

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
COECI - COORDENAÇÃO DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

ISABELA DE GOIS LAUFER

**RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO
AUTOADENSÁVEL COM ADIÇÃO DE FIBRAS DE AÇO**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

TOLEDO

2020

ISABELA DE GOIS LAUFER

**RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO
AUTOADENSÁVEL COM ADIÇÃO DE FIBRAS DE AÇO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel, do curso de Engenharia Civil, da Universidade Tecnológica Federal do Paraná.

Orientador: Prof. Dr. Gustavo Savaris.

TOLEDO

2020



Ministério da Educação
Universidade Tecnológica Federal do Paraná
Câmpus Toledo
Coordenação do Curso de Engenharia Civil



TERMO DE APROVAÇÃO

Título do Trabalho de Conclusão de Curso de N° 242

**Resistência ao cisalhamento de vigas de concreto autoadensável com adição
de fibras de aço**

por

Isabela de Gois Laufer

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi apresentado às 10:00h do dia **12 de agosto de 2020** como requisito parcial para a obtenção do título **Bacharel em Engenharia Civil**. Após deliberação da Banca Examinadora, composta pelos professores abaixo assinados, o trabalho foi considerado **APROVADO**.

Prof. Me. Jorge Augusto Wissmann
(UNIOESTE)

Prof. Dr. Carlos Eduardo Tino Balestra
(UTFPR – TD)

Prof. Dr. Gustavo Savaris
(UTFPR – TD)
Orientador

Visto da Coordenação
Prof. Dr. Gustavo Savaris
Coordenador da COECI

A Folha de Aprovação assinada encontra-se na Coordenação do Curso.

À Clarinha.

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais. Eu sei, não fiz mais que minha obrigação.

Aos meus irmãos, por me fazerem sentir saudade do silêncio e da paz, a vida é mais divertida com vocês.

Ao meu padrinho e minha madrinha. Devo tudo que sou a vocês e serei eternamente grata.

Ao meu orientador, Gustavo Savaris, por despertar em mim um interesse na área de estruturas que jamais imaginei que teria, pelas aulas incríveis e por todo o apoio e paciência nesses últimos anos, tanto no desenvolvimento dos projetos de Iniciação Científica quanto no TCC.

À professora Eva Lantsoght, pela atenção excepcional e por todo o material fornecido que ajudou imensamente no desenvolvimento dessa pesquisa.

Ao meu namorado, por me ouvir e demonstrar interesse genuíno nessa pesquisa, mesmo dando ideias malucas que jamais funcionariam na vida real. Sua criatividade vai ser sempre fonte de inspiração.

Aos meus amigos, Tatá, Eric, Vanessa e Willian pelos cafés, choros, risos e conversas. Vocês são amigos que a UTF deu e que quero levar para sempre.

A todos os professores e servidores da Universidade Tecnológica Federal do Paraná - UTFPR pelo conhecimento adquirido durante minha formação e por me proporcionar a oportunidade de chegar até aqui.

RESUMO

LAUFER, Isabela de Gois. **Resistência ao cisalhamento de vigas de concreto autoadensável com adição de fibras de aço.** 2020. 64 f. Trabalho de Conclusão de Curso – COECI – Coordenação do Curso de Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Toledo – PR, 2020.

A utilização do concreto autoadensável tem crescido nas últimas décadas devido à diversos motivos, sendo os principais a sua elevada fluidez, que dispensa a utilização de vibradores mecânicos, facilidade de concretagem e maior qualidade do concreto devido ao melhor adensamento, permitindo a concretagem em peças esbeltas e com maior taxa de armadura. Entretanto, mesmo o concreto autoadensável apresenta ruptura frágil, baixa resistência à tração e ao cisalhamento, fatores que podem ser amenizados com a utilização de fibras de aço. Para investigação da resistência ao cisalhamento em vigas de concreto autoadensável com adição de fibras, este estudo apresenta um banco de dados composto por 113 ensaios experimentais encontrados na literatura. Os dados coletados foram analisados de forma a verificar tendências na resistência ao cisalhamento devido à adição das fibras de aço no CAA. Ainda, utilizando o método estatístico Raiz do Erro Quadrático Médio (RMSE) e a Classificação por Pontos de Demérito (DPC), foi avaliada a aplicabilidade de quinze equações desenvolvidas para a estimativa da resistência ao cisalhamento de vigas de concreto convencional, das quais cinco são apresentadas em normas e outras dez desenvolvidas em estudos experimentais. Os resultados mostram que, diferente do concreto sem adição de fibras, o aumento do diâmetro do agregado diminui a resistência ao cisalhamento quando adicionadas fibras no CAA. Já o aumento do volume de fibras só corresponde à um aumento da resistência ao cisalhamento em concretos com resistência à compressão menores que 50 MPa. Os resultados demonstram ainda que Raiz do Erro Quadrático Médio (RMSE) é indicado para análise da precisão, mas não da segurança das equações de estimativa de resistência ao cisalhamento, que é melhor avaliada pela Classificação por pontos de Demérito (DPC). Quanto às equações de estimativa de resistência ao cisalhamento, as normativas apresentaram resultados majoritariamente seguros e econômicos que as equações não normativas, sendo mais indicadas para o dimensionamento.

Palavras-chave: Concreto autoadensável. Fibras de aço. Cisalhamento.

ABSTRACT

LAUFER, Isabela de Gois. **Shear strength of steel fiber self-compacting concrete beams.** 2020. 64 f. Trabalho de Conclusão de Curso – COECI – Coordenação do Curso de Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Toledo – PR, 2020.

The use of self-compacting concrete has increased in recent decades due to several reasons, the main ones being its high fluidity, which dispenses with the use of concrete vibrators, ease of concreting and higher quality of the concrete due to better compacting, allowing the making of slender pieces and with higher reinforcement ratio. However, even self-compacting concrete exhibits brittle failure behavior and low tensile and shear strength, issues that can be mitigated with the use of steel fibers. Aiming to investigate the shear strength in self-compacting concrete beams with steel fibers, this study presents a database composed of 113 experimental tests reported in the literature. The data collected were analyzed to determine trends in the shear strength's behavior due to the addition of steel fibers in the SCC beams. Also, using the Root Mean Square Error (RMSE) and the Demerit Points Classification (DPC), empirical equations and code provisions for the prediction of the shear capacity of SFRC beams were evaluated. The results show that, unlike the concrete without the addition of fibers, the increase in the aggregate diameter decreases the shear strength with the use of steel fibers in SCC beams. Additionally, the increase in fiber volume corresponds to an increase in shear strength in concrete with a maximum compressive strength of 50 MPa. The results also demonstrated that the Root Mean Square Error (RMSE) is better for evaluating the precision but not the safety of the shear strength prediction equations, which is the best assessed by Demerit Points Classification (DPC). As for the shear strength prediction equations, the code predictions showed more safe and less conservative results than the empirical equations, being more suitable for design.

Keywords: Self-compacting concrete. Steel fibers. Shear.

LISTA DE FIGURAS

| | |
|---|----|
| Figura 1 – Ponte Shin-Kiba Ohashi..... | 18 |
| Figura 2 – Ancoragem da ponte Akashi-Kaikyo..... | 19 |
| Figura 3 – Forças internas de uma viga sem estribos..... | 19 |
| Figura 4 – Engrenamento dos Agregados: (a) fissura de cisalhamento (b) fissura no entorno do agregado (c) transferência do cisalhamento através das faces da fissura..... | 20 |
| Figura 5 – Parâmetros a e d..... | 21 |
| Figura 6 – Vale de ruptura por tração diagonal..... | 22 |
| Figura 7 – Comportamento em relação à força cortante considerando a fissuração e a relação a/d..... | 23 |
| Figura 8 – Ouriço formado pela má dispersão de fibras de aço no concreto..... | 25 |
| Figura 9 – Tipos de fibras de aço..... | 25 |
| Figura 10 – Efeito da adição de fibras na distribuição de tensões..... | 26 |
| Figura 11 - Vão cisalhante livre (av) e vão cisalhante (a)..... | 33 |
| Figura 12 – (a) Fibra de aço amorfa e (b) em formato de concha..... | 34 |
| Figura 13 – Parâmetros de geometria das vigas..... | 37 |
| Figura 14 – Frequência de parâmetros no banco de dados..... | 39 |
| Figura 15 – Relação entre τ_n e f_c | 40 |
| Figura 16 – Relação entre τ_n e altura útil..... | 41 |
| Figura 17 – Relação entre τ_n e a/d..... | 41 |
| Figura 18 – Relação entre τ_n e ρ_l | 42 |
| Figura 19 – Relação entre τ_n e d_a | 43 |
| Figura 20 – Influência do volume de fibras e do diâmetro do agregado na resistência última..... | 43 |
| Figura 21 – Influência do volume de fibras e do f_c na resistência última..... | 44 |
| Figura 22 – Resultados RSME e DPC para equações não normativas..... | 46 |
| Figura 23 – Relação entre V_u/V_r e ρ_l por Ashour (1992) e Kwak et al. (2002)..... | 47 |
| Figura 24 – Quantidade de vigas por intervalo de segurança das equações não normativas..... | 48 |
| Figura 25 – Resultados RMSE e DPC para equações normativas..... | 49 |
| Figura 26 – Quantidade de vigas por intervalo de segurança das equações normativas..... | 50 |
| Figura 27 – Relação entre V_{fibras} e fator fibra F..... | 51 |
| Figura B- 1 - Quantidade de vigas por intervalo do método DPC para Narayanan e Darwish (1987)..... | 68 |

| | |
|--|----|
| Figura B- 2 - Quantidade de vigas por intervalo do método DPC para Sharma (1987)..... | 68 |
| Figura B- 3 - Quantidade de vigas por intervalo do método DPC para Ashour et al. (1992) baseada em Zsutty (1971)..... | 69 |
| Figura B- 4 - Quantidade de vigas por intervalo do método DPC para Ashour et al. (1992) baseada no ACI 318-89 | 69 |
| Figura B- 5 - Quantidade de vigas por intervalo do método DPC para Swamy et al. (1993) .. | 70 |
| Figura B- 6 - Quantidade de vigas por intervalo do método DPC para Imam et al. (1995)..... | 70 |
| Figura B- 7 - Quantidade de vigas por intervalo do método DPC para Khuntia et al. (1999) . | 71 |
| Figura B- 8 - Quantidade de vigas por intervalo do método DPC para Kwak et al. (2002)..... | 71 |
| Figura B- 9 - Quantidade de vigas por intervalo do método DPC para Greenough e Nehdi (2008) | 72 |
| Figura B- 10 - Quantidade de vigas por intervalo do método DPC para Sarveghadi et al. (2015) | 72 |
| Figura B- 11 - Quantidade de vigas por intervalo do método DPC para RILEM (2003) | 73 |
| Figura B- 12 - Quantidade de vigas por intervalo do método DPC para CNR-DT (2006)..... | 73 |
| Figura B- 13 - Quantidade de vigas por intervalo do método DPC para DAfStB (2012)..... | 74 |
| Figura B- 14 - Quantidade de vigas por intervalo do método DPC para fib Model Code (2012) | 74 |
| Figura B- 15 - Quantidade de vigas por intervalo do método DPC para Association Française de Génie Civil (2013) | 75 |

LISTA DE TABELAS

| | |
|--|----|
| Tabela 1 – Propriedades das fibras | 24 |
| Tabela 2 - Métodos de predição de resistência última..... | 28 |
| Tabela 3 - Pesquisas utilizadas na montagem do banco de dados..... | 32 |
| Tabela 4 - Sistema de classificação pelo DPC | 36 |
| Tabela 5 - Variação dos parâmetros que compõem o banco de dados | 37 |
| Tabela 6 - Dados estatísticos de Vu/Vr para equações não normativas..... | 45 |
| Tabela 7 - Dados estatísticos de Vu/Vr para equações normativas..... | 49 |
| Tabela A-1 - Descrição do banco de dados | 62 |

LISTA DE SÍMBOLOS

| | |
|---------------|--|
| a | vão cisalhante, distância do centro do apoio e o centro de aplicação da carga |
| a_v | vão cisalhante livre, distância entre a face do apoio e face de aplicação da carga |
| A_t | valor observado (medido) para o cálculo do RMSE |
| A_{ct}^f | área efetiva bxd , com d limitado a 150 cm |
| b | base da seção da viga |
| b_f | largura da mesa em vigas com seção T |
| $C_{Rd,c}$ | fator de calibração para dimensionamento de vigas |
| d | altura efetiva da seção da viga |
| d_f | fator de ligação da fibra |
| D_f | diâmetro da fibra |
| d_a | máximo diâmetro do agregado |
| e | fator que leva em consideração a relação a/d |
| F | fator fibra |
| F_t | valor calculado para determinação do RMSE |
| f_c | resistência à compressão do concreto à 28 dias |
| f_{ctk} | resistência característica do concreto à tração |
| f_{ck} | resistência característica do concreto à compressão |
| f_{sp} | resistência à tração por compressão diametral |
| $f_{c,cubo}$ | resistência à compressão do concreto obtida através de ensaios com corpo de prova cúbico |
| $f_{ctR,u}^f$ | tensão uniaxial do concreto com fibras |
| $f_{Rk,A}$ | resistência residual na fibra para abertura de fissuras de 3,5 mm |
| f_{Ftuk} | valor característico da resistência na abertura da fissura crítica |
| h | altura da seção da viga |
| h_f | altura da mesa em vigas com seção T |
| k | para Sharma (1986), fator que leva em consideração o ensaio de tração |
| k | para equações normativas, fator que considera o efeito escala |
| k_f | fator que considera a contribuição da mesa em vigas T, $k_f=1$ em vigas retangulares |
| k_F^f | fator que considera a orientação das fibras |
| k_G^f | fator que considera o tamanho da viga e distribuição das fibras |

| | |
|-----------------|--|
| L_f | comprimento da fibra (mm); |
| n | parâmetro que considera o tamanho em vigas com seção T |
| n | (RSME) número de observações ou dados |
| v_b | resistência ao cisalhamento atribuída às fibras dependente do parâmetro τ |
| $v_c, V_{Rd,c}$ | parcela da resistência ao cisalhamento atribuída ao concreto |
| $V_{Rd,f}$ | parcela da resistência ao cisalhamento atribuída às fibras |
| V_f | volume de fibras |
| V_r | força cortante última calculada |
| $V_{mín}$ | limite mínimo para resistência ao cisalhamento considerada pelo CNR-DT (2006) |
| V_u | força cortante última experimental |
| z | braço de alavanca, pode ser considerado $0,9d$ |
| α_c^f | fator que leva em consideração efeitos à longo prazo |
| β | coeficiente de redução de carga dependente do vão cisalhante livre |
| γ_{cf} | fator de segurança para o concreto |
| γ_E | fator de segurança adicional para a norma francesa |
| θ | ângulo da biela de compressão |
| ρ_l | taxa de armadura longitudinal |
| τ | resistência de ligação entre fibra e matriz |
| τ_{fd} | resistência de ligação entre fibra e matriz |
| Ψ | fator que considera o tamanho do agregado |
| $\sigma_{Rd,f}$ | tensão residual resistente na fibra após a ruptura da viga |
| ω | fator que considera a armadura longitudinal |

SUMÁRIO

| | | |
|----------|--|-----------|
| 1 | INTRODUÇÃO | 14 |
| 1.1 | OBJETIVOS | 15 |
| 1.1.1 | Objetivo Geral..... | 15 |
| 1.1.2 | Objetivos Específicos | 15 |
| 1.2 | JUSTIFICATIVA..... | 15 |
| 2 | REFERENCIAL TEÓRICO..... | 17 |
| 2.1 | CONCRETO AUTOADENSÁVEL..... | 17 |
| 2.1.1 | Origem e definição..... | 17 |
| 2.1.2 | Vantagens e aplicações..... | 17 |
| 2.2 | RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO | 19 |
| 2.3 | ADIÇÃO DE FIBRAS NO CONCRETO | 23 |
| 2.3.1 | Fibras de aço | 25 |
| 2.4 | MÉTODOS DE ESTIMATIVA DA FORÇA CORTANTE ÚLTIMA | 27 |
| 3 | MATERIAIS E MÉTODOS..... | 32 |
| 3.1 | MONTAGEM DO BANCO DE DADOS | 32 |
| 3.2 | MÉTODO DE ANÁLISE | 34 |
| 3.2.1 | Raiz do Erro Quadrático Médio (RMSE)..... | 35 |
| 3.2.2 | Classificação por Pontos de Demérito (DPC)..... | 36 |
| 4 | RESULTADOS E DISCUSSÕES | 37 |
| 4.1 | PARÂMETROS DO BANCO DE DADOS..... | 37 |
| 4.2 | ANÁLISE DAS EQUAÇÕES DE ESTIMATIVA DA FORÇA CORTANTE | 45 |
| 4.2.1 | Resultados para as equações não normativas | 45 |
| 4.2.2 | Resultados para as equações normativas | 48 |
| 5 | CONCLUSÃO | 52 |
| 5.1 | PRINCIPAIS CONCLUSÕES | 52 |
| 5.2 | SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS | 53 |
| 6 | REFERÊNCIAS | 54 |
| | APÊNDICE A | 62 |
| | APÊNDICE B..... | 68 |

1 INTRODUÇÃO

Concreto autoadensável (CAA) é o concreto que consegue fluir sobre seu próprio peso e preencher completamente as fôrmas, mantendo homogeneidade mesmo na presença de armaduras e então se consolidando sem a necessidade de vibração (GEIKER; JACOBSEN, 2019). Os materiais utilizados para a confecção do concreto autoadensável são os mesmos utilizados para o concreto convencional vibrado (CC), porém com maior quantidade de finos (adições minerais quimicamente ativas ou fíleres) e de aditivos plastificantes, superplastificantes e/ou modificadores de viscosidade, alcançando três propriedades: fluidez, coesão necessária para que a mistura escoie intacta entre barras de aço (ou habilidade passante) e resistência à segregação (TUTIKIAN; DAL MOLIN, 2008; EFNARC, 2002).

O concreto é o material estrutural mais utilizado no mundo, mas apresenta limitações, como o comportamento frágil no estado endurecido e a baixa capacidade de deformação antes da ruptura, devido à susceptibilidade do material a fissuras e microfissuras que ocorrem quando o material é tracionado. Tais limitações podem ser solucionadas através da adição de fibras no concreto (FIGUEIREDO, 2011).

Trabalhos encontrados em literatura como o de Pauw et al. (2008) e de Susetyo, Gauvreau e Vecchio (2011) provaram que para algumas vigas que necessitavam apenas de armadura transversal mínima, a utilização de fibras de aço alcançou ou até mesmo excedeu a resistência ao cisalhamento proporcionada por estribos. Gali e Subramaniam (2018) incorporaram fibras de aço ao concreto autoadensável e observaram que mesmo com a resistência ao cisalhamento menor que o concreto convencional, o CAA com a adição de fibras alcançou patamares de resistência equiparáveis ao CC.

Porém, são diversos os fatores que influenciam na resistência de uma viga, já que a ruptura de um elemento estrutural devido ao cisalhamento pode ocorrer de diversos modos e depende de aspectos como carregamento, geometria, propriedade dos materiais (WIGHT; MACGREGOR, 2012). Devido à quantidade de variáveis envolvidas, diversas equações foram desenvolvidas para calcular a resistência de vigas de concreto armado.

Mediante o exposto, o presente trabalho tem como objetivo analisar os efeitos da adição de fibras de aço na resistência ao cisalhamento do concreto autoadensável, através de um banco de dados criado a partir de ensaios realizados por diversos autores, relacionando as características das vigas com os resultados obtidos, podendo assim verificar tendências de comportamento do concreto autoadensável. Ainda, são analisados modelos de predição normativos e revisados em literatura, verificando sua aplicabilidade.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

Investigar a resistência ao cisalhamento de vigas de concreto autoadensável com adição de fibras de aço e a aplicabilidade de equações apresentadas em literatura desenvolvidas para o concreto convencional.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Elaborar um banco de dados de ensaios de resistência ao cisalhamento em vigas de concreto autoadensável com adição de fibras de aço;
- Analisar a relação entre as dimensões da seção transversal, taxa de armadura e porcentagem de fibra adicionada na resistência ao cisalhamento de vigas de concreto autoadensável;
- Estimar a resistência ao cisalhamento de vigas com adição de fibras através de métodos de estimativas definidos em literatura;
- Avaliar a utilização do RMSE e do DPC para avaliação da precisão e segurança dos métodos de estimativa;
- Avaliar a aplicabilidade para o concreto autoadensável das equações de estimativa da resistência ao cisalhamento desenvolvidas para concreto convencional com adição de fibras de aço.

1.2 JUSTIFICATIVA

Segundo Figueiredo (2011), vibradores e soquetes tipo agulha não são ideais para o adensamento do concreto que contém fibras, pois podem fazer com que a fibra se oriente de forma indesejada, e desta forma o uso de concreto autoadensável seria ideal para a misturas com fibras.

Entretanto, a capacidade de resistência ao cisalhamento de elementos de concreto autoadensável é diferente do concreto convencional, pois o engrenamento dos agregados, mecanismo que contribui significativamente para a transferência do cisalhamento, depende do diâmetro dos agregados utilizados, que é menor em concreto autoadensável (GALI; SUBRAMANIAM, 2018).

Além disso, de acordo com Yazdanbaksh, Altoubat e Rieder (2015) os métodos propostos nas últimas décadas para a previsão da força cortante de uma viga são baseados em estudos com

concreto convencional com adição de fibras de aço, sendo necessárias mais investigações e dados para que os modelos propostos possam ser utilizados de forma confiável.

Tendo em vista a necessidade de pesquisas nessa área, a presente pesquisa é justificada por fornecer uma contribuição para o estudo do comportamento de fibras de aço na resistência ao cisalhamento no concreto autoadensável.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

Neste capítulo são apresentadas informações relevantes sobre concreto autoadensável e a utilização de fibras de aço em concretos convencional e autoadensável. Por fim, são apresentados métodos de predição da força cortante última de vigas com adição de fibras e equações desenvolvidas a partir de estudos experimentais.

2.1 CONCRETO AUTOADENSÁVEL

O concreto autoadensável pode ser considerado como um concreto de alto desempenho, representando um dos maiores avanços na tecnologia do concreto das últimas décadas (CAVALCANTI, 2006).

2.1.1 Origem e definição

Por volta de 1980, o problema da durabilidade das estruturas de concreto era tema principal das pesquisas no Japão. A fabricação de concreto convencional de qualidade requer compactação e mão de obra adequada e o decaimento da quantidade de trabalhadores disponíveis na época levou à queda da qualidade das construções japonesas. Para solucionar tal problema, o professor Okamura apresentou em 1986 o concreto autoadensável (OKAMURA; OUCHI, 2013).

O concreto autoadensável é um tipo de concreto que se adensa pelo próprio peso, pois apresenta alta fluidez e moderada viscosidade, preenchendo toda a forma e mantendo a homogeneidade da mistura sem a necessidade de vibração mecânica (SCC EUROPEAN PROJECT GROUP, 2005). Para que tais características sejam alcançadas, geralmente nos concretos autoadensáveis utiliza-se menor teor de agregados graúdo e maiores teores de finos e superplastificantes, quando comparados ao concreto convencional. Além disso são utilizados aditivos modificadores de viscosidade para aumentar a coesão, evitar segregação e torná-los mais resistentes às variações na proporção e condição de seus constituintes (RESENDE, 2014).

2.1.2 Vantagens e aplicações

De acordo com Tutikian e Dal Molin (2008), são diversas as vantagens da utilização do concreto autoadensável:

- Economia de tempo na construção por dispensar o adensamento;
- Redução da mão-de-obra no canteiro pela facilidade de espalhamento e nivelamento do concreto, resultando em economia e segurança no local de trabalho;

- Melhoria do acabamento na superfície;
- Evita falhas de concretagem, como grandes vazios resultantes da má vibração, aumentando a durabilidade da obra;
- Maior facilidade para preencher fôrmas curvas, esbeltas, com altas taxas de armadura e de difícil acesso;
- Elimina o barulho de vibração, visto que sua utilização na concretagem gera, aproximadamente, um décimo do ruído quando comparado ao concreto convencional;
- Permite obter um ganho ecológico pela possível utilização de altos teores de resíduos industriais como cinza volante, escória alto forno ou cinza de casca de arroz em sua composição.

Após o desenvolvimento do protótipo, extensivas pesquisas começaram em diversas companhias no Japão. Como resultado, o concreto autoadensável passou a ser utilizado em diversas aplicações (OKAMURA e OUCHI, 2003), como nas torres que suportavam a ponte Shin-Kiba Ohashi (Figura 1).

Figura 1 – Ponte Shin-Kiba Ohashi



Fonte: Okamura e Ouchi (2003)

Outro exemplo de aplicação foi a ancoragem da ponte Akashi-Kaikyo (Figura 2), onde notavelmente, não houve segregação do concreto autoadensável com altura de lançamento de três metros, mesmo com utilização de agregados de diâmetro de até 40 mm. Além disso, a utilização do CAA resultou em uma diminuição do tempo da construção em 20% (OKAMURA e OUCHI, 2003).

