

# UFPA

**PPGEC**

## Universidade Federal do Pará

---



Raquel Oliveira Crisóstomo de Souza

### **Análise Estrutural de Vigas de Concreto Geopolimérico à Base de Metacaulim ao Cisalhamento**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO**

Instituto de Tecnologia  
Programa de Pós-Graduação em  
Engenharia Civil

Dissertação orientada pelo Professor Dênio Ramam  
Carvalho de Oliveira.

Belém – Pará – Brasil  
2024



**Raquel Oliveira Crisóstomo de Souza**

**Análise Estrutural de Vigas de Concreto Geopolimérico à Base de  
Metacaulim ao Cisalhamento**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Pará como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil julgada pela comissão examinadora seguinte.

Prof. Dr. Dênio Ramam Carvalho de Oliveira  
Orientador  
Universidade Federal do Pará – UFPA

Prof. Dr. Marcelo de Souza Picanço  
Examinador Interno  
Universidade Federal do Pará – UFPA

Prof. Dr. José Neres da Silva Filho  
Examinador Externo  
Universidade Federal do Rio Grande do Norte – UFRN

Dr. João Carlos Lisboa de Lima  
Examinador Interno  
Universidade Federal do Pará – UFPA

Belém, dezembro de 2024



## ANÁLISE ESTRUTURAL DE VIGAS DE CONCRETO GEOPOLIMÉRICO À BASE DE METACULIM AO CISALHAMENTO

AUTORA:

**RAQUEL OLIVEIRA CRISÓSTOMO DE SOUZA**

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 MESTRA EM ENGENHARIA CIVIL NA  
ÁREA DE ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL.

APROVADO EM: 10 / 12 / 2024.



Documento assinado digitalmente

**DÊNIO RAMAM CARVALHO DE OLIVEIRA**

Data: 08/01/2025 11:51:06-0300

Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

BANCA EXAMINADORA:

Prof. Dr. Dênio Ramam Carvalho de Oliveira

Documento assinado digitalmente



**JOSÉ NERES DA SILVA FILHO**

Data: 07/01/2025 16:00:21-0300

Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Prof. Dr. José Neres da Silva Filho

Membro Externo (UFRN)

Documento assinado digitalmente



**JOÃO CARLOS LISBOA DE LIMA**

Data: 08/01/2025 10:42:01-0300

Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Eng. Dr. João Carlos Lisboa de Lima

Membro Externo (UFPA)

Documento assinado digitalmente



**MARCELO DE SOUZA PICANÇO**

Data: 07/01/2025 15:27:59-0300

Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Prof. Dr. Marcelo de Souza Picanço

Membro Interno (UFPA)

Visto:

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

**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)**

---

S719a Souza, Raquel Oliveira Crisóstomo de.  
Análise Estrutural de Vigas de Concreto Geopolimérico à  
Base de Metacaulim ao Cisalhamento / Raquel Oliveira  
Crisóstomo de Souza. — 2024.  
xix, 91 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. Cisalhamento. 2. Concreto geopolimérico. 3.  
Vigas. 4. Metacaulim. 5. Análise experimental. I. Título.

CDD 624

---

*A Deus, por Sua graça imerecida; ao meu esposo, por sua devoção; aos meus três amores — meu pai, minha mãe e minha irmã — por serem minha maior bênção; e ao meu sobrinho Azael, que espero ansiosamente conhecer em breve.*

## **AGRADECIMENTOS**

Gostaria de expressar minha gratidão ao meu orientador, Professor Dr. Dênio Ramam, pela oportunidade, pela paciência e pelo brilhantismo que sempre demonstrou. Seu exemplo de professor foi fundamental para meu amadurecimento e desenvolvimento acadêmico. Sou grata a todos os professores do PPGECC que, com seu conhecimento e dedicação, me ensinaram e inspiraram ao longo dessa jornada.

Ao meu esposo, Matheus Roberto, que embarcou nessa jornada comigo, estudando juntos e me incentivando. Sua presença ao meu lado foi uma grande motivação.

Aos colegas do GAEMA, em especial a Eloísa Azevedo e Vander Melo, meu profundo agradecimento pelo esforço conjunto e dedicação. Às diversas trocas de experiências e apoio, que sempre estiveram presentes, contribuindo de maneira significativa para o sucesso desta pesquisa.

Por fim, agradeço ao CNPq e à CAPES pelo apoio financeiro fundamental para a realização desta pesquisa, bem como para tantas outras pesquisas no país. Sem o apoio dessas instituições, muitas das conquistas acadêmicas não seriam possíveis.

A todos que contribuíram de alguma forma para a realização deste trabalho, meu sincero agradecimento.

*“O temor do Senhor é o princípio da sabedoria, e o conhecimento do Santo é entendimento”.*

*(Provérbios 9:10)*

## RESUMO

SOUZA, R. O. C. (2024). **Análise Estrutural de Vigas de Concreto Geopolimérico à Base de Metacaulim ao Cisalhamento**. Dissertação de Mestrado. Instituto de Tecnologia, Universidade Federal do Pará, Belém, Pará, Brasil. 2024.

O concreto geopolimérico surge como uma alternativa técnica ao concreto convencional com cimento Portland, devido sua menor emissão de dióxido de carbono, apresentando boa aderência com o aço, alta durabilidade e um grande potencial de aplicação no desenvolvimento de novos produtos para engenharia estrutural. O metacaulim foi escolhido como fonte de sílica devido à sua ampla disponibilidade no país e sua capacidade de fortalecer a matriz do material. O objetivo principal desta pesquisa foi avaliar o desempenho estrutural de vigas de concreto geopolimérico à base de metacaulim, com ênfase na resistência ao cisalhamento, em comparação com o concreto convencional. Foram conduzidos ensaios experimentais em vigas de concreto geopolimérico, variando a taxa de armadura transversal. Os resultados, obtidos a partir da ruptura das vigas por cisalhamento, foram analisados e comparados com as previsões fornecidas pelas normas NBR 6118 (ABNT, 2023), ACI 318 (2019) e EUROCODE 2 (EC2, 2023). A análise revelou que as vigas de concreto geopolimérico apresentaram maior deformabilidade e capacidade de redistribuição de tensões, permitindo uma maior absorção de energia antes da falha. Com uma capacidade de carga média 39% superior à do concreto convencional, o concreto geopolimérico apresenta grande potencial para substituir o concreto convencional em elementos estruturais, oferecendo uma alternativa sustentável que contribui para a redução de impactos ambientais na construção civil. O estudo também sugere a necessidade de ajustes nas metodologias normativas atuais, especialmente no que diz respeito ao concreto geopolimérico, dadas as diferenças significativas observadas entre os valores experimentais e as estimativas fornecidas pelas normas vigentes.

**Palavras-chaves:** Cisalhamento; Concreto Armado, Viga, Concreto Geopolimérico; Metacaulim; Análise experimental.



## ABSTRACT

SOUZA, R. O. C. (2024). **Structural Analysis of Metakaolin-Based Geopolymer Concrete Beams at Shear**. Master's Qualification. Institute of Technology, Federal University of Pará, Belém, Pará, Brazil. 2024.

Geopolymer concrete emerges as a technical alternative to conventional concrete with Portland cement, due to its lower carbon dioxide emissions, good adhesion to steel, high durability, and great potential for application in the development of new products for structural engineering. Metakaolin was chosen as the silica source due to its wide availability in the country and its ability to strengthen the material matrix. The main objective of this research was to evaluate the structural performance of metakaolin-based geopolymer concrete beams, with an emphasis on shear resistance, in comparison with conventional concrete. Experimental tests were conducted on geopolymer concrete beams, varying the transverse reinforcement ratio. The results, obtained from the shear failure of the beams, were analyzed and compared with the predictions provided by the standards NBR 6118 (ABNT, 2023), ACI 318 (2019), and EUROCODE 2 (EC2, 2023). The analysis revealed that the geopolymer concrete beams exhibited higher deformability and better stress redistribution capacity, allowing for greater energy absorption before failure. With an average load capacity 39% higher than conventional concrete, geopolymer concrete shows great potential to replace conventional concrete in structural elements, offering a sustainable alternative that contributes to reducing environmental impacts in the construction industry. The study also suggests the need for adjustments in current normative methodologies, especially regarding geopolymer concrete, given the significant differences observed between the experimental values and the estimates provided by the current standards.

**Keywords:** Bending stress; Reinforced Concrete; Beam; Geopolymeric Concrete; Metakaolin; Experimental analysis.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Modelo gráfico de ativação alcalina de geopolímeros (Duxson <i>et al.</i> , 2007) .....	6
Figura 2.2 – Microestrutura da caulinita, Saad <i>et al.</i> (2019).....	8
Figura 2.3 – Microestrutura do metacaulim, Andrades <i>et al.</i> (2020).....	9
Figura 2.4 – Trajetória das tensões principais em viga retangular homogênea – Estádio I .....	13
Figura 2.5 – Modelo de treliça para uma viga .....	14
Figura 2.6 – Analogia da treliça clássica de Mörsch .....	14
Figura 2.7 – Analogia da treliça generalizada de Mörsch.....	17
Figura 2.8 – Transferência de esforços pós fissuração.....	19
Figura 2.9 – Ruptura por força cortante-tração .....	21
Figura 2.10 – Ruptura por força cortante-flexão.....	21
Figura 2.11 – Ruptura por esmagamento da biela .....	22
Figura 2.12 – Representação das vigas do Grupo 1 de Ahmed & Lotfy (2017) .....	27
Figura 2.13 – Representação das vigas do Grupo 2 de Ahmed & Lotfy (2017) .....	28
Figura 2.14 – Representação das vigas do Grupo 3 de Ahmed & Lotfy (2017) .....	29
Figura 2.15 – Configuração do ensaio com carga aplicada em dois pontos, Ahmed & Lotfy (2017) .....	30
Figura 2.16 – Padrão de fissuras Grupo 1, Ahmed & Lotfy (2017).....	30
Figura 2.17 – Padrão de fissuras Grupo 2, Ahmed & Lotfy (2017).....	30
Figura 2.18 – Padrão de fissuras Grupo 3, Ahmed & Lotfy (2017).....	31
Figura 2.19 – Representação da seção transversal das vigas de Ambily <i>et al.</i> (2012) .....	32
Figura 2.20 – Representação das seções longitudinais das vigas de Ambily <i>et al.</i> (2012).....	33
Figura 2.21 – Configuração do ensaio com carga aplicada em dois pontos, Ambily <i>et al.</i> (2012) .....	33
Figura 2.22 – Padrões de fissuras e modos de falha, Ambily <i>et al.</i> (2012) .....	34
Figura 2.23 – Representação das vigas de Pires <i>et al.</i> (2018).....	35
Figura 2.24 – Configuração do ensaio com carga aplicada em três pontos, Pires <i>et al.</i> (2018) .....	36

Figura 2.25 – Padrões de fissuração para as vigas C25 e armadura de $\varnothing 8,0$ mm, Pires <i>et al.</i> (2018) .....	36
Figura 2.26 – Padrões de fissuração para as vigas C25 e armadura de $\varnothing 12,5$ mm, Pires <i>et al.</i> (2018) .....	36
Figura 2.27 – Padrões de fissuração para as vigas C40 e armadura de $\varnothing 8,0$ mm, Pires <i>et al.</i> (2018) .....	37
Figura 2.28 – Padrões de fissuração para as vigas C40 e armadura de $\varnothing 12,5$ mm, Pires <i>et al.</i> (2018) .....	37
Figura 2.29 – Representação das vigas de Pelisser <i>et al.</i> (2018) .....	38
Figura 2.30 – Configuração do ensaio com carga aplicada em dois pontos, Pelisser <i>et al.</i> (2018) .....	39
Figura 2.31 – Estado da viga com concreto geopolimérico após o experimento, Pelisser <i>et al.</i> (2018) .....	39
Figura 2.32 – Estado da viga com concreto de cimento Portland após o experimento, Pelisser <i>et al.</i> (2018) .....	39
Figura 2.33 – Esquema das vigas ao ensaio de flexão (Eisa <i>et al.</i> , 2022) .....	40
Figura 2.34 – Configuração do ensaio da viga, Eisa <i>et al.</i> (2022) .....	41
Figura 2.35 – Modo de ruptura das vigas de concreto convencional, Eisa <i>et al.</i> (2022) .....	41
Figura 2.36 – Modo de ruptura das vigas de concreto geopolimérico, Eisa <i>et al.</i> (2022) .....	42
Figura 2.37 – Dimensões das lajes (Azevedo, 2023) .....	43
Figura 2.38 – Estado da laje após o ensaio (Azevedo, 2023) .....	43
Figura 3.1 – Seção transversal das vigas com friso (a) e sem friso (b) .....	46
Figura 3.2 – Seção longitudinal das vigas V <sub>CG1</sub> e V <sub>CC1</sub> .....	47
Figura 3.3 – Seção longitudinal das vigas V <sub>CG2</sub> e V <sub>CC2</sub> .....	47
Figura 3.4 – Separação de materiais .....	49
Figura 3.5 – Armadura da Viga V <sub>CC1</sub> .....	49
Figura 3.6 – Armadura da Viga V <sub>CG1</sub> .....	50
Figura 3.7 – Armadura da Viga V <sub>CC2</sub> .....	50
Figura 3.8 – Armadura da Viga V <sub>CG2</sub> .....	50
Figura 3.9 – Formas das vigas .....	50
Figura 3.10 – Formas com as armações das vigas .....	51
Figura 3.11 – Vigas concretadas .....	51

Figura 3.12 – Corpos de prova moldados .....	52
Figura 3.13 – Ensaio de compressão axial .....	53
Figura 3.14 – Ensaio de compressão diametral .....	53
Figura 3.15 – Ensaio de módulo de elasticidade.....	54
Figura 3.16 – Abatimento de tronco de cone.....	55
Figura 3.17 – Seção monitorada durante os ensaios .....	56
Figura 3.18 – Extensômetros nas armaduras transversal e longitudinal .....	57
Figura 3.19 – Extensômetro no concreto .....	57
Figura 3.20 – Esquema de ensaio – vista frontal .....	59
Figura 3.21 – Esquema de ensaio – vista lateral.....	59
Figura 3.22 – Sistema de ensaio.....	60
Figura 3.23 – Diagrama de esforço cortante e momento fletor .....	60
Figura 4.1 – Diagrama carga – deslocamento no meio do vão ( $V_{CC1}$ e $V_{CG1}$ ) .....	64
Figura 4.2 – Diagrama carga – deslocamento no ponto de aplicação da carga ( $V_{CC1}$ e $V_{CG1}$ ).....	64
Figura 4.3 – Diagrama carga – deslocamento no meio do vão ( $V_{CC2}$ e $V_{CG2}$ ) .....	65
Figura 4.4 – Diagrama carga – deslocamento no ponto de aplicação da carga ( $V_{CC2}$ e $V_{CG2}$ ).....	65
Figura 4.5 – Diagrama carga – deformação do concreto ( $V_{CC1}$ e $V_{CG1}$ ) .....	67
Figura 4.6 – Diagrama carga – deformação do concreto ( $V_{CC2}$ e $V_{CG2}$ ) .....	68
Figura 4.7 – Diagrama carga – deformação da armadura longitudinal ( $V_{CC1}$ e $V_{CG1}$ ) .....	69
Figura 4.8 – Diagrama carga – deformação da armadura longitudinal ( $V_{CC2}$ e $V_{CG2}$ ) .....	69
Figura 4.9 – Diagrama carga – deformação da armadura transversal ( $V_{CC1}$ e $V_{CG1}$ ).....	71
Figura 4.10 – Diagrama carga – deformação da armadura transversal ( $V_{CC2}$ e $V_{CG2}$ ) .....	71
Figura 4.11 – Estado da viga $V_{CC1}$ após o experimento .....	73
Figura 4.12 – Estado da viga $V_{CG1}$ após o experimento .....	73
Figura 4.13 – Estado da viga $V_{CC2}$ após o experimento .....	73
Figura 4.14 – Estado da viga $V_{CG2}$ após o experimento .....	74
Figura 4.15 – Mapa de fissuração $V_{CC1}$ .....	75
Figura 4.16 – Mapa de fissuração $V_{CG1}$ .....	75
Figura 4.17 – Mapa de fissuração $V_{CC2}$ .....	75

Figura 4.18 – Mapa de fissuração $V_{CG2}$ .....	75
Figura 5.1 – Resultados experimentais e estimados das cargas últimas .....	79

## LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Características das vigas ensaiadas .....	45
Tabela 3.2 – Materiais constituintes e consumo do concreto convencional .....	49
Tabela 3.3 – Materiais constituintes e consumo do concreto geopolimérico.....	49
Tabela 3.4 – Esforços característicos e resistentes das vigas .....	61
Tabela 4.1 – Propriedades mecânicas do concreto .....	62
Tabela 4.2 – Propriedades mecânicas do aço .....	64
Tabela 4.3 – Carga última e modo de ruptura .....	77
Tabela 5.1 – Resultado e estimativas das cargas últimas.....	78
Tabela 5.2 – Razão entre os resultados experimentais e as estimativas .....	79

