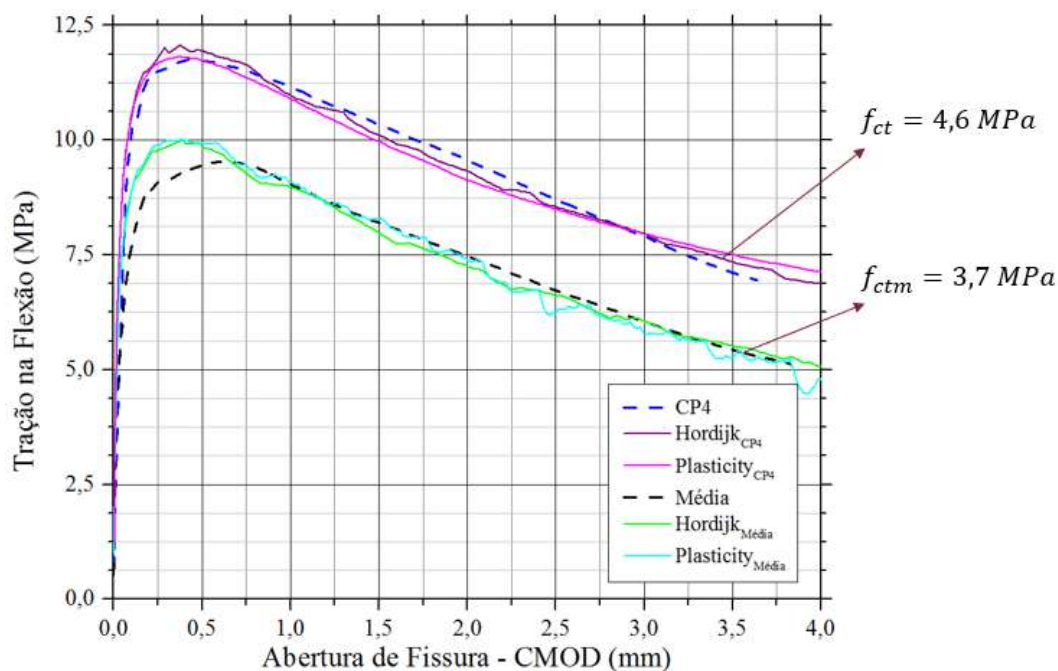


Figura 6.25 – Comparativo entre curvas desenvolvidas para o modelo numérico.

6.5.2. Modelo Numérico do Ensaio do Modelo Físico

Esta análise visa a simulação do primeiro ensaio de carga e descarga que, conforme relatado na seção 5.5.6.1, teve duas etapas: um pré-teste até a carga de 1200 kN (sendo a força de protensão igual a 240 kN por barra roscada) e descarregamento, e o ensaio do modelo (sob força de protensão igual a 320 kN por barra) em que se aplicou a carga de 1350 kN.

Para a elaboração dos modelos desta seção, levou-se em consideração os seguintes parâmetros: as propriedades mecânicas do material utilizado no ensaio, registradas na seção 6.5.1; as condições de execução do ensaio, conforme descrição apresentada na seção 5.5.6.

O modelo numérico foi integralmente desenvolvido com elementos de volume tipo bloco (CHX60), de 20 nós, para o trecho celular, e tipo piramidal (CTE30), de 10 nós e 3 lados, para os trechos maciços da longarina, as placas de protensão, os apoios e a viga-travessa. A opção por parte de elementos de blocos e parte de piramidais se deu por limitações do programa em gerar a malha completa somente com elementos tipo blocos (coincidência entre os nós para os diferentes elementos). Já para as barras de protensão, utilizou-se elementos lineares tipo *straight truss* (L6TRU), tridimensional, de 2 nós.

Levando em consideração os procedimentos realizados no ensaio na placa de reação (carga e descarga, seguidos de aumento da força de protensão e novo ciclo de carga e descarga), para a execução do processamento da análise não linear física, foi necessário proceder no programa computacional com a análise do tipo *Phased*, que consiste em dividir em etapas os passos a serem realizados. Desse modo, ilustrado na Figura 6.26, tem-se o gráfico da aplicação de carga conforme realizado no ensaio. O primeiro trecho, *Phase 1*, corresponde à força de protensão de 240 kN/barra roscada, com carga ascendente até próximo de 1200 kN, seguido de descarregamento, finalizando no passo 22. Em seguida, na *Phase 2*, altera-se a força de protensão para 320 kN/barra e carrega-se linearmente até o limite de 1350 kN; nesta nova etapa, o início do novo carregamento leva em consideração o histórico de fissuração e deformação, neste caso, do passo 22.

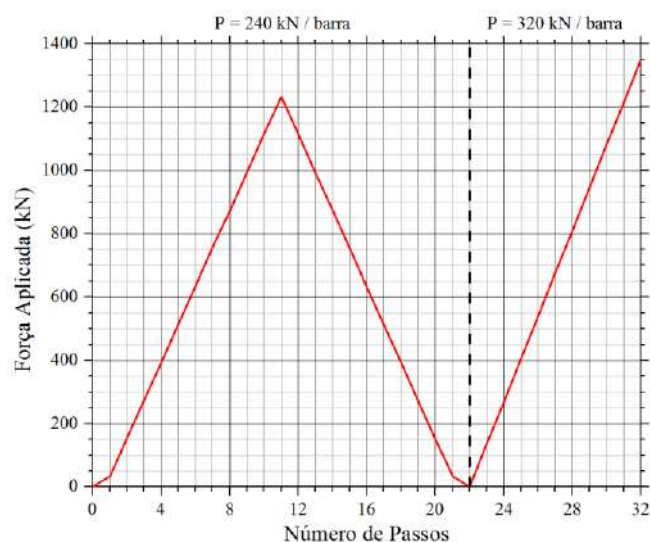


Figura 6.26 – Gráfico da força aplicada de acordo com o número de passos.

O método iterativo para ambas as fases foi *quase-Newton Secante*, tipo *Chrisfield*, com um critério de convergência (tolerância de 10^{-4}) para a norma energia incremental.

Assim, tem-se na Figura 6.27 a malha utilizada nos modelos, com elementos da ordem de 40mm de aresta. A escolha para este tamanho de aresta foi devido a testes de convergência e de tempo de processamento. Para que fosse possível representar comportamentos pós-fissuração distintos na região central e nos apoios, foram adotados, a partir de $f_{ctm} = 4,6 \text{ MPa}$, valores distintos da resistência à tração direta e da energia de fratura para a região central (de cor cinza claro, $K_{Global} = 1,25$) e região dos apoios (de cor cinza escuro, $K_{Global} = 1,15$). A adoção de $K_{Global} = 1,25$ se deu pela ausência de dados experimentais na mesa inferior; portanto, adotou-se a recomendação da AFGC [38]. Dessa maneira, cada região de interesse apresenta uma lei constitutiva individual.

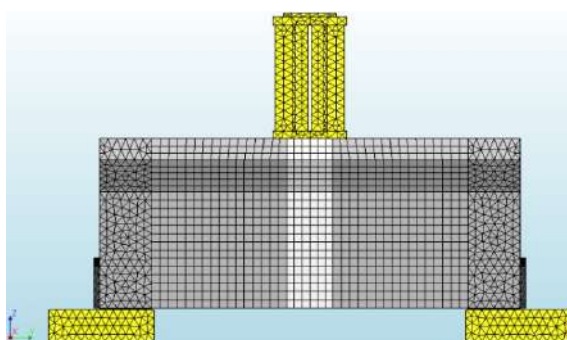


Figura 6.27 – Malha gerada para os modelos do ensaio.

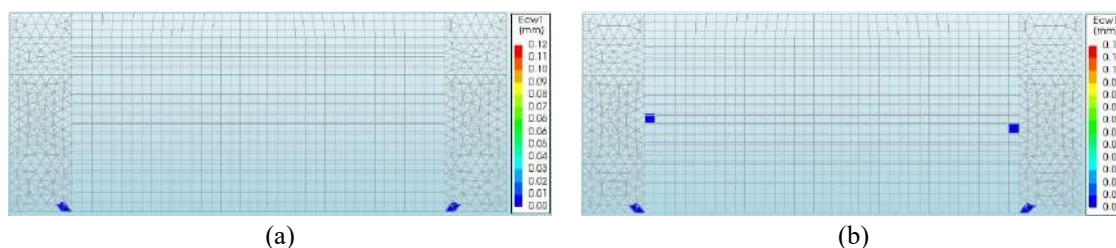
A fim de compreender e testar o modelo numérico proposto, um teste inicial foi realizado com os dados de entrada da Tabela 6.15. Pretendia-se, com este teste, verificar o padrão de fissuração e o correto funcionamento da função *Phased*, que deveria

proporcionar a alteração da força de protensão após a descarga de 1200 kN, além da transferência do histórico do padrão de fissuração.

Tabela 6.15 – Dados de Entrada do Modelo Numérico Inicial

Elemento	Comportamento	Propriedades	Região Apoios (Cinza escuro)	Região Central (Cinza claro)
Elementos auxiliares de aço	LE	E [N/mm ²]	210000	
		ν	0,30	
Longarina	NLF	E [N/mm ²]	31190	
		ν	0,20	
		Orientação da Fissura	Fixa	
		Curva de Tração	Hordijk	
		f_t [N/mm ²]	4,00	3,68
		G_F [N/mm]	8,7	8,0
		Especificação de l_{cs}	Govindjee	
		β (retenção ao cisalhamento)	0,05	
		Curva de Compressão	Multilinear	
		f_{ck} [N/mm ²]	74	

Do teste realizado, registrou-se o padrão de fissuração do processo de carga e descarga para 1200 kN (Figura 6.28) e do processo de carga para 1350 kN (Figura 6.29). Da Figura 6.28-a à Figura 6.28-f, que registra o ramo ascendente do carregamento, percebe-se um aumento da fissuração, restrita às almas. Da Figura 6.28-g à Figura 6.28-j, com o processo de descarga aliado à força de protensão, tem-se o fechamento quase completo das fissuras; tal procedimento foi observado experimentalmente durante a realização do ensaio, quando as fissuras por cisalhamento ficaram praticamente invisíveis após o descarregamento (com auxílio da força de protensão). A Figura 6.29-a registra o momento do início do novo carregamento, ainda não atuante no modelo, já com a força de protensão atualizada; é possível observar que o histórico de fissuração foi devidamente transferido. Da Figura 6.29-b à Figura 6.29-f têm-se a evolução da fissuração a partir do histórico da *Phase I*, mostrando uma abertura ainda maior.



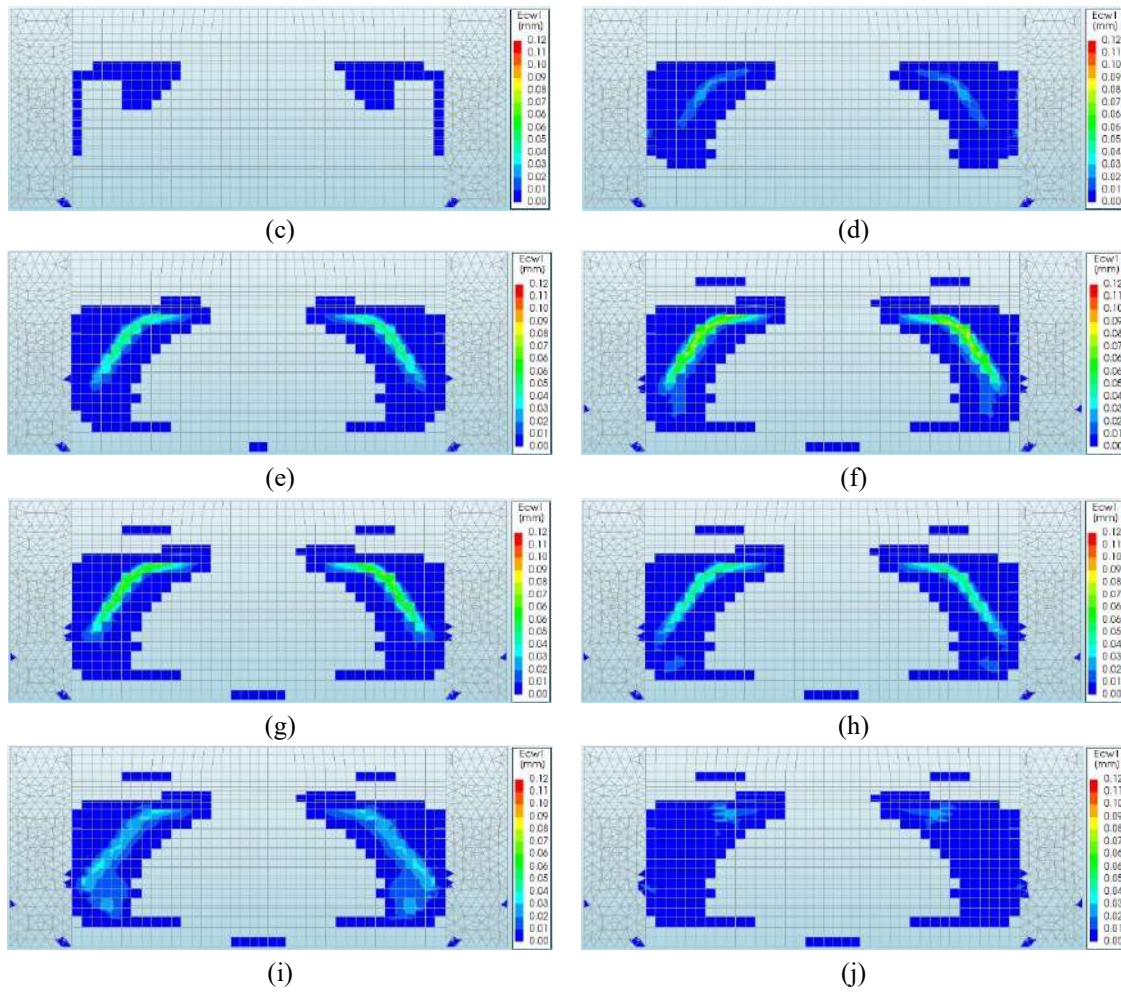
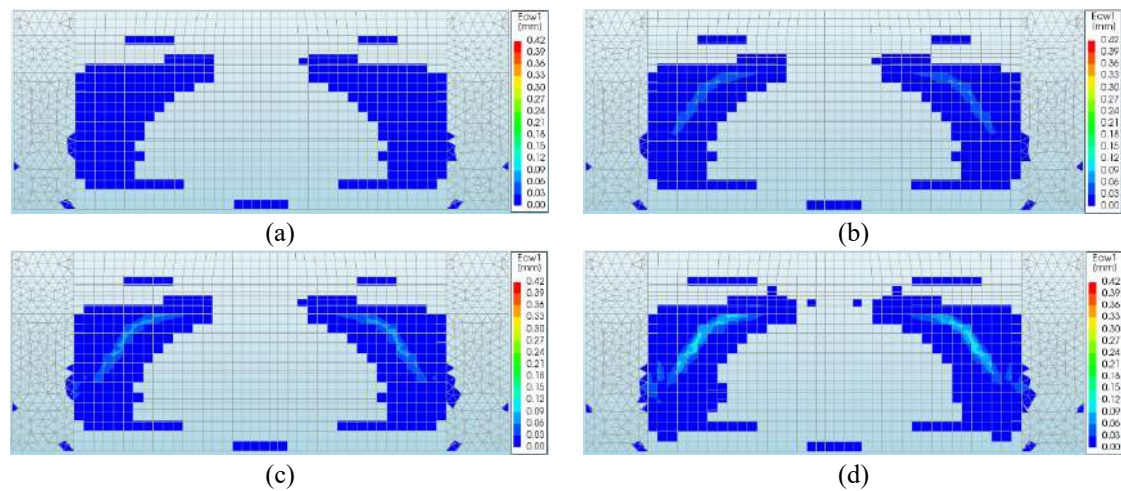


Figura 6.28 – Evolução do padrão de fissuração da Longarina submetida a carga e descarga de 1200 kN: (a) 20%, (b) 60%, (c) 80%, (d) 90%, (e) 96%, e (f) 100% do processo de carga, e (g) 10%, (h) 30%, (i) 60%, e (j) 90% do processo de descarga.



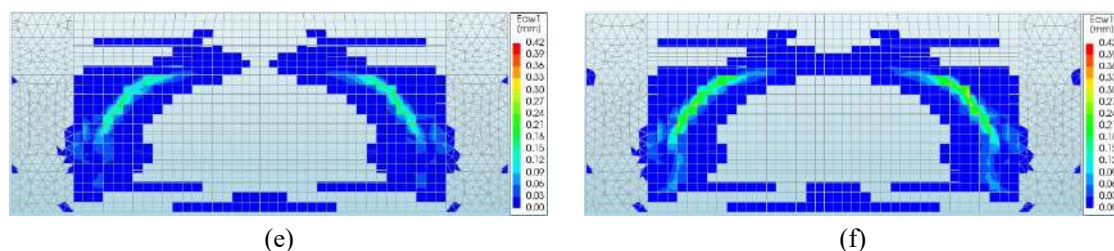


Figura 6.29 – Evolução do padrão de fissuração da Longarina submetida a carga de 1350 kN: (a) início, (b) 70%, (c) 80%, (d) 90%, (e) 96%, e (f) 100% do processo de carga.

Em comparação ao mapeamento de fissuras (ver seção 6.4.2.2), pode-se concluir que o padrão observado das fissuras devido às tensões cisalhantes, assim como a sua ordem de grandeza quando o elemento é submetido à carga de 1350 kN, é dito satisfatório e apresenta boa correlação. Por outro lado, a ausência de fissuras na base da mesa inferior devido ao esforço de flexão foi apresentada e discutida na análise linear elástica, e merece mais atenção e discussão sobre as possíveis causas.

Conforme registrado da Figura 6.30 à Figura 6.35, a assimetria do padrão de fissuração interfere na obtenção de uma lei constitutiva única do material fibroso, além de superestimar a obtenção da energia de fratura do material, a qual é assumida a partir da abertura de um único plano de fissura. Tal interferência foi observada na obtenção da lei constitutiva do comportamento à tração via análise inversa sugerida pelo Model Code 2010, em que foi possível constatar uma superestimação da capacidade resistente da peça; o problema foi solucionado via calibração do modelo numérico por tentativa e erro, alterando as propriedades mecânicas nos dados de entrada do programa. Dessa forma ressalta-se a importância da realização de um número suficiente de ensaios experimentais a fim de obter uma curva média representativa do comportamento mecânico do elemento, para que, por fim, tal curvas possa servir de base para a calibração do modelo numérico.

Ainda, de maneira geral, a modelagem de materiais cimentícios fibrosos em programas comerciais costuma ser feita adotando uma ou algumas equações constitutivas para representar o material em uma dada estrutura. Com o estudo de dispersão de fibras de aço na matriz cimentícia (ver seção 5.3), foi possível observar que a matriz cimentícia fibrosa não apresenta comportamento homogêneo em nenhum ponto analisado, assumindo um comportamento mecânico aleatório. Desse modo, observa-se que uma abordagem probabilística, em que se supõe uma distribuição aleatória para variação da resistência à tração e do comportamento pós-fissuração na malha de elementos finitos,

conforme apresentado por TAILHAN et al. [256,257], possa ser uma abordagem que tende a proporcionar melhor compatibilização com o comportamento aleatório do material estudado nesta tese.

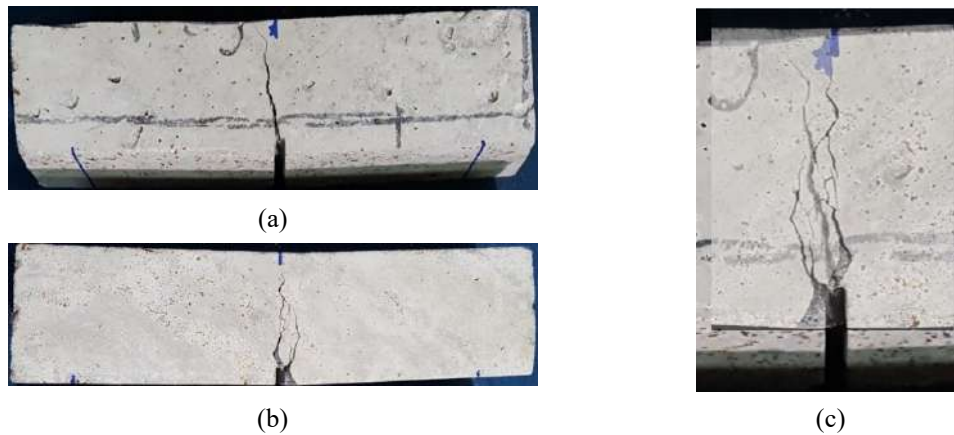


Figura 6.30 – Assimetria do padrão de fissura em corpos de prova prismáticos com dimensões 6x6x 25 cm³: (a) frente do corpo de prova, (b) verso do corpo de prova, e (c) sobreposição das fissuras.

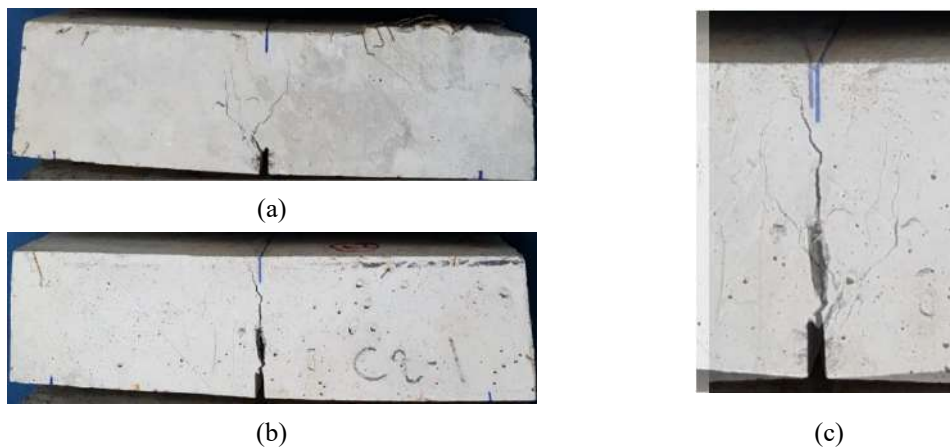


Figura 6.31 – Assimetria do padrão de fissura em corpos de prova prismáticos com dimensões 8 x 8 x 32 cm³: (a) frente do corpo de prova, (b) verso do corpo de prova, e (c) sobreposição das fissuras.