Figura 2 – Ancoragem da ponte Akashi-Kaikyo



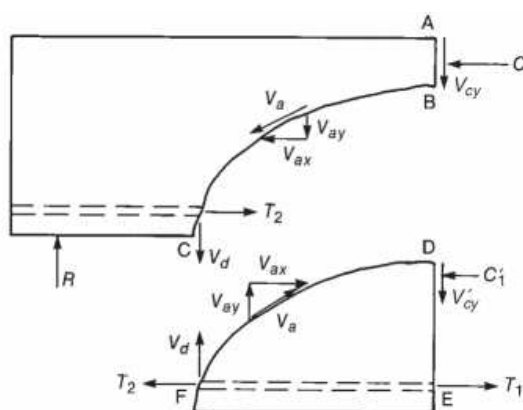
Fonte: Okamura e Ouchi (2003)

2.2 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO

Apesar das recomendações normativas exigirem que vigas utilizadas em estruturas tenham armadura transversal mínima para resistir aos esforços de cisalhamento e evitar o rompimento brusco, faz-se necessária a análise dos mecanismos de transferência de cisalhamento em vigas sem armadura transversal.

De acordo com Wight e MacGregor (2012), em vigas sem armadura transversal a força cortante é resistida por diferentes parcelas, apresentadas na Figura 3, até a formação da fissura diagonal crítica, tais como a resistência do concreto não fissurado na região comprimida (V_{cy}), o efeito de pino (V_d), e o engrenamento dos agregados (V_a).

Figura 3 – Forças internas de uma viga sem estribos



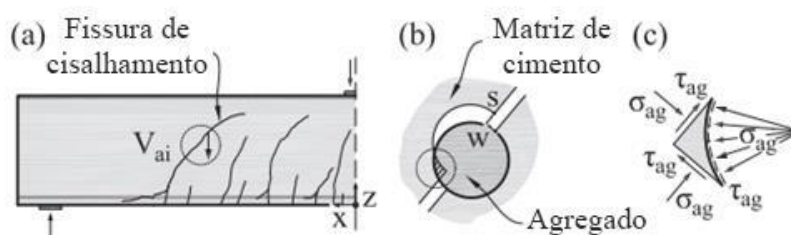
Fonte: Wight e MacGregor (2012).

A armadura longitudinal é utilizada em vigas para prevenir o rompimento por flexão, mas contribui na resistência ao cisalhamento devido ao efeito de pino, que ocorre quando a armadura longitudinal age como um pino entre as fissuras do concreto, impedindo o movimento

vertical de suas faces. Logo, uma taxa maior de armadura longitudinal de tração faz com que haja diminuição na tensão nessa armadura e maior efeito de pino, gerando assim menor abertura de fissuras. A contribuição do engrenamento dos agregados para a resistência ao cisalhamento depende da abertura das fissuras, portanto a taxa de armadura longitudinal influencia nessa contribuição (RESENDE, 2014).

Segundo Huber, Huber e Kollegger (2019) o mecanismo de engrenamento dos agregados refere-se à transferência de cisalhamento que ocorre devido ao atrito entre as duas interfaces de uma fissura e é considerado, em estudos recentes, o principal mecanismo de transferência de cisalhamento para elementos de concreto que não possuem armadura transversal. Na Figura 4 observa-se como funciona a transferência quando a fissura ocorre em volta do agregado graúdo:

Figura 4 – Engrenamento dos Agregados: (a) fissura de cisalhamento (b) fissura no entorno do agregado (c) transferência do cisalhamento através das faces da fissura



Fonte: Adaptado de Huber *et al.* (2019)

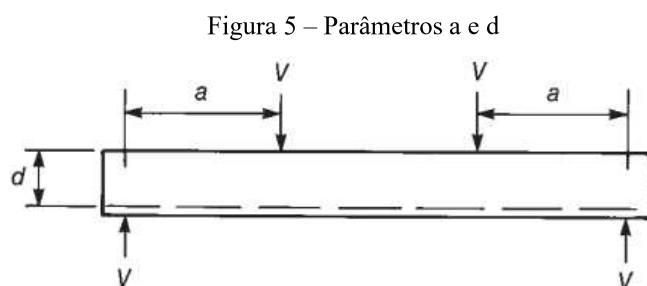
Porém, quando a resistência da argamassa é superior à resistência dos agregados, a fissura pode ocorrer através do agregado, como apresentado no estudo de Sagaseta e Vollum (2011), onde houve diminuição da resistência ao cisalhamento nos elementos de concreto quando a fissura ocorreu através do agregado graúdo. Esse tipo de fissura gera superfícies menos rugosas e quanto menor a rugosidade, menor o atrito e conseqüentemente menor a resistência ao cisalhamento (HUBER; HUBER; KOLLEGGGER, 2019).

Esse efeito também pode ocorrer em estruturas de concreto autoadensável, devido à redução do volume e dimensão do agregado graúdo e melhorias na argamassa (LACHEMI; HOSSAIN; LAMBROS, 2005). Yang *et al.* (2011), através da análise das fissuras com diferentes tamanhos de agregado concluiu que resistências maiores ao cisalhamento eram obtidas com agregados de dimensões maiores. De acordo com Huber, Huber e Kollegger (2019), como em concreto autoadensável se utiliza agregados de menores tamanhos com objetivo de se aumentar a fluidez, a resistência ao cisalhamento pode ser menor.

Helincks et al. (2013) ensaiou vigas de concreto autoadensável sem armadura transversal e obteve resistência ao cisalhamento igual ou menor que as vigas de concreto convencional, sendo a menor diferença de 6,9%, valor atribuído ao menor engrenamento dos agregados. Isso também pode ser verificado no trabalho desenvolvido por Biolzi, Cattaneo e Mola (2014), no qual houve a diminuição resistência ao cisalhamento em vigas de concreto autoadensável e em uma viga de concreto convencional que possuía baixo teor de agregados.

Segundo o Joint ASCE-ACI Task Committee 426 (1973), além do efeito de pino e do engrenamento entre os agregados, o efeito de arco também pode aumentar a resistência ao cisalhamento de vigas, que é a transferência de parte da carga para os apoios que ocorre principalmente em vigas com vãos reduzidos ou altura da seção transversal grande em relação ao vão, conferindo um acréscimo em sua capacidade resistente.

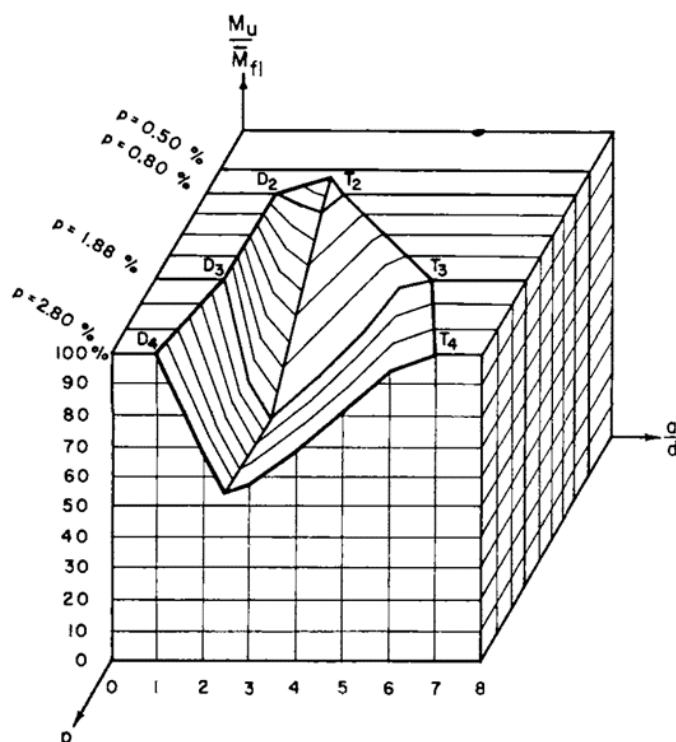
Esse efeito está relacionado com a relação a/d da viga, onde a é a distância do ponto de aplicação do carregamento ao apoio mais próximo e d é a altura útil, como mostrado na Figura 5.



Fonte: Wight e MacGregor (2012).

A Figura 6 apresenta os resultados obtidos em um estudo realizado por Kani (1966), que conduziu 11 séries de testes com 133 vigas sem armadura transversal. Kani (1966) introduziu o "vale de ruptura por tração diagonal" relacionando o momento fletor na ruptura por cisalhamento (M_u) pela capacidade resistente da viga à flexão (M_{fl}), com a taxa de armadura longitudinal (ρ_l) e a/d .

Figura 6 – Vale de ruptura por tração diagonal



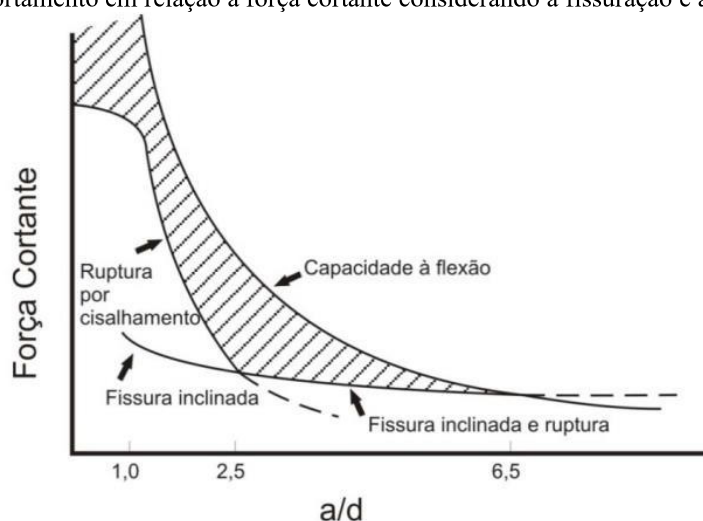
Fonte: Kani (1966)

Nesse diagrama é possível verificar que dentro determinado intervalo de valores de a/d a capacidade resistente é influenciada pela força cortante. Para valores de a/d fora desta faixa, o comportamento é regido pela flexão.

Esses dados são confirmados por Wight e MacGregor (2012) que, conforme a Figura 7, definem que para valores de relação a/d inferiores a 1,0 a carga é transmitida diretamente ao apoio, onde surgem fissuras inclinadas do apoio ao local de aplicação carga. Vigas com a/d entre 1,0 e 2,5, apresentam fissuras inclinadas que independem das fissuras de flexão e após a redistribuição dos esforços internos, são capazes de suportar um acréscimo de carregamento, devido em parte ao efeito de arco. A ruptura dessas vigas ocorre por perda de aderência da armadura longitudinal, ruptura da armadura longitudinal ou esmagamento do banzo de concreto da zona comprimida.

Em vigas com a/d entre 2,5 e 6,0, a ruptura ocorre com a formação de uma fissura inclinada que pode se propagar até a zona comprimida, causando um desequilíbrio nessa região. E para a/d maiores que 6,0, predomina-se a ruptura por flexão.

Figura 7 – Comportamento em relação à força cortante considerando a fissuração e a relação a/d



Fonte: Wight e MacGregor (2012).

Ainda, vigas com alturas efetivas menores tendem a possuir maior resistência ao cisalhamento, já que o aumento dessa altura em vigas com pouca ou nenhuma armadura transversal implica na redução da tensão cisalhante nominal resistente das vigas, o que é conhecido como “efeito escala”. Com esse aumento da altura, as fissuras inclinadas ficam mais espaçadas e com maior abertura, diminuindo, assim, a parcela resistente à cortante relativa ao engrenamento dos agregados (RESENDE, 2014).

2.3 ADIÇÃO DE FIBRAS NO CONCRETO

A utilização de fibras na construção civil data mais de 3500 anos, quando palhas ou crina de cavalo eram misturados à argila para a produção de tijolos. Em 1963 Romualdi e Batson (1963) propuseram a utilização de fibras de aço como reforço do concreto para o controle de fissuras, provando que o uso de fibras melhora a resistência à tração, pois evita que o concreto se rompa imediatamente ao aparecimento de fissuras, exibindo uma substancial resistência após a fissuração. Além disso, as fibras aumentaram a resistência ao impacto e fadiga dos materiais, através da distribuição de tensões nos elementos. Assim, as fibras de aço passaram a ser aplicadas em lajes, pisos e túneis (MA et al., 2018).

Atualmente, existe grande variedade de tipos de fibras, as tradicionais de aço e vidro e fibras desenvolvidas recentemente como carbono ou kevlar e fibras com baixo módulo de elasticidade, podendo ser fibras sintéticas (polipropileno, polietileno ou nylon) ou naturais (celulose, sisal ou juta) (BENTUR e MINDESS, 2007). Essas fibras são aleatoriamente distribuídas no concreto e as vantagens de sua aplicação vão desde aumento da resistência, através da diminuição do tamanho das fissuras (e portanto, maior durabilidade da peça já que a

abertura de fissuras permite a corrosão da armadura), até a economia na mão de obra que seria utilizada na confecção dos estribos (LI; WARD; HAMZA, 1992).

Segundo Figueiredo (2001), apenas fibras que apresentam maior capacidade de deformação na ruptura e maior resistência à tração que a matriz de concreto são consideradas aptas ao reforço de matrizes cimentícias. A Tabela 1 apresenta algumas características de diferentes tipos de fibras.

Tabela 1 – Propriedades das fibras

| Fibra | Diâmetro (µm) | Módulo de Elasticidade (GPa) | Resistência à tração (GPa) | Alongamento na ruptura (%) |
|-------------------------------------|----------------------|-------------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|
| Aço | 5-500 | 200 | 0,5-2,0 | 0,5-3,5 |
| Polipropileno | 20-400 | 3,5 - 10 | 0,45 - 0,76 | 15-25 |
| Kevlar | 10 | 65-133 | 3,6 | 2,1-4,0 |
| Vidro | 9-15 | 70-80 | 2-4 | 2-3,5 |
| Amianto | 0,02-0,4 | 160-200 | 3-3,5 | 2-3 |
| Carbono | 8-9 | 230-380 | 2,5-4,0 | 0,5-1,5 |
| Acrílico | 18 | 1,18 | 0,4-1,0 | 3 |
| Matriz de cimento (para comparação) | - | 10 - 45 | 0,003 - 0,007 | 0,02 |

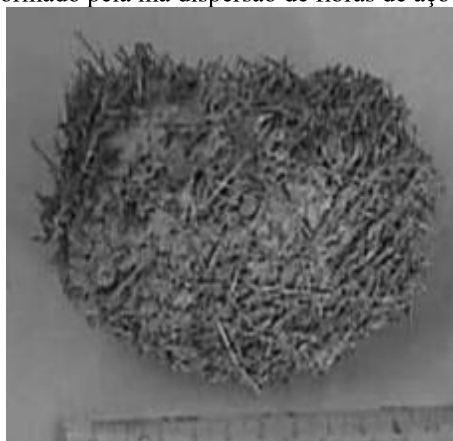
Fonte: Adaptado de Bentur e Mindess (2007).

A maior dificuldade na utilização de fibras no concreto autoadensável, entretanto, é a redução significativa da trabalhabilidade e da fluência do concreto (HSIE; TU; SONG, 2008).

Segundo Figueiredo (2000), as fibras de aço possuem dimensões superiores a cerca de duas vezes a máxima dimensão do agregado, o que diminui mobilidade relativa, dificultando a fluidez da mistura. Trtik e Vodicka (1999) confirmaram que quanto maior o comprimento das fibras, maior a redução na trabalhabilidade. Porém, no estudo realizado por Nehdi e Ladanchuk (2004), no qual foram feitas 31 dosagens de fibras de vários tipos em CAA, não houve diminuição da trabalhabilidade com o aumento do comprimento das fibras, possivelmente porque o menor volume dos agregados causa menos interferência com as fibras, fazendo assim com que não haja obstrução do fluxo.

Por outro lado, segundo Figueiredo (2011), a má dispersão e grau de rigidez da fibra, são outros aspectos importantes que impactam a trabalhabilidade, uma vez que fibras mais rígidas tendem a impedir o fluxo do concreto, razão pela qual fibras de aço tendem a causar maior redução na fluidez do concreto que outros tipos de fibras. Já a mistura inadequada dos componentes do concreto pode fazer com que não ocorra a dispersão entre as fibras, que se agrupam e formam o que é chamado de ouriço (Figura 8). Para evitá-lo, deve-se adicionar as fibras progressivamente junto com os agregados.

Figura 8 – Ouriço formado pela má dispersão de fibras de aço no concreto



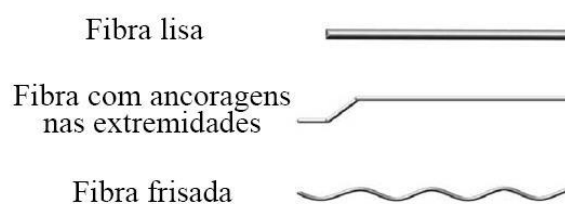
Fonte: Figueiredo (2011).

2.3.1 Fibras de aço

Originalmente, as fibras de aço eram utilizadas apenas para controle do aparecimento de fissuras ou reparo em estruturas, sendo o tipo de fibra mais utilizado estruturalmente (BENTUR e MINDESS, 2007).

Segundo Rodrigues (2009), as fibras de aço possuem a maior diversidade que outros tipos de fibras quanto à geometria, com diâmetros que variam de 0,25 mm a 1,0 mm e comprimentos na ordem de 6,4 mm a 76 mm. Os tipos de fibras mais encontrados em literatura e que compõem a maior quantidade das pesquisas analisadas nesse trabalho são apresentados na Figura 9.

Figura 9 – Tipos de fibras de aço

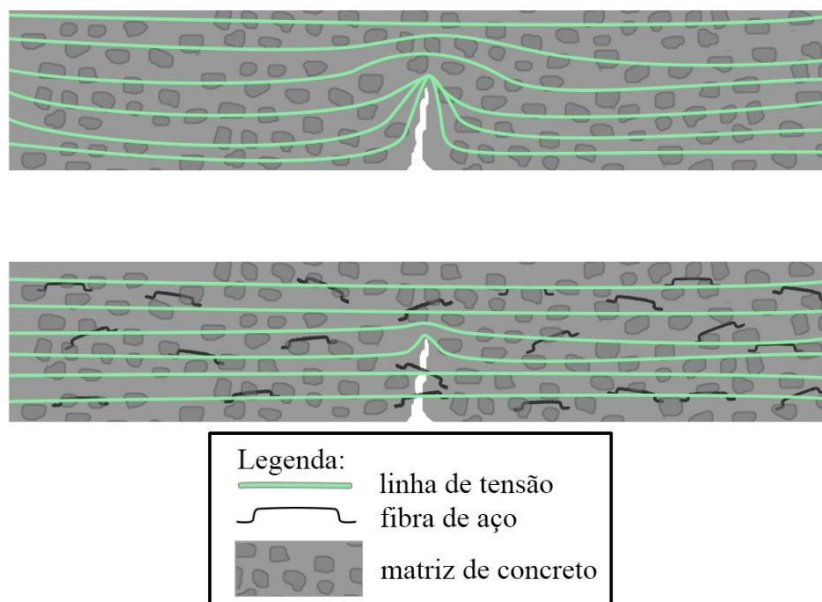


Fonte: Adaptado de Miller (2019).

De acordo com Bentur e Mindess (2007), o principal efeito das fibras de aço no concreto é o aumento da capacidade de carga pós-pico, prevenindo a ruptura frágil. Após a fissuração, as fibras transferem a tensão funcionando como uma ponte através das porções fissuradas da matriz. Na Figura 10 é possível observar como ocorre a transferência das tensões através da fibra de aço em uma fissura. A primeira imagem representa a viga fissurada sem adição de fibras de aço, onde a fissuração faz com que as tensões se concentrem em um ponto,

favorecendo a ruptura do elemento. Já na segunda figura, as tensões são transferidas por meio das fibras, que aumentam a capacidade resistente da viga, mesmo após a fissuração.

Figura 10 – Efeito da adição de fibras na distribuição de tensões



Fonte: autoria própria (2020).

Estudos realizados por Ashour *et al.* (1992) e confirmados por Kwak *et al.* (1999) e Gomes *et al.* (2018) mostraram que, após a adição de fibras de aço em vigas sem armadura transversal que romperam por cisalhamento, a ruptura passou a ocorrer por flexão, principalmente em vigas com um alto valor de a/d . Dependendo das condições, as fibras de aço podem até substituir total ou parcialmente a utilização de estribos em vigas (LIM e PARAMASIVAM, 1987).

No concreto autoadensável, estudos como o de You, Ding e Niederegger (2010) demonstram um aumento significativo na resistência da viga de CAA. Nos ensaios realizados com dez vigas, variando o volume de fibras de aço e a quantidade de armadura transversal, foi possível verificar que as fibras de aço poderiam substituir parcialmente a quantidade de estribos.

Gali e Subramaniam (2018) analisaram os efeitos da adição de fibras de aço em vigas de CAA e em concreto convencional. Ambas as vigas tiveram aumento na resistência, mas destaca-se que mesmo tendo menor capacidade resistente sem a adição de fibras, as vigas de concreto autoadensável apresentaram acréscimo maior na resistência ao cisalhamento que as vigas de concreto convencional. Esse resultado foi atribuído ao aumento do engrenamento dos agregados nas vigas de CAA, já que as fibras aumentaram a rugosidade das fissuras, fator que tornava o concreto autoadensável menos resistente.

Ainda, Helincks et al. (2011) ensaiou dezesseis vigas de concreto autoadensável sem estribos variando a porcentagem de fibras de aço (0,38%, 0,7% e 0,89%). Os resultados mais expressivos demonstram aumento de até 58,7% na resistência ao cisalhamento em vigas que continham fibras de aço quando comparadas com as vigas sem adição de fibras.

Não há um consenso nem limitação da quantidade ideal de fibras a ser adicionada no concreto. Yehia et al. (2016), recomenda que, para evitar efeitos significativos na trabalhabilidade do concreto autoadensável, a adição de fibras de aço deve ser limitada a 2% do volume total do concreto. Kassimi, El-Sayed e Khayat (2014) recomendam 0,5%, já que nessa porcentagem é possível alcançar alta fluidez no concreto autoadensável.

2.4 MÉTODOS DE ESTIMATIVA DA FORÇA CORTANTE ÚLTIMA

As equações propostas atualmente para calcular a capacidade de resistência ao cisalhamento de vigas reforçadas com fibras de aço são, em sua maioria, empíricas. Algumas dessas equações são apresentadas na Tabela 2. Também são consideradas equações normativas propostas pela norma francesa Association Française de Génie Civil (2013), alemã DAfStB (2012), RILEM (2003), *fib* Model Code (2012) e da norma italiana CNR-DT (2006).

Grande parte das equações consideram o fator F , chamado de fator fibra, dado pela equação:

$$F = \frac{L_f}{D_f} V_f d_f$$

Onde:

L_f = Comprimento da fibra (mm);

D_f = Diâmetro da fibra (mm);

V_f = Volume de fibras (%)

d_f = fator de ligação.

Segundo Narayanan e Darwish (1987) o valor d_f , que considera a ligação entre a matriz de concreto e a fibra, pode ser considerado 0,5 para fibras lisas, 0,75 para fibras frisadas e 1 para fibras com ancoragem em suas extremidades.

