



Paula Helene Toraldo Teixeira Silveira

**Estudo do concreto reforçado com fibras
de aço e sua aplicação em dormentes ferroviários**

Dissertação de Mestrado

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da PUC-Rio como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Flávio de Andrade Silva

Rio de Janeiro

Março de 2018



Paula Helene Toraldo Teixeira Silveira

**Estudo do concreto reforçado com fibras
de aço e sua aplicação em dormentes ferroviários**

Dissertação apresentada como requisito parcial para
obtenção do grau de Mestre pelo Programa de Pós-
Graduação em Engenharia Civil da PUC-Rio.
Aprovada pela Comissão Examinadora abaixo
assinada.

Prof. Flávio de Andrade Silva

Orientador

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental – PUC-Rio

Prof. Júlio Jerônimo Holtz Silva Filho

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental – PUC-Rio

Prof. Conrado de Souza Rodrigues

Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais

Prof. Marcio da Silveira Carvalho

Coordenador Setorial do Centro
Técnico Científico – PUC-Rio

Rio de Janeiro, 01 de março de 2018.

Todos os direitos reservados. É proibida a reprodução total ou parcial do trabalho sem autorização da universidade, do autor e do orientador.

Paula Helene Toraldo Teixeira Silveira

Graduada em Engenharia Civil pela Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC-Rio) em 2015.

Ficha Catalográfica

Silveira, Paula Helene Toraldo Teixeira

Estudo do concreto reforçado com fibras de aço e sua aplicação em dormentes ferroviários / Paula Helene Toraldo Teixeira Silveira; orientador: Flávio de Andrade Silva. – Rio de Janeiro: PUC, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, 2018.

v., 160 f.: il. color. ; 29,7 cm.

Dissertação (mestrado) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

Inclui referências bibliográficas.

1. Engenharia Civil e Ambiental – Teses. 2. Dormente de concreto protendido. 3. Fibras de aço. 4. Propriedade mecânica. 5. Comportamento estrutural. I. Silva, Flávio de Andrade. II. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. III. Título.

CDD: 624

Agradecimentos

A Deus meu criador, por tudo que me concedeu, por ter me protegido, me iluminado, e me dado a oportunidade de cursar e terminar este mestrado.

Aos meus pais Omar e Cynthia pelos seus exemplos de vida e de incentivo em buscar sempre o conhecimento.

Aos meus irmãos que estiveram presentes a cada dia e me trouxeram bons questionamentos e inspirações.

Ao meu noivo que esteve ao meu lado com paciência, carinho e dedicação, durante essa jornada.

Aos grandes amigos que conquistei durante o mestrado, pelo apoio e troca de conhecimento durante o café das 16 horas.

A todos os professores e funcionários do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, pela atenção e disponibilidade em ajudar. Em especial ao professor Júlio que foi essencial para a conclusão desse trabalho.

A todos os funcionários do Laboratório de Estruturas e Materiais de Construção que auxiliaram em meus ensaios, em especial ao técnico Euclides pela grande dedicação e amizade.

A Capes pelo apoio financeiro, que fez possível tudo isso acontecer.

Em especial ao meu orientador, Professor Flávio de Andrade Silva pelo auxílio e incentivo no desenvolvimento desse projeto, estimulando meu potencial de estudo.

Enfim, nada seria possível sem a ajuda de cada uma das pessoas acima citadas.

De coração, muito obrigada.

Resumo

Silveira, Paula Helene Toraldo Teixeira; Silva, Flávio de Andrade (orientador). **Estudo do concreto reforçado com fibras de aço e sua aplicação em dormentes ferroviários.** Rio de Janeiro, 2018. 160p. Dissertação de Mestrado - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

No presente trabalho foi estudado o comportamento mecânico do concreto reforçado com fibras de aço na escala do material e estrutural. A caracterização da matriz foi realizada por meio de ensaios de compressão para diferentes idades. Foram realizados ensaios de flexão em três pontos, e ensaios de tração direta em corpos de prova no formato de *dog bone*, tanto para a matriz quanto para concretos reforçados com fibras de aço. As fibras eram providas de ganchos nas extremidades, com comprimentos de 30, 35 e 60 mm e diâmetros de 0,62, 0,55 e 0,75 mm, respectivamente. As frações volumétricas adotadas foram 0,25, 0,5 e 1,0 %. A adição de fibras promoveu aumento na tenacidade e na resistência residual do concreto tanto nos ensaios de flexão quanto tração direta. Ensaos de tração direta em tirantes de concreto armado foram conduzidos para a matriz e para concretos reforçados com 1,0% das fibras de 35 e 60 mm de comprimento. Foi observado que a adição de fibras controlou a abertura de fissuras, aumentou a rigidez pós-fissuração e a aderência barra-concreto. Na escala estrutural, ensaios de momento negativo no meio do vão foram conduzidos em dormentes de concreto protendido sem reforço e com 0,5% de fibras de comprimento 35 e 60 mm. O momento de primeira fissura, momento último e a tenacidade foram incrementadas com a adição de fibras no dormente. Os resultados experimentais foram verificados por cálculo teórico. O incremento no momento último pela adição de fibras seguiu o mesmo padrão apresentado experimentalmente.

Palavras-chave

Dormente de concreto protendido; fibras de aço; propriedade mecânica; comportamento estrutural.

Abstract

Silveira, Paula Helene Toraldo Teixeira; Silva, Flávio de Andrade (Advisor). **Study of steel fiber reinforced concrete and its application to railway sleepers.** Rio de Janeiro, 2018. 160p. Dissertação de Mestrado - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

This work presents an evaluation of the mechanical behavior of steel fiber reinforced concrete on a material and structural scale. The characterization of the matrix was performed by compression tests for different ages. Three-point bending tests and direct tensile tests on dog bone specimens were performed for the matrix and for concrete reinforced with steel fibers. The fibers had hooked-end geometry, were 30, 35 and 60 mm long and had diameters of 0.62, 0.55 and 0.75 mm, respectively. The volume fractions were 0.25, 0.5 and 1.0%. The addition of fibers promoted an increase in toughness and residual strength of the concrete in both the flexural and direct tensile tests. Tension stiffening tests were conducted on the matrix and on concretes reinforced with 1.0% of the 35 and 60 mm long fibers. It was observed that the addition of fibers controlled the crack opening, increased post-cracking stiffness and bar-concrete adhesion. In the structural scale, negative bending moment tests at mid span were conducted on reinforced concrete sleepers with 0.5% of the 35 and 60 mm long fibers. The first crack strength, ultimate strength and toughness were increased with the addition of fibers on the sleeper. The experimental results were verified by theoretical calculations. The increment ratio of the ultimate moment by the fiber addition was the same for the theoretical and experimental analysis.

Keywords

Prestressed concrete sleepers; steel fibers; mechanical property; structural behavior.

Sumário

1	INTRODUÇÃO	19
1.1.	PANORAMA GERAL	19
1.2.	OBJETIVOS	24
1.3.	CONTEÚDO DO TRABALHO	25
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	27
2.1.	CONCRETO REFORÇADO COM FIBRA DE AÇO	27
2.1.1.	TIPOS DE FIBRA DE AÇO	28
2.1.2.	INTERFACE FIBRA–MATRIZ	30
2.1.3.	EFICIÊNCIA DA FIBRA	33
2.1.4.	FISSURAÇÃO	35
2.1.5.	TENACIDADE	36
2.1.6.	RESISTÊNCIA À FLEXÃO	37
2.1.7.	RESISTÊNCIA À TRAÇÃO	39
2.1.8.	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO	41
2.1.9.	ENRIJECIMENTO À TRAÇÃO	42
2.2.	DORMENTES	45
2.2.1.	INTRODUÇÃO	45
2.2.2.	DETERIORAÇÃO NOS DORMENTES DE CONCRETO	47
2.2.2.1.	Fissuração por impacto.....	48
2.2.2.2.	Fissuração longitudinal	49
2.2.2.3.	Fissuração por ataque químico	50
2.2.3.	DORMENTES DE CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO	51
3	PROGRAMA EXPERIMENTAL	53
3.1.	INTRODUÇÃO	53
3.2.	MATERIAIS UTILIZADOS	56
3.2.1.	MATERIAL CIMENTÍCIO	59
3.2.2.	AGREGADOS	59

3.2.3. ADIÇÕES	60
3.2.4. ADITIVO.....	61
3.2.5. FIBRAS DE AÇO	61
3.2.6. FIOS PARA PROTENSÃO	63
3.3. ENSAIOS DO PROGRAMA EXPERIMENTAL	63
3.3.1. ENSAIOS NA ESCALA DO MATERIAL	63
3.3.1.1. Ensaio de resistência à compressão axial e de módulo de elasticidade	63
3.3.1.2. Ensaio de flexão em prismas	65
3.3.1.3. Ensaio de tração direta	68
3.3.2. ENSAIOS SEMIESTRUTURAIS.....	72
3.3.2.1. Ensaio de tração direta em tirantes de concreto armado (<i>Tension stiffening</i>)	72
3.3.3. ENSAIOS ESTRUTURAIS	76
3.3.3.1. Ensaios em dormentes protendidos.....	76
4 RESULTADOS E ANÁLISES.....	85
4.1. ENSAIOS NA ESCALA DO MATERIAL.....	85
4.1.1. DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA E DO MÓDULO À COMPRESSÃO AXIAL	85
4.1.1.1. CARACTERIZAÇÃO À COMPRESSÃO DE DIFERENTES MATRIZES.....	87
4.1.2. DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À TRAÇÃO NA FLEXÃO.....	88
4.1.2.1. INFLUÊNCIA DA ADIÇÃO DE FIBRAS EM DIFERENTES MATRIZES NO COMPORTAMENTO À FLEXÃO	101
4.1.3. DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À TRAÇÃO DIRETA	105
4.2. ENSAIO NA ESCALA SEMI-ESTRUTURAL	117
4.2.1. DETERMINAÇÃO DO AUMENTO DE RIGIDEZ E DA ADERÊNCIA DA BARRA DE AÇO AO CONCRETO.....	117
4.3. ENSAIO NA ESCALA ESTRUTURAL	129
4.3.1. MOMENTO NEGATIVO NO CENTRO DO DORMENTE	129
4.3.2. CÁLCULO TEÓRICO DE MOMENTO NEGATIVO NO CENTRO DO DORMENTE	133

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS....	139
5.1. CONCLUSÕES	139
5.2. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	141
6 BIBLIOGRAFIA.....	142
APÊNDICE A	151
APÊNDICE B	157
APÊNDICE C	159

Lista de Figuras

Figura 1.1 - A superestrutura ferroviária.	20
Figura 1.2 - Dormentes de madeira. Fonte: PREMA® Tecnologia e Comércio Ltda.....	21
Figura 1.3 - Dormentes de aço. Fonte: Hidremec®.	21
Figura 1.4 - Dormentes de concreto. Fonte: Conprem® Concreto Premoldado Ltda.....	22
Figura 2.1 - Tipos de fibra de aço [24].	29
Figura 2.2 - A interface fibra-matriz. (adaptado de [25])	30
Figura 2.3 – Distribuição de tensões ao longo da fibra interceptando uma fissura: (a) matriz fissurada; (b) fibra completamente aderida à matriz; (c) descolamento parcial da fibra [25].	31
Figura 2.4 – Distribuições de tensão ao longo da fibra e modo de ruptura, em função do comprimento crítico [24].	33
Figura 2.5 – Processo de fissuração: a) matriz intacta; b) microfissuração ao longo do material; c) formação de microfissuras; d) propagação das microfissuras.....	34
Figura 2.6 – Transferência de tensões em: a) matriz íntegra; b) matriz fissurada; c) fissura contendo fibras.	35
Figura 2.7 - Comportamento de <i>deflection-hardening</i> e <i>deflection-softening</i> em concretos reforçados com fibras.	37
Figura 2.8 - Comportamento de <i>strain-hardening</i> e <i>strain-softening</i> em concretos reforçados com fibras.	40

Figura 2.9 – Resposta do concreto armado à tração direta (adaptado de [48]).	43
Figura 2.10 - a) Dormente monobloco; b) Dormente bibloco. Fonte: Conprem®.	46
Figura 2.11 - Esquematização de bitola.	46
Figura 2.12 - Exemplos de fissuração longitudinal [66].	49
Figura 2.13 - Classes de fissuração do dormente de concreto protendido [9].	50
Figura 3.1 - Etapas do programa experimental.	56
Figura 3.2 - Curva granulométrica dos agregados utilizados.	60
Figura 3.3 - Curva granulométrica das adições utilizadas [24].	61
Figura 3.4 - Geometria das fibras utilizadas.	62
Figura 3.5 - Detalhe da montagem do ensaio.	64
Figura 3.6 – Detalhe do corpo de prova e das marcações efetuadas.	66
Figura 3.7 - Detalhe do posicionamento do <i>clip gauge</i> .	67
Figura 3.8 – Detalhe da montagem do ensaio.	67
Figura 3.9 - Dimensões do corpo de prova no formato de <i>dog bone</i> .	69
Figura 3.10 - Apresentação das seguintes etapas para a efetuação do ensaio: a) Vedação e travamento da forma; b) Lançamento e adensamento do concreto;	
c) Marcação do centro para furo; d) Ancoragem da barra.	70
Figura 3.11 – Detalhe do posicionamento dos transdutores de deslocamento.	71
Figura 3.12 - Arranjo e instrumentação: a) barra de aço contínua; b) aumento do diâmetro da barra de aço nas extremidades.	74
Figura 3.13 - Arranjo do ensaio e instrumentação utilizada.	75
Figura 3.14 - Posicionamento da barra na forma.	76

Figura 3.15- Detalhe do posicionamento e travamento dos fios de protensão.....	77
Figura 3.16 - Detalhe da posição dos fios de protensão.....	77
Figura 3.17 - Processo de fabricação do dormente: a) Misturador;	
b) Homogeneização do concreto.	79
Figura 3.18 – Processo de fabricação do dormente: a) Lançamento e adensamento do concreto; b) Utilização de régua vibratória.....	80
Figura 3.19 - Processo de fabricação do dormente: a) Desmoldagem e afrouxamento da protensão; b) Corte dos fios de protensão.	80
Figura 3.20 - Superfície áspera do dormente.....	81
Figura 3.21 – Detalhe das marcações efetuadas.....	82
Figura 3.22 - Esquema de ensaio de momento negativo em dormentes de concreto.	82
Figura 3.23 – Arranjo do ensaio de dormentes e posição dos transdutores.	83
Figura 4.1- Gráfico tensão-CMOD à flexão da matriz de concreto.	90
Figura 4.2 - Ruptura brusca da matriz de concreto.....	90
Figura 4.3 – Gráfico a)-c) Tensão-CMOD à flexão de concretos reforçados com fibras providas de ganchos, com razão de aspecto de 45 e comprimento de 30 mm, nas frações volumétricas de 0,25, 0,5, 1,0% respectivamente;	
d) comparativo de tenacidade-CMOD dos mesmos concretos de "a-c".....	91
Figura 4.4 - Gráfico comparativo de Tensão-CMOD de concretos reforçados com fibras providas de ganchos, com razão de aspecto de	

45 e comprimento de 30 mm, nas frações volumétrica de 0, 0,25, 0,5 e 1,0%.....	92
Figura 4.5 - Gráfico a)-c) tensão-CMOD à flexão de concretos reforçados com fibras providas de ganchos, com razão de aspecto de 65 e comprimento de 35 mm, nas frações volumétricas de 0,25, 0,5, 1,0% respectivamente; d) comparativo de tenacidade-CMOD dos mesmos concretos de "a-c".....	93
Figura 4.6 - Gráfico comparativo de Tensão-CMOD de concretos reforçados com fibras providas de ganchos, com razão de aspecto de 65 e comprimento de 35 mm, nas frações volumétrica de 0, 0,25, 0,5 e 1,0%.....	94
Figura 4.7 - Gráfico a)-c) tensão-CMOD à flexão de concretos reforçados com fibras providas de ganchos, com razão de aspecto de 80 e comprimento de 60 mm, nas frações volumétricas de 0,25, 0,5, 1,0% respectivamente; d) comparativo de tenacidade-CMOD dos mesmos concretos de "a-c".....	95
Figura 4.8 - Gráfico comparativo de Tensão-CMOD de concretos reforçados com fibras providas de ganchos, com razão de aspecto de 80 e comprimento de 60 mm, nas frações volumétrica de 0, 0,25, 0,5 e 1,0%.....	96
Figura 4.9 - Comportamento do concreto fibroso quando CMOD = 4mm.....	97
Figura 4.10 – Gráficos comparativos a)-c) de Tensão-CMOD para os diferentes tipos de fibra nas frações volumétricas de 0,25%, 0,5% e 1,0% respectivamente.	100
Figura 4.11 – Gráfico: a) tensão-CMOD à flexão de concreto reforçado com fibras providas de ganchos, com razão de aspecto de 80 e comprimento de 60 mm na fração volumétrica de 1,0% para o concreto de menor resistência à compressão (28 MPa); b) comparativo de tenacidade-CMOD do mesmo concreto representado em "a".....	101

- Figura 4.12 - Gráfico: a) tensão-CMOD à flexão de concreto reforçado com fibras providas de ganchos, com razão de aspecto de 80 e comprimento de 60 mm na fração volumétrica de 1,0% para o concreto de maior resistência à compressão (74 MPa); b) comparativo de tenacidade-CMOD do mesmo concreto representado em "a"..... 103
- Figura 4.13 - Gráfico de tensão-CMOD para diferentes matrizes de concreto reforçadas com fibras providas de ganchos, com razão de aspecto de 80 e comprimento de 60 mm na fração volumétrica de 1,0%..... 105
- Figura 4.14 - Gráfico tensão-deformação à tração direta da matriz de concreto. 106
- Figura 4.15 - Gráfico a)-c) tensão-deformação à tração direta de concretos reforçados com fibras providas de ganchos, com razão de aspecto de 45 e comprimento de 30 mm, nas frações volumétricas de 0,25, 0,5, 1,0% respectivamente; d) comparativo de tenacidade-deformação dos mesmos concretos de "a-c". 107
- Figura 4.16 – Gráfico comparativo de tensão-deformação à tração direta de concretos reforçados com fibras providas de ganchos, com razão de aspecto de 45 e comprimento de 30 mm, nas frações volumétricas de 0, 0,25, 0,5 e 1,0%..... 108
- Figura 4.17 - Gráfico a)-c) tensão-deformação à tração direta de concretos reforçados com fibras providas de ganchos, com razão de aspecto de 65 e comprimento de 35 mm, nas frações volumétricas de 0,25, 0,5, 1,0% respectivamente; d) comparativo de tenacidade-deformação dos mesmos concretos de "a-c". 109
- Figura 4.18 – Gráfico comparativo de tensão-deformação à tração direta de concretos reforçados com fibras providas de ganchos, com razão de aspecto de 65 e comprimento de 35 mm, nas frações volumétricas de 0, 0,25, 0,5 e 1,0%..... 110
- Figura 4.19 Gráfico a)-c) tensão-deformação à tração direta de concretos reforçados com fibras providas de ganchos, com razão de aspecto de 80 e comprimento de 60 mm, nas frações volumétricas de

0,25, 0,5, 1,0% respectivamente; d) comparativo de tenacidade-deformação dos mesmos concretos de "a-c".....	112
Figura 4.20 - Gráfico comparativo de tensão-deformação à tração direta de concretos reforçados com fibras providas de ganchos com razão de aspecto de 80 e comprimento de 60 mm, nas frações volumétricas de 0, 0,25, 0,5 e 1,0%.....	113
Figura 4.21 - Gráficos comparativos a)-c) de Tensão-Deformação para os diferentes tipos de fibra nas frações volumétricas de 0,25%, 0,5% e 1,0% respectivamente.	115
Figura 4.22 – Gráfico de número de fibras presentes na seção central do corpo de prova pela dosagem correspondente.....	116
Figura 4.23 - Gráfico Força-Deformação da barra de 16 mm de diâmetro.....	118
Figura 4.24 – Gráficos a) e b) Força-Deformação de tirantes de concreto armado sem reforço fibroso.	119
Figura 4.25 - Gráficos a) e b) força-deformação de tirantes de concreto armado reforçados com fibras providas de ganchos, com razão de aspecto de 65 e comprimento de 35 mm, na fração volumétrica de 1,0%.....	120
Figura 4.26 - Gráficos a) - c) força-deformação de tirantes de concreto armado reforçados com fibras providas de ganchos, com razão de aspecto de 80 e comprimento de 60 mm, na fração volumétrica de 1,0%.....	121
Figura 4.27 – Modo de ruptura do corpo de prova de número 3.....	122
Figura 4.28 – Gráfico comparativo de Força-Deformação para as curvas mais representativas apresentadas neste item.	124
Figura 4.29 - Processo de fissuração no concreto sem o reforço fibroso.....	125
Figura 4.30 - Processo de fissuração no concreto reforçado com 1,0% de fibras com 35 mm de comprimento.....	126

Figura 4.31 - Processo de fissuração no concreto reforçado com 1,0% de fibras com comprimento de 60 mm.....	127
Figura 4.32 – Fator de aderência barra-concreto para os diferentes concretos estudados.....	128
Figura 4.33 - Gráfico de Carga-Deslocamento dos dormentes ensaiados.....	129
Figura 4.34 - Gráfico a) Carga-Deformação na tração da parte inferior da amostra; b) Carga-Deformação na compressão da parte superior da amostra.....	131
Figura 4.35 - Gráfico Tenacidade-Deslocamento dos dormentes ensaiados.....	131
Figura 4.36 - Representação da seção do dormente sujeito à compressão.	134
Figura 4.37 - Diagrama de forças ao longo da altura do dormente.....	135
Figura 4.38 - Gráfico Tensão-Deformação do aço de protensão.	135
Figura 4.39 – Diagrama de força ao longo da seção do dormente.	136
Figura 4.40 – Gráfico comparativo de resultados de momentos obtidos teoricamente e experimentalmente.....	138

Lista de Tabelas

Tabela 3.1 - Traço do concreto fornecido pela CONPREM®.....	57
Tabela 3.2- Traço de concreto de menor resistência (28 MPa) para a comparação de diferentes matrizes	58
Tabela 3.3 - Traço de concreto de maior resistência (74 MPa) para a comparação de diferentes matrizes	58
Tabela 3.4 – Propriedades das fibras de aço utilizadas.....	62
Tabela 3.5 – Propriedades dos fios de aço utilizados na protensão dos dormentes de concreto.	63
Tabela 3.6 - Parâmetros do ensaio de compressão axial	65
Tabela 3.7 - Parâmetros do ensaio de flexão.	68
Tabela 3.8 - Parâmetros do ensaio de tração direta.	72
Tabela 3.9 - Parâmetros do ensaio em dormentes.	84
Tabela 4.1 - Resultados dos ensaios de compressão e módulo de elasticidade.....	85
Tabela 4.2 – Resultados dos ensaios de compressão feitos pela CONPREM®.....	86
Tabela 4.3 - Resultados dos ensaios de compressão e módulo de elasticidade para o concreto de menor resistência à compressão.....	87
Tabela 4.4 - Resultados dos ensaios de compressão e módulo de elasticidade para o concreto de maior resistência.	88
Tabela 4.5 – Resultados de CMOD e resistência no limite de proporcionalidade, resistência última e tenacidade à flexão para corpos de prova prismáticos.....	98
Tabela 4.6 – Resultados da tensão residual, para CMOD igual à 0,5, 1,5, 2,5 e 3,5 mm, à flexão para corpos de prova prismáticos.....	99
Tabela 4.7 - Resultados de CMOD e resistência no limite de proporcionalidade, resistência última e residual, assim como tenacidade à flexão para corpos de prova prismáticos de matriz de	

concreto com resistência à compressão de 28 MPa, reforçada com 1,0% de fibras de aço do tipo RC 80/60.	102
Tabela 4.8 - Resultados de CMOD e resistência no limite de proporcionalidade, resistência última e residual, assim como tenacidade à flexão para corpos de prova prismáticos de matriz de concreto com resistência à compressão de 74 MPa, reforçada com 1,0% de fibras de aço do tipo RC 80/60.	104
Tabela 4.9 - Resumo dos resultados dos ensaios de tração direta.	114
Tabela 4.10 – Resumo dos resultados obtidos no ensaio de tirantes de concreto armado.	123
Tabela 4.11 – Resultados do espaçamento entre fissuras obtido no ensaio de tirantes de concreto armado.	123
Tabela 4.12 – Resultados de primeira fissura, de carga de 40 e 80 kN, máximos e de ruptura dos fios de protensão para o ensaio de momento negativo em dormentes.	132

1

INTRODUÇÃO

1.1. PANORAMA GERAL

As ferrovias surgiram no Brasil ao longo do século XIX e início do XX, com a finalidade de suprir a demanda de escoamento da produção agrícola que se demonstrava em significativa expansão. Segundo os dados da Confederação Nacional de Transportes (CNT) [1], em 1922 o sistema ferroviário brasileiro contava com aproximadamente 29.000 km de extensão, construídos através de concessões a investidores privados. Ao longo da primeira metade do século XX, ocorria o advento do processo de industrialização e urbanização, aumentando assim a movimentação de cargas no país. A necessidade de criar vias de transporte foi suprida com grandes investimentos na rede de rodovias, fenômeno conhecido como “rodoviarização”. O setor ferroviário foi então atingido por dificuldades financeiras e diversas empresas encerraram atividades ou foram nacionalizadas [2].

Devido à crise do petróleo na década de 1970 e sucessivas crises econômicas que ocorreram no país na década posterior, os investimentos em rodovias foram reduzidos substancialmente, degradando a sua infraestrutura. O governo federal sem poder continuar o financiamento das redes, iniciou então o processo de desestatização em 1996 [3].

Atualmente o transporte de cargas no Brasil é predominantemente realizado por meio das rodovias. Cerca de 61,1% da carga transportada em 2011, segundo a CNT [1], utilizou-se do modal rodoviário, cuja rede tem maior difusão pelo território nacional. Apenas 20,7% da carga transportada no país em 2011 foi movimentada por ferrovias, apesar do potencial para a expansão da rede ferroviária. Já pelo sistema aquaviário circularam 13,6%, no dutoviário 4,2% e no aéreo 0,4%.

Sensível a essas questões vitais para sociedade, o Governo Brasileiro, através do Ministério dos Transportes e com auxílio do Ministério da Defesa, elaborou o Plano Nacional de Logística e Transportes (PNLT) em 2009, cuja finalidade foi retomar o planejamento de longo prazo para o setor de transportes. Um dos objetivos de sua criação foi a necessidade de mudança da atual matriz de transportes de cargas do país. Este plano propôs a adequação e a expansão dos sistemas ferroviário e aquaviário, além de destacar a necessidade de integração multimodal com o sistema rodoviário [4].

No sistema ferroviário, o desempenho depende tanto das características tecnológicas da via, como dos veículos que nela trafegam, sendo que, se faz necessário para aumentar a participação desse modo, a adequação à matriz de transporte brasileira, que conhecimentos relativos ao planejamento, implantação, manutenção sejam desenvolvidos e aprimorados.

É no contexto do sistema ferroviário e na contribuição para a compreensão do comportamento mecânico de uma via com o aumento de sua vida útil, sendo um de seus elementos principais o dormente, que este estudo se insere.

A via permanente de uma ferrovia é dividida em infraestrutura e superestrutura.

A infraestrutura consiste em obras necessárias para a implantação e manutenção da mesma, como por exemplo: terraplanagem, drenagem e construção de pontes e túneis.

A superestrutura é constituída pelo lastro, sublastro, dormentes e trilhos, conforme ilustrado na Figura 1.1, sendo construída de modo a ser renovada ou ter seus constituintes substituídos, no caso de seu desgaste atingir o limite de tolerância exigido pela segurança ou comodidade da circulação, assim como, quando a intensidade de tráfego ou o peso do material rodante aumentam [5].

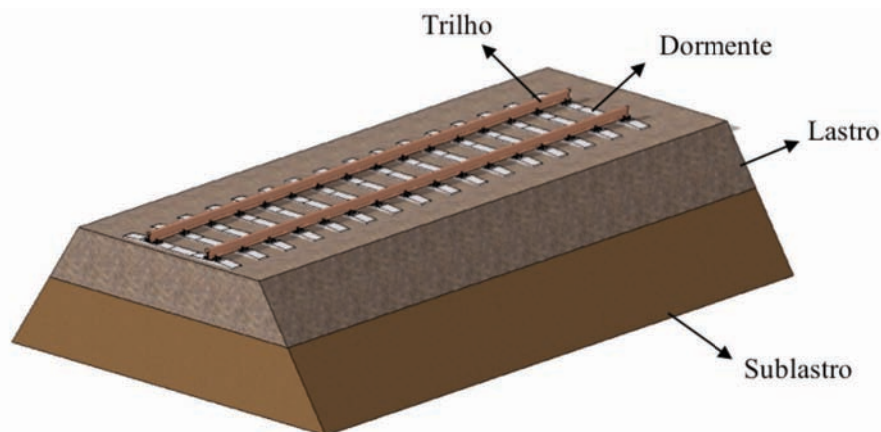


Figura 1.1 - A superestrutura ferroviária.

O dormente é um dos elementos da via permanente, suas principais funções são: suportar e manter a distância entre as faces internas dos trilhos (bitola), a estabilidade vertical, lateral e longitudinal da via, transmitir ao lastro as cargas provenientes dos trilhos e amortecer parcialmente as vibrações. As características citadas acima, fazem com que seja necessário que o dormente possua uma elevada resistência, o que em geral leva a uma grande rigidez. Ao mesmo tempo, também é necessário apresentar elasticidade, posto que deve ser capaz de suportar altíssimas forças de impacto e ações dinâmicas.

A madeira foi o primeiro material a ser utilizado como dormente, isso há mais de 150 anos, quando as ferrovias estavam começando a surgir na Europa e nos Estados Unidos e ainda hoje existem mais de 2,5 bilhões de dormentes de madeira pelo mundo [6]. A madeira é um material adequado para solicitações dinâmicas. É um bom isolante elétrico e acústico, no entanto devido à escassez de fontes, as exigências ambientais, e dificuldade de reciclagem devido ao tratamento químico pelo qual os dormentes passam, a utilização deste material está diminuindo. Atualmente os materiais mais utilizados em dormentes além da madeira são o aço e o concreto. Esses materiais devem resistir às solicitações mecânicas e às condições ambientais da via. A Figura 1.2 ilustra a aplicação da madeira como dormente.



Figura 1.2 - Dormentes de madeira. Fonte: PREMA® Tecnologia e Comércio Ltda.

Os dormentes de aço apresentam uma vida útil alta e boa conformidade geométrica, no entanto, seu custo elevado pode inviabilizar sua utilização em alguns casos. Além disso, esses dormentes são mais leves, o que desfavorece a estabilidade de vias que operam cargas elevadas. Também apresentam elevado grau de ruído e boa condutividade elétrica, o que acaba dificultando o isolamento necessário para os circuitos de sinalização [7].



Figura 1.3 - Dormentes de aço. Fonte: Hidremec®.

Os dormentes de concreto, ilustrados na Figura 1.4, apresentam características superiores aos de madeira e de aço. Segundo o relatório 37 da FIB [8], os dormentes de concreto protendido são os mais utilizados atualmente devido a sua superioridade técnica, considerando-as com:

1. □durabilidade à longo prazo;
2. □aprimoramento da retenção geométrica dos trilhos;
3. □maior peso próprio, ideal para vias de alta velocidade e de elevadas cargas;
4. □baixo custo inicial;
5. □mínimo custo de ciclo de vida;
6. □baixo custo de manutenção;
7. □sustentável, considerando o fato de não precisar de tratamentos químicos e de poder ser reciclado.

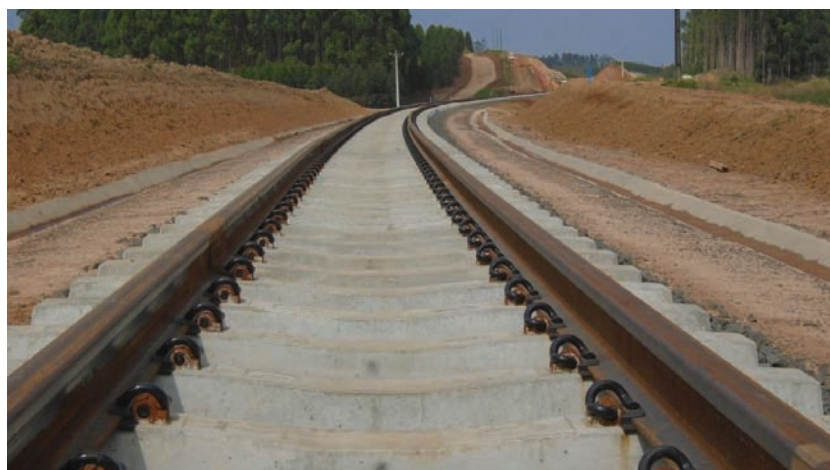


Figura 1.4 - Dormentes de concreto. Fonte: Conprem® Concreto Premoldado Ltda.

Apesar do bom desempenho, os dormentes de concreto protendido também apresentam falhas. Em alguns dos estudos [9-11], os danos percebidos em dormentes de concreto foram em grande maioria relacionados com a abertura de fissuras. Quando a fissuração ocorre, a deterioração do concreto é acelerada, criando abertura de caminhos para a deterioração do aço. A matriz de concreto perde a capacidade de transferir tensão pela fissura provocando uma concentração de tensão nos fios de protensão possivelmente deteriorados, levando assim à ruptura da estrutura.

Considerando os altos custos relacionados à interrupção de uma via, é de grande interesse para a indústria ferroviária que seus elementos tenham vida útil elevada. A fissuração nos dormentes de concreto faz com que seu tempo de serviço seja reduzido. Por essa razão o ideal é que se utilize materiais adequados que controlem essa situação.

Os concretos reforçados com fibras têm a propagação de fissuras dificultada devido ao alto módulo de elasticidade das mesmas, a utilização desse reforço também permite que tensões sejam transferidas através das fissuras, diminuindo a solicitação dos fios de protensão.

1.2. OBJETIVOS

Este trabalho tem como principal objetivo investigar a influência da adição do reforço fibroso no comportamento mecânico de dormentes de concreto reforçados com diferentes tipos de fibras de aço, através de ensaios de nível material, semiestrutural e estrutural.

O estudo compreende a caracterização do material por ensaios mecânicos realizados em concretos reforçados com três frações volumétricas de fibras de aço (0,25%; 0,5%; e 1%). Três tipos de fibras de aço foram utilizadas, todas possuindo ganchos nas extremidades e foram divididas em:

- a. fibras soltas com diâmetro de 0,62 mm e comprimento de 30 mm, denominadas como RL 45/30;
- b. fibras coladas com diâmetro de 0,55 mm e comprimento de 35 mm, denominadas como RC 65/35;
- c. fibras coladas com diâmetro de 0,75 mm e comprimento de 60 mm, denominadas como RC 80/60.

Durante a fase de caracterização do material foram determinadas:

1. A resistência à compressão da matriz de concreto para ensaios em corpos de prova cilíndricos;
2. A resistência à tração na flexão e a tenacidade da matriz e do concreto reforçado com fibras, assim como a influência da adição de fibras em diferentes matrizes em ensaios de flexão em corpos de prova prismáticos;
3. a resistência à tração direta, assim como o ganho de tenacidade da matriz e do concreto reforçado com fibras, para ensaios em corpos de prova com o formato de osso de cachorro (*dog bone*).

Para os ensaios semiestruturais, foram determinadas as cargas atuantes em diferentes alongamentos, o ganho de rigidez, a quantidade e o espaçamento de fissuras, assim como a aderência da armadura ao concreto por ensaios de tração direta de tirantes em copos de prova de concreto armado.

Para os ensaios estruturais, foram determinadas as cargas de primeira fissura, máxima, para diferentes deslocamentos e de ruptura da primeira camada dos fios de protensão para ensaios de momento negativo no centro do dormente.

Cálculos da resistência teórica do dormente foram apresentados para que houvesse a comparação com os resultados obtidos experimentalmente.

1.3. CONTEÚDO DO TRABALHO

Este trabalho é composto de seis capítulos:

Capítulo 1 – Introdução: é o capítulo que ressalta a relevância do tema, a motivação do estudo, os objetivos da pesquisa e a estrutura do trabalho;

Capítulo 2 – Revisão da literatura: é o capítulo que aborda as características mecânicas de concretos reforçados com fibras de aço, assim como prévios estudos em dormentes reforçados com fibras de aço;

Capítulo 3 – Programa experimental: é o capítulo que descreve as características dos materiais utilizados e os procedimentos para a fabricação dos concretos e execução dos ensaios;

Capítulo 4 – Resultados e análises: é o capítulo em que são apresentados os resultados obtidos e as análises dos mesmos;

Capítulo 5 – Conclusões: é o capítulo que compreende as conclusões obtidas por meio da análise feita de todo o programa experimental e apresenta as sugestões para futuros trabalhos.

Capítulo 6 – Referências bibliográficas: é o capítulo que enumera as fontes utilizadas nesta pesquisa.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. CONCRETO REFORÇADO COM FIBRA DE AÇO

O concreto é um dos principais materiais utilizados na construção civil em todo o mundo. Seu desenvolvimento tecnológico vem sendo explorado especialmente no âmbito do alto desempenho do mesmo, resultando em ganhos de resistência à compressão e durabilidade [12]. Concretos de alta resistência geralmente apresentam ruptura extremamente frágil e repentina [13]. Para corrigir essa deficiência, é necessário encontrar soluções que possam conferir ao material alta resistência e ductilidade. O desafio da engenharia é criar condições de uso após seu pico de tensões.

Fibras curtas com alta resistência à tração e maior ductilidade podem ser adicionadas ao concreto para controlar a fissuração, aumentando a capacidade de absorção de energia, melhorando a sua tenacidade, e consequente resistência ao impacto e à fadiga, no comportamento posterior à fissuração inicial [14].

O concreto reforçado com fibras é definido por Bentur e Mindess [14] como sendo um material de matriz cimentícia com agregados de diversos tamanhos, incorporado com fibras discretas e descontínuas. Também pode ser encontrado na literatura o termo “concreto fibroso” para definir tal material [15], [16].

As propriedades mecânicas finais do concreto fibroso estão relacionadas com as características da fibra e da matriz empregada [17]. Por esta razão é importante especificar o tipo, a razão de aspecto, a fração volumétrica, o tamanho e a forma das fibras. Também é preciso avaliar a resistência da matriz, o método de preparação do corpo de prova e a dimensão dos agregados.

Os primeiros estudos de concreto reforçado com fibras começaram nos anos 60, quando o comportamento de fibras de aço em uma matriz de concreto foi inicialmente avaliado [18]. Desde então, a fibra de aço se tornou o reforço mais utilizado em compósitos cimentício, dentre os reforços fibrosos, em aplicações estruturais [19]. Originalmente, a utilização das fibras era voltada para o controle de fissuras, substituindo o reforço secundário, sendo muito utilizada em lajes planas, pavimentos e revestimentos de túneis, assim como em diversas aplicações de reparo. Atualmente, enquanto as fibras de aço ainda permanecem sendo extensivamente utilizadas para tais propósitos, estas vem sendo cada vez mais incorporadas a elementos estruturais, substituindo parcialmente a armadura convencional ou complementando a mesma.

2.1.1. TIPOS DE FIBRA DE AÇO

As fibras de aço utilizadas são definidas pela ACI 544-1R [20] como curtas, com comprimentos discretos de aço possuindo uma razão de aspecto entre 20 e 100, sendo pequenas o suficiente para serem aleatoriamente dispersas durante o processo usual de mistura.

A razão de aspecto (λ) é a medida por meio da esbeltez de fibras individuais, sendo esta obtida com a divisão do comprimento da fibra pelo diâmetro equivalente da mesma [20].

$$\lambda = \frac{l}{d_e} \quad (2.1)$$

Segundo a ASTM A 820 [21], o diâmetro equivalente de fibras de seção poligonal, deve ser calculado pela equação

(2.2).

$$d_e = \sqrt{\frac{4 \cdot A}{\pi}} \quad (2.2)$$

Sendo:

A = área da seção transversal da fibra.

Porém quando a seção é irregular ao longo do comprimento da fibra, ou a área da mesma é de difícil, a área “ A ” deve ser calculada de acordo com a massa e densidade, conforme a equação (2.3)

$$A = \frac{m}{\rho \cdot l} \quad (2.3)$$

Sendo:

m = massa da fibra unitária

ρ = densidade do aço

l = comprimento da fibra

A razão de aspecto influencia nas características do compósito tanto no estado fresco quanto endurecido. Fibras com razão de aspecto superiores a 100 tendem a se aglomerar durante o processo de mistura com a matriz. A formação desse agrupamento provoca a criação de vazios no concreto e deve ser evitada [22]. Porém, no estado endurecido, a utilização de fibras com razão de aspecto superior melhora diversas propriedades mecânicas que ainda serão abordadas nesse trabalho, como por exemplo a tensão de arrancamento da fibra, incrementando assim a capacidade de absorção de energia [23].

Atualmente as fibras de aço mais encontradas no mercado possuem uma grande variabilidade em suas geometrias, incluindo:

- prismáticas: possuem seção uniforme, poligonal ou circular, ao longo de todo o comprimento, podendo ser deformadas nas extremidades.
- seção irregular: a seção varia ao longo do comprimento.
- coladas: multifilamentos (ramificada ou fibrilar) ou rede de monofilamentos projetadas de forma a se espalharem durante a produção do concreto.

Estas podem ser retas, curvas, torcidas e amorfas, com superfícies lisas ou estampadas, conforme mostrado na Figura 2.1. O desenvolvimento de tantas geometrias acontece devido a busca por uma melhor aderência à matriz, modificando as extremidades das fibras, como achatamento das pontas ou criação de ganchos, melhorando a ancoragem da mesma [20].