## LISTA DE ABREVIações

$\alpha$	ângulo de inclinação do tirante em relação ao eixo longitudinal da viga
$\alpha_{cw}$	fator de redução
$A_s$	área da armadura longitudinal
$A_{sw}$	área da armadura transversal
$b_w$	largura da viga
$\cos$	cosseno
$\cotg$	cotangente
$d$	altura útil
$E_c$	módulo de elasticidade do concreto
$E_s$	módulo de elasticidade do aço
$f_c$	resistência do concreto à compressão
$f_{ct}$	resistência do concreto à tração
$f_{ys}$	resistência ao escoamento do aço
$h$	altura
$L$	comprimento
$P_{cr}$	carga crítica
$R_{bc}$	força resultante do banzo comprimido
$R_{bt}$	força resultante do banzo tracionado
$R_{dc}$	força resultante da diagonal comprimida
$R_{dt}$	força resultante da diagonal tracionada
$s$	espaçamento entre tirantes espaçamento da armadura transversal
$s_c$	zona de influência da biela
$\sen$	seno
$V$	esforço cortante
$V_{ACI}$	carga de ruptura por força cortante estimada pela ACI318 (2019)
$V_c$	parcela da força cortante resistente do concreto ao modelo de treliça
$V_{EC2}$	carga de ruptura por força cortante estimada pela EUROCODE (EC2, 2023)
$V_{Ed}$	força cortante máxima devido o Estado Limite Último
$V_{Ef}$	força cortante máxima na face do apoio
$V_{NBR}$	carga de ruptura por força cortante estimada pela NBR 6118 (ABNT, 2023)
$V_{Rd,max}$	força cortante máxima que pode ser resistida pela seção

$V_{Rd2}$	força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto
$V_{Rd3}$	força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal
$V_{sd}$	força cortante solicitante de cálculo
$V_{sw}$	parcela da força resistente do estribo ao modelo de treliça.
$V_u$	carga última de cisalhamento
$z$	braço de alavanca
	deformação específica de escoamento do aço
$\rho_l$	taxa de armadura longitudinal
$\sigma_{dc}$	tensão aplicada em uma diagonal comprimida
$\sigma_{sw}$	tensão de tração da armadura transversal
$\theta$	ângulo de inclinação da biela em relação ao eixo longitudinal da viga
$\emptyset$	diâmetro da barra da armadura



## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
1.1	JUSTIFICATIVA.....	2
1.2	OBJETIVOS .....	3
1.2.1	<b>Objetivo Geral .....</b>	<b>3</b>
1.2.2	<b>Objetivos Específicos .....</b>	<b>3</b>
1.3	ESTRUTURA DO TRABALHO.....	4
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>6</b>
2.1	CONCRETO GEOPOLIMÉRICO .....	6
2.1.1	<b>Metacaulim .....</b>	<b>7</b>
2.1.2	<b>Ativadores .....</b>	<b>9</b>
2.1.3	<b>Características Físicas e Químicas .....</b>	<b>10</b>
2.1.3.1	<i>Trabalhabilidade .....</i>	<i>10</i>
2.1.3.2	<i>Resistência Mecânica .....</i>	<i>11</i>
2.1.3.3	<i>Módulo de Elasticidade.....</i>	<i>12</i>
2.2	CISALHAMENTO EM VIGAS .....	12
2.2.1	<b>Treliça Clássica de Ritter e Mörsch .....</b>	<b>13</b>
2.2.2	<b>Treliça Generalizada .....</b>	<b>16</b>
2.2.3	<b>Mecanismos de transferência de esforços cortantes .....</b>	<b>18</b>
2.2.3.1	<i>Engrenamento de Agregados.....</i>	<i>19</i>
2.2.3.2	<i>Efeito de Pino .....</i>	<i>19</i>
2.2.3.3	<i>Efeito de Arco .....</i>	<i>20</i>
2.2.4	<b>Tipos de ruptura por força cortante.....</b>	<b>20</b>
2.2.4.1	<i>Ruptura por Força Cortante-Tração.....</i>	<i>20</i>
2.2.4.2	<i>Ruptura por Força Cortante-Flexão .....</i>	<i>21</i>
2.2.4.3	<i>Ruptura por Esmagamento da Biela.....</i>	<i>21</i>
2.3	PRESCRIÇÕES NORMATIVAS .....	22
2.3.1	<b>NBR 6118 (ABNT, 2023).....</b>	<b>22</b>
2.3.1.1	<i>Modelo I.....</i>	<i>23</i>
2.3.1.2	<i>Modelo II.....</i>	<i>24</i>
2.3.2	<b>ACI 318 (2019) .....</b>	<b>24</b>
2.3.3	<b>EUROCODE 2 (EC2, 2023).....</b>	<b>25</b>

2.4	PESQUISAS SOBRE COMPORTAMENTO ESTRUTURAL EM VIGAS DE CONCRETO GEOPOLIMÉRICO .....	26
2.4.1	Ahmed & Lotfy (2017) .....	26
2.4.2	Ambily <i>et al.</i> (2012) .....	32
2.4.3	Pires <i>et al.</i> (2018) .....	35
2.4.4	Pelisser <i>et al.</i> (2018) .....	38
2.4.5	Eisa <i>et al.</i> (2022) .....	40
2.4.6	Azevedo (2023) .....	42
3	<b>MATERIAIS E MÉTODOS .....</b>	<b>45</b>
3.1	CARACTERÍSTICAS DAS VIGAS .....	45
3.2	CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS .....	48
3.2.1	<b>Concreto geopolímero e convencional .....</b>	<b>48</b>
3.2.1.1	<i>Dosagem .....</i>	<i>48</i>
3.2.1.2	<i>Ensaio de propriedades mecânicas dos materiais .....</i>	<i>51</i>
3.2.2	<b>Armadura .....</b>	<b>55</b>
3.3	INSTRUMENTAÇÃO .....	55
3.4	SISTEMA DE ENSAIO .....	58
3.5	CAPACIDADE DE CARGA PREVISTA .....	61
4	<b>RESULTADOS EXPERIMENTAIS .....</b>	<b>62</b>
4.1	PROPRIEDADES DOS MATERIAIS .....	62
4.1.1	<b>Concreto .....</b>	<b>62</b>
4.1.2	<b>Aço .....</b>	<b>63</b>
4.2	DESLOCAMENTOS VERTICAIS DAS VIGAS .....	64
4.3	DEFORMAÇÕES .....	67
4.3.1	<b>Concreto .....</b>	<b>67</b>
4.3.2	<b>Armadura longitudinal .....</b>	<b>68</b>
4.3.3	<b>Armadura transversal .....</b>	<b>70</b>
4.4	MODO DE RUPTURA E FISSURAÇÃO .....	72
4.4.1	<b>Crítérios para determinação do modo de ruptura .....</b>	<b>76</b>
4.4.2	<b>Resultados .....</b>	<b>76</b>
5	<b>ANÁLISE DOS RESULTADOS .....</b>	<b>78</b>
5.1	ESTADO LIMITE ÚLTIMO (ELU) .....	78
5.2	ESTADO LIMITE DE SERVIÇO (ELS) .....	81
6	<b>CONCLUSÕES .....</b>	<b>82</b>

6.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS .....	82
6.2	RESULTADOS EXPERIMENTAIS.....	82
6.3	RESULTADOS TEÓRICOS .....	83
6.4	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....	84
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>86</b>

## 1 INTRODUÇÃO

O cimento Portland é o tipo de cimento mais consumido no mundo devido sua disponibilidade, versatilidade, baixo custo e performance estrutural (ZHANG *et al.*, 2014). No entanto, sua produção tem um impacto ambiental significativo. Estimativas indicam que, em 2050, este material, que atualmente responde por 8% da emissão mundial de poluentes, poderá ser responsável por até 25% de todo lançamento de CO<sub>2</sub> para a atmosfera (INTERNATIONAL ENERGY AGENCY, 2017). Como resultado, a WMO Greenhouse Gas Bulletin considera a produção de cimento insustentável devido à elevada emissão de gases de efeito estufa (WMO, 2020).

O estudo realizado por Meyrelles *et al.* (2024) avaliou o ciclo de vida de concretos geopoliméricos, comparando-os com concretos convencionais em termos de emissões de CO<sub>2</sub>. Os resultados indicaram que o uso de concreto geopolimérico pode reduzir até 60% das emissões de dióxido de carbono em comparação ao concreto tradicional à base de cimento Portland. Esse estudo destaca a viabilidade ambiental do concreto geopolimérico como uma alternativa sustentável para a construção civil, especialmente devido à sua capacidade de reduzir o impacto ambiental da indústria da construção. A pesquisa sugere que, ao substituir o concreto convencional por geopolímero, é possível não só melhorar o desempenho estrutural, mas também contribuir significativamente para a mitigação das mudanças climáticas, alinhando-se com as metas globais de redução das emissões de gases de efeito estufa. Esses polímeros inorgânicos oferecem diversas vantagens sobre o CCP, como alta resistência mecânica, rápido ganho de resistência durante a cura, a resistência a ataques de cloretos e sulfatos, a capacidade de suportar ciclos de gelo-degelo e estabilidade estrutural sob altas temperaturas (AZEVEDO *et al.*, 2017).

A primeira introdução ao estudo dos geopolímeros como material de construção foi realizada por Davidovits (1989), que utilizou o termo “geopolímeros” para descrever uma família de aglomerantes minerais semelhantes às zeólitas artificiais. Ele propôs que um líquido alcalino poderia reagir com silício e alumínio presentes em materiais de origem geológica, como a caulinita e argilas, ou em subprodutos industriais, como cinza volante, sílica ativa, escória, cinza de casca de arroz e lama vermelha. Essa reação, denominada polimerização, resulta na formação de uma matriz polimérica tridimensional, que confere alta resistência ao material.

Embora muitas vezes confundidos como aglomerantes aluminossilicatos álcali-ativados (AAMs), os geopolímeros se distinguem pela formação de uma estrutura polimérica estável e tridimensional, enquanto os AAMs dependem de uma ativação de curto prazo, formando monômeros instáveis (SILVA, 2006). Apesar de ambos apresentarem alta resistência, os AAMs têm menor durabilidade quando comparados aos geopolímeros (GEOPOLYMER INSTITUTE, 2017).

Aluminossilicatos compõem cerca de 75% da parte sólida inorgânica da superfície terrestre, presente na maioria das rochas e dos solos que resultam da desagregação física e química das rochas, o que torna a matéria-prima abundante para a produção desse material. E, no estudo desenvolvido em materiais geopoliméricos, o caulim (minério composto de silicatos hidratados de alumínio) é um insumo para produção da principal matéria-prima do geopolímero, o metacaulim (SILVA, 2006).

A resistência ao cisalhamento é uma importante propriedade para materiais estruturais, pois influencia diretamente a capacidade de uma viga resistir a forças cortantes. Em vigas de concreto armado, essa resistência é proporcionada pela aderência entre o concreto e as barras de aço. Portanto, o dimensionamento adequado das vigas, levando em consideração o cisalhamento, é essencial para garantir a segurança estrutural e a capacidade de carga. Isso envolve a determinação das tensões de cisalhamento máximas ao longo da viga e o dimensionamento das seções transversais e reforços necessários para resistir a essas tensões.

Considerando os inúmeros benefícios dos geopolímeros, como a menor emissão de carbono, maior durabilidade, reaproveitamento de resíduos industriais e alta resistência, o desenvolvimento de CGP e sua aplicação em elementos estruturais representam um campo de pesquisa altamente promissor. Assim, para que os geopolímeros sejam efetivamente utilizados na construção civil, é essencial compreender o comportamento estrutural de elementos em concreto armado que utilizam esse ligante.

## 1.1 JUSTIFICATIVA

Os geopolímeros representam uma alternativa sustentável ao cimento Portland, pois emitem significativamente menos CO<sub>2</sub>, uma vez que requerem o uso de clínquer em

sua formação. Isso os posiciona como um potencial substituto para o concreto convencional. Diante dessa vantagem ambiental, torna-se de grande importância o estudo do comportamento de concreto geopolimérico. Este trabalho, em particular, se concentrará na análise da resistência ao cisalhamento em vigas de concreto geopolimérico à base de metacaulim reforçadas com aço.

De acordo com o Departamento Nacional de Produção Mineral (2001), as reservas mundiais de caulim são abundantes, totalizando cerca de 14,2 bilhões de toneladas, com o Brasil possuindo aproximadamente 28% desse total. Em 2000, as reservas brasileiras de caulim foram estimadas em 4 bilhões de toneladas, das quais 2,2 bilhões são medidas. Os Estados do Amazonas, Pará e Amapá concentram 63,4%, 18,9% e 8,9%, respectivamente, das reservas nacionais. Isso demonstra que o Brasil possui uma fonte abundante de matéria-prima para a produção de geopolímeros, reforçando a relevância do estudo deste material no contexto nacional.

Falhas de cisalhamento em estruturas são abruptas e inesperadas, tornando essencial um conhecimento profundo dos diferentes modos de falhas e dos mecanismos envolvidos para que possam ser prevenidas. Contudo, há uma carência de investigações relatadas sobre o comportamento ao cisalhamento de vigas de concreto armado utilizando geopolímeros à base de metacaulim. A fim de contribuir para o avanço do conhecimento nessa área, este trabalho tem como objetivo identificar se as propriedades do cimento geopolimérico podem melhorar o desempenho estrutural de vigas de concreto armado, especialmente em relação à sua resistência ao cisalhamento.

## **1.2 OBJETIVOS**

### **1.2.1 Objetivo Geral**

- Avaliar se as propriedades do cimento geopolimérico à base de metacaulim contribuem para o desempenho estrutural de vigas de concreto armado, especificamente em relação à resistência ao cisalhamento.

### **1.2.2 Objetivos Específicos**

- Estudar experimentalmente o comportamento de vigas de concreto geopolimérico à base de metacaulim armado, submetidas ao cisalhamento.
- Comparar os resultados obtidos com as estimativas de resistência fornecidas pelas normas vigentes.
- Verificar a aplicabilidade das normas para o concreto comum ao concreto geopolimérico no contexto de vigas submetidas ao cisalhamento.

### 1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho está estruturado em seis capítulos, conforme descrito a seguir:

- Capítulo 1 - Introdução: Apresenta a contextualização do tema, justificativa para o estudo, os objetivos geral e específicos, e a estrutura do trabalho. Este capítulo busca fornecer uma visão geral sobre a relevância do concreto geopolimérico no contexto da engenharia estrutural.
- Capítulo 2 - Revisão Bibliográfica: Reúne o embasamento teórico sobre o concreto geopolimérico e a resistência ao cisalhamento em vigas de concreto armado. São abordadas as principais pesquisas realizadas na área, assim como as disposições normativas da NBR 6118 (ABNT, 2023), ACI 318 (2019) e EUROCODE 2 (EC2, 2023). Este capítulo visa fornecer o suporte teórico necessário para a análise experimental e comparativa dos resultados.
- Capítulo 3 - Materiais e Métodos: Detalha a metodologia utilizada nos ensaios experimentais, abrangendo a caracterização dos materiais, procedimentos de ensaio e instrumentação. Apresenta-se a configuração do experimento, as especificações dos materiais testados, além dos procedimentos para a análise dos deslocamentos e deformações.
- Capítulo 4 - Resultados Experimentais: Descreve os resultados experimentais obtidos nos ensaios de cisalhamento, com foco no desempenho das vigas de concreto geopolimérico em comparação às de concreto convencional. São discutidos os deslocamentos, deformações, e o modo de ruptura das vigas, relacionando os resultados com as previsões normativas e a literatura.
- Capítulo 5 – Análises dos Resultados: Compara os resultados experimentais com as previsões fornecidas pelas normas NBR 6118 (ABNT, 2023), ACI 318 (2019) e EUROCODE 2 (EC2, 2023). Discute-se a adequação de cada modelo

normativo para o concreto geopolimérico, destacando-se a necessidade de ajustes normativos específicos para esse material.

- Capítulo 6 - Conclusões: Apresenta as principais conclusões do trabalho, destacando as contribuições do concreto geopolimérico à base de metacaulim para o desempenho estrutural de vigas submetidas ao cisalhamento. Também são propostas sugestões para estudos futuros, incluindo a necessidade de maior investigação experimental.



## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 CONCRETO GEOPOLIMÉRICO

De acordo com Duxson *et al.* (2007), o CGP é um polímero inorgânico produzido a partir de subprodutos agrícolas e industriais com alto teor de sílica e alumina, como cinza volante, metacaulim, escória de alto-forno, cinza de casca de arroz, cinza de palha de trigo e soluções ativadoras alcalinas. Esses materiais passam por um processo de polimerização, formando cadeias moleculares que resultam em um aglutinante endurecido. A eficiência da produção desse tipo de concreto depende dos ativadores alcalinos e das fontes de aluminossilicatos utilizadas. Na Figura 2.1, é possível observar um mecanismo simplificado do processo de geopolimerização, ressaltando que esses processos ocorrem em paralelo, apesar de serem exibidos linearmente. Esse mecanismo descreve os principais passos envolvidos na conversão de uma fonte sólida de aluminossilicato em um aluminossilicato alcalino sintético.

