

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

DIEGO ANDREY SUK

CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO:
Aplicação no comportamento ao cisalhamento de vigas

MARINGÁ

2022

DIEGO ANDREY SUK

**CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO:
Aplicação no comportamento ao cisalhamento de vigas**

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

Orientador: Prof. Dr. Vladimir José Ferrari

MARINGÁ

2022

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

S948a

Suk, Diego Andrey

Concreto reforçado com fibras de aço : aplicação no comportamento ao cisalhamento de vigas / Diego Andrey Suk. -- Maringá, PR, 2022.
114 f.: il. color., figs., tabs.

Orientador: Prof. Dr. Vladimir José Ferrari.

Dissertação (Mestrado) - Universidade Estadual de Maringá, Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2022.

1. Concreto reforçado com fibra de aço. 2. Concreto armado - Cisalhamento. 3. Concreto armado - Vigas. I. Ferrari, Vladimir José, orient. II. Universidade Estadual de Maringá. Centro de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

CDD 23.ed. 624.1892

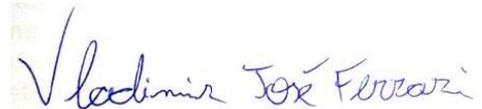
Jane Lessa Monção - CRB 9/1173

DIEGO ANDREY SUK

**CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO:
APLICAÇÃO NO COMPORTAMENTO AO CISALHAMENTO DE VIGAS**

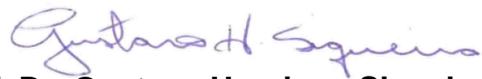
Dissertação de Mestrado apresentada no dia 24/02/2022, julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL e aprovada em sua forma final, como requisito parcial para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL DA UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ

BANCA EXAMINADORA



Prof. Dr. Vladimir José Ferrari

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
Universidade Estadual de Maringá
Orientador



Prof. Dr. Gustavo Henrique Siqueira

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
Universidade Estadual de Campinas



Prof. Dr. Romel Dias Vanderlei

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

À Deus, minha esposa Beatriz, meus pais
Luciene e Deodato, irmãos Alisson e Vitor
e todos meus amigos, pelo
constante apoio de cada um
para a concretização deste trabalho.

AGRADECIMENTOS

Ao Senhor meu Deus, pela Sua maravilhosa graça. Toda honra e Glória.

À minha esposa Beatriz, por ser meu porto seguro em meio as idas e vindas durante a realização deste trabalho. Por todo seu empenho em me encorajar e fazer o possível para eu continuar nesta caminhada.

Aos meus pais Luciene e Deodato pelo incentivo nos estudos e encorajamento para não desistir.

Ao Professor Vladimir pelos cinco anos como orientador, desde o período de graduação até a conclusão do mestrado. Agradeço pela disposição em sempre encontrar tempo para esclarecer as dúvidas e pelas palavras de ânimo.

Aos amigos do PCV, em especial ao Daniel e Vinicius que me ajudaram na realização dos experimentos e em várias outras partes deste trabalho. Meu muito obrigado.

Aos Professores Romel e José Wilson que muito me orientaram nas realizações dos ensaios.

A todos os demais professores e funcionários do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Estadual de Maringá.

Ao Programa de Mestrado em Engenharia Civil (PCV) do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Estadual de Maringá, pela oportunidade e estrutura para realização deste trabalho.

A empresa PARANAFER, representada pelo diretor Braian, e a GCP Brasil Industria e Comércio de Produtos Químicos, por todo auxílio e doação dos materiais para realização dos ensaios.

RESUMO

As fibras de aço incorporadas no concreto elevam a sua capacidade mecânica de forma significativa, uma vez que a resistência à tração do concreto é reduzida e seu comportamento, quando surge a primeira fissura de tração, é tido como frágil. No caso de vigas de concreto, são utilizadas armaduras longitudinais e transversais (estribos) para resistir aos esforços cisalhantes (combinação de compressão e tração) oriundos dos carregamentos. Este trabalho avalia a adição das fibras de aço no concreto em oposição ao cisalhamento de vigas. Para isso, duas classes de concreto são avaliadas C30 e C45 (f_{cm} de 30MPa e 45MPa) e três dosagens de fibras 40kg/m³, 60kg/m³ e 80kg/m³. Primeiramente, fez-se uma caracterização por ensaios mecânicos para extrair os efeitos das fibras de aço nas matrizes de concreto. Foram moldados espécimes cilíndricos e realizados ensaios de resistência à compressão e tração por compressão diametral, bem como prismas para ensaios de flexão. Segundamente, vigas com apenas armaduras longitudinais foram submetidas à flexão para avaliação dos efeitos das fibras de aço na resistência ao cisalhamento e, por fim, realizou-se uma comparação analítica dos resultados experimentais com modelos de cálculos de regulamentações normativas e trabalhos científicos de grande reconhecimento para previsão das cargas últimas das vigas. Os resultados de caracterização demonstraram os ganhos mecânicos com a adição das fibras de aço no concreto, uma vez que, a resistência a fissuração e resistência última dos prismas foram elevadas e o comportamento frágil do concreto simples fora combatido. A classe C45 apresentou ganhos flexionais maiores que a C30 devido à melhora na ligação entre as fibras e matriz. Nos ensaios das vigas, ficou claro os ganhos na resistência última ao cisalhamento geradas pelas fibras de aço, demonstrando seu grande potencial. O modo de ruína das vigas não foi alterado para as dosagens de fibras utilizadas neste trabalho. As formulações preveem as cargas últimas das vigas em maiores níveis de precisão para os grupos da classe de resistência C30 em comparação as da classe C45. Dentro do escopo deste trabalho, a elevação do volume de fibras proporcionou mais assertividade nas previsões das cargas últimas experimentais das vigas de CRFA pela maioria dos modelos analisados.

Palavras-chave: Concreto; Fibras de aço; Cisalhamento

ABSTRACT

The steel fibers incorporated into concrete increase its mechanical capacity significantly, since the tensile strength of concrete is reduced and its behavior, when the first tensile crack appears, is considered brittle. In the case of concrete beams, longitudinal and transverse reinforcements (stirrups) are used to resist shear forces (combination of compression and tension) arising from the loads. This paper evaluates the addition of steel fibers in concrete in opposition to beam shear. For this, two classes of concrete are evaluated C30 and C45 (f_{cm} of 30MPa and 45MPa) and three dosages of fibers 40kg/m³, 60kg/m³ and 80kg/m³. First, a characterization by mechanical tests was performed to extract the effects of steel fibers on the concrete matrices. Cylindrical specimens were molded and compressive strength and splitting tensile strength were performed, as well as prisms for bending tests. Secondly, beams with only longitudinal reinforcement were subjected to bending to evaluate the effects of steel fibers on shear strength and, finally, an analytical comparison of the experimental results with calculation models from normative regulations and widely recognized scientific papers was performed to predict the ultimate loads of the beams. The characterization results demonstrated the mechanical gains with the addition of steel fibers in the concrete, since the cracking resistance and ultimate strength of the prisms were increased and the brittle behavior of plain concrete was combated. The C45 class showed higher flexural gains than the C30 due to the improved bond between fibers and matrix. In the beam tests, it was clear the gains in ultimate shear strength generated by steel fibers, demonstrating its great potential. The failure mode of the beams was not altered for the fiber dosages used in this work. The formulations predict the ultimate loads of the beams at higher levels of accuracy for the C30 strength class groups in comparison to the C45 class. Within the scope of this work, the increase in fiber volume provided more assertiveness in the predictions of the ultimate experimental loads of SFRC beams by most of the models analyzed.

Key-words: Concrete, Steel fibers, Shear

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1	Comportamento do concreto simples e com fibras	18
Figura 2.2	Comportamento de abrandamento (a) e enrijecimento (b) sob tração axial	19
Figura 2.3	Resposta dos compósitos com volume de fibras em diferentes níveis	21
Figura 2.4	Esquema ilustrativo do comportamento de aderência fibra-matriz alterando a geometria da fibra	22
Figura 2.5	Atuação das fibras como ponte de tensões nas fissuras	23
Figura 2.6	Compatibilização entre fibra e agregado no reforço do concreto	23
Figura 2.7	Não compatibilização entre fibra e agregado no reforço do concreto	24
Figura 2.8	Esquema de ensaio para determinação da tenacidade na compressão	24
Figura 2.9	Curva carga x deflexão típica para compósitos cimentícios fibrosos variando o volume e a capacidade resistiva das fibras	26
Figura 2.10	Posicionamento dos apoios (cutelos) o aparelho LVDT e o sistema yoke no ensaio da JSCE-SF4 (1984)	27
Figura 2.11	Esquema estático e instrumentação do ensaio da EN 14651 (2007)	30
Figura 2.12	Curva Força x CMOD e F_j ($j = 1, 2, 3, 4$)	31
Figura 3.1	Estádios de comportamento do concreto	32
Figura 3.2	Modelo de treliça idealizado por Ritter e Morsh	34
Figura 3.3	Intertravamento dos agregados	35
Figura 3.4	Mecanismos complementares de resistência ao cisalhamento	36
Figura 3.5	Relação entre a tensão última de cisalhamento e a altura útil das vigas	37
Figura 3.6	Relação entre a taxa de armadura longitudinal e o momento último de cisalhamento	39
Figura 3.7	Regimes de falha por cisalhamento	40
Figura 4.1	Curva Granulométrica do Agregado Miúdo	48
Figura 4.2	Curva Granulométrica do Agregado Graúdo	49
Figura 4.3	Aditivo GCP - ADVA® 548 utilizado na mistura	50
Figura 4.4	Fibras de aço	51
Figura 4.5	Materiais utilizados na produção dos concretos	54
Figura 4.6	<i>Slump test</i> do concreto do grupo C30-0	54

Figura 4.7	Betoneira e Retificadora	55
Figura 4.8	Corpos de prova posicionados na câmara úmida	55
Figura 4.9	Ensaio de compressão axial	56
Figura 4.10	Esquema de ensaio de acordo com a NBR 7222 (2011)	57
Figura 4.11	Corpo de prova posicionado para ensaio	57
Figura 4.12	Configuração geral do ensaio de flexão nos corpos de prova prismáticos	58
Figura 4.13	Dispositivos para o ensaio de flexão em corpos de prova prismáticos	59
Figura 4.14	Ensaio de flexão em corpo de prova prismático	59
Figura 4.15	Esquema estático da viga sob flexão em três pontos	60
Figura 4.16	Formas utilizadas para confecção da caixaria das vigas	61
Figura 4.17	Forma pronta para o uso	62
Figura 4.18	Ensaio da viga	63
Figura 5.1	Resistência à compressão	66
Figura 5.2	Resistência à tração por compressão diametral	68
Figura 5.3	CPs ensaiados A) Grupo de referência C30 sem fibras B) Grupo C30-60	68
Figura 5.4	Curva típica Força x Deformação	69
Figura 5.5	Curva Força x Deformação classe C30	70
Figura 5.6	Curva Força x Deformação classe C45	71
Figura 5.7	Curva Força x Deformação de todos os grupos	72
Figura 5.8	Resistência à fissuração e flexão dos grupos analisados	74
Figura 5.9	Resistência à fissuração e flexão em relação ao teor de fibras	75
Figura 5.10	Fator Tenacidade à flexão dos concretos	76
Figura 5.11	Curvas P-d do grupo de referência C30-0	79
Figura 5.12	Aspecto final do ensaio da viga do grupo C30-0	79
Figura 5.13	Aspecto das vigas do grupo C30-0 após o ensaio e panorama de fissuração	80
Figura 5.14	Curva P-d do grupo CRF C30-40	81
Figura 5.15	Aspecto final do ensaio da viga do grupo C30-40	82
Figura 5.16	Aspecto das vigas do grupo C30-40 após o ensaio e panorama de fissuração	82
Figura 5.17	Curva P-d do grupo CRF C30-60	83
Figura 5.18	Aspecto final do ensaio da viga do grupo C30-60	84
Figura 5.19	Aspecto das vigas do grupo C30-60 após o ensaio e panorama de fissuração	84
Figura 5.20	Curva P-d do grupo CRF C30-80	85

Figura 5.21	Aspecto final do ensaio da viga do grupo C30-80	86
Figura 5.22	Aspecto das vigas do grupo C30-80 após o ensaio e panorama de fissuração	86
Figura 5.23	Curva P-d do grupo de referência C45-0	87
Figura 5.24	Aspecto final do ensaio da viga do grupo C45-0	88
Figura 5.25	Aspecto da viga do grupo C45-0 após o ensaio e panorama de fissuração	88
Figura 5.26	Curva P-d do grupo CRF C45-40	89
Figura 5.27	Aspecto final do ensaio da viga do grupo C45-40	90
Figura 5.28	Aspecto da viga do grupo C45-40 após o ensaio e panorama de fissuração	90
Figura 5.29	Curva P-d do grupo CRF C45-60	91
Figura 5.30	Aspecto final do ensaio da viga do grupo C45-60	92
Figura 5.31	Aspecto das vigas do grupo C45-60 após o ensaio e panorama de fissuração	92
Figura 5.32	Curva P-d do grupo CRF C45-80	93
Figura 5.33	Aspecto final do ensaio da viga do grupo C45-80	94
Figura 5.34	Aspecto das vigas do grupo C45-80 após o ensaio e panorama de fissuração	94
Figura 5.35	Curva P-d média dos grupos estudados	95
Figura 5.36	Gráfico das forças de primeira fissura e última	96
Figura 5.37	Relação entre a carga última experimental e as calculadas pelos autores	101
Figura 5.38	Relação entre a força última experimental e as calculadas pelos autores	101
Figura 5.39	Relação entre a carga última experimental e as calculadas por cada autor	103
Figura 5.40	Relação $P_{u, exp} / P_{u, cal}$ e taxa de fibras para cada formulação	105

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1	Valores de resistência e módulo de elasticidade para diversos tipos de fibras	20
Tabela 4.1	Caracterização Granulométrica do Agregado Miúdo	48
Tabela 4.2	Caracterização Granulométrica do Agregado Graúdo	49
Tabela 4.3	Identificação dos grupos	52
Tabela 4.4	Consumo de Materiais por grupo	53
Tabela 5.1	Identificação dos grupos	64
Tabela 5.2	Resistência à compressão	65
Tabela 5.3	Resistência à tração por compressão diametral	67
Tabela 5.4	Resistência à fissuração e à flexão dos grupos estudados	73
Tabela 5.5	Resistências Residuais dos CRFs	77
Tabela 5.6	Forças de Primeira Fissura e Última das Vigas	96
Tabela 5.7	Resumo dos parâmetros dos grupos analisados e seus resultados experimentais	98
Tabela 5.8	Força última experimental e calculadas pela literatura	100

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	15
1.1 OBJETIVOS.....	17
CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS.....	18
2.1 CONCRETO	18
2.2 FIBRAS DE REFORÇO.....	19
2.3 RELAÇÃO FIBRA-MATRIZ.....	22
2.4 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO	24
2.5 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO	25
2.6 RESISTENCIA À FLEXÃO	25
2.6.1 JSCE-SF4 (1984)	27
2.6.2 ASTM C1609 (2020).....	28
2.6.3 EN 14651 (2007).....	29
RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO EM VIGAS DE CONCRETO.....	32
3.1 CONCEITO DE TRELIÇA.....	33
3.2 MECANISMOS COMPLEMENTARES DE TRANSFERENCIA DE CISALHAMENTO.....	35
3.2.1 INTERTRAVAMENTO DOS AGREGADOS (AGGREGATE INTERLOCK)	35
3.2.2 EFEITO PINO	35
3.2.3 EFEITO DE ARCO.....	36
3.3 PROPRIEDADES QUE INTERFEREM NA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO	37
3.3.1 ALTURA ÚTIL DA VIGA	37
3.3.2 TAXA DE ARMADURA LONGITUDINAL.....	38
3.3.3 RESISTÊNCIA DO CONCRETO	39
3.3.4 RELAÇÃO VÃO DE CISALHAMENTO / ALTURA ÚTIL.....	40
3.4 MODELOS DE PREVISÃO PARA A CARGA ÚLTIMA DE CISALHAMENTO EM VIGAS DE CRF SEM ARMADURA TRANSVERSAL (ESTRIBOS)	41
3.4.1 SHARMA (1986).....	41
3.4.2 NARAYANAN E DARWISH (1987).....	41
3.4.3 ASHOUR ET AL. (1992).....	42
3.4.4 LI ET AL. (1992)	42
3.4.5 SHIN ET AL. (1994).....	43
3.4.6 KHUNTIA ET AL. (1999)	43
3.4.7 KWAK ET AL. (2002).....	43

3.4.8	YAKOUB (2011)	44
3.4.9	SAHOO E SHARMA (2014)	44
3.4.10	FIB MODEL CODE 2010 (2013) / NBR 16935 (2021)	44
 PROGRAMA EXPERIMENTAL		47
4.1	CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS	47
4.2	CONCRETOS E GRUPOS DE VIGAS	51
4.3	CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DOS CONCRETOS	56
4.3.1	Ensaio de compressão axial	56
4.3.2	Ensaio de compressão diametral	57
4.3.3	Ensaio de flexão dos corpos de prova prismáticos	58
4.4	VIGAS.....	60
 RESULTADOS E DISCUSSÃO		64
5.1	CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO NO ESTADO FRESCO	64
5.2	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO	65
5.3	RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL	67
5.4	RESISTÊNCIA À FLEXÃO	69
5.5	COMPORTAMENTO FORÇA-DEFORMAÇÃO DAS VIGAS.....	78
5.6	ANÁLISE DOS RESULTADOS PELAS FORMULAÇÕES	98
 CONCLUSÕES		107
6.1	SUGESTÕES PARA NOVOS TRABALHOS.....	108
 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS		109

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

O concreto é sem dúvida o material mais conhecido e o mais utilizado na construção civil. Sua resistência é o parâmetro mais valorizado por engenheiros e projetistas para o dimensionamento de estruturas e controle de qualidade das obras. Esta propriedade é definida como a capacidade do concreto em resistir a tensões sem romper, sendo que, em muitos casos, a ruptura do concreto é identificada com o surgimento de fissuras. Entretanto, existem no concreto várias microfissuras oriundas de diversos processos físicos e químicos (reações químicas de seus componentes, retração, deformações térmicas etc.) antes mesmo de ser submetido a tensões solicitantes. Quando submetido às cargas de tração ou compressão, tendem a se concentrarem tensões nas microfissuras que, rapidamente, levam a um alargamento delas, provocando a ruptura frágil do material cimentício. (METHA e MONTEIRO, 2008)

De acordo com Nogueira (2010), o comportamento à flexão das estruturas de concreto é, de forma satisfatória, previsível visto que foi tema de diversas investigações experimentais e teóricas. Porém, o comportamento do concreto ao cisalhamento não possui uma caracterização bem definida. A resistência do concreto aos esforços cisalhantes é complexa, pois há vários componentes que interferem na transferência das tensões, dificultando a incorporação de todos estes elementos em uma teoria simples e prática.

Rupturas por esforços cisalhantes são desencadeadas após o surgimento de fissuras inclinadas, causadas pela combinação de forças cortantes, momentos fletores e eventualmente forças axiais (compressão ou tração). A transferência da força cortante depende das resistências do concreto à tração e à compressão, por isso, a ruptura frágil é um evento sério e possível de ocorrer, de modo que é muito importante o correto dimensionamento ao cisalhamento da peça de concreto (BASTOS, 2017).

A adição de fibras ao concreto altera de forma significativa o seu comportamento mecânico no estado endurecido, conferindo-lhes características próprias do comportamento dos materiais que as compõem. As fibras contribuem na performance dos elementos estruturais de concreto de duas maneiras: resistindo as tensões de tração e controlando o desenvolvimento das fissuras, melhorando, deste modo, a ductilidade do concreto (ACI 544.4R, 2018).

As fibras de aço podem ser utilizadas como complemento ou até mesmo substitutas da armadura convencional de cisalhamento (estribos), visto que aumentam substancialmente a capacidade de resistência ao esforço cortante das vigas (ACI 544.4R, 2018).

Dinh et al (2011) e Shoaib (2012) comentam que fibras de aço aumentam a resistência ao cisalhamento por meio da transferência das tensões de tração nas fissuras diagonais das bielas comprimidas, reduzindo a abertura delas, efeito este denominado *crack-bridging stress*. Este comportamento indica que a utilização de concretos reforçados com fibras (CRF) pode reduzir ou até mesmo eliminar os efeitos adversos dos esforços cisalhantes em vigas de concreto sem estribos. Entretanto, a influência das fibras na resposta ao cisalhamento de vigas de concreto reforçado com fibras de aço (CRFA) depende de uma série de parâmetros: o volume de fibras incorporados ao concreto (V_f); altura efetiva da viga (d); relação entre o vão de cisalhamento e a altura útil (a/d); taxa de armadura longitudinal (ρ); resistência a compressão do concreto (f_c); tipo de agregado e largura da viga (b).

Tipicamente, elementos sob cisalhamento são armados com estribos, entretanto, em certos casos, a armadura de cisalhamento não é tão desejável (Eva & Lantsoght, 2019). Um exemplo é o caso de lajes unidirecionais, onde o uso de armadura de cisalhamento não tem um interessante custo-benefício (Lantsoght et al., 2013). Casos, como de elementos com elevada taxa de armadura ao cisalhamento ou regiões com congestionamento de armadura podem dificultar a moldagem do elemento estrutural. Para tais situações, a dispersão de fibras de aço no concreto pode melhorar a capacidade da peça ao cisalhamento e reduzir ou mesmo eliminar a necessidade dos estribos (Eva & Lantsoght, 2019).

Apesar das fibras de aço já serem utilizadas de maneira bem difundida tanto no Brasil como no mundo, ainda há uma carência de regulamentações normativas que orientem o dimensionamento ao cisalhamento de elementos de CRFA submetidos à flexão, como vigas por exemplo. Recentemente a ABNT colocou em vigor a NBR 16935:2021 que traz procedimentos para o projeto de estruturas de concreto reforçado com fibras, a qual representa uma evolução dos trabalhos publicados pelo Instituto Brasileiro de Concreto (IBRACON) em parceria com a Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural (ABECE) em 2016. A referida norma tem como base os códigos internacionais Fib Model Code-2010 (2013), ACI 318 (2019) e ACI 544-4R (2018). Mesmo assim, de acordo com Sahoo e Sharma (2014) pesquisas precisam ser desenvolvidas para entender melhor o comportamento de vigas de CRFA e validar as equações propostas pela literatura melhorando as regulamentações internacionais.

Segundo Eva & Lantsoght (2019), para otimizar projetos estruturais e reduzir a quantidade de materiais especificados em projeto, como também reduzir o impacto ambiental e a emissão de carbono, é fundamental o desenvolvimento de melhores modelos para cálculo da capacidade ao cisalhamento de CRFA com armadura longitudinal e sem estribos.

Como ainda não se conta com melhores modelos matemáticos é primordial reunir aqueles disponíveis. Assim, agrupando as informações dos modelos presentes na literatura, pode-se analisar a deficiência das equações existentes e conduzir outros parâmetros de estudo. Perante o exposto, investigações experimentais são fundamentais para identificar como a incorporação das fibras de aço afeta o desempenho ao cisalhamento de vigas de concreto, bem como validar as formulações analíticas apresentadas pelas regulamentações normativas e por trabalhos acadêmicos de grande credibilidade.

1.1 OBJETIVOS

O objetivo geral deste trabalho é analisar o comportamento ao esforço cisalhante de vigas de concreto reforçado com fibras de aço (CRFA) de pequenas dimensões sem a utilização de armadura transversal, estribos.

Para atendimento ao objetivo geral, são aqui apresentados os objetivos específicos:

- Obter curvas de caracterização dos grupos de concreto reforçado com fibras de aço em diferentes taxas de incorporação das fibras, para a correta classificação do modo de ruína;
- Analisar o impacto da resistência do concreto no cisalhamento comparando duas classes de resistência, 30MPa e 45MPa, por meio de métodos de experimentação dos corpos de prova de CRFA;
- Submeter vigas a ensaios de flexão, com intuito de identificar a influência da incorporação das fibras de aço e f_{cm} do concreto na resistência ao cisalhamento e o modo de ruína da viga;
- Comparar analiticamente os resultados experimentais com modelos de cálculos de regulamentações normativas e trabalhos científicos de grande reconhecimento;
- Propor um modelo analítico para previsão da resistência última ao cisalhamento de vigas de CRFA.

CAPÍTULO 2

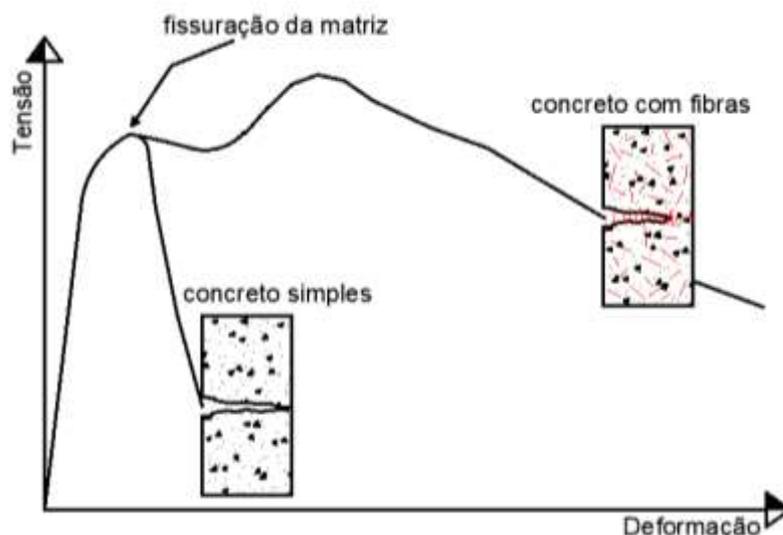
CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS

2.1 CONCRETO

É de comum conhecimento que o concreto é o material mais utilizado na construção civil. Seu elevado consumo é justificado por sua excelente resistência à água, pela capacidade de ser moldado em diferentes formas e tamanhos e, principalmente, pela facilidade de produção em diversas regiões. Sua propriedade mecânica principal, a resistência à compressão, é especificada como o parâmetro principal para sua comercialização (FIGUEIREDO, 2011).

No entanto, as matrizes cimentícias possuem baixa resistência à tração em relação a sua resistência à compressão (7% a 10%) e baixa capacidade de deformação, fazendo com que a matriz perca, quase que imediatamente, sua resistência após o surgimento da primeira fissura, classificando-a como um material frágil (METHA E MONTEIRO, 2008). Esse comportamento pode ser observado na Figura 2.1. A capacidade de resistência à tração é reduzida pela dificuldade que o concreto apresenta em bloquear a propagação das fissuras oriundas desse esforço. A direção da propagação da fissuração à tração é transversal à direção da tensão e o início e crescimento de novas fissuras reduzem a área disponível para resistir a carga, de modo que essa redução causa um aumento das tensões nas extremidades das fissuras críticas. Ademais, o decréscimo da frequência de contenção das fissuras significa que a ruptura na tração é causada pela união de algumas fissuras, e não por numerosas fissuras, como no caso dos estados de tensão de compressão.

Figura 2.1 – Comportamento do concreto simples e com fibras

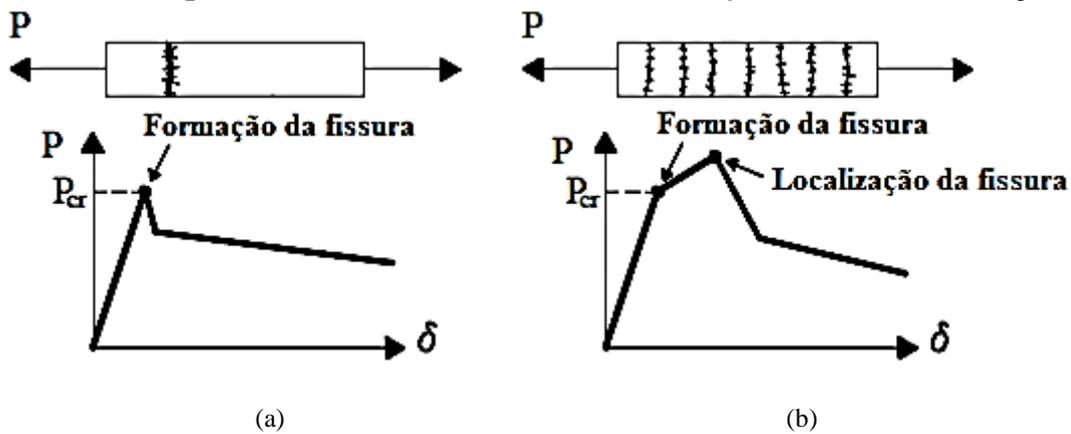


Fonte: Adaptado de Ferrari (2007)

Uma maneira de melhorar as propriedades da matriz é com a incorporação de fibras na mistura. A transferência de tensão que a fibra realiza ao longo das fissuras no concreto eleva a capacidade do mesmo em absorver energia associado à ruptura do material e à restrição à propagação de fissuras (FIGUEIREDO, 2000).

O comportamento mecânico pós-fissuração da matriz do CRF pode ser caracterizado conforme a Figura 2.2. Nessa figura, observa-se que após a fissuração da matriz de concreto (P_{cr}), a carga pode assumir dois caminhos: (a) manutenção de carga abaixo da carga P_{cr} , caracterizando-se como um amolecimento do CRF ou (b) manutenção de carga acima da carga P_{cr} , caracterizando-se como um enrijecimento do CRF.

Figura 2.2 – Comportamento de abrandamento (a) e enrijecimento (b) sob tração axial



Fonte: Adaptado de FIB-MC 2010 (2013)

2.2 FIBRAS DE REFORÇO

A utilização de fibras como reforço em concretos visa o aperfeiçoamento das propriedades mecânicas como resistência à tração e flexão, elevação da capacidade de absorver energia (tenacidade) e propriedades físicas como módulo de elasticidade, capacidade de deformação e ruptura dúctil. Figueiredo (2005) comenta que a distribuição aleatória das fibras na matriz, atua de maneira geral na estrutura em diversas direções, diferentemente da armação com vergalhões nas estruturas convencionais de concreto armado.

De acordo com Figueiredo (2011), as fibras utilizadas como reforço dos compósitos cimentícios são chamadas atualmente como macrofibras, as quais podem ser de aço ou poliméricas, e as microfibras, no geral poliméricas, que não são usadas com foco no reforço na resistência do concreto, mas sim na melhora da capacidade de deformação. Na Tabela 2.1 são apresentadas algumas propriedades das fibras encontradas na literatura.

A escolha das fibras varia em torno das características que se deseja alcançar no reforço. Usualmente, as fibras com módulo de elasticidade menor e alongamento maior do que as matrizes cimentícias, como as fibras poliméricas, são capazes de elevar a tenacidade do material, garantindo boa resistência ao impacto e capacidade de deformação. Entretanto, devido à sua baixa rigidez, não contribuem significativamente para o aumento de resistência mecânica da matriz. Já as fibras com elevado módulo de elasticidade e resistência, como as de aço, vidro e carbono, produzem compósitos com elevada resistência à tração e flexão, alta rigidez e boa capacidade de resistir a cargas dinâmicas.

Tabela 2.1 – Valores de resistência e módulo de elasticidade para diversos tipos de fibras

Tipo de Fibra	Diâmetro (μm)	Comprimento (mm)	Densidade (g/cm^3)	Resistencia a Tração (MPa)	Módulo (GPa)
Álcool Polivinílico (PVA)	-	6 — 24	1,3	1060 — 1600	20 — 66
Aço	5 — 500	12 — 200	7,8	500 — 3000	190 — 210
Celulose	-	16	1,26	200 — 500	10 — 81
Carbono	9	0,02 — 12,5	1,9 — 1,95	2500 — 12000	200 — 600
Vidro	9 — 15	12	2,65	2000 — 4000	70 — 100
Kevlar (aramida)	10	45	1,45	3220	65 — 133
Poliacrilonitrilo (PAN)	-	6 — 24	1,17	685 — 826	2 — 3
Polietileno (PE)	-	12 — 18	0,91 — 0,97	2500 — 2700	75 — 88
Polipropileno (PP)	20 — 200	6 — 50	0,9	300 — 900	0,13 — 7,7
SMA (Ligas de metais)	-	16	6,45	869	41

Fonte: Adaptado de Figueiredo (2011)

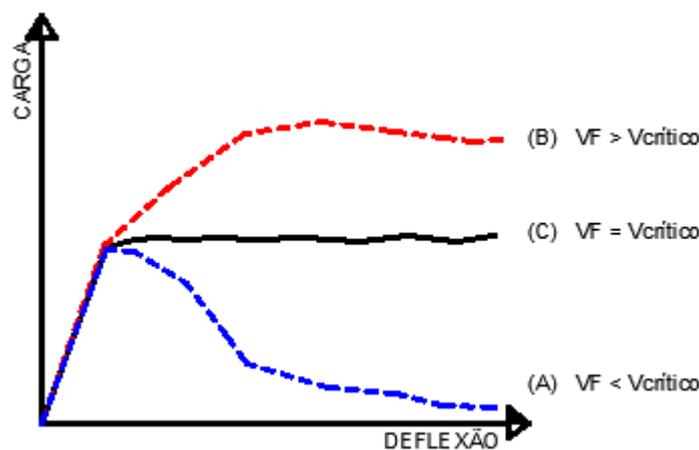
Segundo Oliveira (2005), as propriedades adquiridas pelos materiais cimentícios dependem de algumas características das fibras, podendo-se destacar os seguintes quesitos:

- i. Resistência mecânica e módulo de elasticidade do material constituinte da fibra;
- ii. Dimensões geométricas, comprimento (l) e diâmetro (d);
- iii. Fator de forma (λ) definido pela razão l / d ;
- iv. Fração de volume de fibra incorporada a matriz;
- v. Formato da fibra.

Para que ocorra o processo de transferência de tensões nas fissuras pelas fibras, estas devem possuir um comprimento adequado, bem como estarem dispersas em um volume mínimo. Assim, são destacados dois parâmetros, sendo eles o volume crítico (V_c) e o

comprimento crítico (l_c), conforme apresenta Miller (2008). O volume crítico corresponde a quantidade de fibras adicionadas a matriz que mantém a capacidade de carga após o surgimento da primeira fissura. Dessa forma, volumes abaixo de V_c correspondem a uma queda no potencial de suporte do material após a fissuração, em contrapartida os teores acima de V_c melhoram a capacidade de carga dos compósitos, aceitando níveis de carregamento crescentes até a ruptura, situação ilustrada na Figura 2.3. De acordo com Figueiredo (2000), existe uma faixa de volume entre o volume crítico e o volume máximo de fibras que corresponde a uma quantia viável contribuindo efetivamente no desempenho da matriz.

Figura 2.3 – Resposta dos compósitos com volume de fibras em diferentes níveis

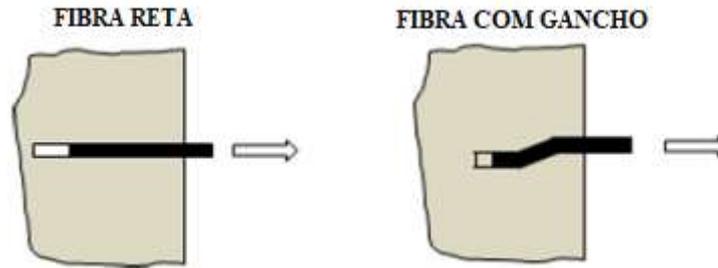


Fonte: Adaptado de Figueiredo (2000)

O comprimento crítico das fibras corresponde àquele que ao surgir uma fissura perpendicular à fibra posicionada no meio do comprimento, ocasiona a tensão de ruptura do respectivo material fibroso. Quando a fibra apresentar um comprimento menor que o l_c a tensão de arrancamento supera a tensão de ruptura da fibra e, à medida que a transferência de tensões ocorre na fissura, sucede o arranque da fibra do lado de menor comprimento embutido.

Devido a possibilidade do deslizamento das fibras, algumas medidas são tomadas elevando o fator de forma (l/d) e alterando o formato longitudinal delas. Assim algumas fibras são produzidas apresentando ondulações (ao longo do comprimento) e ganchos em suas extremidades, conforme Figura 2.4, com o intuito de aumentar a ancoragem das fibras na matriz garantindo maiores valores de resistência e rigidez para o compósito.

