

UFPA

PPGEC

Universidade Federal do Pará



Marcelo Carlos Maia dos Santos

Arrancamento de *studs* em concreto geopolimérico com fibras de aço

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

Instituto de Tecnologia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

Dissertação orientada pelo Professor Dr. Dênio Ramam Carvalho
de Oliveira

Belém – Pará – Brasil

2024

Universidade Federal do Pará
Instituto de Tecnologia
Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil



Marcelo Carlos Maia dos Santos

Arrancamento de *studs* em concreto geopolimérico com fibras de aço

Dissertação de Mestrado

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Pará como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientação: Professor Dênio Ramam Carvalho de Oliveira

Belém
2024

CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: Marcelo Carlos Maia dos Santos

TÍTULO: Arrancamento de *studs* em concreto geopolimérico com fibras de aço.

GRAU: Mestre ANO: 2024

É concedida à Universidade Federal do Pará permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte dessa dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem autorização por escrito do autor.

Marcelo Carlos Maia dos Santos

Travessa Curuzú, nº 1224. Pedreira.

66.085-110. Belém – PA – Brasil.

**Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP) de acordo com ISBD
Sistema de Bibliotecas da Universidade Federal do Pará
Gerada automaticamente pelo módulo Ficat, mediante os dados fornecidos pelo(a)
autor(a)**

S237a Santos, Marcelo Carlos Maia dos.
Arrancamento de studs em concreto geopolimérico com
fibras de aço / Marcelo Carlos Maia dos Santos. — 2024.
XXVIII, 147. f. : il. color.

Orientador(a): Prof. Dr. Dênio Ramam Carvalho de
Oliveira
Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Pará,
Instituto de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil, Belém, 2024.

1. Arrancamento de pino. 2. Studs. 3. Geopolímero.
4. Fibras de aço. 5. Ancoragem . I. Título.

CDD 624.1834

ARRANCAMENTO DE STUDS EM CONCRETO GEOPOLIMÉRICO COM FIBRAS DE AÇO

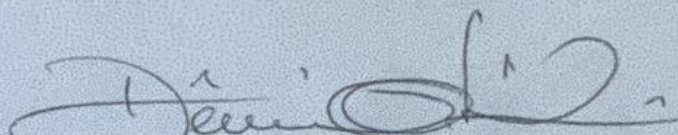
AUTOR:

MARCELO CARLOS MAIA DOS SANTOS

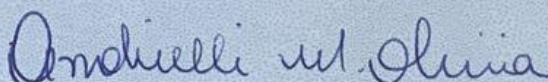
DISSERTAÇÃO SUBMETIDA À BANCA
EXAMINADORA APROVADA PELO COLEGIADO DO
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM
ENGENHARIA CIVIL DO INSTITUTO DE
TECNOLOGIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO
PARÁ, COMO REQUISITO PARA OBTENÇÃO DO
GRAU DE MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL NA
ÁREA DE ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL.

APROVADO EM: 12 / 06 / 2024.

BANCA EXAMINADORA:



Prof. Dr. Dênio Ramam Carvalho de Oliveira
Orientador (UFPA)



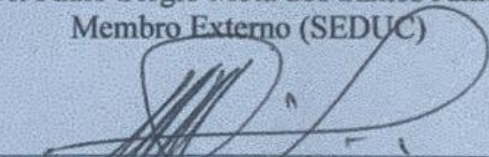
Profa. Dra. Andrielli Moraes de Oliveira
Membro Externo (UFPA)

Documento assinado digitalmente
gouv
BERNARDO NUNES DE MORAES NETO
Data de emissão: 12/06/2024 10:00
Verifique em: https://validar.ufpa.br

Prof. Dr. Bernardo Nunes de Moraes Neto
Membro Externo (UFPA)

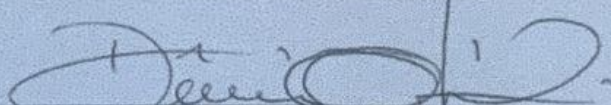
Documento assinado digitalmente
gouv
PAULO SÉRGIO MOTA DOS SANTOS JUNIOR
Data de emissão: 12/06/2024 10:00
Verifique em: https://validar.ufpa.br

Dr. Paulo Sérgio Mota dos Santos Junior
Membro Externo (SEDUC)



Prof. Dr. Alcebiades Negrão Macêdo
Membro Interno (UFPA)

Visto:



Prof. Dr. Dênio Ramam Carvalho de Oliveira
Coordenador do PPGEC / ITEC / UFPA

Universidade Federal do Pará
Instituto de Tecnologia
Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil



Marcelo Carlos Maia dos Santos

Arrancamento de *studs* em concreto geopolimérico com fibras de aço

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Pará como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil. Aprovada pela Comissão Examinadora abaixo.

Prof. Dr. Dênio Ramam Carvalho de Oliveira

Orientador
Universidade Federal do Pará – UFPA

Prof. Dr. Alcebíades Negrão Macedo

Membro Interno
Universidade Federal do Pará – UFPA

Prof. Dra. Andrielli Moraes de Oliveira

Membro Externo
Universidade Federal de Goiás – UFG

Prof. Dr. Bernardo Nunes de Moraes Neto

Membro Externo
Universidade Federal do Pará – UFPA

Prof. Dr. Paulo Sérgio Mota dos Santos Júnior

Membro Externo
Secretaria de Educação do Estado do Pará– SEDUC

Belém, 2024.

“Gratidão gera gratidão e lamúria gera lamúria”
Meishu Sama

Dedico esse trabalho primeiramente a Deus e Meishu Sama pela graça da vida. Aos meus Pais Antonio Carlos Cravo dos Santos e Maria Josina Maia dos Santos, a minha irmã Marcela Maia dos Santos e a minha noiva Cinara Farias Miranda pelo apoio e incentivo que recebi durante essa caminhada.

A minha sogra Ducirene da Silva Farias e minha madrinha Suely Nazare Maia da Rocha por me proporcionarem suporte físico durante o mestrado.

Aos meus avós Tiburcio dos Santos e Alderina das Chagas Maia (*in memoriam*) pela saudosa companhia e conhecimento compartilhado.

Agradecimentos

Ao meu orientador Dênio Ramam Carvalho de Oliveira, pela disposição e prontidão demonstrada sempre que precisei, pela sua indispensável orientação dedicada a elaboração deste trabalho.

Aos professores e a secretária do PPGEC, Marcelo Picanço, Alcebíades Macedo e Sanny Assis.

Aos meus amigos Ygor Paes, Alex, Andrieli Lima, Fred Maurício, Eloísa Azevedo, Maria Tamires pelo apoio e incentivo durante esse tempo de curso e ter tornado esse período o mais leve possível.

A CAPES pelo apoio financeiro e pela concretização desta pesquisa e de tantas outras.

Resumo

SANTOS, M. C. M. **Arrancamento de *studs* em concreto geopolimérico com fibras de aço.** Dissertação de Mestrado, Instituto de Tecnologia, Universidade Federal do Pará, Belém, Pará, Brasil. 2024.

Este trabalho analisa experimentalmente o comportamento de *studs* com diferentes espessuras de cabeça e profundidades de embutimento ancorados centralmente em concreto geopolimérico reforçado com fibras de aço e submetidos ao ensaio de arrancamento direto. Foram moldados 16 blocos com dimensões (400 x 400 x 250) mm, sendo 4 confeccionados com concreto convencional (CC), 4 com concreto com fibra de aço (SFC), 4 com concreto geopolimérico (CG) e 4 com concreto geopolimérico com fibra de aço (CGF). O metacaulim foi utilizado como precursor e o hidróxido de sódio (NaOH) e o silicato de sódio (Na₂SiO₃) como ativadores na composição do geopolímero. A fração volumétrica das fibras foi de 1,0% e a resistência à compressão constante foi de 30 MPa. Os resultados foram analisados quanto ao ganho na carga última de arrancamento, deslocamentos e modos de falha. Quanto aos resultados, o concreto geopolimérico apresentou maior carga última ao arrancamento e deslocamento comparado ao concreto convencional. A partir da adição das fibras de aço, os *studs* apresentaram maiores cargas de ruptura e deslocamento, o que significa que as fibras atuaram como mecanismo de reforço, tendo o maior aumento em *studs* ancorados em concreto geopolimérico reforçado com fibras de aço. No que se refere ao modo de ruptura, verificou-se a ruptura de cone do concreto com a inclinação do ângulo entre 14° e 27° e por fendilhamento. Os resultados experimentais foram comparados com estimativas teóricas para o cálculo da carga de ruptura, utilizando as recomendações normativas, EOTA/ETAG N° 001 – Anexo C (1997), *fib* Bulletin 58 (FIB, 2011), ACI 318 (2019), e os métodos de cálculo propostos por pesquisadores, Fuchs *et al.* (1995), Nilforoush *et al.* (2017) e Karmokar *et al.* (2022). Em relação à análise das estimativas, através da razão $N_{u,EXP}/N_{u,TEO}$, concluiu-se que as estimativas propostas pelas normativas foram conservadoras para todos os blocos analisados. O método proposto por Fuchs *et al.* (1995) foi mais preciso para *studs* ancorados em bloco de concreto convencional, já o método proposto por Nilforoush *et al.* (2017) obteve resultados mais próximos ao experimental para *studs* embutidos em concreto geopolimérico e concreto geopolimérico com fibras de aço.

Palavras-chave

Arrancamento de pino; *Studs*; Ancoragem; Fibras de aço; Geopolímero; Concreto.

Abstract

SANTOS, M. C. M. **Resistance to pin pullout in geopolymer concrete structural elements with steel fibers.** Master's Dissertation, Institute of Technology, Federal University of Pará, Belém, Pará, Brazil. 2024.

This work experimentally analyzes the behavior of studs with different head thicknesses and embedded depths centrally anchored in geopolymer concrete reinforced with steel fibers and subjected to the direct pull-out test. Sixteen blocks with dimensions (400 x 400 x 250) mm were cast, 4 of which were made with conventional concrete (CC), 4 with steel fiber concrete (SFC), 4 with geopolymer concrete (GC), and 4 with steel fiber reinforced geopolymer concrete (GCF). Metakaolin was used as a precursor, and sodium hydroxide (NaOH) and sodium silicate (Na_2SiO_3) as activators in the geopolymer composition. The volume fraction of fibers was 1.0 %, and the constant compressive strength was 30 MPa. The results were analyzed regarding gain in ultimate pull-out load, displacements, and failure modes. As for the results, the geopolymer concrete presented greater load in the last start-up and displacement compared to conventional concrete. From the addition of steel fibers, the pins showed greater rupture and positioning loads, which means that the fibers acted as a reinforcement mechanism, with the greatest increase in pins anchored in geopolymer concrete reinforced with steel fibers. With regard to the mode of rupture, the cone rupture of the concrete is provided with an angle orientation between 14° and 27° and by splitting. The experimental results were compared with theoretical estimates for calculating the breaking load, using the normative recommendations, EOTA/ETAG N° 001 – Annex C (1997), *fib* Bulletin 58 (FIB, 2011), ACI 318 (2019), and the design methods proposed by the researchers, Fuchs *et al.* (1995), Nilforoush *et al.* (2017) and Karmokar *et al.* (2022). Regarding the analysis of the estimates, using the ratio $N_{u, EXP} / N_{u, TEO}$, it was concluded that the estimates proposed by the regulations were conservative for all developed blocks. The method proposed by Fuchs *et al.* (1995) was more accurate for studies anchored in conventional concrete blocks, whereas the method proposed by Nilforoush *et al.* (2017) obtained results closer to the experimental ones for pins embedded in geopolymer concrete and geopolymer concrete with steel fibers.

Keywords

Pull-out test; Studs; Anchoring; Steel Fiber; Geopolymer; Concrete.

Lista de Tabelas

Tabela	Página
Tabela 1 – Programa experimental.	48
Tabela 2 – Resultados experimentais.	49
Tabela 3 – Tamanho dos pinos.	52
Tabela 4 – Propriedades mecânicas e energias da fratura de concretos geopoliméricos utilizados na pesquisa e retirado da literatura.	52
Tabela 5 – Matriz de teste para os ensaios.	52
Tabela 6 – Resultados experimentais e capacidades relevantes com base em diferentes modelos de previsão.	53
Tabela 7 – Matriz de testes para concretos normais e geopoliméricos.	54
Tabela 8 – Propriedades mecânicas do concreto normal e geopolimérico obtidos no estudo e nas revisões literárias.	55
Tabela 9 – Média das capacidades resistentes experimentais dos <i>studs</i> testados no estudo. ...	55
Tabela 10 – Análise de resultados experimentais e modelos de previsão existentes pelo modelo CCD.	56
Tabela 11 – Análise de resultados experimentais e modelos de previsão existentes pelo modelo LFM.	57
Tabela 12 – Características dos blocos.	58
Tabela 13 – Resultados do ensaio de arrancamento de pino em <i>studs</i> ancorados em blocos de CC e CRFA.	59
Tabela 14 – Características dos corpos de prova.	60
Tabela 15 – Cargas de ruptura dos pinos com cabeça.	61
Tabela 16 – Cargas de ruptura dos pinos sem cabeça.	61
Tabela 17 – Características dos blocos.	71

Tabela 18 – Consumo dos materiais por traço de concreto.	75
Tabela 19 – Traço unitário do concreto geopolimérico.....	77
Tabela 20 – Propriedades físico-químicas do metacaulim.	78
Tabela 21 – Especificações técnicas do silicato de sódio.....	79
Tabela 22 – Características físicas do hidróxido de sódio.....	79
Tabela 23 – Características químicas do hidróxido de sódio.	79
Tabela 24 – Resultado do ensaio de tração uniaxial em barras de aço.....	80
Tabela 25 – Dimensões geométricas e características mecânicas da fibra de aço.	82
Tabela 26 – Quantidade de ensaios para cada traço de concreto convencional e concreto com fibras de aço.....	84
Tabela 27 – Quantidade de ensaios para cada traço de concreto geopolimérico.	88
Tabela 28 – Resultado quantitativo do ensaio de abatimento de tronco de cone.	90
Tabela 29 – Resultados dos ensaios de compressão axial.	91
Tabela 30 – Resultado do ensaio de módulo de elasticidade.	93
Tabela 31 – Resultado do ensaio de resistência à tração por compressão diametral.....	95
Tabela 32 – Resultados dos valores médios das tensões.	98
Tabela 33 – Resultado experimental das cargas de ruptura.....	99
Tabela 34 – Cargas de ruptura x deslocamentos.	107
Tabela 35 – Resultado dos modos de falha e ângulo do cone de concreto.....	109
Tabela 36 – Carga teórica de ruptura.	117
Tabela 37 – Relação entre a carga experimental e a teórica dos blocos de CC.	118
Tabela 38 – Relação entre a carga experimental e a teórica dos blocos de SFC.....	119
Tabela 39 – Relação entre a carga experimental e a teórica dos blocos de GC.	121
Tabela 40 – Relação entre a carga experimental e a teórica dos blocos de GCF.	122
Tabela 41 – Classificação segundo critério de penalidade adaptado por Collins (2001).	127
Tabela 42 – Classificação segundo o critério de Collins (2001) para os blocos ensaiados....	127

Lista de Figuras

Figura	Página
Figura 1 – Ligação entre pilar metálico e fundação.	1
Figura 2 – Modo de falhas dos studs: (a) falha de aço; (b) falha do cone de concreto; (c) falha de divisão de concreto; (d) características por falha do cone de concreto.	2
Figura 3 – Muro com tijolo reforçado com palha no Egito.	6
Figura 4 – Torre CN em Toronto-Canadá.	7
Figura 5 – Efeito “costura” proporcionado pelas fibras.	9
Figura 6 – Aglomerados de fibra de aço.....	10
Figura 7 – Curva de carga de arrancamento x deslizamento para diferentes tipos de fibras...	13
Figura 8 – Compatibilização entre fibras e agregados no CRFA: (a) CRFA não compatibilizado; (b) CRFA compatibilizado.	13
Figura 9 – Comportamento frágil e dúctil das fibras: (a) Fibra frágil – ruptura por cisalhamento; (b) Fibra dúctil – deformação plástica.....	14
Figura 10 – Curva tensão-deformação para concretos com fibras e sem fibras.....	18
Figura 11 – Comportamento do CRFA no ensaio de tração direta: (a) Comportamento softening; (b) Comportamento hardening.	19
Figura 12 – Ensaio de flexão a três pontos, segundo RILEM TC 162-TDF (2002): (a) Detalhes do ensaio (cotas em mm); (b) Exemplo de gráfico P-CMOD.	20
Figura 13 – Edifício Global Change Institute.....	22
Figura 14 – Reação de geopolimerização.....	24
Figura 15 – Geopolimerização do metacaulim em hidróxido de sódio.....	25
Figura 16 – Efeito da molaridade do NaOH no tempo de pega do concreto geopolimérico....	30
Figura 17 – Resistência à compressão simples do concreto a base de cimento Portland (CP) e a base de materiais alcalino-ativados (MAA) em função da idade.	31

Figura 18 – Resistência à compressão dos concretos adquiridas após 7 dias de cura.	32
Figura 19 – Resistência à tração na flexão da argamassa geopolimérica com 35% de escória e variação dos percentuais de Areia.	34
Figura 20 – Resultados experimentais da resistência à tração de concretos geopoliméricos em diferentes razões areia /cinzas volantes.	34
Figura 21 – Principais elementos de uma ancoragem com chumbadores.	36
Figura 22 – Tipos de solicitações: (a): Tração; (b) compressão; (c) cisalhamento; (d) tração e cisalhamento; (e) tração, cisalhamento e momento fletor.	36
Figura 23 – Mecanismos de transferência de esforços entre o concreto e aço em conectores com cabeça: (a) Adesão química; (b) Atrito (com pressão externa); (c) Ação mecânica.	37
Figura 24 – Ancoragem mecânica em barras de aço.	38
Figura 25 – Diagrama esquemático de tensão de aderência x escorregamento do ensaio de arrancamento.	39
Figura 26 – Chumbadores pré-instalados: (a) Parafuso sextavado com arruela; (b) Parafuso em L; (c) Parafusos em J; (d) Pino com cabeça soldada.	40
Figura 27 – Modos de ruptura de barras tracionadas: (a) Escoamento da barra; (b) Escorregamento; (c) Cone de concreto; (d) Fendilhamento; (e) Desplacamento lateral; (f) Falha por aderência isolada e em grupo.	41
Figura 28 – Curva de deformação de carga idealizadas para ancoragem com cabeça carregadas de tensão de tração exibindo vários modos de ruptura.	43
Figura 29 – Curvas de deslocamento de carga para diferentes valores de energia de fratura.	45
Figura 30 – Relação entre carga de falha e energia de fratura.	46
Figura 31 – Influência do módulo de elasticidade na carga de falha.	46
Figura 32 – Curva de carga x deslocamento para análise da influência do diâmetro da cabeça dos conectores na carga de ruptura do cone de concreto.	47
Figura 33 – Cone de concreto idealizado e área $A^{\circ c,N}$ de um pino individual.	64
Figura 34 – Projeção da ruptura do cone de concreto	64
Figura 35 – Ângulo de ruptura proposto por Fuchs et al. (1995).	65

Figura 36 – Organograma dos blocos com concreto convencional.....	69
Figura 37 – Organograma dos blocos com concreto geopolimérico.	70
Figura 38 – Dimensões geométricas dos conectores.	72
Figura 39 – Vista lateral e superior do posicionamento dos conectores no bloco e projeção do cone de ruptura.	72
Figura 40 – Detalhe do sistema de ensaio.	73
Figura 41 – Ensaio de arrancamento de pino do programa experimental.	74
Figura 42 – Curva granulométrica do agregado graúdo do tipo brita	75
Figura 43 – Vista lateral e superior dos studs.....	81
Figura 44 – Detalhe das formas.....	81
Figura 45 – Fibras de aço 3D Dramix 80/60 BG coladas em pente.	82
Figura 46 – Materiais para mistura: (a) concreto convencional; (b) concreto reforçado com fibra de aço.....	83
Figura 47 – Prismas para ensaio a flexão em três pontos.....	84
Figura 48 – Adensamento com auxílio do vibrador de imersão: (a) adensamento no bloco de concreto; (b) adensamento nos prismas de concreto.	85
Figura 49 – Mistura: (a) soda caustica e água e o (b) hidróxido de sódio líquido.	86
Figura 50 – Solução ativadora (hidróxido de sódio mais silicato de sódio).....	86
Figura 51 – Materiais para mistura: (a) concreto convencional; (b) concreto reforçado com fibra de aço.....	87
Figura 52 – Adensamento com auxílio do vibrador de imersão: (a) adensamento no bloco de concreto geopolimérico; (b) adensamento nos prismas de concreto geopolimérico.	88
Figura 53 – Resultados qualitativos do ensaio de abatimento de tronco de cone: (a) concreto convencional (CC); (b) concreto reforçado com fibra de aço (SFC).	89
Figura 54 – Resultados qualitativos do ensaio de abatimento de tronco de cone: (a) concreto geopolimérico (CG); (b) concreto geopolimérico reforçado com fibra de aço (GCF).....	90
Figura 55 – Ensaio de compressão axial.	91
Figura 56 – Ensaio de módulo de elasticidade.	93

Figura 57 – Ensaio por compressão diametral.....	94
Figura 58 – Sistema de ensaio de resistência à tração na flexão do concreto.	97
Figura 59 – Modo de ruptura do bloco CC50T3,18: (a) formação das fissuras; (b) formato da ruptura por cone de concreto; (c) bloco após ruptura.....	110
Figura 60 – Modo de ruptura do bloco CC 50T6,35: (a) formação das fissuras; (b) formato da ruptura por cone de concreto; (c) bloco após ruptura.....	110
Figura 61 – Modo de ruptura do bloco CC 70T6,35: (a) formação das fissuras; (b) formato da ruptura por cone de concreto; (c) bloco após ruptura.....	110
Figura 62 – Modo de ruptura do bloco CC70T3,18: (a) formação das fissuras; (b) formato da ruptura por fendilhamento; (c) bloco após ruptura.....	111
Figura 63 – Modo de ruptura do bloco SFC50T3,18: (a) formação do cone de concreto e das fissuras radiais; (b) vista superior das fissuras radiais.....	111
Figura 64 – Modo de ruptura do bloco SFC50T6,35: (a) formação do cone de concreto e das fissuras radiais; (b) vista superior das fissuras radiais.....	112
Figura 65 – Modo de ruptura do bloco SFC 70T3,18: (a) formação do cone de concreto e das fissuras radiais; (b) vista superior das fissuras radiais.....	112
Figura 66 – Modo de ruptura do bloco SFC 70T6,35: (a) formação do cone de concreto e das fissuras radiais; (b) vista superior das fissuras radiais.....	112
Figura 67 – Modo de ruptura do bloco CG 50T3,18: (a) formação das fissuras; (b) formato da ruptura por cone de concreto; (c) bloco dividido após ruptura.....	113
Figura 68 – Modo de ruptura do bloco CG 50T6,35: (a) formação das fissuras; (b) formato da ruptura por cone de concreto; (c) bloco dividido após ruptura.....	113
Figura 69 – Modo de ruptura do bloco CG70T3,18: (a) formação das fissuras; (b) formato da ruptura por cone de concreto; (c) bloco após ruptura.....	114
Figura 70 – Modo de ruptura do bloco CG70T6,35: (a) formação das fissuras; (b) formato da ruptura por cone de concreto; (c) bloco após ruptura.....	114
Figura 71 – Modo de ruptura do bloco GCF70T3,18: (a) Concreto não fissurado; (b) vista superior da barra com falha de soldagem.	115

Figura 72 – Modo de ruptura do bloco GCF50T3,18: (a) formação do cone de concreto e das fissuras radiais; (b) vista superior das fissuras radiais	115
Figura 73 – Modo de ruptura do bloco GCF50T6,35: (a) formação do cone de concreto e das fissuras radiais; (b) vista superior das fissuras radiais	116
Figura 74 – Modo de ruptura do bloco GCF70T6,35: (a) formação do cone de concreto e das fissuras radiais; (b) vista superior das fissuras radiais	116

Lista de Gráficos

Gráfico	Página
Gráfico 1 – Relação tensão x deformação da barra de aço Ø 12,5 mm.....	80
Gráfico 2 – Relação tensão-deslocamento.	98
Gráfico 3 – Carga de ruptura dos <i>studs</i>	100
Gráfico 4 – Comparação entre a carga última e a espessura da cabeça dos <i>studs</i> para $h_{ef} = 50$ mm.....	101
Gráfico 5 – Comparação entre a carga última e a espessura da cabeça dos <i>stud</i> para $h_{ef} = 70$ mm.	102
Gráfico 6 – Comparação entre a carga última e a altura de embutimento para $t_h = 3,18$ mm.	104
Gráfico 7 – Comparação entre a carga de ruptura e altura de embutimento para para $t_h = 6,35$ mm.	104
Gráfico 8 – Curva carga x deslocamento para <i>studs</i> ancorados em concreto convencional. .	106
Gráfico 9 – Curva carga x deslocamento para <i>studs</i> ancorados em concreto reforçado com fibras de aço.	106
Gráfico 10 – Curva carga x deslocamento para <i>studs</i> ancorados em concreto geopolimérico.	106
Gráfico 11 – Curva carga x deslocamento para <i>studs</i> ancorados em concreto geopolimérico com fibras de aço.	107
Gráfico 12 – Análise quanto à dispersão dos resultados de CC.	118
Gráfico 13 – Análise quanto à dispersão dos resultados de SFC.	120
Gráfico 14 – Análise quanto à dispersão dos resultados de GC.	121
Gráfico 15 – Análise quanto à dispersão dos resultados de GCF.	123

Gráfico 16 – Relação entre as cargas estimadas por Fuchs <i>et al.</i> (1995) e as cargas experimentais	124
Gráfico 17 – Relação entre as cargas estimadas pela EOTA/ETAG N° 001 – Anexo C (1997) e as cargas experimentais	124
Gráfico 18 – Relação entre as cargas estimadas pelo <i>fib</i> Bulletin 58 (FIB, 2011) e as cargas experimentais.....	125
Gráfico 19 – Relação entre as cargas estimadas por Nilforoush <i>et al.</i> (2017) e as cargas experimentais.....	125
Gráfico 20 – Relação entre as cargas estimadas por ACI 318 (2019) e as cargas experimentais.	126
Gráfico 21 – Relação entre as cargas estimadas por Karmokar <i>et al.</i> (2022) e as cargas experimentais.....	126

Lista de Quadros

Quadro	Página
Quadro 1 – Classificação das fibras de aço segundo NBR 15530 (ABNT, 2019).....	11
Quadro 2 – Classificação das fibras de aço segundo recomendações internacionais.....	12
Quadro 3 – Nomenclatura dos blocos.....	70

Lista de Abreviaturas e Siglas

Abreviatura/Sigla	Significado
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	Instituto Americano de Concreto
CC	Concreto Convencional
CCD	Metódo de Dimensionamento de Capacidade do Concreto
CG	Concreto Geopolimérico
CGF	Concreto Geopolimérico Com Fibras De Aço
CMOD	Medida da Abertura do Entalhe
CV	Coeficiente de Variação
DP	Desvio Padrão
ELU	Estado Limite Último
ELU	Estado Limite de Serviço
LVDT	Transdutor de Deslocamento Variável Linear
NBR	Norma Técnica
SFC	Concreto Reforçado com Fibra de aço

Lista de Símbolos

Símbolo	Significado
A_c	Área do cone de ruptura na superfície do concreto
A_s	Área da seção transversal da barra de aço do conector
$A^{\circ}c, N$	Máxima projeção da superfície de falha para um único conector sob tração
Ac, N	Máxima projeção da superfície de falha para um grupo de conectores.
d_f	Diâmetro da fibra
d_s	Diâmetro da barra
E_c	Módulo de elasticidade
E_s	Módulo de elasticidade do aço
f_c	Resistência à compressão
$f_{c,exp}$	Resistência à compressão experimental
$f_{cm,exp}$	Resistência à compressão média experimental
$f_{ck,cube}$	Resistência característica à compressão do concreto estimada através do ensaio de compressão de corpos prismáticos
f_{Ri}	Resistência residual
f_t	Resistência à tração
f_u	Tensão última
f_y	Tensão de escoamento do aço
G_F	Energia da fratura
h_{ef}	Altura de embutimento da ancoragem

k_l	Coeficiente que depende do tipo de instalação da ancoragem
l_c	Comprimento crítico da fibra
l_f	Comprimento da fibra
l_f/d_f	Fator de forma
N_u	Carga de ruptura do cone de concreto
N_u^0	Capacidade resistente característica ao arrancamento de um único conector isolado instalado em concreto não fissurado
N_{u0}	Resistência característica de uma única âncora sem efeitos de borda e espaçamento
$N_{u,fy}$	Carga de ruptura por escoamento do conector
$N_{u,uncr}$	Estimativa de capacidade resistente do conector instalado em concreto não fissurado
N_{ys}	Carga limite de escoamento
t_h	Espessura da cabeça
V_f	Volume de fibra

Letras gregas

Símbolo	Significado
δ	Deslocamento
λ_a	Fator relacionado às propriedades mecânicas reduzidas do concreto leve.
τ_c	Força de ligação entre a fibra e a matriz
$\psi_{A,N}$	Fator que contabiliza os efeitos geométricos do espaçamento e distância até a borda do elemento estrutural

$\psi_{c,N}$	Fator de modificação que considera o efeito da fissuração do concreto na região de instalação da ancoragem sob cargas de serviço
$\psi_{cp,N}$	Fator de modificação que considera, para dispositivos pós-instalados em concreto não fissurado, o efeito do deslocamento lateral na ausência de armaduras suplementares
$\psi_{ec,N}$	Fator de modificação que considera o efeito de grupo de conectores quando submetidos a trações não uniformes
$\psi_{ed,N}$	Fator de modificação que considera a influência das bordas do elemento estrutural na distribuição de tensões do concreto em ancoragem isolada e sob tração
$\psi_{re,N} (EOTA)$	Fator de modificação que considera o efeito do espaçamento entre as barras do elemento e o comprimento de embutimento
$\psi_{re,N} (FIB)$	Fator que considera o efeito negativo no elemento estrutural
$\psi_{s,N}$	Fator de modificação que considera a influência das bordas do elemento estrutural
σ_f	Limite de resistência à tração
σ_n	Tensão nominal de ruptura

SUMÁRIO

Capítulo	Página
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 JUSTIFICATIVA	4
1.2 OBJETIVOS	4
1.2.1 Objetivo geral	4
1.2.2 Objetivo específico	4
1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO.....	5
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	6
2.1 CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO (CRFA).....	6
2.1.1 Compósito estrutural: Concreto com fibras	6
2.1.2 Concreto reforçado com fibras de aço	8
2.1.3 Fibra de aço.....	10
2.1.3.1 Influência da adição de fibra de aço no concreto.....	12
2.1.4 Confeção do CRFA.....	16
2.1.5 Propriedades do concreto reforçado com fibras no estado fresco	17
2.1.6 Propriedades do concreto reforçado com fibras no estado endurecido	18
2.1.6.1 Resistência à compressão	18
2.1.6.2 Resistência à tração direta.....	19
2.1.6.3 Resistência à tração na flexão	20
2.2 GEOPOLÍMERO	21
2.2.1 Generalidades	21
2.2.2 Síntese de geopolímeros	23
2.2.3 Precursores geopoliméricos	25
2.2.4 Soluções ativadoras	26

2.2.5	Produção do concreto geopolimérico	28
2.2.6	Propriedades do concreto geopolimérico.....	29
2.2.6.1	Trabalhabilidade	29
2.2.6.2	Tempo de pega.....	30
2.2.6.3	Resistência à compressão	31
2.2.6.4	Resistência à tração.....	33
2.2.6.5	Módulo de elasticidade	35
2.3	ANCORAGEM NO CONCRETO	36
2.3.1	Principais elementos de um sistema de ancoragem com chumbadores.....	36
2.3.2	Tipos de esforços	36
2.3.3	Mecanismo de transferência de carga.....	37
2.3.4	Tipos de ancoragem para concreto	39
2.3.5	Comportamento dos conectores instalados em concreto não fissurado.....	41
2.3.6	Fatores que influenciam na resistência ao arrancamento de conectores embutidos em elementos de concreto	44
2.3.6.1	Comprimento de embutimento (Efeito de escala)	44
2.3.6.2	Propriedades do concreto.....	45
2.3.6.3	Diâmetro da cabeça do conector.....	47
2.4	TRABALHOS REALIZADOS.....	48
2.4.1	NILFOROUSH <i>et al.</i> , 2017	48
2.4.2	KARMOKAR <i>et al.</i> , 2023a	51
2.4.3	KARMOKAR <i>et al.</i> , 2023b	54
2.4.4	MORAES (2023)	58
2.4.5	SANTOS (2023)	60
2.5	RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS E MÉTODOS DE CÁLCULO	62
2.5.1	Fuchs <i>et al.</i> (1995)	65

2.5.2	EOTA /ETAG N° 001 – Anexo C (1997).....	62
2.5.3	<i>fib</i> Bulletin 58 (FIB, 2011)	63
2.5.4	Nilforoush <i>et al.</i> (2017)	66
2.5.5	ACI 318 (2019).....	64
2.5.6	Karmokar <i>et al.</i> (2022)	67
3	PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	69
3.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	69
3.2	CARACTERÍSTICAS DOS BLOCOS.....	70
3.3	SISTEMA DE ENSAIO	73
3.4	CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS	74
3.4.1	Concreto convencional	74
3.4.2	Concreto geopolimérico.....	76
3.4.2.1	Metacaulim	78
3.4.2.2	Solução alcalina	78
3.4.2.3	Silicato de sódio (Na_2SiO_3)	78
3.4.2.4	Hidróxido de sódio	79
3.4.3	<i>Studs</i> e formas.....	80
3.4.4	Fibra de aço.....	82
3.5	PREPARO DO CONCRETO.....	83
3.5.1	Concreto Convencional	83
3.5.2	Concreto geopolimérico.....	85
3.6	PROPRIEDADES DO CONCRETO FRESCO	89
3.6.1	Ensaio de abatimento de tronco de cone.....	89
3.7	PROPRIEDADES DO CONCRETO ENDURECIDO	91
3.7.1	Resistência à compressão	91
3.7.2	Módulo de elasticidade	92

3.7.3	Tração por compressão diametral	94
3.7.4	Resistência residual à tração na flexão do concreto	96
4	RESULTADOS EXPERIMENTAIS	99
4.1	CARGA DE RUPTURA.....	99
4.1.1	Influência da espessura da cabeça dos <i>studs</i>	101
4.1.1.1	Altura de embutimento igual a 50 mm.	101
4.1.1.2	Altura de embutimento igual a 70 mm.	102
4.1.2	Influência da altura de embutimento dos <i>studs</i>	103
4.1.2.1	Espessura da cabeça igual a 3,18 mm.....	103
4.1.2.2	Espessura da cabeça igual a 6,35 mm.....	104
4.2	DESLOCAMENTOS VERTICAIS	105
4.3	MODOS DE RUPTURA	108
5	ESTIMATIVA DE RESISTÊNCIA	117
6	CONCLUSÃO	129
6.1	CARGAS DE RUPTURA	129
6.2	DESLOCAMENTO	130
6.3	MODOS DE RUPTURA	130
6.4	MÉTODOS DE CÁLCULO	131
6.5	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	131
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	133

1 INTRODUÇÃO

Tem se tornado cada vez mais comum a utilização de ligações entre elementos estruturais de aço e concreto, como por exemplo o conector de aço com cabeça, também chamado de pinos com cabeça soldadas (*studs*) ancorados em blocos de concreto, como ilustrado na Figura 1. Estes conectores têm como finalidade transmitir os esforços entre os elementos estruturais, como esforços de tração e cisalhamento, em que sua eficiência em elementos de concreto armado está diretamente relacionada à associação aço-concreto, seja por mecanismos de aderência ou por ancoragem mecânica (COSTA, 2016).

Figura 1 – Ligação entre pilar metálico e fundação.



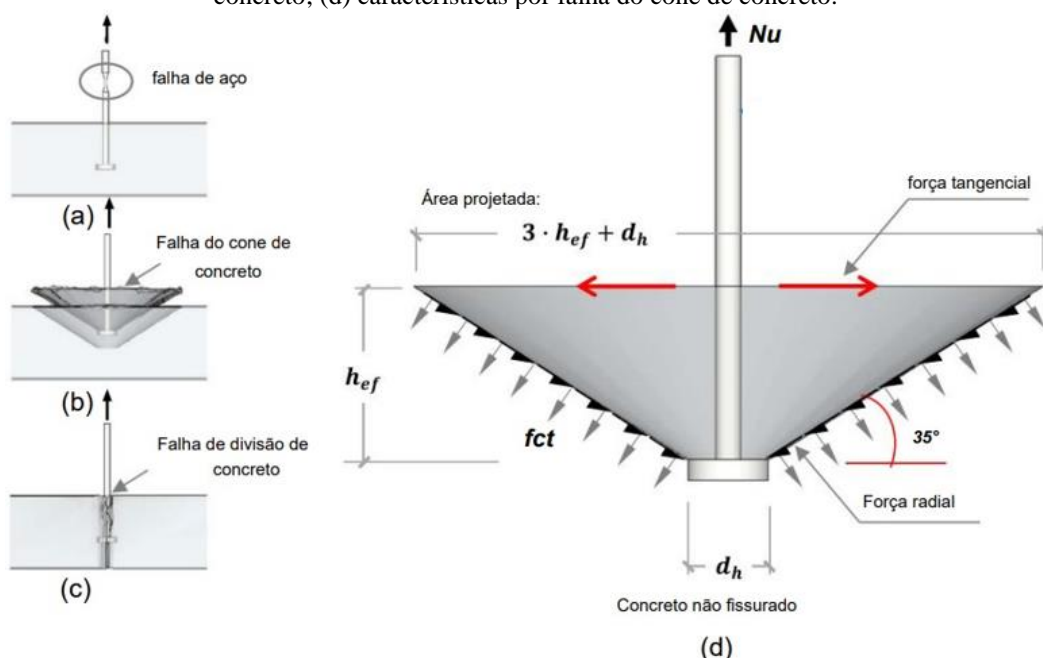
Fonte: Delhomme & Debicki (2010).

A utilização de *studs* agrega vantagens mecânicas significativas, pois permitem que a transmissão de esforços de tração seja feita não apenas por aderência entre a barra e o concreto, mas também pela ancoragem mecânica na região da cabeça do conector. Ressalta-se que, os conectores com cabeça são instalados antes da concretagem da estrutura e geralmente são usados como içamento em membros pré-moldados ou como interligação de um pilar de aço com um bloco de fundação em concreto.

Quanto aos modos de falha típicos dos pinos com cabeça soldados tem-se a falha do aço (Figura 2a), a falha de cone de concreto (Figura 2b) e a falha por fendilhamento ou divisão do concreto (Figura 2c) (ACI 318, 2019). A ocorrência de qualquer modo de falha específico depende de vários fatores, como profundidade de embutimento (h_{ef}), resistência do aço, distância da borda, espaçamento das âncoras, idade do concreto e altura do bloco de ancoragem. De acordo com o ACI 318 (2019), o embutimento efetivo da ancoragem (h_{ef}), que é a profundidade do embutimento medida da face superior da cabeça do conector até a superfície de concreto, é o principal parâmetro que proporciona a resistência ao arrancamento do conector.

A ruptura do cone do concreto é o modo de ruptura mais comum e desejável em termos de previsibilidade, normalmente acontece de maneira frágil com a formação de um ângulo aproximado de 35° com cabeça do conector (Figura 2d) e ocorre quando a capacidade de tração do concreto é excedida (ELIGEHAUSEN *et al.*, 2006). Estudos numéricos e experimentais anteriores sobre ancoragens individuais moldados no local sob carga de tração mostram que a fissuração circunferencial do cone de concreto inicia aproximadamente 30% da carga última. Além disso, o crescimento da fissura do cone de concreto é estável até a carga última (ELIGEHAUSEN *et al.*, 2006).

Figura 2 – Modo de falhas dos *studs*: (a) falha de aço; (b) falha do cone de concreto; (c) falha de divisão de concreto; (d) características por falha do cone de concreto.



Fonte: Adaptado de Nzambi *et al.* (2021).

Destaca-se que, o modo de falha do cone de concreto é caracterizado como falhas frágeis porque as curvas de carga-deslocamento diminuem acentuadamente após o pico de carga, devido a propagação rápida e instável de fissura no concreto. Para estes modos de ruptura frágeis, toda a capacidade de tração do concreto é utilizada, resultando assim em fissuras no concreto no ponto de ancoragem (NILFOROUSH, *et al.*, 2017).

Com a finalidade de melhorar o comportamento da fratura do concreto, pesquisas vêm sendo desenvolvidas ao longo dos anos para incorporar novas propriedades aos materiais, como por exemplo o concreto com fibras.

O concreto reforçado com fibras de aço (CRFA) quando devidamente dosado, preparado e aplicado apresenta como vantagens o aumento da resistência e ductilidade para todos os modos de carregamento, sendo que o aumento da resistência difere para cada tipo de

carregamento (tração, compressão, cisalhamento) (ACI 544.1R-96, 2002). As vantagens do uso do CRFA são apresentadas após o início da fissuração no CRFA, pois as forças internas são transferidas através das fibras (efeito costura), levando a uma redistribuição de tensões na seção transversal do componente (MORAES NETO, 2013).

Ressalta-se que a literatura descreve um aumento considerável da resistência ao arrancamento de *studs* em concreto com fibras de aço e seu comportamento mais dúctil em relação ao modo de falha (KALTHOFF & RAUPACH, 2021; MORAES, 2023; NILFOROUSH *et al.*, 2017; NZAMBI *et al.*, 2021; TÓTH *et al.*, 2019).

No entanto, o principal agloemerante para elaboração do concreto reforçado com fibras de aço é o cimento, visto que a indústria cimenteira é a terceira maior consumidora industrial de energia com o consumo de 3.524 MJ/t de clínquer e sua produção libera para a atmosfera cerca de 633 kgCO₂/t, o que representa cerca de 6 a 7% das emissões antropogênicas globais de CO₂ (SNIC, 2021).

Recentemente, houve um aumento de pesquisas com a utilização de concretos geopoliméricos devido à crescente conscientização e interesse na proteção ambiental para reduzir a pegada de carbono do cimento. O concreto geopolimérico utiliza cinzas volantes, escória de alto forno ou metacaulim para substituir o cimento e ativadores alcalinos na hidratação de ligantes em uma mistura de concreto (KARMOKAR *et al.*, 2022).

O concreto geopolimérico possui propriedades que são adequadas para aplicações estruturais, como ganho de resistência à compressão de maneira rápida, bom desenvolvimento de resistência, altamente durável, excelente resistência química e ao fogo e mínima retração térmica e de cura (SARKER, 2008). No entanto a aplicação deste material ainda é limitada devido o seu alto custo e difícil manuseio.

Com o objetivo de desenvolver uma estrutura com a melhor característica de cada material, estudos vêm sendo desenvolvidos utilizando a fibra como reforço em concreto geopolimérico, pois é uma solução promissora, visto que são materiais ecologicamente corretos com baixo consumo de energia na sua produção, com boas propriedades mecânicas e que requerem baixa manutenção.

Vale destacar que, os códigos de projeto podem não ser adequados para prever a capacidade de ancoragens em *studs* ancorados no concreto geopolímero reforçado com fibras. Para o concreto geopolimérico a literatura já apresenta métodos de cálculos que consideram fatores inerentes a este material como o método proposto por Karmokar *et al.* (2022). A fim de

contribuir com o conhecimento no assunto, a presente pesquisa visa realizar uma investigação experimental pelo arrancamento padrão (*pull-out test*) para identificar o comportamento de *studs* com cabeça moldados em concretos convencionais, concreto reforçado com fibras de aço, concreto geopolimérico e concreto geopolimérico reforçado com fibras de aço.

1.1 JUSTIFICATIVA

A aplicação do geopolímero em estruturas com diferentes tipos de esforços permitem empregar esse material em substituição ao concreto convencional, visto que o concreto geopolimérico possui menor emissão de CO₂ e baixo consumo energético, minimizando assim impactos no ambiente. Com a finalidade de melhorar o concreto geopolimérico, este trabalho avalia também o efeito da aplicação da fibra de aço no reforço ao arrancamento de pinos visto que a adição de fibras de aço ao concreto tem sido muito utilizada na engenharia de estruturas devido às suas características de pós-fissuração, em que as fibras atuam como pontes de transferências de esforços. No que se refere ao comportamento ao arrancamento de *studs* embutidos em blocos, os pinos com cabeça são alternativas eficientes na redução do comprimento de ancoragem e podem proporcionar detalhes construtivos com menores obstruções, possibilitando assim maior velocidade, flexibilidade e economia no processo de montagem (MARCHETTO, 2015). Outra motivação para o estudo deste tipo de ancoragem consiste no fato de que, apesar de sua vasta gama de aplicação, os atuais códigos normativos são conservadores no que diz respeito aos seus modelos de cálculo.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo geral

O objetivo deste trabalho é comparar de forma experimental pelo ensaio de arrancamento padrão de pino (*pull-out test*) o comportamento de *studs* ancorados em blocos de concreto convencional, concreto reforçado com fibras de aço, concreto geopolimérico e concreto geopolimérico reforçado com fibras de aço, variando a espessura da cabeça (t_h) e a altura efetiva de embutimento (h_{ef}).

1.2.2 Objetivo específico

Este estudo tem como objetivo específico:

a) determinar através do ensaio de arrancamento as cargas de ruptura e o deslocamento vertical de 16 *studs* com cabeça, embutidos em blocos de concreto convencional, concreto com fibras de aço, concreto geopolimérico e concreto geopolimérico com fibras de aço com resistência à compressão estimada de 30 MPa;

b) comparar e analisar a influência da variação da altura efetiva de embutimento (h_{ef}) igual a 50 mm e 70 mm e da espessura da cabeça (t_h) igual a 3,18 mm e 6,35 mm em *studs* ancorados em blocos de concreto convencional, concreto com fibras de aço, concreto geopolimérico e concreto geopolimérico com fibras de aço para a carga de ruptura e deslocamento vertical;

c) analisar o modo de ruptura dos blocos após o ensaio de arrancamento.

d) comparar as cargas de ruptura experimentais com as cargas de ruptura teóricas estimadas pelas recomendações normativas EOTA/ETAG N° 001 – Anexo C (1997), *fib* Bulletin 58 (FIB, 2011), ACI 318 (2019) e pelos métodos de cálculo propostos pelos pesquisadores Fuchs *et al.* (1995), Nilforoush *et al.* (2017), Karmokar *et al.* (2022).

1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO

A estrutura do presente trabalho consiste em seis capítulos: O Capítulo 1 consiste na introdução do trabalho onde é abordado a problemática, o objetivo e a justificativa. No Capítulo 2 tem-se a revisão bibliográfica, que serão abordados os conceitos sobre as fibras de aço, concreto geopolimérico e arrancamento de pino, também será apresentado as recomendações normativas que abordam os modelos de cálculo para o arrancamento de pino e trabalhos que contribuíram para o estudo. No Capítulo 3 é apresentado o programa experimental com as características dos blocos, *studs*, sistema de ensaio utilizado e sua instrumentação, assim como a caracterização dos materiais e suas propriedades. No Capítulo 4 é apresentado os resultados experimentais dos blocos quanto à carga última, deslocamentos verticais e modos de ruptura. No Capítulo 5 tem-se a análise dos resultados referentes as estimativas teóricas. No Capítulo 6 é apresentado a conclusão da presente pesquisa e sugestões de trabalhos futuros. Em sequência tem-se as referências bibliográficas utilizadas neste estudo.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO (CRFA)

2.1.1 Compósito estrutural: Concreto com fibras

De acordo com Callister (2008), os compósitos são materiais multifásicos produzidos artificialmente, que possuem uma combinação desejável das melhores propriedades das suas fases constituintes. Normalmente, uma fase (a matriz) é contínua e envolve completamente a outra (a dispersa). Os compósitos são classificados de acordo com o material utilizados na fase “dispersa” e podem ser classificados, como: compósitos reforçados com partículas, compósitos reforçados com fibra e compósitos estruturais.

Outros autores como Levy Neto & Pardini definem compósitos como combinações de duas fases distintas, intituladas de matriz e reforço. A matriz é apresentada de forma de aglutinante, já o reforço é de forma filamentar, permitindo que os esforços mecânicos sejam distribuídos entre si de forma integrada.

Os materiais compósitos possuem um desenvolvimento significativo ao longo dos séculos. A utilização de materiais compósitos remonta à era antes de Cristo, quando a sociedade antiga criava estruturas compensadas sobrepondo tiras de madeiras em diferentes ângulos. Os egípcios costumavam utilizar materiais compósitos em máscaras mortuárias de linho ou papiro embebido em gesso. Outra aplicação bastante utilizada naquela época era o reforço das casas construídas com argila, adicionando a palha como elemento estrutural para aumentar a resistências dos tijolos, conforme é mostrado na Figura 3 (FIBRENAMICS, 2023).

Figura 3 – Muro com tijolo reforçado com palha no Egito.



Fonte: Fibrenamics (2023).

Destaca-se que, as fibras que fazem parte da constituição de um material compósito podem ser empregadas em diversas áreas, uma delas é a área da construção civil. Segundo Naaman (2003), as fibras utilizadas no concreto podem ser classificadas de diferentes modos, quanto ao material constituinte, as propriedades físico-químicas e as propriedades mecânicas.

De acordo com Naaman (1985), a primeira ideia para que veio futuramente a ser chamado de concreto reforçado com fibras de aço (CRFA) foi dado por Bernard, na Califórnia em 1874, quando o mesmo patenteou a ideia de reforçar o concreto com lascas de aço. Mas, segundo o ACI 544.1R-96 (2002), os primeiros ensaios experimentais e patentes utilizando elementos discretos de aço na melhoria das propriedades do concreto se deu apenas em 1910.

Outros autores, como Lopes (2005), Lobão (2005), Oliveira (2010), Figueiredo (2011) afirmam que a utilização do concreto reforçado com fibras teve suas pesquisas intensificadas, tanto no campo experimental quanto no teórico, nos anos 50 e 60. A partir dessa década, o CRFA passou a ser melhor compreendido, principalmente em relação as suas propriedades mecânicas até surgir normas e guias para implementação desse tipo de compósito na construção civil. Segundo SANTOS (2009), o primeiro prédio com concreto reforçado com fibras de aço foi construído em 1970, a torre CN *Tower* em Toronto-Canadá com 555 metros (Figura 4).

Figura 4 – Torre CN em Toronto-Canadá.



Fonte: Votorantim (2023).

Vandewalle (2012) baseado nos estudos realizados com fibra de aço, afirma que a principal característica do concreto reforçado com fibras é a contribuição e aumento da resistência residual pós fissuração e que esse efeito associado ao arrancamento da fibra é a principal fonte de aumento da tenacidade, tanto na tração, quanto na compressão. Porém, o autor relata também sobre os problemas surgidos referentes à trabalhabilidade do concreto, com a formação de aglomerados de fibras durante o processo de fabricação do mesmo.

De acordo com Barros (2000), o concreto com fibras de aço apresenta vantagens econômicas e técnicas frente ao concreto convencional reforçado com barras de aço. As vantagens econômicas vêm da diminuição da mão de obra alocada para confecção e montagem das armaduras e o menor tempo de execução da estrutura. Já as vantagens técnicas, provenientes da aplicação de fibras, certifica ao concreto capacidade de absorção de energia, ductilidade, melhoria no controle de fissuração e benefícios à resistência às ações dinâmicas, de fadiga e de impacto.

As principais propriedades dos concretos com fibras serão discutidas posteriormente, assim como a fibra de aço interage com a matriz do concreto para conceder tais propriedades tanto no estado fresco quanto no estado endurecido. E os métodos necessários para elaborar o CRFA evitando a formação de “ouriços”, ou seja, a formação de aglomerados de fibras.

2.1.2 Concreto reforçado com fibras de aço

Segundo o ACI 544.1R-96 (2002), o concreto reforçado com fibras de aço é definido como o concreto elaborado com cimento hidráulico, agregados finos, ou agregados finos e graúdos, e fibras discretas e descontínuas de aço, que possuam tamanho suficiente para serem misturados ao concreto.

O principal motivo da fibra de aço melhorar as propriedades mecânicas da matriz do concreto está atrelado aos mecanismos responsáveis pela transferência de tensões entre a fibra e o concreto e pelo efeito de “costura” das fissuras. Na Figura 5 é representado o efeito de “costura” proporcionado pelas fibras em uma estrutura sobre o efeito de arrancamento de *studs* por uma carga de tração, assim como o modo de falha por cone de concreto, caracterizado pela formação de ângulo com a cabeça dos *studs*. A utilização do CRFA em pinos submetidos ao arrancamento faz com que a propagação de fissuras seja mais estável e a taxa de crescimento de fissuras seja limitada pelas fibras (TÓTH *et al.*, 2019).

Figura 5 – Efeito “costura” proporcionado pelas fibras.



Fonte: Moraes (2023).

Se uma quantidade suficiente de fibras interceptar a superfície de fratura, a capacidade de ruptura do concreto poderá aumentar tanto para esforços de tração como de cisalhamento. As fibras vão servir como uma ponte de transferência de tensões nas fissuras, diminuindo a concentração de tensão na fissura. Após o início da fissura, as fibras localizadas na fratura são capazes de transmitir a tensão de tração para o concreto circundante, levando a uma redistribuição das tensões (TÓTH *et al.*, 2019).

Segundo Gomes (2016), as fibras presentes no concreto reforçado com fibras de aço possibilitam que o concreto sustente elevadas deformações na carga última de ruptura ou próximo a ela, capacidade de absorver energia, controlar o mecanismo de abertura de fissuras, também, aumentam a resistência à tração na flexão, cisalhamento e compressão, fator relacionado à capacidade de transferir cargas pelas fissuras.