Tabela 2 - Métodos de predição de resistência última

(continua)

| Autor | Fórmula Proposta |
|---|---|
| Imam et al. (1995) | $V_u = bd0,6\Psi\sqrt[3]{\omega} \left[f_c^{0,44} + 275 \sqrt{\frac{\omega}{\left(\frac{a}{d}\right)^5}} \right]$ $\Psi = \frac{1 + \sqrt{5,08/d_a}}{\sqrt{1 + d/(25d_a)}}$ $\omega = \rho(1 + 4F)$ |
| Narayanan e Darwish (1987) | $V_u = bd \left[e \left(0,24f_{sp} + 80\rho \frac{d}{a} \right) + v_b \right]$ $v_b = 0,41\tau F$ $e = 2,8 \frac{d}{a} \text{ se } a/d \leq 2,8$ $e = 1 \text{ se } a/d > 2,8$ |
| Ashour et al. (1992) baseado na equação proposta pelo ACI 318-89 (1989) | $V_u = bd \left[(0,7\sqrt{f_c} + 7F) \frac{d}{a} + 17,2\rho \frac{d}{a} \right]$ |
| Ashour et al. (1992) baseado na equação de Zsutty (1971) | $V_u = bd \left[(2,11\sqrt[3]{f_c}) \left(\rho \frac{d}{a} \right)^{0,333} \right] \text{ se } \frac{a}{d} > 2,5$ $V_u = bd \left[(2,11\sqrt[3]{f_c}) \left(\rho \frac{d}{a} \right)^{0,333} \frac{2,5}{\frac{a}{d}} + v_b \left(2,5 - \frac{a}{d} \right) \right]$ $\text{se } \frac{a}{d} > 2,5$ |
| Kwak et al. (2002) | $V_u = bd \left[3,7e(f_{sp})^{\frac{2}{3}} \left(\rho_t \frac{d}{a} \right)^{\frac{1}{3}} + 0,8 * v_b \right]$ $e = 3,4 \frac{d}{a} \text{ se } a/d \leq 3,4$ $e = 1 \text{ se } a/d > 3,4$ |
| Kunthia et al. (1999) | $V_u = bd \left((0,167 + 0,25F)\sqrt{f_c} \right)$ |

Tabela 2 – Métodos de predição de resistência última

(continua)

| | |
|---|---|
| Sharma (1986) | $V_u = bd \left(k f_{sp} \left(\frac{d}{a} \right)^{0,25} \right)$ <p>$k = 1 e \frac{2}{3}$ para ensaios de tração diretos e indiretos, respectivamente; $k = \frac{4}{9}$ se f_{sp} for obtido através do módulo de ruptura, ou pela equação $f_{sp} = 0,79 f_c^{0,5}$</p> |
| Sarveghadi et al. (2015) | $V_u = \left[\rho_l + \frac{\rho_l}{v_b} + \frac{1}{a/d} \left(\frac{\rho_l f'_t (\rho_l + 2) \left(f'_t \frac{a}{d} - \frac{3}{v_b} \right)}{a/d} f_{sp} \right) + v_b \right] bd$ |
| Greenough e Nehdi (2008) | $V_u = \left[0,35 \left(1 + \sqrt{\frac{400}{d}} \right) f_c^{0,18} \left((1 + F) \rho_l \frac{d}{a} \right)^{0,4} + 0,9 v_b \right] bd$ |
| Swamy (1993) v_c do ACI 318-14 (2014) | $V_u = 0,9 v_b + v_c$ $v_c = 0,167 \sqrt{f_c} bd$ |
| Association Française de Génie Civil (2013) | $V_u = V_{Rd,c} + V_{Rd,f}$ $V_{Rd,c} = \frac{0,21}{\gamma_{cf} \gamma_E} f_c^{1/2} bd$ $V_{Rd,f} = \frac{b z \sigma_{Rd,f}}{\tan \theta}$ |
| DAfStB (2012) | $V_u = V_{Rd,c} + V_{Rd,cf}$ $V_{Rd,c} = \frac{C_{Rd,c}}{\gamma_c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} bd > V_{Rd,c,min}$ $V_{Rd,cf} = \frac{\alpha_c^f f_{ctR,u}^f bd}{\gamma_{ct}^f}$ $f_{ctR,u}^f = k_F^f k_G^f 0,37 f_{cf1k,L2}^f; k_G^f = 1 + 0,5 A_{ct}^f \leq 1,7$ $A_{ct}^f = b \times \min(d, 1,5m)$ $k = 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}}$ |
| RILEM (2003) | $V_u = V_{cd} + V_{fd}$ $V_{cd} = 0,12 k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} bd$ $V_{fd} = 0,7 k_f k \tau_{fd} bd$ $k_f = 1 + n \left(\frac{h_f}{b} \right) \left(\frac{h_f}{d} \right) \leq 1,5$ $n = \frac{b_f - b}{h_f} \leq 3 e n \leq \frac{3b}{h_f}$ $\tau_{fd} = 0,12 f_{Rk,4}$ |

Tabela 2 – Métodos de predição de resistência última

(conclusão)

| | |
|------------------------------|--|
| <i>fib</i> Model Code (2012) | $V_u = V_{Rd,f} = \frac{C_{Rd,c}}{\gamma_c} k \left(100 \rho_l \left(1 + 7,5 \frac{f_{Ftuk}}{f_{ctk}} \right) f_{ck} \right)^{\frac{1}{3}} bd$ $f_{ctk} = \begin{cases} 0,3(f_{ck})^{2/3} & \text{se } f_c \leq 50 \text{ MPa} \\ 2,12 \ln(1 + 0,1(f_{ck} + 8 \text{ MPa})) & \text{para } f_c > 50 \text{ MPa} \end{cases}$ |
| CNR-DT (2006) | $V_u = V_{Rd,f} \geq V_{\min}$ $V_{\min} = 0,035 k^{\frac{2}{3}} f_{ck}^{1/3} bd$ |

Fonte: Autoria própria (2020).

A equação proposta pela Association Française de Génie Civil (2013) considera que a resistência ao cisalhamento em vigas sem armadura transversal é resultado da ação de duas parcelas: a resistida pelo concreto e a resistida pelas fibras de aço. As expressões da norma alemã DAfStB (2012) e RILEM (2003), também consideram essas duas parcelas, porém se basearam na norma europeia EUROCODE 2 (CEN, 2004) para o desenvolvimento de suas equações. Já a equação apresentada pelo *fib* Model Code (2012), incorpora o efeito das fibras dentro de sua equação. A norma italiana CNR-DT (2006) utiliza a mesma expressão do *fib* Model Code (2012), porém considera um limite menor para a resistência V_{\min} .

As expressões normativas, exceto as recomendações da Association Française de Génie Civil (2013), são válidas para vigas de concretos convencional e taxa de armadura longitudinal $\rho \leq 2\%$.

Das equações normativas, as propostas pela Association Française de Génie Civil (2013), DAfStB (2012) e RILEM (2003) consideram a parcela de resistência ao cisalhamento referente ao concreto independente da parcela resistida pelas fibras. Lantsoght (2019) ressalta que equações que separam a resistência das fibras do restante dos mecanismos de resistência não estão teoricamente corretos pois as fibras trabalham em conjunto com outros mecanismos, e que para o desenvolvimento de uma equação precisa seria necessário quantificar teoricamente a relação entre as fibras e os mecanismos de resistência e testá-los experimentalmente (utilizando, por exemplo, correlação de imagens digitais).

A equação de Greenough e Nehdi (2008) considera a taxa de armadura longitudinal em porcentagem, diferente das outras.

Khuntia et al. (1999) propôs incluir o efeito das fibras na equação de cisalhamento da norma americana ACI 318-14 (2014). Similarmente, Swamy (1993) considera a resistência ao cisalhamento de uma viga como duas parcelas. Por não especificar diretamente qual equação

utilizar para calcular a parcela referente à resistência do concreto v_c , considerou-se a equação proposta pelo ACI 318 (2019).

Ainda, o parâmetro τ , resistência de ligação entre fibra e matriz, é obtido através de ensaios de *pull-out*. Por ser um ensaio de difícil execução, Swamy (1993) recomenda utilizar $\tau = 4,15$ MPa.

Para concretos convencionais e autoadensáveis com valor de resistência de compressão e tração similares, há diferenças na capacidade de resistência ao cisalhamento devido ao tamanho e quantidade de agregados (GALI E SUBRAMANIAM, 2018). Das equações apresentadas na Tabela 2, a de Imam et al. (1995) é a única a considerar o máximo diâmetro do agregado. Todos os parâmetros, incluindo os não descritos, estão explicados na lista de símbolos.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Este capítulo aborda quais foram os critérios para seleção das vigas que compõem o banco de dados, os parâmetros que foram adotados e considerações sobre os ensaios experimentais analisados, bem como o método de análise dos dados adotado.

3.1 MONTAGEM DO BANCO DE DADOS

O banco de dados desenvolvido para esse estudo contém 113 experimentos de vigas de concreto autoadensável com adição de fibras de aço, obtidos em 15 pesquisas diferentes. Todas as vigas contêm apenas armadura longitudinal, sem estribos e ensaiadas à flexão a três ou quatro pontos. A relação entre autores e quantidade de vigas analisadas de cada pesquisa é apresentada na Tabela 3. A descrição do banco de dados completa encontra-se no Apêndice A.

Tabela 3 - Pesquisas utilizadas na montagem do banco de dados

| Pesquisador | Quantidade de vigas |
|-----------------------------------|----------------------------|
| Greenough e Nehdi (2008) | 9 |
| Helincks, Schutter e Boel (2011) | 12 |
| Ding et al. (2011) | 2 |
| Ding et al. (2012) | 3 |
| AlTaan e Al-Neimee (2012) | 18 |
| Fritih et al. (2013) | 2 |
| Aoude e Cohen (2014) | 10 |
| El-Dieb et al. (2014) | 9 |
| Ning et al. (2015) | 4 |
| Rawashdeh (2015) | 16 |
| Cuenca et al. (2015) | 10 |
| Adam et al. (2016) | 9 |
| Hameed e Al-Sherrawi (2018) | 3 |
| Praveen e Rao (2018) | 2 |
| Kannam e Sarella (2018) | 4 |
| Total de vigas | 113 |

Fonte: autoria própria (2020).

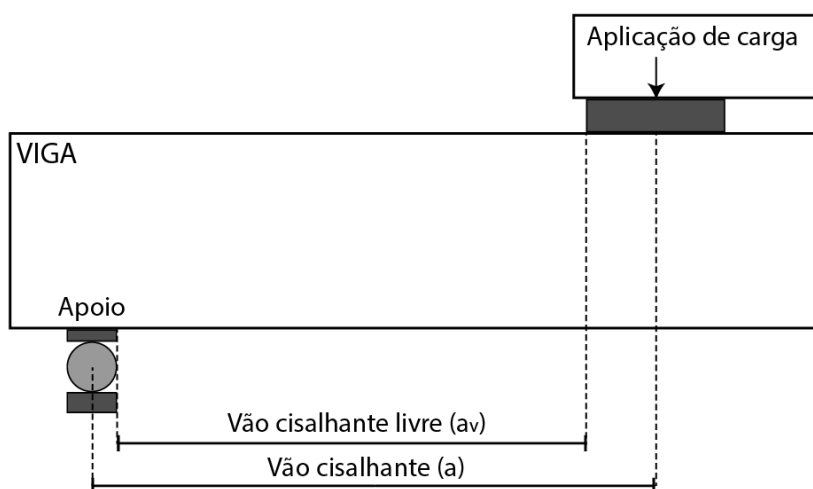
Nos trabalhos em que o volume de fibras utilizada no concreto era expresso em kg/m^3 , foi calculada a porcentagem do volume de fibras (V_f) considerando a densidade das fibras de aço igual a 7850 kg/m^3 .

Alguns parâmetros foram considerados conforme recomendações das normas, como o $C_{Rd,c} = 0,15$ e os valores $\gamma_c = 1,5$, $\gamma_{ct}^f = 1,25$, $\alpha_c^f = 0,85$ consideram efeitos a longo prazo e $k_F^f =$

0,5 para cisalhamento, retirados do EUROCODE 2 (CEN, 2004), exceto para a norma Italiana onde $C_{Rd,c} = 0,18$.

Ainda, EUROCODE 2 (CEN, 2004) recomenda que cargas aplicadas à uma distância $0,5d \leq a_v \leq 2d$ sejam reduzidas por um coeficiente $\beta = \frac{a_v}{2d}$ onde a_v é o vão cisalhante livre, como apresentado na Figura 10. Para vigas que não se encaixam nessa condição, $\beta = 1$. Assim, como recomendado por Lantsoght (2019), para todas as normas exceto a francesa, o coeficiente β foi considerado no cálculo da resistência ao cisalhamento. Para ensaios em que não eram fornecidas as dimensões dos equipamentos do ensaio para o cálculo do vão cisalhante livre a_v , foi assumido 10 mm para apoio e ponto de aplicação de carga.

Figura 11 - Vão cisalhante livre (a_v) e vão cisalhante (a)



Fonte: autoria própria (2020).

Para as equações da Association Française de Génie Civil (2013), o ângulo de compressão da biela de compressão θ foi considerado 30° . Os fatores de segurança do material $\gamma_{cf}\gamma_E$ foram desconsiderados uma vez que a fórmula não está sendo usada para dimensionamento, mas trabalhando com dados experimentais. Segundo Lantsoght (2019) o valor de K pode ser aproximado como 1,25, $f_{Rk,A}$ considerado igual ao f_{sp} e o parâmetro $\sigma_{Rd,f}$ (tensão resistente residual na fibra após a ruptura da viga) aproximado à $0,772F$ uma vez que é um parâmetro que só pode ser obtido através de ensaios experimentais, pois depende de dados como deformação do concreto, abertura de fissura e tensão pós fissuração das vigas.

Nos casos em que não foi fornecido o valor da resistência à tração do concreto f_{sp} , foi calculado como recomendado por Sharma (1986):

$$f_{sp} = 0,79f_c^{0,5}$$

Fritih et al. (2013) utilizou fibras de aço lisas e amorfas com espessura de 1,6 mm, apresentadas na Figura 12a. Por não possuírem um diâmetro para o cálculo do fator fibra F foi considerado diâmetro de 0,8mm. Na pesquisa de Greenough e Nehdi (2008), algumas das vigas analisadas continham fibras lisas com extremidades achatadas. Não foi encontrado o valor d_f para esse tipo de fibra, então foi adotado d_f como 0,5 que considera a fibra como inteiramente lisa. AlTaan e Al-Neimee (2012) utilizam fibras de 16 mm com formato de concha (Figura 12b), e fornece o diâmetro equivalente de 0,78 mm. Para esse tipo de fibra também foi adotado d_f igual à 0,5.

Figura 12 – (a) Fibra de aço amorfa e (b) em formato de concha



Fonte: (a) Fritih et al. (2013) e (b) AlTaan e AlTaan e Al-Neimee (2012).

Hameed e Al-Sherrawi (2018) não apresentam dados específicos sobre a resistência à compressão concreto f_c , declarando que após três misturas e correções nas proporções, o concreto atingiu a resistência requerida de 40 MPa, verificada através de ensaios com cubos de concreto. Como adotado por Lantsoght (2019), quando a resistência é calculada através de ensaios com cubos, a resistência à compressão f_c a ser considerada é calculada da seguinte forma:

$$f_c = 0,85f_{c,cubo}$$

Assim, a resistência adotada para as vigas de Hameed e Al-Sherrawi (2018) foi de 34 MPa.

Cuenca et al. (2015) ensaiou vigas com seção I e não fornece a carga de ruptura exata de cada viga, os valores utilizados nesse trabalho foram retirados dos gráficos fornecidos no artigo.

3.2 MÉTODO DE ANÁLISE

Com as informações obtidas pelo banco de dados foi possível relacionar diversas características das vigas com a resistência obtida experimentalmente. A partir desses dados

foram verificadas tendências de comportamento das vigas com a utilização de fibras no concreto autoadensável e a capacidade das equações normativas em estimar a resistência ao cisalhamento destas vigas.

Por haver uma grande variação na geometria das vigas desse banco de dados, optou-se por realizar as análises em função das tensões de cisalhamento últimas resistidas. A tensão de cisalhamento é dada pela força última cisalhante dividida pela área da seção transversal:

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

Ainda, devido à disparidade entre as resistências à compressão do concreto utilizadas pelos estudos considerados, será utilizada a tensão normalizada τ_n para correlacionar as características das vigas com a tensão resistida, como adotado pela norma ACI 318 (2019).

$$\tau_n = \frac{\tau_u}{\sqrt{f_c}}$$

Além disso, foram comparadas a resistência última experimental das vigas com a calculada por diversas equações, propostas para dimensionamento de vigas de concreto convencional com utilização de fibras. As equações analisadas foram apresentadas anteriormente na Tabela 2.

A limitação das equações normativas de taxa de armadura longitudinal $\rho \leq 2\%$ foram ignoradas para o cálculo da montagem do banco de dados para que as vigas com altas taxas de armadura longitudinal também fossem avaliadas.

Para a classificação da aplicabilidade das equações no concreto autoadensável foram utilizados dois métodos. O primeiro é a medida estatística da Raiz do Erro Quadrático Médio, e o segundo é a Classificação por Pontos de Demérito (DPC).

3.2.1 Raiz do Erro Quadrático Médio (RMSE)

A raiz do erro quadrático médio (em inglês RMSE) é uma medida que pode ser utilizada para medir a diferença entre valores de uma amostra ou população predita por um modelo e os valores observados, denominada resíduo. Segundo Evans (2013), a praticidade da utilização dessa medida se deve ao fato de que o RMSE é expresso nas mesmas unidades que os dados comparados, permitindo assim comparações mais objetivas. A equação do RMSE é dada por:

$$RMSE = \sqrt{\frac{\sum_{t=1}^n (A_t - F_t)^2}{n}}$$

Onde:

A_t é o valor observado (medido);

F_t é o valor calculado;

n é o número de observações (dados).

Da equação, é possível notar que $A_t - F_t$ nada mais é que a diferença entre valores medidos e calculados. Como esse resíduo é elevado ao quadrado, o RMSE atribui um peso maior para erros maiores. Assim, esse método é ideal para medir a precisão da estimativa realizada por equações, onde grandes erros são particularmente indesejáveis, já que podem significar subdimensionamento ou superdimensionamento das vigas.

3.2.2 Classificação por Pontos de Demérito (DPC)

O sistema de classificação apresentado por Collins (2001), denominado Classificação por Pontos de Demérito (em inglês, DPC), leva em conta a segurança e economia como função da força cortante observada em testes experimentais (V_u) pela força cortante estimada de cada norma (V_r).

Esse critério de classificação define uma penalidade para cada viga analisada conforme o resultado de V_u/V_r . A maior penalidade é aplicada para as vigas menos seguras, nas quais a resistência experimental não alcançou a metade da resistência esperada através dimensionamento. Conforme a taxa V_u/V_r aumenta, a equação é considerada mais segura e a penalidade é reduzida. Porém, vigas classificadas como conservativas também recebem um valor de penalidade já que são vigas superdimensionadas e consideradas antieconômicas.

O cálculo total da penalidade de uma equação é feito pelo somatório da quantidade de vigas que resultaram em cada intervalo vezes seu respectivo valor da penalidade. Assim, o sistema DPC considera que quanto maior a penalidade, pior é a utilização daquela equação para dimensionamento das vigas.

A Tabela 4 apresenta o sistema de classificação do DPC:

Tabela 4 - Sistema de classificação pelo DPC

| V_u/V_r | Classificação | Penalidade |
|--------------------------|---------------------------|------------|
| $< 0,5$ | Extremamente Perigosa | 10 |
| $0,5 \text{ --- } 0,65$ | Perigosa | 5 |
| $0,65 \text{ --- } 0,85$ | Baixa Segurança | 2 |
| $0,85 \text{ --- } 1,3$ | Segurança Adequada | 0 |
| $1,3 \text{ --- } 2$ | Conservativa | 1 |
| ≥ 2 | Extremamente Conservativa | 2 |

Fonte: Collins (2001).

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A primeira parte deste capítulo apresenta os resultados obtidos da correlação entre diversas características das 113 vigas de concreto autoadensável com adição de fibras de aço que compõem o banco de dados. Posteriormente são apresentados os resultados obtidos dos cálculos de comparação entre a predição de resistência das equações apresentadas na Tabela 2 e experimentais e a verificação da aplicabilidade dessas equações.

4.1 PARÂMETROS DO BANCO DE DADOS

A Tabela 5 apresenta os valores mínimos e máximos de diversas características das vigas analisadas.

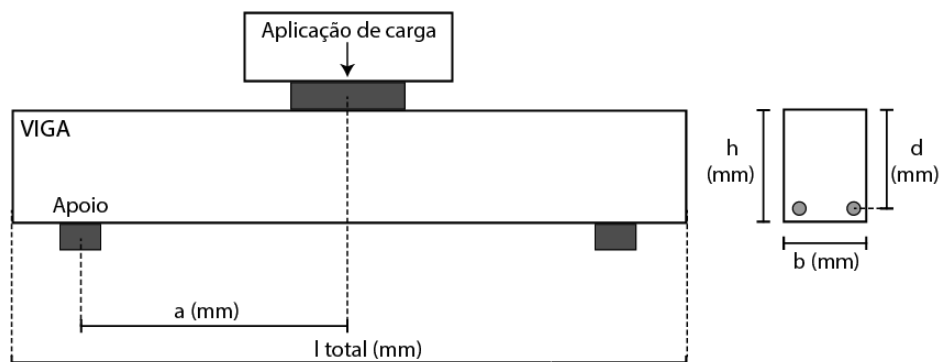
Tabela 5 - Variação dos parâmetros que compõem o banco de dados

| Parâmetro | Mínimo | Máximo |
|------------------|---------------|---------------|
| b (mm) | 90 | 200 |
| h (mm) | 150 | 450 |
| d (mm) | 122 | 425 |
| a (mm) | 250 | 1400 |
| l total (mm) | 1000 | 3000 |
| ρ_l (%) | 0,35 | 5,88 |
| a/d | 0,60 | 5,53 |
| V_f (%) | 0,25 | 1,57 |
| f_c (MPa) | 27 | 100 |

Fonte: autoria própria (2020).

A Figura 13 ilustra os parâmetros de geometria das vigas.

Figura 13 – Parâmetros de geometria das vigas



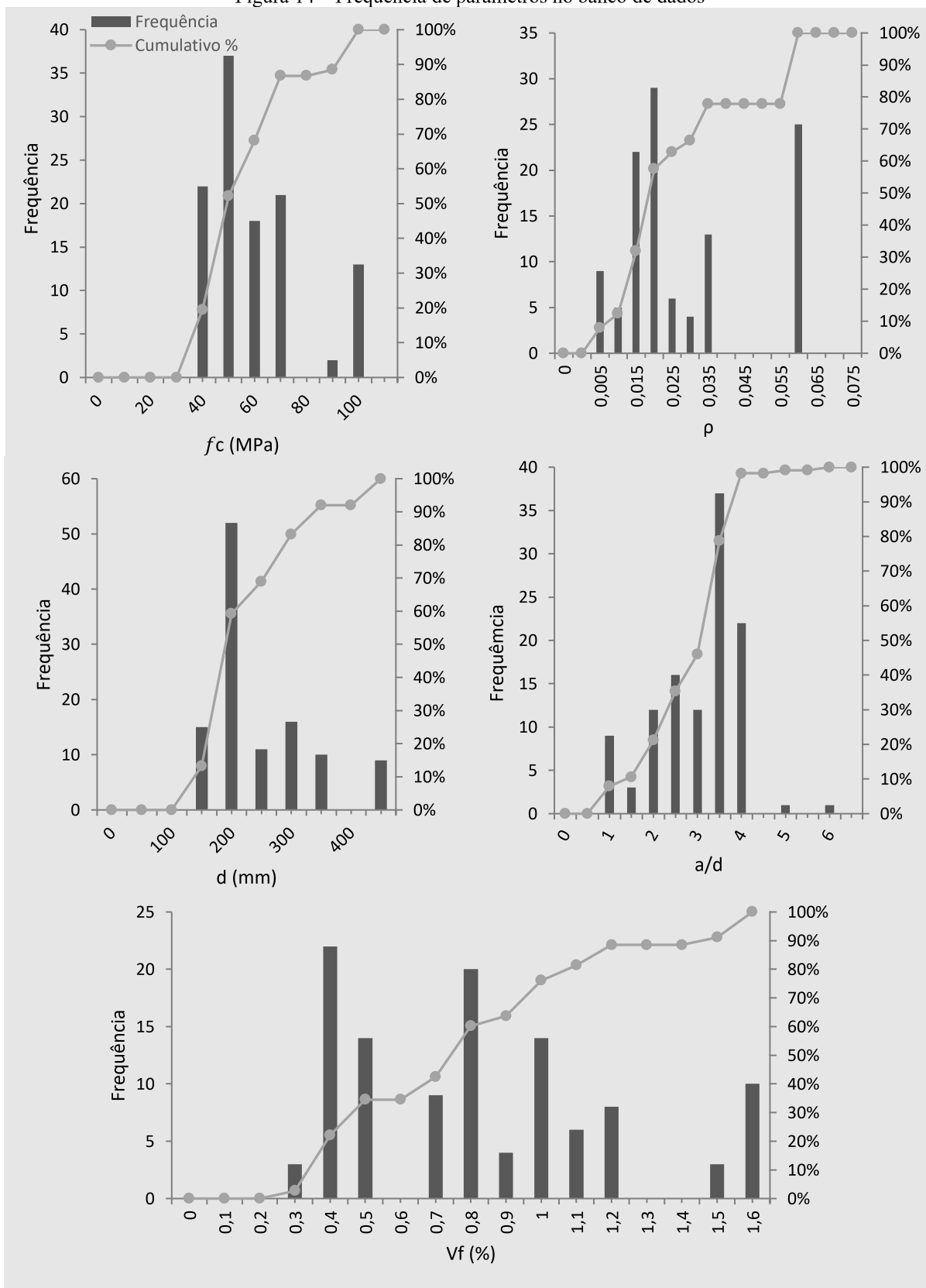
Fonte: autoria própria (2020).

Nos estudos avaliados foram utilizadas fibras com ancoragem nas extremidades, com extremidades achatadas, lisas, frisadas e em formato de concha. O tipo de fibra mais utilizado foi com ancoragem nas extremidades, compondo 71,7% dos experimentos analisados.

Na Figura 14 é possível ver a frequência com que diversos parâmetros aparecem no banco de dados. A maioria dos dados utiliza concreto com resistência convencional, com alguns dados com alto e ultra alto desempenho. A taxa de armadura longitudinal ρ_1 varia entre valores bem distintos, a maior parte se concentra em 2% de armadura, mas há uma grande quantidade na faixa dos 6%. Essa alta taxa já era esperada, uma vez que altas taxas de armadura longitudinal previnem a ruptura por flexão, forçando a ruptura por cisalhamento.

Há um pico na quantidade de vigas com altura útil d de 200 mm. As vigas restantes distribuem suas alturas até a altura de 425 mm. Considerando a relação a/d , a taxa mais frequente utilizada foi 3,5, sendo 98% dos dados com a/d menor que 4. Retomando a Figura 6, apresentada na seção 2.2 do Capítulo 2, esses valores de a/d estão mais próximos do fundo do vale, assim, conclui-se que os trabalhos analisados tinham como objetivo orientar a ruptura para o cisalhamento. Já o volume de fibra das vigas teve uma grande variação, alcançando valores de até 1,6%. Não foram encontrados estudos com porcentagens maiores de fibras, possivelmente para evitar a perda trabalhabilidade do concreto autoadensável.