Figura 2.4 – Esquema ilustrativo do comportamento de aderência fibra-matriz alterando a geometria da fibra



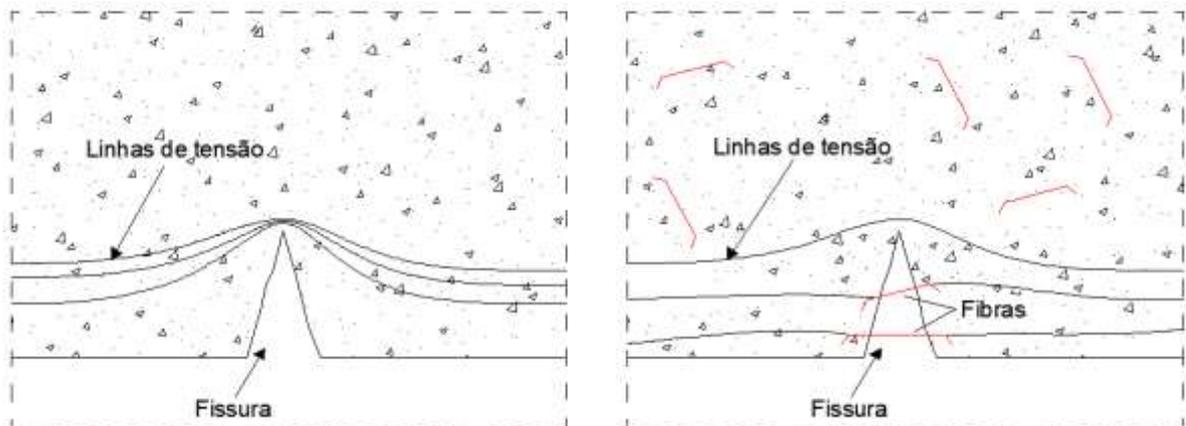
Fonte: Adaptado de Vasconcelos (2012)

2.3 RELAÇÃO FIBRA-MATRIZ

Normalmente, existem no concreto várias microfissuras devido à diversos processos químicos de seus componentes e efeitos de retração. Quando submetido a cargas de tração ou flexão, na ponta das fissuras tendem a se concentrarem tensões que, rapidamente, levam a um alargamento das mesmas, provocando a ruptura frágil do concreto. (FIGUEIREDO, 2011)

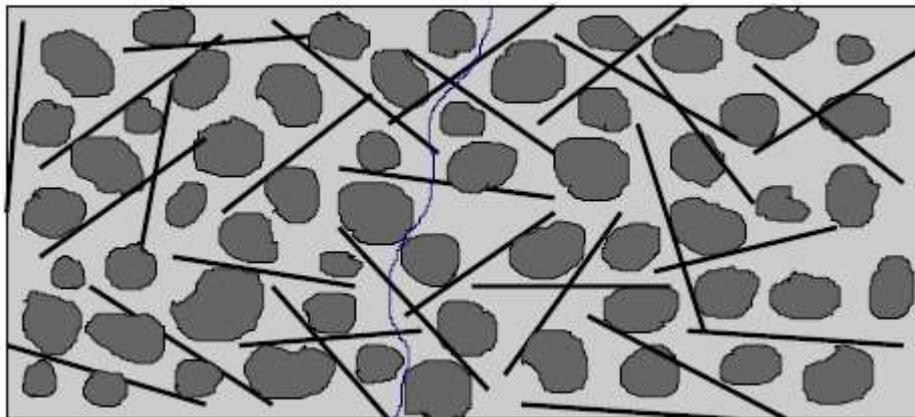
Segundo Lopes (2005), nos compósitos reforçados com fibras, as tensões solicitantes de tração e flexão são resistidas em conjunto matriz e fibras, sendo de grande importância a aderência entre os dois materiais. Antes da fissuração da matriz, a transferência das tensões é de forma elástica e as deformações são iguais nas interfaces do concreto e das fibras. Com o aumento do carregamento as tensões levam a fissuração e, conseqüentemente, ruptura da aderência entre a fibra e o concreto, levando o processo de transferência de tensões a ser por atrito fibra-matriz. (DRUN, 2019)

As fibras, pela sua distribuição aleatória, interceptam as fissuras e atuam como pontes de transferência de tensões, como demonstrado na Figura 2.5. Quinino (2015) alega que essa transferência de esforços produz uma distribuição de esforços em toda a matriz, sendo a energia absorvida dissipada por um conjunto de microfissuras resultando no processo de múltipla fissuração.

Figura 2.5 – Atuação das fibras como ponte de tensões nas fissuras

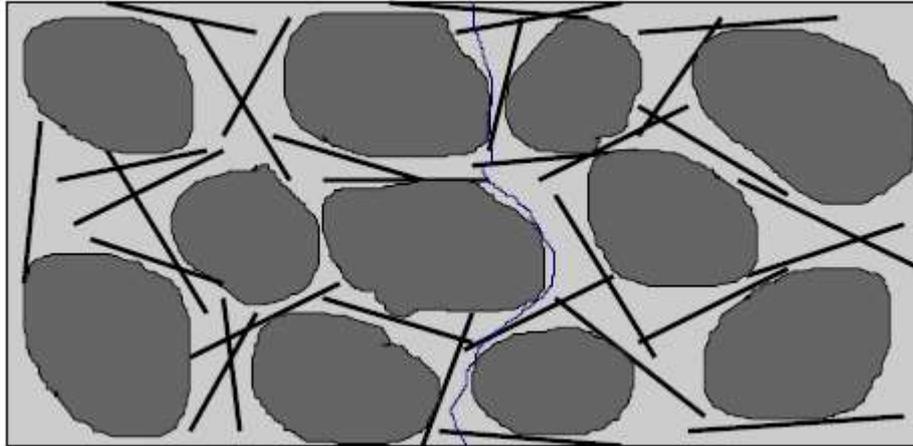
Fonte: Adaptado de Arquez (2010)

Figueiredo (2000) recomenda a utilização de fibras com comprimento igual ou superior ao dobro da dimensão máxima característica do maior agregado adicionado ao concreto. Dessa forma, para que a ponte de transferência de tensões ocorra, a fibra utilizada deve ter um comprimento que facilite o seu correto posicionamento em relação à fissura. Na Figura 2.6 pode ser observado a compatibilização entre a fibra e os agregados graúdos do concreto e, na Figura 2.7, o oposto. Nota-se que quando a fibra não possui o comprimento necessário não há grande eficiência no combate das fissuras.

Figura 2.6 – Compatibilização entre fibra e agregado no reforço do concreto

Fonte: Figueiredo (2000)

Figura 2.7 – Não compatibilização entre fibra e agregado no reforço do concreto

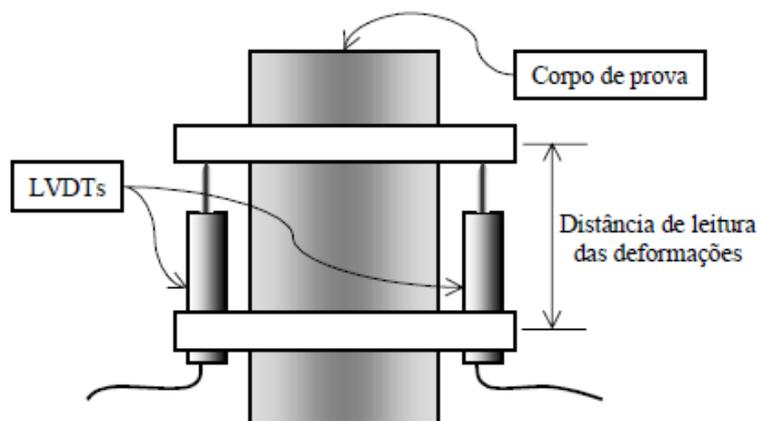


Fonte: Figueiredo (2000)

2.4 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

A adição de fibras no concreto não visa alterar a resistência à compressão, visto que os materiais cimentícios apresentam boa capacidade sob esse tipo de esforço. Mesmo assim, devido ao efeito de transferência de tensões, as microfissuras oriundas da compressão são costuradas pelas fibras garantindo um aumento na resistência dos compósitos. Este comportamento pode ser avaliado segundo o procedimento de ensaio prescrito pela *Japan Society of Civil Engineers* (JSCE-SF5, 1984b), cujo esquema se encontra apresentado na Figura 2.8. Nesse método, o acoplamento de dois LVDTs (*Linear Variable Differential Transformer*) ao corpo de prova é exigido como o intuito de representar a curva de carga por deslocamento (FIGUEIREDO, 2000).

Figura 2.8 – Esquema de ensaio para determinação da tenacidade na compressão



Fonte: JSCE-SF5 (1984b, apud FIGUEIREDO 2000)

Para execução do ensaio à compressão são usadas normas do concreto convencional, como a ABNT NBR 5739:2018, obedecendo os preceitos da NBR 5738:2015, sendo que os corpos de prova cilíndricos devem ser moldados com vibração externa a fim de não influenciar a distribuição das fibras.

2.5 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO

Materiais de base cimentícia apresentam ruptura frágil quando submetidos a esforços de tração devido a sua baixa capacidade de deformação. A resistência à tração, diferentemente da resistência à compressão, pode ser consideravelmente aprimorada pela adição de fibras.

Segundo Oliveira (2005), muitos pesquisadores analisam as propriedades à tração de concretos reforçados com fibras com base nos ensaios de flexão, ou tração indireta por compressão diametral de cilindros de concreto. Visto que, há dificuldades na interpretação dos resultados dos ensaios de tração direta, devido a variação existentes dos corpos de prova, além dos equipamentos utilizados, pois não há uma padronização deste tipo de ensaio.

A presença de fibras influencia de maneira significativa o comportamento à tração do concreto, principalmente após a fissuração, embora, para que ocorram aperfeiçoamentos relevantes, necessita-se de grandes volumes de fibras (>1,5%) incorporadas à matriz. A exceção, consoante a Balaguru e Shah (1992), é o concreto com adição mineral (sílica ativa), pois este concreto tende a apresentar uma melhor compacidade, gerando fortes ligações entre as fibras e a matriz de concreto e consecutivo aumento da resistência à tração do compósito.

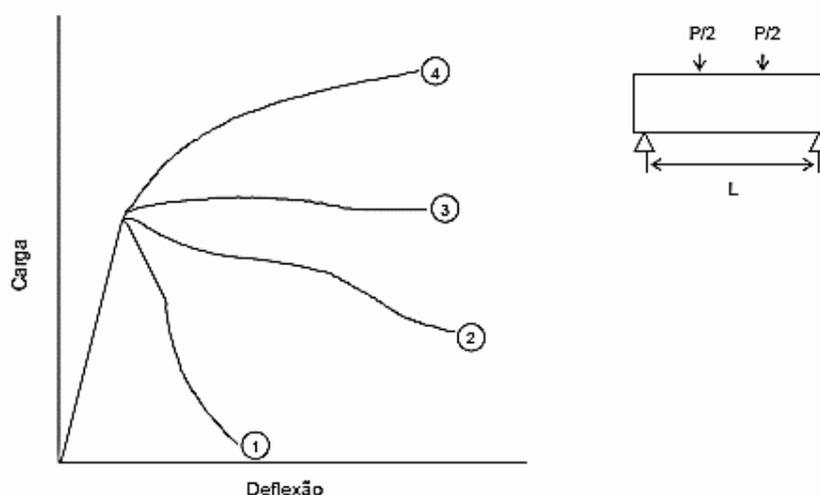
2.6 RESISTENCIA À FLEXÃO

A adição de fibras no concreto apresenta maior influência na resistência à flexão do que à compressão e à tração direta. Na literatura pode-se encontrar aumentos de resistência maiores que 100%, segundo Oliveira (2005). De acordo com Lopes (2005), esse grande efeito na flexão deve-se ao fato do momento resistente ser incrementado pelo deslocamento da linha neutra na direção da zona comprimida. Esse deslocamento é ocasionado pelo aumento da deformação de tração devido à presença das fibras.

Segundo Bentur e Mindess (1990) os principais fatores que influem no aperfeiçoamento da resistência à flexão do concreto fibroso são a relação de aspecto (l/d) e o volume de fibras incorporado (V_f).

Conforme Lopes (2005), em curvas carga \times deflexão de vigas de concreto reforçadas com fibras sujeitas a esforços de flexão, vide Figura 2.9, é possível notar que se o volume de fibras necessário para costurar as fissuras for insuficiente, não haverá sustentação da resistência pós fissuração da matriz, fazendo com que a capacidade de carga caia (curva 1). Se o número de fibras for suficiente, capaz de resistir a uma parcela de esforço sem superar a resistência máxima da matriz, então a curva deve se comportar conforme a curva 2. Agora, se as fibras incorporadas possuírem resistência igual ou superior a matriz cimentícia ocorre o comportamento representado pelas curvas 3 e 4.

Figura 2.9 – Curva carga \times deflexão típica para compósitos cimentícios fibrosos variando o volume e a capacidade resistiva das fibras



Fonte: Lopes (2005)

De acordo com Vitor (2017), há dois valores comumente reportados da resistência à flexão: “a resistência à flexão de primeira fissura, correspondente à carga para a qual a curva força-deslocamento se afasta da linearidade e a resistência à flexão última (ou módulo de ruptura, MOR) correspondente a máxima carga encontrada”.

Segundo Quinino (2015), a resistência última está relacionada aos parâmetros da matriz cimentícia e a influência oriunda das propriedades das fibras, a qual pode ser melhor analisada por meio de testes de flexão com diferentes dosagens de fibras.

A fim de obter as propriedades aprimoradas pela utilização de fibras no reforço do concreto, métodos de ensaios específicos devem ser desenvolvidos. Estes ensaios consistem em submeter corpos de prova prismáticos à flexão e determinar a resistência residual à flexão e a tenacidade do compósito. (BENTUR;MINDESS, 2007)

Para os compósitos cimentícios, de acordo com Figueiredo (2000), a tenacidade é interpretada como a área sob a curva carga-deformação, representada pelo trabalho dissipado

no material até um nível de deflexão estipulado. Esse valor é utilizado para avaliação dos compósitos, tendo como desvantagem básica, depender das dimensões dos corpos de prova e do sistema de aplicação dos esforços.

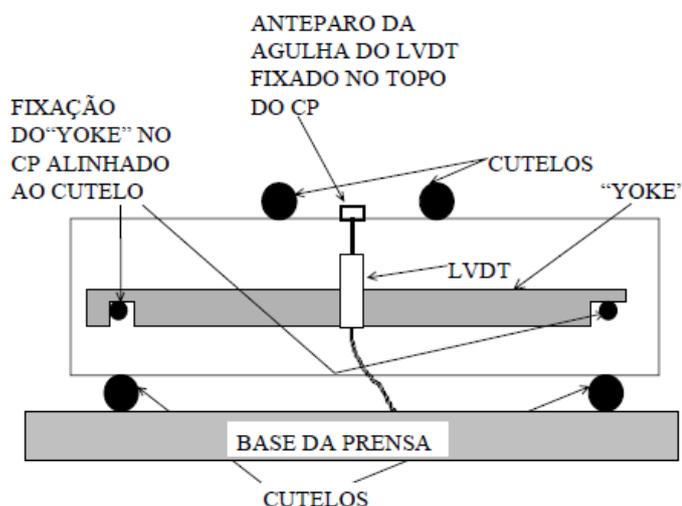
2.6.1 JSCE-SF4 (1984)

Um dos primeiros métodos de ensaio a ser desenvolvido para avaliar a tenacidade de prismas de CRF, a norma japonesa JSCE-SF4 de 1984 é considerada a base normativa para as demais regulamentações internacionais vigentes atualmente.

O ensaio consiste em submeter a flexão em quatro pontos corpos de prova (CP) prismáticos com dimensões de 100 x 100 x 350 mm ou 150 x 150 x 500 mm, com vão de 300 mm ou 450 mm respectivamente, os quais podem ser extraídos ou moldados. De acordo com Figueiredo (2011), a escolha das dimensões está relacionada ao tamanho da fibra utilizada no concreto e, também, faz-se necessário um equipamento de ensaio que possua um pórtico de elevada rigidez para minimizar a instabilidade pós-pico do ensaio.

A taxa de carregamento do ensaio é de 0,15 a 0,30mm/min, a qual é determinada pelo deslocamento vertical do CP. Para a leitura do deslocamento vertical, são necessários dois LVDTs em cada lado do prisma, centralizados utilizando o dispositivo “Yoke”. Na Figura 2.10 é possível observar o esquema do experimento. O ensaio é encerrado até que o deslocamento mínimo de $L/150$ (mm) seja atingido.

Figura 2.10 – Posicionamento dos apoios (cuteiros) o aparelho LVDT e o sistema yoke no ensaio da JSCE-SF4 (1984)



Fonte: Figueiredo (2000)

Realizado o ensaio é construído o gráfico carga-deformação e feita a análise por meio da determinação da resistência flexional, pela equação 2.3, da tenacidade pela área abaixo da curva carga-deformação e o fator de tenacidade à flexão, utilizando a equação 2.4 (SALVADOR, 2013).

$$\sigma_b = \frac{P.L}{b.h^2} \quad [\text{Eq. 2.3}]$$

$$\overline{\sigma}_b = \frac{T_b.L}{\delta_{Tb}.b.h^2} \quad [\text{Eq. 2.4}]$$

Onde:

σ_b : resistência à flexão (N/mm²);

P: carga de pico (máxima) obtida no ensaio de flexão (N);

$\overline{\sigma}_b$: Fator de tenacidade à flexão quando o deformação do corpo-de-prova for δ_{Tb} (MPa);

Tb: Tenacidade à flexão (área abaixo da curva força x deformação);

δ_{Tb} : Deformação de L/150 mm;

L: Vão do CP prismático (mm);

b: Largura do CP (mm);

h: Altura do CP (mm).

Este método é bastante utilizado no dimensionamento de elementos de concreto reforçado com fibras e o que apresenta a metodologia mais simples, além de não precisar de equipamentos sofisticados para o ensaio, visto que neste procedimento não se faz necessário o uso de um sistema do tipo *closed-loop*, ou seja, o ensaio é guiado pela taxa de deslocamento do pistão de carga. (FIGUEIREDO, 2011)

2.6.2 ASTM C1609 (2020)

Este ensaio utiliza a mesma metodologia do ensaio japonês, a grande diferença deste método está no equipamento com sistema fechado (*closed-loop*) sendo, a variável de controle do carregamento, o deslocamento vertical do corpo de prova e não mais do pistão. Essa

diferença para o método japonês garante resultados menos instáveis e mais confiáveis na região pós fissuração do concreto.

A curva carga-deformação é aqui também determinada, e sua análise baseia-se na obtenção das cargas residuais $P_{L/600}$ e $P_{L/150}$ que, por sua vez, servem para o cálculo das resistências residuais $f_{L/600}$ e $f_{L/150}$ referentes aos deslocamentos $L/600$ e $L/150$ respectivamente. Para isso, são utilizadas as equações 2.5 e 2.6. (SALVADOR, 2013)

$$f_{L/600} = \frac{P_{L/600} \cdot L}{b \cdot d^2} \quad [\text{Eq. 2.5}]$$

$$f_{L/150} = \frac{P_{L/150} \cdot L}{b \cdot d^2} \quad [\text{Eq. 2.6}]$$

Onde:

L: vão do CP (mm);

b: largura do CP (mm);

d: altura do CP (mm).

Através do cálculo da área abaixo da curva até o deslocamento de $L/150$, é determinada a Tenacidade $T_{L/150}$.

2.6.3 EN 14651 (2007)

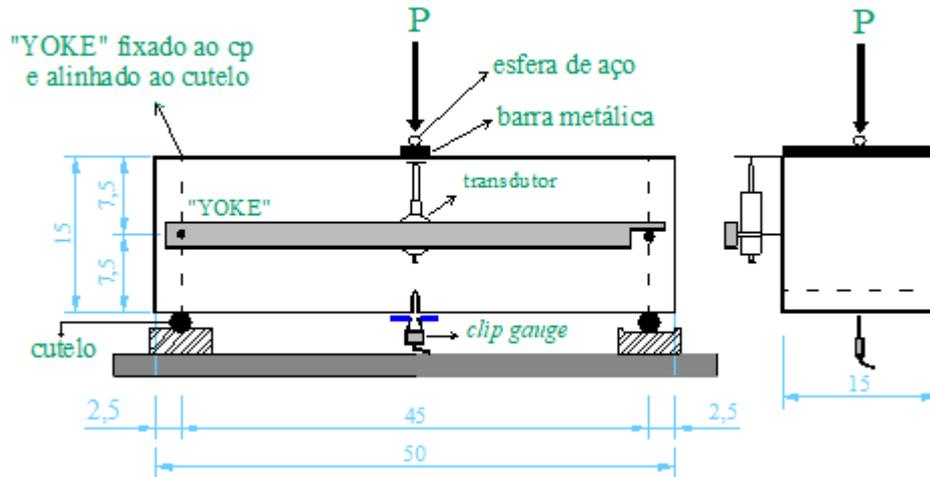
Igualmente a ASTM C1609, esta norma exige que em seu ensaio à flexão seja utilizado um equipamento dotado de sistema *closed-loop* de controle de velocidade de deformação. Esta regulamentação teve como base as recomendações da RILEM TC 162-TDF (2002) e é atualmente o ensaio básico prescrito pelo código da Federação Internacional do Betão (FIB) no modelo CEB-FIP Model Code-2010 (2013).

Os espécimes ensaiados são prismas com seção transversal de 150 x 150 mm com o comprimento variando de 550 mm à 700 mm apresentando um vão de 500 mm. Os CPs possuem um entalhe centralizado na face inferior, de 5mm de largura por 25 mm de altura, o qual tem como função direcionar a fissuração no mesmo. O esquema estático neste ensaio é a flexão em três pontos, diferente das regulamentações anteriormente aqui apresentadas, e está representado na Figura 2.11.

Além do sistema do tipo “yoke” e os LVDTs para a medição do deslocamento vertical do prisma, é utilizado um *clip-gauge* para monitorar a abertura da fissura no entalhe CMOD (*crack mouth opening displacement*). A velocidade do ensaio é dada pelo valor do CMOD, a

qual se dá na taxa de 0,05 mm/min no intervalo de 0 a 0,10 mm de abertura da fissura e, no restante do ensaio, a uma velocidade de 0,20mm/min. A utilização de uma velocidade menor na etapa inicial do ensaio visa diminuir a instabilidade pós-pico. (SALVADOR, 2013)

Figura 2.11 – Esquema estático e instrumentação do ensaio da EN 14651 (2007)



Fonte: Adaptado de Ferrari (2007)

Realizado o ensaio, plota-se um gráfico carga-CMOD para um intervalo de até 4,0 mm de abertura da fissura. A partir da curva determina-se os valores das resistências residuais ($f_{R,j}$) relativa a cada nível de CMOD dada pela equação 2.9.

$$f_{R,j} = \frac{3F_j \cdot L}{2b \cdot h_{sp}^2} \quad [\text{Eq. 2.9}]$$

Em que:

$f_{R,j}$ é a resistência residual à tração na flexão correspondente à $\text{CMOD} = \text{CMOD}_j$ ou $\delta = \delta_j$ ($j = 1, 2, 3, 4$) (em N/mm²);

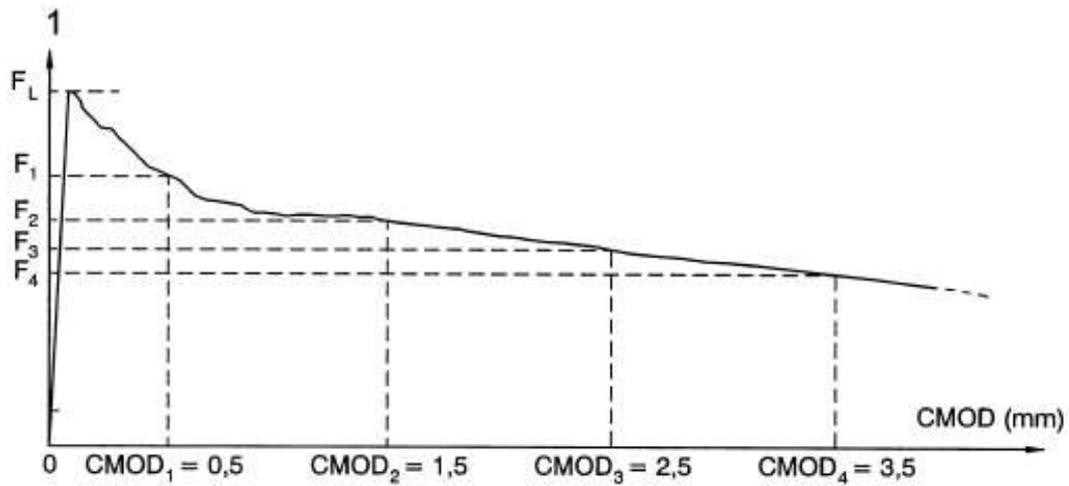
F_j é a força correspondente à $\text{CMOD} = \text{CMOD}_j$ ou $\delta = \delta_j$ ($j = 1, 2, 3, 4$) (em N), conforme Figura 2.12;

L comprimento do vão do corpo de prova (em mm);

b largura do corpo de prova (em mm);

h_{sp} distância do topo do entalhe até a face superior do corpo de prova (em mm);

Figura 2.12 – Curva Força x CMOD e F_j ($j = 1, 2, 3, 4$)



Fonte: EN 14651 (2007)

A norma europeia apresenta ainda uma relação entre o deslocamento vertical do prisma e a abertura da fissura CMOD, de acordo com a equação 2.10.

$$CMOD = \frac{\delta - 0,04}{0,85} \quad [2.10]$$

Neste capítulo buscou apresentar os parâmetros gerais do concreto reforçado com fibras (CRF) como suas propriedades, os ensaios realizados e parâmetros adotados por regulamentações normativas para análise do comportamento mecânico do material.

No próximo capítulo serão abordados os conceitos sobre a resistência ao cisalhamento em vigas de concreto.

CAPÍTULO 3

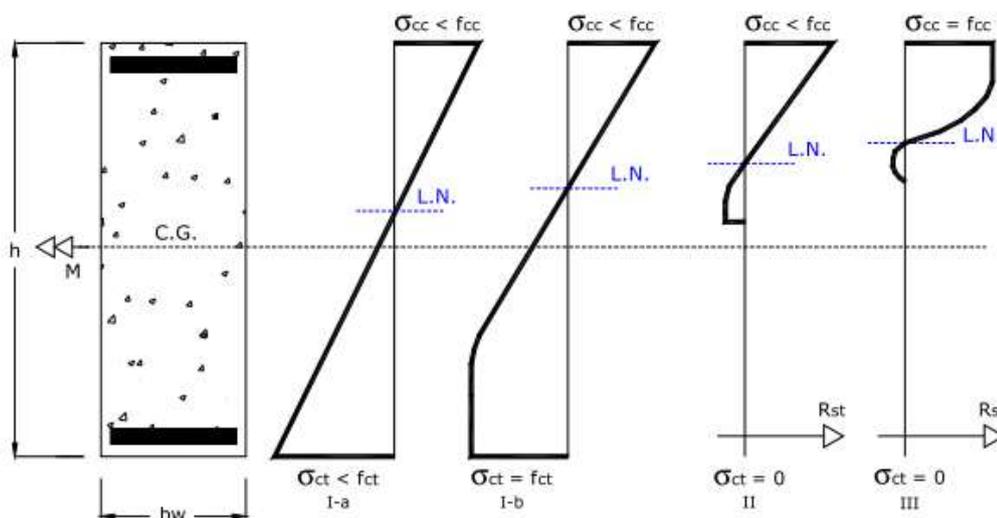
RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO EM VIGAS DE CONCRETO

As vigas são elementos estruturais longitudinais que resistem a esforços perpendiculares ao seu eixo. Em resposta a essas solicitações, surgem na viga esforços cisalhantes (força cortante) e flexionais (momento fletor) que combinados estabelecem o estado biaxial de tensões nas vigas. (VITOR, 2017)

A transferência de esforços cisalhantes em vigas de concreto é complexa, sendo que a criação de modelos e análise de estruturas de concreto é fundamentada em hipóteses clássicas de estádios de comportamento. (FUSCO, 2008; NOGUEIRA, 2010)

Os estádios de comportamento do concreto são definidos por meio de configurações de tensões na seção transversal do concreto, tensões estas provenientes das solicitações externas, representados na Figura 3.1.

Figura 3.1 – Estádios de comportamento do concreto



Fonte: Nogueira, 2010

No estágio I-a as solicitações que atuam na seção de concreto são pequenas de modo que não há a necessidade de auxílio de barras longitudinais de aço (armadura). Nesse estágio não ocorre a fissuração da estrutura permanecendo, portanto, a relação linear entre tensão e deformação. Elevando o nível de solicitação externa, as tensões de tração aumentam até que

surge a primeira fissura no concreto, caracterizando o estágio I-b. Neste momento, a região tracionada do concreto começa a fissurar, mas ainda assim, ele é capaz de resistir aos esforços.

Avançando um pouco mais, surge o estágio II no qual o concreto encontra-se totalmente fissurado abaixo da linha neutra, não apresentando mais resistência à tração, por isso nos modelos de cálculo a região tracionada do concreto é desprezada e surge a necessidade de dispor armaduras que resistam aos esforços. Por fim, com a elevação das solicitações ocorre a ruptura do concreto comprimido, momento este classificado como estágio III.

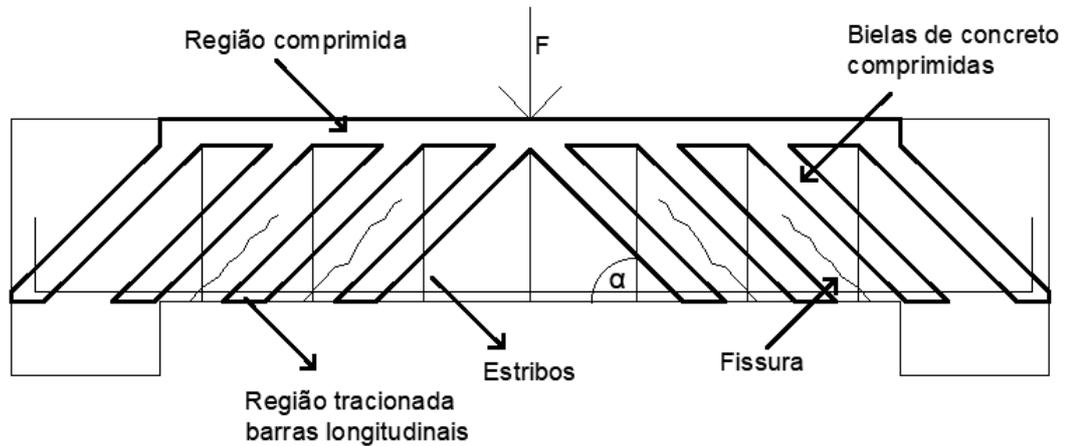
Vale salientar que a ruína da estrutura não é caracterizada apenas pela ruptura do concreto à compressão, existem outros casos em que a armadura pode apresentar alongamento excessivos antes mesmo do concreto comprimido romper. Atualmente, a verificação à segurança é realizada admitindo que a ruína da peça em concreto armado possa ocorrer tanto pela ruptura do concreto comprimido quanto pela deformação excessiva da armadura tracionada. (NOGUEIRA, 2010)

Para o estudo do cisalhamento no concreto é de grande interesse a análise do comportamento em estágio II, em que as tensões ultrapassam a capacidade resistente e as primeiras fissuras aparecem. Nesta situação, ocorre uma redistribuição das tensões o que dificulta a formulação teórica e criação de um modelo analítico. Assim, surgiu o modelo de treliça, com a finalidade de apresentar soluções simplificadas para prever e dimensionar vigas de concreto ao cisalhamento após a fissuração. (VITOR, 2017)

3.1 CONCEITO DE TRELIÇA

Formulada por Ritter e Morsh, a analogia clássica de treliça considera que uma peça estrutural de concreto armado fissurada apresenta um comportamento semelhante a uma treliça quando submetida a esforços de momento fletor e força cortante. Basicamente, admite-se que a treliça seja isostática com os banzos superior e inferior paralelos. O banzo superior é formado pela região comprimida do concreto, acima da linha neutra. Já o banzo inferior corresponde a região tracionada, formada pelas barras da armadura longitudinal. As diagonais comprimidas, representando as bielas de concreto, são inclinadas de 45° com os banzos e as diagonais tracionadas representam a união dos estribos que interceptam as fissuras, os quais podem ter uma inclinação α , em relação ao eixo longitudinal da viga com ângulo entre 45° e 90°. O esquema do modelo de treliça pode ser observado na Figura 3.2.

Figura 3.2 – Modelo de treliça idealizado por Ritter e Morsh



Fonte: adaptado de Samora (2015)

Após a formulação clássica de Ritter-Morsh, vários pesquisadores realizaram testes experimentais com o intuito de validar o modelo. Os resultados mostraram que a analogia clássica de treliça conduz a um superdimensionamento da armadura transversal necessária. Além do mais, evidências que violavam as hipóteses básicas do modelo clássico foram descobertas com os experimentos. (NOGUEIRA, 2010)

Samora (2015) apresenta as principais evidências observadas:

- A treliça não é isostática e sim hiperestática, visto que os nós não podem ser considerados articulações perfeitas;
- Nas regiões onde o esforço cortante é maior, a inclinação das fissuras e das bielas é menor que os 45° adotado por Morsch;
- A zona de concreto comprimido absorve parte do esforço cortante devido à flexão;
- Os banzos não são paralelos visto que o banzo comprimido é inclinado;
- As bielas de concreto encontram-se parcialmente engastadas na ligação com o banzo comprimido, submetida, portanto, à flexo-compressão. E por serem mais rígidas que as diagonais tracionadas, absorvem uma parcela maior do esforço cortante, aliviando os momentos e as diagonais tracionadas;

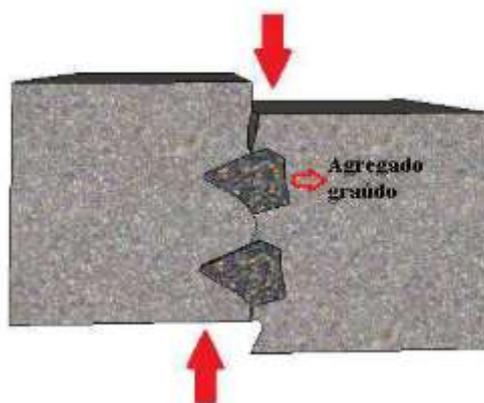
3.2 MECANISMOS COMPLEMENTARES DE TRANSFERÊNCIA DE CISALHAMENTO

Atualmente as normas internacionais adotam um termo empírico adicional correspondente a parcela do concreto na resistência ao cisalhamento também denominado de mecanismos complementares os quais levam em conta outras fontes de resistência oriundas do concreto. Dentre essas fontes destacam: o intertravamento dos agregados, o efeito pino gerado pela armadura longitudinal e o efeito de arco. (NOGUEIRA, 2010, SAMORA, 2015, VITOR 2017)

3.2.1 Intertravamento dos agregados (*aggregate interlock*)

Diversos autores já propuseram modelos com o intuito de exemplificar o comportamento do travamento interno dos agregados na matriz de concreto. Autores estes citados por Nogueira (2010), como o trabalho de Laible et al. (1977) e Fardis & Buyukozturk (1979), Walraven (1981) e Millard & Johnson (1984), dentre muitos outros. Devido as variadas formas dos agregados graúdos presentes no concreto, há um intertravamento entre eles na frente do avanço da fissura. Deste modo, a transferência do esforço cisalhante se dá pelo bloqueio mecânico oriundo do travamento dos agregados que barram o avanço da fissura. Na Figura 3.3 pode-se observar esse efeito. (NOGUEIRA, 2010; VITOR 2017; ISHIRA 2017)

Figura 3.3 – Intertravamento dos agregados



Fonte: Vitor (2017)

3.2.2 Efeito pino

O efeito pino ocorre em decorrência do surgimento das fissuras no concreto, ao passo que as barras longitudinais dispostas no concreto bloqueiam a tentativa de avanço das fissuras

após seu aparecimento. As faces das fissuras tendem a sofrer um deslizamento devido aos esforços cisalhantes nestas faces, ocasionando nas barras da armadura um deslocamento transversal relativo, o qual gera forças de reação. É esta a força responsável pelo efeito de pino gerado pelas barras armadas à flexão em vigas de concreto armado e, junto com o efeito de intertravamento dos agregados, proporciona um ganho a mais na resistência ao cisalhamento do concreto. (NOGUEIRA, 2010)

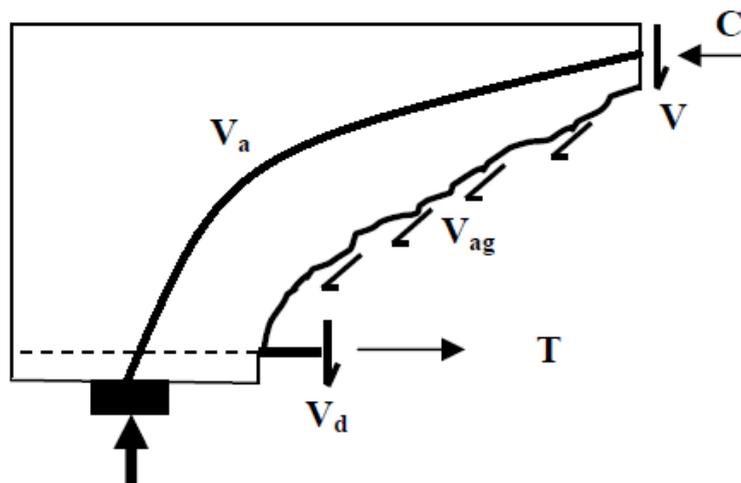
De acordo com Fusco (2008), a contribuição do efeito pino está ligada a característica do concreto na região de envolvimento das barras de aço. A resistência ao cisalhamento proporcionada pelo efeito pino da armadura longitudinal depende da aderência entre a matriz de concreto e as barras de aço, bem como da rigidez destas à flexão. (ISHIHARA, 2017)

3.2.3 Efeito de arco

Em vigas curtas de concreto e com altura relativamente alta, parte da solicitação incidente no elemento é transmitida diretamente para os apoios pelo então chamado efeito arco. O banzo comprimido inclina na direção dos apoios realizando a transferência das tensões, inclinação esta que equilibra a força cortante com sua componente transversal, havendo, portanto, uma resistência direta da força cortante pelo efeito de arco. (VITOR, 2017)

É apresentado na Figura 3.4 os três mecanismos complementares de resistência ao cisalhamento, sendo eles: o efeito de arco (V_a), intertravamento dos agregados (V_{ag}) e efeito pino da armadura longitudinal (V_d).