Bolandim (2021) também relata que as fibras podem melhorar o comportamento da estrutura no estado-limite de serviço, ELS, visto que elas podem reduzir o espaçamento e abertura das fissuras, aumentando a durabilidade. Além da melhora no ELS, as fibras também podem ser utilizadas para melhorar o estado-limite ultimo, ELU, podendo substituir parcial ou totalmente a armação convencional.

De acordo com Johnston (1982), Figueiredo (2005) e Moraes Neto (2013) deve-se ter atenção na preparação do CRFA para evitar surgimento de “ouriços”, que são bolas formadas por fibras aglomeradas, como é mostrado na Figura 6. Figueiredo (2005) afirma que a incorporação de ouriços no concreto, acarreta em uma redução do teor de fibra homogeneamente distribuído, tornando o concreto mais poroso nos locais onde os ouriços se alojam e segregando as fibras, pois elas possuem uma densidade muito maior que a da matriz. Figueiredo (2005) ainda assegura que a formação dos ouriços está condicionada a mistura

inadequada do material e fibras com o maior fator de forma produzem maior risco de aglomeração.

Figura 6 – Aglomerados de fibra de aço.



Fonte: Belgo Bekaert Arames (2018).

Mehta & Monteiro (2013) afirmam que qualquer adição de fibras ao concreto convencional reduz a trabalhabilidade, independentemente do tipo de fibra que for adicionada. A redução da trabalhabilidade é proporcional ao volume de concentração de fibras no concreto. Para ter uma melhor trabalhabilidade é possível incorporar aditivos plastificantes, maior quantidade de pasta de cimento, o uso de ar incorporado e o uso de fibras coladas em conjunto.

Segundo Bolandim (2021), devido as propriedades do concreto reforçado com fibras de aço, suas principais utilizações podem ser na construção de estruturas estaticamente redundantes, onde a resistência pós-fissuração pode melhorar a capacidade resistente da estrutura bem como sua ductilidade. As principais aplicações relevantes do CRFA são em lajes de pisos, concreto projetado, túneis convencionais e segmentados, pisos industriais, elementos de parede fina para cobertura (telhado) sem armadura convencional, estruturas projetadas para resistir cargas de impacto ou fadiga, tais como vasos e tubos de alta pressão, vias férreas postes, entre outros.

2.1.3 Fibra de aço








As fibras de aço possuem diferentes formas, podendo ser lisas ou curvadas, também apresentam diversas seções transversais, como circulares, retangulares, semicirculares ou irregulares. Em relação ao seu comprimento (l_f), as fibras utilizadas no CRFA variam entre 6,4 e 76 mm. Os dois fatores mais decisivos para avaliar o comportamento da fibra de aço no compósito são o fator de forma (l_f/d_f) e volume de fibras utilizado (V_f). O fator de forma é definido pela razão entre o comprimento da fibra (l_f) e pelo seu diâmetro (d_f). Esse fator possui

influência direta no comportamento do CRFA, tanto no estado fresco quanto no endurecido (ACI 544.4R-88, 1999).

A NBR 15530 (ABNT, 2019) classifica as fibras com base na sua fabricação, na sua forma, revestimento, com base na classificação do aço (teor de carbono) e com base nas tolerâncias de comprimento e diâmetro da fibra. Com base na sua fabricação, as fibras são classificadas em cinco grupos, o grupo I são fibras oriundas de arames trefilados a frio, o grupo II são fibras provenientes de chapas cortadas, o grupo III tem como origem arames trefilados a frio e escarificados (*shaved*), o grupo IV deriva de fibras produzidas por fusão e o grupo V são fibras usinadas a partir de blocos de aço.

A mesma norma subdivide os grupos das fibras em tipos. O grupo I e grupo II possui três tipos de fibras de acordo com seus perfis, são eles: o tipo A com ancoragem nas extremidades (*hooked*), o tipo C com ondulações no corpo (corrugada - *crimped*) e o tipo R reta sem ancoragens, já o grupo III apresenta somente o tipo C com ondulações no corpo (corrugada - *crimped*), conforme é mostrado no Quadro 1.

Quadro 1 – Classificação das fibras de aço segundo NBR 15530 (ABNT, 2019)

Grupo	Tipo	Geometria
I	A	
	C	
	R	
II	A	
	C	
	R	
III	C	

Fonte: Adaptado da NBR 15530 (ABNT, 2019).

No que se refere ao tipo de classificação das fibras de aço segundo as regulamentações internacionais, as recomendações BS EN 14889-1 (2006) e ASTM A 820 (1996) classificam as fibras de acordo com o seu processo de fabricação, e a JSCE (1983) classifica as fibras de acordo com a seção transversal das mesmas, como é mostrado no Quadro 2.

Quadro 2 – Classificação das fibras de aço segundo recomendações internacionais.

BS EN 14889-1 (2006)	ASTM A 820 (1996)	JSCE (1983)
Grupo I – Fios trefilados	Tipo I – Fios trefilados	Tipo 1 – Seção quadrada
Grupo II – Chapas cortadas	Tipo II – Chapas cortadas	Tipo 2 – Seção circular
Grupo III – Extrusão a quente de metais	Tipo III – Extrusão de metais fundidos	Tipo 3 – Seção crescente
Grupo IV – Raspas de fios trefilados	Tipo IV – Outras fibras	-
Grupo V – Obtidos do processo de fresagem	-	-

Fonte: Adaptado de Moraes Neto (2013).

Como as fibras de aço apresentam diferentes classificações devido aos seus formatos, texturas, seções, materiais de fabricações, diâmetros e comprimentos, elas podem apresentar diferentes desempenhos ao serem adicionadas no concreto. Além disso, é importante ressaltar que a fim de proporcionar melhorias nas propriedades do concreto, é necessário que as fibras sejam suficientemente curtas para que sejam dispersas de forma aleatória na matriz, evitando assim problemas de trabalhabilidade (ACI 544.1R-96, 2002).

2.1.3.1 Influência da adição de fibra de aço no concreto

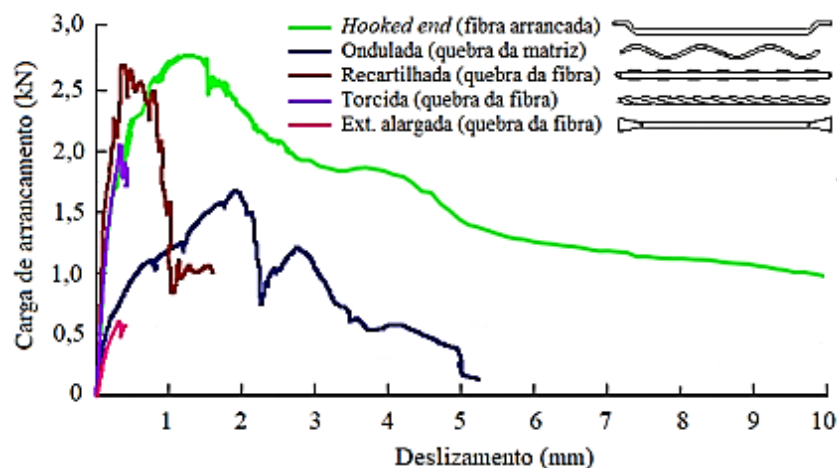
A eficiência e o volume de fibras são fatores importantes para definir as propriedades do CRFA, além da própria matriz do concreto. A eficácia da fibra depende da resistência da fibra ao arrancamento, e isto está relacionado a interação da interface fibra-matriz (ACI 544.4R-88, 1999). Várias pesquisas apontam que as fibras de aço tendem a ser arrancadas da matriz do concreto ao invés de romper.

A resistência ao arrancamento das fibras está diretamente relacionada a aderência entre a fibra de aço e o concreto, com isso as fibras com maior área de contato geram resultado mais satisfatórios. Dessa forma os mecanismos de ancoragem, tensão de escoamento, a forma e seção transversal das fibras são de grande relevância. A ancoragem entre matriz e fibra é proporcionada principalmente pela deformação geométrica da fibra de aço e da propriedade da matriz, que age acompanhada do atrito físico e desempenha um papel importante caso ocorra o deslizamento da fibra de aço (ABDALLAH *et al.*, 2017).

Devido ao fator de arrancamento das fibras da matriz, as fibras de aço do tipo *hooked end*, com ganchos nas extremidades, são mais utilizadas por apresentarem boas propriedades de adesão e comportamento de arrancamento (ABDALLAH & REES, 2019), pois os ganchos

melhoram o desempenho à tração por flexão (LEE *et al.*, 2019), a resistência a tração direta (WANG *et al.*, 2019) e tenacidade (CHEN *et al.*, 2021; GOMES *et al.*, 2018) quando comparadas a outras fibras. Na Figura 7 é mostrada a relação de arrancamento dos tipos de fibras com o deslizamento que acontece na matriz do concreto.

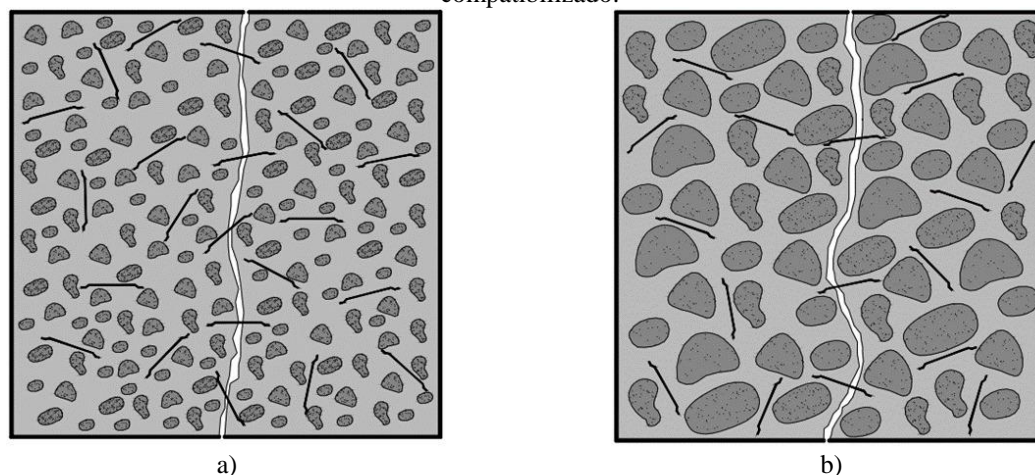
Figura 7 – Curva de carga de arrancamento x deslizamento para diferentes tipos de fibras.



Fonte: Adaptado de Ding *et al.* (2021).

Além do fator aderência das fibras na matriz do concreto, Figueiredo (2000) expõe que deve haver compatibilidade dimensional entre os agregados e as fibras para que as fibras possam realmente trabalhar como ponte de transferência de tensões. Quando esse fator não é atendido, uma quantidade menor de fibras trabalha como ponte de transferência de tensões na fissura. Neste o caso, o referido autor recomenda que o comprimento das fibras seja no mínimo o dobro da dimensão máxima característica do agregado graúdo. Dessa maneira, a disposição das fibras na massa de concreto é favorecida, garantindo um melhor desempenho do efeito de “costura”, como pode ser observado na Figura 8.

Figura 8 – Compatibilização entre fibras e agregados no CRFA: (a) CRFA não compatibilizado; (b) CRFA compatibilizado.



Fonte: Adaptado de Figueiredo (2000).

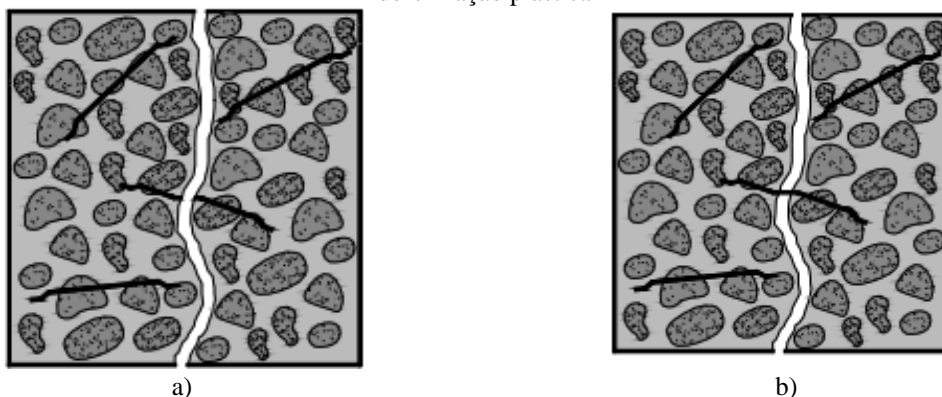
Conforme mencionado pelo ACI 544.1R-96 (2002), as fibras devem ser suficientemente curtas para serem dispersas de forma aleatória na matriz de concreto, elas devem obedecer a um comprimento crítico para serem utilizadas. Callister (2008) aborda que um certo comprimento crítico de fibra é necessário para que exista um aumento da resistência e um enrijecimento do material compósito. Esse comprimento crítico, l_c , depende do diâmetro da fibra, d , e da sua resistência final (ou limite de resistência à tração), σ_f , bem como a força de ligação entre a fibra e a matriz (ou da tensão limite de escoamento cisalhante da matriz, o que for menor), τ_c , de acordo com a Equação 1.

$$l_c = \frac{\sigma_f \times d}{2\tau_c} \quad (1)$$

Dependendo dos comprimentos das fibras, as fibras podem se comportar de maneira diferentes quando recebem as tensões. Quando uma tensão é aplicada a uma fibra que possui exatamente o comprimento crítico, a carga máxima na fibra é atingida somente no eixo central da própria fibra. À medida que o comprimento da fibra, l , aumenta, o reforço causado pela fibra se torna mais efetivo, ou seja, uma maior parte do comprimento da fibra recebe carga. E quando o comprimento da fibra possui comprimentos significativamente menores que l_c , a matriz se deforma ao redor da fibra de modo que não exista qualquer transferência de tensão, havendo um pequeno reforço devido à fibra (CALLISTER, 2008).

No caso do concreto reforçado com fibras de aço, a capacidade portante pode ser comprometida caso as fibras não apresentem ductilidade suficiente para se deformarem plasticamente no momento da fissuração. Outro fator que pode ocorrer devido a pouca ductilidade da fibra, é romper por corte antes do deslizamento da matriz de concreto em elevados níveis de tensão cisalhante (FIGUEIREDO, 2000). Os dois comportamentos das fibras estão demonstrados na Figura 9.

Figura 9 – Comportamento frágil e dúctil das fibras: (a) Fibra frágil – ruptura por cisalhamento; (b) Fibra dúctil – deformação plástica



Fonte: Adaptado de Figueiredo (2000).

Quanto ao teor de fibras, Figueiredo (2011) afirma que o teor de fibras está diretamente relacionado a tenacidade do material, que é a propriedade de um material de absorver energia até sua ruptura, e à capacidade de resistência pós-fissuração. Já o ACI 544.4R-88 (1999) relata que a resistência a flexão aumenta em relação ao produto do volume de fibras pelo fator de forma.

O efeito nas propriedades do CRFA relacionado ao teor de fibras está associado à ação como ponte de transferência de tensão ao longo da fissura, portanto o teor de fibras estabelece a capacidade de reforço. Quanto maior for o teor de fibras, maior será o número de fibras contribuindo como ponte de transferência ao longo da fissura, tendo como resultado a maior capacidade resistente pós-fissuração (FIGUEIREDO, 2011). Lobo (2017) chegou a conclusão em sua pesquisa envolvendo a transferência de tensões de cisalhamento com CRFA, que o aumento do volume de fibras, aumenta a probabilidade de estas cruzarem as fissuras, ocasionando uma melhor transferência de tensões pela fissura e melhora o comportamento pós fissuração.

Devido ao volume de fibras ser um dos parâmetros mais importantes para obter as propriedades inerentes ao CRFA, Figueiredo (2000) define que o volume crítico das fibras é aquele em que proporciona resistência residual igual a tensão da ruptura da matriz. Para volumes de fibra abaixo do volume crítico, após a ruptura da matriz há redução da capacidade pós-fissuração e para volumes acima do volume crítico, o CRFA pode aceitar níveis de carregamentos crescentes após a ruptura da matriz.

Segundo Callister (2008), a orientação das fibras, a concentração das fibras e sua distribuição têm influência significativa sobre a resistência e sobre outras propriedades dos compósitos reforçados com fibras. O autor afirma que a melhor combinação geral das propriedades dos compósitos é obtida quando a distribuição das fibras é uniforme.

Bentur & Mindess (2007) e Gomes (2013) relatam que quanto maior o número de fibras orientadas na direção perpendicular a tensão de tração e fissuração principal, maior será a ação como ponte de transferência de tensão na região de fissuração, resultando em uma melhor resistência pós-fissuração. Conforme Nunes (2006), as fibras ao se flexionarem ao longo da fissura fornecem um nível de energia adicional, mesmo dispondo de deformação plástica. No entanto, uma elevada flexão da fibra no processo de arrancamento pode gerar tensão acima da resistência admissível da fibra provocando rompimento.

Como consequência as fibras que não conseguem se manter alinhadas em relação as outras fibras, se tornarão mais frágeis na direção do plano de ruptura por ter maior perda de eficiência, visto que dispensam mais energia de deslocamento. As fibras frágeis sofrem uma tensão de cisalhamento maior, contribuindo para sua ruptura, sendo assim por não estarem alinhadas em relação a carga principal, a fibra não se deformará plasticamente e haverá ruptura por cisalhamento (FIGUEIREDO 2011).

Lee *et al.* (2011) propôs orientar as fibras nos compósitos através de um fator chamado de fator de orientação de fibras, que representa o ângulo de orientação das fibras em relação a fibra que estaria na direção da tensão. O mesmo autor, chegou à conclusão que o fator de orientação aumenta quando há a redução das dimensões das estruturas realizadas com CRFA, pois aumenta a probabilidade de as fibras ficarem alinhadas a direção da tensão.

2.1.4 Confeção do CRFA

A norma brasileira NBR 15530 (ABNT, 2019) não explana o modo de preparo do CRFA, ela aborda que as instruções de mistura devem ser fornecidas pelo fabricante com recomendações sobre a sequência de adição a ser adotada tanto para misturas em centrais de concreto quanto para misturas em caminhões betoneiras.

De acordo com a empresa Arcelormittal (2018), no traço do CRFA, o teor de argamassa tem que ser maior que 50%, o fator a/c (água/cimento) tem que ser menor que 0,50 e o abatimento de tronco de cone tem que ser 110 ± 20 mm. Em relação a ordem de mistura dos materiais, a empresa menciona que na usina de concreto as fibras devem ser adicionadas sem embalagem durante o carregamento do material na esteira, junto com o agregado graúdo e agregado miúdo. Já no caminhão betoneira, deve-se ajustar o abatimento do concreto para, no mínimo 9 cm e adicionar as fibras de aço sem embalagem com velocidade máxima de 40 kg/min. Depois de adicionar as fibras, continuar misturando em alta velocidade durante 5 min. A fabricante ainda ressalta que nunca deve adicionar as fibras como primeiro componente da mistura.

O ACI 544.4R-88 (1999) explana que o preparo do CRFA pode ser feito com equipamentos e procedimentos convencionais, contudo que a quantidade de fibra seja limitada de 0,5 a 1,5% do volume de concreto. Caso seja necessário utilizar quantidades maiores de fibras, o ACI 544.4R-88 (1999), sugere que o método de adicionar fibras à massa e o procedimento de preparo sejam aprimorados.

Segundo o ACI 544.3R-08 (2008) as fibras devem ser lançadas em uma mistura fluida para proporcionar uma melhor dispersão das fibras e minimizar a formação de ouriços. Uma outra maneira de evitar o surgimento de ouriços na confecção do CRFA, de acordo com Figueiredo (2000), Barros (2000) e ACI 544.1R-96 (2002), é a utilização de fibras coladas em pente, em que sua cola é dissolvida durante a homogeneização do compósito.

2.1.5 Propriedades do concreto reforçado com fibras no estado fresco

Figueiredo (2000) explica que a perda de trabalhabilidade do CRFA se dá pelo aumento da área superficial da mistura pela inclusão das fibras. O aumento de fibras requer uma demanda de água de molhagem maior, diminuindo assim a quantidade de água para fluidificar a mistura. Em geral, quanto maior o fator de forma da fibra, maior é o impacto na perda de trabalhabilidade no concreto fresco.

De acordo com Garcez (2005) e Araújo *et al.* (2014), a trabalhabilidade é a propriedades mais afetada pela adição da fibra ao concreto, porque as fibras agem como um inerte, resultando o intertravamento da mistura. Segundo Mehta & Monteiro (2013), a trabalhabilidade determina a facilidade com que uma mistura de concreto pode ser manuseada sem que haja separação prejudicial dos componentes da mistura, é uma propriedade que tem relação direta na capacidade de bombeamento e na construtibilidade.

Song (2017) afirma que para uma determinada mistura de CRFA, a capacidade de moldagem ou fluidez do concreto com fibra depende diretamente de parâmetros como volume de fibras, V_f , e fator de forma, l_f/d_f , e que a capacidade de fluidez ou trabalhabilidade diminui proporcionalmente com aumento de V_f e l_f/d_f . Bentur & Mindess (1990), Figueiredo (2000) e Lopes (2005) corroboram que a trabalhabilidade pode ser ajustada com o aumento do fator água/cimento ou adição de superplastificantes. O ACI 544.3R-08 (2008) aborda que a trabalhabilidade também pode ser melhorada com a adição de pozolanas (cinzas volantes, escórias e sílica ativa) à mistura, ou substituindo parte do cimento pelas mesmas.

O ACI 544.1R-96 (2002) relata que para volumes de fibras entre 0,25% e 1,5%, a medida do abatimento do tronco de cone pode ser reduzida de 25 a 102 mm em comparação ao concreto convencional. O mesmo documento ainda informa que o abatimento do tronco de cone não é um ensaio apropriado para avaliar a trabalhabilidade do concreto reforçado com fibras e recomenda dois ensaios apropriados para realizá-los. O primeiro é o Vebe consistômetro regulamentado pela Instituição britânica BS 1881-104 (1983) e o segundo é o ensaio do tempo de queda do cone invertido descrito pelo ASTM C995 (2008).

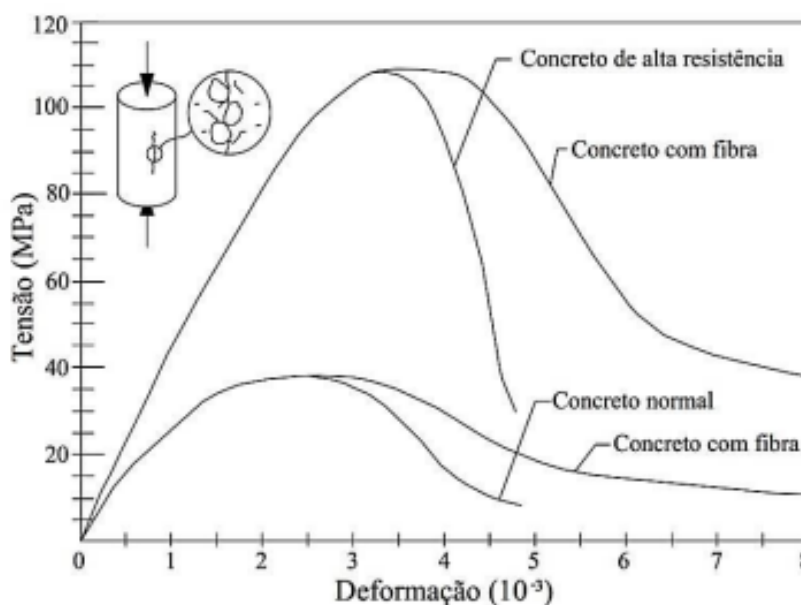
2.1.6 Propriedades do concreto reforçado com fibras no estado endurecido

Segundo o ACI 544.1R-96 (2002), a utilização de fibras de aço melhora consideravelmente o concreto em relação ao concreto simples, principalmente em relação a tenacidade, ductilidade, resistência à impactos, abrasão e fadiga. O ACI 544.4R-88 (1999) afirma que os fatores que fazem o CRFA se destacarem em relação ao concreto simples são: o tipo de fibra, o fator de forma, o volume de fibras, a resistência do concreto e a dimensão do agregado graúdo. Além disso, o documento relata que a adição de fibras ao concreto melhora a ductilidade sob todas as formas de carregamento e o acréscimo de resistência varia para cada carregamento.

2.1.6.1 Resistência à compressão

Conforme Thomas & Ramaswamy (2007), a adição de fibras de aço ao concreto possibilita um aumento inferior a 10% na resistência a compressão nos ensaios feitos em concreto de 35, 65 e 85 MPa. O ACI 544.1R-96 (2002) reitera que a resistência a compressão pode sofrer acréscimos, na ordem de 15% para volumes de fibras superiores a 1,5%. No entanto o Model Code 10 (CEB-FIP, 2010) informa que o CRFA não ganha resistência a compressão adicional comparado com o concreto simples, por outro lado, há ganho de tenacidade e ductilidade como mostra a Figura 10. O que se nota mais relevante na Figura 10 é o comportamento do CRFA após a tensão máxima na compressão. O decréscimo de tensão é menos acentuado, o que caracteriza um comportamento mais dúctil ou menos frágil.

Figura 10 – Curva tensão-deformação para concretos com fibras e sem fibras.



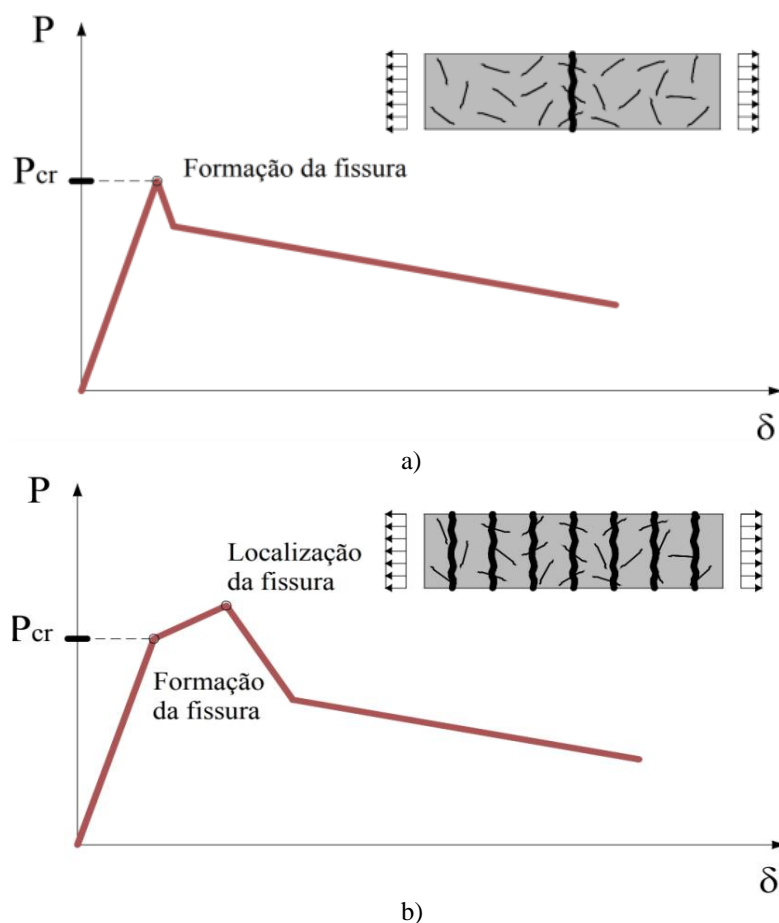
Fonte: Adaptado de Model Code 10 (CEB-FIP, 2010).

O mesmo comportamento também foi observado por Yoo *et al.* (2015), onde aborda que o teor de fibra tem relação direta com a ductilidade ou tenacidade apresentada pelo material após a tensão mais elevada, com exceção de concretos de altíssima resistência e concretos com altos teores de fibras, no qual o comportamento frágil foi inevitável em seus ensaios.

2.1.6.2 Resistência à tração direta

Löfgren (2005) explana uma relação linear do CRFA sob aplicação de tração simples até o ponto de primeira fissura (Figura 11a), e identifica uma característica de deformação que categoriza o material em comportamento *strain-softening* (amolecimento) ou *strain-hardening* (endurecimento). Quando o material atua sobre o efeito *strain-softening* tem como características principais a abertura de apenas uma fissura e a resistência de carregamento gradualmente menores a partir dessa fissura. Por outro lado, quando o material atua sobre efeito de *strain-hardening* há o surgimento de múltiplas fissuras e a crescente capacidade de absorver carregamentos.

Figura 11 – Comportamento do CRFA no ensaio de tração direta: (a) Comportamento softening; (b) Comportamento hardening.



Fonte: Adaptado de Model Code 10 (CEB-FIP, 2010).

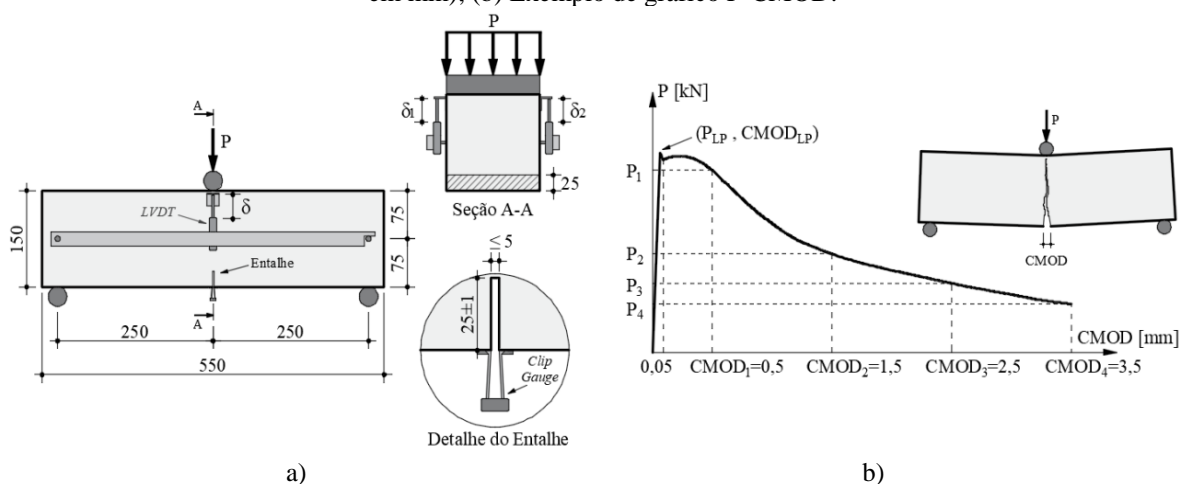
De acordo com Barros (1995) e Moraes Neto (2013) a contribuição das fibras é verificada na fase de pós fissuração do concreto, apresentando uma contribuição pouco representativa na fase de pré fissuração.

2.1.6.3 Resistência à tração na flexão

Segundo Garcez (2005) é possível constatar acréscimos de até 100% na resistência à tração na flexão. O ACI 544.1R-96 (2002) relata aumento de 50 a 70%, devido ao desempenho dúctil desenvolvido pelo concreto, do qual as distribuições de tensões e deformações ficam alterados depois da introdução das fibras.

O RILEM TC 162-TDF (2002) e a norma europeia EN 14651 (2005) orientam o uso do ensaio de flexão em prismas entalhados com três pontos para avaliar o comportamento do CRFA à tração na flexão. A Figura 12a apresenta o posicionamento dos LVDT's (Transdutor de Deslocamento Variável Linear) e do *Clip Gauge* que são tradutores apropriados para os registros de δ e CMOD, respectivamente. Este ensaio consiste na determinação da relação entre a carga aplicada (P) e o CMOD (*Crack Mouth Opening Displacement*) que é a abertura do entalhe, medido conforme a Figura 12b, ou a relação entre carga aplicada (P) e deslocamento no meio do vão (δ) e o limite de proporcionalidade do material.

Figura 12 – Ensaio de flexão a três pontos, segundo RILEM TC 162-TDF (2002): (a) Detalhes do ensaio (cotas em mm); (b) Exemplo de gráfico P-CMOD.



Fonte: Adaptado de RILEM TC 162-TDF (2002).

A partir da análise das relações apresentadas é possível determinar as resistências residuais à tração na flexão, f_{Ri} , as quais são utilizadas pelo RILEM 162-TDF (2002) e pelo Model Code 10 (CEB-FIP, 2010) no dimensionamento dos elementos estruturais em CRFA.

2.2 GEOPOLÍMERO

2.2.1 Generalidades

Devido a sua versatilidade, o concreto de cimento Portland é o material de construção mais utilizado no mundo. A produção global de cimento Portland foi de 4,19 bilhões de toneladas em 2020, representando um consumo médio global de clínquer de 0,78 toneladas por tonelada de cimento Portland produzido (SNIC, 2021). A tendência é que a produção de cimento aumente com o passar do tempo, devido ao aumento da população mundial, da urbanização e da infraestrutura.

Atualmente a indústria cimenteira é o terceiro maior consumidor industrial de energia com o consumo de 3.524 MJ/t de clínquer e sua produção libera para atmosfera cerca de 633 kg CO₂/t, o que representa cerca de 6 a 7% das emissões antropogênicas globais de CO₂ (SNIC, 2021).

O cimento é o material de construção mais consumido pelo homem e a conduta para sua sustentabilidade estão estabelecidas na redução do consumo do clínquer, uso de cimentos mais eficientes, utilização de materiais reciclados e a utilização de cimentos alternativos, que apresentem propriedades técnicas diferenciadas e de menores impactos ambientais durante a produção (PELISSER, 2022).

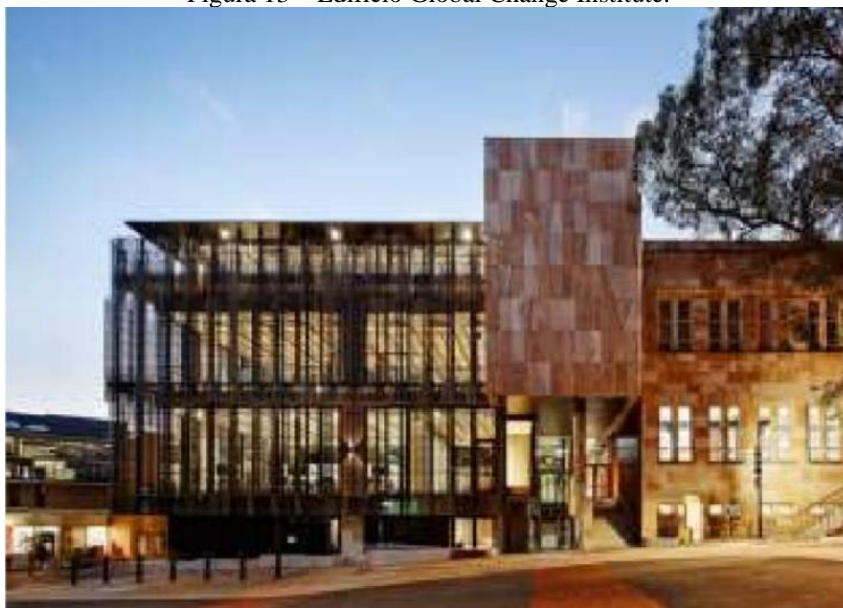
Esses cimentos alternativos são alvos de estudos minuciosos nos últimos anos e são denominados de cimentos geopoliméricos ou geopolímeros, polímeros inorgânicos, cimentos álcali-ativados, geocimentos, hidrocerâmicas, entre outros. Apesar dos diversos tipos de nomes, todos esses termos descrevem materiais sintetizados utilizando a mesma fórmula química (SINGH *et al.*, 2015).

O geopolímero é uma alternativa eficiente para a substituição do cimento Portland pela baixa emissão de CO₂ em sua produção. Segundo o estudo realizado por Borges *et al.* (2014) para a produção de 1 m³ de concreto convencional, o consumo energético é cerca de 1.794,1 MJ/m³, já para a produção de 1m³ de concreto geopolimérico, o consumo energético é de 971,4 MJ/m³. Ou seja, uma redução em 45,8% de energia. O mesmo autor em sua pesquisa, chegou à conclusão que o concreto geopolimérico reduz a emissão de CO₂ em 72,4%, com a emissão de 271,9 kg/CO₂/m³ na produção de concreto convencional contra 75,1 kg/CO₂/m³ na produção de concreto geopolimérico, ambos para a produção de 1 m³ de concreto.

Os primeiros estudos realizados com geopolímero foi iniciado na década de 1940-50 pelos pesquisadores Ucranianos Glukhovskye e Krivenko com o intuito de realizar a substituição do cimento Portland por materiais obtidos da ativação alcalina de aluminossilicatos (KRIVENKO, 2008). Posteriormente, na década de 90, o pesquisador francês Joseph Davidovits, começou a publicar seus primeiros estudos com ativação de diferentes tipos de aluminossilicatos em uma série de produtos que denominou de geopolímeros (DAVIDOVITS, 1994).

Seu emprego varia entre uso de concreto armado e simples, elementos pré-fabricados, concretos leves, tubos, formas para contenção de resíduos perigosos, argamassas, entre outros materiais (PROVIS, 2017). Na Austrália, Canadá e Europa, o concreto geopolimérico é empregado na fabricação de dormentes ferroviários, painéis pré-fabricados para construções, blocos, reparos de rodovias, projetos de infraestrutura e outras aplicações (SONAFRANK, 2010), evidenciando os progressos que vêm sendo realizados em relação a essa tecnologia. Um dos principais e maiores exemplos de aplicação de sucesso para fins estruturais é o edifício Global Change Institute da University of Queensland em Brisbane, Austrália (Figura 13).

Figura 13 – Edifício Global Change Institute.



Fonte: Davidovits (2013).

Os geopolímeros fazem parte de uma classe de materiais com propriedades cimentícias, são materiais com grande potencial tecnológico e grandes vantagens ecológicas por aceitarem em sua formulação matérias primas naturais ou resíduos industriais de várias fontes, desde que os resíduos sejam ricos em aluminossilicatos amorfos e que tenham passado por tratamento

térmico, o que torna mais reativos posteriormente para sofrerem ativação através de uma fonte altamente alcalina (SANTA, 2012).

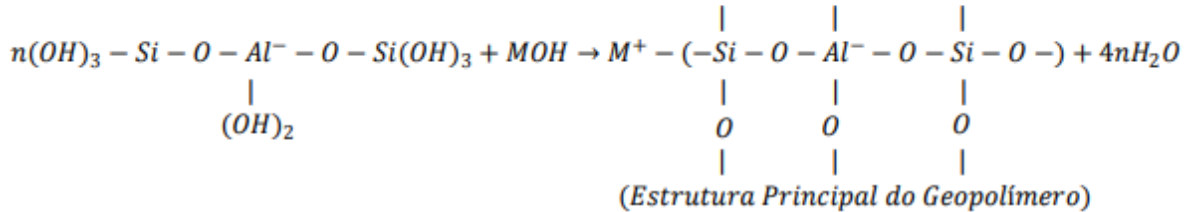
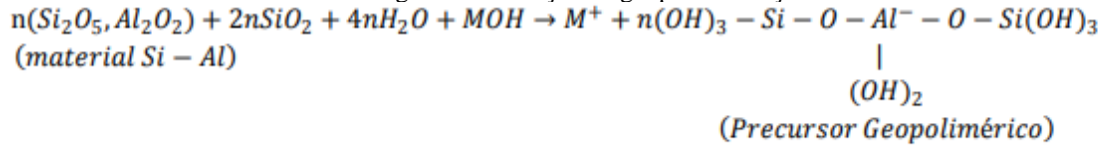
Além de ser um material mais atrativo do ponto de vista ambiental, os geopolímeros se destacam por apresentarem vantagens à resistência ao calor, e baixa condutividade térmica (DUXSON & PROVIS, 2008) e na resistência à ataques químicos (JIN *et al.*, 2016), os materiais álcali ativados tiveram menor perda de massa quando comparadas ao cimento Portland (PALOMO *et al.*, 1999; PINTO, 2004), e possuem baixos valores de permeabilidade, que favorecem sua aplicação na imobilização de resíduos tóxicos e radioativos (GIANNOPOULOU & PANIAS, 2007).

2.2.2 Síntese de geopolímeros

Os materiais geopoliméricos são formados por um material que contém elevado teor de sílica e alumina denominados de aluminossilicatos (metacaulim, sílica ativa, escória de alto forno, cinza volante ou cinzas do bagaço de cana, por exemplo), chamados também de precursores, que são dissolvidos em uma solução aquosa de elevada alcalinidade, ou seja, um ativador (KHALE & CHAUDHARY, 2007). Os ativadores têm uma função primordial que é a formação e estabilização de uma nova estrutura, são essenciais para dissolver certas quantidades de sílica e alumina (SiO_2 e Al_2O_3). Em geral são utilizados dois tipos de ativadores alcalinos: soluções de hidróxido alcalino (hidróxido de potássio (KOH), hidróxido de sódio (NaOH) ou uma mistura das soluções de silicato alcalino (silicato de sódio ou potássio) e de hidróxido alcalino. Os ativadores mais utilizados são uma mistura de hidróxido de sódio ou hidróxido de potássio com silicatos de sódio (KRIVENKO 2017; SEVERO *et al.*, 2013).

Os geopolímeros são produzidos através da polimerização de silício, alumínio e oxigênio para resultar e uma estrutura tridimensional amorfa. As principais etapas da geopolimerização são: dissolução de óxidos de aluminossilicato, difusão de complexos de alumínio e silício, condensação ou formação de gel e endurecimento do gel (DAVIDOVITS, 1989; MAJIDI, 2009; XU, 2002). Na Figura 14 é apresentado o esquema da reação de geopolimerização para relação atômica Si/Al igual a 2.

Figura 14 – Reação de geopolimerização.



Fonte: Adaptado de Xu & Van Deventer (2000).

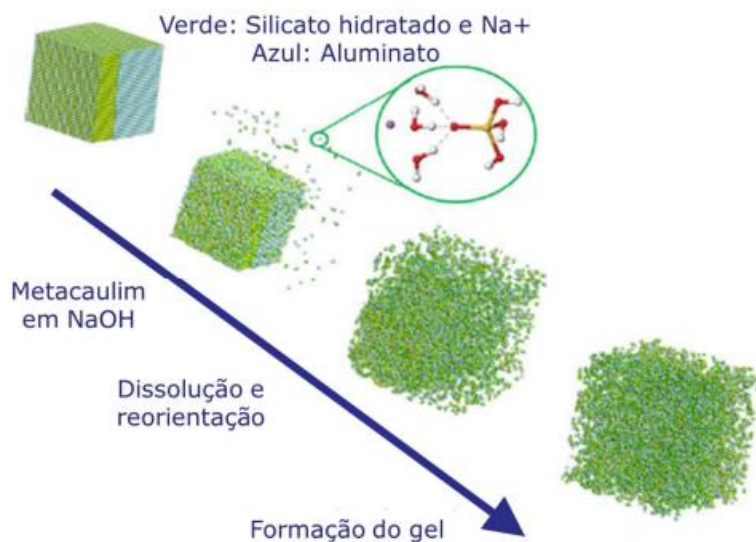
A primeira etapa compreende na dissolução do aluminossilicato em uma solução alcalina. Quando o material precursor é colocado em contato com solução ativadora, ocorre a dissolução dos compostos de alumínio quanto dos de silício inicia. A dissolução do aluminossilicato dependente de diversos fatores, como: concentração da solução ativadora, da velocidade de agitação, do metal alcalino na solução, do tempo e da composição do material precursor. Entre esses fatores citados, os mais importantes são a concentração da solução ativadora e a composição química do precursor geopolimérico (NAZARI & SANAJAYA, 2017; XU, 2002).

Logo após o processo de dissolução dos aluminossilicatos, é desenvolvida uma solução supersaturada de aluminossilicatos e, então, os complexos de alumínio e silício se difundem em uma fase gel. Nessa fase, dois fatores são muito importantes, o tempo de dissolução e a velocidade de agitação. Muito tempo de dissolução e uma agitação mais intensa permite remover ao máximo os complexos de alumínio e silício dissolvidos na superfície, quebrar cineticamente a barreira entre a superfície das partículas de Al-Si e a fase de gel, como também acelerar a difusão de complexos de alumínio e silício (DUXSON *et al.*, 2007; XU, 2002).

Embora apresentados linearmente, esses processos são amplamente acoplados e ocorrem simultaneamente, como a formação do gel que ocorre simultaneamente com a dissolução e difusão. No processo da formação do gel, três parâmetros são essenciais, a temperatura, o pH e o cátion presente na solução alcalina. Uma alta temperatura, um alto pH (ou alta concentração da solução ativadora) e um cátion de metal alcalino com um tamanho atômico maior, fomentam a fase de condensação e promovem uma completa geopolimerização (DUXSON *et al.*, 2007; XU, 2002).

A última etapa do processo é a secagem e endurecimento do gel. No decorrer dessa etapa nenhuma reação química acontece, apenas a evaporação da água e a liberação de parte da solução alcalina. Porém, deve tomar cuidado com alguns fatores como temperatura, umidade e circulação do ar, pois esses parâmetros vão determinar se o produto da geopolimerização obterá uma alta resistência mecânica ou possuirá rachaduras (KHALE & CHAUDHARY, 2007; LEMOUGNA *et al.*, 2016; XU, 2002). Na Figura 15 é apresentado o processo de geopolimerização do metacaulim na solução alcalina de hidróxido de sódio (NaOH).

Figura 15 – Geopolimerização do metacaulim em hidróxido de sódio.



Fonte: Adaptado de Provis (2014).

Na figura acima é representado um modelo tridimensional de geopolimerização proposto por Provis (2014), onde é possível reproduzir as características microestruturais fundamentais do processo de reação do metacaulim em hidróxido de sódio. Pode-se observar que as partículas de metacaulim são atacadas pela solução alcalina, e as partículas de alumínio e silício podem ser liberadas para dissolução podendo se rearranjar e transformar em um gel (PROVIS, 2014).

2.2.3 Precursores geopoliméricos

Para obter o geopolímero é necessário precursores, que são aluminossilicatos empregados para dissolução em uma solução alcalina. Os precursores geopoliméricos podem ser compostos pozolânicos ou fonte de alumínio e sílica que sejam facilmente dissolvidos em uma solução alcalina (KHALE & CHAUDHARY, 2007).

O primeiro material precursor utilizado para síntese de geopolímeros foi o metacaulim (DAVIDOVITS, 1989; KOMNITSAS & ZAHARAKI, 2007). O metacaulim é resultado de um

processo da queima da caulinita em temperatura controlada. O calor imposto na reação, ajuda a aumentar a reatividade da caulinita na reação de geopolimerização (YUN-MING *et al.*, 2016). Depois do uso do metacaulim e da descoberta das suas propriedades benéficas na reação de geopolimerização, outros materiais vêm sendo utilizados para síntese de geopolímeros, como minerais de aluminossilicatos naturais, cinza volantes, escória de alto forno, lama vermelha cinza da casca de arroz e cinza de óleo de palma, sendo a maioria destes resíduos industriais (ZHANG *et al.*, 2016).

Os geopolímeros produzidos com o precursor metacaulim são vistos como um sistema modelo, pois não há complexidade dos subprodutos industriais, que podem ter variações devido a obtenção e eventuais contaminações (PIRES, 2015). Atualmente, o metacaulim é precursor geopolimérico mais utilizado pelos estudiosos devido à sua elevada taxa de dissolução em meio alcalino e a facilidade de controle da relação $\text{SiO}_2/\text{Al}_2\text{O}_3$ (CESARI, 2015).

O metacaulim apresenta na sua composição elementos essenciais para produção de geopolímeros, entre eles sílica (SiO_2), cerca de 52%, e Alumina (Al_2O_3) com aproximadamente 40%, onde os 8% restantes são considerados impurezas, como quartzo e outros argilominerais como feldspato, mica gipsita, ferro e materiais orgânicos (NITA, 2006).

O Brasil está entre os maiores produtores de caulim do mundo, atualmente ocupa a 8ª colocação, com 1,77 Mt (Milhões de toneladas), atrás de países como Estados Unidos com aproximadamente 5,5 Mt, Alemanha (4,3 Mt), Índia (4,1 Mt), República Tcheca (3,5 Mt), China (3,2 Mt), Turquia (1,9 Mt) e Ucrânia (1,8 Mt). Em 2017, a produção mundial total de caulim foi de 36,6 Mt, crescendo cerca de 4,3% em relação ao ano anterior (ANM, 2017).

Dessa produção de caulim beneficiado no Brasil de 1,77 Mt, 90,6% estão representados pelo estado do Pará, com 1,6 Mt. São Paulo possui a 2ª maior produção de caulim no Brasil com 81,3 mil toneladas (Kt) produzidas, seguidos pelo Rio Grande do Sul, com 54,9 Kt. Essa produção total movimentou, em 2017, valores na ordem de 722 milhões de reais em produção comercializada (ANM, 2017).

2.2.4 Soluções ativadoras

A solução ativadora é um dos fatores mais importantes na síntese dos geopolímeros, ela deve possuir um meio altamente alcalino que seja suficiente para ativar o silício e o alumínio presente no precursor, a fim de transformar uma estrutura parcial ou totalmente vítrea em um material muito compacto (KHALE & CHAUDHARY, 2007; SEVERO *et al.*, 2013).

No caso das soluções ativadores, os ativadores alcalinos responsáveis por deixar o meio altamente alcalino da solução podem ser classificados da seguinte forma, onde M representa qualquer metal alcalino (Sódio (Na), Potássio (K) ou Lítio (Li)) ou metal alcalino-terroso (Cálcio (Ca)) (PETERMANN, SAEED & HAMMOND, 2010):

- Hidróxidos de metais alcalinos, MOH
- Sais de ácidos fracos, M_2CO_3 , M_2SO_3 , M_3PO_4 , MF
- Sais de ácidos fortes, M_2SO_4
- Silicatos, $M_2O \cdot nSiO_3$
- Aluminatos, $M_2O \cdot nAlO_3$
- Aluminossilicatos, $M_2O \cdot nAl_2SO_3 \cdot (2-6) SiO_2$

Os ativadores alcalinos mais utilizados são os hidróxidos de metais alcalinos ou uma combinação de um hidróxido de metal alcalino com um silicato (EDUOK, 2016). O hidróxido alcalino é apresentado na forma de MOH, onde M é qualquer metal alcalino. Os metais alcalinos são elementos químicos presentes no primeiro grupo da tabela periódica, chamado de família 1 A (Li, Na, K, Rb, Cs, Fr), porém os mais utilizados nas soluções ativadores são os hidróxidos de Sódio (NaOH) e/ou Potássio (KOH) (KOMNITSAS & ZAHARAKI, 2007). Além disso, a solução de silicato tem como objetivo complementar o silício, para que obtenha as proporções de SiO_2/Al_2O_3 para cada tipo de utilização ou propriedade desejada (SEVERO *et al.*, 2013).

O tipo de metal alcalino escolhido para o hidróxido envolvido na reação afeta diretamente a dissolução na síntese do geopolímero. A dissolução, na maior parte das vezes, é associada a resistência à compressão dos geopolímeros. Os aluminossilicatos são dissolvidos mais facilmente em hidróxido de sódio do que o hidróxido de potássio. Contudo, os geopolímeros realizados com potássio apresentam resistência a compressão 42% maior que aqueles produzidos com sódio (YUN-MING *et al.*, 2016).

Para uso de geopolímeros que necessitam de alta resistência mecânica, como aplicações em estruturas de engenharia, é necessário a adição de silício, através da adição do silicato alcalino na solução ativadora (MAJIDI, 2009). Pesquisas mostram que o uso de uma solução alcalina proveniente de uma combinação de um silicato alcalino e um hidróxido alcalino é mais reativa do que aquelas compostas somente com hidróxido alcalino (PROVIS & VAN DEVENTER, 2009).

A adição de silicatos de sódio ou potássio na solução ativadora melhora a cinética das reações durante a ativação, resultando em um melhor desempenho mecânico nas primeiras idades e nas características estruturais (KOMNITSAS & ZAHARAKI, 2007). No entanto, o excesso de silicato na reação pode reduzir a resistência mecânica porque reduz a evaporação de água e dificulta a formação da estrutura geopolimérica (EDUOK, 2016). De modo geral, os ativadores com base sódio são mais usuais devido à sua disponibilidade, baixo custo e alta reatividade (TIPPAYASAM *et al.*, 2016).

Em termos ambientais, o cimento geopolimérico é mais sustentável que o cimento Portland como mostra a pesquisa de Borges *et al.* (2014). Porém, o cimento geopolimérico ainda produz impactos ambientais devido a produção de silicato alcalino. A produção do silicato de sódio tradicional envolve a queima de carbonato de sódio (Na_2CO_3) e quartzo (SiO_2) em temperaturas entre 1400 a 1500 °C, resultando em uma grande quantidade de CO_2 como produto secundário. Essa necessidade energética envolvida na produção do silicato de sódio, diminui em termos consideráveis a sua questão sustentável, chegando a emitir 1,5 kg de dióxido de carbono para cada quilo da solução (KAMSEU *et al.*, 2017; TCHAKOUTÉ *et al.*, 2016a). A emissão de carbono advinda da produção do silicato de sódio equivale a quase metade de toda emissão de carbono de um concreto geopolimérico (NAZARI & SANJAYAN, 2017).

Por essa razão, novos materiais vêm sendo estudados como alternativa mais sustentável para a obtenção de silicatos, como resíduos de vidro (TCHAKOUTÉ *et al.*, 2016b), cinza de folha de bambu (KOW *et al.*, 2014), microssílica (CAICEDO; RODRÍGUEZ; GUTIÉRREZ, 2015), nanossílica (RODRÍGUEZ *et al.*, 2013) e cinza da casca de arroz (CAICEDO; RODRÍGUEZ; GUTIÉRREZ, 2015; KAMSEU *et al.*, 2017; TCHAKOUTÉ *et al.*, 2016a; TCHAKOUTÉ *et al.*, 2016b).