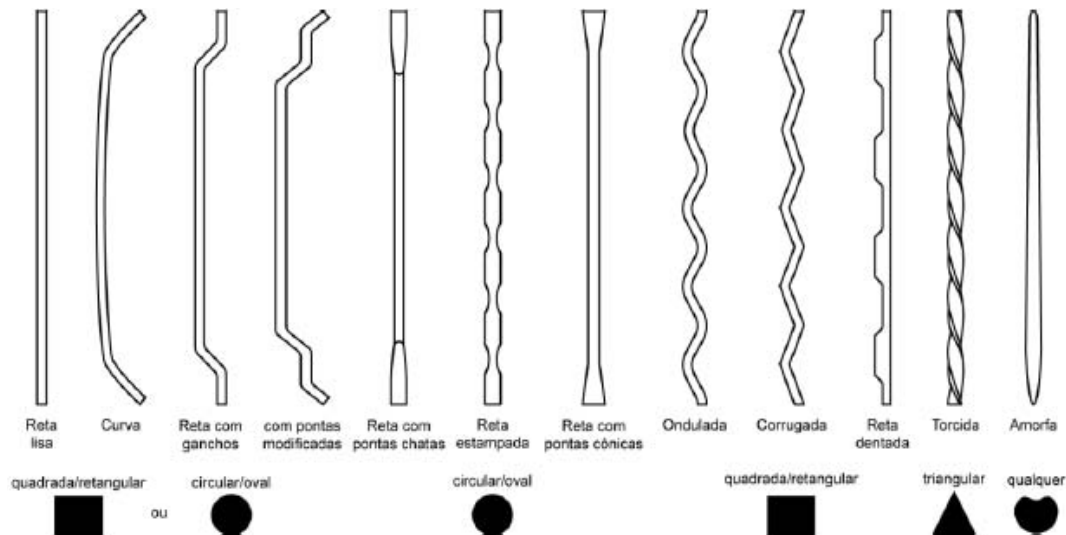


Figura 2.1 - Tipos de fibra de aço [24].

2.1.2. INTERFACE FIBRA–MATRIZ

A região do concreto próxima à superfície da fibra não possui exatamente as mesmas propriedades que a matriz. Conforme a hidratação da matriz cimentícia vai acontecendo, a microestrutura na interface não se desenvolve tão densamente, criando assim um depósito de cristais de hidróxido de cálcio (CH) nas cavidades maiores. Esta região é definida como Zona de Transição Interfacial (ou *interfacial transition zone*, ITZ). As características da ITZ são decisivas na aderência entre a fibra e a matriz [14].

A representação esquemática da ITZ está apresentada na Figura 2.2.

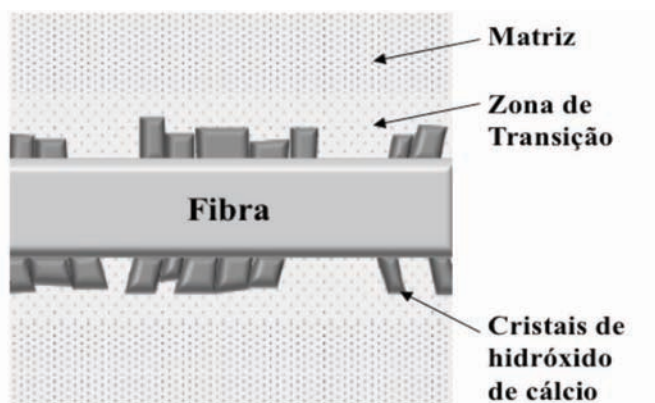


Figura 2.2 - A interface fibra-matriz. (adaptado de [25])

Lee e Jacobsen [26] mostraram que para argamassas reforçadas com diferentes frações volumétricas de fibra de aço, a ITZ apresenta maior porosidade conforme o volume de fibras é elevado. Na dosagem do concreto a fibra substitui parte dos agregados em termos de volume, enquanto o resto dos componentes permanecem inalterados. A fibra de aço possui maior superfície de contato quando comparada aos agregados graúdos. O aumento na quantidade de fibra definitivamente aumenta a área total em contato com a matriz, reduzindo assim a quantidade de pasta de cimento ao redor de cada uma das fibras, resultando em uma área mais porosa na ITZ.

Quanto maior a porosidade, menor a quantidade de cimento hidratado responsável pelo aumento da resistência da pasta, consequentemente criando problemas na aderência e na transferência de tensões entre a fibra e a matriz. No entanto, o efeito da porosidade no comportamento mecânico do compósito se torna insignificante quando comparado aos benefícios assegurados pelas fibras, que aprisionam as fissuras e costuram as mesmas.

Sujivorakul e Naaman [27], demonstraram que o arrancamento da fibra lisa é afetado por duas propriedades interfaciais, chamadas de aderência e fricção. No caso da fibra deformada, além da aderência e fricção há também o surgimento do componente mecânico.

A transferência de tensões promovida pela fibra em um compósito está diretamente relacionada ao arrancamento da fibra, uma vez que as fibras fazem o papel de ponte entre as fissuras. O esforço que ocorre no reforço é de tração sendo transmitido para a matriz por tensões cisalhantes na interface fibra-matriz.

A transferência de tensões entre o concreto e fibras lisas pode ser dividida em três fases [14], [27]:

1. □ previamente a abertura de fissuras, a fibra está completamente aderida à matriz, onde um comportamento elástico ocorre. A tensão na interface da fibra é correspondente ao cisalhamento. A matriz e a fibra possuem a mesma deformação até a tensão de cisalhamento superar a aderência entre os dois elementos;
2. □ ocorre então o descolamento parcial da fibra, resultando em uma queda na transferência de tensões;
3. □ a fibra se descola da matriz e se movimenta como um corpo rígido. A tensão cisalhante na interface é causada pelo atrito da fibra quando arrancada da matriz.

A Figura 2.3 apresenta a distribuição de tensões ao longo da fibra durante seu arrancamento pela abertura de fissuras.

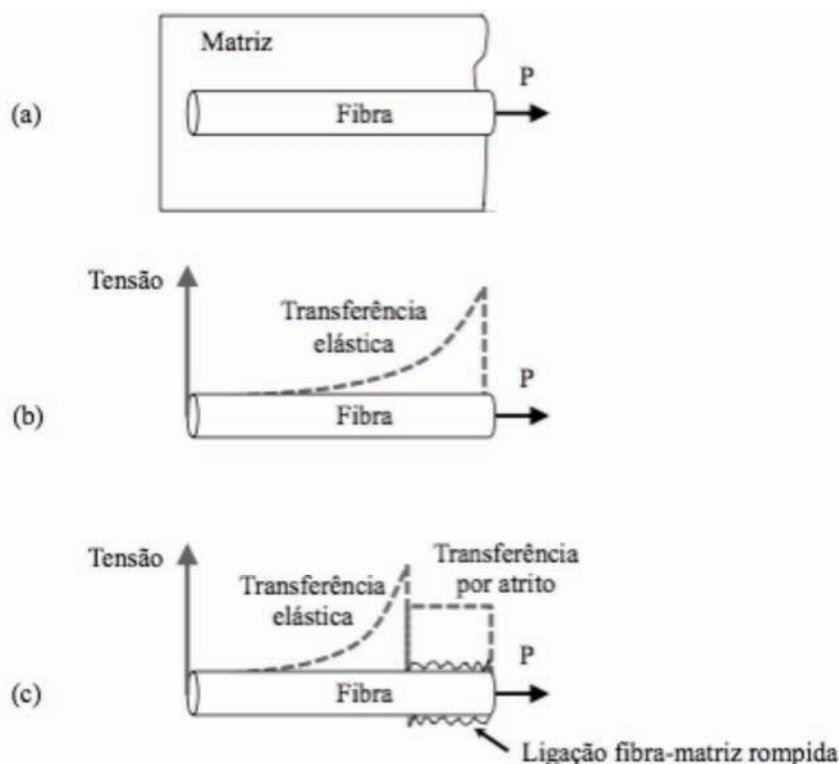


Figura 2.3 – Distribuição de tensões ao longo da fibra interceptando uma fissura: (a) matriz fissurada; (b) fibra completamente aderida à matriz; (c) descolamento parcial da fibra [25].

A utilização de fibra com geometria deformada aprimora a adesão com a matriz, ou seja, a resistência máxima ao cisalhamento é incrementada. Porém, o maior ganho na utilização de fibras deformadas acontece na terceira fase, onde há o descolamento total da matriz [27], [28].

Para o arrancamento da fibra deformada, esta sofre modificações em sua geometria ao longo do processo, de forma a ficar mais reta possível. Assim, a resistência ao arrancamento é incrementada até que se atinja a tensão necessária para “nivelar” a fibra, de forma a liberar sua movimentação como um corpo rígido e então ser arrancada por completo [27], [28].

Por esta razão, as fibras são fabricadas com superfície áspera, com ganchos ou alargamento nas bordas, ou deformadas ao longo do seu comprimento. Todas essas características têm como objetivo melhorar a aderência, adicionando o componente mecânico na distribuição de tensões.

2.1.3. EFICIÊNCIA DA FIBRA

É ideal que a resistência de arrancamento da fibra seja similar à sua ruptura. Quando esta é ultrapassada, a fibra rompe e não há o ganho na capacidade de absorver energia, que é a característica mais importante da fibra. Porém quando a resistência ao arrancamento é muito inferior à resistência de ruptura, não há um completo aproveitamento das propriedades da fibra [18].

O efeito do comprimento da fibra pode ser analisado em termos de mecanismos de transferências de tensão. O comprimento crítico, denominado como l_{cr} , pode ser definido como o comprimento mínimo necessário para que a tensão de cisalhamento resultante do atrito entre a fibra e a matriz seja igual a resistência de ruptura da fibra [14].

Quando o comprimento da fibra (l) é inferior ao comprimento crítico, ou seja, $l < l_{cr}$, a fibra não possui comprimento embutido suficiente para gerar uma tensão de atrito próxima a de ruptura. Isso significa que quando houver a abertura de uma fissura a fibra terá o lado de menor comprimento embutido arrancado da matriz, perdendo eficiência na utilização da fibra [29].

Se o comprimento da fibra é consideravelmente maior que l_{cr} , a tensão de cisalhamento ao longo da mesma pode alcançar a sua tensão de ruptura, utilizando assim todo o seu potencial [14].

A diferença entre comprimentos não só está relacionada à eficiência do reforço, mas também com seu modo de ruptura. Kelly [30], afirma que no caso do modo de ruptura do compósito por arrancamento das fibras, quando $l < l_{cr}$, há maior capacidade de absorção de energia do que quando a ruptura do compósito acontece pela ruptura da fibra. Isso ocorre devido à energia de ruptura da fibra ser muito inferior à energia de arrancamento da mesma, fazendo com que o compósito tenha um comportamento frágil.

Na Figura 2.4 é possível observar a relação entre os comprimentos críticos e as tensões máximas. É ilustrado os modos de ruptura do compósito, por arrancamento da fibra quando o comprimento l é menor que o l_{cr} , e por ruptura da fibra quando l é maior que l_{cr} .

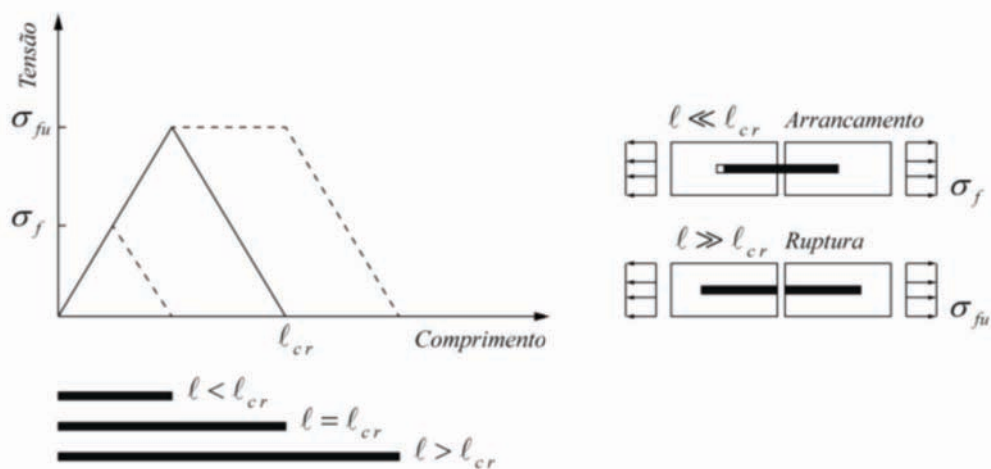


Figura 2.4 – Distribuições de tensão ao longo da fibra e modo de ruptura, em função do comprimento crítico [24].

A resistência da matriz também tem um papel importante no modo de ruptura do compósito. Quanto maior for a resistência da matriz, maior é a aderência, fazendo com que seja mais fácil que durante a abertura de fissuras a tensão de cisalhamento ao longo da fibra alcance a resistência de ruptura [29].

□□□□□□□□
 □□aal P□JI □

As fissuras em uma matriz de concreto funcionam como uma barreira para a transferência de tensões de tração, criando uma concentração nas extremidades das fissuras, já que ocorre uma diminuição da área efetiva e consequente concentração de tensões. Quando a tensão atinge a resistência da matriz há uma ruptura brusca do concreto, não havendo resistência residual [29].

O processo de fissuração em uma matriz de concreto é descrito por Rossi [31] em três estágios:

1. □ Abertura de microfissuras em todo o volume, isto é, dano contínuo do material;
2. □ concentração das microfissuras na direção das deformações principais, levando a formação de uma ou mais macrofissuras;
3. □ propagação das macrofissuras na direção das deformações principais.

Segundo Rossi [31], o primeiro estágio corresponde a um fenômeno inerente ao material, sendo independente da geometria e/ou das condições de contorno. Nesse estágio, o material é considerado contínuo. O segundo e o terceiro estágio são fortemente dependentes das condições de contorno e não representam o comportamento do material, mas sim o da estrutura. A Figura 2.5 ilustra os estágios propostos por Rossi.

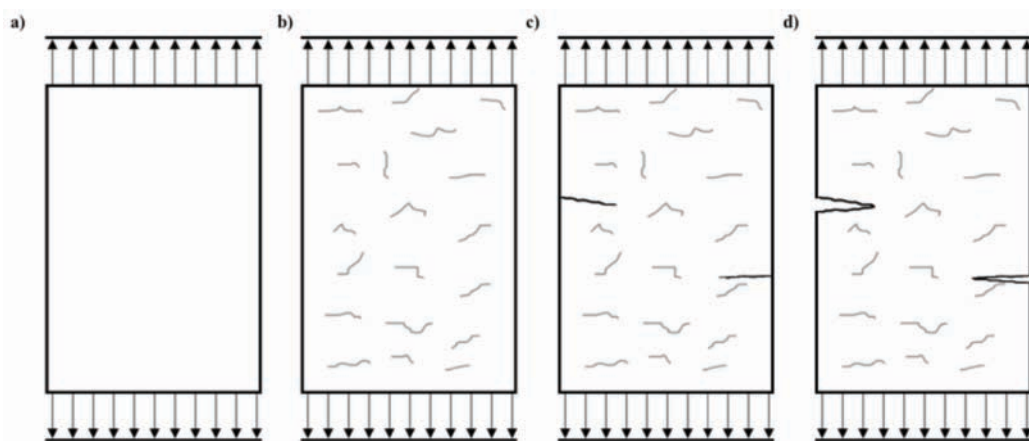


Figura 2.5 – Processo de fissuração: a) matriz intacta; b) microfissuração ao longo do material; c) formação de macrofissuras; d) propagação das macrofissuras.

A fibra de aço, quando utilizada como reforço em material frágil como o concreto, exerce um papel em cada um dos estágios da seguinte forma:

1. Durante o primeiro estágio da microfissuração uniforme, a fibra de aço costura as microfissuras e limita a propagação da mesma. Então, o segundo estágio é evitado ou adiado, prolongando o primeiro.
2. Quando as macrofissuras são formadas, a fibra de aço tem o papel de ponte entre os espaços, o que permite a transferência de tensões, diminuindo a concentração de tensão na extremidade da fissura (vide Figura 2.6). Também reduz a velocidade de propagação de fissuras no concreto, passando a ter capacidade portante pós fissuração. Essa função é bastante similar à barra de aço em uma escala estrutural do concreto armado, apresentando considerável ductilidade [29], [31].

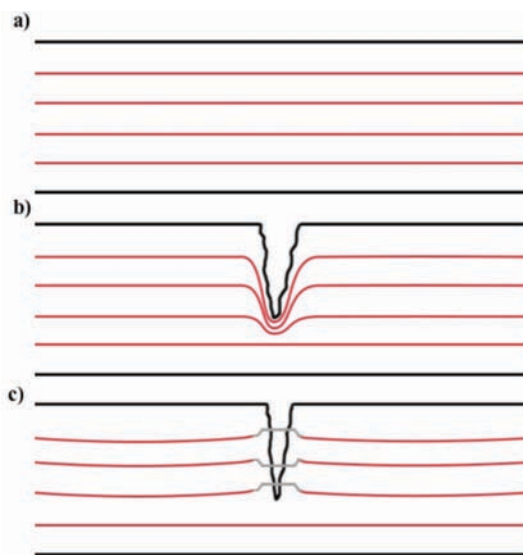


Figura 2.6 – Transferência de tensões em: a) matriz íntegra; b) matriz fissurada; c) fissura contendo fibras.

□□□□□□
u □□□□□□□□

A capacidade de absorver energia previamente a ruptura, resistência à propagação de fissuras, significativa resistência residual pós-fissuração, ductilidade e capacidade de suportar grandes deformações é conhecida como tenacidade.

O principal papel da fibra como reforço no concreto acontece na zona de pós-fissuração, em que a fibra costura a matriz fissurada. Essa característica pode aumentar a resistência do compósito se comparado à matriz, uma vez que a fibra

garante a transferência de tensões ao longo das fissuras, provocando uma elevação nas curvas de tensão *versus* deformação depois do aparecimento da primeira fissura. Porém a característica mais importante na utilização do reforço fibroso, é o aumento da tenacidade, garantido pelos mecanismos de absorção de energia, como a deformação e arrancamento da fibra pelo processo de costura da fissura [14].

Apesar de ser a principal característica do concreto reforçado com fibras, ainda não há um padrão para o cálculo da tenacidade, porém a definição mais comum é área sob a curva força *versus* deslocamento.

Para minimizar este problema a ACI 544.2R-89 , recomenda que o ganho na absorção de energia promovido pela adição de fibras deva ser avaliado por um índice adimensional, I_t , resultante da divisão da tenacidade do compósito pela tenacidade da matriz, ambos ensaiados em condições semelhantes [32].

2.1.6. RESISTÊNCIA À FLEXÃO

A resistência à flexão é o principal comportamento mecânico aprimorado pela adição de fibras em uma matriz de concreto. Segundo a ACI 544.1R [20], a melhora no comportamento do compósito em ensaios de flexão é consideravelmente maior que nos ensaios de tração e compressão. A razão para essa diferença, é que a presença de fibras faz com que a região tracionada tenha um comportamento dúctil, alterando a distribuição normal de tensão e deformação ao longo da altura, e deslocando a linha neutra em direção à zona comprimida [22].

Naaman e Reinhardt [33] classificam o comportamento à flexão de concretos reforçados com fibras de duas maneiras:

Deflection-softening → É caracterizado pela redução da tensão após a ruptura da matriz. É geralmente acompanhado da abertura de apenas uma fissura;

Deflection-hardening → É caracterizado por um aumento na tensão após a ruptura da matriz. É geralmente acompanhado da formação de múltiplas fissuras, até atingir a tensão máxima. A partir desse ponto, o compósito apresenta o comportamento de *deflection-softening*, não há a abertura de novas fissuras.

Os comportamentos de *deflection-softening* e *deflection-hardening* estão representados na Figura 2.7.

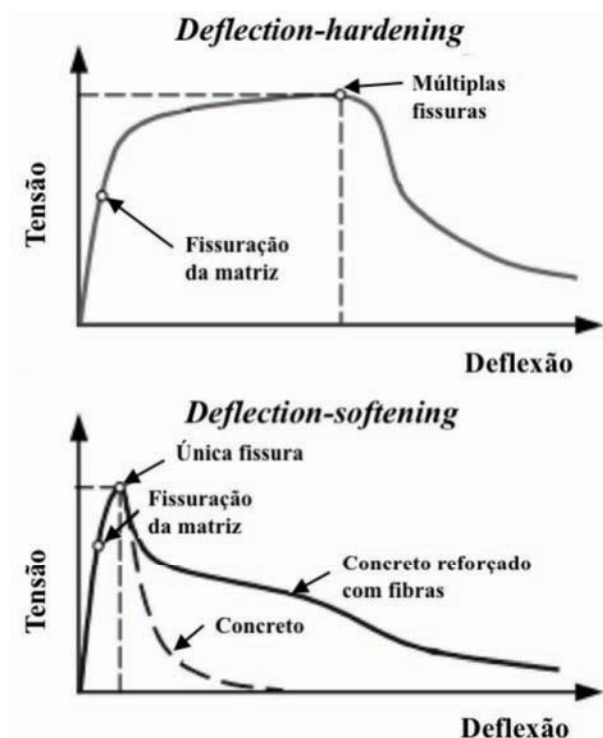


Figura 2.7 - Comportamento de *deflection-hardening* e *deflection-softening* em concretos reforçados com fibras.

Pode-se utilizar uma variedade de normas para avaliar o comportamento do compósito à flexão, como por exemplo: a JSCE-SF4 [34], a ASTM C1609-12 [35] e a EN 14651 [36]. A maioria dos ensaios de flexão encontrados na literatura, ocorre em prismas de diferentes dimensões, sem entalhe, com arranjo de 4 apoios.

Visto que a análise da capacidade de absorção de energia na zona de pós fissuração é de maior interesse no estudo do concreto fibroso, é mais apropriado que se utilize corpos de prova que receberam um entalhe no eixo central de sua face inferior [37]. O entalhe garante que a fissura ocorra no plano do mesmo, e essa região possa ser instrumentada com um sensor de deformação denominado *clip gage*, conforme recomendado pela norma europeia EN 14651 [36]. O ensaio é de circuito fechado (*closed loop*), em que a velocidade do atuador é controlada pela abertura de fissura (CMOD – *crack mouth opening displacement*) obtida pelo *clip gage*, tendo assim maior estabilidade na resposta do material. Ao se calcular a tenacidade do compósito por este ensaio, está se desprezando a dissipação de

energia ao longo do corpo de prova e analisando a absorção de energia atribuída a abertura da fissura [37].

Em estudo feito por Giaccio et al. [38], corpos de prova prismáticos de concreto reforçado com frações volumétricas de 0,25, 0,5 e 1,0 % de fibras de aço foram ensaiados, providas de ganchos nas extremidades com 30 mm de comprimento e razão de aspecto de 60. As amostras possuíam entalhe na superfície inferior. Os ensaios foram executados conforme a EN 14651[36]. Foi observado que quanto maior a fração volumétrica de fibras, maior é a tensão última obtida, tendo um aumento de aproximadamente de 40 e 85% para as frações de 0,5 e 1,0% respectivamente, se comparadas com a de 0,25%. Os compósitos reforçados com frações volumétricas de 0,25 e 0,5% apresentaram comportamento de *strain-softening*, porém para 0,5% a tensão residual se manteve praticamente constante até o final do ensaio que se deu em CMOD igual à 2,5 mm. O compósito reforçado com 1,0% apresentou comportamento de *strain-hardening*.

Monteiro [39], analisou o ganho da adição de fibras de aço à matriz de concreto autoadensável por meio de ensaios de flexão, em corpos de prova prismáticos com entalhe na superfície inferior. Foram avaliadas duas fibras diferentes, a primeira possuindo 30 mm de comprimento e 45 de razão de aspecto, e a segunda com 60 mm de comprimento e 80 de razão de aspecto, nas frações volumétricas de 0,5, 1,0 e 2,0%. Neste trabalho também foi observado um aumento na tensão última conforme foi incrementada a fração volumétrica. Houve ganho de 10, 113 e 210% para as frações volumétricas de 0,5, 1,0 e 2,0% respectivamente da fibra de 30 mm de comprimento. Para a fibra de 60 mm de comprimento houve ganho de 87, 176 e 293% para as frações volumétricas de 0,5, 1,0 e 2,0%, valores bastante superiores se comparados a fibra de menor comprimento. Somente os corpos de prova reforçados com fração volumétrica de 0,5% apresentaram comportamento de *deflection-softening*, todos os demais apresentaram comportamento de *deflection-hardening*.

2.1.7. RESISTÊNCIA À TRAÇÃO

Segundo a ACI 544.4R-86 [40], não há um padrão para ensaios de tração direta de forma a se determinar a curva de tensão-deformação. Os resultados obtidos

dependem do tamanho do corpo de prova, do método de ensaio, do comprimento e forma de leitura, da rigidez da máquina e se ocorre única ou múltipla fissuração na amostra. Geralmente o ensaio de tração direta resulta em curvas como as apresentadas na Figura 2.8. A parte ascendente da curva até a primeira fissura é similar à da matriz de concreto sem reforço, e a parte descendente depende das características da fibra, como a geometria, a fração volumétrica e a razão de aspecto.

Naaman e Reinhardt [41], classificam o comportamento do concreto reforçado com fibras sujeitos à tração direta como:

Strain-softening → É caracterizado por uma redução na tensão pós-pico, normalmente há o aparecimento de apenas uma fissura.

Strain-hardening → É caracterizado por um incremento no valor de tensão após o aparecimento da primeira fissura, esse comportamento é usualmente acompanhado pela abertura de múltiplas fissuras.

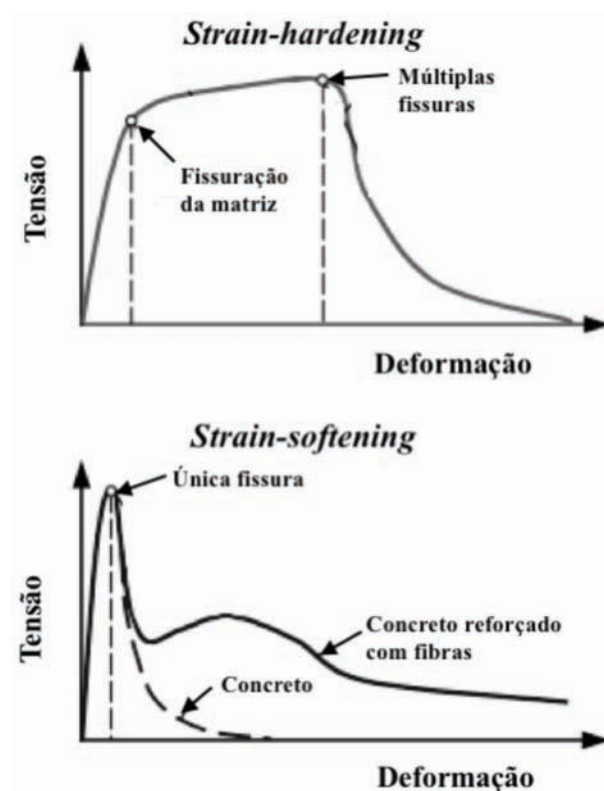


Figura 2.8 - Comportamento de *strain-hardening* e *strain-softening* em concretos reforçados com fibras.

A resistência de concretos reforçados com fibras de aço sujeitos à tração é geralmente da mesma ordem que o concreto não reforçado. No entanto, a tenacidade do compósito pode ser de uma ou até duas ordens de magnitude superior, devido a energia gerada no arrancamento da fibra, resultante do atrito e deformação da fibra [40].

Corpos de prova com entalhe não são adequados para caracterizar o comportamento elástico ou de *strain-hardening* do material. A mudança repentina na seção, provoca localização de tensões e ocorrência de fissuras antecipada. Também não permite a formação de múltiplas fissuras ou a investigação do espaçamento entre elas [42].

Em estudo feito por Pereira [24], uma matriz de concreto autoadensável foi utilizada, com resistência à compressão de 80 MPa. Foram comparados reforços com fibras distintas nas frações volumétricas de 0,5, 1,0 e 2,0%. O ensaio foi realizado em um corpo de prova no formato de osso de cachorro (*dog bone shaped*). A adição de fibra não apresentou ganho na resistência de pico, porém a vantagem da utilização do reforço pôde ser avaliada pelo cálculo da tenacidade. Para as fibras curtas de 30 mm de comprimento e providas de ganchos nas extremidades, os compósitos reforçados com frações volumétricas de 1,0% e 2,0% apresentaram ganho de tenacidade de 35% e 90% respectivamente, se comparados ao compósito reforçado com fração volumétrica de 0,5%. Para as fibras longas de 60 mm de comprimento e providas de ganchos nas extremidades, os compósitos com frações volumétricas de 1,0% e 2,0% apresentaram ganho de 37% e 185% respectivamente, se comparados ao compósito reforçado com fração volumétrica de 0,5%.

2.1.8. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

Em pesquisa feita por Lee [43], foram comparadas misturas de concreto com diferentes frações volumétricas, (0,5%; 1,0%; 1,5%; 2,0%) para fibras de aço com diferentes razões de aspecto (45, 65 e 80), todas as fibras possuem ganchos nas extremidades. Foi observado, a princípio, inconsistência no aumento da resistência à compressão em relação ao aumento da fração volumétrica de fibras. Porém ao analisar a trabalhabilidade dos diferentes compósitos, foi constatado que a adição de fibras com menor razão de aspecto garantia maior abatimento que as demais, e

estas apresentavam ganho na resistência à compressão. No entanto, fibras com maior razão de aspecto apresentavam menor abatimento e tiveram a resistência a compressão reduzida. É possível então concluir que a resistência à compressão do compósito está relacionada à razão de aspecto da fibra e sua fração volumétrica. O ganho de resistência para a fração volumétrica de 2% em relação a de 0,5% foi equivalente a 5% para as fibras de menor razão de aspecto (RL 45/50) enquanto a redução da resistência para as demais fibras fora de 10% e 26% para as fibras RC 65/35 e RC 80/30 respectivamente. Não foram feitos testes no concreto sem a adição de fibras.

Resultados semelhantes foram encontrados por Bencardino [44]. Cilindros feitos com diferentes frações volumétricas foram ensaiados e chegou-se à conclusão que o ganho em resistência para adição de 1% de fibras de aço com razão de aspecto de 40 e comprimento de 22 mm é de apenas 4%.

Segundo Bentur e Mindess [14], não há aumento significativo na resistência à compressão para concretos reforçados com quantidades normais de fibras de aço ($V_f < 2\%$). No entanto, há considerável ganho em tenacidade na fase de pós-fissuração, ou na absorção de energia do material.

Segundo considerações da ACI 544.4R-88 [40], o aumento da tenacidade sobre esforços compressivos adquirido pela utilização da fibra de aço é útil na prevenção de ruptura explosiva sobre carregamentos estáticos ou na absorção de energia sobre carregamentos dinâmicos.

2.1.9. ENRIJECIMENTO À TRAÇÃO

A maior vantagem na incorporação de fibras ao concreto é a melhora do comportamento na fase de pós-fissuração. Esta pode ser estudada para a caracterização do comportamento localizado de uma fissura, ou então para representar as tensões e carregamentos médios, suportados pelo concreto reforçado já fissurado.

Em 1908, Mörsch [45] explicou que o concreto armado mesmo fissurado é capaz de transferir tensão entre as fissuras, devido a aderência ao aço e a resistência à tração que existe nos trechos entre as fissuras, diminuindo a deformação da

armadura e aumentando a rigidez do conjunto. Esse fenômeno se tornou conhecido por “*Tension Stiffening*” ou enrijecimento à tração.

Enquanto a matriz de concreto transfere tensão somente entre as fissuras, o concreto reforçado com fibra de aço tem a capacidade de transferir através das mesmas, conforme explicado no item 2.1.4. A capacidade de transferência de tensão pela fibra, aumenta o enrijecimento á tração e controla a abertura de fissuras [46].

Uma forma de avaliar esse fenômeno, é por meio do ensaio de tração direta em tirantes de concreto armado. Esse ensaio consiste em tracionar uma barra de aço envolta por concreto em forma de prisma. As extremidades da barra são livres para que possam ser fixadas nas garras da máquina de ensaio. A comparação entre os resultados obtidos para a matriz de concreto e para o concreto reforçado com fibras nos fornece valiosas informações. Além do enrijecimento do compósito, a aderência entre a barra de aço e o concreto e a abertura e espaçamento de fissuras também podem ser estudados. Corpos de prova com diferentes dimensões ou reforçados com barras de diferentes diâmetros provocam diferenças nos resultados, por essa razão é importante comparar o concreto com e sem reforço utilizando a mesma geometria e esquema de ensaio [47].

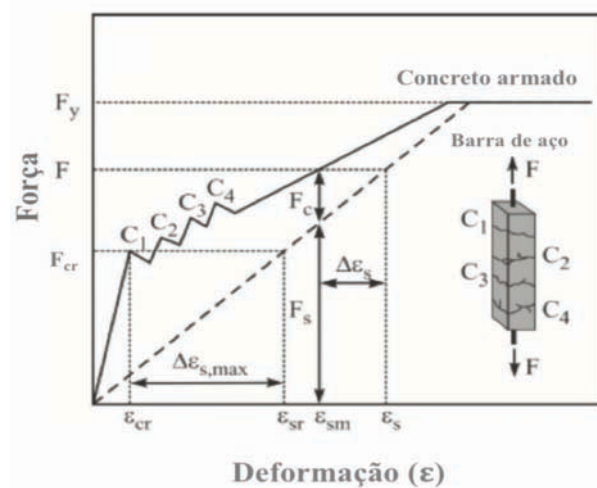


Figura 2.9 – Resposta do concreto armado à tração direta (adaptado de [48]).

De acordo com Bischoff [49–51], o incremento da rigidez pode ser avaliado pela determinação da força compartilhada entre o concreto e a armadura. A força média transferida pelo concreto fissurado (F_c) pode ser obtida pela diferença entre a resposta encontrada para o concreto reforçado e a da barra de aço (F_s), conforme demonstrado na Figura 2.9. Sendo possível calcular o fator de aderência (β) pela divisão de F_c pela força obtida pelo concreto na primeira fissura (F_{cr}), resultando em:

$$\beta = \frac{F_c}{F_{cr}} \quad (1.4)$$

Em estudo feito por Jansson [52], foram comparados prismas de concreto armado sujeitos à tração direta reforçados com frações volumétricas de 0, 0,25, 0,5 1,0% de fibras de aço providas de gancho na extremidades de 35 mm de comprimento e razão de aspecto de 65. Foi observado grande aumento na rigidez da estrutura promovido pela adição de fibras de aço, o fator de aderência (β) se mantém praticamente constante para as frações de 0,5 e 1,0%, para a fração volumétrica de 0,25% há redução no fator β para a formação das primeiras fissuras, mas este se estabiliza e se mantém constante, enquanto o mesmo sofre constante queda para a matriz de concreto. O espaçamento e a abertura das fissuras foram significativamente reduzidos. Para uma mesma carga, a espessura da fissura foi 65% menor no concreto reforçado com 1,0% de fibras, se comparado com a matriz.

Em pesquisa feita por Moreno [53], foram comparados os comportamentos de prismas de concreto armado sujeitos à tração direta, com e sem o reforço híbrido de fibras de aço e PVA. Para a matriz de concreto, instabilidade localizada foi observada no momento da fissuração, aumentando instantaneamente a deformação sem gerar incrementos significativos de carga. As fissuras são abertas até que o concreto não tenha mais participação na transferência de tensão e a estrutura tenha o comportamento de uma barra de aço. Para todos os concretos reforçados com fibras, a formação de fissuras não apresentou instabilidade, além das estruturas apresentarem resistência superior à de escoamento da barra.

Resultados semelhantes foram obtidos no trabalho de Silva [54], em que se observou instabilidade localizada no processo de formação de fissuras da matriz,

com grandes quedas de força e grande abertura repentina de fissuras, enquanto os concretos reforçados com frações volumétricas de 0,5 e 1,0% demonstraram formação de fissuras mais finas, sem apresentar grandes quedas de força além do enrijecimento da estrutura.

2.2. DORMENTES

2.2.1. INTRODUÇÃO

O tradicional dormente de madeira é utilizado por muitas ferrovias como o dormente padrão, mesmo sendo reconhecida a sua limitação em relação a durabilidade [55]. A razão da grande aplicação do mesmo se dá pela ductilidade do material, pelo baixo peso facilitando a colocação e pela baixa condução elétrica, que é de grande importância para o bom funcionamento da sinalização da ferrovia [6].

Para aumentar a durabilidade da estrutura, os dormentes de madeira devem ser impregnados com preservativo químico, que poderiam causar danos à saúde, principalmente quando colocados dentro de túneis ou quando há grande aumento de temperatura, como por exemplo em um incêndio [55]. Além do risco à saúde, a presença de substâncias químicas na madeira não permite que estas sejam recicladas.

Desde 1880 experimentos com dormentes de concreto foram feitos para encontrar um material substituto da madeira em dormentes, visando diminuir os custos de manutenção da via [56]. Dormentes de concreto armado foram utilizados entre os anos de 1920 e 1930 na Itália e Índia, porém a alta rigidez do material promoveu a abertura de fissuras por flexão, o que levou à rápida deterioração dos dormentes [57].

Após a segunda guerra mundial, o concreto protendido foi desenvolvido e extensivamente usado em novas estruturas [58]. A grande vantagem da protensão no concreto é que a força aplicada para protender os fios de aço, garante que o material se mantenha comprimido até mesmo quando flexionado, evitando assim a abertura de fissuras por tração o que permitiria que umidade ingressasse e corroesse

o aço. Esse método consiste em tracionar fios de protensão antes do concreto ser lançado. Quando o concreto atinge resistência à compressão suficiente para resistir as tensões induzidas então os fios são liberados e sua força é transferida para a estrutura de concreto.

As ferrovias brasileiras utilizam predominantemente dois tipos de dormentes de concreto [59]:

- a) □ **Dormente Monobloco:** é constituído por uma viga monolítica de concreto protendido. Normalmente são pré-tensionados, porém há modelos de dormentes pós-tensionados;
- b) □ **Dormente Bibloco:** consiste basicamente em dois blocos de concreto armado interligados por um perfil metálico. Esse tipo de dormente pode ser incorporado a vias sem lastro ou ser embutido na superfície das ruas para utilização em veículos leves sobre trilhos (VLT).

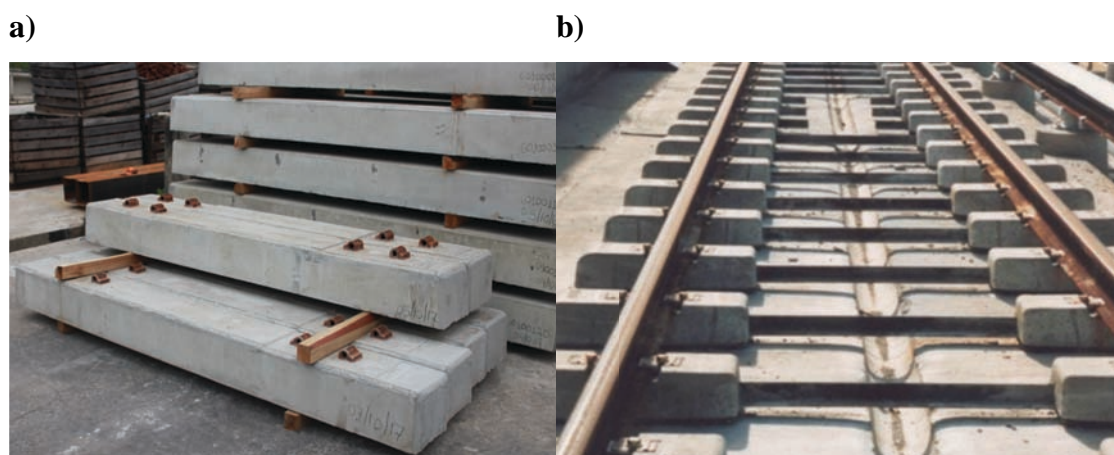


Figura 2.10 - a) Dormente monobloco; b) Dormente bibloco. Fonte: Conprem®.

Para efeito de projeto, o dormente monobloco de concreto protendido pode ser considerado como uma viga protendida de base plana e altura variável, sujeita a solicitações de flexão alternadas, tanto positivas, quanto negativas. Esse tipo de solicitação, típico dos dormentes de concreto, exige o posicionamento de armaduras ativas tanto acima, quanto abaixo da linha neutra das seções transversais principais [59].

Conforme citado no item 1.1, uma das principais funções do dormente é manter a bitola constante ao longo da via. Denomina-se bitola a distância entre as

faces internas dos trilhos, os trens que circulam na via devem possuir eixo específico para cada valor de bitola, não sendo possível o mesmo veículo circular em redes de bitolas diferentes. O projeto do dormente depende não só do carregamento atuante, mas também da bitola da via. A Figura 2.11 ilustra a definição de bitola.

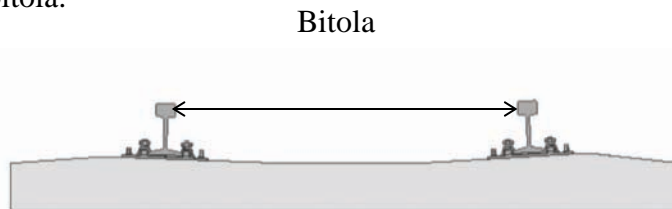


Figura 2.11 - Esquemática de bitola.

A medida de bitola mais frequentemente usada no mundo, é a de 1435 mm (4 pés e 8½ polegadas) [5], por isso é denominada de bitola padrão ou bitola internacional. As bitolas com medida maior do que a padrão são denominadas de bitola larga, enquanto as de medida menor são denominadas de bitola estreita.

No Brasil a bitola definida como padrão é a de 1600 mm, também denominada como bitola irlandesa, ainda assim, a mais utilizada no país é a bitola métrica, com 1000 mm [5]. Em diversos trechos ferroviários no Brasil há a existência de três ou mais trilhos correndo em paralelo em uma única linha, a chamada bitola mista, a fim de permitir que trens de diferentes bitolas possam operar no trecho.

□□□□□□□□

□□u□P□P□Jl □□□a□□P□□□u□a□□□□□□P□u□□

No desenvolvimento de recomendações de projeto, é importante considerar mecanismos de ruptura. As causas da falha fornecem uma visão das diferentes características pelas quais o dormente e o sistema de fixação de concreto podem ser melhorados.

Segundo respostas à uma pesquisa internacional realizada por Van Dyk et al. [11], foram listadas as maiores causas de falha em dormentes de concreto e suas fixações. O estudo consiste em uma enquete distribuída para profissionais em diferentes posições na indústria ferroviária, como proprietários da infraestrutura,

operadores, profissionais de manutenção, pesquisadores e fabricantes das partes envolvidas, e teve como objetivo entender as principais causas de falha do sistema dormente-fixação, assim como, incentivar pesquisas nas áreas mais preocupantes para a indústria ferroviária. Entre as maiores causas de falha em dormentes estão a fissuração devido ao impacto, fissuração longitudinal e fissuração devido a degradação ambiental ou química.