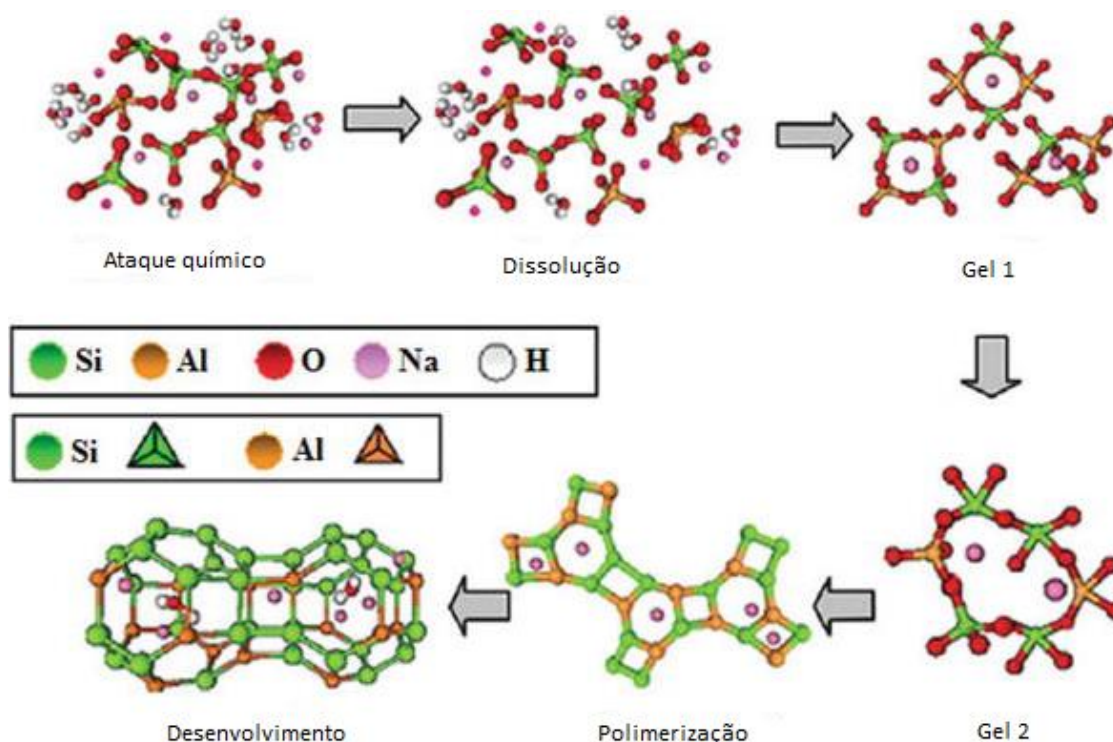


Figura 2.1 – Modelo gráfico de ativação alcalina de geopolímeros (Duxson *et al.*, 2007)

A primeira etapa do processo de reação é a dissolução dos materiais aluminossilicatos e a liberação dos monômeros reativos silicato  $[\text{Si}(\text{OH})_4]^-$  e aluminato  $[\text{Al}(\text{OH})_4]^-$ . Essa dissolução ocorre pela quebra das ligações covalentes Si-O-Si e Al-O-Al, que caracterizam os aluminossilicatos, em um meio fortemente alcalino, com pH superior

a 14. A solução alcalina facilita a quebra dessas ligações, que mantêm os aluminossilicatos juntos, criando uma fase coloidal. Essa fase dá início ao processo de eliminação de água, resultante de uma reação de substituição nucleofílica, onde os  $[\text{Si}(\text{OH})_4]^-$  e  $[\text{Al}(\text{OH})_4]^-$ , que possuem carga elétrica -1, se conectam devido à atração entre os grupos OH do silicato com os íons Al dos aluminatos. A fase coloidal continua seu processo de equilíbrio químico, conhecido como condensação, formando compostos intermediários instáveis e liberando moléculas de água.

Esse processo evolui, com mais liberação de água e formação dos primeiros géis e a reorganização das estruturas intermediárias em um composto final mais resistente, auxiliado pela presença de íons de metais alcalinos, como  $\text{Na}^+$  ou  $\text{K}^+$ , que equilibram as cargas dos géis formados. Ocorre então a policondensação dos géis, que podem ou não cristalizar, formando a estrutura final dos geopolímeros. O material passa por um processo de endurecimento, adquirindo resistência mecânica e outras propriedades típicas de materiais alcalinos ativados.

Segundo HU *et al.* (2017), vários fatores influenciam o processo de geopolimerização, como concentração de solução alcalina, o cátion metálico utilizado, o tempo de lixiviação, a velocidade da mistura, o tamanho das partículas, a composição das fontes de Al-Si aluminossilicato, a área superficial, utilização de superplastificantes, a razão  $\text{SiO}_2/\text{Al}_2\text{O}_3$ , a razão  $\text{SiO}_2/\text{Na}_2\text{O}$ , a razão  $\text{Na}_2\text{O}/\text{Al}_2\text{O}_3$ , a razão sólido/líquido (água e ativador), a quantidade de água, a quantidade de cálcio inserido no processo, além da temperatura e pressão durante o processo.

Lyon *et al.* (1997) demonstraram a aplicação de geopolímeros em vigas de concreto armado, relatando sua compatibilidade química com o concreto e destacando sua excelente adesão à superfície do concreto, além da resistência ao fogo e à degradação por raios UV.

### **2.1.1 Metacaulim**

O metacaulim é uma pozolana sílico-aluminosa utilizada como adição mineral na produção de concretos especiais, decorrente normalmente da calcinação, entre 600 °C e 900 °C, de alguns tipos de argilas, como as argilas caulínicas e os caulins (POON *et al.*, 2001; GLEIZE *et al.*, 2007). Esse processo térmico resulta em um

material suficientemente reativo capaz de fornecer atividade pozolânica eficaz (SIDDIQUE e CACHIM, 2018).

Murray (2007) explica que caulim é constituído predominantemente por sílica ( $\text{SiO}_2$ ) e alumina ( $\text{Al}_2\text{O}_3$ ) com a fórmula da caulinita, seu principal mineral, descrita como  $\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_5(\text{OH})_4$ . Sua microestrutura consiste em finas placas pseudo-hexagonais, compostas por sílica tetraédrica e alumina octaédrica, arranjadas em camadas empilhadas umas sobre as outras, conforme Figura 2.2.

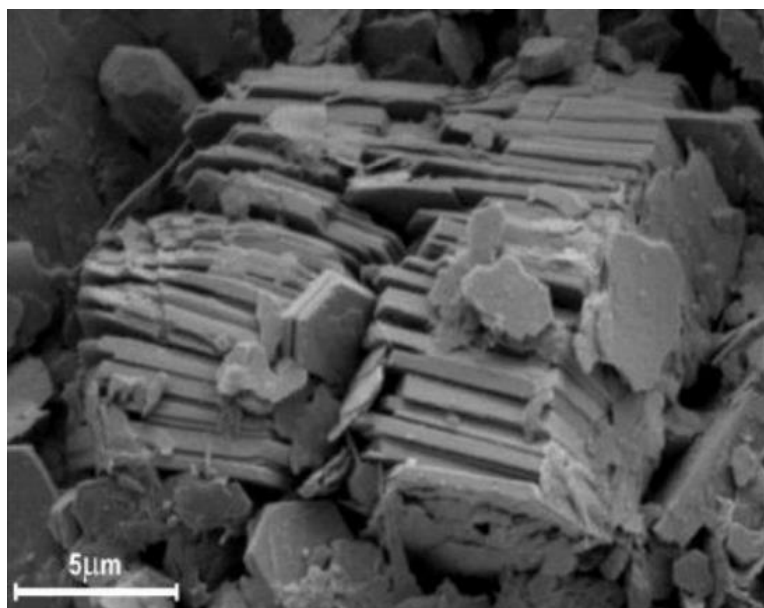


Figura 2.2 – Microestrutura da caulinita, Saad *et al.* (2019).

Durante a calcinação da caulinita, ocorre a desidroxilação, na qual os íons  $\text{OH}^-$  são eliminados, passando do estado cristalino para o amorfo com pouca ou nenhuma organização cristalina, resultando no metacaulim ( $\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_5$ ). Este material é tipicamente branco, com partículas de 3  $\mu\text{m}$  de diâmetro (BLACK, 2016). Com este processo, a geometria pseudo-hexagonal das partículas de caulinita é mantida, no entanto não há mais o empilhamento de partículas, como ilustrado na Figura 2.3 (ANDRADES *et al.*, 2020).



Figura 2.3 – Microestrutura do metacaulim, *Andrades et al.* (2020).

Fatores como a composição química da argila empregada, o método utilizado na calcinação, a temperatura, o tempo de queima e as condições de moagem influenciam o comportamento pozolânico do metacaulim (SOUZA e DAL MOLIN, 2002).

### 2.1.2 Ativadores

Palomo *et al.* (1999) definem a ativação alcalina como um processo químico que transforma estruturas amorfas em material cimentício compacto. As partículas do material fonte de aluminossilicatos dissolvem-se ao entrarem em contato com a solução ativadora, ocorrendo a quebra das ligações originais da matéria-prima.

Os ativadores alcalinos mais comuns são o silicato de sódio ( $\text{Na}_2\text{SiO}_3$ ) e hidróxido de sódio ( $\text{NaOH}$ ) (XU & VAN DEVENTER, 2000). No entanto, outras fontes de hidróxido ou silicato, como hidróxido de potássio e silicato de potássio, também podem ser utilizadas.

O hidróxido de é amplamente utilizado devido à sua baixa viscosidade, disponibilidade no mercado e baixo custo. O  $\text{NaOH}$  aumenta a concentração de  $\text{Na}_2\text{O}$ , o que representa um aumento na resistência mecânica, pois a razão  $\text{SiO}_2/\text{Na}_2\text{O}$  é um parâmetro fundamental para a ocorrência de uma reação satisfatória e sua baixa concentração diminui o pH e afeta a cinética da reação (OLIVIA *et al.*, 2014). Porém, sua elevada concentração acarreta num aumento da temperatura, gerando maior

polimerização e, por sua vez, maior perda de umidade, interferindo diretamente na resistência mecânica dos geopolímeros (SOUSA, 2020).

O silicato de sódio é obtido pela reação entre carbonato de sódio e dióxido de silício, resultando em um sólido branco solúvel em água que gera uma solução alcalina. Conforme mencionado por Duxson *et al.* (2007), a presença de baixos níveis de sílica dissolvida no silicato promove a formação de estruturas altamente ordenadas em um curto período. Ele confere microestruturas mais refinadas, melhor desempenho estrutural, menor custos e maior durabilidade (LUUKKONEN *et al.*, 2020).

O método de *two-part mixing* (mistura em duas etapas) é amplamente utilizado na produção de geopolímeros para mitigar os efeitos térmicos gerados pela dissolução de hidróxidos alcalinos, como NaOH ou KOH, em água, que libera uma quantidade significativa de calor. Neste processo, a solução alcalina é preparada separadamente e deixada em repouso até que a temperatura retorne a níveis seguros antes de ser misturada aos precursores sólidos, como metacaulim ou cinzas volantes. Isso evita a ocorrência de tensões térmicas prejudiciais à geopolimerização, resultando em um controle mais eficaz da reação e melhorando as propriedades mecânicas e de durabilidade do material final (PROVIS, 2014; TEMUJIN *et al.*, 2010).

### **2.1.3 Características Físicas e Químicas**

As propriedades químicas do metacaulim estão intrinsecamente ligadas a dois aspectos principais: sua composição química e estrutura interna, que por sua vez, dependem do tipo de argila utilizado em sua produção. Souza (2003) destaca que o tamanho das partículas e a superfície específica são fatores essenciais para garantir alta reatividade pozolânica. Durante o processo de industrialização do metacaulim, na etapa de calcinação, ocorre a aglomeração de partículas, o que resulta em um aumento na granulometria, sendo necessária a moagem para atingir os valores normativos adequados, o que afeta diretamente o custo de produção.

#### **2.1.3.1 Trabalhabilidade**

A trabalhabilidade da argamassa geopolimérica é controlada pela fluidez da mistura. Seu abatimento pode variar entre  $110 \pm 5\%$  (mm) a  $135 \pm 5\%$  (mm) dependendo da

concentração de ativadores e suas respectivas proporções, e esta característica influencia nas suas propriedades de endurecimento (CHINDAPRASIRT *et al.*, 2007). Jumrat *et al.* (2011) identificaram que a fluidez é influenciada pela proporção de cinza volante, solução alcalina,  $\text{Na}_2\text{SiO}_3$  e  $\text{NaOH}$ . O aumento dessas proporções demanda maior quantidade de água para produzir uma mistura trabalhável.

Umniati *et al.* (2017) observaram que a adição de retardadores de pega aumenta a trabalhabilidade, afetando ainda o tempo de pega com alterações desprezíveis na resistência do material. Nath & Sarker (2015) relataram que o aumento do conteúdo alcalino melhora a trabalhabilidade e fluidez, mas a adição de cimento Portland reduz essas características, embora aumente a resistência. Outro fator influente nesta característica é a granulometria e o tipo de agregado. O CGP tende a segregar quando a proporção de agregado graúdo em relação ao agregado miúdo aumenta, ao mesmo tempo que, quando a proporção diminui, o *slump* aumenta. Então é recomendado a combinação de agregados de diferentes granulometrias para se atingir boa trabalhabilidade.

#### 2.1.3.2 Resistência Mecânica

Aliabdo *et al.* (2019) resumiram os principais fatores que afetam a resistência à compressão do CGP, como a molaridade do  $\text{NaOH}$ , a razão  $\text{Na}_2\text{SiO}_3/\text{NaOH}$ , a razão entre cinza volante e líquido alcalino, entre escória e líquido alcalino, além da temperatura e tempo de cura. O aumento desses fatores eleva a resistência à compressão. Portanto, essas proporções devem ser controladas levando em consideração os tipos de precursores e ativadores. Além disso, incremento na temperatura de cura resulta em maior resistência inicial, mas diminui a resistência em idades mais avançadas.

Segundo Deb *et al.* (2014), a resistência à tração do CGP possui relação direta com a resistência à compressão. Portanto, os efeitos das diversas variáveis na resistência à tração é a mesma dos casos da resistência à compressão. Em relação à resistência à flexão da argamassa geopolimérica, Elyamany *et al.* (2018) demonstra que a mesma relação é encontrada, ou seja, a resistência à flexão aumenta com o crescimento da resistência à compressão.

### 2.1.3.3 Módulo de Elasticidade

Segundo Malhotra & Mehta (2014), o módulo de elasticidade do concreto é pouco influenciado pelo uso de adições minerais, apresentando maior sensibilidade às variações de quantidade e rigidez do agregado e pela resistência à compressão. Assim, na medida que as pozolanas influenciam na resistência mecânica, também o módulo de elasticidade será afetado na mesma proporção.

Porém, Nath & Sarker (2017) destacam que o módulo de elasticidade do concreto geopolimérico é significativamente menor em comparação com o concreto convencional à base de cimento Portland de mesma resistência. Segundo os resultados apresentados pelos autores, o módulo de elasticidade do concreto geopolimérico pode ser 25% a 30% menor do que o do concreto convencional com resistência similar.

## 2.2 CISALHAMENTO EM VIGAS

Vigas de concreto armado passam por três fases distintas na distribuição de tensões ao longo do seu carregamento. A primeira fase, denominada Estádio I, ocorre quando as tensões aplicadas ainda são inferiores à resistência à tração do concreto, sem a presença de fissuras. Estádio II se inicia com o surgimento das primeiras fissuras, à medida que esforços aplicados ultrapassam a resistência à tração do concreto. Nessa fase, o concreto ou o aço ultrapassam o limite elástico, resultando em deformações excessivas e o início da fase plástica dos materiais. Estádio III representa o estado limite último da viga, caracterizado por deformações plásticas significativas, o que indica que a viga atingiu seu limite de resistência. Caso a carga continue a aumentar, a estrutura estará propensa ao colapso. A transição entre essas fases ocorre gradualmente, conforme o aumento das tensões e dos esforços aplicados.

Quando uma viga de concreto armado é submetida a um carregamento, surgem campos de tensão de tração, tirantes, e campos de tensão de compressão, bielas. É possível visualizar a variação das direções das tensões principais ao longo de uma viga submetida a uma carga distribuída. Na Figura 2.4, as linhas contínuas representam as direções de tração e as linhas tracejadas, as direções de compressão. Essas linhas, chamadas de isostáticas ou curvas de trajetória de tensões, descrevem

o comportamento das tensões após a fissuração em uma viga biapoiada, resultando na formação de uma treliça. Nesta treliça, o banzo superior comprimido é formado pelo concreto, enquanto o banzo inferior tracionado é constituído pela armadura inferior.