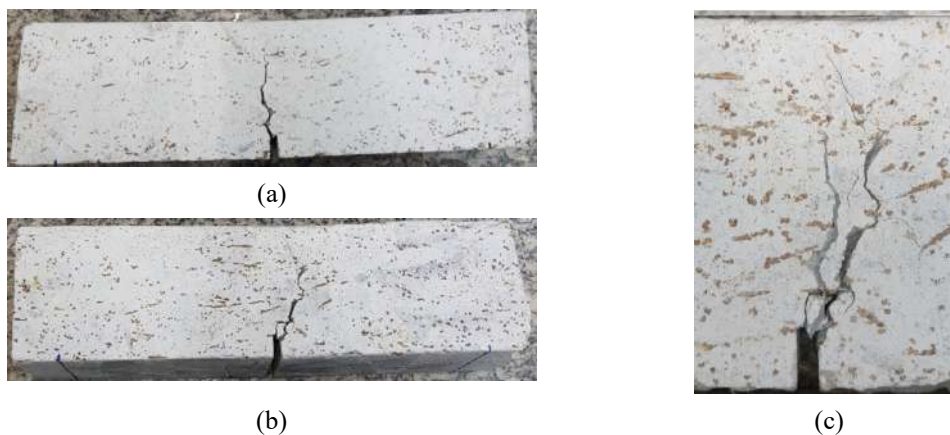


Figura 6.32 – Assimetria do padrão de fissura em corpos de prova prismáticos com dimensões 9x9x 32 cm³: (a) frente do corpo de prova, (b) verso do corpo de prova, e (c) sobreposição das fissuras.

35 cm³: (a) frente do corpo de prova, (b) verso do corpo de prova, e (c) sobreposição das fissuras.

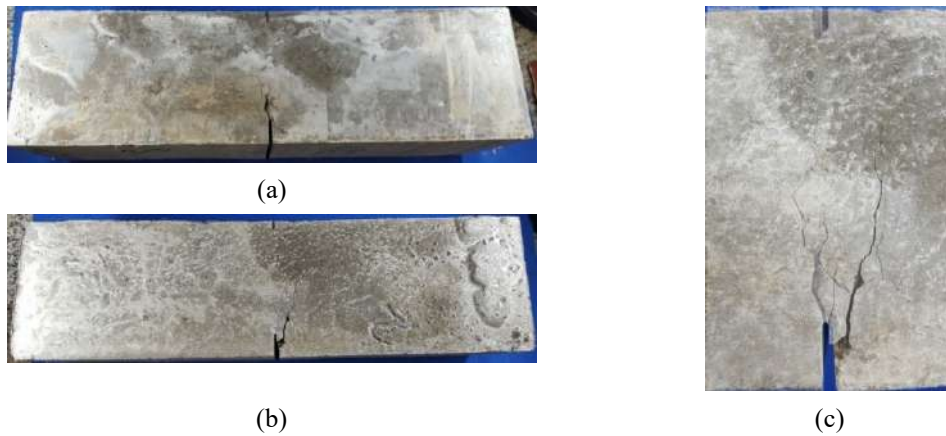


Figura 6.33 – Assimetria do padrão de fissura em corpos de prova prismáticos com dimensões 10x10 x 40 cm³: (a) frente do corpo de prova, (b) verso do corpo de prova, e (c) sobreposição das fissuras.

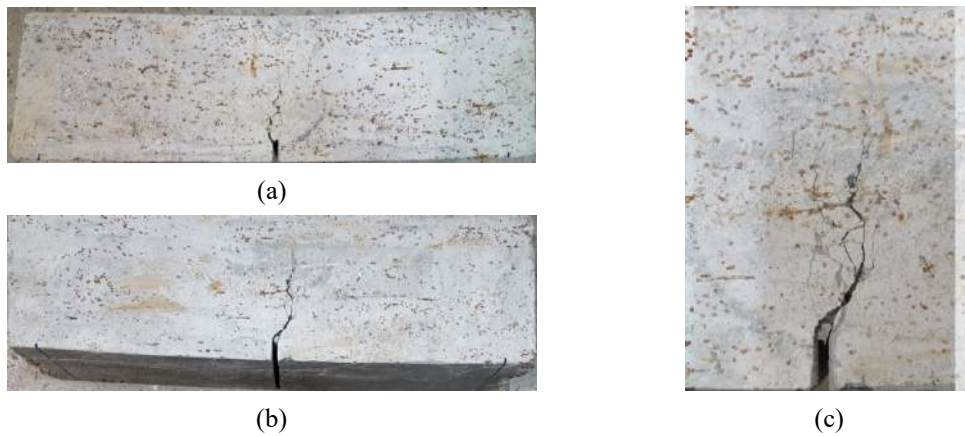


Figura 6.34 – Assimetria do padrão de fissura em corpos de prova prismáticos com dimensões 12x12 x 45 cm³: (a) frente do corpo de prova, (b) verso do corpo de prova, e (c) sobreposição das fissuras.



Figura 6.35 – Assimetria do padrão de fissura em corpos de prova prismáticos com dimensões 15x15 x 55cm³: (a) frente do corpo de prova, (b) verso do corpo de prova, e (c) sobreposição das fissuras..

6.5.3. Modelo Numérico da Longarina

Esta seção analisa o comportamento estrutural de uma longarina isolada com o traçado dos cabos de protensão proposto do Capítulo 4 sob carregamento uniforme, submetida apenas ao esforço cortante e de flexão, e a compara com os resultados analíticos.

Para a apresentação dos resultados e fins de comparação, foram desenvolvidos dois modelos numéricos por estudo, assim descritos: Modelo 1, com propriedades mecânicas não lineares físicas de cálculo, de acordo com Método do Fator Parcial, apresentado na seção 3.3.4, mas com a mesa inferior apresentando comportamento linear elástico (característico da presença de armadura longitudinal de flexão); e Modelo 2, com todos os elementos apresentando propriedades mecânicas não lineares físicas de cálculo. Esses dois modelos foram analisados para efeito de comparação dos mecanismos de ruptura nos casos com e sem armadura longitudinal inferior. Ainda, com a mesma abordagem feita na análise numérica dos prismas, optou-se por adotar dois valores para a resistência à tração direta, $f_{ctm} = 3,7 \text{ MPa}$ e $f_{ct} = 4,6 \text{ MPa}$. As propriedades mecânicas para os dois modelos estão listadas na coluna *Total Strain*, da Tabela 6.14.

Dois tipos de elemento finito serão usados nesta análise tridimensional: as regiões que apresentarem comportamento linear elástico terão em sua malha elementos quadrilaterais de 8 nós (CQ40F) do tipo *Flat Shell*, com área aproximada de $100 \times 100 \text{ mm}^2$, enquanto as regiões com comportamento não linear físico terão elementos quadrilaterais de 8 nós (CQ40S) do tipo *Curved Shell*, com área aproximada de $50 \times 50 \text{ mm}^2$. Para os cabos de protensão, serão utilizados elementos lineares tipo *straight truss* (L6TRU), tridimensional, de 2 nós. O método iterativo utilizado para a análise não linear foi o *quase-Newton Secante*, com um critério de convergência (tolerância de 10^{-4}) para a norma energia incremental.

Para a análise da longarina, aplicou-se dois carregamentos linearmente distribuídos sobre as almas, a fim de evitar concentrações de tensão sobre a mesa superior. Na Figura 6.36-a, tem-se a vista em perspectiva da malha em elementos finitos com o carregamento distribuído, enquanto a Figura 6.36-b ilustra a vista lateral. Esta análise prevê a longarina submetida a esforço cortante de mesma magnitude para cada alma.

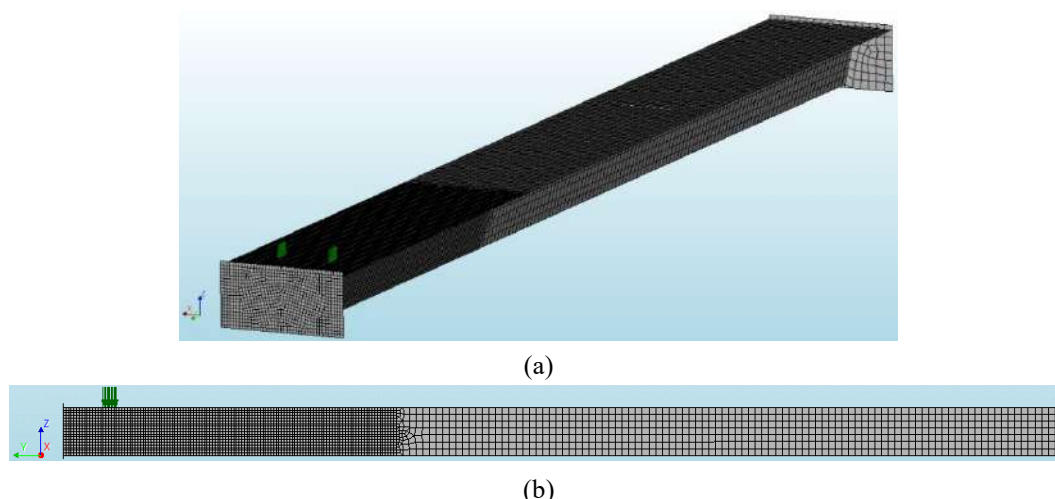


Figura 6.36 – Malha da longarina com carregamento aplicado: (a) perspectiva e (b) vista lateral.

Portanto, a Tabela 6.16 ilustra os resultados obtidos para os modelos numéricos desenvolvidos. Para a obtenção da carga última atuante na longarina, adotou-se o critério imposto do Model Code [207] para o limite de abertura de fissura última igual a $w_u = 1,50 \text{ mm}$.

Tabela 6.16 – Reação de Apoio para abertura de fissura última

Modelo	Comportamento		Reação de Apoio em w_u [kN]
1	Mesa Sup. e Almas	NLF	1100
	Mesa Inferior	NLF	
2	Mesa Sup. e Almas	NLF	1900
	Mesa Inferior	L	

Nota: L: Linear elástico, NLF: Não linear físico.

A Figura 6.37 ilustra a evolução da formação de fissura para o Modelo 1. Na Figura 6.37-a e -b têm-se a formação da fissura diagonal, enquanto a Figura 6.37-c ilustra o início da formação da fissura por cisalhamento devido à biela comprimida. Na Figura 6.37-d e -e é possível notar o surgimento de duas fissuras diagonais, dada a mesa inferior trabalhar como tirante, por ter comportamento linear elástico. Com este modelo, procurou-se compreender o comportamento da longarina caso em sua mesa inferior houvesse armaduras poliméricas, contribuindo para o processo de distribuição de tensões.

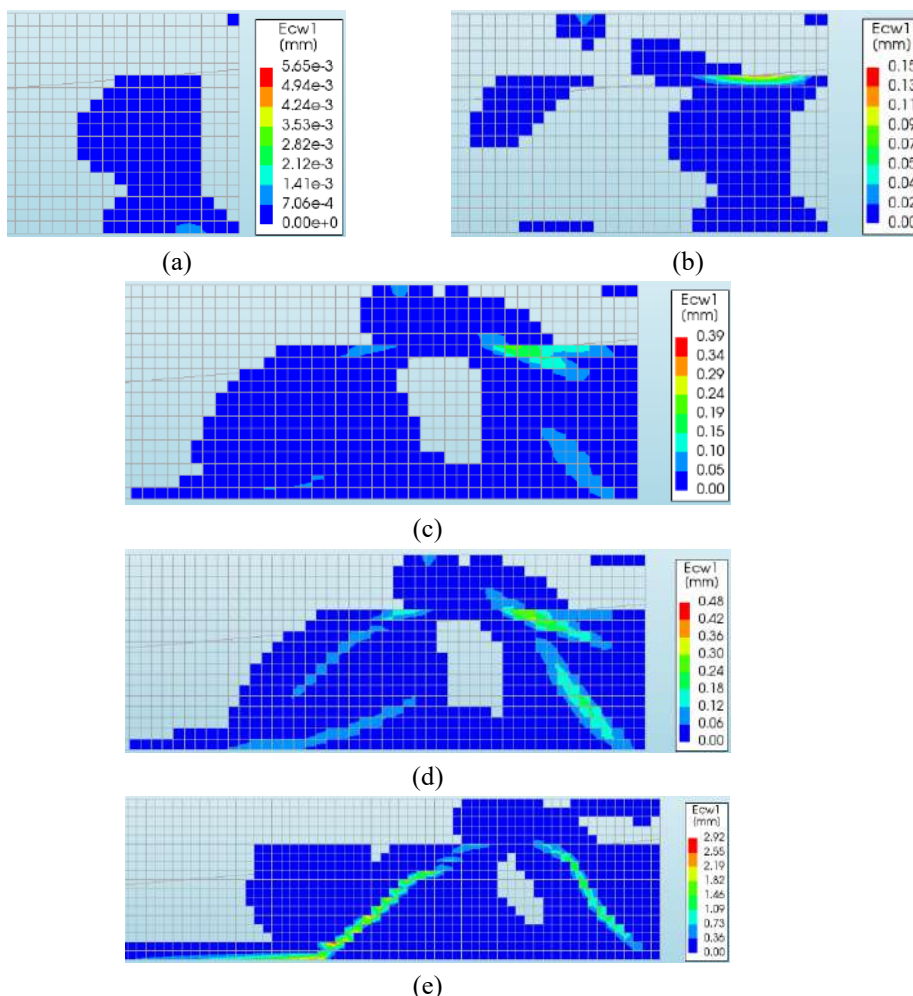


Figura 6.37 – Evolução da fissuração do Modelo 2: (a) e (b) surgimento da primeira fissura na alma, (c) formação da biela comprimida, (d) surgimento e (e) evolução de segunda biela dada a presença de um tirante, proporcionado pela mesa inferior com comportamento linear elástico.

Do mesmo modo, a Figura 6.38 ilustra o processo de fissuração do Modelo 2, apresentando em cada linha um par de evolução da fissuração: à esquerda, na alma, e à direita, na mesa inferior. Na Figura 6.38-a e -b, tem-se o surgimento da fissuração na alma. Já a Figura 6.38-c e -d, ilustra a formação da fissura de cisalhamento a partir da biela comprimida com a carga indo em direção ao apoio. Na Figura 6.38-e e -f têm-se a fissura de flexão já apresentando ordem de grandeza maior que a de cisalhamento. Por fim, na Figura 6.38-g e -h, tem-se o critério de parada do dimensionamento segundo o Model Code 2010.

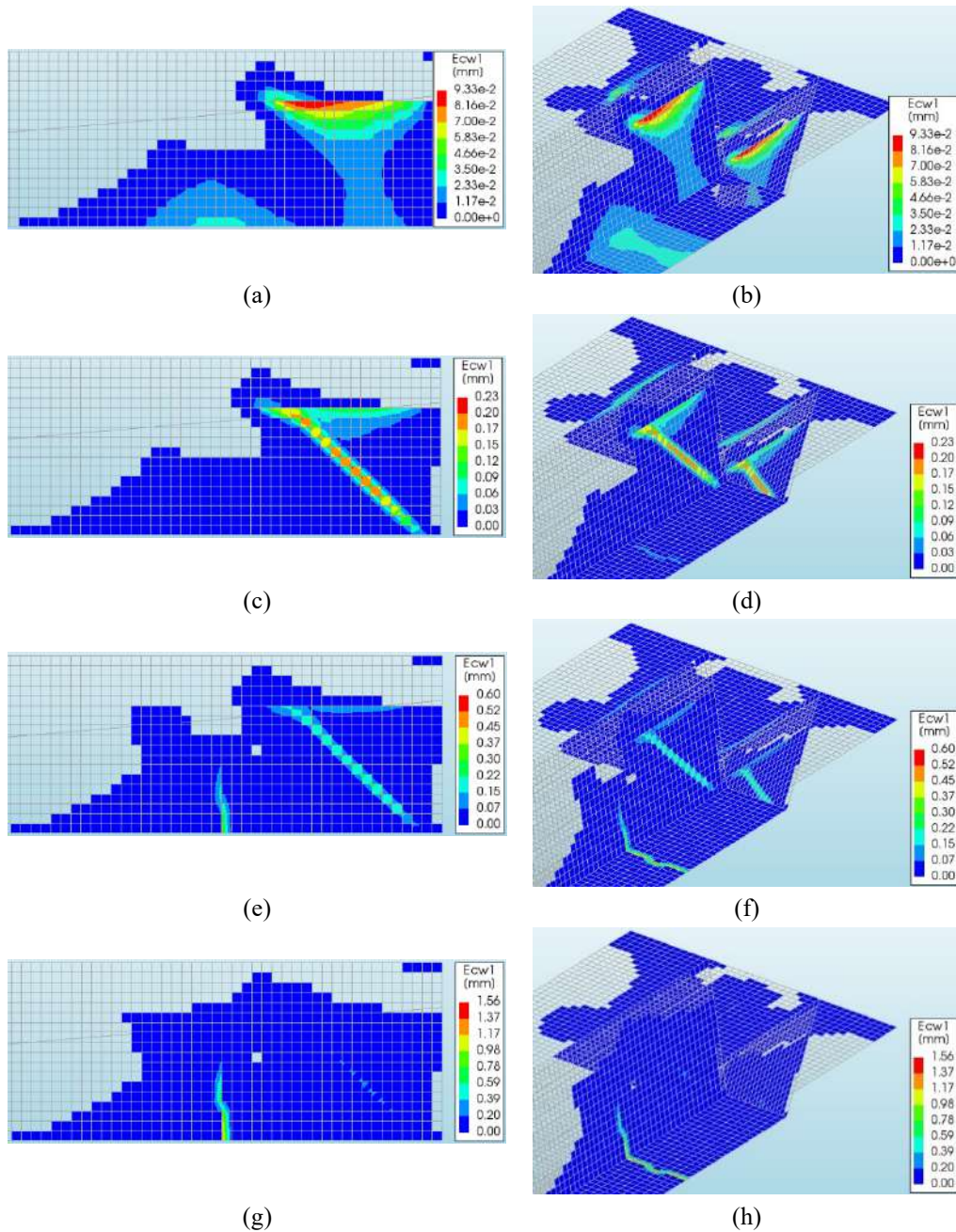


Figura 6.38 – Evolução da fissuração do Modelo 1: (a, b) surgimento da primeira fissura na alma, (c,d) fissuração da biela comprimida, (d,e) fissuração por flexão, (f,g) ordem de grandeza da fissura de flexão sobrepõe à da alma.

A Figura 6.39 ilustra a diferença de resistência entre os modelos, sendo possível observar maior resistência por parte do Modelo 1. Ao não apresentar a fissura por flexão, e dividindo sua distribuição de tensões em duas bielas, a adição de armadura polimérica na mesa inferior se torna um atrativo com vistas a um ganho de resistência. Ainda, observou-se que os dois valores para a resistência à tração direta pouco diferiram em relação ao comportamento pós-fissuração.

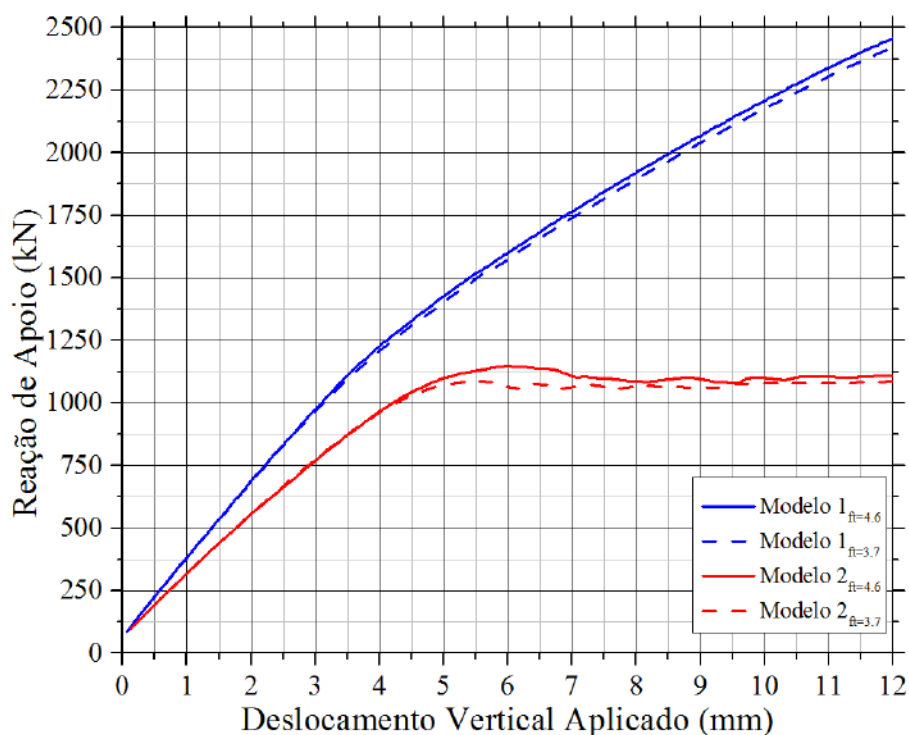


Figura 6.39 – Curva da Reação de Apoio versus Deslocamento Vertical Aplicado para os Modelos 1 e 2.

Os resultados numéricos indicam que o esforço cortante resistente de uma alma considerando a presença da armadura longitudinal é igual a $1900/2 = 950 \text{ kN}$ (Modelo 1). Esta resistência é cerca de 110% maior do que a resistência calculada com o procedimento do Model Code (igual a 451 kN). Para o esforço cortante resistente de uma alma na ausência de armadura longitudinal, o Modelo 2 fornece o valor de 550 kN/alma, valor menor do que anterior, conforme já esperado pelas características dos dois tipos de mecanismos de ruptura, embora seja possível observar a ductilidade do material após atingir o valor de resistência. Considerando que o esforço cortante solicitante de projeto é igual a 419 kN, e adotando o esforço resistente fornecido pelo modelo numérico 2, conclui-se que está atendido o critério de segurança. Ressalta-se que há necessidade de confirmação do resultado numérico por meio de ensaio experimental.

7. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

7.1. CONCLUSÕES

7.1.1. Estrutura do Pontilhão

A concepção da estrutura protendida proposta para o pontilhão rodoviário em CADRFA atende o objetivo principal da substancial redução e até mesmo da eliminação das armaduras transversais passivas de aço, sendo este aspecto uma grande vantagem em termos de durabilidade com relação a projetos de estruturas de concreto armado convencional. A protensão longitudinal com cabos externos à massa de concreto (internos à seção celular) garante a segurança em relação à ação do momento fletor, agregando vantagem em termos de durabilidade.

Destaca-se também que são atendidos os critérios de resistência ao cisalhamento sem a presença de armadura transversal (estribos). O esforço cortante resistente foi obtido com auxílio de modelagem numérica não linear física da longarina celular protendida, a qual mostrou que a ausência de armadura longitudinal passiva promove um mecanismo de ruptura não clássico, caracterizado por fissuração inclinada associada à fissuração da mesa inferior a uma distância d do apoio. Ainda, o esforço cortante resistente de projeto foi avaliado pelo modelo numérico em elementos finitos e forneceu um valor (550kN/alma) 32% maior do que o esforço solicitante de projeto (419 kN/alma), atendendo o critério de segurança.