Figura 3.4 – Mecanismos complementares de resistência ao cisalhamento



Fonte: Adaptado de Shoiab (2012)

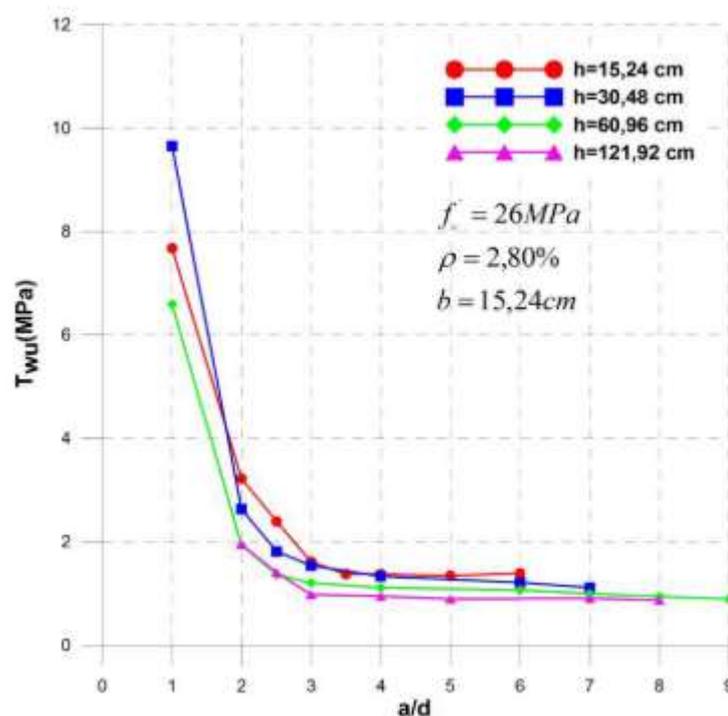
3.3 PROPRIEDADES QUE INTERFEREM NA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO

A resistência ao cisalhamento atribuída ao concreto sofre influência de algumas propriedades da peça estrutural, no caso aqui analisado, parâmetros intrínsecos do concreto e esquema estático da viga. Neste item serão estudadas essas propriedades com base em trabalhos que investigaram tais parâmetros com o objetivo de demonstrar seus efeitos na resistência ao cisalhamento.

3.3.1 Altura útil da viga

A primeira propriedade ligada a característica geométrica das vigas de concreto é sua altura útil. Por meio de ensaios experimentais, Kani (1967) analisou a influência da altura útil de quatro grupos de vigas de concreto armado na resistência ao cisalhamento. Os grupos eram divididos por altura diferentes (152,4; 304,8; 609,6 e 1219,2 mm). O autor manteve a taxa de armadura longitudinal de acordo com seção e a resistência do concreto foi mantida em aproximadamente 26 MPa. Na Figura 3.5, é demonstrada a relação entre a tensão última de cisalhamento e a variação da altura útil dos grupos de vigas analisadas. (SAMORA, 2015)

Figura 3.5 – Relação entre a tensão última de cisalhamento e a altura útil das vigas



Fonte: Kani (1967) Adaptada por Samora (2015)

A partir da Figura 3.5, pode-se observar que a pesquisa de Kani demonstrou uma redução da resistência das vigas com o aumento da altura útil, mantendo a resistência e a taxa de armadura constantes. Além disso, os resultados demonstram uma variação considerável em função do parâmetro a/d , isto é, do vão de cisalhamento em relação à altura útil da viga, o qual será posteriormente comentado aqui neste trabalho. (SAMORA, 2015; VITOR 2017)

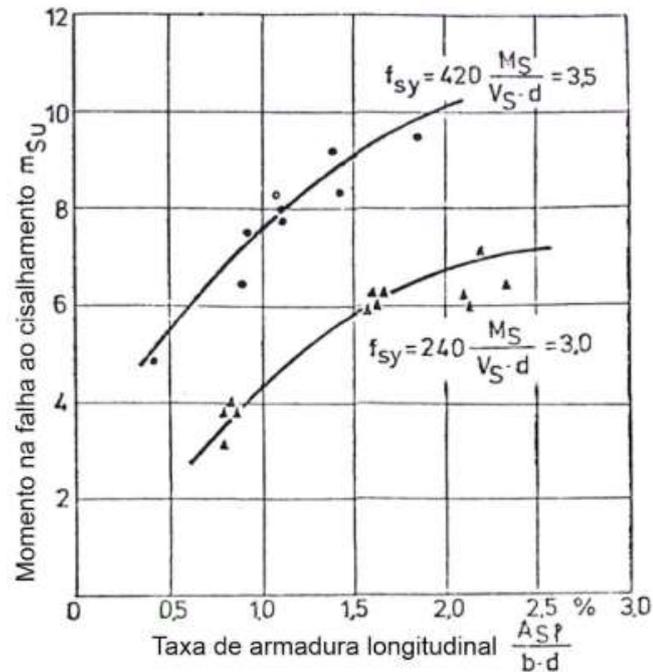
De acordo com Nogueira (2010), à medida que a altura da viga aumenta, a distância entre a seção superior e a armadura longitudinal a flexão é elevada, reduzindo, desta forma, a capacidade de controle de fissuras atribuída as barras longitudinais. Assim, a relação entre a resistência ao cisalhamento e a altura útil de vigas de concreto não é linear.

3.3.2 Taxa de armadura longitudinal

Apresentado anteriormente, a armadura longitudinal em vigas de concreto armado contribui na resistência ao cisalhamento de duas formas. A primeira, ligada totalmente ao efeito pino, o qual permite a transferência dos esforços mesmo com a peça fissurada e garante o controle da abertura das fissuras. Consequentemente, as barras também garantem que os esforços diagonais que passam pela seção através do intertravamento dos agregados aconteçam. (ISHIHARA, 2017)

Em seus estudos, Hedman e Losberg (1978) analisaram a influência da taxa de armadura longitudinal na resistência ao cisalhamento. A Figura 3.6 adaptada por Ishihara (2017) retrata os resultados obtidos por Hedman e Losberg, nela pode ser observado que a medida que a taxa de armadura foi elevada o momento de ruína por cisalhamento atingiu patamares maiores.

Figura 3.6 – Relação entre a taxa de armadura longitudinal e o momento último de cisalhamento



Fonte: Hedman e Losberg (1978) adaptada por Ishihara (2017)

3.3.3 Resistência do concreto

A resistência do concreto é normalmente expressa em parcelas resistentes à compressão e à tração, as quais estão diretamente ligadas em atribuir a resistência ao cisalhamento de um elemento de concreto. Como, geralmente, as fissuras no concreto se dão por tensões de tração, a resistência do concreto à tração tem maior influência na resistência ao cisalhamento de vigas de concreto. Hipótese esta, presente em quase todas as normas e regulamentações e também aceita por muitos pesquisadores. (ISHIHARA, 2017)

De acordo com Sarkar et al. (1999), experimentos em vigas de concreto com resistência na faixa de 40MPa à 110MPa, mostraram que a resistência ao cisalhamento aumenta para concretos com maior resistência.

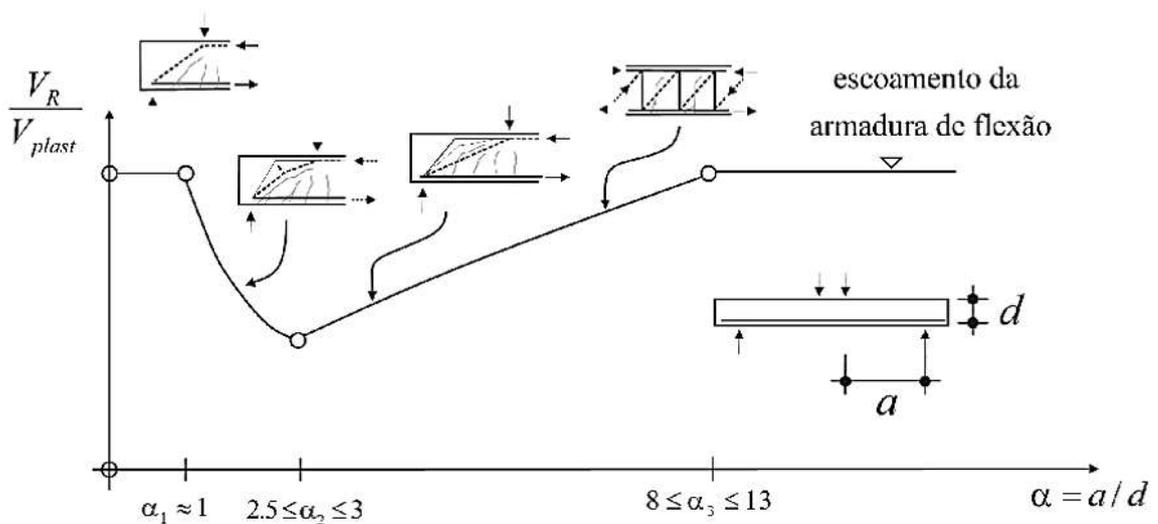
Conforme apresentado por Elzanaty et al. (1986, apud SAMORA, 2015), superfícies de contato das fissuras se tornam mais suaves ou lisas à medida que a resistência do concreto é elevada, assim há uma redução na transferência de forças por atrito quando os agregados graúdos são parâmetro limitador da resistência do concreto. Todavia, com o aumento da resistência à tração do concreto, o efeito de pino é maior, retardando a fissuração e a ruptura. Por sua vez, a resistência ao cisalhamento depende da região não fissurada bem como da zona comprimida.

3.3.4 Relação vão de cisalhamento / altura útil

A relação entre o vão de cisalhamento e a altura útil, a/d , influencia diretamente os principais mecanismos de resistência à força cortante que já foram aqui apresentados, principalmente o efeito de arco.

Esta relação pode ser dividida em quatro regimes de falha por cisalhamento, conforme representado na Figura 3.7.

Figura 3.7 – Regimes de falha por cisalhamento



Fonte: Souza e El Debs (2019)

No primeiro regime ($a/d \leq 1$) a resistência ao cisalhamento é conduzida pelo escoamento da armadura, uma vez que as fissuras das forças cortantes e momentos fletores não cruzam as bielas de compressão. Já no segundo regime ($1 < a/d < 2,5$ a 3) o efeito de arco é dominante, vez que se iniciam a interferência das fissuras de cisalhamento na biela comprimida. Em elementos no terceiro regime ($2,5 < a/d < 8$ a 13) a falha é governada pelo intertravamento dos agregados e no quarto regime ($a/d > 8$ a 13) por serem elementos muito esbeltos o escoamento da armadura comanda a falha. Na Figura 3.7, V_R é a resistência à força cortante e V_{plast} é a resistência da seção pelos mecanismos de flexão (MUTTONI e FERNANDEZ RUIZ, 2010).

Conforme comenta Sousa e El Debs (2019), no item 17.4.1.2.1 da ABNT NBR 6118:2014 há possibilidade de redução da força cortante solicitante no caso de cargas concentradas próximas aos apoios de vigas. Isso reflete para o conhecimento acerca da

transferência direta de parte da carga através de mecanismos de bielas de compressão e efeito de arco para relações de $a/d < 2,5$.

3.4 MODELOS DE PREVISÃO PARA A CARGA ÚLTIMA DE CISALHAMENTO EM VIGAS DE CRF SEM ARMADURA TRANSVERSAL (ESTRIBOS)

Há na literatura vários modelos para a previsão da resistência ao cisalhamento de vigas de concreto reforçado com fibras sem a utilização de estribos. Nesta seção, alguma das formulações com maior destaque internacionalmente serão apresentadas.

Muitas expressões encontradas na literatura e em regulamentações normativas utilizam o Fator fibra F como parâmetro para quantificar o efeito das fibras de aço nas matrizes de concreto. Narayanan e Kareem-Palanjian (1984) equacionaram este parâmetro utilizando para isso a taxa ou volume de fibras incorporados na matriz V_f , o fator forma das fibras l_f/d_f , e o fator de aderência ou ancoragem das fibras ρ_f , sendo 0,5 para fibras retas, 0,75 para fibras frisadas e 1 para fibras retas com gancho nas extremidades.

$$F = \frac{l_f}{d_f} \rho_f V_f \quad [3.1]$$

3.4.1 Sharma (1986)

Um dos modelos para previsão de formulação mais simples foi o desenvolvido por Sharma (1986), a qual está representada pela Equação 3.2.

$$v_{u1} = \frac{2}{3} 0,8\sqrt{f'_c} \left(\frac{d}{a}\right)^{0,25} \quad (\text{MPa}) \quad [3.2]$$

Onde f'_c é a resistência a compressão do concreto de corpos de prova cilíndricos, “ d ” a altura útil da seção e “ a ” o vão de cisalhamento. Kwak et al. (2002) validou a equação de Sharma (1986) com 139 vigas de diferentes relações a/d , e concluiu que o modelo é conservador para $a/d < 2,5$ e inseguro para $a/d > 4$.

3.4.2 Narayanan e Darwish (1987)

Narayanan e Darwish (1987) propuseram um modelo com a inclusão da resistência à tração por compressão diametral, o efeito pino da armadura longitudinal, efeito de arco e a resistência à tração geradas pelas fibras de aço ao longo da fissura diagonal de cisalhamento.

$$v_{u2} = e \left(0,24f_{spfc} + 80\rho\frac{d}{a} \right) + \sigma_f \quad (\text{MPa}) \quad [3.3]$$

Sendo ρ a taxa de armadura longitudinal, o fator “ e ” refere-se ao efeito de arco, sendo igual a 1 quando a relação $a/d > 2,8$ e $2,8d/a$ quando $a/d \leq 2,8$. Na falta de ensaio de compressão diametral, a resistência à tração indireta f_{spfc} pode ser obtida pela equação 3.4.

$$f_{spfc} = \frac{f_{cuf}}{20 - \sqrt{F}} + 0,7 + \sqrt{F} \quad (\text{MPa}) \quad [3.4]$$

Sendo f_{cuf} a resistência à compressão do CRF para um CP cubico. O Fator fibra F já apresentado na equação 3.1. A resistência à tração gerada pelas fibras de aço σ_f é obtida pela equação 3.5.

$$\sigma_f = 0,41\tau F \quad (\text{MPa}) \quad [3.5]$$

Onde τ equivale a resistência da aderência entre matriz e fibra a qual pode ser aproximada para 4,15 MPa, valor este proposto pelos trabalhos de Swamy et al. (1974).

3.4.3 Ashour et al. (1992)

Ashour et al. (1992) modificou o modelo de cisalhamento proposto por Zsutty (1968) introduzindo o efeito das fibras de aço por meio do fator fibra F. Assim, para $a/d \geq 2,5$ propôs a equação 3.6.

$$v_{u3} = (2,11\sqrt[3]{f'_c} + 7F)^3 \sqrt[3]{\rho \frac{d}{a}} \quad [3.6]$$

Eles ensaiaram 18 vigas de concreto de alta resistência com fibras, e com a formulação proposta, conseguiram melhores resultados para concretos de alta resistência em comparação a formulação de Narayanan e Darwish (1987).

3.4.4 Li et al. (1992)

Tendo como base o modelo proposto por Zsutty (1971), Li et al. (1992) analisaram os efeitos do intertravamento dos agregados, o efeito de pino e as relações entre o vão de cisalhamento e a altura útil das vigas, propondo a equação 3.7 para a previsão da resistência última ao cisalhamento para $a/d \geq 2,5$.

$$v_{u4} = 1,25 + 4,68 \left((f_f f_{spfc})^{\frac{3}{4}} \left(\frac{d}{a} \rho \right)^{\frac{1}{3}} \frac{1}{d^{\frac{1}{3}}} \right) \quad [3.7]$$

Onde o fator f_f corresponde a resistência à flexão do CRF.

3.4.5 Shin et al. (1994)

Shin et al. (1994) analisaram vigas de concretos de alta resistência reforçados com armadura longitudinal e fibras de aço e propuseram a equação 3.8 para previsão da resistência última ao cisalhamento das vigas. Os mesmos parâmetros de Narayanan e Darwish (1987) foram aqui utilizados.

$$v_{u5} = 0,19f_{spfc} + 93\rho\frac{d}{a} + 0,834\sigma_f \quad [3.8]$$

3.4.6 Khuntia et al. (1999)

Khuntia et al. (1999) incorporaram a contribuição das fibras na formulação da resistência ao cisalhamento de vigas de concreto sem estribos do ACI 318-19 (2019) e também adicionaram o fator “e” para o efeito de arco de vigas curtas sendo $e = 1$ para $a/d \geq 2,5$ e $e = 2,5d/a < 3$ para $a/d < 2,5$. A formulação é apresentada pela equação 3.9.

$$v_{u6} = (0,167e + 0,25F)\sqrt{f'_c} \quad [3.9]$$

Ensaando 68 vigas com uma boa gama de configurações, Khuntia et al. (1999) concluíram que a equação 3.9 se mostra como um modelo conservador com uma boa margem de segurança.

3.4.7 Kwak et al. (2002)

Kwak et al. (2002) reformularam o modelo proposto por Zsutty (1971) adicionando a resistência à tração indireta por compressão diametral e a parcela de contribuição das fibras similar ao realizado por Ashour et al. (1992) e Li et al. (1992). Utilizando as formulações propostas de Narayanan e Darwish (1987) e alterando o fator referente ao efeito de arco apresentaram a equação 3.10 para previsão da resistência ao cisalhamento.

$$v_{u7} = 3,7e(f_{spfc})^{\frac{2}{3}}\left(\rho\frac{d}{a}\right)^{\frac{1}{3}} + 0,8\sigma_f \quad [3.10]$$

Sendo “e” igual a 1 para $a/d \geq 3,4$ e “e” igual a $3,4d/a$ para $a/d < 3,4$. Kwak et al. (2002) ensaiaram 139 vigas e obtiveram bons resultados de previsão com a equação apresentada.

3.4.8 Yakoub (2011)

Yakoub (2011) modificou o modelo proposto por Bažant e Kim (1984), baseado na mecânica da fratura, adicionando a contribuição das fibras de aço na previsão da carga última ao cisalhamento, a qual está definida pela equação 3.11.

$$v_{u8} = 0,83\beta^3\sqrt{\rho} \left(\sqrt{f'_c} + 249,28 \sqrt{\frac{\rho}{\left(\frac{a}{d}\right)^5}} \right) + 0,162FR_g\sqrt{f'_c} \quad [3.11]$$

Os autores adicionaram o fator geométrico das fibras R_g o qual tem valores d/a para $a/d \leq 2,5$ e $0,4$ para $a/d > 2,5$. Neste modelo, o fator β corresponde ao efeito do tamanho do agregado utilizado, o qual pode ser calculado pela equação 3.12.

$$\beta = 1 / \sqrt{1 + \frac{d}{25d_a}} \quad [3.12]$$

Sendo d_a o diâmetro máximo do agregado graúdo.

3.4.9 Sahoo e Sharma (2014)

Analisando os diversos modelos de previsão de resistência última ao cisalhamento de vigas de concreto reforçado com fibras sem estribos, Sahoo e Sharma (2014) examinaram uma correlação entre os modelos e parâmetros adotados. No total, 89 vigas em CRFA foram testadas e os resultados demonstraram boa aproximação para a correlação, o que gerou a equação 3.13 propostas pelos autores, para uma altura útil “ d ” da viga menor que 300mm.

$$v_{u9} = (0,251 + 0,173V_f + 0,069V_f^2)\sqrt{f'_c} \quad [3.13]$$

Nota-se que são utilizados apenas dois parâmetros, o volume de fibras (V_f) e a resistência à compressão (f'_c).

3.4.10 Fib Model Code 2010 (2013) / NBR 16935 (2021)

Baseada na expressão da norma europeia EN 1992-1-1 (2004), o modelo proposto para a previsão da resistência última de vigas de CRF sem estribos pelo Fib Model Code 2010 (2013) é de grande relevância. Além de apresentar grande influência nas regulamentações europeias e também ser utilizado pelo ACI 544-4R (2018), recentemente a norma brasileira NBR 16935 (2021) também aborda e apresenta o modelo proposto pelo código. Na equação 3.14 é apresentado o modelo proposto para a previsão.

$$v_{u10} = \frac{0,18}{\gamma_c} \cdot k \cdot \left[100 \cdot \rho_l \left(1 + 7,5 \cdot \frac{f_{Ftuk}}{f_{ctk}} \right) \cdot f_{ck} \right]^{1/3} \quad [3.14]$$

Onde:

γ_c : coeficiente de ponderação, aqui considerado igual a 1,0;

k: fator que leva em conta o efeito escala do elemento, calculado pela equação 3.15, em que “d” é a altura útil da seção transversal;

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \quad [3.15]$$

ρ_l : taxa de armadura longitudinal;

F_{Ftuk} : resistência característica à tração direta do CRFA. É calculada pelas equações 3.16 e 3.17.

$$f_{Ftu} = f_{Fts} - \frac{w_u}{CMOD_3} \cdot (f_{Fts} - 0,5 \cdot f_{R3} + 0,2 \cdot f_{R1}) \geq 0 \quad [3.16]$$

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

w_u : valor último da abertura de fissura;

f_{R1} e f_{R3} : são valores característicos das resistências residuais equivalente ao $CMOD_1 = 0,5$ mm e $CMOD_3 = 2,5$ mm, respectivamente. Para ensaios de caracterização do CRF que não utilizam o *clip gauge*, a equação 3.18 proposta por Foster, Argarwal e Amin (2017) pode ser utilizada para equivalência entre os valores de CMOD e deformação vertical (δ).

$$CMOD = \frac{4\delta}{L} 0,9h \quad [3.18]$$

Sendo L o vão do prisma ensaiado a flexão, e h a altura do prisma. Assim, estabelecida a equivalência entre δ e CMOD, é possível determinar os valores de forças residuais associadas com as deformações equivalentes δ_1 e δ_3 (F_j) e, conseqüentemente os valores de resistência residual ($f_{R,j}$) podem ser calculados pela equação 3.19.

$$f_{R,j} = \frac{3 \cdot F_j \cdot L}{2 \cdot b \cdot h^2} \quad [3.19]$$

f_{ctk} : resistência característica do concreto sem fibras à tração direta dada pela equação 3.20.

$$f_{ctk} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad [3.20]$$

Neste capítulo foi discutido o funcionamento do cisalhamento de vigas de concreto, os mecanismos complementares intrínsecos do concreto bem como as propriedades que interferem na resistência ao cisalhamento. Por fim, apresentou uma série de trabalhos de autores internacionais que propuseram modelos de previsão para a resistência ao cisalhamento de vigas de concreto reforçado com fibras, os quais serão utilizados posteriormente no capítulo 5 para comparação com os resultados experimentais deste trabalho.

No próximo capítulo será retratado o passo a passo do programa experimental realizado para atendimento dos objetivos desta pesquisa.

CAPÍTULO 4

PROGRAMA EXPERIMENTAL

Neste capítulo serão apresentados os procedimentos adotados na investigação experimental do comportamento fresco e endurecido do concreto reforçado com fibras de aço. Para tanto foram utilizadas normas brasileiras e internacionais para a confecção dos corpos de prova e seus respectivos ensaios.

Para o estado fresco foi feito o ensaio de abatimento de tronco de cone “*Slump Test*” a fim de avaliar a consistência do concreto simples e com fibras. No estado endurecido caracterizou-se o comportamento do concreto por meio dos ensaios de compressão, compressão diametral e flexão em quatro pontos. Por fim, ensaiaram-se vigas à flexão em três pontos para verificação do comportamento do CRF aos esforços cisalhantes.

Os procedimentos experimentais foram realizados no Laboratório de Materiais e Estruturas do Departamento de Engenharia Civil (P02) da Universidade Estadual de Maringá, em Maringá, Paraná.

4.1 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

Para a confecção do concreto utilizado na moldagem das vigas dos diversos grupos estudados, foram utilizados os seguintes materiais: cimento Portland, areia natural como agregado miúdo, brita zero como agregado graúdo, água potável, aditivo superplastificante e fibras de aço.

O cimento utilizado foi o da empresa Votorantim Cimento LTDA tendo as propriedades apresentadas no Quadro 4.1.

Quadro 4.1 – Características do Cimento

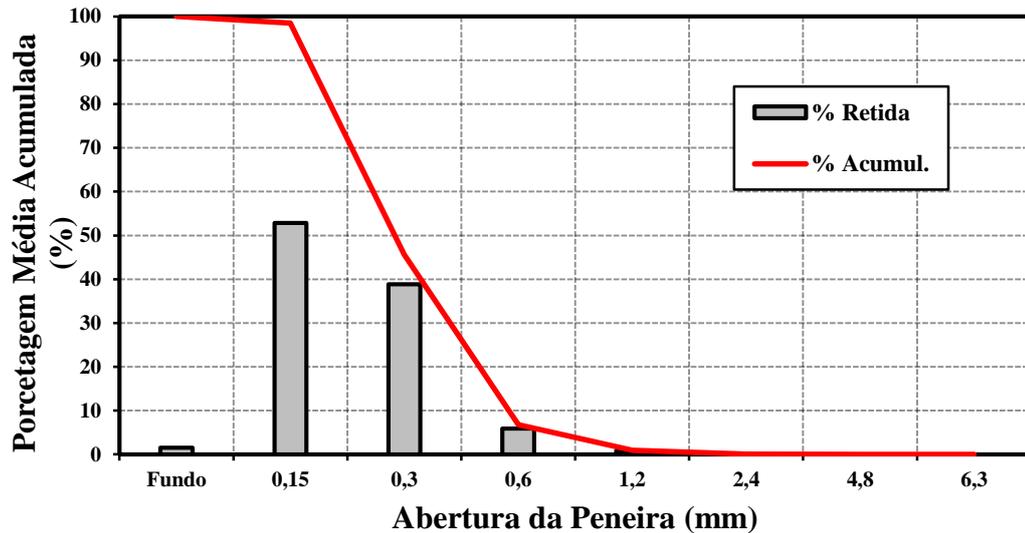
Característica	CP II Z 32
Resistência à compressão aos 28 dias	32 MPa
Densidade	3,1 (g/cm ³)
Pozolana	6 – 14 (%)
Tempo de pega	> 1(h)

Fonte: Votorantin (2020)

O agregado miúdo consistiu em areia natural do tipo média da região de Maringá (Paraná). A caracterização granulométrica foi feita de acordo com a ABNT NBR NM 248 (2003). Conforme resultado apresentado na Figura 4.1, trata-se de uma areia com Dimensão

máxima característica de 1,18 mm e Módulo de Finura de 1,52. Amassa específica é de 2,64 g/cm³, conforme ensaio realizado de acordo com a ABNT NBR 16605 (2017). Os resultados estão representados na Tabela 4.1.

Figura 4.1 – Curva Granulométrica do Agregado Miúdo



Fonte: Autor (2022)

Tabela 4.1 – Caracterização Granulométrica do Agregado Miúdo

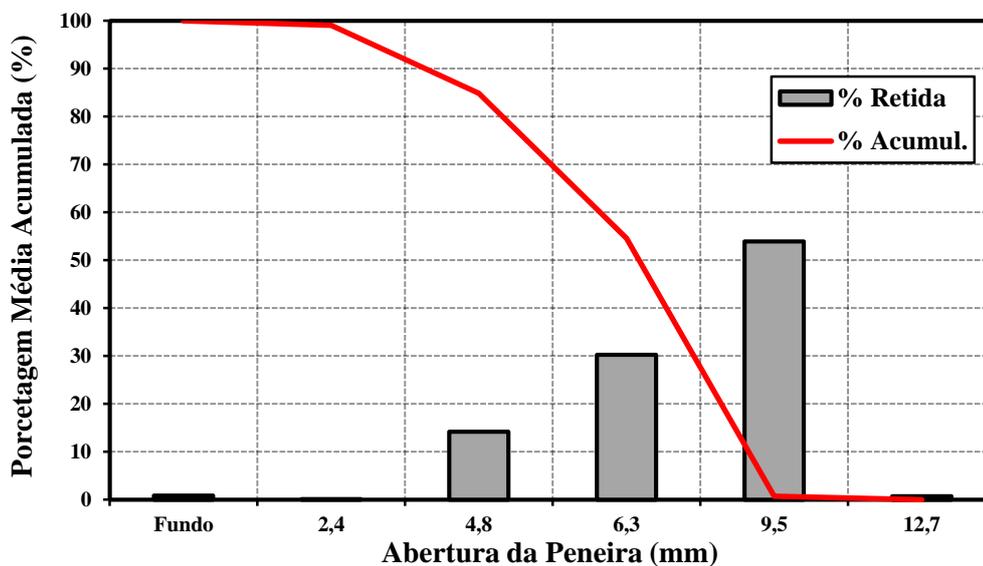
Peneiras # (mm)	Primeira Amostra		Segunda Amostra		Valores Médios (%)		
	Massa retida (g)	Porcetagem de material	Massa retida (g)	Porcetagem de material			
		Retido (%)	Retido Acumulado (%)		Retido (%)	Retido Acumulado (%)	
6,3	0	-	-	0	-	-	-
4,76	0	-	-	0	-	-	-
2,38	0,87	0,09	0,09	0,44	0,04	0,04	0,07
1,18	9,28	0,93	1,02	7,95	0,80	0,84	0,93
600 µm	60,16	6,02	7,04	57,37	5,74	6,58	6,81
300 µm	395,05	39,53	46,57	380,74	38,10	44,68	45,62
150 µm	520,11	52,05	98,62	536,41	53,68	98,36	98,49
Fundos	13,84	1,38	100,00	16,38	1,64	100,00	100,00
TOTAL	999,31	100	100	999,29	100,00	100,00	
Dimensão Máxima Característica (mm)							1,18
Módulo de Finura							1,52
Massa Específica (g/cm³)							2,64

Fonte: Autor (2022)

O agregado graúdo utilizado fora a brita 0 (diâmetro máximo 9,5mm) de basalto, proveniente da região de Maringá (Paraná). A caracterização granulométrica foi feita de acordo

com a ABNT NBR NM 248 (2003), com resultado apresentado na Figura 4.2. O ensaio de massa específica foi realizado conforme a ABNT NBR 16605 (2017). Os resultados estão representados na Tabela 4.2, sendo a Dimensão máxima característica igual a 9,5 mm, Módulo de Finura de 5,81.

Figura 4.2 – Curva Granulométrica do Agregado Graúdo



Fonte: Autor (2022)

Tabela 4.2 – Caracterização Granulométrica do Agregado Graúdo

Peneiras # (mm)	Primeira Amostra		Segunda Amostra		Valores Médios (%)		
	Massa retida (g)	Porcentagem de material	Massa retida (g)	Porcentagem de material			
		Retido (%)	Retido Acumulado (%)		Retido (%)	Retido Acumulado (%)	
12,7	0	-	-	0	-	-	0
9,5	8,61	0,86	0,86	5,77	0,58	0,58	0,72
6,3	520,33	52,01	52,87	557,22	55,76	56,34	54,6
4,76	313,02	31,29	84,16	291,56	29,18	85,51	84,84
2,38	149,70	14,96	99,12	134,06	13,41	98,93	99,02
1,18	0,98	0,1	99,22	0,98	0,1	99,02	99,12
600 µm	0,94	0,09	99,31	0,67	0,07	99,09	99,2
300 µm	0,39	0,04	99,35	0,43	0,04	99,13	99,24
150 µm	0,84	0,08	99,44	0,78	0,08	99,21	99,33
Fundos	5,63	0,56	100	7,86	0,79	100	100
TOTAL	1000,44	100	100	999,33	100,00	100,00	
Dimensão Máxima Característica (mm)							9,5
Módulo de Finura							5,81
Massa Específica (g/cm³)							2,88

Fonte: Autor (2022)

O aditivo superplastificante foi o ADVA® 548, classificado como Aditivo Redutor de água tipo 2 – RA2 de acordo com a ABNT NBR 11768-1 (2019). O objetivo do seu uso consistiu em garantir trabalhabilidade adequada das misturas de CRFA de cada grupo de vigas. As informações técnicas do produto segundo o fabricante GCP *Applied technologies* estão mostradas no Quadro 4.2 e na Figura 4.3 apresenta-se a imagem do produto.

Quadro 4.2 – Aditivo GCP - ADVA® 548

Característica	ADVA® 548
Dosagem	0,4 a 1,2% sobre peso de cimento
Aspecto	Líquido
Cor	Alaranjado
Densidade	Entre 1,055 a 1,095 g/cm ³

Fonte: GCP (2022)

Figura 4.3 - Aditivo GCP - ADVA® 548 utilizado na mistura



Fonte: Autor (2022)

As fibras de aço utilizadas na pesquisa (vide Figura 4.4) foram adquiridas junto a empresa Maccaferri. São comercialmente denominadas por FS3N - Wirand®, classificadas como tipo A-I de acordo com a ABNT NBR 15530 (2019), dotadas de ganchos nas duas extremidades (3D), com 33mm de comprimento, 0,75mm de diâmetro. As fibras têm fator de forma de 44 e resistência à tração de 1100 MPa, conforme informações do fabricante.

Figura 4.4 – Fibras de aço

Fonte: Autor (2022)

4.2 CONCRETOS E GRUPOS DE VIGAS

Na Tabela 4.3 são indicados os oito grupos de vigas que foram estudados. Os grupos 1.1 e 1.2 são formados, respectivamente, por vigas moldadas com concretos da classe C30 e C45. O concreto desses grupos não tem adição de fibras, sendo denominados como grupos de referência. Os grupos 2.1, 2.2 e 2.3 foram moldados com concreto classe C30 e reforçados com fibras de aço (CRFA) em taxas, respectivamente, iguais a 40, 60 e 80 kg/m³. Os grupos 3.1, 3.2 e 3.3 foram moldados com concreto classe C45 e reforçados com fibras de aço (CRFA) em taxas, respectivamente, iguais a 40, 60 e 80 kg/m³.

Em cada grupo foram moldadas cinco vigas, 11 corpos de prova cilíndricos 100 x 200 mm para caracterização mecânica do concreto (resistência à compressão e a tração indireta) e cinco corpos de prova prismáticos com seção 100x100mm e comprimento de 380 mm para a caracterização mecânica do concreto na flexão.

Tabela 4.3 – Identificação dos grupos

Grupos	CRF	Volume de fibras	Descrição
1.1	C30-0	0	Concreto de referência sem fibras
1.2	C45-0	0	
2.1	C30-40	40 kg/m ³	Concreto classe C30 com fibras
2.2	C30-60	60 kg/m ³	
2.3	C30-80	80 kg/m ³	
3.1	C45-40	40 kg/m ³	Concreto classe C45 com fibras
3.2	C45-60	60 kg/m ³	
3.3	C45-80	80 kg/m ³	

Fonte: Autor (2022)

No Quadro 4.3 são apresentados os dois traços de concretos obtidos pelo método de cálculo de dosagem da Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP), utilizando os materiais caracterizados e sem a presença das fibras de aço. A dosagem de materiais foi estabelecida procurando-se obter uma consistência de 140mm ± 20mm para todos os concretos por meio do *Slump Test* conforme ABNT NBR NM67 (1998). Em cada grupo, a relação a/c foi mantida constante e o valor do *Slump* corrigido pela incorporação de aditivo, dentro dos limites recomendados pelo fabricante.

Quadro 4.3 – Traços dos concretos

Resistência	Cimento	Areia	Brita 0	Água
30 MPa	1	1,45	2,1	0,50
45 MPa	1	1,44	2,0	0,39

Fonte: Autor (2022)

Com os traços já definidos, fora calculado o consumo de aditivo superplastificante com relação ao cimento. Desta forma o consumo de materiais, por m³ de concreto, de cada grupo está indicado na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 – Consumo de Materiais por grupo

GRUPO	F _{cm} MPa	FIBRAS kg/m ³	CIMENTO kg/m ³	BRITA kg/m ³	AREIA kg/m ³	ÁGUA kg/m ³
C30-0	30	0	476	1000	690	238
C30-40	30	40	476	1000	690	238
C30-60	30	60	476	1000	690	238
C30-80	30	80	476	1000	690	238
C45-0	45	0	512	1025	738	200
C45-40	45	40	512	1025	738	200
C45-60	45	60	512	1025	738	200
C45-80	45	80	512	1025	738	200

Fonte: Autor (2022)

A moldagem dos concretos de cada grupo seguiu as recomendações da ABNT NBR 5738 (2015), utilizando-se para tanto uma betoneira elétrica com capacidade de 320 litros. A moldagem do concreto de cada grupo foi feita conforme as seguintes etapas:

- Imprimação da betoneira com cimento, areia e água;
- Adição em ordem do agregado graúdo, metade do cimento e metade da quantidade de água, seguida por mistura por cerca de dois minutos;
- Adição do agregado miúdo e o restante do cimento e da quantidade de água, seguido pela mistura por mais cinco minutos;
- Adição gradativa das fibras com a betoneira em movimento, tomando o devido cuidado para não formar “ouriços” das fibras no concreto;
- Execução do ensaio de *Slump test* para avaliar a consistência do concreto, tendo-se como referência o valor de $140\text{mm} \pm 20\text{mm}$;
- Caso necessário os concretos eram novamente misturados agora com a adição de aditivo superplastificante, em taxa inicial equivalente a 0,3% do peso de cimento, aumentando-se, caso necessário até a obtenção do *Slump* desejado.
- Com o valor mínimo de abatimento, foram moldados os corpos de prova e as vigas de cada grupo, sendo levemente vibrados (manual e mecânico) para eliminar vazios e melhorar o adensamento do concreto no interior dos moldes.

A Figura 4.5 e a Figura 4.6 mostram o processo de produção e caracterização dos concretos dos diversos grupos. Na Figura 4.7 apresentam-se a betoneira e a retificadora.

Figura 4.5 – Materiais utilizados na produção dos concretos



Fonte: Autor (2022)

Figura 4.6 – *Slump test* do concreto do grupo C30-0



Fonte: Autor (2022)

Figura 4.7 – Betoneira e Retificadora

Fonte: Autor (2022)

Após a moldagem, os corpos de prova foram protegidos por uma lona plástica com o objetivo de evitar a perda da água e proteger das intempéries. Transcorridas 24 horas, foram desformados e retificados (os CPs cilíndricos) e levados para cura em uma câmara úmida conforme mostra a Figura 4.8. Os corpos de prova permaneceram armazenados até a data do ensaio de cada grupo.

Figura 4.8 – Corpos de prova posicionados na câmara úmida

Fonte: Autor (2022)

4.3 CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DOS CONCRETOS

Neste item apresenta-se a metodologia dos ensaios que foram realizados para a caracterização mecânica dos concretos de cada um dos grupos, sendo eles:

- Compressão axial em corpos de prova cilíndricos;
- Tração por compressão diametral em corpos de prova cilíndricos;
- Flexão em corpos de prova prismáticos.