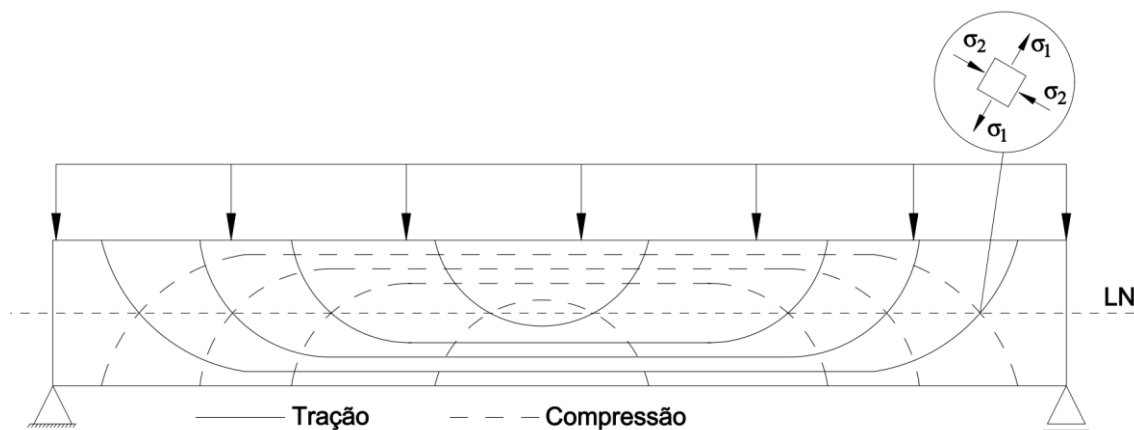


Figura 2.4 – Trajetória das tensões principais em viga retangular homogênea – Estádio I

Diversas teorias e métodos de cálculo são utilizados para a análise de cisalhamento em vigas, como a treliça clássica, o método das bielas e tirantes, e as teorias da viga de corte e da viga treliçada. Esses métodos fornecem diretrizes para determinar as tensões de cisalhamento máximas e, assim, dimensionar adequadamente as vigas. A norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2023) estabelece dois modelos para cálculo da armadura transversal, Modelo de Cálculo I, que adota a adotada a treliça clássica de Ritter-Mörsch, e Modelo de Cálculo II, que utiliza a treliça generalizada.

### 2.2.1 Treliça Clássica de Ritter e Mörsch

A treliça clássica de Ritter e Mörsch é uma analogia estrutural composto por barras retas conectadas em nós, que formam uma rede e triângulos (Figura 2.5). Cada barra na treliça está sujeita a forças de tração e compressão ao longo do seu comprimento. A característica fundamental dessa treliça é a utilização de nós rígidos, que permitem a transmissão de esforços normais entre as barras. O modelo clássico baseia-se nas três hipóteses descritas abaixo.

- A treliça é isostática e possui banzos paralelos tracionados e comprimidos;
- As bielas têm inclinação de  $45^\circ$  em relação ao eixo longitudinal da peça;
- A inclinação da armadura transversal pode variar entre  $45^\circ$  e  $90^\circ$ .



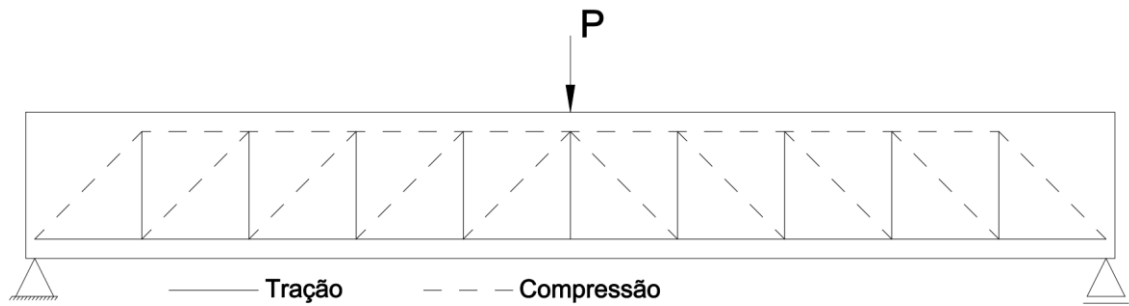


Figura 2.5 – Modelo de treliça para uma viga

Na Figura 2.6 é ilustrada uma treliça representando uma extremidade de uma viga. Nessa treliça, as diagonais tracionadas possuem inclinação variável entre  $45^\circ$  e  $90^\circ$  em relação ao eixo longitudinal da peça, enquanto as diagonais comprimidas têm uma inclinação fixa de  $45^\circ$ . Os banzos tracionados e comprimidos são paralelos, e uma força cortante constante atua sobre o elemento.

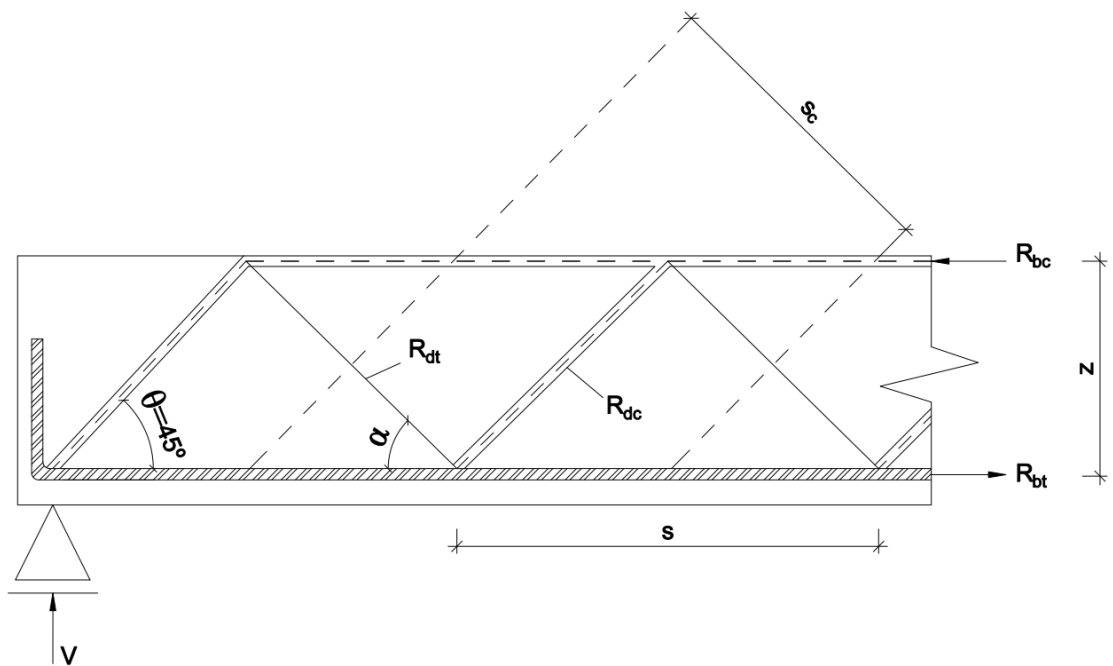


Figura 2.6 – Analogia da treliça clássica de Mörsch

Onde:

$R_{dt}$  – Força resultante da diagonal tracionada;

$R_{dc}$  – Força resultante da diagonal comprimida;

$R_{bt}$  – Força resultante do banzo tracionado;

$R_{bc}$  – Força resultante do banzo comprimido;

$V$  – Esforço cortante;

$s$  – Espaçamento entre tirantes;

$z$  – Braço de alavanca;

$\alpha$  – Ângulo de inclinação do tirante em relação ao eixo longitudinal da viga;

$\theta$  – Ângulo de inclinação da biela em relação ao eixo longitudinal da viga;

$s_c$  – Zona de influência da biela.

Tomando a Figura 2.6, tem-se:

$$s = z \cdot [1 + \cotg(\alpha)] \quad \text{Equação 2.1}$$

Pelo equilíbrio das forças no apoio da viga pela Equação 2.2, tem-se:

$$R_{dt} = \frac{V}{\sen(\alpha)} \quad \text{Equação 2.2}$$

Como  $R_{dt}$  se refere a  $s$ , faz-se a divisão pelo comprimento para obter um valor relativo, obtendo a força relativa por unidade de comprimento resultante nas diagonais tracionadas da treliça ( $R'_{dt}$ ), conforme Equação 2.3.

$$R'_{dt} = \frac{R_{dt}}{s} = \frac{V}{\sen(\alpha)} \cdot \frac{1}{z \cdot [1 + \cotg(\alpha)]} = \frac{V}{z \cdot [\sen(\alpha) + \cos(\alpha)]} \quad \text{Equação 2.3}$$

Sabendo que as diagonais tracionadas com o esforço  $R_{dt}$  serão resistidas por uma armadura transversal  $A_{sw}$ , com tensão de tração  $\sigma_{sw}$ , tem-se a Equação 2.4.

$$R_{dt} = A_{sw} \cdot \sigma_{sw} \quad \text{Equação 2.4}$$

Substituindo a Equação 2.4 na Equação 2.3, é obtida a Equação 2.5.

$$\frac{A_{sw} \cdot \sigma_{sw}}{s} = \frac{V}{z \cdot [\sen(\alpha) + \cos(\alpha)]} \quad \text{Equação 2.5}$$

Assim, a tensão atuante na armadura de tração é determinada pela Equação 2.6.

$$\sigma_{sw} = \frac{V \cdot s}{A_{sw} \cdot z \cdot [\sen(\alpha) + \cos(\alpha)]} \quad \text{Equação 2.6}$$

A tensão  $\sigma_{sw}$  alcança o valor da resistência de escoamento do aço ( $f_{yd}$ ) no dimensionamento ao Estado Limite Último (E.L.U.).

De forma semelhante, para as diagonais comprimidas, encontra-se o valor de  $R_{dc}$  pela Equação 2.7.

$$R_{dc} = \frac{V}{\text{sen}(\alpha)} \quad \text{Equação 2.7}$$

A distância entre duas bielas adjacentes é dada pela Equação 2.8.

$$s_c = \frac{z}{\sqrt{2}} \cdot [1 + \cotg(\alpha)] \quad \text{Equação 2.8}$$

Assim como  $R_{dt}$  se refere ao comprimento  $s$ ,  $R_{dc}$  se refere ao comprimento  $s_c$ , como mostrado na Equação 2.9.

$$R'_{dc} = \frac{2 \cdot V}{z \cdot [1 + \cotg(\alpha)]} \quad \text{Equação 2.9}$$

A partir da Equação 2.9, pode-se determinar a tensão aplicada em uma diagonal comprimida ( $\sigma_{dc}$ ) para uma viga com largura  $b_w$ .

$$\sigma_{dc} = \frac{2 \cdot V}{b_w \cdot z \cdot [1 + \cotg(\alpha)]} \quad \text{Equação 2.10}$$

### 2.2.2 Treliça Generalizada

Ensaio realizados por Leonhardt & Mönnig (1994) demonstram que o dimensionamento baseado na Treliça Clássica frequentemente resulta em armaduras de cisalhamento excessivas. Os autores identificaram duas principais razões para as discrepâncias entre os valores teóricos e experimentais:

- Hiperestaticidade interna da treliça: os nós não se comportam como rótulas perfeitas devido à rigidez dos materiais;
- Distribuição das forças internas: quando a rigidez das diagonais de compressão é compatível com a do banzo comprimido, as forças internas se distribuem de maneira mais eficiente, o que reduz as tensões de tração na alma e altera a inclinação das fissuras de cisalhamento. A força se redistribui em um arco, melhorando a capacidade da estrutura de absorver os esforços cortantes.

Na Figura 2.7 é mostrada uma treliça na extremidade de uma viga, onde as diagonais tracionadas possuem inclinações entre 45° e 90° em relação ao eixo longitudinal da peça, e as diagonais comprimidas podem ter inclinações menores ou iguais a 45°. Os banzos tracionados e comprimidos permanecem paralelos, e uma força cortante constante atua sobre a estrutura.

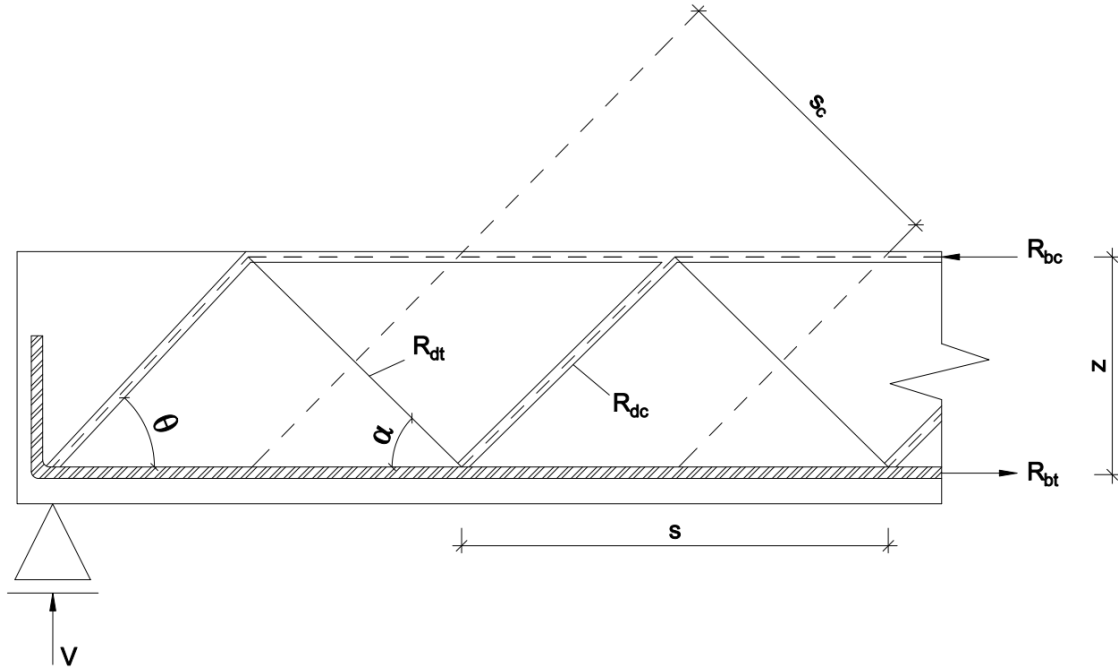


Figura 2.7 – Analogia da treliça generalizada de Mörsch

Tomando a Figura 2.7, tem-se:

$$s = z \cdot [\cotg(\theta) + \cotg(\alpha)] \quad \text{Equação 2.11}$$

O  $R'_{dt}$  passa a ser determinado conforme Equação 2.12.

$$R'_{dt} = \frac{V}{z \cdot [\cotg(\theta) + \cotg(\alpha)] \cdot \sen(\alpha)} \quad \text{Equação 2.12}$$

Então se determina a tensão atuante na armadura transversal pela Equação 2.13.

$$\sigma_{sw} = \frac{V \cdot s}{A_{sw} \cdot z \cdot [\cotg(\theta) + \cotg(\alpha)] \cdot \sen(\alpha)} \quad \text{Equação 2.13}$$

De forma semelhante, para as diagonais comprimidas, a zona de influência da biela passa a ser calculada pela Equação 2.14.

$$s_c = s \cdot \sin(\theta) \quad \text{Equação 2.14}$$

O  $R'_{dc}$  passa a ser determinado conforme Equação 2.15.

$$R'_{dc} = \frac{V}{z \cdot [\cotg(\theta) + \cotg(\alpha)] \cdot \sin^2(\alpha)} \quad \text{Equação 2.15}$$

A partir da Equação 2.15, pode-se determinar a tensão aplicada em uma diagonal comprimida ( $\sigma_{dc}$ ) para uma viga com largura  $b_w$ .

$$\sigma_{dc} = \frac{V}{b_w \cdot z \cdot [\cotg(\theta) + \cotg(\alpha)] \cdot \sin^2(\alpha)} \quad \text{Equação 2.16}$$

### 2.2.3 Mecanismos de transferência de esforços cortantes

Fenwick & Paulay (1968) e Pendyala & Mendis (2000) afirmam que o mecanismo de falha por cisalhamento em vigas de concreto armado ainda não é claramente definido, devido à complexidade das transferências de esforços cortantes, que são diversas e de difícil avaliação. À medida que as fissuras inclinadas se desenvolvem, o comportamento estrutural torna-se não linear, com redistribuições de tensões influenciadas por vários fatores, dependendo das características mecânicas da viga, bem como da distribuição espacial dos agregados graúdos.

Segundo Lima (2019), diversos autores têm identificado e avaliado fatores de grande importância no cisalhamento e estimado sua contribuição individual, mas a interação entre eles permanece desconhecida, dificultando o desenvolvimento de modelos de cálculo mais precisos. Atualmente, o uso de armadura transversal é o método simplificado mais comum para a medição de esforços cortantes, pois requer mecanismos de transferência de cara menos complexos. Contudo, o concreto é o responsável por aspectos mais complicados de medição de esforços. Segundo o autor, torna-se evidente que o comportamento de resistência pós-fissuração é a principal questão a ser abordada em relação à resistência última das vigas de concreto, devido à falta de linearidade na redistribuição de tensões ao longo da seção longitudinal das vigas.

Analisando a transferência de esforços cortantes pós-fissuração, três fenômenos são relevantes e devem ser considerados, pois, influenciam na resistência e

comportamento estruturais: engrenamento de agregados, efeito de pino e efeito arco. Na Figura 2.8, é ilustrada a transferência de esforços pós-fissuração, destacando os fenômenos que influenciam o comportamento das vigas de concreto durante a fissuração e após a formação das primeiras trincas.