2.2.5 Produção do concreto geopolimérico

A principal área de aplicação da tecnologia de geopolímeros é atualmente o desenvolvimento de materiais de construção de baixa emissão de CO_2 , como alternativa aos concretos e argamassas produzidos à base de cimento Portland. Também são aplicados a base no encapsulamento de resíduos, como uma cerâmica de baixo custo (usada diretamente, ou como precursor para calcinação) e na proteção contra incêndio das estruturas (PROVIS & VAN DEVENTER, 2014).

De acordo com Jaf & Aziz (2022), a produção do concreto geopolimérico pode ser realizado em três etapas distintas:

a) Inicia-se com a preparação da solução alcalina misturando Hidróxido de Sódio (NaOH) e Silicato de Sódio (Na_2SiO_3) ou Hidróxido de Potássio (KOH) e Silicato de Potássio K_2SiO_3 , acrescentando alguma quantidade de água. Posteriormente a solução é colocada em repouso por 24 horas;

b) Na etapa seguinte, a solução alcalina previamente preparada é misturada aos materiais secos, como a matéria prima percussora e os agregados, com adição de uma porcentagem de água definida de acordo com os materiais empregados na mistura para posteriormente poder moldar.

c) Na última parte, as amostras são colocadas em temperatura ambiente por 24 horas. Após a desmoldagem, o processo de cura dos moldes pode ser realizado em temperatura ambiente.

Durante a preparação do concreto geopolímero é necessário atenção durante a definição da quantidade de água a ser colocada na mistura. Segundo Brito (2018), no processo de geopolimerização, a água é responsável pela plasticidade da mistura, no entanto, o excesso de água interfere na síntese de geopolimerização, pois fica presa na rede dos geopolímeros e gera porosidade, dificultando o seu processo de cura e diminuindo das propriedades mecânicas.

2.2.6 Propriedades do concreto geopolimérico

2.2.6.1 Trabalhabilidade

A relação do aumento ou redução da trabalhabilidade do geopolímero está relacionado aos níveis de cálcio solúvel em álcali. Se os níveis de cálcio solúvel estiverem baixo, há redução do abatimento do concreto geopolimérico produzido com cinzas volantes ou escórias com baixo teor de cálcio. A trabalhabilidade ideal é encontrada quando a proporção em massa de líquido para sólidos geopoliméricos é superior a 0,22 e são usados agregados de baixa absorção de água (AMER HASSAN *et al.*, 2019).

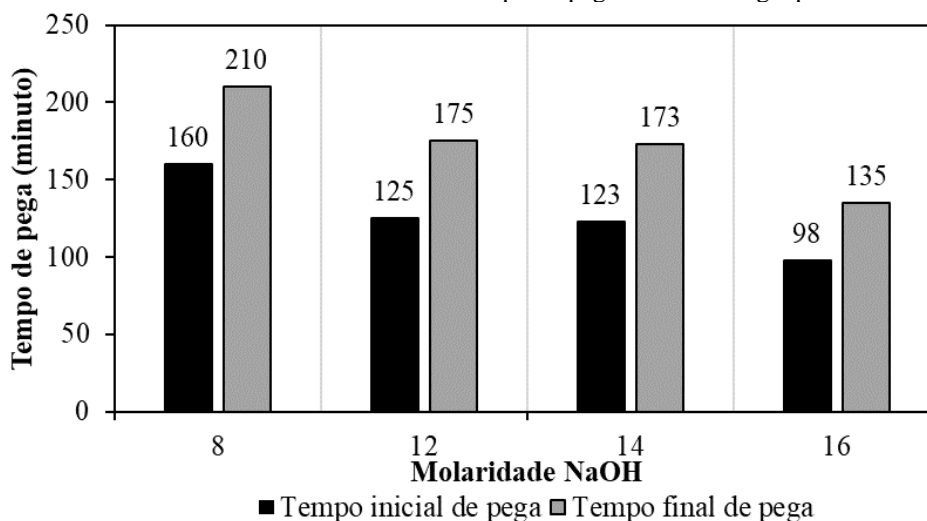
A autora Almeida (2023) realizou testes de abatimento de tronco de cone para concretos geopoliméricos produzidos com metacaulim e variando adição em massa de escória de alto forno em teor de 30 a 60% por ter na sua composição cálcio. A pesquisadora obteve como resultado que o concreto de cimento geopolimérico apresentou a faixa de abatimento de tronco de cone dentro das especificações da norma NBR 10342 (ABNT, 2012), apresentando o valor de trabalhabilidade na faixa de 110 ± 10 mm.

2.2.6.2 Tempo de pega

A alta resistência inicial do geopolímero deve-se a seu tempo de cura, por ser muito curto. O tempo de cura do concreto convencional varia entre 10 e 12 horas, enquanto o geopolímero é entre 2 e 4 horas (PENG ZHANG *et al.*, 2018). No entanto é necessário ter cuidado durante o período de cura, pois pode ter possibilidade de retração, associado a perda de hidratação (PINTO, 2006).

Diversos fatores podem alterar o tempo de pega e cura dos geopolímeros, dois deles são a molaridade do hidróxido de sódio (NaOH) e precursores ricos em cálcio. A pesquisa de Amer Hassan *et al.* (2019) indicou que o tempo de pega pode ser diminuído quando a molaridade do NaOH aumenta, como o autor mostra na Figura 16.

Figura 16 – Efeito da molaridade do NaOH no tempo de pega do concreto geopolimérico.



Fonte: Adaptado de Amer Hassan *et al.* (2019).

Os estudos apresentados por Almeida (2023), que tiveram como base a adição de 30% a 60% em massa de escória de alto forno em misturas de geopolímeros, mostrou que o concreto geopolimérico começou a solidificar em torno de 138 minutos e finalizou com 184 minutos, um intervalo entre início e fim de pega de 46 minutos.

A variação do teor de escória de alto forno presente na pesquisa de Almeida (2023), que possui boa porcentagem de cálcio presente em sua composição é um fator crucial para a reação de pega dos geopolímeros, pois adição de fontes ricas em cálcio acelera o tempo de pega inicial e final de matrizes geopoliméricas, independentemente da natureza da fonte devido a nucleação heterogênea e reações secundárias que dependem da natureza e concentração das fontes de cálcio, dentre outros fatores (ASSI *et al.*, 2018; DJOBO *et al.*, 2016; NAGALIA, *et al.*, 2016; RANJBAR *et al.*, 2020; TOPARK-NGARM, *et al.*, 2015).

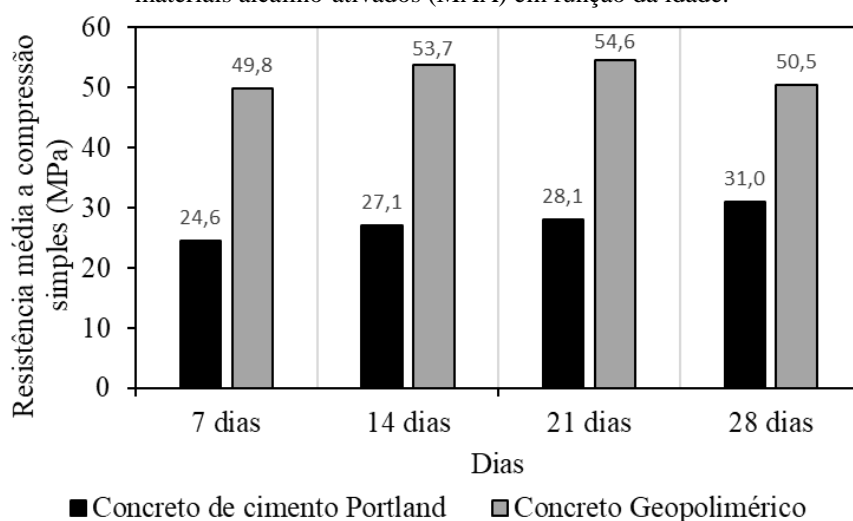
2.2.6.3 Resistência à compressão

A resistência mecânica à compressão fornece uma visão geral sobre a qualidade do material e pode servir como um parâmetro para avaliar o grau de polimerização, uma vez que, quanto mais polimerizada estiver a estrutura, maior será a resistência. De acordo com a literatura, a resistência à compressão é influenciada pela quantidade de gel geopolimérico, tipo de produtos da reação, taxa de calcinação, temperatura, tempo de cura, umidade relativa (GARCÍA-MEJÍA & CHÁVEZ-GARCÍA, 2016). Difo *et al.* (2015) relataram que a resistência à compressão também é influenciada pela taxa de calcinação do caulim.

Lima (2021) caracterizou concretos geopoliméricos utilizando como precursores o metacaulim e como ativadores o hidróxido de sódio e o silicato de sódio com o objetivo de determinar sua resistência mecânica. O autor chegou à conclusão que o concreto geopolimérico alcançou mais de 95% da sua resistência final aos 7 primeiros dias de cura, que para a dosagem utilizada, teve uma resistência final de 50 MPa.

Na Figura 17 tem-se os resultados obtidos por Lima (2021) que foram semelhantes a pesquisa realizada por Goldoni (2014), este pesquisou a resistência à flexão e compressão de geopolímeros com metacaulim, porém com a incorporação de nanotubos e chegou à conclusão que o maior ganho de resistência de geopolímero acontece nas primeiras 72 horas e que a partir do terceiro dia, os ganhos de resistência não são tão significativos.

Figura 17 – Resistência à compressão simples do concreto a base de cimento Portland (CP) e a base de materiais alcalino-ativados (MAA) em função da idade.



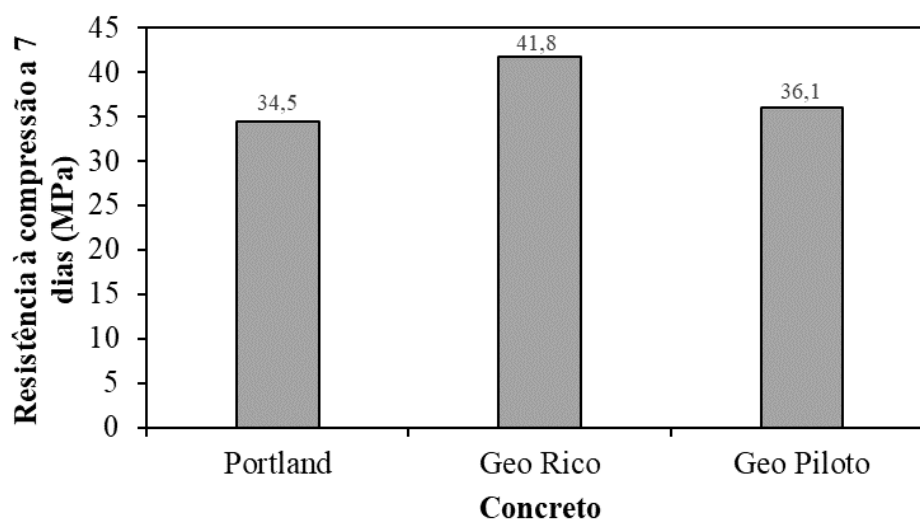
Fonte: Adaptado de Lima (2021).

Segundo Davidovits (2002), a adição de escória de alto forno ao geopolímero, acelera o tempo de pega e melhora significativamente a resistência à compressão e a flexão devido a presença de cálcio na sua composição.

Almeida (2023) propôs em seu trabalho realizar pastas, argamassas e concreto de cimento geopolimérico desenvolvidos com metacaulim, escória de alto forno e solução alcalina de hidróxido de sódio e silicato de sódio. A autora avaliou a influência da escória de alto forno nas propriedades mecânicas da pasta geopolimérica, a influência da areia na argamassa geopolimérica e a adição de brita 0 nas misturas de concreto. Os resultados da pesquisadora mostraram que a pasta alcançou resistência máxima à compressão de 36,5 MPa com 35% de escória na matriz. Esse valor subiu para 41,15 MPa na argamassa com a incorporação de 40% de areia. Para o concreto geopolimérico, o melhor resultado foi encontrado para a mistura que continha menor adição de brita.

Em relação à pesquisa realizada com concreto geopolimérico, a pesquisadora comparou a resistência à compressão aos 7 dias do concreto portland de alta resistência inicial com dois traços de concreto geopolimérico, o traço denominado de piloto com a proporção de 1:1,43:3,57 (metacaulim; areia; brita) e o traço rico de 1:1,43:2,07. O traço rico de concreto geopolimérico apresentou resistência à compressão de 41,8 MPa, resistência superior ao traço piloto que apresentou resistência de 36,1MPa e ambos apresentaram resistência à compressão superior ao concreto Portland que obteve 34,5 MPa, conforme a Figura 18.

Figura 18 – Resistência à compressão dos concretos adquiridas após 7 dias de cura.



Fonte: Adaptado de Almeida (2023).

A pesquisadora Almeida (2023) também observou, de acordo com a Figura 18, que a resistência do concreto geopolimérico diminuiu com o aumento da proporção de agregado graúdo definido pelo traço piloto. Essa redução em relação a resistência à compressão também foi observada na pesquisa realizada por Albidah *et al.* (2021). Esse comportamento pode ser justificado pela sensibilidade do concreto geopolimérico baseado em metacaulim ao conteúdo

agregado, já que, um pequeno aumento no conteúdo de agregado também resultou em uma perda significativa da trabalhabilidade.

Lima (2018) realizou uma pesquisa com o objetivo de investigar a viabilidade do uso da cinza de casca de arroz como fonte complementar de sílica na síntese de geopolímeros. Foram moldados geopolímeros com as razões molares $\text{SiO}_2/\text{Al}_2\text{O}_3$ iguais a 3,0; 3,5 e 4,0; utilizando o silicato de sódio tradicional (SS) e o silicato de sódio alternativo da cinza da casca de arroz (SCCA), com cura ao ar em temperatura ambiente (25°C) e cura imersa em água aquecida em estufa a 60°C. Os corpos de prova produzidos foram ensaiados aos 7 e 28 dias para resistência à compressão.

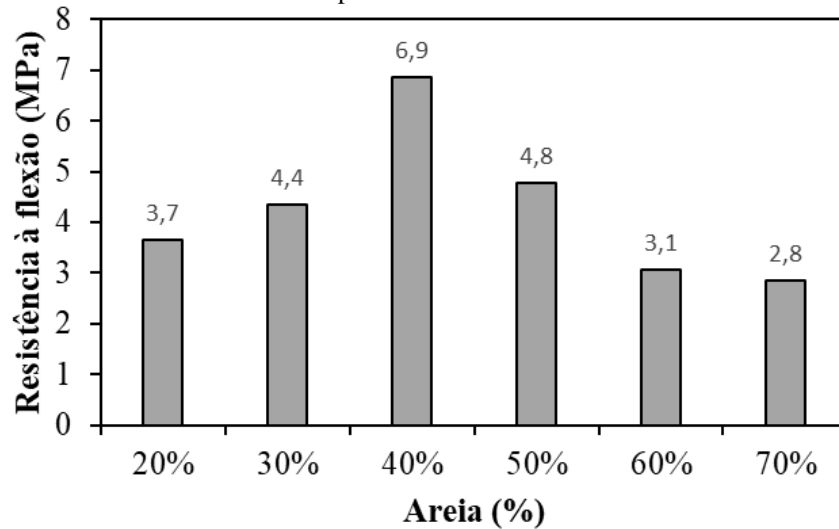
Lima (2018) observou que há aumento da resistência à compressão para todos os casos com o aumento da relação $\text{SiO}_2/\text{Al}_2\text{O}_3$, quando analisadas as amostras com o mesmo silicato, temperatura de cura e idade. A resistência à compressão aumenta com o aumento da oferta de silício no sistema. Uma pesquisa desenvolvida por Ozer & Soyer-Uzun (2015) resultou que a adição de sílica solúvel na solução ativadora pode diminuir o nível de ordenação da estrutura e consequentemente aumentar o nível de desordem no sistema, resultando em um aumento na resistência à compressão.

De acordo com Duxson *et al.* (2005), há um acréscimo de resistência devido ao aumento da relação $\text{SiO}_2/\text{Al}_2\text{O}_3$, devido às ligações Si-O-Si serem mais fortes que as ligações Si-O-Al e Al-O-Al e que o aumento desta relação aumenta a densidade das espécies de Si-O-Si na estrutura do geopolímero.

2.2.6.4 Resistência à tração

Almeida (2023) observou em seus estudos que os concretos geopoliméricos não apresentaram diferenças significativas na resistência à tração na flexão e que tiveram resultados superiores ao concreto Portland. No entanto, os resultados se mostraram inferiores aos obtidos pela própria autora com os ensaios realizados em argamassas, que obteve resistência à tração máxima com a adição de 40% de areia no seu traço, isso mostra que a adição de agregados altera relativamente a resistência à tração de compostos com geopolímeros. Na Figura 19 é mostrado os resultados à tração na flexão para argamassas.

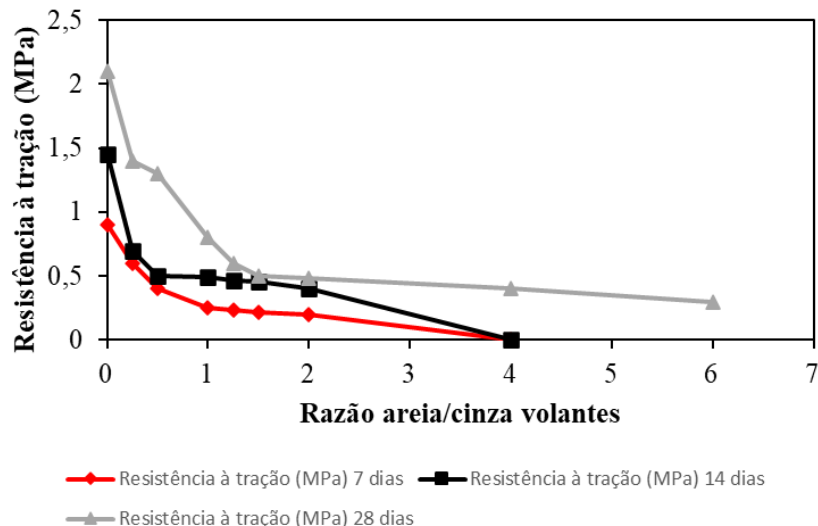
Figura 19 – Resistência à tração na flexão da argamassa geopolimérica com 35% de escória e variação dos percentuais de Areia.



Fonte: Adaptado de Almeida (2023).

Os autores Amer Hassan *et al.* (2019) chegaram a mesma conclusão que a autora Almeida (2023), porém o precursor da reação geopolimérico foi a cinza volante. Os autores observaram que os corpos de prova geopoliméricos apresentaram fissuras quando tracionados e observaram que o aumento gradual de areia/cinza volante acarreta em uma redução gradual da resistência à tração em concretos geopoliméricos nas idades de 7, 14 e 28 dias. Na Figura 20 é mostrada a relação do aumento da relação areia/cinza volante com a diminuição da resistência à tração.

Figura 20 – Resultados experimentais da resistência à tração de concretos geopoliméricos em diferentes razões areia /cinzas volantes.



Fonte: Adaptado de Amer Hassan *et al.* (2019).

Outro fator que pode alterar a resistência a tração dos concretos geopoliméricos é a adição de água. Diversos autores como Patankar *et al.* (2013), Thokchom *et al.* (2009), Alomayri *et al.* (2014) avaliaram o efeito da água na síntese de geopolímeros. Um estudo

analisou o efeito de um teor de água adicional à pasta geopolimérica a base de cinza volante, ativada com hidróxido de sódio (NaOH) e Silicato de sódio, a água adicional aumenta a trabalhabilidade da pasta, porém, diminui a resistência à tração e a resistência à compressão do material resultante (ALIABDO *et al.*, 2016).

2.2.6.5 Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade do concreto geopolimérico também sofre alteração de acordo com as composições realizadas para formulação da mistura e o tempo de cura. Pelisser *et al.* (2018) realizou estudos envolvendo concreto geopolimérico a base de metacaulim e chegou ao resultado de 26,1 GPa para o módulo de elasticidade aos 28 dias, resultado inferior ao módulo de elasticidade do concreto que foi de 48,1 GPa para a mesma idade. O autor concluiu que o baixo valor do módulo de elasticidade, quando comparado ao do cimento Portland, é característico do material geopolimérico devido ao tipo de ligação química proporcionado pela razão do Si/Al.

De acordo com Mazza (2010), pode haver diminuição do módulo de elasticidade com o aumento da razão molar Si/Al na mistura, pois diferentes relações podem gerar diferentes produtos de hidratação e formação de estruturas diferentes. Segundo o mesmo autor, outro fator que pode alterar o módulo de elasticidade é a granulometria dos agregados empregados no concreto geopolimérico.

Lopes *et al.* (2023) realizou uma pesquisa variando a composição das misturas do concreto geopolimérico a base de metacaulim para avaliar a influência da composição dos agregados na resistência e módulo de elasticidade. Os autores chegaram à conclusão que compactação das misturas não aumentou significativamente (menos de 10%) as resistências dos geopolímeros e diminuiu inclusive no teste de compressão e no módulo de elasticidade.

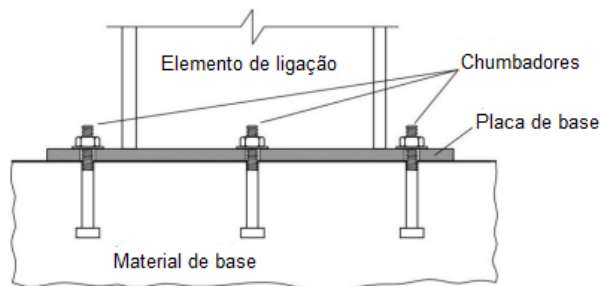
Os mesmos autores também realizaram ensaios para analisar a evolução temporal do módulo de elasticidade. Ou seja, o quanto o módulo de elasticidade pode variar com o passar do tempo. E chegaram à conclusão que a evolução temporal do módulo de elasticidade dos geopolímeros à base de metacaulim, curados à temperatura ambiente, termina em torno de 420 horas de cura e o módulo de elasticidade oscila em torno de 18 GPa. Este valor é consistente com os resultados obtidos por Alsaif *et al.* (2022).

2.3 ANCORAGEM NO CONCRETO

2.3.1 Principais elementos de um sistema de ancoragem com chumbadores

As ancoragens são normalmente usadas para transferir cargas para o concreto ou para conectar elementos de concreto, em geral o sistema de ancoragem pode ser composto pelos seguintes elementos: placa de base, chumbador, material de base e elemento de ligação. A placa de base é conectada ao elemento de ligação que distribui as cargas para os chumbadores, já os chumbadores são responsáveis pela fixação das placas de base ao concreto e o material de base consiste no concreto que contorna os chumbadores, conforme a Figura 21. Em alguns casos especiais o elemento de ligação pode ser ancorado diretamente ao concreto, isto é, sem a placa de base (FIB BULLETIN 58, 2011).

Figura 21 – Principais elementos de uma ancoragem com chumbadores.

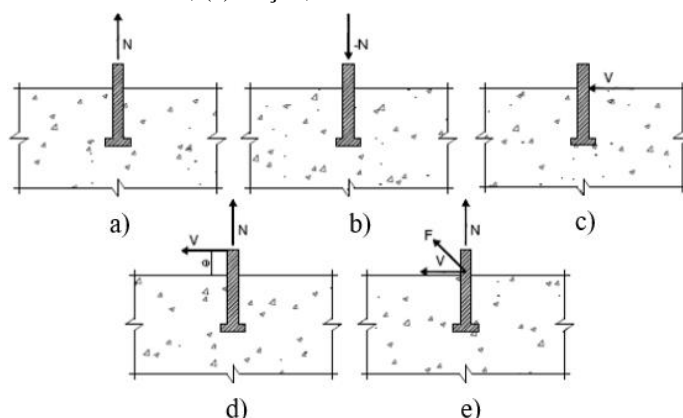


Fonte: Adaptado de *fib* BULLETIN 58 (FIB, 2011).

2.3.2 Tipos de esforços

Segundo CEB (1994) os esforços isolados que agem no sistema de ancoragem são os esforços de tração, compressão e cisalhamento, porém esses esforços podem agir de forma combinada como tração e cisalhamento ou tração, cisalhamento e momento fletor, conforme a Figura 22 a seguir.

Figura 22 – Tipos de sollicitações: (a): Tração; (b) compressão; (c) cisalhamento; (d) tração e cisalhamento; (e) tração, cisalhamento e momento fletor.

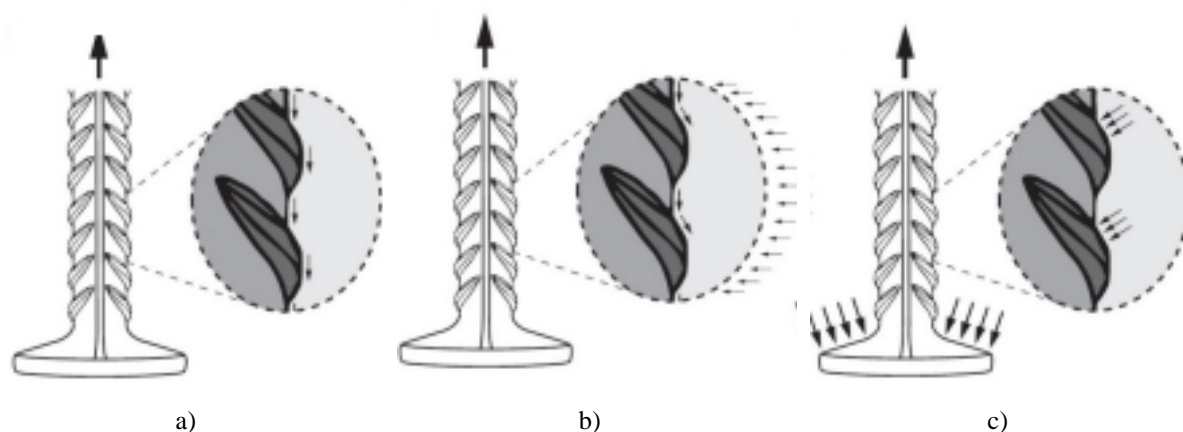


Fonte: Adaptado de CEB (1994).

2.3.3 Mecanismo de transferência de carga

Os sistemas de ancoragem transferem e distribuem as cargas de tração aplicadas ao material de base do concreto de várias maneiras. Os principais mecanismos de transferência de carga para os vários tipos de sistemas de fixação são de adesão química, atrito e aderência mecânica, conforme o autor mostra na Figura 23 (ELIGEHAUSEN *et al.*, 2006).

Figura 23 – Mecanismos de transferência de esforços entre o concreto e aço em conectores com cabeça: (a) Adesão química; (b) Atrito (com pressão externa); (c) Ação mecânica.



Fonte: Adaptado de Brantschein (2016).

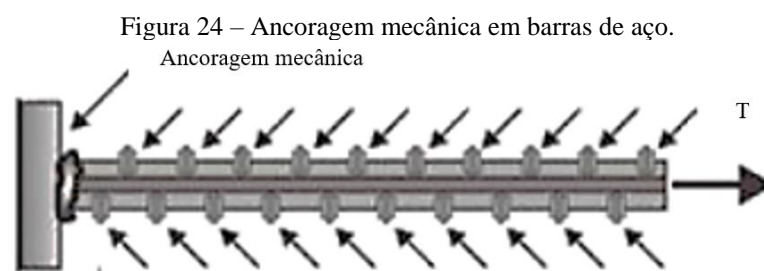
Segundo Silva (2018), Lima (2019) e Santana (2020), a adesão química é definida como uma ligação físico-química entre as interfaces do aço e concreto originados durante as reações de hidratação do cimento. De acordo com Silva (2018), pode ser descrita como a “colagem” entre a pasta de cimento e a armadura, oriunda de forças capilares. Eligehausen *et al.* (2006) afirma que a carga de tensão é transferida para o material por meio de ligação, isto é, por uma combinação de adesão e micro chaveamento e ocorre em ancoragens por aderência, podendo ter maior capacidade de ancoragem em barras lisas com pouca rugosidade em sua textura superficial. Porém, conforme MacGregor & Wight (2012), esse mecanismo é rapidamente perdido quando a barra começa a ser carregada a tração, principalmente porque o diâmetro da barra diminui ligeiramente, devido à razão de Poisson. Por isso, é a parcela de menor contribuição de aderência quando comparada os demais mecanismos.

Segundo Silva (2018), Lima (2019) e Santana (2020), o mecanismo de aderência por atrito está relacionada a diversos fatores, como rugosidade da zona de contato entre a barra de aço e o concreto, onde superfícies mais ásperas e rugosas terão um maior coeficiente de atrito e consequentemente maior aderência por atrito. As tensões de cisalhamento na superfície da barra de aço, a expansão e retração do concreto, assim como as forças de confinamento que são

geradas por tensões de compressão transversal sobre a barra de aço, dificultam o deslocamento da armadura, aumentando assim a parcela devido ao atrito. De acordo com Eligehausen *et al.* (2006), o atrito é o mecanismo de transferência de carga empregado pelas ancoragens de expansão, devido ao seu modo de instalação, onde é gerado uma força de expansão que dá origem a uma força de atrito entre a ancoragem e as laterais do furo. Essa força de atrito gerada está em equilíbrio com a força de tração externa.

De acordo com MacGregor & Wight (2012), embora a aderência por adesão química e por atrito estejam presentes quando uma barra deformada é carregada pela primeira vez, esses mecanismos de transferência por ligação são rapidamente perdidos, deixando a ligação para ser transferida por meio da aderência mecânica.

A aderência mecânica é garantida pela presença de saliências, nervuras, mossas ou entalhes na superfície da barra que funcionam como apoios da barra no concreto, resultando em esforços de compressão no concreto e possibilitando um aumento no valor da aderência (LEONHARDT & MÖNNING, 1993). Segundo Eligehausen *et al.* (2006) a aderência mecânica também se faz presente na cabeça dos conectores, sendo o principal responsável pela capacidade de ancoragem das barras (Figura 24). A aderência mecânica é mecanismo de transferência de carga empregados nas ancoragens com cabeça, canais de ancoragem, ancoragem de parafuso e ancoragem de segurança.

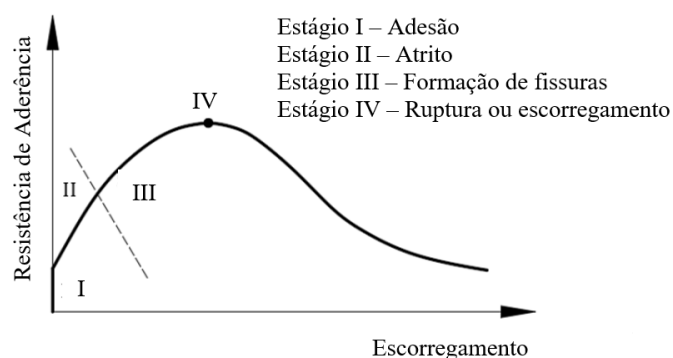


Ancoragem por aderência

Fonte: Adaptado de Fusco (1995).

Apesar da classificação das parcelas de contribuição de cada fase de aderência, Fusco (1995) afirma que a separação é meramente ilustrativa e que ainda não é possível determinar exatamente a contribuição de cada uma delas individualmente. Entretanto, o *fib Bulletin* (1999) admite que o resultado entre a resistência de aderência e o escorregamento da barra pode ser dividido em estágios. Na Figura 25 é apresentado a divisão que foi baseada em ensaios experimentais de arrancamento.

Figura 25 – Diagrama esquemático de tensão de aderência x escorregamento do ensaio de arrancamento.



Fonte: Adaptado de *fib* BULLETIN (FIB, 1999).

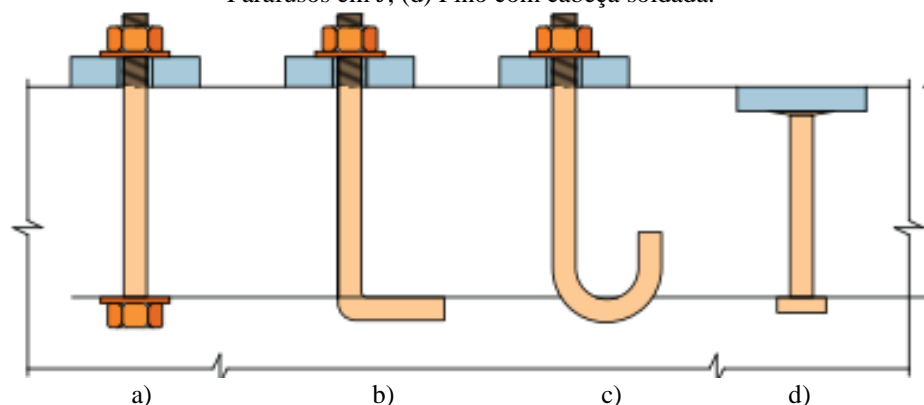
De acordo com *fib* Bulletin (1999), o estágio I demonstra a aderência por adesão química, onde os deslocamentos iniciais são quase nulos, o que determina que essa parcela de aderência é uma pequena parte da contribuição total da resistência. Logo após a contribuição da parcela de aderência por adesão, inicia-se a o estágio II, onde os esforços do aço são transferidos ao concreto por meio do atrito entre os dois materiais, gerando microfissuras internas na região de contato. Logo em seguida, os deslocamentos relativos começam a aumentar, o que resulta na geração de deformações iniciais e esmagamento do concreto nas nervuras da barra de aço. As fissuras radiais começam a se formar no estágio III, demonstrando o início da falha da resistência por aderência do elemento estrutural e por fim no estágio IV o elemento chega a ruptura ou é realizado o escorregamento total da ancoragem.

2.3.4 Tipos de ancoragem para concreto

Os sistemas de ancoragem podem ser classificados conforme o seu modo de instalação em pré-instalados e pós-instalados. As ancoragens pré-instaladas são posicionadas na forma antes do concreto ser lançado, já as ancoragens pós-instaladas podem ser inseridas em orifícios perfurados (instalação indireta) ou instalados no material de base com energia de impacto (instalação direta) no concreto endurecido (ELIGEHAUSEN *et al.*, 2006; CEB-FIP MODEL CODE, 2010).

Segundo o ACI 318 (2019), os chumbadores pré-instalados ou instalados antes da concretagem podem ser divididos em parafusos com cabeça, parafusos com gancho (parafuso em J ou L) e pinos com cabeça. Já os chumbadores pós-instalados ou instalados após a concretagem, podem ser divididos em chumbadores de expansão, chumbadores de segurança, chumbadores de parafuso e chumbadores de adesão química. Os tipos de chumbadores pré-instalados segundo o ACI 318 (2019) são demonstrados na Figura 26.

Figura 26 – Chumbadores pré-instalados: (a) Parafuso sextavado com arruela; (b) Parafuso em L; (c) Parafusos em J; (d) Pino com cabeça soldada.



Fonte: Adaptado do ACI 318 (2019).

Segundo o ACI 318 (2019) os parafusos com cabeça são fabricados em aço fundido que desenvolve sua resistência à tração a partir do intertravamento mecânico fornecido por uma cabeça ou porca soldada ou parafusada na extremidade imersa do pino (Figura 26a).

Os parafusos com gancho podem ser compostos de barras lisas ou nervuradas com uma curvatura na extremidade imersa do concreto de 90° graus para parafusos na forma de L e 180° graus para parafusos na forma de J. A extremidade fora do concreto pode ser rosqueada ou soldada a chapas metálicas (MEIRA, 2005; ACI 318, 2019) (Figura 26b-c).

De acordo com ACI 318 (2019) o pino com cabeça é constituído de aço estrutural liso e possui sua cabeça na forma circular ou quadrada soldada a haste e com dimensões relacionadas ao diâmetro da haste. A outra extremidade do pino pode ter roscas ou pode ser fixada a um local ou acessório de aço semelhante pelo processo de soldagem a arco do pino. Também pode ser conhecido como pino com cabeça soldada. Conforme Eligehausen *et al.* (2006), os chumbadores com cabeça também podem ser feitos de barras de reforço com nervuras e soldados à chapa de aço por meio de soldagem a arco de metal. A soldagem normalmente não é realizada no local, mas sim sob condições controladas de fábrica (Figura 26d).

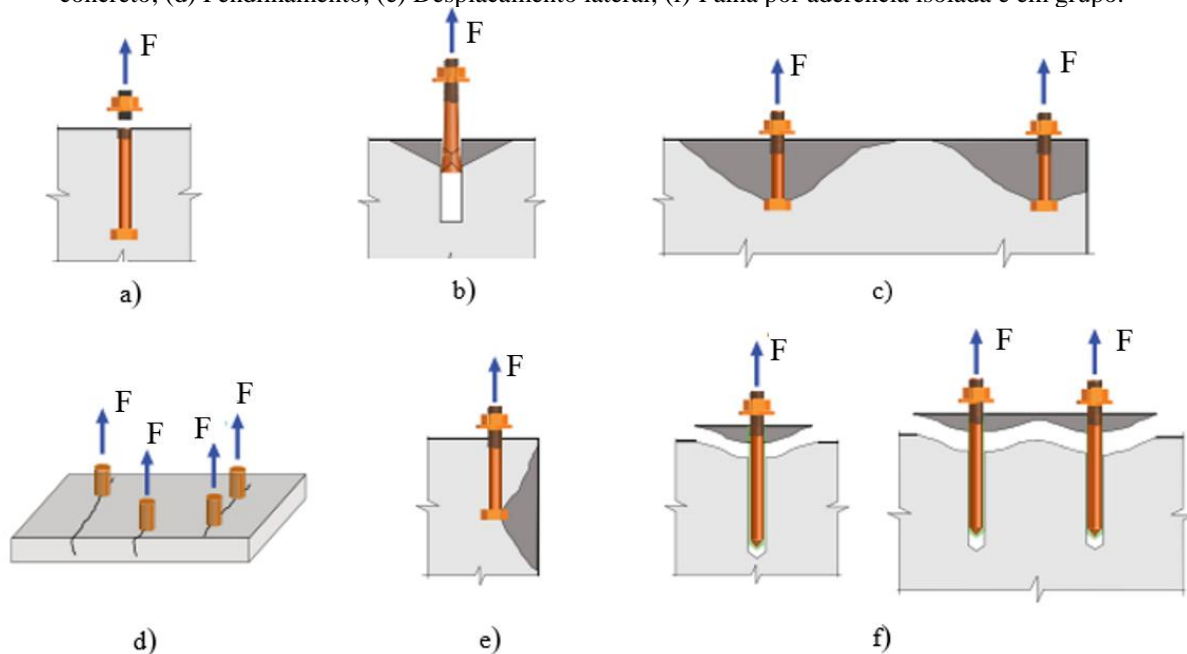
Segundo Eligehausen *et.al.* (2006), os conectores pré-instalados podem ser utilizados como fixadores de elevação para o transporte de componentes de concreto pré-moldado, canais de ancoragem, placas embutidas com pinos com cabeça, barras de reforço dobradas equipadas com uniões roscadas internamente, componentes personalizados para pendurar painéis de fachadas pesados e para fixar alvenaria. Além disso, o autor relata que as posições das ancoragens devem ser coordenadas com o *layout* de reforço e podem ser instaladas em elementos fortemente reforçados sem dificuldade.

A vantagem dos chumbadores pré-instalados é o conhecimento da localização das cargas externas de maneira antecipada, possibilitando que os fixadores sejam posicionados de forma adequada. A desvantagem está no *layout* e planejamento extras para esse sistema, além do potencial posicionamento incorreto dos chumbadores (ELIGEHAUSEN *et al.*, 2006).

2.3.5 Comportamento dos conectores instalados em concreto não fissurado

De acordo com ACI 318 (2019), *fib* Bulletin 58 (2011) e Model Code 10 (CEB-FIP, 2010), o modo de falha por tração relacionado a resistência do aço inclui a ruptura por escoamento da barra de aço (aplicável a todos as ancoragens), já os modos de ruptura por tração relacionado a resistência do concreto incluem a ruptura por escorregamento (aplicáveis as ancoragens pré-instaladas, pós-instaladas de expansão, parafusos e ancoragens de segurança), ruptura pela formação do cone de concreto (aplicável a todas as ancoragens), ruptura por fendilhamento (aplicável as ancoragens pós-instaladas de expansão), ruptura por deslocamento lateral (aplicável as ancoragens com cabeça), e ruptura por perda de aderência (aplicável as ancoragens por aderência química). Os modos de ruptura são mostrados na Figura 27.

Figura 27 – Modos de ruptura de barras tracionadas: (a) Escoamento da barra; (b) Escorregamento; (c) Cone de concreto; (d) Fendilhamento; (e) Deslocamento lateral; (f) Falha por aderência isolada e em grupo.



Fonte: Adaptado de ACI 318 (2019).

Segundo Eligehausen *et al.* (2006), a ruptura por escoamento do aço, ocorre quando o esforço de tração supera a carga última da ancoragem, resultando no rompimento da barra por estricção do aço (redução da área transversal), enquanto o concreto permanece intacto, conforme mostrado na Figura 27a.

De acordo com Nilforoush (2017), o modo de ruptura por escorregamento ocorre quando a ancoragem é puxada para fora do material de base de concreto, ou seja, quando há o deslizamento entre o conector metálico e o concreto (Figura 27b). Isto ocorre quando a proporção entre a carga e os deslocamentos aumentam rapidamente em relação aos primeiros estágios de carregamento e a falha ocorre em deslocamentos relativamente grandes (FUCHS *et al.*, 1995). Para as ancoragens com cabeça, esse modo de ruptura acontece se a área de suporte da cabeça da ancoragem for relativamente pequena, caso em que a pressão de suporte sob a cabeça da ancoragem pode ultrapassar a resistência à compressão do concreto. Este modo de ruptura pode ser evitado aumentando a cabeça da ancoragem (NILFOROUSH, 2017).

O modo de ruptura do cone de concreto é caracterizado pela formação de uma fissura circunferencial ao conector em forma de cone (Figura 27c). Este modo de ruptura acontece devido ao acúmulo de tensões na cabeça do conector, que supera a capacidade limite de tração do concreto, ocasionando uma fissura que parte da cabeça da ancoragem, onde possui o maior acúmulo de tensões, e se propaga até a superfície do elemento do concreto numa inclinação em média de 35° (ELIGEHAUSEN *et al.*, 2006). Esse modo de falha é bastante comum para vários tipos de ancoragem, como as ancoragens de cabeça e ancoragens adesivas, nos casos em que a capacidade do aço de ancoragem não é atingida (NILFOROUSH, 2017).

De acordo com Nilforoush (2017), a falha ocasionada por fendilhamento do concreto (Figura 27d) pode acontecer durante a instalação da ancoragem (principalmente em ancoragens de expansão, no ponto em que o torque é aplicado para gerar uma força de expansão na extremidade da haste da ancoragem) ou durante o carregamento da ancoragem. O modo de ruptura pode ocorrer durante o carregamento da ancoragem se o chumbador for colocado em uma parte do concreto relativamente fino ou se for posicionada muito perto de uma borda livre no concreto ou se várias ancoragens forem instaladas em uma linha próxima a outra. Eligehausen *et al.* (2006) afirma que a ruptura por fendilhamento é provocada pelas forças transversais à força de arrancamento do pino e é caracterizada pela formação de fissuras paralelas à barra ancorada.

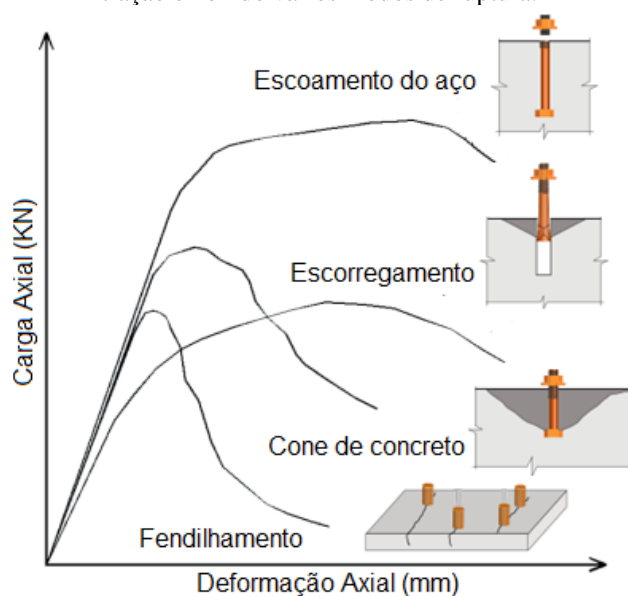
Quando a ancoragem é instalada a uma distância inferior a $1,5 \cdot h_{ef}$ (comprimento de embutimento do chumbador) da borda do elemento de concreto, as tensões causadas pela cabeça da ancoragem geram forças transversais à força de arrancamento, impulsionando a uma tendência de ruptura lateral pelo deslocamento do concreto na face lateral, devido ao cobrimento lateral não ser suficiente para suportar as tensões (Figura 27e). A resistência à

ruptura lateral depende do diâmetro do chumbador, resistência do concreto à tração e a distância do chumbador à borda.

Segundo *fib* Bulletin 58 (2011), o modo de ruptura por aderência ocorre na interface entre o material de ligação e a material base ou entre o material de ligação e a barra de aço ou ambas. De acordo com Nilforoush (2017), as ancoragens por adesão pós-instaladas carregadas em tração podem sofrer ruptura por cone de concreto misto e falha de aderência/arranque, quando o cone de concreto é expulso da região juntamente com a barra ancorada (Figura 27f).

Os modos de ruptura apresentados anteriormente podem ser analisados por métodos gráficos de acordo com as variáveis de carga e deformação axial, conforme mostra a Figura 28. Segundo Fuchs *et al.* (1995), o modo de ruptura por escorregamento, apresenta um aumento contínuo na relação carga-deformação e a falha acontece em deslocamentos relativamente grandes. O modo de ruptura por escoamento do aço acontece sob as condições que material de aço é suficientemente dúctil e que o material de base do concreto não falhe, assim ocorrerá uma falha dúctil do aço. No caso de chumbadores não dúcteis e casos em que a capacidade do concreto é menor que a capacidade do dispositivo de fixação, ocorrerá uma falha frágil, como nos modos de ruptura por fendilhamento e cone de concreto.

Figura 28 – Curva de deformação de carga idealizadas para ancoragem com cabeça carregadas de tensão de tração exibindo vários modos de ruptura.



Fonte: Adaptado de Eligehausen *et al.* (2006).

Entre os modos de rupturas mostrados na Figura 28, a ruptura pelo escoamento do aço e a ruptura por escorregamento mostram as maiores deformações na carga máxima e, portanto, são considerados modos de ruptura dúctil. De outro modo, a ruptura por fendilhamento e cone de concreto são caracterizadas como modos de falha frágil porque as curvas de deformação de

cargas mostram declínios rápidos após a carga máxima atingida, devido à fissuração rápida e instável do concreto (NILFOROUSH, 2017).

De acordo com Nilforoush (2017), a falha dúctil das ancoragens com cabeça é difícil de acontecer, a menos que a profundidade de fixação da ancoragem seja muito maior em relação ao diâmetro do chumbador, o que pode causar a ruptura do aço, ou o tamanho da cabeça da ancoragem ser muito pequeno em relação ao diâmetro do chumbador, o que pode resultar em uma falha por arrancamento.

A ductilidade da ancoragem é desejável para utilização onde há preocupações de segurança a vida. Contudo, o uso do modo de falha frágil adicionado a um fator de segurança adequado geralmente é aceitável. Independentemente do modo de falha, a carga de ruptura associada ao concreto deve ser prevista com maior precisão possível para garantir uma falha dúctil ou uma probabilidade suficientemente baixa de falha frágil. Devido a isto, para evitar uma ruptura prematura no concreto, como a ruptura por fendilhamento, por escorregamento ou por destacamento lateral, o cone de concreto é normalmente utilizado como ruptura de projeto (NILFOROUSH, 2017).

2.3.6 Fatores que influenciam na resistência ao arrancamento de conectores embutidos em elementos de concreto

Vários parâmetros podem influenciar na capacidade resistente das ancoragens embutidas em concreto e submetidas a esforços de tração. De acordo com a literatura, os principais fatores são: o comprimento de embutimento, propriedades do concreto, diâmetro do conector. Esses parâmetros serão apresentados a seguir.

2.3.6.1 Comprimento de embutimento (Efeito de escala)

O comprimento de embutimento das barras com cabeça é um dos principais parâmetros que podem influenciar na determinação da carga de ruptura do cone de concreto. Eligehausen & Sawade (1989) através da sua pesquisa baseada na análise da mecânica da fratura sobre o comportamento do arrancamento de pinos com cabeça embutidos em concreto, analisaram o efeito do comprimento de embutimento (h_{ef}) em grandes blocos de concreto e chegaram à conclusão que a capacidade da carga de falha aumenta proporcionalmente a $h_{ef}^{1,5}$.

Corroborando com o exposto, Ashour & Alqedra (2005) apresentaram um modelo de rede neural para avaliar a ruptura do concreto de ancoragens pré-instaladas e pós-instaladas em

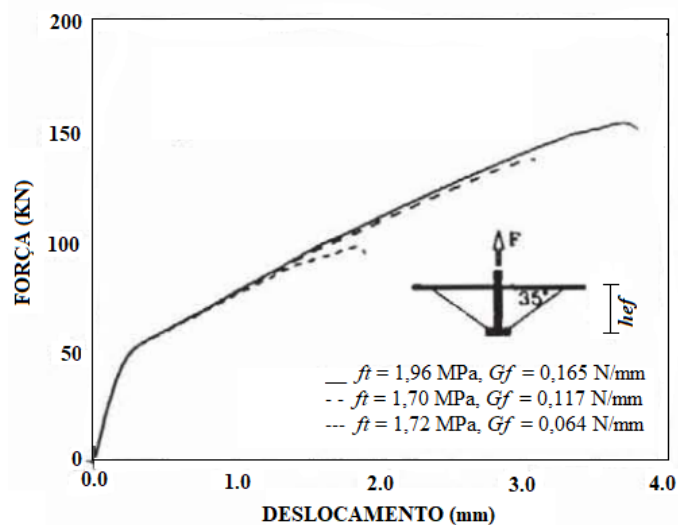
tração. Os autores analisaram um banco de dados de 451 testes experimentais e obtiveram a conclusão que a resistência à ruptura do concreto das ancoragens em tração é aproximadamente proporcional ao comprimento de embutimento de 1,5 de potência ($h_{ef}^{1.5}$). A conclusão de que o embutimento é proporcional à potência 1,5, evidencia o efeito de escala em conectores embutidos em concreto.

2.3.6.2 Propriedades do concreto

É comum fazer associação da resistência do cone de concreto com a resistência de compressão e tração do concreto, no entanto autores como Ozbolt & Eligehausen (1993) demonstraram que a energia da fratura (G_F) e o módulo de elasticidade (E_c) também influenciam na resistência a ruptura do cone de concreto. Os autores fizeram um estudo da análise numérica assimétrica e tridimensional dos pinos com cabeça embutidos em bloco de concreto plano com a influência de diferentes parâmetros geométricos e materiais, empregando o método dos elementos finitos e o modelo de microplano, a fim de comparar os resultados obtidos com resultados experimentais.

Na Figura 29, os autores mostram a influência da energia de fratura (G_F) no comportamento do deslocamento da carga. Nessa simulação, três valores diferentes de G_F são considerados, a resistência à compressão do concreto (f_c) foi fixada em 17,6 MPa e a resistência a tração média (f_t) utilizada foi de 1,79 MPa.

Figura 29 – Curvas de deslocamento de carga para diferentes valores de energia de fratura.

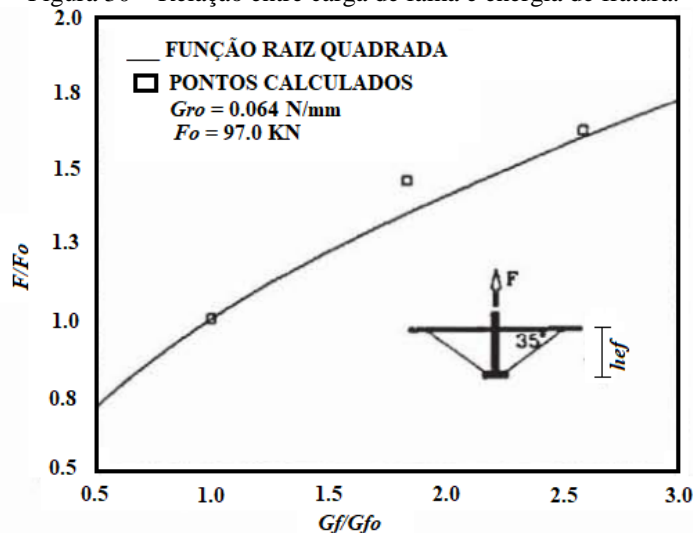


Fonte: Adaptado de Ozbolt & Eligehausen (1993).

Os autores indicam claramente através da Figura 29 que há uma forte dependência entre as propriedades de fratura do concreto e carga de ruptura. Os autores também chegaram à

conclusão que a carga de falha é proporcional a raiz quadrada da energia da fratura ($\sqrt{G_F}$), conforme a Figura 30. Esse resultado é confirmado pelos resultados analíticos e experimentais obtidos por Sawade (1992).

Figura 30 – Relação entre carga de falha e energia de fratura.

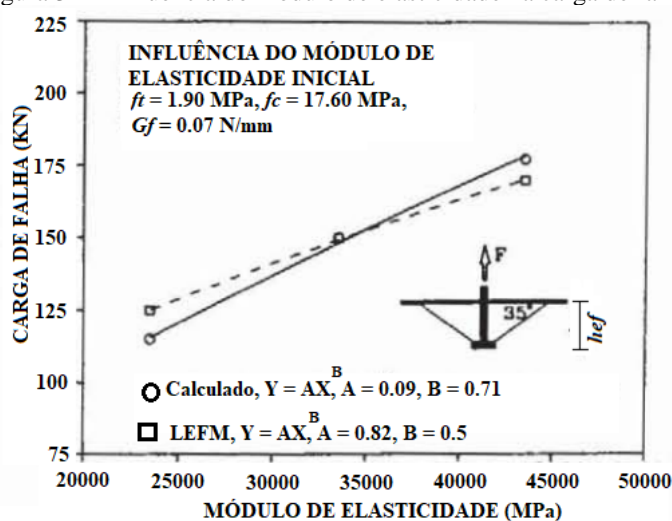


Fonte: Adaptado de Ozbolt & Eligehausen (1993).