4.3.1 Ensaio de compressão axial

O ensaio de resistência à compressão foi realizado conforme a ABNT NBR 5739 (2018), para tanto utilizou-se a Máquina de ensaios Universal do tipo EMIC – Modelo PCE100C com capacidade de carga de 1000 kN. Os ensaios foram conduzidos aplicando-se uma taxa de 0,45 MPa/s. Para cada grupo foram ensaiados 5 corpos de prova cilíndricos. A Figura 4.9 mostra o corpo de prova posicionado na prensa.

Figura 4.9 – Ensaio de compressão axial

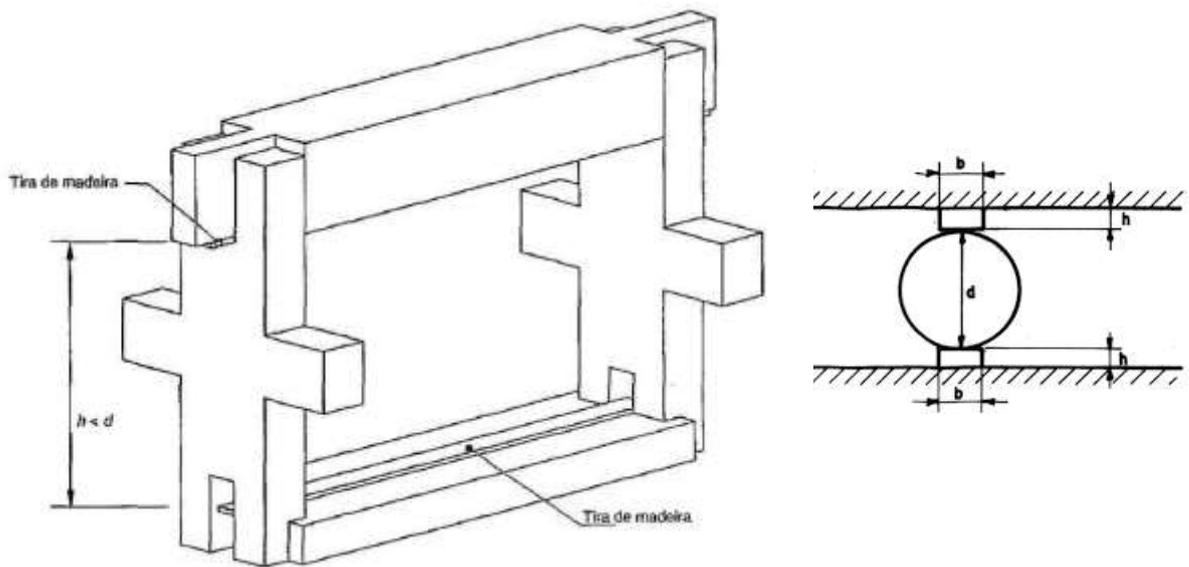


Fonte: Autor (2022)

4.3.2 Ensaio de compressão diametral

O ensaio de compressão diametral foi realizado conforme os procedimentos indicados na ABNT NBR 7222 (2011), utilizando-se a Máquina EMIC. Para cada grupo foram ensaiados três CPs cilíndricos a uma taxa de 0,05 MPa/s. A Figura 4.10 representa o esquema do ensaio e a Figura 4.11 o CP posicionado na Prensa.

Figura 4.10 – Esquema de ensaio de acordo com a NBR 7222 (2011)



Fonte: NBR 7222 (2011)

Figura 4.11 – Corpo de prova posicionado para ensaio

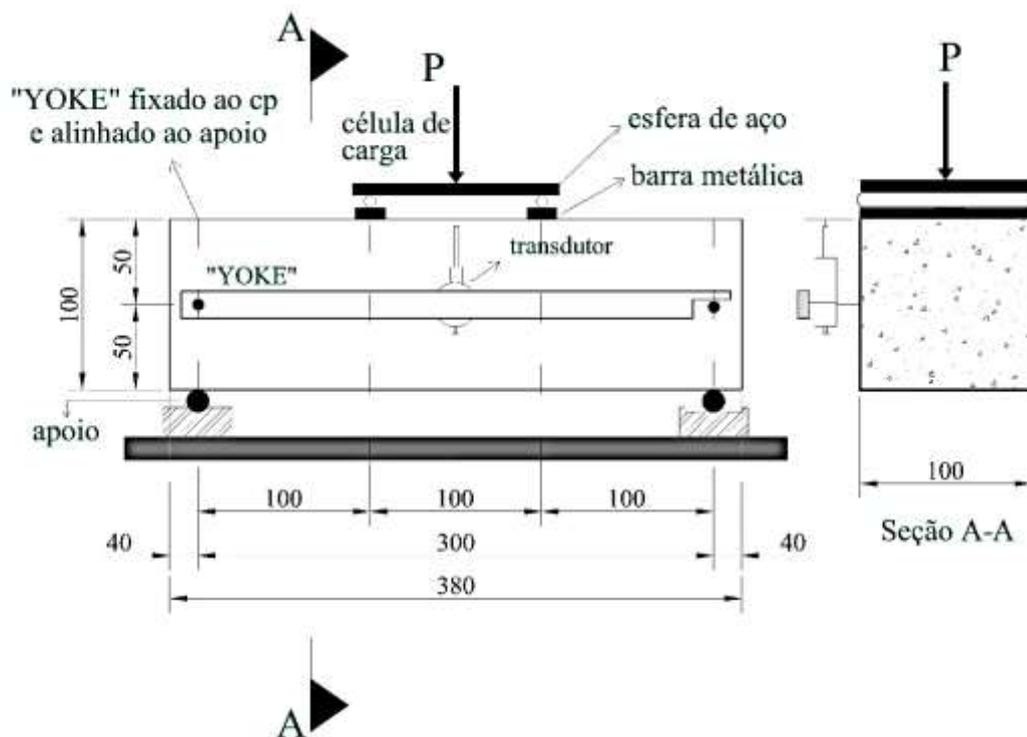


Fonte: Autor (2022)

4.3.3 Ensaio de flexão dos corpos de prova prismáticos

Os corpos de prova prismáticos 100 x 100 x 380 mm foram ensaiados à flexão em quatro pontos conforme o esquema estático indicado na Figura 4.12. O ensaio foi realizado na máquina universal de ensaios da marca INSTRON EMIC 23-600, com capacidade de 600 kN. O ensaio foi conduzido pelo controle da taxa de deslocamento do pistão, utilizando-se para tanto o valor de 0,15mm/min.

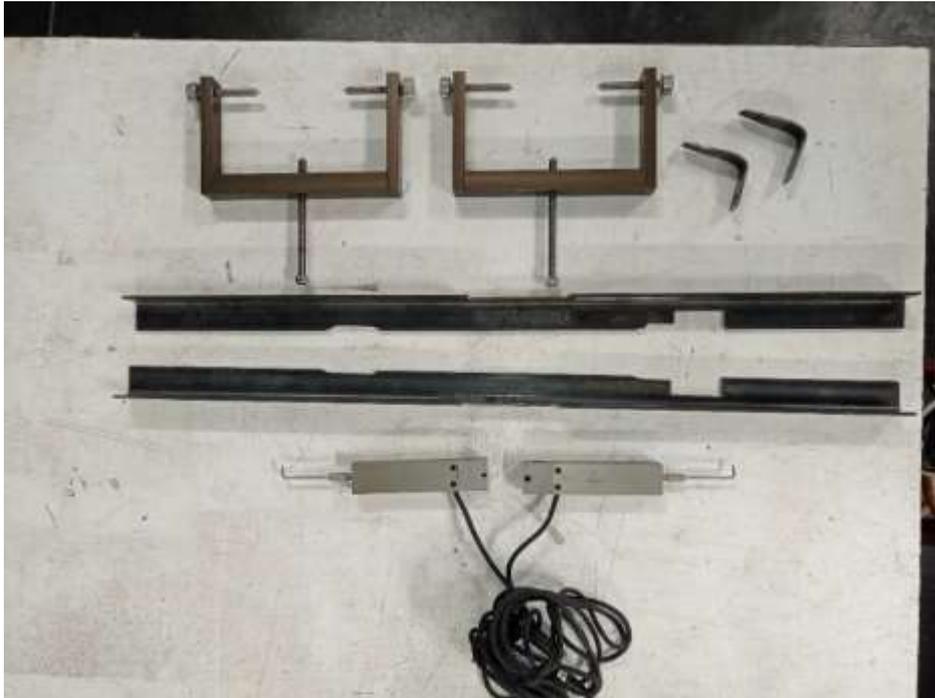
Figura 4.12 - Configuração geral do ensaio de flexão nos corpos de prova prismáticos



Fonte: Autor (2022)

Os dispositivos utilizados para o suporte dos dois transdutores do tipo LVDT são mostrados na Figura 4.13. Cantoneiras metálicas, posicionadas ao longo da meia altura das faces laterais do corpo de prova, foram utilizadas para apoio dos transdutores. Na Figura 4.14 tem-se o corpo de prova posicionado para a realização do ensaio de flexão.

Figura 4.13 –Dispositivos para o ensaio de flexão em corpos de prova prismáticos



Fonte: Autor (2022)

Figura 4.14 –Ensaio de flexão em corpo de prova prismático



Fonte: Autor (2022)

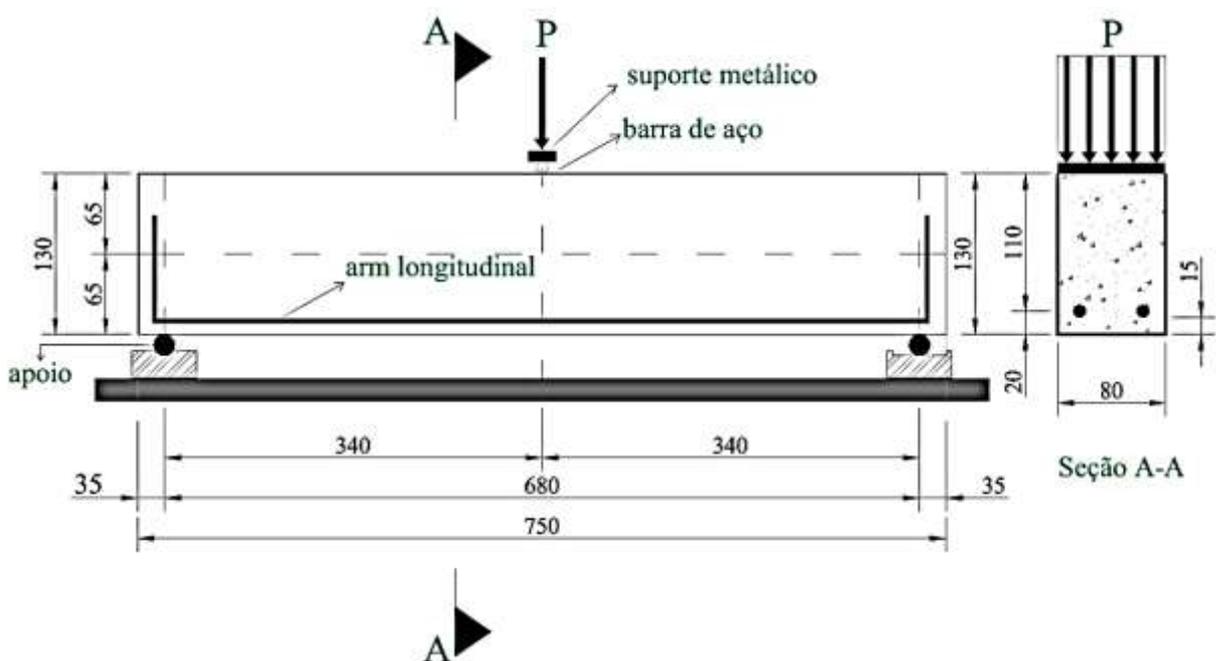
4.4 VIGAS

Em todos os grupos estudados, foram moldadas 5 (cinco) vigas com seção transversal de largura igual a 80 mm e altura de 130 mm, com um comprimento total de 750 mm.

O esquema estático de ensaio das vigas é o mostrado na Figura 4.15. O vão livre corresponde a 680 mm, sendo o vão de cisalhamento (a) igual a 340 mm. Todas as vigas foram dotadas de uma armadura constituída apenas por duas barras de aço CA-50, 10 mm de diâmetro equivalente a uma taxa de armadura “ ρ ” de 1,51%, posicionadas no banzo inferior tracionado da seção transversal. Essa armadura foi dimensionada, considerando-se as vigas de referência dos grupos 1.1 e 1.2, para ruína caracterizada exclusivamente por efeito de cisalhamento.

O cobrimento de concreto da armadura foi de 15 mm, sendo a altura útil da seção transversal (d) igual a 110 mm. Logo, a relação a/d para todas as vigas estudadas foi de 3,1. Importante mencionar que, o valor da relação a/d é o mesmo de outros estudos experimentais desenvolvidos por pesquisadores como Kwak et al. (2002), Minelli e Plizzari (2010) e Aoude et al. (2012).

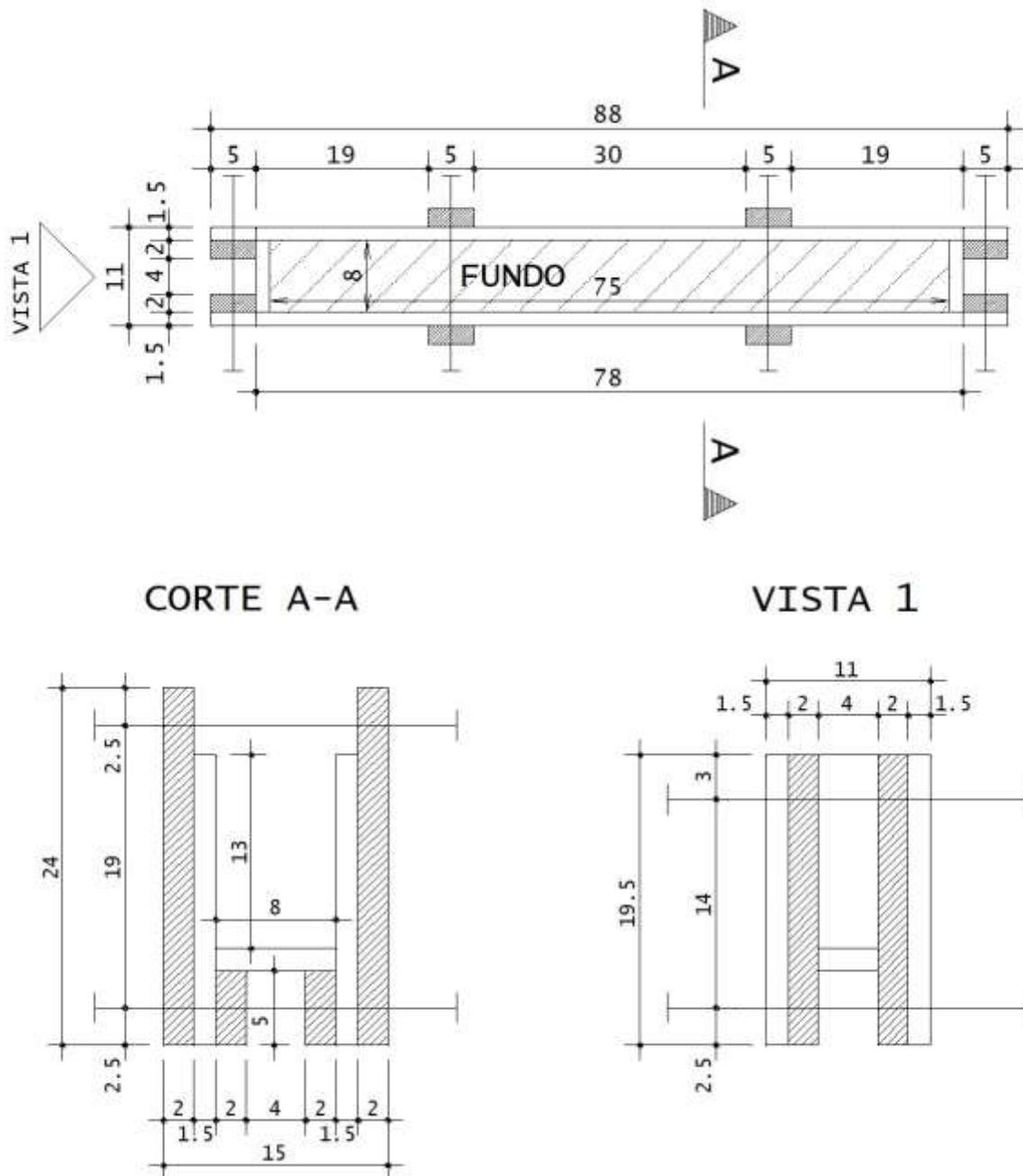
Figura 4.15 – Esquema estático da viga sob flexão em três pontos



Fonte: Autor (2022)

Em toda a pesquisa, foram moldadas 40 vigas utilizando-se fôrmas com chapas de madeirite plastificado naval (espessura de 20mm) com elementos de enrijecimento para evitar deformações das fôrmas durante a concretagem. Na Figura 4.16 são apresentadas as dimensões das formas utilizadas, e na Figura 4.17 uma delas pronta para o uso.

Figura 4.16 – Formas utilizadas para confecção da caixaria das vigas



Fonte: Autor (2022)

Figura 4.17 – Forma pronta para o uso



Fonte: Autor (2022)

A instrumentação das vigas consistiu na utilização de dois transdutores do tipo LVDT posicionados na seção central da viga, um em cada face conforme mostrado na Figura 4.11. Um dispositivo do tipo YOKE foi utilizado para dar suporte ao correto posicionamento dos transdutores. Os ensaios foram conduzidos sob controle de deslocamento do pistão, primeiramente a uma taxa de 0,15mm/min até o instante da fissuração da viga, seguido por uma taxa de 0,3mm/min até a ruína da viga.

Na Figura 4.18 tem-se o aspecto da viga durante o ensaio de flexão em três pontos. Todas as vigas foram previamente reticuladas para melhor visualização da fissuração e caracterização da fissura principal correspondente à ruína de cada viga.

Figura 4.18 – Ensaio da viga



Fonte: Autor (2022)

CAPÍTULO 5

RESULTADOS E DISCUSSÃO

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos experimentalmente para caracterização dos concretos utilizados nas vigas no estado fresco (consistência do material) e no estado endurecido (caracterização mecânica). Os resultados experimentais do comportamento das vigas são também apresentados e analisados.

5.1 CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO NO ESTADO FRESCO

A principal característica do concreto no estado fresco é sua consistência, tendo em vista que para uma boa moldagem é imprescindível que a trabalhabilidade esteja em parâmetros adequados. Dessa forma, todos os grupos analisados tiveram suas consistências aferidas pelo ensaio *Slump Test* de acordo com a ABNT NBR NM 67 (1998). Na Tabela 5.1 são apresentados os valores obtidos, bem como a quantidade de aditivo utilizado.

Tabela 5.1 – Identificação dos grupos

Grupos	CRF	<i>Slump</i> (mm)	Aditivo (g)
1.1	C30-0	165	0
1.2	C45-0	180	260
2.1	C30-40	120	100
2.2	C30-60	175	150
2.3	C30-80	140	150
3.1	C45-40	120	280
3.2	C45-60	180	290
3.3	C45-80	160	290

Fonte: Autor (2022)

É de conhecimento que as fibras prejudicam a trabalhabilidade do concreto, visto que restringem a movimentação dos agregados na matriz, reduzindo a fluidez da mistura. Nos primeiros grupos com fibras (taxa de 40 kg/m³) foi observado grande redução da trabalhabilidade da mistura ainda na betoneira. Contudo, para os grupos com maior taxa de fibras (60kg/m³ e 80kg/m³) não houve grandes reduções em comparação ao primeiro grupo com fibras, visto que os grupos C30-80 e C45-80 com as maiores taxas de fibras necessitaram da mesma quantidade de aditivo que os grupos C30-60 e C45-60 para atingirem o *slump* requerido.

Para a classe C45 a adição das fibras proporcionou um aspecto “seco” para a matriz de concreto, a qual não fora observada na classe C30. Porém, após a vibração dos grupos da classe C45 o concreto apresentou boa fluidez e bom preenchimento das formas, o que corrobora no fato de que o volume de vazios incorporado foi maior nos grupos de classe C45 do que nos grupos de classe C30, mesmo apresentando valores de *slump* parecidos.

5.2 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

Na Tabela 5.2 são apresentados os valores das resistências médias à compressão dos concretos (f_{cm}) de cada grupo na idade de 38 dias. Comumente, a idade de ensaio é aos 28 dias, porém por motivos de logística do laboratório da universidade, em decorrência das complicações da pandemia da COVID-19, não foi possível realizar todos os ensaios com essa idade, por isso optou-se pela idade de 38 dias. Os valores representam a média de cinco corpos de prova (CPs) cilíndricos de 100mm de diâmetro e 200 mm de altura. São também indicados os valores do desvio padrão das amostras (S_d), do coeficiente de variação (C_v) e a relação entre a resistência dos grupos de concreto com fibras (CRF) e a resistência do grupo de referência em concreto simples (CS).

Tabela 5.2 – Resistência à compressão

GRUPOS	CRF	f_{cm} (MPa)	S_d	C_v (%)	CRF/CS
1.1	C30-0	30,74	1,14	3,7	1
1.2	C45-0	45,46	1,89	4,2	1
2.1	C30-40	34,05	0,61	1,8	1,11
2.2	C30-60	31,70	0,81	2,6	1,03
2.3	C30-80	31,64	1,25	4,0	1,03
3.1	C45-40	43,20	0,59	1,4	0,95
3.2	C45-60	43,78	0,96	2,2	0,96
3.3	C45-80	45,25	0,97	2,1	1,00

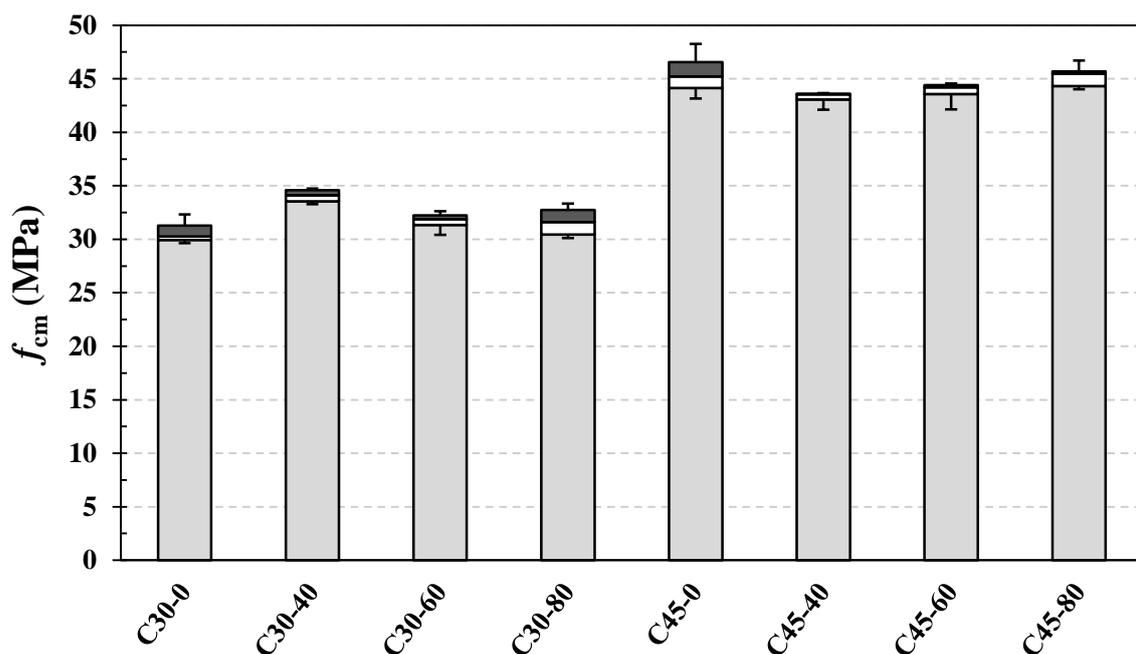
Fonte: Autor (2022)

Os resultados obtidos experimentalmente satisfizeram as resistências requeridas, visto que os grupos de referência apresentaram resistências médias superiores a 30MPa (para classe C30) e 45MPa (para classe C45).

Analisando a relação CRF/CS, infere-se que para os concretos dos grupos C30, os resultados de resistência dos CRFs foram sempre superiores ao sem fibra, chegando-se até a 11% de aumento para o C30-40, enquanto para os demais grupos, os aumentos foram pouco significativos (cerca de 3%). Os resultados de resistência dos grupos C45 com fibras foram inferiores ao sem fibra, porém, a diminuição na resistência foi pouco significativa, inferior a 5%. Estes resultados abaixo da matriz de referência podem estar associados a presença de vazios relacionados ao aspecto “seco” observado no ensaio de consistência. De toda forma, os valores obtidos para a resistência à compressão dos grupos estão de acordo com o apresentado no ACI 544-1R-96 (2009), o qual relata que as fibras de aço impactam de maneira suave na resistência a compressão do concreto para dosagens abaixo de 1,5%.

Examinando o coeficiente de variação, percebe-se que não houve grande variabilidade nos resultados dos CPs de cada grupo, evidenciando que os processos de moldagem, retificação e ensaio foram realizados de maneira condizente com as regulamentações normativas. O desvio padrão de todos os grupos ficou abaixo de 4 MPa, dentro do limite de controle estabelecido pela norma NBR ABNT 12655:2015 para controle rigoroso no preparo do concreto (Caso A). Na Figura 5.1, os valores da resistência são apresentados graficamente no modelo boxplot, apresentando os valores máximo e mínimo e o intervalo (caixa) referente a 50% dos resultados mais próximos a média dos resultados. Quanto maior a caixa (*box*) e distância entre os valores máximo e mínimo, maior a variância e consequentemente maior o desvio padrão.

Figura 5.1 – Resistência à compressão



Fonte: Autor (2022)

5.3 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL

Na Tabela 5.3 são apresentadas as resistências médias à tração por compressão diametral ($f_{ctm,cd}$) na idade de 38 dias de cada grupo. Os valores representam a média de cinco corpos de prova (CPs) cilíndricos de 100mm de diâmetro e 200 mm de altura. São também indicados os valores do desvio padrão das amostras (S_d), do coeficiente de variação (C_v), bem como a relação entre a resistência dos grupos de concreto com fibras (CRF) e a resistência do grupo de referência em concreto simples (CS).

Tabela 5.3 – Resistência à tração por compressão diametral

GRUPOS	CRF	$f_{ctm,cd}$ (MPa)	S_d	C_v (%)	CRF/CS
1.1	C30-0	2,94	0,18	6,1	1
1.2	C45-0	3,34	0,01	0,3	1
2.1	C30-40	2,49	0,20	8,0	0,84
2.2	C30-60	2,50	0,21	8,5	0,85
2.3	C30-80	2,91	0,10	3,6	0,99
3.1	C45-40	3,81	0,31	8,1	1,14
3.2	C45-60	3,46	0,13	3,8	1,04
3.3	C45-80	4,76	0,58	12,2	1,43

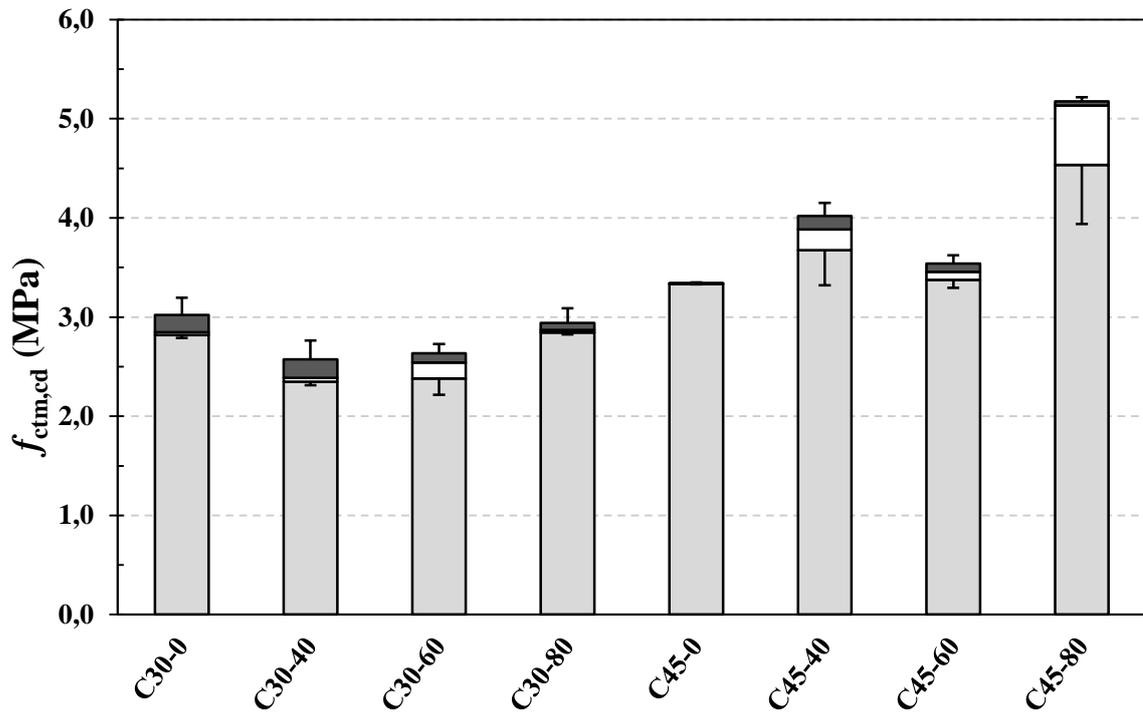
Fonte: Autor (2022)

Nos grupos da classe de 30MPa a adição de fibras diminuiu a resistência à tração por compressão diametral em relação ao traço de referência, porém, notou-se que com o aumento da quantidade de fibras, o valor das resistências apresentou um crescimento.

Para os grupos da classe C45, a adição de fibras elevou a resistência à tração indireta do concreto em relação ao concreto sem fibras. Destaque para o grupo C45-80, com aumento expressivo de 43%. Entretanto, o resultado apresentado pelo grupo C45-60 é inferior ao do grupo C45-40, o que prejudica a tendência de aumento da resistência com a quantidade de fibras.

Similar ao ensaio de compressão, na Figura 5.2 é possível observar de maneira clara os resultados dos grupos, bem como o impacto da utilização das fibras. Observa-se na figura, os valores máximo e mínimo e o intervalo (caixa) referente a 50% dos resultados mais próximos a média dos resultados. Quanto maior a caixa (*box*) e distância entre os valores máximo e mínimo, maior a variância e consequentemente maior o desvio padrão.

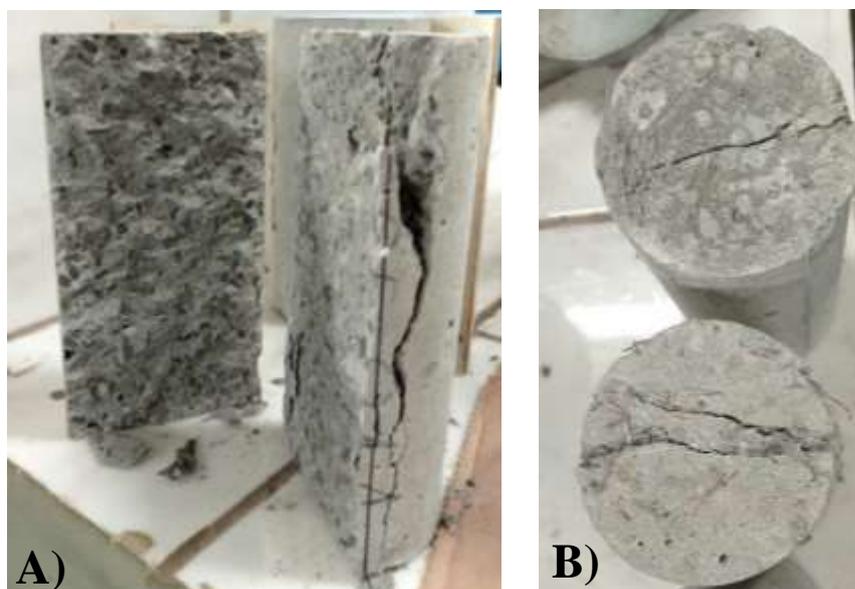
Figura 5.2 – Resistência à tração por compressão diametral



Fonte: Autor (2022)

Os concretos de referência sem fibras (tanto de 30MPa quanto 45MPa) apresentaram ruptura total do corpo de prova após a carga de pico, entretanto, todos os CRF permitiram maiores níveis de ductilidade para o concreto, visto que o material suportou carregamentos mesmo após o pico. Referido comportamento é exemplificado na Figura 5.3.

Figura 5.3 – CPs ensaiados A) Grupo de referência C30 sem fibras B) Grupo C30-60



Fonte: Autor (2022)

5.4 RESISTÊNCIA À FLEXÃO

A Figura 5.4 mostra uma curva típica do comportamento à flexão do CRF com a ilustração dos parâmetros para o cálculo da resistência à flexão (σ_b) e do fator de tenacidade ($\bar{\sigma}_b$) conforme equações [5.1] e [5.2], respectivamente.

$$\sigma_b = \frac{P.L}{b.h^2} \quad [5.1]$$

Onde:

σ_b : resistência à flexão (N/mm²);

P : força de pico (N);

L : vão do prisma (mm);

b : largura da seção transversal do corpo de prova (mm);

h : altura da seção transversal do corpo de prova (mm).

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T_b.L}{\delta_{T_b}.b.h^2} \quad [5.2]$$

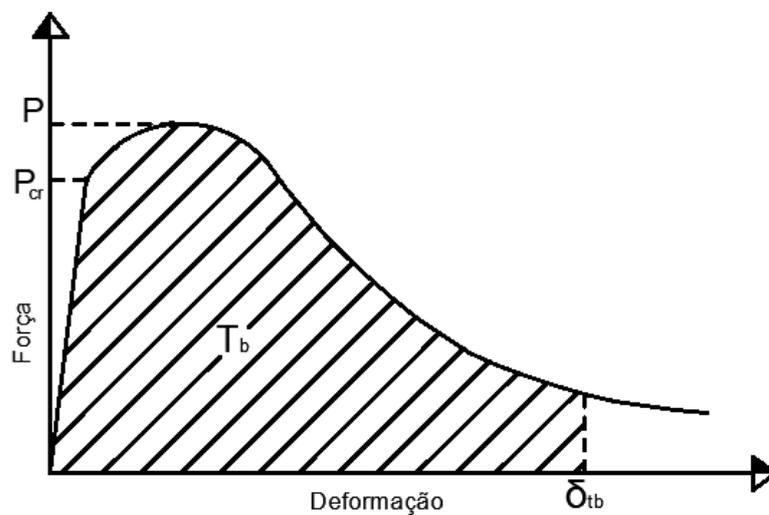
Onde:

$\bar{\sigma}_b$: Fator de tenacidade à flexão quando o deslocamento vertical do corpo-de-prova for δ_{T_b} (N/mm²);

T_b : Tenacidade à flexão (área abaixo da curva força x deformação) (J);

δ_{T_b} : Deformação de L/150 (mm);

Figura 5.4 – Curva típica Força x Deformação

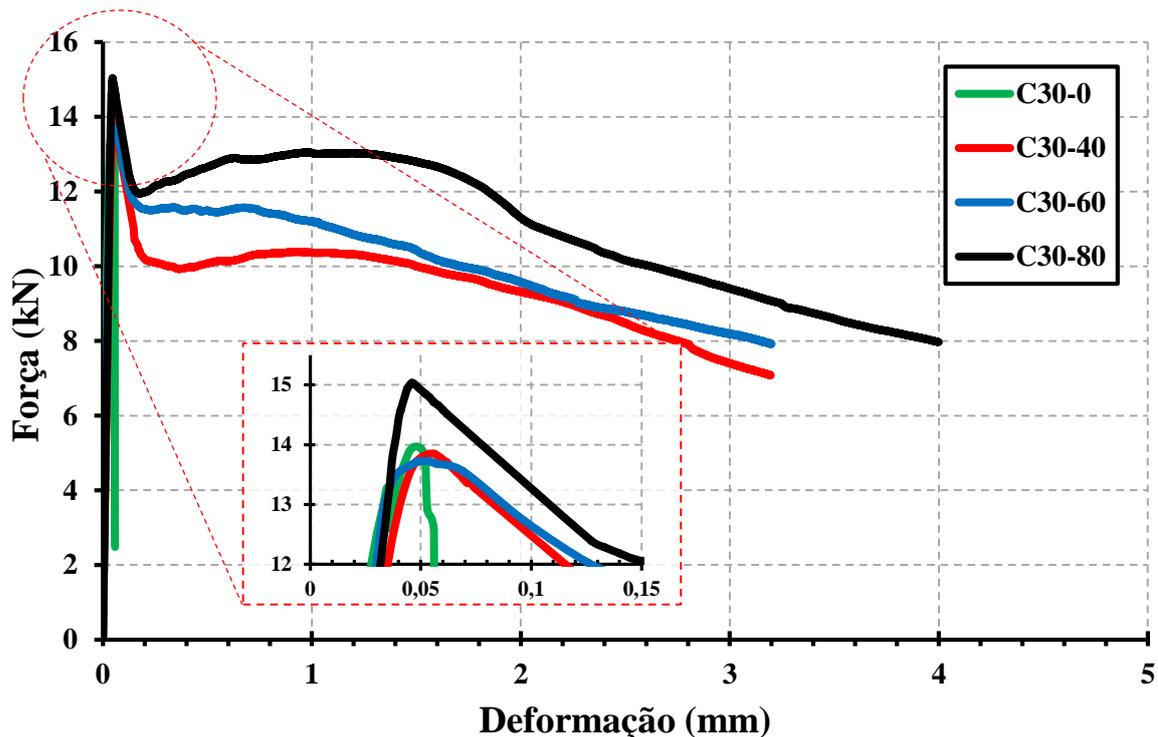


Fonte: Adaptado de JSCE-SF4 (1984)

Neste sentido, calculou-se a resistência a primeira fissura (f_{cr}), relacionada com a força máxima compreendida no final do trecho elástico linear (P_{cr}) da curva força-deformação (P-d), conforme ilustrado na Figura 5.4.