2.2.2.1. Fissuração por impacto

Segundo uma pesquisa desenvolvida por Remennikov e kaewunruen [60], a presença de anormalidades na geometria do trilho ou na roda do trem, faz com que a estrutura de uma ferrovia esteja submetida à altas forças de impacto.

Atualmente, diversos métodos estão sendo estudados e desenvolvidos para suprimir o carregamento de impacto e de vibrações antes e depois de passar pelos dormentes para outros componentes, como lastro, sublastro e solo. O exemplo mais comum são as almofadas colocadas embaixo dos trilhos e dormentes para aumentar a taxa de amortecimento do sistema [61], [62]. No entanto, essas almofadas podem se desgastar ou serem removidas [63]. Isso significa que ainda é um desafio encontrar um jeito de reduzir o problema de impacto e vibrações na indústria ferroviária.

Em uma pesquisa feita por Wang [64], foram analisados os tipos de impactos. São considerados dois mais importantes:

1. Achatamento da superfície de rolamento das rodas, que provoca um pulso de 3 a 5 ms;
2. irregularidades nos trilhos, como por exemplo, juntas e soldas provocam um pulso de 5 a 10 ms.

Irregularidades nos trilhos e na roda são comuns nas ferrovias, essas forças podem ser até três vezes maiores que as estáticas. Por esta razão dormentes com poucos anos de uso podem ser encontrados com grandes fissuras.

2.2.2.2. Fissuração longitudinal

A fissuração longitudinal se refere ao aparecimento de fissuras que tem origem na borda do furo executado para a colocação dos fixadores no dormente, e se estende ao longo da linha central na direção longitudinal da estrutura. Essas fissuras podem ocorrer antes da aplicação de carregamentos.

Um estudo feito por Chao [65], analisou a concentração de tensões na região em que são feitas aberturas para a colocação de fixadores de trilhos. Para reduzir a tração no concreto, forças internas de compressão são induzidas no dormente através da protensão das barras de aço. Quando carregamentos são aplicados na estrutura, a tração gerada é equilibrada pela compressão induzida. Com a abertura dos furos, uma grande tensão cisalhante aparece nessa região, abrindo assim fissuras por tração na direção longitudinal.

Resultados muito similares foram obtidos na pesquisa de Rezaie [66], que concluiu que o concreto protendido induz a uma concentração de tensão na região dos furos. Efeitos como o congelamento da água dentro dos furos, a existência de partículas finas provenientes da fixação dos parafusos, também foram estudados, e estes levam a um aumento nas tensões concentradas no furo previamente geradas pela protensão, causando o aparecimento de fissuras longitudinais.



Figura 2.12 - Exemplos de fissuração longitudinal [66].

2.2.2.3.

Fissuração por ataque químico

Em uma pesquisa feita por Qinhua [67], foram encontrados 85% dos dormentes de uma ferrovia em Shangai deteriorados, estes proviam de grandes fissuras. Após diferentes análises foi concluído que as primeiras fissuras foram provocadas por uma reação química entre álcali e agregados que provoca a expansão dos agregados, promovendo a fissuração do concreto. Essa reação não é suficiente para causar a falha do dormente, mas a abertura de fissuras causada pela mesma abre caminhos para a deterioração do dormente por corrosão das barras por exemplo [68].

Etringita é um dos produtos da hidratação do cimento Portland, e é destruído ou inibido pelo processo de cura térmica do concreto. A formação de etringita durante a vida útil do dormente é denominada como formação de etringita tardia e esta causa expansão do concreto e a abertura de fissuras no mesmo [69].

Thun [9] analisou dormentes de concreto protendidos com diferentes padrões de fissuras provocadas por formação de etringita tardia, após inspeção visual os dormentes foram classificados em:

- a) Grupo verde → sem fissuras visíveis e sem mudança de cor, a resistência da estrutura se encontra inalterada;
- b) grupo amarelo → poucas finas fissuras podem ser encontradas nas extremidades do dormente, na região 1 e 2 da Figura 2.6. Pontos de coloração amarela também podem ser encontrados;
- c) grupo vermelho → fissuras bem desenvolvidas podem ser encontradas no dormente, causando redução na resistência da estrutura. Fissuras completamente desenvolvidas nas regiões 1 e 2, fissuras de flexão na região 3, fissuras na região 4 abaixo dos fixadores ou longas fissuras longitudinais na região 5, conforme ilustradas na Figura 2.9, classificam o dormente como grupo vermelho.

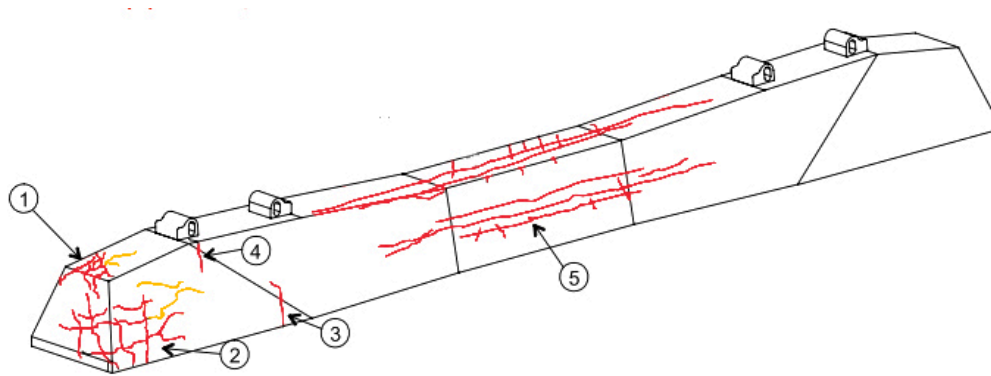


Figura 2.13 - Classes de fissuração do dormente de concreto protendido [9].

Ensaio de momento negativo no meio foram conduzidos e os resultados obtidos mostram que os dormentes de classe vermelha rompem a uma carga de 60% de magnitude da carga que os dormentes de classe verde suportam. O modo de ruptura também foi diferente entre as classes, a falha do dormente sem qualquer dano acontece por ruptura dos fios de protensão, porém os dormentes que possuem fissuras longitudinais têm a aderência do concreto com os fios de protensão comprometida, sendo a falha desses dormentes por escorregamento dos fios.

Devido a ruptura do dormente promovida pela fissuração, é ideal que sejam estudados meios de combater a abertura de fissuras ou de controlá-las, por esses motivos dormentes de concreto reforçado com fibras de aço vem sendo estudados.

2.2.3. DORMENTES DE CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO

Em estudo feito por Wang [64], foram avaliados dormentes reforçados com frações volumétricas de 0,5 e 1,0% de fibras com comprimento de 50 e 30mm e 0,5mm de diâmetro submetidos à carregamentos de impacto. Foi concluído que a adição de fibras de aço melhorou significativamente o comportamento do dormente, provocando a abertura de fissuras mais curtas e mais finas.

Em estudo feito por Sadeghi [70] foram testados dormentes de concreto protendido com adição de fibras de aço, variando a quantidade de fios de protensão em 4, 6 e 8, assim como frações volumétricas de fibras em 0, 0,3, 0,5, 0,7 e 1,0%, ao final desse estudo chegou-se a conclusão que as fibras atuaram em aumentar a resistência à flexão e a capacidade de absorção de energia, e controlar a abertura de fissuras, podendo aumentar consideravelmente a vida útil da estrutura. Para a fração volumétrica de 1,0% houve o aumento médio de 30% para as três quantidades de fios de protensão.

Yang [71], analisou a adição de 0,75% de fibras de aço no lugar de estribos em dormentes de concreto protendido com 14 e 16 fios de protensão. Os dormentes reforçados com fibras de aço com apenas 14 fios de protensão apresentaram melhor comportamento à flexão dos que os reforçados com estribos e 16 fios, sendo a fibra de aço uma possível substituta para estribos e uma solução econômica nas fábricas de dormentes.

Bastos [72], analisou diferentes comportamentos mecânicos de dormentes de concreto protendido, com e sem reforço de fibras de aço na volumétrica de 0,75%, por meio de ensaios estáticos e dinâmicos. Na análise dos dormentes ensaiados foi observado que a adição de fibras incrementa o momento fletor de primeira fissura em até 30%, e o momento último em até 18%, e reduz a abertura das fissuras. As fibras também acrescentaram grande ductilidade aos dormentes, que apresentaram ruptura por esmagamento do concreto e diminuíram a tensão nos fios de protensão, nos estágios mais avançados do carregamento. Sob ação dinâmica as fibras reduziram a deformação nos fios de protensão, após 360 mil ciclos a deformação dos fios para o dormente reforçado com fibras foi de 47% da deformação do dormente sem fibras.

3

PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1.

INTRODUÇÃO

O programa experimental apresentado neste capítulo foi idealizado com objetivo de analisar as propriedades mecânicas do concreto reforçado com diferentes fibras de aço na escala material semiestrutural e estrutural. Foram utilizados três tamanhos diferentes de fibras com gancho nas pontas, nas frações volumétricas de 0,25%, 0,5% e 1,0%. A dosagem da principal matriz de concreto utilizada neste trabalho foi fornecida pela empresa CONPREM®, e será apresentada no item 3.2 assim como os insumos necessários para a reprodução do mesmo.

As misturas do concreto de dosagem fornecida pela CONPREM®, foram caracterizadas no estado endurecido, por ensaios de compressão axial e módulo de elasticidade em corpos de prova cilíndricos, ensaios de flexão em corpos de prova prismáticos e ensaios de tração direta em corpos de prova com formato de osso de cachorro (*dog bone*). Os ensaios de flexão e de tração direta foram feitos tanto para a matriz de concreto, quanto para o compósito reforçado com três frações volumétricas e três fibras distintas.

Para cada série ensaiaram-se três corpos de prova, onde cada exemplar foi representado pela média aritmética dos resultados individuais. Os corpos de prova de concreto foram diferenciados pelo tipo de fibra de aço utilizado no reforço e pelo percentual volumétrico empregado.

Após a caracterização, foram realizados ensaios semiestruturais de tração direta em primas de concreto armado (*Tension Stiffening*) e estruturais de flexão em dormentes de concreto protendido (momento negativo). O objetivo dos ensaios de tração direta em prismas de concreto armado foi observar o enrijecimento da estrutura quando fissurada, o número de fissuras e o espaçamento entre as mesmas com a utilização de dois tipos de fibras com a mesma fração volumétrica. Nos ensaios de dormentes protendidos, analisou-se a influência do reforço fibroso em um percentual volumétrico e dois tipos de fibra quando conjugado com fios de protensão.

A nomenclatura utilizada neste estudo para identificar as séries de corpos de prova, consiste na fração volumétrica (%), seguido pela descrição do tipo de fibra, do comprimento da fibra e da razão de aspecto da fibra.

As fibras com gancho nas pontas e soltas foram identificadas pelas letras “RL”, e as fibras com gancho nas pontas e coladas foram identificadas pelas letras “RC”. O comprimento das fibras apresentado em milímetros.

Portanto, as famílias de traços foram denominadas como:

0% SF → mistura de referência;

0.25% RL 45/30, 0.5% RL 45/30, 1.0% RL 45/30 → misturas com frações volumétricas de 0,25, 0,5 e 1,0 % de fibras com gancho nas pontas e soltas de comprimento 30 mm e razão de aspecto 45;

0.25% RC 65/35, 0.5% RC 65/35, 1.0% RC 65/35 → misturas com frações volumétricas de 0,25, 0,5 e 1,0 % de fibras com gancho nas pontas e coladas de comprimento 35 mm e razão de aspecto 65;

0.25% RC 80/60, 0.5% RC 80/60, 1.0% RC 80/60 → misturas com frações volumétricas de 0,25, 0,5 e 1,0 % de fibras com gancho nas pontas e coladas de comprimento 60 mm e razão de aspecto 80.

Com a intenção de comparar a influência da fibra em diferentes matrizes, foram moldadas duas séries de corpos de prova prismáticos reforçados com fração volumétrica de 1,0% da fibra RC 80/60, para a análise da resistência à tração por flexão de duas matrizes diferentes de concreto, sendo uma das séries produzida com uma matriz de resistência à compressão inferior (28 MPa) e outra com resistência à compressão superior (74 MPa) se comparados ao concreto denominado acima como 0% SF (60 MPa). As dosagens das matrizes de concreto utilizadas como comparação foram desenvolvidas no Laboratório de Estruturas e Materiais de Construção da PUC-Rio e estão apresentadas no item 3.2.

Para que seja possível a diferenciação, as famílias utilizadas na análise da adição de fibra em diferentes matrizes foram denominadas como:

C1-0% SF → mistura de referência para o concreto de menor resistência à compressão (28 MPa);

C2-0% SF → mistura de referência para o concreto de maior resistência à compressão (74 MPa);

C1-1.0% RC 80/60 → mistura com fração volumétrica de 1,0 % de fibra com gancho nas pontas e coladas de comprimento 60 mm e razão de aspecto 80 em uma matriz de menor resistência à compressão (28 MPa);

C2-1.0% RC 80/60 → mistura com fração volumétrica de 1,0 % de fibra com gancho nas pontas e coladas de comprimento 60 mm e razão de aspecto 80 em uma matriz de maior resistência à compressão (74 MPa).

As etapas do programa experimental estão apresentadas na Figura 3.1, onde estão discriminadas as famílias utilizadas em cada ensaio.

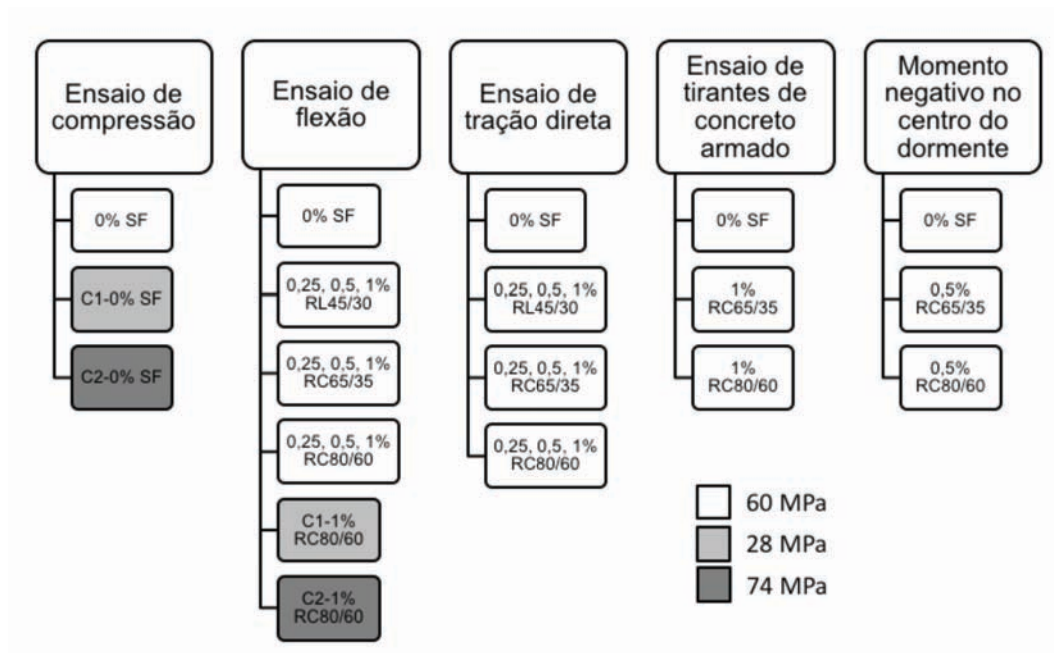


Figura 3.1 - Etapas do programa experimental.

□□□□□

□ □ u □ P □ □ a □ u □ e □ □ □ a □

São apresentados neste item os materiais empregados na moldagem dos corpos de prova ensaiados durante a execução deste trabalho.

A dosagem utilizada para a caracterização e moldagens dos dormentes de concreto está apresentada na Tabela 3.1, os valores apresentados são para o volume de 1 m³ de material.

Tabela 3.1 - Traço do concreto fornecido pela CONPREM®.

Traço do concreto					
Composição padrão da matriz de concreto reforçada com fibras de aço em até 1% do volume					
Massa aparente:			Valores em massa		
Fração volumétrica das fibras		0%	0,25%	0,5%	1,0%
Cimento CPV ARI	1,00	410 kg	410 kg	410 kg	410 kg
Agregados					
Areia Natural	1,39	569 kg	569 kg	569 kg	569 kg
Brita 0	3,15	1293 kg	1286 kg	1279 kg	1266 kg
Água		180 kg	180 kg	180 kg	180 kg
Superplastificante		2,6 kg	2,6 kg	2,6 kg	2,6 kg
Fibras de aço			19,6 kg	39,3 kg	78,5 kg
Relação água/cimento 0,44					
Relação água/materiais secos 7,9%					

As dosagens utilizadas para a moldagem de cilindros e prismas com a finalidade de comparar o mesmo reforço em diferentes matrizes estão apresentadas nas Tabela 3.2 e Tabela 3.3, para o concreto de menor resistência à compressão (28 MPa) e o de maior resistência à compressão (74 MPa) respectivamente.

Tabela 3.2- Traço de concreto de menor resistência (28 MPa) para a comparação de diferentes matrizes

Traço do concreto		
Composição padrão da matriz de concreto reforçada com fibras de aço de 60 mm de comprimento em 1% do volume		
Massa aparente:	Valores em massa	
Cimento CII-F32	1,00	336 kg
Agregados		
Areia Natural	1,91	642 kg
Brita 1	2,39	782 kg
Brita 0	1,31	441kg
Água		185 kg
Superplastificante		1,01 kg
Fibras de aço (1%)		78,5 kg
Relação água/cimento 0,55		
Relação água/materiais secos 8,3%		

Tabela 3.3 - Traço de concreto de maior resistência (74 MPa) para a comparação de diferentes matrizes

Traço do concreto		
Composição padrão da matriz de concreto reforçada com fibras de aço de 60 mm de comprimento em 1% do volume		
Massa aparente:	valores em massa	
Cimento CPV ARI	1,00	360 kg
Agregados		
Areia Natural # 150 µm	2,31	830 kg
Areia Natural # 0,85 mm	0,28	100 kg
Brita 0	1,30	468 kg
Adições		
Sílica 325	0,19	70 kg
Sílica Ativa	0,11	40 kg
Cinzas volantes	0,47	168 kg
Água		180 kg
Superplastificante		20 kg
Fibras de aço (1%)		78,5 kg
Relação água/cimento 0,5		
Relação água/materiais secos 8,7%		

Elaborou-se o processo de mistura constituído em três etapas:

1ª etapa - misturou-se os agregados com cerca de 70% da água para umedecimento e homogeneização durante um minuto;

2ª etapa –adicionou-se o cimento ao conjunto, formando uma mistura com aparência de argamassa seca após a homogeneização durante aproximadamente um minuto;

3ª etapa - adicionou-se o aditivo superplastificante sobre a mistura pronta, utilizando-se também a parcela remanescente de água.

O processo de fabricação encerrou-se após a mistura ininterrupta por cinco minutos. Quando se utilizaram fibras de aço, as adições foram realizadas gradualmente, utilizando-se cerca de dois minutos adicionais de mistura, até que obtivesse uma aparência homogênea.

3.2.1. MATERIAL CIMENTÍCIO

Para a principal matriz de concreto, assim como para o concreto de maior resistência à compressão utilizou-se como material aglutinante o cimento Portland CPV ARI do fabricante LafargeHolcim.

Para a matriz menos resistente de concreto utilizou-se como material aglutinante o cimento Portland com adição de filler (calcário moído), Cimento Mauá CPII-F32 do fabricante LafargeHolcim.

Ambos tiveram os lotes recebidos aprovados segundo a especificação das normas NBR 5733 [73] e NBR 11578 [74].

3.2.2. AGREGADOS

Os agregados utilizados para a fabricação dos concretos foram:

- a) agregado miúdo de areia natural, denominado neste estudo como areia natural;
- b) agregados graúdos de gnaiss, denominados neste estudo como brita 0 e brita 1.

A areia natural possuía diâmetro máximo de 4,76 mm e módulo de finura de 1,80. A brita 0 possuía diâmetro máximo de 19,1 mm e módulo de finura de 5,29. A brita 1, utilizada somente no concreto produzido para comparação possuía diâmetro máximo de 38,1 mm e módulo de finura 7,04.

A Figura 3.2 ilustra a composição granulométrica dos agregados, determinada de acordo com a NBR NM 248 [75].

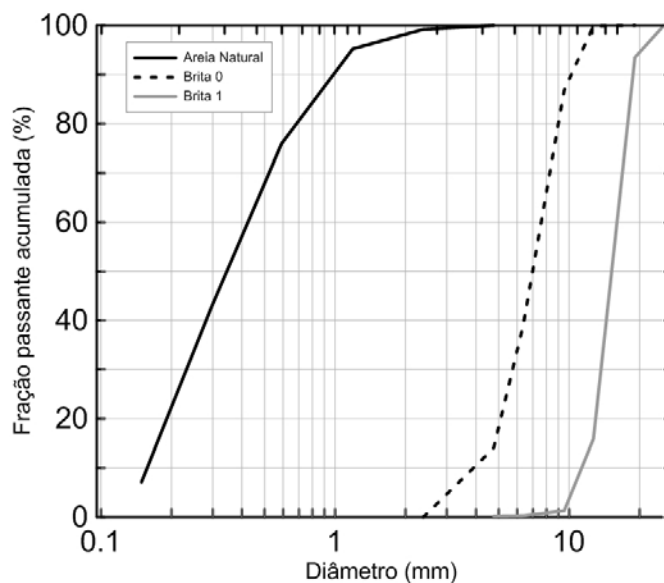


Figura 3.2 - Curva granulométrica dos agregados utilizados.

3.2.3. ADIÇÕES

As adições utilizadas foram de Sílica Ativa SILMIX® do tipo D, Cinzas Volantes POZOFLY® e pó de quartzo denominado como Sílica 325.

A distribuição granulométrica da Sílica Ativa disponibilizada pelo fabricante, as curvas granulométricas das demais adições foram obtidas por equipamento de granulometria a laser, CILAS 1190, no Laboratório de Geotecnia e Meio Ambiente da PUC-Rio.

A Figura 3.3 ilustra a composição granulométrica das adições utilizadas.

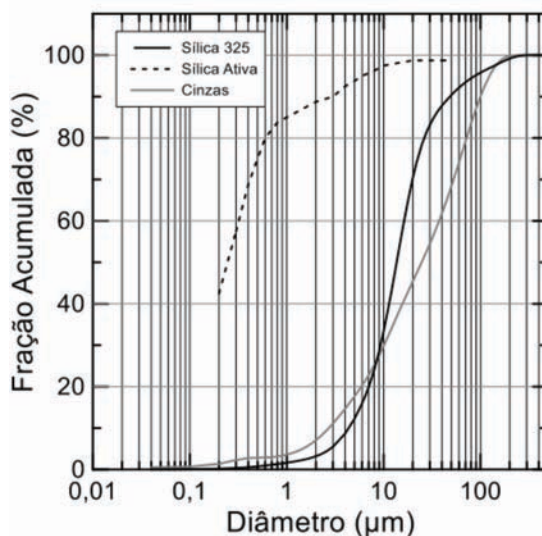


Figura 3.3 - Curva granulométrica das adições utilizadas [24].

□□□□□□□
 □□**u**□□□

O aditivo utilizado foi o superplastificante para concretos pré-moldado da marca Grace, baseado em policarboxilato (Grace ADVA™ CAST 525). Este superplastificante cumpre com a ASTM C 494 como aditivo do Tipo F [76].

□□□□□□□
 □□□**P**□**a**□□□□**J**□□

Neste trabalho foram utilizados três tipos distintos de fibras, sendo que todas possuíam ganchos nas extremidades. A primeira é fornecida solta pelo fabricante e possui 30 mm de comprimento e 0,62 mm de diâmetro. As outras duas são fornecidas coladas e possuem comprimentos de 35 e 60 mm e diâmetros de 0,55 e 0,75 mm, respectivamente conforme ilustrado pela Figura 3.4. As propriedades físicas e mecânicas das fibras são apresentadas na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 – Propriedades das fibras de aço utilizadas

Propriedades das fibras de aço				
Propriedades das fibras de aço presentes em catálogos técnicos dos fabricantes				
Valores médios				
	Unidade	RL 45/30	RC 65/35	RC 80/60
Físicas e geométricas				
Comprimento	mm	30	35	60
Diâmetro	mm	0,62	0,55	0,75
Razão de aspecto		45	65	80
Massa específica	g/cm ³	7,85	7,85	7,85
Mecânicas				
Resistência à tração	MPa	1270	1270	1270
Módulo de elasticidade	GPa	210	210	210

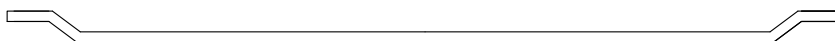
RL 45/30



RC 65/35



RC 80/60

**Figura 3.4 - Geometria das fibras utilizadas**

3.2.6. FIOS PARA PROTENSÃO

Os fios de aço para protensão do dormente foram fabricados pela Belgo Bekaert® e eram de baixa relaxação, com resistência de 1750 MPa e possuíam 5 mm de diâmetro. As propriedades do fio de aço utilizado foram fornecidas pelo fabricante e estão apresentadas na Tabela 3.5.

Tabela 3.5 – Propriedades dos fios de aço utilizados na protensão dos dormentes de concreto.

Propriedades dos fios de aço para protensão		
Propriedades dos fios de aço presentes em catálogos técnicos dos fabricantes		
		Valores médios
	Unidade	CP 175 RB L
Geométrica		
Diâmetro	mm	5
Mecânicas		
Resistência à tração	MPa	1750
Módulo de elasticidade	GPa	210

3.3. ENSAIOS DO PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.3.1. ENSAIOS NA ESCALA DO MATERIAL

3.3.1.1. Ensaio de resistência à compressão axial e de módulo de elasticidade

Os ensaios para a determinação da resistência de compressão axial e de módulo de elasticidade do concreto foram feitos de acordo com as normas ASTM C39 [77] e ASTM C469 [78] respectivamente.

Para este estudo, foram moldados corpos de prova cilíndricos de 100 x 200 mm, e ensaiados utilizando uma máquina de ensaio mecânico Controls modelo 50-C46Z00 com capacidade de 2000 kN e taxa de carregamento de 0,25MPa/s. Previamente ao ensaio, todas as amostras tiveram suas extremidades regularizadas através de faceamento mecânico.

Os deslocamentos longitudinais foram obtidos através de dois transdutores de deslocamento acoplados na região central do corpo de prova, conforme demonstrado na Figura 3.5.

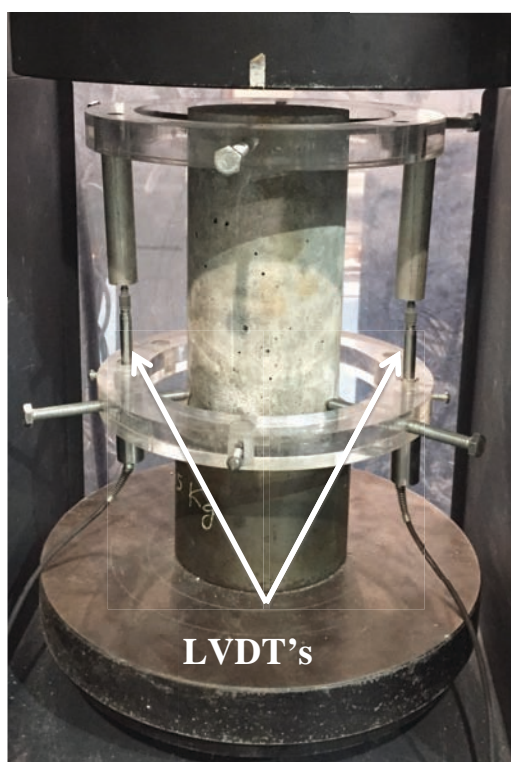


Figura 3.5 - Detalhe da montagem do ensaio

A Tabela 3.6 apresenta os parâmetros utilizados para a execução do ensaio.

Tabela 3.6 - Parâmetros do ensaio de compressão axial

Parâmetros do ensaio de compressão axial		
Parâmetros utilizados para análise de dados e entrada na máquina de ensaios		
Valores absolutos		
	Unidade	Grandeza
Geométricas		
Diâmetro do corpo de prova*	mm	100
Altura do corpo de prova*	mm	200
Comprimento de leitura**	mm	170
Máquina de ensaio		
Velocidade do atuador**	MPa/s	0,25
Frequência de aquisição	Hz	5
* Refere-se às dimensões nominais		
** Leitura feita somente para a obtenção do módulo de elasticidade		

3.3.1.2.**Ensaio de flexão em prismas**

Os ensaios de flexão em prismas com as dimensões de 150 x 150 x 550 mm, foram feitos de acordo com a norma EN 14651 [36]. Os corpos de prova foram moldados em formas metálicas posicionadas sobre base nivelada, revestidas por óleo desmoldante. O concreto era lançado pelo topo da forma. O adensamento era feito por aplicação de golpes com haste metálica sobre aproximadamente cada terço do volume, também eram aplicados golpes com martelo de borracha nas laterais da forma para que o ar aprisionado fosse retirado. A desenforma dos corpos de prova foi realizada depois do primeiro dia de idade, seguida de cura ao ar por 28 dias. Previamente ao ensaio de flexão, fazia-se um entalhe de 25 mm de altura e aproximadamente 3 mm de largura, com ajuda de serra circular para corte em concreto.

A fim de auxiliar a montagem do ensaio, os corpos de prova tinham seus pontos de interesse marcados com a ajuda de esquadro, lápis e régua. Os detalhes do corpo de prova e das marcações efetuadas são apresentados em esquema na Figura 3.6.

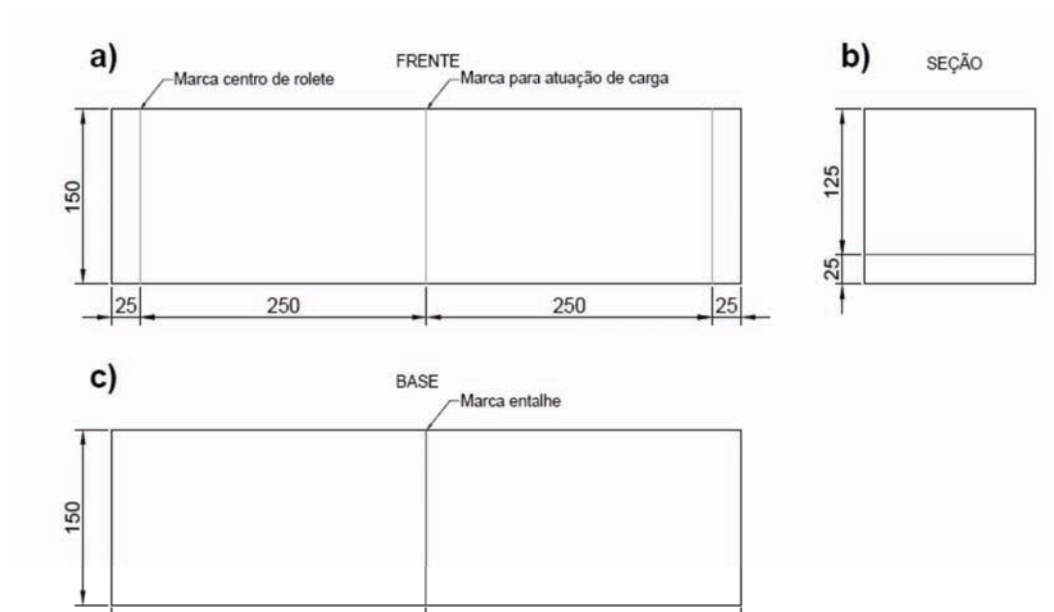


Figura 3.6 – Detalhe do corpo de prova e das marcações efetuadas.

Os suportes para o *clip gauge*, eram colados com massa adesiva plástica por pelo menos 30 minutos antes de começar o ensaio. Após a preparação do corpo de prova, posicionava-se os roletes de apoio de forma que seus eixos centrais estivessem a 500 mm de distância entre si e que estivessem equidistantes de 250 mm do eixo central do rolete de aplicação de carga, os roletes possuíam 32 mm de diâmetro. Apoiava-se o prisma garantindo que os roletes de apoio estivessem a 25 mm de distância das bordas do mesmo. Por fim, se conectava-se o *clip gauge* MTS® tipo *clip on* em seu suporte metálico antes de iniciar o procedimento de ensaio, apresentado na Figura 3.7.

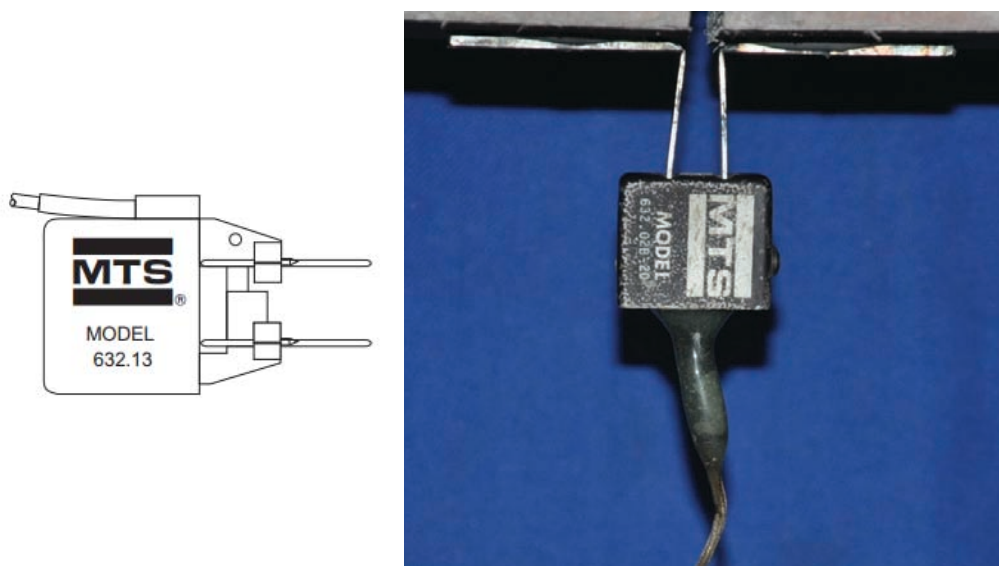


Figura 3.7 - Detalhe do posicionamento do *clip gauge*.

A Figura 3.8 ilustra a posição dos roletes de apoio e de aplicação de carga em relação ao corpo de prova para a realização do ensaio de flexão.



Figura 3.8 – Detalhe da montagem do ensaio.

A máquina de ensaios utilizada nos ensaios de flexão consiste em um atuador hidráulico com capacidade de 100 kN, montado sobre um pórtico rígido e controlado por uma estação central da MTS®. O ensaio foi executado com controle por abertura do *clip gauge*, com taxa de 0,1 mm / min e os dados foram adquiridos com frequência de 5 Hz.

A Tabela 3.7 apresenta os parâmetros utilizados para a execução do ensaio.

Tabela 3.7 - Parâmetros do ensaio de flexão.

Parâmetros do ensaio de flexão		
Parâmetros utilizados para análise de dados e entrada na máquina de ensaios		
Valores absolutos		
	Unidade	Grandeza
Geométricas		
Base do corpo de prova*	mm	150
Altura do corpo de prova*	mm	150
Comprimento do corpo de prova*	mm	550
Altura do entalhe*	mm	25
Espessura do entalhe*	mm	3
Máquina de ensaio		
Velocidade do atuador**	mm/min	0,1
Frequência de aquisição	Hz	5
* Refere-se às dimensões nominais		
** Controle feito pelo clip gauge		

3.3.1.3.**Ensaio de tração direta**

Para os ensaios de tração direta foram produzidos corpos de prova no formato de osso de cachorro ou *dog bone*, que constitui de um formato cilíndrico com dimensões de 150 x 500 mm, sendo que nos 300 mm centrais providos de uma redução de seção na forma de parábola cúbica de revolução. Ao meio encontra-se a região de menor diâmetro no concreto, 68mm, conforme o esquema apresentado na Figura 3.9.

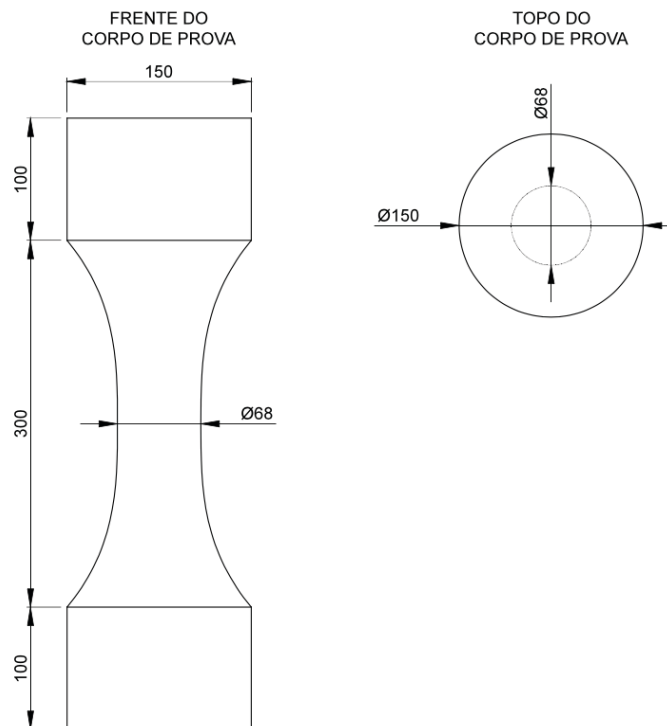


Figura 3.9 - Dimensões do corpo de prova no formato de *dog bone*.

A moldagem das amostras foi feita em formas bipartidas de poliuretano de alta densidade. Previamente ao lançamento de concreto era aplicado óleo desmoldante por toda a superfície interna, seguido de vedação da base por filme plástico, travamento lateral feito por braçadeiras plásticas e posicionamento em base nivelada.

O adensamento foi feito por golpes de haste metálica, era também utilizado um martelo de borracha para golpear as laterais da forma a fim de evitar bolhas de ar aprisionadas nas paredes internas das mesmas.

Todos os corpos de prova foram desenformados depois do primeiro dia de idade, seguido de cura ao ar e ensaiados aos 28 dias.

Não menos que 24 horas prévias ao ensaio, barras de aço eram fixadas nas regiões alargadas do concreto, com auxílio de resina epóxi, tendo o objetivo de fixar o corpo de prova nas garras da máquina de ensaio. As barras eram de aço CA-50, 10 mm de diâmetro e 20 mm de comprimento.

As etapas de fabricação da amostra estão ilustradas na Figura 3.10.

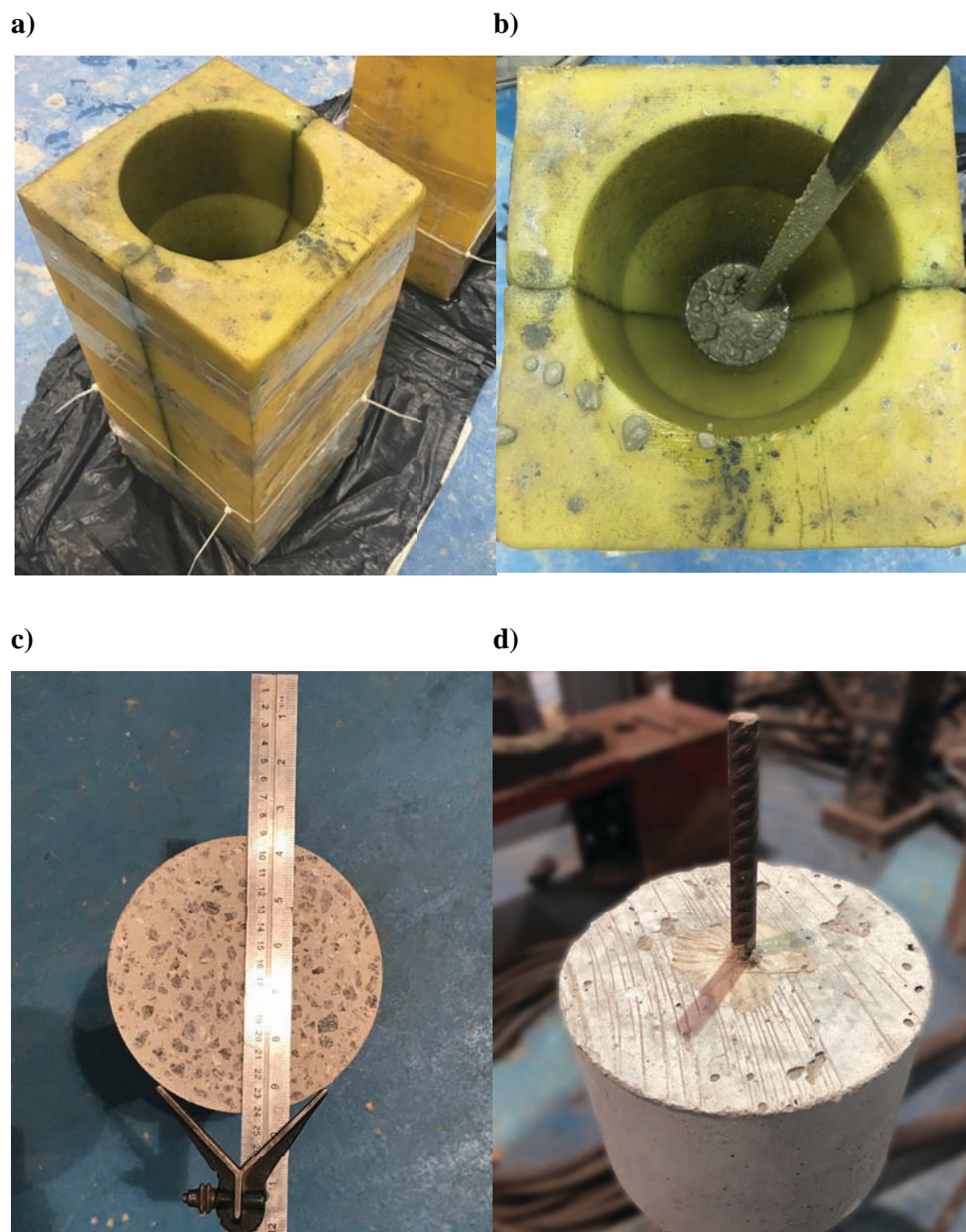


Figura 3.10 - Apresentação das seguintes etapas para a efetuação do ensaio: a) Vedação e travamento da forma; b) Lançamento e adensamento do concreto; c) Marcação do centro para furo; d) Ancoragem da barra.