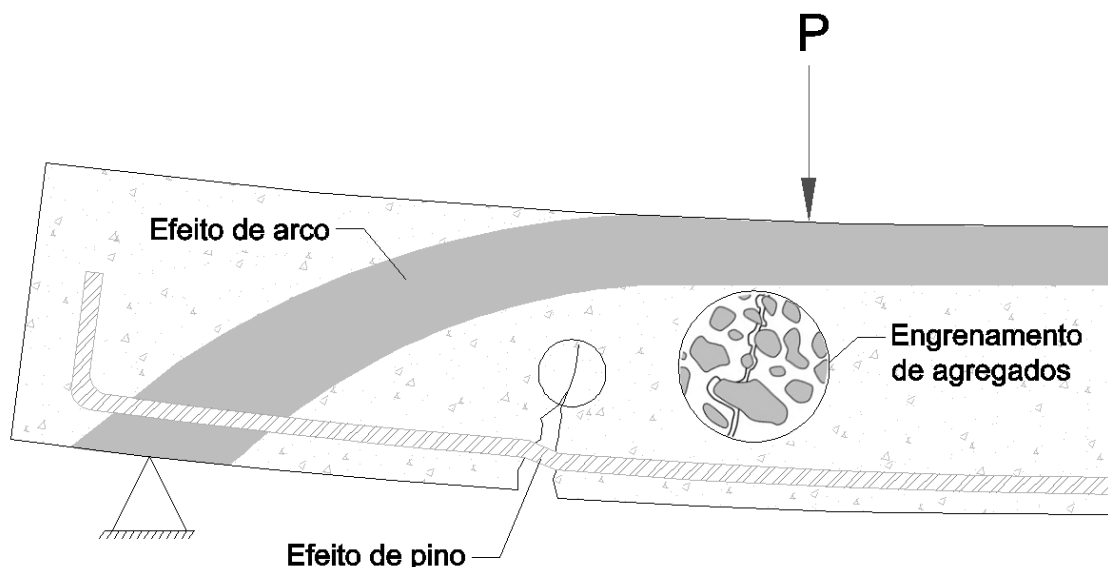


Figura 2.8 – Transferência de esforços pós fissuração

#### 2.2.3.1 Engrenamento de Agregados

O engrenamento de agregados ocorre quando há deslizamento entre as interfaces nas fissuras de cisalhamento, resultando, assim, no intertravamento dos agregados graúdos. Esse fenômeno contribui para o aumento da resistência da viga. Swamy & Andriopoulos (1974) e Poli *et al.* (1987) destacam a contribuição do engrenamento de agregados para o aumento da resistência da estrutura. No entanto, o padrão de fissuração pode variar. Em concretos com valores de resistência abaixo de 70 MPa, as fissuras percolam pelos agregados graúdos, pois a rigidez da matriz cimentícia é menor que a do agregado, resultando na quebra da superfície de contato entre eles. Por outro lado, em concretos com alta resistência ou com presença de agregados lamelares, o modo de ruptura do agregado ocorre com maior facilidade por flexão, independentemente da resistência à compressão do concreto.

#### 2.2.3.2 Efeito de Pino

O efeito de pino (*dowel action*) ocorre devido à diferença de rigidez entre a armadura longitudinal e o concreto, quando a armadura longitudinal resiste a esforços

perpendiculares ao seu eixo. A interação entre o intertravamento dos agregados e a rigidez da barra de aço provoca o deslizamento entre suas superfícies com a tendência de se separarem, com a contenção da armadura (pino) determinando a orientação do plano de fissuração da viga (LIMA, 2019). Gergely (1969), Houde (1973) e Sonnenberg & Al Mahaidi (2007) indicam que esse efeito pode aumentar a resistência em 18% a 26%.

#### *2.2.3.3 Efeito de Arco*

O efeito arco é mais significativo quando a relação entre o vão de cisalhamento e a altura útil ( $a/d$ ) é menor que 2,5. Nessa condição, a biela tende a criar um arco com o banzo superior (zona comprimida), resultando em um aumento da resistência última da viga. Esse fenômeno é comumente observado em vigas paredes, consolos de concreto e blocos de fundação.

### **2.2.4 Tipos de ruptura por força cortante**

O cisalhamento em vigas pode resultar em diferentes tipos de ruptura, dependendo das condições de carga aplicadas e da configuração estrutural da viga. A seguir, são descritos três tipos principais de ruptura por cisalhamento:

#### *2.2.4.1 Ruptura por Força Cortante-Tração*

Esse tipo de ruptura ocorre quando a armadura de cisalhamento atinge sua capacidade máxima de resistência à tração, resultando em uma falha estrutural. Esse tipo de ruptura é comum em vigas que possuem uma quantidade insuficiente de armadura de cisalhamento e é considerado o tipo mais frequente de falha por cisalhamento, conforme descrito por Süsskind (1987). A ruptura é caracterizada pela tendência da peça se dividir em duas partes, com os estribos escoados ou partidos, conforme ilustrado na Figura 2.9. A segurança contra esse modo de ruptura é assegurada por meio do uso adequado de uma quantidade suficiente de armadura transversal.

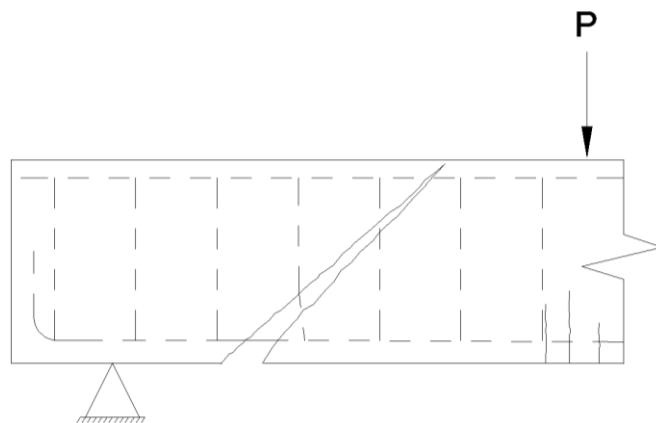


Figura 2.9 – Ruptura por força cortante-tração

#### 2.2.4.2 Ruptura por Força Cortante-Flexão

Essa forma de ruptura ocorre quando a armadura de cisalhamento entra em escoamento e as fissuras diagonais de cisalhamento atravessam uma porção da região comprimida pela flexão do elemento estrutural, resultando no esmagamento do concreto, conforme Figura 2.10. A região de ruptura geralmente está localizada nas proximidades de cargas concentradas elevadas.

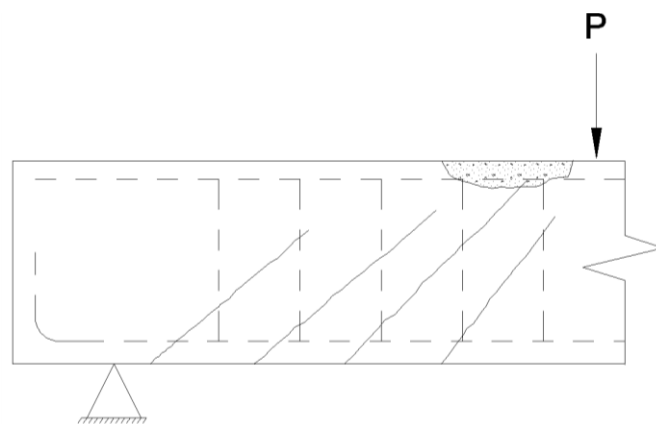


Figura 2.10 – Ruptura por força cortante-flexão

#### 2.2.4.3 Ruptura por Esmagamento da Biela

Esse tipo de ruptura ocorre em seções com dimensões muito reduzidas em relação às cargas atuantes, quando as tensões principais de compressão ultrapassam a capacidade de resistência do concreto à compressão com tração perpendicular (estado duplo). Nesse cenário, ocorre a ruptura por esmagamento do concreto (Figura 2.11). Esse tipo de falha é influenciado diretamente pela resistência à compressão do



concreto e determina o limite máximo da capacidade resistente da viga à força cortante.

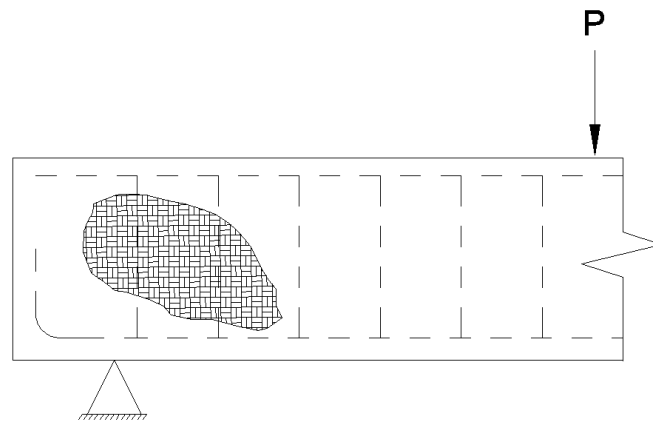


Figura 2.11 – Ruptura por esmagamento da biela

## 2.3 PRESCRIÇÕES NORMATIVAS

Neste estudo, serão analisadas as seguintes disposições normativas: NBR 6118 (ABNT, 2023), ACI 318 (2019) e EUROCODE 2 (EC2, 2023), selecionadas por sua relevância e abrangência territorial no campo do dimensionamento de estruturas de concreto armado.

### 2.3.1 NBR 6118 (ABNT, 2023)

A NBR 6118 (ABNT, 2023), norma brasileira que rege o projeto de estruturas de concreto, estabelece uma correlação com a treliça de Ritter-Mörsch e oferece duas interpretações para o dimensionamento. O Modelo I adota um ângulo de 45° entre as bielas e o banzo fixado, enquanto o Modelo II permite uma variação do ângulo entre 30° e 45°.

A norma exige que a integridade da treliça seja verificada, com atenção especial à resistência das bielas. Isso estabelece um padrão de dimensionamento que garante que resista ao colapso apenas por meio da armadura de cisalhamento. Ou seja, a viga deve atender a parâmetros que garantam uma ruptura dúctil, seguindo os requisitos de segurança.

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2} \quad \text{Equação 2.17}$$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad \text{Equação 2.18}$$

Onde:

$V_{Sd}$  – Força cortante solicitante de cálculo;

$V_{Rd2}$  – Força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto;

$V_{Rd3}$  – Força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal;

$V_c$  – Parcela da força cortante resistente do concreto ao modelo de treliça;

$V_{sw}$  – Parcela da força resistente do estribo ao modelo de treliça.

A norma também adota valores empíricos de coeficiente na parcela  $V_c$  devido aos mecanismos difíceis de serem quantificados como efeito pino de nas armaduras longitudinais, a contribuição do banzo comprimido de concreto, o engrenamento de agregados graúdos e o atrito entre fissuras.

#### 2.3.1.1 Modelo I

Para verificação da compressão diagonal do concreto:

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \quad \text{Equação 2.19}$$

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \quad \text{Equação 2.20}$$

Onde:

$f_{cd}$  – resistência de cálculo à compressão do concreto;

$f_{ck}$  – resistência característica à compressão do concreto;

$b_w$  – largura da viga;

$d$  – altura útil.

Para o cálculo da armadura transversal:

$$V_{sw} = \left( \frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot [\sin(\alpha) + \cos(\alpha)] \quad \text{Equação 2.21}$$

Onde:

$A_{sw}$  – área da seção transversal dos estribos;

$f_{ywd}$  – tensão na armadura transversal;

$\alpha$  – ângulo de inclinação da armadura transversal em relação ao eixo longitudinal da viga.

Na flexão simples e na flexo-tração com a linha neutra cortando a seção  $V_c = V_{c0}$ , assim  $V_{c0}$  é estimado por:

$$V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \quad \text{Equação 2.22}$$

Para  $f'_c$  entre 20 e 50 MPa:

$$V_c = 0,09 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} \cdot b_w \cdot d \quad \text{Equação 2.23}$$

### 2.3.1.2 Modelo II

Para verificação da diagonal do concreto:

$$V_{Rd2} = 0,54 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot \sin^2(\theta) \cdot [\cotg(\alpha) + \cotg(\theta)] \quad \text{Equação 2.24}$$

Para o cálculo da armadura transversal:

$$V_{sw} = \left( \frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot [\cotg(\alpha) + \cos(\theta)] \cdot \sin(\alpha) \quad \text{Equação 2.25}$$

Quando  $V_{Sd} \leq V_{c0}$ ,  $V_{c1} = V_{c0}$ . E  $V_{c1} = 0$  quando  $V_{Sd} = V_{Rd2}$ , interpolando-se linearmente para valores intermediários, segundo a Equação 2.26.

$$V_{c1} = V_{c0} \cdot \left( \frac{V_{Rd2} - V_{Sd}}{V_{Rd2} - V_{c0}} \right) \quad \text{Equação 2.26}$$

### 2.3.2 ACI 318 (2019)

A norma americana *American Concrete Institute* (ACI) também utiliza o modelo da treliça clássica como base para o dimensionamento de vigas de concreto armado. Considera ainda o efeito de pino a partir da taxa de armadura longitudinal e o efeito do tamanho e altura útil. Portanto, a resistência da peça será considerada satisfatória se a seguinte condição for verificada:

$$V_{sd} \leq \phi \cdot V_n \quad \text{Equação 2.27}$$

$$V_n = V_c + V_{sw} \quad \text{Equação 2.28}$$

Onde:

$V_n$  – Esforço cortante nominal resistente;

$\phi$  – Fator de redução de força para cisalhamento ( $\phi=0,75$ ).

Para parcela contribuinte do concreto ao cisalhamento tem-se:

$$V_c = \frac{2}{3} \cdot \lambda_s \cdot \rho_l^{\frac{1}{3}} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d \quad \text{Equação 2.29}$$

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1 + 0,004 \cdot d}} \quad \text{Equação 2.30}$$

Onde:

$\rho_l$  – Taxa de armadura longitudinal.

A resistência ao cisalhamento pelo aço deve ser calculada por:

$$V_{sw} = \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot d}{s} \quad \text{Equação 2.31}$$

### 2.3.3 EUROCODE 2 (EC2, 2023)

A norma europeia EUROCODE 2 (EC2, 2023), de forma semelhante às anteriores, prescreve equações derivadas da analogia de treliça, onde devem ser verificadas as parcelas de resistência associadas ao mecanismo de distribuição de forças de cisalhamento.

As seguintes relações devem ser verificadas:

$$V_{Rd,max} \geq V_{Ed} \quad \text{Equação 2.32}$$

$$V_{Rd,max} \geq V_{Ef} \quad \text{Equação 2.33}$$

Onde:

$V_{Rd,max}$  – Força cortante máxima que pode ser resistida pela seção;

$V_{Ef}$  – Força cortante máxima na face do apoio;

$V_{Ed}$  – Força cortante máxima devido o Estado Limite Último.

Para o ângulo da biela igual a  $45^\circ$ , a força cortante máxima é calculada por:

$$V_c = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot d \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot g(\theta) + \tan(\theta)} \quad \text{Equação 2.34}$$

$$v_1 = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad \text{Equação 2.35}$$

Onde:

$\theta$  – ângulo da biela;

$\alpha_{cw}$  – fator de redução.

A força cortante resistida pela armadura transversal é dada por:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot \cot g \theta \quad \text{Equação 2.36}$$

A resistência da estimada pela norma é o menor valor entre a Equação 2.34 e Equação 2.36.

## 2.4 PESQUISAS SOBRE COMPORTAMENTO ESTRUTURAL EM VIGAS DE CONCRETO GEOPOLIMÉRICO

### 2.4.1 Ahmed & Lotfy (2017)

Ahmed & Lotfy (2017) se propõem a estudar as características de resistência ao cisalhamento de vigas de concreto armado com nano-metacaulim como substituto da porção de cimento na mistura de concreto. Sete vigas de concreto foram moldadas e testadas, com o nano-metacaulim sendo adicionado como uma porcentagem de 10% do cimento. O programa experimental investigou a resistência característica do concreto, a relação de armadura de cisalhamento e a relação entre vão e profundidade de cisalhamento.

As vigas foram divididas em três grupos: O Grupo 1 considerou a classe da mistura de concreto na investigação, uma viga classe 25 e outra classe 35, além de uma viga controle com concreto convencional (sem adição de metacaulim). O Grupo 2 destinou-se a estudar o efeito da substituição no comportamento ao cisalhamento de vigas com diferentes armaduras transversais, sendo este grupo foi formado por três vigas com diferentes espaçamentos de estribos. O Grupo 3 objetivou analisar o comportamento ao cisalhamento para a mesma mistura de concreto do Grupo 2 em várias relações entre o vão de cisalhamento e a altura ( $a/d$ ), com valores de 3,25, 4,5 e 2.

As vigas possuíam dimensões de (100 x 200 x 2000) mm, com armadura longitudinal de 2 ferros de 12,5 mm de diâmetro para armadura de tração e 2 ferros de 8 mm para armadura de compressão. A armadura transversal consistia em estribos de 6 mm de diâmetro com espaçamento variado. Nas Figuras 2.12, 2.13 e 2.14, é possível observar a configuração das vigas.