Esse mecanismo de fissuração e de ruptura ao esforço cortante e flexão requer ainda verificação experimental por meio de ensaios de uma longarina celular do pontilhão. Na mesa superior, a resistência ao momento fletor foi fortemente beneficiada pela presença das fibras distribuídas com orientação transversal predominante no concreto e a armadura necessária foi bem menor do que seria em um projeto de concreto convencional. O acréscimo da espessura da mesa superior e o redesenho das mísulas nas faces exteriores das células - para conferir um maior efeito de arco – podem ainda permitir a eliminação dessas armaduras.

Quantitativamente, do modelo físico, a partir da carga de 1200 kN observou-se a

formação de fissuras de flexão, seguidas da formação de fissuras de cisalhamento; a estimativa da carga de início de fissuração foi efetuada a partir da tensão resistente à tração igual a 4,6 MPa (1385 kN), obtida com expressão normativa a partir de valores experimentais de resistência à compressão e à flexão. Considerou-se, portanto, que houve correlação satisfatória entre o valor para formação de fissura observado e o valor de formação de fissura previsto.

7.1.2. Material Cimentício

O cimentício utilizado no segundo ensaio de protótipo foi aplicado com sucesso a partir de matriz comercial, após testes com diferentes misturas realizadas de forma prática em betoneira de pequeno porte. Resultou uma formulação própria do presente trabalho que permite o uso volumes compatíveis com modelos de estrutura em laboratório.

7.1.3. Fator de Orientação de fibras

A determinação do fator de orientação de fibras (a ser aplicado às propriedades resistentes do material cimentício obtidas de ensaios de prismas moldados em laboratório) foi efetuada por meio de dois métodos propostos na literatura: um baseado em resultados de ensaios mecânicos e outro no número de fibras cruzando o plano de fratura. O método baseado em resultados de ensaios foi considerado o mais adequado já que determina o fator de ajuste diretamente pela razão entre valores de resistência dos prismas extraído de protótipo e moldado.

Para o método baseado no número de fibras cruzando o plano de fratura, foi proposto e executado um procedimento de contagem de fibras a partir das imagens da tomografia computadorizada, aliada a gráficos de densidade de distribuição. Tal procedimento provou ser uma boa ferramenta para compreender a distribuição das fibras no plano de fratura e compatibilizar com o comportamento mecânico resultante dos ensaios.

O fator de orientação das fibras calculado com o método baseado em ensaios mecânicos mostrou valor médio igual a 1,26 para as almas de 6cm de espessura e 1,38 para a alma de 8 cm. Estes valores maiores do que 1,0 indicam redução de resistência do concreto na estrutura em relação àquela obtida de ensaios em prismas moldados. Já para a mesa superior, devido ao controle do escoamento do concreto durante a concretagem, valores

abaixo de 1,0 foram encontrados, o que indica que o controle da concretagem pode ser uma ferramenta para favorecer a resistência em uma direção de interesse. Dos resultados dos ensaios de flexão observou-se que os valores de resistência à tração do concreto dos prismas moldados tiveram dispersão muito inferior à dos prismas extraídos do modelo físico: para os prismas moldados o coeficiente de variação da resistência ficou limitado a 9,5% enquanto o dos prismas extraídos alcançou 37% nas almas e 12,6% na mesa superior (onde houve direcionamento do fluxo de concretagem).

A comparação entre os resultados do fator de orientação obtido pelos dois métodos permitiu interessante observação: a de que ocorre grande divergência de valores do fator K nos prismas extraídos do modelo físico em que existe concentração de fibras na região comprimida no ensaio de flexão de prismas. Isso motivou a proposta feita neste trabalho para que o método baseado em contagem do número de fibras cruzando o plano de fratura considere apenas as fibras na região sujeita à tração. Com esta nova contagem do número de fibras as diferenças de resultados entre os dois métodos foram significativamente reduzidas, ficando limitadas a 30% para as almas com espessura de 6cm e 10% para os testemunhos da laje. Já para as almas de 8 cm permaneceram altas, entre 28% a 100%.

Por fim, destaca-se a importância deste procedimento ao realizar o dimensionamento de elementos estruturais com reforço fibroso, pois além de apresentarem distinção de comportamento mecânico (*deflection softening* e *deflection hardening*) numa mesma região, sua resistência mecânica pode ser reduzida consideravelmente em relação àquela obtida em ensaios de prismas moldados, de modo que a obtenção do fator de orientação de fibras não pode ser negligenciada.

7.1.4. Modelagem Numérica

O estudo preliminar comparando o desempenho de diferentes curvas tensão de tração x deformação e diferentes modelos de fissuração na simulação do ensaio de flexão em 3 pontos mostrou-se essencial para permitir as modelagens das estruturas em CADRFA.

Com a modelagem numérica não linear física da longarina com 15m de vão foi possível compreender e visualizar modos de ruína não previstos em soluções analíticas, tornando-a uma poderosa ferramenta complementar ao dimensionamento estrutural.

Dado o comportamento de múltiplas fissurações provocado pelo material fibroso, a determinação exata de uma seção a ser fissurada torna-se uma tarefa difícil de prever. Dessa forma, o modelo de fissuração distribuída tipo *Total Strain*, com permissão de rotação da fissura à medida em que há aumento das tensões atuantes, permite simular um comportamento adequado para situações como esta. Ainda, para o tipo de elemento tridimensional adotado, o método iterativo para análise não linear quase-Newton Secante, com critério de convergência para norma energia incremental, apresentou melhor comportamento de convergência da simulação do comportamento mecânico sob carregamento crescente.

Os resultados numéricos indicam que o esforço cortante resistente de uma alma considerando a presença da armadura longitudinal é 110% maior do que a resistência calculada com o procedimento do Model Code, e 22% maior que esta no caso sem armadura longitudinal.

Para o modelo numérico do ensaio de fissuração por esforço cortante, destaca-se a ordem de grandeza observada na abertura de fissura por cisalhamento, que estão de acordo com a observada experimentalmente, além do seu padrão formado.

Ressalta-se, por fim, que a modelagem numérica não linear física é fortemente dependente de dados experimentais, e que a sua confiabilidade é proporcional à quantidade de ensaios de caracterização mecânica do material em estudo, conclui-se que, salvo domínio pleno do material utilizado, esta ferramenta não deve substituir integralmente a solução analítica.

7.1.5. Contribuições deste Trabalho de Pesquisa

Os resultados que conduziram às conclusões expostas nos parágrafos anteriores constituem as principais contribuições desta pesquisa ao domínio do conhecimento na área focalizada. Destacam-se os ensaios experimentais realizados e os resultados obtidos para o fator de orientação de fibras.

7.2. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Ao longo do desenvolvimento deste trabalho observou-se o potencial de muitas frentes para continuidade deste projeto de pesquisa dedicado à adoção de compósitos

cimentícios reforçados com fibras de aço em elementos estruturais e ao desenvolvimento de novos compósitos cimentícios fibrosos. Destacam-se, a seguir, alguns aspectos relevantes para serem abordados em pesquisas futuras:

- Realização de ensaios experimentais de uma longarina celular típica do pontilhão protótipo, com o objetivo de verificar: (i) os mecanismos de formação de fissuras e de ruptura ao esforço cortante e flexão; (ii) a comparação entre resistência última observada experimentalmente e a estimada pelas expressões fornecidas pelo Model Code;
- Ensaio experimental de resistência mecânica da união dos módulos das longarinas pela mesa superior sob carga estática e dinâmica;
- Estudo comparativo do comportamento mecânico pós-fissuração entre corpos de prova prismáticos (ensaio de tração na flexão em três pontos) e corpos de prova cilíndricos (ensaio de resistência à tração por compressão diametral);
- Estudo da aderência entre materiais fibrosos de idades diferentes submetidos a esforços de cisalhamento entre as superfícies de contato (*Push-Out Test*);
- Desenvolvimento de compósitos cimentícios reforçados com fibras de aço com dois ou mais comprimentos de fibras, com o objetivo de otimizar o comportamento mecânico pós-fissuração (*Hybrid Fibre Reinforced Concrete*);
- Estudo da influência do comprimento da fibra de aço ao comportamento pós-fissuração da matriz cimentícia, associada à resistência à compressão do material;
- Ensaio experimental de fadiga, tanto para avaliar o material utilizado, quanto para a seção transversal celular proposta na tese;
- Estudo de aderência de armaduras poliméricas em matrizes cimentícias reforçadas com fibras de aço, visando a substituição da armadura passiva convencional e consequente aumento da durabilidade estrutural;
- Desenvolvimento de algoritmo para criação de modelos refinados de fissuração discreta em toda a malha;
- Desenvolvimento de modelos numéricos probabilísticos para melhor representar o comportamento mecânico pós-fissuração de materiais fibrosos.

8. Referências

1. MITRE, M. P. **Metodologia Para Inspeção e Diagnóstico de Pontes e Viadutos**. São Paulo, Brasil: Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo., 2005.
2. LEONHARDT, F. **Construções de Concreto: Princípios Básicos da Construção de Pontes de Concreto**. Vol. 6. Rio de Janeiro: Interciência, 1982.
3. CASAS, J. R.; KLAIBER, F. W.; MARÍ, A. R. **Recent Advances in Bridge Engineering: Evaluation, Management and Repair**. Proceedings of the US-Europe Workshop on Bridge Engineering. Barcelona: [s.n.]. 1996.
4. PRITCHARD, B. **Bridge Design for Economy and Durability, Concepts for new, strengthened and replacement bridges**. London: Thomas Telford, 1992.
5. AZIZINAMINI, et al. **Design Guide for Bridges for Service Life**. Florida. 2013.
6. SHRP2, A. America's Bridges Need Repair or Replacement. Disponível em: <http://shrp2.transportation.org/documents/renewal/SHRP2_IAP_Bridge_Brochure_17x11_3-panel_VIEW_WebOnly.pdf>. Acesso em: 22 August 2016.
7. MONTEIRO, J. M. **Auditoria Operacional (Doc. TC 003.134/2011)**. Brasília. 2011.
8. DNIT. **Manual de Inspeção de Pontes Rodoviárias, 2a Edição**. Rio de Janeiro. 2004.
9. DNIT. **Manual de Recuperação de Pontes e Viadutos Rodoviários**. Rio de Janeiro. 2010.
10. MONTEIRO, S. A. et al. 51 Congresso Brasileiro do Concreto. Curitiba: [s.n.]. 2009. p. Verificação de Deterioração em Pontes de Concreto: Estudo de Caso de uma ponte sobre o Rio Piauí.
11. LENCIONI, J. W.; LIMA, M. G. **Análise da Importância da Consideração de Fatores Ambientais na Degradação de Obras de Arte**. 46 Congresso Brasileiro do Concreto. Florianópolis: [s.n.]. 2004.
12. SINAENCO. Estudos, 2006. Disponível em: <<http://sinaenco.com.br/estudos.asp>>. Acesso em: 13 maio 2016.
13. SINAENCO RJ. SINAENCO - Sindicato da Arquitetura e da Engenharia, nov. 2006. Disponível em: <<http://www.sinaenco.com.br/downloads/Estudo%20RJ.pdf>>. Acesso em: 23

- ago. 2016.
14. SINAENCO SP. SINAENCO - Sindicato da Arquitetura e da Engenharia. Disponível em: <http://www.sinaenco.com.br/downloads/estudo_SP.pdf>. Acesso em: 23 ago. 2016.
 15. CASAS, J. R.; GÓMEZ, J. D. Load Rating of Highway Bridges by Proof-Loading. **KSCE Journal of Civil Engineering**, p. 556-567, 2013.
 16. BERNARDI, S.; JACOMO, D.; BOUDRY, F. **Overlay Ductal: a durable solution for bridges retrofiting**. First International Interactive Symposium on UHPC. Des Moines, USA: [s.n.]. 2016.
 17. TANAKA, Y. et al. The Innovation and Application of UHPFRC Bridges in Japan. In: TOUTLEMONDE, F.; RESPLENDINO, J. **Designing and Building with UHPFRC - State-of-the-Art and Development**. [S.l.]: Wiley-ISTE, 2013.
 18. AHLBORN, T. M.; PEUSE, E. J.; MISSON, D. L. **Ultra-High Performance Concrete for Michigan Bridges - Material Performance - Phase I Final Report**. Lansing, USA. 2008.
 19. HABEL, K.; GAUVREAU, P. **Static and Impact Behaviour of Concrete Members Rehabilitated With UHPFRC Overlay**. 2nd International Symposium on Advances in Concrete through Science Engineering. Quebec City, Canada: [s.n.]. 2006.
 20. GRAEFF, A. G. et al. **Use of recycled steel fibres recovered from post-consumer tyres as fatigue reinforcement for concrete pavements**. Second International Conference on Best Practices for Concrete Pavements. Florianópolis, Brasil: [s.n.]. 2011.
 21. ARAÚJO, D. L.; EL DEBS, M. K. Strength of shear connection in composite bridges with precast decks using high performance concrete and shear-keys. **Materials and Structures**, v. 38, p. 173–181, 2005.
 22. PEREIRA JUNIOR, W. M.; ARAÚJO, D. L.; PITUBA, J. J. Numerical analysis of steel-fiber-reinforced concrete beams using damage mechanics. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 9, n. 2, p. 172-191, 2016.
 23. FIGUEIREDO, A. D. D. et al. Steel fiber reinforced concrete pipes. Part 1: technological analysis of the mechanical behavior. **Revista Ibracon de Estruturas e Materiais**, v. 5, n. 1, p. 1-11, 2012.
 24. BATTISTA, R. C.; PFEIL, M. S. Strengthening Fatigue Crack Steel Bridge Decks. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers - ICE, Journal of Bridge Engineering**, v. 57, n. 2, p. 93-102, June 2004.

25. BARROS, J. A. O. et al. Steel fibre reinforced concrete for elements failing in bending and in shear. **European Journal of Environmental and Civil Engineering**, v. 18, n. 1, 2013.
26. LÖFGREN, I. **Fibre-reinforced Concrete for Industrial Construction - a fracture mechanics approach to material testing and structural analysis**. Göteborg, Sweden: PhD thesis, Chalmers University of Technology, 2005.
27. SOLTANZADEH, F. et al. **Experimental Study on Shear Behavior of HPFRC Beams Reinforced by Hybrid Pre-Stressed GFRP and Steel Bars**. 7th International Conference on Fiber Reinforced Polymer (FRP) Composites in Civil Engineering (CICE 2014). Vancouver, Canada: The 7th International Conference on FRP Composites in Civil Engineering, 2014.
28. YOU, Z.; DING, Y.; NIEDEREGGER, C. Replacing stirrups of self-compacting concrete beams with steel fibers. **Transactions of Tianjin University**, v. 16, n. 6, p. 411-416, 2010.
29. BYUNG-SUK, K. et al. **Application of Ultra High Performance Concrete to Cable Stayed Bridges**. RILEM-fib_AFGC Int. Symposium on Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete. Marseille, France: RILEM-fib-AFGC International Symposium on Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete, 2013.
30. DE PAUW, P. et al. Replacement of shear reinforcement by steel fibres in pretensioned concrete beams. In: _____ **Tailor Made Concrete Structures: New Solutions for our Society**. Amsterdam, The Netherland: CRC Press - Taylor & Francis Group, 2008. p. 391-397.
31. GRAYBEAL, B. **Structural Behavior of a 2nd Generation UHPC Pi-Girder**. Washington, USA. 2009.
32. MUSHA, H. et al. **Sustainable UFC Structures in Japan and its Durability Performance**. 3rd International Conference on Sustainable Construction Materials and Technologies. Kyoto, Japan: [s.n.], 2013.
33. WON JONG, C. et al. Dynamic Characteristics Evaluation of Innovative UHPC Pedestrian Cable Stayed Bridge. **Engineering**, v. 4, p. 869-876, 2012.
34. BATTISTA, R. C. **Reabilitação após incêndio da estrutura da cobertura do pavilhão 34 da CEASA-RIO, Relatórios Técnicos CL-313 A/08 – RT 01 e 02**. Rio de Janeiro: Controllato – Projeto, Monitoração e Controle de Estruturas Ltda, 2007 -2008.
35. VICENZINO, E. et al. First Use of UHPFRC in thin Precast Concrete Roof Shell for Canadian LRT Station. **PCI Journal** v. 50 (5), September 2005. 50-67.

36. CONSOLIS. MuCEM, 2016. Disponível em: <<http://www.consolis.com/references/mucem/>>. Acesso em: 10 maio 2016.
37. LAPPÀ, E. S.; WALRAVEN, J. C.; BRAMM, C. R. **Static and Fatigue Bending Tests of UHPC**. International Symposium on Ultra High Performance Concrete (UHPC). Kassel, Germany: International Symposium on Ultra High Performance Concrete. 2004.
38. AFGC. **Documents Scientifiques et Techniques: Ultra High Performance Fibre-Reinforced Concretes - Recommendations**. Paris, France.: [s.n.], 2013.
39. THRANE, L. N. et al. **Guideline for execution of steel fibre reinforced SCC**. Taastrup, Denmark. 2013.
40. THIBAU, T. UHPFRC prestressed beams as an alternative to composite steel-concrete decks: The example of Pinel Bridge (France). In: _____ **Tailor Made Concrete Structures: New Solutions for our Society**. Amsterdam, The Netherlands: CRC Press - Taylor & Francis Group, 2008. p. 1077-1083.
41. BEHLOUL, M. et al. Ductal® Pont du Diable footbridge, France. In: _____ **Tailor Made Concrete Structures: New Solutions for our Society**. Amsterdam, The Netherlands: CRC Press - Taylor & Francis Group, 2008. p. 335-340.
42. ADAPT. **ADAPT-Builder 2018 - User Manual**. California, USA: [s.n.], 2018.
43. SCIA. Innovation at Scia, 2019. Disponível em: <<https://www.scia.net/en/company/innovation-scia>>. Acesso em: 22nd July 2019.
44. FORMAGINI, S. **Dosagem Científica e Caracterização Mecânica de Concretos de Altíssimo Desempenho**. Rio de Janeiro: Tese D.Sc.; COPPE/UFRJ, 2005.
45. DE LARRARD, F. **Concrete Mixture Proportioning: A Scientific Approach**, Modern Concrete Technology Series. London, England: E&FN SPON, v. 9, 1999.
46. PIMENTA, M. P. **Estruturas de Cascas Cilíndricas de Material Cerâmico**. Rio de Janeiro: Tese D.Sc.; COPPE/UFRJ, 2007.
47. BRANDÃO, J. H. **Análise Experimental e Numérica de Cascas de Ultra-Alto Desempenho Reforçadas com Fibras**. Rio de Janeiro: Tese D.Sc.; COPPE/UFRJ, 2005.
48. FAIRBAIRN, E. M. R. et al. **Experimental and Numerical Analysis of UHPFRC Plates and Shells**. 16th European Conference of Fracture.

- Alexandroupolis: [s.n.]. 2006.
49. FAIRBAIRN, E. M. R. et al. **Análise Experimental e Numérica de Cascas de Ultra-Alto Desempenho Reforçadas com Fibras**. Congresso Íbero-Latino Americano de Métodos Computacionais em Engenharia. Guarapari: [s.n.]. 2005.
 50. VELASCO, R. V. **Concretos Autoadensáveis Reforçados com Elevadas Frações de Fibras de Aço**. Rio de Janeiro: Tese D.Sc.; COPPE/UFRJ, 2008.
 51. MARANGON, E. **Caracterização Material e Estrutural de Concretos Autoadensáveis Reforçados com Fibras de Aço**. COPPE- Universidade Federal do Rio de Janeiro, RJ: Tese de Doutorado., 2011. 322 p.
 52. BATTISTA, R. C.; SILVA, A. A.; SANTOS, E. S. O. **Estrutura do Braço Mecânico: Análise de Tensões e Projeto Executivo**. Rio de Janeiro, Brasil. 2008.
 53. CARVALHO, M. R. P. D. **Reação Álcali-Agregado: Sistemas de Prevenção e Reparo com Concreto Fibroso**. Rio de Janeiro: Tese D.Sc.; COPPE/UFRJ, 2014.
 54. SILVA, M. A. **Desenvolvimento e Caracterização Experimental de Concretos Autoadensáveis Contendo Seixo de Rio e Fibras de Aço**. Rio de Janeiro: Tese D.Sc.; COPPE/UFRJ, 2015.
 55. MACHADO, A. C. et al. Investigação 3D da Distribuição de Fibras de Aço em Concreto Reforçado por Microtomografia de Raios X. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 8, n. 5, p. 707-720, 2015.
 56. LI, V. C.; HASHIDA, T. Engineering Ductile Fracture in Brittle-Matrix Composites. **Journal of Materials Science Letters**, v. 12, p. 898-901, 1993.
 57. LEE, S. M. **Handbook of Composite Reinforcements**. California, USA: Wiley-VCH, 1993.
 58. VARMA, R.; BARROS, J. A. O.; SENA-CRUZ, J. M. **Design-Curves of Strain Softening and Strain Hardening Fibre Reinforced Concrete Elements Subjected to Axial Load and Bending Moments**. 8th RILEM International Symposium on Fibre Reinforced Concrete: challenges and opportunities (BEFIB 2012). Guimarães, Portugal: [s.n.]. 2012.
 59. ACI COMMITTEE 544. **State-of-the-Art Report on Fiber Reinforced Concrete - (Reapproved 2009)**. Michigan, USA. 1996.
 60. FIGUEIREDO, A. D. D.; CECCATO, M. R. Workability Analysis of Steel Fiber Reinforced Concrete Using Slump and Ve-Be Test. **Materials Research**, v. 18(6), p. 1284-1290, 2015.

61. JAPAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. **Recommendations for Design and Construction of High Performance Fiber Reinforced Cement Composites with Multiple Fine Cracks (HPFRCC)**. Japan. 2008.
62. ABNT. **NBR 15530 - Fibras de aço para concreto - Requisitos e métodos de ensaio**. ABNT. Rio de Janeiro. 2019.
63. CEN. **EN 14889-1: Fibres for concrete - Part 1: Steel fibres - Definitions, specifications and conformity**. Brussels, Belgium: [s.n.], 2008.
64. BENTUR, A.; MINDESS, S. **Fibre Reinforced Cementitious Composites**. Essex, England: Elsevier, 1990.
65. HOLSCHMACHER, K.; MÜLLER, K. **Influence of fibre type on hardened properties of steel fibre reinforced concrete**. Proceedings of the 9th International Conference "Modern Building Materials, Structures and Techniques". Vilnius, Lithuania: [s.n.]. 2007.
66. ABDALLAH, S.; FAN, M.; REES, D. W. A. Journal of Materials in Civil Engineering. **Bonding Mechanisms and Strength of Steel Fiber–Reinforced Cementitious Composites: Overview**, v. 30, n. 3, 2018.
67. WALRAVEN, J. **On the way to design recommendations for UHPFRC**. Ultra High Performance Concrete (UHPC). Kassel, Germany: [s.n.]. 2008.
68. BARROS, J. A. O. **Betão Reforçado com Fibras de Aço - Conceitos Fundamentais. Associação Portuguesa das Empresas de Betão Pronto**, 2000.
69. BEKAERT. Construction, 2015. Disponível em: <http://www.bekaert.com/en/products/construction>. Acesso em: 08 set. 2016.
70. SA, N. B. **Dramix Booster - automatic dosing equipment**, abr. 2010. Disponível em: <http://www.bekaert.com/en/products/construction/concrete-reinforcement/dramix-booster-automatic-dosing-equipment>. Acesso em: 14 set. 2016.
71. NV BEKAERT SA. **eyeD Portal: Manual for Customers**, 15 mar. 2016. Disponível em: <http://www.bekaert.com/en/product-catalog/content/building-products-pages/dramix-eyed>. Acesso em: 14 set. 2016.
72. SARZALEJO, A. G. et al. **Fibras como Elemento Estrutural para Reforço de Concreto - Manual Técnico Maccaferri**. Jundiaí, Brasil: Maccaferri América Latina, 2008.
73. MEDA, A. et al. Shear behaviour of steel fibre reinforced concrete beams. **Materials and Structures**, v. 38, p. 343-351, 2005.