Os ensaios foram conduzidos em máquina MTS® com capacidade para 1000 kN e controlados por taxa de deslocamento de 0,1 mm/min. A montagem do ensaio se iniciava pelo posicionamento do suporte para a fixação de dois transdutores de deslocamento do tipo HBM de 50 mm no corpo de prova. Os suportes eram

posicionados equidistantes do centro do corpo de prova e era obtido um comprimento de leitura de 140 mm.

A Figura 3.11 ilustra a posição dos suportes e dos transdutores de deslocamento em relação ao corpo de prova para a realização do ensaio de tração direta.

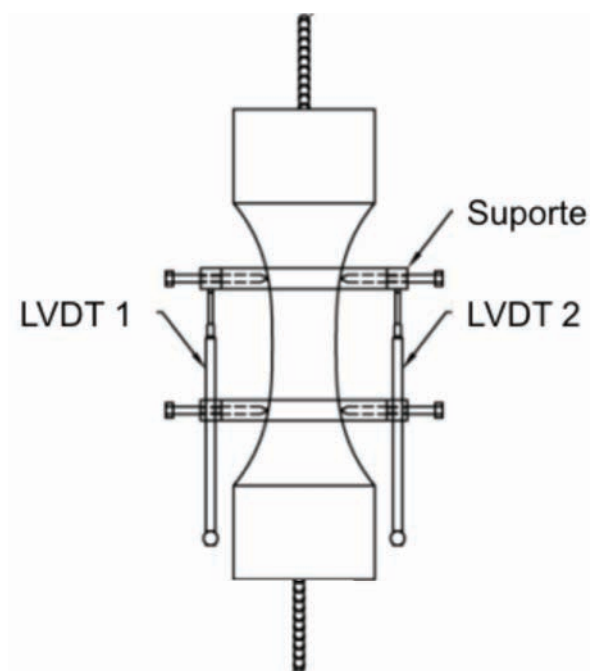


Figura 3.11 – Detalhe do posicionamento dos transdutores de deslocamento.

Os parâmetros utilizados no ensaio de tração direta estão apresentados na Tabela 3.8.

Tabela 3.8 - Parâmetros do ensaio de tração direta.

Parâmetros do ensaio de tração direta		
Parâmetros utilizados para análise de dados e entrada na máquina de ensaios		
Valores absolutos		
	Unidade	Grandeza
Geométricas		
Comprimento de leitura	mm	140
Diâmetro do pescoço do corpo de prova*	mm	68
Máquina de ensaio		
Velocidade do atuador	mm/min	0,1
Frequência de aquisição	Hz	5
* Refere-se à seção bruta		

3.3.2. ENSAIOS SEMIESTRUTURAIS

3.3.2.1. Ensaio de tração direta em tirantes de concreto armado (*Tension stiffening*)

Para a execução do ensaio de *Tension Stiffening* foram construídos prismas de concreto de seção transversal de 127 x 127 mm e com comprimento de 1 m. A armadura foi posicionada no eixo longitudinal do prisma e é constituída por uma barra CA-50 de diâmetro (Φ) igual a 16 mm, resultando em uma taxa de armadura de 1,25%. Para que fosse possível a fixação do corpo de prova na máquina de ensaio, a barra foi cortada de modo a exceder em 100 mm as extremidades do concreto. A geometria e o arranjo do experimento estão demonstrados nas Figuras 3.9 e 3.10.

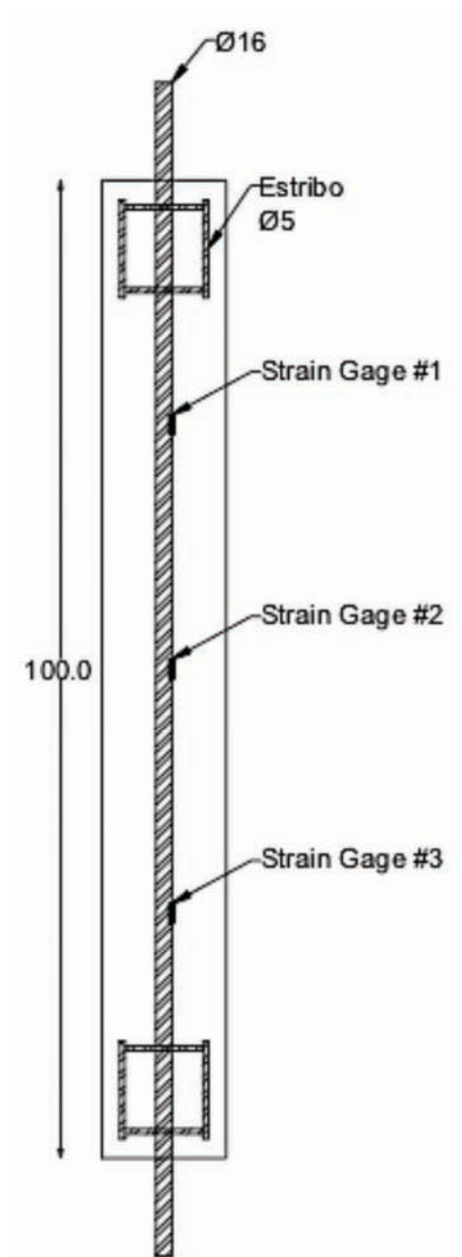
Os ensaios foram conduzidos em máquina MTS® com capacidade para 1000 kN e controlados por taxa de deslocamento de 0,7 mm/min. Para obter-se a deformação do concreto, dois transdutores de deslocamento da marca Gefran® de 50 mm de curso, foram acoplados nas laterais do prisma e ligados por meio de fios de arame à cantoneiras, distantes longitudinalmente de 700 mm, acopladas às laterais do prisma. As deformações na barra de aço foram adquiridas através da

colagem de extensômetros elétricos EXCEL® de 6 mm de comprimento e 120 Ω em três pontos distintos ao longo da mesma, sendo um no centro e os outros dois equidistantes de 250 mm das extremidades do concreto e do centro. Previamente a colagem dos extensômetros as barras foram lixadas para a retirada da nervura e limpas. A instrumentação utilizada encontra-se representada nas Figuras 3.12 e 3.13.

As séries avaliadas foram de 1.0% RC 80/60, 1.0% RC 65/35 e 0.0%SF. Foram ensaiados 2 elementos para a série da mistura controle e para a fibra longa (RC 80/60), e 1 elemento para a série de fibra curta (RC 65/35). Durante os ensaios com concretos reforçados com fibras, foi observado que a barra pela qual era aplicada tração rompia na região da garra, fora do concreto. Por esta razão foi ensaiado mais um elemento reforçado com fibras longas e provido de uma espécie de luva, permitindo assim o acoplamento de uma barra de 20 mm de diâmetro nas extremidades, com o objetivo de enrijecer a região de conexão entre a estrutura e o atuador, conforme mostrado na Figura 3.12.

Foram ao todo 6 ensaios de tirantes de concreto armado realizados no Laboratório de Estruturas e Materiais de Construção da PUC-Rio.

a)



b)

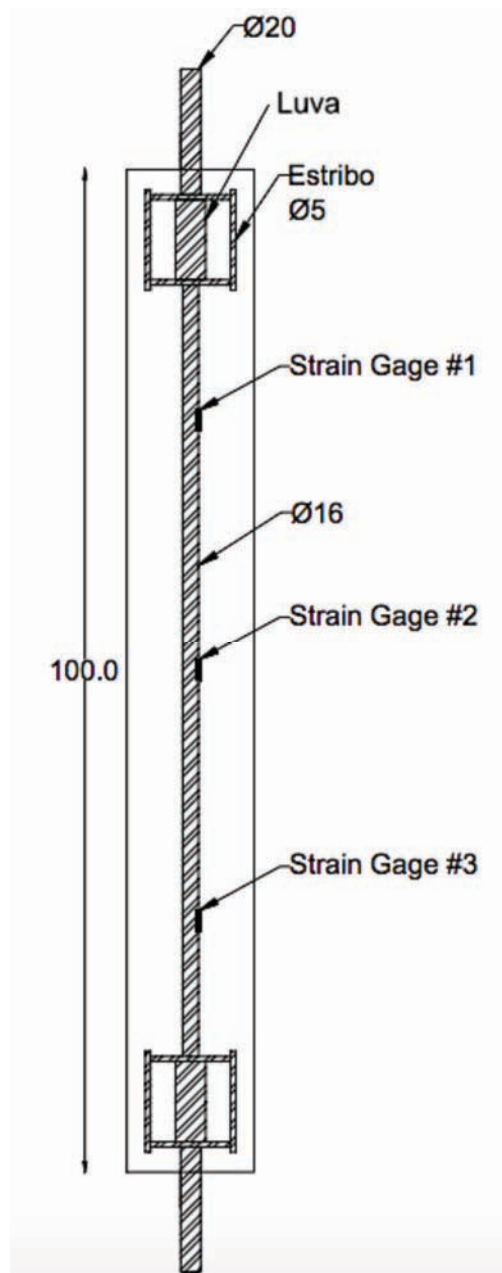


Figura 3.12 - Arranjo e instrumentação: a) barra de aço contínua; b) aumento do diâmetro da barra de aço nas extremidades.

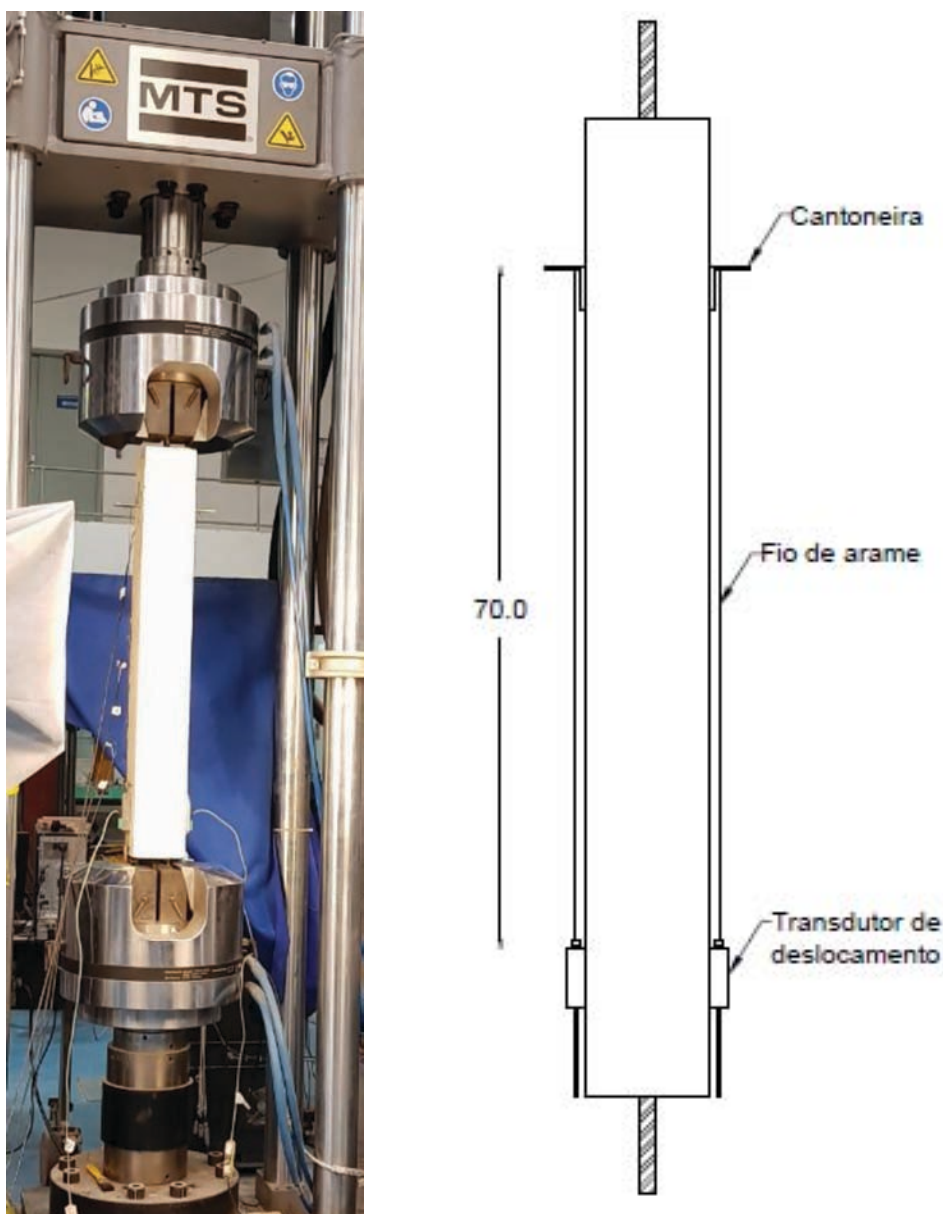


Figura 3.13 - Arranjo do ensaio e instrumentação utilizada.

As formas utilizadas para a moldagem dos corpos de prova foram fabricadas com compensado naval de 20 mm. Previamente ao lançamento do concreto, a forma era colocada sobre base nivelada e aplicado agente desmoldante para madeira. O concreto era adensado com auxílio de haste metálica, tomando-se o cuidado para não danificar a instrumentação nem a posição das barras de aço e golpes com martelo de borracha eram aplicados para evitar o aprisionamento de ar nas paredes da forma. A desenforma foi feita depois das primeiras 24 horas, seguido de cura ao ar. O posicionamento da barra dentro da forma está ilustrado na Figura 3.14.



Figura 3.14 - Posicionamento da barra na forma.

□□□□□□□□

□□a □□a □□auPI ul P□a □

□□□□□□□□

□cpTÉ pīt df lt i cã pçbf ã cdÉlf p□

Para a realização do ensaio em dormentes protendidos, foram moldados 3 dormentes monobloco na fábrica da empresa Conprem em Campanha-MG. Para que fosse possível avaliar os ganhos com a adição de fibra, um dos dormentes fabricados não possuía reforço fibroso, enquanto os outros dois eram reforçados com uma fração volumétrica de 0,5% de fibra de aço, com fibras providas de ganchos nas extremidades um com razão de aspecto de 65 e comprimento de 35 mm (RC 65/35) e outro com razão de aspecto de 80 e comprimento de 60 mm (RC 80/60).

Todos os dormentes seguiram o mesmo procedimento de fabricação. A moldagem ocorreu em pista de protensão, que consiste em uma forma de aço fixa, de largura e comprimento constantes, com tamanho suficiente para a produção de dois dormentes em linha. Para a definição do topo do dormente, onde os trilhos são fixados, é colocada uma placa de aço cortada a laser no fundo da pista, com as dimensões previstas pelo projeto, de forma que o dormente seja moldado de cabeça para baixo. O mesmo acontece para a limitação do comprimento do dormente, a placa de aço colocada nas extremidades do molde possui rasgos para facilitar a passagem dos fios de protensão na hora da desmoldagem.

Anteriormente à fabricação dos dormentes, uma chapa de aço é furada de forma que os fios de aço sejam encunhados na mesma e permaneçam na posição previamente projetada, por meio de cunha e porta cunha, conforme demonstrado na Figura 3.15. É esta chapa que vai ser deslocada através de um macaco hidráulico, para que se obtenha a força de protensão desejada.



Figura 3.15- Detalhe do posicionamento e travamento dos fios de protensão.

As posições dos fios de protensão estão detalhadas na Figura 3.16.

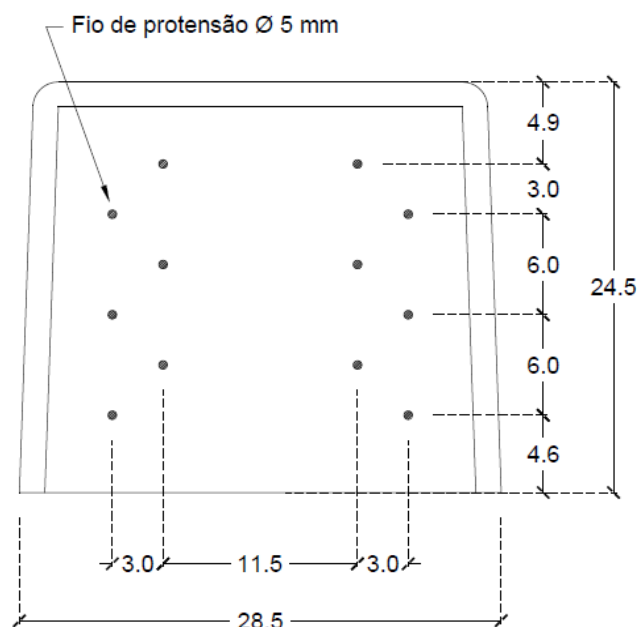


Figura 3.16 - Detalhe da posição dos fios de protensão.

O concreto foi feito em misturador vertical de capacidade de 100L, a mistura de 186L foi suficiente para a moldagem de 1 dormente, 1 cone de Abrams para verificação do abatimento, 9 cilindros de dimensões de 10 x 20 cm para ensaios de compressão [79], e 2 prismas de 15 x 15 x 50 cm para ensaios de flexão [80], para controle tecnológico feito pela fábrica. As formas metálicas tiveram as superfícies jateadas com óleo desmoldante. O adensamento foi feito com ajuda de vibrador de imersão com mangote de 60 mm de diâmetro. Após o preenchimento completo da forma foi utilizada régua vibratória na face superior, ou seja, base do dormente, para que esta superfície se torne irregular, áspera com a finalidade de melhorar a aderência do dormente com o lastro.

Ao término da moldagem dos dormentes, estes são deixados em espera por aproximadamente 2 horas em temperatura ambiente, em um processo de pré-cura, para que passado esse estágio, o concreto possa ser aquecido a uma taxa de 10° Celsius por hora, atingindo no máximo 70°C. Três dos cilindros moldados são colocados dentro da pista de protensão e sofrem o mesmo processo de cura que o dormente. Estes cilindros são ensaiados à compressão axial a partir de 6 horas de moldagem para que seja possível o acompanhamento do ganho de resistência do material nas primeiras idades. Assim que o concreto atinge a resistência de 30 MPa é feito o afrouxamento da protensão e a desenforma do dormente.

A Figura 3.17 ilustra o processo de mistura do concreto para a moldagem dos dormentes.

a)



b)



Figura 3.17 - Processo de fabricação do dormente: a) Misturador; b) Homogeneização do concreto.

A Figura 3.18 ilustra o lançamento e adensamento do concreto feito com auxílio de vibrador de imersão, assim como a utilização da régua vibratória para formação de uma superfície áspera na base do dormente.

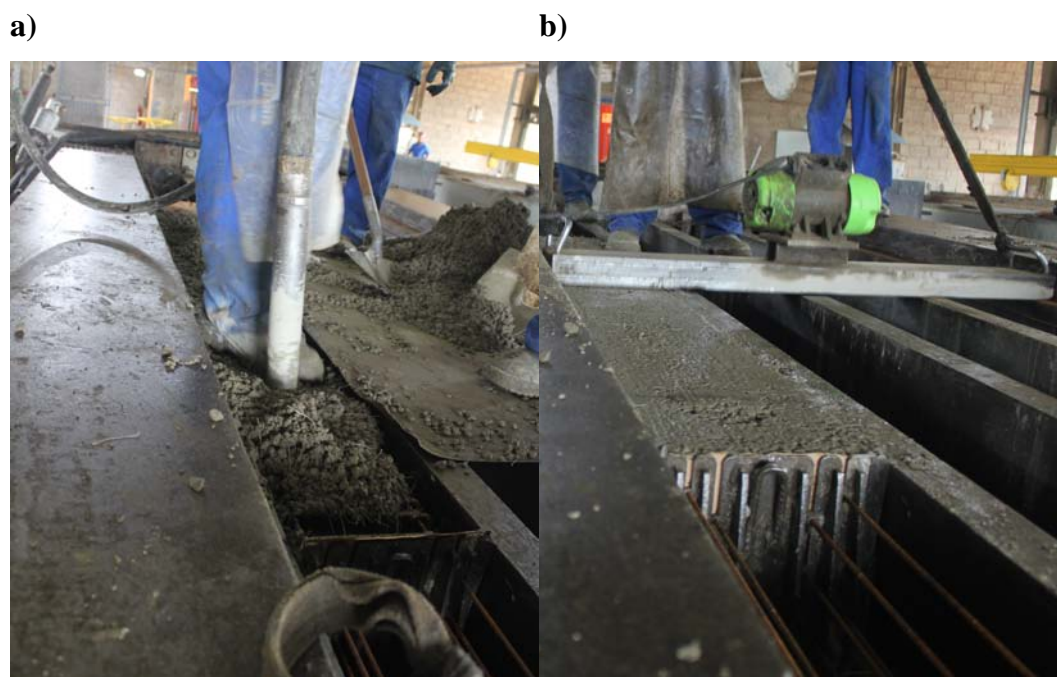


Figura 3.18 – Processo de fabricação do dormente: a) Lançamento e adensamento do concreto; b) Utilização de régua vibratória.

A Figura 3.19 ilustra o processo de afrouxamento e corte dos fios de protensão.

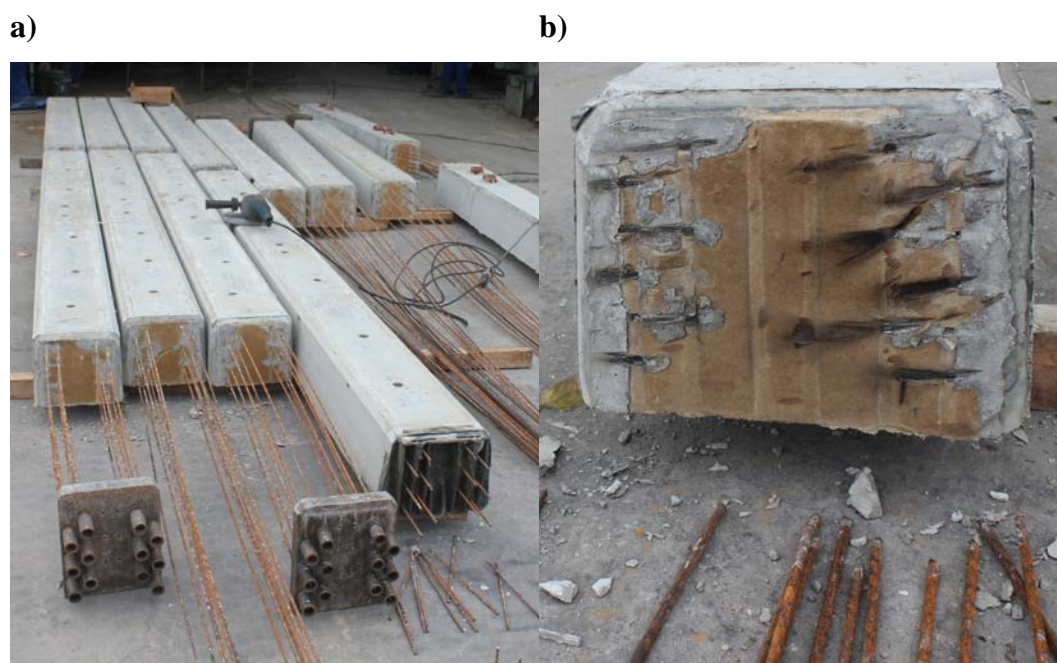


Figura 3.19 - Processo de fabricação do dormente: a) Desmoldagem e afrouxamento da protensão; b) Corte dos fios de protensão.

A Figura 3.20 ilustra o resultado da utilização da régua vibratória no concreto já no estado endurecido.

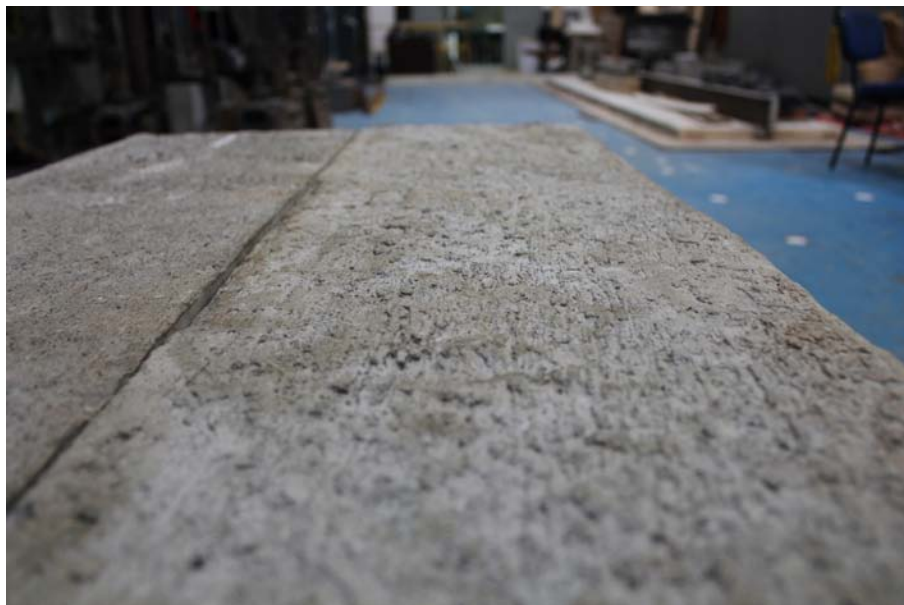


Figura 3.20 - Superfície áspera do dormente.

Os ensaios em dormentes de concreto foram executados conforme recomendações de ensaios de momento negativo no centro do dormente, apresentados pela AREMA [81] e NBR 11709 [59]. A aplicação da carga foi feita no ponto central da superfície inferior do dormente, conforme demonstrado na Figura 3.22. Cada elemento possuía dimensão de 245 x 28,5 x 23 cm e um aumento de 1,5 cm na altura na seção central do dormente. O objetivo deste ensaio é de comparar o comportamento estrutural de dormentes monobloco de concreto protendido sem e com o reforço de fibras de aço, assim como verificar as resistências com o valor teórico esperado.

Os ensaios precederam de marcação dos pontos de interesse, com objetivo de facilitar o alinhamento da estrutura com o aparato de ensaio e de colagem de extensômetros elétricos, de 50 mm de comprimento e resistência de 120 Ω , no centro do topo e da base do dormente. Para a colagem dos extensômetros a superfície de concreto foi nivelada com o auxílio de lixa, limpa com álcool e foi utilizado cola epóxi Araldite®. A Figura 3.21 ilustra a marcação dos pontos de interesse do dormente, as linhas vermelhas consistem nas posições dos transdutores de deslocamento e as linhas verdes consistem nas posições das borrachas de Neoprene®.

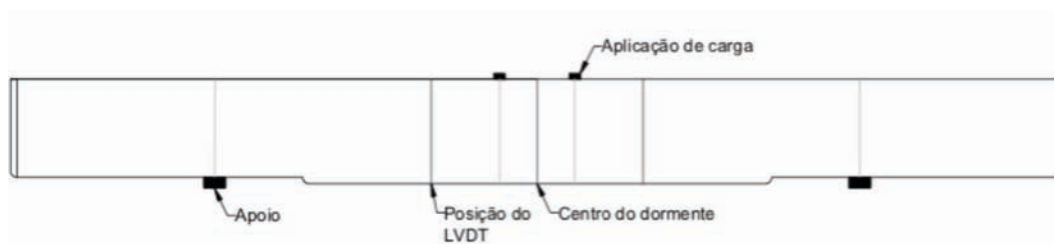


Figura 3.21 – Detalhe das marcações efetuadas.

A montagem do ensaio iniciava-se com o alinhamento de blocos rígidos de concreto, posicionamento das chapas de aço e das borrachas de Neoprene® que distavam de 152 cm entre si e de 46,5 cm das extremidades do dormente. Após a disposição da estrutura, eram apoiadas duas tiras de Neoprene®, equidistantes de 76 mm do eixo central, seguido por uma placa de aço e uma rótula em contato com o atuador. Esquema é apresentado na Figura 3.22.

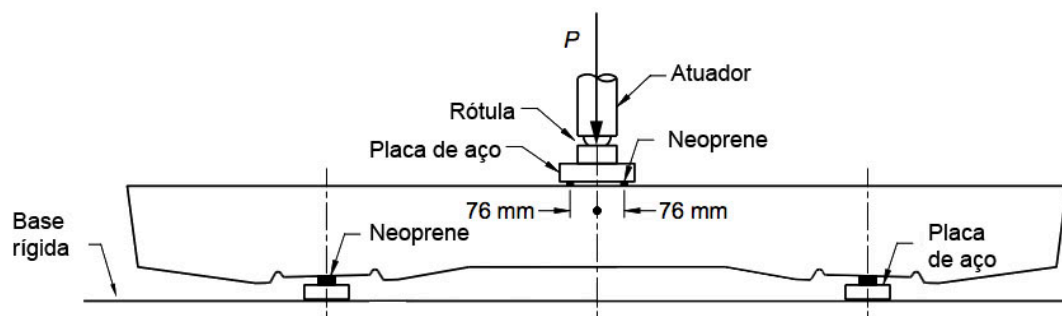


Figura 3.22 - Esquema de ensaio de momento negativo em dormentes de concreto.

A preparação para o início do ensaio seguia da fixação de transdutores de deslocamento na base do dormente. Foram utilizados no total 3 transdutores, sendo um no eixo central e dois equidistantes de 25 cm do primeiro, conforme demonstrado na Figura 3.23.

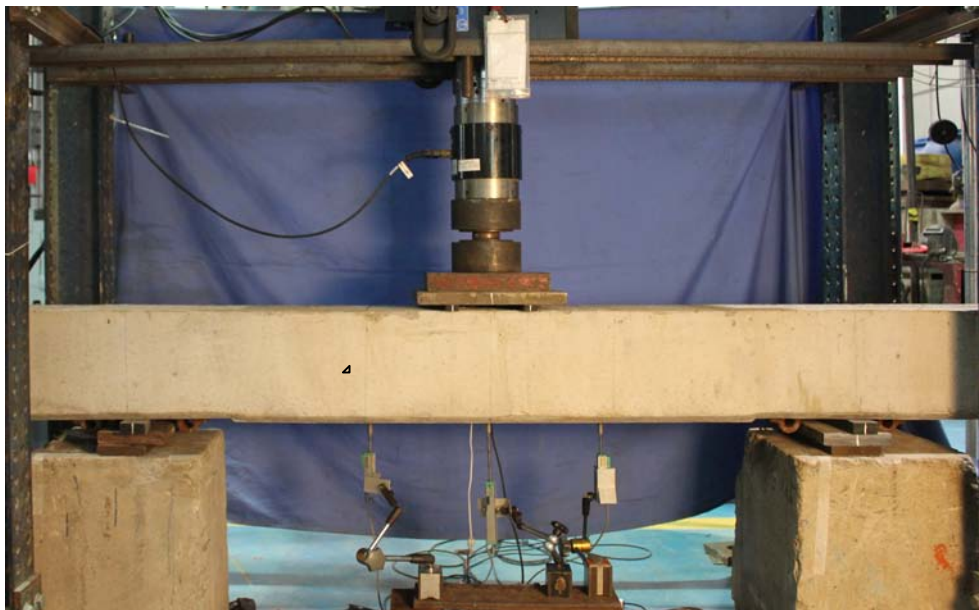


Figura 3.23 – Arranjo do ensaio de dormentes e posição dos transdutores.

A máquina de ensaios utilizada nos ensaios, consiste em um atuador hidráulico com capacidade de 500 kN fixado à viga de um pórtico metálico rígido e controlado por uma estação central da MTS®. O ensaio foi executado com controle por deslocamento do atuador com taxa de 1 mm / min e os dados foram aquisitados com frequência de 2 Hz.

Os parâmetros utilizados para a análise de dados, assim como de entrada na máquina de ensaios estão apresentados na Tabela 3.9.

Tabela 3.9 - Parâmetros do ensaio em dormentes.

Parâmetros do ensaio em dormentes		
Parâmetros utilizados para análise de dados e entrada na máquina de ensaios		
Valores absolutos		
	Unidade	Grandeza
Geométricas		
Base do corpo de prova*	cm	28,5
Altura do corpo de prova*	cm	23
Comprimento do corpo de prova*	cm	245
Altura no centro do corpo de prova*	cm	24.5
Máquina de ensaio		
Velocidade do atuador	mm/min	1
Frequência de aquisição	Hz	2
* Refere-se às dimensões máximas		

4 RESULTADOS E ANÁLISES

4.1. ENSAIOS NA ESCALA DO MATERIAL

4.1.1. DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA E DO MÓDULO À COMPRESSÃO AXIAL

O concreto utilizado neste trabalho foi dosado para alcançar a resistência característica à compressão axial (f_{ck}) de 45 MPa. Neste estudo, foi obtida uma resistência média (f_{cm}) de 60,5 MPa em 28 dias e módulo de elasticidade médio de 32,8 GPa.

Foram realizados ensaios das amostras em 1, 3, 7, 14 e 28 dias e os resultados das resistências obtidas, assim como, os módulos de elasticidade aos 28 dias calculados estão apresentados na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 - Resultados dos ensaios de compressão e módulo de elasticidade.

Resultados dos ensaios de compressão e módulo						
Resultados dos ensaios de compressão axial e módulo de elasticidade						
Valores arredondados						
Família / corpo de prova	f_c (MPa)					E
	1 dia	3 dias	7 dias	14 dias	28 dias	GPa
0% SF - CP1	37,31	53,11	54,71	58,79	62,95	31,6
0% SF - CP2	40,49	50,92	55,76	57,22	59,50	32,7
0% SF - CP3	39,60	54,28	54,32	59,61	59,00	34,0
MÉDIA	39,13	52,77	54,93	58,54	60,48	32,8
DESVIO PADRÃO	1,64	1,71	0,74	1,21	2,15	1,19
CV (%)	4,2	3,2	1,4	2,1	3,6	3,6
Obs.: A sigla CPN refere-se ao corpo de prova de número N.						

Sendo:

f_c = tensão média;

E = módulo de elasticidade;

CV = coeficiente de variação.

Os resultados de resistência à compressão para as idades de 6, 7 e 18,5 horas assim como de 3, 7 e 28 dias obtidos por ensaios de compressão na fábrica da CONPREM[®] estão apresentados na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Resultados dos ensaios de compressão feitos pela CONPREM[®].

Resultados dos ensaios de compressão						
Resultados dos ensaios de compressão axial						
Família / corpo de prova	Valores arredondados					
	f_c (MPa)					
	6 horas	7 horas	18,5 horas	3 dias	7 dias	28 dias
0% SF - CP1	19,9	24,3	32,7	47,20	49,9	51,7
0% SF - CP2	-	-	-	47,50	49,8	52,9
MÉDIA	19,9	24,3	32,7	47,35	49,85	52,3
DESVIO PADRÃO	0	0	0	0,21	0,071	0,85
CV (%)	0	0	0	0,45	0,14	1,62
Obs.: A sigla CPN refere-se ao corpo de prova de número N.						

A diferença dos resultados de compressão pode ser explicada pela diferença no nivelamento do corpo de prova e na máquina de ensaios. O nivelamento feito no laboratório é de retificação no topo por meio de serra adiamantada enquanto na fábrica é feito capeamento com enxofre. A máquina de ensaios do laboratório é de acionamento elétrico e de circuito fechado, sendo o ensaio controlado pelo carregamento à uma taxa constante, enquanto na fábrica o ensaio é feito por meio de máquina de acionamento manual, não havendo um controle automático da velocidade de carregamento.

4.1.1.1.

CARACTERIZAÇÃO À COMPRESSÃO DE DIFERENTES MATRIZES

Para a análise da influência da adição de fibras em diferentes matrizes sujeitas à flexão, foram caracterizadas duas séries extras. Uma delas, denominada C1-0.0%SF, foi dosada de forma a atingir uma resistência à compressão menor que 60,5 MPa, valor que corresponde a resistência média do concreto de referência empregado ao longo desse trabalho. A outra série, denominada C2-0.0%SF, foi dosada de forma a atingir uma resistência à compressão superior que 60,5 MPa. Dessa forma, pode ser feita uma comparação do comportamento de três matrizes de concreto com características distintas e providas do mesmo reforço quando sujeitas à flexão.

O concreto de menor resistência esperada, obteve resistência média de 28 MPa e módulo de elasticidade médio de 20,2 GPa. Os resultados para cada corpo de prova ensaiado estão representados na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 - Resultados dos ensaios de compressão e módulo de elasticidade para o concreto de menor resistência à compressão.

Resultados dos ensaios de compressão e módulo		
Resultados dos ensaios de compressão axial e módulo de elasticidade		
Valores arredondados		
Família / corpo de prova	f_c MPa	E GPa
C1-0.0%SF - CP1	25,7	19,8
C1-0.0%SF - CP2	29,3	20,4
C1-0.0%SF - CP3	29,0	20,4
MÉDIA	28,0	20,2
DESVIO PADRÃO	2,0	0,3
CV (%)	7	2
Obs.: A sigla CPN refere-se ao corpo de prova de número N.		

O concreto de maior resistência esperada, obteve resistência média de 74,4 MPa e módulo de elasticidade médio de 33,8 GPa. Os resultados para cada corpo de prova ensaiado estão representados na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 - Resultados dos ensaios de compressão e módulo de elasticidade para o concreto de maior resistência.

Resultados dos ensaios de compressão e módulo		
Resultados dos ensaios de compressão axial e módulo de elasticidade		
Valores arredondados		
Família / corpo de prova	f_c MPa	E GPa
C2-0.0%SF - CP1	75,4	-
C2-0.0%SF - CP2	74,3	35,4
C2-0.0%SF - CP3	73,4	32,2
MÉDIA	74,4	33,8
DESVIO PADRÃO	1,0	2,3
COEFICIENTE DE VARIAÇÃO (%)	1,3	6,7
Obs.: A sigla CPN refere-se ao corpo de prova de número N.		

4.1.2. DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À TRAÇÃO NA FLEXÃO

Este item trata da análise do desempenho do reforço fibroso em ensaios de flexão em prismas, assim como a influência da adição de fibras em diferentes matrizes de concreto. O comportamento foi observado para as zonas de pré e pós pico, e o ensaio foi realizado conforme descrito no item 3.3.1.2. Foram produzidas três amostras para cada uma das séries ensaiadas. Os corpos de prova foram ensaiados aos 28 dias de idade.

Para fins deste estudo, o limite de proporcionalidade (LOP) foi calculado de acordo com a EN 14651 [36]. Este é definido como sendo a maior tensão dentro do intervalo de CMOD de 0 a 0,05 mm (f_L). A força (F_L) e $CMOD_{FL}$, são definidos como a carga e abertura de fissura correspondente à tensão f_L . Para avaliar o ganho de resistência residual promovido pela adição de fibra, foram calculadas tensões (f_j) equivalente à CMOD igual à 0,5, 1,5, 2,5 e 3,5 mm para j igual à 1, 2, 3 e 4 respectivamente.

Os valores de tenacidade apresentados na Tabela 4.5 foram calculados pela média da área sob a curva Força-CMOD para cada corpo de prova, até o fim do

ensaio (CMOD = 4 mm). A curva Tenacidade-CMOD apresentada no gráfico “d” das Figuras 4.3, 4.5 e 4.7, foi obtida a partir da curva Força-CMOD mais representativa de cada família.

As tensões foram calculadas através da equação a seguir:

$$f_j = \frac{3F_j l}{2bh_{sp}^2} \quad (4.1)$$

Sendo:

f_j = Resistência à tração correspondente à CMOD_j;

F_j = força correspondente à CMOD_j;

l = distância entre os roletes de apoio;

b = largura do corpo de prova;

h_{sp} = distância entre a ponta do entalhe ao topo do corpo de prova.

A resistência à tração na flexão média obtida do concreto sem reforço fibroso foi de 4,67 MPa, correspondente a 7,7% da sua resistência média à compressão aos 28 dias, conforme apresentado no gráfico de Tensão-CMOD na Figura 4.1. Os resultados gráficos das demais séries, estão representados nas Figuras 4.3, 4.5 e 4.7.

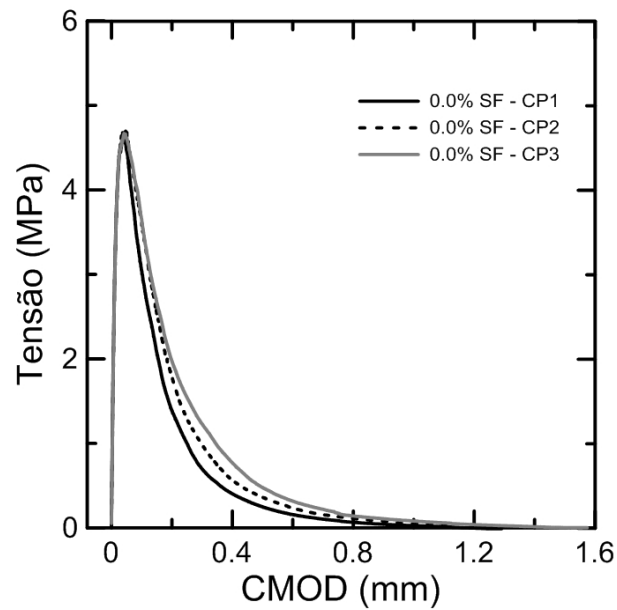


Figura 4.1- Gráfico tensão-CMOD à flexão da matriz de concreto.

Ao analisar as curvas apresentadas pela Figuras 4.1 e ao visualizar o final do ensaio apresentado na Figuras 4.2, é possível concluir que a matriz de concreto rompe de forma brusca, não suportando acréscimo de carga após a abertura de fissura. Assim como observado por outros autores [24, 39, 81].



Figura 4.2 - Ruptura brusca da matriz de concreto

Os resultados dos ensaios de flexão de cada corpo de prova do concreto reforçado com fibras providas de ganchos com razão de aspecto de 45 e comprimento de 30 mm estão apresentados na Figura 4.3 “a-c” e divididos pela fração volumétrica correspondente. O incremento da capacidade de absorção de energia com o aumento da fração volumétrica das fibras, pode ser avaliado pelas curvas Tenacidade-CMOD (vide Figura 4.3 “d”) para as porcentagens de 0,25, 0,5 e 1,0% das fibras.