Os autores fizeram as simulações para a influência da resistência à tração e compressão na carga de ruptura e chegaram à conclusão que não há influência significativa da resistência à tração e compressão na carga de ruptura. Portanto, a energia de fratura parece ser parâmetro governante na análise de ancoragens de cabeça.

Na Figura 31 os autores mostram a influência do módulo de elasticidade inicial na carga de ruptura. A geometria e todos os parâmetros relacionados ao material concreto foram fixados. De acordo com pesquisadores, o aumento da carga de ruptura é proporcional $E_o^{2/3}$.

Figura 31 – Influência do módulo de elasticidade na carga de falha.



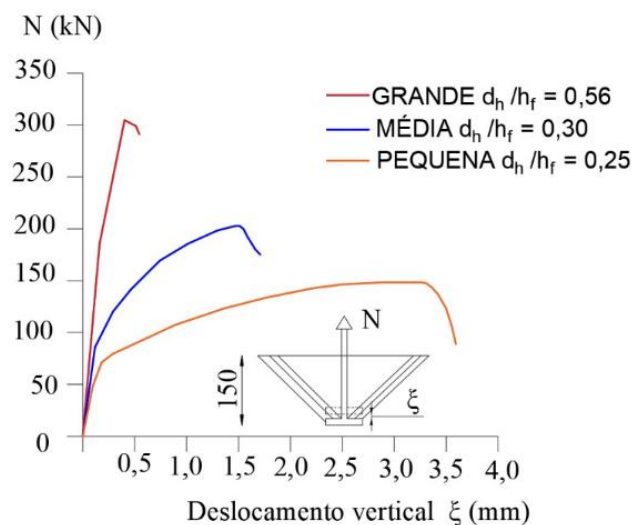
Fonte: Adaptado de Ozbolt & Eligehausen (1993).

A variação do módulo de elasticidade encontrado pelos autores é um pouco maior do que obtido por Sawade (1992), que utilizando a mecânica da fratura linear (LEFM), encontrou a potência de $E^{1/2}$. Eligehausen *et al.* (2006) observou que $\sqrt{E_c \cdot G_f}$ pode ser substituído com precisão por $\sqrt{f_c}$, pois ambos, E_c e G_f , são proporcionais a $\sqrt{f_c}$.

2.3.6.3 Diâmetro da cabeça do conector

A pesquisa experimental e numérica realizada por Ozbolt *et al.* (1999), teve como objetivo estudar a influência do diâmetro da cabeça do pino na resposta ao arrancamento do cone de concreto e no modo de falha. Os autores mantiveram as propriedades dos materiais e a profundidade de embutimento (h_{ef}) constante e variaram o tamanho da cabeça da ancoragem. Três diferentes diâmetros de cabeça foram analisados: pequeno ($d_h = 0,25 \cdot h_{ef}$), médio ($d_h = 0,30 \cdot h_{ef}$) e grande ($d_h = 0,56 \cdot h_{ef}$). Os autores mostram na Figura 32 a curva carga x deslocamento para os diâmetros analisados.

Figura 32 – Curva de carga x deslocamento para análise da influência do diâmetro da cabeça dos conectores na carga de ruptura do cone de concreto.



Fonte: Adaptado de Ozbolt *et al.* (1999).

Os autores identificaram através das análises realizadas que o diâmetro grande das cabeças exibe uma resposta mais rígida e uma resistência maior do que uma cabeça pequena. Esse fato acontece devido a dois fatores: o primeiro é que uma carga maior gera uma superfície de cone de concreto maior para a mesma profundidade de embutimento e, portanto, maior capacidade de arrancamento e resposta mais rígida; o segundo está relacionado as cabeças pequenas, que ocorre devido ao efeito de cisalhamento que influencia o modo de falha e reduz a profundidade de embutimento.

2.4 TRABALHOS REALIZADOS

2.4.1 NILFOROUSH *et al.*, 2017

Esse estudo analisou de forma experimental *studs* pré-instalados, embutidos em concreto convencional e reforçado com fibras de aço, normal e de alta resistência, onde foram submetidos às cargas de tração. Nessa pesquisa foi avaliada a influência da espessura da barra de concreto (d_s), da resistência do concreto e da adição de fibras de aço à mistura de concreto na capacidade e desempenho de ancoragem, além de verificar o conservadorismo do método CCD (*Concrete Capacity Design Method*) (Equação 2) em relação aos resultados obtidos.

$$N_{u,m} = k \cdot \sqrt{f_c} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad (2)$$

O programa experimental foi composto por 19 chumbadores soldados com cabeça pré-instalados. Quatro séries de testes diferentes foram consideradas, conforme é mostrado na Tabela 1. Nas séries de (i) a (iv) os *studs* foram testados em membros de concreto simples de resistência normal (NPC), concreto reforçado com fibras de resistência normal (NFRC), concreto simples com alta resistência (HPC) e concreto reforçado com fibras de aço de alta resistência (HFRC). Os corpos de provas foram projetados para falhar através de modos de ruptura frágil associado ao concreto. Em todas as séries de testes, um único chumbador com profundidade de embutimento de h_{ef} igual a 200 mm foi colocado no centro de uma laje de concreto de dimensões (1300 x 1300) mm e com a altura variando de 1,5 a 3,0 vezes a profundidade do embutimento do pino.

Tabela 1 – Programa experimental.

Séries	ID do teste	Altura da laje(mm)	Comprimento e largura da laje (mm)
i	NPC-330-T1	330	1300
	NPC-330-T2		
	NPC-330-T3		
	NPC-440-T1	440	
	NPC-440-T2		
	NPC-440-T3		
	NPC-660-T1	660	
	NPC-660-T2		
	NPC-660-T3		

Tabela 1 – Programa experimental (Continuação).

Séries	ID do teste	Altura da laje(mm)	Comprimento e largura da laje (mm)
ii	NFRC-330-T1	330	1300
	NFRC-330-T2		
	NFRC-440-T1	440	
	NFRC-440-T2		
iii	HPC-440-T1	440	1300
	HPC-440-T2		
iv	HFRC-330-T1	330	1300
	HFRC-330-T2		
	HFRC-440-T1	440	
	HFRC440-T2		

Fonte: Adaptado de Nilforoush *et al.* (2017).

Os resultados experimentais estão detalhados na Tabela 2. Nessa tabela estão os resultados da carga última de ancoragem ($N_{u,teste}$), o deslocamento da ancoragem no início das fissuras do cone de concreto ($\Delta_{0,3Nu}$) e o deslocamento da ancoragem na carga última (Δ_{Nu}). A tabela também mostra a resistência média a compressão do cubo de concreto (f_{cmm}), a carga última normalizada ($N_{u,test}^*$) de acordo com o método CCD (*Concrete Capacity Design Method*), a média da carga última normalizada ($\bar{N}_{u,test}^*$), o valor da carga de ruptura ($N_{u,calc}$) prevista pelo método CCD, a razão correspondente entre a capacidade média experimental e o valor previsto ($N_{u,test}^*/N_{u,calc}$) e o modo de ruptura.

Tabela 2 – Resultados experimentais.

Séries	ID do teste	f_{cmm} (MPa)	$N_{u,test}$ (kN)	$N_{u,test}^*$ (kN)	$\bar{N}_{u,test}^*$ (kN)	$N_{u,calc}$	$N_{u,test}^*/N_{u,calc}$	Modo de falha
i	NPC-330-T1	41	329	324,8	320	319,9	1	Cone + divisão
	NPC-330-T2	41	319,4	315,4				
	NPC-330-T3	41	323,7	319,7				
	NPC-440-T1	38,9	331,4	335,9	343,9	319,9	1,08	Cone de concreto
	NPC-440-T2	38,9	353,2	358				
	NPC-440-T3	38,9	333,33	337,9				
	NPC-660-T1	40,1	384,3	383,6	374,9	319,9	1,17	Cone de concreto

Tabela 2 – Resultados experimentais (Continuação).

Séries	ID do teste	f_{cm} (MPa)	$N_{u,test}$ (kN)	$N^*_{u,test}$ (kN)	$\bar{N}^*_{u,test}$ (kN)	$N_{u,calc}$	$N^*_{u,test}/N_{u,calc}$	Modo de falha
i	NPC-660-T2	40,1	366	365,4	374,9	319,9	1,17	Cone de concreto
	NPC-660-T3	40,1	376,5	375,8				
ii	NFRC-330-T1	39,2	401,9	405,9	411,7	319,9	1,29	Cone + fissuras radiais
	NFRC-330-T2	39,2	413,5	417,6				
	NFRC-440-T1	39,2	441,5	445,9	437,1	319,9	1,37	Cone + fissuras radiais
	NFRC-440-T2	39,2	424,2	428,4				
iii	HPC-440-T1	81,7	430,6	428,7	481,4	455,2	1,06	Cone de concreto
	HPC-440-T2	81,7	536,5	534,1				
iv	HFRC-330-T1	80,3	669,1	672,2	622,7	455,2	1,37	Cone + fissuras radiais
	HFRC-330-T2	80,3	570,5	573,2				
	HFRC-440-T1	80,3	681,7	684,9	686,5	455,2	1,51	Cone + fissuras radiais
	HFRC-440-T2	80,3	685	688,1				

Fonte: Adaptado de Nilforoush *et al.* (2017).

Os resultados desse estudo mostraram que a capacidade por tração dos pinos com cabeça aumenta com o aumento da altura da laje de concreto. A capacidade de ancoragem aumenta até 17% com o aumento da altura de 1,5 para 3 vezes a profundidade de embutimento do pino e o método CCD correspondeu de maneira satisfatória para os pinos embutidos em alturas menores das lajes de concreto.

A capacidade de suporte à tração dos chumbadores aumenta com o aumento da resistência do concreto. Portanto, o comportamento da ancoragem nos concretos simples de alta resistência (HPC) foi mais frágil do que nos concretos simples de resistência normal (NPC). O método CCD forneceu uma estimativa razoável da carga para chumbadores em elementos de concreto de alta resistência.

A adição de 1% de volume de fibras de aço à mistura do concreto levou a um aumento significativo na capacidade de ruptura à tração dos *studs* com cabeça, tanto em concretos normais como de alta resistência. O deslocamento da ancoragem na carga final e a resistência residual e ductilidade da ancoragem também aumentaram significativamente. Os resultados experimentais mostraram que o método CCD subestima consideravelmente a capacidade de ruptura à tração dos pinos com cabeça em concreto armado com fibra de aço.

2.4.2 KARMOKAR *et al.*, 2023a

A pesquisa realizada pelos autores visa ampliar a compreensão do comportamento à tração de pinos com cabeça moldada em concreto geopolimérico, onde é possível que concretos com resistência à compressão semelhante possam ter diferentes propriedades de energia de fratura. Além disso, é estudada a influência da relação do tamanho da cabeça dos pinos na capacidade do cone de concreto em concreto geopolimérico.

Utilizando os resultados obtidos nos experimentos realizados pelos autores e em outras literaturas relevantes sobre ancoragens em concreto geopolimérico, este estudo tem como objetivo investigar a aplicabilidade dos modelos LFM (Equação 3) e CCD (Equação 4), equações de projeto de dois padrões de projeto ACI 318 (2019) e AS 3850. 1 (2015), e o fator de modificação, Ψ_{AH} , sugerido por Nilforoush *et al.* (2017) para considerar a influência da cabeça dos *studs*. Com base nas relações de capacidade de teste e previsão obtidos de pinos em concreto geopolimérico, os autores propuseram uma modificação ao modelo CCD existente para prever a capacidade de tração de tais pinos como resultado do modo de ruptura do cone de concreto.

$$N_{u,LFM} = 2,1 \cdot h_{ef}^{1,5} \cdot \sqrt{E_c \cdot G_F} \quad (3)$$

$$N_{u,ccd} = 16,8 \cdot h_{ef}^{1,5} \cdot \sqrt{f_{cm}} \quad (4)$$

Os *studs* com cabeça soldadas usadas para o experimento foram feitas de aço de construção de alta resistência ao impacto, com rendimento e resistência máxima de 550 MPa e 650 MPa, respectivamente. É uma prática comum entre os fabricantes classificar os pinos com base no limite de carga de trabalho (LCT) dos chumbadores em toneladas unitárias. O LCT também é conhecido como tamanhos de *studs*. As dimensões geométricas de todos os *studs* utilizados nesse estudo estão citados na Tabela 3.

Tabela 3 – Tamanho dos pinos.

Tamanho da âncora toneladas)	d_h (mm)	d (mm)	h_{ef} (mm)
1.3	25	10	40
			70
2.5	35	15	40
			70
			90
5	45	20	40
			70
			90

Fonte: Adaptado de Karmokar *et al.* (2023a).

A Tabela 4 apresenta as propriedades mecânicas e energias de fratura das misturas de concreto testadas no presente estudo e na literatura. A resistência à compressão, a resistência à tração e o módulo de elasticidade do concreto geopolimérico testado no presente estudo (GC) e na literatura (GC Lit.) foram semelhantes, enquanto a diferença na energia de fratura foi de 43%, respectivamente.

Tabela 4 – Propriedades mecânicas e energias da fratura de concretos geopoliméricos utilizados na pesquisa e retirado da literatura.

Propriedades mecânicas	Misturas de concreto geopolimérico		Concreto Convencional
	CG	CG Lit.	
f_{cm} (MPa)	36,6	34,7	30,4
f'_c (MPa)	31,8	31,2	27,2
$f_{ct,sp}$ (MPa)	2,9	2,9	2,4
f_{ct} (MPa)	2,6	2,6	2,1
E_c (MPa)	24.023	22.987	26.273
G_f (N/m)	59,3	41,7	131,7

Fonte: Adaptado de Karmokar *et al.* (2023a).

Para esse trabalho foram realizadas 5 lajes de concreto com tamanho (1400 x 1400 x 200) mm para testes de ancoragens. Nessas lajes foram ensaiadas um total de 40 *studs* em diferentes profundidades efetivas de embutimento (h_{ef}) e tamanho dos *studs*. Foram realizadas no mínimo 5 repetições de teste para cada conjunto de *studs*, conforme mostra a Tabela 5.

Tabela 5 – Matriz de teste para os ensaios.

LCT (toneladas)	Tipo de concreto	h_{ef} (mm)	Nº de repetições
1.3	CG	40	5
		70	5
2.5	CG	40	5
		70	5
		90	5
5	CG	40	5
		70	5
		90	5

Fonte: Adaptado de Karmokar *et al.* (2023a).

A capacidade de tração última média ($N_{u, teste}$) e a característica ($N_{5\%}$) dos *studs* obtidas durante os testes, a capacidade de tração última média de todos os *studs* em profundidades de embutimento semelhantes ($N_{u, ave}$), e também as capacidades dos *studs* previsto pelas equações referentes aos métodos LFM e CCD e os padrões de projeto ACI 318 (2019) e AS 3850. 1 (2015) estão resumidos na Tabela 6.

Tabela 6 – Resultados experimentais e capacidades relevantes com base em diferentes modelos de previsão.

ID do teste (toneladas)	$N_{u, teste}$ (kN)	$N_{u, ave}$ (kN)	$N_{u, LFM}$ (kN)	$N_{u, CCD}$ (kN)	$N_{5\%}$ (kN)	$N_{5\%, ACI}$ (kN)	$N_{5\%, AS}$ (kN)
GC Lit-1.3T-40*	15,6	17,4	16,4	25,0	12,5	17,7	18,4
GC Lit-2.5T-40*	17,0		16,4	25,0	13,8	17,7	18,4
GC Lit-5T-40*	19,7		16,4	25,0	17,4	17,7	18,4
GC Lit-1.3T-70*	41,3	45,1	38,0	57,9	32,7	40,9	42,5
GC Lit-2.5T-70*	45,4		38,0	57,9	38,8	40,9	42,5
GC Lit-5T-70*	48,7		38,0	57,9	38,7	40,9	42,5
GC Lit-2.5T-90*	76,2	77,2	55,4	84,5	72,0	59,6	62
GC Lit-5T-90*	78,2		55,4	84,5	72,5	59,6	62
GC 1.3T-40	19,0	20,4	20,1	25,7	15,3	17,8	18,5
GC 2.5T-40	20,2		20,1	25,7	17,6	17,8	18,5
GC 5T-40	21,9		20,1	25,7	14,8	17,8	18,5
GC 1.3T-70	46,4	50,9	46,4	59,5	34,8	41,3	42,9
GC 2.5T-70	51,7		46,4	59,5	35,8	41,3	42,9
GC 5T-70	54,7		46,4	59,5	47,6	41,3	42,9
GC 2.5T-90	81,1	85,1	67,7	86,7	72,5	60,2	62,3
GC 5T-90	89,0		67,7	86,7	84,0	60,2	62,3

Fonte: Adaptado de Karmokar *et al.* (2023a).

Com base nos dados mostrados, os autores chegaram a conclusão de que a energia da fratura determinada para o concreto geopolimérico utilizado nesse estudo é 43% maior que o concreto geopolimérico utilizado na literatura para resistência à compressão e tração semelhantes, o que resultou em uma capacidade de *studs* até 17 % maior, indicando que a capacidade de tração dos pinos depende altamente da energia da fratura.

Os ângulos observados do cone de concreto variaram entre 19° a 23°, ângulos menores que os ângulos sugeridos modelos CCD, ou seja 35°. Os gráficos carga-deslocamento dos *studs* testados no presente estudo mostraram que os *studs* 5T forneceram uma resposta muito mais

rígida em comparação com os *studs* 2,5T e 1,3T. O modelo CCD superestimou as capacidades de ancoragem em todas as profundidades de embutimento, enquanto o modelo LFM previu as capacidades de ancoragem com boa precisão em h_{ef} de 40 mm e 70 mm e subestimou as capacidades de ancoragem em h_{ef} de 90 mm, respectivamente.

A comparação dos resultados experimentais com os modelos de previsão existentes indicou que o expoente de $h_{ef}^{1,5}$ não era aplicável a ancoragens em concreto geopolimérico. Uma análise de regressão foi realizada e o expoente de $h_{ef}^{1,88}$ era mais adequado para os *studs* estudados na pesquisa. Os autores modificaram o método CCD e sugeriram a Equação 5 abaixo para utilizar em concretos geopoliméricos.

$$N_{u,AH_{Mod},CCD} = 2,35 \cdot \sqrt{f_{cm}} \cdot h_{ef}^{1,88} \quad (5)$$

2.4.3 KARMOKAR *et al.*, 2023b

Essa pesquisa tem como objetivo investigar o desempenho à tração dos pinos com cabeça moldada em concreto geopolimérico à base de cinzas volantes curado à temperatura ambiente com o objetivo de examinar a aplicabilidade dos atuais modelos CCD e LFM, para o desempenho à tração de ancoragens em concreto geopolimérico.

O estudo experimental foi realizado utilizando pinos com cabeça soldadas. Os fabricantes classificam os tamanhos dos pinos com base no Limite de Carga de Trabalho (LCT) ou Classe de Carga dos pinos. Portanto, uma terminologia semelhante foi usada para identificar os pinos durante o teste, como pinos de 1,3 T, 2,5 T e 5 T, onde “T” indica a unidade em toneladas.

Um total de cinco lajes em concreto geopolimérico e uma laje em concreto convencional foram moldadas para o ensaio de 29 pinos, sendo 20 pinos em concreto geopolimérico e 9 pinos em concreto normal. A Tabela 7 lista o tamanho dos pinos, o número de repetições de teste e as correspondentes profundidades efetivas de fixação dos pinos em 40mm, 70mm e 90mm.

Tabela 7 – Matriz de testes para concretos normais e geopoliméricos.

Tamanho da âncora (toneladas)	h_{ef} (mm)	Nº de repetições de teste em concreto geopolimérico	Nº de repetições de teste em concreto normal
1.3	40	5	-
	70	-	5
2.5	90	5	-

Tabela 7 – Matriz de testes para concretos normais e geopoliméricos (Continuação).

Tamanho da âncora (toneladas)	h_{ef} (mm)	Nº de repetições de teste em concreto geopolimérico	Nº de repetições de teste em concreto convencional
5	40	-	4
	70	5	-
	90	5	-

Fonte: Adaptado de Karmokar *et al.* (2023b).

A Tabela 8 lista as propriedades mecânicas dos concretos normais e geopoliméricos obtidos no presente estudo e as propriedades mecânicas dos concretos geopoliméricos de outros estudos relevantes. A resistência à tração uniaxial (f_{ct}) do concreto foi calculada a partir da resistência à tração por divisão ($f_{ct,sp}$) conforme AS 3600 (2018).

Tabela 8 – Propriedades mecânicas do concreto normal e geopolimérico obtidos no estudo e nas revisões literárias.

Propriedades mecânicas	Concreto convencional (N)	Concreto geopolímero (GP1)	Concreto geopolímero (GP2)	Concreto geopolímero (GP3)
f_{cm} (MPa)	34,5	20,3	34,7	36,6
f'_c (MPa)	33,3	18,1	31,2	31,8
$f_{ct,sp}$ (MPa)	2,4	1,2	2,9	2,9
E_c (MPa)	29.101	12.339	22.987	24.023
G_f (N/m)	142,0	41,9	41,7	59,3

Fonte: Adaptado de Karmokar *et al.* (2023b).

Os resultados experimentais são apresentados na Tabela 9, onde estão detalhados a resistência à compressão (f_{cm}), energia de fratura (G_F), profundidade de embutimento (h_{ef}), carga de ruptura (N_u), modo de falha do pino e o ângulo formado pelo cone de concreto (α).

Tabela 9 – Média das capacidades resistentes experimentais dos *studs* testados no estudo.

ID do teste (toneladas)	Tipo de concreto	f_{cm} (MPa)	G_f (N/m)	h_{ef} (mm)	$N_{u, teste}$ (kN)	Modo de falha da âncora	Ângulo do cone de concreto, α
N-5T-40	Concreto normal	34,5	142,0	40	32,7	C	29°
N-2.5T-70	Concreto normal	34,5	142,0	70	73,3	C	27°

Tabela 9 – Média das capacidades resistentes experimentais dos *studs* testados no estudo (Continuação).

ID do teste (toneladas)	Tipo de concreto	f_{cm} (MPa)	G_f (N/m)	h_{ef} (mm)	$N_{u, teste}$ (kN)	Modo de falha da âncora	Ângulo do cone de concreto, α
GP1-1.3T-40	Concreto geopolímero	20,3	41,9	40	11,6	C	18°
GP1-5T-70	Concreto geopolímero	20,3	41,9	70	40,7	C	18°
GP1-2.5T-90	Concreto geopolímero	20,3	41,9	90	51,8	C	21°
GP1-5T-90	Concreto geopolímero	20,3	41,9	90	62,3	C	20°

Fonte: Adaptado de Karmokar *et al.* (2023b).

Os resultados experimentais obtidos nos testes foram comparados aos modelos CCD e LFM. Conforme mostrado nas tabelas 10 e 11, as capacidades de ancoragem obtidas em concreto normal foram subestimadas em no máximo 31% pelo modelo CCD, enquanto o modelo LFM foi bastante preciso na previsão das capacidades do cone de concreto em todas as profundidades de embutimento. Após a implementação do fator de modificação denominado Ψ_{AH} sugerido por Nilforoush *et al.* (2017) aos modelos CCD e LFM, a fim de incorporar a influência da razão do tamanho da cabeça dos pinos, as razões teste-cálculo para o modelo CCD com o Ψ_{AH} estavam próximos da unidade, enquanto o modelo LFM com Ψ_{AH} superestimou as capacidades dos pinos em um máximo de 29%.

Tabela 10 – Análise de resultados experimentais e modelos de previsão existentes pelo modelo CCD.

ID do teste (toneladas)	h_{ef} (mm)	$N_{u, teste}$ (kN)	$N_{u, CCD}$ (kN)	N_{u, AH_CCD} (kN)	$N_{u, teste}/N_{u, CCD}$ (kN)	$N_{u, teste}/N_{u, AH_CCD}$ (kN)
N-5T-40	40	32,7	25,0	34,6	1,31	0,95
N-2.5T-40	70	73,3	57,8	70,2	1,27	1,04
G1-1.3T-40	40	11,6	19,1	23,1	0,61	0,50
G1-2.5-T-40	40	11,3	19,1	24,6	0,59	0,46
G1-5T-70	70	40,7	44,3	55,1	0,92	0,74
G1-2.5T-90	90	51,8	64,6	73,7	0,80	0,70
G1-5T-90	90	62,3	64,6	77,3	0,96	0,81

Fonte: Adaptado de Karmokar *et al.* (2023b).

Tabela 11 – Análise de resultados experimentais e modelos de previsão existentes pelo modelo LFM.

ID do teste (toneladas)	h_{ef} (mm)	$N_{u, teste}$ (kN)	$N_{u, LFM}$ (kN)	N_{u, AH_LFM} (kN)	$N_{u, teste}/N_{u, LFM}$ (kN)	$N_{u, teste}/N_{u, AH_LFM}$ (kN)
N-5T-40	40	32,7	34,2	45,9	0,96	0,71
N-2.5T-40	70	73,3	79,1	93,1	0,93	0,79
G1-1.3T-40	40	11,6	12,1	15,3	0,96	0,76
G1-2.5-T-40	40	11,3	12,1	16,3	0,93	0,69
G1-5T-70	70	40,7	28,0	36,4	1,45	1,12
G1-2.5T-90	90	51,8	40,8	48,7	1,27	1,06
G1-5T-90	90	62,3	40,8	51,1	1,53	1,22

Fonte: Adaptado de Karmokar *et al.* (2023b).

Os autores chegaram a conclusão que o modelo CCD subestimou a capacidade de concreto dos pinos testados em concreto normal em 31% e 27% em h_{ef} de 40 mm. A previsão do modelo LFM estava em boas concordâncias com os resultados experimentais.

A capacidade do cone de concreto das âncoras em concreto geopolimérico foi superestimada pelo modelo CCD em um máximo de 41%, enquanto as previsões do modelo LFM estavam em boas concordâncias com os resultados experimentais em h_{ef} de 40 mm, e as capacidades de ancoragem subestimadas em uma média de 45% e 53% em h_{ef} de 70 mm e 90 mm, respectivamente. Em comparação com a capacidade do cone de concreto das âncoras em concreto normal, as âncoras em concreto geopolimérico apresentaram capacidade aproximadamente 40% menor em uma altura de 40 mm e uma capacidade 30% menor em uma altura de 70 mm, em média.

Análises numéricas foram realizadas para validar os fatores de modificação propostos, os resultados numéricos mostraram que o modelo CCD modificado forneceu uma previsão conservadora para ancoragens em concreto geopolimérico. O valor médio numérico para previsão foi de 1,09. Com base nos resultados experimentais deste estudo e na literatura, foram propostos fatores de modificação para modelos CCD e LFM. Um único fator de modificação, Ψ_{CCD_GP} , foi proposto para o modelo CCD ampliar sua aplicação para ancoragens em concreto geopolimérico com h_{ef} de até 180 mm, conforme a Equação 6.

$$N_{u, CCD_GP} = (\Psi_{AH})^{0.1} \cdot 16,8 \cdot f_{cm}^{0.5} \cdot h_{ef}^{1.5} \cdot \Psi_{CCD_GP} \quad (6)$$

Onde Ψ_{CCD_GP} é igual a Equação 7.

$$\Psi_{CCD_GP} = 0,08 \cdot f_{cm}^{0,1} \cdot h_{ef}^{0,4} \quad (7)$$

Uma equação foi proposta para modificar o modelo LFM, para $40 \text{ mm} \leq h_{ef} \leq 180 \text{ mm}$ (Equação 8).

$$N_{u,LFM_GP} = (\Psi_{AH})^{0,1} \cdot 2,1 \cdot (G_F \cdot E_c)^{0,5} \cdot h_{ef}^{1,5} \cdot \Psi_{LFM_GP} \quad (8)$$

Onde Ψ_{LFM_GP} pode ser encontrado a partir da Equação 9.

$$\Psi_{LFM_GP} = 0,17 \cdot h_{ef}^{0,4} \quad (9)$$

2.4.4 MORAES (2023)

Essa pesquisa teve como finalidade avaliar a influência da espessura da cabeça do pino tipo *stud* na resistência ao arrancamento em concreto com fibra de aço, além de verificara influência da adição da fibra de aço no modo de ruptura e no controle das fissurações e comparar os resultados com modelos normativos.

Foram realizados 8 blocos de concreto, sendo 4 blocos em concreto convencional e 4 em concreto reforçado com fibras de aço. Em cada bloco foi concretado *studs* com cabeça de 40 mm de diâmetro e a espessura variando entre 3,17 mm, 4,76 mm, 6,35 mm e 7,93 5, a haste do pino teve diâmetro constante de 12,5 mm e altura de embutimento foi constante de 60 mm para todos os *studs*. Na Tabela 12 demonstra as características dos blocos.

Tabela 12 – Características dos blocos.

ID	h_{ef} (mm)	d_s (mm)	d_h (mm)	t_h (mm)	Fibra
T_{1/8}	60	12,7 (1/2")	40	3,17	Não
T_{3/16}				4,76	
T_{1/4}				6,35	
T_{5/16}				7,93	
T_{F1/8}				3,17	Sim
T_{F3/6}				4,76	
T_{F1/4}				6,35	
T_{F5/16}				7,93	

Fonte: Adaptado de Moraes (2023).

A Tabela 13 apresenta os resultados obtidos experimentalmente por Moraes (2023). Em que f_c é a resistência à compressão do concreto; o N_{ys} representa a carga de escoamento da haste;

o N_u são os valores das cargas de ruptura; o δ_{max} caracteriza os deslocamentos máximos e N_u/N_{ys} corresponde a relação entre a carga de ruptura e a carga de escoamento da haste.

Tabela 13 – Resultados do ensaio de arrancamento de pino em *studs* ancorados em blocos de CC e CRFA.

Bloco	f_c (MPa)	N_{ys} (kN)	N_u (kN)	$N_{u,M}$ (kN)	δ_{max} (mm)	N_u/N_{ys}	Modo de ruptura
T _{1/8}	34,5	64,6	74,3	66,5	5,0	1,16	EH+FC
T _{3/16}			58,8		2,9	0,92	FC
T _{1/4}			69,2		2,7	1,08	EH+FC
T _{5/16}			63,7		4,7	1,00	FC
T _{F1/8}	35	64,6	68,6	68,6	1,0	1,07	EH+FS
T _{F3/6}			62,8		4,7	0,98	FC
T _{F1/4}			70,8		2,0	1,10	EH+FC
T _{F5/16}			72,3		8,7	1,13	EH+FS

Nota: FC = fendilhamento; EH = escoamento da haste; e FS = falha na soldagem

Fonte: Adaptado de Moraes (2023).

A análise dos resultados realizados pelo autor mostra que para a mistura de concreto as cabeças com espessura menor tendem ser mais eficiente. Já para as misturas de concreto reforçado com aço, as cabeças mais espessas tendem ser mais eficiente.

No concreto convencional, a espessura $t_h = 7,93$ mm (0,20·dh) perdeu cerca de 15% da resistência ao arrancamento em comparação com a espessura $t_h = 3,17$ mm (0,08·dh), em contrapartida, obteve um ganho de 5% no concreto com a fibra de aço. Ou seja, com t_h de aproximadamente 10% do diâmetro da cabeça pode fornecer adequadamente resultados satisfatórios no embutimento com ou sem a adição da fibra de aço

Notou-se que a maioria dos blocos teve ruptura por fendilhamento do concreto, somente dois blocos tiveram falha por soldagem das cabeças superiores. Ao observar os modos de ruptura, o autor menciona que o concreto convencional apresenta maior ângulo de superfície de ruptura cônica (θ) com 28° a 30°, contrapondo os valores do concreto reforçado com fibras de aço que são de 26° a 27°.

Referente aos deslocamentos, a pesquisa mostrou que os blocos de concreto convencional apresentaram comportamento de curva linear até a ruptura. Enquanto nos blocos com fibras, as curvas foram mais suaves no comportamento pós-pico.

Em relação a comparação das capacidades últimas de carga ao arrancamento obtidas na pesquisa com os modelos teóricos, o autor chegou a conclusão que todos os modelos abordados no estudo foram conservadores.

2.4.5 SANTOS (2023)

A pesquisa realizada por Santos (2023) investigou de forma experimental o comportamento do concreto geopolimérico através de ensaios de arrancamento padrão (*pull-out test*) em *studs* com e sem cabeça, além de analisar os modos de ruptura do concreto geopolimérico durante e após o ensaio de arrancamento.

No estudo foi realizado 9 blocos de concreto geopolimérico nas dimensões (400 x 400 x 250) mm, sendo 6 blocos com ancoragem do tipo *studs* com cabeça, variando a espessura da cabeça (t_h) e altura efetiva (h_{ef}), e 3 blocos com ancoragem de pinos sem cabeça, modificando a altura efetiva. Na Tabela 14, encontra-se as principais características dos corpos de prova.

Tabela 14 – Características dos corpos de prova.

ID	ls (mm)	d _s (mm)	d _h (mm)	t _h (mm)	h _{ef} (mm)
B50	300	10 (3/8")	40	-	50
B70				-	70
B90				-	90
B50T6.3				6.3	50
B50T12.5				12.5	50
B70T6.3				6.3	70
B70T12.5				12.5	70
B90T6.3				6.3	90
B90T12.5				12.5	90

Fonte: Adaptado de Santos (2023).

Nas tabelas 15 e 16, estão os principais resultados dos ensaios ao arrancamento de pino para os *studs* com e sem cabeça. As principais características contidas nas tabelas são altura efetiva (h_{ef}), resistência à compressão (f_c), carga de limite de deformação por escoamento do aço (N_{ys}), carga de ruptura experimental ($N_{u0, EXP}$), assim como a relação entre a carga de ruptura e a carga limite de deformação por escoamento do aço (N_{u0}/N_{ys}).

Tabela 15 – Cargas de ruptura dos pinos com cabeça.

Bloco	h_{ef} (mm)	f_c (MPa)	N_{ys} (kN)	$N_{u0,exp}$ (kN)	$N_{u0,exp}/N_{ys}$	Modo de ruptura
B50T6.3	50	25,7	44,8	12,7	0,28	Cone de concreto
B50T12.5	50			17,3	0,39	Cone de concreto
B70T6.3	70			18,3	0,41	Cone de concreto
B70T12.5	70			19,4	0,43	Fendilhamento
B90T6.3	90			22,2	0,50	Fendilhamento
B90T12.5	90			23,2	0,52	Fendilhamento

Fonte: Adaptado de Santos (2023).

Tabela 16 – Cargas de ruptura dos pinos sem cabeça.

Bloco	h_{ef} (mm)	f_c (MPa)	N_{ys} (kN)	$N_{u0,exp}$ (kN)	$N_{u0,exp}/N_{ys}$	Modo de ruptura
B50	50	25,7	44,8	7,0	0,16	Arrancamento da barra
B70	70			14,6	0,32	
B90	90			19,1	0,42	

Fonte: Adaptado de Santos (2023).

Em relação aos modos de ruptura dos pinos com cabeça, todos tiveram a ruptura no concreto, sendo três *studs* com a menor profundidade de embutimento por ruptura na forma de cone e três com a maior profundidade de embutimento por ruptura por fendilhamento. Todos os pinos com cabeça ensaiados tiveram sua ruptura devido a perda de aderência entre a barra e o concreto. Ou seja, as barras foram arrancadas do bloco de concreto.

No que se refere as cargas de ruptura, todos os pinos ficaram longe de atingir o limite de escoamento do aço. Com o aumento da altura efetiva e da espessura da cabeça de ancoragem, ocorreu um acréscimo na carga última de ancoragem, entretanto esse acréscimo de N_{u0} vai diminuindo de acordo com que a espessura (t_h) aumenta.

O autor completou que em todos os blocos houve ganho na carga última com o aumento da cabeça. Entre os pinos sem cabeça e aqueles com cabeça de maior espessura ($t_h = 12,5$ mm), houve ganhos da ordem de 147%, 33% e 21%, respectivamente para h_{ef} de 50 mm, 70 mm e 90 mm na carga última de ruptura. Contudo, observou que à medida que h_{ef} aumenta, a espessura da cabeça fica mais ineficaz.

Sobre os resultados dos deslocamentos obtidos pelo autor, o mesmo chegou à conclusão que para os conectores com cabeça ocorre três situações distintas. Para a altura efetiva de 90

mm, houve pouca influência no valor do deslocamento ao aumentar a espessura da cabeça do conector. A segunda situação, para $h_{ef} = 70$ mm, quando aumentou a cabeça de 6.3 mm para 12.5 mm, houve uma redução do deslocamento da ordem de 68%. A terceira situação ocorreu para $h_{ef} = 50$ mm, pois nesse caso houve um aumento significativo do deslocamento da ordem de 5 vezes quando aumentou a espessura da cabeça de 6.3 mm para 12.5 mm. Nos pinos sem cabeça, observa-se que o aumento dos deslocamentos está diretamente relacionado com o aumento das alturas efetivas.

Acerca da comparação dos resultados experimentais com os métodos de cálculo proposto na pesquisa de Santos (2023) para os pinos sem cabeça a NBR 6118 (ABNT, 2014) e EC2 (CEN, 2004) obtiveram o melhor desempenho. Já para os *studs* com cabeça o CEB Bulletin N° 233 (CEB, 1997) foi quem obteve um melhor resultado.

2.5 RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS E MÉTODOS DE CÁLCULO

2.5.1 EOTA /ETAG N° 001 – Anexo C (1997)

Esta norma recomenda que para o cálculo da resistência característica de um conector, considerando a ruptura do cone de concreto, deve-se utilizar a Equação 10.

$$N_u = \frac{A_{c,N}}{A^{\circ}_{c,N}} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot N_u^0 \quad (10)$$

Em que, $A^{\circ}_{c,N}$ é a máxima projeção da superfície de falha para um único conector sob tração, igual a $9 \cdot h_{ef}^2$; $A_{c,N}$ é a máxima projeção da superfície de falha para um grupo de conectores, caso contrário, $A_{c,N} = A^{\circ}_{c,N}$. O fator de modificação $\psi_{s,N}$ considera a influência das bordas do elemento estrutural na distribuição de tensões do concreto; o fator $\psi_{re,N}$ considera o efeito do espaçamento entre as barras do elemento e o comprimento de embutimento; o fator $\psi_{ec,N}$ considera o efeito de grupo de conectores quando submetidos a trações não uniformes, e N_u^0 é o valor inicial da capacidade resistente característica ao arrancamento de um único conector isolado instalado em concreto não fissurado, calculado através da Equação 11.

$$N_u^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck,cube}} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad (11)$$

Em que, k_1 é igual a 7,2 para concreto fissurado e 10,1 para concreto não fissurado; $f_{ck,cube}$ é a resistência característica à compressão do concreto estimada através do ensaio de compressão de corpos prismáticos; h_{ef} é o comprimento de embutimento efetivo do dispositivo de ancoragem.

Convertendo $f_{ck,cube}$ para f_c , sendo f_c a resistência à compressão do concreto em corpo de prova cilíndrico, obtém-se a Equação 12.

$$N_u^0 = 1,118 \cdot k_1 \cdot \sqrt{f_c} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad (12)$$

2.5.2 *fib* Bulletin 58 (FIB, 2011)

O *fib* Bulletin 58 utiliza a Equação 13 para estimar a capacidade resistente ao arrancamento.

$$N_u = N_u^0 \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{S,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \quad (13)$$

Em que, N_u^0 é resistência característica de uma única âncora sem efeitos de borda e espaçamento, $\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N}^0$ é o fator que contabiliza os efeitos geométricos do espaçamento e distância até a borda do elemento estrutural, $\psi_{S,N}$ é o fator de modificação que considera a influência das bordas do elemento na distribuição de tensões no concreto, $\psi_{ec,N}$ é o fator que considera o efeito de grupo quando submetidos a trações não uniformes, e, $\psi_{re,N}$ é o fator que considera o efeito negativo no elemento estrutural com $h_{ef} < 100\text{mm}$.

Sendo assim, o valor da resistência característica de uma única ancoragem (N_u^0), sem efeito de borda e espaçamento, pode ser calculado através da Equação 14.

$$N_{u,FIB}^0 = K_1 \cdot \sqrt{f_c} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad (14)$$

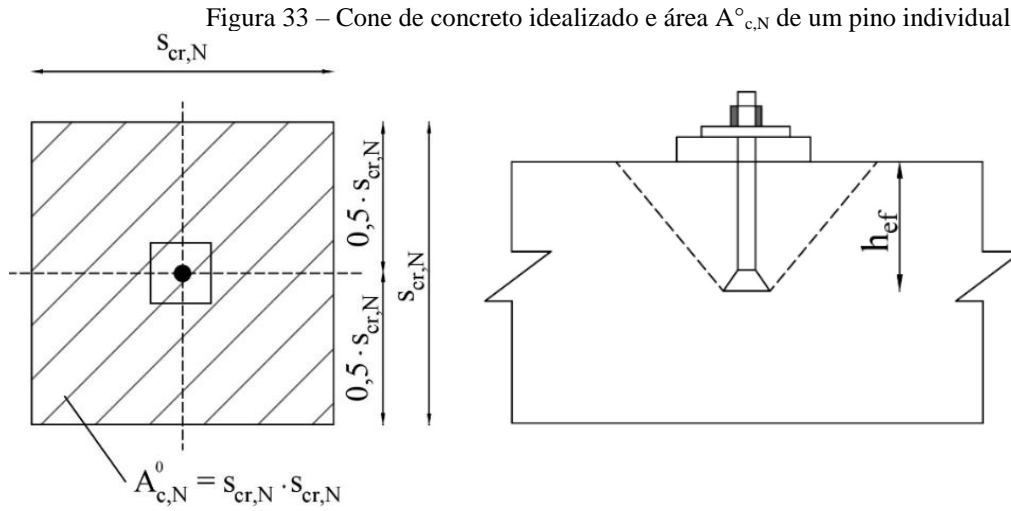
Onde k_1 depende do tipo de instalação da ancoragem, em que para concreto fissurado é igual a 7,7 e para concreto não fissurado é igual a 11.

Em relação ao fator que leva em consideração os efeitos geométricos $\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N}^0$ tem-se que, $A_{c,N}$ é a área projetada real do cone de concreto da ancoragem na superfície de concreto, limitada pela sobreposição de cones de concreto de âncoras adjacentes ($S < 1,5 \cdot h_{ef}$), bem como por bordas dos cones de falha idealizadas de âncoras únicas; e, $A_{c,N}^0$ é a área de referência do cone de concreto de um pino individual com grande espaçamento e distância de borda projetada na superfície de concreto, sendo o cone de concreto idealizado como uma pirâmide com altura igual a h_{ef} e um comprimento de base igual a s_{cr} , calculados através das equações 15 e 16.

$$s_{cr,N} = 3 \cdot h_{ef}^{1,5} \quad (15)$$

$$c_{cr,N} = 0,5 \cdot s_{cr,N} = 1,5 \cdot h_{ef} \quad (16)$$

A Figura 33 representa o cone de concreto idealizado e área $A^{\circ}_{c,N}$ de um pino individual, bem como o comprimento de base $s_{cr,N}$.

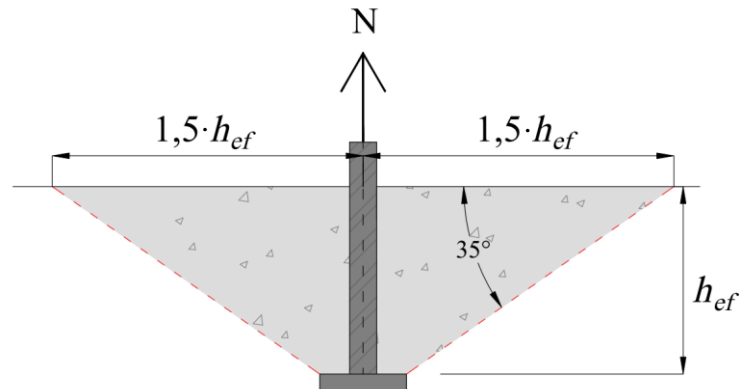


Fonte: Adaptado de *fib* Bulletin 58 (2011).

2.5.3 ACI 318 (2019)

A metodologia utilizada pela normativa americana para determinar a resistência ao arrancamento de conectores foi desenvolvida pelo Método da Capacidade do Cone de Concreto (*Concrete Capacity Design Method - CCD*) proposto por Fuchs *et al.* (1995). Neste método, o ângulo de ruptura do cone de concreto é assumido como sendo de aproximadamente 35° em relação a base do conector, e a projeção do tronco do cone na superfície do elemento é dada por $3 \cdot h_{ef}$, conforme mostrado na Figura 34.

Figura 34 – Projeção da ruptura do cone de concreto



Fonte: Adaptado de ACI 318 (2019).

A capacidade resistente ao arrancamento de um conector é calculada pela Equação 17.

$$N_u = \frac{A_{c,N}}{A^{\circ}_{c,N}} \cdot \psi_{ed,N} \cdot \psi_{c,N} \cdot \psi_{cp,N} \cdot N_u^0 \quad (17)$$

Em que, $\psi_{ed,N}$ é um fator de modificação que considera a influência das bordas do elemento estrutural na distribuição de tensões do concreto em ancoragem isolada e sob tração; $\psi_{c,N}$ é um fator de modificação que considera o efeito da fissuração do concreto na região de instalação da ancoragem sob cargas de serviço; $\psi_{cp,N}$ é um fator de modificação que considera, para dispositivos pós-instalados em concreto não fissurado, o efeito do deslocamento lateral na ausência de armaduras suplementares.

A resistência característica de um único conector é calculada pela Equação 18.

$$N_u^0 = k_c \cdot \lambda_a \cdot \sqrt{f_c} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad (18)$$

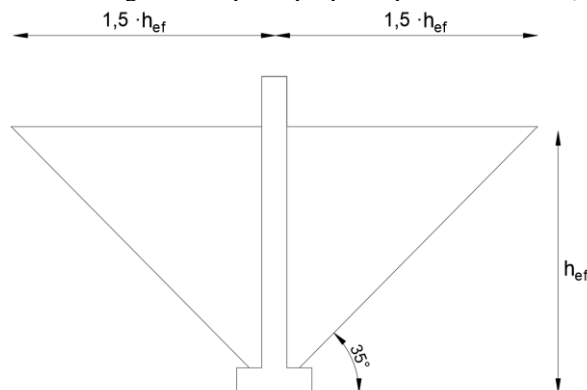
Sendo k_c igual a 10 para dispositivos pré-instalados e igual a 7 para dispositivos pós-instalados. O fator de modificação λ_a é um fator relacionado às propriedades mecânicas reduzidas do concreto leve. Para concreto normal moldado in loco deve ser atribuído igual a 1,0.

2.5.4 Fuchs *et al.* (1995)

O método determinado por Fuchs *et al.* (1995) é conhecido como Capacidade do Cone de Concreto (*Concrete Capacity Design Method - CCD*) e basea-se no método *kappa*, onde utiliza-se um fator k para determinar a capacidade resistente do *stud*. O modelo proposto por Fuchs *et al.* (1995) utilizou a relação entre a tração e a resistência a compressão de um concreto normal para prever a capacidade de carga do cone de concreto de um pino.

O método afirma que a projeção da ruptura na superfície do concreto assume um formato prismático, como pode ser visto na Figura 35 e a inclinação entre a superfície de ruptura e superfície do elemento de concreto é de 35° para a resistência última de um conector. Dada a simplicidade e boa precisão, o modelo foi adotado em padrões internacionais.

Figura 35 – Ângulo de ruptura proposto por Fuchs *et al.* (1995).



Fonte: Adaptado de Fuchs *et al.* (1995).

A resistência a tração de um *stud* em concreto, sem a influência do efeito de grupo de ancoragem e sem a influência de borda é dado pela Equação 19.

$$N_u = 16,8 \cdot \sqrt{f_c} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad (19)$$

Em que N_u é a carga de ruptura do concreto; o f_c é a resistência à compressão do concreto de acordo com ensaio de corpo de prova cilíndrico; e h_{ef} é o comprimento de ancoragem efetivo do conector.

2.5.5 Nilforoush *et al.* (2017)

Nilforoush *et al.* (2017) investigou por meio de simulações numéricas baseadas na mecânica da fratura não linear, a influência da espessura do concreto, o tamanho da cabeça do *stud* e o reforço superficial na capacidade de ruptura por tração nos pinos com cabeça. O autor simulou *studs* com cabeça pré-instalados com diversas profundidades de embutimento ($h_{ef}=50-500$ mm) em concreto convencional com várias espessuras ($H=1,5-5,0h_{ef}$). Também foi modificado os tamanhos da cabeça dos pinos embasado na relação entra a tensão de apoio sob a cabeça dos *studs* no pico de carga e a resistência a compressão do concreto (σ^b/f_c), variando de 4 para 20.

Para levar em conta a influência da espessura do concreto, do tamanho da cabeça do pino e do reforço da superfície na capacidade de ancoragem dos *studs* com cabeça em concreto não fissurado, Nilforoush *et al.* (2017), incorporou à equação proposta por Fuchs *et al.* (1995) três fatores de modificação (ψ_H , ψ_{AH} e ψ_{Sr}), conforme a Equação 20.

$$N_u = N_{u,m} \cdot \psi_H \cdot \psi_{AH} \cdot \psi_{Sr} \quad (20)$$

Onde ψ_H , ψ_{AH} , ψ_{Sr} é igual as equações 21, 22 e 23, respectivamente.

$$\psi_H = \left(\frac{H}{2,0 \cdot h_{ef}} \right)^{0,25} \leq 1,20 \quad (21)$$

$$\psi_{AH} = \left(\frac{A_b}{A_b^{code}} \right)^{0,1} \quad (22)$$

$$\psi_{Sr} = \begin{cases} 1,35 \cdot \left(\frac{h_{ef}}{H} \right)^{0,25} & \leq 1,20 \text{ para } H \leq 3,0 \cdot h_{ef} \\ 1,00 & \text{para } H \geq 3,0 \cdot h_{ef} \end{cases} \quad (23)$$

Em que ψ_H é o fator que leva em consideração a espessura do concreto; ψ_{AH} é o fator que expressa o tamanho da cabeça do *stud*; ψ_{sr} é o coeficiente que traduz o reforço de armadura na superfície; H é a espessura do concreto; h_{ef} é a profundidade de embutimento do *stud*; A_b é a área de apoio entre concreto e o topo da cabeça do *stud* (área da base do *stud* menos a haste); A_b^{code} é a área de apoio sobre a cabeça do *stud* tal que a tensão seja 15 vezes a resistência à compressão do concreto, que pode ser determinado pela Equação 24.

$$A_b^{code} = \frac{N_{ccd}}{15 \cdot f_c} = \frac{16,8 \cdot \sqrt{f_c} \cdot (h_{ef})^{1,5}}{15 \cdot f_c} \quad (24)$$

O ψ_H foi limitado a 1,20 com base nos resultados numéricos de ancoragens com cabeça em elementos de concreto convencional com diferentes espessuras. Os resultados numéricos revelaram que para $\psi_H < 1,0$, o concreto não armado falha por fissuração do concreto, enquanto $\psi_H > 1,0$ falham por ruptura do cone de concreto.

2.5.6 Karmokar *et al.* (2022)

Karmokar *et al.* (2022) propôs um método de cálculo para determinar a resistência ao arrancamento de conectores em concreto geopolimérico baseado em uma série de pesquisas que totalizaram mais de 100 resultados experimentais com geopolímeros a base de cinza volante. Os autores variaram o tamanho da cabeça dos *studs* em 25 mm, 35 mm e 45 mm e a profundidade de embutimento em 40 mm, 70 mm e 90 mm.

A partir dos resultados dos ensaios, os autores propuseram a inserção de um fator de modificação para representar as propriedades do concreto geopolimérico, como definido pela Equação 25.

$$\psi_{CCD_{GP}} = 0,17 \cdot h_{ef}^{0,4} \cdot 0,47 \cdot f_{cm}^{0,1} \quad (25)$$

Em que h_{ef} é a profundidade de embutimento e f_{cm} é resistência a compressão do concreto que neste caso possui um fator de correção de 0,47 que representa o efeito combinado do módulo de elasticidade e da energia da fratura do concreto geopolimérico.

Os autores adicionaram um fator de modificação, ψ_{AH} , proposto por Nilforoush *et al.* (2017) para estabelecer a influência do tamanho da cabeça dos *studs* na capacidade de carga, como demonstrado na Equação 26.

$$\psi_{AH} = \left(\frac{A_b}{A_b^{code}} \right)^{0,1} \quad (26)$$

Onde A_b^{code} é igual a Equação 27.

$$A_b^{code} = \frac{N_{ccd}}{15 \cdot f_c} = \frac{16,8 \cdot \sqrt{f_c} \cdot (h_{ef})^{1,5}}{15 \cdot f_c} \quad (27)$$

Em que ψ_{AH} é o fator que expressa o tamanho da cabeça do *stud*; A_b é a área de apoio entre concreto e o topo da cabeça do *stud* (área da base do *stud* menos a haste); A_b^{code} é a área de apoio sobre a cabeça do *stud* tal que a tensão seja 15 vezes a resistência à compressão do concreto.

Os fatores de modificação foram validados utilizando mais de 60 análises numéricas em *studs* semelhantes com profundidade efetiva de embutimento variando entre 40 mm e 180 mm. Sendo assim, o valor da resistência característica de uma única ancoragem (N_u^0) proposto por Karmokar *et al.* (2022), sem efeito de borda e espaçamento, pode ser calculado através da Equação 28.