74. FIB. **Model Code 2010, final draft, Bulletin 65**. Vol. 1. ed. Lausanne, Switzerland: CEB-FIP, 2012.
75. YU-CHEN, O.; KUANG-YEN, L.; KUO-CHUN, C. Compressive Behavior of Steel-Fiber-Reinforced Concrete with a High Reinforcing Index. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 24, n. 2, 2012.
76. JÚNIOR, L. A. O. et al. Stress-strain curves for steel fiber-reinforced concrete in compression. **Revista Matéria**, v. 15, n. 2, p. 260-266, 2010.
77. SARBINI, N. N.; IBRAHIM, I. S.; SAIM, A. A. Enhancement of Strength Properties of Steel Fibre Reinforced Concrete. In: _____ **3rd International Conference European Asian Civil Engineering Forum (EACEF)**. Yogyakarta, Indonesia: [s.n.], 2011.
78. PEREIRA, N. B. et al. **Compression and bending behavior of steel fiber reinforced self-compacting concrete**. Vancouver, Canada: International Conference on Construction Materials, 3, Construction Materials: Performance, Innovations and Structural Implications. 2005.
79. THOMAZ, E. C. S. **Concretos de Muito Alta Resistência: Tensão x Deformação**. Rio de Janeiro, Brazil. 2012.
80. LEUTBECHER, T.; FEHLING, E. **A Simple Design Approach for UHPFRC in Bending**. RILEM-fib-AFGC Int. Symposium on Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete, UHPFRC. Marseille, France: [s.n.]. 2013.
81. NAAMAN, A. E. Tensile strain-hardening FRC composites: Historical evolution since the 1960. In: _____ **Advances in Construction Materials**. Berlin, Germany: Springer, 2007. p. 181-202.
82. WILLE, K.; EL-TAWIL, S.; NAAMAN, A. E. Properties of strain hardening ultra high performance fiber reinforced concrete (UHP-FRC) under direct tensile loading. **Cement & Concrete Composites**, v. 48, p. 53-66, 2014.
83. LÓPEZ, J. Á. et al. **Comparison Between Inverse Analysis Procedure Results and Experimental Measurements Obtained From UHPFRC Four-Point Bending Tests**. High Performance Fiber Reinforced Cement Composites HPFRCC-7: International RILEM Workshop. Stuttgart, Germany: High Performance Fiber Reinforced Cement Composites (HPFRCC7). 2015.
84. SORANAKOM, C.; MOBASHER, B. Closed-Form Solutions for Flexural Response of Fiber-Reinforced Concrete Beams. **Journal of Engineering Mechanics**, v. 133, n. 8, p. 933-941, August 2007.
85. KIM, D. J.; NAAMAN, A. E.; EL-TAWIL, S. Correlation between tensile and bending behavior of FRC composites with scale effect. In: OH, B. H. **Fracture**

- Mechanics of Concrete and Concrete Structures - High Performance, Fiber Reinforced Concrete, Special Loadings and Structural Applications.** Jeju, South Korea: [s.n.], 2010. p. 1379-1385.
86. BABY, F. et al. **Identification of UHFRC Tensile Behaviour:** Methodology Based on Bending Tests. UHPFRC 2013- International Symposium on Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete. Marseille, France: RILEM-fib-AFGC International Symposium on Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete. 2013.
 87. FIGUEIREDO, A. D. D. **Concreto com fibras de aço - Boletim Técnico.** São Paulo, Brasil: Escola Politécnica da USP, 2011.
 88. HANNANT, D. J. **Fiber Cements and Fiber Concretes.** Chichester, UK: John Wiley & Sons Ltd, 1978.
 89. YAZICI, Ş.; İNAN, G.; TABAK, V. Effect of aspect-ratio and volume fraction of steel fiber on the mechanical properties of SFRC. **Construction and Building Materials**, v. 21, p. 1250-1253, 2007.
 90. SOULIOTI, D. V. et al. Effects of Fibre Geometry and Volume Fraction on the Flexural Behaviour of Steel-Fibre Reinforced Concrete. **Strain: An International Journal for Experimental Mechanics**, v. 47, p. 535-541, 2009.
 91. BIAO, L. et al. Effects of fiber type, volume fraction and aspect ratio on the flexural and acoustic emission behaviors of steel fiber reinforced concrete. **Construction and Building Materials**, v. 181, p. 474-486, 2018.
 92. ALTUN, F.; HAKTANIR, T.; ARI, K. Effects of steel fiber addition on mechanical properties of concrete and RC beams. **Construction and Building Materials**, v. 21, p. 654-661, 2007.
 93. LI, V. C.; STANG, H.; KRENCHER, H. Micromechanics of crack bridging in fibre-reinforced concrete. **Materials and Structures**, v. 26, p. 486-494, 1993.
 94. D'AVILA, V. M. R. **Estudo Sobre Modelos de Fissuração de Peças de Concreto Armado Via Método dos Elementos Finitos.** Porto Alegre: Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul., 2003.
 95. SIGRIST, V. Generalized Stress Field Approach for Analysis of Beams in Shear. **ACI Structural Journal**, v. 108, n. 4, p. 479-487, 2011.
 96. IMAM, M.; VANDERWALLE, L.; MORTELMANS, F. Shear-moment analysis of reinforced high strength concrete beams containing steel fibres. **Canadian Journal of Civil Engineering**, v. 22, p. 462-470, 1994.
 97. CUCCHIARA, C.; MENDOLA, L. L.; PAPIA, M. Effectiveness of stirrups and

- steel fibres as shear reinforcement. **Cement & Concrete Composites**, v. 26, p. 777-786, 2004.
98. BALÁZS, G. L. A Historical Review of Shear. In: _____ **Shear and punching shear in RC and FRC elements**. Salò, Italy: CEB-FIP, 2010. p. 1-13.
 99. ARAÚJO, D. L. et al. Shear strength of steel fiber-reinforced concrete beams. **Acta Scientiarum. Technology.**, v. 36, p. 389-397, 2014.
 100. BABY, F. et al. Shear resistance of ultra high performance fibre-reinforced concrete I-beams. In: OH, B. H. **Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures - High Performance, Fiber Reinforced Concrete, Special Loadings and Structural Applications**. Jeju, South Korea: [s.n.], 2010. p. 1411-1417.
 101. WAHBA, K.; MARZOUK, H.; DAWOOD, N. **Structural Behavior of UHPFRC Beams without Stirrups**. CSCE 2012. Edmonton, Canada: 3rd International Structural Specialty Conference. 2012.
 102. SANTOS, S. P. F.; BARROS, J. A. O.; LOURENÇO, A. P. **Steel fibres for the shear resistance of high strength concrete beams**. Chennai, India: 7th RILEM International Symposium on Fibre Reinforced Concrete: Design and Applications - BEFIB. 2008. p. 429-439.
 103. HAMEED, A. A.; AL-SHERRAWI, M. H. Influence of Steel Fiber on the Shear Strength of a Concrete Beam. **Civil Engineering Journal**, v. 4, n. 7, p. 1501-1509, 2018.
 104. VOO, Y. L.; POON, W. K.; FOSTER, S. J. Shear Strength of Steel Fiber-Reinforced UltrahighPerformance Concrete Beams without Stirrups. **Journal of Structural Engineering**, v. 136, n. 11, p. 1393-1400, 2010.
 105. LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. **Construções de Concreto - Princípios Básicos do Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado. Vol 1**. 1ª ed. Rio de Janeiro: Interciência , 1977.
 106. GERE, J. M. **Mechanics of Materials**. California, USA: Brooks/Cole - Thomson Learning, 2004.
 107. MOHAMMED, T. J.; ABU BAKAR, B. H.; BUNNORI, N. M. Torsional improvement of reinforced concrete beams using ultra high-performance fiber reinforced concrete (UHPFC) jackets – Experimental study. **Construction and Building Materials**, v. 106, p. 533-542, 2016.
 108. AL-SHERRAWI, M. H. Torsional Strength of Steel Fiber Reinforced Concrete Beams. **International Journal of Civil Engineering and Technology (IJCIET)**, v. 9, n. 6, p. 1388-1396, 2018.

109. FEHLING, E.; ISMAIL, M. Experimental Investigations on UHPC Structural Elements Subject to Pure Torsion. **Ultra-High Performance Concrete and Nanotechnology in Construction**, Kassel, Germany March 2012.
110. CHALIORIS, C. E.; KARAYANNIS, C. G. Effectiveness of the use of steel fibres on the torsional behaviour of flanged concrete beams. **Cement & Concrete Composites**, v. 31, p. 331-341, 2009.
111. KWAHK, I.; JOH, C.; JUNG, W. L. Torsional Behavior Design of UHPC Box Beams Based on Thin-Walled Tube Theory. **Scientific Research Publishing - Engineering**, v. 7, p. 101-114, 2015.
112. RUIZ, M. F.; MIRZAEI, Y.; MUTTONI, A. Post-Punching Behavior of Flat Slabs. **ACI Structural Journal**, v. 110, n. 5, p. 801-812, 2013.
113. MUTTONI, A.; RUIZ, M. F. MC2010: The Critical Shear Crack Theory as a mechanical model for punching shear design and its application to code provisions. In: _____ **fib 57 - Shear and punching shear in RC and FRC elements**. Salò (Italy): CEB-FIP, 2010. p. 31-60.
114. RUIZ, M. F.; VAZ RODRIGUES, R.; MUTTONI, A. **Design and assessment of deck slab of bridges (in French : Dimensionnement et vérification des dalles de roulement des ponts routiers)**. Bern, Switzerland. 2009.
115. RODRIGUES, R. V. **Shear Strength of Reinforced Concrete Bridge Deck Slabs**. Lausanne, Switzerland: PhD Thesis, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, 2007.
116. IBELL, T. J.; MORLEY, C. T.; MIDDLETON, C. R. Strength and Behavior in Shear of Concrete Beam-and-Slab Bridges. **ACI Structural Journal**, v. 96, n. 3, p. 386-392, 1999.
117. OCEL, J.; GRAYBEAL, B. **Fatigue Behavior of an Ultra-High Performance Concrete I-Girder**. Proceedings of the PCI National Bridge Conference. Phoenix, USA: Precast/Prestressed Concrete Institute National Bridge Conference. 2007.
118. WALRAVEN, J. C. High performance fiber reinforced concrete: progress. **Materials and Structures**, v. 42, p. 1247-1260, 2009.
119. BEHLOUL, M. **Design Rules for DUCTAL Prestressed Beams**. [S.l.]. 1999.
120. GOWRIPALAN, N.; GILBERT, I. R. **Design Guidelines for Ductal Prestressed Concrete Beams**. New South Wales, Australia: VSL Australia, 2000.

121. CARLESSO, D. M.; DE LA FUENTE, A.; CAVALARO, S. H. P. Fatigue of cracked high performance fiber reinforced concrete subjected to bending. **Construction and Building Materials**, v. 220, p. 444-455, 2019.
122. DA SILVA, W. R. L. et al. **Predicting Fibre Orientation and its Effect on Mechanical Properties of Ultra-High Performance Steel Fibre Reinforced Self-Compacting Concrete**. 8th International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete - SCC 2016. Washington D.C., USA: SCC 2016 - 8th International RILEM, Symposium on Self-Compacting Concrete. 2016.
123. CEN/TC 229. **EN 14651: 2005** - Test method for metallic fibered concrete - Measuring the flexural tensile strength (limit of proportionality (LOP), residual). Brussels, Belgium: [s.n.], 2005.
124. GOPALAKRISHNAN, K.; CEYLAN, H.; INANC, F. Using X-ray Computed Tomography to Study Paving Materials. **ICE - Construction Materials**, n. 160, p. 15-23, 2007.
125. UTCT. Resolution and Size Limitations, 2016. Disponível em: <<http://www.ctlab.geo.utexas.edu/about-ct/resolution-and-size-limitations/>>. Acesso em: 15 Fevereiro 2019.
126. VICENTE, M. A.; MÍNGUEZ, J.; GONZÁLEZ, D. C. The Use of Computed Tomography to Explore the Microstructure of Materials in Civil Engineering: From Rocks to Concrete. In: _____ **Computed Tomography: Advanced Applications**. London, UK: IntechOpen, 2017. p. 207-230.
127. EIK, M.; PUTTONEN, J.; SERIMAA, R. Analysis of short fibres orientation in steel fibre-reinforced concrete (SFRC) by X-ray tomography. **Journal of Materials Science**, v. 48, p. 1358–1367, 2013.
128. BALÁZS, G. L. et al. Observation of steel fibres in concrete with Computed Tomography. **Construction and Building Materials**, v. 140, n. 1, p. 534-541, 2017.
129. GRÜNEWALD, S.; FERRARA, L.; DEHN, F. **Flowable Fibre-Reinforced Concrete: Progress in Understanding and Development of Design Standards**. RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete. Washington DC, USA: [s.n.]. 2016. p. 467-477.
130. ZIRGULIS, G. et al. Influence of Reinforcing Bar Layout on Fibre Orientation and Distribution in Slabs Cast From Fibre-Reinforced Self-Compacting Concrete (FRSCC). **Structural Concrete**, v. 17, n. 2, p. 245-256, 2016.
131. MECHTCHERINE, V. et al. Simulation of Fresh Concrete Flow Using Discrete Element Method. **Materials and Structures**, v. 47, n. 4, p. 615-630, 2014.

132. MEHTA, P. K.; GERWICK, B. C. Cracking-Corrosion Interaction in Concrete Exposed to Marine Environment. **Concrete International**, v. 4, n. 10, p. 45-51, 1982.
133. BARROS, J. A. O. **Comportamento do betão reforçado com fibras - análise experimental e simulação numérica**. [S.l.]: Tese de doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto., 1995.
134. HANSEN, E. J. D. P.; EKMAN, T.; HANSEN, K. K. Durability of Cracked Fibre Reinforced Concrete Structures Exposed to Chlorides. **Durability of Building Materials and Components**, v. 8, p. 280-289, 1999.
135. FRAZÃO, C. et al. Durability of Steel Fiber Reinforced Self-Compacting Concrete. **Construction and Building Materials**, Covilhã, Portugal, v. 80, n. 1, p. 155-166, 2015.
136. BAZANT, Z. P. Size effect. **International Journal of Solids and Structures**, v. 37, p. 69-80, 2000.
137. BAZANT, Z. P. Size Effect on Structural Strength: A Review. **Archive of Applied Mechanics**, v. 69, p. 703-725, 1999.
138. STANG, H.; LI, V. C. **Classification of Fibre Reinforced Cementitious Materials for Structural Applications**. 6th RILEM Symposium on Fiber-Reinforced Concretes (FRC) - BEFIB 2004. Varenna, Italy: 6th RILEM Symposium on Fiber-Reinforced Concretes (FRC) - BEFIB 2004. 2004.
139. NAAMAN, A. E. Strain Hardening and Deflection Hardening Fiber Reinforced Cement Composites. In: NAAMAN, A. E.; REINHARDT, H. W. **High Performance Fibre Reinforced Cement Composites**. [S.l.]: RILEM Publications, 2003. p. 95-113.
140. MINELLI, F. et al. Are steel fibres able to mitigate or eliminate size effect. **Materials and Structures**, v. 47, p. 459-473, 2014.
141. FLÁDR, J.; BÍLY, P. Specimen size effect on compressive and flexural strength of high-strength fibre-reinforced concrete containing coarse aggregate. **Composites Part B**, v. 138, p. 77-86, 2018.
142. BATHE, K.-J. **Finite Element Procedures**. 2nd. ed. Upper Saddle River, New Jersey: Prentice Hall, 1996.
143. ROTS, J. G.; BLAAUWINDRAAD, J. Crack Models for Concrete: Discrete or Smeared? Fixed, Multi-Directional or Rotating? **Heron**, v. 34, n. 1, 1989.
144. PETRANGELI, M.; OZBOLT, J. Smeared Crack Approaches - Material

- Modeling. **Journal of Engineering Mechanics**, v. 122, n. 6, p. 545-554, 1996.
145. WILLAM, K.; CAROL, I. **Discrete Versus Smeared Crack Analysis**. Proceedings of FraMCoS-2. Zurich, Switzerland: International conference; 2nd, Fracture mechanics of concrete structures. 1995. p. 1885-1892.
 146. JENDELE, L. et al. **On the choice between discrete or smeared approach in practical structural FE analyses of concrete structures**. Proceedings of ICADD-4 : Fourth International Conference on Discontinuous Deformation Analysis. Glasgow, Scotland: ICADD-4, Fourth International Conference on Discontinuous Deformation Analysis. 2001.
 147. DE BORST, R. et al. Discrete vs smeared crack models for concrete fracture. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, v. 28, p. 583-607, 2004.
 148. NGO, D.; SCORDELIS, A. C. Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Beams. **ACI Journal**, v. 64, n. 3, p. 152-163, 1967.
 149. NILSON, A. H. Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete by Finite Element Method. **ACI Journal**, v. 65, n. 9, p. 757-766, 1968.
 150. HILLERBORG, A.; MODÉER, M.; PETERSON, P. E. Analysis of Crack Formation and Crack Growth in Concrete by Means of Fracture Mechanics and Finite Elements. **Cement and Concrete Research**, v. 6, p. 773-782, 1976.
 151. HILLERBORG, A. Analysis of Fracture by Means of the Fictitious Crack Model, particularly for Fibre Reinforced Concrete. **International Journal of Cement Composites**, v. 2, n. 4, p. 177-184, 1980.
 152. SAOUMA, V. E.; INGRAFFEA, A. R. **Fracture Mechanics Analysis of Discrete Cracking**. Delft, The Netherlands: Proceedings IABSE Colloquium in Advanced Mechanics of Reinforced Concrete. 1981.
 153. INGRAFFEA, A. R. et al. Fracture Mechanics of Bound in Reinforced Concrete. **Journal of Structural Engineering**, v. 110, n. 4, p. 871-890, 1984.
 154. ROTS, J. G. **Computational Modelling of Concrete Fracture**. Delft, The Netherlands: PhD Thesis, Delft University of Technology., 1988.
 155. RASHID, Y. R. Analysis of Prestressed Concrete Pressure Vessels. **Nuclear Engineering and Design**, v. 7, n. 4, p. 334-344, 1968.
 156. ČERVENKA, V.; GERSTLE, K. Inelastic Analysis of Reinforced Concrete Panels: Part I: Theory. **IABSE**, Zurich, v. 31, p. 32-45, 1971.
 157. ČERVENKA, V.; GERSTLE, K. Inelastic Analysis of Reinforced Concrete

- Panels: Part II: Experimental Verification. **IABSE**, v. 32, p. 26-39, 1972.
158. MENIN, R. C. G.; TRAUTWEIN, L. M.; BITTENCOURT, T. N. Smearred Crack Models for Reinforced Concrete Beams by Finite Element Method. **IBRACON Structures and Materials Journal**, v. 2, n. 2, p. 166-182, 2009.
 159. BAZANT, Z. P.; OH, B. H. Crack band theory for fracture of concrete. **Materials and Structures**, v. 16, n. 3, p. 155-177, 1983.
 160. PACHECO, M.; LIMA, J. M. F.; LIMA, P. R. L. Influência do Modelo de Fissuração na Modelagem em Elementos Finitos de Vigas de Concreto Armado. **Ciência & Engenharia (Science & Engineering Journal)**, v. 22, n. 2, p. 57-63, 2013.
 161. WEIHE, S.; KRÖPLIN, B. **Fictitious Crack Models: A Classification Approach**. Proceedings FRAMCOS-2. Zurich, Switzerland: Proceedings FRAMCOS-2, Fracture Mechanics of Concrete Structures. 1995.
 162. KUPFER, H.; BULICEK, H. Comparison of Fixed and Rotating Crack Models in Shear Design of Slender Concrete Beams. In: _____ **Progress in Structural Engineering**. Brescia, Italy: Proceedings of an international workshop on progress and advances in structural engineering and mechanics, 1991. p. 129-138.
 163. BROUJERDIAN, ; KAZEMI, M. T. Smearred Rotating Crack Model for Reinforced Concrete Membrane Elements. **ACI Structural Journal**, v. 107, n. 4, p. 411-418, 2010.
 164. SLOBBE, T. **Propagation and band width of smearred cracks**. Rotterdam, The Netherlands: Master Thesis, Technische Universiteit Delft., 2015.
 165. JIRÁSEK, M.; BAUER, M. Numerical aspects of the crack band approach. **Computer and Structures**, v. 110-111, p. 60-78, 2012.
 166. BEHBAHANI, A. E.; BARROS, J. A. O.; VENTURA-GOUVEIA, A. Plastic-damage smearred crack model to simulate the behaviour of structures made by cement based materials. **International Journal of Solids and Structures**, v. 73-74, p. 20-40, 2015.
 167. POLLARD, D. D. *Fundamentals of Structural Geology*, 2004. Disponível em: <https://pangea.stanford.edu/projects/structural_geology/chapters/chapter09/browser/09_30abc.html>. Acesso em: 05 Agosto 2019.
 168. FERREIRA, L. E. T.; HANAI, J. B. D. Cap. 09 - Mecânica da Fratura e Fraturamento do Concreto. In: ISAIA., G. C. **Materiais de Construção Civil e Princípios de Ciência e Engenharia de Materiais**. São Paulo, Brasil: 3ª Ed., IBRACON., 2017. p. 260-301.