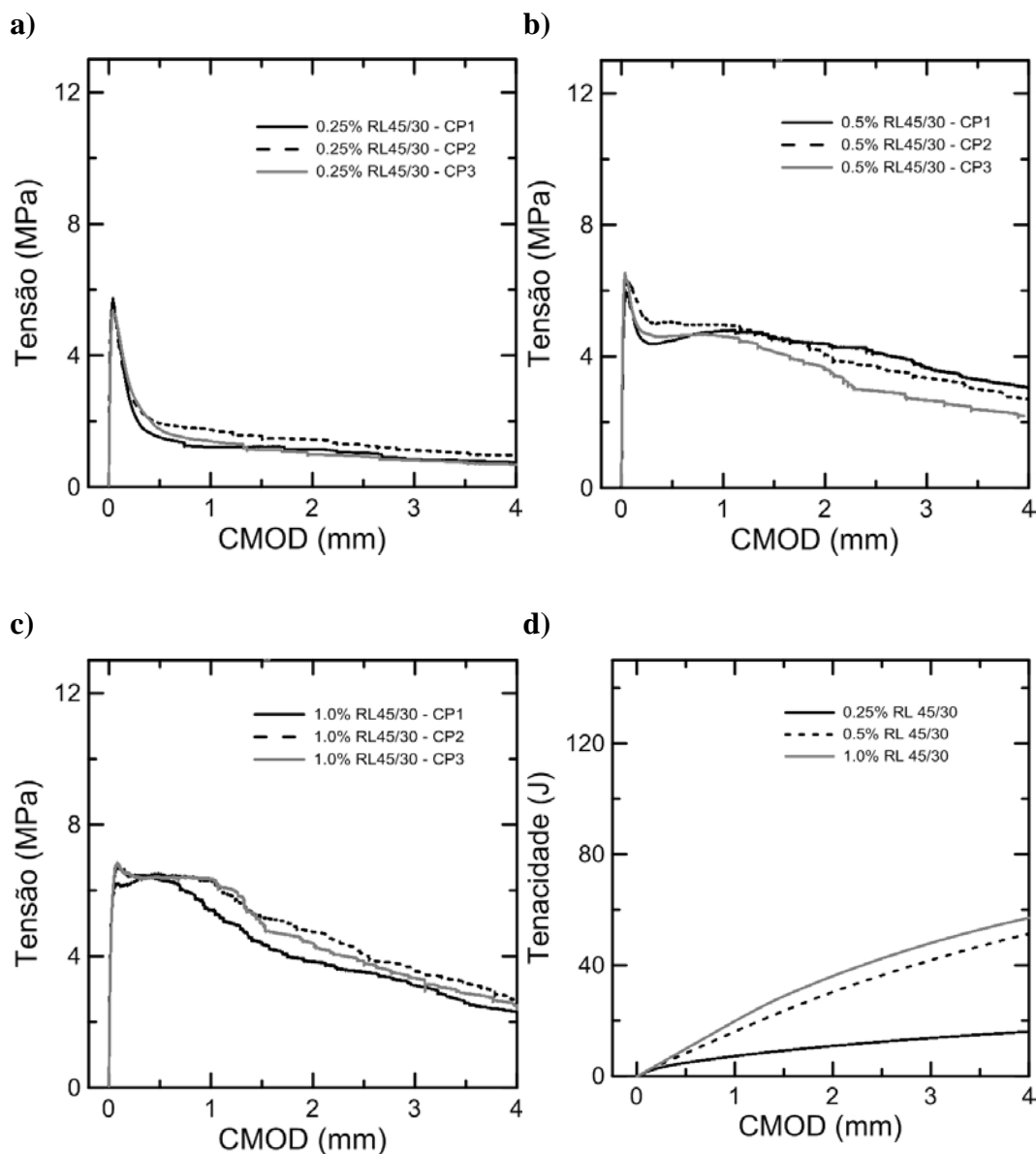


Figura 4.3 – Gráfico a)-c) Tensão-CMOD à flexão de concretos reforçados com fibras providas de ganchos, com razão de aspecto de 45 e comprimento de 30 mm, nas frações volumétricas de 0,25, 0,5, 1,0% respectivamente; d) comparativo de tenacidade-CMOD dos mesmos concretos de "a-c".

Para avaliar o ganho de tenacidade com o aumento da fração volumétrica, comparou-se a área média sob as curvas Força-CMOD para as fibras RL 45/30. Foram obtidos valores médios de tenacidade de 17, 49 e 56 J para as frações volumétricas de 0,25, 0,5 e 1,0% respectivamente, conforme apresentado na Tabela 4.5. Para as frações volumétricas de 0,5 e 1,0% houve ganho de 188% e 229% em relação à fração volumétrica de 0,25%.

As resistências médias à flexão para o concreto reforçado com fibras RL 45/30 foram de 5,56, 6,25 e 6,70 MPa, nas frações volumétricas de 0,25, 0,5 e 1,0% respectivamente (vide Figura 4.3 e Tabela 4.5). O ganho de resistência última e residual de acordo com o aumento da fração volumétrica pode ser observado na Figura 4.4, onde estão representadas as curvas mais representativas de cada família e comparadas com a matriz de concreto.

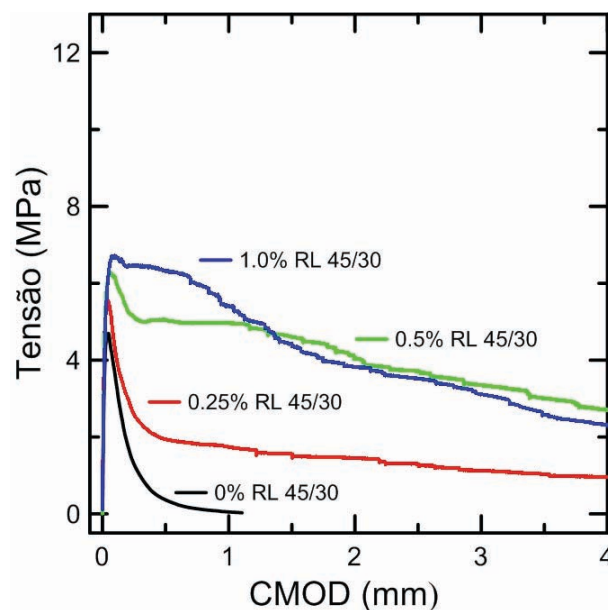


Figura 4.4 - Gráfico comparativo de Tensão-CMOD de concretos reforçados com fibras providas de ganchos, com razão de aspecto de 45 e comprimento de 30 mm, nas frações volumétrica de 0, 0,25, 0,5 e 1,0%.

As curvas apresentadas na Figura 4.4 possuem o mesmo comportamento na fase linear previamente a abertura de fissura. A adição de fibras auxilia na redução da perda de resistência após atingida a resistência de pico, demonstrando um comportamento de *deflection-softening*, definido no item 2.1.6.

Os resultados dos ensaios de flexão de cada corpo de prova do concreto reforçado com fibras providas de ganchos com razão de aspecto de 65 e comprimento de 35 mm estão apresentados na Figura 4.5 “a-c” e divididos pela fração volumétrica correspondente. O incremento da capacidade de absorção de energia com o aumento da fração volumétrica das fibras, pode ser avaliado pelas curvas Tenacidade-CMOD (vide Figura 4.5 “d”) para as porcentagens de 0,25, 0,5 e 1,0% das fibras.

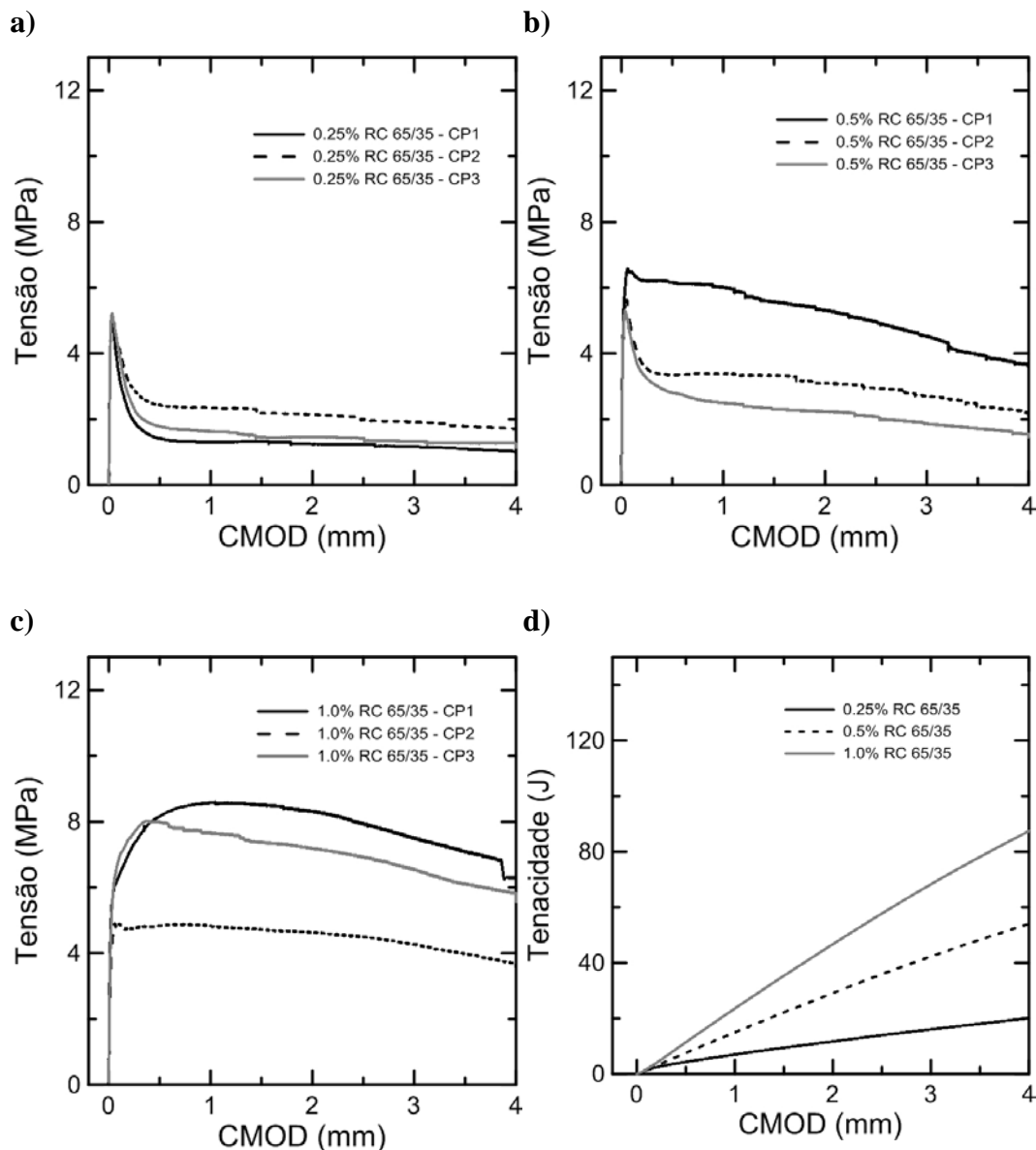


Figura 4.5 - Gráfico a)-c) tensão-CMOD à flexão de concretos reforçados com fibras providas de ganchos, com razão de aspecto de 65 e comprimento de 35 mm, nas frações volumétricas de 0,25, 0,5, 1,0% respectivamente; d) comparativo de tenacidade-CMOD dos mesmos concretos de "a-c".

Comparou-se a área média sob as curvas força-CMOD para as fibras RC 65/35. Foram obtidos valores de tenacidade de 22, 44 e 80 J para as frações volumétricas de 0,25, 0,5 e 1,0% respectivamente, conforme demonstrado na Tabela 4.5. Para as frações volumétricas de 0,5 e 1,0% houve ganho de 100% e 264% em relação à fração volumétrica de 0,25%.

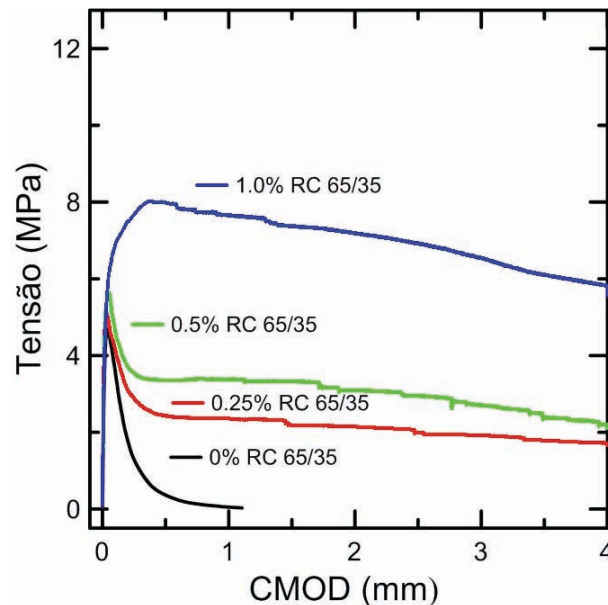


Figura 4.6 - Gráfico comparativo de Tensão-CMOD de concretos reforçados com fibras providas de ganchos, com razão de aspecto de 65 e comprimento de 35 mm, nas frações volumétrica de 0, 0,25, 0,5 e 1,0%.

As curvas apresentadas na Figura 4.6 possuem o mesmo comportamento na fase linear previamente a abertura de fissura. A adição de fibras auxilia na redução da perda de resistência após atingida a resistência de pico. Para a fração volumétrica de 1,0 % houve incremento na resistência após a abertura da fissura, tendo assim um comportamento de *deflection-hardening*, enquanto para as outras adições de fibras foram obtidos comportamentos de *deflection-softening* [24, 39, 81].

As resistências médias à flexão para o concreto reforçado com fibras RC 65/35 foram de 5,09, 5,84 e 7,17 MPa, nas frações volumétricas de 0,25, 0,5 e 1,0% respectivamente (vide Figura 4.5 e Tabela 4.5). O ganho de resistência última e residual de acordo com o aumento da fração volumétrica pode ser observado na Figura 4.6, onde estão representadas as curvas mais representativas de cada família e comparadas com a matriz de concreto.

Os resultados dos ensaios de flexão de cada corpo de prova do concreto reforçado com fibras providas de ganchos com razão de aspecto de 80 e comprimento de 65 mm estão apresentados na Figura 4.7 “a-c” e divididos pela fração volumétrica correspondente. O incremento da capacidade de absorção de energia com o aumento da fração volumétrica das fibras, pode ser avaliado pelas curvas Tenacidade-CMOD (vide Figura 4.7 “d”) para as porcentagens de 0,25, 0,5 e 1,0% das fibras.

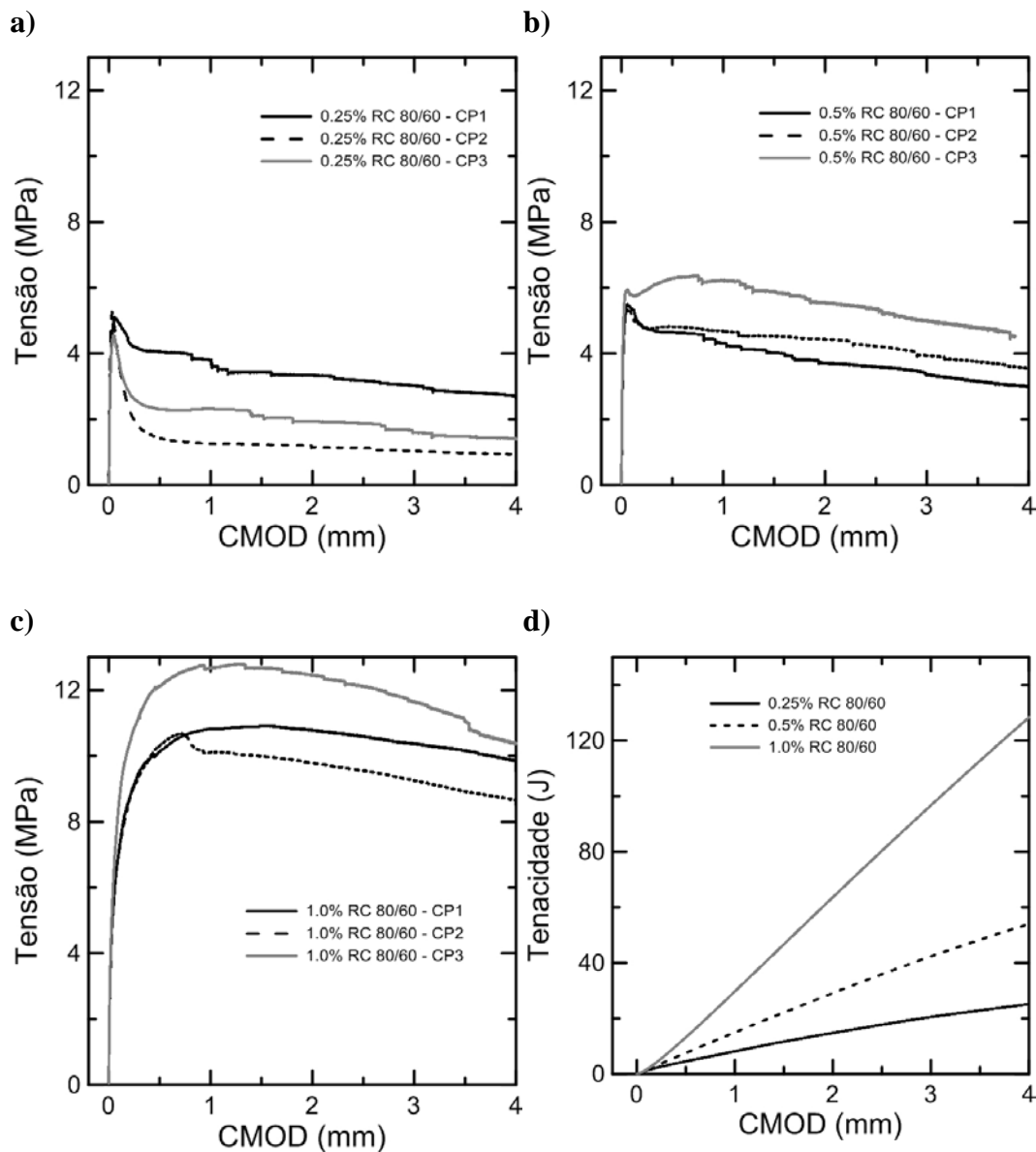


Figura 4.7 - Gráfico a)-c) tensão-CMOD à flexão de concretos reforçados com fibras providas de ganchos, com razão de aspecto de 80 e comprimento de 60 mm, nas frações volumétricas de 0,25, 0,5, 1,0% respectivamente; d) comparativo de tenacidade-CMOD dos mesmos concretos de "a-c".

Comparou-se a área média sob as curvas força-CMOD para as fibras RC 80/60. Foram obtidos valores de tenacidade de 28, 57 e 131 J para as frações volumétricas de 0,25, 0,5 e 1,0% respectivamente, conforme demonstrado na Tabela 4.5. Para as frações volumétricas de 0,5 e 1,0% houve ganho de 104% e 368% em relação à fração volumétrica de 0,25%.

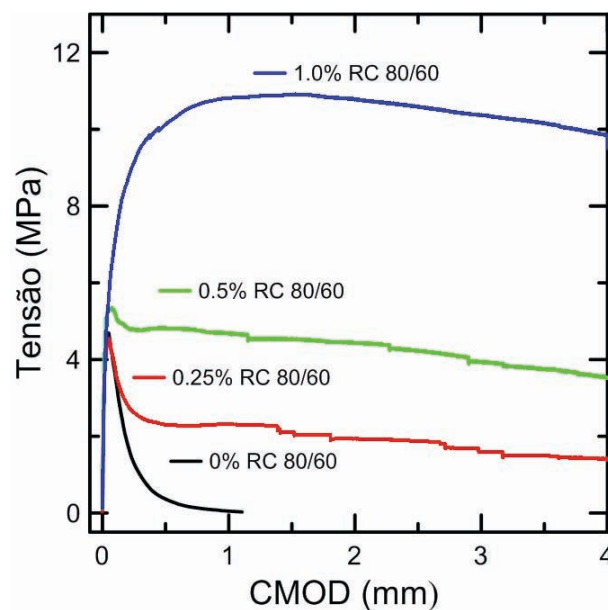


Figura 4.8 - Gráfico comparativo de Tensão-CMOD de concretos reforçados com fibras providas de ganchos, com razão de aspecto de 80 e comprimento de 60 mm, nas frações volumétrica de 0, 0,25, 0,5 e 1,0%.

Assim como para as demais famílias, as curvas apresentadas na Figura 4.8 possuem o mesmo comportamento na fase linear previamente a abertura de fissura. A adição de fibras auxilia na redução da perda de resistência após atingida a resistência de pico. Para a fração volumétrica de 1,0 % houve incremento na resistência após a abertura da fissura, tendo assim um comportamento de *deflection-hardening*, enquanto para as outras adições de fibras foi obtido um comportamento de *deflection-softening*, com exceção do corpo de prova número 3 da série de fração volumétrica de 0,5 % que também apresentou comportamento de *deflection-hardening*.

As resistências médias à flexão para o concreto reforçado com fibras RC 80/60 foram de 4,97, 5,73 e 11,46 MPa, nas frações volumétricas de 0,25, 0,5 e 1,0% respectivamente (vide Figura 4.7 e Tabela 4.5). O ganho de resistência última

e residual de acordo com o aumento da fração volumétrica pode ser observado na Figura 4.8, onde estão representadas as curvas mais representativas de cada família e comparadas com a matriz de concreto.

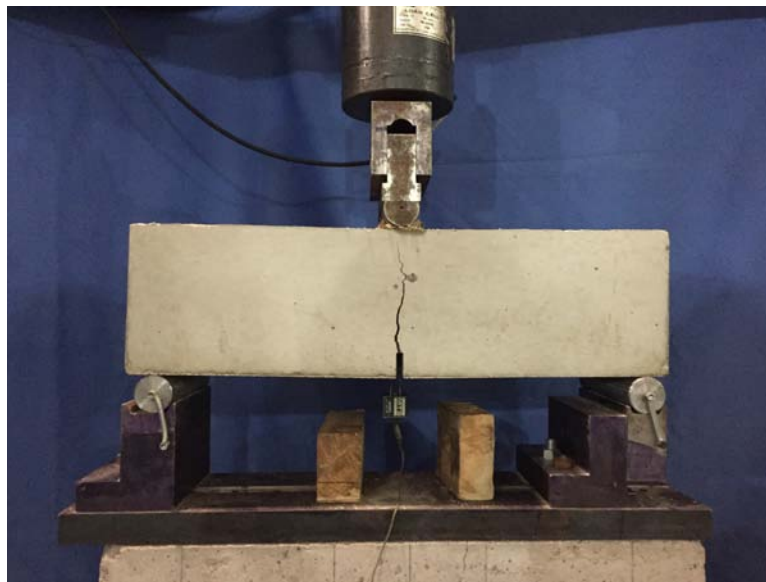


Figura 4.9 - Comportamento do concreto fibroso quando CMOD = 4mm.

Os resultados médios obtidos em cada uma das séries estudadas, estão apresentados nas Tabelas 4.5 e 4.6. Os resultados estão divididos em limite de proporcionalidade, resistência última e tenacidade, e em resistências residuais para CMOD = 0,5, 1,5, 2,5 e 3,5.

A Tabela 4.5 resume os resultados de CMOD e tensão no limite de proporcionalidade, de tensão última, assim como, os valores de tenacidade expressos em Joule, obtidos pelo cálculo da área sob a curva Força – CMOD.

Tabela 4.5 – Resultados de CMOD e resistência no limite de proporcionalidade, resistência última e tenacidade à flexão para corpos de prova prismáticos.

Resistências médias e energia de deformação						
Resultados de CMOD e resistências de pico em corpos de prova prismáticos sob flexão e energia de deformação						
Valores médios						
Família	$CMOD_{FL}$ <i>mm</i>	f_L <i>MPa</i>	CV <i>%</i>	f_u <i>MPa</i>	CV <i>%</i>	T_4 <i>J</i>
0% SF	0,043	4,67	0,5	4,67	0,5	3
0.25% RL 45/30	0,042	5,56	3,2	5,56	3,2	17
0.25% RC 65/35	0,031	5,09	2,6	5,09	2,6	22
0.25% RC 80/60	0,042	4,94	7,3	4,94	7,3	28
0.5% RL 45/30	0,044	6,23	4,7	6,25	4,7	49
0.5% RC 65/35	0,042	5,79	4,2	5,84	4,1	44
0.5% RC 80/60	0,049	5,55	5,7	5,57	5,5	57
1.0% RL 45/30	0,050	6,21	0,1	6,70	2,5	56
1.0% RC 65/35	0,050	5,61	2,1	7,17	5,6	80
1.0% RC 80/60	0,050	5,96	7,4	11,46	10	131
Obs.: subscrito "L" corresponde ao limite de proporcionalidade, e o subscrito "u" se refere à último.						

Sendo:

$CMOD_{FL}$ = abertura da fissura correspondente ao limite de proporcionalidade;

f_L = tensão correspondente ao limite de proporcionalidade;

f_u = tensão última;

T_4 = tenacidade correspondente à abertura de fissura de 4 mm;

CV = coeficiente de variação.

Tabela 4.6 – Resultados da tensão residual, para CMOD igual à 0,5, 1,5, 2,5 e 3,5 mm, à flexão para corpos de prova prismáticos.

Resistências médias								
Resultados de resistência residual em corpos de prova prismáticos sob flexão								
Valores médios								
Família	$f1$ MPa	CV %	$f2$ MPa	CV %	$f3$ MPa	CV %	$f4$ MPa	CV %
0% SF	0,36	32	-	-	-	-	-	-
0.25% RL 45/30	1,74	12	1,3	17	1,08	18	0,9	18
0.25% RC 65/35	1,88	27	1,7	28	1,55	26	1,4	26
0.25% RC 80/60	2,59	52	2,3	49	2,08	48	1,8	54
0.5% RL 45/30	4,71	6	4,4	6	3,60	16	2,9	16
0.5% RC 65/35	4,10	9	2,8	25	3,33	45	2,7	43
0.5% RC 80/60	5,25	17	4,8	20	4,40	20	3,9	21
1.0% RL 45/30	6,39	1	4,9	2	3,77	7	3,0	13
1.0% RC 65/35	6,99	2	7,9	10	6,45	27	5,7	28
1.0% RC 80/60	10,85	10	11,2	17	10,75	12	10	11
Obs.: subscrito "1", "2", "3" e "4" correspondem à CMOD = 0,5, 1,5, 2,5 e 3,5 mm respectivamente.								

Sendo:

f_1 = tensão correspondente à abertura de fissura de 0,5 mm;

f_2 = tensão correspondente à abertura de fissura de 1,5 mm;

f_3 = tensão correspondente à abertura de fissura de 2,5 mm;

f_4 = tensão correspondente à abertura de fissura de 3,5 mm.

Os gráficos apresentados nas Figuras 4.3, 4.5 e 4.7, demonstram que o concreto reforçado com qualquer uma das frações volumétricas estudadas, consegue se deformar até uma abertura de fissura igual a 4 mm e ainda continuar suportando cargas. Também é possível observar pelos valores da Tabela 4.8 que todas as famílias estudadas apresentaram ganho de resistência última e residual se comparadas com a matriz. Para os concretos com frações volumétricas de 0,5 e 1,0% a resistência residual se manteve alta até o final do ensaio.

As curvas mais representativas de cada família estão apresentadas na Figura 4.10 e divididas pela fração volumétrica correspondente.

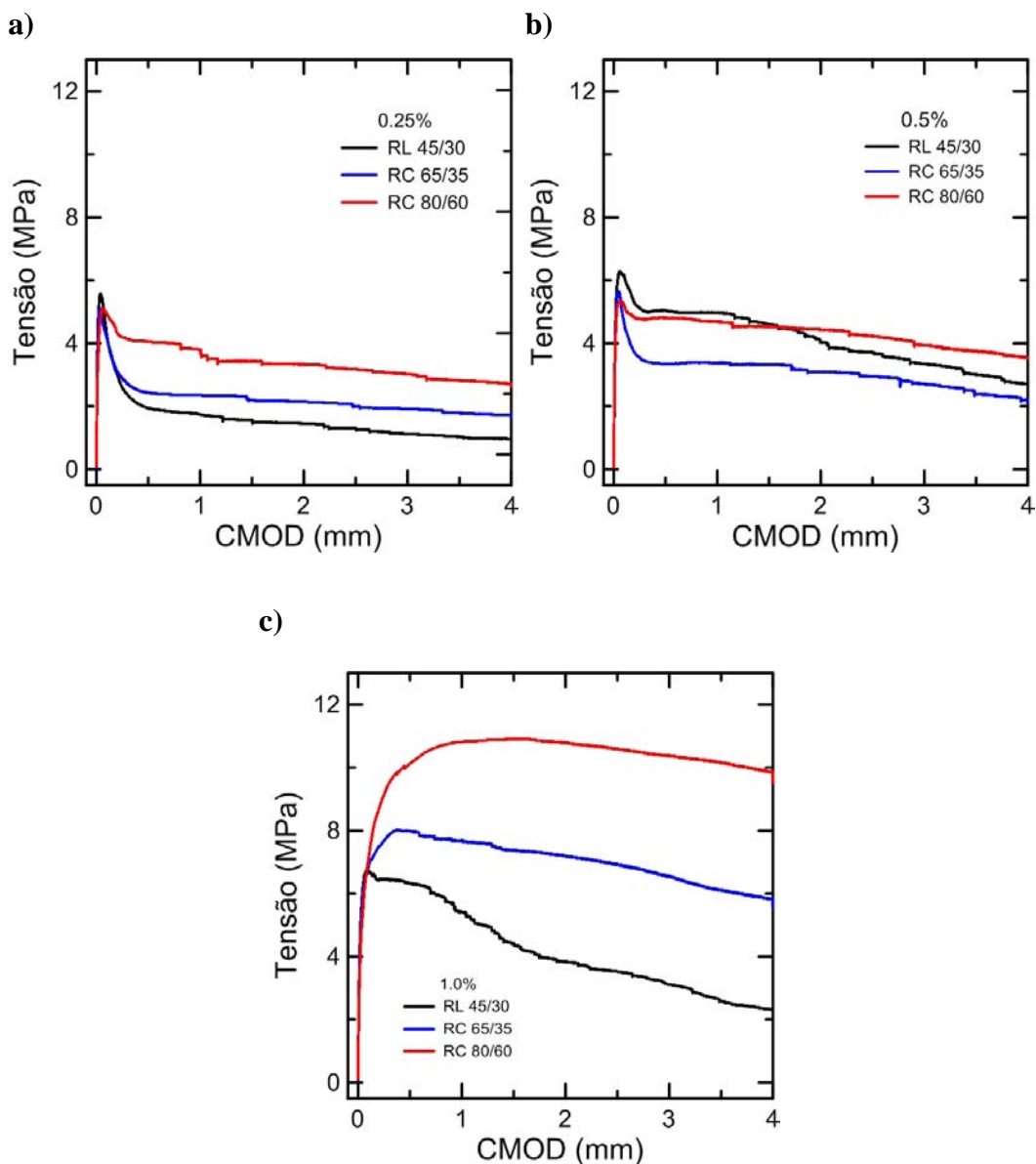


Figura 4.10 – Gráficos comparativos a)-c) de Tensão-CMOD para os diferentes tipos de fibra nas frações volumétricas de 0,25%, 0,5% e 1,0% respectivamente.

O incremento da resistência de pico e residual do concreto reforçado com fibras de aço está relacionado com a razão de aspecto do reforço, quanto maior for a razão de aspecto maior deve ser o desempenho do compósito para a mesma fração volumétrica [15]. Isso acontece, pois, o incremento da razão de aspecto depende de dois fatores, aumento do comprimento e/ou diminuição do diâmetro da fibra, ambos

aprimoram o desempenho do concreto. Quanto maior o comprimento da fibra maior é a tensão transferida ao longo da mesma, conforme mencionado no item 2.1.3. Quanto menor o diâmetro menor é o volume da fibra resultando em um maior número de fibras na seção uma vez que a dosagem é feita por massa.

4.1.2.1.

INFLUÊNCIA DA ADIÇÃO DE FIBRAS EM DIFERENTES MATRIZES NO COMPORTAMENTO À FLEXÃO

Conforme citado no capítulo anterior, foram produzidos duas séries de prismas com resistências à compressão diferentes do que o concreto ensaiado no item 4.1.2. Ambas as séries foram reforçadas com fibras providas de ganchos nas extremidades, com 60 mm de comprimento e razão de aspecto de 80.

As curvas de Tensão-CMOD e de Tenacidade-CMOD, obtidos para cada corpo de prova do concreto de resistência à compressão de 28 MPa reforçado com 1,0% da fibra RC 80/60 (C1-1.0% RC 80/60), estão apresentados na Figura 4.11.

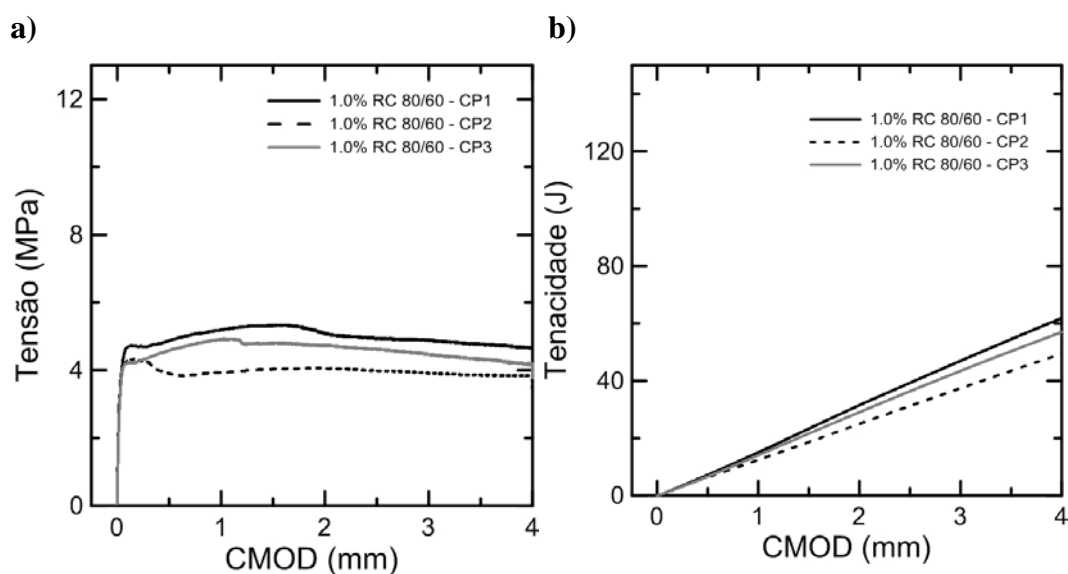


Figura 4.11 – Gráfico: a) tensão-CMOD à flexão de concreto reforçado com fibras providas de ganchos, com razão de aspecto de 80 e comprimento de 60 mm na fração volumétrica de 1,0% para o concreto de menor resistência à compressão (28 MPa); b) comparativo de tenacidade-CMOD do mesmo concreto representado em "a".

A resistência média obtida para a família C1-1,0% RC 80/60 foi de 4,1 MPa (vide Tabela 4.7). Comparou-se a área média sob as curvas Força-CMOD. e obteve-se o valor de tenacidade médio de 56 J.

Os valores médios de resistência à tração na flexão e de tenacidade do compósito C1-1.0% RC 80/60 são equivalentes a 69% e 43% respectivamente se comparados ao valor encontrado para o compósito 1.0% RC 80/60, em que a matriz possui resistência à compressão de 60 MPa.

A Tabela 4.7 resume os resultados de CMOD e tensão no limite de proporcionalidade, tensão última e tensões residuais para CMOD igual a 0,5, 1,5, 2,5 e 3,5 mm, assim como os valores de tenacidade expressos em Joule, para o compósito C1-1.0%RC 80/60.

Tabela 4.7 - Resultados de CMOD e resistência no limite de proporcionalidade, resistência última e residual, assim como tenacidade à flexão para corpos de prova prismáticos de matriz de concreto com resistência à compressão de 28 MPa, reforçada com 1,0% de fibras de aço do tipo RC 80/60.

Resistências médias e energia de deformação								
Resultados de resistências de pico e pós-pico e energia de deformação em corpos de prova prismáticos sob flexão								
	Valores médios							
Família / corpo de prova	$CMOD_{FL}$ mm	f_L MPa	f_u MPa	f_1 MPa	f_2 MPa	f_3 MPa	f_4 MPa	T_4 J
C1-1.0% RC 80/60 - CP 1	0,050	4,20	5,34	4,87	5,33	4,94	4,77	62
C1-1.0% RC 80/60 - CP 2	0,050	4,01	4,35	3,90	4,03	3,98	3,85	49
C1-1.0% RC 80/60 - CP 3	0,050	3,99	4,94	4,58	4,80	4,62	4,33	57
MÉDIA	0,050	4,07	4,88	4,45	4,72	4,51	4,32	56
DESVIO PADRÃO	0	0,11	0,50	0,50	0,66	0,49	0,46	6
CV (%)	0	3	10	11	14	11	11	11
Obs.: subscrito "L" corresponde ao limite de proporcionalidade.								

As curvas de Tensão-CMOD e de Tenacidade-CMOD, obtidos para cada corpo de prova do concreto de resistência à compressão de 74 MPa reforçado com 1,0% da fibra RC 80/60 (C2-1.0% RC 80/60), estão apresentados na Figura 4.12.

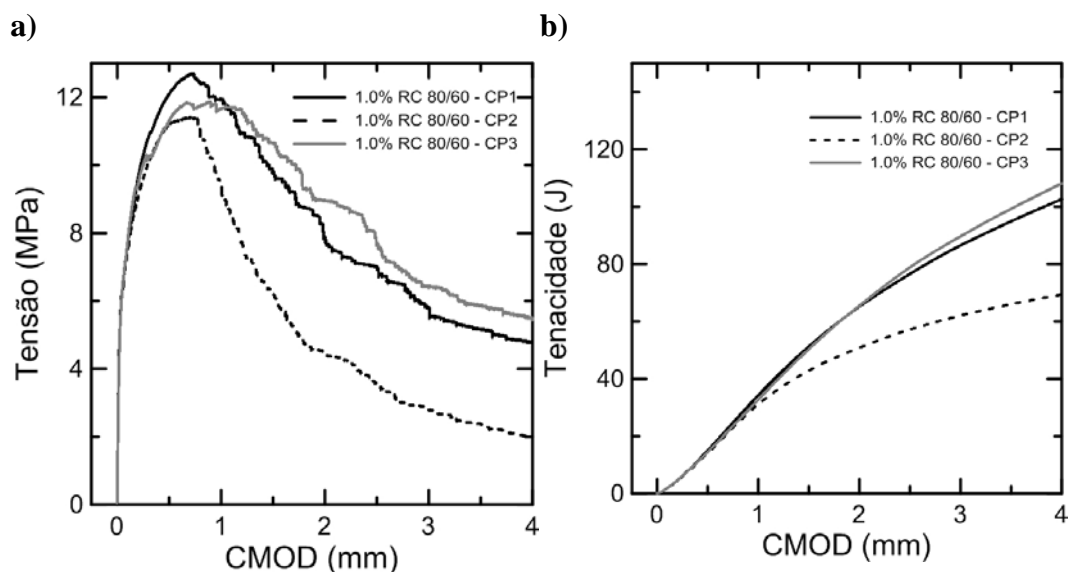


Figura 4.12 - Gráfico: a) tensão-CMOD à flexão de concreto reforçado com fibras providas de ganchos, com razão de aspecto de 80 e comprimento de 60 mm na fração volumétrica de 1,0% para o concreto de maior resistência à compressão (74 MPa); b) comparativo de tenacidade-CMOD do mesmo concreto representado em "a".

A resistência média obtida para a família C2-1,0% RC 80/60 foi de 6,38 MPa (vide Tabela 4.8). Comparou-se a área média sob as curvas Força-CMOD, e obteve-se o valor de tenacidade médio de 93 J.

Os valores médios de resistência à tração na flexão e de tenacidade do compósito C2-1.0%RC 80/60, são equivalentes a 107% e 71% respectivamente se comparados ao valor encontrado para o compósito denominado como 1.0% RC 80/60, em que a matriz possui resistência à compressão de 60 MPa. Isso significa que apesar do aumento de resistência última, este compósito possui menor capacidade de deformação.

A Tabela 4.8 resume os resultados de CMOD e tensão no limite de proporcionalidade, tensão última e tensões residuais para CMOD igual a 0,5, 1,5, 2,5 e 3,5 mm, assim como os valores de tenacidade expressos em Joule, para o compósito C2-1.0%RC 80/60.

Tabela 4.8 - Resultados de CMOD e resistência no limite de proporcionalidade, resistência última e residual, assim como tenacidade à flexão para corpos de prova prismáticos de matriz de concreto com resistência à compressão de 74 MPa, reforçada com 1,0% de fibras de aço do tipo RC 80/60.

Resistências médias e energia de deformação								
Resultados de resistências de pico e pós-pico e energia de deformação em corpos de prova prismáticos sob flexão								
	Valores médios							
Família	$CMOD_{FL}$ mm	f_L MPa	f_u MPa	f_1 MPa	f_2 MPa	f_3 MPa	f_4 MPa	T_4 J
C2-1.0% RC 80/60 - CP 1	0,050	6,39	12,70	12,10	9,81	7,00	5,16	103
C2-1.0% RC 80/60 - CP 2	0,050	6,28	11,41	3,65	6,25	3,58	2,37	69
C2-1.0% RC 80/60 - CP 3	0,050	6,452	11,87	3,80	10,64	7,70	5,87	108
MÉDIA	0,050	6,38	11,99	6,52	8,90	6,09	4,47	93
DESVIO PADRÃO	0	0,09	0,65	4,83	2,34	2,21	1,85	21
CV (%)	0	1	5	74	26	36	41	22
Obs.: subscrito "L" corresponde ao limite de proporcionalidade.								

O gráfico Tensão-CMOD comparativo para as diferentes matrizes de concreto está apresentado na Figura 4.13. O gráfico contém as curvas mais significativas dentre as três de cada série previamente apresentadas neste trabalho (vide Figuras 4.7 c, 4.11 e 4.12).