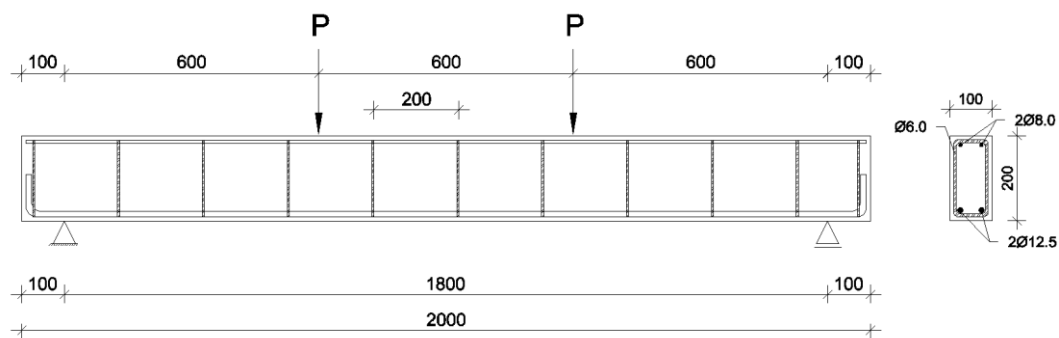


Figura 2.12 – Representação das vigas do Grupo 1 de Ahmed & Lotfy (2017)

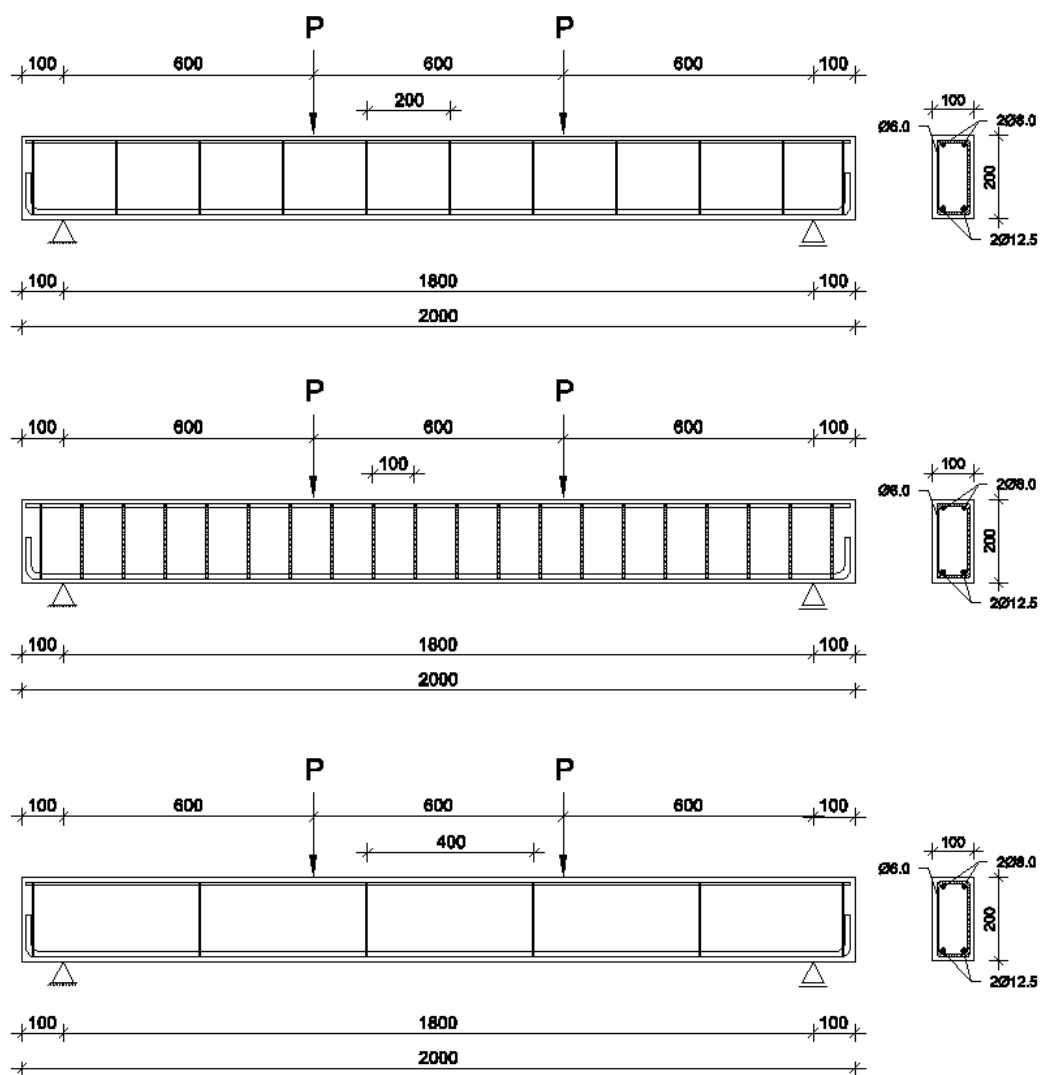


Figura 2.13 – Representação das vigas do Grupo 2 de Ahmed & Lotfy (2017)

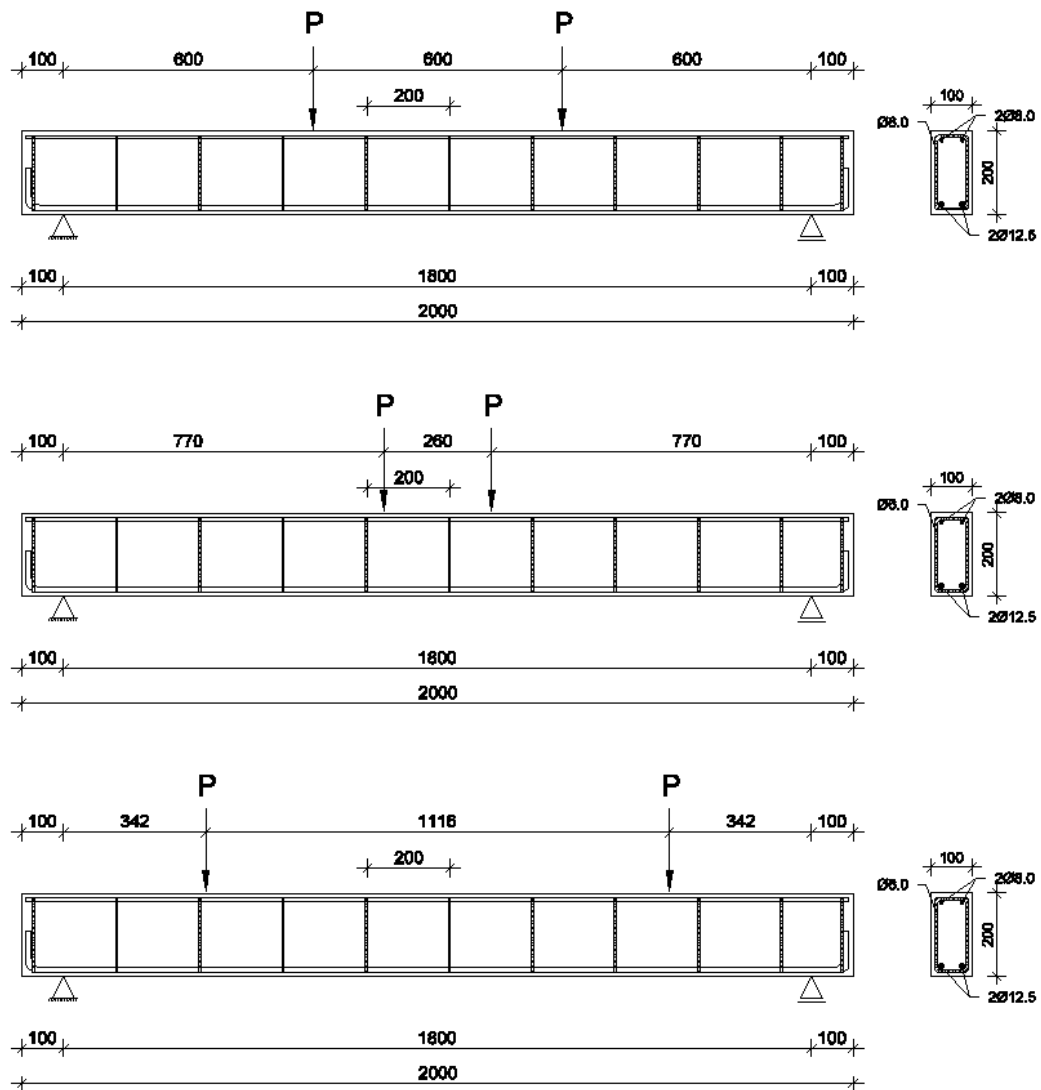


Figura 2.14 – Representação das vigas do Grupo 3 de Ahmed & Lotfy (2017)

A configuração do ensaio por carregamento de dois pontos e as imagens obtidas após os ensaios também foram apresentadas. Na Figura 2.15 está a configuração do ensaio e, nas Figuras 2.16, 2.17 e 2.18, as fissuras geradas durante os testes, o comportamento estrutural das vigas e os modos de ruptura observados, fornecendo uma visão detalhada dos resultados experimentais discutidos.





Figura 2.15 – Configuração do ensaio com carga aplicada em dois pontos, Ahmed & Lotfy (2017)



Figura 2.16 – Padrão de fissuras Grupo 1, Ahmed & Lotfy (2017)



Figura 2.17 – Padrão de fissuras Grupo 2, Ahmed & Lotfy (2017)



Figura 2.18 – Padrão de fissuras Grupo 3, Ahmed & Lotfy (2017)

Após os resultados, conclui-se o seguinte:

- A carga final, carga de fissuração e tenacidade da viga com 10% de nano-metacaulim aumentaram 7,4%, 31,5% e 17,6%, respectivamente, em comparação com a viga de concreto convencional;
- A viga com nano-metacaulim e armadura de cisalhamento dobrada apresentou um aumento de 31,5% na carga de fissuração e 24% na capacidade de carga última. O aumento na carga última e na tenacidade é de 7,4% e 17,6%, respectivamente, para a viga de concreto com nano-metacaulim, em comparação com 5,9% e 1,8% para a viga com armadura de cisalhamento duplo;
- Aumentar a relação  $a/d$  de 2 para 3,25 teve um efeito significativo no comportamento estrutural, pois modificou o modo de ruptura para flexão-cisalhamento. Além disso, a carga de fissuração, carga final e tenacidade aumentaram em 39%, 22,7% e 46,7%, respectivamente, enquanto aumentar a relação  $a/d$  de 3,25 para 4,5 teve menos efeito no comportamento estrutural;
- O uso de concreto com nano-metacaulim tem vantagem sobre o aumento da relação  $a/d$  de 3,25 para 4,5 em relação à melhoria do comportamento estrutural.
- O uso de concreto com nano-metacaulim não tem efeito significativo no modo de ruptura da viga e o espaçamento de fissuras é menor;
- A adição de nano-metacaulim melhorou substancialmente o desempenho das vigas, controlando fissuras de cisalhamento e aumentando a resistência ao cisalhamento.

#### 2.4.2 Ambily *et al.* (2012)

Este trabalho descreve os estudos experimentais sobre o comportamento ao cisalhamento de vigas T de concreto geopolimérico armado, utilizando cinzas volantes e escória de alto-forno moída e granulada como principais aglutinantes e soluções de hidróxido de potássio e silicato de potássio como ativadores alcalinos. Oito vigas foram moldadas com variações nas porcentagens de cinza volante e escória de alto-forno, sendo quatro delas com acréscimo de 0,75% em fibra de aço e quatro isentas dessa adição.

As vigas tinham uma seção transversal com mesa de (270 x 75) mm e alma de (75 x 300) mm, com comprimento de 2200 mm e vão efetivo de 1850 mm, desenvolvidas para falhar por cisalhamento. A relação  $a/d$  foi fixada em 1,9, e a carga aplicada em dois pontos. As armaduras longitudinais eram compostas por 2 ferros com diâmetro de 25 mm para tração e 1 ferro de 25 mm para compressão, enquanto a armadura transversal utilizava barras de 8 mm de diâmetro espaçadas a cada 120 mm, 180 mm e 240 mm por todo o vão. Foram analisadas as deflexões, valores de deformação, larguras de fissuras e os modos de ruptura. A representação esquemática é mostrada nas Figuras 2.19 e 2.20. A configuração do ensaio bem como as imagens obtidas após o rompimento estão ilustradas nas Figuras 2.21 e 2.22.

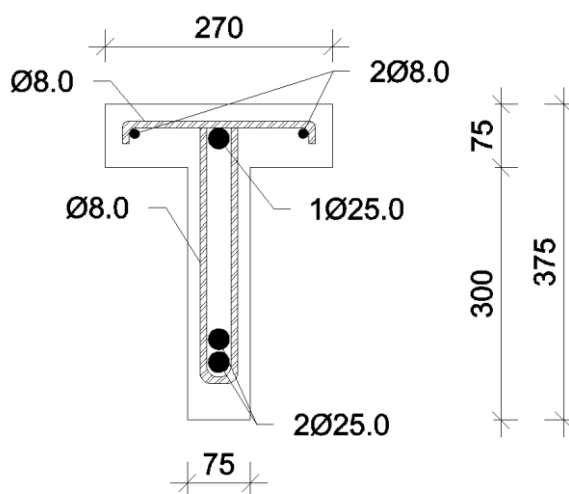


Figura 2.19 – Representação da seção transversal das vigas de Ambily *et al.* (2012)

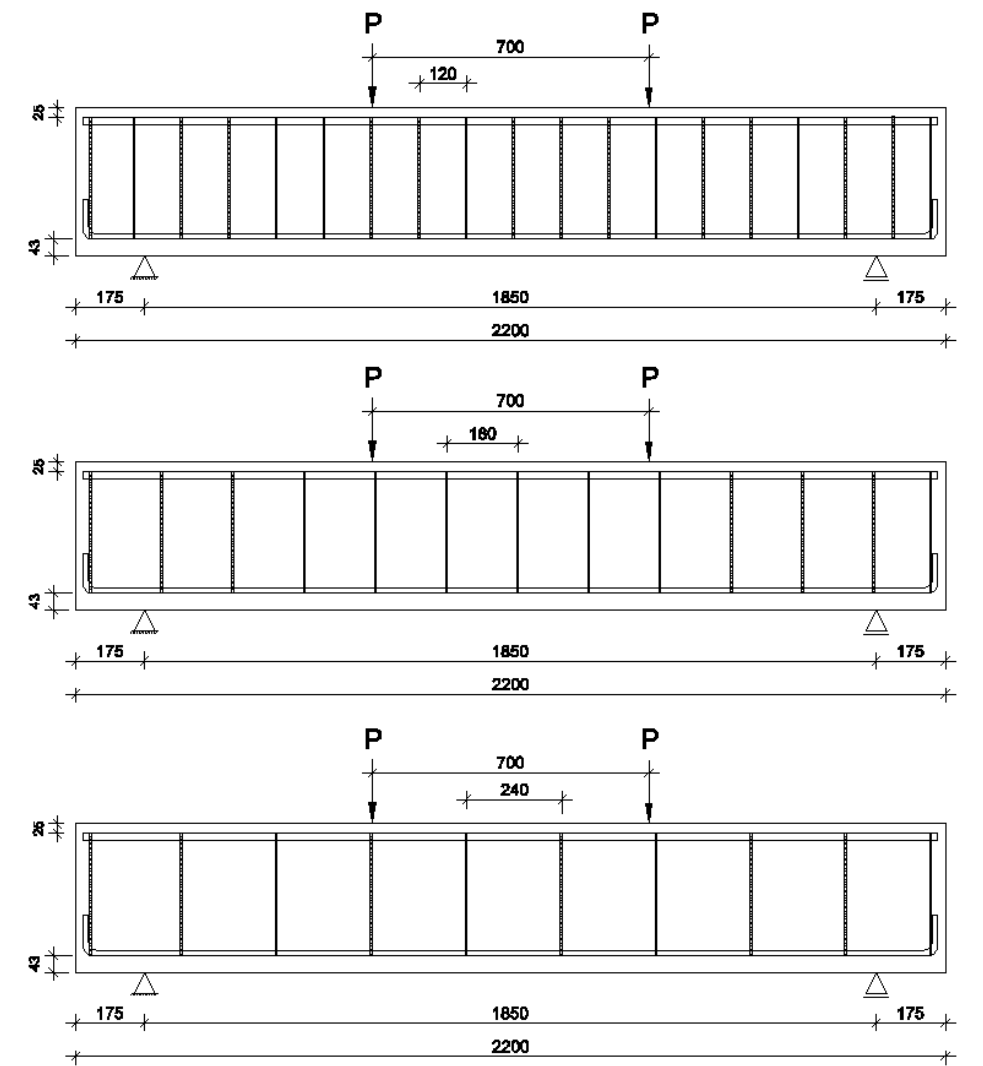


Figura 2.20 – Representação das seções longitudinais das vigas de Ambily *et al.* (2012)



Figura 2.21 – Configuração do ensaio com carga aplicada em dois pontos, Ambily *et al.* (2012)





Figura 2.22 – Padrões de fissuras e modos de falha, Ambily *et al.* (2012)

Com base nas investigações experimentais e na análise dos resultados, foi possível concluir que:

- As misturas apresentaram resistência à compressão entre 30 e 44 MPa após 28 dias e boa trabalhabilidade, com *slump* de 225-250 mm. Os valores de resistência à flexão foram menores que os calculados. O momento da primeira trinca visível foi devido à flexão na maioria dos casos, sendo a primeira carga de fissura para vigas sem fibra de 40 kN e para vigas com fibra de 60 kN;
- O padrão de ruptura em todas as vigas foi semelhante. Nos estágios iniciais de carregamento, as trincas de flexão apareceram na parte central e gradualmente se espalharam em direção aos apoios. Em estágios de carga posteriores, fissuras de cisalhamento por flexão se formaram próximo aos apoios, se propagando em direção à zona de compressão sob carga crescente. A ruptura ocorreu pelo esmagamento do concreto na zona de compressão, abaixo e adjacente às placas de carga. O lascamento do concreto na zona de compressão foi observado após a carga de ruptura;
- Vigas sem estribo romperam por esmagamento da alma sob compressão diagonal em vigas com e sem fibra. Já a ruptura de vigas com estribo dependeu do espaçamento entre os ferros e variou desde a compressão diagonal, com ou sem esmagamento da mesa, até a tensão de cisalhamento com fendilhamento longitudinal. A incorporação das fibras de aço melhorou a ductilidade e as

características de absorção de energia de vigas T de alma fina de concreto geopolimérico armado;

- O comportamento estrutural de vigas de concreto geopolimérico se assemelharam ao comportamento típico das vigas de concreto armado convencional.