169. ACI COMMITTEE 446. **Fracture Mechanics of Concrete: Concepts, Models and Determinations of Material Properties**. Michigan, USA. 1989.
170. BITTENCOURT, T. N. **Fraturamento do Concreto Estrutural: Aspectos Teóricos, Computacionais e Experimentais, e suas Aplicações**. São Paulo, Brasil: Tese de Livre Docência, Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1999.
171. GRAFFE, R.; LINERO, D. Numerical modeling of the fracture process in mode I of concrete beams with known cracking path by means of a discrete model of cohesive crack. **Revista Ingeniería de Construcción**, v. 25, n. 3, p. 399-418, 2010.
172. WILLE, K.; NAAMAN, A. E. **Fracture Energy of UHP-FRC under direct tensile loading**. Proceeding of FraMCoS-7. Seoul, South Korea: Proceeding of FraMCoS-7. 2010.
173. BARROS, J. A. O.; SENA-CRUZ, J. Fracture Energy of Steel Fiber Reinforced Concrete. **Journal of Mechanics of Composite Materials and Structures**, v. 8, n. 1, p. 29-45, 2001.
174. ULFKJÆR, J. P.; BRINCKER, R. **Fracture Energy of Normal Strength Concrete, High Strength Concrete and Ultra High Strength Ultra Ductile Steel Fibre Reinforced Concrete**. Proceedings of FRAMCOS-2 - Fracture Mechanics of Concrete Structures. Zurich, Switzerland: Proceedings of FRAMCOS-2 - Fracture Mechanics of Concrete Structures. 1995.
175. BANTHIA, N.; TROTTIER, J.-F. Test methods for flexural. **ACI Materials Journal**, v. 92, n. 1, p. 48-57, 1995.
176. ASTM. ASTM C 1018 - Standard test method for flexural toughness and first crack strength of fiber reinforced concrete (using beam with third-point loading (4.02)). **American Society of Testing Materials**, p. 637-644, 1990.
177. JAPAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. Method of test for flexural. **Standard, SF-4**, p. 58-66, 1984.
178. ARAÚJO, J. M. D. **Estruturas de concreto: a resistência à tração e energia de fratura do**. 2. ed. Rio Grande, RS: Dunas, 2001.
179. CAVAGNIS, F.; RUIZ, M. F.; MUTTONI, A. An analysis of the shear-transfer actions in reinforced concrete members without transverse reinforcement based on refined experimental measurements. **Structural Concrete**, v. 19, p. 49-64, 2018.
180. GARNICA, G. I. Z. **Analysis of shear transfer mechanisms in concrete members without shear reinforcement based on kinematic measurements**.

- Delft, The Netherlands: Master Thesis, Delft University of Technology, 2018.
181. MALM, R. **Shear cracks in concrete structures subjected to in-plane stresses**. Stockholm, Sweden: Doctoral Thesis, Royal Institute of Technology, Department of Civil and Architectural Engineering, Division of Structural Design and Bridges, 2006.
 182. MITRA, N.; LOEWS, L. N. **Factors Influencing Analytical Continuum Simulation of Three-Point Bend Test of a Concrete Notched Beam**. Proceedings on The 14th World Conference on Earthquake Engineering. Beijing, China: Proceedings on The 14th World Conference on Earthquake Engineering. 2008.
 183. ABBAS, A.; MOHSIN, S. S.; COTSOVOS, D. **Numerical modeling of fibre-reinforced concrete**. Proceedings of the International Conference on Computing in Civil and Building Engineering. Nottingham, England: Proceedings of the International Conference on Computing in Civil and Building Engineering. 2010.
 184. ROTS, J. G. **Comparative Study of Crack Models**. Proceedings of Third DIANA World Conference. Tokyo, Japan: Proceedings of Third DIANA World Conference. 2002.
 185. HOU, C. et al. Shear Behavior of Reinforced Concrete And Prestressed Concrete Tapered Beams Without Stirrups. **Journal of JSCE**, v. 5, p. 170-189, 2017.
 186. SCOTTA, R. et al. A scalar damage model with a shear retention factor for the analysis of reinforced concrete structures: theory and validation. **Computer and Structures**, v. 79, p. 737-755, 2011.
 187. HENDRIKS, M. A. N.; DE BOER, A.; BELLETTI, B. **Guidelines for Nonlinear Finite Element Analysis of Concrete Structures**. [S.l.]: Rijkswaterstaat Centre for Infrastructure, Report RTD:1016-1:2017, 2017.
 188. SOETENS, T.; MATTHYS, S. Shear-stress transfer across a crack in steel fibre-reinforced concrete. **Cement and Concrete Composites**, v. 82, p. 1-13, 2017.
 189. BARROS, J. A. O. et al. A FEM-based model to predict the behaviour of RC beams shear strengthened according to the NSM technique. **Engineering structures**, v. 56, p. 1192-1206, 2013.
 190. SUURONEN, J.-P. et al. Analysis of short fibres orientation in steel fibre-reinforced concrete (SFRC) by x-ray tomography. **Journal of Materials Science**, v. 48, n. 3, p. 1358-1367, 2013.
 191. GUERRINI, L. Applications of high-performance fiber-reinforced cement-based composites. **Applied Composite Materials**, v. 7, n. 2-3, p. 195-207, 2000.

192. BERROCAL, C. G.; LUNDGREN, K.; LÖFGREN, I. **Influence of steel fibres on corrosion of reinforcement in concrete in chloride environments: A review.** Proceedings of the 7th International Conference Fibre Concrete 2013. Prague, Czech Republic: [s.n.]. 2013.
193. WALRAVEN, J. High performance concrete: a material with a large potential. **Journal of Advanced Concrete Technology**, v. 7, n. 2, p. 145-156, 2009.
194. DAFSTB. **Richtlinie Stahlfaserbeton.** Berlin: Deutscher Ausschluß für Stahlbeton, 2010.
195. ÖBV. Artikeldetail - Bezeichnung: Richtlinie "Faserbeton", 2008. Disponível em:
<<http://www.bautechnik.pro/obvzeb/shop/artikeldetail.aspx?IDArtikel=b6df8919-1a53-48dd-acc0-fdd571b86539>>. Acesso em: 26 out. 2016.
196. ALMANSOUR, H.; LOUNIS, Z. **Design of Prestressed UHPFRC Girder Bridges According to Canadian Highway Bridge Design Code.** Ottawa, Canada. 2009.
197. KCI. **The Structural Design Guideline of the Fiber Reinforced SUPER Concrete.** Seoul, South Korea: Korea Concrete Institute, 2016.
198. KASPER, T. et al. **Design Guideline for Structural Applications of Steel Fibre Reinforced Concrete.** Taastrup, Danmark. 2014.
199. MINISTERIO DE FOMENTO. **EHE-08 - Instrucción del Hormigón Estructural.** [S.l.]: Comisión Permanente del Hormigón, 2008.
200. CNR. **Guide for the Design and Construction of Fiber-Reinforced Concrete Structures.** Rome: Consiglio Nazionale delle Ricerche - Commissione di studio per la predisposizione e l'analisi di norme tecniche relative alle costruzioni, 2006.
201. SIS. Standard - Swedish Standar - SS 812310:2014, 2014. Disponível em:
<<http://www.sis.se/en/construction-materials-and-building/structures-of-buildings/concrete-structures/ss-8123102014>>. Acesso em: 10 26 2016.
202. KOMMISSION SIA 162. Stahlfaserbeton, 1999. Disponível em:
<http://www.webnorm.ch/normenwerk/ingenieur/162-6_1999_d/D/Product>. Acesso em: 26 out. 2016.
203. TC 208-HCF, S. **Durability of Strain-Hardening Fibre-Reinforced Cement-Based Composites (SHCC).** RILEM Technical Committees. ed. Netherlands: Springer, 2011.
204. TC 162-TDF. Design of steel fibre reinforced concrete using the σ -w method: principles and applications. **Materials and Structures/Matériaux et**

- Constructions**, v. 35, n. RILEM Technical Committees, p. 262-278, 2002.
205. TC 162-TDF. Test and design methods for steel fibre reinforced concrete. **Materials and Structures/Matériaux et Constructions**, n. RILEM Technical Committees, p. 75-81, 2000.
206. TC 162-TDF. σ - ϵ - design method. **Materials and Structures / Matériaux et Constructions**, v. 36, p. 560-567, 2003.
207. FIB. **Model Code 2010, final draft, Bulletin 66**. Vol. 2. ed. Lausanne, Switzerland: CEB-FIP, 2012.
208. MANSUR, M. A.; CHIN, M. S.; WEE, T. H. Stress-Strain Relationship of High-Strength Fiber Concrete in Compression. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 11, n. 1, p. 21-29, 1999.
209. BARROS, J. A. O.; FIGUEIRAS, J. Flexural Behavior of SFRC: Testing and Modeling. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 11, n. 4, p. 331-339, 1999.
210. WEN-CHENG, L.; PERCEKA, W.; EN-JUI, L. Compressive Stress-Strain Relationship of High Strength Steel Fiber Reinforced Concrete. **Journal of Advanced Concrete Technology**, v. 13, p. 379-407, 2015.
211. HILLERBORG, A.; MODÉER, M.; PETERSSON, P. Analysis of crack formation and crack growth in concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 6, p. 773-780, 1976.
212. MOSALAM, K. M.; PAULINO, G. H. Evolutionary Characteristic Length Method for Smearred Cracking Finite Element Models. **Finite Elements in Analysis and Design**, v. 27, p. 99-108, 1997.
213. BLANCO, A. et al. Application of constitutive models in European codes to RC-FRC. **Construction and Building Materials**, v. 40, p. 246-259, 2013.
214. SORONAKOM, C.; MOBASHER, B. Closed-Form Moment-Curvature Expressions for Homogenized Fiber-Reinforced Concrete. **ACI Materials Journal**, v. 104, n. 4, p. 351-359, 2007.
215. ACI COMMITTEE 544. **Report on Indirect Method to Obtain Stress-Strain Response of Fiber-Reinforced Concrete (FRC)**. Michigan, USA. 2016.
216. SIGRIST, V.; HACKBARTH, B. **Design and Analysis of Members in Shear**. Proceedings of 3rd International Workshop: Design of Concrete Structures using Eurocodes. Vienna, Austria: [s.n.]. 2012.
217. LANTSOGHT, E.; DE BOER, A.; VAN DER VEEN, C. Levels of

- approximation for the shear assessment of reinforced concrete slab bridges. **Structural Concrete**, v. 18, n. 1, p. 143-152, 2017.
218. SIGRIST, V. et al. Background to the fib Model Code 2010 shear provisions – part I: beams and slabs. **Structural Concrete**, v. 14, n. 3, p. 195-203, 2013.
219. VECCHIO, F. J.; COLLINS, M. P. The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear. **ACI Journal**, v. 83, n. 2, p. 219-231, 1986.
220. BENTZ, E. C. MC2010: Shear Strength of beams and implications of the new approaches. In: _____ **Shear and Punching Shear in RC and FRC**, **fib Bulletin 57**. Lausanne, Switzerland: [s.n.], 2010.
221. BELLETTI, B. et al. Shear Resistance Evaluation of Prestressed Concrete Beams: fib Model Code 2010 guidelines for Level IV Approximations. **Structural Concrete**, v. 14, n. 3, p. 242-249, 2013.
222. SIGRIST, V.; HACKBARTH, B. A Structured Approach to the Design and Analysis of Beams in Shear. In: _____ **Shear and Punching Shear in RC and FRC**, **fib Bulletin 57**. Lausanne, Switzerland: [s.n.], 2010.
223. BENTUR, A.; MINDESS, S. **Fibre Reinforced Cementitious Composites**. London: Taylor & Francis, 2007.
224. GOSSLA, U. Bearing capacity and safety of steel fibre reinforced elements. **German Association for Structural Concrete (DAfStb)**, v. 501, n. ISBN 30410-65701-0 (em alemão), 2000.
225. SVEC, O.; THRANE, L. N.; STANG, H. Linking the Fibre Orientation Factor with the Mechanical Response of the fibre reinforced Self. **Nordic Concrete Research**, Vodskov, Danmark, v. 49, p. 17-26, 2014.
226. RILEM TC162-TDF. Test and Design Methods for Steel Fibre Reinforced Concrete. **Materials and Structures**, v. 35, p. 579-582, 2002.
227. BELLETTI, B. et al. Shear Resistance Evaluation of Prestressed Concrete Bridge Beams: fib Model Code 2010 Guidelines for Level IV Approximations. **Structural Concrete**, v. 14, n. 3, p. 242-249, 2013.
228. DNER. **Manual de Projeto de Obras-de-Arte-Especiais**. Rio de Janeiro. 1996.
229. ABNT. **NBR 7188 - Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas**. Rio de Janeiro: ABNT, 2013.
230. INSTITUTO DE PESQUISAS RODOVIÁRIAS. **Pontes e Viadutos Rodoviários - Estruturas de Concreto Armado - Especificação de Serviço**.

Rio de Janeiro: DNIT, 2009.

231. DNIT. Index of /download/rodovias/operacoes-rodoviaras/pesagem. Disponível em: <http://www.dnit.gov.br/download/rodovias/operacoes-rodoviaras/pesagem/>. Acesso em: 31 ago. 2019.
232. CHEN, L.; GRAYBEAL, B. A. **FHWA Publication No. FHWA-HRT-11-020: Finite Element Analysis of Ultra-High Performance Concrete: Modeling Structural Performance of an AASHTO Type II Girder and a 2nd Generation Pi-Girder.** [S.l.]. 2010.
233. EL-TAWIL, S. et al. **RC-1637: Development, Characterization and Applications of a Non Proprietary Ultra High Performance Concrete for Highway Bridges.** Michigan, USA. 2016.
234. MOORE, B. P. National Association of County Engineers - Documents - 2013 Presentations, 18 jun. 2013. Disponível em: <http://www.countyengineers.org/events/annualconf/Documents/2013%20Presentations/Iowa%20UHPC%20Moore.pdf>. Acesso em: 25 out. 2016.
235. TNO. DIANA, 2003. Disponível em: <http://dianafea.com/content/DIANA>. Acesso em: 24 ago. 2016.
236. ABNT. **Projeto de Pontes de Concreto Armado e de Concreto Protendido - Procedimento.** Rio de Janeiro: ABNT, 2003.
237. ABNT. **NBR 8681, Ações e segurança nas estruturas - Procedimento.** Rio de Janeiro, Brasil: [s.n.], 2003.
238. ZHANG, G.; GAYBEAL, B. A. Development of UHPC Pi-Girder Sections for Span Length up to 41 m. **Journal of Bridge Engineering**, v. 20, n. 3, p. 1-8, 2015.
239. ROUSE, J. M. et al. **IHRB Project TR-574: Design, Construction, and Field Testing of an Ultra-High Performance Concrete Pi-Girder Bridge.** Iowa, USA. 2011.
240. ARCELORMITTAL. Fios e Cordoalhas, 2019. Disponível em: <https://brasil.arcelormittal.com/produtos-solucoes/construcao-civil/fios-e-cordoalhas>. Acesso em: 02 set. 2019.
241. CHOLFE, L.; BONILHA, L. **Concreto Protendido - Teoria e Prática.** São Paulo: PINI, 2015.
242. PFEIL, W. **Concreto Protendido - Processos Construtivos e Perdas de Protensão.** Rio de Janeiro: 3a. Edição. Editora Didática e Científica Ltda, 1991.

243. NAKOV, D. Experimental and Analytical Analysis of Creep of Steel Fibre Reinforced Concrete. **Periodica Polytechnica Civil Engineering**, v. 62, n. 1, p. 226-231, 2018.
244. ABNT. **NBR 7215 - Cimento Portland - Determinação da resistência à compressão**. Rio de Janeiro: ABNT, 1996.
245. ABNT. **NBR 5739 - Concreto - Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos**. Rio de Janeiro: ABNT, 2018.
246. ABRÀMOFF, M. D.; MAGALHÃES, P. J.; RAM, S. J. Image processing with ImageJ. **Biophotonics international**, v. 11, n. 7, p. 36-42, 2004.
247. DE VOS, K. Cell Counter. Disponível em: <<https://imagej.nih.gov/ij/plugins/cell-counter.html>>. Acesso em: 10th November 2018.
248. WASKOM, M. seaborn: statistical data visualization, 2018. Disponível em: <<https://seaborn.pydata.org/>>. Acesso em: 10th November 2018.
249. MCKINNEY, W. Python Data Analysis Library, 2018. Disponível em: <<https://pandas.pydata.org/>>. Acesso em: 10th November 2018.
250. HUNTER, J. D.; DROETTBOOM, ; CASWELL, T. A. matplotlib, 2018. Disponível em: <<https://matplotlib.org/>>. Acesso em: 10th November 2018.
251. VANDERPLAS, J. **Python data science handbook: essential tools for working with data**. [S.l.]: O'Reilly Media, Inc, 2016.
252. ABNT. **NBR 5735 - Cimento Portland de alto-forno**. Rio de Janeiro: ABNT, 1991.
253. BEKAERT. Dramix® 3D datasheets, 2018. Disponível em: <<https://www.bekaert.com/en/product-catalog/content/datasheets/Dramix3D>>. Acesso em: 13th January 2018.
254. ABNT. **Concreto autoadensável - Parte 2: Determinação do espalhamento, do tempo de escoamento e do índice de estabilidade visual - Método do cone de Abrams**. Rio de Janeiro: ABNT, 2017.
255. FERREIRA, D.; MANIE, J. **DIANA - Finite Element Analysis (Documentation release 10.3)**. Delft, The Netherlands. 2019.
256. TAILHAN, J. L. et al. **Probabilistic modelling of crack creation and propagation in concrete structures: some numerical and mechanical considerations**. International Conference on Numerical Modeling Strategies for

- Sustainable Concrete Structures (SSCS). Aix en Provence, France: [s.n.]. 2012.
257. TAILHAN, J. L. et al. **Multiscale probabilistic approaches and strategies for the modelling of concrete**. VIII International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures (FraMCoS-8). Toledo, Spain: [s.n.]. 2013.
258. THOMAZ, E. C. S. Pontes em Concreto Protendido - Noções Básicas. Disponível em: <<http://aquarius.ime.eb.br/~webde2/prof/ethomaz/>>. Acesso em: 06 out. 2019.
259. JONG-SUP, P. et al. Early-Age Strength of Ultra-High Performance Concrete in Various Curing Conditions. **Materials**, v. 8, p. 5537-5553, 2015.
260. PFEIL, W. **Concreto Protendido. Vol. 3. Dimensionamento à Flexão**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 1984.
261. LIN, T. Y.; BURNS, N. H. **Design of Prestressed Concrete Structures**. New York, USA: John Wiley & Sons, 1981.
262. ALMEIDA, T. G. M. D. **Reforço de Vigas de Concreto Armado por Meio de Cabos Externos Protendidos**. São Carlos, Brasil: Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo., 2001.
263. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318/99 – Building code requirements for structural concrete and ACI 318R/99 – Commentary**. Farmington Hills, Michigan, USA.: [s.n.], 1999.
264. BRITISH STANDARDS INSTITUTION. **BS 8110 - Structural Use of Concrete: Part 1: Code of Practice and Construction**. London, UK.: [s.n.], 1985.
265. NAAMAN, A. E.; ALKHAIRI, F. M. Stress at Ultimate in Unbonded Post-Tensioning Tendons: Part 2 - Proposed Methodology. **ACI Structural Journal**, v. 88, n. 6, p. 683-692, 1991.
266. HARAJLI, M. H. Analysis of the Ultimate Response of Externally Prestressed Beams. **IABSE Symposium, Rio de Janeiro, Brazil.**, 1999. 956-963.
267. PFEIL, W.; PFEIL, M. S. **Estruturas de Aço: Dimensionamento Prático de Acordo com a NBR 8800:2008**. 8ª. ed. Rio de Janeiro, Brasil.: LTC, 2009.
268. DENARIÉ, E.; BRÜHWILER, E. **Cast-On Site UHPFRC For Improvement of Existing Structures - Achievements Over the Last 10 Years in Practice and Research**. HPRCC7: 7th workshop on High Performance Fiber Reinforced Cement Composites. Stuttgart, Germany: [s.n.]. 2015.
269. BRÜHWILER, E. Rehabilitation of concrete bridges using Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete (UHPFRC). In: STRAUSS, A.;

FRANGOPOL, D.; BERGMEISTER, K. **Life-Cycle and Sustainability of Civil Infrastructure Systems** Strauss, Frangopol & Bergmeister (Eds). London, England: Taylor & Francis Group, 2013. p. 1934-1941.

270. BLAKE, A. **Handbook of Mechanics, Materials, and Structures**. New York, USA: John Wiley & Sons, Inc., 1985.

271. MAZZACANE, P.; RICCIOTTI, R.; TEPLY, F. Chapter 9 - The Passerelle des Anges Footbridge. In: _____ **Design and Building with UHPFRC**. London, UK: ISTE Ltd, 2011. p. 111-124.

APÊNDICE A. MEMÓRIA DE CÁLCULO

A.1. PUNÇÃO

Para membros com adição de fibras de aço, a resistência ao esforço de punção pode ser dada por:

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,f} + V_{Rd,s} \quad \text{A. 1}$$

A.1.1. Parcela Atribuída ao Concreto

$$V_{Rd,c} = k_{\psi} \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot b_0 \cdot d_v \quad \text{A. 2}$$

Com o parâmetro k_{ψ} dependendo das deformações da laje conforme Equação A. 3, a seguir:

$$k_{\psi} = \frac{1}{1,5 + 0,9 \cdot k_{dg} \cdot \psi \cdot d} \leq 0,6 \quad \text{A. 3}$$

onde:

ψ é o parâmetro referente à rotação da laje em torno da área suportada, conforme ilustrado na Figura A. 1.

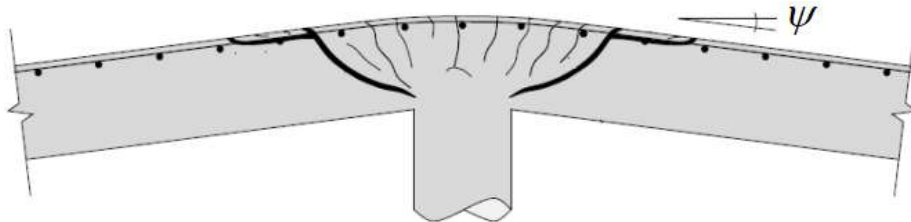


Figura A. 1 – Rotação (ψ) de uma laje [207].

O parâmetro ψ é determinado com base nos quatro Níveis de Aproximação.

A.1.1.1. Nível de Aproximação I

Para uma laje lisa dimensionada considerando análise linear elástica, sem redistribuição significativa de esforços, a rotação ψ na ruína é dada por:

$$\psi = 1,5 \cdot \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_{yd}}{E_s} \quad \text{A. 4}$$

sendo:

r_s a posição onde o momento fletor radial é zero em relação ao eixo dos apoios.

O valor de r_s pode ser aproximado para $0,22 \cdot L_x$ ou $0,22 \cdot L_y$, respectivamente nas direções X e Y, para lajes retangulares em que a razão entre os vãos atenda a condição $0,5 \leq L_x/L_y \leq 2,0$.

A.1.1.2. Nível de Aproximação II

O Nível de Aproximação II admite uma significativa redistribuição de momentos fletores a ser considerada no dimensionamento, dessa forma, admitindo que ψ valha:

$$\psi = 1,5 \cdot \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_{yd}}{E_s} \cdot \left(\frac{m_{Ed}}{m_{Rd}} \right)^{1,5} \quad \text{A. 5}$$

onde:

m_{Ed} é o momento médio atuante por unidade de comprimento numa determinada largura de faixa para o cálculo da armadura de flexão.

m_{Rd} é o momento médio resistente por unidade de comprimento na largura de faixa determinada em m_{Ed} .