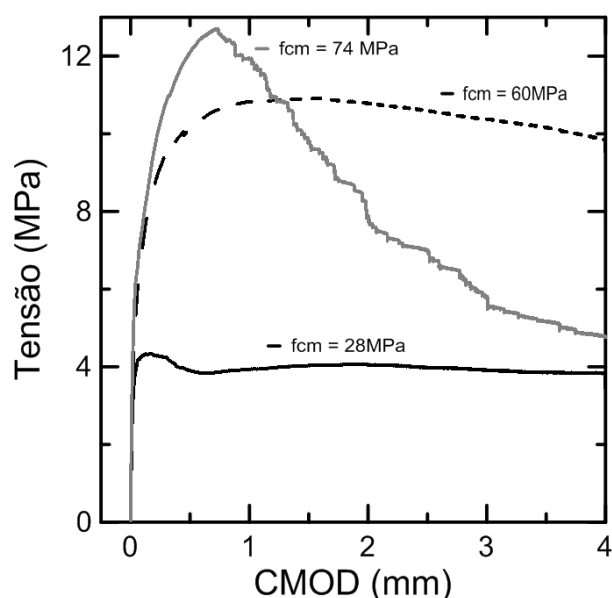


Figura 4.13 - Gráfico de tensão-CMOD para diferentes matrizes de concreto reforçadas com fibras providas de ganchos, com razão de aspecto de 80 e comprimento de 60 mm na fração volumétrica de 1,0%.

Quando a matriz possui alta resistência, geralmente esta é mais compacta, possuindo menos vazios, essas características incrementam a aderência da fibra na matriz, fazendo com que seja mais fácil que a tensão cisalhante para o arrancamento da fibra alcance a tensão de ruptura desta. O gráfico da Figura 4.13 ilustra bem esse comportamento. É possível observar que para a de resistência à compressão de 28 MPa a resistência residual se mantém praticamente constante. Porém para a matriz de resistência à compressão de 74 MPa a resistência pós-pico é gradualmente reduzida, possuindo um comportamento mais frágil [83].

4.1.3. DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À TRAÇÃO DIRETA

Este item trata da análise das modificações causadas pela adição do reforço fibroso no comportamento dos concretos, quando submetidos à ensaios de tração direta em corpos de prova no formato de osso de cachorro. As amostras tiveram seu comportamento avaliado aos 28 dias de idade, sendo que para cada concreto produzido, três amostras foram avaliadas, resultando em 30 ensaios. Os testes foram conduzidos conforme descrito no item 3.3.1.3

Os resultados obtidos dos ensaios foram representados graficamente sob a forma de curvas Tensão-Deformação e estão apresentados na Figura 4.14 até a Figura 4.20. Os resultados médios calculados para cada família de compósito estão apresentados na Tabela 4.9. A tensão foi calculada através da área da seção central do corpo de prova, e a deformação foi obtida através da média absoluta dos deslocamentos dos transdutores LVDT e do comprimento de leitura dos mesmos. O módulo de elasticidade foi calculado a partir do trecho linear dos gráficos Tensão-Deformação. A tenacidade foi calculada através da área sob o gráfico Força-Deslocamento. Os gráficos de Tenacidade-Deformação, foram plotados utilizando resultados de tenacidade das curvas mais representativas de cada série, e estão apresentados na letra “d” das Figuras 4.15, 4.17 e 4.19.

A resistência à tração média da matriz de concreto foi de 4,61 MPa, representando 7.6% da sua resistência à compressão axial, conforme apresentado no gráfico de Tensão-Deformação na Figura 4.14. Os resultados obtidos pelos ensaios de tração direta e de flexão (vide item 4.1.2) corroboraram entre si.

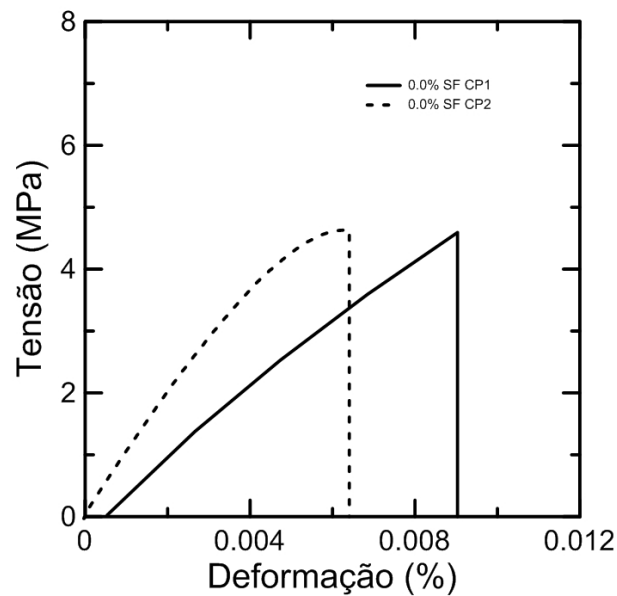


Figura 4.14 - Gráfico tensão-deformação à tração direta da matriz de concreto.

Os resultados dos ensaios de tração direta de cada corpo de prova do concreto reforçado com fibras providas de ganchos com razão de aspecto de 45 e comprimento de 30 mm estão apresentados na Figura 4.15 “a-c” e divididos pela fração volumétrica correspondente. O incremento da capacidade de absorção de energia com o aumento da fração volumétricas das fibras, pode ser avaliado pelas curvas Tenacidade-Deformação (vide Figura 4.15 “d”) para as porcentagens de 0,25, 0,5 e 1,0% das fibras.

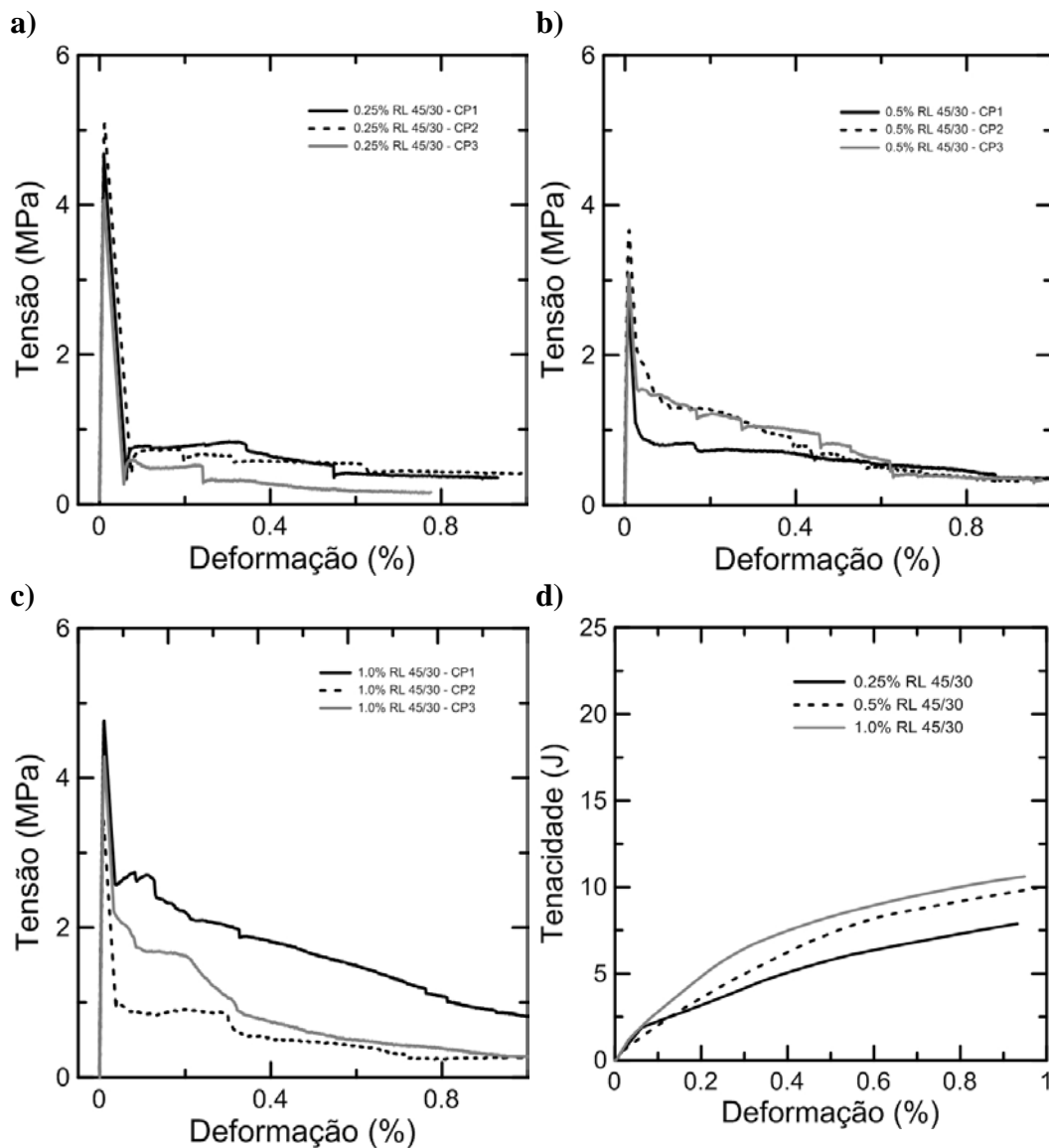


Figura 4.15 - Gráfico a)-c) tensão-deformação à tração direta de concretos reforçados com fibras providas de ganchos, com razão de aspecto de 45 e comprimento de 30 mm, nas frações volumétricas de 0,25, 0,5, 1,0% respectivamente; d) comparativo de tenacidade-deformação dos mesmos concretos de "a-c".

Para avaliar o ganho de tenacidade com o aumento da fração volumétrica, comparou-se a área média sob as curvas Força-Deslocamento para as fibras RL 45/30. Foram obtidos valores médios de tenacidade de 7,2, 8,9 e 12,4 J para as frações volumétricas de 0,25, 0,5 e 1,0% respectivamente, conforme demonstrado na Tabela 4.9. Para as frações volumétricas de 0,5 e 1,0% houve ganho de 23,6% e 72,2% em relação à fração volumétrica de 0,25%.

As resistências médias obtidas para o concreto reforçado com fibras RL 45/30 pelo ensaio de tração direta foram de 4,60, 3,13 e 4,16 MPa, nas frações volumétricas de 0,25, 0,5 e 1,0% respectivamente (vide Tabela 4.9). A Figura 4.16 apresenta as curvas mais representativas para as diferentes frações volumétricas da fibra RL 45/30.

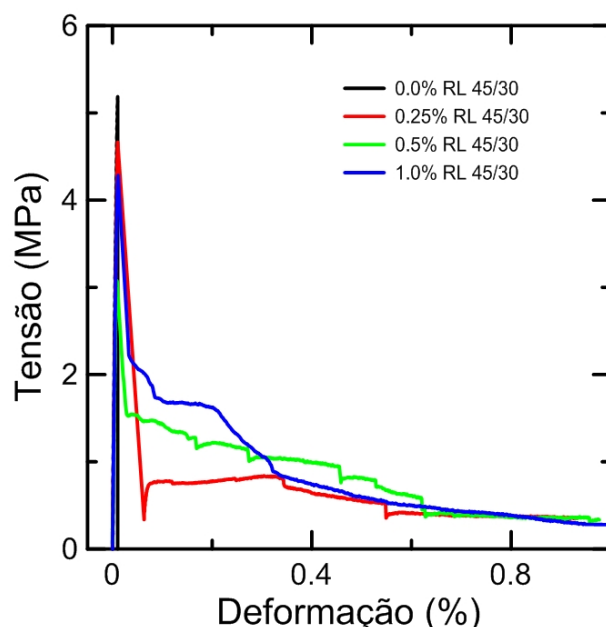


Figura 4.16 – Gráfico comparativo de tensão-deformação à tração direta de concretos reforçados com fibras providas de ganchos, com razão de aspecto de 45 e comprimento de 30 mm, nas frações volumétricas de 0, 0,25, 0,5 e 1,0%.

É observado na Figura 4.16 que o aumento na fração volumétrica para a fibra RL 45/30, não aumentou significativamente a resistência residual se comparados com a porcentagem de 0,25%, isso significa que a tenacidade do material não sofreu grandes alterações para o aumento na quantidade da fibra de 30 mm de comprimento, o que pode ser observado pelo gráfico “d” da Figura 4.15.

Os resultados dos ensaios de tração direta de cada corpo de prova do concreto reforçado com fibras providas de ganchos com razão de aspecto de 65 e comprimento de 35 mm estão apresentados na Figura 4.17 “a-c” e divididos pela fração volumétrica correspondente. O incremento da capacidade de absorção de energia com o aumento da fração volumétricas das fibras, pode ser avaliado pelas curvas Tenacidade-Deformação (vide Figura 4.17 “d”) para as porcentagens de 0,25, 0,5 e 1,0% das fibras.

Comparou-se a área média sob as curvas força-deslocamento para as fibras RC 65/35. Foram obtidos valores de tenacidade de 11,3, 13,5 e 15,7 J para as frações volumétricas de 0,25, 0,5 e 1,0% respectivamente, conforme demonstrado na Tabela 4.9. Para as frações volumétricas de 0,5 e 1,0% houve ganho de 19,5% e 38,9% em relação à fração volumétrica de 0,25%.

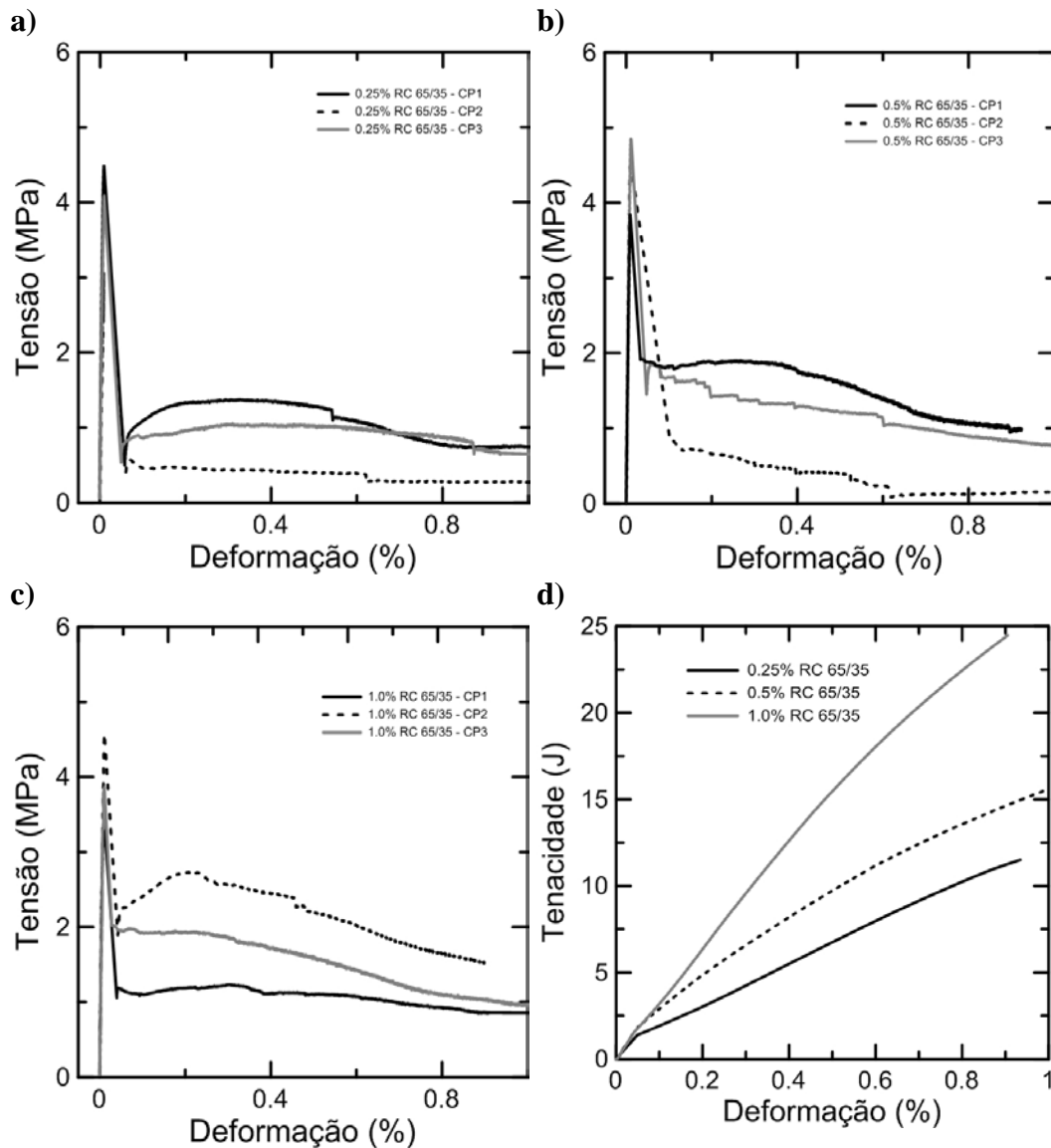


Figura 4.17 - Gráfico a)-c) tensão-deformação à tração direta de concretos reforçados com fibras providas de ganchos, com razão de aspecto de 65 e comprimento de 35 mm, nas frações volumétricas de 0,25, 0,5, 1,0% respectivamente; d) comparativo de tenacidade-deformação dos mesmos concretos de "a-c".

As resistências médias obtidas para o concreto reforçado com fibras RC65/35 foram de 4,21, 4,43 e 3,94 MPa, nas frações volumétricas de 0,25, 0,5 e 1,0% respectivamente (vide Tabela 4.9). A Figura 4.18 apresenta as curvas mais representativas para as diferentes frações volumétricas da fibra RC 65/35.

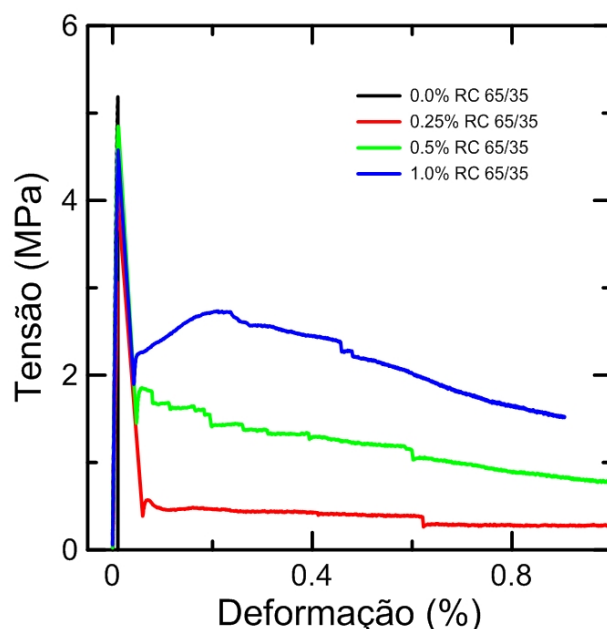


Figura 4.18 – Gráfico comparativo de tensão-deformação à tração direta de concretos reforçados com fibras providas de ganchos, com razão de aspecto de 65 e comprimento de 35 mm, nas frações volumétricas de 0, 0,25, 0,5 e 1,0%.

É observado na Figura 4.18 que o aumento na fração volumétrica, não altera a resistência de pico, porém provoca grandes incrementos na resistência residual, aumentando consequentemente a tenacidade, o que pode ser observado pelo gráfico “d” da Figura 4.17.

Os resultados dos ensaios de tração direta de cada corpo de prova do concreto reforçado com fibras providas de ganchos com razão de aspecto de 80 e comprimento de 60 mm estão apresentados na Figura 4.19 “a-c” e divididos pela fração volumétrica correspondente. O incremento da capacidade de absorção de energia com o aumento da fração volumétricas das fibras, pode ser avaliado pelas curvas Tenacidade-Deformação (vide Figura 4.19 “d”) para as porcentagens de 0,25, 0,5 e 1,0% das fibras.

Comparou-se a área média sob as curvas força-deslocamento para as fibras RC 80/60. Foram obtidos valores de tenacidade de 13,3, 14,8 e 22 J para as frações volumétricas de 0,25, 0,5 e 1,0% respectivamente, conforme demonstrado na Tabela 4.9. Para as frações volumétricas de 0,5 e 1,0% houve ganho de 11,3% e 65,4% em relação à fração volumétrica de 0,25%.

Os concretos reforçados com fibras providas de ganchos, com razão de aspecto de 80 e comprimento de 60 mm, obtiveram resistências médias de 4,34, 3,56 e 3,19 MPa, nas frações volumétricas de 0,25, 0,5 e 1,0% respectivamente (vide Figura 4.15 e Tabela 4.9).

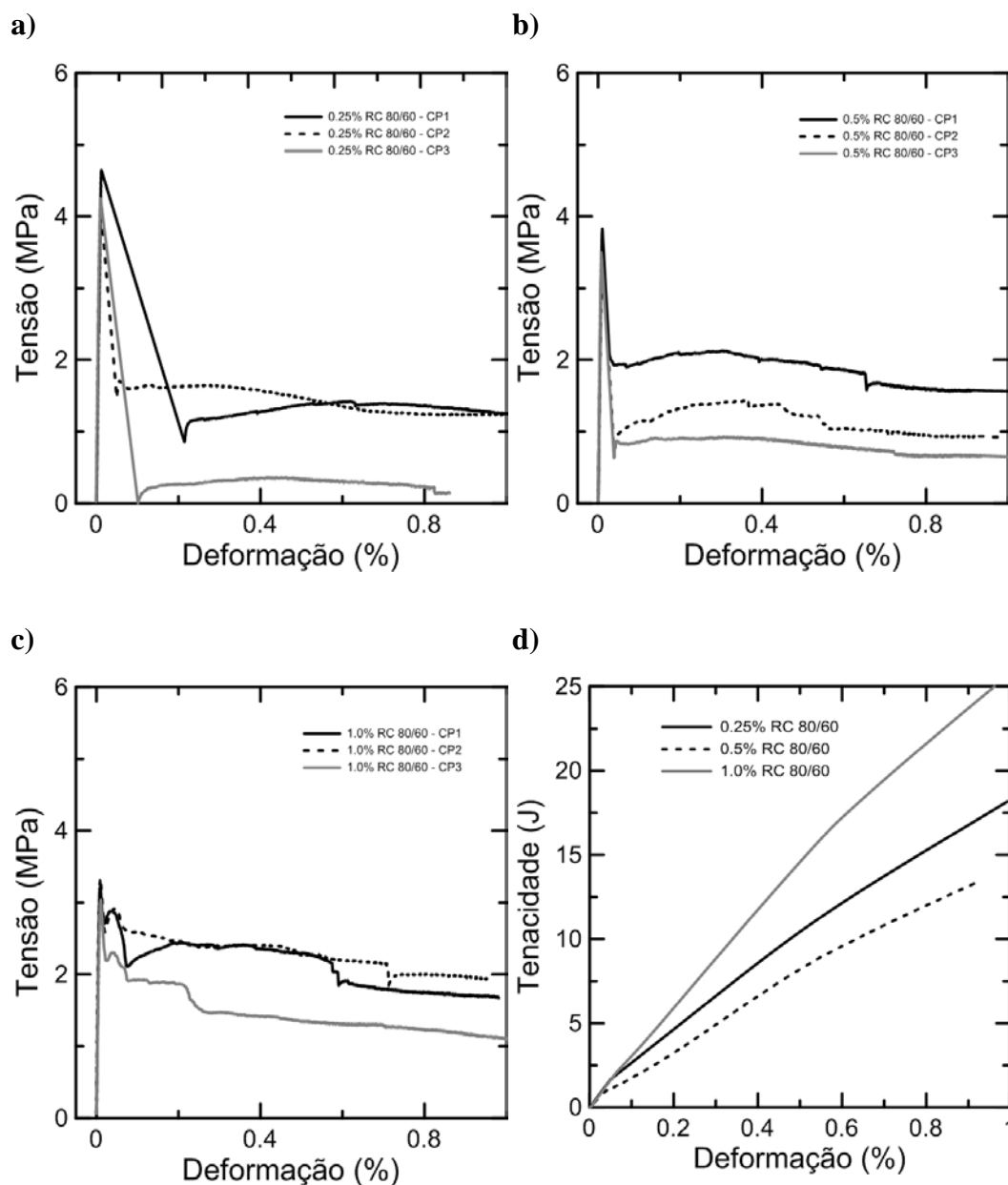


Figura 4.19 Gráfico a)-c) tensão-deformação à tração direta de concretos reforçados com fibras providas de ganchos, com razão de aspecto de 80 e comprimento de 60 mm, nas frações volumétricas de 0,25, 0,5, 1,0% respectivamente; d) comparativo de tenacidade-deformação dos mesmos concretos de "a-c".

As resistências médias obtidas para o concreto reforçado com fibras RC 80/60 foram de 4,34, 3,56 e 3,19 MPa, nas frações volumétricas de 0,25, 0,5 e 1,0% respectivamente (vide Tabela 4.9). A Figura 4.20 apresenta as curvas mais representativas para as diferentes frações volumétricas da fibra RC 80/60.

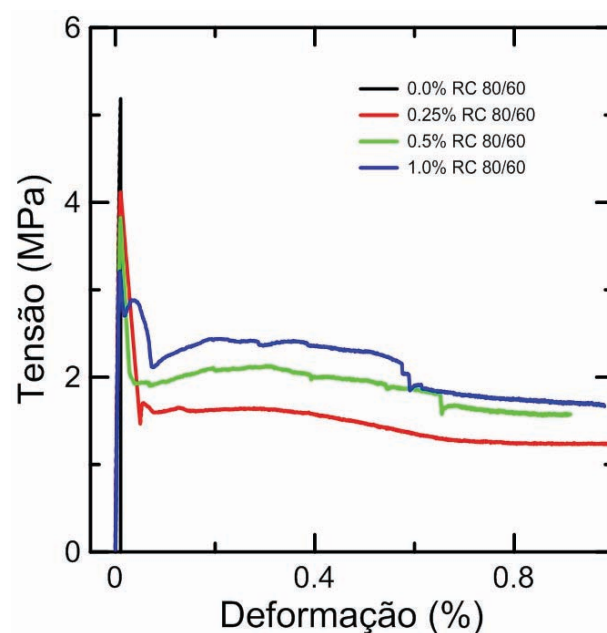


Figura 4.20 - Gráfico comparativo de tensão-deformação à tração direta de concretos reforçados com fibras providas de ganchos com razão de aspecto de 80 e comprimento de 60 mm, nas frações volumétricas de 0, 0,25, 0,5 e 1,0%.

Foi observado pela Figura 4.20 que o aumento na fração volumétrica das fibras RC 80/60 provoca uma diminuição da resistência de pico do compósito. Isto ocorre pelo fato da trabalhabilidade ser reduzida pela adição de fibras de alta razão de aspecto provocando vazios.

Os valores médios obtidos de cada série ensaiada estão apresentados na Tabela 4.9, onde:

ε_p = deformação correspondente à primeira fissura;

P_p = carga da primeira fissura;

σ_p = tensão de primeira fissura;

$P_{0,2}$ = carga residual correspondente à deformação de 0,2%;

$\sigma_{0,2}$ = tensão correspondente à deformação de 0,2%;

E = módulo de elasticidade secante no limite de proporcionalidade;

T_I = tenacidade correspondente à deformação de 1,0%;

CV = coeficiente de variação.

Tabela 4.9 - Resumo dos resultados dos ensaios de tração direta.

Resistências médias e energia de deformação										
Resultados de resistência, deformações de pico e pós-pico de tração direta em corpos de prova em formato de osso de cachorro										
Valores médios										
Família	ε_p %	P_p kN	f_p MPa	CV %	$P_{0.2}$ kN	$f_{0.2}$ MPa	CV %	E GPa	CV %	T_l J
0% SF	0,008	16,75	4,61	1	-	-	-	62	25	1,1
0.25% RL 45/30	0,011	16,72	4,60	11	2,25	0,62	24	42	6	7,2
0.25% RC 65/35	0,010	15,27	4,21	6	3,34	0,92	47	43	8	11,6
0.25% RC 80/60	0,011	15,75	4,34	6	4,51	1,24	44	40	6	13,3
0.5% RL 45/30	0,009	11,36	3,13	16	3,90	1,07	28	33	10	8,9
0.5% RC 65/35	0,010	16,08	4,43	12	4,78	1,32	25	44	6	13,5
0.5% RC 80/60	0,010	12,93	3,56	7	5,21	1,43	41	35	10	14,8
1.0% RL 45/30	0,010	15,12	4,16	16	4,59	1,26	41	39	1	12,4
1.0% RC 65/35	0,011	14,31	3,94	15	7,18	1,95	39	36	15	15,7
1.0% RC 80/60	0,010	11,59	3,19	5	8,18	2,25	15	31	11	22,0
Obs.: subscrito "p" corresponde à deformação de primeira fissura, "0.2" à deformação de 0.2% e "1" à deformação de 1%										

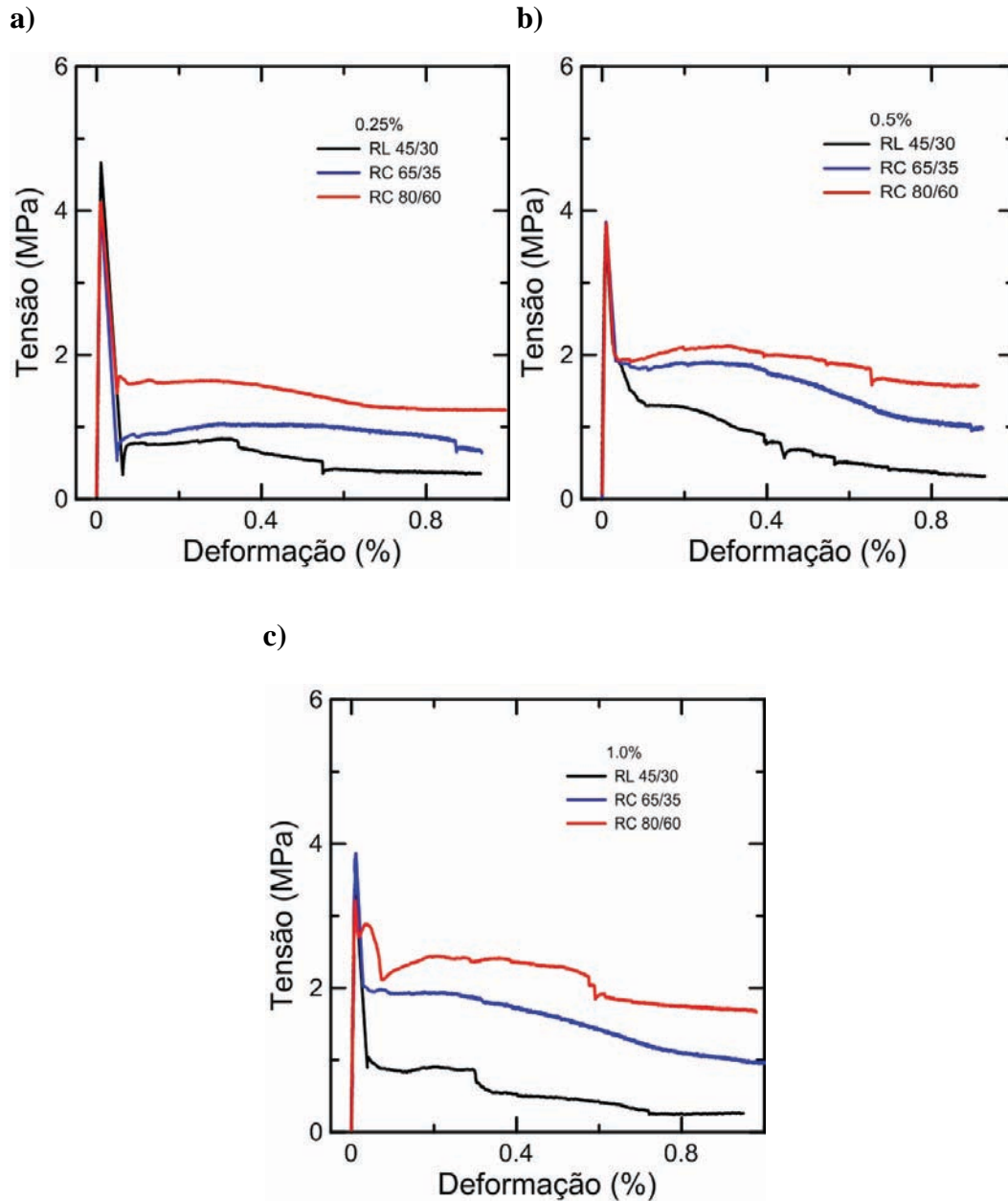


Figura 4.21 - Gráficos comparativos a)-c) de Tensão-Deformação para os diferentes tipos de fibra nas frações volumétricas de 0,25%, 0,5% e 1,0% respectivamente.

Como citado no item 2.1.7, corpos de prova com entalhe ou redução na seção, quando submetidos à tração direta não são ideais para analisar o comportamento de *strain-hardening*, pois a geometria da amostra não permite a formação de múltiplas fissuras [42]. O mesmo ocorreu neste ensaio, a redução na seção do *dog bone* provocou a abertura de somente uma fissura e o comportamento geral foi de *strain-softening*.

Conforme mencionado no item 4.1.2, quanto maior a razão de aspecto da fibra melhor é o desempenho do compósito. Esse comportamento pode ser observado na Figura 4.2, onde todas as porcentagens da fibra RC 80/60 apresentaram maiores valores de tensão residual se comparadas às outras fibras estudadas. É possível que a redução na resistência de pico tenha sido influenciada pela diminuição da trabalhabilidade, que foi maior para a fibra de maior razão de aspecto [29].

Um dos fatores que influenciam na discrepância entre as respostas de uma mesma família de concreto, é o fato de que na região central do corpo de prova, onde a fissura é formada, pode ser encontrada diferentes quantidades de fibras. Isto acontece, pois, a região analisada é estreita sendo preenchida com pouca quantidade de concreto e fazendo com que qualquer variação na quantidade de fibras influencie bastante na resposta do ensaio. Para avaliar essa diferença, ao final de cada ensaio foi feita contagem de fibras na seção de concreto.

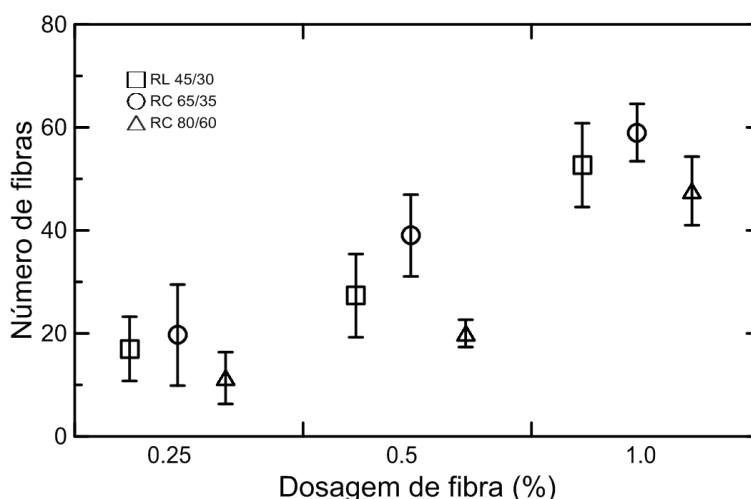


Figura 4.22 – Gráfico de número de fibras presentes na seção central do corpo de prova pela dosagem correspondente.

É possível observar que para todas as famílias de compósito reforçado com a fibra de maior razão de aspecto (RC 80/60), foram encontradas menos unidades da fibra, essa característica pode ser explicada pelo fato da fibra possuir maior volume, sendo colocadas menos unidades para uma mesma massa. A menor quantidade de fibra justifica a maior variabilidade de resultados encontrada.

4.2. ENSAIO NA ESCALA SEMI-ESTRUTURAL

4.2.1. DETERMINAÇÃO DO AUMENTO DE RIGIDEZ E DA ADERÊNCIA DA BARRA DE AÇO AO CONCRETO.

Este item trata da análise das modificações causadas pela adição do reforço fibroso no comportamento dos concretos armados, quando submetidos à ensaios de tirantes (*Tension Stiffening*) em corpos de prova em forma de prismas. As amostras tiveram seu comportamento avaliado aos 28 dias de idade.

Para o concreto sem reforço fibroso foram avaliadas duas amostras, sendo que a ruptura da barra de aço ocorreu dentro do concreto em ambos os corpos de prova. Para o concreto reforçado de fibras com 60 mm de comprimento foram avaliadas duas amostras produzidas de forma convencional conforme descrito item 3.3.2.1. Para o concreto reforçado com fibras 35 mm de comprimento foi avaliada uma amostra. Todas as três amostras de concreto reforçado com fibras, apresentaram ruptura da barra fora do concreto, na região da garra, por essa razão, foi desenvolvido um adaptador, conforme mostrado no item 3.3.2.1, com o objetivo de enrijecer a região da garra. Para testar esse aparato, uma amostra de concreto reforçado com fibra de 60 mm de comprimento foi ensaiada. Foram executados 6 ensaios no total. Os testes foram conduzidos conforme descrito no item 3.3.2.1.

Previamente ao ensaio dos corpos de prova prismáticos, a barra de aço de 16 mm de diâmetro foi ensaiada, para a caracterização da mesma. O gráfico de força-deslocamento da barra está representado na Figura 4.23. A força de escoamento da barra é equivalente a 120 kN e a de ruptura é de 145 kN.

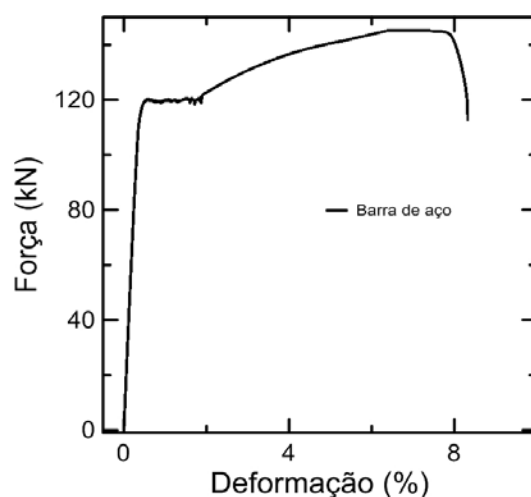


Figura 4.23 - Gráfico Força-Deformação da barra de 16 mm de diâmetro.

As curvas de força *versus* deformação para as séries estudadas estão apresentadas nas Figuras 4.24 a 4.26, sendo que os gráficos correspondentes à letra “a” tiveram a deformação calculada pela relação entre o deslocamento médio obtido por meio de transdutores e o comprimento de leitura dos mesmos. Enquanto que a deformação apresentada nos gráficos restantes foi obtida através dos extensômetros elétricos colados ao longo da barra de aço. Os resultados médios de carga de primeira fissura, de alongamento para 40 e 80 kN e de carga e alongamento máximos estão apresentados na Tabela 4.10

Os gráficos obtidos pelo ensaio de tirante para a matriz de concreto sem reforço estão apresentados na Figura 4.24.

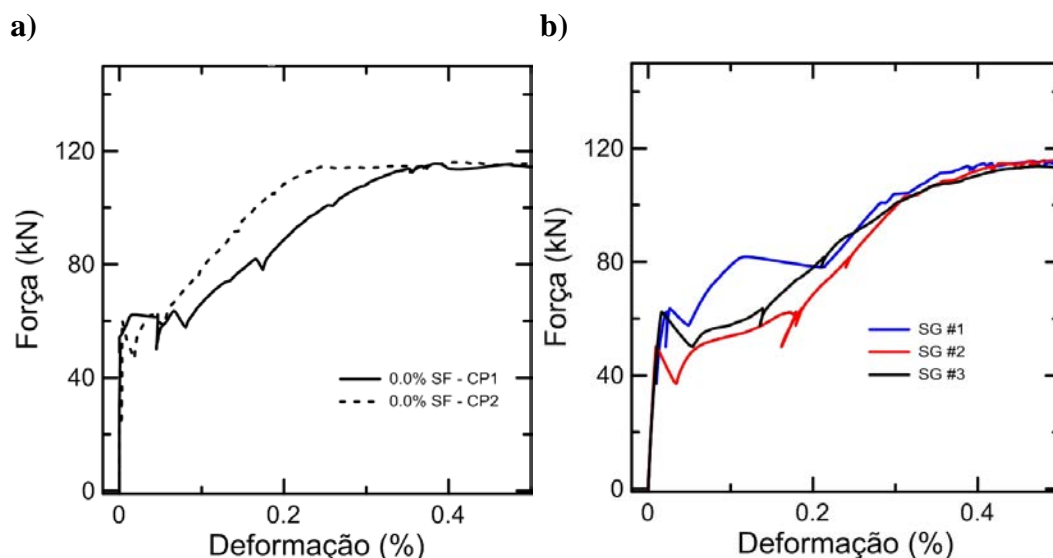


Figura 4.24 – Gráficos a) e b) Força-Deformação de tirantes de concreto armado sem reforço fibroso.

Para o concreto sem a adição de fibras, o valor médio de carga de primeira fissura foi de 55,19 kN (vide Tabela 4.10). É possível observar quedas de carga no gráfico Força-Deformação apresentado na Figura 4.24. Estas quedas indicam a abertura de fissuras, podendo ocorrer a abertura de mais de uma fissura em uma mesma queda de carga. Foi observado durante o ensaio que as fissuras se expandiram rapidamente ao longo das quatro faces do corpo de prova.

Foram abertas em média 8 fissuras na matriz, com espaçamento médio de 98 mm (vide Tabela 4.11). O processo de fissuração está apresentado na Figura 4.29.

Quando a matriz já se apresentava bem fissurada, esta não apresentou contribuição no suporte de rigidez e o comportamento da estrutura passou a ser governado pelo comportamento da barra de aço. O patamar horizontal obtido no gráfico Força-Deformação indica o final da colaboração do concreto aos esforços de tração e início do escoamento do aço [54].

Os gráficos obtidos pelo ensaio de tirante para o concreto reforçado com fração volumétrica de 1,0% de fibras providas de ganchos, com razão de aspecto de 65 e comprimento de 35 mm estão apresentados na Figura 4.25.