Nas Figuras 5.5 e 5.6 são apresentadas as curvas médias dos grupos C30 e C45. Por sua vez, na Figura 5.7 todas as curvas são agrupadas.

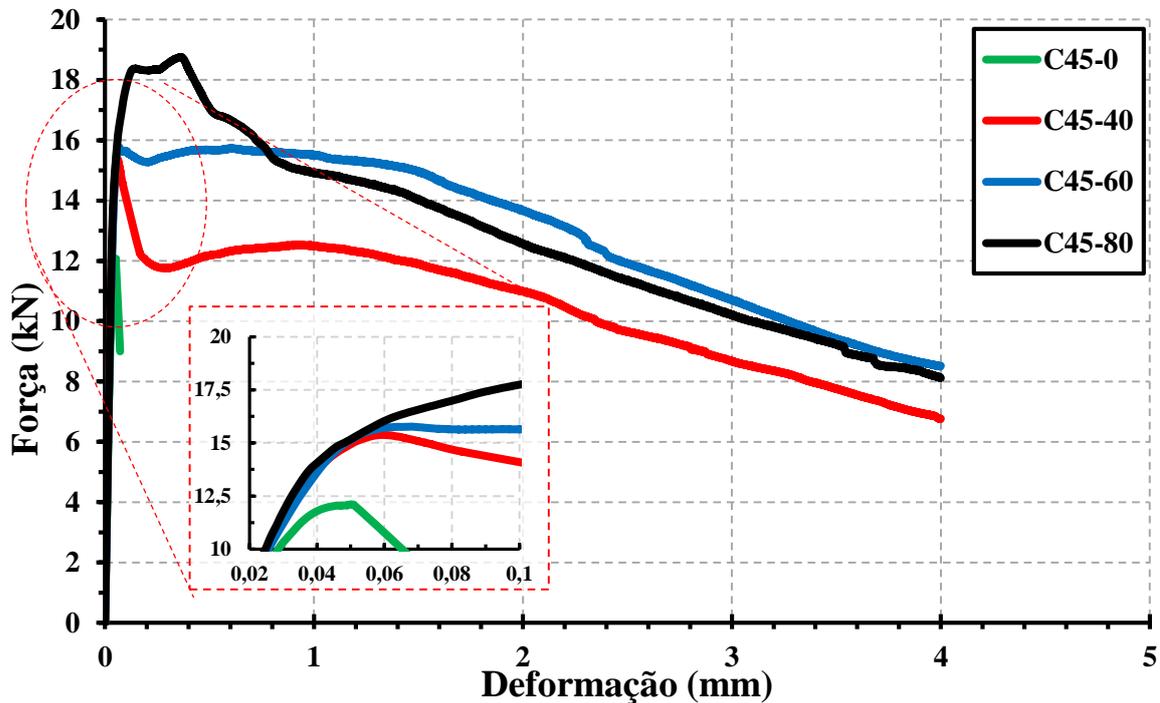
Figura 5.5 – Curva Força x Deformação classe C30



Fonte: Autor (2022)

Analisando a Figura 5.5, verifica-se que o comportamento frágil do grupo de referência C30-0 foi combatido com a adição das fibras. No trecho aproximado da carga de pico, observa-se que as taxas de 40kg/m³ e 60kg/m³ não foram suficientes para elevar a carga de pico dos espécimes em comparação ao concreto simples, diferente da taxa de 80kg/m³ que apresentou um aumento de cerca de 1kN. Nota-se também, pontos de instabilidade pós-pico para os CRFs, o que já era esperado para o ensaio em sistema aberto, por mais que a velocidade do pistão era baixa (0,15mm/min). De maneira geral, o comportamento a flexão foi aperfeiçoado com o aumento do volume de fibras na matriz, com destaque para o grupo C30-80 que apresentou a maior carga de pico da classe C30 e proporcionou manutenções de carga altas, mesmo com o avanço da deformação (trecho de 0,5mm a 1,5mm de deformação).

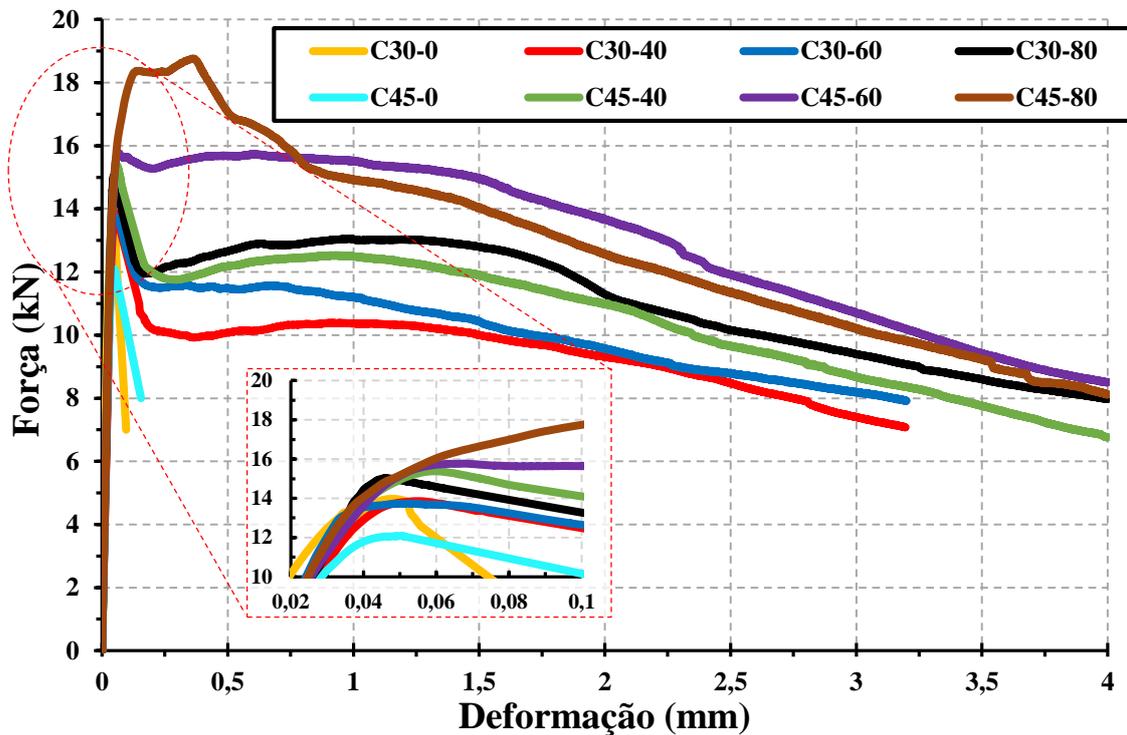
Figura 5.6 – Curva Força x Deformação classe C45



Fonte: Autor (2022)

Na Figura 5.6 é notável que o comportamento frágil do grupo de referência C45-0 também foi combatido com a adição das fibras. No trecho aproximado da carga de pico, todas as taxas de fibras apresentaram um aumento na carga de pico em comparação ao concreto simples, sendo 2,5 kN aproximadamente para as taxas de 40kg/m³ e 60kg/m³ e 80kg/m³. Pelas curvas apresentadas pode se observar uma instabilidade (queda abrupta de capacidade de carga) pós-pico apenas para o grupo C45-40, ao passo que nos demais, o aumento no volume de fibras melhorou este comportamento. Observando o desempenho pós pico, é visível a taxa de fibras abaixo do volume crítico, representada pelo grupo C45-40, que após a carga de pico apresentou uma redução da capacidade de carga; a taxa equivalente ao volume crítico, C45-60, que após a fissuração possibilitou uma manutenção da carga última com o avanço da deformação; e a taxa acima do volume crítico, grupo C45-80, que depois da carga de pico exibiu um comportamento de enrijecimento, isto é, mesmo após a fissuração o espécime suportou maiores níveis de carregamento, sobressaindo um segundo pico de carregamento.

Figura 5.7 – Curva Força x Deformação de todos os grupos



Fonte: Autor (2022)

Analisando as curvas da Figura 5.7 fica evidente que para um mesmo conteúdo de fibras, a matriz de maior resistência à compressão resultou em maior capacidade de carga pós-fissuração, além de proporcionar maiores efeitos pré e pós pico com a adição das fibras.

Na Tabela 5.4 são apresentadas as resistências médias de fissuração (f_{cr}) e à flexão (σ_b) dos concretos de cada grupo bem como os valores dos desvios padrões (S_d) e dos coeficientes de variação (C_v), além dos valores médios do fator tenacidade ($\bar{\sigma}_b$) de cada grupo. Os valores representam a média obtida dos resultados de cinco corpos de prova prismáticos.

Tabela 5.4 – Resistência à fissuração e à flexão dos grupos estudados

GRUPOS	CRF	Resistencia à fissuração (Mpa)			Resistencia à flexão (Mpa)			Fator Tenacidade (MPa)			Relação (CRF/CS)	
		f_{cr}	S_d	C_v	σ_b	S_d	C_v	$\bar{\sigma}_b$	S_d	C_v	f_{cr}	σ_b
1.1	C30-0	3,89	0,76	19,6%	4,37	0,38	8,6%	-	-	-	-	-
1.2	C45-0	3,08	0,43	13,9%	3,72	0,38	10,1%	-	-	-	-	-
2.1	C30-40	3,61	0,32	9,0%	4,17	0,32	7,7%	3,041	0,361	11,9%	0,93	0,96
2.2	C30-60	3,75	0,52	13,9%	4,34	0,43	9,8%	3,280	0,776	23,7%	0,96	0,99
2.3	C30-80	3,76	0,65	17,3%	4,53	0,14	3,1%	3,771	0,413	10,9%	0,96	1,04
3.1	C45-40	4,09	0,29	7,2%	4,63	0,14	3,1%	3,614	0,510	14,1%	1,33	1,06
3.2	C45-60	4,51	0,27	6,0%	5,09	0,65	12,8%	4,505	0,847	18,8%	1,46	1,17
3.3	C45-80	4,59	0,39	8,6%	6,12	0,24	3,9%	4,571	1,084	23,7%	1,49	1,40

Fonte: Autor (2022)

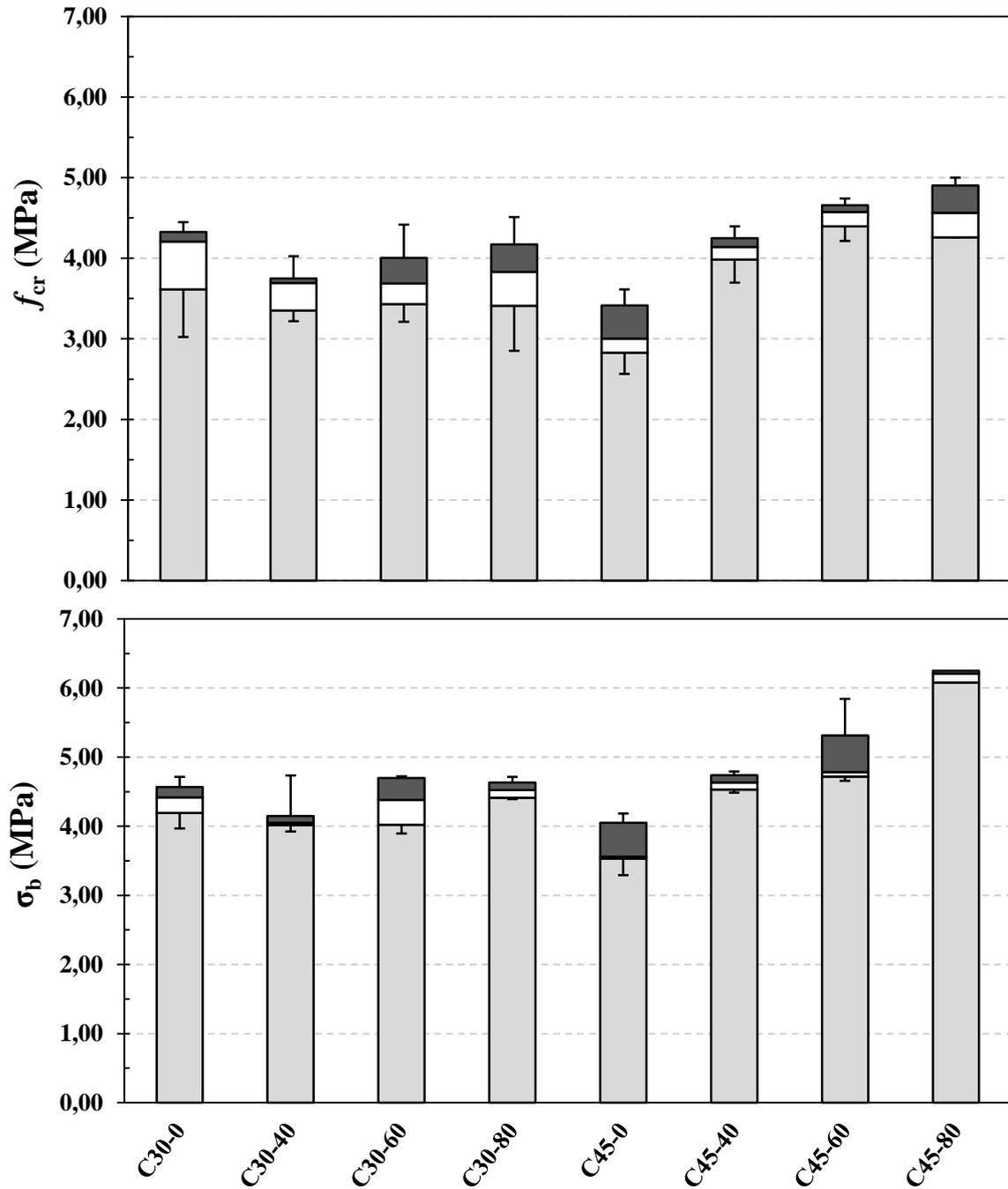
Primeiramente vale destacar que os resultados experimentais não sofreram grandes variabilidades, os quais, em seus valores médios, apresentaram coeficientes de variação inferiores a 30%, coerentes com o que preconiza a literatura, conferindo credibilidade aos resultados obtidos (MINDESS; CHEN; MORGAN, 1994).

As adições de fibras nos grupos da classe C30 não proporcionaram aumentos na resistência a primeira fissura dos prismas em relação ao grupo de referência e tampouco na resistência a flexão, com exceção do grupo C30-80 que apresentou um aumento de 4%. Entretanto, observou-se um comportamento crescente das resistências à medida que as fibras foram incrementadas na matriz. Ademais, infere-se que as fibras geram maior variabilidade na resistência a fissuração do que na resistência a flexão quando são adicionadas em maiores quantidades, o que é esperado, visto que, antes das fissurações as fibras praticamente não possuem ação, porém à medida que o prisma começa a se deformar e as fissuras surgem, as fibras passam a atuar controlando as transferências de tensões, garantindo maior estabilidade no ensaio e conseqüente menor variação nos resultados.

Para a classe C45 a adição das fibras trouxe ganhos significativos para as resistências. Para a resistência a fissuração o ganho obtido foi da ordem de 33%, 46% e 49% de aumento para os grupos C45-40, C45-60 e C45-80 respectivamente. Na resistência à flexão o aumento não foi tão expressivo, mesmo assim alcançou elevações de 6%, 17% e 40% para as taxas de 40kg/m³, 60kg/m³ e 80kg/m³. Similar ao já relatado na classe C30, as fibras proporcionaram

mais estabilidade nos resultados para as resistências a flexão, com exceção do grupo C45-60 que apresentou elevada variância dos resultados. Para melhor visualização desse comportamento e dos resultados da caracterização na flexão, apresenta-se a Figura 5.8 onde são indicados os valores da resistência à primeira fissura e à flexão dos grupos. Outrossim, são indicados os limites superior e inferior de acordo com a variância dos resultados experimentais.

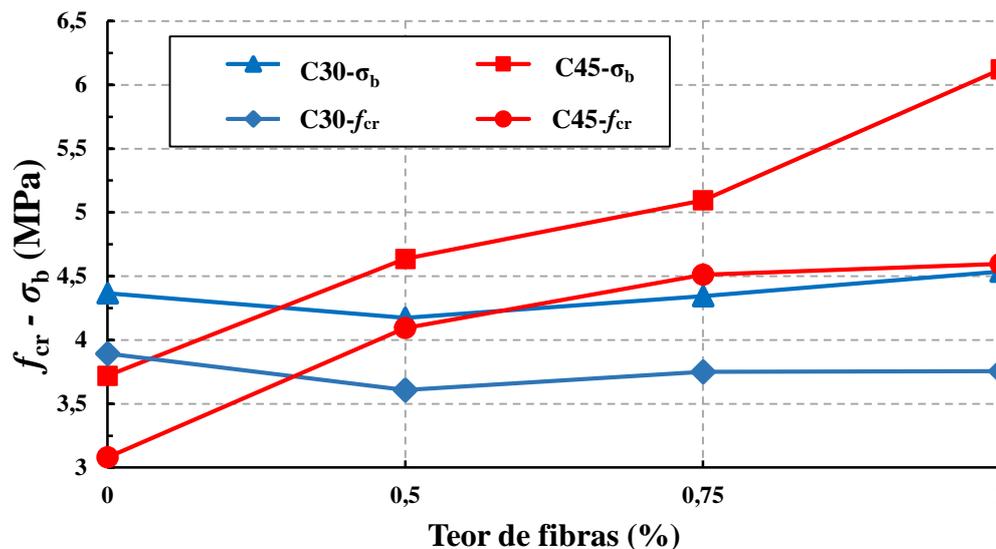
Figura 5.8 – Resistência à fissuração e flexão dos grupos analisados



Fonte: Autor (2022)

A relação entre as resistências e o volume de fibras é apresentada na Figura 5.9. Conforme já exarado, observa-se que para concretos da classe C30 praticamente não ocorreu aumento nos valores de resistência com a adição das fibras, porém, nota-se uma tendência de aumento com a elevação do volume de fibras. Já para os concretos da classe C45, ocorreu aumento nas resistências com o incremento da porcentagem de fibras.

Figura 5.9 – Resistência à fissuração e flexão em relação ao teor de fibras

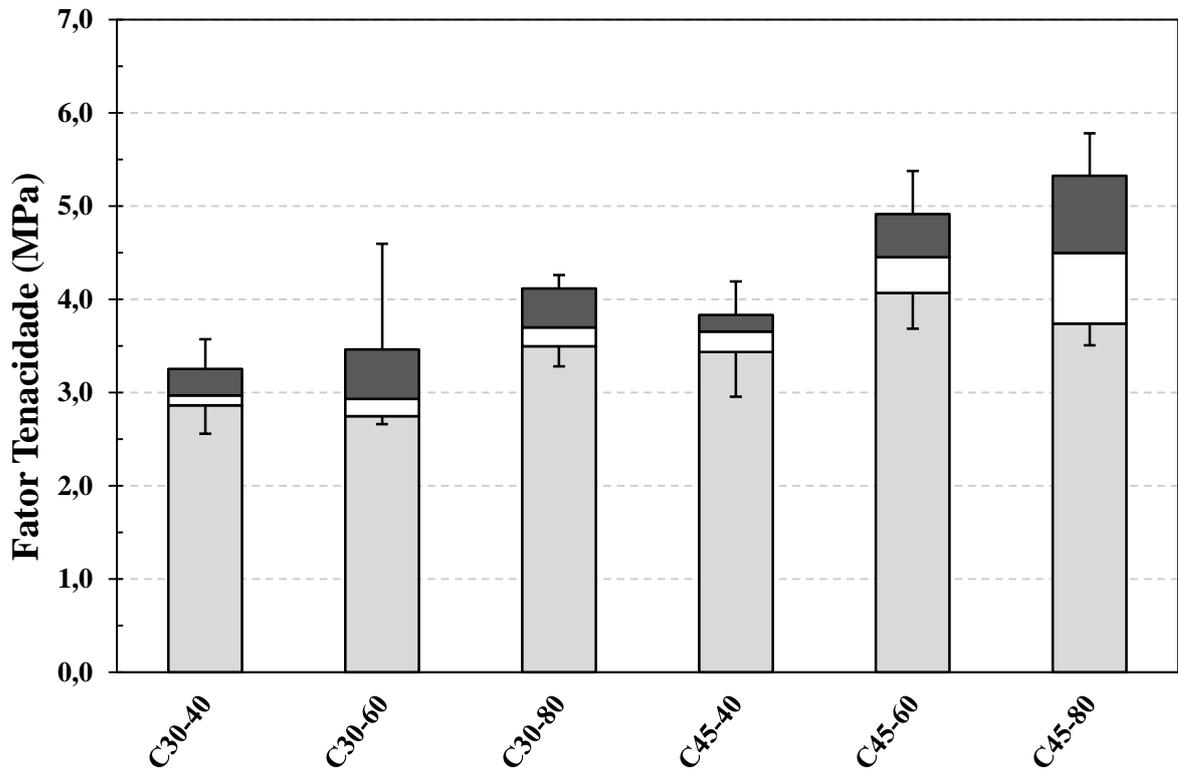


Fonte: Autor (2022)

Uma das maiores contribuições da adição das fibras a matriz do concreto é o aumento na tenacidade do material. A norma japonesa JSCE-SF4 (1984) traz a formulação do fator de tenacidade $\overline{\sigma}_b$, o qual corresponde a uma resistência média a flexão do compósito até a deformação de $L/150$, sendo L o vão do prisma ensaiado (no caso, 300mm). Na Tabela 5.4, são apresentados os valores dos fatores tenacidade à flexão dos grupos analisados, bem como os respectivos desvios padrões e coeficientes de variação.

Constata-se dos resultados apresentados que o efeito das fibras proporcionou aumento na Tenacidade dos concretos dos grupos de ambas as classes de resistência, mesmo para quantidades baixas de fibras, 40kg/m³, vide Figura 5.10, à medida que o volume de fibras foi elevado a tenacidade também fora. Assim, estes resultados demonstram que após a fissuração da matriz, as fibras proporcionam capacidade de deformação para a matriz frágil do concreto e possibilitam absorção de energia, traduzida pela manutenção de níveis razoáveis de carregamento.

Figura 5.10 – Fator Tenacidade à flexão dos concretos



Fonte: Autor (2022)

Na Tabela 5.5 são apresentados os valores das resistências residuais $f_{d,L/600}$ e $f_{d,L/150}$, calculadas pelas equações 5.3 e 5.4 e que correspondem, respectivamente, aos valores de forças associadas com as deformações de $L/600$ e $L/150$.

$$f_{d,L/600} = P_{d,L/600} \frac{L}{b \cdot h^2} \quad [5.3]$$

$$f_{d,L/150} = P_{d,L/150} \frac{L}{b \cdot h^2} \quad [5.4]$$

Onde:

$P_{d,L/600}$: Força residual para a deformação $L/600$ (N);

$P_{d,L/150}$: Força residual para a deformação $L/150$ (N);

L : vão do corpo de prova (mm);

b : largura da seção transversal do corpo de prova (mm);

h : altura da seção transversal do corpo de prova (mm).

Tabela 5.5 – Resistências Residuais dos CRFs

GRUPOS	CRF	$f_{d,L/600}$	Sd	Cv	$f_{d,L/150}$	Sd	Cv
2.1	C30-40	3,021	0,497	16,5%	2,798	0,402	14,4%
2.2	C30-60	3,449	0,937	27,2%	2,875	1,165	40,5%
2.3	C30-80	3,797	0,305	8,0%	3,389	0,434	12,8%
3.1	C45-40	3,655	0,635	17,4%	3,295	0,629	19,1%
3.2	C45-60	4,706	1,109	23,6%	4,097	0,723	17,6%
3.3	C45-80	5,123	1,194	23,3%	3,770	1,252	33,2%

Fonte: Autor (2022)

As resistências residuais ajudam a descrever o comportamento pós-pico do CRF, com o intuito de avaliar suas capacidades resistentes para níveis de deformações reais de estruturas (VASCONCELOS, 2012).

Na área de projetos, pode-se associar a resistência residual $f_{d,L/600}$ como sendo a resistência para o estado limite de serviço (ELS) e $f_{d,L/150}$ para o estado limite ultimo (ELU) em termos de deformação (SALVADOR, 2013).

Através dos resultados, verifica-se que a resistência residual $f_{d,L/600}$ pode ser elevada com o aumento no volume de fibras em ambas as classes de concreto estudadas. Tomando como referência os grupos com 40kg/m³ de fibras, houve um aumento da ordem de 14,2% e 25,7% para as dosagens de 60kg/m³ e 80/m³ da classe C30, respectivamente, e 28,8% e 40,2% para a classe C45.

Para a resistência residual $f_{d,L/150}$ as adições das fibras também promoveram ganhos crescentes para a classe C30. Já para a classe C45, o grupo C45-60 obteve a maior resistência superando o grupo C45-80, conforme ao esperado, visto que no gráfico da Figura 5.5, para a deformação 2mm, a curva do grupo C45-80 está abaixo da curva do grupo C45-60.

Em todos os grupos estudados, a resistência residual $f_{d,L/150}$ foi menor que a $f_{d,L/600}$, evidenciando que em nenhum caso houve um comportamento real de enrijecimento (*strain-hardening*), mas sim de amolecimento (*strain-softening*).

5.5 COMPORTAMENTO FORÇA-DEFORMAÇÃO DAS VIGAS

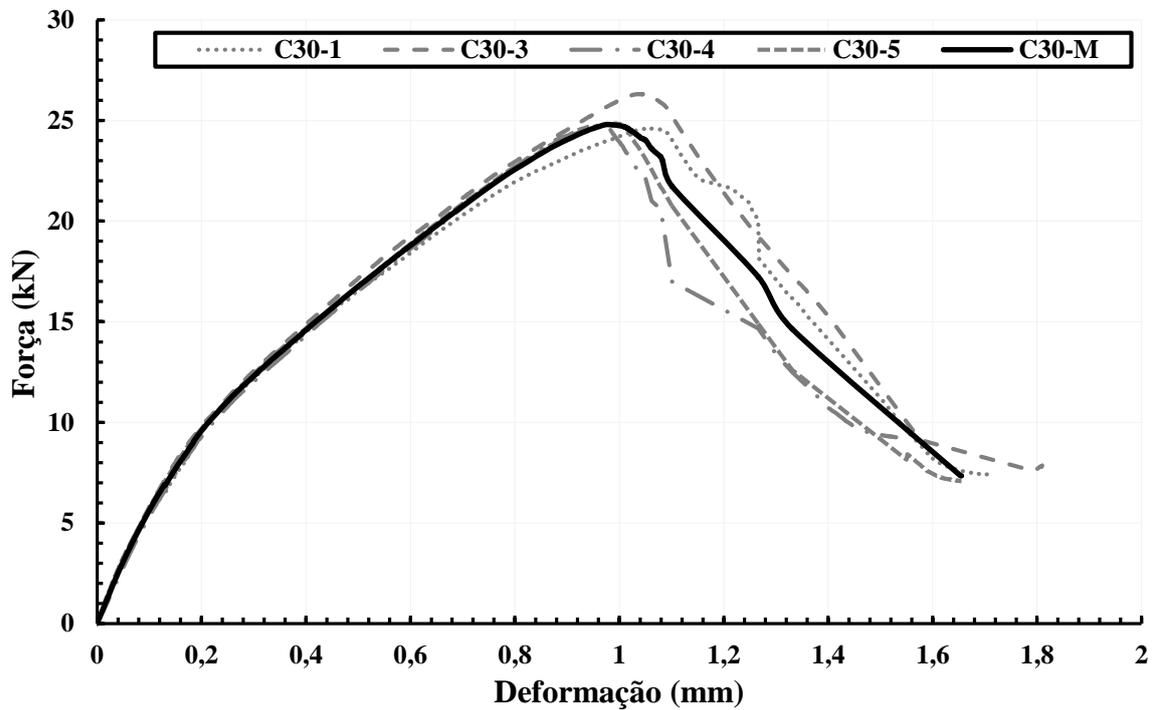
O desempenho das vigas submetidas à flexão em três pontos é aqui analisado, sendo que para cada grupo foram ensaiadas cinco vigas. As vigas foram moldadas com seção transversal de 80 mm de largura e altura igual a 130 mm, sendo o vão de 680 mm. Todas as vigas foram armadas somente com duas barras longitudinais de 10 mm de diâmetro no banzo tracionado da peça.

O comportamento força-deformação ($P-\delta$) do grupo de referência C30-0 está representado na Figura 5.11. De forma geral, verifica-se que o comportamento elástico linear ocorreu até a força de fissuração média (P_f) de 10 kN e correspondente a uma fissura vertical que surgiu na seção do meio do vão.

Após o surgimento da fissura de flexão e com queda de rigidez, o comportamento da viga seguiu linear até o surgimento da fissura de cisalhamento correspondente à força (P_c). Com a fissura de cisalhamento, a queda na rigidez foi ainda mais significativa e a resposta da viga seguiu até a força máxima, correspondente ao pico do gráfico (P_u), a qual está associada com a ruptura dada pelo avanço e abertura acentuada da fissura da diagonal comprimida de cisalhamento, conforme demonstrado na Figura 5.12.

Na Figura 5.13 é mostrado o aspecto final de cada viga do grupo C30-0, bem como a ilustração da fissuração inicial e final representativa da ruptura da peça. Como se vê, a ruptura deu-se pelo surgimento e avanço da fissura diagonal de cisalhamento.

Figura 5.11 – Curvas P-d do grupo de referência C30-0



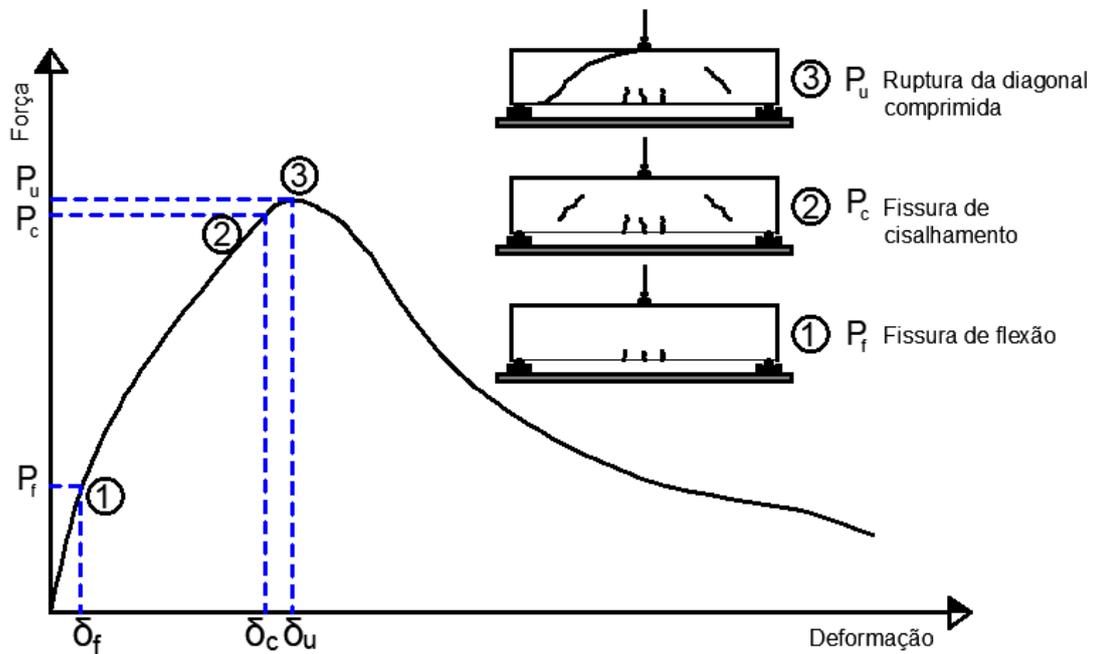
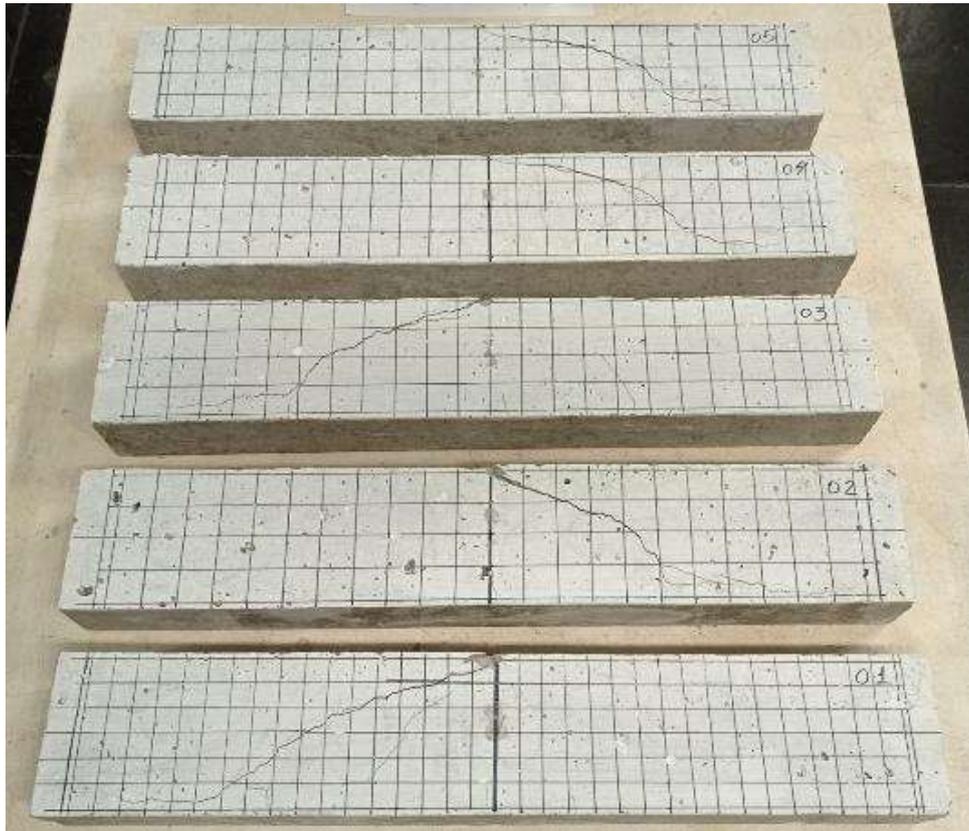
Fonte: Autor (2022)

Figura 5.12 – Aspecto final do ensaio da viga do grupo C30-0



Fonte: Autor (2022)

Figura 5.13 – Aspecto das vigas do grupo C30-0 após o ensaio e panorama de fissuração



Fonte: Autor (2022)

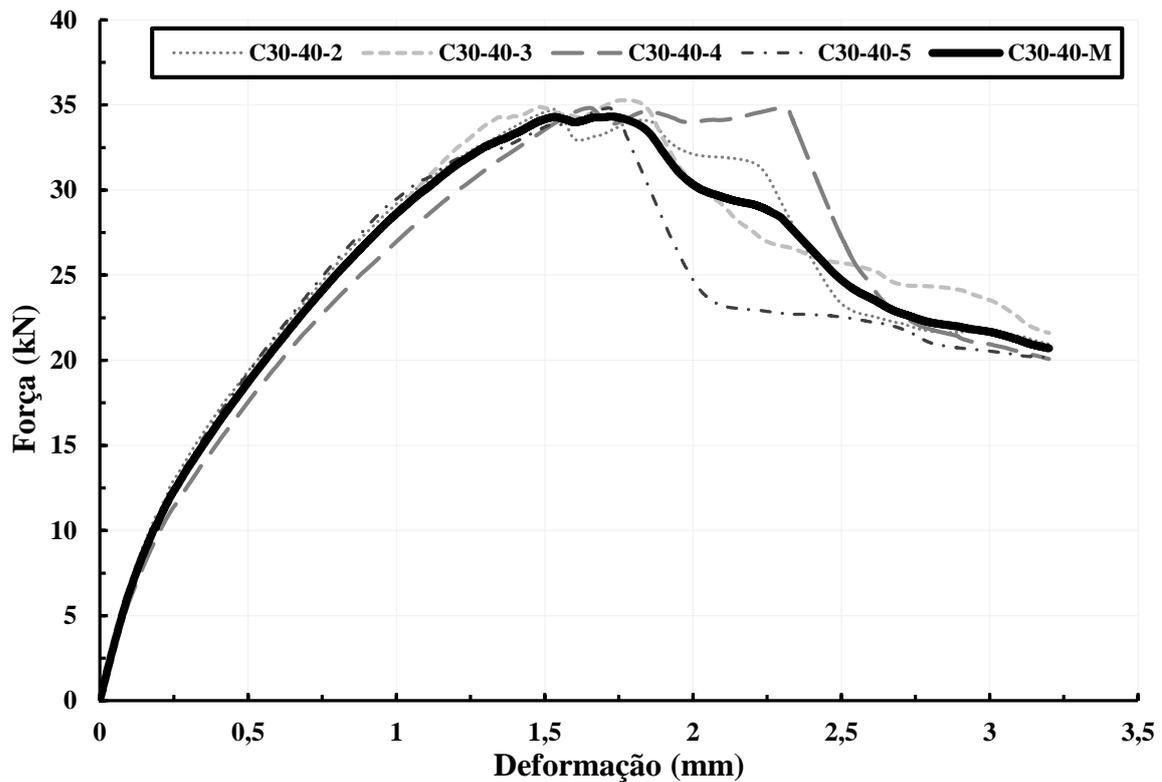
O comportamento força-deformação ($P-\delta$) do grupo C30-40 está representado na Figura 5.14. Em regra, verifica-se que o comportamento elástico linear ocorreu até a força de

fissuração média (P_f) de 10 kN, correspondente a uma fissura vertical que surgiu na seção do meio do vão.