#### 2.4.3 Pires *et al.* (2018)

Pires *et al.* (2018) apresenta um estudo comparativo do comportamento mecânico de vigas pré-moldadas de concreto armado convencional e de concretos geopolimérico de metacaulim e geopolimérico com 20% de cinza volante e silicato de cinza de casca de arroz. As vigas foram confeccionadas com seção transversal trapezoidal e comprimento de 2350 mm, para obter um vão de 2140 mm, com taxas de armadura totais de 0,57% e 1,40%. As armaduras longitudinais eram compostas por duas barras de aço de 8 mm ou 12,5 mm no bordo inferior e duas barras de mesma bitola no bordo superior. A armadura transversal foi composta por estribos com 4,2 mm de diâmetro, dispostos verticalmente e espaçados em 15 cm. E as classes escolhidas foram 25 MPa e 40 MPa e ensaiadas sob flexão a 3 pontos, com carga concentrada no meio do vão. Os detalhes das vigas são ilustrados na Figura 2.23.

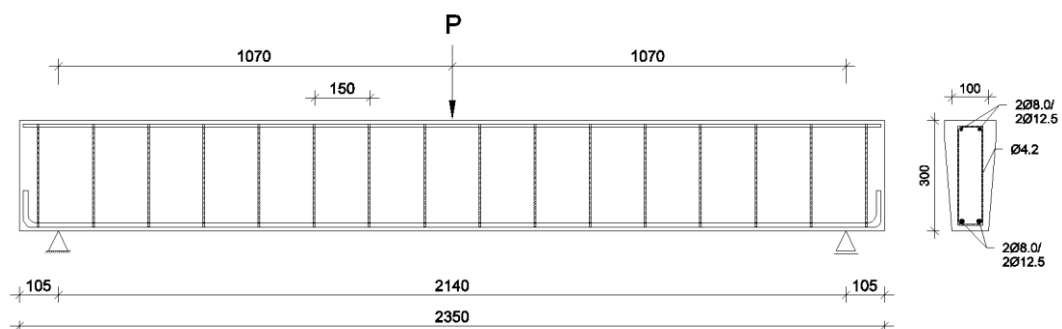


Figura 2.23 – Representação das vigas de Pires *et al.* (2018)

Nas figuras relacionadas ao ensaio com carregamento de três pontos, são apresentadas tanto a configuração do experimento (Figura 2.24) quanto os resultados visuais, como fissuras e o comportamento estrutural das vigas (Figuras 2.25, 2.26, 2.27 e 2.28).

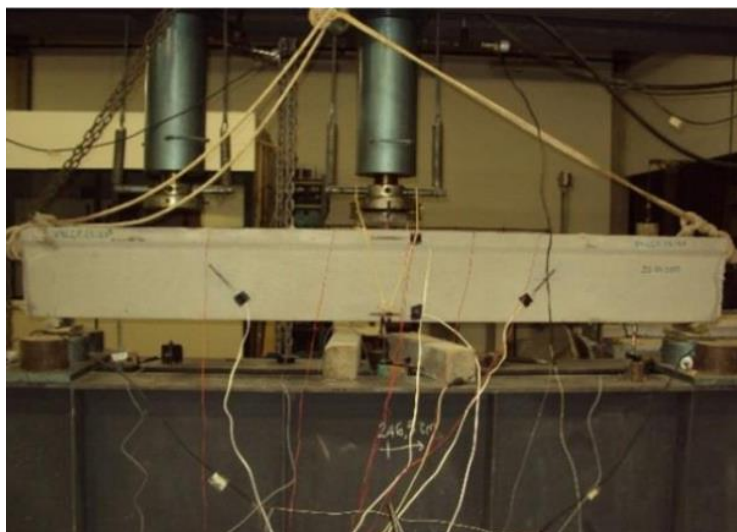


Figura 2.24 – Configuração do ensaio com carga aplicada em três pontos, Pires *et al.* (2018)

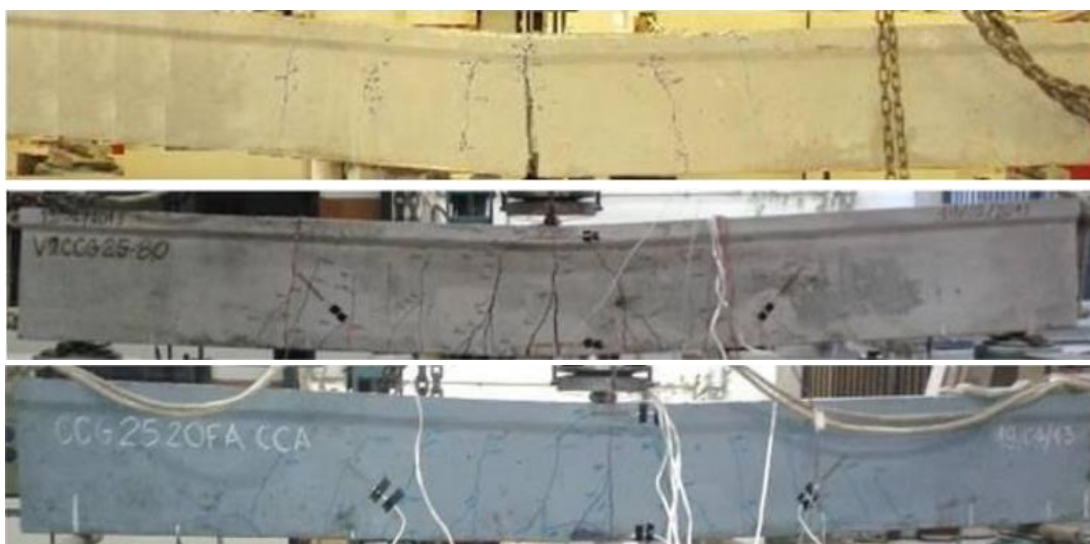


Figura 2.25 – Padrões de fissuração para as vigas C25 e armadura de  $\varnothing 8,0$  mm, Pires *et al.* (2018)

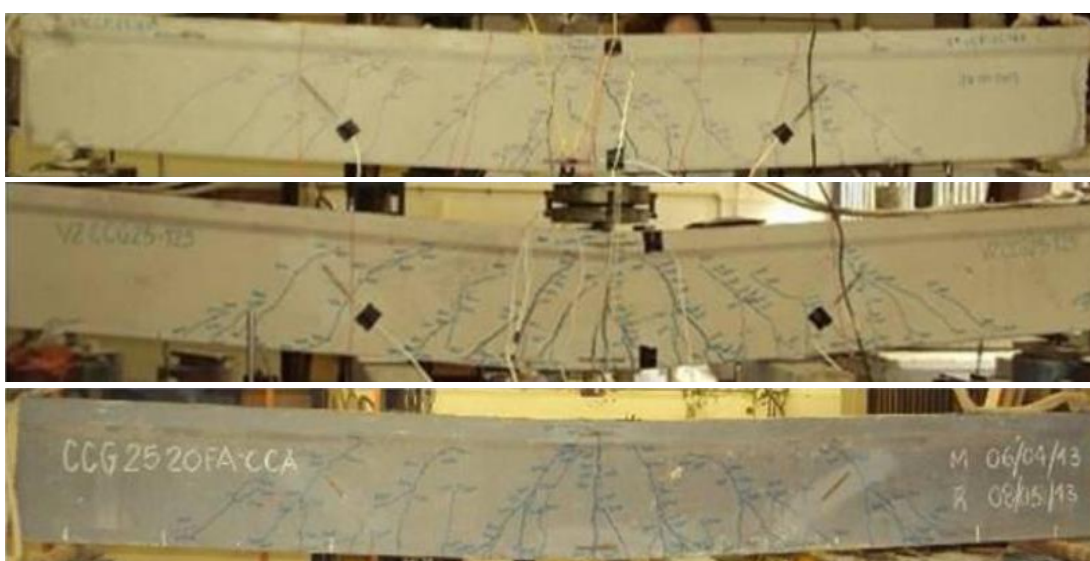


Figura 2.26 – Padrões de fissuração para as vigas C25 e armadura de  $\varnothing 12,5$  mm, Pires *et al.* (2018)



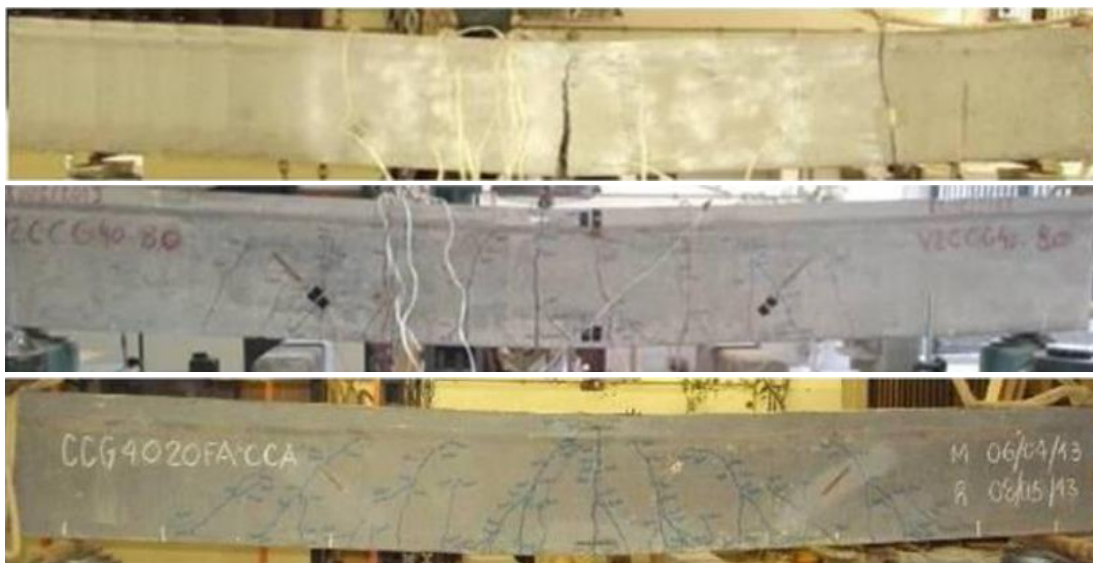


Figura 2.27 – Padrões de fissuração para as vigas C40 e armadura de  $\varnothing 8,0$  mm, Pires *et al.* (2018)

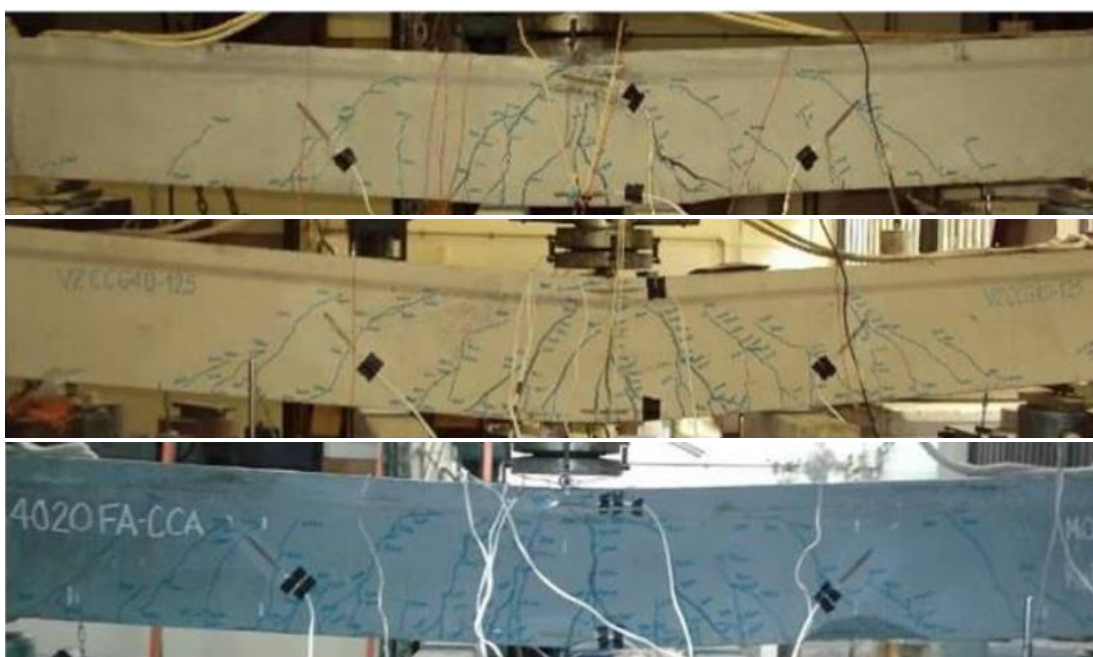


Figura 2.28 – Padrões de fissuração para as vigas C40 e armadura de  $\varnothing 12,5$  mm, Pires *et al.* (2018).

As principais conclusões deste estudo foram:

- Até cerca de 50% da carga máxima, as vigas da classe 25 e maior taxa de armadura exibiram valores muito próximos de extensão total de trincas, após esse nível de carga, os comportamentos diferiam, revelando a menor tenacidade para vigas CCP;
- Para as vigas com menor taxa de armadura, o padrão mais fissurado, com maior extensão total de trincas e flecha máxima no meio do vão foi observado na viga CCP;



- Para classe de 40 MPa, a relação carga-extensão total de trincas indica que as vigas CGP mantiveram rigidez equivalente até 15 kN (formação da primeira trinca). Com aumento da carga, manifesta comportamento um pouco mais dúctil;
- Houve pouco influência do tipo de matriz e da classe de resistência do concreto. Porém, foi percebido melhor desempenho das vigas de matriz geopolimérica em relação às de cimento Portland;
- Modelos constitutivos de não-linearidade física propostos para os CCP podem ser considerados como meios eficazes de análise comparativa com os CGP.

#### 2.4.4 Pelisser *et al.* (2018)

Pelisser *et al.* (2018) avaliaram experimentalmente o comportamento de vigas de concreto comparando com modelo numérico utilizando Elementos Finitos. Fabricaram-se duas vigas de concreto, uma com cimento Portland e outra com concreto geopolimérico à base de metacaulim. As armaduras longitudinais eram compostas por duas barras de aço de 16,0 mm no bordo inferior e duas barras de 5 mm no bordo superior. A armadura transversal foi composta por estribos com 6,3 mm de diâmetro, dispostos verticalmente e com espaçamento variável e cobrimento de 25 mm. Na Figura 2.29 é apresentada a geometria e representação do esquema de teste.

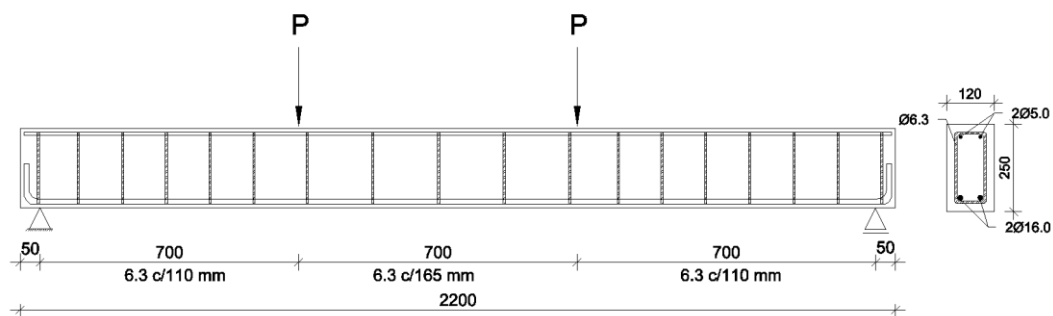


Figura 2.29 – Representação das vigas de Pelisser *et al.* (2018)

A configuração do ensaio por carregamento de dois pontos pode ser vista na Figura 2.30, enquanto as Figuras 2.31 e 2.32 exibem as fissuras e os padrões de ruptura das vigas, detalhando visualmente o comportamento estrutural observado durante os testes.



Figura 2.30 – Configuração do ensaio com carga aplicada em dois pontos, Pelisser *et al.* (2018)



Figura 2.31 – Estado da viga com concreto geopolimérico após o experimento, Pelisser *et al.* (2018)



Figura 2.32 – Estado da viga com concreto de cimento Portland após o experimento, Pelisser *et al.* (2018)

Após os resultados, conclui-se o seguinte:

- A caracterização do concreto geopolimérico mostrou que ele apresenta melhor aderência aço-concreto, maior resistência à compressão aos 28 dias e menor rigidez que o concreto Portland;
- A viga CGP é mais dúctil, com coeficiente de ductilidade de 1,92 contra 1,59 da viga CCP;
- A viga CGP atingiu maior carga de ruptura;
- A viga CGP apresentou maior tenacidade;
- O modelo de elementos finitos gerados com os dados de caracterização mecânica do concreto geopolimérico obteve resultados razoáveis e os resultados numéricos concordaram com os experimentais;
- A viga CGP deste estudo, após dois anos e exposta em ambiente externo, não apresenta sinais de lixiviação ou outro tipo de deterioração.