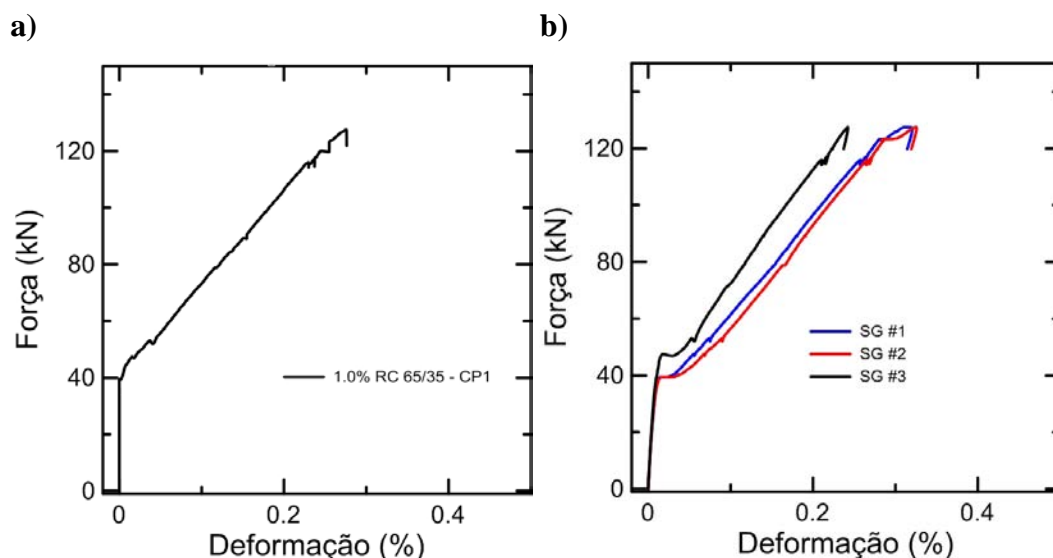


Figura 4.25 - Gráficos a) e b) força-deformação de tirantes de concreto armado reforçados com fibras providas de ganchos, com razão de aspecto de 65 e comprimento de 35 mm, na fração volumétrica de 1,0%.

O concreto reforçado com fibras RC 65/35 obteve carga de primeira fissura de 53,15 kN, valor semelhante à matriz uma vez que é justamente a resistência da mesma que deve ser atingida para a fissura ocorrer. As fissuras ocorreram nos pontos em que há redução de carga, sendo essas quedas muito mais sutis se comparadas ao concreto sem reforço. Esse comportamento representa o controle da fissuração promovido pelas fibras, que pode ser observado visualmente (vide Figura 4.30). As fissuras abertas no concreto reforçado com fibras não percorreram as quatro faces do mesmo e não possuíam grande abertura, sendo de difícil identificação. A carga máxima resistida pelo tirante reforçado com fibra de 35 mm de comprimento foi de 127 kN, não apresentando grande incremento se comparado à matriz, uma vez que a ruptura do tirante é governada pela ruptura da barra de aço.

Os gráficos obtidos pelo ensaio de tirante para o concreto reforçado com fração volumétrica de 1,0% de fibras providas de ganchos, com razão de aspecto de 80 e comprimento de 60 mm estão apresentados na Figura 4.26.

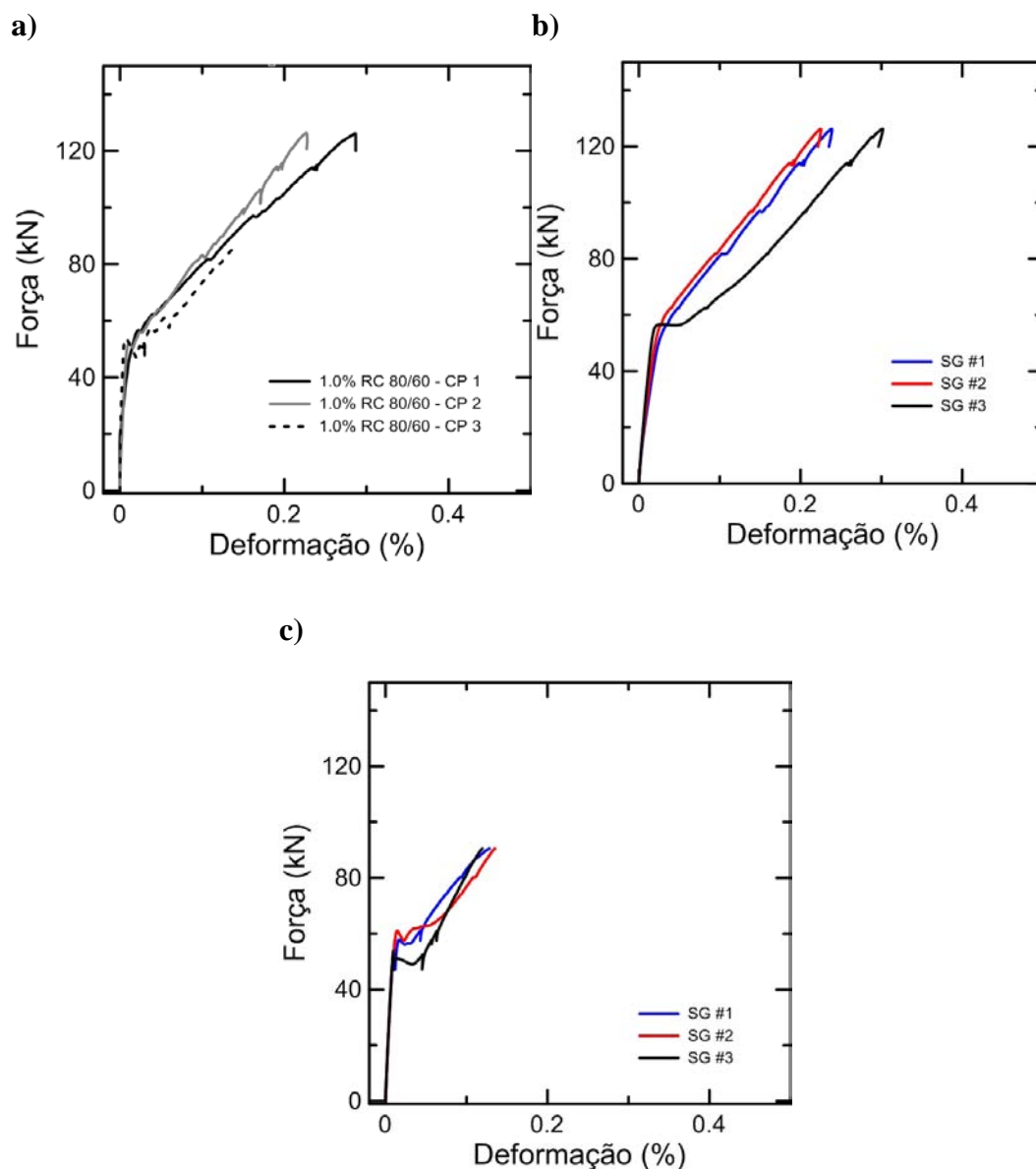


Figura 4.26 - Gráficos a) - c) força-deformação de tirantes de concreto armado reforçados com fibras providas de ganchos, com razão de aspecto de 80 e comprimento de 60 mm, na fração volumétrica de 1,0%.

É possível observar pelo gráfico Tensão-Deformação apresentado na Figura 4.26, que o corpo de prova que possuía luva (CP 3), com o objetivo de enrijecer a conexão com a máquina de ensaio, não obteve sucesso ocorrendo a ruptura na conexão entre as barras, conforme apresentado na Figura 4.27. Por esta razão os resultados desse corpo de prova não foram contabilizados na Tabela 4.10.



Figura 4.27 – Modo de ruptura do corpo de prova de número 3.

O concreto reforçado com fibras RC 80/60 obteve carga de primeira fissura de 54,27 kN e carga máxima de 126 kN. Não apresentando incremento se comparado com a matriz, esse comportamento é esperado uma vez que a abertura da primeira fissura depende da resistência da matriz e a carga máxima é limitada pela carga de ruptura do aço.

Assim como para o concreto reforçado com fibras RC 65/35, a abertura de fissuras resultou em quedas de carga muito menores se comparadas à matriz, demonstrando que o controle da fissuração foi feito pela fibra. Nesse caso as fissuras também foram de difícil identificação, não encontrando uma mesma fissura ao longo das quatro faces do concreto. O processo de fissuração deste compósito está apresentado na Figura 4.31.

Na Tabela 4.10 estão apresentados os valores médios de carga de primeira fissura, alongamentos correspondentes às cargas de 40 e 80 kN, a carga máxima e alongamento máximo dos corpos de prova.

Tabela 4.10 – Resumo dos resultados obtidos no ensaio de tirantes de concreto armado.

Carga e alongamento médios					
Resultados de carga na primeira fissura e de alongamentos em três fases de carregamento em corpos de prova prismáticos					
Valores em médios					
Família	P_p kN	δ_{40} mm	δ_{80} mm	$P_{máx}$ kN	$\delta_{máx}$ mm
0% SF	55,19	0,0136	0,9165	124,5	36,745
1.0% RC 65/35	53,15	0,0213	0,8545	127,0	1,933
1.0% RC 80/60	54,27	0,0484	0,6620	126,0	1,799
Obs.: subscrito "p" corresponde à força de primeira fissura, "40" à força de 40 kN, "80" à força de 80 kN e "máx" ao valor máximo obtido.					

Ao longo dos ensaios de *Tension Stiffening*, fotografias foram tiradas a cada 15 segundos. Foi realizada a análise destas, e aquelas que apresentavam a abertura de novas fissuras foram separadas, com o objetivo de analisar o espaçamento entre as fissuras. O software ImageJ® foi utilizado para medir a distância entre as fissuras de cada foto. Três medidas foram utilizadas para se obter o espaçamento médio apresentado na Tabela 4.11.

Tabela 4.11 – Resultados do espaçamento entre fissuras obtido no ensaio de tirantes de concreto armado.

Número e espaçamento de fissuras		
Resultados da análise digital das fotografias tiradas durante o ensaio		
Valores médios		
Família	Fissuras	
	Número	Espaçamento (mm)
0% SF	8	98
1.0% RC 65/35	5	198
1.0% RC 80/60	7	149

As curvas mais representativas das famílias estudadas no ensaio de tirantes estão apresentadas na Figura 4.28, onde são comparadas com o comportamento da barra de aço à tração.

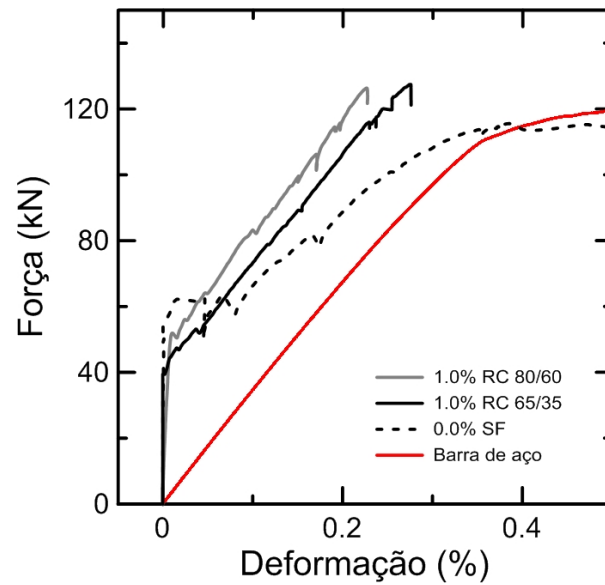


Figura 4.28 – Gráfico comparativo de Força-Deformação para as curvas mais representativas apresentadas neste item.

É possível observar que enquanto a curva da matriz diminui a inclinação conforme as fissuras se abrem, as curvas dos concretos reforçados com fibras se mantêm praticamente paralelas com a curva da barra de aço, evidenciando a existência de um valor de contribuição do concreto, inclusive quando já fissurado.

O processo de fissuração da matriz está representado pela Figura 4.29, as fissuras se encontram numeradas pela ordem de abertura das mesmas.



Figura 4.29 - Processo de fissuração no concreto sem o reforço fibroso.

Pelas fotos do processo de fissuração da matriz, é possível observar que há a formação de diversas microfissuras, que se estendem ao longo de toda a seção de concreto. A maioria das fissuras ocorre transversalmente a aplicação de carga, porém quando a área de concreto entre fissuras é pequena estas são conectadas por uma fissura longitudinal. Foi observada a abertura de 4 fissuras longitudinais na Figura 4.29. A ruptura da barra de aço ocorreu na região da fissura de número 3.

O processo de fissuração do concreto reforçado com 1,0% de fibras RC 65/35 está representado pela Figura 4.30, as fissuras se encontram numeradas pela ordem de abertura das mesmas.



Figura 4.30 - Processo de fissuração no concreto reforçado com 1,0% de fibras com 35 mm de comprimento.

Observa-se que o concreto reforçado com fibras de 35 mm de comprimento, apresentou abertura de fissuras bem finas e de difícil identificação. A contagem e a medida do espaçamento entre as fissuras foram feitas em somente uma face do corpo de prova, sendo que nenhuma das fissuras encontradas percorreu todas as faces do prisma. Na foto estão demarcadas 5 fissuras, sendo que somente 2 destas percorrem ao longo da face. Não ocorreu a abertura de fissuras longitudinais e a ruptura da barra de aço ocorreu na região fora do concreto.

O processo de fissuração do concreto reforçado com 1,0% de fibras RC 80/60 está representado pela Figura 4.31, as fissuras se encontram numeradas pela ordem de abertura das mesmas.

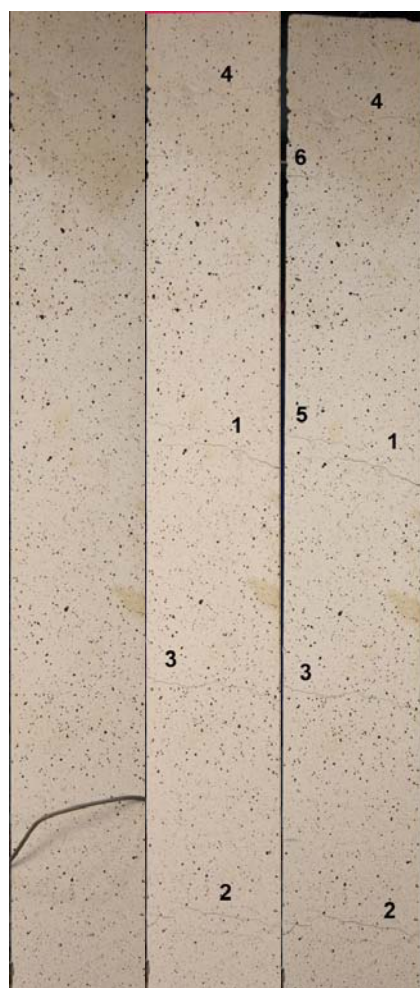


Figura 4.31 - Processo de fissuração no concreto reforçado com 1,0% de fibras com comprimento de 60 mm.

Assim como o compósito anterior, o concreto reforçado com fibras de 60 mm de comprimento, sofreu abertura de fissuras bem finas e de difícil identificação. Nenhuma das fissuras encontradas percorreu todas as faces do prisma. Na foto estão demarcadas 6 fissuras, sendo que somente 4 destas percorrem ao longo da face. Não ocorreu a abertura de fissuras longitudinais e a ruptura da barra de aço ocorreu na região fora do concreto.

O incremento da rigidez pode ser avaliado pela determinação da força compartilhada entre o concreto e a armadura [51], por essa razão foram calculados fatores de aderência (β) de acordo com a equação 1.4 (vide item 2.1.9), utilizando as curvas da Figura 4.28. A força média transferida pelo concreto fissurado (F_c) foi calculada para as deformações de primeira fissura, 0,05, 0,1, 0,15, 0,2 e 0,25 mm.

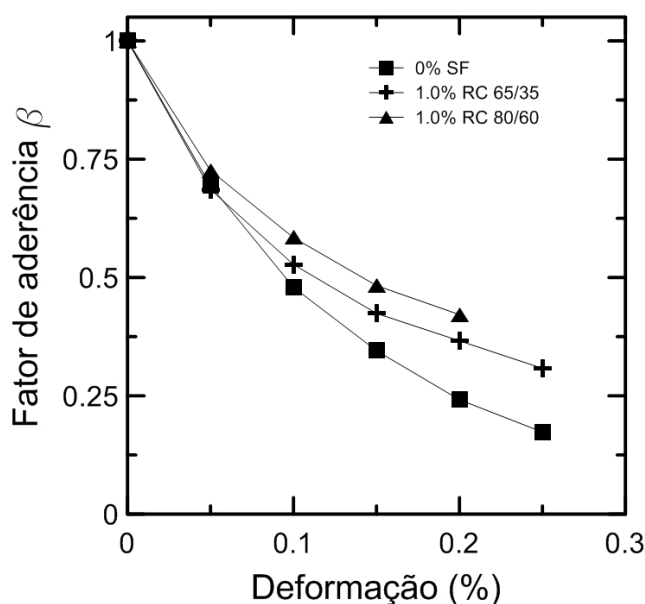


Figura 4.32 – Fator de aderência barra-concreto para os diferentes concretos estudados.

Em uma matriz não fissurada, é assumido que o concreto e o reforço estejam perfeitamente aderidos, sendo então o fator de aderência (β) igual a 1. A partir do momento em que há a abertura de fissuras, o concreto reduz a participação na transferência de tensões, pois este não possui a capacidade de transferência através da fissur. Ao se adicionar fibras de aço, o concreto passa então a ter a capacidade de transferir as tensões pelas fibras que costuram as fissuras, isso significa que o compósito tem menor perda de colaboração na resistência à tração da estrutura quando fissurado, significando que este possui maior aderência ao aço [51].

Esse comportamento pode ser observado por meio do gráfico apresentado na Figura 4.32, onde previamente a abertura de fissuras, todos os concretos possuem fator de aderência de 1 e conforme a as fissuras se propagam esse fator é reduzido. É observado que a queda para o concreto sem reforço é maior do que as demais, demonstrando menor contribuição do concreto à tração atuando na estrutura.

4.3. ENSAIO NA ESCALA ESTRUTURAL

4.3.1. MOMENTO NEGATIVO NO CENTRO DO DORMENTE

Este item trata da análise das modificações causadas pela adição de fibras de aço, no comportamento de dormentes de concreto protendido quando submetidos à ensaios estáticos de momento negativo no centro do vão. Foram ensaiados três dormentes no total, sendo um dormente para cada série abordada neste item. Os testes foram conduzidos conforme descrito no item 3.3.3.1.

O gráfico de Carga-Deslocamento para os três dormentes ensaiados está apresentado na Figura 4.33. A carga em que a camada inferior de fios de protensão rompe está destacada no gráfico e apresentada na Tabela 4.12 como P_{rup} .

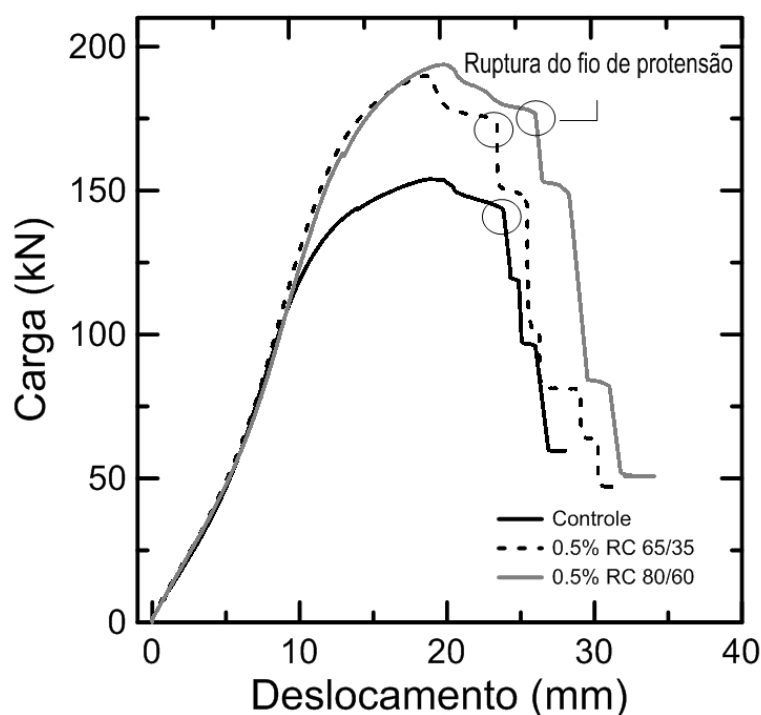


Figura 4.33 - Gráfico de Carga-Deslocamento dos dormentes ensaiados.

O dormente de concreto convencional sem a adição de fibra, resitiu a carga máxima de 153,9 kN, e teve sua primeira fissura aberta com o carregamento de 61,5 kN (vide Tabela 4.12).

O dormente reforçado com fração volumétrica de 0,5% de fibras providas de ganchos, com razão de aspecto de 65 e comprimento de 35 mm, teve sua primeira

fissura aberta com o carregamento de 83 kN e resistiu a carga máxima de 189,8 kN resultando em um ganho de 35% para a carga de primeira fissura e de 23% para a carga máxima.

O dormente reforçado com fração volumétrica de 0,5% de fibras providas de ganchos, com razão de aspecto de 80 e comprimento de 60 mm, teve sua primeira fissura aberta com o carregamento de 85 kN e resistiu a carga máxima de 193,7 kN, resultando em um ganho de 38% para a carga de primeira fissura e de 26% para a carga máxima.

É possível observar pelo gráfico apresentado na Figura 4.33, que a adição de fibras contribui para o aumento da resistência do concreto e aprimora o seu comportamento pós-fissuração, sendo obtidas maiores cargas residuais. A contribuição das fibras na transferência de tensões no compósito pode ser observada pelo retardo da ruptura dos fios de protensão. Resultados similares foram obtidos por Bastos [72].

O instante em que a primeira fissura ocorre, foi identificado pela mudança na curvatura do gráfico Tensão-Deformação dos extensômetros posicionados na parte inferior do corpo de prova, onde a superfície está sendo tracionada (vide Figura 4.34). Para o concreto reforçado com fibras, essa abertura é quase imperceptível aos olhos humanos.

Os gráficos de Carga-Deformação obtidos pelos extensômetros elétricos estão apresentados na Figura 4.34, o gráfico “a” representa a curva para os extensômetros colados na parte inferior da amostra, região que sofre esforços de tração. O gráfico “b” representa a curva para os extensômetros colados na parte superior da amostra, região que sofre esforços de compressão.

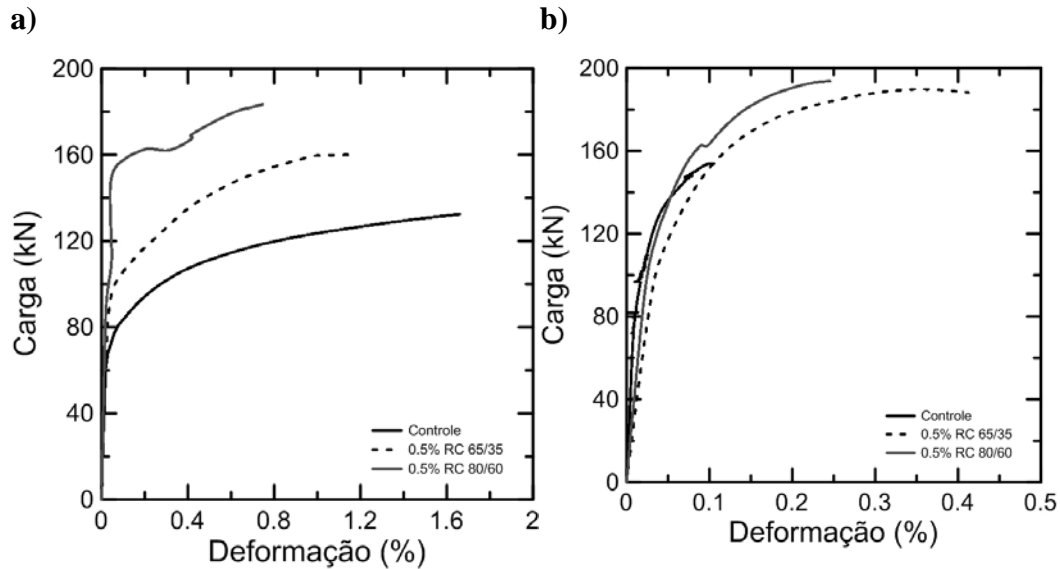


Figura 4.34 - Gráfico a) Carga-Deformação na tração da parte inferior da amostra; b) Carga-Deformação na compressão da parte superior da amostra.

A capacidade de absorção de energia dos dormentes ensaiados está representada pela curva Tenacidade-Deslocamento apresentada na Figura 4.35 foi obtida a partir da área sob a curva Força-Deslocamento para cada corpo de prova.

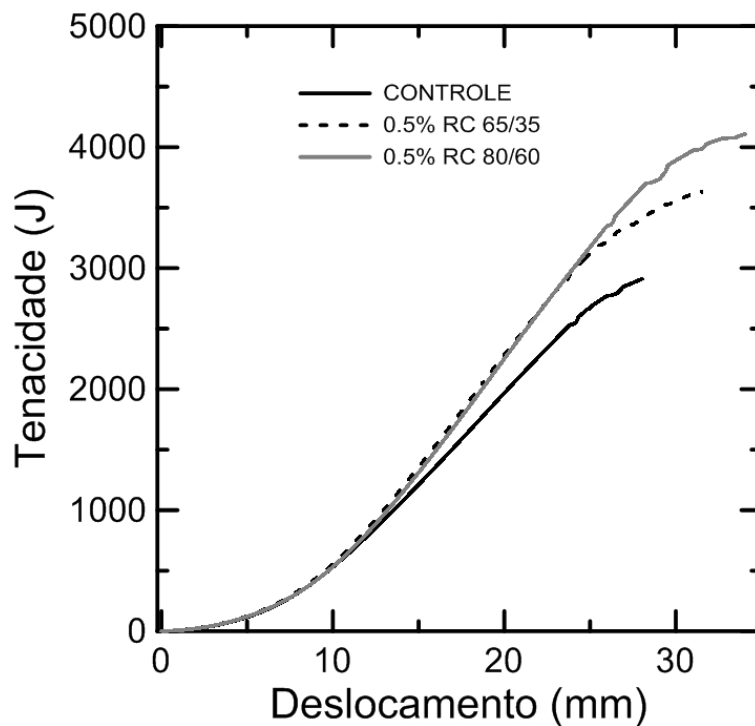


Figura 4.35 - Gráfico Tenacidade-Deslocamento dos dormentes ensaiados.

É possível observar pelo gráfico apresentado na Figura 4.35, que a adição de fibras contribui para o aumento da capacidade de absorver energia do material.

Os resultados obtidos por este ensaio estão resumidos na Tabela 4.12 onde:

P_p = carga da primeira fissura;

ε_p = deformação de primeira fissura;

δ_{40} = deflexão correspondente à força de 40 kN;

δ_{80} = deflexão correspondente à força de 80 kN;

$P_{máx}$ = carga máxima;

$\delta_{máx}$ = deflexão correspondente à carga máxima;

P_{rup} = carga de ruptura da primeira camada de fios de protensão;

δ_{rup} = deflexão de ruptura da primeira camada de fios de protensão.

Tabela 4.12 – Resultados de primeira fissura, de carga de 40 e 80 kN, máximos e de ruptura dos fios de protensão para o ensaio de momento negativo em dormentes.

Resistência e alongamento médios								
Resultados de resistência na primeira fissura e de deflexão em três fases de carregamento em dormentes								
Valores médios								
Família	P_p kN	ε_p %	δ_{40} mm	δ_{80} mm	$P_{máx}$ kN	$\delta_{máx}$ mm	P_{rup} kN	δ_{rup} mm
0% SF	61,5	0,019	4,39	7,33	153,9	18,85	144,6	23,36
0.5% RC 65/35	83,0	0,028	4,17	7,24	189,8	18,49	174,8	22,96
0.5% RC 80/60	85,0	0,019	4,25	7,50	193,73	19,81	177,6	25,66
Obs.: subscrito "p" corresponde à força de primeira fissura, "40" à força de 40 kN e "80" à força de 80 kN								

O momento máximo obtido para cada dormente ensaio foi de:

52,63 kN.m para o dormente sem reforço fibroso (0% SF);

64,91 kN.m para o dormente reforçado com 0,5% da fibra de 35 mm de comprimento (0,5% RC 65/35);

66,26 kN.m para o dormente reforçado com 0,5% da fibra de 60 mm de comprimento (0,5% RC 80/60).

O incremento no momento máximo promovido pela fibra foi de 23 e 26% se comparados com o momento máximo obtido pelo dormente sem reforço fibroso.

4.3.2.

CÁLCULO TEÓRICO DE MOMENTO NEGATIVO NO CENTRO DO DORMENTE

Para efeito de verificação dos resultados experimentais obtidos, foi realizado o cálculo teórico do momento resistente dos dormentes ensaiados.

Previamente a moldagem do dormente, uma força de protensão de 308,4 kN (75% da resistência do fio) foi aplicada nos fios de aço com o auxílio de macaco hidráulico, correspondendo a uma tensão de 1277,6 MPa. Entretanto, devem ser consideradas as perdas de protensão instantâneas devido à retração e fluência do concreto e à relaxação dos fios, que ocorrerem no momento da aplicação de protensão e no decorrer do tempo. Portanto, a perda total de protensão até o instante do ensaio (42 dias) foi calculada de acordo com a NBR 6118 [84]. As especificações dos fios para protensão estão no item 3.2.5 e a sua disposição está apresentada na Figura 3.16.

A perda de protensão foi igual à 70,8 MPa. Isso significa que a protensão atuante no instante do ensaio é de 1206,7 MPa (σ_{p0}). O diagrama de tensão previamente à execução do ensaio está apresentado na Figura 4.36, onde σ_c é a tensão de compressão resultante da força aplicada nos fios pela área total da seção do dormente.

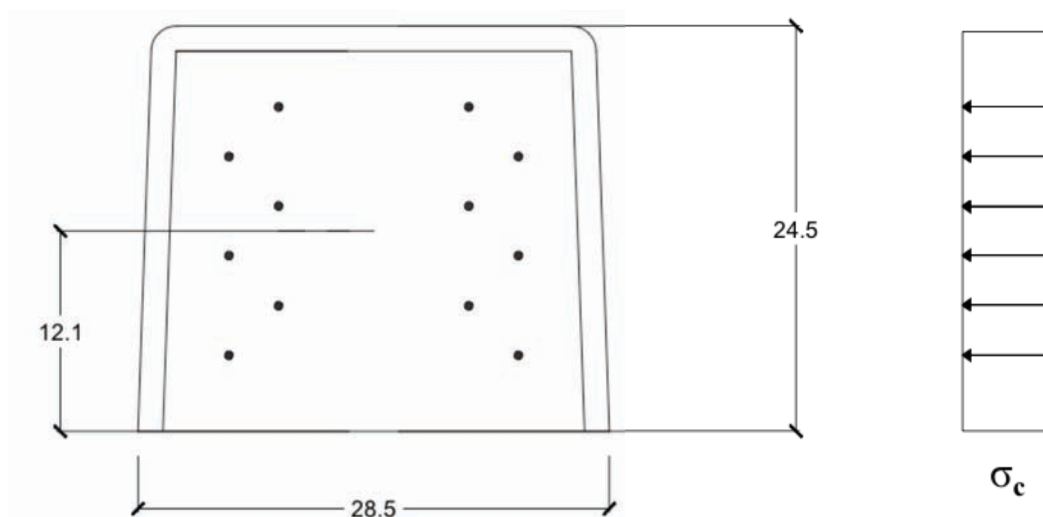


Figura 4.36 - Representação da seção do dormente sujeito à compressão.

A partir da força de protensão atuante no dia do ensaio, foi calculado o pré-alongamento do fio. O alongamento de descompressão, isto é o valor necessário de deformação no fio para que a seção de concreto deixe de estar comprimida e sofra esforços de tração, foi calculado a partir de σ_c .

Somando a deformação do pré-alongamento com o da descompressão é obtida a deformação total do fio de aço previamente ao surgimento de tração no compósito. A deformação total calculada foi de 5,95%, que deve ser contabilizada para o cálculo das componentes de tração dos fios de aço.

Para o cálculo do momento resistente do dormente, foram estabelecidos os limites do domínio 2 e 3, segundo a NBR 6118 [84], no qual a deformação máxima do concreto na compressão é de 3,5‰ e a do aço na tração é de 10‰. Com auxílio do software Mathcad®, foi feito um cálculo iterativo onde a posição da linha neutra, definida como x , foi posicionada de forma a equilibrar a seção e se obter uma das deformações máximas.

As deformações dos fios de protensão foram calculadas por semelhança de triângulo através do diagrama apresentado na Figura 4.37. Os resultados foram obtidos em função da posição da linha neutra. Com as deformações de cada fio e auxílio do gráfico representado na Figura 4.38, foi possível calcular a tensão e consequentemente a componente de força para cada camada do reforço. Todos os valores em função da altura da linha neutra (x).

A componente de compressão definida como C, foi calculada por meio da simplificação do digrama parábola-retângulo, no qual é considerado que a força resultante equivale à resistência à compressão característica (f_{ck}) multiplicado pela área da seção na altura de $0,8x$.

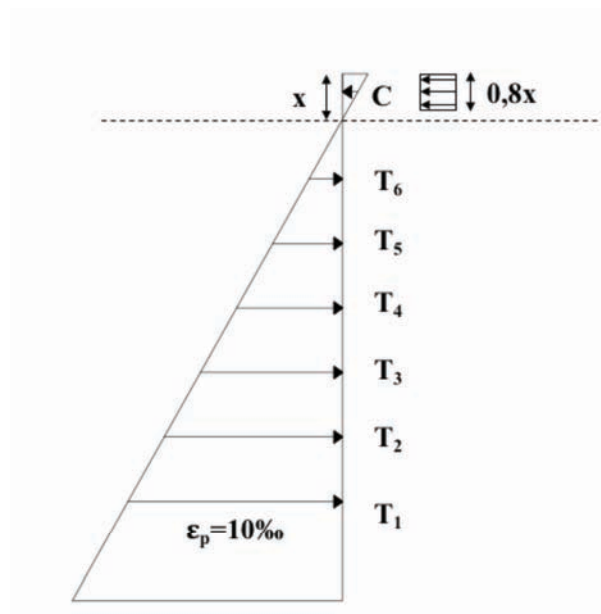


Figura 4.37 - Diagrama de forças ao longo da altura do dormente.

O gráfico de Tensão-Deformação do fio de protensão apresentado na Figura 4.38 foi obtido com o auxílio de dados apresentados na literatura [85]. Não foram feitos ensaios de tração no fio de protensão.

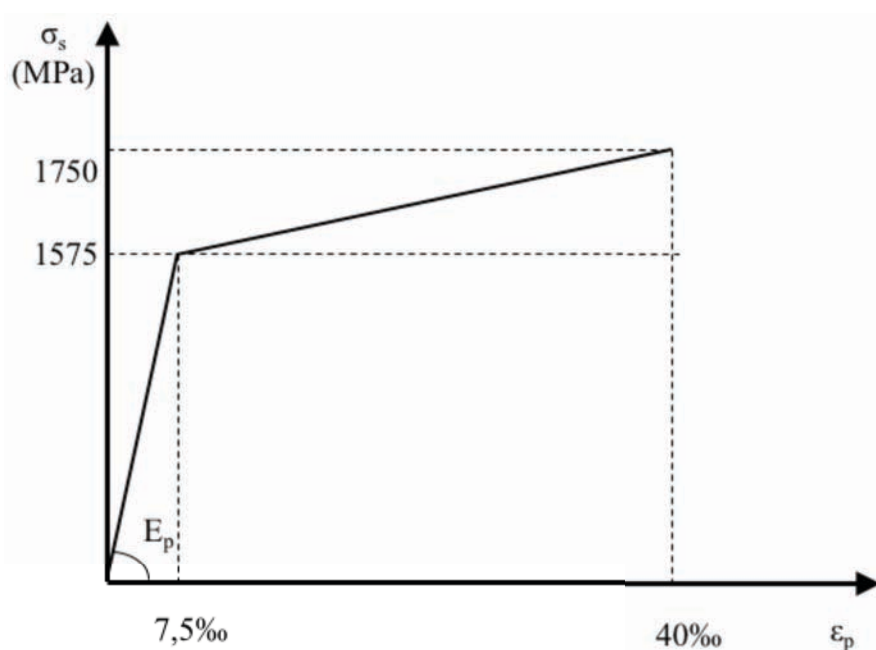


Figura 4.38 - Gráfico Tensão-Deformação do aço de protensão.

Fazendo o equilíbrio de forças na seção, foi obtida uma posição de linha neutra de 2,76 cm, não havendo fios de protensão na zona comprimida. O momento resistente foi então calculado pela multiplicação dos componentes de tração pela distância que as mesmas se encontram da componente de compressão. O momento resistente teórico do dormente sem fibras foi de 43,5 kN.m, equivalente a 83% do valor experimental.

O cálculo teórico do dormente reforçado com fibras foi feito utilizando a mesma metodologia do dormente sem o reforço fibroso. Estes se diferem pois além das componentes de tração dos fios de protensão, há também uma componente de tração proveniente da adição de fibras, conforme demonstrado na Figura 4.39.

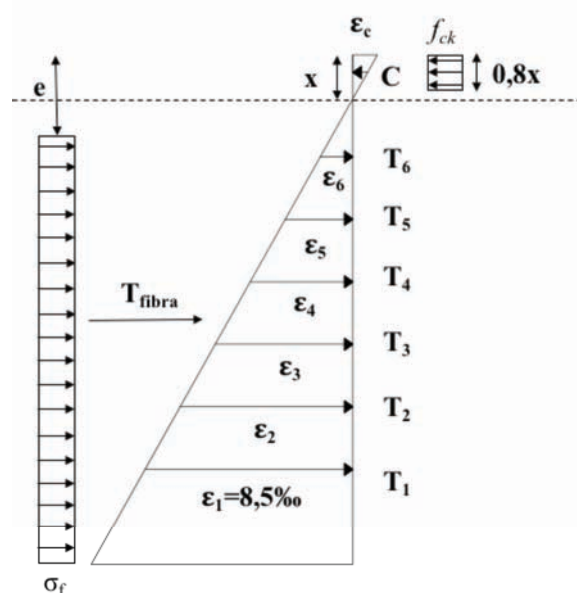


Figura 4.39 – Diagrama de força ao longo da seção do dormente.

O cálculo da contribuição da fibra foi feito com o auxílio das recomendações da ACI 544.4R [40]. A distância entre a área de colaboração da fibra e o topo da seção (e) foi calculada em função da deformação da fibra e da posição da linha neutra. Neste caso a deformação do fio de protensão é no máximo 8,5‰ conforme recomendado pela ACI [40].

A tensão de contribuição da fibra (σ_f) é definida pela ACI em função da razão de aspecto, fração volumétrica e fator de eficiência da fibra, não levando em conta a sua geometria específica e a matriz. Por essa razão, além do cálculo de σ_f pela ACI, foram utilizados os valores médios da resistência residual (f_t) da família

correspondente em ensaios de tração direta em corpos de prova no formato de osso de cachorro.

A tensão de contribuição da fibra calculada pela ACI foi equivalente à 0,25 MPa para o compósito reforçado com fibras RC 65/35 e à 0,31 MPa para o compósito reforçado com fibras RC 80/60. Experimentalmente foram obtidos os valores de 1,32 MPa e 1,43 MPa para o concreto reforçado com RC 65/35 e com RC 80/60 respectivamente. Os valores experimentais foram em torno de 400% superiores aos teóricos.

Para o cálculo do momento, optou-se por utilizar os valores de σ_f obtidos experimentalmente. A força resultante de colaboração da fibra (T_{fibra}) foi calculada em função da linha neutra (x), e conforme foi feito para o dormente sem fibras, foi encontrado o valor de x por equilíbrio de forças na seção do dormente.

Foram obtidos valores de posição da linha neutra de 3,25 e 3,30 cm, para os dormentes reforçados com fibras RC 65/35 e RC 80/60 respectivamente, não havendo fios de protensão na zona comprimida para os dois casos. O momento resistente foi então calculado pela multiplicação dos componentes de tração pela distância que as mesmas se encontram da componente de compressão.

O momento resistente teórico do dormente reforçado com fibras de 35 mm de comprimento (RC 65/35) foi de 52,3 kN.m, equivalente a 81% do valor experimental e a 120% do valor teórico do dormente sem reforço fibroso.

O momento resistente teórico do dormente reforçado com fibras de 60 mm de comprimento (RC 80/60) foi de 53 kN.m, equivalente a 80% do valor experimental e a 122% do valor teórico do dormente sem reforço fibroso.

Os dados e equações utilizados no cálculo do momento teórico estão apresentados nos Apêndices A, B e C para os dormentes sem reforço fibroso, com 0,5% de fibras de 60 mm de comprimento e com 0,5% de fibras de 35 mm de comprimento respectivamente.

Os diferentes valores de momento obtidos experimentalmente e teoricamente estão apresentados na Figura 4.40.

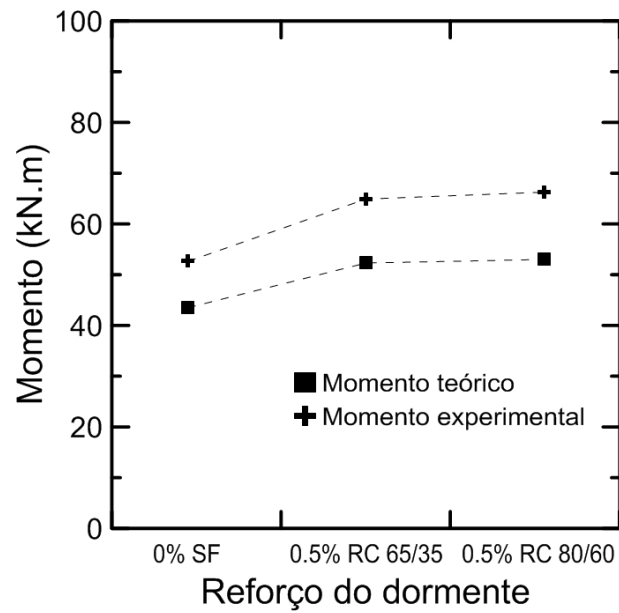


Figura 4.40 – Gráfico comparativo de resultados de momentos obtidos teoricamente e experimentalmente.