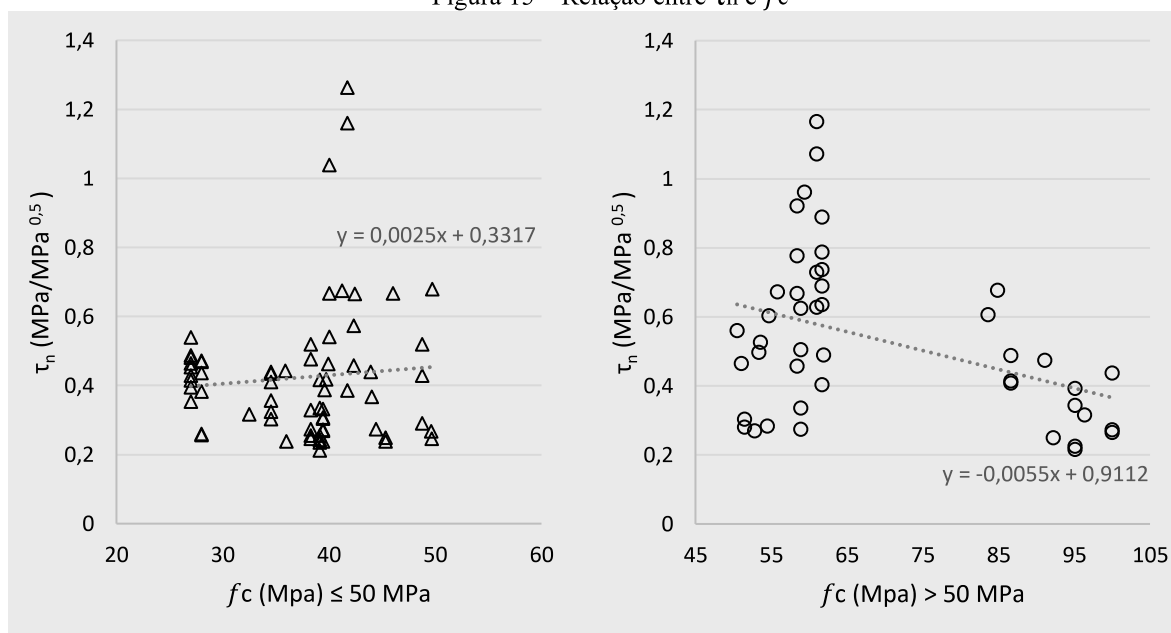
Figura 14 – Frequência de parâmetros no banco de dados



Fonte: autoria própria (2020).

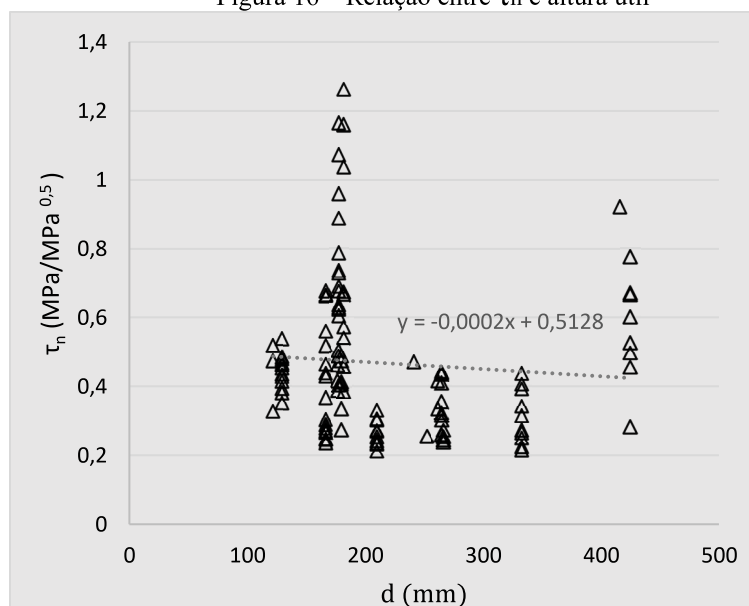
A Figura 15 apresenta a relação entre a resistência do concreto e a tensão resistida pelas vigas. Após análise entre essa relação notou-se que o aumento do f_c só corresponde à um aumento da resistência ao cisalhamento em concretos com resistência de até 50 MPa. Isso pode ser explicado pela maneira com que concretos de alto desempenho fissuram: sua ruptura é mais frágil que em concretos de resistência convencional, gerando fissuras mais lisas, que diminuem a transferência do cisalhamento já que tem menor engrenamento dos agregados (SHAH; AHMAD, 2007; PERERA; MUTSUYOSHI, 2013).

Figura 15 – Relação entre τ_n e f_c



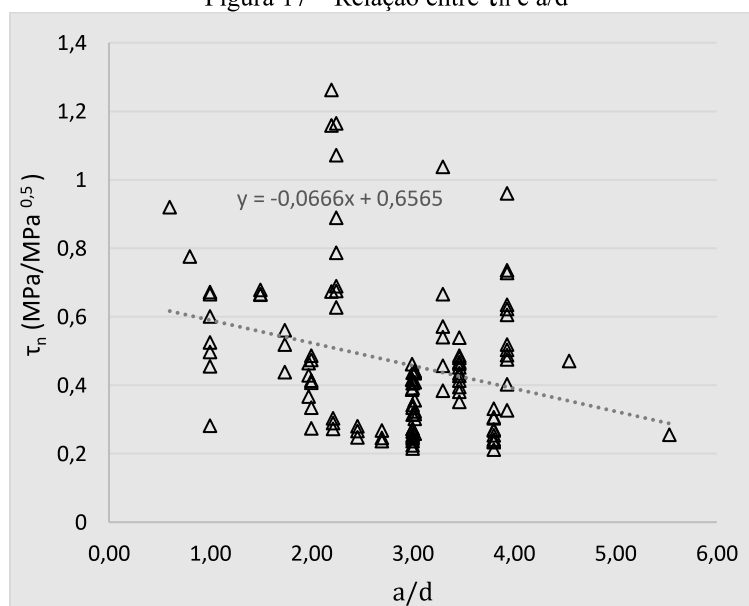
Fonte: autoria própria (2020).

Na Figura 16 verifica-se que o aumento da altura útil da viga diminui a tensão última de cisalhamento, demonstrando a ocorrência do efeito de escala. Shoaib, Lubell e Bindiganavile (2014) reportam o mesmo comportamento para vigas de concreto convencional com adição de fibras de aço, assim como Lantsoght (2019), porém a autora ressalta a necessidade de estudos com vigas em escala real para avaliação da relação entre resistência ao cisalhamento e efeito escala em vigas com adição de fibras de aço.

Figura 16 – Relação entre τ_n e altura útil

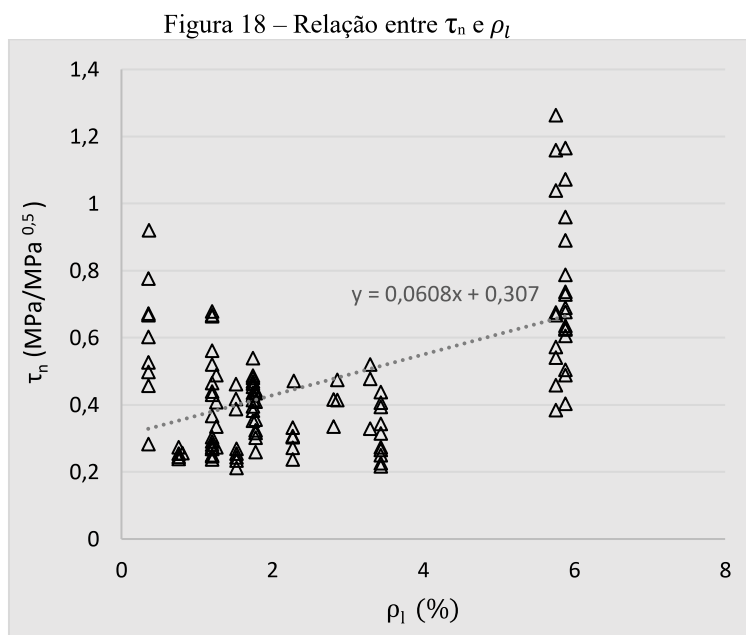
Fonte: autoria própria (2020).

Em relação ao vão cisalhante (a/d), é possível notar na Figura 17 que seu aumento diminui a resistência ao cisalhamento, resultado semelhante ao dos estudos de vigas de concreto convencional e fibras de aço de Lantsoght (2019) e de vigas de concreto autoadensável com adição de fibras de aço de AlTaan e Al-Neimee (2012) e Adam, Said e Elkarib (2016). Esse efeito é explicado pela redução da contribuição do efeito de arco para a resistência das vigas quando há o aumento do a/d .

Figura 17 – Relação entre τ_n e a/d 

Fonte: autoria própria (2020).

Pode ser notado também que o aumento da taxa de armadura longitudinal aumenta a tensão última (Figura 18). Lantsoght (2019) atribui esse comportamento ao aumento do efeito de pino. Li et al. (2019), em seu estudo com vigas de concreto leve com adição de fibras de aço, sugere que o aumento da resistência ao cisalhamento nesses casos deve-se à combinação do aumento da rugosidade nas fissuras do concreto devido a adição de fibras e do efeito de pino.

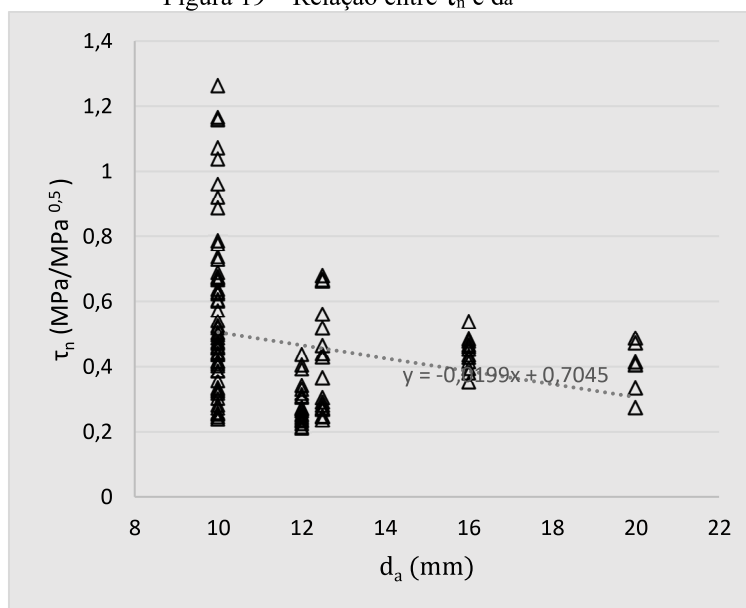


Fonte: autoria própria (2020).

Na Figura 19 é possível notar que o diâmetro dos agregados tem ação inversa das vigas de concreto autoadensável sem adição de fibras de aço, que segundo Hassan, Hossain e Lachemi (2008), tem menor resistência ao cisalhamento devido à utilização de agregados menores, pois geram fissuras menos rugosas e menor engrenamento dos agregados.

Os autores definem que a parcela de cisalhamento transferida pelo engrenamento dos agregados representa até 50% da resistência total do cisalhamento de uma viga. Em seu estudo, as vigas de concreto convencional apresentaram resistência ao cisalhamento superior às vigas de concreto autoadensável, diferença atribuída à quantidade de agregado utilizado, já que o concreto convencional possuía 25% mais agregado graúdo que o autoadensável. Comportamentos similares foram observados nos estudos de Lin e Chen (2012), Helincks et al. (2013) e Biolzi et al. (2014).

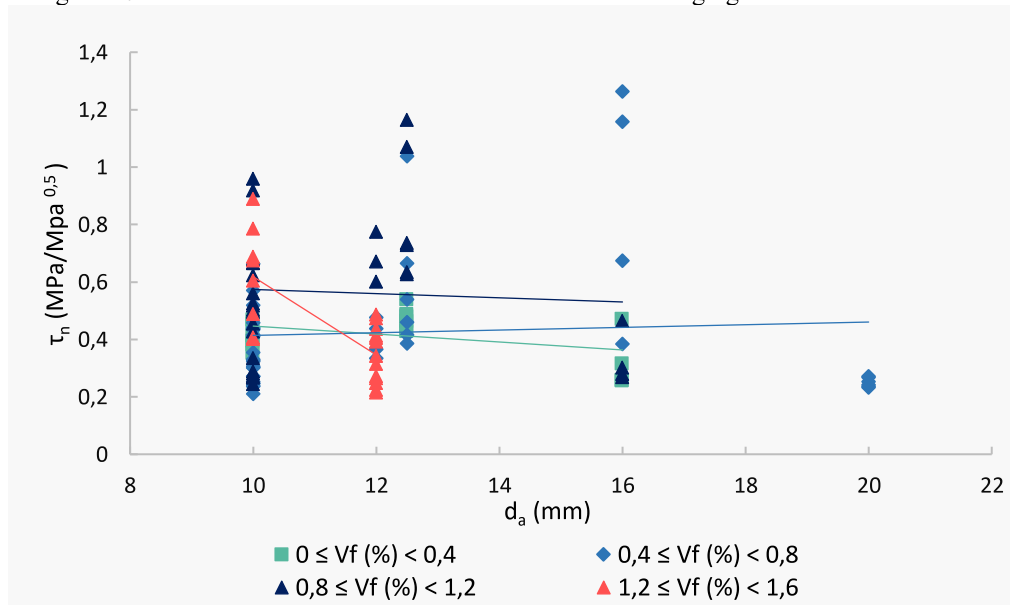
Com adição de fibras de aço, a resistência passa a se comportar de forma contrária: quanto maior o diâmetro do agregado, menor a resistência ao cisalhamento das vigas. Lantsoght (2019) atribui esse comportamento à maior uniformidade na matriz de concreto com agregados de diâmetros menores, que resulta na melhor ligação entre as fibras e o concreto.

Figura 19 – Relação entre τ_n e d_a 

Fonte: autoria própria (2020).

Das vigas analisadas no banco de dados, 50,4% utilizaram agregado graúdo de diâmetro máximo de 10 mm, 33,6% de diâmetro 12,5 mm, 10,6% de diâmetro 16 mm e apenas 5,4% utilizaram agregados com diâmetro máximo de 20 mm. A Figura 20 apresenta a relação entre o diâmetro dos agregados e a tensão última resistida considerando o volume de fibras utilizado.

Figura 20 – Influência do volume de fibras e do diâmetro do agregado na resistência última

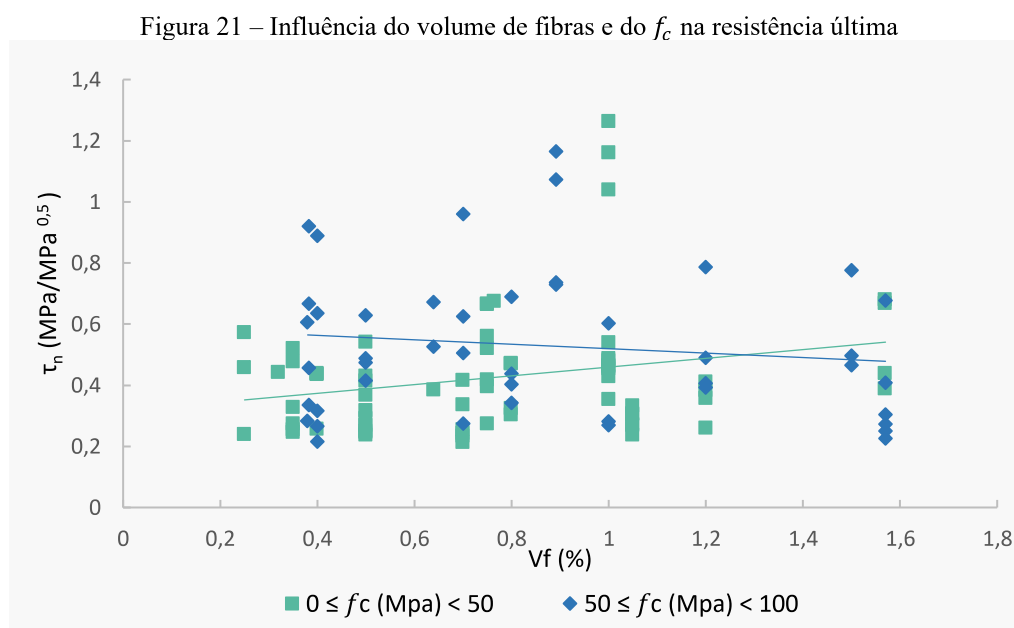


Fonte: autoria própria (2020).

Para os volumes de fibras mais elevados (entre 1,2% e 1,6%) a redução da resistência ao cisalhamento foi mais acentuada que para volumes de fibras menores, porém, nenhum dos estudos nessa faixa possuía diâmetros maiores que 12 mm. Ainda, para os volumes de 0,4% a

0,8% a resistência última aumenta com o aumento do diâmetro do agregado, indicando que nesses volumes a uniformidade entre a argamassa é melhor que para outros volumes. Nesse sentido, maiores investigações são necessárias para se determinar quais proporções entre o volume de fibras e o diâmetro do agregado resultam na melhor ligação entre o concreto e as fibras de aço.

Em relação à resistência à compressão do concreto f_c , a Figura 21 mostra que aumento do volume de fibras tem melhor resultado em concretos de resistência convencional que em concretos de alto desempenho.



Fonte: autoria própria (2020).

Esses resultados divergem de estudos com vigas reforçadas com fibras de concreto convencional (PANSUK, 2017; SUJIVORAKUL, 2012) e de concreto autoadensável (RAWASHDEH, 2017). No entanto, a resistência ao cisalhamento, segundo Smarzewski (2018), depende não apenas do volume de fibras, mas de sua geometria e do tipo de ancoragem. O estudo realizado por Wille et al. (2010) em corpos de prova de concreto de ultra alto desempenho com adição vários tipos de fibras (FRUHPC) ensaiados à tração, mostrou que o aumento do volume de fibras com ancoragens nas extremidades resultou na diminuição da capacidade resistente das fibras, pois o tipo de ancoragem criou picos de tensão na matriz do concreto que geraram microfissuras, diminuindo o desempenho desse tipo de fibra. Outra possibilidade apresentada por Larsen (2020) em seu estudo com corpos de prova de FRUHPC ensaiados à flexão, é que o aumento do volume de fibras pode aumentar a

aglomeração em pontos específicos do concreto, criando bolhas de ar que diminuem a resistência da matriz de concreto.

4.2 ANÁLISE DAS EQUAÇÕES DE ESTIMATIVA DA FORÇA CORTANTE

Para análise das equações de estimativa da força cortante apresentadas na Tabela 2, foram separadas as equações normativas das apresentadas por pesquisadores em artigos.

4.2.1 Resultados para as equações não normativas

A Tabela 6 apresenta os resultados para as taxas entre a força cortante observada em testes experimentais e força cortante estimada (V_u/V_r).

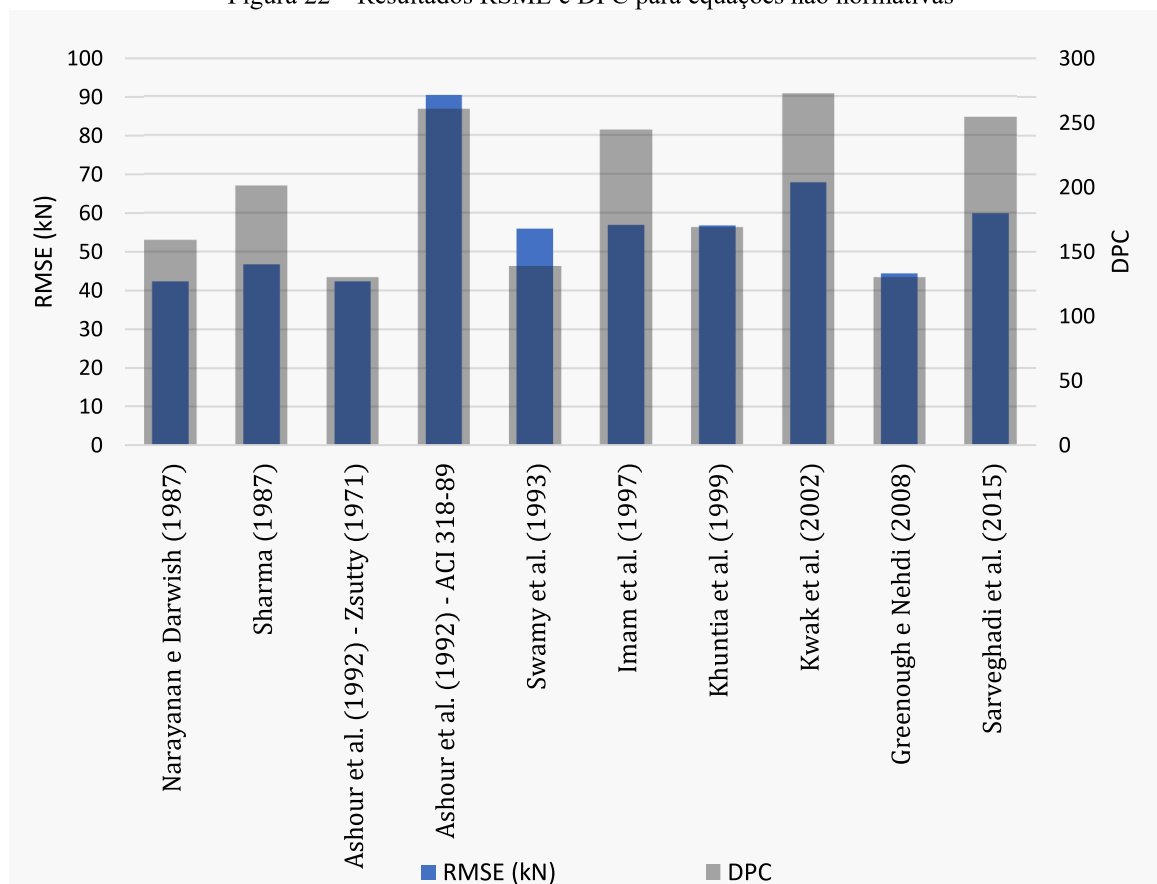
Tabela 6 - Dados estatísticos de V_u/V_r para equações não normativas.

| Autor | Média | Desvio Padrão | Mínimo | Máximo |
|--|-------|---------------|--------|--------|
| Narayanan e Darwish (1987) | 1,07 | 0,39 | 0,33 | 2,44 |
| Sharma (1987) | 1,39 | 0,91 | 0,47 | 4,82 |
| Ashour et al. (1992) – Zsutty (1971) | 1,32 | 0,42 | 0,36 | 2,33 |
| Ashour et al. (1992) – ACI 318-89 (1989) | 1,09 | 0,48 | 0,2 | 2,72 |
| Swamy et al. (1993) | 1,97 | 0,9 | 0,74 | 5,09 |
| Imam et al. (1997) | 1,04 | 0,45 | 0,32 | 2,88 |
| Khuntia et al. (1999) | 1,8 | 0,8 | 0,45 | 4,29 |
| Kwak et al. (2002) | 0,97 | 0,43 | 0,26 | 2,56 |
| Greenough e Nehdi (2008) | 1,36 | 0,45 | 0,42 | 2,49 |
| Sarveghadi et al. (2015) | 0,94 | 0,42 | 0,28 | 3,45 |

Fonte: autoria própria (2020).

Porém, apenas esses dados não são suficientes para avaliar a aplicabilidade das equações. Na Figura 22 é possível ver os resultados para o valor de RMSE de cada equação e as penalidades de Collins (2001). Os valores do RMSE são apresentados no eixo vertical da esquerda, enquanto as penalidades pelo método DPC são apresentadas no eixo vertical da direita.

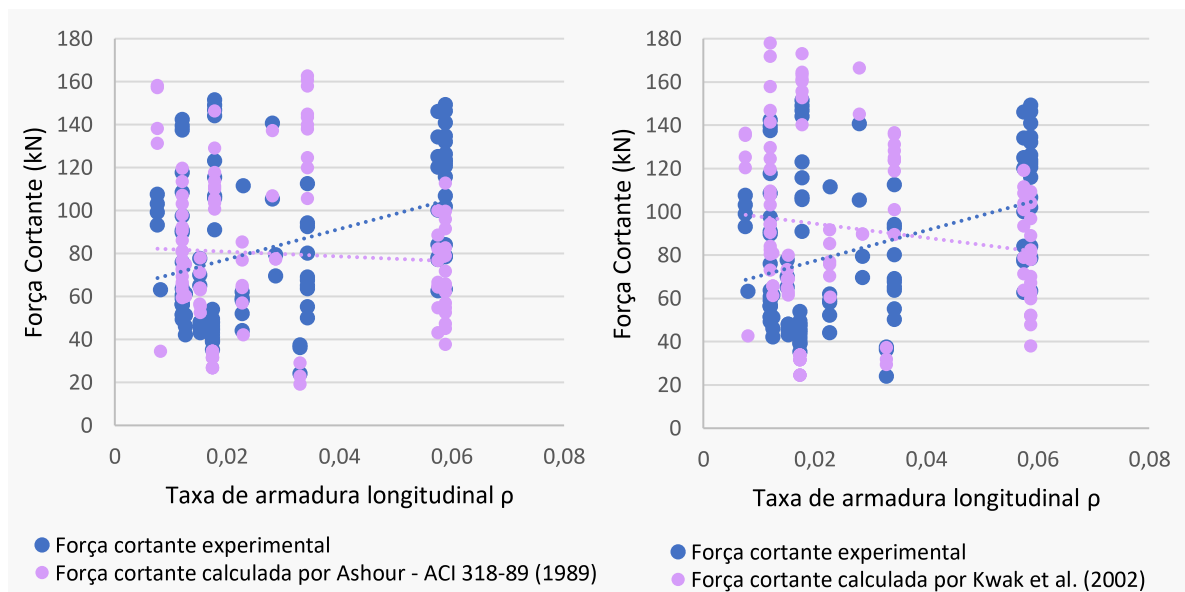
Figura 22 – Resultados RSME e DPC para equações não normativas



Fonte: autoria própria (2020).