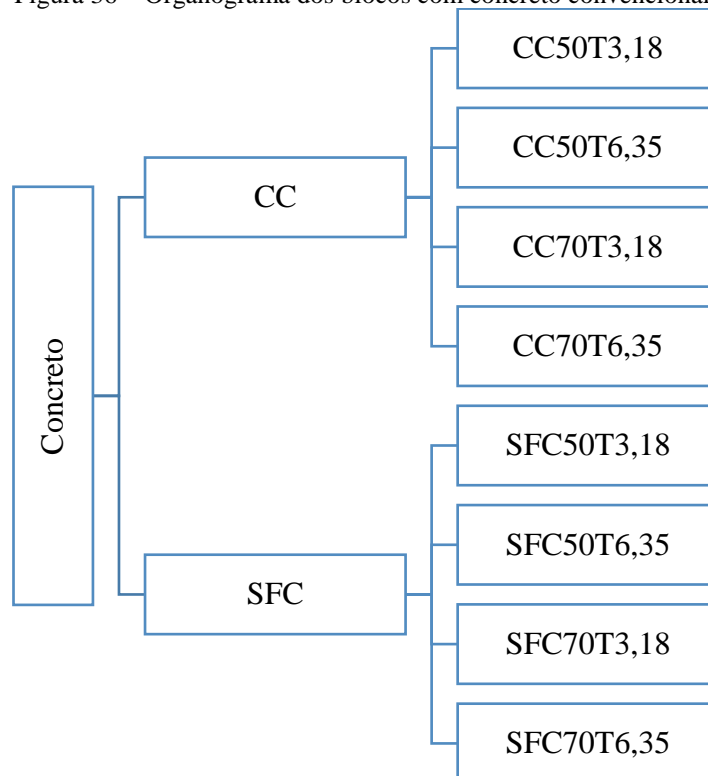
$$N_u^0 = (\psi_{AH}^{0,1}) \cdot 16,8 \cdot f_{cm} \cdot h_{ef}^{1,5} \cdot \psi_{CCD_{GP}} (N) \quad (28)$$

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

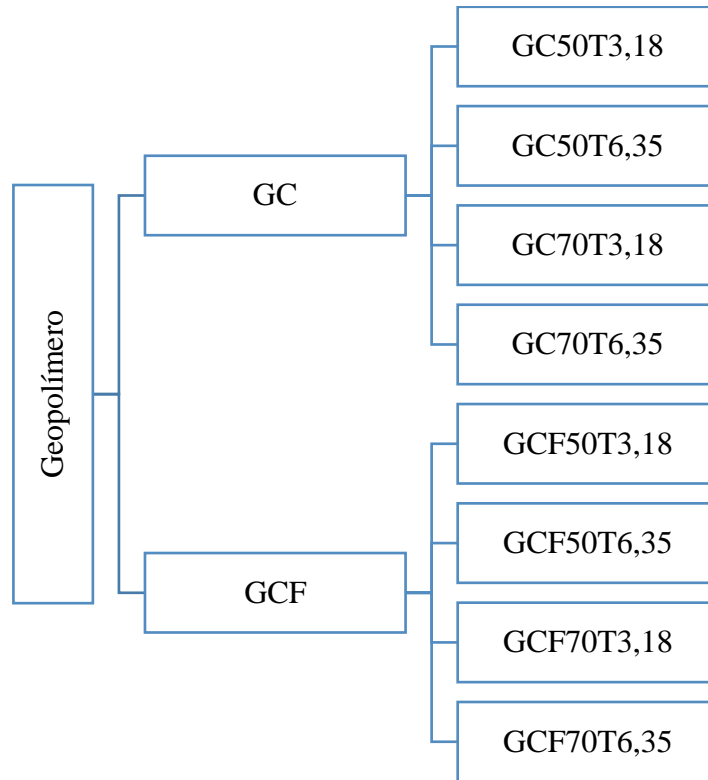
A presente pesquisa tem como objetivo avaliar e comparar os resultados obtidos para o concreto convencional e para o concreto geopolimérico, ambos utilizando o reforço de fibras de aço. O programa foi realizado no Laboratório de Engenharia Civil (LEC) da Universidade Federal do Pará e foi composto de 16 blocos, sendo 4 blocos com concreto convencional (CC), 4 blocos com concreto reforçado com fibras de aço (SFC), 4 blocos com concreto geopolimérico (CG) e 4 blocos com concreto geopolimérico reforçado com fibras de aço (CGF), variando a espessura da cabeça (t_h) e a altura efetiva de embutimento de *studs* (h_{ef}). Os elementos foram ensaiados até ruptura a fim de avaliar a capacidade resistente à tração dos blocos, a influência da adição de fibras de aço a mistura, a variação da altura de embutimento efetiva (h_{ef}) e da espessura da cabeça (t_h) dos conectores, a forma de ruptura de cada bloco. As figuras 36 e 37 representam o organograma dos blocos que serão ensaiados de acordo com cada concreto em que os números 50 e 70 referem-se a altura efetiva de embutimento (h_{ef}), e 3,18 e 6,35 referem-se a espessura da cabeça (t_h) em milímetros.

Figura 36 – Organograma dos blocos com concreto convencional.



Fonte: Autoria própria (2024).

Figura 37 – Organograma dos blocos com concreto geopolimérico.



Fonte: Autoria própria (2024).

Com o objetivo de elucidar as siglas adotadas nesse estudo, é apresentado no Quadro 3 as siglas com os seus respectivos significados e o material das variáveis de controle dos blocos.

Quadro 3 – Nomenclatura dos blocos.

Sigla	Bloco	Material
CC	Concrete conventional	Concreto Convencional
SFC	Stell fiber concrete	Concreto reforçado com fibra de aço
GC	Geopolymer concrete	Concreto geopolimérico
GCF	Geopolymer concrete with fiber	Concreto geopolimérico com fibra de aço

Fonte: Autoria própria (2024).

3.2 CARACTERÍSTICAS DOS BLOCOS E STUDS

Nesse estudo, foram submetidos 16 blocos (4 CC, 4 SFC, 4 GC, 4 GCF) ao ensaio de arrancamento (*pull-out test*). Cada bloco conteve um conector simples, sendo que todos são conectores do tipo *stud*, variando a espessura da cabeça (t_h) em 3,18 mm e 6,35 mm e a altura efetiva de embutimento (h_{ef}) em 50 mm e 70 mm, mantendo o comprimento total do conector (l_s), diâmetro da barra (d_s) e diâmetro da cabeça (d_h) constante. As dimensões dos blocos foram

de (400 x 400 x 250) mm, sendo que um fator importante para definição das dimensões do bloco foi a distância mínima do diâmetro do cone de ruptura ($3 \cdot h_{ef} + d_h$) definida pelo ACI 318 (2019) para concreto convencional, que também foi aplicada para concreto reforçado com fibras de aço, geopolímero e geopolímero reforçado com fibra de aço. Para efeitos de comparação entre os blocos, a resistência à compressão do concreto convencional e geopolimérico foi de 30 MPa. Na Tabela 17 tem-se as características definidas dos blocos do presente programa experimental.

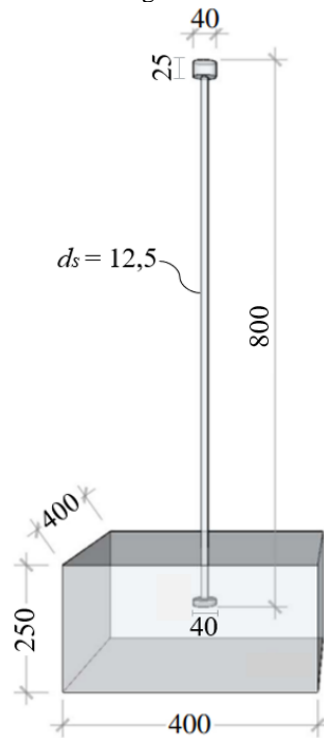
Tabela 17 – Características dos blocos.

Bloco	l_s (mm)	h_{ef} (mm)	d_s (mm)	d_h (mm)	t_h (mm)
CC50T3,18	800	50	12,5 (1/2")	40	3,18
CC50T6,35					6,35
CC70T3,18		70			3,18
CC70T6,35					6,35
SFC50T3,18		50			3,18
SFC50T6,35					6,35
SFC70T3,18		70			3,18
SFC70T6,35					6,35
GC50T3,18		50			3,18
GC50T6,35					6,35
GC70T3,18		70			3,18
GC70T6,35					6,35
GCF50T3,18		50			3,18
GCF50T6,35					6,35
GCF70T3,18		70			3,18
GCF70T6,35					6,35

Fonte: Autoria própria (2024).

Além das medidas estabelecidas na Tabela 17, as cabeças dos conectores foram em formato circulares e soldadas a uma barra de aço com diâmetro de 12,5 mm. A Figura 38 mostra a geometria dos conectores.

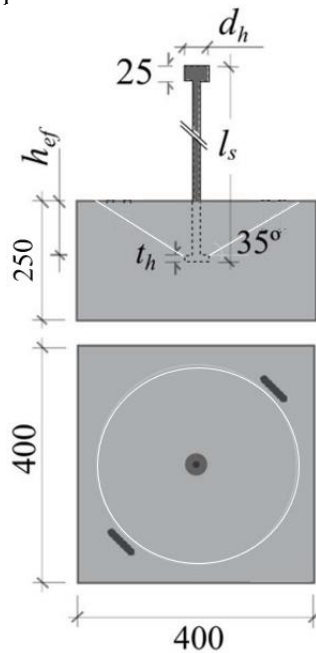
Figura 38 – Dimensões geométricas dos conectores.



Fonte: Autoria própria (2024).

Na Figura 39 é apresentado a posição dos pinos nos blocos e a projeção do cone de ruptura, que foi a ruptura definida nesse estudo para acontecer quando o conector for arrancado do bloco. Abdicou-se de armadura de flexão nessa pesquisa, pois priorizou-se nos ensaios a capacidade de ancoragem em blocos de concretos convencionais e geopoliméricos.

Figura 39 – Vista lateral e superior do posicionamento dos conectores no bloco e projeção do cone de ruptura.



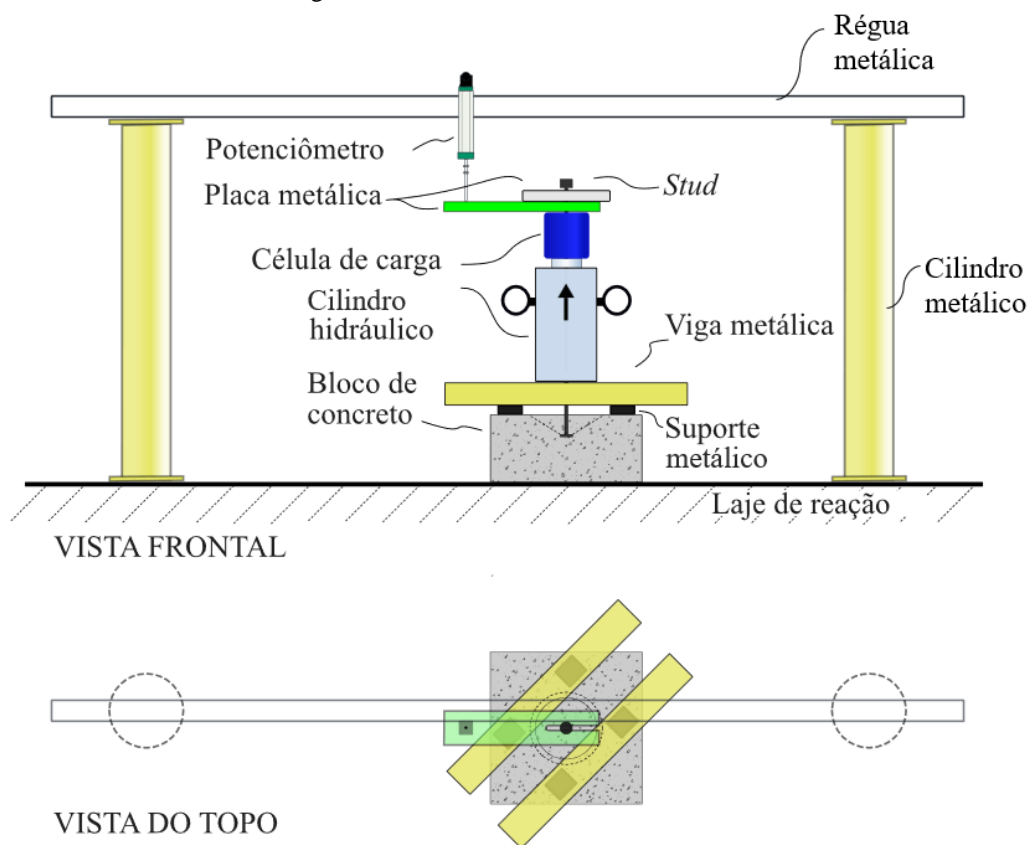
Fonte: Autoria própria (2024).

3.3 SISTEMA DE ENSAIO

O ensaio de arrancamento direto foi composto por um cilindro hidráulico oco (Enerpac), uma bomba hidráulica (modelo ZE-4440 MG da fabricante Enerpac) e uma célula de carga digital (modelo coluna C da fabricante Alfa Instrumentos). Tanto cilindro quanto a bomba hidráulica possuíam capacidade de 1.000 kN e a célula de carga digital possuía uma capacidade de leitura de 1000 kN e precisão de 500 N.

O bloco ensaiado foi utilizado como suporte para o sistema de ensaio, onde o cilindro hidráulico foi apoiado em duas vigas metálicas, posicionados diagonalmente em relação ao bloco, e posteriormente, estas vigas foram apoiadas em quatro suportes metálicos a fim de manter a distância livre mínima do diâmetro da superfície de falha do cone ($3 \cdot h_{ef} + d_h$), conforme mostrado na Figura 40.

Figura 40 – Detalhe do sistema de ensaio.



Fonte: Autoria própria (2024).

Os deslocamentos foram medidos com um potenciômetro fixado em uma régua metálica disposta entre dois cilindros metálicos e colocado verticalmente no topo da placa metálica na célula de carga. Em todos os corpos de prova foi aplicada uma carga inicial de 0,5 kN para acomodação do sistema.

Foi utilizado um sistema de aquisição de dados, composto por um registrador de dados ALMEMO® 5690-2, da fabricante AHLBORN e por um laptop responsáveis pela coleta de dados referente ao carregamento e ao deslocamento, realizados pela célula de carga e pelo potenciômetro, respectivamente. Os dados foram coletados continuamente a uma frequência de 6 Hz. Na Figura 41 é demonstrado a disposição final dos elementos pertencentes ao sistema de ensaio.

Figura 41 – Ensaio de arrancamento de pino do programa experimental.



Fonte: Autoria própria (2024).

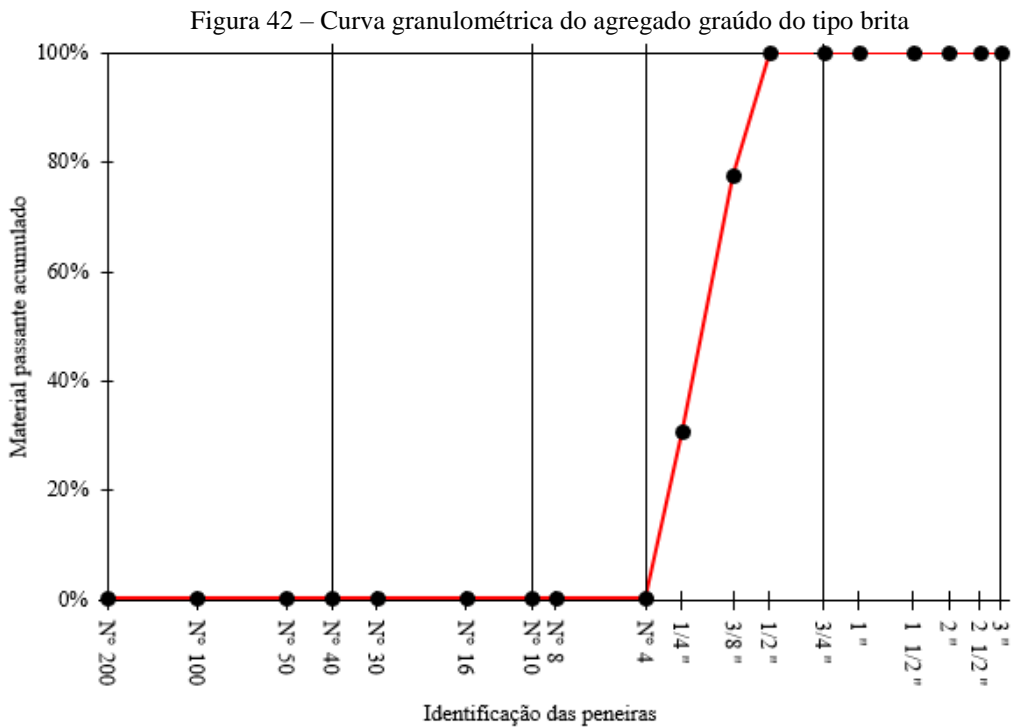
3.4 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

3.4.1 Concreto convencional

O concreto convencional que foi utilizado na confecção dos 8 blocos (4 blocos de CC e 4 blocos SFC) foram dosados pelo método desenvolvido pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT) e de forma empírica com o objetivo de realizar ajustes necessários.

O aglomerante utilizado foi produzido com cimento Portland do tipo II com adição de fíler com classe de resistência de 32 MPa, identificado pela abreviatura CP II-F-32. O agregado miúdo foi uma areia do tipo quartzosa, típica da região de Belém, com massa específica igual a 2,53 kg/dm³, módulo de finura igual a 2,52 e diâmetro máximo de 1,18 mm, na qual foi seca em estufa com a finalidade de que sua umidade não interferisse na relação *a/c* do concreto.

O agregado graúdo utilizado foi do tipo brita de origem granítica que possui massa específica de 2,63 kg/dm³, módulo de finura igual a 6,07 e diâmetro máximo do agregado igual a 12,5 mm, pois a porcentagem retida acumulada na peneira de 9,5 mm apresentou valor superior a 5%. A brita foi lavada e peneirada a fim de retirar o volume de finos e permanecer com o tamanho dos grãos entre 4,8 e 9,5 mm, que classificou a brita utilizada como brita 0. Na Figura 42 está representada a curva granulométrica do agregado graúdo natural do tipo brita que foi realizada de acordo com a NBR 17054 (ABNT, 2022).



Fonte: Autoria própria (2024).

O traço unitário realizado para produção do concreto convencional e do concreto reforçado com fibra de aço foi de 1:1,5:2,5:0,5 com a finalidade de alcançar a resistência à compressão de 30 MPa para os 28 dias. Na Tabela 18 são mostrados o traço unitário do concreto utilizado nos blocos, assim como o consumo de cada material por metro cúbico.

Tabela 18 – Consumo dos materiais por traço de concreto.

Bloco	Consumo (kg/m ³)				
	Cimento	Areia	Brita	Água	Fibra
CC 1:1,5:2,5:0,5	423,4	635,1	1058,5	211,7	-
SFC 1:1,5:2,5:0,5	423,4	635,1	1058,5	211,7	79,3

Fonte: Autoria própria (2024).

Ressalta-se que foi seguido as recomendações da Arcerlormittal (2018) para a mistura de concretos com fibra de aço, onde o teor de argamassa (a) deve ser superior a 50% e a relação água cimento (a/c) deve ser inferior a 0,50. E para definir o volume de fibras foi utilizado a Equação 29 da regra da mistura (CALLISTER & RETHWISCH, 2016).

$$V_f = \frac{\frac{m_f}{\mu_f}}{\frac{m_c}{\mu_c} + \frac{m_a}{\mu_a} + \frac{m_p}{\mu_p} + H_2O + \frac{m_f}{\mu_f}} \quad (29)$$

Onde V_f é a fração volumétrica da fibra igual a 1% para esse estudo; m_f , m_c , m_a e m_p são a massa da fibra, do cimento, do agregado miúdo e do agregado graúdo respectivamente; μ_f , μ_c , μ_a e μ_p são a massa específica da fibra, do cimento, da areia e do agregado graúdo respectivamente.

3.4.2 Concreto geopolimérico

O concreto geopolimérico utilizado para concretagem de 8 blocos (4 blocos de GC e 4 blocos de GCF) foi desenvolvido à base de metacaulim no laboratório da Pós-Graduação de Engenharia Civil da Universidade Federal do Pará.

Com base na revisão bibliográfica sobre geopolímero, os resultados mais satisfatórios para produção de concreto geopolimérico foram as pesquisas que utilizavam o metacaulim ou cinza volante como precursores e hidróxido de sódio e silicato de sódio como ativadores. Portanto, essa pesquisa adotou o metacaulim e a solução de hidróxido de sódio e silicato de sódio neutro para produção do concreto.

Os agregados que foram utilizados para a produção do concreto geopolimérico apresentaram as mesmas propriedades físicas do concreto convencional. Realizou-se um peneiramento para retirar o material fino presente no agregado graúdo, visto que na pesquisa de Azevedo (2023) e Almeida (2023) o alto teor de finos diminuiu a trabalhabilidade. Também sucedeu a secagem do agregado miúdo, com o objetivo de evitar que a umidade presente nos grãos altere a resistência axial do concreto, dado que a pesquisa realizada por Lermen *et al.* (2022) mostrou que a quantidade de água teve influência significativa sobre a resistência à compressão.

O procedimento utilizado para determinar a solução (silicato de sódio + hidróxido de sódio) foi baseado em parâmetros estequiométricos (ζ) para estabelecer a proporção de cada material (GUIMARÃES, 2019). O fator que teve variabilidade foi a relação molar de dois

óxidos fundamentais na formação da matriz geopolimérica, que foram o dióxido de silício (SiO₂) e o óxido de sódio (Na₂O), ambos os compostos são ativadores da mistura geopolimérica e são provenientes do silicato de sódio e hidróxido de sódio, respectivamente. Conforme Davidovits (1982), o ξ pode variar de 0 até em 2,4, e com base nos trabalhos realizados por Santos (2023) e Azevedo (2023) essa pesquisa utilizou o parâmetro ξ igual a 2.

Para definir a molaridade da solução do hidróxido de sódio e água, esse estudo se baseou na pesquisa realizada por Azevedo (2023), onde a mesma produziu testes em concretos com base na pesquisa de Ryu *et al.* (2013). Azevedo (2023) realizou um total de 25 misturas, totalizando 75 corpos de provas, variando a molaridade da solução (NaOH+água) de 8 M a 16 M e a proporção na solução entre hidróxido de sódio e silicato de sódio neutro.

As misturas realizadas com o traço de molaridade com 8 M apresentaram eflorescência com passar do tempo devido à proporção entre óxido de sódio e água, corroborando com as pesquisas realizadas por Lermen *et al.* (2022). Devido as pesquisas e os testes realizados por Azevedo (2023), a molaridade utilizada nesse estudo foi de 16 M.

Em relação aos materiais secos, o traço foi fixado na relação de 1:1,5;2,5 (metacaulim; areia; brita) para geopolímero com e sem fibra, com a finalidade de alcançar a resistência à compressão de 30 MPa para os 28 dias e possibilitar a comparação dos dois tipos de concreto. O metacaulim (aglomerante) forneceu o parâmetro inicial para determinar os demais quantitativos de material (areia e brita). Conforme Azevedo (2023), a água e a solução usadas na mistura serão fixadas, respectivamente, em 10% e 80% da massa do metacaulim. Na Tabela 19 são mostrados o traço unitário e o consumo por metro cúbico de cada material do concreto geopolimérico.

Tabela 19 – Traço unitário do concreto geopolimérico

Bloco	Consumo (Kg/m ³)					
	Metacaulim	Areia	Brita	Água	Solução	Fibra
GC 1:1,5:2,5:0,5:0,10:0,80	432,88	649,32	1082,2	43,28	346,32	-
GCF 1:1,5:2,5:0,5:0,10:0,80	432,88	649,32	1082,2	43,28	346,32	79,3

Fonte: Autoria Própria (2024).

O volume de fibras utilizados no concreto geopolimérico foi definida pela regra da mistura, a mesma utilizada para definir o volume de fibras para concreto convencional.

3.4.2.1 Metacaulim

O material precursor do aglomerante geopolimérico foi o metacaulim, denominado na indústria como Metacaulim Hp Ultra, um produto de alta reatividade, produzido pela empresa Metacaulim do Brasil Indústria e Comércio Ltda. Nessa pesquisa foi utilizado o metacaulim acondicionado em sacos de 20 kg. Na Tabela 20 é mostrada as propriedades químicas e físicas do produto utilizado.

Tabela 20 – Propriedades físico-químicas do metacaulim.

Propriedades Físico-Químicas	Valores típicos	Valores limites (NBR 15.894)
SiO₂	57%	44% a 65%
Al₂O₃	34%	32% a 46%
CaO + MgO	< 0,1%	< 1,5%
SO₃	< 0,1%	< 1%
Na₂O	< 0,1%	< 0,5%
Eq. Alcalino Na₂O	< 1,5%	< 1,5%
Fe₂O₃	2%	-
TiO₂	1,50%	-
Umidade	0,50%	< 2%
Perda ao Fogo	3%	< 4%
Resíduo #325	6%	< 10%
Área Específica BET	230.000cm ² /g	150.000cm ² /g
Massa Específica	2,56kg/dm ³	-

Fonte: Adaptado de Metacaulim do Brasil (2023).

3.4.2.2 Solução alcalina

A solução alcalina utilizada nesse estudo foi composta por silicato de sódio (Na₂SiO₃), hidróxido de sódio (NaOH) junto com adição de água (H₂O).

3.4.2.3 Silicato de sódio (Na₂SiO₃)

Para fazer a solução alcalina, utilizou-se o ativador silicato de sódio neutro, fabricado pela empresa Bandeirante Brazmo. Na Tabela 21 é apresentado as especificações técnicas do produto.

Tabela 21 – Especificações técnicas do silicato de sódio.

Ensaio	Especificação
Na₂O, %	8,7 - 9,0
SiO₂ %	28,5 - 30,0
Relação SiO₂/Na₂O	3,30 - 3,45
Sólidos totais, %	37,2 - 39,0
Umidade, %	61,0 - 62,8
Densidade (25°C), g/l	1,39 - 1,41
Viscosidade a 25°C, cP	400 - 800
Graus de Baumé a 25°C	40,5 - 42,0

Fonte: Adaptado de Bandeirante Brazmo (2023).

3.4.2.4 Hidróxido de sódio

O outro ativador adicionado na solução alcalina é o hidróxido de sódio, conhecido popularmente como soda cáustica, que foi utilizada no formato de escamas e com pureza de 98%. A fabricante desse produto é Unipar Carbocloro, que comercializa a soda cáustica em escamas em sacos de 25 kg. Nas tabelas 22 e 23 são mostradas as características físicas e químicas, respectivamente.

Tabela 22 – Características físicas do hidróxido de sódio.

Características físicas	Especificações
Peso Molecular	40
Ponto de fusão	318°C
Solubilidade em água (20°C)	109g/ 100g água
Formato	Escamas
Cor	Branca
Ponto de ebulição	1390 °C
Peso específico (20°C /20°C)	2,13 g/cm ³

Fonte: Adaptado de Unipar Carbocloro (2023).

Tabela 23 – Características químicas do hidróxido de sódio.

Características químicas	Unidade	Mínimo	Máximo
Alcalinidade total	% m/m NaOH	97,5	-
Carbonatos	% m/m Na ₂ CO ₃	-	0,6
Cloretos	% m/m NaCl	-	0,03

Tabela 23 – Características químicas do hidróxido de sódio (Continuação).

Características químicas	Unidade	Mínimo	Máximo
Ferro	ppm Fe	-	6

Nota: Porcentagem (% m/m) e ppm: expressos em massa na solução. A unidade ppm corresponde a mg/kg.

Fonte: Adaptado de Unipar Carbocloro (2023).

3.4.3 Studs e formas

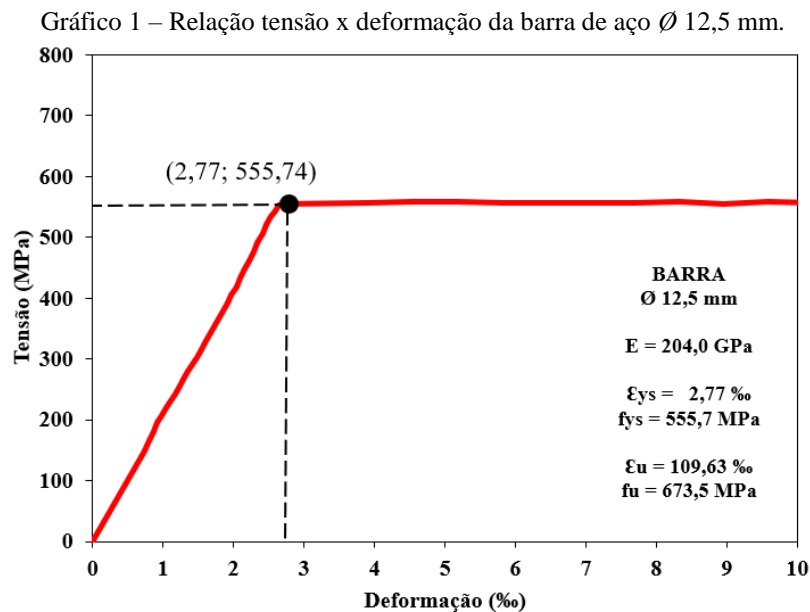
Os *studs* utilizados nesse estudo foram compostos por dois elementos, a haste e a cabeça. As hastes dos *studs* foram elaboradas com barras de aço CA-50 com diâmetro igual a 12,5 mm (1/2”) e caracterizados por meio do ensaio à tração a partir de três amostras que foram ensaiadas de acordo com a NBR 6892-1 (ABNT, 2024).

A partir desse ensaio foi possível definir experimentalmente os valores do módulo de elasticidade, tensão de escoamento, tensão de ruptura, deformação de escoamento e deformação última do aço através de extensômetros mecânicos, como pode ser observado na Tabela 24 e no Gráfico 1.

Tabela 24 – Resultado do ensaio de tração uniaxial em barras de aço.

\varnothing (mm)	f_{ys} (MPa)	ε_{ys} (‰)	f_u (MPa)	ε_u (‰)	E_s (GPa)
12,5	555,7	2,77	673,5	109,63	204,0

Fonte: Autoria própria (2024).

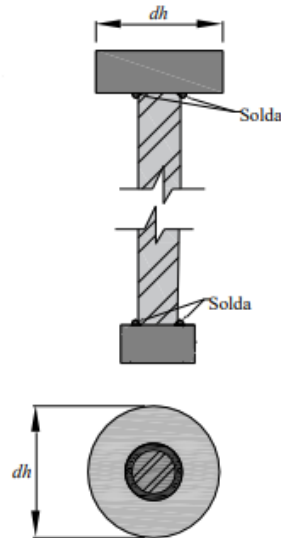


Fonte: Autoria própria (2024)

As cabeças dos *studs* foram confeccionadas com chapa de aço de acordo com a NBR 5008 (ABNT, 2015) com tensão de escoamento de 285 MPa, que foram moldadas com auxílio de torno mecânico até seu formato final com diâmetro de 40 mm e espessuras de 3,18 e 6,35

mm. As cabeças foram furadas em seu centro de modo a permitir a soldagem das hastes em ambas as faces. Na Figura 43 é mostrado o detalhamento dos *studs*.

Figura 43 – Vista lateral e superior dos *studs*.



Fonte: Autoria própria (2024).

As formas foram elaboradas em famílias de 4 blocos, separadas por tipo de concreto e pela adição de fibras de aço. As formas foram feitas com chapas de compensado com espessura de 12 mm, travadas e enrijecidas com ripas de madeiras em suas laterais. Foi elaborado um pórtico sobre os espécimes com o objetivo de realizar a fixação dos *studs* no momento da concretagem de modo que não ocorresse excentricidade de carregamento dos pinos no momento do ensaio. Para evitar a excentricidade foi utilizado o equipamento de nível de bolha de precisão. Na Figura 44 é demonstrado as famílias das formas produzidas e os *studs* centralizados para concretagem.

Figura 44 – Detalhe das formas.



Fonte: Autoria própria (2024).

3.4.4 **Fibra de aço**

As fibras de aço utilizadas nos 8 blocos que contém fibras como reforço (4 blocos de SFC e 4 blocos de CGF) foram do tipo *hooked* (3D Dramix 80/60 BG) coladas em pente. As fibras produzidas pela empresa Belgo Bekaert Arames estão em conformidade com a ASTM A 820 e NBR 15530 (ABNT, 2019) e possuem as seguintes dimensões geométricas e características mecânicas listadas na Tabela 25.

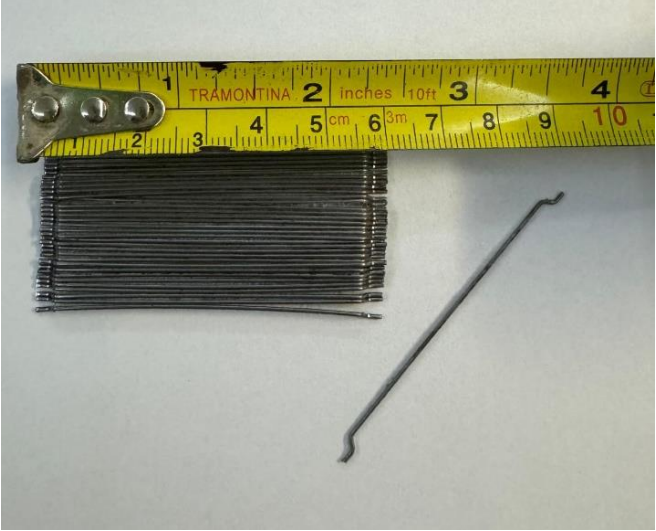
Tabela 25 – Dimensões geométricas e características mecânicas da fibra de aço.

Propriedades	Especificações
Comprimento (mm)	60
Diâmetro (mm)	0,75
Fator de forma (l_f/d_f)	80
Módulo de elasticidade (GPa)	210
Resistência a tração (N/mm ²)	1225

Fonte: Autoria própria (2024).

Segundo as características mecânicas e geométricas das fibras de aço utilizadas, a NBR 15530 (ABNT, 2019) classifica essas fibras como pertencentes ao tipo A e classe I. Na Figura 45 é apresentado o tipo de fibras utilizado.

Figura 45 – Fibras de aço 3D Dramix 80/60 BG coladas em pente.



Fonte: Autoria própria (2024).

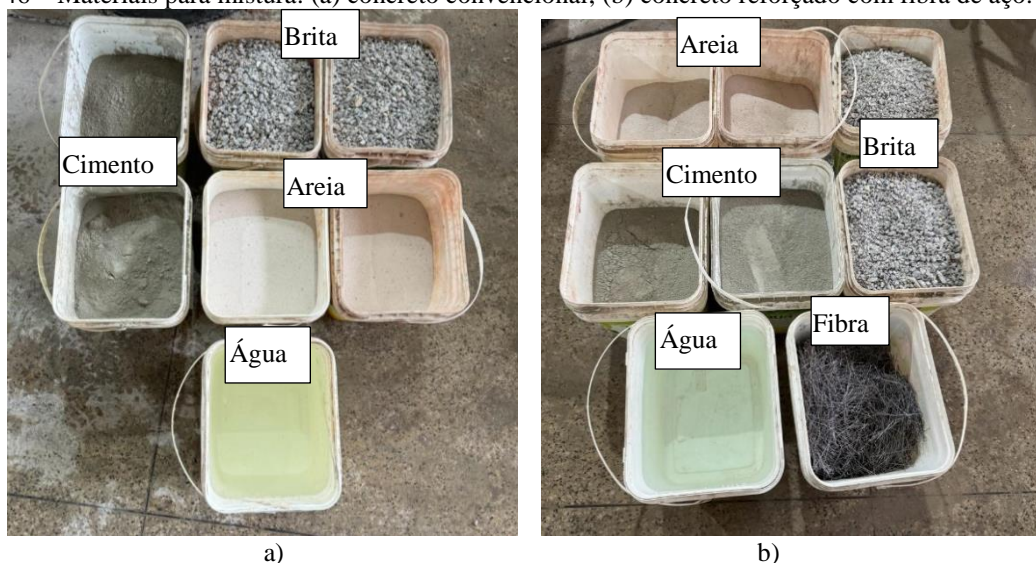
3.5 PREPARO DO CONCRETO

3.5.1 Concreto Convencional

O concreto convencional e o concreto com fibras de aço foram produzidos in loco através de uma betoneira com capacidade de 400 litros, onde a ordem da mistura dos materiais foi baseada pela NBR 12821 (Preparação de concreto em laboratório – Procedimento) (ABNT, 2009).

Foi adicionado inicialmente o agregado graúdo e 1/3 do volume de água de amassamento, logo após adicionou-se o cimento e mais 1/3 do volume de água e em seguida o agregado miúdo e o restante da água. Em relação ao concreto com fibra, as fibras de aço foram o ultimo material a ser lançado na mistura, com objetivo de proporcionar a melhor dispersão das fibras e reduzir a formação dos ouriços. Os materiais utilizados na mistura estão presentes na Figura 46.

Figura 46 – Materiais para mistura: (a) concreto convencional; (b) concreto reforçado com fibra de aço.



a)

b)

Fonte: Autoria própria (2024).

Os corpos de prova foram moldados de acordo com a NBR 5738 (ABNT, 2016) em moldes cilíndricos com dimensões de 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura com o objetivo de determinar as propriedades mecânicas do CC e SFC. Os ensaios para definir as propriedades mecânicas do concreto convencional e do concreto reforçado com fibras de aço foram o ensaio de resistência à compressão definido pela NBR 5739 (ABNT, 2018), o ensaio de módulo de elasticidade ditado pela NBR 8522 (ABNT, 2021) e o ensaio de compressão diametral para definição dos valores de resistência à tração indireta segundo a NBR 7222 (ABNT, 2011). Para

cada ensaio realizado foram produzidos 3 corpos de prova para CC e SFC, totalizando 18 corpos de prova. Na Tabela 26 tem-se a quantidade de ensaios realizados para cada traço de concreto.

Tabela 26 – Quantidade de ensaios para cada traço de concreto convencional e concreto com fibras de aço.

Traço	Tipo de ensaio		
	Resistência à compressão	Módulo de elasticidade	Compressão diametral
CC 1:1,5:2,5:0,5	3	3	3
SFC 1:1,5:2,5:0,5	3	3	3
TOTAL	6	6	6

Fonte: Autoria própria (2024).

Foram confeccionadas duas formas em formato de prismas com dimensões (150 x 150 x 550) mm para cada traço de concreto, conforme demonstrado na Figura 47. Os prismas foram ensaiados aos 28 dias de idade de acordo com a norma NBR 16940 (ABNT, 2021), que rege o ensaio de flexão em três pontos com prisma entalhado. O objetivo desse ensaio foi verificar a resistência à tração na flexão para compreender a influência da fibra de aço no concreto a partir dos resultados das tensões residuais.

Figura 47 – Prismas para ensaio a flexão em três pontos.



Fonte: Autoria própria (2024).

As formas dos blocos, dos prismas e dos corpos de prova foram untadas com desmoldante para facilitar a desforma. O lançamento do concreto nos corpos de prova, blocos

e prismas aconteceu de forma manual com auxílio de ferramentas. O adensamento dos blocos e prismas foi realizado através de um vibrador de imersão, como mostrado na Figura 48. Já o adensamento dos corpos de prova ocorreu de forma manual com o auxílio de uma haste metálica de formato redondo e lisa, a mesma utilizada para o ensaio de abatimento de tronco de cone, onde foram realizados golpes de forma distribuídas em cada camada do molde.

Figura 48 – Adensamento com auxílio do vibrador de imersão: (a) adensamento no bloco de concreto; (b) adensamento nos prismas de concreto.



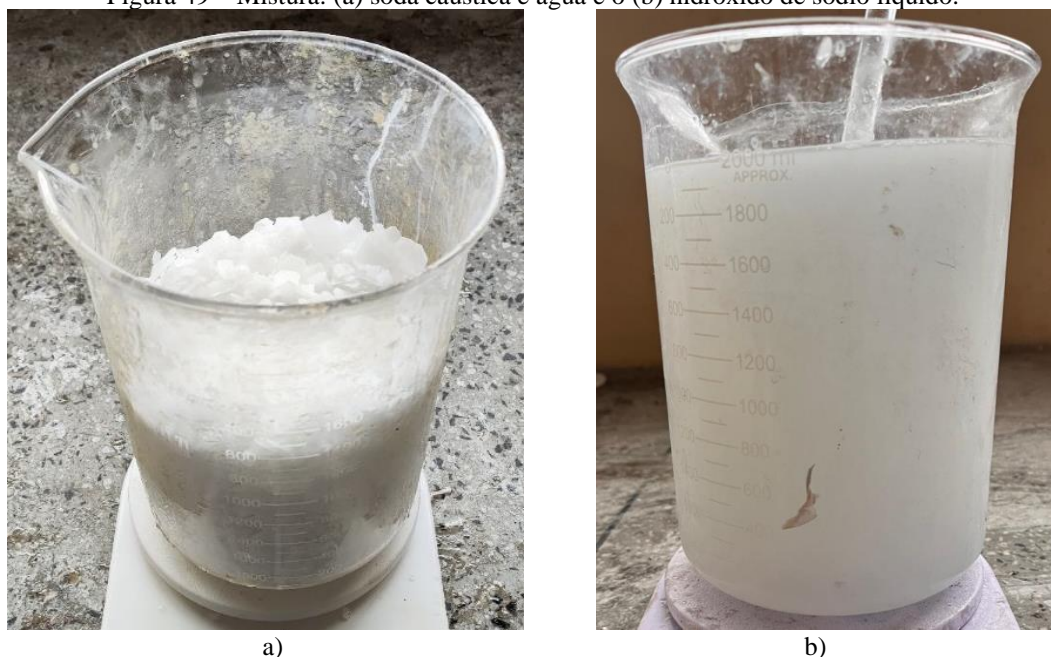
Fonte: Autoria própria (2024).

A cura dos blocos, dos prismas e dos corpos de prova cilíndricos iniciaram-se a partir do momento que suas respectivas superfícies apresentaram endurecimento. O processo de cura utilizado em ambos os elementos foi de cura úmida, em que foram colocados sacos de aniagem em toda a superfície dos blocos e prismas e molhados periodicamente no intervalo de 7 horas por 14 dias consecutivos.

3.5.2 Concreto geopolimérico

A primeira etapa para o preparo do concreto geopolimérico foi a mistura da solução ativadora composta pelo silicato de sódio e hidróxido de sódio. O silicato de sódio e o hidróxido de sódio em escamas (soda cáustica) foi obtido através do Laboratório de Estruturas da Universidade Federal do Pará. Para a produção da solução alcalina inicialmente misturou-se a soda cáustica em escama com água, resultando em uma reação química exotérmica. Ressalta-se que a proporção utilizada para produção do hidróxido de sódio foi 640g para 1 litro de água. Na Figura 49 é apresentado a mistura da soda cáustica em escamas com a água.

Figura 49 – Mistura: (a) soda caustica e água e o (b) hidróxido de sódio líquido.



Fonte: Autoria própria (2024).

Devido a liberação de calor para o meio externo, foi necessário deixar o hidróxido de sódio em repouso até seu total resfriamento para depois adicionar a mistura ($\text{NaOH} + \text{água}$) ao silicato de sódio neutro na proporção de 1:2 (1 de solução ($\text{NaOH} + \text{água}$) e 2 de silicato de sódio neutro (Na_2SiO_3)), formando a solução alcalina que também sofreu reação exotérmica, como demonstrado na Figura 50. De forma análoga, também foi preciso deixar a solução em temperatura ambiente para seu resfriamento e então iniciar a etapa de concretagem.

Figura 50 – Solução ativadora (hidróxido de sódio mais silicato de sódio).

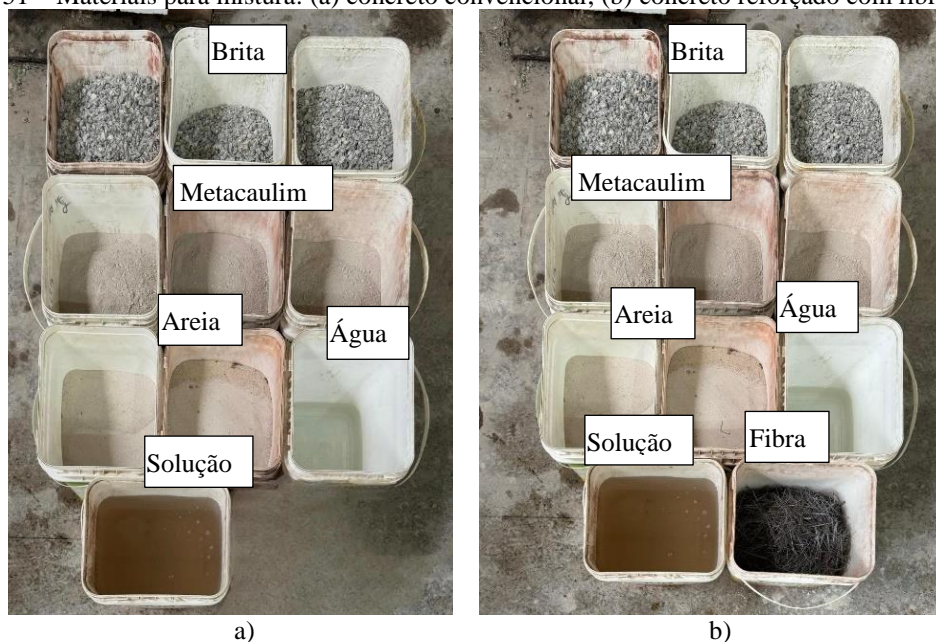


Fonte: Autoria própria (2024).

O amassamento do concreto geopolimérico com e sem fibras (CG e CGF) foi realizado na mesma betoneira do que o concreto convencional, porém com o procedimento de mistura diferente. Os materiais foram colocados na betoneira na seguinte ordem: areia, metacaulim, solução alcalina, brita e água.

Primeiro, foi lançado toda a quantidade de areia na betoneira rotacionando por um minuto, posteriormente, com a betoneira em funcionamento, foi colocado o metacaulim, que também rotacionou por mais um minuto para então adicionar de maneira lenta e gradual a solução alcalina. Em sequência, adicionou-se toda a quantidade de brita, e por último foi adicionado a quantidade de água de forma lenta e gradual, acompanhando a homogeneização da mistura. Em relação ao concreto geopolimérico com fibra, as fibras de aço foram o último material a ser lançado na mistura, com objetivo de proporcionar a melhor dispersão das fibras e reduzir a formação dos ouriços. Os materiais utilizados na mistura estão presentes na Figura 51.

Figura 51 – Materiais para mistura: (a) concreto convencional; (b) concreto reforçado com fibra de aço.



Fonte: Autoria própria (2024).

Em relação à moldagem dos corpos de prova para os ensaios de resistência à compressão, módulo de elasticidade e ensaio de compressão diametral, foram seguidas as normativas brasileiras para o concreto convencional mencionados anteriormente, visto a ausência de normas específicas para o concreto geopolimérico. Sendo assim, a Tabela 27 apresenta a quantidade de ensaios realizados para cada traço de concreto geopolimérico.

Tabela 27 – Quantidade de ensaios para cada traço de concreto geopolimérico.

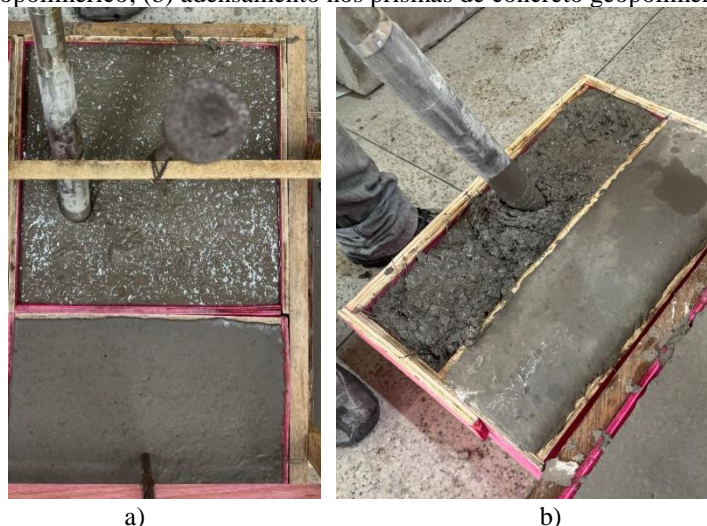
Traço	Tipo de ensaio		
	Resistência à compressão	Módulo de elasticidade	Compressão diametral
GC 1:1,5:2,5:0,10:0,80	3	3	3
GFC 1:1,5:2,5:0,10:0,80	3	3	3
TOTAL	6	6	6

Fonte: Autoria própria (2024).

Com o objetivo de verificar a resistência à tração na flexão para compreender a influência da fibra de aço no concreto geopolimérico a partir dos resultados das tensões residuais foram realizados dois prismas com dimensões (150 x 150 x 550) mm para cada traço de geopolímero. Os prismas foram ensaiados aos 28 dias de idade de acordo com norma NBR 16940 (ABNT, 2021), pois não há normas regulamentadas para esse tipo de ensaio envolvendo o concreto geopolimérico.

As formas dos blocos, dos prismas e do corpo de prova foram untadas com desmoldante, como foi realizado com o concreto convencional, para facilitar a desforma. O lançamento e o adensamento dos blocos aconteceram de forma semelhante ao realizado com o concreto convencional, como é demonstrado na Figura 52. De forma análoga ao concreto convencional, foi feito o adensamento nos corpos de prova de forma manual com auxílio de uma haste metálica redonda e lisa.

Figura 52 – Adensamento com auxílio do vibrador de imersão: (a) adensamento no bloco de concreto geopolimérico; (b) adensamento nos prismas de concreto geopolimérico.



Fonte: Autoria própria (2024).

Em relação a cura dos blocos, prismas e corpos de prova do concreto geopolimérico com e sem fibras, não houve a necessidade de realizar, pois, segundo Brito (2018), no processo de geopolimerização, a água é responsável pela plasticidade da mistura e o excesso de água pode interferir na reação de geopolimerização, pois fica presa na rede dos geopolímeros e gera porosidade, dificultando o seu processo de cura e diminuindo as propriedades mecânicas.

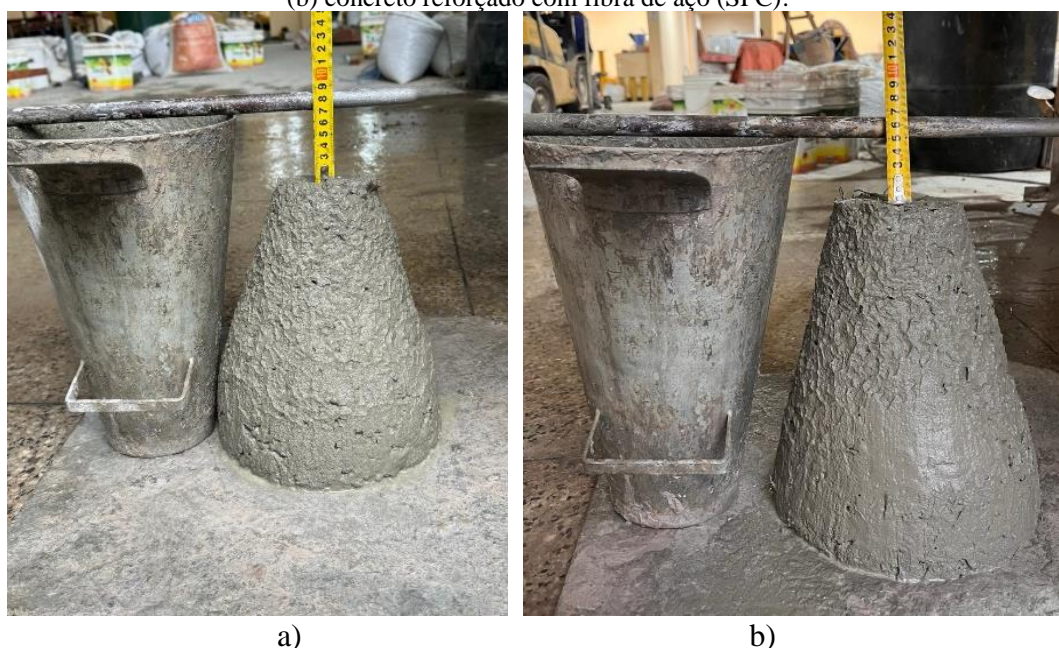
3.6 PROPRIEDADES DO CONCRETO FRESCO

3.6.1 Ensaio de abatimento de tronco de cone

Para determinar a consistência do concreto convencional e do concreto reforçado com fibras de aço foi utilizado o ensaio de abatimento de tronco de cone, conforme a norma NBR 16889 (ABNT, 2020). A mesma norma brasileira foi utilizada para definir a consistência do concreto geopolimérico e do concreto geopolimérico reforçado com fibras de aço, visto que ainda não tem norma regulamentadora para definir esse ensaio para esse tipo de concreto.