É possível observar pela Figura 4.40 que os momentos calculados seguem o mesmo padrão dos valores obtidos experimentalmente, sendo o método utilizado ideal para a análise do concreto reforçado com fibras.

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

5.1. CONCLUSÕES

No presente trabalho, concretos reforçados com fibra de aço foram avaliados quanto ao seu comportamento mecânico na escala material e estrutural.

Corpos de prova prismáticos foram submetidos a ensaio de flexão em três pontos, de acordo com recomendações da EN 14651. As fibras utilizadas eram providas de ganchos nas extremidades, e possuíam razão de aspecto de 45, 65 e 80 para os comprimentos de 30, 35 e 60 mm, respectivamente. As frações volumétricas utilizadas foram de 0,25, 0,5 e 1,0% em uma matriz de resistência à compressão de 60 MPa. A presença de fibras eliminou o comportamento frágil da matriz, que passou a apresentar resistência residual. O incremento no teor de fibras correspondeu ao aumento da tenacidade do concreto para todos os tipos de fibra. Além disso, concretos reforçados com fibras de maiores razões de aspecto apresentaram resistências superiores, tanto de pico quanto residual.

Matrizes com resistência à compressão de 28 e 74 MPa, foram reforçadas com 1,0% de fibra de 60 mm de comprimento. Apesar do concreto de maior resistência à compressão (74 MPa) apresentar maior resistência de pico à flexão, este apresentou queda de tensões com o desenvolvimento da abertura da fissura, apresentando um comportamento de *deflection-softening*. Por outro lado, os concretos de resistência à compressão inferiores (28 e 60 MPa) mantiveram elevados níveis de tensão após a fissuração da matriz, apresentando o comportamento de *deflection-hardening* para a matriz de 60MPa.

Os mesmos compósitos formados pela matriz de 60 MPa foram submetidos a ensaio de tração direta com corpos de prova no formato de *dog bone*. Neste caso, a resistência de pico não sofreu acréscimos com a adição de fibras. Em alguns casos

foi observada a diminuição da resistência de primeira fissura decorrente do processo de moldagem, no qual é prejudicado pela presença de fibras. No entanto, foi observado que o incremento na dosagem de fibras promoveu aumento na resistência residual do compósito. Todos os compósitos apresentaram o comportamento de *strain-softening*, com a abertura de uma única fissura.

Ensaio de tirantes de concreto armado foram feitos para o concreto reforçado com 1,0% de fibras de 35 e de 60 mm de comprimento e comparados com o desempenho do concreto sem reforço. Foi observado que a abertura de fissuras provoca quedas de carga mais expressivas para o concreto sem reforço fibroso, enquanto os compósitos apresentam estabilidade no carregamento mesmo quando fissurados. Foram avaliados os espaçamentos entre fissuras para os diferentes corpos de prova e observou-se que, para uma mesma carga, o concreto fibroso apresentou menor quantidade de fissuras, com menor abertura. Para avaliar o enrijecimento da estrutura com a adição de fibras, foram calculados fatores de aderência, obtidos por meio da contribuição da matriz de concreto e da carga de primeira fissura para diferentes deformações. Foi possível concluir que o concreto sem reforço fibroso tem a sua contribuição diminuída conforme as fissuras ocorrem, enquanto o concreto fibroso tende a manter a sua contribuição constante ainda que fissurado.

Ensaio de flexão em dormentes de concreto foram executados com carregamento estático aplicado no seu eixo central, e foram obtidos valores de momento negativo no centro do vão. Foram estudados concretos sem e com reforço de 0,5% das fibras de 35 e 60 mm, totalizando três corpos de prova. Foi observado que a adição de fibras atrasa a abertura de uma microfissura, aumenta a carga máxima e atrasa a ruptura dos fios de protensão. Obteve-se o aumento de 23 e 26 % do momento máximo resistido pela estrutura, promovido pela adição da fibra de 35 e 60 mm, respectivamente.

Com o objetivo de verificar os resultados obtidos pelo ensaio em dormentes foram feitos cálculos teóricos baseados nas recomendações da NBR 6118 e da ACI 544.4R. Foram encontrados valores 20% inferiores ao experimental. No entanto o acréscimo de resistência promovido pela utilização de fibras se mostrou semelhante ao experimental, obtendo o incremento de 20 e 22% no momento máximo resistido, promovido pela adição da fibra de 35 e 60 mm, respectivamente. Pode-se assim

concluir que o método teórico utilizado se mostrou ideal para a avaliação da estrutura.

5.2. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Algumas sugestões são apresentadas a seguir a fim de melhor justificar e fundamentar as análises realizadas neste trabalho, por exemplo:

- Realização de ensaios de tirantes para avaliar as demais frações volumétricas;
- Medição da abertura das fissuras, utilizando-se aparato de medição de fissuras adequado;
- Realização de ensaios em dormentes para as demais frações volumétricas, variando também a quantidade de fios de protensão;
- Avaliação dos dormentes quando sujeitos a carregamentos cíclicos.

- 1 CONFEDERAÇÃO NACIONAL DE TRANSPORTES, **Plano CNT de transporte e logística 2014**, Brasília, 2014.
- 2 INSTITUTO DE PESQUISA ECONÔMICA APLICADA, **Transporte Ferroviário de Cargas no Brasil: Gargalos e Perspectivas para o Desenvolvimento Econômico e Regional**, *Comun. do IPEA No. 50*, Série Eixos do Desenvolvimento Brasileiro, p. 58, 2010.
- 3 DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES, **Histórico Ferroviário**, Brasília, 2009.
- 4 MINISTÉRIO DOS TRANSPORTES E MINISTÉRIO DA DEFESA, **Plano Nacional de Logística e Transporte**, Brasília, 2007.
- 5 H. LAPERTOSA BRINA, **Estradas de Ferro**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora S/A, 1979.
- 6 RÖTHLISBERGER, E. **History and development of the wooden sleeper**. Disponível em: <<http://www.corbat-holding.ch/Timber-railway-sleepers/Sleepers/Track-sleepers>> Acesso: 01 jan. 2017.
- 7 AUSTRALIAN RAIL TRACK CORPORATION, **Steel Sleepers - Usage and Installation Standard**, 2015.
- 8 FÉDÉRATION INTERNACIONALE DU BÉTON, **FIB bulletin 37: Precast Concrete Railway Track Systems**, 2006.
- 9 THUN, H. **Assessment of Fatigue Resistance and Strength in Existing Concrete Structures**. Luleå, 2006. 59p. Tese de Doutorado. Luleå University of Technology.
- 10 FERDOUS, W.; MANALO, A. Failures of mainline railway sleepers and suggested remedies - Review of current practice, **Engineering Failure Analysis**, v. 44, p. 17–35, 2014.

- 11 VAN DYK, B. J.; DERSCH, M. S.; EDWARDS, J. R. **International Concrete Crosstie and Fastening System Survey – Final Results**. Urbana. 2012. 38p. University of Illinois at Urbana-Champaign.
- 12 IMAM, M.; VANDEWALLE, L.; MORTELMANS, F.; VAN GEMERT, D. Shear domain of fibre-reinforced high-strength concrete beams. **Engineering Structures**, v. 19, n. 9, p. 738–747, 1997.
- 13 DONG, Z.; KERU, W. Fracture Properties of High-Strength Concrete. **Journal of Materials in Civil Engineering**, p. 86–88, 2001.
- 14 BENTUR, A.; MINDESS, S. **Fibre Reinforced Cementitious Composites**, 2.ed. Londres: Taylor & Francis, 2007. 601p.
- 15 JOHNSTON, C. Steel fibre-reinforced concrete-present and future in engineering construction. **Composites**. p. 113–121. 1982.
- 16 AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 544.2R-89**: Measurement of Properties of Fiber Reinforced Concrete. United States: American Concrete Institute, 1999.
- 17 FIGUEIREDO, A. D. **Parâmetros de Controle e Dosagem do Concreto Projetado com Fibras de Aço**. São Paulo, 1997. 362p. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo.
- 18 ZOLLO, R. F. Fiber-reinforced concrete: an overview after 30 years of development. **Cement and Concrete Composites**, v. 19, n. 2, p. 107–122, 1997.
- 19 JANSSON, A. **Effects of Steel Fibres on Cracking in Reinforced Concrete**. Gothenburg, 2011. 64p. Tese de doutorado. Chalmers University of Technology.
- 20 AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 544.1R-96**: State-of-the-Art Report on Fiber Reinforced Concrete. United States: American Concrete Institute, 2002.
- 21 AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM A820**: Standard Specification for Steel Fibers for Fiber-Reinforced Concrete. United States: ASTM International, 2011.

- 22 HANNAT, D. J. **Fibre Cements and Fibre Concretes**. Nova Iorque: John Wiley & Sons Ltd, 1978. 234p.
- 23 ALWAN, J. M.; NAAMAN, A.; HANSEN, W. Pull-Out Work of Steel Fibers From Cementitious Composites : Analytical Investigation. **Cement and Concrete Composites**, v. 13, p. 247–255, 1991.
- 24 PEREIRA, E. V. **Influência de Fibras de Aço no Comportamento Mecânico e nos Mecanismos de Fissuração de Concretos Autoadensáveis**. Rio de Janeiro, 2017. 170p. Dissertação de Mestrado. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.
- 25 SALVADOR, R. P. **Análise Comparativa de Métodos de Ensaio para Caracterização do Comportamento Mecânico de Concreto Reforçado com Fibras**. São Paulo, 2013. 178p. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- 26 LEE, S. F.; JACOBSEN, S. Study of interfacial microstructure, fracture energy, compressive energy and debonding load of steel fiber-reinforced mortar. **Materials and Structures**, v. 44, n. 8, p. 1451–1465, 2011.
- 27 SUJIVORAKUL, C.; NAAMAN, A. E. Modeling bond components of deformed steel fibers in FRC composites, **High Performance Fiber Reinforced Cement Composites**. Bagneux: RILEM Publications, 2003. p. 35–48.
- 28 ALWAN, J.; NAAMAN, A.; GUERRERO, P. Effect of mechanical clamping on the pull-out response of hooked steel fibers embedded in cementitious matrices. **Concrete Science and Engineering**, v. 1, p. 15–25, 1999.
- 29 FIGUEIREDO, A. D. Concreto com Fibras de Aço, **Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP**, p. 70, 2000.
- 30 KELLY, A. **Strong Solids**, 1 ed. Oxford: Oxford Claredon Press, 1966.
- 31 ROSSI, P. ACKER, P. MALIER, Y. Effect of steel fibres at two different stages: The material and the structure. **Materials and Structures**, v. 20, n. 6, p. 436–439, 1987.
- 32 AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 544.2R-89**: Measurement of

- Properties of Fiber Reinforced Concrete. United States: American Concrete Institute, 1999.
- 33 NAAMAN, A. E.; REINHARDT, H. W. Proposed classification of HPFRC composites based on their tensile response. **Materials and Structures**, v. 39, n. 5, p. 547–555, 2007.
 - 34 JAPAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. **JSCE-SF4**: Method of tests for flexural toughness of steel fiber reinforced concrete. 1984.
 - 35 AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C 1609/C 1609M-05**: Standard Test Method for Flexural Performance of Fiber-Reinforced Concrete (Using Beam With Third-Point Loading), United States: ASTM International, 2005.
 - 36 EUROPEAN STANDARD. **BS EN 14651-2005**: Test method for metallic concrete - Measuring the flexural tensile strength (limit of proportionality (LOP), residual). United Kingdom: European Committee for Standardization, 2007.
 - 37 GOPALARATNAM, V. S.; GETTU, R. On the characterization of flexural toughness in fiber reinforced concretes. **Cement and Concrete Composites**, v. 17, n. 3, p. 239–254, 1995.
 - 38 GIACCIO, G.; TORBES, J. M.; ZERBINO, R. Use of small beams to obtain design parameters of fibre reinforced concrete. **Cement and Concrete Composites**, v. 30, n. 4, p. 297–306, 2008.
 - 39 MONTEIRO, V. M. de A.; LIMA, L. R.; SILVA F. de A. Mechanical behavior of polypropylene, steel and hybrid fiber self-consolidating concrete: materials and structural aspects, 2017.
 - 40 AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 544.4R-88**: Design Considerations for Steel Fiber Reinforced Concrete, 1999.
 - 41 NAAMAN, A. E.; REINHARDT, H. W. Proposed classification of HPFRC composites based on their tensile response. **Materials and Structures**, v. 39, p. 547–555, 2006.
 - 42 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 and Concrete Composites**, v. 48, p. 53–66, 2014.
- 43 LEE, S. C.; OH, J. H.; CHO, J. Y. Compressive behavior of fiber-reinforced concrete with end-hooked steel fibers. **Materials**, v. 8, n. 4, p. 1442–1458, 2015.
 - 44 BENCARDINO, F.; RIZZUTI, L.; SPADEA, G.; SWAMY, R. N. Stress-Strain Behavior of Steel Fiber-Reinforced Concrete in Compression. **American Society of Civil Engineering**, v. 20, p. 255–263, 2008.
 - 45 MÖRSCH, E. **Concrete-Steel Construction**, 3 ed. Zurich: The Engineering news publishing company, 1909. 368p.
 - 46 ABRISHAMI, H. H.; MITCHELL D. Influence of Steel Fibers on Tension Stiffening. *Struct. J.*, vol. 94, nº 6, p. 769–776, 1997.
 - 47 ELFGREN, L.; NOGHABAI, K. Tension of reinforced concrete prisms. Bond properties of reinforcement bars embedded in concrete tie elements. **Materials and Structures**, v. 35, p. 318–325, 2002.
 - 48 OLIVEIRA JÚNIOR, L. A.; ARAÚJO, D. L.; TOLÊDO FILHO, R. D.; FAIRBAIRN, E. M. R.; ANDRADE, M. A. S. Influence of steel fibers and mineral additions on cracking behavior of reinforced concrete tension members. **Ibracon Materials and Structures**, v. 2, nº 2, 2009.
 - 49 BISCHOFF, P. H. Effects of shrinkage on tension stiffening and cracking in reinforced concrete. **Canadian Journal of Civil Engineering**, v. 374, p. 363–374, 2001.
 - 50 BISCHOFF, P.; BERUBE, F.; LAWRENCE, G. Use of steel fibres to enhance bond and development of reinforcing bars in high-strength reinforced concrete beams. **6th RILEM Symposium on Fibre-Reinforced Concretes (FRC)**, p. 1103-1112, 2004.
 - 51 BISCHOFF, P. H. Tension Stiffening and Cracking of Steel Fiber-Reinforced Concrete. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 15, n. 2, p. 174–182, 2003.
 - 52 JANSSON, A.; FLANSBJER, M.; LÖFGREN, I.; LUNDGREN, K.; GYLLTOFT, K. Experimental investigation of surface crack initiation, propagation and tension stiffening in self-compacting steel–fibre-reinforced

- concrete. **Materials and Structures**, v. 45, p. 1127–1143, 2012.
- 53 MORENO, D. M.; TRONO, W.; JEN, G.; OSTERTAG, C.; BILLINGTON, S. L. Tension stiffening in reinforced high performance fiber reinforced cement-based composites. **Cement and Concrete Composites**, v. 50, p. 36–46, 2014.
 - 54 DA SILVA, M. A. **Desenvolvimento e Caracterização Experimental de Concretos Autoadensáveis Contendo Seixo de Rio e Fibras de Aço**. Rio de Janeiro: Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro (COPPE/UFRJ), 2015. 243 p.
 - 55 MANALO, A.; ARAVINTHAN, T.; KARUNASENA, W.; TICOALU, A. A review of alternative materials for replacing existing timber sleepers. **Composite Structures**, v. 92, n. 3, p. 603–611, 2010.
 - 56 FERDOUS, W.; MANALO, A.; VAN ERP, G.; ARAVINTHAN, T.; KAEWUNRUEN, S.; REMENNIKOV, A. Composite railway sleepers - Recent developments, challenges and future prospects. **Composite Structures**, v. 134, p. 158–168, 2015.
 - 57 SHOKRIEH, M. M.; RAHMAT, M. On the reinforcement of concrete sleepers by composite materials. **Composite Structures**, v. 76, n. 4, p. 326–337, 2006.
 - 58 HWANG, C. L.; CHEN, C. T.; LEE, L. S.; BUI, L. A. T.; HOU, B. S.; HSIEH, H. Y. The material and mechanical property of heavy-duty prestressed concrete sleeper. **Applied Mechanics and Materials**, v. 97–98, p. 408–413, 2011.
 - 59 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 11709**: Dormente de concreto — Projeto, materiais e componentes. Rio de Janeiro: ABNT, 2015.
 - 60 KAEWUNRUEN, S.; REMENNIKOV, A. M. Effect of a large asymmetrical wheel burden on flexural response and failure of railway concrete sleepers in track systems. **Engineering Failure Analysis**, v. 15, n. 8, p. 1065–1075, 2008.
 - 61 CARRASCAL, I. A.; CASADO, J. A.; POLANCO, J. A.; GUTIÉRREZ-

- SOLANA, F. Dynamic behaviour of railway fastening setting pads. **Engineering Failure Analysis**, v. 14, n. 2, p. 364–373, 2007.
- 62 CONNOLLY, D. P.; KOUROUSSIS, G.; LGHROUCHE, O.; HO, C. L.; FORDE, M. C. Benchmarking railway vibrations - Track, vehicle, ground and building effects. **Construction and Building Materials**, v. 92, p. 64–81, 2015.
- 63 KERNES, R. G.; EDWARDS, J. R.; DERSCH, M. S.; LANGE, D. A.; BARKAN, C. P. L. Investigation of the Impact of Abrasion as a Concrete Crosstie Rail Seat Deterioration (RSD) Mechanism. **AREMA Annual Conference**, n. 217, 2011.
- 64 WANG, N. **Resistance of Concrete Railroad Ties to Impact Loading**. Vancouver: Tese de Doutorado. The University of British Columbia. 1996. 268 p.
- 65 CHAO, M.; XIANGGUO, L.; JINGING, B. Cause and Modification Measures of Longitudinal Cracks from Bolt Hole of the PC Sleepers II. **10th International Conference of Chinese Transportation Professionals**, p. 3738–3746, 2010.
- 66 REZAIE, F.; SHIRI, M. R.; FARNAM, S. M. Experimental and numerical studies of longitudinal crack control for pre-stressed concrete sleepers. **Engineering Failure Analysis**, v. 26, p. 21–30, 2012.
- 67 QINHUA, J.; MIN, D.; SUFEN, H. Investigation of deteriorated concrete railway ties. **Cement and Concrete Research**, v. 26, n. 7, p. 999–1006, 1996.
- 68 MOHAMMADZADEH, S.; VAHABI, E. Time-dependent reliability analysis of B70 pre-stressed concrete sleeper subject to deterioration. **Engineering Failure Analysis**, v. 18, n. 1, p. 421–432, 2011.
- 69 SAHU, S.; THAULOW, N. Delayed ettringite formation in Swedish concrete railroad ties. **Cement and Concrete Research**, v. 34, n. 9, p. 1675–1681, 2004.
- 70 SADEGHI, J.; REZA, A.; KIAN, T.; KHABBAZI, A. S. Improvement of Mechanical Properties of Railway Track Concrete Sleepers Using Steel

- Fibers. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 28, n. 11, 2016.
- 71 YANG, J.-M.; SHIN, H.-O.; YOON, Y.-S.; MITCHELL, D. Benefits of blast furnace slag and steel fibers on the static and fatigue performance of prestressed concrete sleepers. **Engineering Structures**, v. 134, p. 317–333, 2017.
 - 72 BASTOS, P. S. dos S. **Análise experimental de dormentes de concreto protendido reforçados com fibras de aço**. São Carlos: Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo, 1999. 270 p.
 - 73 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5733**: Cimento Portland de alta resistência inicial. Rio de Janeiro: ABNT, 1991.
 - 74 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 11578**: Cimento Portland composto. Rio de Janeiro: ABNT, 1991.
 - 75 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 248**: Agregados - Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.
 - 76 AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **C494/C494M**: Standard Specification for Chemical Admixtures for Concrete. United States: ASTM International, 2016.
 - 77 AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **C39 / C39M**: Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens. United States: ASTM International, 2018.
 - 78 AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **C469 / C469M**: Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression. United States: ASTM International, 2014.
 - 79 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5739**: Concreto — Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro: ABNT, 2007.
 - 80 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12142**: Concreto — Determinação da resistência à tração na flexão de corpos de prova prismáticos. Rio de Janeiro: ABNT, 2010.

- 81 AMERICAN RAILWAY ENGINEERING AND MANUTENANCE ASSOCIATION. **Manual for Railway Engineering - Concrete Ties**. AREMA, v.2, cap.10, 54 p., 2010.
- 82 PAJAK, M.; PONIKIEWSKI, T. Flexural behavior of self-compacting concrete reinforced with different types of steel fibers. **Construction and Building Materials**, v. 47, p. 397–408, 2013.
- 83 SAHIN, Y.; KÖKSAL, F. The influences of matrix and steel fibre tensile strengths on the fracture energy of high-strength concrete. **Construction and Building Materials**, v. 25, n. 4, p. 1801–1806, 2011.
- 84 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.
- 85 CHOLFE, L. **Concreto Protendido - Teoria e Prática**. São Paulo: PINI, 2013.

APÊNDICE A

Cálculo do momento teórico do dormente sem fibras

$A_c = 676,43 \text{ cm}^2$	Área total da seção
$A_p = 2,35 \text{ cm}^2$	Área total de fios de protensão
$\gamma_s = 1,15$	Coeficiente de segurança do aço
$A_{ch} = A_c - A_p$	$A_c = 674,08 \text{ cm}^2$ Área de concreto
$P_p = \frac{A_p}{A_c}$	$P_p = 0,0035$ Taxa de armadura
$f_{ck} = 56,95 \text{ MPa}$	$f_{ct} = 60,5 \text{ MPa}$ Resistência à compressão característica e média aos 28 dias
$t = 42 \text{ dias}$	Idade do dormente no dia do ensaio
$t_0 = 0 \text{ dias}$	Idade do dormente no dia do ensaio do afrouxamento da protensão
$\eta = 1$	Coeficiente relacionado com a excentricidade dos fios de protensão
$\alpha_{pj} = \frac{E_p}{E_c}$	Razão entre o módulo de elasticidade do aço e do concreto
$\sigma_{pi} = 1750 \text{ MPa}$	Resistência à tração do fio de protensão
$F_{p0} = 0,75 \cdot \sigma_{pi} \cdot A_p$	$F_{p0} = 308,44 \text{ kN}$ Força de protensão
$\sigma_{cpog} = \frac{F_{p0}}{A_{ch}}$	$\sigma_{cpog} = 4,58 \text{ MPa}$ Compressão na seção de concreto
$\Delta\sigma_{p0} = \alpha_{pj} \cdot \sigma_{cpog}$	$\Delta\sigma_{p0} = 34,92 \text{ MPa}$
$\sigma_{p0} = 0,75 \cdot \sigma_{pi} - \Delta\sigma_{p0}$	$\sigma_{p0} = 1277,58 \text{ MPa}$

Retração do concreto

$$U_{ar} = 104,37 \text{ cm}$$

Perímetro da seção em contato com o ar

$$\gamma = 1,5$$

$$h_{fic} = \frac{\gamma \cdot 2 \cdot A_c}{U_{ar}} \quad h_{fic} = 0,19 \text{ m}$$

Espessura fictícia

$$\varepsilon_{1s} = -3,8 \cdot 10^{-4}$$

Coefficiente dependente da umidade relativa do ambiente

$$\varepsilon_{2s} = \frac{33 + 2 \cdot h_{fic}}{20,8 + 3 \cdot h_{fic}} \quad \varepsilon_{2s} = 0,91$$

$$\varepsilon_{CS\infty} = \varepsilon_{1s} \cdot \varepsilon_{2s} \quad \varepsilon_{CS\infty} = -3,45 \cdot 10^{-4}$$

Valor final da retração

$$A = 40$$

$$B = 116 \cdot h^3 - 282 \cdot h^2 + 220 \cdot h - 4,8$$

$$B = 27,62$$

$$C = 2,5 \cdot h^3 - 8,8 \cdot h + 40,7$$

$$C = 39,05$$

$$D = -75 \cdot h^3 + 585 \cdot h^2 + 496 \cdot h - 6,8$$

$$D = 108,04$$

$$E = -169 \cdot h^4 + 88 \cdot h^3 + 584 \cdot h^2 - 39 \cdot h + 0,8$$

$$E = 14,86$$

$$\beta_s(x) = \frac{\left(\frac{x}{100}\right)^3 + A \left(\frac{x}{100}\right)^2 + B \left(\frac{x}{100}\right)}{\left(\frac{x}{100}\right)^3 + C \left(\frac{x}{100}\right)^2 + D \left(\frac{x}{100}\right) + E}$$

$$\beta_s(t) = 0,279$$

$$\beta_s(t_0) = 0,018$$

$$\varepsilon_{CS}(t, t_0) = \varepsilon_{CS\infty} (\beta_s(t) - \beta_s(t_0))$$

$$\varepsilon_{CS}(t, t_0) = -9,02 \cdot 10^{-5}$$

Valor de retração para a idade do ensaio

Fluência do concreto

$$\varphi_a = 1,4 \cdot \left(1 - \frac{f_c(t_0)}{f_c(t)} \right)$$

$$\varphi_a = 0,49$$

$$\varphi_{1c} = 1,5$$

$$\varphi_{2c} = \frac{42 + h_{fic}}{20 + h_{fic}}$$

$$\varphi_{2c} = 1,56$$

$$\varphi_{f\infty} = 0,45 \cdot \varphi_{1c} \cdot \varphi_{2c}$$

$$\varphi_{f\infty} = 1,05$$

$$A = 42 \cdot h^3 - 350 \cdot h^2 + 588 \cdot h + 113$$

$$A = 212,37$$

$$B = 768 \cdot h^3 - 3060 \cdot h^2 + 3234 \cdot h - 23$$

$$B = 486,26$$

$$C = -200 \cdot h^3 + 13 \cdot h^2 + 1090 \cdot h + 183$$

$$C = 389,20$$

$$D = 7579 \cdot h^3 - 31916 \cdot h^2 + 35343 \cdot h + 1931$$

$$D = 7,55 \cdot 10^3$$

$$\beta_f(x) = \frac{x^2 + A \cdot x + B}{x^2 + C \cdot x + D}$$

$$\beta_f(t) = 0,44$$

$$\beta_s(t_0) = 0,088$$

$$\varphi_{d\infty} = 0,4$$

$$\beta_d(t, t_0) = \frac{t - t_0 + 20}{t - t_0 + 70}$$

$$\beta_d(t, t_0) = 0,55$$

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_a + \varphi_{f\infty} \cdot (\beta_f(t) - \beta_f(t_0)) + \varphi_{d\infty} \cdot \beta_d(t, t_0)$$

$$\varphi(t, t_0) = 1,08$$

Relaxação do aço

$$\psi_{100} = 0,024$$

$$\psi(t, t_0) = \psi_{100} \left(\frac{t - t_0}{41,67} \right)^{0,15}$$

$$\psi(t, t_0) = 0,024$$

$$\chi(t, t_0) = -\ln(1 - \psi(t, t_0))$$

$$\chi(t, t_0) = 0,024$$

$$\chi_c = 1 + 0,5 \cdot \varphi(t, t_0)$$

$$\chi_c = 1,54$$

$$\chi_p = 1 + \chi(t, t_0)$$

$$\chi_p = 1,02$$

Cálculo da perda de protensão

$$\Delta\sigma_p(t,t_0) = \frac{\varepsilon_{cs}(t,t_0) \cdot E_p - \alpha_p \cdot \sigma_{cpog} \cdot \varphi(t,t_0) - \sigma_{po} \cdot \chi(t,t_0)}{\chi_p + \chi_c \cdot \alpha_p \cdot \eta \cdot \rho_p}$$

$$\Delta\sigma_p(t,t_0) = -70,83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_p(t,t_0) = \sigma_{p0} + \Delta\sigma_p(t,t_0)$$

$$\sigma_p(t,t_0) = 1206,75 \text{ MPa}$$

Pré-alongamento

$$N_p = \sigma_p(t,t_0) \cdot A_p$$

$$N_p = 283,59 \text{ kN}$$

$$\gamma_p = 0,9$$

Para ações favoráveis

$$\sigma_{cp} = \frac{N_p}{A_c}$$

$$\sigma_{cp} = 4,19 \text{ MPa}$$

$$N_{pnd} = N_p + (\alpha_p \cdot A_p \cdot \sigma_{cp})$$

$$N_{pnd} = 288,48 \text{ kN}$$

$$\Delta\varepsilon_{pi} = \frac{N_{pnd}}{E_p \cdot A_p}$$

$$\Delta\varepsilon_{pi} = 5,85\text{‰}$$

Descompressão

$$\sigma_c = \frac{N_p}{A_{ch}}$$

$$\sigma_c = 4,21 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_c = \frac{\sigma_c}{E_c}$$

$$\varepsilon_c = 0,099\text{‰}$$

Alongamento total do fio

$$\varepsilon_t = \varepsilon_c + \Delta\varepsilon_{pi}$$

$$\varepsilon_t = 5,95\text{‰}$$

Valores do gráfico Tensão-Deformação do fio de protensão

$$f_{ptk} = 1750 \text{ MPa}$$

$$f_{py} = \gamma_p \cdot \sigma_{pi}$$

$$f_{py} = 1575 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{py} = \frac{f_{py}}{E_p}$$

$$\varepsilon_{py} = 7,5\text{‰}$$

$$\text{tg}\alpha_k = \frac{f_{ptk} - f_{py}}{40\text{‰} - \varepsilon_{py}}$$

Assumindo que o fio de protensão pode se deformar até 40‰.

Distância dos fios de protensão ao topo da seção

$$d_1 = 19,9 \text{ cm}$$

$$d_2 = 16,9 \text{ cm}$$

$$d_3 = 13,9 \text{ cm}$$

$$d_4 = 10,9 \text{ cm}$$

$$d_5 = 7,9 \text{ cm}$$

$$d_6 = 4,9 \text{ cm}$$

$$b = 28,5 \text{ cm}$$

Largura do dormente

Cálculo das componentes de tração e compressão para o dormente sem fibras

$$\varepsilon_{s1} = 10\text{‰}$$

$$\varepsilon_c = 1,61\text{‰}$$

Camada 1

$$x = \frac{d_1 \cdot \varepsilon_c}{\varepsilon_{s1} + \varepsilon_c}$$

$$x = 2,76 \text{ cm}$$

$$T_1 = (f_{py} + (\varepsilon_{s1} + \varepsilon_t) \cdot \text{tg} \alpha_k) \frac{A_P}{6}$$

$$T_1 = 65,05 \text{ kN}$$

Camada 2

$$\varepsilon_{s2} = \frac{\varepsilon_c \cdot (d_2 - x)}{x}$$

$$\varepsilon_{s2} = 8\text{‰}$$

$$T_2 = (f_{py} + (\varepsilon_{s2} + \varepsilon_t) \cdot \text{tg} \alpha_k) \frac{A_P}{6}$$

$$T_2 = 64,68 \text{ kN}$$

Camada 3

$$\varepsilon_{s3} = \frac{\varepsilon_c \cdot (d_3 - x)}{x}$$

$$\varepsilon_{s3} = 6,5\text{‰}$$

$$T_3 = (f_{py} + (\varepsilon_{s3} + \varepsilon_t) \cdot \text{tg} \alpha_k) \frac{A_P}{6}$$

$$T_3 = 64,31 \text{ kN}$$

Camada 4

$$\varepsilon_{s4} = \frac{\varepsilon_c \cdot (d_4 - x)}{x}$$

$$\varepsilon_{s4} = 5\text{‰}$$

$$T_4 = (f_{py} + (\varepsilon_{s4} + \varepsilon_t) \cdot \text{tg} \alpha_k) \frac{A_P}{6}$$

$$T_4 = 63,94 \text{ kN}$$

Camada 5

$$\varepsilon_{s5} = \frac{\varepsilon_c \cdot (d_5 - x)}{x}$$

$$\varepsilon_{s5} = 3\text{‰}$$

$$T_5 = (f_{py} + (\varepsilon_{s5} + \varepsilon_t) \cdot \text{tg} \alpha_k) \frac{A_P}{6}$$

$$T_5 = 63,57 \text{ kN}$$

Camada 6

$$\varepsilon_{s6} = \frac{\varepsilon_c \cdot (d_6 - x)}{x}$$

$$\varepsilon_{s6} = 1\text{‰}$$

$$T_6 = \left(\frac{f_{py}}{\varepsilon_{py}} + (\varepsilon_{s6} + \varepsilon_t) \right) \frac{A_p}{6}$$

$$T_6 = 59,17 \text{ kN}$$

Componente de compressão

$$C = 0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{ct}$$

$$C = 380,72 \text{ kN}$$

$$T = T_1 + T_2 + T_3 + T_4 + T_5 + T_6$$

$$T = 380,72 \text{ kN}$$

Distância entre as componentes de tração e compressão

$$z_1 = d_1 - 0,4 \cdot x$$

$$z_2 = d_2 - 0,4 \cdot x$$

$$z_3 = d_3 - 0,4 \cdot x$$

$$z_4 = d_4 - 0,4 \cdot x$$

$$z_5 = d_5 - 0,4 \cdot x$$

$$z_6 = d_6 - 0,4 \cdot x$$

$$M = T_1 \cdot z_1 + T_2 \cdot z_2 + T_3 \cdot z_3 + T_4 \cdot z_4 + T_5 \cdot z_5 + T_6 \cdot z_6$$

$$M = 43,5 \text{ kN.m}$$

APÊNDICE B

Cálculo do momento teórico do dormente reforçado com fibras RC 80/60

$$\lambda_f = 80$$

Razão de aspecto para as fibras RC 80/60

$$V_f = 0,5 \%$$

Fração volumétrica

$$F_{be} = 1 \text{ MPa}$$

Considerando fator de aderência igual a 1 para fibras com gancho

$$\sigma_{fi} = 0,00772 \cdot \lambda_f \cdot V_f \cdot F_{be}$$

$$\sigma_{fi} = 0,31 \text{ MPa}$$

Contribuição da fibra pela ACI

$$\sigma_f = 1,43 \text{ MPa}$$

Contribuição da fibra obtida pelo ensaio de tração direta

$$\sigma_{fpo} = 2,3 \text{ MPa}$$

Tensão de pull out, fornecida pela ACI

$$E_f = 210 \text{ GPa}$$

$$E_p = 210 \text{ GPa}$$

$$\varepsilon_{sf} = \frac{\sigma_{fpo}}{E_f}$$

$$e = (\varepsilon_{sf} + 0,003) \cdot \frac{x}{0,003}$$

$$e = 3,31 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_{py} = \frac{f_y}{E_p}$$

$$\varepsilon_{py} = \varepsilon_{s1} = 8,75 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_c = 1,74 \text{ ‰}$$

Camada 1

$$x = \frac{d_1 \cdot \varepsilon_c}{\varepsilon_{s1} + \varepsilon_c}$$

$$x = 3,30 \text{ cm}$$

$$T_1 = (f_{py} + (\varepsilon_{s1} + \varepsilon_t) \cdot \text{tg} \alpha_k) \frac{A_P}{6}$$

$$T_1 = 64,76 \text{ kN}$$

Camada 2

$$\varepsilon_{s2} = \frac{\varepsilon_c \cdot (d_2 - x)}{x}$$

$$\varepsilon_{s2} = 7 \text{ ‰}$$

$$T_2 = (f_{py} + (\varepsilon_{s2} + \varepsilon_t) \cdot \text{tg} \alpha_k) \frac{A_P}{6}$$

$$T_2 = 64,42 \text{ kN}$$

Camada 3

$$\varepsilon_{s3} = \frac{\varepsilon_c \cdot (d_3 - x)}{x}$$

$$\varepsilon_{s3} = 5,6\text{‰}$$

$$T_3 = (f_{py} + (\varepsilon_{s3} + \varepsilon_t) \cdot \text{tg} \alpha_k) \frac{A_P}{6}$$

$$T_3 = 64,08 \text{ kN}$$

Camada 4

$$\varepsilon_{s4} = \frac{\varepsilon_c \cdot (d_4 - x)}{x}$$

$$\varepsilon_{s4} = 4\text{‰}$$

$$T_4 = (f_{py} + (\varepsilon_{s4} + \varepsilon_t) \cdot \text{tg} \alpha_k) \frac{A_P}{6}$$

$$T_4 = 63,74 \text{ kN}$$

Camada 5

$$\varepsilon_{s5} = \frac{\varepsilon_c \cdot (d_5 - x)}{x}$$

$$\varepsilon_{s5} = 2,4\text{‰}$$

$$T_5 = (f_{py} + (\varepsilon_{s5} + \varepsilon_t) \cdot \text{tg} \alpha_k) \frac{A_P}{6}$$

$$T_5 = 63,41 \text{ kN}$$

Camada 6

$$\varepsilon_{s6} = \frac{\varepsilon_c \cdot (d_6 - x)}{x}$$

$$\varepsilon_{s6} = 0,85\text{‰}$$

$$T_6 = \left(\frac{f_{py}}{\varepsilon_{py}} + (\varepsilon_{s6} + \varepsilon_t) \right) \frac{A_P}{6}$$

$$T_6 = 47,93 \text{ kN}$$

Colaboração da fibra

$$T_{\text{fibra}} = \sigma_f \cdot b \cdot (h - e)$$

$$T_{\text{fibra}} = 86,77 \text{ kN}$$

$$T = T_1 + T_2 + T_3 + T_4 + T_5 + T_6 + T_{\text{fibra}}$$

$$T = 454,70 \text{ kN}$$

$$C = 0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{ct}$$

$$C = 454,70 \text{ kN}$$

$$Z_{\text{fibra}} = \frac{h - e}{2} + (e - 0,4 \cdot x)$$

$$M = T_1 \cdot Z_1 + T_2 \cdot Z_2 + T_3 \cdot Z_3 + T_4 \cdot Z_4 + T_5 \cdot Z_5 + T_6 \cdot Z_6 + T_{\text{fibra}} \cdot Z_{\text{fibra}}$$

$$M = 53 \text{ kN.m}$$

APÊNDICE C

Cálculo do momento teórico do dormente reforçado com fibras RC 65/35

$$\lambda_f = 65$$

Razão de aspecto para as fibras RC 65/35

$$V_f = 0,5 \%$$

Fração volumétrica

$$F_{be} = 1 \text{ MPa}$$

Considerando fator de aderência igual a 1 para fibras com gancho

$$\sigma_{fi} = 0,00772 \cdot \lambda_f \cdot V_f \cdot F_{be}$$

$$\sigma_{fi} = 0,25 \text{ MPa}$$

Contribuição da fibra pela ACI

$$\sigma_f = 1,32 \text{ MPa}$$

Contribuição da fibra obtida pelo ensaio de tração direta

$$\sigma_{fpo} = 2,3 \text{ MPa}$$

Tensão de pull out, fornecida pela ACI

$$\varepsilon_{py} = \varepsilon_{s1} = 8,75 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_c = 1,71 \text{ ‰}$$

Camada 1

$$x = \frac{d_1 \cdot \varepsilon_c}{\varepsilon_{s1} + \varepsilon_c}$$

$$x = 3,25 \text{ cm}$$

$$T_1 = (f_{py} + (\varepsilon_{s1} + \varepsilon_t) \cdot \text{tg} \alpha_k) \frac{A_P}{6}$$

$$T_1 = 64,76 \text{ kN}$$

Camada 2

$$\varepsilon_{s2} = \frac{\varepsilon_c \cdot (d_2 - x)}{x}$$

$$\varepsilon_{s2} = 7 \text{ ‰}$$

$$T_2 = (f_{py} + (\varepsilon_{s2} + \varepsilon_t) \cdot \text{tg} \alpha_k) \frac{A_P}{6}$$

$$T_2 = 64,42 \text{ kN}$$

Camada 3

$$\varepsilon_{s3} = \frac{\varepsilon_c \cdot (d_3 - x)}{x}$$

$$\varepsilon_{s3} = 5,6 \text{ ‰}$$

$$T_3 = (f_{py} + (\varepsilon_{s4} + \varepsilon_t) \cdot \text{tg} \alpha_k) \frac{A_P}{6}$$

$$T_3 = 64,08 \text{ kN}$$

Camada 4

$$\varepsilon_{s4} = \frac{\varepsilon_c \cdot (d_4 - x)}{x}$$

$$\varepsilon_{s4} = 4\text{‰}$$

$$T_4 = (f_{py} + (\varepsilon_{s4} + \varepsilon_t) \cdot \text{tg} \alpha_k) \frac{A_P}{6}$$

$$T_4 = 63,75 \text{ kN}$$

Camada 5

$$\varepsilon_{s5} = \frac{\varepsilon_c \cdot (d_5 - x)}{x}$$

$$\varepsilon_{s5} = 2,4\text{‰}$$

$$T_5 = (f_{py} + (\varepsilon_{s5} + \varepsilon_t) \cdot \text{tg} \alpha_k) \frac{A_P}{6}$$

$$T_5 = 63,41 \text{ kN}$$

Camada 6

$$\varepsilon_{s6} = \frac{\varepsilon_c \cdot (d_6 - x)}{x}$$

$$\varepsilon_{s6} = 0,85\text{‰}$$

$$T_6 = \left(\frac{f_{py}}{\varepsilon_{py}} + (\varepsilon_{s6} + \varepsilon_t) \right) \frac{A_P}{6}$$

$$T_6 = 47,93 \text{ kN}$$

Colaboração da fibra

$$e = (\varepsilon_{sf} + 0,003) \cdot \frac{x}{0,003}$$

$$e = 3,26 \text{ cm}$$

$$T_{\text{fibra}} = \sigma_f \cdot b \cdot (h - e)$$

$$T_{\text{fibra}} = 79,90 \text{ kN}$$

$$T = T_1 + T_2 + T_3 + T_4 + T_5 + T_6 + T_{\text{fibra}}$$

$$T = 448,40 \text{ kN}$$

$$C = 0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{ct}$$

$$C = 448,40 \text{ kN}$$

$$Z_{\text{fibra}} = \frac{h - e}{2} + (e - 0,4 \cdot x)$$

$$M = T_1 \cdot z_1 + T_2 \cdot z_2 + T_3 \cdot z_3 + T_4 \cdot z_4 + T_5 \cdot z_5 + T_6 \cdot z_6 + T_{\text{fibra}} \cdot Z_{\text{fibra}}$$

$$M = 52,26 \text{ kN.m}$$