A equação com maior erro foi a apresentada por Ashour et al. (1992) baseada no ACI 318-89 (1989), que também obteve o segundo maior valor de penalidade na escala DPC, mesmo não apresentando a maior média e desvio padrão dentre os resultados. Já a equação de Kwak et al. (2002) apresenta a maior penalidade na escala DPC e o segundo maior erro pelo método RMSE.

Após análise dos diversos parâmetros envolvidos nas equações, observou-se a equação apresentada por Ashour et al. (1992) baseada no ACI 318-89 (1989), além de superestimar a capacidade resistente de vigas curtas, praticamente não leva em consideração o efeito de pino, já a equação apresentada por Kwak et al. (2002) superestima a resistência para vigas com baixa taxa de armadura, e superdimensiona as vigas nos casos de alta taxa de a armadura longitudinal, como apresentado na Figura 23.

Figura 23 – Relação entre V_u/V_r e ρ_l por Ashour (1992) e Kwak et al. (2002)

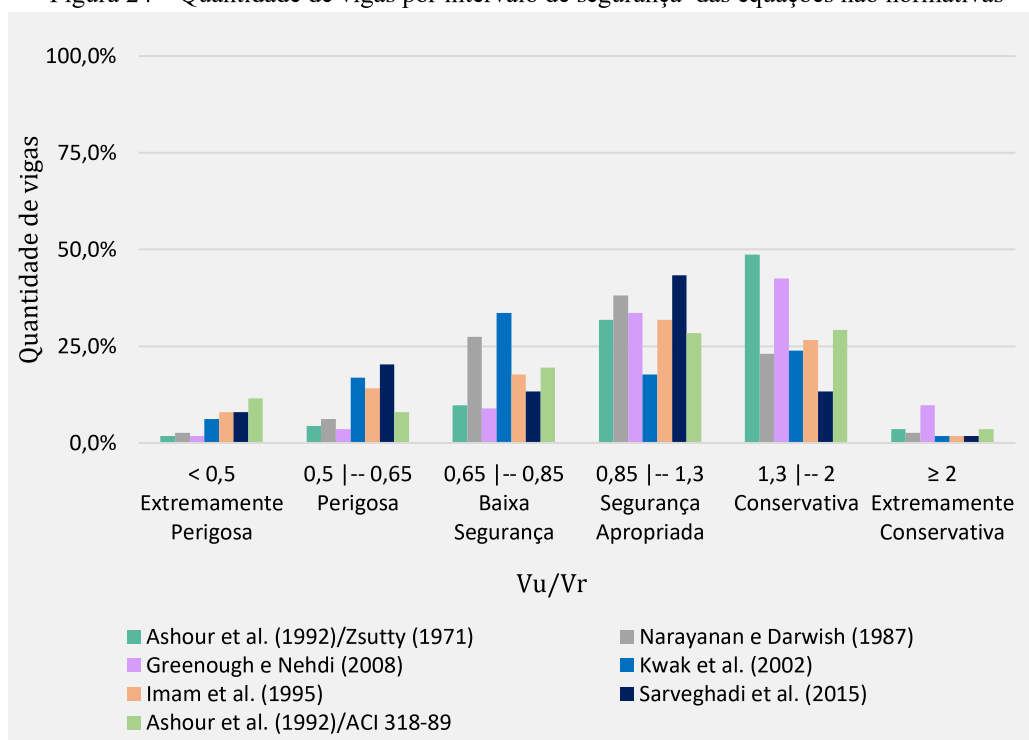
Fonte: autoria própria (2020).

É possível observar disparidades entre as penalidades pelo método DPC e o erro pelo método RMSE, como nas equações de Imam et al. (1995) e Sarveghadi et al. (2015). Esses resultados se devem ao método de análise: equações com maiores quantidades de vigas nas faixas perigosas tem maior penalidade, já o RSME considera que a diferença entre o valor de resistência obtido experimentalmente e calculado tem peso conforme a magnitude dessa diferença, não importando se esse valor é positivo (mais conservativo) ou negativo (menos seguro).

A equação com menor erro foi a apresentada por Ashour et al. (1992), baseada na equação de Zsutty (1971), que também possui a menor penalidade pela escala DPC. Essa penalidade, porém, se iguala à da equação proposta por Greenough e Nehdi (2008). A equação de Narayanan e Darwish (1987) também possui um valor baixo de RMSE, porém a penalidade na escala DPC um pouco maior que a de Greenough e Nehdi (2008).

Para melhor entendimento das disparidades entre a escala DPC e o RMSE, a quantidade de vigas pela faixa de segurança definida pelo método DPC para essas equações é apresentada na Figura 24.

Figura 24 – Quantidade de vigas por intervalo de segurança das equações não normativas



Fonte: autoria própria (2020).

As equações apresentadas por Ashour et al. (1992) baseada no ACI 318-89 (1989), Kwak et al. (2002), Imam et al. (1995) e Sarveghadi et al. (2015) não são adequadas para a utilização em vigas de concreto autoadensável com adição de fibras, pois possuem grande quantidade de vigas nas faixas perigosas, demonstrando subdimensionamento.

Já a equação de Narayanan e Darwish (1987) é mais precisa, pois tem o menor RMSE, porém menos segura que a de Greenough e Nehdi (2008), pois possui mais vigas na faixa de baixa segurança, que fez com que seu DPC fosse maior que as outras equações que apresentaram bons resultados.

No Apêndice B é possível ver separadamente a quantidade de vigas por intervalos de segurança de cada equação analisada.

4.2.2 Resultados para as equações normativas

A Tabela 7 apresenta os resultados para as taxas entre a força cortante observada em testes experimentais e força cortante estimada (V_u/V_r).

Para a norma italiana CNR-DT (2006) verificou-se que seus resultados ficaram iguais aos do *fib* Model Code (2012) pois nenhuma das vigas analisadas no banco de dados teve resistência calculada menor que o limite V_{min} definido nesta norma.

Tabela 7 - Dados estatísticos de V_u/V_r para equações normativas

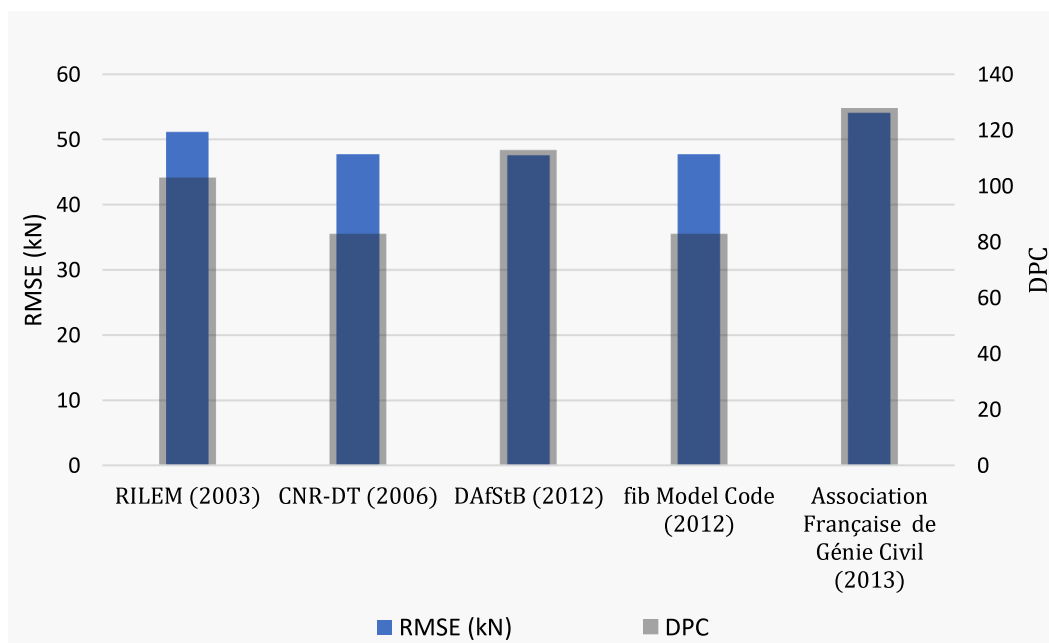
| Norma | Média | Desvio Padrão | Mínimo | Máximo |
|---|-------|---------------|--------|--------|
| RILEM (2003) | 1,15 | 0,40 | 0,35 | 0,59 |
| CNR-DT (2006) | 1,15 | 0,40 | 0,35 | 0,59 |
| DAfStB (2012) | 1,19 | 0,44 | 0,37 | 0,53 |
| fib Model Code (2012) | 1,22 | 0,36 | 0,30 | 0,67 |
| Association Française de Génie Civil (2013) | 1,75 | 0,73 | 0,42 | 0,65 |

Fonte: autoria própria (2020).

A norma francesa obteve a maior média e desvio padrão entre os valores de V_u/V_r . Ainda, máximo valor calculado de V_u/V_r é maior para essa equação que para as outras. Esses resultados indicam que a equação apresentada pela Association Française de Génie Civil (2013) é a mais conservativa dentre as analisadas. Os valores das médias e desvios padrões de V_u/V_r para as outras equações ficaram próximos para as outras normas.

A Figura 25 apresenta os resultados para os erros obtidos por RMSE e as penalidades na escala DPC.

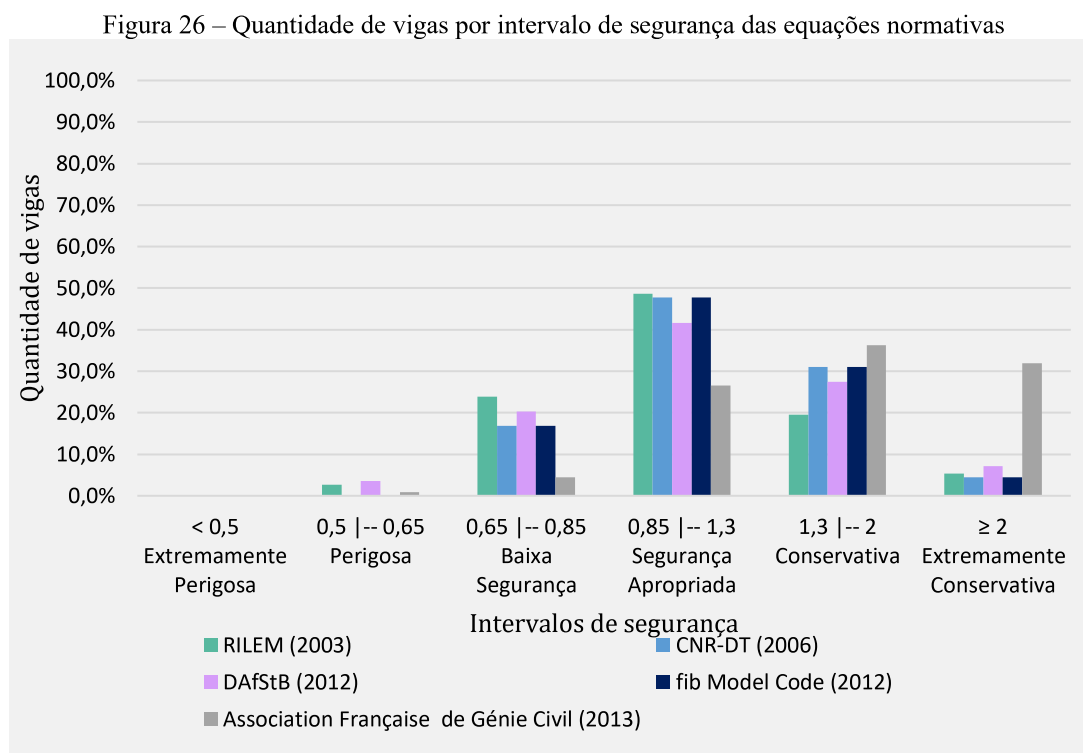
Figura 25 – Resultados RMSE e DPC para equações normativas



Fonte: autoria própria (2020).

As equações propostas pelo fib Model Code (2012) e CNR-DT (2006) destacam-se por apresentarem os menores erros e penalidades na escala DPC entre as normas. A razão pela qual

houve a maior diferença na escala DPC e no RMSE para essas equações pode ser observada na Figura 26, que apresenta a quantidade de vigas por intervalos de segurança do método DPC.



Fonte: autoria própria (2020).

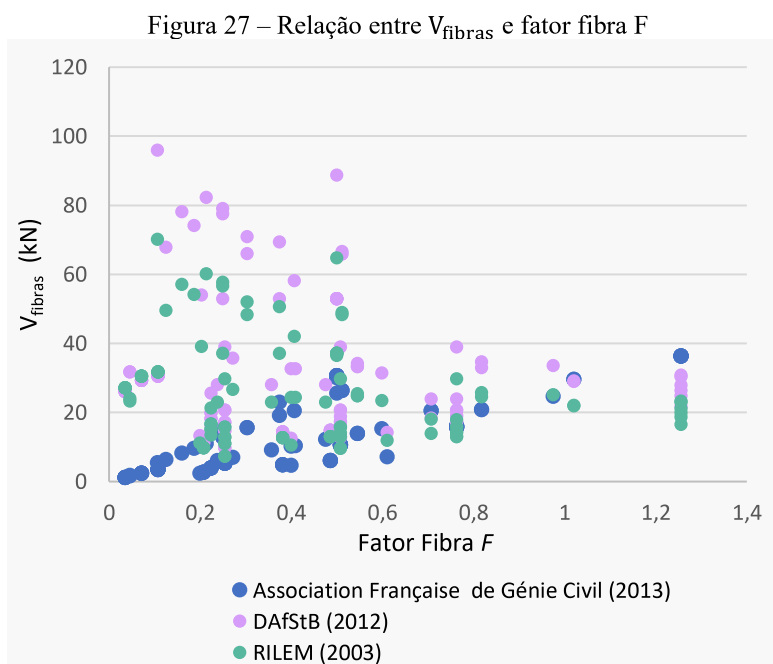
Além de não possuir nenhuma viga nas faixas extremamente perigosa e perigosa, o fib Model Code (2012) e o CNR-DT (2006) também resultaram no menor número de equações na faixa extremamente conservativa, resultado assim em uma penalidade baixa em relação às outras normas. Porém, seus resultados ainda variam o suficiente para alcançar um valor de erro pelo método RMSE próximo das outras normas.

Ainda, o RMSE para as equações normativas ficou acima das equações não normativas que apresentaram bons resultados (Ashour et al. (1992), baseada na equação de Zsutty (1971), Narayanan e Darwish (1987) e Greenough e Nehdi (2008)), ou seja, seus resultados tiveram mais variação que essas equações.

Nenhuma das normas apresentou resultados na faixa extremamente perigosa e poucos resultados na faixa extremamente conservativa, com exceção da equação proposta pela Association Française de Génie Civil (2013) que apresenta o valor mais alto de erro e de penalidade na escala DPC. Essa equação atribui uma parcela muito baixa de resistência ao cisalhamento à ação das fibras, quando comparadas às outras normas. Dentre as equações normativas analisadas, as propostas pela Association Française de Génie Civil (2013), DAFStB

(2012) e RILEM (2003) separam a parcela de resistência ao cisalhamento referente ao concreto da parcela resistida pelas fibras.

A Figura 27 apresenta a parcela resistente ao cisalhamento atribuída às fibras (V_{fibras}) pelo fator fibra F, que considera a geometria e volume das fibras e a ligação entre a fibra e matriz de concreto. Na equação proposta pela Association Française de Génie Civil (2013) na Tabela 2, $V_{fibras} = V_{Rd,f}$. Na DAfStB (2012) $V_{fibras} = V_{Rd,cf}$ e RILEM (2003) $V_{fibras} = V_{fd}$.



A parcela de V_{fibras} da equação proposta pela Association Française de Génie Civil (2013) é menor para grande parte dos dados analisados, principalmente para baixos valores de F, que as normas que apresentaram resultados menos conservativos.

Ainda assim, observa-se que para o dimensionamento de vigas de concreto autoadensável com fibras de aço as equações normativas são mais seguras e econômicas no dimensionamento que as equações não normativas, já que não apresentam resultados nas faixas extremamente perigosas e menos resultados nas faixas extremamente conservativas. Porém, em relação à precisão da estimativa da resistência ao cisalhamento, as equações não normativas de Ashour et al. (1992) baseada na equação de Zsutty (1971), Narayanan e Darwish (1987) e Greenough e Nehdi (2008) são mais indicadas.

5 CONCLUSÃO

5.1 PRINCIPAIS CONCLUSÕES

Nesta pesquisa foram analisados os resultados de um banco de dados contendo 113 vigas de concreto autoadensável com adição de fibras de aço, comparando-os com equações destinadas para o cálculo da resistência ao cisalhamento em vigas de concreto convencional com fibras. As principais conclusões são:

1. O aumento do f_c só corresponde à um aumento da resistência ao cisalhamento em concretos com resistência de até 50 MPa, pois o comportamento dos concretos de alto desempenho quanto à resistência ao cisalhamento são diferenciados, tornando sua ruptura mais frágil.
2. O aumento do diâmetro dos agregados diminui a resistência ao cisalhamento em vigas de concreto autoadensável com adição de fibras de aço, por diminuírem a uniformidade na matriz de concreto, dificultando a ligação entre as fibras e o concreto. Porém, há poucos estudos com CAA com adição de agregados de tamanhos maiores que 12,5 mm, sendo necessárias maiores investigações da relação entre o volume de fibras e o diâmetro do agregado.
3. O método RMSE não mede a segurança das equações analisadas, pois considera que a diferença entre o valor de resistência obtido experimentalmente e calculado tem peso conforme a magnitude dessa diferença, não importando se esse valor é positivo (mais conservativo) ou negativo (menos seguro). Assim, conclui-se que esse método é mais indicado para avaliar a precisão das equações. Para avaliação da segurança deve ser utilizado o método DPC.
4. Das equações não normativas analisadas, a equação mais segura e precisa considerando a escala DPC e o erro pelo método RMSE foi a proposta por Ashour et al. (1992), baseada equação de Zsutty (1971). Outras equações com resultados próximos foram as propostas por Narayanan e Darwish (1987) e Greenough e Nehdi (2008), sendo a primeira mais precisa e a segunda mais segura.
5. As equações com os piores desempenhos das equações não normativas foi a apresentada por Ashour et al. (1992) baseada equação do ACI 318-89 (1989), Imam et al. (1995), Kwak et al. (2002) e Sarveghadi et al. (2015), não sendo indicadas para utilização em concreto autoadensável com adição de fibras.
6. Através da análise pelo método DPC, de maneira geral, todas as equações normativas apresentaram resultados mais seguros que as equações não normativas, sendo indicadas

para o dimensionamento de vigas. Já pelo método RMSE, é seguro dizer que as equações de Ashour et al. (1992) baseada equação de Zsutty (1971), Narayanan e Darwish (1987) e Greenough e Nehdi (2008), são melhores para estimar a resistência ao cisalhamento.

7. A norma francesa Association Française de Génie Civil (2013) obteve resultados demasiadamente conservativos quando comparada às outras normas. As equações normativas com os melhores resultados, tanto na escala DPC que pelo método RMSE, foram as apresentadas pelo fib Model Code (2012) e o CNR-DT (2006).

5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

O cálculo do cisalhamento, principalmente em normas, se divide em parcelas: a parcela resistida pelo concreto e mecanismos complementares à viga e a resistida armadura transversal. As equações normativas que dimensionam vigas com fibras de aço geralmente adicionam a parcela das fibras à equação original de cisalhamento. Para esse estudo foi desconsiderada a parcela referente à armadura transversal visto que as vigas não possuíam estribos. Assim, sugere-se montar um banco de dados com vigas de CAA e fibras que possuam armadura transversal e verificar seu comportamento, verificando a possibilidade de substituição total ou parcial dos estribos.

Também, são necessárias maiores investigações na utilização de fibras de aço (especialmente envolvendo variação do volume) em concretos de alto e ultra alto desempenho. Sugere-se ainda, a realização de ensaios que investiguem a relação entre o volume de fibras e o diâmetro máximo do agregado utilizado, para se determinar quais proporções resultam na melhor ligação entre o concreto e as fibras de aço.

Além disso, quanto maior o banco de dados, mais confiáveis são as tendências de comportamento verificadas. Portanto, são necessários mais ensaios experimentais com fibras e concreto autoadensável, visto que são poucos os estudos compondo esse banco de dados.

Ainda, muitos dos dados do banco de dados desse estudo são definidos através de valores estimados e que nem sempre são unanimidade na literatura. É o caso do valor d_f , que considera a ligação entre a matriz de concreto e a fibra, do parâmetro τ (resistência de ligação entre fibra e matriz), e a resistência à tração do concreto f_{sp} , que possui diversas fórmulas de estimativa.

Nesse contexto, sugere-se adotar outros valores e compará-los para ver qual melhor se adequa para utilização em concreto autoadensável.

6 REFERÊNCIAS

ACI COMMITTEE 318. **Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary (ACI 318-89/318R-89)**. Detroit, p. 353. 1989.

ACI-ASCE COMMITTEE 426. **The Shear Strength of Reinforced Concrete Members**. V. 99. In: Journal of the Structural Division, p. 1091-1187. 1973.

ADAM, M. A.; SAID, M.; EKKARIB, T. M. Shear Performance of Fiber Reinforced Self Compacting Concrete Deep Beams. **International Journal of Civil Engineering and Technology (IJCIET)**, p. 25-46, 2016.

ADVISORY COMMITTEE ON TECHNICAL RECOMMENDATION. **CNR - Guide for the Design and Construction of Fiber-Reinforced Concrete Structures**. Roma, Itália: p. 57, 2007.

ALENCAR, R.; HELENE, P. pré-fabricados, Concreto auto-adensável de elevada resistência – inovação tecnológica na indústria. **IBRACON - Concreto e construções**, São Paulo, n. 43, p. 46-52, Agosto 2006. ISSN 1809-7197.

ALTAAN, S. A.; AL-NEIMEE, Z. S. Shear Strength of Steel Fibre Self-compacting Reinforced Concrete Beams. **Concrete in the Low Carbon Era - Proceedings of the International Conference**, Dundee, UK, 2012. 1289 - 1303.

ALTOUBAT, S.; YAZDANBAKHSH, A.; RIEDER, K.-A. Shear Behavior of Macro-Synthetic Fiber-Reinforced Concrete Beams without Stirrups. **ACI Materials Journal**, 7 jan. 2009. 381-389.

ANITHU, D.; SABEENA, M. Mechanical Properties of Hybrid Fiber Reinforced Concrete. **International Research Journal of Engineering and Technology (IRJET)**, 2018.

AOUDE, H.; COHEN, M. Shear Response of SFRC Beams Constructed with SCC and Steel Fibers. **Electronic Journal of Structural Engineering**, v. 14, 2014.

ASHOUR, S. A.; HASANAIN, G. S.; WAFI, F. F. Shear Behavior of High-Strength Fiber Reinforced Concrete Beams. **ACI Structural Journal**, 1992. 176-184.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM248: Agregados - determinação da composição granulométrica**. Rio de Janeiro. 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7480: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado**. Rio de Janeiro. 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 52: Agregado miúdo - determinação de massa específica e massa específica aparente**. Rio de Janeiro. 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 53: Agregado graúdo – determinação da massa específica, massa específica aparente e absorção de água.** Rio de Janeiro. 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7222: Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos cilíndricos.** Rio de Janeiro. 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5738: Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova.** Rio de Janeiro. 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15823-1: Concreto autoadensável. Parte 1: Classificação, controle e recebimento.** Rio de Janeiro. 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5739: Ensaio de compressão de corpos cilíndricos.** Rio de Janeiro. 2018.

ASSOCIATION FRANÇAISE DE GÉNIE CIVIL. **Service d'études techniques des routes et autoroutes. In Bétons Fibrés à Ultra-Hautes Performances: Recommandations Provisoires.** Paris, França: p. 98, 2012.

BABAFEMI, A. J.; BOSHOFF, W. P. Pull-out response of macro synthetic fibre from concrete matrix: Effect of loading rate and embedment length. **Construction and Building Materials**, 2016. 590-599.

BANTHIA, N. et al. Fiber synergy in Hybrid Fiber Reinforced Concrete (HyFRC) in flexure. **Cement & Concrete Composites**, 27 Novembro 2013. 91-97.

BENTUR, A.; MINDESS, S. **Fibre Reinforced Cementitious Composites**. 2. ed. Canada: Taylor & Francis, 2007.