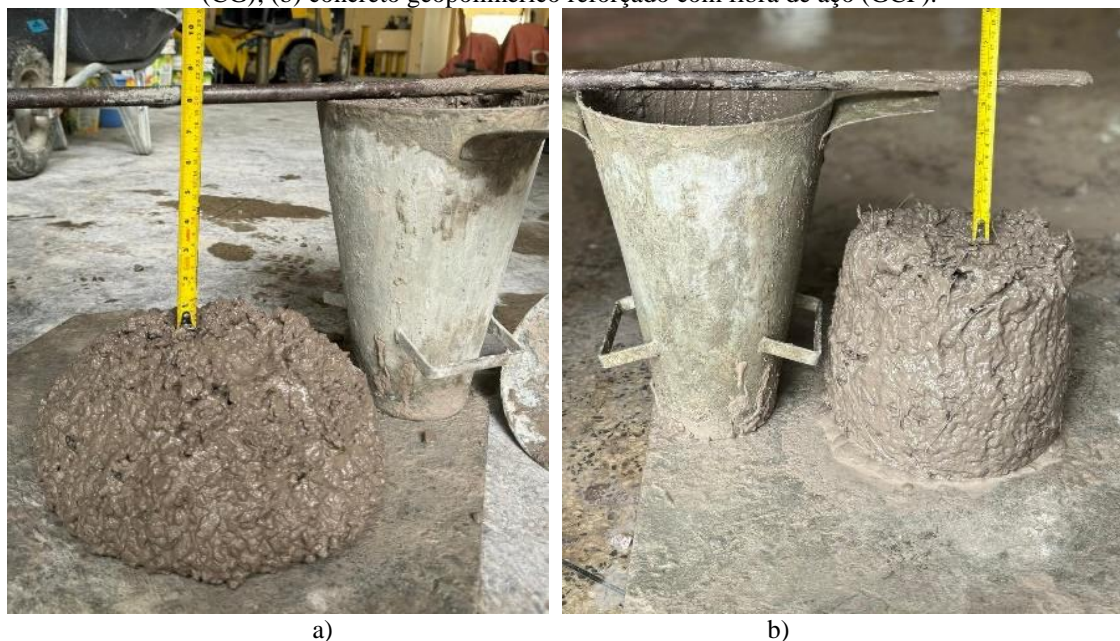
O molde em formato de tronco de cone foi preenchido com três camadas divididas em aproximadamente um terço da altura do molde, onde cada camada foi adensada com 25 golpes distribuídos de maneira uniforme com uma haste metálica em formato redondo e sem rugosidade. Nas figuras 53 e 54 são apresentados os resultados de forma qualitativa do ensaio de abatimento de tronco de cone.

Figura 53 – Resultados qualitativos do ensaio de abatimento de tronco de cone: (a) concreto convencional (CC); (b) concreto reforçado com fibra de aço (SFC).



Fonte: Autoria própria (2024).

Figura 54 – Resultados qualitativos do ensaio de abatimento de tronco de cone: (a) concreto geopolimérico (CG); (b) concreto geopolimérico reforçado com fibra de aço (GCF).



Fonte: Autoria própria (2024).

Na Tabela 28 são mostrados os resultados de forma quantitativa dos ensaios de abatimento de tronco de cone para o concreto convencional, concreto com fibras de aço, concreto geopolimérico e concreto geopolimérico com fibras de aço.

Tabela 28 – Resultado quantitativo do ensaio de abatimento de tronco de cone.

Concreto	Abatimento (mm)	Abatimento SFC/CC; GCF/GC	Abatimento GC/CC; GCF/SFC
CC	80	-	-
SFC	60	0,75	-
GC	200	-	2,5
GCF	150	0,75	2,5

Fonte: Autoria própria.

Mediante os resultados apresentados acima, concluiu-se que ao adicionar as fibras de aço tanto ao concreto convencional quanto ao concreto geopolimérico ocorre uma redução no resultado do abatimento de tronco de cone em cerca de 25%, pois, segundo Garcez (2005) e Araújo *et al.* (2014) as fibras agem como um inerte, resultando o intertravamento da mistura, ou seja, o concreto torna-se menos trabalhável.

Pode-se observar na Tabela 28 que o abatimento de tronco de cone para o concreto geopolimérico com e sem fibra de aço foi superior em cerca de 150% em relação ao concreto convencional com e sem fibra de aço, pois a solução ativadora utilizada para produção do

geopolímero é constituída pela mistura de silicato de sódio com uma solução alcalina, resultando em uma mistura com aspecto viscoso, que é transferida para a pasta, tornando-a pegajosa e de difícil manuseio.

3.7 PROPRIEDADES DO CONCRETO ENDURECIDO

3.7.1 Resistência à compressão

Para determinar a resistência média à compressão do CC, SFC, GC e GCF foram ensaiados 3 corpos de prova aos 28 dias de idade para cada traço com dimensões de 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura baseado na NBR 5739 (ABNT,2018). Os corpos de prova foram ensaiados na prensa EMIC, com a utilização de neopreme para uniformizar os topos dos corpos de prova (Figura 55).



Figura 55 – Ensaio de compressão axial.

Fonte: Autoria própria (2024).

A análise da resistência média à compressão (f_{cm}), ocorreu a partir dos indicadores estatísticos de média aritmética ($f_{cm,exp}$), desvio padrão (DP) e coeficiente de variação (CV). Na Tabela 29 são apresentados os resultados obtidos do ensaio à compressão.

Tabela 29 – Resultados dos ensaios de compressão axial.

Concreto	Tensão				$f_{cm,exp}/f_{cm,teo}^a$	$f_{cm,SFC}/f_{cm, CC}$ $f_{cm,GCF}/f_{cm, GC}$
	$f_{c,exp}$ (MPa)	$f_{cm,exp}$ (MPa)	DP	CV (%)		
CC	35,8	33,2	2,26	6,80	1,11	-
	32,4					
	31,5					

Tabela 29 – Resultados dos ensaios de compressão axial (Continuação).

Concreto	Tensão				f _{cm,exp} /f _{cm,teo} ^a	f _{cm,SFC} /f _{cm, CC}
	f _{c,exp} (MPa)	f _{cm,exp} (MPa)	DP	CV (%)		f _{cm,GCF} /f _{cm, GC}
SFC	35,8	34,5	1,19	3,45	1,15	1,04
	33,9					
	33,7					
GC	33,3	32,7	2,40	7,35	1,09	-
	34,6					
	30,0					
GCF	35,0	35,3	1,29	3,66	1,18	1,08
	34,2					
	36,7					
^a f _{cm,teo} = 30 MPa						

Fonte: Autoria própria (2024).

A partir da análise da Tabela 29, pode-se constatar que os resultados à compressão foram razoáveis, pois mostram pequenas dispersões como $CV \in [3,45 - 7,35] \%$, desse modo, tem-se que $f_{cm,exp}$ representa de maneira satisfatória a resistência média à compressão dos concretos. Constatou-se a partir dessa tabela, que os concretos atingiram as expectativas sobre a resistência à compressão teórica, $f_{cm,teo}=30,0$ MPa com os valores obtidas experimentalmente, $f_{cm,exp}$, pois a razão $f_{cm,exp}/f_{cm,teo}$ demonstrou resultados entre 1,09 a 1,18.

Também pode-se concluir através do parâmetro $f_{cm,SFC}/f_{cm,CC}$ e $f_{cm,GCF}/f_{cm,GC}$, que exprime o quociente entre a resistência à compressão média (f_{cm}) dos concretos reforçados com fibras de aço e dos concretos convencionais, se a influência das fibras altera a resistência à compressão dos concretos. Nessa pesquisa, a fibra de aço não alterou significativamente a resistência à compressão do concreto, apresentando valores da razão $f_{cm,SFC}/f_{cm,CC}$ e $f_{cm,GCF}/f_{cm,GC} \in [1,04-1,08]$.

3.7.2 Módulo de elasticidade

Foram ensaiados 3 corpos de prova aos 28 dias de idade para cada traço com dimensões de 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura para definir o módulo de elasticidade dos concretos baseado na NBR 8522 (ABNT, 2021). Os corpos de prova foram ensaiados na prensa EMIC

com o auxílio de medidores de deformação elétricos do tipo resistivo para medir as deformações, como mostrado na Figura 56.

Figura 56 – Ensaio de módulo de elasticidade.



Fonte: Autoria própria (2024).

Para definir os valores do módulo de elasticidade foi utilizado a metodologia A da NBR 8255 (ABNT, 2021), onde é fixado uma tensão em (σ_a) em 0,5MPa. Os resultados do módulo de elasticidade para o concreto convencional, concreto reforçado com fibras de aço, concreto geopolimérico e concreto geopolimérico reforçados fibras de aço são mostrados na Tabela 30.

Tabela 30 – Resultado do ensaio de módulo de elasticidade.

Concreto	E (GPa)	E_m (GPa)	DP	CV (%)	$E_{m,GC}/E_{m,CC}$	$\frac{E_{m,SFC}/E_{m,CC}}{E_{m,GCF}/E_{m,GC}}$
CC	28,5					
CC	32,1	30,3	1,77	5,84	-	-
CC	30,5					
SFC	31,3					
SFC	33,5	31,6	1,83	5,80	-	1,04
SFC	29,9					
GC	20,4					
GC	18,4	19,7	1,15	5,86	0,65	-
GC	20,4					
GCF	18,8					
GCF	21,1	19,9	1,15	5,76	-	1,01
GCF	19,8					

Fonte: Autoria própria (2024).

Segundo Callister (2008), o módulo de elasticidade pode ser considerado como sendo uma rigidez, ou uma resistência do material à deformação elástica. Quanto maior o módulo, tanto mais rígido é o material, ou menor é a deformação elástica que resulta da aplicação de uma dada tensão. Pode-se observar na Tabela 30 pela razão $E_{m,SFC}/E_{m,CC}$ e $E_{m,GCF}/E_{m,GC} \in [1,01-1,04]$, que os concretos que utilizam fibras de aço não modificaram os módulos de elasticidade dos concretos.

Também pela análise da Tabela 30, o concreto geopolimérico apresentou o módulo de elasticidade inferior ao concreto convencional pela razão $E_{m,GC}/E_{m,CC} \in [0,65]$. De acordo com Pelisser *et al.* (2018), concreto geopolimérico apresenta baixo valor do módulo de elasticidade devido ao tipo de ligação química proporcionado pela razão Si/Al e segundo Mazza (2010), pode haver diminuição do módulo de elasticidade com o aumento da razão molar Si/Al na mistura.

3.7.3 Tração por compressão diametral

Para definir a resistência à tração por compressão diametral do CC, SFC, GC e GCF foram ensaiados 3 corpos de prova aos 28 dias de idade para cada traço com dimensões de 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura baseado na NBR 7222 (ABNT, 2011). Os corpos de prova foram ensaiados na máquina universal, como pode ser observado na Figura 57.

Figura 57 – Ensaio por compressão diametral.



Fonte: Autoria própria (2024).

Os resultados a resistência à tração por compressão diametral foram calculados pela Equação 30, conforme a NBR 7222 (ABNT, 2011).

$$f_{t,d} = \frac{2.F}{\pi.d.h} \quad (30)$$

As incógnitas $f_{t,d}$, F , d e h apresentadas na Equação 30 são a resistência à tração (MPa), força máxima obtida no ensaio (N), diâmetro do corpo de prova (mm) e altura do corpo de prova (mm), respectivamente. Na Tabela 31 são apresentados os resultados obtidos no ensaio de tração por compressão diametral.

Tabela 31 – Resultado do ensaio de resistência à tração por compressão diametral.

Concreto	Tensão		DP	CV	Deformação		$f_{ctm,SFC}/$	$\epsilon_{ctm,SFC}/$
	$f_{ct,exp}$	$f_{ctm,exp}$			$\epsilon_{fct,exp}$	$\epsilon_{fctm,exp}$	$f_{ctm,CC}$	$\epsilon_{ctm,CC}$
	(MPa)	(MPa)		(%)	(‰)	(‰)	$f_{ctm,GCF}/$	$\epsilon_{ctm,GCF}/$
							$f_{ctm,GC}$	$\epsilon_{ctm,GC}$
CC	2,2				7,61			
	2,5	2,4	0,18	7,45	6,14	6,89	-	-
	2,4				6,92			
SFC	3,6				9,16			
	3,7	3,7	0,06	1,68	10,78	10,32	1,55	1,50
	3,7				11,01			
GC	2,1				5,24			
	2,4	2,2	0,14	6,17	5,02	5,15	-	-
	2,2				5,18			
GCF	3,8				9,65			
	3,9	3,8	0,04	0,93	7,81	8,56	1,71	1,66
	3,8				8,23			

Fonte: Autoria própria (2024).

A partir da Tabela 31, pode-se observar que os resultados à tração por compressão diametral foram razoáveis, pois mostram pequenas dispersões como CV \in [0,93 – 7,45], desse modo, tem-se que f_{ctm} representa de maneira satisfatória a resistência média à tração por compressão diametral dos concretos.

De acordo com a razão $f_{ctm,SFC}/f_{ctm,CC}$, $f_{ctm,GCF}/f_{ctm,GC} \in [1,55 – 1,71]$ presente na Tabela 31, foi possível afirmar que os corpos de prova com fibras apresentaram um aumento de resistência em comparação aos concretos simples. Segundo Mohamed (2014), à medida que há um aumento do teor de fibras ocorre um acréscimo da resistência à tração por compressão diametral quando o concreto com fibras for bem dosado, preparado e aplicado.

Nesta pesquisa, a adição das fibras do tipo 80/60 ao concreto acarretou em um aumento de resistência à tração no concreto convencional em 55% e no concreto geopolimérico em 71%. No estudo de Mohamed (2014), as misturas de concreto com fibras do tipo 80/60 obtiveram

maiores acréscimos de resistência à tração, pois as fibras possuem maior comprimento que influenciam com maior intensidade na propagação das microfissuras.

A análise da razão $\varepsilon_{cm,SFC}/\varepsilon_{cm,CC}$, $\varepsilon_{cm,GCF}/\varepsilon_{cm,GC} \in [1,50 - 1,66]$ na Tabela 31 mostra que as deformações ao esforço de tração aumentaram a partir que as fibras de aço foram inseridas na matriz dos concretos. Segundo Tóth *et al.* (2019), se uma quantidade suficiente de fibras interceptar a superfície de fratura, a capacidade de ruptura do concreto poderá aumentar tanto para esforços de tração como de cisalhamento. As fibras vão servir como uma ponte de transferência de tensões nas fissuras, diminuindo a concentração de tensão na fissura. Após o início da fissura, as fibras localizadas na fratura são capazes de transmitir a tensão de tração para o concreto circundante, levando a uma redistribuição das tensões.

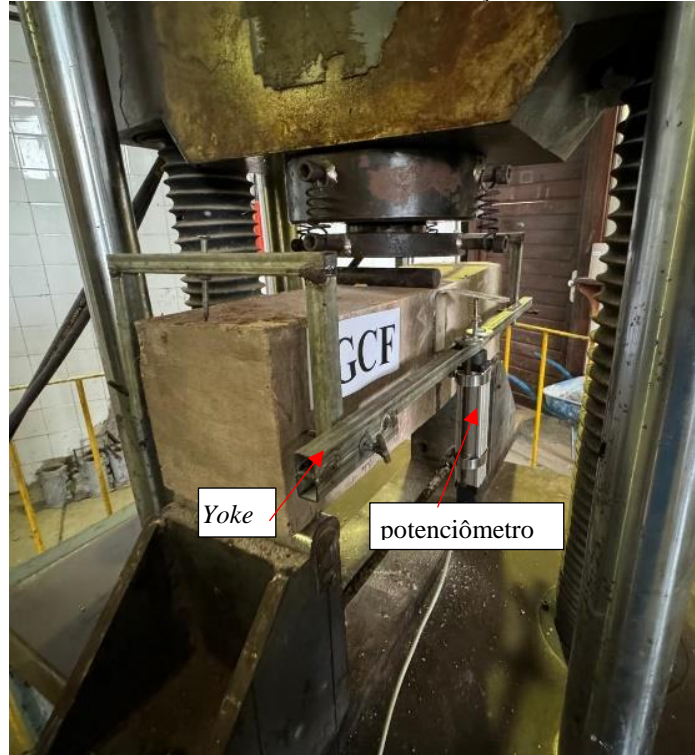
Conclui-se que, as fibras atuam no processo de fissuração, aumentando as deformações do concreto convencional em 50% e do concreto geopolimérico em 66%, dificultando a ruptura e contribuindo no ganho de carga, elevando as resistências à tração do concreto convencional em 55% e do concreto geopolimérico em 71%.

3.7.4 Resistência residual à tração na flexão do concreto

Para analisar a resistência à tração na flexão, o comportamento pós fissura e a influência da fibra de aço no concreto convencional e geopolimérico, foram produzidos de acordo com a NBR 16940 (ABNT, 2021) dois prismas entalhados com dimensões (150 x 150 x 550) mm para cada traço de concreto, totalizando 8 prismas. Ressalta-se que o entalhe foi executado com auxílio de uma serra a uma altura de 25 mm para todos os prismas e os ensaios foram realizados aos 28 dias de idade.

Segundo as recomendações da NBR 16940 (ABNT, 2021) a resposta pós fissura do concreto pode ser determinada a partir do registro da relação carga-deslocamento ou carga-CMOD (*Crack Mouth Opening Displacement*). Nessa pesquisa, foi verificado somente a relação carga-deslocamento, onde a carga foi monitorada através da máquina de ensaio universal e o deslocamento controlado por potenciômetro (leitura máxima de 108 mm e precisão de 0,01 mm), que foi acoplado ao prisma a partir do *yoke*, dispositivo de fixação, como pode ser demonstrado na Figura 58.

Figura 58 – Sistema de ensaio de resistência à tração na flexão do concreto.



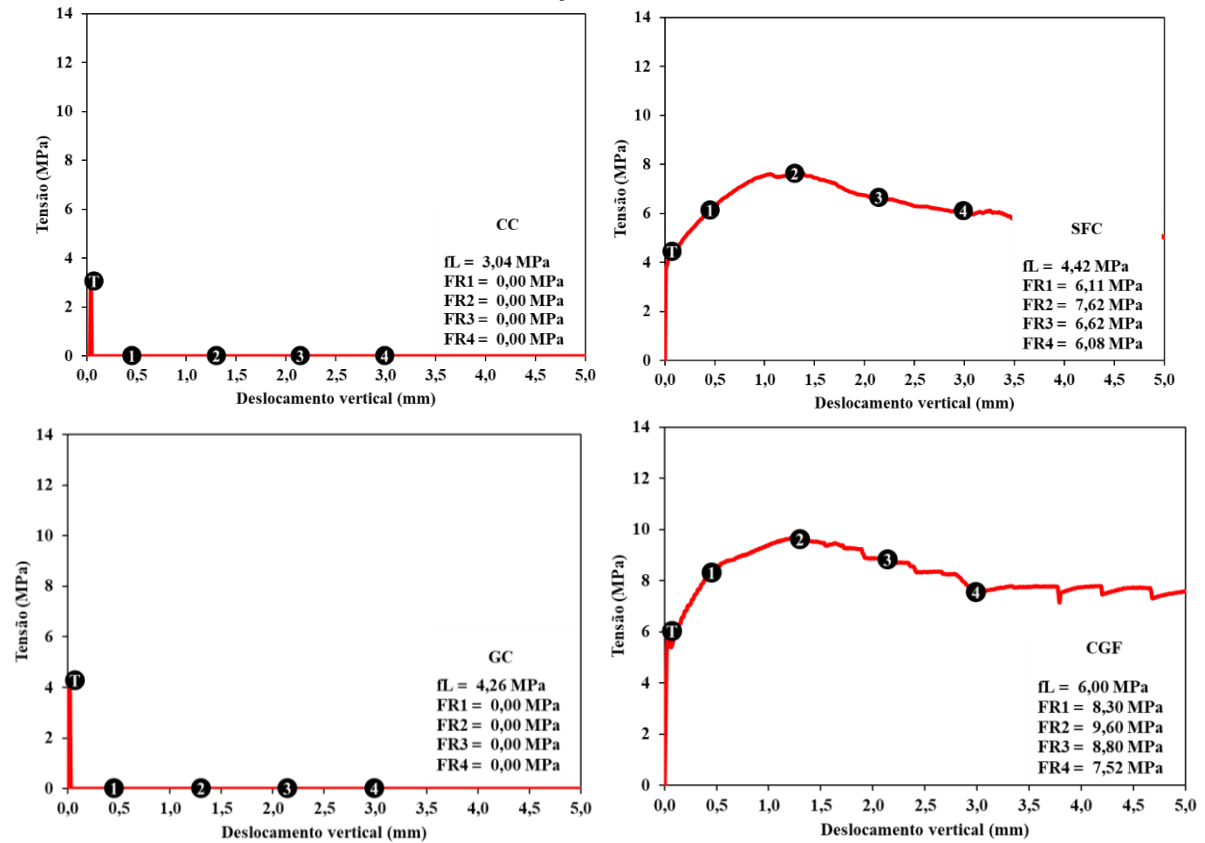
Fonte: Autoria própria (2024).

Nos modelos de cálculo, a resposta pós-fissura é tratada a partir das tensões residuais f_{Ri} ($i=1$ até 4), que são definidas a partir das relações carga-deslocamento. Nesse estudo, os valores de f_{Ri} foram obtidos da relação $f-\delta$, para os deslocamentos $\delta_1=0,46$ mm, $\delta_2=1,31$ mm, $\delta_3=2,15$ mm e $\delta_4=3,0$ mm, conforme NBR 16940 (ABNT, 2021). Como o sistema de ensaio fornece a força aplicada no prisma e as análises referidas a esse ensaio são realizadas com as tensões resistidas pelo prisma, faz-se necessário a utilização da Equação 31 para obter as tensões.

$$f = \frac{3 \cdot P \cdot L}{2 \cdot b \cdot (h_{sp})^2} \quad (31)$$

Nessa equação, P corresponde à carga monitorada no ensaio, $L=550$ mm é o vão do prisma, $b=150$ mm a largura do prisma e h_{sp} a altura do prisma na seção do entalhe ($h_{sp}=150-25=125$ mm). Os gráficos tensão-deslocamento relacionados aos ensaios de resistência residual à tração na flexão dos concretos CC, SFC, GC e GCF estão presentes no Gráfico 2 e o resumo dos resultados das tensões residuais são mostrados na Tabela 32, juntamente com a tensão f_L , que corresponde ao limite de proporcionalidade dos concretos. Conforme a NBR 16940 (ABNT, 2021), f_L representa a maior tensão encontrada na relação $f-\delta$ entre o intervalo $\delta \in [0, 0,05]$ mm.

Gráfico 2 – Relação tensão-deslocamento.



Fonte: Autoria própria (2024).

Tabela 32 – Resultados dos valores médios das tensões.

Prisma	$f_{L,m}$ (MPa)	$f_{L,m,SFC}/f_{L,m,CC}$ $f_{L,m,GCF}/f_{L,m,GC}$	f_{r1} (MPa)	f_{r2} (MPa)	f_{r3} (MPa)	f_{r4} (MPa)
CC	3,04	-	-	-	-	-
SFC	4,42	1,45	6,11	7,62	6,62	6,08
GC	4,26	-	-	-	-	-
GCF	6,00	1,41	8,30	9,60	8,80	7,52

Fonte: Autoria própria (2024).

A análise do Gráfico 2 e da Tabela 32 mostraram que as tensões $f_{L,m}$ apresentaram alterações expressivas para a razão $f_{L,m,SFC}/f_{L,m,CC}, f_{L,m,GCF}/f_{L,m,GC} \in [1,40-1,45]$, que demonstra o aumento do limite de proporcionalidade para os concretos com adição de fibras de aço. Diferentemente da análise na fase linear, no trecho pós-fissura da relação $f-\delta$ foram observados padrões distintos de comportamento entre os concretos simples e os reforçados com fibra de aço. De um modo geral são observados para o concreto com fibras de aço comportamento com resposta pós-fissura com endurecimento (*hardening*). Vale destacar que o concreto geopolimérico com fibras de aço apresentou resistências residuais maiores do que as do concreto reforçados com fibras de aço.

4 RESULTADOS EXPERIMENTAIS DOS BLOCOS

Nesse capítulo serão apresentados e discutidos os resultados obtidos nos ensaios de arrancamento padrão de pino (*pull-out test*) em 16 *studs* com cabeça como descrito no programa experimental, no qual serão explanados os resultados das cargas de ruptura dos blocos, os modos de ruptura e os deslocamentos. Também serão discutidos a relação da carga última com os modos de ruptura, a influência da variação da cabeça e da altura de embutimento dos *studs* na carga última, a comparação entre a capacidade de ancoragem em concreto convencional e geopolimérico e a influência da fibra de aço ao arrancamento.

4.1 CARGA DE RUPTURA

O sistema de ensaio *pull-out test* funcionou satisfatoriamente sem nenhuma excentricidade ou deslocamento horizontal ao longo da aplicação de carga até o momento da carga de ruptura. A carga de ruptura obtida experimentalmente ($N_{u,EXP}$) para cada bloco e seus respectivos modos de ruptura estão presentes na Tabela 33. Também é possível visualizar na Tabela 33 os resultados dos ensaios de caracterização dos materiais que auxiliam na conclusão dos resultados finais, como a média da resistência à compressão do concreto ($f_{cm,EXP}$), a carga escoamento da barra de aço (N_{ys}) e a relação entre a carga de ruptura e a carga de escoamento do aço ($N_{u,EXP}/N_{ys}$).

Tabela 33 – Resultado experimental das cargas de ruptura.

Bloco	$f_{cm,EXP}$ (MPa)	N_{ys} (kN)	$N_{u,EXP}$ (kN)	$N_{u,EXP}/N_{ys}$	Modo de falha
CC50T3,18	33,3	68,2	30,4	0,44	CC
CC50T6,35			32,8	0,48	CC
CC70T3,18			50,5	0,74	FC
CC70T6,35			51,5	0,75	CC
SFC50T3,18	34,5		51,6	0,76	CC
SFC50T6,35			52,1	0,76	CC
SFC70T3,18			57,8	0,85	CC
SFC70T6,35			58,8	0,86	CC
GC50T3,18	32,7		52,0	0,76	CC+FC
GC50T6,35			53,8	0,79	CC + FC
GC70T3,18			60,3	0,88	CC
GC70T6,35			65,1	0,95	CC

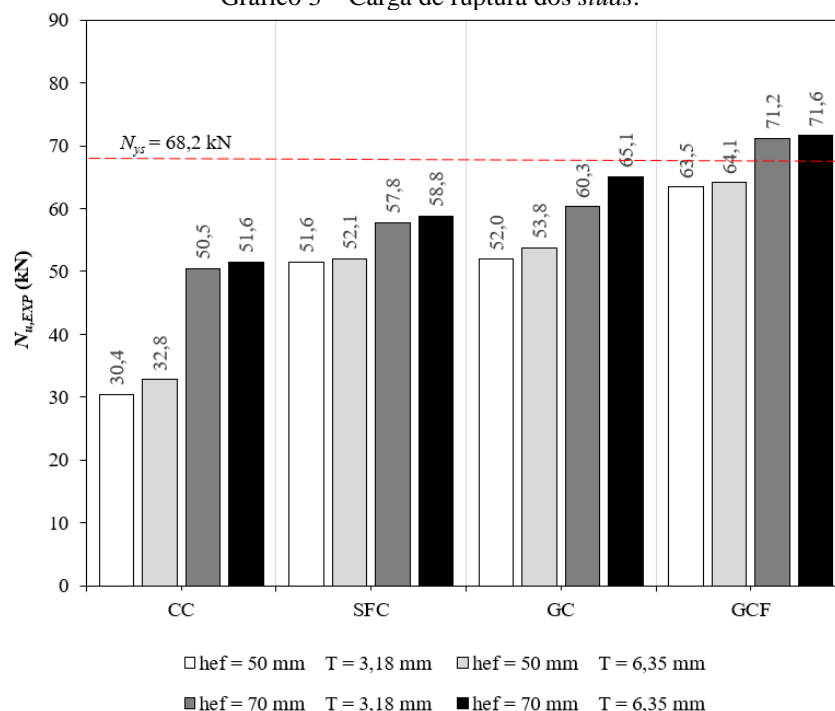
Tabela 33 – Resultado experimental das cargas de ruptura (Continuação).

Bloco	$f_{cm,EXP}$ (MPa)	N_{ys} (kN)	$N_{u,EXP}$ (kN)	$N_{u,EXP}/N_{ys}$	Modo de falha
GCF50T3,18	35,3	68,2	63,5	0,93	CC
GCF50T6,35			64,1	0,94	CC
GCF70T3,18			71,2	1,04	FS+EH
GCF70T6,35			71,6	1,05	CC+EH

Nota: CC = Cone de Concreto; FC = Fendilhamento do Concreto; FS = Falha na Soldagem; EH = Escoamento da Haste.

Fonte: Autoria própria (2024).

Ressalta-se que pela relação $N_{u,EXP}/N_{ys} < 1$, as cargas de ruptura da maioria dos *studs* ficaram abaixo do limite de escoamento do aço, resultando em modos de ruptura no concreto, porém dois *studs* ancorados em blocos de concreto geopolimérico com fibras de aço, tiveram a barra escoada, como pode ser observado no Gráfico 3. Para os pinos ancorados no concreto convencional, estes atingiram percentuais entre 44% e 74% da carga do escoamento do aço, porém com a adição das fibras esse percentual subiu para 76% e 86%. Nos *studs* em concreto geopolimérico as porcentagens ficaram entre 76% e 95% da carga de escoamento do aço e no concreto geopolimérico com fibras de aço para altura de embutimento dos *studs* em 50 mm apresentaram as maiores porcentagens, aproximando da carga do escoamento do aço de 93% e 94%, já para a altura de embutimento de 70 mm as barras escoaram chegando a ultrapassar a carga de escoamento do aço em aproximadamente 5%.

Gráfico 3 – Carga de ruptura dos *studs*.

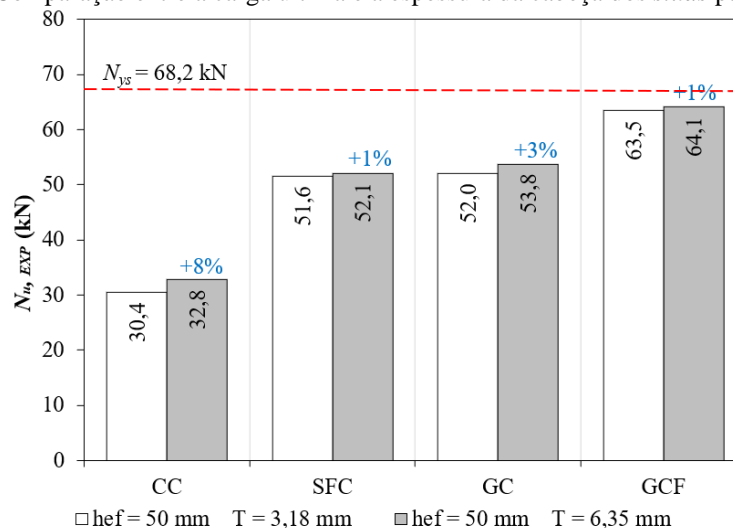
Com o objetivo de melhor compreender as influências das variáveis propostas nesse trabalho no resultado final da carga de ruptura dos *studs* em cada bloco, divide-se a análise em tópicos de acordo com influência da espessura da cabeça (t_h) e da profundidade de embutimento (h_{ef}).

4.1.1 Influência da espessura da cabeça dos *studs*

4.1.1.1 Altura de embutimento igual a 50 mm

Nesse tópico será analisado todos os *studs* que tiveram a altura de embutimento em 50 mm, a fim de analisar a influência da espessura da cabeça na resistência final ao arrancamento de pino. Além de analisar a ação dos aglomerantes e da inserção das fibras de aço na capacidade de carga última dos *studs*. No Gráfico 4 é mostrado a comparação entre a carga última e a espessura da cabeça do *stud* para a profundidade de embutimento de 50 mm.

Gráfico 4 – Comparação entre a carga última e a espessura da cabeça dos *studs* para $h_{ef} = 50$ mm



Fonte: Autoria própria (2024).

Ao analisar o Gráfico 4 percebe-se o aumento da carga de ruptura com o aumento da espessura da cabeça para todos os tipos de concreto. O concreto convencional apresentou um aumento de 8% na capacidade de carga e o concreto geopolimérico apresentou um aumento de 3%, corroborando com a pesquisa realizada por Santos (2023). Em relação aos concretos com adição de fibras de aço, apresentaram o aumento da carga de ruptura semelhante a 1%, ratificando o estudo realizado por Moraes (2023).

Ao observar a influência das fibras de aço na mistura dos concretos, nota-se que as resistências ao arrancamento aumenta com a adição das fibras devido ao aumento da resistência a tração que as fibras proporcionam, como pode ser observado nos ensaios de caracterização

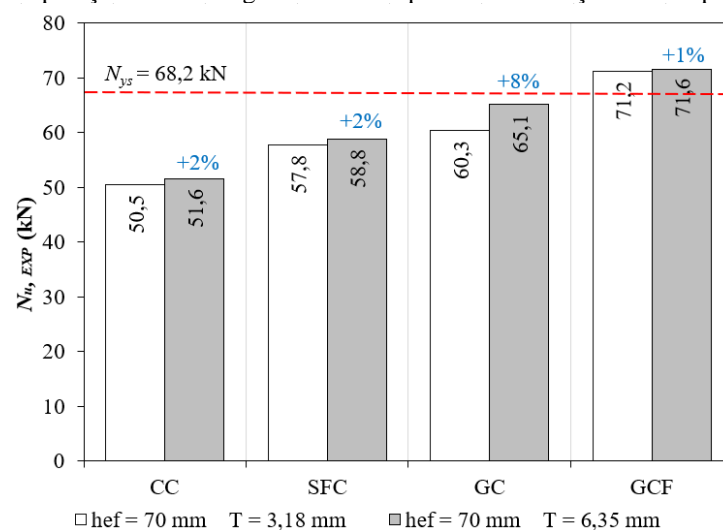
relacionado a resistência à tração por compressão diametral realizada nessa pesquisa. Para o concreto convencional a carga de ruptura aumenta de 70% e 59% para a espessura da cabeça de 3,18 mm e 6,35 mm, respectivamente. Em relação ao concreto geopolimérico a capacidade última de carga aumenta de 22% e 19% para a espessura da cabeça de 3,18 mm e 6,35 mm, respectivamente. Os resultados reforçam os valores obtidos nas pesquisas de Moraes (2023) e Nilforoush (2017), que apresentaram valores semelhantes a este estudo.

Em relação aos tipos de concreto utilizados, o concreto geopolimérico apresentou valores maiores na capacidade última de carga em relação ao concreto convencional de 71% e 64% nas espessuras de 3,18 mm e 6,35 mm, respectivamente. O mesmo acontece em relação ao concreto geopolimérico com fibras e concreto convencional com fibras, onde houve um aumento de resistência ao arrancamento de 23% para as espessuras da cabeça de 3,18 mm e 6,35 mm.

4.1.1.2 Altura de embutimento igual a 70 mm

Nessa seção será abordada a influência da espessura da cabeça na carga de ruptura, fixando a profundidade de embutimento em 70 mm. Assim como, verificar a atuação de diferentes aglomerantes e a adição de fibras na resistência ao arrancamento. No Gráfico 5 é mostrado a comparação entre a carga última e a espessura da cabeça do *stud* para a profundidade de embutimento de 70 mm.

Gráfico 5 – Comparação entre a carga última e a espessura da cabeça dos *stud* para $h_{ef} = 70$ mm.



Fonte: Autoria própria (2023).

Pode-se observar no Gráfico 5 que para o embutimento de 70 mm no concreto convencional a carga de ruptura aumenta cerca de 2% com o aumento da espessura da cabeça, ou seja, o aumento da espessura da cabeça não influenciou no acréscimo da resistência ao

arrancamento para maiores profundidades de embutimento, corroborando com o estudo realizado por Moraes (2023). Já para o concreto geopolimérico, o aumento da espessura da cabeça, aumentou a carga de ruptura do *stud* em 8%, valor superior ao acréscimo verificado para o mesmo concreto com a altura de embutimento de 50 mm, o mesmo foi verificado na pesquisa realizada por Santos (2023).

Em relação aos concretos com fibras de aço, houve pequenos acréscimos em relação a carga de ruptura cerca de 2% e 1% para o concreto reforçado com fibras de aço e geopolímero reforçado com fibras de aço, respectivamente. Esses resultados comparados com os obtidos no Gráfico 4, mostram que o aumento da espessura da cabeça não influencia significativamente no resultado da capacidade de carga com o acréscimo da altura de embutimento para concretos reforçados com fibras.

Com a adição das fibras, todos os blocos tiveram o aumento da carga de ruptura. Para o bloco SFC de *studs* com espessura da cabeça de 3,18 mm e 6,35 mm obtiveram um aumento de 14% na capacidade de carga. Os *studs* ancorados em blocos de GCF apresentaram um aumento a resistência ao arrancamento de 18% e 10% para a espessura da cabeça de 3,18 mm e 6,35 mm, respectivamente.

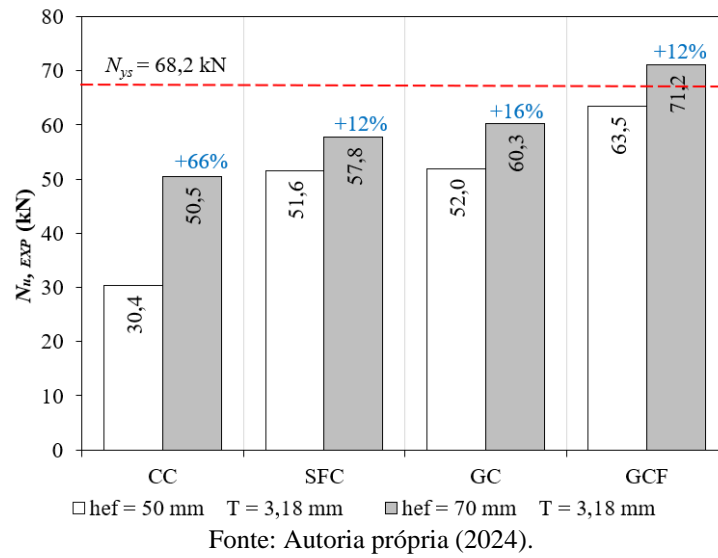
Em relação aos tipos de concreto, o concreto geopolimérico apresentou valores maiores na capacidade última de carga em relação ao concreto convencional de 19% e 26% nas espessuras de 3,18 mm e 6,35 mm, respectivamente. No que se refere aos blocos de GCF perante aos blocos de SFC a carga de ruptura possuiu acréscimos de 23% e 22% para as espessuras da cabeça de 3,18 mm e 6,35 mm, respectivamente.

4.1.2 Influência da altura de embutimento dos *studs*

4.1.2.1 Espessura da cabeça igual a 3,18 mm

Nesse tópico será exposto a influência da altura de embutimento dos *studs* em cada bloco. Para isso, fixou-se a espessura da cabeça em 3,18 mm para analisar a variação da profundidade de embutimento na carga de ruptura. No Gráfico 6 é mostrado a comparação entre a carga última e a altura de embutimento do *stud* para a espessura da cabeça de 3,18 mm.

Gráfico 6 – Comparação entre a carga última e a altura de embutimento para $t_h = 3,18$ mm.

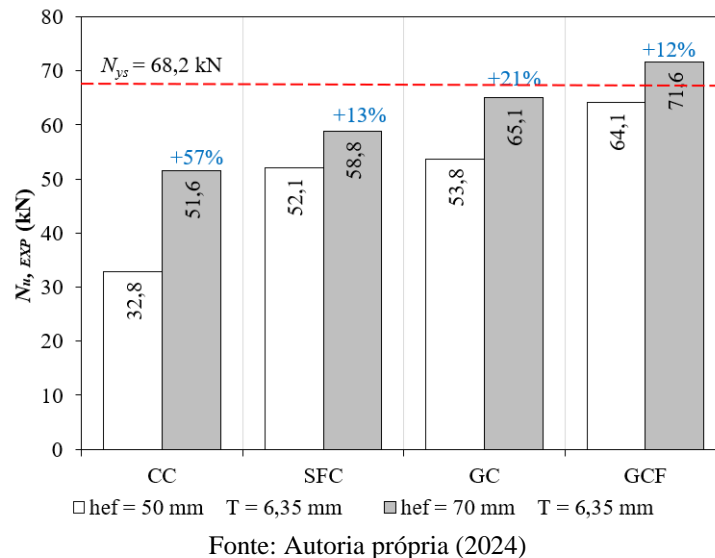


De acordo com o Gráfico 6, nota-se que a carga de ruptura para *studs* ancorados em concreto convencional aumentou com acréscimo da altura de embutimento em cerca de 66%, corroborando com o trabalho de Karmokar *et al.* (2022). Para o concreto geopolimérico, houve um acréscimo da resistência ao arrancamento com o aumento da altura de embutimento em torno de 16%, reforçando os resultados de Santos (2023). Nos blocos com adição de fibras de aço, a capacidade de carga aumentou cerca de 12% com o acréscimo da altura de embutimento.

4.1.2.2 Espessura da cabeça igual a 6,35 mm

Nesse tópico será discutido a influência da altura de embutimento na carga de ruptura para espessura da cabeça dos *studs* de 6,35 mm. No Gráfico 7 é mostrado a comparação entre a carga última e a altura de embutimento do *stud* para a espessura da cabeça de 6,35 mm.

Gráfico 7 – Comparação entre a carga de ruptura e altura de embutimento para para $t_h = 6,35$ mm.



Observa-se ao analisar o Gráfico 7, que para o concreto convencional, com o aumento da altura de embutimento do *stud* houve um acréscimo da carga de ruptura em torno de 57%, porém o aumento foi inferior ao analisado anteriormente para a espessura de 3,18 mm, indicando que o aumento da espessura da cabeça para uma altura de embutimento maior seria ineficaz.

Para o concreto geopolimérico o aumento da profundidade de embutimento proporcionou o acréscimo de 21% na resistência ao arrancamento, sendo superior ao analisado para a espessura da cabeça de 3,18 mm, mostrando que para o GC o aumento da espessura da cabeça para uma altura de embutimento maior seria eficaz.

Em relação aos blocos com adição de fibras de aço, o SFC retratou um aumento da capacidade de carga em 13%, porcentagem aproximada ao bloco de GCF que apresentou um aumento de 12% com o aumento da altura de embutimento, ou seja, apresentou valores de capacidade de carga muito próximos quando comparado a espessura da cabeça de 3,18 mm e 6,35mm, significando que para os blocos reforçados com fibras de aço, a espessura da cabeça não possui influência significativa na carga de ruptura com o acréscimo da altura de embutimento.

Também, observou-se ao analisar os gráficos anteriores, que é mais eficaz aumentar a altura de embutimento dos *studs* para qualquer tipo de concreto analisado, do que aumentar a espessura da cabeça, pois os ganhos da carga de ruptura foram bem maiores com o acréscimo da altura de embutimento.

4.2 DESLOCAMENTOS VERTICAIS

Como abordado em tópicos anteriores, o deslocamento dos *studs* foi obtido através de um potenciômetro fixados em uma estrutura independente do sistema de ensaio dos blocos para não haver interferência na leitura. Os resultados da leitura permitem visualizar os deslocamentos para cada etapa de aplicação de carga e traçar a curva carga x deslocamento.

Os gráficos da curva carga x deslocamento estão divididos pelo tipo de concreto e pela adição de fibras de aço. O Gráfico 8 representa a curva carga x deslocamento dos blocos em concreto convencional, o Gráfico 9 retrata a curva carga x deslocamento dos blocos em concreto reforçado com fibras de aço, já o Gráfico 10 corresponde a curva carga x deslocamento dos blocos em concreto geopolimérico e o Gráfico 11 caracteriza a curva carga x deslocamento para os blocos em concreto geopolimérico com fibras de aço.

Gráfico 8 – Curva carga x deslocamento para *studs* ancorados em concreto convencional.

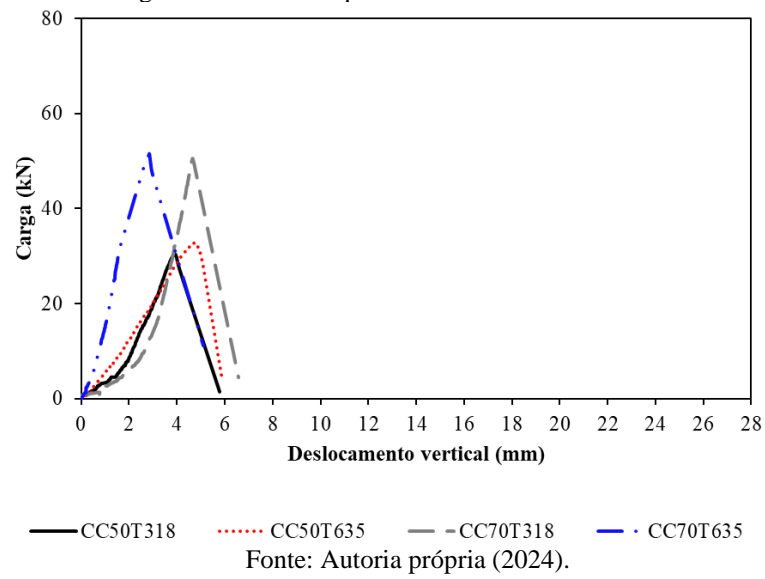


Gráfico 9 – Curva carga x deslocamento para *studs* ancorados em concreto reforçado com fibras de aço.

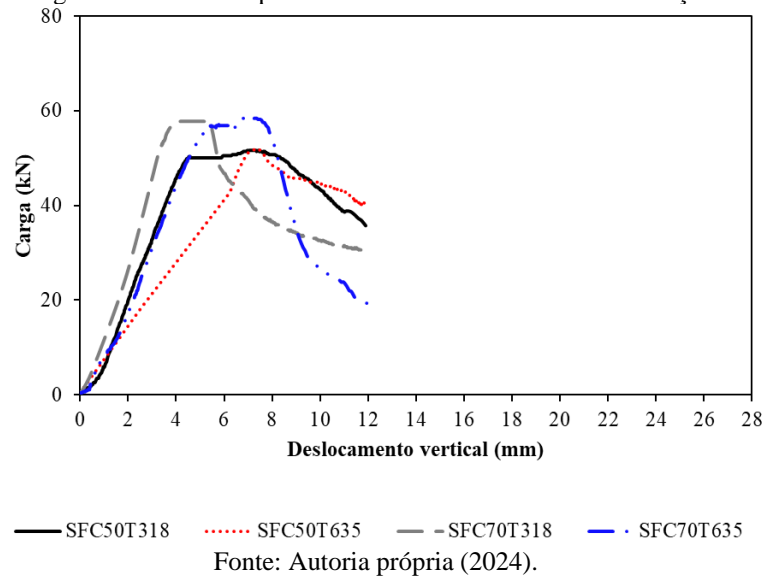


Gráfico 10 – Curva carga x deslocamento para *studs* ancorados em concreto geopolimérico.

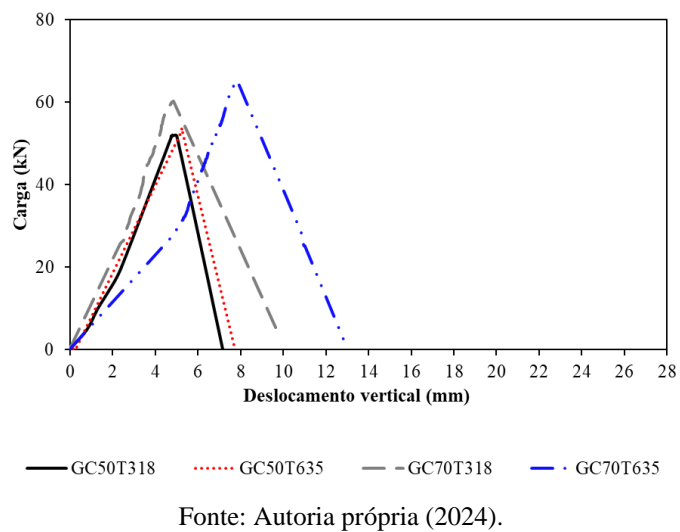
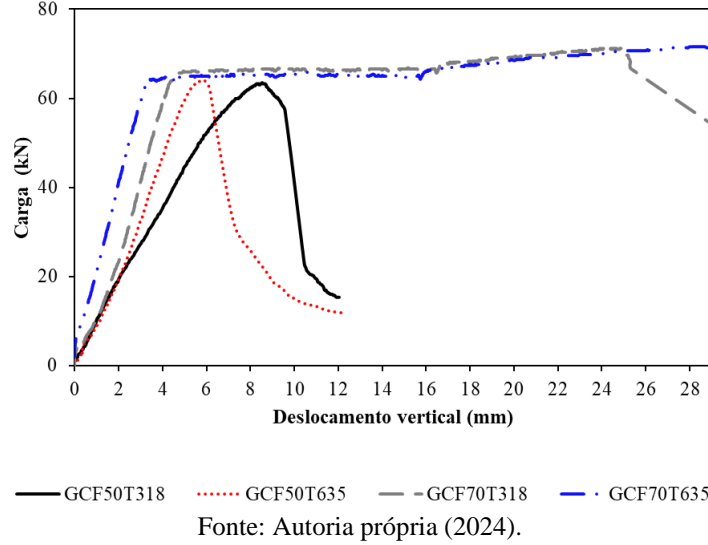


Gráfico 11 – Curva carga x deslocamento para *studs* ancorados em concreto geopolimérico com fibras de aço.



Com o objetivo de melhorar a interpretação e análise dos resultados gráficos, na Tabela 34 são mostrados os resultados das cargas de ruptura relacionado com os deslocamentos medidos pelo potenciômetro para cada bloco ensaiado.

Tabela 34 – Cargas de ruptura x deslocamentos.

Bloco	$f_{cm,EXP}$ (MPa)	$N_{u,EXP}$ (kN)	δ (mm)	$\delta_{SFC}/\delta_{CC},$ δ_{GCF}/δ_{GC}	$\delta_{GC}/\delta_{CC},$ $\delta_{GCF}/\delta_{SFC}$
CC50T3,18	33,3	30,4	3,9	-	-
CC50T6,35		32,8	4,8	-	-
CC70T3,18		50,5	4,7	-	-
CC70T6,35		51,5	2,2	-	-
SFC50T3,18	34,5	51,6	7,4	1,9	-
SFC50T6,35		52,1	7,4	1,6	-
SFC70T3,18		57,8	5,4	1,2	-
SFC70T6,35		58,8	7,2	3,3	-
GC50T3,18	32,7	52,0	4,8	-	1,2
GC50T6,35		53,8	5,2	-	1,1
GC70T3,18		60,3	4,9	-	1,1
GC70T6,35		65,1	7,8	-	3,6
GCF50T3,18	35,3	63,5	8,6	1,8	1,2
GCF50T6,35		64,1	5,7	1,1	1,2
GCF70T3,18		71,2	24,2	5,0	7,0
GCF70T6,35		71,6	28,7	3,7	4,0

Fonte: Autoria própria (2024).

A partir da análise dos gráficos 8, 9, 10, 11 e da Tabela 34, nota-se que para o concreto convencional e para o concreto reforçado com fibras de aço, o maior deslocamento se deu para uma altura de embutimento de 50 mm e a espessura da cabeça de 6,35 mm. Isso pode ser explicado devido ao aumento da tensão aderente quando aumenta a espessura da cabeça.

Percebeu-se que para concreto geopolimérico e o concreto geopolimérico com fibras de aço, que o maior deslocamento foi para a profundidade de embutimento de 70 mm e espessura da cabeça de 6,35 mm. Ou seja, os deslocamentos foram maiores para maiores cargas de ruptura, diferentemente do concreto convencional e concreto reforçado com fibras de aço.

Analizando os gráficos percebe-se que os *studs* ancorados nos blocos com concreto sem fibra possuem uma ruptura frágil, pois as curvas tensão x deformação mostram um declínio rápido após a carga máxima atingida, devido à fissuração rápida e instável do concreto, diferentemente dos *studs* embutidos em concretos que possuem adição de fibras, que apresentam curvas carga-deformação mais suaves no comportamento pós pico.

Na Tabela 34 é apresentado duas razões δ_{SFC}/δ_{CC} , δ_{GCF}/δ_{GC} e δ_{GC}/δ_{CC} , $\delta_{GCF}/\delta_{SFC}$ com a finalidade de comparar a influência do tipo de material e da adição das fibras no deslocamento. Ao comparar o concreto convencional com o concreto reforçado com fibra de aço pela razão δ_{SFC}/δ_{CC} , δ_{GCF}/δ_{GC} , nota-se que os deslocamentos aumentam com a inserção da fibra, devido ao efeito “costura” proporcionado pelas fibras. O mesmo acontece ao analisar o concreto geopolimérico com o concreto geopolimérico com fibra de aço, todos os *studs* ancorados na matriz com fibras tiveram aumento no deslocamento.

No que se refere a razão δ_{GC}/δ_{CC} e $\delta_{GCF}/\delta_{SFC}$, para comparar o tipo de concreto utilizado na ancoragem dos *studs*, conclui-se que todos os conectores ancorados em concreto geopolimérico obtiveram maiores deslocamentos em relação ao concreto convencional. Isto é, o concreto geopolimérico altera significativamente os deslocamentos dos *studs*.

4.3 MODOS DE RUPTURA

Todos os modos de ruptura dos *studs* com cabeça ocorreram no concreto, exceto o *stud* em concreto geopolimérico reforçado com fibras de aço com altura de embutimento de 70 mm e espessura da cabeça de 3,18 mm, que ocorreu uma falha na soldagem da cabeça superior. Na Tabela 35 é apresentado a carga de ruptura experimental ($N_{u,EXP}$), os modos de falha e o ângulo do cone de concreto formado após a aplicação de carga para todos os blocos ensaiados.

Tabela 35 – Resultado dos modos de falha e ângulo do cone de concreto.