A largura de faixa para m_{Ed} é dada pela Equação A. 6:

$$b_s = 1,5 \cdot \sqrt{r_{s,x} \cdot r_{s,y}} \leq L_{min} \quad \text{A. 6}$$

A.1.1.3. Nível de Aproximação III

Para o Nível de Aproximação III, admite-se a redução do coeficiente 1,5 para 1,2, caso r_s e m_{Ed} sejam calculados usando modelo numérico com comportamento elástico linear.

A.1.1.4. Nível de Aproximação IV

A rotação pode ser calculada com base em uma análise não linear da estrutura levando em consideração os padrões de fissuração, escoamento da armadura e quaisquer outros efeitos que possam fornecer precisão para a análise [207].

A.1.2. Parcela Atribuída às Fibras

A parcela atribuída às fibras é dada pela Equação A. 7:

$$V_{Rd,f} = \frac{f_{Ftuk}}{\gamma_F} \cdot b_0 \cdot d_v \quad \text{A. 7}$$

sendo:

f_{Ftuk} é o valor da resistência à tração característica para a abertura de fissura última no valor de $w_u = 1,5mm$.

b_0 é o perímetro de controle resistente ao cisalhamento.
 d_v é a espessura efetiva resistente ao cisalhamento.

A.2. DISTRIBUIÇÃO TRANSVERSAL DE CARGAS MÓVEIS

a) Longarina L2

Os fatores de carga para a posição mais desfavorável do trem-tipo, ilustrados na Figura A. 2, são, respectivamente, 0,269 e 0,242 por eixo. A carga distribuída, atendendo à distância entre as rodas, preenche a totalidade do restante da pista.

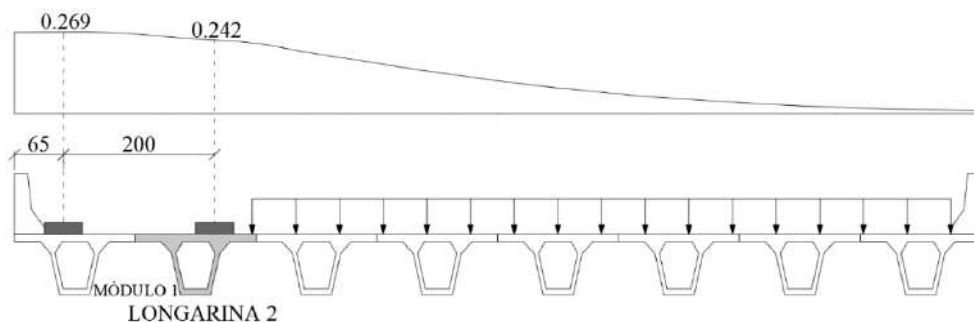


Figura A. 2 - LI dos esforços de flexão para a longarina L2 e a posição mais solicitante do Trem-Tipo.

b) Longarina L3

Os fatores de carga para a posição mais desfavorável do trem-tipo, ilustrados na Figura A. 3, são, respectivamente, 0,188 e 0,205 por eixo. Assim como na Longarina L2, a carga distribuída preenche a totalidade do restante da pista.

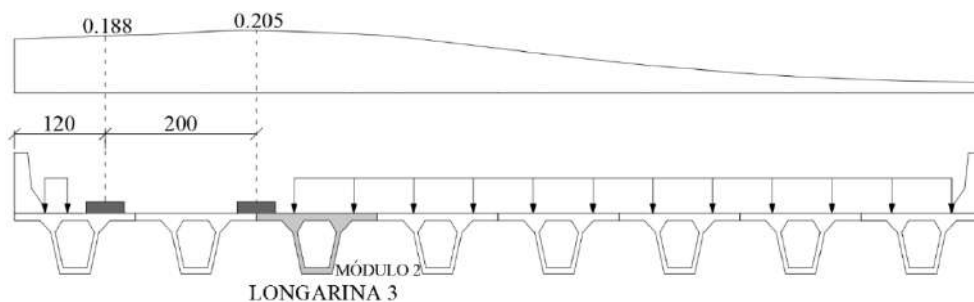


Figura A. 3- LI dos esforços de flexão para a longarina L3 e a posição mais solicitante do Trem-Tipo.

c) Longarina L4

Os fatores de carga para a posição mais desfavorável do trem-tipo, ilustrados na Figura A. 4, são, respectivamente, 0,163 e 0,184 por eixo. Assim como nas Longarinas L2 e L3, a carga distribuída preenche a totalidade do restante da pista.

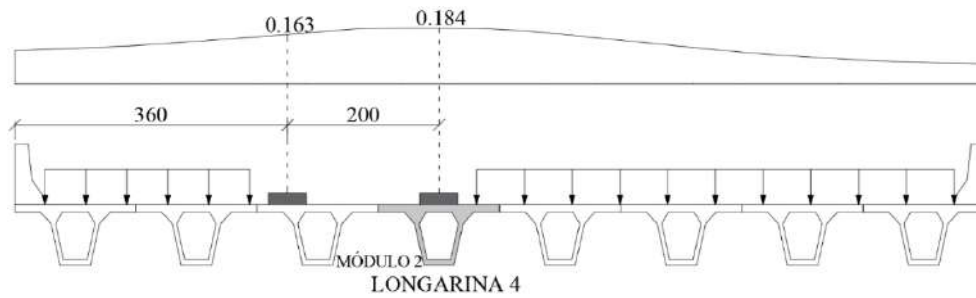


Figura A. 4 - LI dos esforços de flexão para a longarina L4 e a posição mais solicitante do Trem-Tipo.

A.2.1.1. Combinação de Esforço Cortante e Momento Torçor

a) Longarina L2

Os fatores de carga para a posição mais desfavorável do trem-tipo ao esforço cortante, ilustrados na Figura A. 5, são, respectivamente, 0,207 e 0,426 por eixo. A carga distribuída, atendendo à distância entre as rodas, preenche a totalidade do restante da pista.

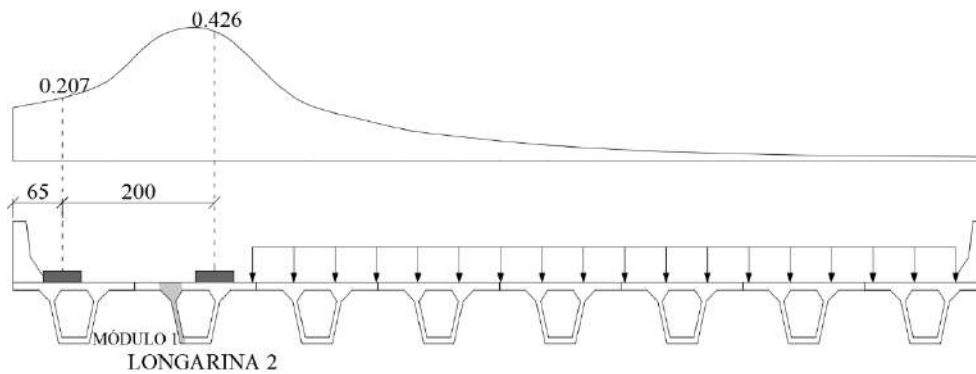


Figura A. 5 - LI dos esforços cortantes para a longarina L2 e a posição mais solicitante do Trem-Tipo.

Os fatores de carga para a posição mais desfavorável do trem-tipo à torção, ilustrados na Figura A. 6, são, respectivamente, 0,479 e -0,034 por eixo. A carga distribuída deverá ser inserida parcialmente na pista, somente no trecho positivo da LI.

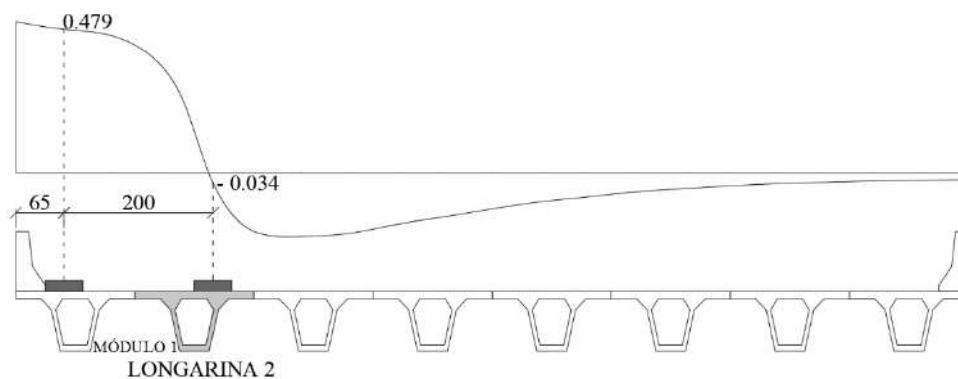


Figura A. 6 - LI dos esforços de torção para a longarina L2 e a posição mais solicitante do Trem-Tipo.

b) Longarina L3

Os fatores de carga para a posição mais desfavorável do trem-tipo ao esforço cortante, ilustrados na Figura A. 7, são, respectivamente, 0,152 e 0,41 por eixo. A carga distribuída, atendendo à distância entre as rodas, preenche a totalidade do restante da pista.

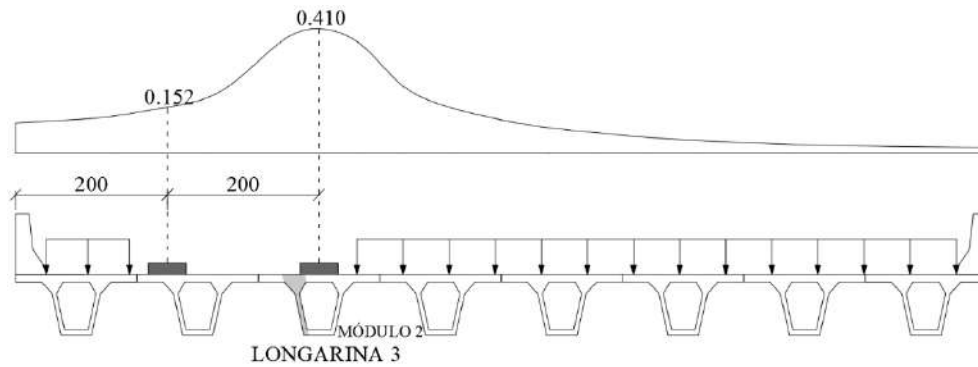


Figura A. 7 - LI dos esforços cortantes para a longarina L3 e a posição mais solicitante do Trem-Tipo. Os fatores de carga para a posição mais desfavorável do trem-tipo à torção, ilustrados na Figura A. 8, são, respectivamente, 0,301 e 0,348 por eixo. A carga distribuída deverá ser inserida parcialmente na pista, somente no trecho positivo da LI.

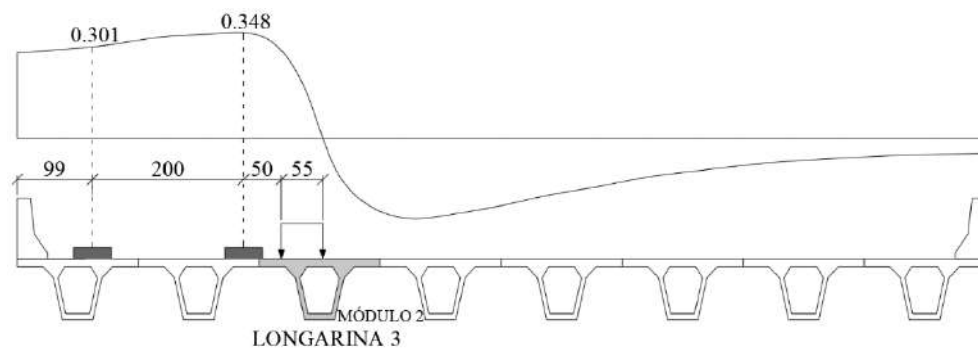


Figura A. 8 - LI dos esforços de torção para a longarina L3 e a posição mais solicitante do Trem-Tipo.

c) Longarina L4

Os fatores de carga para a posição mais desfavorável do trem-tipo ao esforço cortante, ilustrados na Figura A. 9, são, respectivamente, 0,134 e 0,402 por eixo. A carga distribuída, atendendo à distância entre as rodas, preenche a totalidade do restante da pista.

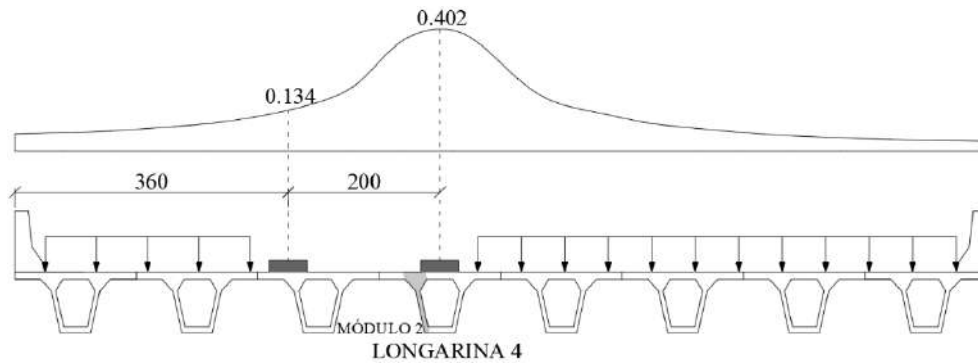


Figura A. 9 - LI dos esforços cortantes para a longarina L4 e a posição mais solicitante do Trem-Tipo. Os fatores de carga para a posição mais desfavorável do trem-tipo à torção, ilustrados na Figura A. 10, são, respectivamente, 0,222 e 0,309 por eixo. A carga distribuída deverá ser inserida parcialmente na pista, somente no trecho positivo da LI.

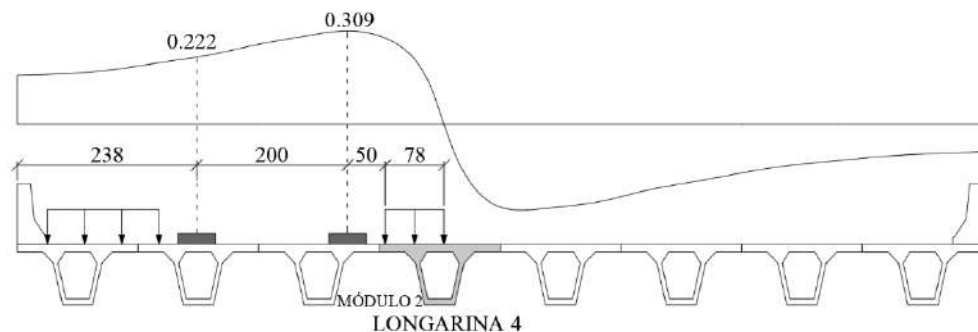


Figura A. 10 - LI dos esforços de torção para a longarina L4 e a posição mais solicitante do Trem-Tipo.

A.3. ESFORÇOS SOLICITANTES NA MESA SUPERIOR

Os esforços de flexão e cisalhamento transversais na mesa superior do tabuleiro são comandados pelas rodas do trem-tipo, dada a sua magnitude de 75 kN ser concentrada em uma área de $50 \times 20 = 1000 \text{ cm}^2$. Portanto, a identificação da região mais solicitada de toda a mesa superior ao esforço de flexão transversal foi feita conforme procedimento apresentado na Figura A. 11; dado que a ponte apresenta dupla simetria, o procedimento de varredura longitudinal e transversal das seis rodas do trem-tipo foi realizado em apenas um quadrante.

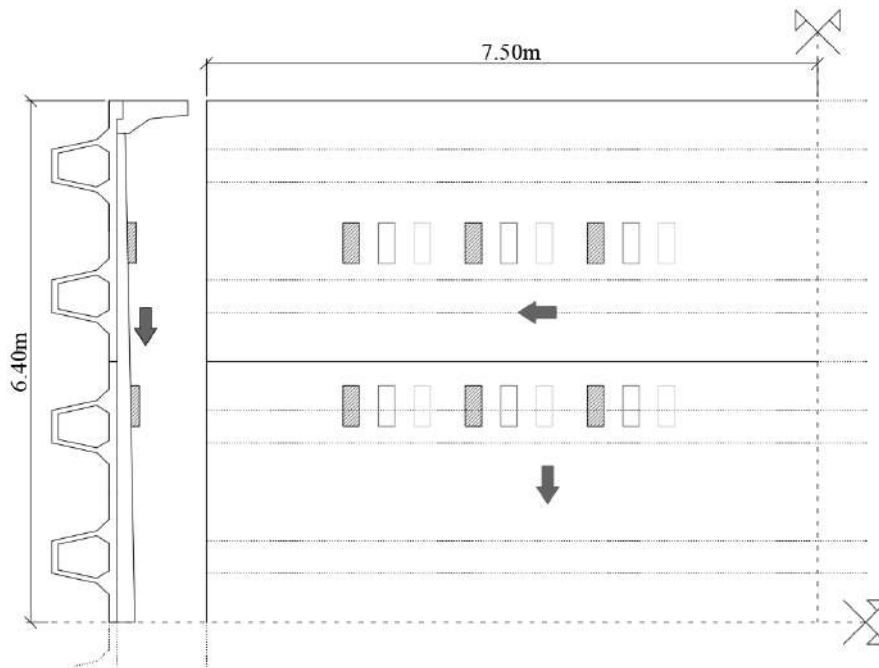


Figura A. 11 – Varredura do trem-tipo em posições variadas.

Devido à espessura do revestimento, a área de atuação da carga concentrada da roda sofre um aumento ao se considerar um espraçamento na proporção de 1: 1 para o revestimento e de 1: 2 para a mesa superior, até o nível do seu plano central [258], conforme ilustrado na Figura A. 12. Dessa maneira, para a realização do dimensionamento da mesa superior, uma série de novos processamentos foi realizada no modelo numérico, considerando o espraçamento das cargas das rodas.

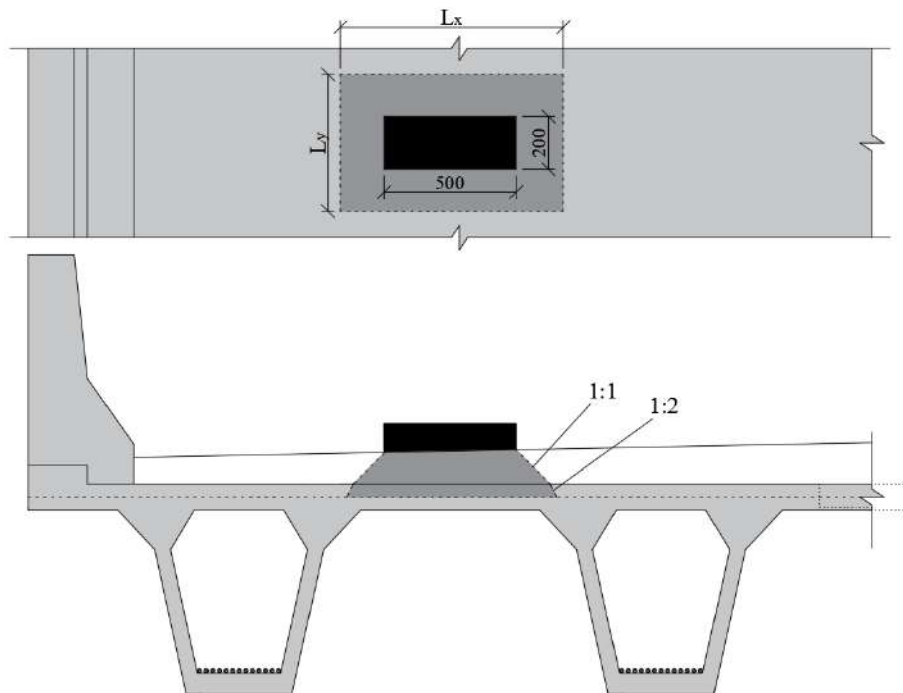


Figura A. 12 – Espraçamento de carga atuando nas espessuras do revestimento e da mesa superior.

A.3.1.1. Esforços Solicitantes na Mesa Superior

a) Flexão

A partir do levantamento de momentos fletores na mesa superior, para a realização do dimensionamento à flexão da mesa superior, a Tabela A. 1 lista a envoltória dos valores máximos e mínimos obtidos, considerando apenas os esforços com o espraçamento. Ressalta-se que o esforço produzido pela carga distribuída do trem-tipo foi desconsiderado por não afetar a área localizada no dimensionamento, e que considerou-se o coeficiente de impacto vertical para análise transversal, conforme Equação 4.1 ($CIV = 1,418$).

Tabela A. 1 – Envoltória de momentos fletores máximos e mínimos (transversal e longitudinal)

Classificação	Posição	Momento Fletor na Mesa Superior [kNm/m]				
		Peso Próprio	Barreira Jersey	Revestimento	TT45	M_d
		M_{PP}	M_{NJ}	M_{Rev}	M_{TT}	
Transversal Positivo	A	0,33	-0,15	0,28	7,93	22
	B	0,26	-0,42	0,23	8,44	18
Transversal Negativo Localizado	C	0,19	-0,57	0,00	-7,70	-21
	D	0,22	-0,86	-0,03	-9,08	-25
Transversal Negativo ao Longo do Vão	A	0,15	-0,35	0,00	-6,41	-17
	B	0,16	-0,66	0,00	-7,37	-17
Longitudinal Positivo	A	0,80	0,05	0,51	5,65	17
	B	0,86	0,07	0,56	5,99	15
Longitudinal Negativo Localizado	C	-0,69	-0,02	0,52	-8,88	-24
	D	0,46	0,26	0,26	-5,33	-13
Longitudinal Negativo ao Longo do Vão	A	0,10	-0,18	0,05	-0,79	-2
	B	-	-	-	-	-

Nota:

A: Entre $0 < Y < 5m$ e $10 < Y < 15m$; B: Entre $5 < Y < 10m$; C: Em $Y = 0$ e $Y = 15m$; D: Em $Y = 5$ e $Y = 10m$

Da Tabela A. 2 à Tabela A. 4 têm-se os valores de momento fletor atuantes na mesa superior, sendo, respectivamente: transversais positivos e negativos, transversais positivos e negativos localizados, e longitudinais positivos e negativos. Para fins de comparação e demonstração da redução da concentração de esforços ao considerar o espraçamento das cargas (dimensões L_x e L_y consideradas para projeção das rodas no modelo), são mostrados os valores sem o efeito do espraçamento (coluna intitulada Sem). Os efeitos localizados (Tabela A. 3) aqui considerados ocorrem devido à presença das

transversinas (apoios) e travessas desviadoras das cordoalhas de protensão.