BIOLZI, L.; CATTANEO, S.; MOLA, F. Bending-shear response of self-consolidating and high-performance. **Engineering Structures**, 2014. 399-410.

BOULEKBACHE, B. et al. Influence of yield stress and compressive strength on direct shear behaviour. **Construction and Building Materials**, 14 Setembro 2011. 6-14.

CAVALCANTI, D. J. D. H. **Contribuição ao estudo de propriedades do concreto autoadensável visando sua aplicação em elementos estruturais.** Dissertação de mestrado. Engenharia civil. Universidade Federal de Alagoas. Maceió. 2006.

CEN, EUROCODE 2; NEN-EN 1992-1-1:2005. **Design of Concrete Structures—Part 1-1 General Rules and Rules for Buildings.** Bruxelas, Bélgica: Comité Européen de Normalisation, 2005.

COLLINS, M. P. **Evaluation of Shear Design Procedures for Concrete Structures**. CSA Technical Committee on Reinforced Concrete Design: p.29-37, 2001.

CUENCA, E.; ECHEGARAY-OVIEDO, J.; SERNA, P. Influence of concrete matrix and type of fiber on the shear behavior of self-compacting fiber reinforced concrete beams. **Composites Part B**, 2015. 135-147.

DAFSTB. **DAfStB - Richtlinie Stahlfaserbeton**. Berlim, Alemanha: p. 359, 2013.

DIAS, R. P. **Análise da transferência de esforços de cisalhamento em peças de concreto armado convencional e reforçadas com fibras de aço e PVA**. Trabalho de Conclusão de Curso. UTFPR. Toledo. 2019.

DING, Y. et al. Shear behaviour of steel fibre reinforced self-consolidating concrete beams based on the modified compression field theory. **Composite Structures**, p. 2440–2449, 2012.

DING, Y.; YOU, Z.; JALALIC, S. The composite effect of steel fibres and stirrups on the shear behaviour of beams using self-consolidating concrete. **Engineering Structures**, p. 107-117, 2011.

DOMONE, P. L. Self-compacting concrete: An analysis of 11 years of case studies. **Cement & Concrete Composites**, 1 Dezembro 2005. 197-208.

EFNARC. **Specification and Guidelines for Self-Compacting Concrete**. Farnham, UK. 2002.

EL-DIEB, A. S.; EL-MAADDAWY, T. A.; AL-RAWASHDAH, O. Shear behavior of ultra-high-strength steel fiber-reinforced self-compacting concrete beams. **Construction Materials and Structures**, p. p. 972 - 979, 2014.

EVANS, J. R. **Statistics, Data Analysis and Decision Modeling**. 5. ed. Pearson: [s.n.], 2013.

FIB. MODEL CODE 2010: FINAL DRAFT. **International Federation for Structural Concrete**. Lausanne: Suíça, 2012.

FIGUEIREDO, A. D. D. **Concreto com fibras de aço**. Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP. São Paulo: Departamento de Engenharia de Construção Civil. 2000. p. 68.

FIGUEIREDO, A. D. D. Concreto com Fibras. In: ISAIA, G. C. **Concreto: Ciência e Tecnologia**. 1. ed. São Paulo: IBRACON, v. 2, 2011. Cap. 37.

FRITIH, Y. et al. Flexural and Shear Behavior of Steel Fiber Reinforced SCC Beams. **KSCE Journal of Civil Engineering**, 2013. 1383-1393.

GALI, S.; SUBRAMANIAM, K. V. L. Improvements in fracture behavior and shear capacity of fiber reinforced. **Construction and Building Materials**, 28 Agosto 2018. 205-217.

GEIKER, M.; JACOBSEN, S. Self-compacting concrete (SCC). In: MINDESS, S. **Developments in the Formulation and Reinforcement of Concrete**. 2^a. ed. Vancouver: Woodhead, 2019. Cap. 10, p. 229-256.

GOMES, L. D. et al. Experimental analysis of the efficiency of steel fibers on shear strength of beams. **Latin American Journal of Solids and Structures**, 2018. 1-16.

HAMEED, A. A.; AL-SHERRAWI, M. H. Influence of Steel Fiber on the Shear Strength of a Concrete Beam. **Civil Engineering Journal**, 2018. 1501 - 1509.

HASABA, S. et al. Fiber Reinforced Concrete. **International Symposium**, 1984. 397-409.

HASSAN, A. A. A.; HOSSAIN, K. M. A.; LACHEMI, M. Behavior of full-scale self-consolidating concrete beams in shear. **Cement & Concrete Composites**, 2008. 588–596.

HELINCKS, P. et al. Influence of steel fibre reinforcement on the shear resistance and crack pattern formation of self-compacting concrete beams. **Key Engineering Materials**, 2011. 669-672.

HELINCKS, P. et al. Structural behaviour of powder-type self-compacting concrete: Bond performance and shear capacity. **Engineering Structures**, 23 Novembro 2013. 121-132.

HSIE, M.; TU, C.; SONG, P. S. Mechanical properties of polypropylene hybrid fiber-reinforced concrete. **Materials Science and Engineering A**, 13 Maio 2008. 153-157.

HUBER, T.; HUBER, P.; KOLLEGGGER, J. Influence of aggregate interlock on the shear resistance of reinforced. **Engineering Structures**, Vienna, 16 Janeiro 2019. 26-42.

IMAM, M. et al. Shear domain of fibre-reinforced high-strength concrete beams. **Engineering Structures**, 1995. 738-747.

K.KOMLOS; B.BABÁL; T.NÜRNBERGEROVÁ. Hybrid fibre-reinforced concrete under repeated loading. **Nuclear Engineering and Design**, 1995. 195-200.

KANI, G. N. J. Basic Facts Concerning Shear Failure. **Journal Proceedings**, 1966. 675-692.

KANNAM, P.; SARELLA, V. R.; PANCHARATHI, R. K. Hybrid Effects of Stirrup Ratio and Steel Fibers on Shear Behaviour of Self-Compacting Concrete. **The Gruyter. Archives of Civil EnNginering.**, v. LXIV, 2018.

KASSIMI, F.; EL-SAYED, A. K.; KHAYAT, K. H. Performance of Fiber-Reinforced Self-Consolidating Concrete for Repair of Reinforced Concrete Beams. **ACI STRUCTURAL JOURNAL**, 2014. 1277-1286.

KHUNTIA, M.; STOJADINOVIC, B.; GOEL, S. C. Shear Strength of Normal and High-Strength Fiber Reinforced Concrete Beams without Stirrups. **ACI Structural Journal**, 1999. 283-289.

KWAK, Y. et al. Shear Strength of Steel Fiber Reinforced Concrete Beams without Stirrups. **ACI Structural Journal**, 2002. 530-538.

LACHEMI, M.; HOSSAIN, K.; LAMBROS, V. Shear resistance of self-consolidating concrete beams – experimental investigations. **Canadian Journal of Civil Engineering**, 32, 2005. 1103-1113.

LANTSOGHT, E. O. L. Database of Shear Experiments on Steel Fiber Reinforced Concrete Beams without Stirrups. **materials**, 2019.

LARSEN, I. L.; THORSTENSEN, R. T. The influence of steel fibres on compressive and tensile strength of ultra high performance concrete: A review. **Construction and Building Materials**, 2020.

LI, V. C.; WARD, R.; HAMZA, A. M. Steel and Synthetic Fibers as Shear Reinforcement. **ACI Materials Journal**, Setembro - Outubro 1992.

LIM, T. Y.; PARAMASIVAM, P. Shear and moment capacity of reinforced steel-fibre-concrete beams. **Magazine of Concrete Research**, Singapura, v. 39, n. 140, 1987.

LIN, C.-H.; CHEN, J.-H. Shear Behavior of Self-Consolidating Concrete Beams. **ACI Structural Journal**, 2012. 307-340.

MA, K. et al. Shear Behavior of Hybrid Fiber Reinforced Concrete. **Materials**, Xi'an, 18 Outubro 2018. 1-14.

MILLER, H. **Surface treatment of steel fibres and carbon nanotubes to develop chemical bonds with concrete**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil).. UNSW Sydney. 2019.

MM FIBRAS PARA CONCRETO. Informações técnicas e de obra. Disponível em: <<https://www.mmfibras.com/untitled-clenr>>. Acesso em: 29 out. 2019.

MOBASHER, B.; LI, C. Y. Mechanical properties of hybrid cement-based composites. **ACI Materials Journal**, 1996. 284-292.

NARAYANAN, R.; DARWISH, I. Y. S. Use of Steel Fibers as Shear Reinforcement. **ACI Structural Journal**, 1987. 216-227.

NAVAS, F. O. et al. An experimental study on the shear behaviour of reinforced concrete. **Construction and Building Materials**, 4 Fevereiro 2018. 888-899.

NAVIDI, W. **Probabilidade e estatística para ciências exatas**. 1ª. ed. Porto Alegre: AMGH, 2012.

NEHDI, M.; LADANCHUK, J. D. Fiber synergy in fiber-reinforced self-consolidating concrete. **ACI MATERIALS JOURNAL**, 2004. 508-517.

NING, X. et al. Experimental study and prediction model for flexural behavior of reinforced SCC beam containing steel fibers. **Construction and Building Materials**, p. 644-653, 2015.

OKAMURA, H.; OUCHI, M. Self-Compacting Concrete. **Journal of Advanced Concrete Technology**, 2003. 5-15.

PANSUK, W. et al. Shear capacity of high performance fiber reinforced concrete I-beams. **Construction and Building Materials**, p. 182-193.

PAUW, P. D. et al. Replacement of shear reinforcement by steel fibres in pretensioned concrete beams. **Tailor Made Concrete Structures – Walraven & Stoelhorst (eds)**, 2008. 391-397.

PAUW, P. D. et al. Replacement of shear reinforcement by steel fibres in pretensioned concrete beams. **Walraven & Stoelhorst** , 2008. 391-397.

PRAVEEN, K.; RAO, S. V. Steel Fibres as a Partial Shear Reinforcement in Self-compacting Concrete. **Springer Nature**, p. 935 - 946, 2019.

PUFAL, K. M.; SAVARIS, G. **Comparativo da resistência ao cisalhamento direto entre concreto autoadensável e convencional**. Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Toledo. 2017.

RAWASHDEH, O. J. Z. A. **Sher Behaviour of Steel Fiber Reinforced Ultra High Strength Self Compacted Concrete Beams**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). United Arab Emirates University. 2015.

REPETTE, W. L. Concreto: ensino, pesquisa e realizações. In: ISAIA, E. G. C. **Concretos de última geração: presente e futuro**. São Paulo: IBRACON, v. 2, 2005. Cap. 49, p. 1509-1550.

RESENDE, T. L. D. **Resistência à força cortante de vigas de concreto auto-adensável**. Dissertação de Mestrado (Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, p. 173. 2014.

RILEM TC 162-TDF. Design Method. **Mater. Struct.**, p. 560-567, 2003.

ROMUALDI, J. P.; BATSON, G. B. Mechanics of crack arrest in concrete. **J Eng Mech Div**, 1963. 147-168.

SAGASETA, J.; VOLLUM, R. L. No AccessInfluence of aggregate fracture on shear transfer through cracks in reinforced concrete. **Magazine of Concrete Research**, v. 63, n. 2, p. 119-137, jan. 2011.

SCC EUROPEAN PROJECT GROUP. **The european Guidelines for Selfcompacting Concrete** –. Specification, Production and Use, p. 63. 2005.

SHARMA, A. K. Shear Strength of Steel Fiber Reinforced Concrete Beams. **ACI Structural Journal**, 1986. 624-628.

SINGH, S.; SHUKLA, A.; BROWN, R. Pullout behavior of polypropylene fibers from cementitious matrix. **Cement and Concrete Research**, 2004. 1919-1925.

SMARZEWSKI, P. Hybrid Fibres as Shear Reinforcement in High-Performance Concrete Beams with and without Openings. **Applied Sciences**, n. 8, 2018.

SUJIVORAKUL, C. Ultra-High Performance Concrete and Nanotechnology in Construction. **3rd internation symposium on UHPC and Nanotechnolofy for high performance construction materials**, Kessel, 2012.

SUSETYO, J.; GAUVREAU, P.; VECCHIO, F. J. Effectiveness of Steel Fiber as Minimum Shear. **ACI Structural Journal**, Toronto, Agosto 2011. 488-496.

SWAMY, R. N.; JONES, R.; CHIAM, A. T. P. Influence of steel fibres on the shear resistance of lightweight concrete T-beams. **ACI Structural Journal**, 1993. 103–114.

TRTIK, K.; VODICKA, J. Influence of Different Steel Fibers on Workability of Fresh Concrete. **RILEM Conference: Production Methods and Workability of Fresh Concrete**, 1999. 215-219.

TUTIKIAN, B. F.; MOLIN, D. C. D. **Concreto Auto-Adensável**. 1^a. ed. São Paulo: Pini, 2008.

WIGHT, J. K.; MACGREGOR, J. G. **REINFORCED CONCRETE Mechanics and Design**. 6. ed. New Jersey: Pearson, 2012.

WILLE, K.; KIM, D. J.; NAAMAN, A. E. Strain-hardening UHP-FRC with low fiber contents. **Materials and Structure**, 2011.

YANG, K. H. et al. Effect of Aggregate Size on Shear Behavior of Lightweight Concrete Continuous Slender Beams. **ACI Materials Journal**, 2011. 201-509.

YAZDANBAKHSH, A.; ALTOUBAT, S.; RIEDER, K.-A. Analytical study on shear strength of macro synthetic fiber. **Engineering Structures**, 16 Junho 2015. 622-632.

YEHIA, S. et al. Mechanical and durability evaluation of fiber-reinforced self-compacting. **Construction and Building Materials**, 22 Maio 2016. 120-133.

YOU, Z.; DING, Y.; NIEDEREGGER, C. Replacing Stirrups of Self-Compacting Concrete Beams with Steel Fibers. **Transactions of Tianjin University**, 2010. 411-416.

ZHENG, Z.; FELDMAN, D. Symposium Proceedings. **Materials Research Society**, V. 305, 305, 1993. 123-128.

ZHENG, Z.; FELDMAN, D. Synthetic fibre-reinforced concrete. **Progress in Polymer Science**, San Francisco, 13 Abril 1995. 185-210.

APÊNDICE A

Tabela A-1 – Descrição do banco de dados

(continua)

| Autor | Viga | b (mm) | h (mm) | d (mm) | ρ_l | a (mm) | da (mm) | fc (MPa) | Vf (%) | Lf (mm) | Df (mm) | Vu (kN) |
|-----------------------------|--------------|-------------------|-------------------|-------------------|----------------------------|-------------------|--------------------|---------------------|---------------|----------------|--------------------|--------------------|
| Helincks et al. (2011) | SF30-1 | 100 | 150 | 130 | 0,0174 | 450 | 16 | 58,4 | 0,38 | 30 | 0,55 | 41,12 |
| | SF30-2 | 100 | 150 | 130 | 0,0174 | 450 | 16 | 58,4 | 0,38 | 30 | 0,55 | 39,25 |
| | SF30-3 | 100 | 150 | 130 | 0,0174 | 450 | 16 | 58,4 | 0,38 | 30 | 0,55 | 45,06 |
| | SF30-4 | 100 | 150 | 130 | 0,0174 | 450 | 16 | 58,4 | 0,38 | 30 | 0,55 | 35,05 |
| | SF55-1 | 100 | 150 | 130 | 0,0174 | 450 | 16 | 58,9 | 0,70 | 30 | 0,55 | 47,92 |
| | SF55-2 | 100 | 150 | 130 | 0,0174 | 450 | 16 | 58,9 | 0,70 | 30 | 0,55 | 53,79 |
| | SF55-3 | 100 | 150 | 130 | 0,0174 | 450 | 16 | 58,9 | 0,70 | 30 | 0,55 | 46,26 |
| | SF55-4 | 100 | 150 | 130 | 0,0174 | 450 | 16 | 58,9 | 0,70 | 30 | 0,55 | 42,69 |
| | SF70-1 | 100 | 150 | 130 | 0,0174 | 450 | 16 | 61 | 0,89 | 30 | 0,55 | 49,40 |
| | SF70-2 | 100 | 150 | 130 | 0,0174 | 450 | 16 | 61 | 0,89 | 30 | 0,55 | 44,28 |
| | SF70-3 | 100 | 150 | 130 | 0,0174 | 450 | 16 | 61 | 0,89 | 30 | 0,55 | 47,60 |
| | SF70-4 | 100 | 150 | 130 | 0,0174 | 450 | 16 | 61 | 0,89 | 30 | 0,55 | 38,81 |
| Fritih et al. (2013) | A-FRSCC | 150 | 280 | 253 | 0,0081 | 1400 | 10 | 42,3 | 0,25 | 30 | 0,80 | 63,10 |
| | B-FRSCC | 150 | 280 | 242 | 0,0228 | 1100 | 10 | 42,3 | 0,25 | 30 | 0,80 | 111,30 |
| Greenough e Nehdi (2008) | S-HE-50-0.5 | 200 | 300 | 265 | 0,0178 | 800 | 10 | 43,9 | 0,50 | 50 | 1,00 | 90,85 |
| | S-HE-50-0.75 | 200 | 300 | 265 | 0,0178 | 800 | 10 | 39,7 | 0,75 | 50 | 1,00 | 105,60 |
| | S-HE-50-1.0 | 200 | 300 | 265 | 0,0178 | 800 | 10 | 41,7 | 1,00 | 50 | 1,00 | 148,90 |
| | S-FE-50-0.5 | 200 | 300 | 265 | 0,0178 | 800 | 10 | 45,3 | 0,50 | 50 | 1,00 | 115,45 |
| | S-FE-50-0.75 | 200 | 300 | 265 | 0,0178 | 800 | 10 | 44 | 0,75 | 50 | 1,00 | 144,10 |
| | S-FE-50-1.0 | 200 | 300 | 265 | 0,0178 | 800 | 10 | 39,9 | 1,00 | 50 | 1,00 | 146,75 |

Tabela A-1 – Descrição do banco de dados

(continua)

| Autor | Viga | b (mm) | h (mm) | d (mm) | ρ_1 | a (mm) | d_a (mm) | f_c (MPa) | V_f (%) | L_f (mm) | D_f (mm) | V_u (kN) |
|-----------------------------|---------------------|-------------------|-------------------|-------------------|----------------------------|-------------------|-------------------------------|--------------------------------|--------------------------|---------------------------|-------------------------------|-------------------------------|
| | S-FE-30-0.5 | 200 | 300 | 265 | 0,0178 | 800 | 10 | 44,4 | 0,50 | 30 | 0,70 | 106,70 |
| | S-FE-30-0.75 | 200 | 300 | 265 | 0,0178 | 800 | 10 | 42,4 | 0,75 | 30 | 0,70 | 122,90 |
| | S-FE-30-1.0 | 200 | 300 | 265 | 0,0178 | 800 | 10 | 41,7 | 1,00 | 30 | 0,70 | 151,35 |
| Ning et al. (2015) | BS-A-SF30 | 200 | 300 | 266,67 | 0,0076 | 800 | 10 | 53,6 | 0,38 | 60 | 0,75 | 93,00 |
| | BS-A-SF30 | 200 | 300 | 266,67 | 0,0076 | 800 | 10 | 53,4 | 0,64 | 60 | 0,75 | 99,00 |
| | BS-B-SF30 | 200 | 300 | 266,67 | 0,0076 | 800 | 10 | 61,9 | 0,38 | 60 | 0,75 | 103,00 |
| | BS-B-SF50 | 200 | 300 | 266,67 | 0,0076 | 800 | 10 | 54,7 | 0,64 | 60 | 0,75 | 107,50 |
| Ding et al. (2012) | SF20 - ∞ | 100 | 150 | 122 | 0,0330 | 480 | 10 | 36 | 0,25 | 60 | 0,75 | 24,00 |
| | SF40 - ∞ | 100 | 150 | 122 | 0,0330 | 480 | 10 | 32,5 | 0,50 | 60 | 0,75 | 36,11 |
| | SF60 - ∞ | 100 | 150 | 122 | 0,0330 | 480 | 10 | 41,2 | 0,76 | 60 | 0,75 | 37,33 |
| Ding et al. (2011) | SFSCCB25 - ∞ | 200 | 300 | 262 | 0,0281 | 786 | 10 | 35,9 | 0,32 | 35 | 0,55 | 105,26 |
| | SFSCCB25 - ∞ | 200 | 300 | 262 | 0,0281 | 786 | 10 | 41,7 | 0,64 | 35 | 0,55 | 140,56 |
| Aoude e Cohen (2014) | M15-0.5% | 125 | 250 | 210,52 | 0,0153 | 800 | 12 | 59,4 | 0,50 | 30 | 0,55 | 43,00 |
| | M15-1.0% | 125 | 250 | 210,52 | 0,0153 | 800 | 12 | 51,5 | 1,00 | 30 | 0,55 | 48,00 |
| | M15-1.5% | 125 | 250 | 210,52 | 0,0153 | 800 | 12 | 55,8 | 1,50 | 30 | 0,55 | 46,00 |
| | M15-0.5%H | 125 | 250 | 210,52 | 0,0153 | 800 | 12 | 49,6 | 0,50 | 30 | 0,38 | 45,00 |
| | M15-0.75%H | 125 | 250 | 210,52 | 0,0153 | 800 | 12 | 46 | 0,75 | 30 | 0,38 | 48,00 |
| | M15-1.5%5D | 125 | 250 | 210,52 | 0,0227 | 800 | 12 | 52,8 | 1,50 | 60 | 0,92 | 52,00 |
| | M 20-0.75% | 125 | 250 | 210,52 | 0,0227 | 800 | 12 | 49,7 | 0,75 | 30 | 0,55 | 44,00 |
| | M 20-1.0% | 125 | 250 | 210,52 | 0,0227 | 800 | 12 | 51,5 | 1,00 | 30 | 0,55 | 58,00 |
| | M 20-1.0%A | 125 | 250 | 210,52 | 0,0227 | 800 | 12 | 54,5 | 1,00 | 30 | 0,55 | 59,00 |
| M 20-1.5%A | 125 | 250 | 210,52 | 0,0227 | 800 | 12 | 50,5 | 1,50 | 30 | 0,55 | 62,00 | |
| Hameed e Al-Sherrawi (2018) | B02-SF0.5-SH | 150 | 200 | 177 | 0,0151 | 530 | 10 | 40 | 0,50 | 50 | 1,05 | 65,00 |

Tabela A-1 – Descrição do banco de dados

(continua)

| Autor | Viga | b (mm) | h (mm) | d (mm) | ρ_1 | a (mm) | da (mm) | fc (MPa) | Vf (%) | Lf (mm) | Df (mm) | Vu (kN) |
|--------------------------------|---------------|-------------------|-------------------|-------------------|----------------------------|-------------------|--------------------|---------------------|---------------|----------------|--------------------|--------------------|
| Hameed e Al-Sherrawi (2018) | B03-SF0.75-SH | 150 | 200 | 177 | 0,0151 | 530 | 10 | 40 | 0,75 | 50 | 1,05 | 70,00 |
| | B04-SF1-SH | 150 | 200 | 177 | 0,0151 | 530 | 10 | 40 | 1,00 | 50 | 1,05 | 77,50 |
| El-Dieb et al. (2014) | S28-VF1 | 120 | 220 | 182 | 0,0575 | 600 | 10 | 28 | 0,40 | 35 | 0,55 | 62,50 |
| | S28-VF2 | 120 | 220 | 182 | 0,0575 | 600 | 10 | 28 | 0,80 | 35 | 0,55 | 77,00 |
| | S28-VF3 | 120 | 220 | 182 | 0,0575 | 600 | 10 | 28 | 1,20 | 35 | 0,55 | 120,00 |
| | D28-VF1 | 120 | 220 | 182 | 0,0575 | 400 | 10 | 28 | 0,40 | 35 | 0,55 | 78,00 |
| | D28-VF2 | 120 | 220 | 182 | 0,0575 | 400 | 10 | 28 | 0,80 | 35 | 0,55 | 146,00 |
| | D28-VF3 | 120 | 220 | 182 | 0,0575 | 400 | 10 | 28 | 1,20 | 35 | 0,55 | 134,00 |
| | S100-VF1 | 120 | 220 | 182 | 0,0575 | 600 | 10 | 100 | 0,40 | 35 | 0,55 | 84,00 |
| | S100-VF2 | 120 | 220 | 182 | 0,0575 | 600 | 10 | 100 | 0,80 | 35 | 0,55 | 100,00 |
| | S100-VF3 | 120 | 220 | 182 | 0,0575 | 600 | 10 | 100 | 1,20 | 35 | 0,55 | 125,00 |
| AlTaan e Al-Neimee (2012) | M0.35-1.5-1 | 200 | 150 | 167 | 0,0120 | 250 | 12,5 | 38,3 | 0,35 | 16 | 0,78 | 137,30 |
| | M0.35-1.5-2 | 200 | 150 | 167 | 0,0120 | 290 | 12,5 | 38,3 | 0,35 | 16 | 0,78 | 90,70 |
| | M0.35-1.5-3 | 200 | 150 | 167 | 0,0120 | 330 | 12,5 | 38,3 | 0,35 | 16 | 0,78 | 75,90 |
| | M0.35-1.5-4 | 200 | 150 | 167 | 0,0120 | 370 | 12,5 | 38,3 | 0,35 | 16 | 0,78 | 56,40 |
| | M0.35-1.5-5 | 200 | 150 | 167 | 0,0120 | 410 | 12,5 | 38,3 | 0,35 | 16 | 0,78 | 51,40 |
| | M0.35-1.5-6 | 200 | 150 | 167 | 0,0120 | 450 | 12,5 | 38,3 | 0,35 | 16 | 0,78 | 49,10 |
| | M0.7-1.7-1 | 200 | 150 | 167 | 0,0120 | 250 | 12,5 | 39,1 | 0,70 | 16 | 0,78 | 139,30 |
| | M0.7-1.7-2 | 200 | 150 | 167 | 0,0120 | 290 | 12,5 | 39,1 | 0,70 | 16 | 0,78 | 108,50 |
| | M0.7-1.7-3 | 200 | 150 | 167 | 0,0120 | 330 | 12,5 | 39,1 | 0,70 | 16 | 0,78 | 89,60 |
| | M0.7-1.7-4 | 200 | 150 | 167 | 0,0120 | 370 | 12,5 | 39,1 | 0,70 | 16 | 0,78 | 60,60 |
| | M0.7-1.7-5 | 200 | 150 | 167 | 0,0120 | 410 | 12,5 | 39,1 | 0,70 | 16 | 0,78 | 55,90 |
| | M0.7-1.7-6 | 200 | 150 | 167 | 0,0120 | 450 | 12,5 | 39,1 | 0,70 | 16 | 0,78 | 51,40 |