Bloco	$N_{u,EXP}$ (kN)	Modos de falha	Ângulo do cone de concreto (θ)
CC50T3,18	30,4	CC	15°
CC50T6,35	32,8	CC	14°
CC70T3,18	50,5	FC	-
CC70T6,35	51,5	CC	20°
SFC50T3,18	51,6	CC	18°
SFC50T6,35	52,1	CC	15°
SFC70T3,18	57,8	CC	25°
SFC70T6,35	58,8	CC	27°
GC50T3,18	52,0	CC+FC	15°
GC50T6,35	53,8	CC + FC	16°
GC70T3,18	60,3	CC	21°
GC70T6,35	65,1	CC	20°
GCF50T3,18	63,5	CC	16°
GCF50T6,35	64,1	CC	15°
GCF70T3,18	71,2	FS+EH	-
GCF70T6,35	71,6	CC+EH	18°

Nota: CC = Cone de Concreto; FC = Fendilhamento do Concreto; FS = Falha na Soldagem; EH = Escoamento da Haste.

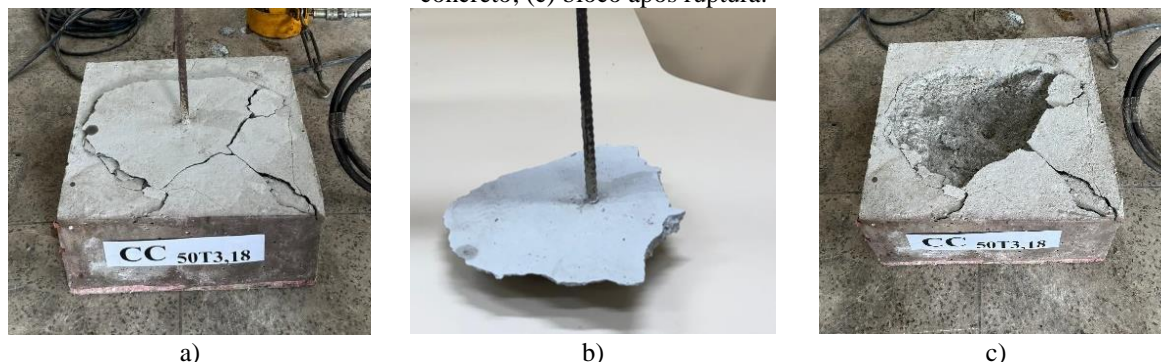
Fonte: Autoria própria (2024).

Os ângulos de cone de concreto foram determinados através de uma relação trigonométrica demonstrada na Equação 32, que relaciona a altura de embutimento com o raio formado pelo cone de concreto (r) mais metade do diâmetro da cabeça dos *studs* (d_h).

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{h_{ef}}{r + 0,5 \cdot d_h} \right) \quad (32)$$

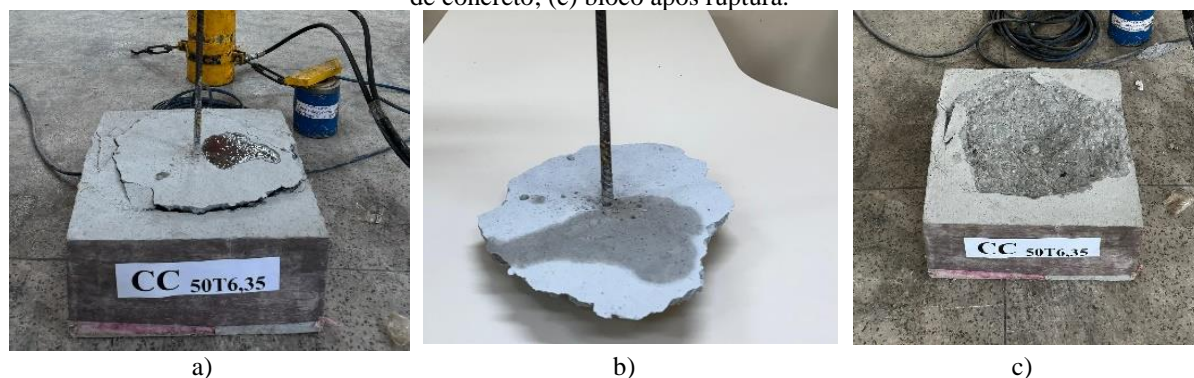
Nos *studs* ancorados em concreto convencional, todas as ancoragens romperam sob um modo de ruptura de cone de concreto, exceto no bloco CC70T3,18, que falhou no modo de ruptura por fendilhamento. O modo de falha por cone de concreto é caracterizado pela formação de uma superfície de fratura em forma de cone na zona de ancoragem, em que as fissuras se iniciam na cabeça do *stud* e se propagam em direção a superfície do concreto à medida que a carga aumenta, como pode ser observado nos blocos CC50T3,18, CC50T6,35, CC70T6,35 presentes nas figuras 59, 60 e 61, respectivamente.

Figura 59 – Modo de ruptura do bloco CC50T3,18: (a) formação das fissuras; (b) formato da ruptura por cone de concreto; (c) bloco após ruptura.



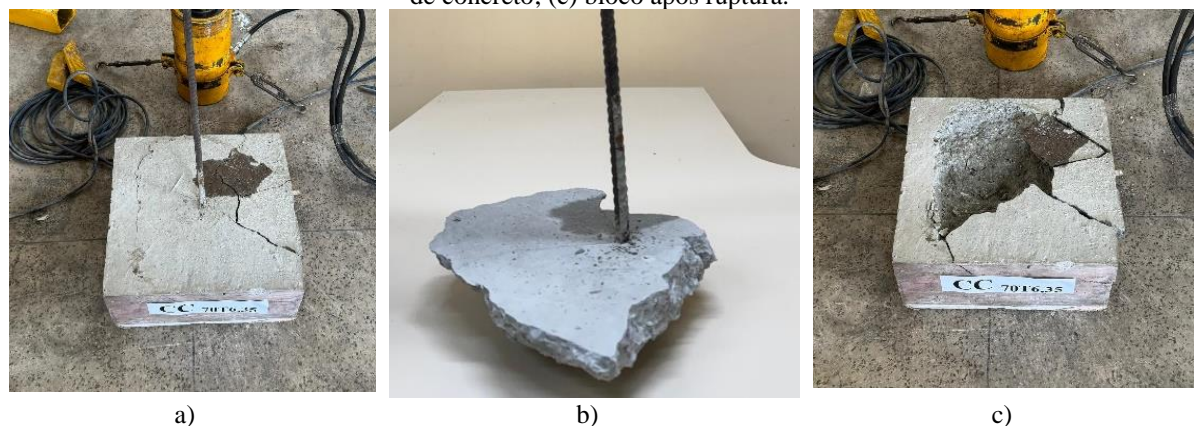
Fonte: Autoria própria (2024).

Figura 60 – Modo de ruptura do bloco CC 50T6,35: (a) formação das fissuras; (b) formato da ruptura por cone de concreto; (c) bloco após ruptura.



Fonte: Autoria própria (2024).

Figura 61 – Modo de ruptura do bloco CC 70T6,35: (a) formação das fissuras; (b) formato da ruptura por cone de concreto; (c) bloco após ruptura.

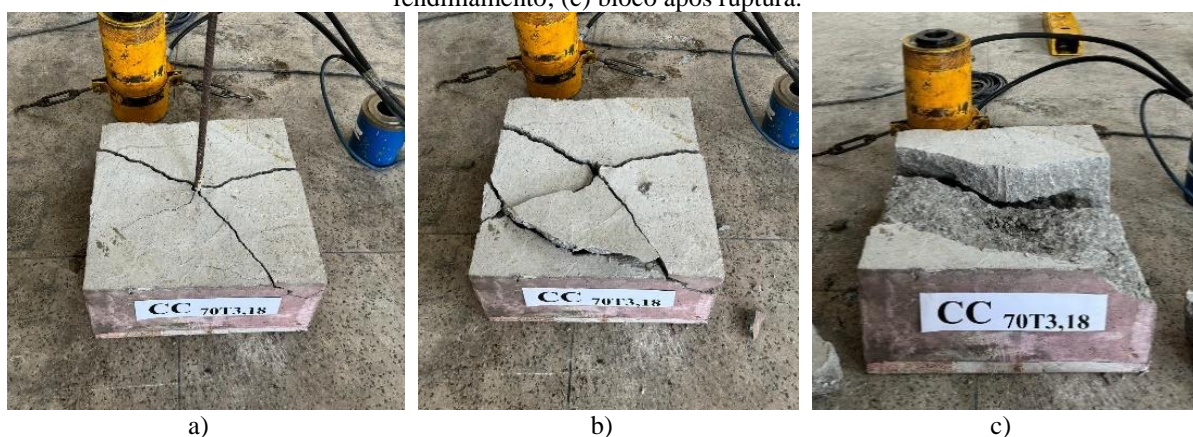


Fonte: Autoria própria (2024).

Nota-se a partir das análises realizadas nos modos de ruptura das Figuras 59, 60 e 61 que houve um aumento da área de projeção do cone de ruptura para um dos lados, interceptando a borda, no entanto esse fato não interferiu nos resultados obtidos na carga de ruptura, pois os *studs* permaneceram centralizados no bloco, não sofrendo deslocamentos horizontais que permitissem chegar até a borda.

Na Figura 62, é mostrado o bloco o CC70T3,18 que falhou por fendilhamento. A ruptura por fendilhamento é provocada pelas forças transversais à força de arrancamento do pino e é caracterizada pela formação de fissuras paralelas à barra ancorada, com a progressão do carregamento, estas terminam dominando o modo de falha, dividindo o elemento de concreto.

Figura 62 – Modo de ruptura do bloco CC70T3,18: (a) formação das fissuras; (b) formato da ruptura por fendilhamento; (c) bloco após ruptura.



Fonte: Autoria própria (2024).

Em relação aos ângulos de cone do concreto formados com a ruptura, o bloco CC70T6,35 teve o maior ângulo com 20° , seguidos pelo bloco CC50T3,18 com 15° e o bloco CC50T6,35 com 14° . Portanto, conclui-se que com a maior altura de embutimento, tem-se o maior ângulo de ruptura do concreto.

Todos *studs* ancorados em concreto reforçado com fibras de aço apresentaram ruptura pelo modo de cone do concreto, além de apresentar fissuras radiais em todo seu contorno. No entanto, não foi possível arrancar o cone de forma intacta como realizado no concreto convencional, pois as fibras impediram tal ação, como pode ser observado nas figuras 63, 64, 65, 66.

Figura 63 – Modo de ruptura do bloco SFC50T3,18: (a) formação do cone de concreto e das fissuras radiais; (b) vista superior das fissuras radiais.



Fonte: Autoria própria (2024).

Figura 64 – Modo de ruptura do bloco SFC50T6,35: (a) formação do cone de concreto e das fissuras radiais; (b) vista superior das fissuras radiais.



Fonte: Autoria própria (2024).

Figura 65 – Modo de ruptura do bloco SFC 70T3,18: (a) formação do cone de concreto e das fissuras radiais; (b) vista superior das fissuras radiais



Fonte: Autoria própria (2024).

Figura 66 – Modo de ruptura do bloco SFC 70T6,35: (a) formação do cone de concreto e das fissuras radiais; (b) vista superior das fissuras radiais

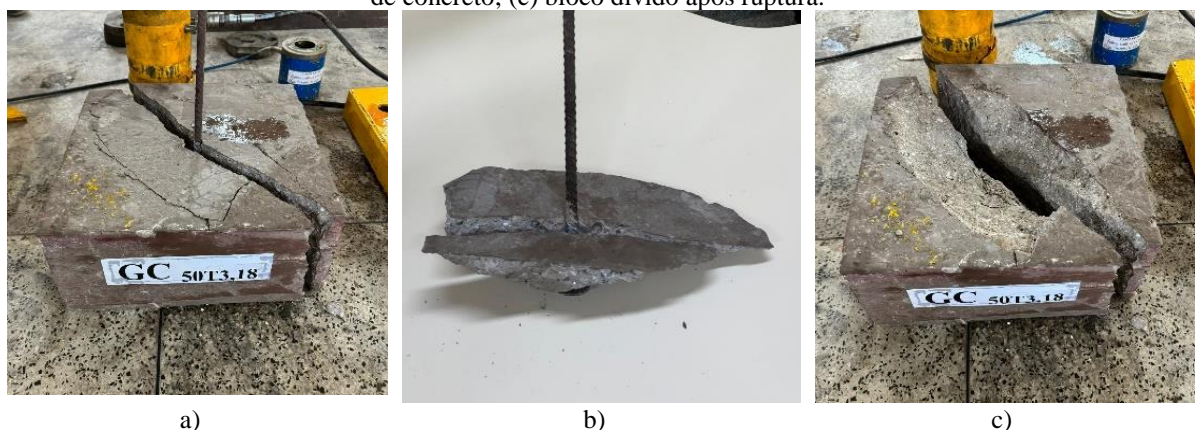


Fonte: Autoria própria (2024).

Acerca dos ângulos de cone do concreto formados com a ruptura, o bloco SFC 70T6,35 teve o maior ângulo com 27° , já o bloco SFC50T6,35 possuiu o menor ângulo com 15° . Da mesma forma do que o concreto convencional, o ângulo de cone do concreto aumenta com o acréscimo da altura de embutimento.

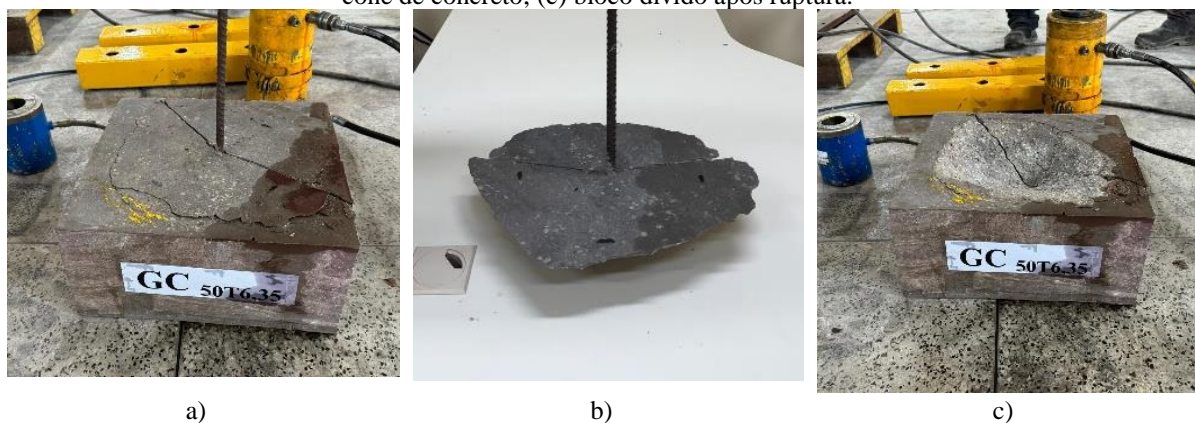
Nos *studs* embutidos em concreto geopolimérico, os blocos GC50T3,18 e GC50T6,35 possuíram o modo de ruptura misto, com o modo de ruptura por cone de concreto e fendilhamento. O modo de ruptura misto se dá devido a fissuração circunferencial do cone de concreto que inicia na cabeça da ancoragem e propaga em direção à superfície do concreto à medida que a carga aumenta. No entanto, no pico de carga da ancoragem, a fissuração por flexão do concreto domina a falha dessas ancoragens e divide os blocos de concreto em dois elementos, como pode ser observado nas figuras 67 e 68.

Figura 67 – Modo de ruptura do bloco CG 50T3,18: (a) formação das fissuras; (b) formato da ruptura por cone de concreto; (c) bloco dividido após ruptura.



Fonte: Autoria própria (2024).

Figura 68 – Modo de ruptura do bloco CG 50T6,35: (a) formação das fissuras; (b) formato da ruptura por cone de concreto; (c) bloco dividido após ruptura.

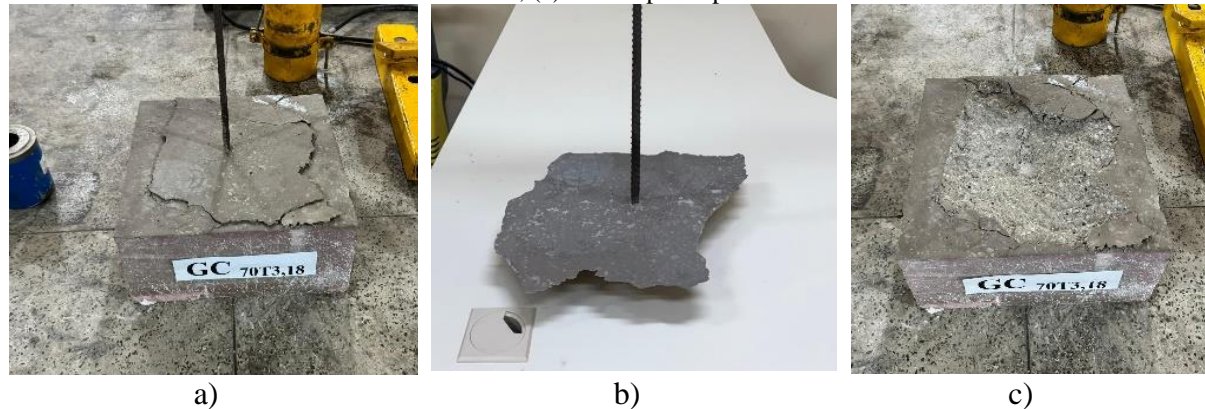


Fonte: Autoria própria (2024).

Os blocos CG70T3,18 e CG70T6,35 tiveram o modo de falha por cone de concreto, como mostrado nas figuras 69 e 70. Em relação aos ângulos de cone do concreto formado com

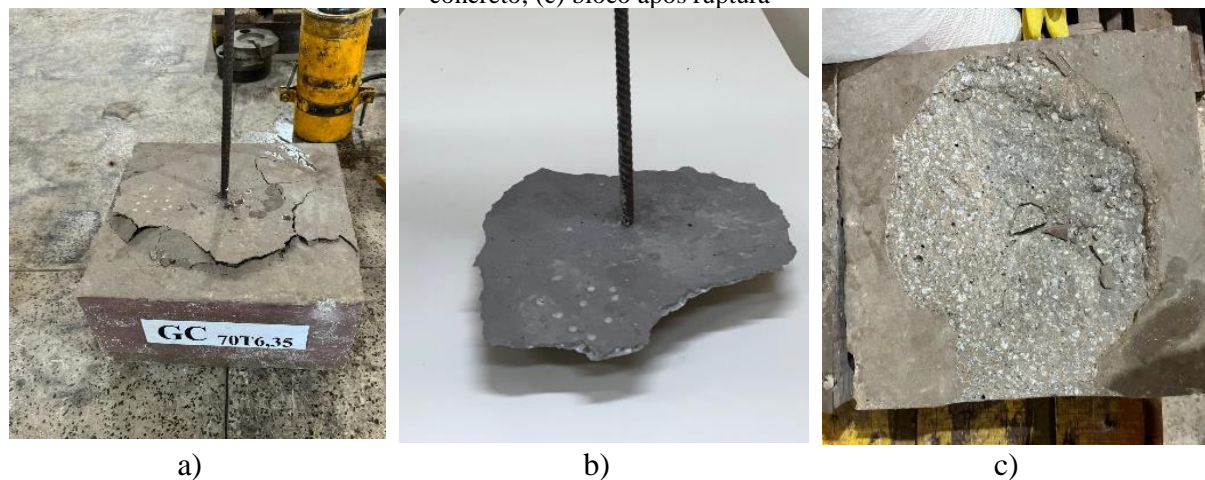
a ruptura, o bloco GC50T3,18 teve um ângulo de 15°, o bloco GC50T6,35 possuiu um ângulo de 16°, o bloco GC70T3,18 deteve um ângulo de 21° e o bloco GC70T6,35 de 20°. Semelhante ao concreto convencional e ao concreto reforçado com fibras de aço, o ângulo do cone de concreto aumentou com o aumento da profundidade.

Figura 69 – Modo de ruptura do bloco CG70T3,18: (a) formação das fissuras; (b) formato da ruptura por cone de concreto; (c) bloco após ruptura.



Fonte: Autoria própria (2024).

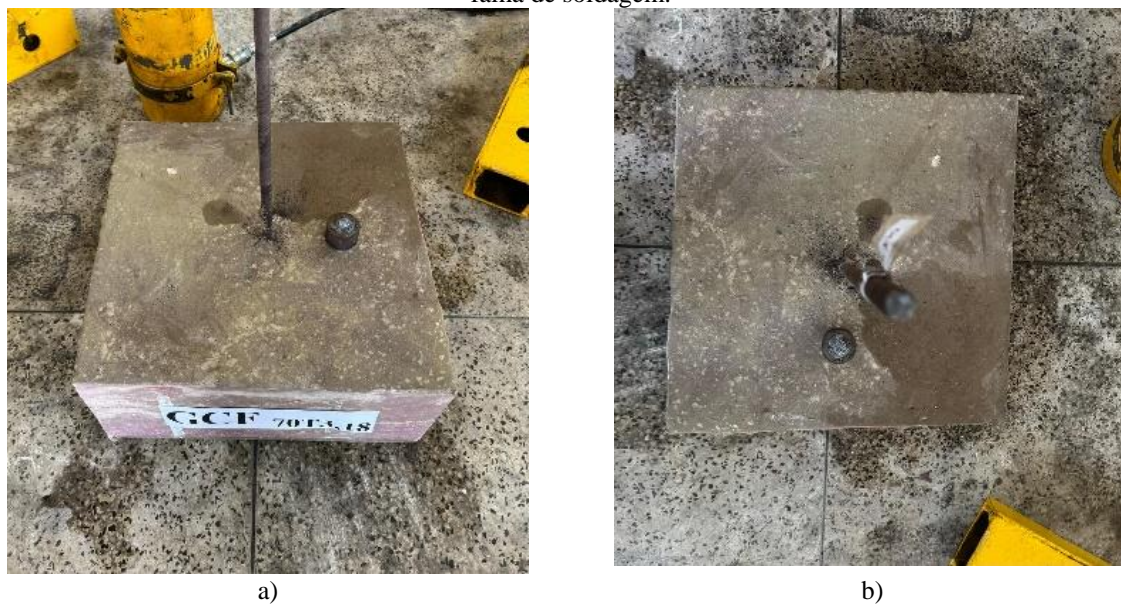
Figura 70 – Modo de ruptura do bloco CG70T6,35: (a) formação das fissuras; (b) formato da ruptura por cone de concreto; (c) bloco após ruptura



Fonte: Autoria própria (2024).

Nos *studs* ancorados em concreto geopolimérico com fibras de aço, todas as ancoragens romperam sob o modo de ruptura de cone do concreto, exceto no bloco GCF70T3,18, que apresentou escoamento da haste e falha na solda realizada entre a barra e a cabeça superior do *stud*, e, portanto, não teve fissuras no concreto, como é mostrado na Figura 71.

Figura 71 – Modo de ruptura do bloco GCF70T3,18: (a) Concreto não fissurado; (b) vista superior da barra com falha de soldagem.



Fonte: Autoria própria (2024).

Nas figuras 72, 73 e 74 estão demonstrados os blocos GCF50T3,18 e GCF50T6,35 que romperam através do cone do concreto e apresentaram fissuras radiais em seu entorno, e o bloco GCF70T6,35 que rompeu por cone de concreto e teve a haste escoada. O bloco GCF50T3,18 apresentou um ângulo de ruptura de cone do concreto de 16° , o bloco GCF50T6,35 possuiu um ângulo de 15° e o bloco GCF70T6,35 teve um ângulo de 18° . Os resultados corroboraram com a conclusão obtida anteriormente, o acréscimo da altura de embutimento faz o ângulo de ruptura por cone de concreto aumentar.

Figura 72 – Modo de ruptura do bloco GCF50T3,18: (a) formação do cone de concreto e das fissuras radiais; (b) vista superior das fissuras radiais



Fonte: Autoria própria (2024).

Figura 73 – Modo de ruptura do bloco GCF50T6,35: (a) formação do cone de concreto e das fissuras radiais; (b) vista superior das fissuras radiais.



Fonte: Autoria própria (2024).

Figura 74 – Modo de ruptura do bloco GCF70T6,35: (a) formação do cone de concreto e das fissuras radiais; (b) vista superior das fissuras radiais.



Fonte: Autoria própria (2024).

Pode-se concluir que, a inserção de fibras no concreto convencional e no concreto geopolimérico aumentaram o ângulo de ruptura por cone do concreto, porém não teve alterações significativas quando se compara os ângulos obtidos do concreto geopolimérico com concreto convencional. Em relação ao modo de ruptura, os *studs* ancorados em blocos com fibras não romperam por fendilhamento. Ressalta-se que, todos os ângulos obtidos foram inferiores a 35° , valor estimado pelo autor Fuchs *et al.* (1995) e pela normativa ACI 318 (2019).

5 ESTIMATIVA DE RESISTÊNCIA

Para o cálculo das estimativas de resistência ao arrancamento dos *studs* foi utilizado as normativas EOTA/ETAG N° 001 – Anexo C (1997), *fib* Bulletin 58 (FIB, 2011), ACI 318 (2019) e os métodos de cálculo propostos por pesquisadores como Fuchs *et al.* (1995), Nilforoush *et al.* (2017) e Karmokar *et al.* (2022). Tais normativas e métodos de cálculo são propostas para concreto convencional, com exceção de Karmokar *et al.* (2022) que é voltado para definição da capacidade de carga para *studs* ancorados em concreto geopolimérico com precursor de cinza volante.

Ressalta-se que, o modelo proposto por Nilforoush *et al.* (2017) possui um fator de modificação que leva em consideração o tamanho da cabeça dos *studs* para definição da carga de ruptura. Na Tabela 36 são apresentados os resultados das cargas de ruptura previstos por cada norma e por métodos de cálculo propostos por pesquisadores utilizando os valores médios experimentais de resistência à compressão desta pesquisa.

Tabela 36 – Carga teórica de ruptura.

Bloco	$f_{cm,EXP}$ (MPa)	$N_{u,EXP}$ (kN)	$N_{u,FUCHS}$ (kN)	$N_{u,EOTA}$ (kN)	$N_{u,FIB}$ (kN)	$N_{u,NIL}$ (kN)	$N_{u,ACI}$ (kN)	$N_{u,KAR}$ (kN)
CC50T3,18	33,3	30,4	34,2	23,0	22,4	45,3	20,4	-
CC50T6,35		32,8	34,2	23,0	22,4	45,3	20,4	-
CC70T3,18		50,5	56,7	38,1	37,1	71,4	33,8	-
CC70T6,35		51,5	56,7	38,1	37,1	71,4	33,8	-
SFC50T3,18	34,5	51,6	34,9	23,4	22,8	46,3	20,8	-
SFC50T6,35		52,1	34,9	23,4	22,8	46,3	20,8	-
SFC70T3,18		57,8	57,8	38,8	37,8	72,8	34,4	-
SFC70T6,35		58,8	57,8	38,8	37,8	72,8	34,4	-
GC50T3,18	32,7	52,0	33,9	22,8	22,2	44,9	20,2	24,3
GC50T6,35		53,8	33,9	22,8	22,2	44,9	20,2	24,3
GC70T3,18		60,3	56,2	37,8	36,8	70,7	33,5	43,8
GC70T6,35		65,1	56,2	37,8	36,8	70,7	33,5	43,8
GCF50T3,18	35,3	63,5	35,3	23,7	23,1	46,8	21,0	25,6
GCF50T6,35		64,1	35,3	23,7	23,1	46,8	21,0	25,6
GCF70T3,18		71,2	58,4	39,3	38,3	73,8	34,8	46,0
GCF70T6,35		71,6	58,4	39,3	38,3	73,8	34,8	46,0

Fonte: Autoria própria (2024).

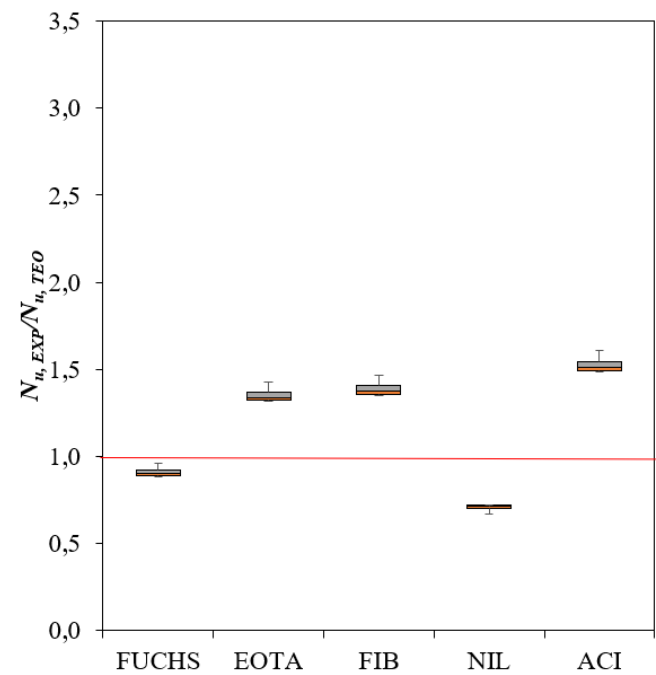
Com os resultados obtidos na Tabela 37, foi possível analisar a razão entre a carga de ruptura experimental e a carga de ruptura teórica das normas e métodos de cálculo propostos, a fim de verificar a precisão das normas e métodos de cálculo em relação aos valores obtidos experimentalmente. A razão $N_{u,exp}/N_{u,teo}$ é apresentada em formato de tabela para cada tipo de concreto utilizado nesse estudo, mostrando a média, desvio padrão e coeficiente de variação dessa relação. Para complementar a análise dos resultados, foi realizado a curva “box and whiskers” com o objetivo de ilustrar a dispersão dos resultados. Na Tabela 37 e Gráfico 12 são mostrados a relação $N_{u,exp}/N_{u,teo}$ e a curva “box and whiskers” para o concreto convencional.

Tabela 37 – Relação entre a carga experimental e a teórica dos blocos de CC.

Bloco	$N_{u,EXP}/$ $N_{u,FUCHS}$	$N_{u,EXP}/$ $N_{u,EOTA}$	$N_{u,EXP}/$ $N_{u,FIB}$	$N_{u,EXP}/$ $N_{u,NIL}$	$N_{u,EXP}/$ $N_{u,ACI}$	$N_{u,EXP}/$ $N_{u,KAR}$
CC50T3,18	0,9	1,3	1,4	0,7	1,5	-
CC50T6,35	1,0	1,4	1,5	0,7	1,6	-
CC70T3,18	0,9	1,3	1,4	0,7	1,5	-
CC70T6,35	0,9	1,4	1,4	0,7	1,5	-
Média	0,9	1,4	1,4	0,7	1,5	-
DP	0,03	0,05	0,05	0,02	0,05	-
CV (%)	3,6	3,6	3,6	3,5	3,6	-

Fonte: Autoria própria (2024).

Gráfico 12 – Análise quanto à dispersão dos resultados de CC.



Fonte: Autoria própria (2024).

Analisando os resultados da tabela e do gráfico para os *studs* ancorados em blocos de concreto convencional, o método de cálculo propostos por Fuchs *et al.* (1995) apresentou valores mais próximos do experimental, enquanto que o método proposto por Nilforoush *et al.* (2017) apesar de apresentar valores menos dispersos, superestimou as cargas de ruptura em cerca de 30%, apresentando valores contra a segurança,

Quanto às recomendações normativas, ressalta-se que os resultados estimados pelo EOTA/ETAG N° 001 – Anexo C (1997), *fib* Bulletin 58 (FIB, 2011) e ACI 318 (2019) subestimaram a carga de ruptura em cerca de 30% a 60% para altura de embutimento de 50 mm e de 30% a 50% para profundidade de embutimentos de 70 mm e apresentaram maiores dispersões.

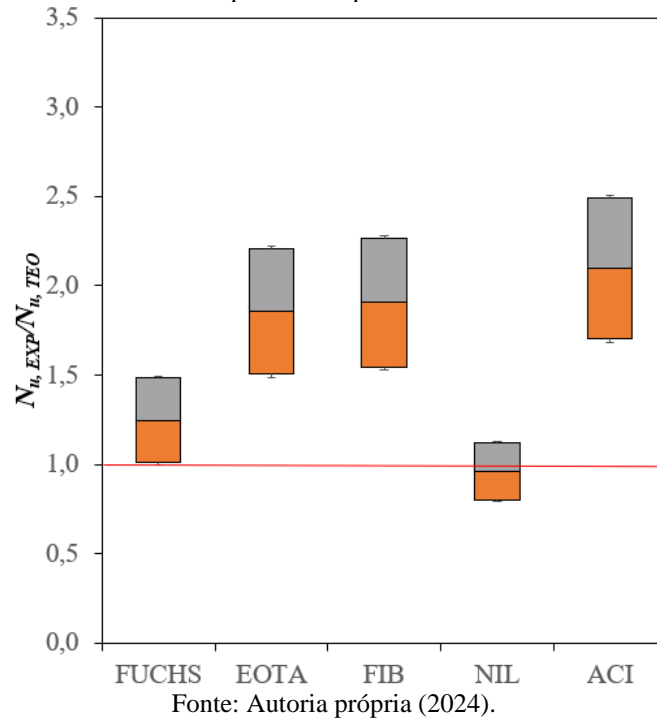
Na Tabela 38 e Gráfico 13 são mostrados a relação $N_{u,exp}/N_{u,teo}$ e a curva “*box and whiskers*” para o concreto reforçado com fibras de aço.

Tabela 38 – Relação entre a carga experimental e a teórica dos blocos de SFC.

Bloco	$N_{u,EXP}/$	$N_{u,EXP}/$	$N_{u,EXP}/$	$N_{u,EXP}/$	$N_{u,EXP}/$	$N_{u,EXP}/$
	$N_{u,FUCHS}$	$N_{u,EOTA}$	$N_{u,FIB}$	$N_{u,NIL}$	$N_{u,ACI}$	$N_{u,KAR}$
SFC50T3,18	1,5	2,2	2,3	1,1	2,5	-
SFC50T6,35	1,5	2,2	2,3	1,1	2,5	-
SFC70T3,18	1,0	1,5	1,5	0,8	1,7	-
SFC70T6,35	1,0	1,5	1,6	0,8	1,7	-
Média	1,2	1,9	1,9	1,0	2,1	-
DP	0,28	0,41	0,42	0,19	0,46	-
CV (%)	22,1	22,1	22,1	19,3	22,1	-

Fonte: Autoria própria (2024).

Gráfico 13 – Análise quanto à dispersão dos resultados de SFC.



Diferentemente do concreto convencional, o método de cálculo proposto por Nilforoush *et al.* (2017) apresentou valores mais próximos do experimental para profundidades de embutimento de 50 mm, porém apresentou valores menores que 1 na relação $N_{u,exp}/N_{u,teo}$ para altura de embutimento de 70 mm, superestimando as cargas de ruptura em 20% para esses *studs*.

Já o método proposto por Fuchs *et al.* (1995) subestimou a capacidade de carga para altura de embutimento de 50 mm em 50% e foi mais preciso para a profundidade de embutimento de 70 mm. De maneira análoga ao concreto convencional, a dispersão dos resultados foi menor para o método proposto por Nilforoush *et al.* (2017).

Em relação as recomendações normativas, ressalta-se que os resultados estimados pelo EOTA/ETAG N° 001 – Anexo C (1997), *fib* Bulletin 58 (FIB, 2011) e ACI 318 (2019) subestimaram a carga de ruptura em cerca de 120% a 150% para $h_{ef} = 50$ mm e de 50% a 70% para $h_{ef} = 70$ mm e apresentaram maiores dispersões.

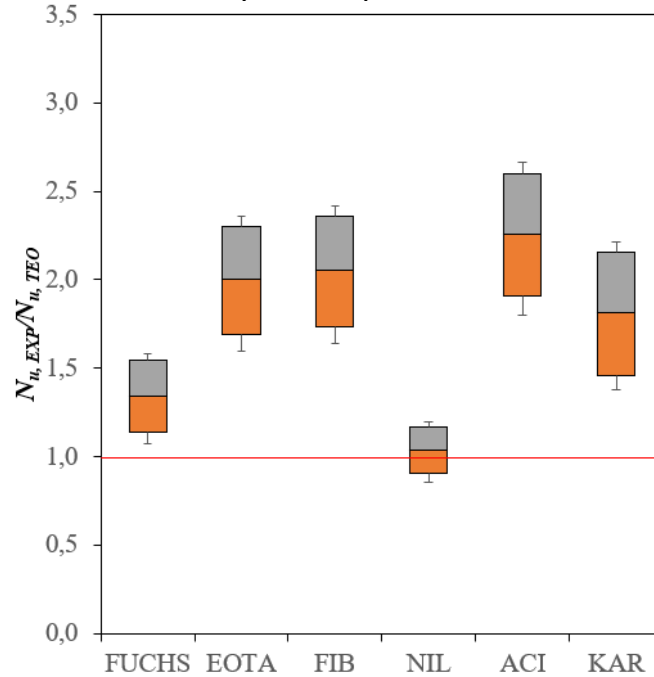
Na Tabela 39 e Gráfico 14 são mostrados a relação $N_{u,exp}/N_{u,teo}$ e a curva “*box and whiskers*” para os *studs* ancorados em blocos de concreto geopolimérico. Ressalta-se que, nessa tabela é apresentado a relação $N_{u,exp}/N_{u,teo}$ para o método desenvolvido por Karmokar *et al.* (2022), que foi desenvolvido especificamente para o concreto geopolimérico.

Tabela 39 – Relação entre a carga experimental e a teórica dos blocos de GC.

Bloco	$N_{u,EXP}/N_{u,FUCHS}$	$N_{u,EXP}/N_{u,EOTA}$	$N_{u,EXP}/N_{u,FIB}$	$N_{u,EXP}/N_{u,NIL}$	$N_{u,EXP}/N_{u,ACI}$	$N_{u,EXP}/N_{u,KAR}$
GC50T3,18	1,5	2,3	2,3	1,2	2,6	2,1
GC50T6,35	1,6	2,4	2,4	1,2	2,7	2,2
GC70T3,18	1,1	1,6	1,6	0,9	1,8	1,4
GC70T6,35	1,2	1,7	1,8	0,9	1,9	1,5
Média	1,5	2,3	2,3	1,2	2,6	2,1
DP	1,6	2,4	2,4	1,2	2,7	2,2
CV (%)	1,1	1,6	1,6	0,9	1,8	1,4

Fonte: Autoria própria (2024).

Gráfico 14 – Análise quanto à dispersão dos resultados de GC.



Fonte: Autoria própria (2024).

Verificando os resultados da tabela e do gráfico para os *studs* embutidos em blocos de concreto geopolimérico, pode-se observar que os autores Nilforoush *et al.* (2017) e Fuchs *et al.* (1995) subestimaram a capacidade de carga para altura de embutimento de 50 mm, cerca de 20% e 60%, respectivamente. Sendo que o método proposto por Nilforoush *et al.* (2017) apresentou a razão $N_{u,exp}/N_{u,teo}$ mais próxima de 1. Contudo, para a altura de embutimento de 70 mm, o método proposto por Nilforoush *et al.* (2017) superestimou as cargas de ruptura em 10%, diferentemente de Fuchs *et al.* (1995) que a subestimou cerca de 20%. O método proposto por Nilforoush *et al.* (2017) apresentou resultados menos dispersos.

Acerca do método de cálculo proposto por Karmokar *et al.* (2022) que insere um coeficiente para representar as características mecânicas do geopolímero, apresentou resultados da razão $N_{u,exp}/N_{u,teo}$ distantes de 1, subestimando as capacidades de carga de ruptura em 120% para a altura de embutimento de 50 mm e 50% para a altura de 70 mm e apresentou resultados mais dispersos entre os pesquisadores abordados nessa pesquisa.

No que se refere as recomendações normativas, ressalta-se que os resultados estimados pelo EOTA/ETAG N° 001 – Anexo C (1997), *fib* Bulletin 58 (FIB, 2011) e ACI 318 (2019) subestimaram a carga de ruptura em cerca de 130% a 170% para $h_{ef} = 50$ mm e 60% a 90% para $h_{ef} = 70$ mm e apresentaram maiores dispersões.

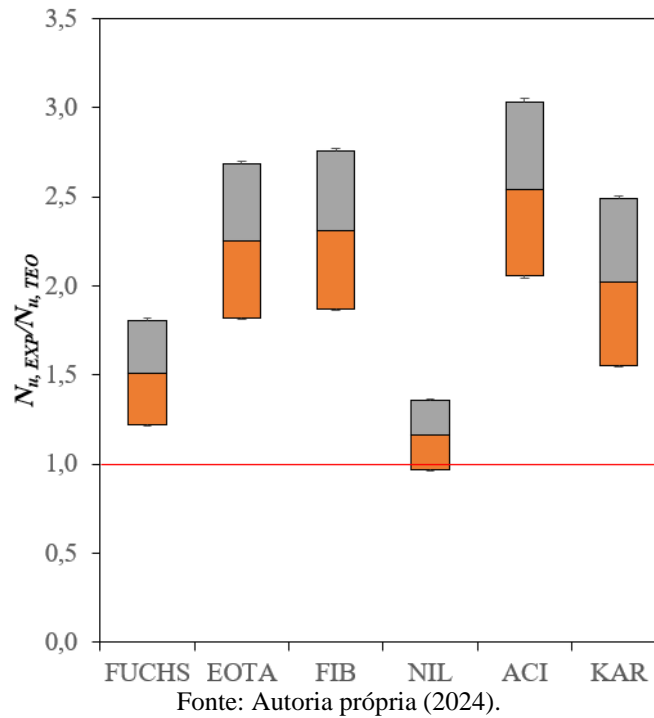
Na Tabela 40 e Gráfico 15 são mostrados a relação $N_{u,exp}/N_{u,teo}$ e a curva “*box and whiskers*” para o concreto geopolimérico com fibras de aço.

Tabela 40 – Relação entre a carga experimental e a teórica dos blocos de GCF.

Bloco	$N_{u,EXP}/$	$N_{u,EXP}/$	$N_{u,EXP}/$	$N_{u,EXP}/$	$N_{u,EXP}/$	$N_{u,EXP}/$
	$N_{u,FUCHS}$	$N_{u,EOTA}$	$N_{u,FIB}$	$N_{u,NIL}$	$N_{u,ACI}$	$N_{u,KAR}$
GCF50T3,18	1,8	2,7	2,7	1,4	3,0	2,5
GCF50T6,35	1,8	2,7	2,8	1,4	3,1	2,5
GCF70T3,18	1,2	1,8	1,9	1,0	2,0	1,5
GCF70T6,35	1,2	1,8	1,9	1,0	2,1	1,6
Média	1,5	2,3	2,3	1,2	2,5	2,0
DP	0,34	0,50	0,52	0,23	0,57	0,55
CV (%)	22,4	22,4	22,4	19,5	22,4	27,0

Fonte: Autoria própria (2024).

Gráfico 15 – Análise quanto à dispersão dos resultados de GCF.



De forma análoga ao concreto geopolimérico, o método proposto por Nilforoush *et al.* (2017) e Fuchs *et al.* (1995) subestimaram a capacidade de carga para altura de embutimento de 50 mm, cerca de 40% e 80%, respectivamente. Para a profundidade de embutimento de 70 mm o método proposto por Fuchs *et al.* (1995) continuou subestimando a carga de ruptura em 20%, porém o método elaborado por Nilforoush *et al.* (2017) apresentou resultados mais satisfatórios. Em relação a dispersão dos resultados, o método proposto por Nilforoush *et al.* (2017), como nas análises anteriores, apresentou a menor dispersão.

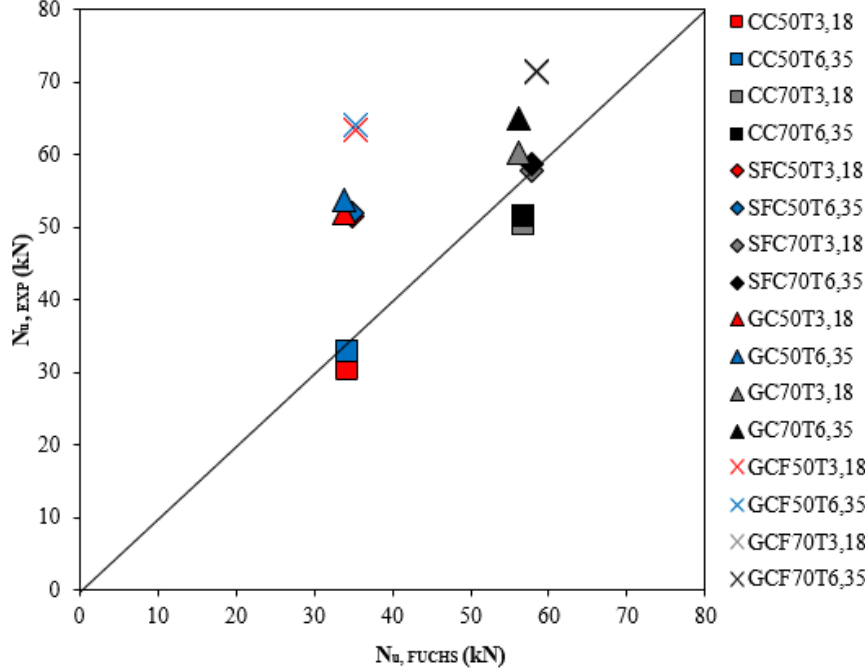
O método proposto por Karmokar *et al.* (2022) para geopolímero apresentou valores da razão $N_{u,exp}/N_{u,teo}$ distantes de 1, subestimando a capacidade de carga para alturas de embutimento de 50 mm em 150% e 60% para profundidade de embutimento de 70 mm, possuindo valores de dispersão superiores ao analisado pelos métodos de cálculos de outros pesquisadores abordados nesse estudo.

No que diz respeito as recomendações normativas, ressalta-se que os resultados estimados pelo EOTA/ETAG N° 001 – Anexo C (1997), *fib* Bulletin 58 (FIB, 2011) e ACI 318 (2019) subestimaram a carga de ruptura cerca de 170% a 210% para $h_{ef} = 50$ mm e 80% a 110% para $h_{ef} = 70$ mm e apresentaram maiores dispersões.

Para complementar e ilustrar melhor as análises realizadas anteriormente, foi realizado gráficos 16, 17, 18, 19, 20 e 21 referentes à precisão das normas e dos métodos de cálculos propostos, em que são relacionadas as cargas experimentais com as cargas teóricas. Os gráficos

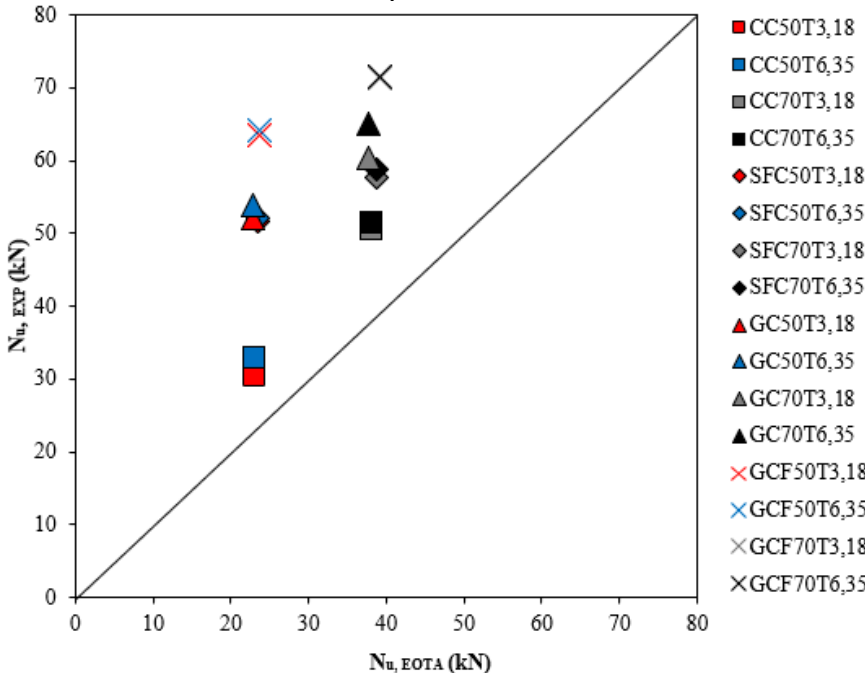
são divididos de acordo com os métodos propostos pelas normativas e pelos pesquisadores em que os tipos de blocos são representados por cores e símbolos. Quanto mais os resultados se aproximaram da reta inclinada significa que são mais precisos, quanto mais afastados na parte superior da reta significa que os resultados são subestimados, e quanto mais distantes da reta na parte inferior mais superestimados.

Gráfico 16 – Relação entre as cargas estimadas por Fuchs *et al.* (1995) e as cargas experimentais



Fonte: Autoria própria (2024).

Gráfico 17 – Relação entre as cargas estimadas pela EOTA/ETAG N° 001 – Anexo C (1997) e as cargas experimentais



Fonte: Autoria própria (2024).

Gráfico 18 – Relação entre as cargas estimadas pelo *fib* Bulletin 58 (FIB, 2011) e as cargas experimentais.

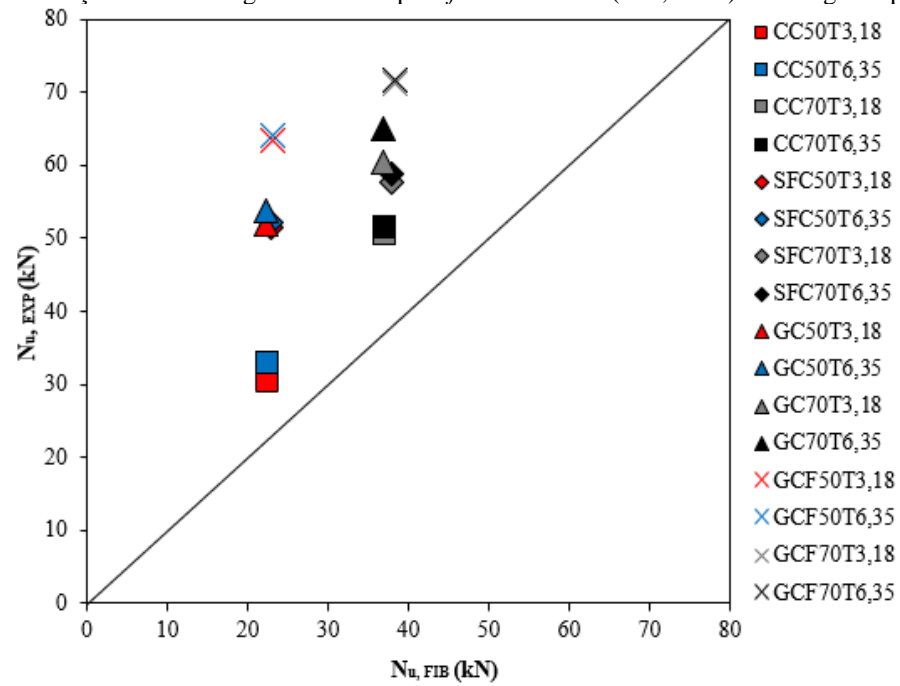


Gráfico 19 – Relação entre as cargas estimadas por Nilforoush *et al.* (2017) e as cargas experimentais.