Posteriormente à fissura de flexão e com queda de rigidez, o comportamento da viga seguiu linear até o surgimento da fissura de cisalhamento correspondente à força (P_c). Com a adição das fibras, a queda na rigidez devido a fissura de cisalhamento não foi tão brusca restando evidente que as fibras permitiram maiores níveis de deformação até ocorrer a força máxima, correspondente ao pico do gráfico (P_u), associada com a ruptura dada pelo avanço e abertura acentuada da fissura diagonal de cisalhamento como é mostrada na Figura 5.15.

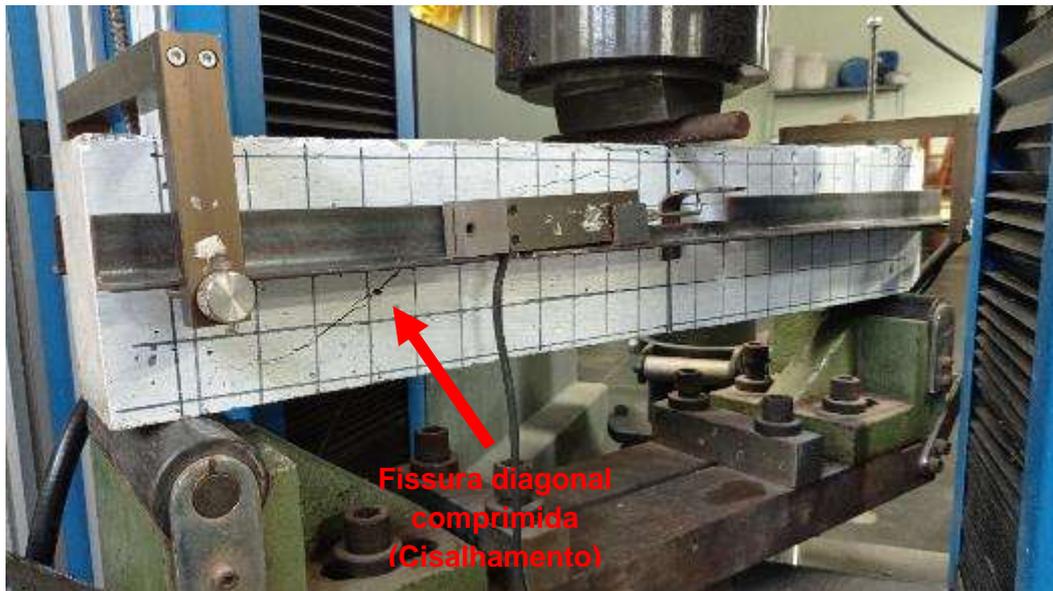
Na Figura 5.16 é mostrado o aspecto final de cada viga do grupo C30-40 bem como a ilustração da fissuração inicial e final representativa da ruptura da peça. Como se vê, a ruptura deu-se pelo surgimento e avanço da fissura diagonal de cisalhamento.

Figura 5.14 – Curva P-d do grupo CRF C30-40



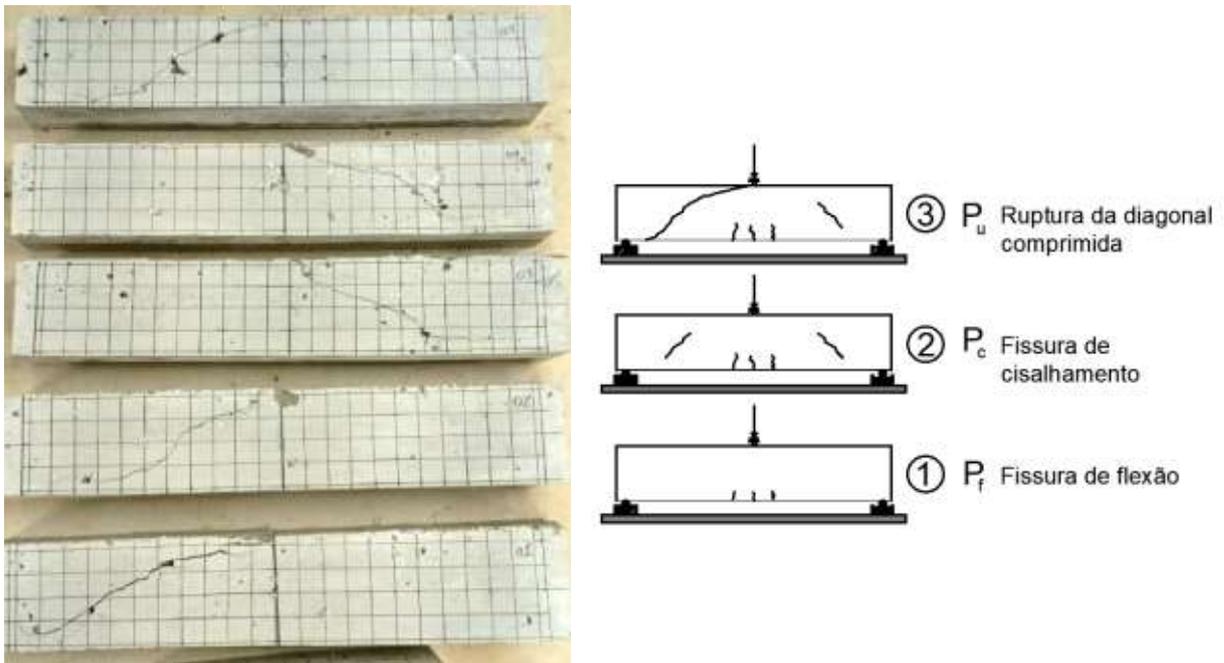
Fonte: Autor (2022)

Figura 5.15 – Aspecto final do ensaio da viga do grupo C30-40



Fonte: Autor (2022)

Figura 5.16 – Aspecto das vigas do grupo C30-40 após o ensaio e panorama de fissuração



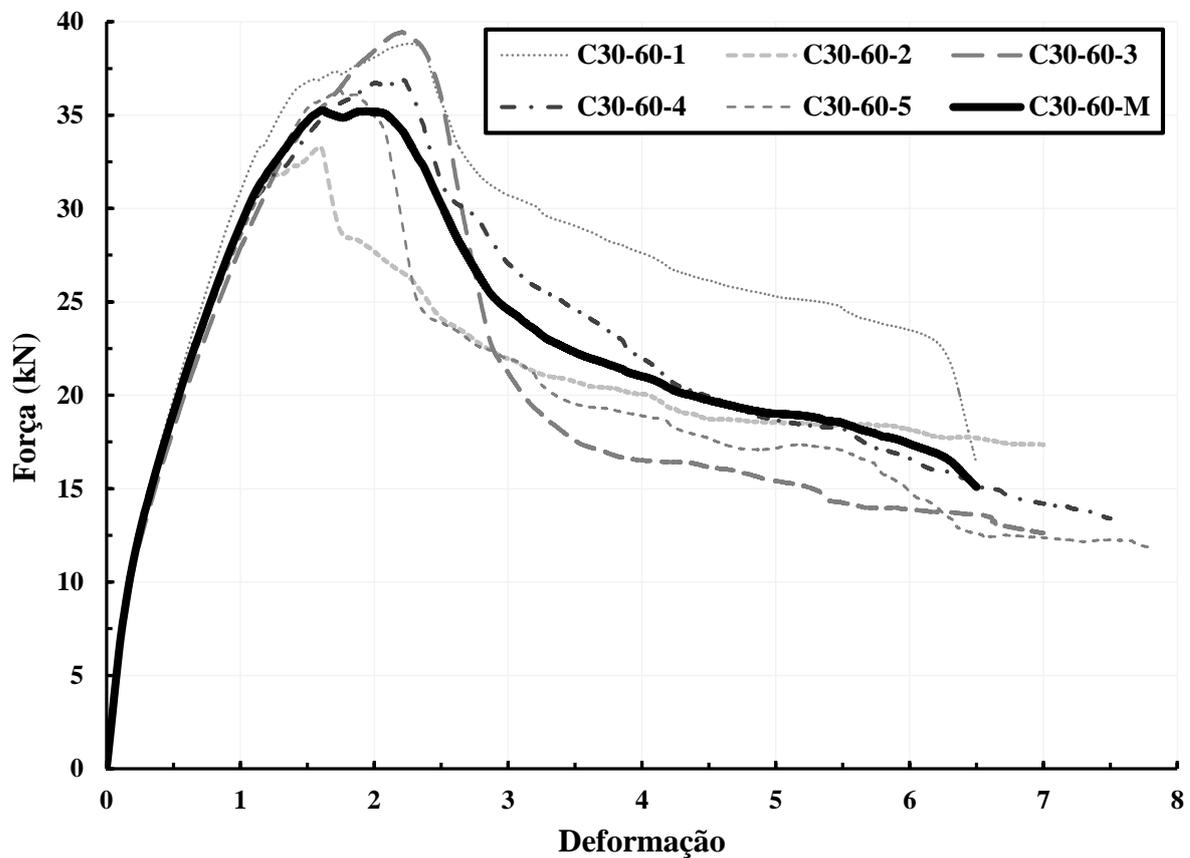
Fonte: Autor (2022)

O comportamento força-deformação ($P-\delta$) do grupo C30-60 está representado na Figura 5.17. Deste modo, em suma, verifica-se que o comportamento elástico linear ocorreu até a força de fissuração média (P_f) de 10 kN, correspondente a uma fissura vertical que surgiu na seção do meio do vão.

Posteriormente à fissura de flexão e com queda de rigidez, o comportamento da viga seguiu linear até o surgimento da fissura de cisalhamento correspondente à força (P_c). Com o aumento do volume de fibras para 60kg/m^3 , a queda na rigidez devido a fissura de cisalhamento não foi brusca, e as fibras permitiram maiores níveis de deformação até a força máxima, a qual foi elevada ainda mais, esta que correspondente ao pico do gráfico (P_u). O ponto máximo está vinculado a ruptura dada pelo avanço e abertura acentuada da fissura diagonal de cisalhamento como é mostrada na Figura 5.18.

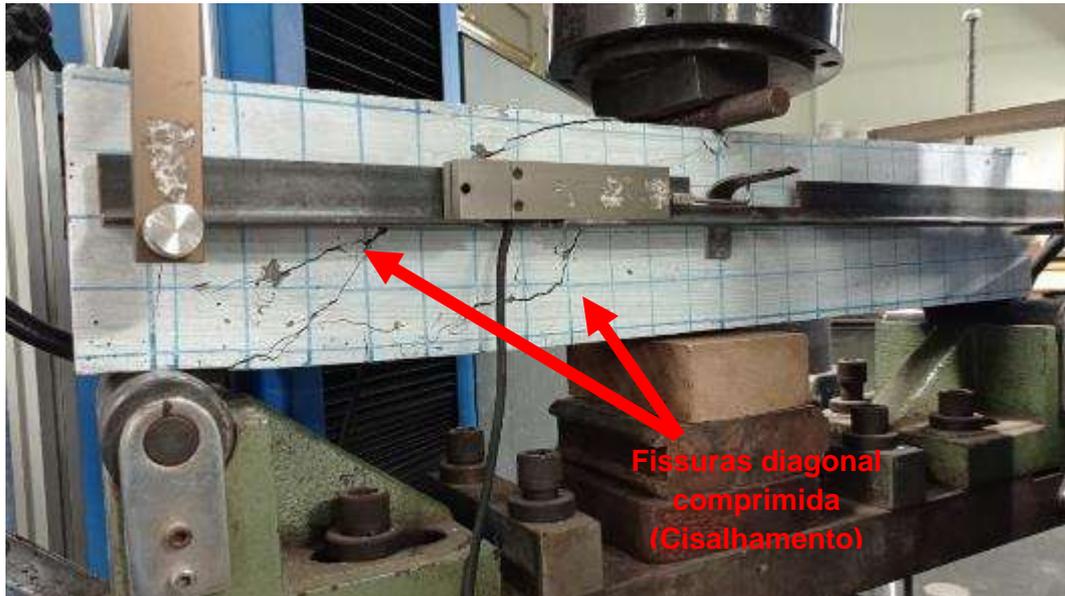
Na Figura 5.19 é mostrado o aspecto final de cada viga do grupo C30-60 bem como a ilustração da fissuração inicial e final representativa da ruptura da peça. Como se vê, a ruptura deu-se pelo surgimento e avanço da fissura diagonal de cisalhamento.

Figura 5.17 – Curva P-d do grupo CRF C30-60



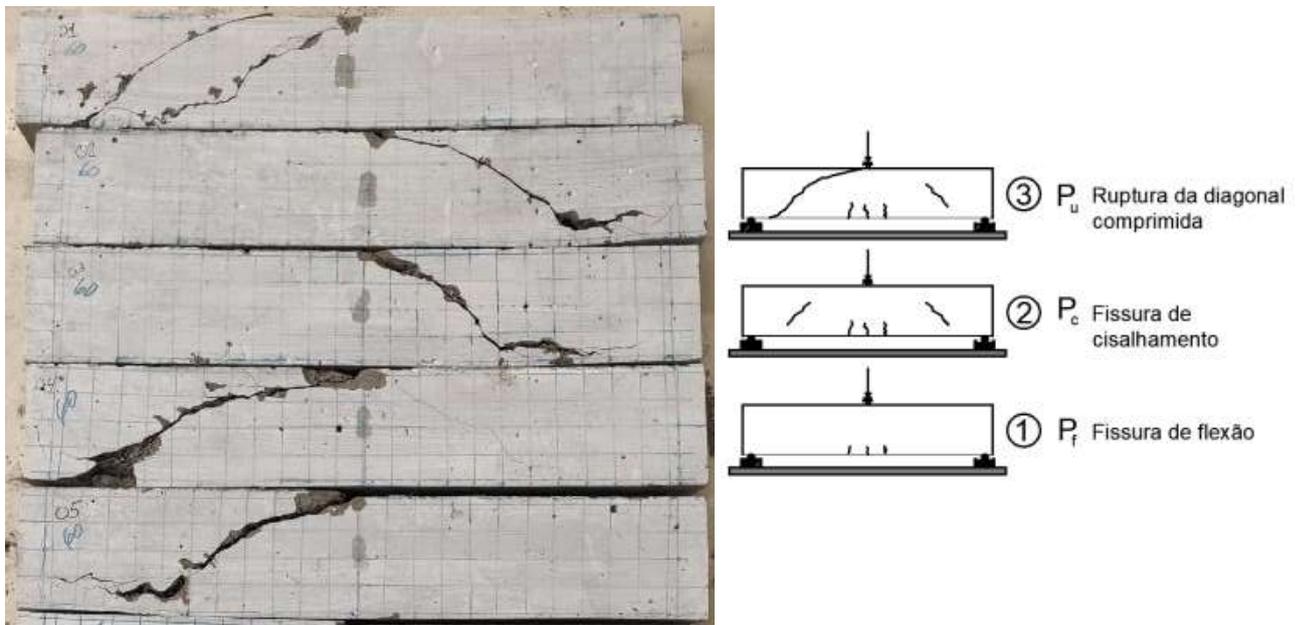
Fonte: Autor (2022)

Figura 5.18 – Aspecto final do ensaio da viga do grupo C30-60



Fonte: Autor (2022)

Figura 5.19 – Aspecto das vigas do grupo C30-60 após o ensaio e panorama de fissuração



Fonte: Autor (2022)

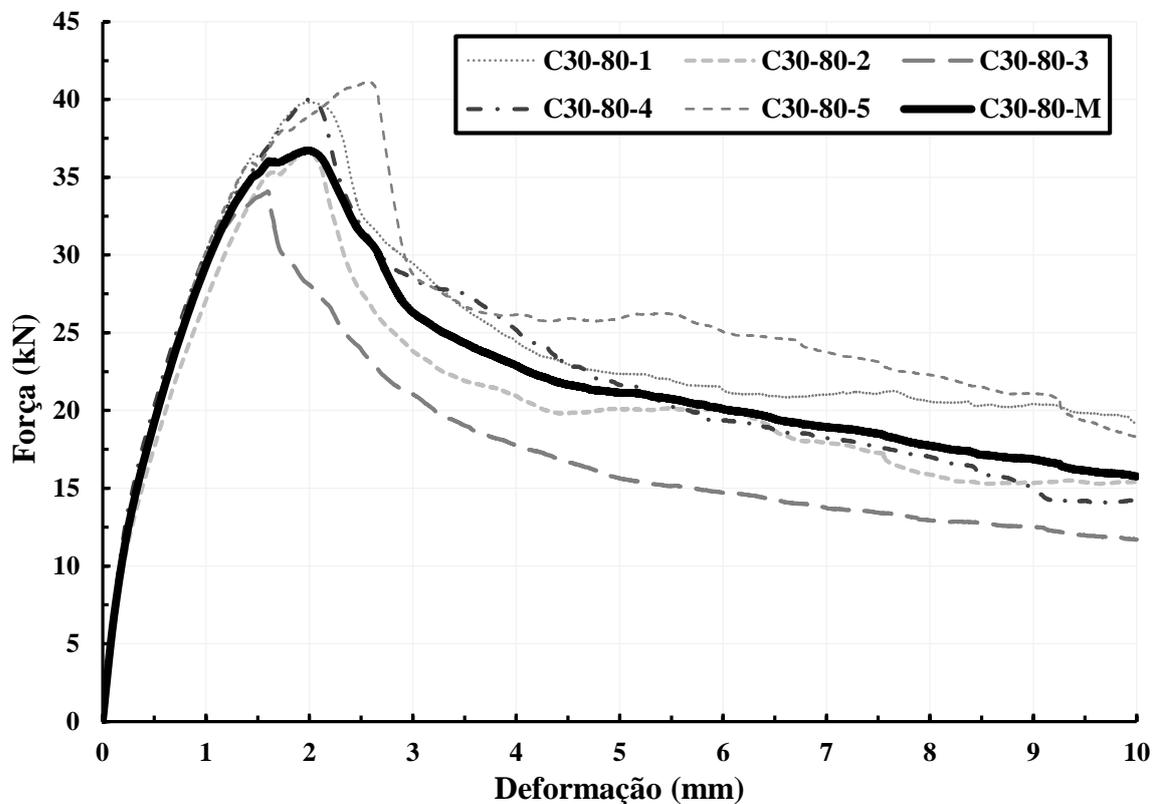
O comportamento força-deformação ($P-\delta$) do grupo C30-80 está representado na Figura 5.20. Verifica-se que o comportamento elástico linear ocorreu até a força de fissuração média (P_f) de 10 kN e correspondente a uma fissura vertical que surgiu na seção do meio do vão.

Posteriormente à fissura de flexão e com queda de rigidez, o comportamento da viga seguiu linear até o surgimento da fissura de cisalhamento correspondente a força (P_c). Com o

aumento do volume de fibras para 80kg/m^3 , a queda na rigidez devido a fissura de cisalhamento não foi brusca, e as fibras permitiram maiores níveis de deformação até a força máxima, a qual foi elevada aos maiores valores obtidos para a classe C30, esta que correspondente ao pico do gráfico (P_v). O ponto máximo está vinculado a ruptura dada pelo avanço e abertura acentuada da fissura diagonal de cisalhamento como é mostrada na Figura 5.21.

Na Figura 5.22 é mostrado o aspecto final de cada viga do grupo C30-80, bem como a ilustração da fissuração inicial e final representativa da ruptura da peça. Como se vê, a ruptura deu-se pelo surgimento e avanço da fissura diagonal de cisalhamento.

Figura 5.20 – Curva P-d do grupo CRF C30-80



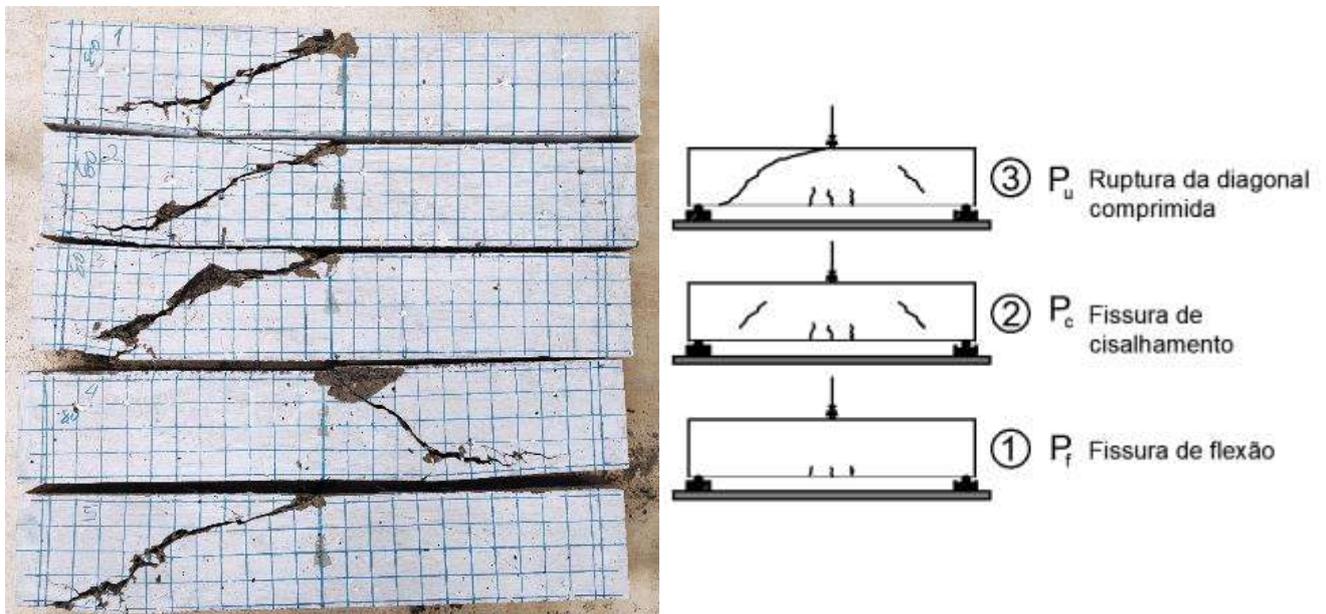
Fonte: Autor (2022)

Figura 5.21 – Aspecto final do ensaio da viga do grupo C30-80



Fonte: Autor (2022)

Figura 5.22 – Aspecto das vigas do grupo C30-80 após o ensaio e panorama de fissuração



Fonte: Autor (2022)

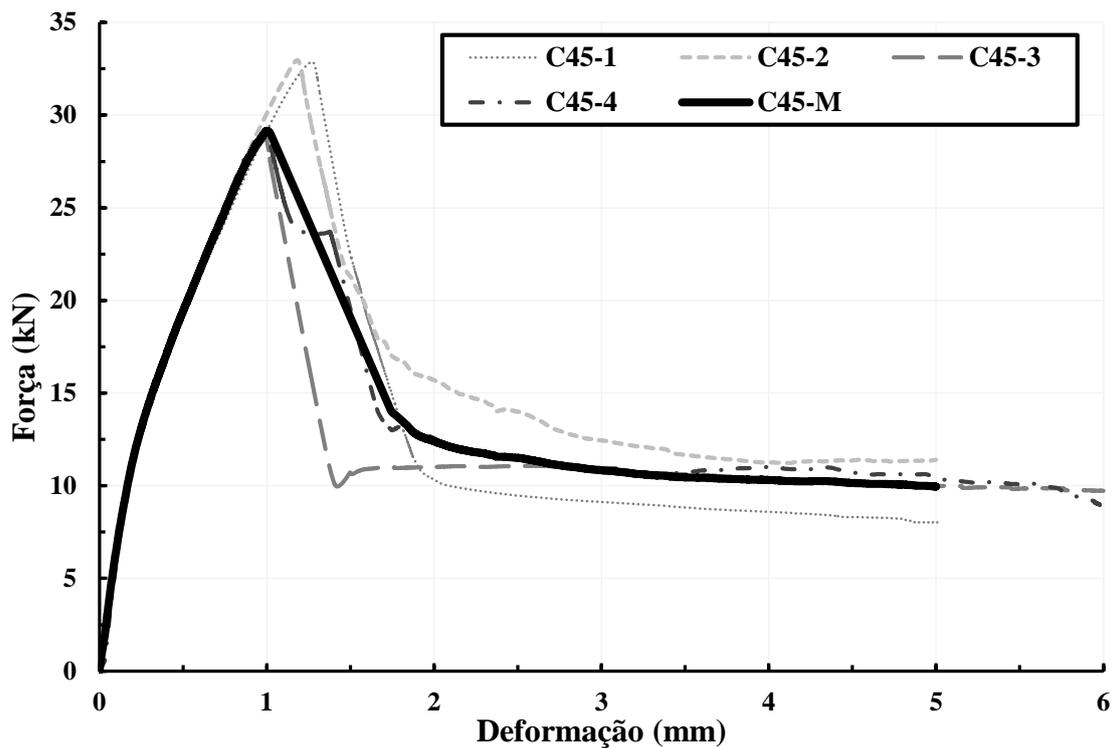
O comportamento força-deformação ($P-\delta$) do grupo C45-0 está representado na Figura 5.23. O desempenho elástico linear ocorreu até a força de fissuração média (P_f) de 12 kN e correspondente a uma fissura vertical que surgiu na seção do meio do vão.

Após o surgimento da fissura de flexão e com queda de rigidez, o comportamento da viga seguiu linear até o surgimento da fissura de cisalhamento correspondente a força (P_c). Com

a fissura de cisalhamento, a queda na rigidez foi ainda mais significativa e instantânea (instabilidade visível no gráfico) levando a força máxima obtida pela viga, correspondente ao pico do gráfico (P_u), a qual está associada com a ruptura brusca dada pelo avanço e abertura acentuada da fissura da diagonal comprimida de cisalhamento como é mostrada na Figura 5.24.

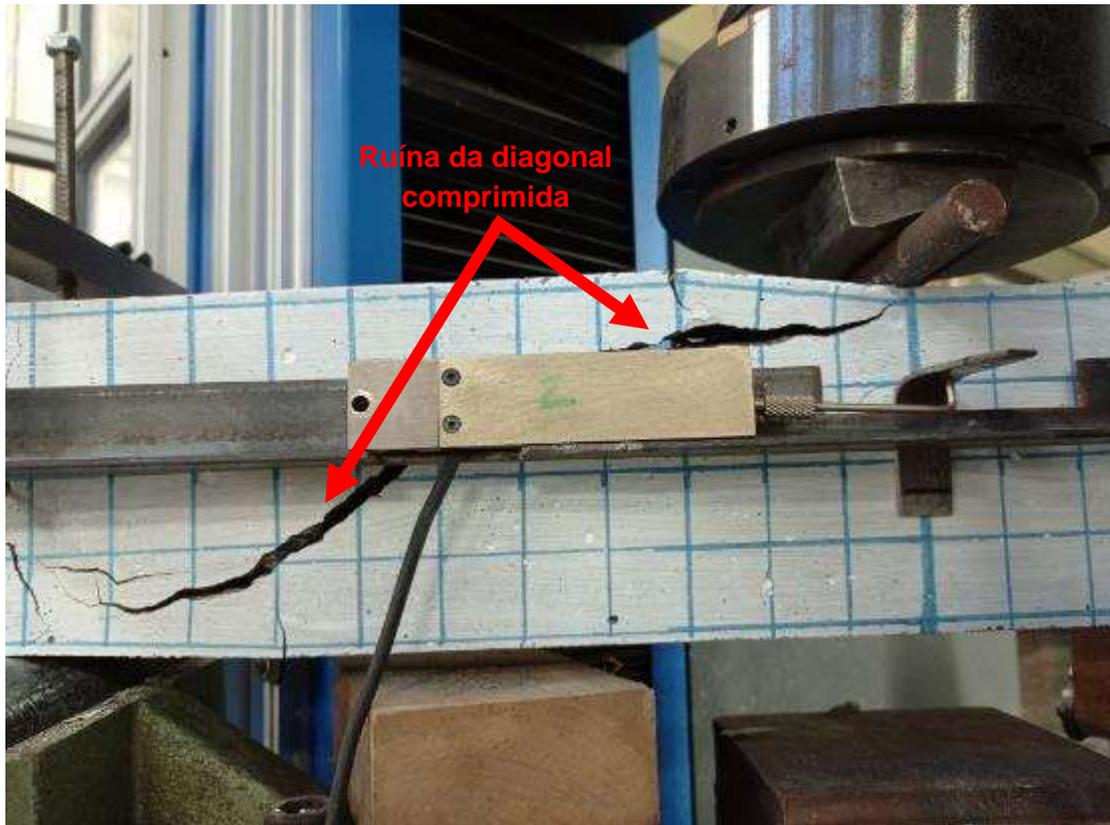
Na Figura 5.25 é mostrado o aspecto final da viga 1 do grupo C45-0. Como se vê, a ruptura deu-se pelo surgimento e avanço da fissura diagonal de cisalhamento.

Figura 5.23 – Curva P-d do grupo de referência C45-0



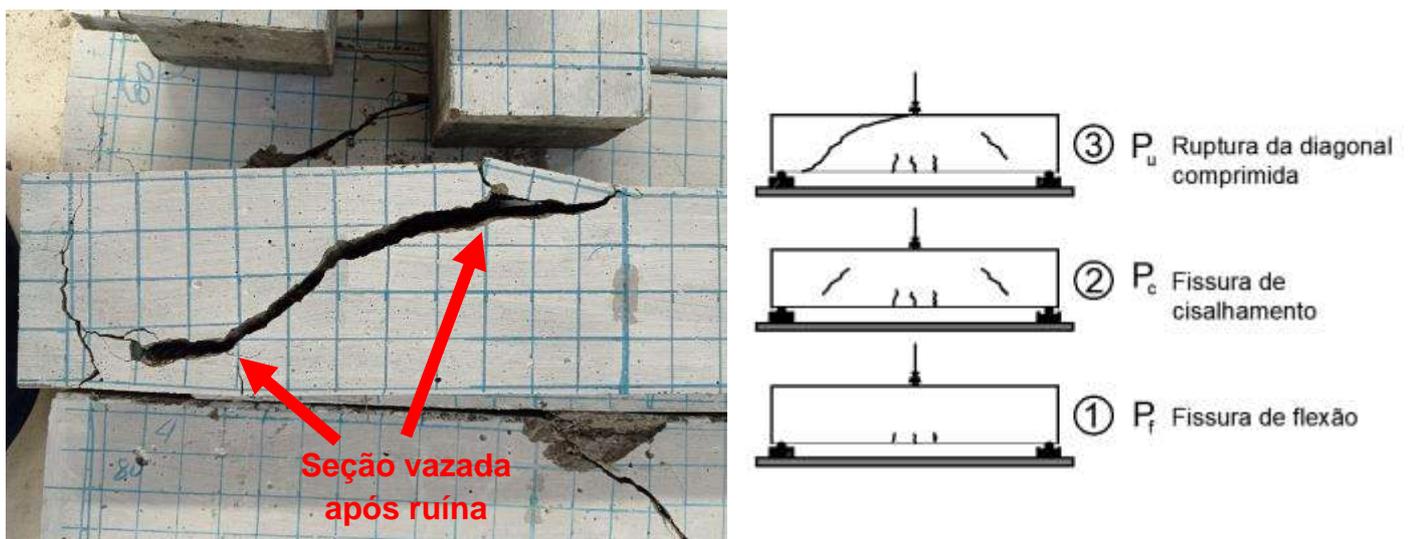
Fonte: Autor (2022)

Figura 5.24 – Aspecto final do ensaio da viga do grupo C45-0



Fonte: Autor (2022)

Figura 5.25 – Aspecto da viga do grupo C45-0 após o ensaio e panorama de fissuração



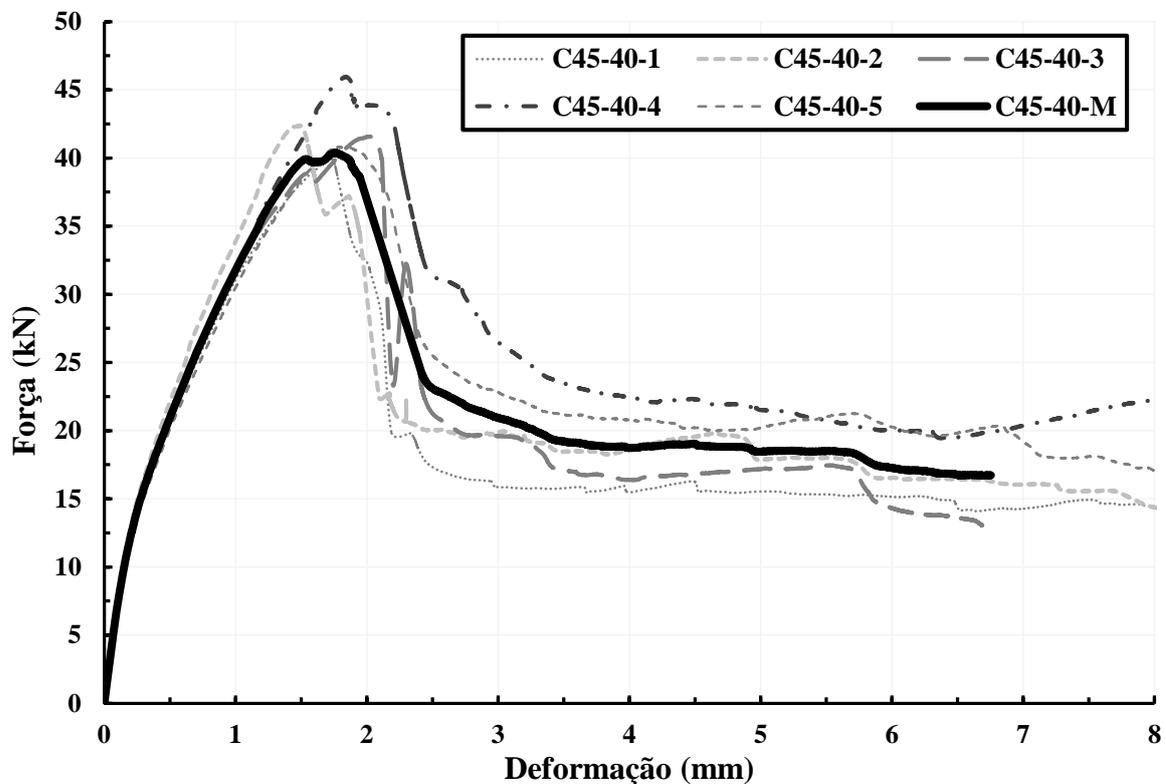
Fonte: Autor (2022)

O comportamento força-deformação ($P-\delta$) do grupo C45-40 está representado na Figura 5.26. Observa-se que o comportamento elástico linear ocorreu, também, até a força de fissuração média (P_f) de 12 kN, correspondente a uma fissura vertical na seção do meio do vão.

Adiante à fissura de flexão e com queda de rigidez, o comportamento da viga seguiu linear até o surgimento da fissura de cisalhamento correspondente a força (P_c). Com a adição das fibras, a queda na rigidez devido a fissura de cisalhamento não foi tão brusca, dessa forma as fibras permitiram maiores níveis de deformação e cargas até ocorrer a força máxima, correspondente ao pico do gráfico (P_u), a qual está associada com a ruptura dada pelo avanço e abertura acentuada da fissura diagonal de cisalhamento como é mostrada na Figura 5.27.

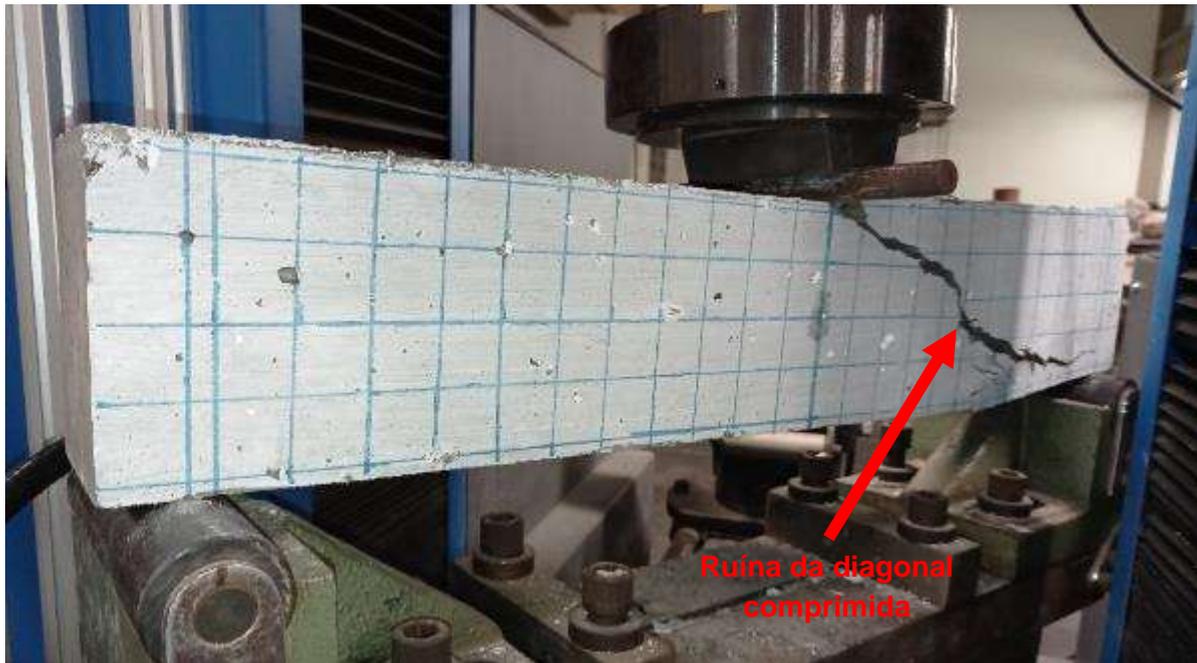
Na Figura 5.28 é mostrado o aspecto final da viga 1 do grupo C45-40. Como se vê, a ruptura deu-se pelo surgimento e avanço da fissura diagonal de cisalhamento sendo possível observar as fibras atuando como pontes costurando a fissura.