Tabela A-1 – Descrição do banco de dados

(continua)

| Autor | Viga | b (mm) | h (mm) | d (mm) | ρ_1 | a (mm) | da (mm) | fc (MPa) | Vf (%) | Lf (mm) | Df (mm) | Vu (kN) |
|------------------------------|-------------|-------------------|-------------------|-------------------|----------------------------|-------------------|--------------------|---------------------|---------------|----------------|--------------------|--------------------|
| AlTaan e Al-Neimee (2012) | M1.05-1.9-1 | 200 | 150 | 167 | 0,0120 | 250 | 12,5 | 39,4 | 1,05 | 16 | 0,78 | 142,30 |
| | M1.05-1.9-2 | 200 | 150 | 167 | 0,0120 | 290 | 12,5 | 39,4 | 1,05 | 16 | 0,78 | 117,50 |
| | M1.05-1.9-3 | 200 | 150 | 167 | 0,0120 | 330 | 12,5 | 39,4 | 1,05 | 16 | 0,78 | 97,40 |
| | M1.05-1.9-4 | 200 | 150 | 167 | 0,0120 | 370 | 12,5 | 39,4 | 1,05 | 16 | 0,78 | 63,60 |
| | M1.05-1.9-5 | 200 | 150 | 167 | 0,0120 | 410 | 12,5 | 39,4 | 1,05 | 16 | 0,78 | 58,90 |
| | M1.05-1.9-6 | 200 | 150 | 167 | 0,0120 | 450 | 12,5 | 39,4 | 1,05 | 16 | 0,78 | 56,40 |
| Adam et al. (2016) | B2 | 150 | 450 | 425 | 0,0035 | 425 | 10 | 27 | 0,50 | 50 | 1,00 | 164,65 |
| | B3 | 150 | 450 | 425 | 0,0035 | 425 | 10 | 27 | 0,75 | 50 | 1,00 | 174,25 |
| | B4 | 150 | 450 | 425 | 0,0035 | 425 | 10 | 27 | 1,00 | 50 | 1,00 | 93,75 |
| | B7 | 150 | 450 | 425 | 0,0035 | 425 | 10 | 27 | 1,00 | 50 | 1,00 | 199,50 |
| | B8 | 150 | 450 | 425 | 0,0035 | 425 | 10 | 27 | 1,00 | 50 | 1,00 | 222,60 |
| | B9 | 150 | 450 | 425 | 0,0035 | 340 | 10 | 27 | 1,00 | 50 | 1,00 | 257,20 |
| | B10 | 150 | 450 | 416,57 | 0,0036 | 250 | 10 | 27 | 1,00 | 50 | 1,00 | 298,85 |
| | B11 | 150 | 450 | 425 | 0,0035 | 425 | 10 | 27 | 1,00 | 50 | 1,00 | 151,20 |
| B12 | 150 | 450 | 425 | 0,0035 | 425 | 10 | 27 | 1,00 | 50 | 1,00 | 220,85 | |
| Praveen e Rao (2018) | SFRSCC30-0 | 100 | 200 | 180 | 0,0126 | 360 | 20 | 48,76 | 0,50 | 30 | 0,50 | 42,12 |
| | SFRSCC70-0 | 100 | 200 | 180 | 0,0126 | 360 | 20 | 86,66 | 0,50 | 30 | 0,50 | 45,90 |
| Rawashdeh (2015) | S28-VF1 | 120 | 220 | 178 | 0,0588 | 700 | 10 | 34,52 | 0,40 | 35 | 0,55 | 63,30 |
| | S28-VF2 | 120 | 220 | 178 | 0,0588 | 700 | 10 | 34,52 | 0,80 | 35 | 0,55 | 78,30 |
| | S28-VF3 | 120 | 220 | 178 | 0,0588 | 700 | 10 | 34,52 | 1,20 | 35 | 0,55 | 120,50 |
| | D28-VF1 | 120 | 220 | 178 | 0,0588 | 400 | 10 | 34,52 | 0,40 | 35 | 0,55 | 78,80 |

Tabela A-1 – Descrição do banco de dados

(continua)

| Autor | Viga | b (mm) | h (mm) | d (mm) | ρ_1 | a (mm) | d_a (mm) | f_c (MPa) | V_f (%) | L_f (mm) | D_f (mm) | V_u (kN) |
|-------------------------|--------------|-------------------|-------------------|-------------------|----------------------------|-------------------|-------------------------------|--------------------------------|--------------------------|---------------------------|-------------------------------|-------------------------------|
| Rawashdeh (2015) | D28-VF2 | 120 | 220 | 178 | 0,0588 | 400 | 10 | 34,52 | 0,80 | 35 | 0,55 | 146,20 |
| | D28-VF3 | 120 | 220 | 178 | 0,0588 | 400 | 10 | 34,52 | 1,20 | 35 | 0,55 | 134,50 |
| | S60-VF1 | 120 | 220 | 178 | 0,0588 | 700 | 10 | 61,7 | 0,40 | 35 | 0,55 | 122,30 |
| | S60-VF2 | 120 | 220 | 178 | 0,0588 | 700 | 10 | 61,7 | 0,80 | 35 | 0,55 | 123,60 |
| | S60-VF3 | 120 | 220 | 178 | 0,0588 | 700 | 10 | 61,7 | 1,20 | 35 | 0,55 | 106,60 |
| | D60-VF1 | 120 | 220 | 178 | 0,0588 | 400 | 10 | 61,7 | 0,40 | 35 | 0,55 | 115,70 |
| | D60-VF2 | 120 | 220 | 178 | 0,0588 | 400 | 10 | 61,7 | 0,80 | 35 | 0,55 | 132,00 |
| | D60-VF3 | 120 | 220 | 178 | 0,0588 | 400 | 10 | 61,7 | 1,20 | 35 | 0,55 | 149,20 |
| | S100-VF1 | 120 | 220 | 178 | 0,0588 | 700 | 10 | 95,14 | 0,40 | 35 | 0,55 | 84,00 |
| | S100-VF2 | 120 | 220 | 178 | 0,0588 | 700 | 10 | 95,14 | 0,80 | 35 | 0,55 | 101,80 |
| | S100-VF3 | 120 | 220 | 178 | 0,0588 | 700 | 10 | 95,14 | 1,20 | 35 | 0,55 | 126,20 |
| | D100-VF1 | 120 | 220 | 178 | 0,0588 | 400 | 10 | 95,14 | 0,40 | 35 | 0,55 | 140,90 |
| Kannam e Sarella (2018) | SFRSCC30-360 | 100 | 200 | 180 | 0,0126 | 360 | 20 | 48,76 | 0,50 | 30 | 0,50 | 51,18 |
| | SFRSCC30-360 | 100 | 200 | 180 | 0,0126 | 360 | 20 | 48,76 | 0,50 | 30 | 0,50 | 61,29 |
| | SFRSCC70-360 | 100 | 200 | 180 | 0,0286 | 360 | 20 | 86,66 | 0,50 | 30 | 0,50 | 69,42 |
| | SFRSCC70-360 | 100 | 200 | 180 | 0,0286 | 360 | 20 | 86,66 | 0,50 | 30 | 0,50 | 79,40 |
| Cuenca et al. (2015) | H-45/50BN | 90 | 350 | 333,33 | 0,0343 | 1000 | 12 | 84,88 | 1,57 | 50 | 1,11 | 69,00 |
| | H-65/40BN | 90 | 350 | 333,33 | 0,0343 | 1000 | 12 | 92,22 | 1,57 | 40 | 0,62 | 65,00 |
| | H-80/50BN | 90 | 350 | 333,33 | 0,0343 | 1000 | 12 | 96,34 | 1,57 | 50 | 0,63 | 63,50 |
| | H-80/30BP | 90 | 350 | 333,33 | 0,0343 | 1000 | 12 | 83,6 | 1,57 | 30 | 0,38 | 94,00 |
| | H-80/40BP | 90 | 350 | 333,33 | 0,0343 | 1000 | 12 | 91,14 | 1,57 | 40 | 0,50 | 112,50 |
| | M-45/50BN | 90 | 350 | 333,33 | 0,0343 | 1000 | 12 | 51,03 | 1,57 | 50 | 1,11 | 67,50 |
| | M-65/40BN | 90 | 350 | 333,33 | 0,0343 | 1000 | 12 | 45,3 | 1,57 | 40 | 0,62 | 55,00 |

Tabela A-1 – Descrição do banco de dados

(conclusão)

| Autor | Viga | b (mm) | h (mm) | d (mm) | ρ_1 | a (mm) | da (mm) | fc (MPa) | Vf (%) | Lf (mm) | Df (mm) | Vu (kN) |
|----------------------|-------------|-------------------|-------------------|-------------------|----------------------------|-------------------|--------------------|---------------------|---------------|----------------|--------------------|--------------------|
| Cuenca et al. (2015) | M-80/50BN | 90 | 350 | 333,33 | 0,0343 | 1000 | 12 | 39,58 | 1,57 | 50 | 0,63 | 50,00 |
| | M-80/30BP | 90 | 350 | 333,33 | 0,0343 | 1000 | 12 | 49,67 | 1,57 | 30 | 0,38 | 92,50 |
| | M-80/40BP | 90 | 350 | 333,33 | 0,0343 | 1000 | 12 | 42,98 | 1,57 | 40 | 0,50 | 80,00 |

Fonte: Autoria própria (2020).

APÊNDICE B

Figura B- 1 - Quantidade de vigas por intervalo do método DPC para Narayanan e Darwish (1987)

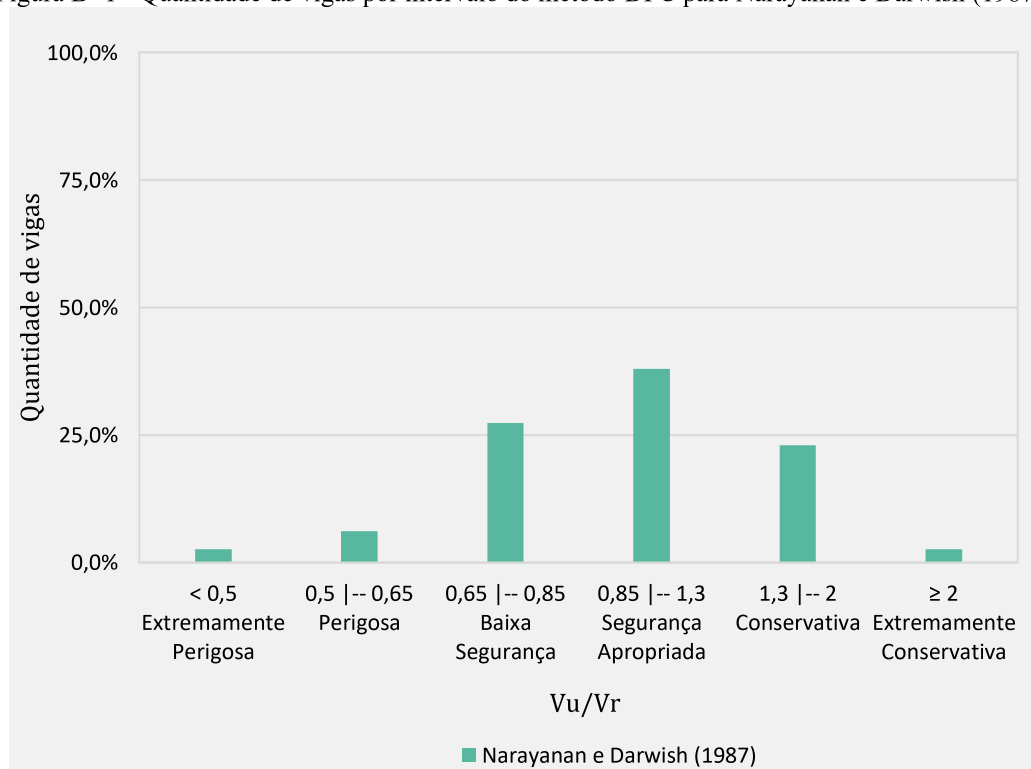


Figura B- 2 - Quantidade de vigas por intervalo do método DPC para Sharma (1987)

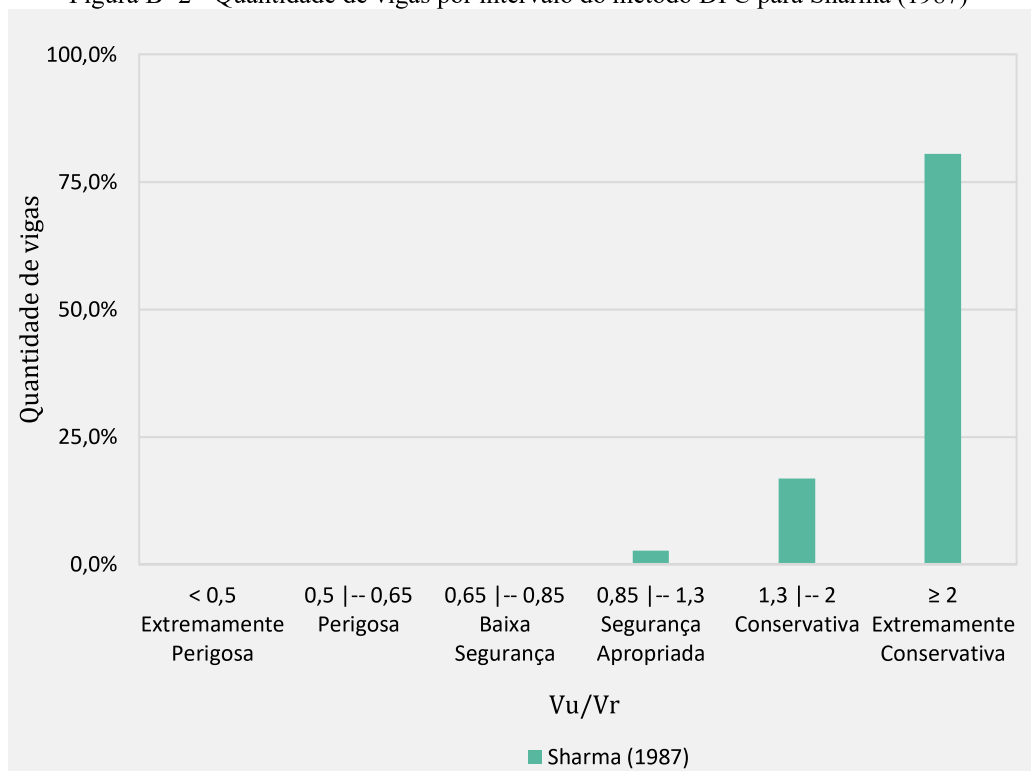
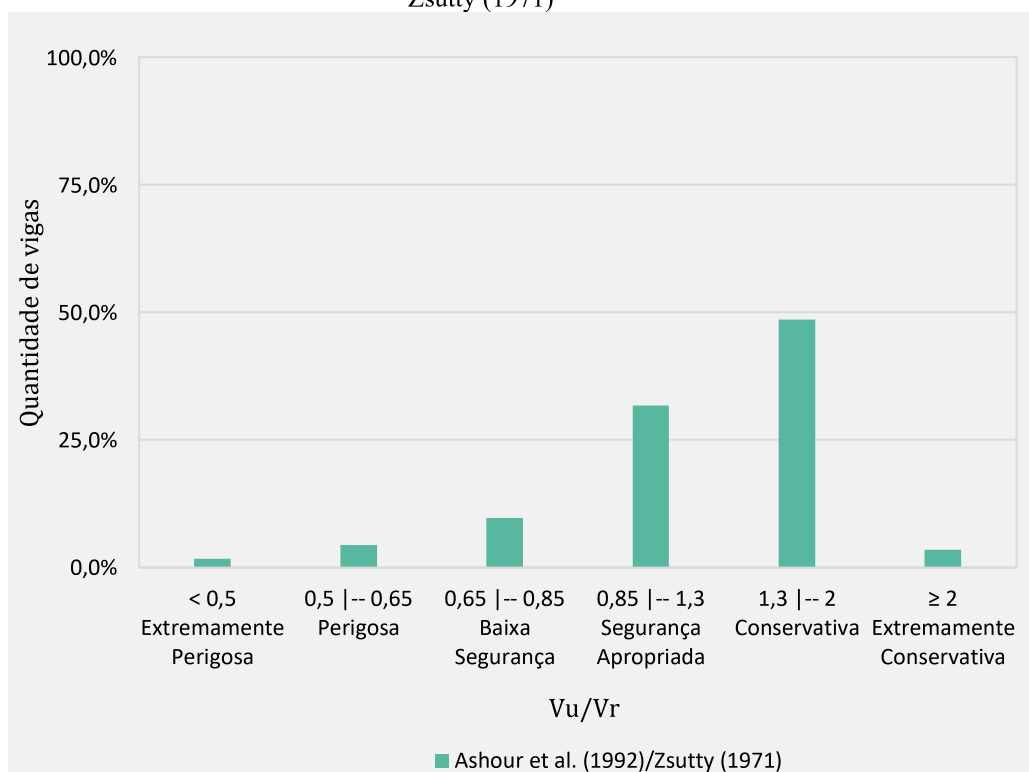
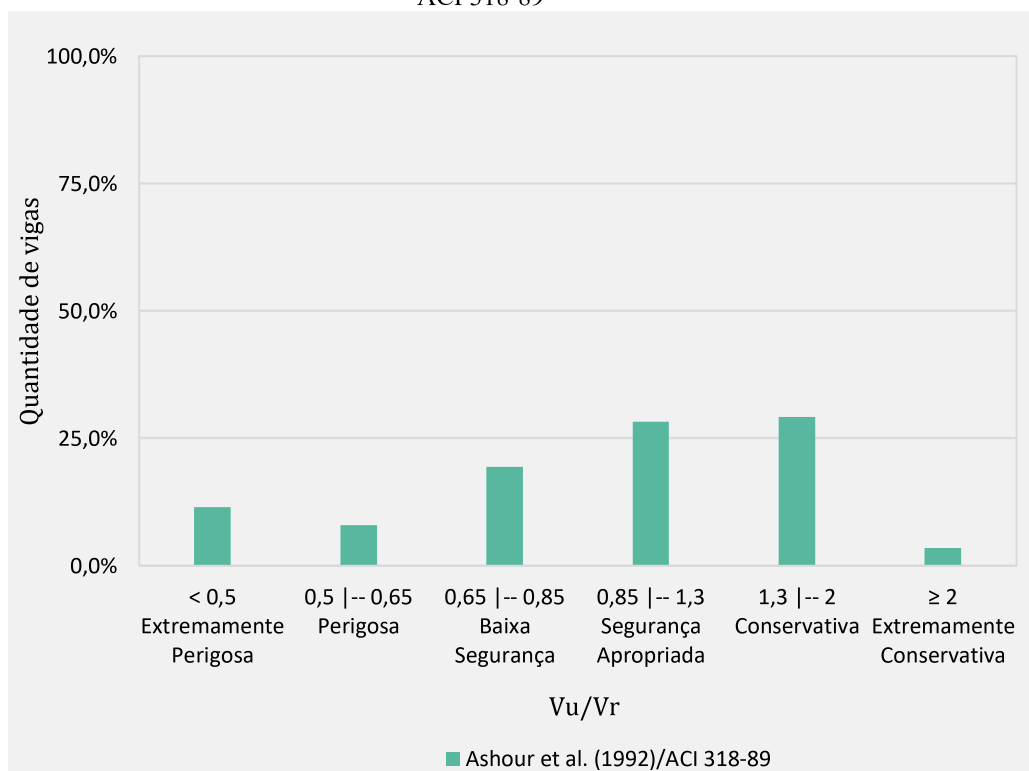


Figura B- 3 - Quantidade de vigas por intervalo do método DPC para Ashour et al. (1992) baseada em Zsutty (1971)



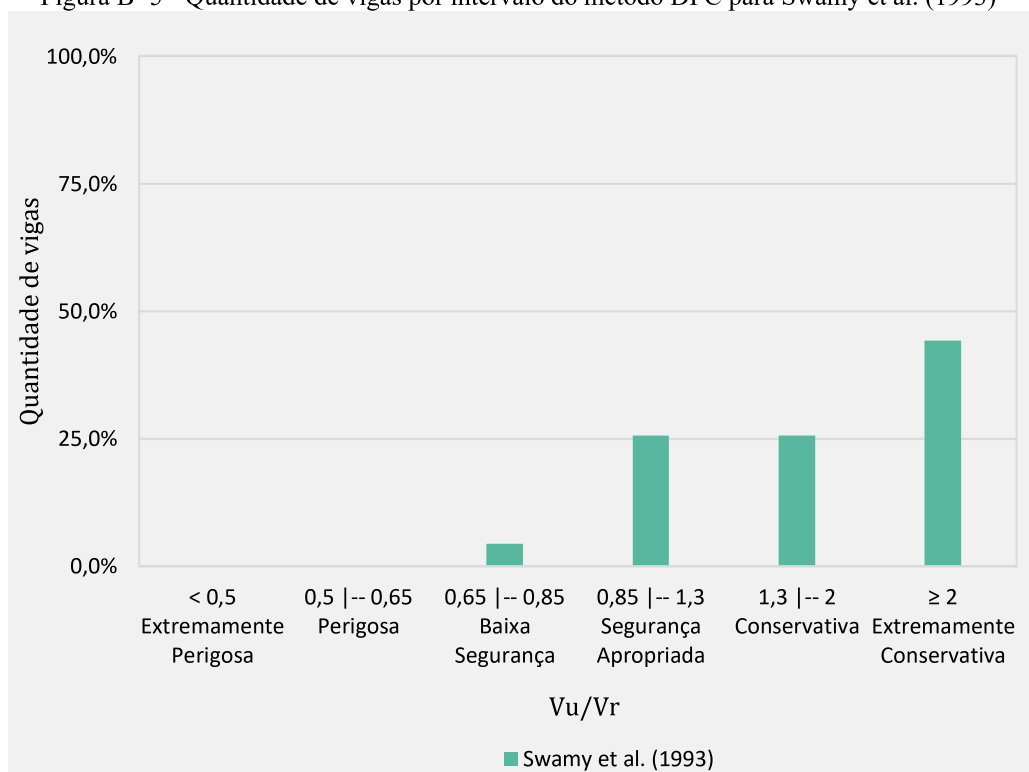
Fonte: autoria própria (2020)

Figura B- 4 - Quantidade de vigas por intervalo do método DPC para Ashour et al. (1992) baseada no ACI 318-89



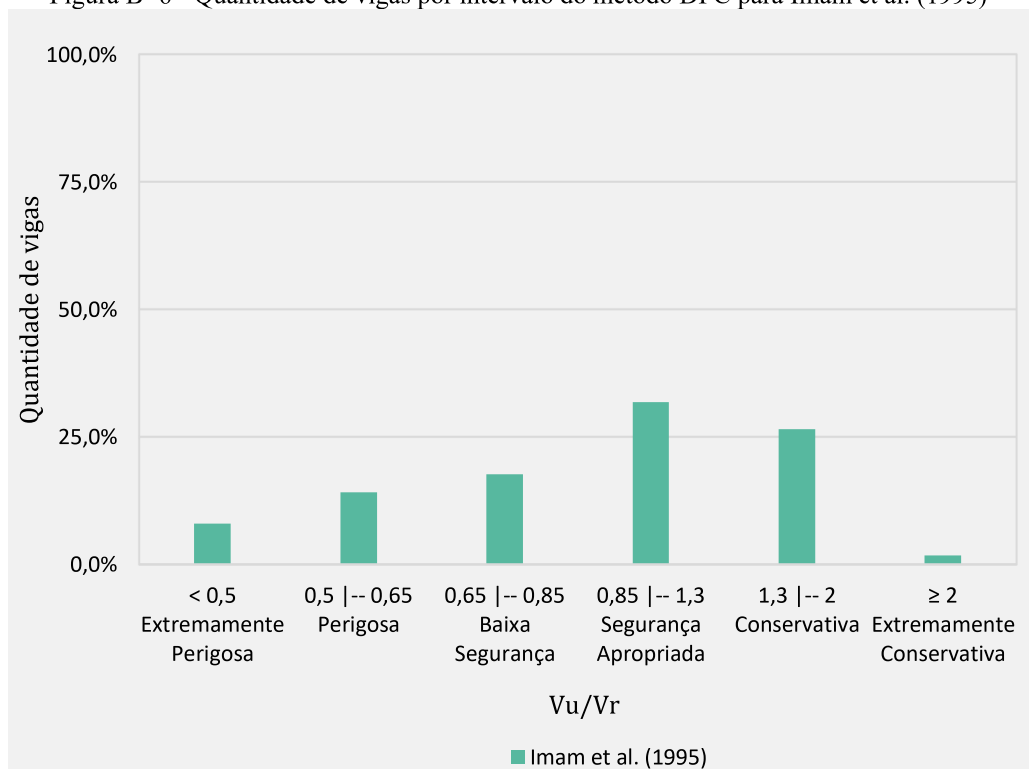
Fonte: autoria própria (2020).