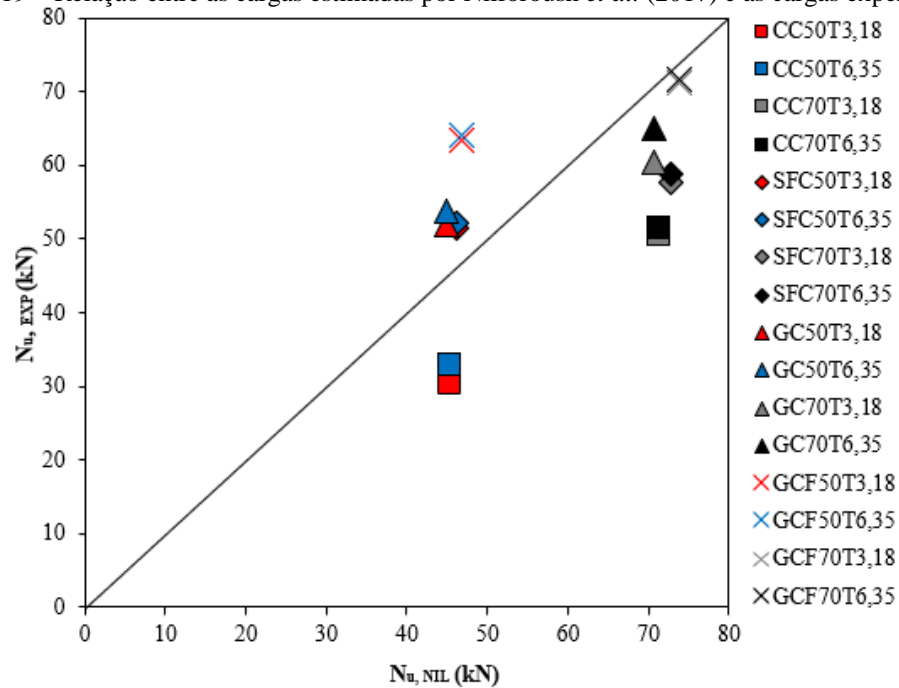
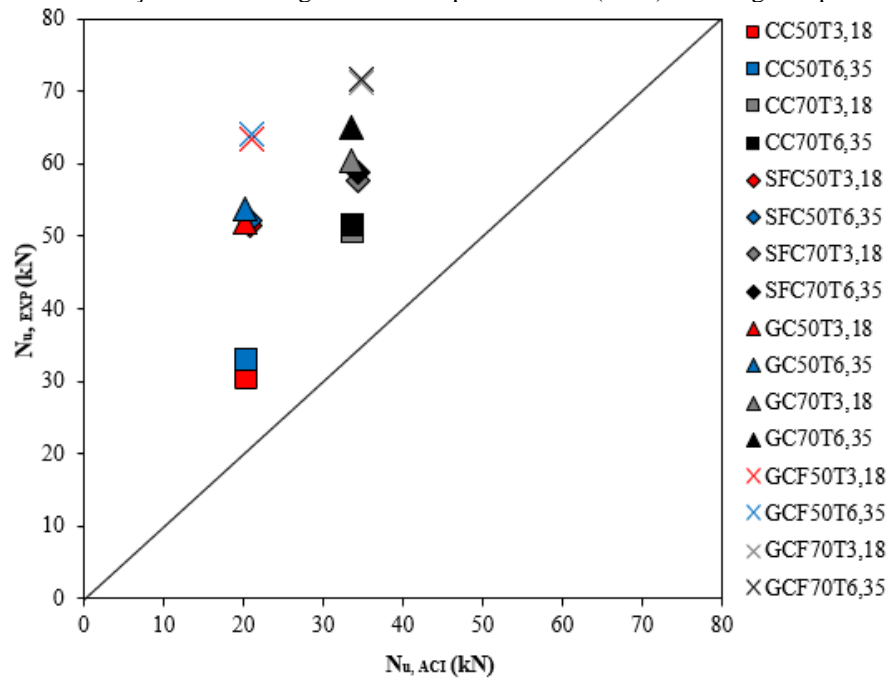
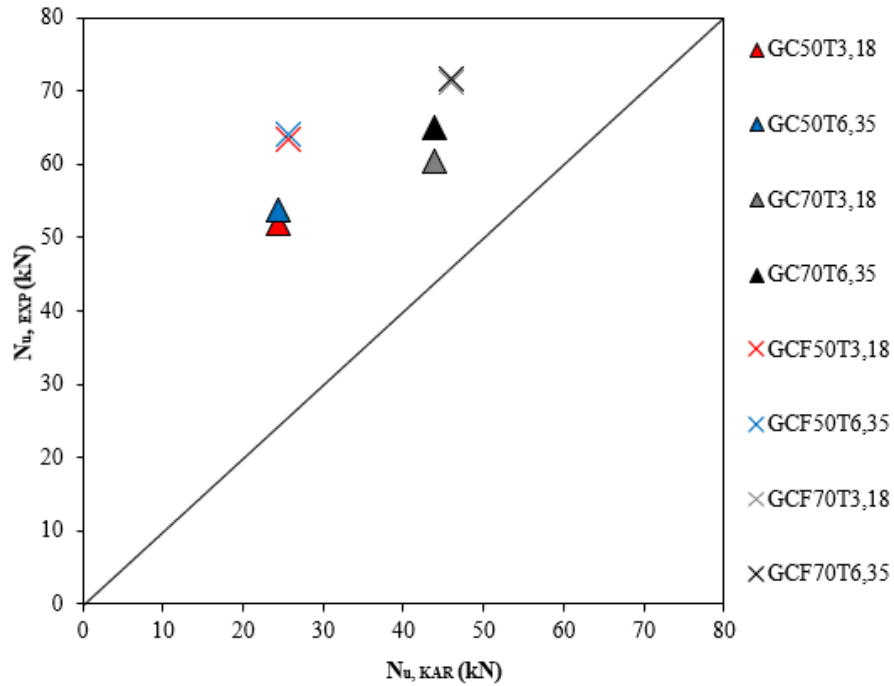


Gráfico 20 – Relação entre as cargas estimadas por ACI 318 (2019) e as cargas experimentais.



Fonte: Autoria própria (2024).

Gráfico 21 – Relação entre as cargas estimadas por Karmokar *et al.* (2022) e as cargas experimentais.



Fonte: Autoria própria (2024).

Avaliando estas estimativas pelo critério de penalidade adaptado por Collins (2001), o *Demerit Points Classification* – DPC (Tabela 41), pode-se classificar os blocos em níveis de conservadorismo e insegurança, através da relação $N_{u,exp}/N_{u,est}$.

Tabela 41 – Classificação segundo critério de penalidade adaptado por Collins (2001).

Valor	Intervalo	Classificação	Penalidade
$\leq 0,50$	I	Extremamente perigoso	10
]0,50-0,85]	II	Perigoso	5
]0,85-1,15]	III	Segurança apropriada	0
]1,15-2,00]	IV	Conservador	1
$> 2,00$	V	Extremamente conservador	2

Fonte: Adaptado de Collins (2001).

A Tabela 42 representa a classificação dos blocos desta pesquisa, indicando a norma e o método de cálculo utilizado e o intervalo de classificação segundo o critério de Collins.

Tabela 42 – Classificação segundo o critério de Collins (2001) para os blocos ensaiados.

$N_{u, exp}/N_{u, teo}$		$<0,5$	$[0,5-0,85[$	$[0,85-1,15[$	$[1,15-2[$	≥ 2	TOTAL
Fuchs	Total Blocos	0	0	7	9	0	16
	Total Penalidade	0	0	0	9	0	9
EOTA	Total de Blocos	0	0	0	10	6	16
	Total Penalidade	0	0	0	10	12	22
FIB	Total de Blocos	0	0	0	10	6	16
	Total Penalidade	0	0	0	10	12	22
Nilforoush	Total de Blocos	0	6	6	4	0	16
	Total Penalidade	0	30	0	4	0	34
ACI	Total de Blocos	0	0	0	8	8	16
	Total Penalidade	0	0	0	8	16	24
Karmokar	Total de Blocos	0	0	0	4	4	8
	Total Penalidade	0	0	0	4	8	12

Fonte: Autoria própria (2024).

Nota-se que para os blocos analisados, que a estimativa proposta por Nilforoush *et al.* (2017) obteve resultados mais satisfatórios para as estimativas de carga em *studs* ancorados em concreto geopolimérico e concreto geopolimérico com fibras de aço. No entanto, avaliando de forma global os blocos apresentados, através do critério de penalidade de Collins (2001) este autor obteve maior penalidade (penalidade = 34) pois os blocos de concreto convencional e concreto reforçado com fibras de aço tiveram predominância no intervalo II (perigoso).

Percebe-se que para os blocos de concreto convencional analisados, que a estimativa proposta por Fuchs *et al.* (1995) obteve resultados mais satisfatórios e pelo critério de

penalidade de Collins (2001) percebe-se que 44% dos blocos foram classificados no intervalo III (segurança apropriada) e 56 % dos blocos foram classificados no intervalo IV (conservador), apresentando assim a menor penalidade dentre os códigos. As estimativas normativas atingiram as penalidades entre 22 e 24, devido apresentarem 38% a 50% dos blocos no intervalo V (extremamente conservador).

Vale destacar que, para o autor Karmokar *et al.* (2022), as estimativas para os blocos de concreto geopolimérico apresentaram classificação conservadora e extremamente conservadora com penalidade igual a 12.

6 CONCLUSÃO

O presente estudo avaliou a resistência a tração de *studs* ao ensaio de arrancamento padrão de pino (*pull-out test*) em blocos de concreto convencional (CC), concreto reforçado com fibras de aço (SFC), concreto geopolimérico (GC) e concreto reforçado com fibras de aço (CGF). Para consolidar essa proposta, discute-se o assunto sob uma perspectiva teórica e experimental. Além de uma revisão bibliográfica atualizada e consistente, a abordagem teórica também explora três recomendações para estimar a carga de ruptura ao arrancamento de *studs*, sendo a EOTA/ETAG N° 001 – Anexo C (1997), *fib* Bulletin 58 (FIB, 2011), ACI 318 (2019) e três métodos de cálculo propostos Fuchs *et al.* (1995), Nilforoush *et al.* (2017) e Karmokar *et al.* (2022).

No estudo experimental, ensaiou-se até a ruína 16 blocos (400x400x250) mm, sendo quatro de CC, quatro de SFC, quatro de GC e quatro de GCF. A classe de resistência do concreto foi estimada de 30,0 MPa aos 28 dias de idade. Para os blocos SFC e GCF foi utilizado fibras 3D Dramix 80/60 BG, com o consumo V_f igual 1,0%. Os *studs* tiveram diferentes alturas de embutimento (h_{ef}) de 50 mm e 70 mm e espessuras de cabeça (t_h) m 3,18 mm (1/8”) e 6,35 mm (1/4”). Não houve a presença de armadura de flexão nos blocos, pois priorizou-se nos ensaios a capacidade de ancoragem em blocos de concretos convencionais e geopoliméricos. No que se refere ao sistema de ensaio, instrumentação e monitoramento dos *studs*, pode-se afirmar que as funções atribuídas foram cumpridas satisfatoriamente.

Diante das análises realizadas, discute-se a seguir as conclusões da pesquisa.

6.1 CARGAS DE RUPTURA

Concluiu-se para o concreto convencional que há um acréscimo na carga de ruptura com o aumento da espessura da cabeça para profundidade de embutimento igual 50 mm, porém esse acréscimo não foi superior para a altura de embutimento de 70 mm, indicando que a medida que h_{ef} aumenta, o acréscimo da espessura da cabeça (t_h) se torna ineficaz. Diferentemente do concreto convencional, o concreto geopolimérico apresentou um ganho na resistência ao arrancamento com o aumento da profundidade de embutimento e acréscimo da espessura da cabeça dos *studs*.

Nos blocos de concreto reforçado com fibras de aço e concreto geopolimérico com fibras de aço os valores obtidos na carga de ruptura apresentaram acréscimos pouco significativos quando se analisa a variação da espessura da cabeça para uma mesma altura de

embutimento, ou seja, para este estudo concluiu-se que o acréscimo da espessura da cabeça não possui influência significativa com o aumento da altura de embutimento.

Também, observou-se que é mais eficaz aumentar a altura de embutimento dos *studs* para qualquer tipo de concreto analisado do que aumentar a espessura da cabeça, por mais que todos *studs* tiveram ganho de capacidade de carga com o acréscimo da espessura da cabeça, os ganhos da carga de ruptura foram bem maiores com o acréscimo da altura de embutimento.

Em relação a adição de fibras na composição dos blocos, tem-se que para o concreto convencional e para o concreto geopolimérico as fibras aumentaram a carga de ruptura para todos os blocos. Ressalta-se que foi observado que o concreto geopolimérico apresentou maiores resultados de carga de ruptura em relação ao concreto convencional, o mesmo acontece entre o concreto geopolimérico com fibras e o concreto reforçado com fibras de aço.

Os resultados apresentados demonstram que o uso de geopolímero com fibras pode ser aplicado para *studs* sujeitos ao arrancamento, uma vez que os elementos ensaiados apresentaram comportamento mecânico superiores ao concreto convencional.

6.2 DESLOCAMENTO

Quanto aos deslocamentos verticais, os blocos em concreto convencional e concreto reforçado com fibras de aço apresentaram maiores deslocamentos nos *studs* ancorados com altura de embutimento de 50 mm e espessura de cabeça de 6,35 mm. Diferentemente do concreto geopolimérico, que obteve maiores deslocamentos para maiores cargas de ruptura em *studs* embutidos na altura de 70 mm com espessura da cabeça de 6,35 mm.

A inserção das fibras de aço no concreto convencional e no concreto geopolimérico alteraram o modo de ruptura frágil para um modo de ruptura mais dúctil, resultando no aumento do deslocamento devido ao efeito costura proporcionado pelas fibras.

No que se refere ao tipo de concreto utilizado para as ancoragens dos *studs*, o concreto geopolimérico apresentou maiores deslocamentos comparado aos conectores embutidos no concreto convencional.

6.3 MODOS DE RUPTURA

Percebeu-se que para todos os *studs* ensaiados, salvo aqueles que falharam por fendilhamento e por falha na soldagem, que quanto maior é o acréscimo da altura de

embutimento (h_{ef}) maior é o ângulo inclinação do cone de ruptura (θ) independentemente do tipo de material utilizado na ancoragem dos *studs*.

Observa-se que ao utilizar fibras de aço na matriz do concreto convencional e concreto geopolimérico, o ângulo de ruptura por cone do concreto aumenta e surgem fissuras radiais em torno do diâmetro do cone. No entanto a inclinação do cone de ruptura do concreto convencional não apresenta alterações significativas quando relacionado ao cone de concreto geopolimérico. Vale ressaltar que, todas as inclinações dos ângulos de ruptura do cone de concreto foram inferiores a 35°.

6.4 MÉTODOS DE CÁLCULO

No que se refere as estimativas normativas para carga teórica de ruptura discutidas nessa pesquisa, as normas EOTA/ETAG N° 001 – Anexo C (1997), *fib* Bulletin 58 (FIB, 2011) e ACI 318 (201b9) foram conservadoras, subestimando a capacidade de ancoragem dos *studs* embutidos em todos os blocos ensaiados. Diferentemente das estimativas teóricas propostas pelos pesquisadores Fuchs *et al.* (1995) que foi mais preciso para os *studs* ancorados em bloco de concreto convencional e Nilforoush *et al.* (2017) que obteve valores mais próximos do experimental em relação à resistência ao arrancamento em *studs* embutidos nos blocos de concreto reforçado com fibras de aço, concreto geopolimérico e concreto geopolimérico com fibras de aço. Já o método proposto por Karmokar *et al.* (2023) que envolve parâmetros para determinação das estimativas de carga em *studs* ancorados em concreto geopolimérico, subestimou a resistência ao arrancamento em concreto geopolimérico e concreto geopolimérico com fibras de aço.

Quanto ao critério de Collins (2001) a relação $N_{u,EXP}/N_{u,TEO}$, analisados em relação a todos os blocos, a estimativa proposta por Fuchs *et al.* (1995) teve predominância de resultados na classe “conservadora” e Nilforoush *et al.* (2017) teve predominância de resultados na classe “perigoso”, já as estimativas propostas pelas normas tiveram seus resultados na classe “conservador” e “extremamente conservador”, a mesma classificação atribuída ao método proposto por Karmokar *et al.* (2022) para concreto geopolimérico.

6.5 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Os resultados apresentados demonstram que o uso de geopolímero com fibras pode ser aplicado aos *studs* sujeitos ao arrancamento, uma vez que os elementos ensaiados apresentaram comportamento mecânico superiores ao concreto convencional. Destaca-se que os ensaios se

limitaram a um pequeno número de variáveis, permitindo como pesquisas futuras para o concreto geopolimérico: variar o volume e o tipo de fibras, variar o diâmetro e o tipo de agregado graúdo utilizando o agregado sintético ou agregado reciclado, variar a altura de embutimento, a espessura e o diâmetro da cabeça dos *studs*, aumentar o tamanho do bloco para analisar o efeito de escala.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABDALLAH, S.; FAN, M.; ZHOU, X. Pull-Out Behaviour of Hooked End Steel Fibres Embedded in Ultra-high Performance Mortar with Various W/B Ratios. Inter. **Journal of Concrete Structures and Materials**, v. 12, p. 1-13. 2017. DOI:10.1007/s40069-017-0193-8

ABDALLAH, S.; REES, D. Analysis of Pull-Out Behaviour of Straight and Hooked End Steel Fibres. **Engineering**, v. 11 (06), p. 332-341. 2019. DOI:10.4236/eng.2019.116025

AGÊNCIA NACIONAL DE MINERAÇÃO. **Sumário Mineral**. 2018. Brasília, DF, 2018. Anual. ISSN 0101-2053. Disponível em < https://www.gov.br/anm/pt-br/centrais-de-conteudo/publicacoes/serie-estatisticas-e-economia-mineral/sumario-mineral/pasta-sumario-brasileiro-mineral-2018/caulim_sm_2018>.

ALBIDAH, Abdulrahman, *et al.* "Characteristics of Metakaolin-based Geopolymer Concrete for Different Mix Design Parameters." **Journal of Materials Research and Technology** 10 (2021): 84-98. Web.

ALIABDO, A.A., ABD ELMOATY, M., SALEM, H.A., "Effect of water addition, plasticizer and alkaline solution constitution on fly ash based geopolymer concrete performance", **Construction & Building Materials**, v. 121, pp. 694–703, 2016. doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.06.062>.

ALMEIDA, Bianca Mendes. **Estudo das propriedades mecânicas e microestruturais de materiais cimentícios geopoliméricos produzidos a partir de metacaulim e escória de alto forno**. Orientador: Alisson Clay Rios da Silva. 2023. 132 f. Dissertação (Mestrado em Ciência e Engenharia de Materiais) - Campus Universitário de Ananindeua, Universidade Federal do Pará, Ananindeua, 2023. Disponível em: <https://repositorio.ufpa.br/jspui/handle/2011/15799>. Acesso em: 28 ago. 2023.

ALOMAYRI, T., ASSAEDI, H., SHAIKH, F.U.A., *et al.*, "Effect of water absorption on the mechanical properties of cotton fabric-reinforced geopolymer composites", **Journal of Asian Ceramic Societies**, v. 2, n. 3, pp. 223–230, 2014. doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.jascer.2014.05.005>.

ALSAIF, A.; ALBIDAH, A.; ABADDEL, A.; ABBAS, H.; AL-SALLOUM, Y. Desenvolvimento de concreto emborrachado com geopolímero à base de metacaulim: propriedades frescas e endurecidas. *Arquivo. Civil. Mecânico. Eng.* 2022, 22, 144.

AMER HASSAN, MOHAMMED ARIF, M. SHARIQ. Use of geopolymer concrete for a cleaner and sustainable environment – A review of mechanical properties and microstructure, **Journal of Cleaner Production**, Volume 223, 2019, Pages 704-728, ISSN 0959-6526, <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2019.03.051>. (<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0959652619307401>)

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318**: Building code requirements for structural concrete and commentary (ACI 318-19). Farmington Hills, MI, USA, 2019.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 544.1R-96**: State-of-the-art report on fiber reinforced concrete. Farmington Hills, Michigan: ACI Committee 544, 2002.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 544.3R-08**: Guide for specifying proportioning, and production of fiber reinforced concrete. Farmington Hills, Michigan: ACI Committee 544, 2008.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 544.4R-88**: Design Considerations for Steel Fiber Reinforced Concrete. Farmington Hills, Michigan: ACI Committee 544, 1999.

ARAÚJO, D.L.; NUNES, F.G.T.; TOLEDO FILHO, R.D.; ANDRADE, M.A.S. Shear strength of steel fiber-reinforced concrete beams. **ACTA Scientiarum**, V. 36, N° 3, p. 389-397. Maringá, 2014.

ARCELOMITTAL, **Aços longos**. Dramix. 2018. Disponível em:<<https://brasil.arcelomittal.com/produtos-solucoes/construcao-civil/dramix>>Acesso em: 17 set. 2023.

ASHOUR, A.F., ALQEDRAB, M.A. Concrete breakout strength of single anchors in tension using neural networks. **Avances in Engineering Software**. V. 36, p.87–97, 2005.

ASSI, L. N., DEEVER, E., ZIEHL, P. "Using Sucrose for Improvement of Initial and Final Setting times of Silica Fume-based Activating Solution of Fly Ash Geopolymer Concrete." **Construction & Building Materials**. 191 (2018): 47-55. Web.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5008**: Chapas grossas e bobinas grossas, de aço de baixa liga, resistentes à corrosão atmosférica, para uso estrutural – requisitos. Rio de Janeiro. 2015.

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

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto: Procedimento. Rio de Janeiro, 2023.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6892-1**: Materiais metálicos - Ensaio de Tração. Parte 1: Método de ensaio à temperatura ambiente. Rio de Janeiro. 2024.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8522**: Concreto – Determinação do módulo de deformação estática e diagrama tensão-deformação. Rio de Janeiro. 2021

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10342:** Concreto — Perda de abatimento — Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12142:** Concreto — Determinação da resistência à tração na flexão de corpos de prova prismáticos. Rio de Janeiro, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12821:** Preparação do concreto em laboratório - Procedimento. Rio de Janeiro, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15530:** Fibras de aço para concreto – Requisitos e métodos de ensaio. Rio de Janeiro, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16940:** Concreto reforçado com fibras - Determinação das resistências à tração na flexão (limite de proporcionalidade e resistências residuais) - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2021.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16889:** Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Rio de Janeiro, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 17054:** Agregados - Determinação da composição granulométrica – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2022.

ASTM Standards **A 820**. Specification for Steel Fibers for Fiber Reinforced Concrete. American Society for Testing and Materials, 1996.

AZEVEDO, E. P. **Lajes lisas de concreto geopolimérico com agregado graúdo sintético e fibras de aço ao puncionamento simétrico**. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Instituto de Tecnologia, Universidade Federal do Pará, Belém, Pará, Brasil. 2023.

BANDEIRANTE BRAZMO. **Ficha técnica**. 2023. Disponível em <<http://www.bbquimica.com.br/bbq/nossos-produtos.php>>. Acesso em: 22 set. 2023.

BARROS, J.A.O. Betão reforçado com fibras de aço: conceitos fundamentais. **Associação Portuguesa das Empresas de Betão Pronto (APEB), ISISE - Artigos em Revistas Nacionais**. 2000.

BARROS, J.A.O. **Comportamento de betão reforçado com fibras – Análise experimental e simulação numérica**. Dissertação de Doutoramento, Universidade do Porto, Faculdade de Engenharia, Portugal. 1995.

BAZANT, Z. P., Size Effect in Blunt Fracture: Concrete, Rock, Metal, **Journal of Engineering Mechanics**, v. 110, n. 4, p.518–535, April, 1984.

BELGO BEKAERT ARAMES. Não deixe o ouriço invadir sua obra. Informativo Técnico. 2018. Disponível em:< <https://www.belgo.com.br/wp-content/uploads/2019/02/FOLDER-DRAMIX-OURICO-2018.pdf>>. Acesso em: janeiro de 2023.

BENTUR, A.; MINDESS, S. Fibre Reinforced Cementitious Composites. **Elsevier Science Ltd**, London. CEB-FIP (2010). Model Code 2010: Final Draft. Model Code prepared by Special Activity Group 5, Lausanne, September, 1990.

BENTUR, A.; MINDESS, S. **Fibre Reinforced Cementitious Composites**. United Kingdom. Elsevier, 2007.

BOLANDIM, E.A. **Lajes com forma de aço incorporada e concreto reforçado com fibras de aço em situação de incêndio**. 2021. 342 p. Tese (Doutorado em ciências – Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2021.

BORGES, P. H. R.; LOURENÇO, T. M. F.; FOUREAUX, A. F. S.; PACHECO, L. S. Estudo comparativo da análise de ciclo de vida de concretos geopoliméricos e de concretos à base de cimento Portland composto (CP II). **Ambiente Construído**, Porto Alegre, v. 14, n. 2, p. 153-168, abr./jun. 2014.

BRANTSCHEN, Fabio. **Influence of bond and anchorage conditions of the shear reinforcement on the punching strength of RC slabs**. 2016. 227 f. Tese (Doutorado) - Curso de Architectural Et Construit Laboratoire de Construction en Béton, Programme Doctoral en Génie Civil Et Environnement, École Polytechnique FédÉrale de Lausanne, Suisse, 2016.

BRITO, Woshington da Silva. **Ativação alcalina para a produção de geopolímeros a partir de resíduos industriais**. Orientador: José Antônio da Silva Souza. 2018. 99 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Química) - Instituto de Tecnologia, Universidade Federal do Pará, Belém, 2018.

BS EN 14889-1: 2006. Fibres for concrete – Part 1: Steel fibres – Definitions, specifications and conformity. British Standards Institution, London, UK.

CAICEDO, M. A. V.; RODRÍGUEZ, E. D.; GUTIÉRREZ R. M. Evaluación microestructural de geopolímeros basados en metacaolín y fuentes alternativas de sílice expuestos a temperaturas altas. Ingeniería, **Investigación y Tecnología**, v.16, p.113-133, 2015.

CALLISTER JUNIOR. W. D.; Ciência e engenharia de materiais: uma introdução. Traduzido por Sérgio Murilo Stamile Soares. 7a Edição. Rio de Janeiro: LTC - Livros técnicos e científicos, 2008. 705 p.

CALLISTER, W. D.; RETHWISCH, D. G. Ciência e engenharia de materiais: uma introdução. Tradução Sergio Murilo Stamile Soares. 9. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2016.

CESARI, V. F. **Influência do uso de aditivos dispersantes em pastas de geopolímero produzido com cinza volante e hidróxido de sódio**. 2015. 128f. Dissertação de mestrado em Engenharia Civil – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis.

COLLINS, M., P. Evaluation of shear design procedures for concrete structures. A Report prepared for the CSA technical committee on reinforced concrete design, 2001.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. Design of Fastenings in Concrete – State of the Art Report, Thomas Telford Services Ltda.1994.

COSTA, H. D. **Resistência à Tração de Conectores de Aço Embutidos em Elementos de Concreto Armado**. Dissertação de Mestrado, Instituto de Tecnologia, Universidade Federal do Pará, Belém, Pará, Brasil, 105p., 2016

CHEN, G.; GAO, D.; ZHU, H.; YUAN, J.S.; XIAO, X.; WANG, W. Effect of novel multiple hooked end steel fiber on flexural tensile behaviour of notched concrete beams with various strength grades. **Structures**, v. 33, p. 3644-3654. 2021. DOI:10.1016/j.istruc.2021.06.016

DAVIDOVITS, J. Anos de sucessos e fracassos em aplicações de geopolímeros. Tendências de mercado e avanços potenciais. In: **Conferência Geopolímero 2002**. Saint-Quentin, França; Melbourne, Austrália: Geopolymer Institute, 2002. p. 29.

DAVIDOVITS, J. Geopolymers and Geopolymeric materials. **Journal of Thermal Analysis**, v. 35, p. 429-441, 1989.

DAVIDOVITS, J. Mineral Polymers and Methods of making Them. U.S. Patent 4.349.386, 1982.

DAVIDOVITS, J. Properties of Geopolymer Cements. Geopolymer Institute, Alkaline Cements and Concretes, KIEV Ukraine, 1994.

DAVIDOVITS, Joseph. **Geopolymer cement**. A review. Geopolymer Institute, Technical papers, v. 21, p. 1-11, 2013.

DELHOMME, F.; DEBICKI, G. Numerical modelling of anchor bolts under pullout and relaxation tests. **Construction and Building Materials**, v.24, p.1232–1238, 2010.

DING, X.; GENG, H.; ZHAO, M.; CHEN, Z.; LI, J. Synergistic Bond Properties of Different Deformed Steel Fibers Embedded in Mortars Wet-Sieved from Self-Compacting SFRC. **Applied sciences**, v. 11. 2021. DOI:10.3390/app112110144

DJOBO, J. *et al.* Gel Composition and Strength Properties of Alkali-Activated Oyster Shell/Volcanic Ash: Effect of Synthesis Conditions. **Journal of the American Ceramic Society**, v. 99, p. 3159-3166, 2016.

DUXSON, P.; FERNÁNDEZ-JIMÉNEZ, A.; PROVIS, J. L.; LUKEY, G. C.; PALOMO, A.; VAN DEVENTER, J. S. J. Geopolymer technology: the current state of the art. **Journal of Materials Science**, v. 42, p. 2917-2933, 2007.

DUXSON, P., PROVIS, J.L., “Designing precursors for geopolymer cements”, **Journal of the American Ceramic Society**, v. 91, n. 12, pp. 3864–3869, 2008. doi: <http://dx.doi.org/10.1111/j.1551-2916.2008.02787.x>

DUXSON, P.; PROVIS, J. L.; LUKEY, G. C.; MALLICOAT, S. W.; KRIVEN, W. M.; VAN DEVENTER, J. S. Understanding the relationship between geopolymer composition, microstructure and mechanical properties. *Colloids and Surfaces A: Physicochemical and Engineering Aspects*, v. 269, n. 1, p. 47-58, 2005.

EDUOK, E. I. **Thermal properties of geopolymer materials**. 2016. 84f. Dissertação de mestrado em matemática e física – Institutt for matematikk og naturvitskap - Universitet i Stavanger, Norway, Stavanger.

ELIGEHAUSEN, R.; SAWADE, G. A fracture mechanics based description of the pull-out behavior of headed studs embedded in concrete. **Fracture Mechanics of Concrete Structures**, From Theory to Applications. Editors: Elfgren, L., Chapman and Hall, London, New York, pp. 281-299, 1989.

ELIGEHAUSEN, R., MALLÉE, R., SILVA, J. F. Anchorage in Concrete Construction, Ernst & Sohn, Berlin, Germany, 378 pp. 2006.

EUROCODE 2. **EN 1992-4**: Design of concrete structures - Part 4 Design of fastenings for use in concrete, European committee for standardization, CEN/TC 250, Brussels, FprEN 1992-4:2015.

EUROCODE 2. **EN 14651**. Test Method for Metallic Fibered Concrete: Measuring the flexural tensile strength. 2005.

EOTA, ETAG N° 001: Guideline for European Technical Approval of Metal. Anchors for Use in Concrete, Brussels, 2010.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. FIB BULLETIN 58. Design of Anchorages in Concrete., Lausanne, Switzerland, 2011

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. FIB recommendations: Practical design of Structural Concrete, Paris, Bulletin n.2, set, 1999.

FIBRENAMICS. Materiais Compósitos: O que são e quais as suas propriedades? Lisboa, 2003. Disponível em <https://www.fibrenamics.com/intelligence/reports/materiais-compositos-o-que-sao-e-quais-as-suas-propriedades>. Acesso em: 16 set.2023.

FIGUEIREDO, A.D. Concreto com Fibras de Aço. **Boletim Técnico** – Série BT/PCC/260, Escola Politécnica de São Paulo, São Paulo, 2000.

FIGUEIREDO, A.D. **Concreto reforçado com fibras**. 2011. 248 f, Tese (Livre-Docência) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia da Construção Civil, 2011.

FIGUEIREDO, E. P. Inspeção e diagnóstico de estruturas de concreto com problemas de resistência, fissuras e deformações. **CONCRETO: Ensino, Pesquisa e Realizações**. 1 ed. São Paulo. IBRACON, v. 2, p. 985-1015. 2005

FUCHS, W.; ELIGEHAUSEN, R.; BREEN, J. E. Concrete Capacity Design (CCD) approach for fastening to concrete. **ACI Structural Journal**, v. 92, p. 73 – 94, ISSN 794-802, 1995. <https://doi.org/10.14359/1533>

FUSCO, Péricles Brasiliense. Técnicas de armar as estruturas de concreto. 1ª edição. São Paulo: Pini, 1995.

GARCEZ, E.O. **Análise teórico-experimental do comportamento de concreto reforçado com fibras de aço submetidos a cargas de impacto**. Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2005.

GARCÍA-MEJÍA, T.A.; CHÁVEZ-GARCÍA, MA.DEL. (2016) Compressive Strength of Metakaolin-Based Geopolymers: Influence of KOH Concentration, Temperature, Time and Relative Humidity. **Materials Sciences and Applications**, 7, 772- 791.

<http://dx.doi.org/10.4236/msa.2016.711060>

GIANNOPOULOU, I.; PANIAS, D. Structure, Design and Applications of Geopolymeric Materials. In: International Conference. **Deformatio In Processing And Structure Of Materials**, 3., Serbia, 2007. Proceedings. Serbia, 2007.

GOLDONI, Alessandro Graeff *et al.* Resistência à flexão e compressão em geopolímero com incorporação de nanotubos de carbono. 2014.

GOMES, J.G. **Influência das fibras metálicas no comportamento ao esforço transversal de vigas SFRC**. Dissertação de mestrado em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal, 2013.

GOMES, L.D.S. **Análise experimental da eficiência das fibras de aço no reforço ao cisalhamento de vigas em concreto armado**. 2016. 100 f. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Pará, Belém, 2016.

GOMES, L.D.S.; OLIVEIRA, D.R.C.; MORAES NETO, B.N.; MEDEIROS, A.; MACEDO, A.N.; SILVA, F.A.C. Experimental analysis of the efficiency of steel fibers on shear strength of beams. **Latin American Journal Solids Struct.**, v. 15 (7). 2018. DOI:10.1590/1679-78254710.

GUIMARÃES, P. V. C. **Estudo da aderência de concretos ativados alcalinamente à base de cinza da casca de arroz e metacaulim**. 2019.

JAF, Dilshad & AZIZ, Shuokr Qarani. (2022). **Geopolymer Concrete: Properties, Durability and Applications-Review**. 22. 63-75. 10.5937/ror2201063J

Japanese Society of Civil Engineers JSCE Standard III-1, Specification of Steel Fibers for Concrete, Concrete Library, no 50, March, 1983.

JIN, M., ZHENG, Z., SUN, Y., CHEN L., JIN Z. “Resistance of metakaolin-MSWI fly ash based geopolymer to acid and alkaline environments”, **Journal of Non-Crystalline Solids**, v. 450, pp. 116–122, 2016. doi: [http:// dx.doi.org/10.1016/j.jnoncrysol.2016.07.036](http://dx.doi.org/10.1016/j.jnoncrysol.2016.07.036)

JOHNSTON, C. D. Steel Fibre-Reinforced Concrete: Present and Future in Engineering Construction. **Composites**, v. 1, p. 113-121, abr, 1982.

KALTHOFF, M., M. RAUPACH. Pull-out behaviour of threaded anchors in fibre reinforced ordinary concrete and UHPC for machine tool constructions. **J. Build. Eng.** 33. 2021. <https://doi.org/10.1016/j.job.2020.101842>.

- KAMSEU, E.; BELEUK À MOUNGAM, L. M.; CANNIO, M.; BILLONG, N.; CHAYSUWAN, D.; MELO, U. C.; LEONELLI, C. Substitution of sodium silicate with rice husk ash-NaOH solution in metakaolin based geopolymer cement concerning reduction in global warming. **Journal of Cleaner Production**, v. 142, p. 3050-3060, 2017.
- KARMOKAR, T.; MOHYEDDIN A.; LEE, J. Tensile behaviour of cast-in headed anchors in ambient-temperature cured geopolymer concrete. **Engineering Structures**, V. 266, 2022, 114643, ISSN 0141-0296, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.114643>.
- KARMOKAR, T.; MOHYEDDIN, A.; LEE, J. Tensile performance of cast-in headed anchors in ambient-temperature cured fly ash-based geopolymer concretes with varying fracture energies. **Engineering Structures**. v. 282. 2023a. ISSN 0141-0296. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2023.115827>.
- KARMOKAR, T.; MOHYEDDIN, A.; LEE, J. Predictive models for concrete cone capacity of cast-in headed anchors in geopolymer concrete, **Engineering Structures**. v 285. 2023b. ISSN 0141-0296. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2023.116025>.
- KHALE, D., CHAUDHARY, R., “Mechanism of geopolymerization and factors influencing its development: a review”, **Journal of Materials Science**, v. 42, n. 3, pp. 729–746, 2007. doi: <http://dx.doi.org/10.1007/s10853-006-0401-4>
- KOMNITSAS, K.; ZAHARAKI, D. Geopolymerisation: A review and prospects for minerals industry. **Minerals Engineering**, n. 20, p. 1261-1277, 2007.
- KOW, K.; YUSOFF, R.; AZIZ, A. R. A.; ABDULLAH, E. C. From bamboo leaf to aerogel: Preparation of water glass as a precursor. **Journal of Non-Crystalline Solids**, v. 386, p. 76-84, 2014.
- KRIVENKO, P. Alkali-Activated Aluminosilicates: past, present and future. **Chemické Listy**, v. 102, p. s265-s277, 2008.
- KRIVENKO, P., “Why alkaline activation: 60 years of the theory and practice of alkali-activated materials”, **Journal of Ceramic Science and Technology**, v. 8, n. 3, pp. 323–333, 2017.
- LEE, S. C.; CHO, J.Y., & VECCHIO, F. J. Diverse Embedment Model for Steel Fiber Reinforced Concrete in Tension: Model Verification. **ACI Material Journal**, v. 108, n. 5, pp. 592-600, September-October, 2011.
- LEE, S.; YOO, D.; MOON, D. Effects of hooked-end steel fiber geometry and volume fraction on the flexural behavior of concrete pedestrian decks. **Appl Sci**, v. 9(6), p. 1-2. 2019.
- LEMOUGNA, P. N.; WANG K.; TANG, O.; MELO, U. C.; CUI, X. Recent developments on inorganic polymers synthesis and applications. **Ceramics International**, v. 42, p. 15142 – 15159, 2016.
- LEONHARDT, F.; MÖNNING, E. Estructuras de hormigón armado, Tomo I: bases para el dimensionado de estructuras de hormigón armado. Editora El Ateneo, Buenos Aires, Argentina, 1993.

LERMEN, R.; REMONTTI, T.; SILVA, R.; Influência da quantidade de água na formação de eflorescência em geopolímeros a base de metacaulim. **Revista Matéria**. v.27. n. 04. 2022. ISSN 1517-7076. <https://doi.org/10.1590/1517-7076-RMAT-2022-0120>.

LEVY NETO, F.; PARDINI, L. C. Compósitos estruturais: ciência e tecnologia. São Paulo: Blucher, 2006.

LIMA, J. S. **Efeito da relação molar $\text{SiO}_2/\text{Al}_2\text{O}_3$ e das condições de cura nas propriedades de geopolímeros obtidos com silicato de cinza da casca de arroz**. Orientadora: Érika Pinto Marinho. 2018. 96 f. Dissertação (Mestre em Engenharia Civil e Ambiental), Universidade Federal de Pernambuco, Caruaru, 2018.

LIMA, N. W. B. **Resistência à tração de conectores do tipo pino com cabeça embutidos em elementos de concreto armado considerando efeito de borda e efeito de grupo**. (Dissertação de Mestrado), Publicação E.DM - 14A/19, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 153p. 2019.

LIMA, P. H. A. **Avaliação do concreto geopolimérico como substituto do concreto de cimento portland: resistência mecânica, resistência ao fogo e ACV**. Orientadora: Kelly Cristiane Gomes. 2021. 60 f. Dissertação (Mestrado em Energia Renováveis), Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa, 2021.

LOBÃO, L. M. M. **Taxa de armadura longitudinal mínima em vigas de concreto de resistência normal com fibras de aço**. Dissertação de mestrado. COPPE/UFRJ, 2005.

LOBO, F. A., **Estudo dos mecanismos de transferência de tensões de cisalhamento em concreto reforçado com fibras de aço: análise do intertravamento de agregados**. Dissertação de mestrado. Programa de Pós-graduação em Geotecnia, Estruturas e Construção Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2017.

LÖFGREN, I. **Fibre-reinforced concrete for Industrial Construction-a fracture mechanics approach to material testing and structural analysis**. PhD Thesis, Dep. of Civil and Environmental Engineering, Chalmers University of Technology, Göteborg, 2005.

LOPES, A; LOPES, S; FERNANDES, M. Time Evolution of the modulus of elasticity of Metakaolin- Based Geopolymer. **Applied Sciences**. Basel, Suíça, v.13, ed. 4, fev. 2023. <https://doi.org/10.3390/app13042179>.

LOPES, M.M. **Substituição parcial de armadura de flexão por fibras de aço em vigas de concreto**. Dissertação de mestrado. COPPE/UFRJ, 2005.

MACGREGOR, J.G., WIGHT, J.K. Reinforced concrete – Mechanics and design. 6a ed., Upper Saddle River, Ed. Prentice Hall, 2012.

MAJIDI, B. Geopolymer technology, from fundamentals to advanced applications: a review. **Materials technology**, v. 24, p. 79-87, 2009.

MARANGON, E. **Desenvolvimento e Caracterização de Concretos Auto-Adensáveis Reforçados com Fibras de Aço**. Dissertação de mestrado. UFRJ/COPPE. Rio de Janeiro. 2006.

MAZZA, S. C. **Estudo das propriedades mecânicas e da aderência entre argamassa de reparo geopolimérica e substrato de concreto com cimento Portland**. 2010. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental) – Escola Politécnica, Universidade Federal da Bahia, Salvador.

MEHTA, P.K.; MONTEIRO, P.J.M. **Concrete: Microstructure, Properties, and Materials**. McGraw-Hill Professional Publishing, 4th ed. 2013.

MEIRA, Magnus Thiago da Rocha. **Resistência à tração de pinos de ancoragem – Influência de borda, comprimento de aderência, posição e orientação do pino**. 168 p. Dissertação de mestrado em Engenharia Civil – Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2005.

METACAULIM DO BRASIL. **Ficha técnica**. 2023. Disponível em <<https://www.metacaulim.com.br/impermeabilizantes-metacaulim-hp-ultra.html>>. Acesso em: 22 set. 2023.

MODEL CODE 2010. CEB-FIP model code 2010 e final draft. Lausanne, Switzerland: Thomas Thelford; 2011.

Mohammed Salih Mohammed Mahal. **Fatigue behaviour of RC beams strengthened with CFRP**. Analytical and experimental investigations. Doctoral Thesis, March 2015. 138 pp. ISBN 978- 91-7583-234-0.

MORAES, Mario Henrique Moreira de. **Estudo de ligante geopolimérico obtido a partir de metacaulim e escória granulada de alto forno**. Orientador: Marcelo de Souza Picanço; Coorientador: Alisson Clay Rios da Silva. 2022. 100 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Pará, Instituto de Tecnologia, Belém, 2022. Disponível em: <https://repositorio.ufpa.br/jspui/handle/2011/15713>. Acesso em: 28 ago. 2023.

MORAES NETO, B.N. (2013). **Comportamento à Punção de Lajes Lisas em Concreto Reforçado com Fibras de Aço sob Carregamento Simétrico**. Tese de Doutorado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.TD-001A/13 Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 343 p.

NAAMAM, A. E. Engineered Steel Fibers with Optimal Properties for Reinforcement of Cement Composites. **Journal of Advanced Concrete Technology**. v.1, n.3, p. 241-252, novembro, 2003.

NAAMAN, A. E. Fiber Reinforcement for Concrete. *Concr Int Des Construct*, 1985.

NAGALIA, Gaurav, Yeonho Park, Ali Abolmaali, and Pranesh Aswath. "Compressive Strength and Microstructural Properties of Fly Ash–Based Geopolymer Concrete." **Journal of Materials in Civil Engineering** 28.12 (2016): 4016144. Web.

NAZARI, A.; SANJAYAN, J. G. (Editores) Handbook of Low Carbon Concrete. 1a. ed. Elsevier, 2017.

NILFOROUSH R.; NILSSON M.; ELFGREN L. Experimental evaluation of tensile behaviour of single cast-in-place anchor bolts in plain and steel fibre-reinforced normal- and high-strength concrete. **Engineering Structures**, V. 147, 2017, p. 195-206, ISSN 0141-0296, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.05.062>.

NITA, C. **Utilização de Pozolanas em Compósitos de Cimento Reforçados com Fibra de Celulose e PVA**. Dissertação de Mestrado da Escola Politécnica de São Paulo – SP, 128p., 2006.

NUNES, N. L. **Contribuição para a aplicação do concreto reforçado com fibras de aço em elementos de superfície restringidos**. 2006. Tese (Doutorado em Engenharia de Construção Civil) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006.

NZAMBI A. K. L. L., D. R. C. OLIVEIRA, A. M. OLIVEIRA, AND M. S. PICANÇO. 2021. Pull-out tests of ribbed steel reinforcing bars embedded in concrete with steel fibres. **Proc. Inst. Civ. Eng.** <https://doi.org/10.1680/jstbu.17.00180>.

OLIVEIRA, F.L. **Design-oriented constitutive model for steel fiber reinforced concrete. Tese de doutorado**. Universidade Politécnica de Catalunya. Departamento de Engenharia civil. Barcelona. 2010.

OZBOLT, J. e ELIGEHAUSEN, R. Fastening elements in concrete structures numerical simulatrons. Fracture and Damage of Concrete and Rock - FDCR-2, edited by H.P. Rossmanith, p.527-547, 1993.

OZBOLT, J.; ELIGEHAUSEN, R.; PERISKIC, G.; MAYER, U. 3D FE analysi s of anchor bolts with large embedment depths. **Engineering Fracture Mechanics** **74**, p.168–178, 2007.

OZBOLT, J.; ELIGEHAUSEN, R.; REINHARDT, H. W. Size effect on the concrete cone pull-out load, **International Journal of Fracture** **95**, p. 391-404. 1999.

OZER, I.; SOYER-UZUN, S. (2015) Relations between the structural characteristics and compressive strength in metakaolin based geopolymers with different molar Si/Al ratios. **Ceramic International**. 41: 10192–10198.

PALOMO, A., GRUTZECK, M.W., BLANCO, M.T., “Alkali-activated fly ashes: a cement for the future”, **Cement and Concrete Research**, v. 29, n. 8, pp. 1323–1329, 1999. doi: [http://dx.doi.org/10.1016/S0008-8846\(98\)00243-9](http://dx.doi.org/10.1016/S0008-8846(98)00243-9).

PATANKAR, S.V., JAMKAR, S.S., GHUGAL, Y.M., “Effect of water-to-geopolymer binder ratio on the production of fly ash based geopolymer concrete”, **International Journal of Advanced Technology in Civil Engineering**, v. 2, n. 1, pp. 79–83, 2013.

PELISSER, F. Concreto Gepolimérico: do cimento ao uso estrutural. São Paulo; **Revista Concreto & Construções**, ed. 105, p. 54-59, mar. 2022.

PELISSER, F.; SILVA, B.; MENDER, M. H.; FRASSON, B. J.; KELLER, T. A.; TORII, A. J.; LOPEZ, R. Structural analysis of composite metakaolin-based geopolymer concrete. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 11, n. 3, p. 535-543, 2018.

PENG ZHANG, YUANXUN ZHENG, KEJIN WANG, JINPING ZHANG. A review on properties of fresh and hardened geopolymer mortar, *Composites Part B: Engineering*, Volume 152, 2018, Pages 79-95, ISSN 1359-8368.
<https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2018.06.031>.

PETERMANN, J.C.; SAEED, A.; HAMMOND, M. I. "Alkali-Activated Geopolymers: A Literature Review," **Air Force Research Laboratory Materials and Manufacturing Directorate**, ed: Applied Research Associates Inc Panama City FL, 2010.

PINTO, A. T. **Introdução ao estudo dos geopolímeros**. Universidade De Trás Os-Montes E Alto Douro: Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro, 2006.

PINTO, A.T., **Sistemas ligantes obtidos por activação alcalina do metacaulino**. Tese de D.Sc., Universidade do Minho, Braga, 2004.

PIRES, E. F. C. **Propriedades de fratura e análise não-linear de vigas pré-moldadas de concreto geopolimérico: estudo comparativo**. 2015. 301f. Tese de doutorado em Engenharia Civil – Universidade Federal Fluminense, Niterói.

PROVIS, J. L. Geopolymers and other alkali activated materials: why, how, and what?. **Materials and Structures**, RILEM, v. 47, p. 11-25, 2014.

PROVIS, J.L., VAN DEVENTER, J. S. J. Alkali Activated Materials. 2014.
<http://www.springer.com/engineering/civil+engineering/book/978-94-007-7671-5>.

PROVIS, J.L.; VAN DEVENTER, J.S.J. (Editores) *Geopolymers: Structures, Processing, Properties and Industrial Applications*. 1ª. ed. Woodhead Publishing, 2009.

RANJBAR, N *et al.* Hardening evolution of geopolymers from setting to equilibrium: A review. **Cement and Concrete Composites**, v. 114, 2020.

RILEM TC 162-TDF (2002). Test and Design Methods for Steel Fibre Reinforced Concrete - Bending Test, Final Recommendation.

RODRÍGUEZ, E. D.; BERNAL, S. A.; PROVIS, J. L.; PAYA, J.; MONZO, J. M.; BORRACHERO, M. V. Effect of nanosilica-based activators on the performance of an alkaliactivated fly ash binder. **Cement & Concrete Composites**, v. 35, p. 1-11, 2013.

RYU G. S., LEE Y. B., KOH K. T., CHUNG, Y. S., The mechanical properties of fly ash-based geopolymer concrete with alkaline activators. **Construction and Building Materials**. v 47. 2013. p. 409-418. ISSN 0950-0618. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.05.069>.

SANTA, R. A. A. B. **Desenvolvimento de geopolímeros a partir de cinzas pesadas oriundas da queima do carvão mineral e metacaulim sintetizado a partir da indústria de papel**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Química). Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis. 2012.

SANTANA, P. F. M. **Análise numérica de ancoragens tipo conector com cabeça embutidos em membros de concreto armado sob tração.** (Dissertação de Mestrado), Publicação E.DM – 07ª/20, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 91p. 2020.

SANTOS, E. S. **Arrancamento de *Studs* embutidos em concreto geopolimérico.** Dissertação de Mestrado, Instituto de Tecnologia, Universidade Federal do Pará, Belém, Pará, Brasil, 2023.

SANTOS, S.P.F. **The Bending and Shear Behaviour of Laminar Structures of High Performance Fibre Reinforced Concrete.** Dissertação de mestrado, Escola de Engenharia, Departamento de Engenharia civil, Universidade do Minho, Guimarães, Portugal. 2009.

SARKER, P. A Constitutive model for fly ash-based geopolymer concrete. **ACEE Journal**. 2008; 1:113-20.

SAWADE, G. **A contribution to the behavior of concrete in tension.** Thesis in the preparation, Stuttgart University, 1992.

SEVERO, C.G.S., COSTA, D.L., BEZERRA, I.M.T., *et al.*, “Características, particularidades e princípios científicos dos materiais ativados alcalinamente”, **Revista Eletrônica de Materiais e Processos**, v. 8, n. 2, pp. 55–67, 2013.

SILVA, P. C. **Resistência à tração de diferentes tipos de ancoragens embutidas em elementos de concreto armado.** 2018. 128 f. Dissertação (Mestrado). Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Universidade de Brasília, Brasília, 2018.

SINDICATO NACIONAL DA INDÚSTRIA DO CIMENTO. **Relatório Anual 2021.** Disponível em: http://snic.org.br/assets/pdf/relatorio_anual/rel_anual_2021.pdf. Acesso em: 23 ago. 2023.

SINGH, B.; ISHWARYA, G.; GUPTA, M.; BHATTACHARYYA, S. K. Geopolymer concrete: A review of some recent developments. **Construction and Building Materials**, v. 85, p. 78-90, 2015.

SONG, F. **Steel Fiber Reinforced Concrete Under Concentrated Load.** Ph.D. thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Ruhr University Bochum, Germany. 2017.

STANDARDS AUSTRALIA COMMITTEE, AS 3850.1: 2015: Prefabricated concrete elements – General requirements, 2015, Standards Australia.

TCHAKOUTÉ, H.K.; RÜSCHER, C.H.; KONG, S.; RANJBAR, N. Synthesis of sodium waterglass from white rice husk ash as an activator to produce metakaolin-based geopolymer cements. **Journal of Building Engineering**, v. 6, p. 252-261, 2016a.

TCHAKOUTÉ, H.K.; RÜSCHER, C.H.; KONG, S.; KAMSEU, E.; LEONELLI, C. Geopolymer binders from metakaolin using sodium waterglass from waste glass and rice husk ash as alternative activators: A comparative study. **Construction and Building Materials**, v. 114, p.276–289, 2016b.

THOMAS, J.; RAMASWAMY, A. Mechanical Properties of Steel Fiber-Reinforced Concrete. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 19, pg. 385-392. May. 2007.

THOKCHOM, S., GHOSH, P., GHOSH, S., "Effect of water absorption, porosity and sorptivity on durability of geopolymer mortars", **Journal of Engineering and Applied Sciences**, v. 4, n. 7, pp. 28–32, 2009.

TIPPAYASAM, C.; BALYORE, P.; THAVORNITI, P.; KAMSEU, E.; LEONELLI, C.; CHINDAPRASIRT, P.; CHAYSUWAN, D. Potassium alkali concentration and heat treatment affected metakaolin-based geopolymer. **Construction and Building Materials**, v. 104, p. 293 – 297, 2016.

TOPARK-NGARM, PATTANAPONG, PRINYA CHINDAPRASIRT, AND VANCHAI SATA. "Setting Time, Strength, and Bond of High-Calcium Fly Ash Geopolymer Concrete." **Journal of Materials in Civil Engineering** 27.7 (2015): 4014198. Web

TÓTH, M.; BOKOR, B.; SHARMA, A. Anchorage in steel fiber reinforced concrete – concept, experimental evidence and design recommendations for concrete cone and concrete edge breakout failure modes. **Engineering Structures**, V. 181, 2019, p. 60-75, ISSN 0141-0296, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.12.007>.

UNIPAR CARBOCLORO. **Ficha técnica**. 2023. Disponível em <<https://unipar.com/soda-caustica-anidra/>>. Acesso em: 22 set. 2023.

VANDEWALLE, L. **Fibe reinforced concrete, a state-of-art: material characterization and calculation methods**. Leuven, Belgium: Kathoieke universiteit Leuve, 2012. 46 p.

VOTORANTIM CIMENTOS. CN Tower, o segundo edifício mais alto do mundo. 2022. Disponível em < <https://www.votorantimcimentos.com.br/obras-realizadas/cn-tower-o-segundo-edificio-mais-alto-do-mundo/>>. Acesso em: 22 set. 2023

WANG, X.; ZHANG, S.; WANG, C.; CAO, K.; WEI, P.; WANG, J. Effect of steel fibers on the compressive and splitting-tensile behaviors of cellular concrete with millimeter size pores. **Constr Build Mater**, v. 221, p 60-73. 2019.

XU, H. **Geopolymerisation of aluminosilicate minerals. Melbourne**: Tese - Department of Chemical Engineering, The University of Melbourne, 2002. 270 p.

XU, H.; VAN DEVENTER, J. S. J. The geopolymerisation of alumino-silicate minerals. **Int. J. Miner. Process**. v. 59, 247–266, 2000

YUN-MING, L.; CHENG-YONG, H.; AL BAKRI, M. M.; HUSSIN, K. Structure and properties of clay-based geopolymer cements: A review. **Progress in Materials Science**, n. 83, p. 595-629, 2016.

YOO, D.; YOON, Y.; BANTHIA, N. Flexural Response of Steel-Fiber-Reinforced Concrete Beams: Effects of Strength, Fiber Content, and Strain-Rate. **Cement and Concrete Composites**, v. 64, p. 84-92, out, 2015.

ZHANG, M.; ZHAO, M.; ZHANG, G.; MANN, D.; LUMSDEN, K.; TAO, M. Durability of red mud-fly ash based geopolymer and leaching behavior of heavy metals in sulfuric acid solutions and deionized water. **Construction and Building Materials**, v. 124, p. 372-382, 2016.