Figura 5.26 – Curva P-d do grupo CRF C45-40



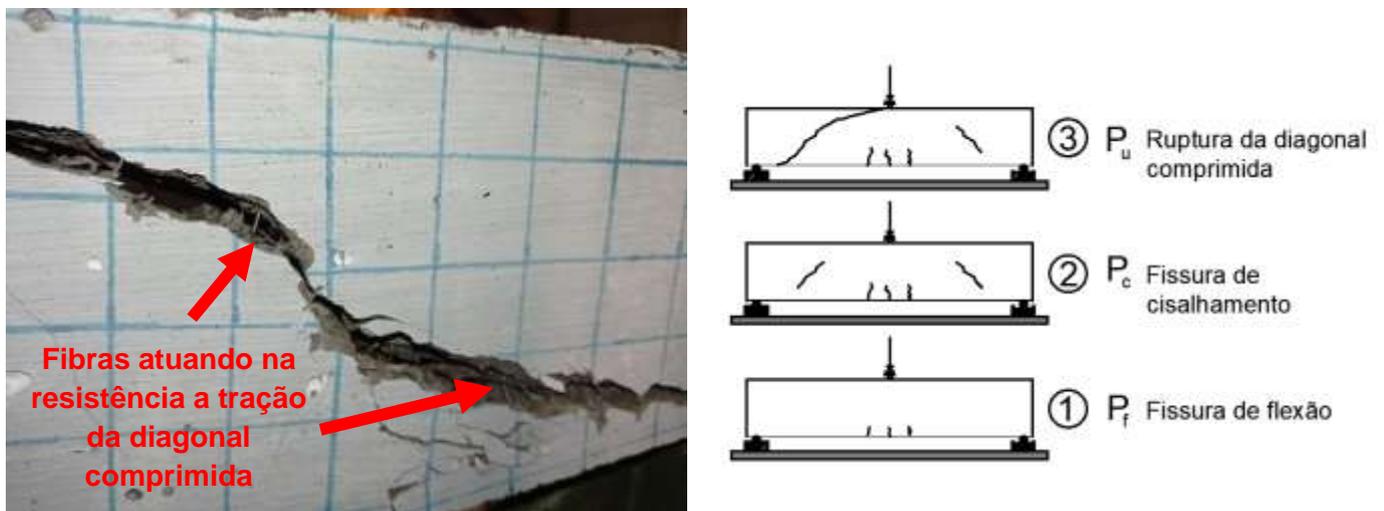
Fonte: Autor (2022)

Figura 5.27 – Aspecto final do ensaio da viga do grupo C45-40



Fonte: Autor (2022)

Figura 5.28 – Aspecto da viga do grupo C45-40 após o ensaio e panorama de fissuração



Fonte: Autor (2022)

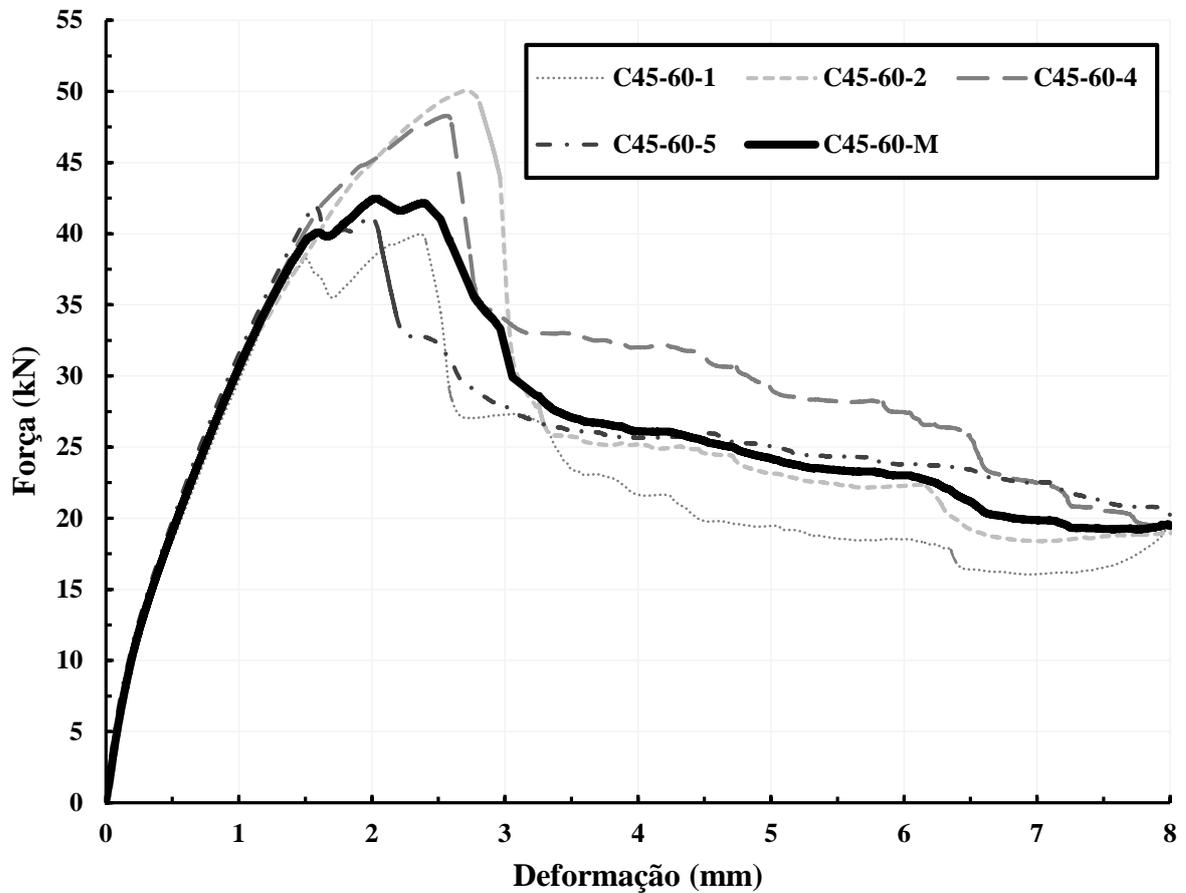
O comportamento força-deformação ($P-\delta$) do grupo C45-60 está representado na Figura 5.29. O desempenho elástico linear ocorreu até a força de fissuração média (P_f) de 12 kN veiculada à uma fissura vertical que surgiu na seção do meio do vão.

Após à fissura de flexão e com queda de rigidez, o comportamento da viga seguiu linear até o surgimento da fissura de cisalhamento correspondente a força (P_c). Com o aumento do volume de fibras para 60kg/m^3 , a queda na rigidez devido a fissura de cisalhamento não foi

brusca, e as fibras permitiram maiores níveis de deformação até a força máxima, correspondente ao pico do gráfico (P_u). O ponto máximo está vinculado a ruptura dada pelo avanço e abertura acentuada da fissura diagonal de cisalhamento como é mostrada na Figura 5.30.

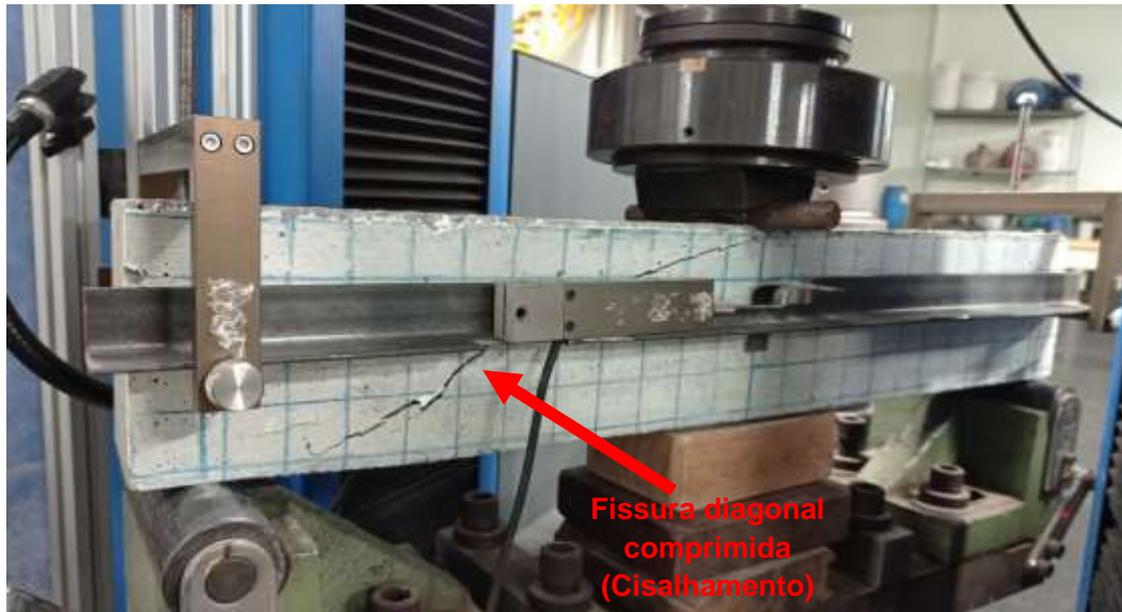
Na Figura 5.31 é mostrado o aspecto final de cada viga do grupo C45-60 bem como a ilustração da fissuração inicial e final representativa da ruptura da peça. Como se vê, a ruptura deu-se pelo surgimento e avanço da fissura diagonal de cisalhamento.

Figura 5.29 – Curva P-d do grupo CRF C45-60



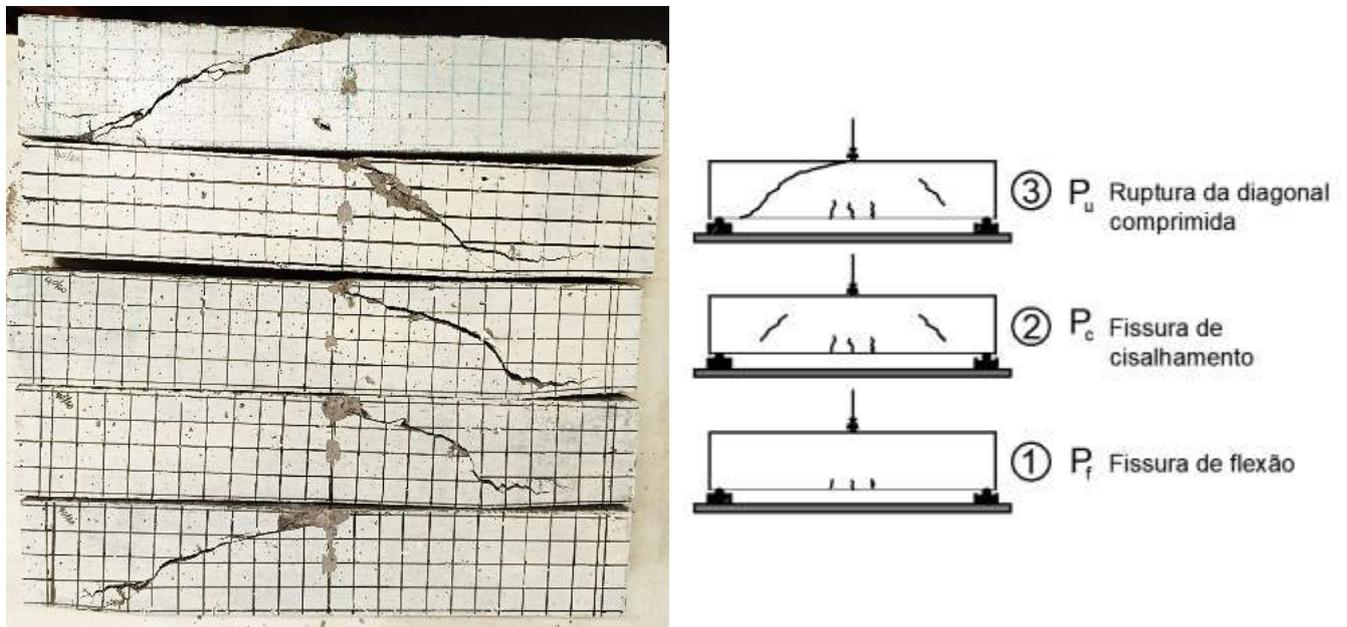
Fonte: Autor (2022)

Figura 5.30 – Aspecto final do ensaio da viga do grupo C45-60



Fonte: Autor (2022)

Figura 5.31 – Aspecto das vigas do grupo C45-60 após o ensaio e panorama de fissuração



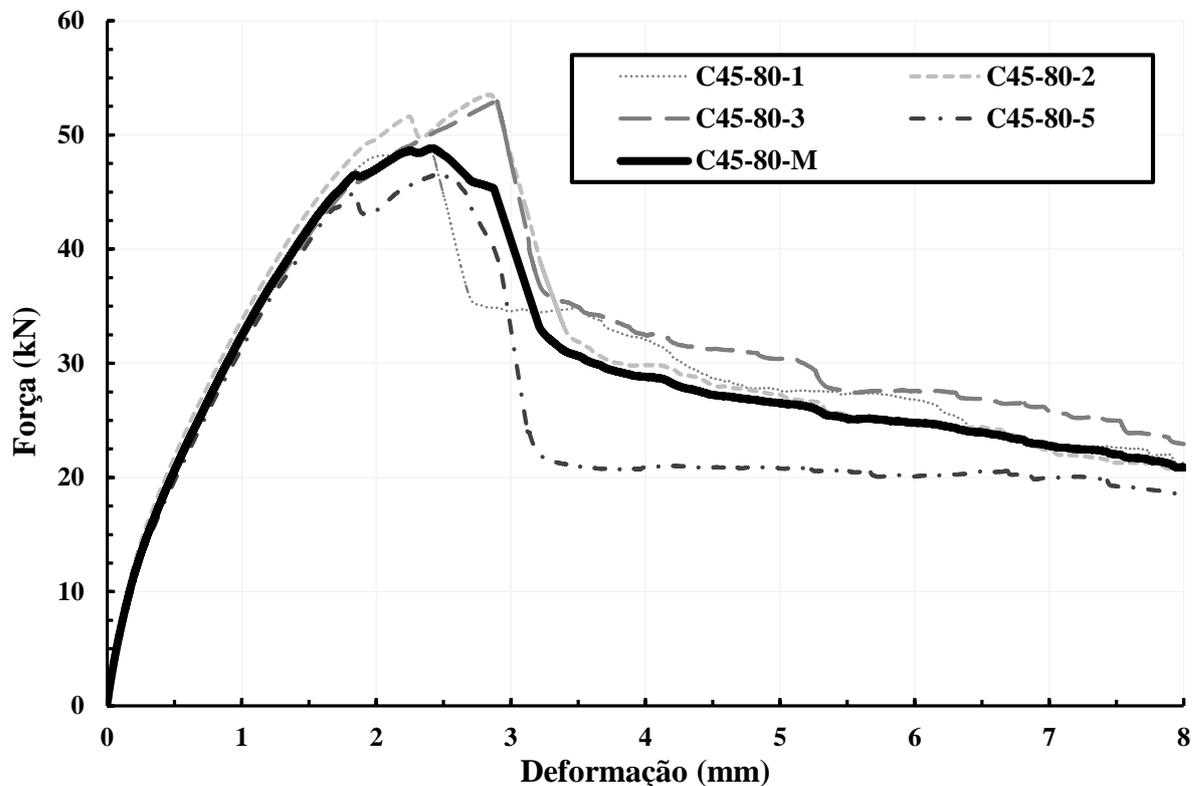
Fonte: Autor (2022)

O comportamento força-deformação ($P-\delta$) do grupo C45-80 está representado na Figura 5.32. Como os demais grupos da classe C45, o comportamento elástico linear ocorreu até a força de fissuração média (P_f) de 12 kN consoante a uma fissura vertical na seção do centro do vão.

Logo em seguida à fissura de flexão e com queda de rigidez, o comportamento da viga seguiu linear até o surgimento da fissura de cisalhamento correspondente a força (P_c). Com o aumento do volume de fibras para 80kg/m^3 , a queda na rigidez devido a fissura de cisalhamento foi controlada pelas fibras que permitiram maiores níveis de deformação até a força máxima, correspondente ao pico do gráfico (P_u). Este pico mostrou ser o maior valor obtido para a classe C45. O ponto máximo está vinculado a ruptura dada pelo avanço e abertura acentuada da fissura diagonal de cisalhamento como é mostrada na Figura 5.33.

Na Figura 5.34 é mostrado o aspecto final de cada viga do grupo C45-80 bem como a ilustração da fissuração inicial e final representativa da ruptura da peça. Como se vê, a ruptura deu-se pelo surgimento e avanço da fissura diagonal de cisalhamento.

Figura 5.32 – Curva P-d do grupo CRF C45-80



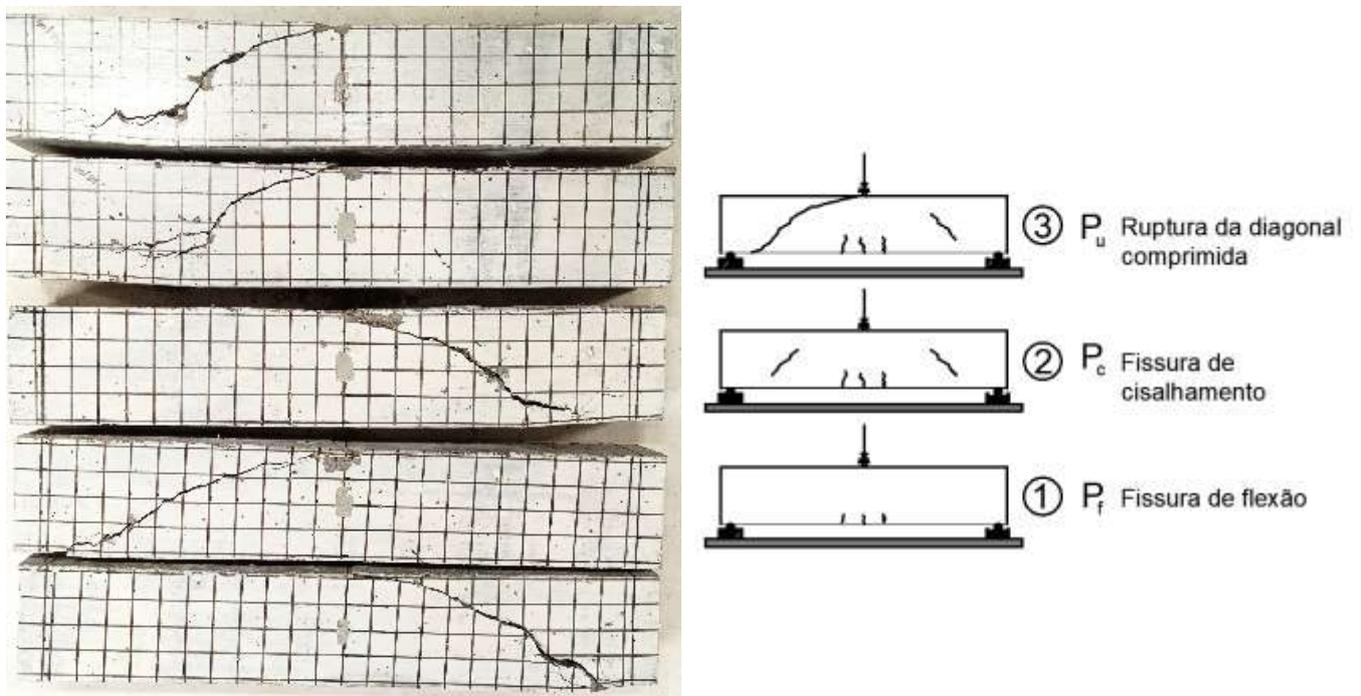
Fonte: Autor (2022)

Figura 5.33 – Aspecto final do ensaio da viga do grupo C45-80



Fonte: Autor (2022)

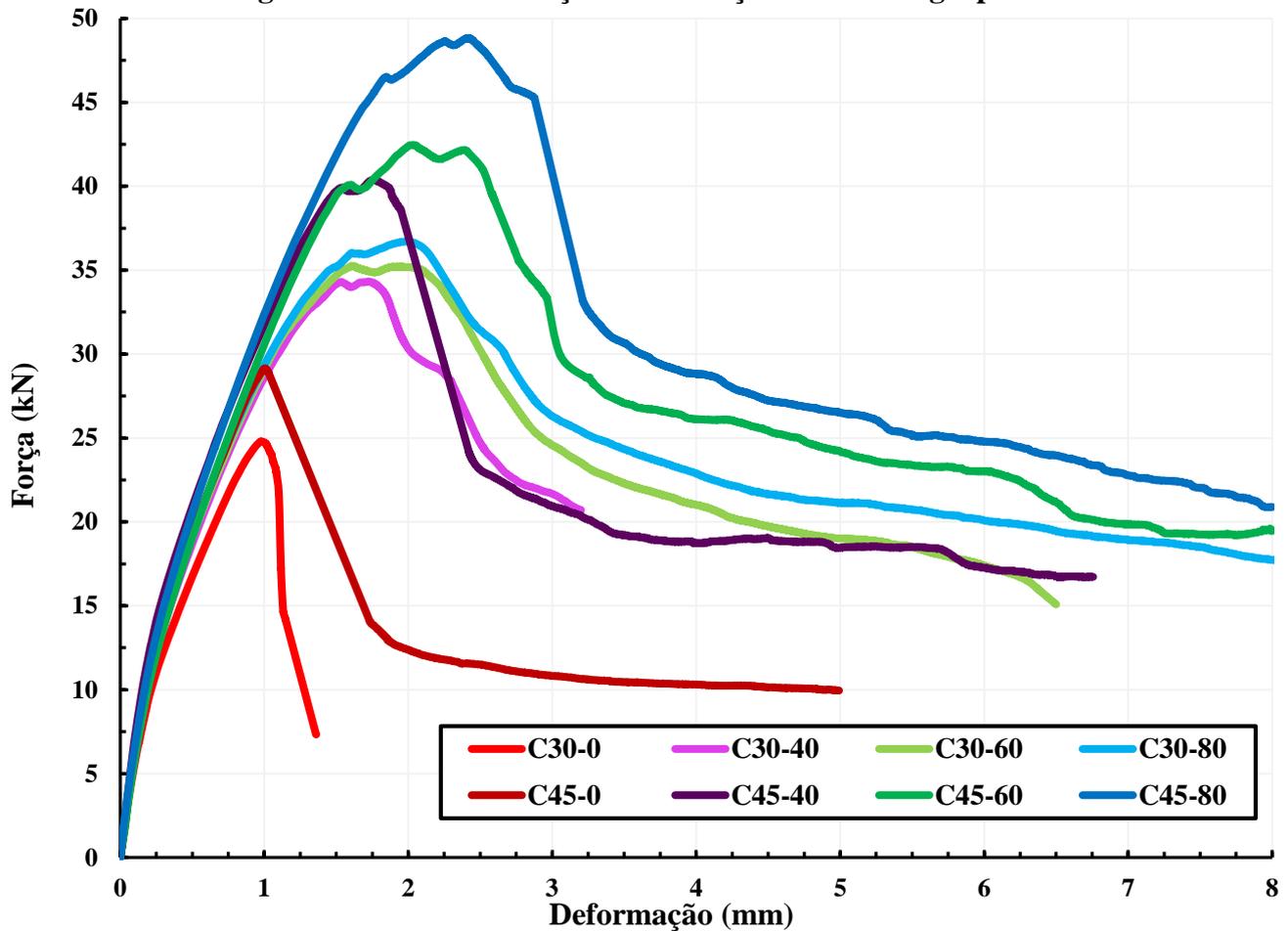
Figura 5.34 – Aspecto das vigas do grupo C45-80 após o ensaio e panorama de fissuração



Fonte: Autor (2022)

Na Figura 5.35 são apresentadas as curvas médias dos grupos estudados, nela é possível comparar os efeitos que as fibras proporcionaram em cada matriz de concreto (C30 e C45).

Figura 5.35 – Curva Força x deformação média dos grupos estudados



Fonte: Autor (2022)

É notória a diferença dos CRFs em comparação aos grupos de referência em concreto simples. Percebe-se que o efeito da adição das fibras foi proporcional aos ganhos promovidos na viga, isto é, à medida que o volume de fibras aumentou os resultados mecânicos melhoraram. Analisando as curvas, nota-se que o aumento no volume de fibras proporcionou um resultado mais expressivo para a classe de resistência C45, o que pode estar alinhado com a melhor interação fibro-matriz. Concretos de maiores resistências elevam a ancoragem da fibra à matriz, aumentando assim também o seu efeito pós-fissuração.

Na Tabela 5.6 são apresentadas as forças de primeira fissura (cisalhamento) (P_1) e forças últimas (P_u) de cada viga dos grupos aqui estudados, bem como os valores dos desvios padrões (S_d) e dos coeficientes de variação (C_v)

Tabela 5.6 – Forças de Primeira Fissura e Última das Vigas

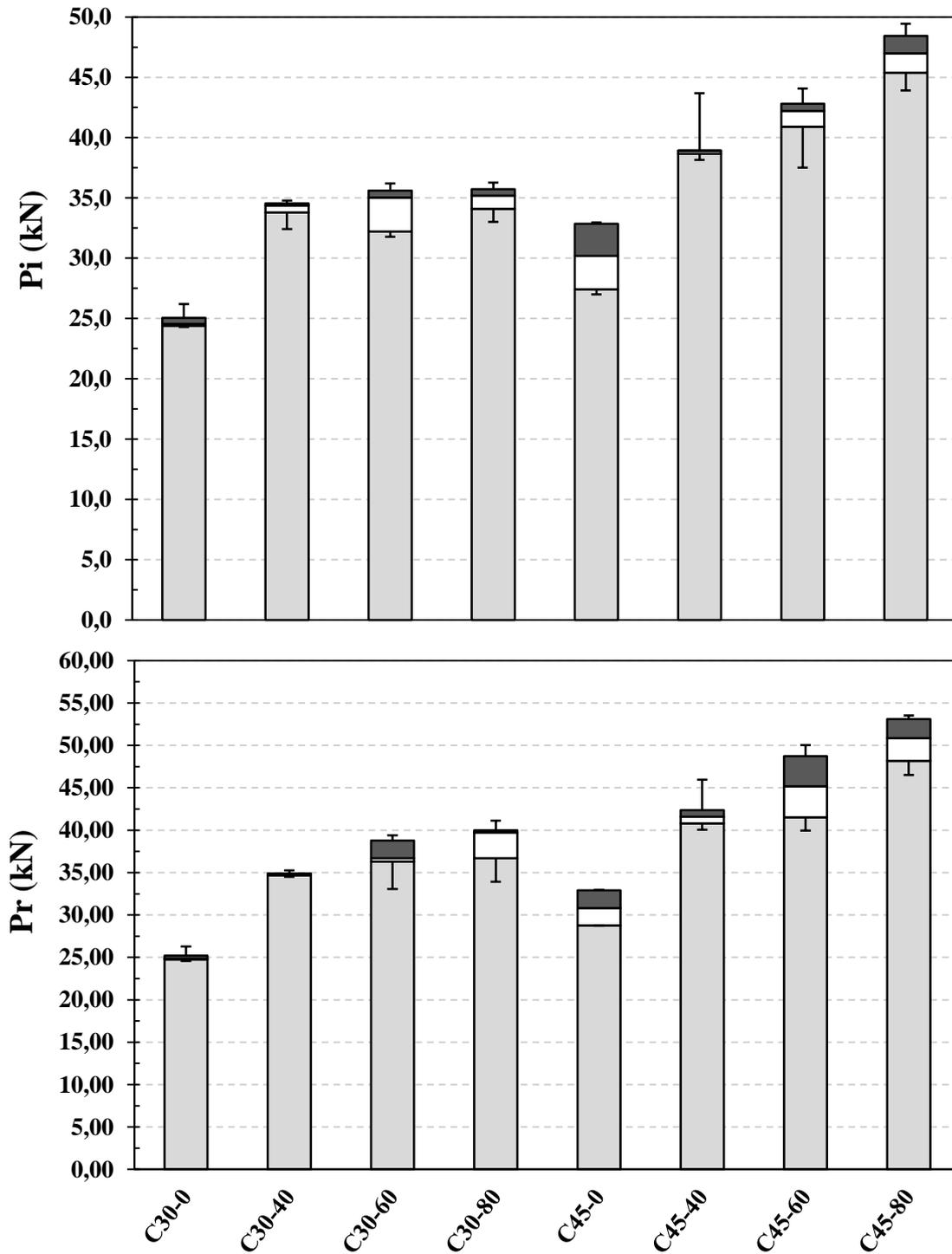
GRUPOS	CRF	Força primeira fissura (cisalhamento)			Força última			Relação CRF/CS	
		P _i	S _d	C _v	P _u	S _d	C _v	P _i	P _u
1.1	C30-0	24,89	0,89	3,60%	25,14	0,78	3,10%	-	-
1.2	C45-0	30,08	3,24	10,79%	30,83	2,40	7,82%	-	-
2.1	C30-40	33,98	1,06	3,10%	34,82	0,32	9,00%	1,365	1,385
2.2	C30-60	34,16	2,03	5,94%	36,85	2,49	6,76%	1,372	1,466
2.3	C30-80	34,86	1,31	3,76%	38,29	2,94	7,68%	1,400	1,523
3.1	C45-40	39,67	2,27	5,71%	42,16	2,30	5,45%	1,318	1,367
3.2	C45-60	41,51	2,81	6,78%	45,09	4,84	10,74%	1,380	1,462
3.3	C45-80	46,82	2,44	5,22%	50,44	3,38	6,71%	1,556	1,636

Fonte: Autor (2022)

Conforme apresentado na Tabela 5.6, a carga última para o grupo de referência C30 foi de 25,14 kN para 34,82 kN, 36,85 kN e 38,29 kN nos grupos com 40kg/m³, 60kg/m³ e 80kg/m³ de fibras, respectivamente, o que corresponde a ganhos de 38,5%, 46,6% e 52,3% de aumento. Para o grupo C45 foi de 30,83 kN, no grupo de referência C45-0, para 42,16 kN, 45,09 kN e 50,44 kN nos grupos em CRF aumentos de 36,7%, 46,2% e 63,6%. É visível os altos ganhos de capacidade de carga dos grupos com maiores taxas de fibras C30-80 e C45-80, na Figura 5.36 são apresentadas graficamente os dados das forças das vigas.

A partir dos resultados apresentados na Tabela 5.6, elaborou o gráfico boxplot exibido na Figura 5.36 apresentando os valores máximo e mínimo das forças e o intervalo (caixa) referente a 50% dos resultados mais próximos a média dos resultados. Quanto maior a caixa (*box*) e distância entre os valores máximo e mínimo, maior a variância e conseqüentemente maior o desvio padrão.

Figura 5.36 – Gráfico das forças de primeira fissura e última



Fonte: Autor (2022)

Pelos resultados apresentados na Tabela 5.6 e o gráfico da Figura 5.36, pode-se observar o ganho na capacidade de carga proporcional ao aumento do volume de fibras nos grupos. Nota-se também que com maiores taxas de fibras incorporadas (60 kg e 80kg) a diferença entre a carga de primeira fissura (P_i) e a carga última (P_u) é maior.

5.6 ANÁLISE DOS RESULTADOS PELAS FORMULAÇÕES

A fim de validar os resultados frente as formulações normativas internacionais bem como o que preconiza a literatura, os resultados experimentais das vigas serão aqui comparados com equações analíticas. Foram utilizados, nas formulações, os resultados dos ensaios de caracterização dos grupos de concreto já aqui explanados.

Na Tabela 5.7 há um resumo dos parâmetros dos grupos analisados bem como alguns parâmetros das vigas ensaiadas. Os valores de carga última (P_u) e cortante máxima (V_u) referem-se a média das vigas ensaiadas de cada grupo de CRF.

Tabela 5.7 – Resumo dos parâmetros dos grupos analisados e seus resultados experimentais

GRUPO	CRF	V_f	F	f_{cm}	$f_{cmtm,cd}$	$P_u \text{ exp}$	$V_u \text{ exp}$
1.1	C30-0	-	-	30,74	2,94	25,14	12,57
1.2	C45-0	-	-	45,46	3,35	30,83	15,41
2.1	C30-40	0,51	0,224	34,05	2,35	34,82	17,41
2.2	C30-60	0,77	0,338	31,7	2,64	36,85	18,42
2.3	C30-80	1,02	0,448	31,64	2,91	38,29	19,14
3.1	C45-40	0,51	0,224	43,2	3,97	42,16	21,08
3.2	C45-60	0,77	0,338	43,78	3,46	45,09	22,54
3.3	C45-80	1,02	0,448	45,25	5,18	50,44	25,22

Vão de cisalhamento a : 340 mm. Altura útil da seção d : 110 mm. Taxa de armadura longitudinal ρ : 1,51%. Comprimento das fibras l_f = 33mm. Diâmetro das fibras d_f = 0,75mm

Fonte: Autor (2022)

O resumo das formulações apresentadas no capítulo 3 são apresentadas no Quadro 5.1.

Quadro 5.1 – Resumo das formulações utilizadas

	AUTOR	FORMULAÇÃO
[1]	Sharma (1986)	$V_{u1} = \frac{2}{3} 0,8 f_c'^{0,5} \left(\frac{d}{a}\right)^{0,25} b_w d$
[2]	Narayanan e Darwish (1987)	$V_{u2} = \left(e \left(0,24 f_{spfc} + 80 \rho \frac{d}{a} \right) + \sigma_f \right) b_w d$
[3]	Ashour et al. (1992)	$V_{u3} = \left((2,11^3 \sqrt{f_c'} + 7F) \sqrt[3]{\rho \frac{d}{a}} \right) b_w d$
[4]	Li et al. (1992)	$V_{u4} = \left[1,25 + 4,68 \left((f_{lF} f_{spfc})^{\frac{3}{4}} \left(\frac{d}{a}\right)^{\frac{1}{3}} \frac{1}{d^{\frac{1}{3}}} \right) \right] b_w d$
[5]	Shin et al. (1994)	$V_{u5} = \left(0,19 f_{spfc} + 93 \rho \frac{d}{a} + 0,834 v_b \right) b_w d$
[6]	Khuntia et al. (1999)	$V_{u6} = (0,167e + 0,25F) \sqrt{f_c'} b_w d$
[7]	Kwak et al. (2002)	$V_{u7} = \left(3,7e (f_{spfc})^{\frac{2}{3}} \left(\rho \frac{d}{a}\right)^{\frac{1}{3}} + 0,8\sigma_f \right) b_w d$
[8]	Yakoub (2011)	$V_{u8} = \left[0,83\beta^3 \sqrt{\rho} \left(\sqrt{f_c'} + 249,28 \sqrt{\frac{\rho}{\left(\frac{a}{d}\right)^5}} \right) + 0,162 \frac{L_f}{D_f} V_f R_g \sqrt{f_c'} \right] b_w d$
[9]	Sahoo e Sharma (2014)	$V_{u9} = (0,251 + 0,173V_f + 0,069V_f^2) \sqrt{f_c'} b_w d$
[10]	NBR 16935 (2021) Fib Model Code 2010 (2011)	$V_{u10} = \left\{ \frac{0,18}{\gamma_c} \cdot k \cdot \left[100 \cdot \rho \left(1 + 7,5 \cdot \frac{f_{Ftuk}}{f_{ctk}} \right) \cdot f_{ck} \right]^{1/3} \right\} b_w d$

Fonte: Autor (2022)

Na Tabela 5.9 são exibidas as previsões das formulações sobre a Força última de cada viga dos grupos estudados.