Figura B- 5 - Quantidade de vigas por intervalo do método DPC para Swamy et al. (1993)



Fonte: autoria própria (2020).

Figura B- 6 - Quantidade de vigas por intervalo do método DPC para Imam et al. (1995)



Fonte: autoria própria (2020).

Figura B- 7 - Quantidade de vigas por intervalo do método DPC para Khuntia et al. (1999)

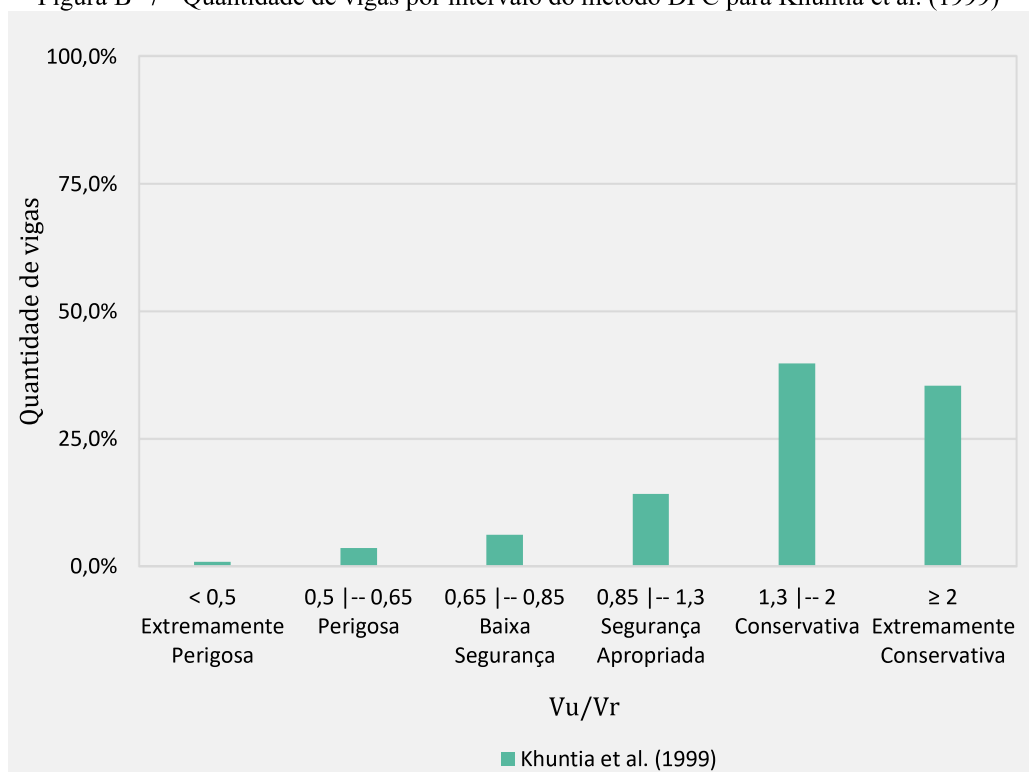


Figura B- 8 - Quantidade de vigas por intervalo do método DPC para Kwak et al. (2002)

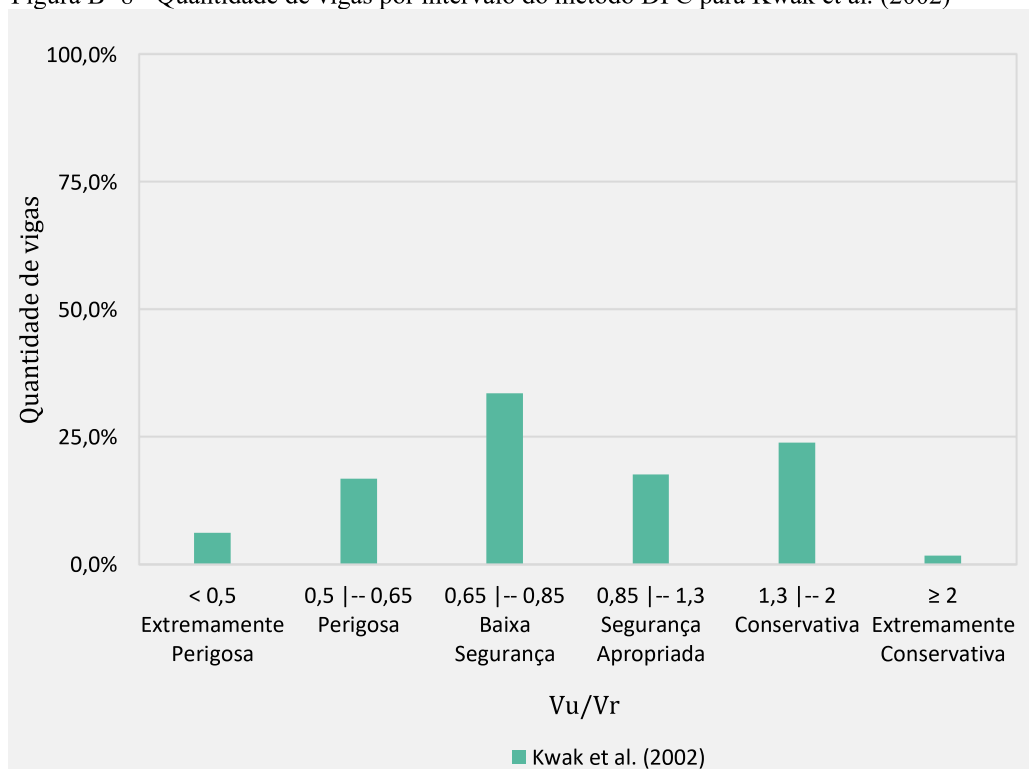
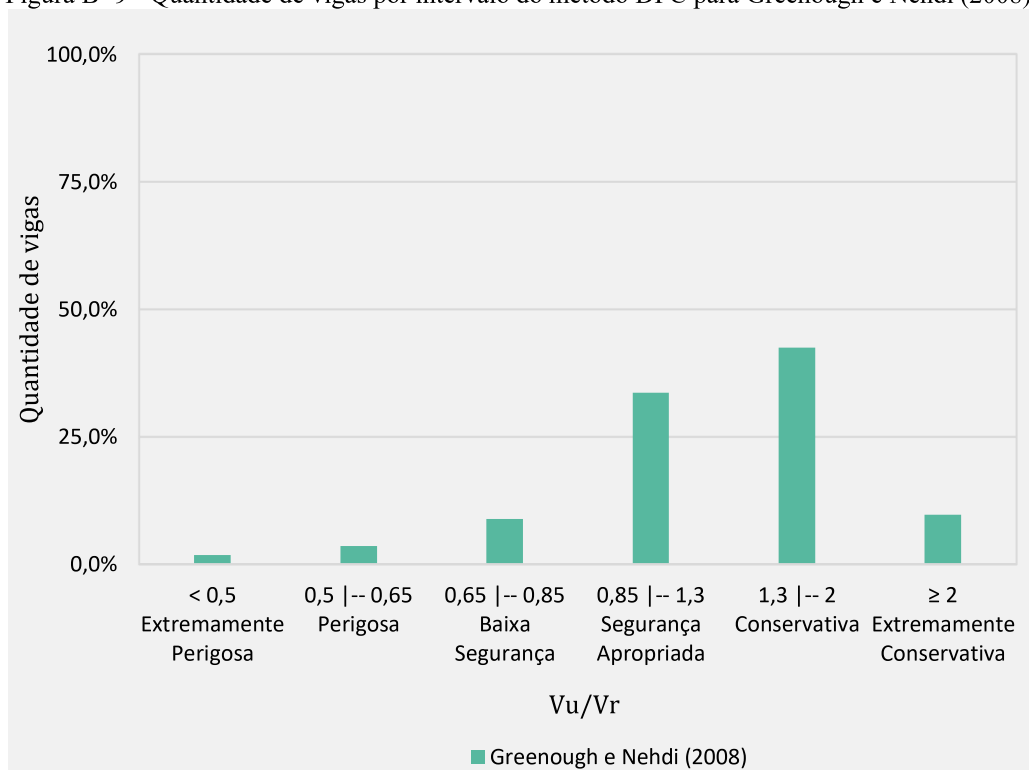
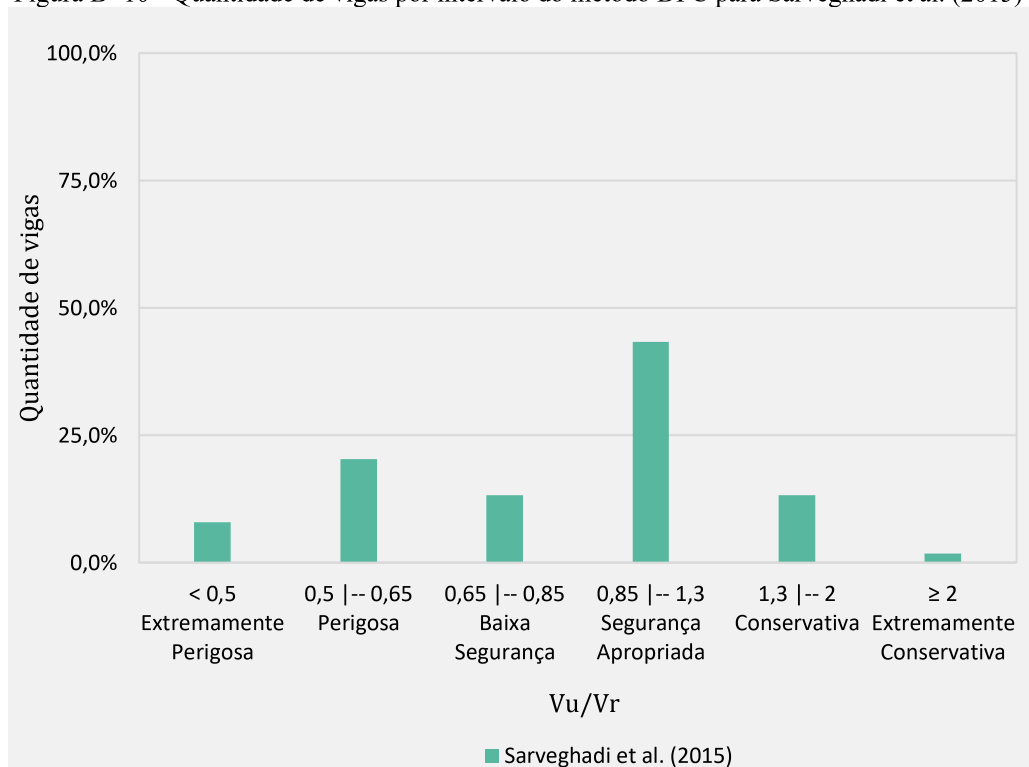


Figura B- 9 - Quantidade de vigas por intervalo do método DPC para Greenough e Nehdi (2008)



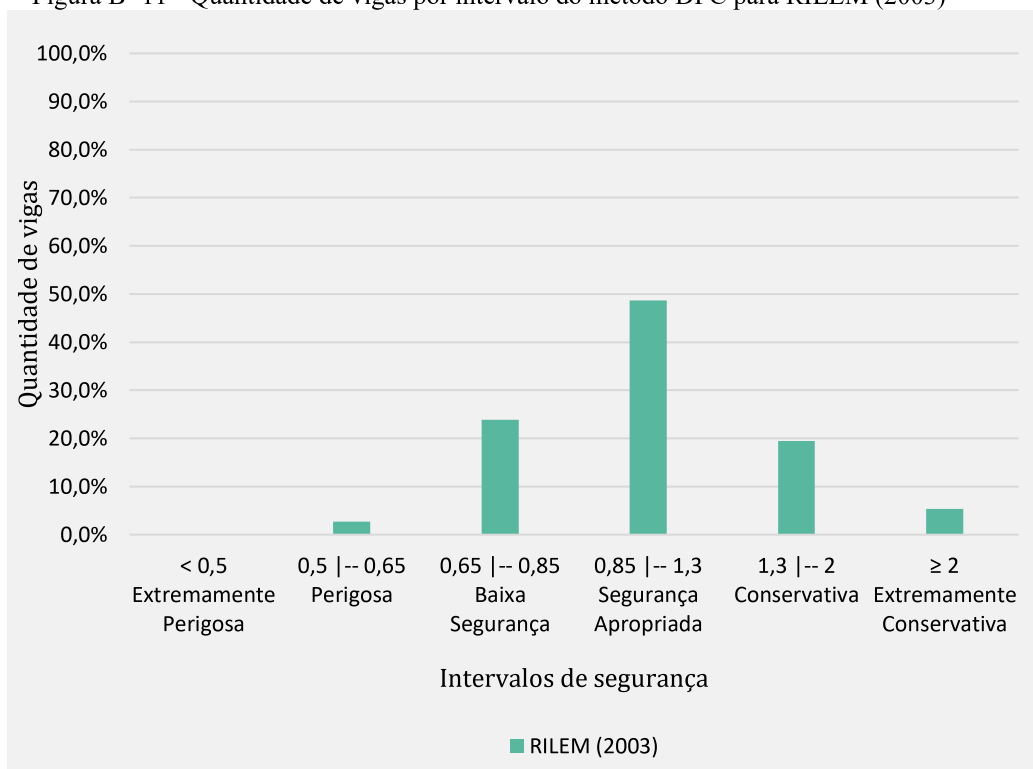
Fonte: autoria própria (2020).

Figura B- 10 - Quantidade de vigas por intervalo do método DPC para Sarveghadi et al. (2015)



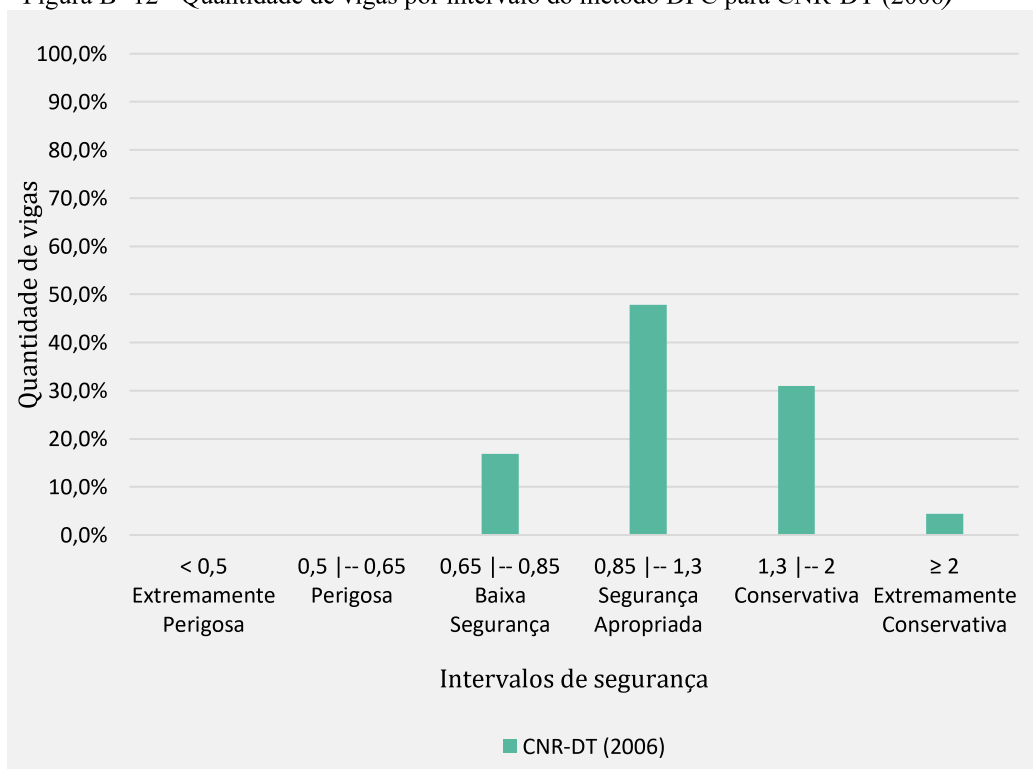
Fonte: autoria própria (2020).

Figura B- 11 - Quantidade de vigas por intervalo do método DPC para RILEM (2003)



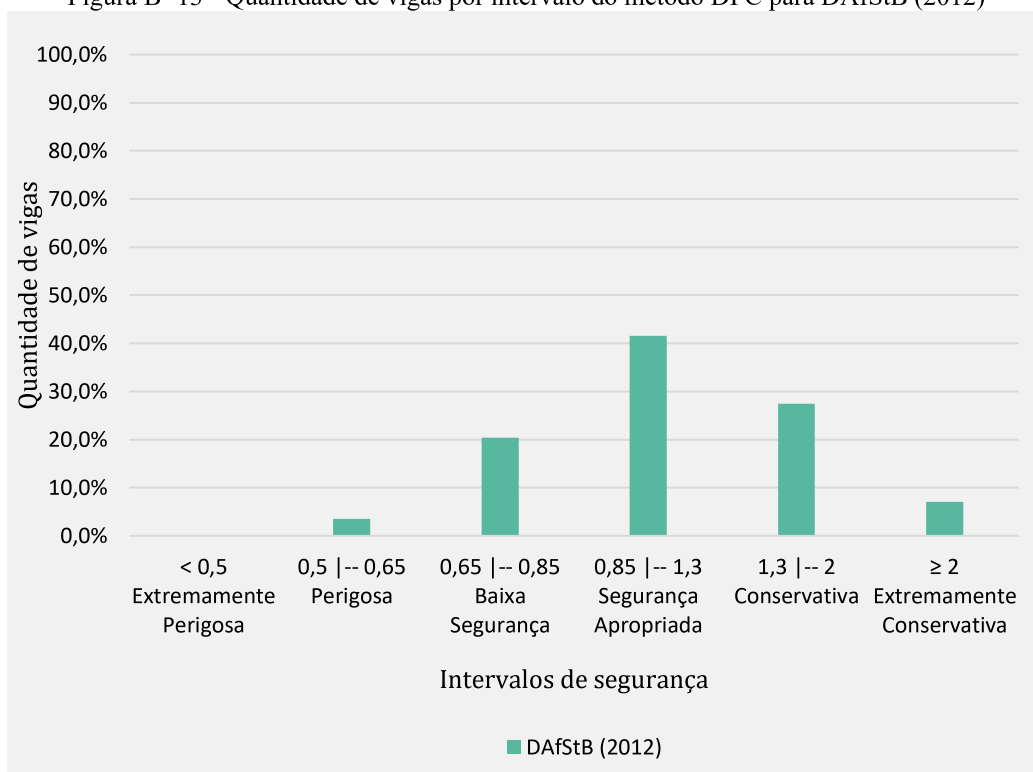
Fonte: autoria própria (2020).

Figura B- 12 - Quantidade de vigas por intervalo do método DPC para CNR-DT (2006)



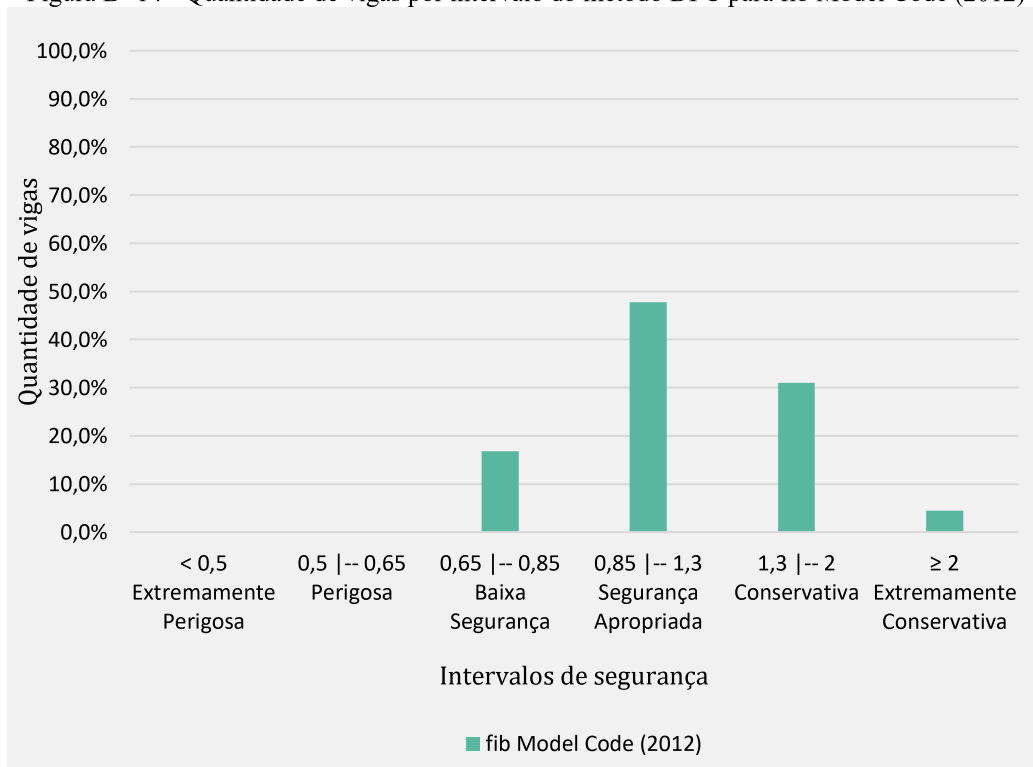
Fonte: autoria própria (2020).

Figura B- 13 - Quantidade de vigas por intervalo do método DPC para DAfStB (2012)



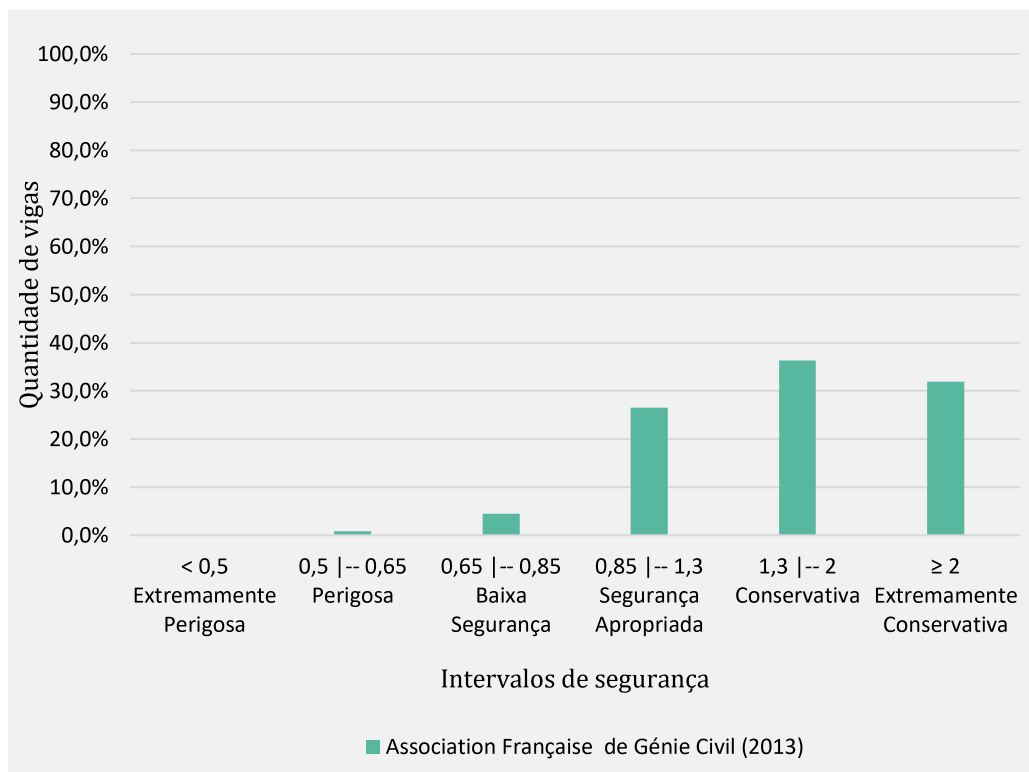
Fonte: autoria própria (2020).

Figura B- 14 - Quantidade de vigas por intervalo do método DPC para fib Model Code (2012)



Fonte: autoria própria (2020).

Figura B- 15 - Quantidade de vigas por intervalo do método DPC para Association Française de Génie Civil (2013)



Fonte: autoria própria (2020).