Tabela A. 2 – Valores máximos de momento fletor transversal na mesa superior

Posição	Espraçamento [mm]		Momento Fletor Positivo [kNm/m]			
	L_x	L_y	Entre $0 < Y < 5m$ e $10 < Y < 15m$		Entre $5 < Y < 10m$	
			Sem	Com	Sem	Com
L1 e L2	738	438	10,76	7,83	11,44	8,44
L2 e L3	802	502	11,04	7,65	11,90	7,70
L3 e L4	866	566	11,95	7,93	12,58	8,41
L4 e L5	925	625	11,47	7,17	12,25	7,78
Posição	Espraçamento [mm]		Momento Fletor Negativo [kNm/m]			
	L_x	L_y	Em $Y = 0$ e $Y = 15m$		Em $Y = 5$ e $Y = 10m$	
Sobre o desviador			Sem	Com	Sem	Com
Alma Esq. L1	704	404	6,65	4,50	6,65	4,27
Alma Dir. L2	800	500	7,64	5,58	7,06	4,50
Alma Esq. L3	724	424	8,20	6,41	8,94	7,37
Alma Esq. L4	788	488	7,94	5,77	7,87	5,42

Tabela A. 3 – Valores máximos de momento negativo na mesa superior (localizados)

Posição	Espraçamento [mm]		Momento Fletor Transversal [kNm/m]	
	L_x	L_y	Em $Y = 0$ e $Y = 15m$	Em $Y = 5m$ e $Y = 10m$
Sobre o desviador			Com	Com
Alma Esquerda L1	704	404	4,50	4,27
Alma Direita L2	800	500	5,58	5,59
Alma Esquerda L3	724	424	7,70	9,08
Alma Esquerda L4	788	488	6,15	6,66
Posição	Espraçamento [mm]		Momento Fletor Longitudinal [kNm/m]	
	L_x	L_y	Em $Y = 0$ e $Y = 15m$	Em $Y = 5m$ e $Y = 10m$
Sobre o desviador			Com	Com
L1	738	438	8,88	4,98
L2	802	502	8,29	5,33
L3	866	566	7,73	5,20
L4	925	625	7,21	5,30

Tabela A. 4 – Valores máximos do momento fletor longitudinal na mesa superior

Posição	Espraiamento [mm]		Momento Fletor Positivo [kNm/m]			
	L_x	L_y	Entre $0 < Y < 5m$ e $10 < Y < 15m$		Entre $5 < Y < 10m$	
			Com		Com	
Entre L1 e L2	738	438	5,65		5,99	
Entre L2 e L3	802	502	5,00		5,35	
Entre L3 e L4	866	566	4,23		4,55	
Entre L4 e L5	925	625	4,05		4,30	
Posição	Espraiamento [mm]		Momento Fletor Negativo [kNm/m]			
	L_x	L_y	Entre $0 < Y < 5$ e $10 < Y < 15$		Entre $5 < Y < 10$	
			Sem	Com	Sem	Com
Entre almas L1	708	408	0,90	0,79	-	-
Entre almas L2	772	472	0,96	0,66	-	-
Entre almas L3	832	532	0,95	0,63	-	-
Entre almas L4	820	520	0,90	0,53	-	-

Nota: Os esforços entre $5 < Y < 10m$ não apresentaram magnitude suficiente para serem consideradas no dimensionamento.

b) Esforço Cortante

A partir do levantamento de esforços cortantes na mesa superior, para a realização do dimensionamento ao esforço cortante da mesa superior, a Tabela A. 5 lista a envoltória dos valores máximos e mínimos obtidos, considerando apenas os esforços com o espraiamento. Do mesmo modo que procedido em relação ao dimensionamento à flexão, o esforço produzido pela carga distribuída do trem-tipo foi desconsiderado, e considerou-se, para análise a transversal, $CIV = 1,418$.

Tabela A. 5 – Envoltória de esforços cortantes na mesa superior

Classificação	Posição	Esforço Cortante [kN/m]				
		Peso Próprio	Barreira Jersey	Revestimento	TT45	V_d
		V_{PP}	V_{NJ}	V_{Rev}	V_{TT}	
Transversal	A	1,05	0,52	1,25	48,25	132
	B	1,63	-1,42	1,73	48,13	106
Longitudinal Localizado	C	2,19	-0,56	1,87	54,48	150
	D	0,67	-0,44	0,47	45,95	124
Longitudinal ao Longo do Vão	A	0,70	-0,05	0,50	25,95	71
	B	0,03	0,02	0,02	23,52	50

Nota: A: Entre $0 < Y < 5m$ e $10 < Y < 15m$; B: Entre $5 < Y < 10m$; C: Em $Y = 0$ e $Y = 15m$; D: Em $Y = 5$ e $Y = 10m$

Da análise dos esforços cortantes na mesa superior, apresentam-se, respectivamente, da

Tabela A. 6 à Tabela A. 8, os esforços cortantes transversais, longitudinais localizados, e longitudinais ao longo do vão. Dado que os valores obtidos na varredura apresentaram ordem de grandeza muito similar, optou-se por seleccionar e apresentar somente os dois maiores resultados, levando em consideração a magnitude do esforço associado ao menor espraçamento do carregamento.

Tabela A. 6 – Esforços cortantes por unidade de comprimento transversal na mesa superior

Posição	Espraçamento [mm]		Esforço Cortante [kN/m]	
	L_x	L_y	Entre $0 < Y < 5m$ e $10 < Y < 15m$	Entre $5 < Y < 10m$
L1	700	400	41,78	42,26
L2	732	432	48,25	48,13

Tabela A. 7 – Esforços cortantes por unidade de comprimento longitudinal na mesa superior (localizados)

Posição	Espraçamento [mm]		Esforço Cortante [kN/m]	
	L_x	L_y	Em $Y = 0$ e $Y = 15$	Em $Y = 5$ e $Y = 10$
L1	700	400	46,57	45,95
L2	732	432	54,48	32,72

Tabela A. 8 – Esforços cortantes por unidade de comprimento longitudinal na mesa superior (ao longo do vão)

Posição	Espraçamento [mm]		Esforço Cortante [kN/m]	
	L_x	L_y	Entre $0 < Y < 5$ e $10 < Y < 15$	Entre $5 < Y < 10$
L1	700	400	23,10	23,11
L2	732	432	25,95	23,52

A.4. DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL LONGITUDINAL DA LONGARINA

A.4.1. Perdas de Protensão

A.4.1.1. Perda Imediata I: Atrito

De acordo com PFEIL [242], nos sistemas de cabos externos, a concepção construtiva das cordoalhas visa reduzir os atritos por meio de dispositivos de deslizamento nos pontos de deflexão. De qualquer maneira, a Equação A. 8, escrita de forma generalizada, descreve a perda por atrito nos pontos de contato.

$$P_{corr,0} = P_{total,0} \cdot e^{-\mu(\Delta\alpha+ky)}, \text{ onde:} \quad \text{A. 8}$$

μ é o coeficiente de atrito entre a cordoalha e a bainha.

k é o coeficiente de perda por metro provocada por curvaturas não intencionais na cordoalha (ou perdas parasitárias).

y é a posição da seção transversal analisada.

Ao substituir os dados, adotou-se $\mu = 0,10$, ao considerar um sistema de cordoalhas externas com sistema de deslizamento, e $k = 0$, pois a cordoalha externa não apresenta perdas parasitárias [242]. Para um sistema de protensão com ancoragem ativa nas duas extremidades, e com base nas seções da Figura 4.7, a Tabela A. 9 registra as perdas de protensão por atrito ao longo do vão.

Tabela A. 9 – Perdas por atrito ao longo do vão

Seção	Y [m]	Δy [m]	α [°]	$\Delta\alpha$ [°]	$\Delta\alpha$ [rad]	$e^{-\mu(\Delta\alpha+ky)}$	$P_{\text{corr},0}$ [kN]	$\sigma_{\text{corr},0}$ [MPa]
A – A	0,0	0,0	0	0	0	1,00	3255,0	1550,0
B – B	5,0	5,0	4,8	4,8	0,0838	0,99166	3227,8	1537,0
C – C	2,5	7,5	4,8	4,8	0,0838	0,99166	3227,8	1537,0

A.4.1.2. Perda Imediata II: Encunhamento

Por cordoalha, tem-se que:

$$P_{\text{máx}} = 232,5 \text{ kN}$$

Assumindo um encunhamento de $\delta = 4 \text{ mm}$, tem-se:

$$\Delta P_1 = P_{\text{máx}} - P_{\text{anc}}$$

$$\Delta P_2 = \Delta P_1 - 0,02 \cdot P_{\text{máx}} = P_{\text{máx}} - P_{\text{anc}} - 0,02 \cdot P_{\text{máx}}$$

$$\Delta P_2 = 0,98 \cdot P_{\text{máx}} - P_{\text{anc}}$$

$$\text{Área} = A_p \cdot E_p \cdot \delta = 150 \cdot 200000 \cdot 4 = 120 \times 10^6 \text{ Nmm} = 120 \text{ kNm}$$

Até o meio do vão, tem-se:

$$\Delta P_1 \cdot 5,0 \text{ m} + \Delta P_2 \cdot 2,5 \text{ m} = 120 \text{ kNm}$$

$$(P_{\text{máx}} - P_{\text{anc}}) \cdot 5,0 + (0,98 \cdot P_{\text{máx}} - P_{\text{anc}}) \cdot 2,5 = 120 \rightarrow P_{\text{anc}} = 215 \text{ kN}$$

Portanto:

$$\Delta P_1 = 17,50 \text{ kN/cordoalha} \rightarrow 122,5 \text{ kN/cabo} (58 \text{ MPa/cabo})$$

$$\Delta P_2 = 12,85 \text{ kN/cordoalha} \rightarrow 89,95 \text{ kN/cabo} (43 \text{ MPa/cabo})$$

A.4.1.3. Perda Imediata III: Encurtamento Elástico do Concreto

No caso de estruturas pós-tracionadas, quando as cordoalhas são protendidas de maneira sequencial, o cilindro hidráulico se apoia diretamente sobre a peça, realizando um encurtamento imediato do elemento. Dessa forma, deve-se considerar para o encurtamento elástico do concreto, o efeito que a cordoalha $n + 1$ imprime na cordoalha n logo após cada protensão. Assim, a Equação A. 9 calcula a perda média por encurtamento elástico do concreto devido à protensão sucessiva:

$$\Delta\sigma = \alpha_p \cdot (\sigma_{c,g} + \sigma_{c,p}) \cdot \left(\frac{n-1}{2n}\right), \text{ onde:} \quad \text{A. 9}$$

n é o número de cordoalhas protendidas sequencialmente.

α_p é a relação entre os módulos elástico do aço e do concreto na idade da protensão, sendo igual a $\alpha_p = E_p/E_{ci}(t)$

$\sigma_{c,p}$ é a tensão inicial no concreto no nível do baricentro da armadura de protensão, devido à protensão simultânea dos n cabos.

$\sigma_{c,g}$ é a tensão no concreto no nível do baricentro da armadura de protensão, devido à carga permanente modificada pela protensão ou simultaneamente aplicada com a protensão.

Assim, cada item da Equação A. 9 é calculado a seguir, considerando a força de protensão após a perda por atrito:

$$\sigma_{c,p} = -\frac{P_i}{A_c} - (P_i \cdot e) \cdot \frac{e}{I_x}$$

$$\sigma_{c,p} = -\frac{3227,8}{0,3023} - \frac{3227,8 \cdot 0,42^2}{0,019753}$$

$$\sigma_{c,p} = -39,50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,g} = M_g \frac{e}{I_x}$$

$$\sigma_{c,g} = 215 \cdot \frac{0,42}{1,9753 \times 10^{-2}}$$

$$\sigma_{c,g} = 4,57 \text{ MPa}$$

Substituindo os valores, tem-se:

$$\Delta\sigma = \frac{200000}{37350} \cdot (-39,50 + 4,57) \cdot \left(\frac{2-1}{2 \cdot 2}\right)$$

$$\Delta\sigma = -47 \text{ MPa}$$

Assim, a Figura A. 13 ilustra as perdas imediatas somadas. Com base nessas informações, é possível calcular as perdas progressivas, cujos procedimentos são apresentados nas

seções seguintes. As perdas imediatas apresentaram valor em torno de 10%.

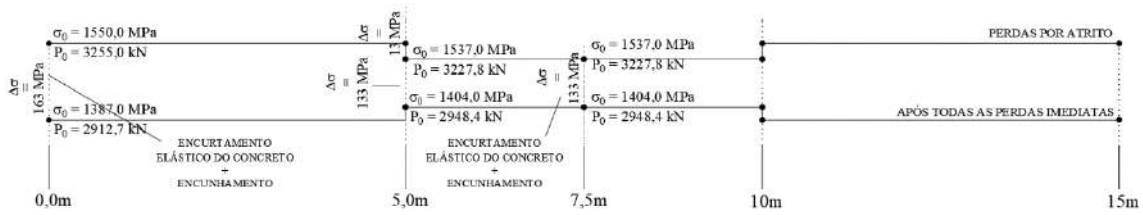


Figura A. 13 - Diagrama de forças após perdas imediatas.

A.4.1.4. Coeficientes de Fluência

Para a obtenção dos dados de fluência, deve-se estimar um tempo, em dias, para que o elemento estrutural em análise seja submetido a carregamentos (protensão, peso próprio, etc). Dessa maneira, foi escolhido para a aplicação da protensão o 28º dia de cura, seguido de transporte da fábrica para instalação no canteiro (atuação do peso próprio). Portanto, os valores fictícios dos dias serão considerados a partir desta data ($t_0 = 28$ dias).

Assim, segundo o Model Code 2010 [74], o coeficiente de fluência, $\varphi(t, t_0)$, é calculado a partir da Equação A. 10, a seguir:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_{bc}(t, t_0) + \varphi_{dc}(t, t_0), \text{ onde} \quad \text{A. 10}$$

$\varphi_{bc}(t, t_0)$ é o coeficiente de fluência básica.

$\varphi_{dc}(t, t_0)$ é o coeficiente de fluência de secagem.

t é a idade do concreto, em dias, no momento considerado.

t_0 é a idade fictícia do concreto sob carregamento, em dias.

O coeficiente de fluência básica é dependente de dois parâmetros, conforme explicitado pela Equação A. 11:

$$\varphi_{bc}(t, t_0) = \beta_{bc}(f_{cm}) \cdot \beta_{bc}(t, t_0), \quad \text{A. 11}$$

O primeiro parâmetro, dependente de f_{cm} , que é a resistência média à compressão na idade de 28 dias, em MPa, é calculado conforme Equação A. 12. De MARANGON [51], tem-se que $f_{cm} = 72,5 \text{ MPa}$. Logo,

$$\beta_{bc}(f_{cm}) = \frac{1.8}{(f_{cm})^{0.7}} \quad \text{A. 12}$$

$$\beta_{bc}(f_{cm}) = 0,08975$$

Já o segundo parâmetro é calculado conforme Equação A. 13, e é dependente da idade

t_0 , em dias, e da idade fictícia $t_{0,adj}$, cujo cálculo é feito conforme Equação A. 14, em função do tipo de cimento e da temperatura durante o endurecimento do concreto.

$$\beta_{bc}(t, t_0) = \ln \left(\left(\frac{30}{t_{0,adj}} + 0,035 \right)^2 \cdot (t - t_0) + 1 \right) \quad \text{A. 13}$$

$$t_{0,adj} = t_{0,T} \cdot \left[\frac{9}{2 + t_{0,T}^{1,2}} + 1 \right]^\alpha \geq 0,5 \text{ dias} \quad \text{A. 14}$$

onde,

$t_{0,T}$ é a idade do concreto, ajustada conforme Equação A. 15, influenciada pela temperatura durante a cura.

α é um coeficiente que depende do tipo de cimento. Para cimentos com resistência acima de 42,5 MPa, $\alpha = 0$.

$$t_T = \sum_{i=1}^n \Delta t_i \cdot e^{\left[13,65 - \frac{4000}{273 + T(\Delta t_i)} \right]} \quad \text{A. 15}$$

onde,

t_T é a idade do concreto ajustada em função da temperatura, em dias.

Δt_i é o número de dias que a temperatura T prevalece.

$T(\Delta t_i)$ é a temperatura, em graus Celsius, durante o período de tempo Δt_i .

Visando reduzir os efeitos da flutuação, optou-se pela sequência de cura a temperatura ambiente nas primeiras 24 horas, seguido de cura a uma temperatura controlada de 90°C, e o restante do período de cura à temperatura ambiente [259]. Considerando a temperatura ambiente a 30°C, os 28 dias reais a que o elemento seria submetido ao carregamento de protensão se tornam:

$$t_{0,T} = 2 \cdot e^{\left[13,65 - \frac{4000}{273 + 90} \right]} + 26 \cdot e^{\left[13,65 - \frac{4000}{273 + 30} \right]}$$

$$t_{0,T} = 68,49 \text{ dias.}$$

Assim, a temperatura fictícia $t_{0,adj}$ se torna:

$$t_{0,adj} = 68,49 \cdot \left[\frac{9}{2 + 35,14^{1,2}} + 1 \right]^0 \geq 0,5 \text{ dias}$$

$$t_{0,adj} = 68,49 \geq 0,5 \text{ dias} \rightarrow \text{ok.}$$

Dessa forma, a parcela do coeficiente de flutuação referente à flutuação básica se torna:

$$\varphi_{bc}(t, t_0) = 0,08975 \cdot \ln \left(\left(\frac{30}{68,49} + 0,035 \right)^2 \cdot (t - t_0) + 1 \right)$$

O segundo termo da Equação A. 10, o coeficiente de fluência de secagem é estimado a partir de quatro parâmetros, conforme explicitado pela Equação A. 16:

$$\varphi_{dc}(t, t_0) = \beta_{dc}(f_{cm}) \cdot \beta(RH) \cdot \beta_{dc}(t_0) \cdot \beta_{dc}(t, t_0) \quad \text{A. 16}$$

O primeiro parâmetro, assim como o coeficiente de fluência básica, é dependente de f_{cm} , e é calculado conforme Equação A. 17.

$$\beta_{dc}(f_{cm}) = \frac{412}{(f_{cm})^{1.4}} \quad \text{A. 17}$$

$$\beta_{dc}(f_{cm}) = 1,0243$$

O segundo parâmetro é dependente das condições atmosféricas em que a peça a ser dimensionada se encontra, e da região exposta da geometria. Assim, calcula-se $\beta(RH)$ a partir da Equação A. 18:

$$\beta(RH) = \frac{1 - \frac{RH}{100}}{\sqrt[3]{0,1 \cdot \frac{h}{100}}} \quad \text{A. 18}$$

onde,

RH é a umidade relativa do ambiente, em %.

h é a espessura fictícia do elemento, em mm, sendo igual a $2 \cdot A_c / u$, onde A_c é a área da seção transversal de concreto e u , o perímetro em contato com o ambiente.

Assumindo uma umidade relativa do ar de 70% durante o período analisado, e para um perímetro em contato com o ambiente igual a $u = 4216 \text{ mm}$, tem-se, para a espessura fictícia, o valor de $h = 143,4$. Dessa forma:

$$\beta(RH) = 0,5732$$

O terceiro parâmetro, $\beta_{dc}(t_0)$, calculado conforme Equação A. 19, é dependente apenas da idade fictícia $t_{0,adj}$ (ver A. 14).

$$\beta_{dc}(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_{0,adj}^{0,2}} \quad \text{A. 19}$$

Considerando o valor obtido para a idade fictícia $t_{0,adj} = 68,49$, tem-se:

$$\beta_{dc}(t_0) = 0,4117$$

Por fim, o parâmetro $\beta_{dc}(t, t_0)$ é determinado pela Equação A. 20.

$$\beta_{dc}(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{\beta_h + (t - t_0)} \right]^{\gamma(t_0)} \quad \text{A. 20}$$

onde,

$$\gamma(t_0) = \frac{1}{2,3 + \frac{3,5}{\sqrt{t_{0,adj}}}} = 0,3673 \quad \text{A. 21}$$

$$\beta_h = 1,5 \cdot h + 250 \cdot \alpha_{f_{cm}} \leq 1500 \cdot \alpha_{f_{cm}}, \text{ sendo} \quad \text{A. 22}$$

$$\alpha_{f_{cm}} = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,5} \quad \text{A. 23}$$

$$\alpha_{f_{cm}} = 0,6948$$

A partir dos valores de $\alpha_{f_{cm}}$ e h , é possível obter β_h . Portanto:

$$\beta_h = 388,8 \leq 1042,2 \rightarrow ok$$

Dessa forma, a parcela do coeficiente de fluência referente à fluência de secagem se torna:

$$\varphi_{dc}(t, t_0) = 1,0243 \cdot 0,5732 \cdot 0,4117 \cdot \left[\frac{(t - t_0)}{388,8 + (t - t_0)} \right]^{0,3673}$$

E a equação do coeficiente de fluência, que contempla a parcela básica e a de secagem, se torna:

$$\varphi(t, t_0) = 0,08975 \cdot \ln \left(\left(\frac{30}{68,49} + 0,035 \right)^2 \cdot (t - t_0) + 1 \right) + 0,2417 \cdot \left[\frac{(t - t_0)}{388,8 + (t - t_0)} \right]^{0,3673}$$

Assim, a Figura A. 14 mostra os coeficientes de fluência básica e de secagem, cuja soma resulta no coeficiente de fluência, que será usado para as próximas perdas progressivas.

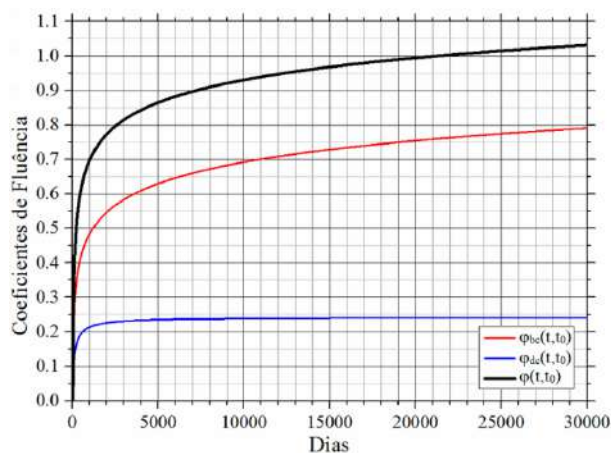


Figura A. 14 - Coeficientes de Fluência

A.4.1.5. Retração do Concreto

Segundo o Model Code 2010 [74], a deformação específica por retração, $\varepsilon_{cs}(t, t_s)$, é calculada a partir da Equação A. 24, a seguir:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \varepsilon_{cas}(t) + \varepsilon_{cds}(t, t_s), \text{ onde} \quad \text{A. 24}$$

$\varepsilon_{cas}(t)$ é a deformação devido à retração autógena.

$\varepsilon_{cds}(t, t_s)$ é deformação devido à retração por secagem.

t é a idade do concreto, em dias, no momento considerado.

t_s é a idade do concreto, em dias, no início da secagem.

$(t - t_s)$ é a duração da secagem, em dias.