Tabela 5.8 – Força última experimental e calculadas pela literatura

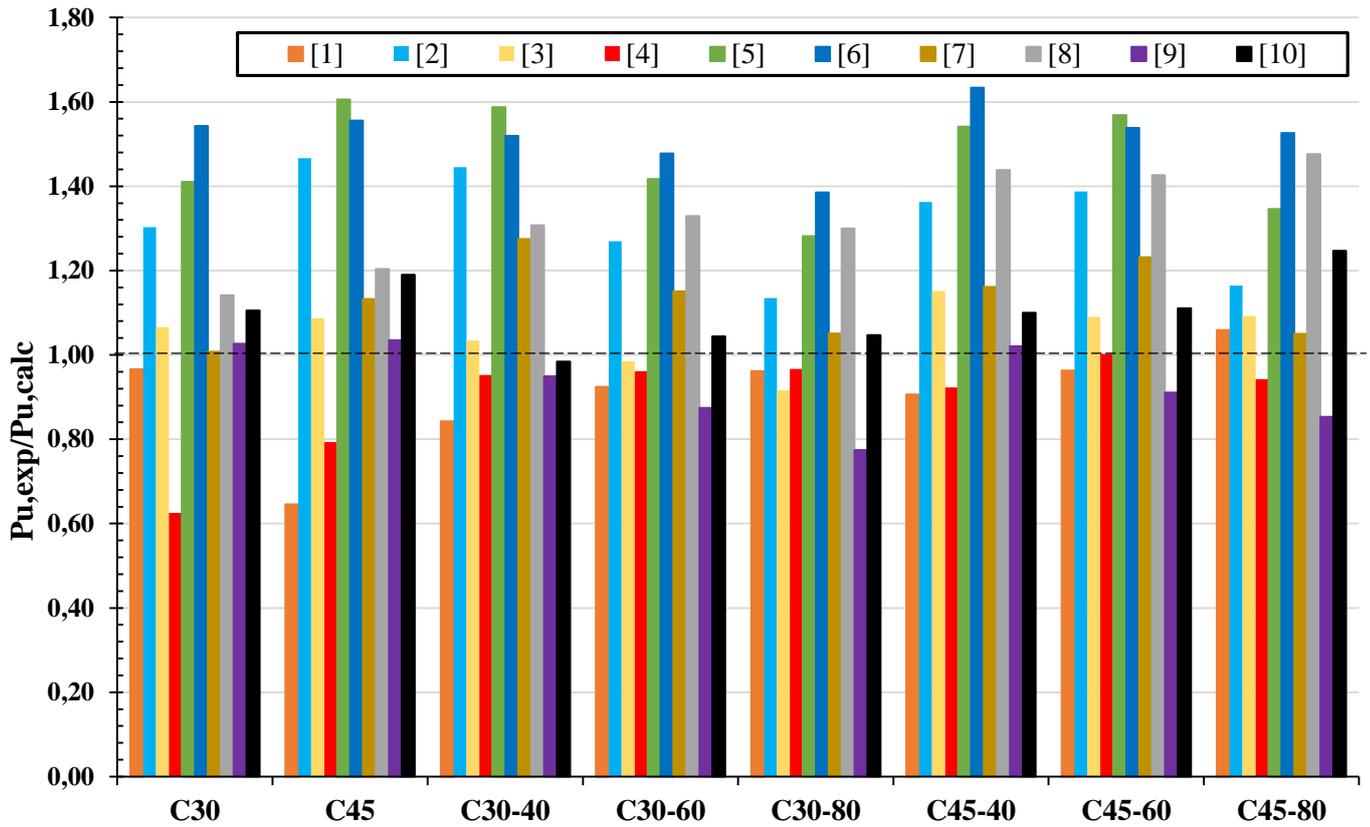
CRF	$P_{u, \text{exp}}$ (kN)	[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]
C30	25,14	39,25	19,30	23,58	45,21	17,83	16,30	24,95	22,02	24,49	22,74
C45	30,83	47,73	21,03	28,35	51,64	19,20	19,82	27,22	25,61	29,79	25,91
C30-40	34,82	41,31	24,09	33,68	44,08	21,93	22,91	27,32	26,63	36,68	35,37
C30-60	36,85	39,86	29,03	37,42	46,40	26,00	24,94	32,02	27,72	42,13	35,31
C30-80	38,29	39,82	33,74	41,79	49,16	29,88	27,64	36,44	29,46	49,43	36,57
C45-40	42,16	46,53	30,93	36,62	57,66	27,35	25,81	36,31	29,30	41,32	38,34
C45-60	45,09	46,84	32,50	41,36	55,51	28,74	29,31	36,61	31,62	49,51	40,60
C45-80	50,44	47,62	43,33	46,18	69,43	37,47	33,06	48,05	34,17	59,11	40,44

Fonte: Autor (2022)

Com os dados apresentados na tabela anterior foi possível criar os gráficos da Figura 5.37 e 5.38 para analisar a efetividade e segurança das formulações na previsão da carga última experimental das vigas dos grupos aqui estudados.

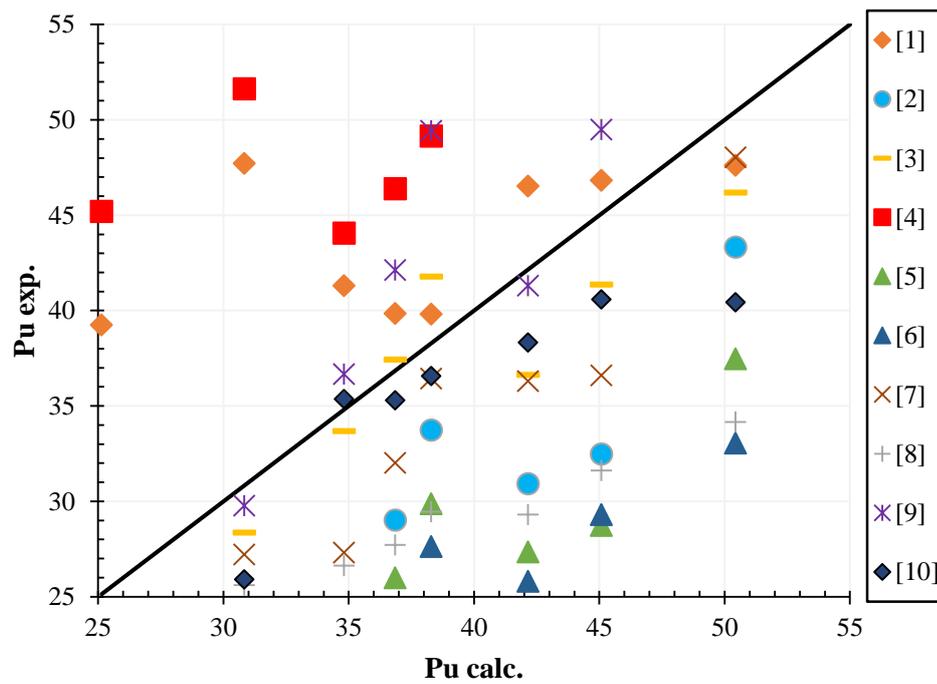
Pela relação $P_{u, \text{exp}}/P_{u, \text{calc}}$ pode observar que: se o resultado for próximo a 1 (um), as formulações possibilitaram uma ótima previsão das cargas ultimas das vigas; as formulações que apresentaram um resultado inferior a 1 (um) não trazem segurança na previsão da carga última das vigas; as que apresentam valores superiores a 1 (um) proporcionam uma margem de segurança. Similarmente na Figura 5.35, a reta “y = x”, sendo y o $P_{u, \text{exp}}$ e o x $P_{u, \text{calc}}$, os valores calculados pelas formulações que se aproximarem da reta convergem para uma boa previsão dos resultados experimentais; resultados acima da reta equivalem a resultados maiores que os experimentais, logo contra a segurança; e os dados abaixo da reta, a resultados menores que os experimentais.

Figura 5.37 – Relação entre a carga última experimental e as calculadas pelos autores



Fonte: Autor (2022)

Figura 5.38 – Relação entre a força última experimental e as calculadas pelos autores

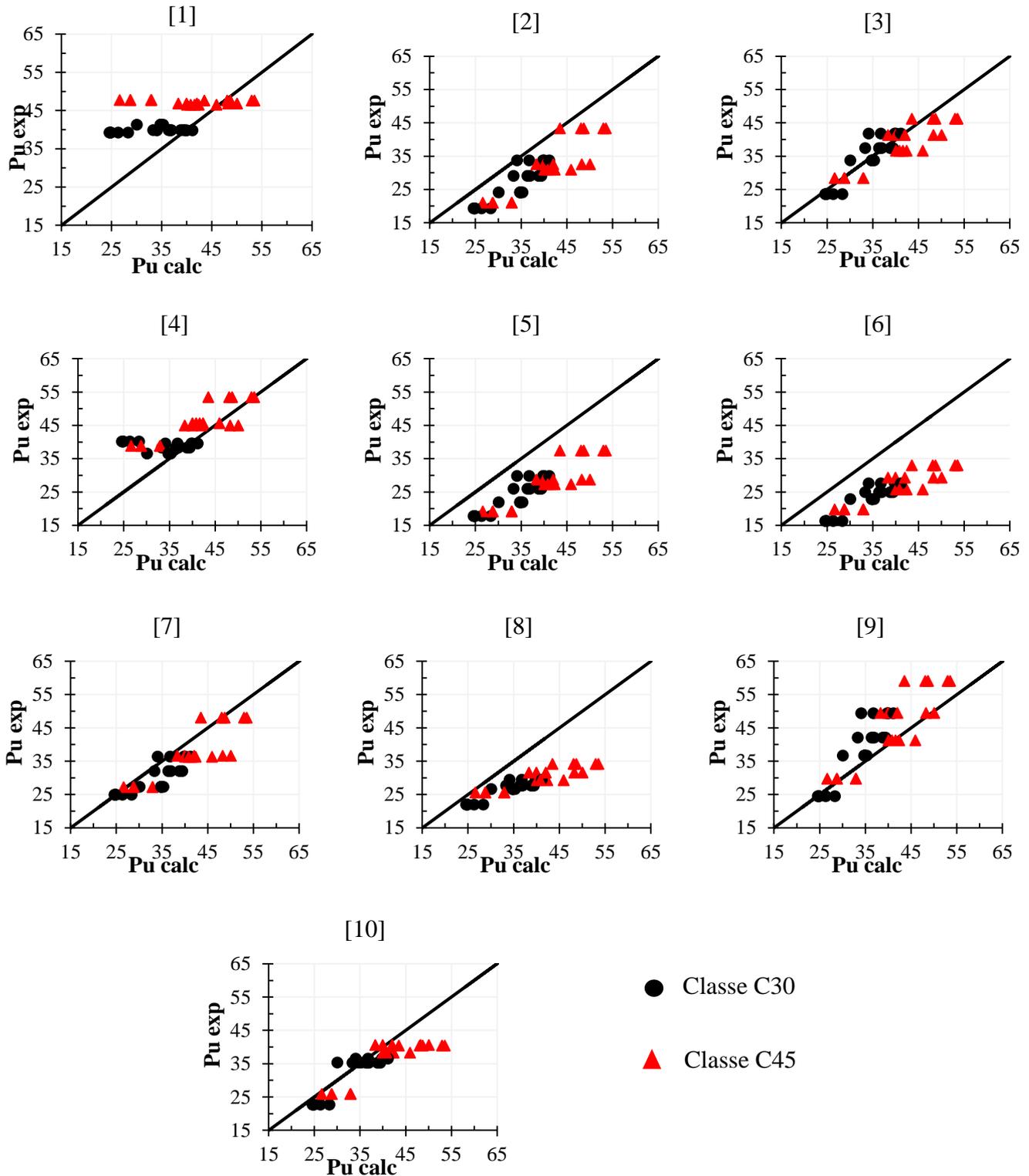


Fonte: Autor (2022)

Fundamentado nas Figuras 5.37 e 5.38, as formulações propostas por Sharma (1986) e Li et al. (1992) apresentaram as previsões de carga última ao cisalhamento contra a segurança (resultados < 1), isto é, superestimaram as cargas para as configurações e dimensões das vigas ensaiadas. As formulações propostas por Ashour et al. (1992), Kwak et al. (2002), Sahoo e Sharma (2014) e o modelo do Fib Model Code 2010 (2013) e NBR 16935 (2021) apresentaram as melhores aproximações entre a carga prevista e a obtida experimentalmente. Narayanan e Darwish (1987), Shin et al. (1994), Khuntia et al. (1999) e Yakoub (2011) mostraram ser expressões bastante conservadoras para as previsões das cargas ultimas.

Na Figura 5.39 são plotadas as relações entre a força última experimental e força prevista por cada uma das formulações. Foram plotados nos gráficos todos os resultados experimentais das 40 vigas ensaiadas dos grupos, diferenciando as classes de resistências, sendo a classe C30 representada pelas bolas pretas e a classe C45 pelos triângulos vermelhos.

Figura 5.39 – Relação entre a carga última experimental e as calculadas por cada autor

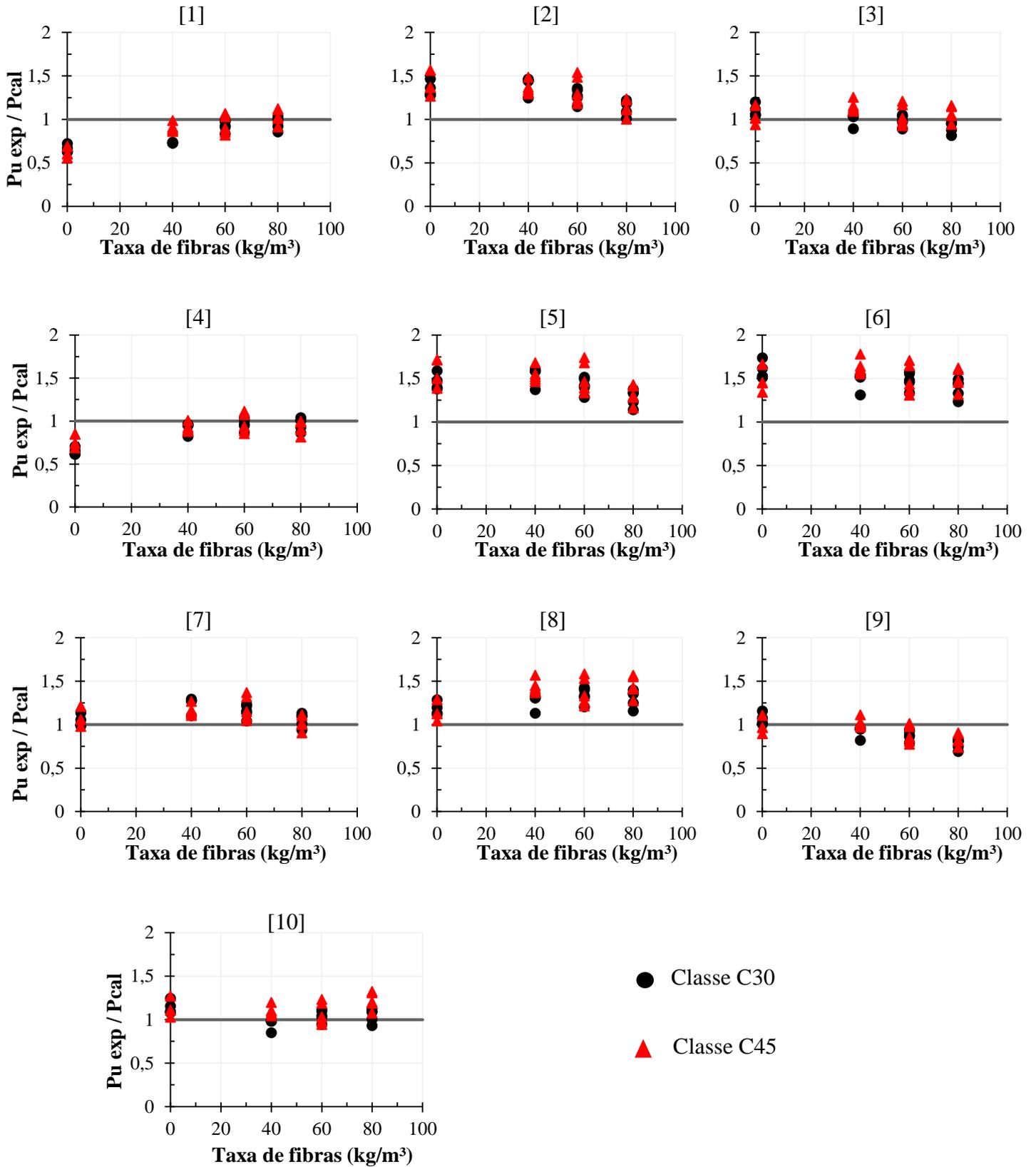


Fonte: Autor (2022)

As previsões pelas formulações demonstram ser mais precisas para a classe de resistência C30 do que a C45, visto que os pontos vermelhos na maioria dos gráficos se encontram mais espalhados e mais distantes da reta preta (correspondente ao caso $P_{u, exp}$ igual a $P_{u, cal}$) em comparação aos pontos pretos que se apresentam de maneira mais concisa e próximos da reta. Baseado na Figura 5.36, certifica-se que as melhores previsões para as vigas ensaiadas neste estudo foram as formulações de Ashour et al. (1992) [3] e o modelo do Fib Model Code 2010 (2013) / NBR 16935 (2021). A formulação de Sharma (1986) [1] não apresentou boas previsões, porém, para maiores valores da carga última P_u os resultados começaram a convergir, sugerindo que tal formulação não é indicada para níveis baixos de carga. Comportamento oposto ao observado pela formulação de Yakoub (2011) [8], na qual a medida que as cargas ultimas foram elevando os pontos se afastaram da reta.

Com o propósito de validar o efeito da taxa de fibras dos grupos nas previsões das formulações, elaborou-se a Figura 5.40. Nela é representada a relação entre a força última experimental pela calculada, $P_{u, exp} / P_{u, cal}$, e a taxa de fibras dos CRFs.

Figura 5.40 – Relação $P_{u, exp} / P_{u, cal}$ e taxa de fibras para cada formulação



Fonte: Autor (2022)

Todas as formulações com exceção da [1] de Sharma (1986), possuem um fator diretamente ligado a taxa de fibras incorporada no CRF das vigas ensaiadas. Ainda assim, a elevação da taxa de fibras melhorou a precisão (próximo a reta $y=1$) da estimativa das formulações de Sharma (1986) [1] e também dos modelos de Narayanan e Darwish (1987) [2], Li et al. (1992) [4], Shin et al. (1994) [5] e Khunti et al. (1999) [6]. Yakoub (2011) [8] e Sahoo e Sharma (2014) [9] apresentaram piores estimativas com o aumento da taxa de fibras dos CRFs. Para as formulações de Ashour et al. (1992) [3] e o modelo do Fib Model Code 2010 (2013) e NBR 16935 (2021) [10] as alterações nas taxas de fibras pouco ou nada interferiram na previsão das cargas últimas das vigas e o modelo de Kwak et al. (2002) [7] não demonstrou definição no comportamento com as taxas de fibras.

CAPÍTULO 6

CONCLUSÕES

O objetivo geral deste trabalho consistiu em analisar o comportamento ao esforço cisalhante de vigas de concreto de pequenas dimensões reforçadas com fibras de aço (CRFA) sem a utilização de armadura transversal, estribos. Para o estudo, foram utilizadas diferentes dosagens de fibras de aço e duas classes de resistência do concreto 30 MPa e 45 MPa. Após os ensaios realizados e obtenção dos resultados, foi possível realizar as conclusões do trabalho.

- As resistências a compressão dos grupos de concreto não sofreram alterações significativas com a adição das fibras de aço. A presença das fibras não proporcionou grandes variações nos resultados dos espécimes do mesmo CRF demonstrando confiabilidade na utilização das fibras.
- As fibras de aço geraram ganhos de resistência a tração por compressão diametral para os grupos de concreto C45, diferentemente da classe C30 na qual a presença das fibras reduziu a resistência. A razão deste comportamento diferente entre as classes se deve ao fato da interação fibra-matriz ser maior para classe C45 do que a C30. O comportamento frágil do concreto simples foi combatido com a adição das fibras, uma vez que todos os espécimes com a presença das fibras suportaram níveis de carregamento após a fissuração.
- Para um mesmo conteúdo de fibras, os grupos de resistência C45 exibiram ganhos de resistências à fissuração e flexão superiores aos grupos da classe C30. Destaque para o grupo C45-80 que obteve um aumento de 49% e 40% nas resistências à fissuração e flexão respectivamente.
- As fibras proporcionaram aumento na Tenacidade dos concretos dos grupos de ambas as classes de resistência mesmo para quantidades baixas de 40 kg/m³ de fibras e, à medida que o volume de fibras foi elevado, a tenacidade também fora.
- A adição das fibras de aço combateu a queda brusca da capacidade resistente das vigas de concreto, após o surgimento da fissura da diagonal comprimida devido ao esforço cisalhante.
- A força última das vigas de CRFA foi significativamente incrementada com a presença das fibras. Para a classe de resistência C45 os ganhos foram, de maneira proporcional, maiores que a classe C30 devido a maior interação fibro-matriz como já observado nos ensaios de caracterização. Aumentando o volume de fibras, a força de primeira fissura

foi gradualmente majorada para a classe C45, já para C30 não constatou considerável diferença entre as três dosagens de fibras.

- O padrão de ruína das vigas não modificou com a adição das fibras, isto é, tanto os grupos de concreto simples como os de concreto reforçado com fibras manifestaram uma única fissura diagonal de cisalhamento.
- Dentre as formulações utilizadas para as previsões das cargas últimas das vigas os modelos de Sharma (1986) e Li et al. (1992) apresentaram as previsões contra a segurança (resultados < 1). As formulações propostas por Ashour et al. (1992), Kwak et al. (2002), Sahoo e Sharma (2014) e o modelo do Fib Model Code 2010 (2013) e NBR 16935 (2021) apresentaram as melhores aproximações entre a carga prevista e a obtida experimentalmente. Narayanan e Darwish (1987), Shin et al. (1994), Khuntia et al. (1999) e Yakoub (2011) mostraram ser expressões bastante conservadoras para as previsões das cargas últimas.
- A partir do escopo experimental analisado, as formulações previram as cargas últimas das vigas em maiores níveis de precisão para os grupos da classe de resistência C30 em comparação as da classe C45. A elevação do volume de fibras ajudou a melhorar, na maioria das formulações, as previsões das cargas últimas experimentais das vigas de CRFA.

6.1 SUGESTÕES PARA NOVOS TRABALHOS

Com base nos assuntos tratados neste trabalho, sugere-se os seguintes temas para novos trabalhos:

- Pesquisar os efeitos das fibras na resistência ao cisalhamento em vigas de concreto de resistências superiores a 50MPa;
- Analisar o impacto na resistência ao cisalhamento de vigas em CRFA alterando o diâmetro máximo do agregado graúdo, da taxa de armadura longitudinal e da relação vão de cisalhamento e altura útil da viga;
- Investigar a utilização de fibras de diferentes tamanhos, isto é, a hibridização na resistência ao cisalhamento de vigas de CRF;
- Estudar o comportamento ao cisalhamento de vigas de concreto protendido reforçadas com fibras de aço sem a utilização de armadura transversal, estribos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] ABBASS, W.; KHAN, M. I.; MOURAD, S. Evaluation of mechanical properties of steel fiber reinforced concrete with different strengths of concrete. **Construction and Building Materials**, v. 168, p. 556–569, 2018.
- [2] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, A. C. 318. Building Code Requirements for Structural Concrete. **ACI Committee 318**, 2019.
- [3] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, A. C. 544.4R. Guide to design with fiber-reinforced concrete. **ACI Committee 544.4R**, 2018.
- [4] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS. **ASTM C1609**: Standard test method for flexural performance of fiber-reinforce concrete (using beam with third-point loading). Philadelphia, 2020. 8 p.
- [5] _____. **ASTM C1399/C1399M** Standard Test Method for Obtaining Average Residual-Strength of Fiber-Reinforced. ASTM standard C1399/C1399M, v. 10, n. c, p. 1–6, 2015.
- [6] ARQUEZ, A.P. **Aplicação de laminado de polímero reforçado com fibras de carbon (PRFC) inserido em substrato de microconcreto com fibras de aço para reforço à flexão de vigas de concreto armado**. 2010. 242 p. (Mestrado) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.
- [7] ASHOUR, S.A.; HASANAIN, G.S.; Wafa, F.F. Shear Behavior of High-Strength Fiber Reinforced Concrete Beams. **ACI Structure Journal**, 1992, 89.
- [8] ASLANI, F. et al. High-performance fibre-reinforced heavyweight self-compacting concrete: Analysis of fresh and mechanical properties. **Construction and Building Materials**, v. 232, 2020.
- [9] ASLANI, F.; LIU, Y.; WANG, Y. The effect of NiTi shape memory alloy, polypropylene and steel fibres on the fresh and mechanical properties of self-compacting concrete. **Construction and Building Materials**, v. 215, p. 644–659, 2019.
- [10] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5738**: Concreto: procedimento de moldagem e cura de corpos de prova.. Rio de Janeiro, 2015. 6 p.
- [11] _____. **NBR 5739**: Concreto: ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2018. 9 p.
- [12] _____. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014, 255 p.
- [13] _____. **NBR 8522**: Concreto - Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão. Rio de Janeiro, 2017, 16 p.
- [14] _____. **NBR 16935**: Projeto de estruturas de concreto reforçado com fibras – Procedimento. Rio de Janeiro, 2021.

- [15] _____. **NBR 16940**: Concreto reforçado com fibras – determinação das resistências à tração na flexão (limite de proporcionalidade e resistências residuais) – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2021.
- [16] _____. **NBR NM 52**: Agregado miúdo - Determinação de massa específica, massa específica aparente. Rio de Janeiro, 2009. 6 p.
- [17] _____. **NBR NM 53**: Agregado graúdo - Determinação de massa específica, massa específica aparente e absorção de água. Rio de Janeiro, 2009. 8 p.
- [18] _____. **NBR NM 67**: Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Rio de Janeiro, 1998. 8 p.
- [19] _____. **NBR NM 248**: Agregados – Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 2003. 6 p.
- [20] BALAGURU, P. N., SHAH, S. P. **Fiber-Reinforced Cement Composites**. McGraw-Hill International Editions, 1992.
- [21] BASTOS, P. S. D. S. **Dimensionamento de vigas de concreto armado à força cortante**. Notas de aula, Universidade Estadual Paulista (UNESP), Bauru, São Paulo, 2017.
- [22] BENTUR, A; MINDESS, S. **Fibre reinforced cementitious composites**. United Kingdom. Elsevier, 1990.
- [23] BENTUR, A., MINDESS, S., “**Fibre reinforced cementitious composites**”, 2nd ed, Modern Concrete Technology Series, 2007.
- [24] BHUTTA, A. et al. Flexural behavior of geopolymer composites reinforced with steel and polypropylene macro fibers. **Cement and Concrete Composites**, v. 80, p. 31–40, 2017.
- [25] BORGES, L. A. C. **Ensaio de compressão de corpo de prova com duplo corte em cunha na avaliação de concretos com baixos teores de fibra de aço**. 145 p. Tese (Mestrado) Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2017.
- [26] CARDOSO, D. C. T. et al. Influence of steel fibers on the flexural behavior of RC beams with low reinforcing ratios: Analytical and experimental investigation. **Composite Structures**, v. 222, n. April, p. 110926, 2019.
- [27] DEY, V.; MOBASHER, B. Quantitative characterization of accelerated aging in cement composites using flexural inverse analysis. **Cement and Concrete Composites**, v. 89, p. 181–191, 2018.
- [28] DINH, H.H.; PARRA-MONTESINOS, G.J.; WIGHT, J. Shear Strength Model for Steel Fiber Reinforced Concrete Beams without Stirrup Reinforcement. **Journal of Structural Engineering**, n. 137, p. 1039-1051, oct. 2011

- [29] DRUN, A. G. **Desenvolvimento de um concreto reforçado com fibras (CRF) com conteúdo híbrido em fibras de aço e prolipropileno (PP)**. (Mestrado) Universidade Estadual de Maringá, Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2019.
- [30] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 14651**: Test method for metallic fiber-reinforced concrete – Measuring the flexural tensile strength (limit of proportionality (LOP), residual), CEN, London, 2007. 15p.
- [31] EVA, O.; LANTSOGHT, L. **Database of shear experiments on steel fiber reinforced concrete beams without stirrups**. *Materials*, 12, 917, 2019. doi: 10.3390/ma12060917.
- [32] FALLIANO, D. et al. Compressive and flexural strength of fiber-reinforced foamed concrete: Effect of fiber content, curing conditions and dry density. *Construction and Building Materials*, v. 198, p. 479–493, 2019.
- [33] FIB. **Model Code 2010: Final Draft**; International Federation for Structural Concrete: Lausanne, Switzerland, 2013; p. 676.
- [34] FERRARI, V. J. **Reforço à flexão de vigas de concreto armado com manta de polímero reforçado com fibras de carbono (PRFC) aderido a substrato de transição constituído por compósito cimentício de alto desempenho**. 328f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.
- [35] FERRARI, V. J.; HANAI, J. B.; SOUZA, R. A.; Flexural strengthening of reinforcement concrete beams using high performance fiber reinforcement cement-based composite (HPFRCC) and carbon fiber reinforced polymers (CFRP). *Construction and Buildings Materials*, v. 48, p. 485-498, 2013.
- [36] FIGUEIREDO, A, D. **Concreto reforçado com fibras**. 2011. Tese (Livre-Docência) – Escola Politécnica de São Paulo – Departamento de Engenharia de Construção Civil, São Paulo.
- [37] FIGUEIREDO, A. D. **Concreto com fibras**. In: Geraldo Cechella Isaia (Editor). *Concreto: ensino, pesquisa e realizações*, São Paulo: IBRACON, 2005.
- [38] FIGUEIREDO, A.D. **Parâmetros de Controle e Dosagem do Concreto Projetado com Fibras de Aço**. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, USP, São Paulo, 1997. 342p.
- [39] FIGUEIREDO, A, D. **Concreto com fibras de aço**. São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2000. Boletim Técnico.
- [40] FUSCO, B. P. **Estruturas de Concreto: solicitações tangenciais**. São Paulo: PINI, 2008. 328 p.

-
- [41] HAN, J. et al. Effects of steel fiber length and coarse aggregate maximum size on mechanical properties of steel fiber reinforced concrete. **Construction and Building Materials**, v. 209, p. 577–591, 2019.
- [42] HEDMANN, O.; LOSBERG, A. **Design of Concrete structures with regard to shear forces**. Comité Euro-International du Béton (CEB): Shear and Torsion. Bulletin d'Information No.126. Lausanne, 1978, p.184-209.
- [43] HUANG, B. T. et al. Strengthening of reinforced concrete structure using sprayable fiber-reinforced cementitious composites with high ductility. **Composite Structures**, v. 220, n. April, p. 940–952, 2019.
- [44] ISHIHARA, R. **Avaliação de ensaios experimentais de cisalhamento em vigas de concreto armado sem armadura transversal à luz das normas**. 259 p. (Tese de Mestrado) Universidade Estadual de Campinas, Campinas, São Paulo.
- [45] KALYANA CHAKRAVARTHY, P. R.; ILANGO, T.; CHEZHIAN, S. A detailed study on the mechanical and durability properties of hybrid fibre reinforced concrete. **Materials Today: Proceedings**, 2019.
- [46] KANI, G. N. J. – How Safe Are Our Large Reinforced Concrete Beams? – **ACI Journal**, v.64, n.3, p.128-141, March. 1967.
- [47] KHUNTIA, M.; STOJADINOVIC, B.; GOEL, S.C. Shear Strength of Normal and High-Strength Fiber Reinforced Concrete Beams without Stirrups. **ACI Structural Journal**, 1999, 96.
- [48] KOENIG, A. et al. Flexural behaviour of steel and macro-PP fibre reinforced concretes based on alkali-activated binders. **Construction and Building Materials**, v. 211, p. 583–593, 2019.
- [49] KWAK, Y.K., EBERHARD, M.O., KIM, W.-S., KIM, J. (2002), “Shear Strength of Steel Fiber-Reinforced Concrete Beams Without Stirrups,” **ACI Structural Journal**, 99(4), 530-538.
- [50] LANTSOGTH, E. O. L.; VAN DER VEEN, C.; WALRAVEN, J. C. Shear one-way slabs under a concentrated load close to the support, **ACI Structural Journal**, 10, 275-284, 2013.
- [51] LERCH, J. O. et al. The effect of mixing on the performance of macro synthetic fibre reinforced concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 103, n. August 2017, p. 130–139, 2018.
- [52] LI, B. et al. Effects of fiber type, volume fraction and aspect ratio on the flexural and acoustic emission behaviors of steel fiber reinforced concrete. **Construction and Building Materials**, v. 181, p. 474–486, 2018b.

- [53] LI, B. et al. Experimental investigation on the flexural behavior of steel-polypropylene hybrid fiber reinforced concrete. **Construction and Building Materials**, v. 191, p. 80–94, 2018a.
- [54] LI, V.C.; WARD, R.; HAMZA, A.M. Steel and Synthetic Fibers as Shear Reinforcement. **ACI Materials Journal**, 1992, 89.
- [55] LOPES, M. M. **Substituição parcial de armadura de flexão por fibras de aço em vias de concreto**. (Tese de doutorado) – Universidade Estadual do Rio de Janeiro (COPPE), Rio de Janeiro, 2005.
- [56] MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. N. **Concreto. Microestrutura, propriedades e materiais**. São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), 2008. 674 p. Capítulo 12, p 461 – 577.
- [57] MILLARD, S.G; JOHNSON, R.P. Shear transfer across cracks in reinforced concrete due to aggregate interlock and to dowel action. **Magazine of Concrete Research**, v. 36, n. 126, p. 9-21, march. 1984.
- [58] MILLER, K. P. **Estudo da fluência em vigas de concreto reforçado com fibras de aço, com aplicação de conceitos da mecânica da fratura**. **Dissertação** (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.
- [59] MÍNGUEZ, J.; GONZÁLEZ, D. C.; VICENTE, M. A. Fiber geometrical parameters of fiber-reinforced high strength concrete and their influence on the residual post-peak flexural tensile strength. **Construction and Building Materials**, v. 168, p. 906–922, 2018.
- [60] NARAYANAN, R.; DARWISH, I. Y. S. “Use of Steel Fibers as Shear Reinforcement,” **ACI Structural Journal**, 1987 84(3), 216-227.
- [61] NARAYANAN, R.; KAREEM-PALANJIAN, A.S. Effect of Fibre Addition on Concrete Strengths. **Indian Concrete Journal**. 1984, 58, 100–103.
- [62] NEHDI, M. L. et al. Novel steel fibre-reinforced preplaced aggregate concrete with superior mechanical performance. **Cement and Concrete Composites**, v. 82, p. 242–251, 2017.
- [63] NOGUEIRA, C. G. **Desenvolvimento de modelos mecânicos de confiabilidade e de otimização para aplicação em estruturas de concreto armado**. 2010. 341 p. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.
- [64] NOUSHINI, A. et al. Mechanical and flexural performance of synthetic fibre reinforced geopolymer concrete. **Construction and Building Materials**, v. 186, p. 454–475, 2018.
- [65] OLIVEIRA, S. L. **Taxa de armadura longitudinal mínima em vigas de concreto de alta resistência com fibras de aço**. (Tese de mestrado). Rio de Janeiro, Programa de Pós-

- graduação de Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ, 2005.
- [66] PAJAŁ, M.; PONIKIEWSKI, T. Investigation on Concrete Reinforced with Two Types of Hooked Fibers under Flexure. **Procedia Engineering**, v. 193, p. 128–135, 2017.
- [67] QUININO, U. C. de M. **Investigação experimental das propriedades mecânicas de compósitos cimentícios de concreto com adições híbrida de fibras**. (Tese de doutorado). Porto Alegre. Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), 2015.
- [68] RILEM TC 162-TDF, “**Test and design methods for steel fibre reinforced concrete**”, *Materials and Structures*, Vol. 35, November 2002, pp 579 – 582.
- [69] SADRINEJAD, I.; MADANDOUST, R.; RANJBAR, M. M. The mechanical and durability properties of concrete containing hybrid synthetic fibers. **Construction and Building Materials**, v. 178, p. 72–82, 2018.
- [70] SAHOO, D.R.; SHARMA, A. Effect of Steel Fiber Content on Behavior of Concrete Beams with and without Stirrups. **ACI Structural Journal**. 2014, 111, 1157–1166.
- [71] SAMORA, M. S. **Avaliação dos mecanismos resistentes ao cisalhamento em concreto armado sem armadura transversal**. 140 p. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, 2015.
- [72] SALVADOR, R.P. **Análise comparativa de métodos de ensaio para caracterização do comportamento mecânico de concreto reforçado com fibras**. (Mestrado) Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2013.
- [73] SAVINO, V. et al. Tensile constitutive behavior of high and ultra-high performance fibre-reinforced-concretes. **Construction and Building Materials**, v. 186, p. 525–536, 2018.
- [74] SHAO, Y.; BILLINGTON, S. L. Predicting the two predominant flexural failure paths of longitudinally reinforced high-performance fiber-reinforced cementitious composite structural members. **Engineering Structures**, v. 199, n. April, p. 109581, 2019.
- [75] SHARMA, A. K. (1986), “Shear Strength of Steel Fiber Reinforced Concrete Beams,” **ACI Journal Proceedings**, 83(4), 624-628.
- [76] SHIN, S.-W.; OH, J.-G.; GHOSH, S.K. Shear Behavior of Laboratory-Sized High-Strength concrete beams reinforced with bars and steel fibers. **ACI Spec. Publ.** 1994, 142.
- [77] SHOIAB, A. **Shear in steel fiber reinforced concrete members without stirrups**. Doctor Thesis – University of Alberta, Edmonton, Alberta, 2012.
- [78] SOUSA, A. M. D., & DEBS, M. K. EL. (2019). Shear strength analysis of slabs without transverse reinforcement under concentrated loads according to ABNT NBR 6118:2014. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, 12(3), 658–693.

-
- [79] TABATABAEIAN, M. et al. Experimental investigation on effects of hybrid fibers on rheological, mechanical, and durability properties of high-strength SCC. **Construction and Building Materials**, v. 147, p. 497–509, 2017.
- [80] THE JAPAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. **JSCE-SF4**: Method of tests for flexural strength and flexural toughness of steel fiber reinforced concrete. Concrete library of JSCE. Part III-2 Method of tests for steel fiber reinforced concrete. 1984. n. 3, p. 58-61.
- [81] VASCONCELOS, R. E. **Fratura do concreto reforçado com fibras de aço e de polipropileno em meios normal e agressivo**. Tese (Doutorado) – Faculdade de Engenharia Mecânica, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2012. 158 p
- [82] VITOR, P.C.P. **Resistência ao cisalhamento em vigas de concreto armado sem armadura transversal reforçadas com fibras de aço**. 217 p. Dissertação (Mestrado), Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, 2017.
- [83] WALRAVEN, J. C. Fundamental analysis of aggregate interlock. **Journal of the Structural Division**, ASCE, v. 107. N. ST11, November, 1981, p. 22450-2270.
- [84] YAKOUB, H.E. Shear Stress Prediction: Steel Fiber-Reinforced Concrete Beams without Stirrups. **ACI Structural Journal**. 2011, 108.
- [85] YANG, Y.; WALRAVEN, J.; DEN UIJL, J. A. Shear behavior of reinforced concrete beams without transverse reinforcement based on critical shear displacement. **Journal of Structural Engineering**, 143, 2017.
- [86] ZSUTTY, T. Shear strength prediction for separate categories of simple beam tests, **ACI Journal, Proceedings** V. 68, No; 2, Feb. 1971, pp 138-143.