A parcela devido à retração autógena é calculada conforme Equação A. 25:

$$\varepsilon_{cas}(t) = \varepsilon_{cas0}(f_{cm}) \cdot \beta_{as}(t) \quad \text{A. 25}$$

O primeiro parâmetro da Equação A. 26 é dependente de f_{cm} , que foi usando na seção A.4.1.4, e de α_{as} , que é um coeficiente dependente da classe do cimento; para esta tese, considerou-se $\alpha_{as} = 700$. Assim:

$$\varepsilon_{cas0}(f_{cm}) = -\alpha_{as} \cdot \left(\frac{f_{cm}/10}{6 + f_{cm}/10} \right)^{2,5} \cdot 10^{-6} \quad \text{A. 26}$$

$$\varepsilon_{cas0}(f_{cm}) = -155,03 \cdot 10^{-6}$$

Já o segundo parâmetro é calculado conforme Equação A. 27, e é dependente da idade t , em dias.

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{-0,2 \cdot \sqrt{t}} \quad \text{A. 27}$$

Dessa forma, a parcela da deformação específica por retração referente à retração autógena se torna:

$$\varepsilon_{cas}(t) = -155,03 \cdot (1 - e^{-0,2 \cdot \sqrt{t}}) \cdot 10^{-6}$$

O segundo termo da Equação A. 24, deformação devido à retração por secagem, é estimado a partir de três parâmetros, conforme explicitado pela Equação A. 28:

$$\varepsilon_{cds}(t, t_s) = \varepsilon_{cds0}(f_{cm}) \cdot \beta_{RH}(RH) \cdot \beta_{ds}(t - t_s) \quad \text{A. 28}$$

O primeiro parâmetro, calculado conforme Equação A. 29, é dependente de f_{cm} , e de dois coeficientes que são definidos a partir da resistência do cimento. Assim, atendendo o

mesmo critério considerado para α_{as} , os valores para α_{ds1} e α_{ds2} são, respectivamente, 4 e 0,012. Portanto:

$$\varepsilon_{cds0}(f_{cm}) = [(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{(-\alpha_{ds2} \cdot f_{cm})}] \cdot 10^{-6} \quad \text{A. 29}$$

$$\varepsilon_{cds0}(f_{cm}) = 276,51 \cdot 10^{-6}$$

O segundo e o terceiro parâmetros, calculados a seguir, são, respectivamente, dependentes das condições atmosféricas em que a peça a ser dimensionada se encontra (Equação A. 30), e da região exposta da geometria (Equação A. 31).

$$\beta_{RH}(RH) = -1.55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right] \text{ é válida quando} \quad \text{A. 30}$$

$$40 \leq RH < 99\% \cdot \beta_{s1} \rightarrow 40 \leq 70 < 92,05, \text{ pois:}$$

$$RH = 70\%$$

$$\beta_{s1} = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,1} = 0,9298 \leq 1,0 \rightarrow ok \cdot \text{ Logo,}$$

$$\beta_{RH}(RH) = -1.0184$$

$$\beta_{ds}(t - t_s) = \left(\frac{(t - t_s)}{0,035 \cdot h^2 + (t - t_s)} \right)^{0,5} \quad \text{A. 31}$$

Considerando que a espessura fictícia, h , já foi calculada na seção A.4.1.4, tem-se:

$$\beta_{ds}(t - t_s) = \left(\frac{(t - t_s)}{719,70 + (t - t_s)} \right)^{0,5}$$

Dessa forma, a parcela da retração referente à secagem se torna:

$$\varepsilon_{cds}(t, t_s) = -281,60 \cdot \left(\frac{(t - t_s)}{719,70 + (t - t_s)} \right)^{0,5} \cdot 10^{-6}$$

E a equação da deformação por retração, que contempla a parcela autógena e por secagem, se torna:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \left[-155,03 \cdot (1 - e^{-0,2 \cdot \sqrt{t}}) - 281,60 \cdot \left(\frac{(t - t_s)}{719,70 + (t - t_s)} \right)^{0,5} \right] \cdot 10^{-6}$$

Assim, a Figura A. 15 mostra as deformações por retração autógena e por secagem cuja soma resulta na deformação específica por retração, que será usado para as próximas perdas progressivas.

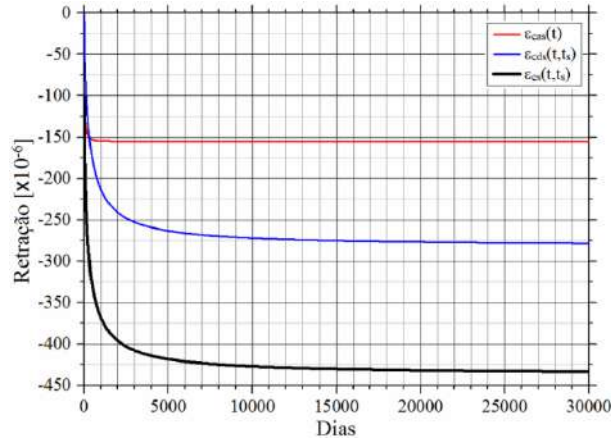


Figura A. 15 - Deformações específicas por retração.

A.4.1.6. Perda Progressiva I: Fluência e Retração

A Equação A. 32 representa a perda média pela atuação conjunta da fluência e retração e os procedimentos anteriores apresentados nesta seção serão utilizados.

$$\Delta\sigma_{P,c+s}(t, t_0) = \frac{[\varepsilon_{cs}(t, t_0) \cdot E_p + \alpha_p \cdot \varphi(t, t_0) \cdot (\sigma_{c,P0} + \sigma_{c,g}) + \alpha_p \cdot \sum_i (\Delta\sigma_{c,gi} \cdot \varphi(t, t_i))]}{\left[1 - \alpha_p \cdot \left(\frac{\sigma_{c,P0}}{\sigma_{P0}}\right) \cdot \left(1 + \frac{\varphi(t, t_0)}{2}\right)\right]} \quad \text{A. 32}$$

onde,

- $\Delta\sigma_{P,c+s}(t, t_0)$ Perda de tensão da armadura protendida provocada pela retração e fluência do concreto, no intervalo (t, t_0) ;
- (t, t_0) Intervalo de tempo (idades fictícias), no qual estão sendo avaliadas as perdas;
- t_i Idade fictícia de aplicação dos carregamentos;
- $\varphi(t, t_0)$ Coeficiente de fluência, para o intervalo (t, t_0) ;
- $\varphi(t, t_i)$ Coeficiente de fluência, para o intervalo (t, t_i) ;
- $\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ Deformação normal por retração do concreto no intervalo (t, t_0) ;
- $\sigma_{c,P0}$ Tensão inicial no concreto, na fibra da armadura protendida, descontadas as perdas imediatas;
- $\sigma_{c,g}$ Tensão no concreto, na fibra da armadura protendida, devido às ações permanentes mobilizadas pela protensão no instante t_0 .
- $\Delta\sigma_{c,gi}$ Tensões no concreto, na fibra da armadura protendida, devido aos carregamentos aplicados nas idades t_i sucessivas.
- σ_{P0} Tensão inicial na armadura protendida devido à protensão (P_0/A_p) .

Substituindo os valores, vem:

$$\Delta\sigma_{P,c+s}(\infty, 28) = \frac{\left[-430 \times 10^{-6} \cdot 200000 + \frac{200000}{37350} \cdot 1,05 \cdot (-39,5 + 4,57) + \frac{200000}{37350} \cdot (3,90 \cdot 1,05)\right]}{\left[1 - \frac{200000}{37350} \cdot \left(\frac{-39,5}{1550,0}\right) \cdot \left(1 + \frac{1,05}{2}\right)\right]}$$

$$\Delta\sigma_{P,c+s}(\infty, 28) = -215,7 \text{ MPa}$$

A.4.1.7. Perda Progressiva II: Relaxação do Aço

O cálculo da relaxação do aço é dividido em duas etapas: no cálculo da relaxação pura, que corresponde aos valores medidos nas condições de deformação constante, e no cálculo da relaxação relativa, que é influenciada pela retração e fluência do concreto [241].

A relaxação pura é obtida a partir da razão entre a tensão no aço, σ_{pi} , calculada após as perdas imediatas ($\sigma_{p,imed}$) mais os efeitos de ações permanentes posteriores ($\Delta\sigma_{p,imed}$, causada pelo guarda-corpo e revestimento asfáltico), conforme Equação A. 33 e a tensão de resistência característica à tração da cordoalha, f_{ptk} . Assim:

$$\sigma_{pi} = \sigma_{p,imed} + \Delta\sigma_{p,imed}, \text{ sendo,} \quad \text{A. 33}$$

$$\sigma_{p,imed} = 1403 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{p,imed} = \alpha_p \cdot \sigma_{g,imed} = \frac{E_p}{E_c} \cdot \sigma_{g,imed} = \frac{200000}{37350} \cdot (47 + 135) \cdot \frac{0,42}{1,9753 \times 10^{-2}}$$

$$\Delta\sigma_{p,imed} = 20,7 \text{ MPa}$$

$$\text{Razão} = \frac{\sigma_{pi}}{f_{ptk}} = \frac{1423,7}{2100} = 0,677 \rightarrow \Psi_{\infty} = 5,59\%$$

Portanto, obtém-se a relaxação pura a partir da Equação A. 34:

$$\Delta\sigma_{pr}(\infty, t_0) = \Psi_{\infty} \cdot \sigma_{pi} \quad \text{A. 34}$$

$$\Delta\sigma_{pr}(\infty, t_0) = \frac{5,59}{100} \cdot 1423,7$$

$$\Delta\sigma_{pr}(\infty, t_0) = 79,6 \text{ MPa}$$

Assim, a relaxação relativa é obtida via Equação A. 35:

$$\Delta\sigma_{pr}(\infty, t_0)_{rel} = \Delta\sigma_{pr}(\infty, t_0) \cdot \left[1 - 2 \cdot \frac{|\Delta\sigma_{p,c+s}(t, t_0)|}{\sigma_{pi}} \right] \quad \text{A. 35}$$

$$\Delta\sigma_{pr}(\infty, t_0)_{rel} = 79,6 \cdot \left[1 - 2 \cdot \frac{215,7}{1403} \right]$$

$$\Delta\sigma_{pr}(\infty, t_0)_{rel} = 55,1 \text{ MPa}$$

Portanto, as perdas totais progressivas são apresentadas conforme Equação A. 36.

$$\Delta\sigma_{pr}(\infty, t_0) = \Delta\sigma_{p,c+s}(\infty, t_0) + \Delta\sigma_{pr}(\infty, t_0)_{rel} \quad \text{A. 36}$$

$$\Delta\sigma_{pr}(\infty, t_0) = 271 \text{ MPa}.$$

A.4.2. VERIFICAÇÃO NO ESTADO LIMITE ÚLTIMO

Em concordância com o comportamento estrutural de cordoalhas não aderentes apresentado por PFEIL [260] e por LIN & BURNS [261], que ressaltam certa dificuldade em determinar a tensão da armadura ativa no momento do colapso, ALMEIDA [262] apresenta um estudo comparativo entre quatro abordagens para determinar resistência última à flexão e resultados experimentais de vigas com protensão não aderente externa ensaiadas à ruptura. Dos métodos apresentados (ACI 318 [263] , BS 8110 [264], NAAMAN & ALKHAIRI [265], e HARAJLI [266]), optou-se pela proposta do ACI 318 [263], por possuir o resultado mais conservador dentre o estudo realizado com ensaios experimentais; o método previu em torno de 80% da carga última, enquanto as equações propostas pelos outros autores previram entre 90 e 102% dos resultados. Assim:

$$\sigma_p \leq \begin{cases} \sigma_{p,\infty} + 68,95 + \frac{f_{ck}}{100 \cdot \rho_p} \\ \sigma_{p,\infty} + 413,7 \\ f_{pyk} \end{cases} \quad \text{A. 37}$$

Considerando, no meio do vão:

$$\sigma_{p,\infty} = 1133 \text{ MPa}$$

$$f_{ck} = 68,5 \text{ MPa}$$

$$\rho_p = \frac{A_p}{b_f \cdot d_p} = \frac{14 \cdot 150}{1600 \cdot 650} = 0,202\%$$

$$f_{pyk} = 1890 \text{ MPa}$$

Tem-se que:

$$\sigma_p = 1541 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{pd} = 1340 \text{ MPa}$$

Assim, considerando apenas a armadura ativa no equilíbrio de forças (Equações A. 38 e A. 39):

$$R_{pd} = R_{cd} \quad \text{A. 38}$$

$$n_{cord} \cdot A_p \cdot \sigma_{pd} = (\lambda \cdot x) \cdot (\eta \cdot f_{cd}) \cdot b_f \quad \text{A. 39}$$

$$14 \cdot 150 \cdot 1340 = (0,754 \cdot x) \cdot \left(0,908 \cdot \frac{0,85 \cdot 68,5}{1,5}\right) \cdot 1600$$

$$x = 66,24 \text{ mm} \leq h_f = 100 \text{ mm} \rightarrow \text{ok.}$$

Portanto:

$$M_{Rd} = n_{cord} \cdot A_p \cdot \sigma_{pd} \cdot d_p - (\eta \cdot f_{cd}) \cdot b_f \cdot \frac{(\lambda \cdot x)^2}{2} \quad \text{A. 40}$$

$$M_{Rd} = 1759 \text{ kNm.}$$

Para fins de comparação de ordem de grandeza, optou-se por realizar um segundo dimensionamento, considerando as cordoalhas como aderentes. Isto posto, procedeu-se com o dimensionamento iterativo a fim de determinar a altura da linha neutra. Os próximos passos mostram apenas o resultado com a altura correta da linha neutra.

Seja o pré-alongamento da cordoalha, considerando as tensões no meio do vão em $t = \infty$:

$$\varepsilon_{pré,\infty} = \frac{\sigma_{p,\infty}}{E_p} = \frac{1133}{200000} = 5,665 \text{ ‰} \quad \text{A. 41}$$

Para o aço em escoamento, tem-se $\varepsilon_p = 10 \text{ ‰}$, que, com o pré-alongamento, resulta em $\varepsilon_p = 15,665 \text{ ‰}$. Da Figura 4.24, obtém-se $\sigma_{pd} = 1694 \text{ MPa}$ (ao considerar $\varepsilon_{puk} = 35 \text{ ‰}$ [240]). Dessa maneira, seja a força causada pelos 2 cabos (14 cordoalhas):

$$R_{pd} = 14 \cdot 150 \cdot 1694 = 3557,4 \text{ kN}$$

Após seguidas iterações, obteve-se os valores para, respectivamente, a deformação específica à compressão do concreto e a altura da linha neutra: $\varepsilon_c = 1,479 \text{ ‰}$ e $x = 83,75 \text{ mm}$. Como $x \leq h_{mesa,sup} = 100 \text{ mm}$, é válida a seguinte equação:

$$R_{cd} = (0,754 \cdot 83,75) \cdot \left(0,908 \cdot \frac{0,85 \cdot 68,5}{1,5}\right) \cdot 1600 = 3561 \text{ kN}$$

Verificando: $R_{cd}/R_{pd} = 0,1 \text{ ‰} \rightarrow \text{OK!}$

Por fim, faz-se o momento fletor resistente de cálculo:

$$M_{Rd} = 14 \cdot 150 \cdot 1694 \cdot 650 - \left(0,908 \cdot \frac{0,85 \cdot 68,5}{1,5}\right) \cdot 1600 \cdot \frac{(0,754 \cdot 83,75)^2}{2}$$

$$M_{Rd} = 2200 \text{ kNm}$$

O mesmo procedimento, tanto para cordoalhas não aderentes, quanto para cordoalhas aderentes, se aplica ao restante da seção, de $Y = 1,0$ a $Y = 4,0$.

A.5. DIMENSIONAMENTO DA MESA SUPERIOR

A.5.1. DIMENSIONAMENTO DA MESA SUPERIOR AO MOMENTO FLETOR

A.5.1.1. Capacidade resistente ao momento fletor da laje sem armadura

Ao atender as condições impostas pela Equações 3.20 e 3.21, pode-se substituir parcial ou totalmente a armadura passiva da estrutura. De MARANGON [51]:

$$f_{R1k}/f_{Lk} > 0,4 \rightarrow 11,75/6,24 \rightarrow 1,88 > 0,4 \rightarrow ok.$$

$$f_{R3k}/f_{R1k} > 0,5 \rightarrow 12,36/11,76 \rightarrow 1,05 > 0,5 \rightarrow ok.$$

Portanto, pode-se aplicar a Equação 3.22, recomendada para determinação da resistência de lajes sem armadura. Logo, para $f_{Ftuk} = 1,20 \text{ MPa}$, $K_{Global,transv} = 0,67$ e $K_{Global,long} = 1,11$, (conforme Tabela 6.6), e espessura de laje $t = 100 \text{ mm}$:

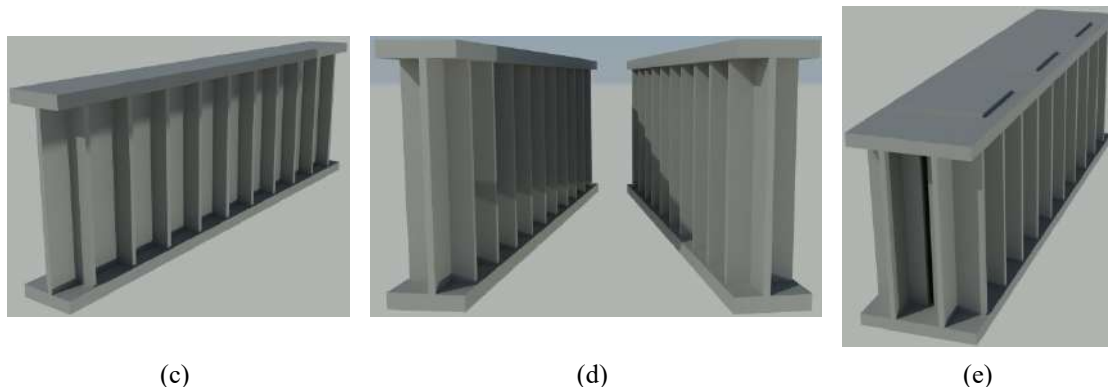
$$m_{Rd,transversal} = \frac{f_{Ftud} \cdot t^2}{2} = \frac{1}{2} \cdot \frac{1,20}{1,5 \cdot 0,67} \cdot 100^2 = 6,0 \text{ kNm/m}$$

$$m_{Rd,longitudinal} = \frac{f_{Ftud} \cdot t^2}{2} = \frac{1}{2} \cdot \frac{1,20}{1,5 \cdot 1,11} \cdot 100^2 = 3,6 \text{ kNm/m}$$

Dessa maneira, dos esforços de momento fletor atuantes na mesa superior, apenas os referentes à direção longitudinal negativo ao longo do vão dispensam o uso de armadura passiva; todos os outros casos deverão receber armadura passiva. Para fins de contribuição à durabilidade estrutural, recomenda-se o uso de armadura polimérica.

A.5.2. RECOMENDAÇÕES PARA O DIMENSIONAMENTO DA MESA SUPERIOR AO ESFORÇO CORTANTE

Para o dimensionamento da mesa superior ao esforço cortante, deve-se utilizar a Equação 3.40, apropriada para verificações de laje (placas) ao esforço cortante. A taxa longitudinal de armadura passiva, ρ_l , virá do dimensionamento ao momento fletor transversal,



(c) (d) (e)
 Figura A. 16 – Viga-travessa: (a) vista frontal, (b) vista lateral, (c) vista renderizada de um perfil assimétrico com enrijecedores, (d) vista renderizada de dois perfis assimétricos antes da solda, e (e) viga-travessa renderizada com chapas superiores soldadas.

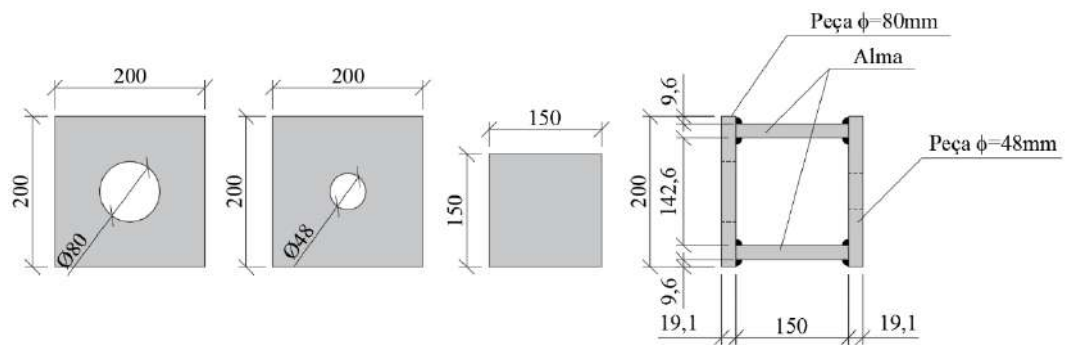
Dada a área de distribuição de carga do atuador (área de contato das chapas de 380 x 380 mm², registradas na Figura A. 17), a sua utilização direta sobre a longarina induziria a uma ruptura por punção da mesa superior, sendo este modo de ruptura não desejado a ocorrer durante o ensaio. Portanto, com o modelo numérico apresentado nesta seção, as dimensões apresentadas na Figura A. 16 foram obtidas, a fim de distribuir uniformemente a incidência da carga concentrada. Dado o investimento neste elemento estrutural auxiliar, seu dimensionamento contemplou o uso de um atuador apoiado na chapa superior central (ver Figura A. 16-b), previsto para esta tese, e o uso de dois atuadores apoiados nas chapas superiores adjacentes à central (ver Figura A. 16-b), que permite o uso em pesquisas futuras. Após o levantamento da envoltória das tensões solicitantes dos dois casos citados, o dimensionamento se deu por limitação de tais tensões em relação à metade da tensão de escoamento do aço.



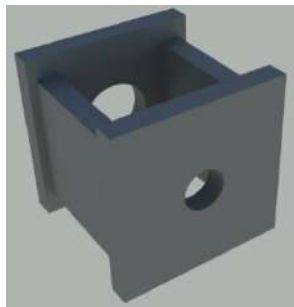
Figura A. 17 – Atuadores hidráulicos: destaque para as chapas de contato.

As caixas de suporte à protensão, com sua posição na longarina ilustrada na Figura 5.30-a (seção 5.5.5), foram confeccionadas para facilitar o encaixe do cilindro com haste vazada para a execução da protensão, e têm suas dimensões apresentadas na Figura A.

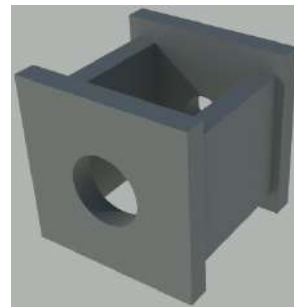
18-a, e suas vistas renderizadas na Figura A. 18-b e na Figura A. 18-c.



(a)



(b)



(c)

Figura A. 18 – Caixa de suporte à protensão: (a) dimensões das chapas, (b) vista renderizada com destaque para o furo de menor diâmetro e (c) vista renderizada com destaque para furo de maior diâmetro.

Por fim, têm-se os apoios de aço formados a partir da sobreposição de 3 chapas com dimensões de 500 x 700 x 50 mm³ cada uma, soldadas entre si.