#### 2.4.5 Eisa *et al.* (2022)

Neste estudo, Eisa *et al.* (2022) fizeram experimentos com concreto geopolimérico à base de cinza volante e ativadores alcalinos de hidróxido de sódio e silicato de sódio. As seis vigas possuíam dimensões de (100 x 250 x 800) mm e mesma taxa de armadura, sendo três com concreto geopolimérico e três com concreto convencional. Foram analisados a capacidade de carga, o comportamento tensão-deformação e o comportamento carga-deflexão. Na Figura 2.33 é mostrada a configuração das vigas.

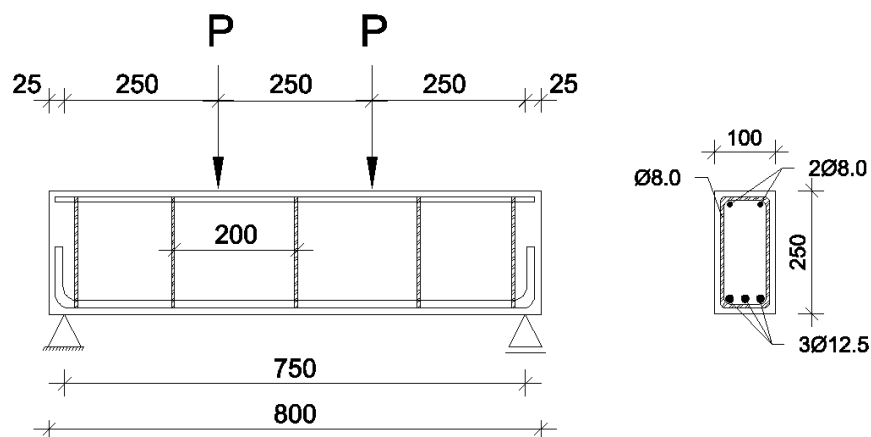


Figura 2.33 – Esquema das vigas ao ensaio de flexão (Eisa *et al.*, 2022)

A apresentação dos resultados inclui a configuração do ensaio de cisalhamento com carregamento de dois pontos na Figura 2.34 e as fissuras e modos de ruptura ilustrados nas Figuras 2.35 e 2.36.



Figura 2.34 – Configuração do ensaio da viga, Eisa *et al.* (2022).



Figura 2.35 – Modo de ruptura das vigas de concreto convencional, Eisa *et al.* (2022)





Figura 2.36 – Modo de ruptura das vigas de concreto geopolimérico, Eisa *et al.* (2022)

As investigações experimentais e análise dos resultados desta pesquisa levou às seguintes conclusões:

- As características da curva carga-deflexão do CGP e CCP foram quase idênticas;
- O número de fissuras, a região de fissuração e o espaçamento entre elas são mais proeminentes nas amostras de geopolímero;
- Geopolímero à base de cinza volante responde de maneira semelhante ao concreto convencional quando exposto a tensões de flexão (carga de fissuração inicial, largura da fissura, rigidez à flexão e carga última);
- Dado a semelhança em comportamento, os elementos de concreto geopolimérico podem ser projetados da mesma forma que o concreto convencional.

#### 2.4.6 Azevedo (2023)

No estudo realizado por Azevedo (2023), foram analisadas lajes lisas de concreto geopolimérico com agregado graúdo sintético e fibras de aço, focando principalmente na resistência ao puncionamento. A pesquisa teve como objetivo avaliar o desempenho de diferentes tipos de concreto, incluindo o geopolimérico, quando submetido a carregamentos concentrados, simulando uma situação de ligação laje-pilar. Foram realizadas experiências com lajes de (1400 x 1400 x 120) mm, com

variações de materiais, incluindo fibras de aço de diferentes volumes (0,4% a 1,0%), e o uso de agregado sintético de resíduo de bauxita, em substituição ao agregado convencional. Na Figura 2.37 é mostrada as dimensões das lajes e na Figura 2.38, o estado da laje após o ensaio

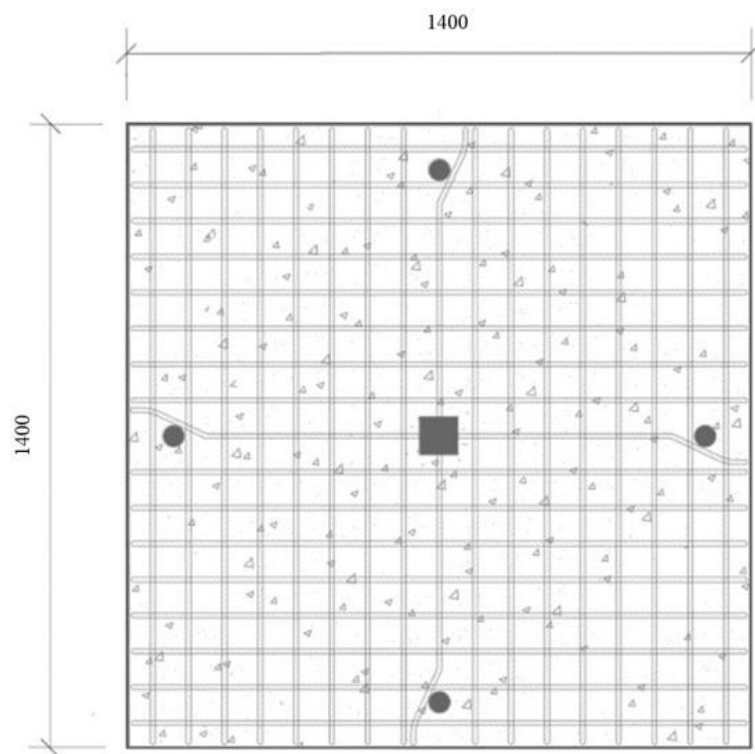


Figura 2.37 – Dimensões das lajes (Azevedo, 2023)



Figura 2.38 – Estado da laje após o ensaio (Azevedo, 2023)

Entre as conclusões do estudo, destacam-se os seguintes resultados principais:

- A presença de fibras de aço aumentou significativamente a resistência ao puncionamento das lajes, com um aumento proporcional ao volume de fibras utilizado, entre 9% e 39% para as lajes reforçadas;
- O concreto geopolimérico, embora com resistência à compressão inferior ao concreto convencional, se comportou de maneira similar em relação à resistência ao puncionamento;
- A análise das fissuras e dos modos de ruptura mostrou que as lajes reforçadas com fibras de aço apresentaram fissuras mais distribuídas e menores em comparação às lajes sem fibras.

### 3 MATERIAIS E MÉTODOS

O programa experimental deste trabalho consistiu no desenvolvimento de quatro vigas de concreto, sendo duas vigas com concreto geopolimérico ( $V_{CG}$ ) e duas viga com concreto convencional ( $V_{CC}$ ), realizados no Laboratório de Engenharia Civil (LEC) da Universidade Federal do Pará (UFPA). Os ensaios tiveram por objetivo avaliar o comportamento de vigas de mesmas dimensões com variação da taxa de armadura transversal dimensionadas para falhar por cisalhamento.

Os resultados obtidos do comportamento das tensões principais das vigas junto a verificação dos valores máximos de tensão e deformação foram comparados com as estimativas de resistência dos códigos normativos citados anteriormente, verificando assim o desempenho do material proposto. Foram ainda analisados a capacidade resistente das vigas e seu modo de ruína, as relações carga-deslocamento, e o mapeamento das fissuras.

#### 3.1 CARACTERÍSTICAS DAS VIGAS

Os modelos das quatro vigas possuem dimensões de (120 x 200 x 1500) mm simplesmente apoiadas em um vão efetivo de 1300 mm. O cobrimento inferior e superior da armadura adotado foi de 10 mm e, nas laterais, 20 mm, suficiente para total aderência das amaduras. A relação  $a/d$  foi adotada como 1, conforme a configuração do ensaio e a presença do friso inclinado a 45°. Na Tabela 3.1 são apresentadas as características das vigas.

Tabela 3.1 – Características das vigas ensaiadas

Viga	$b_w$ (mm)	$h$ (mm)	$L$ (mm)	$d$ (mm)	$A_s$ (mm <sup>2</sup> )	$A_{sw}$ (mm <sup>2</sup> )	$s$ (mm)
$V_{CG1}$	120	200	1300	179	368,2	39,3	150
$V_{CC1}$							
$V_{CG2}$							75
$V_{CC2}$							

Onde:

$b_w$  – largura;

$h$  – altura;

$L$  – comprimento;



$d$  – altura útil da seção;

$A_s$  – área da armadura longitudinal;

$A_{sw}$  – área da armadura transversal;

$s$  – espaçamento da armadura transversal.

Para as armaduras longitudinais, foram utilizados vergalhões de aço classe CA-50, nervurado, laminados a quente e com resistência característica de tensão de escoamento de 500 MPa. A armadura longitudinal utilizada foram 3 barras com diâmetro de 12,5 mm, constituindo uma área de aço de aproximadamente 368 mm<sup>2</sup>, suficientes para garantir a resistência à flexão das vigas durante o ensaio. Para armadura transversal, foram utilizados vergalhões de aço classe CA-60 com diâmetro de 5,0 mm e espaçamento variável. Todos os elementos dimensionados possuem apenas armadura de composição em sua zona de compressão, sendo utilizados dois ferros com diâmetro de 5 mm para melhor posicionamento dos estribos.

Devido a possibilidade de ocorrer esmagamento localizado do concreto decorrente das concentrações de tensões nas regiões de apoio e aplicação da carga, as regiões foram reforçadas utilizando dois estribos com diâmetro de 5 mm distantes 50 mm entre si. Também foi executado um friso (entalhe) a 45° do ponto de aplicação da carga ao apoio mais próximo. O friso, ao reduzir a seção da viga, atua como uma linha de falha planejada na ruptura por cisalhamento. Na Figura 3.1 são detalhadas as seções transversais das vigas com seu reforço e com suas dimensões em milímetros e na Figura 3.2 e Figura 3.3 são representadas suas seções longitudinais.

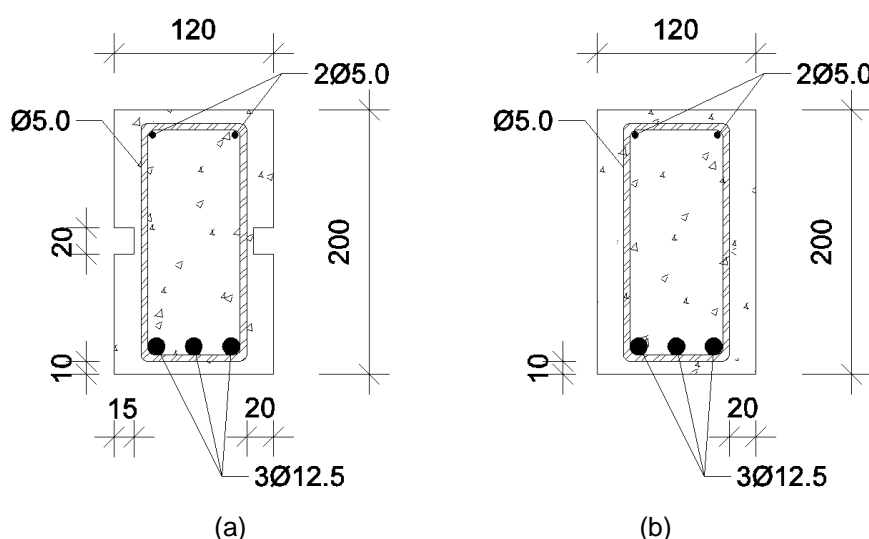


Figura 3.1 – Seção transversal das vigas com friso (a) e sem friso (b)

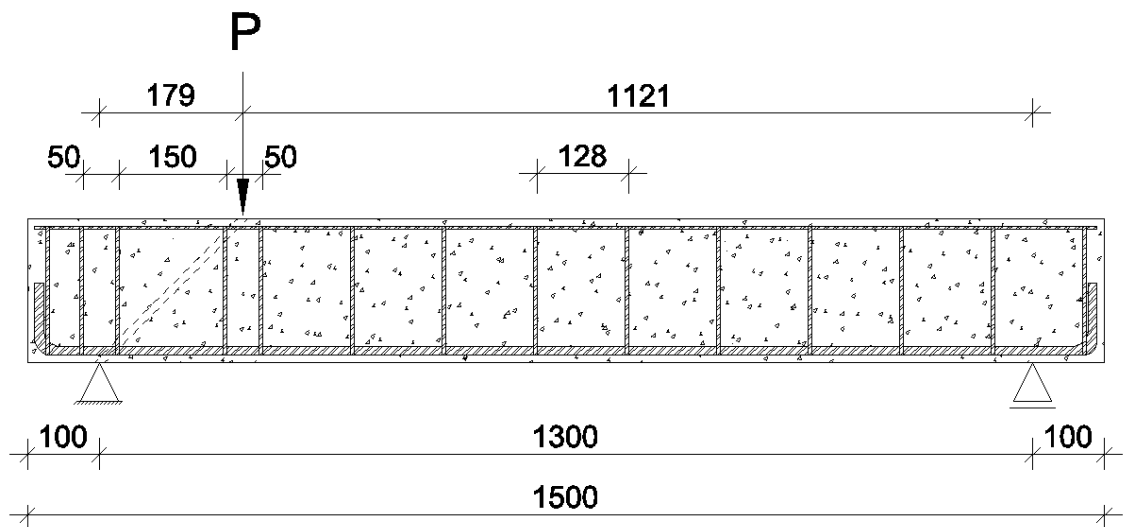


Figura 3.2 – Seção longitudinal das vigas V<sub>CG1</sub> e V<sub>CC1</sub>

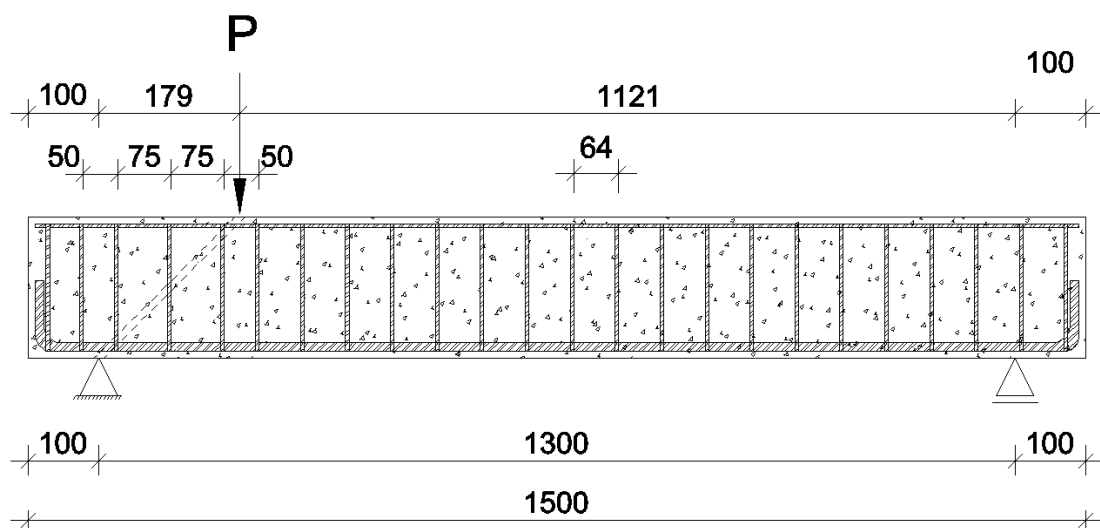


Figura 3.3 – Seção longitudinal das vigas V<sub>CG2</sub> e V<sub>CC2</sub>

A montagem das vigas teve início com o corte das barras longitudinais conforme indicado nos detalhamentos. Em seguida, realizou-se o processo de corte, dobra e amarração nos estribos, sendo que todas as ferragens foram meticulosamente dobradas com o auxílio de um gabarito previamente estabelecido para garantir a precisão das medidas. Após a confecção das armaduras, foram inseridas pastilhas cimentícias de 10 mm e 20 mm para proporcionar o espaçamento adequado entre as ferragens e a forma. Essa medida adicional visa garantir a uniformidade na disposição das armaduras, contribuindo assim para a eficiência estrutural das vigas durante os ensaios subsequentes.

## 3.2 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

### 3.2.1 Concreto geopolímero e convencional

#### 3.2.1.1 Dosagem

É de suma importância o conhecimento da composição do concreto e as especificações dos seus constituintes, tanto no seu estado fresco quanto endurecido. Assim, o concreto convencional foi dosado e produzido no Laboratório de Engenharia Civil da UFPA, utilizando o método da ABCP (Associação Brasileira de Cimento Portland). Foram utilizados cimento Portland CII E, areia fina para o agregado miúdo e brita zero lavada, com diâmetro máximo de 9,5 mm, como agregado graúdo.

Para o concreto geopolimérico, foi utilizado metacaulim com massa específica de 2,56 kg/dm<sup>3</sup>, fornecido pela empresa Metacaulim do Brasil. Como agregados, utilizou-se areia fina e brita zero. A solução ativadora alcalina foi elaborada utilizando hidróxido de sódio em escamas da marca Carbocloro, com pureza de 98%, e silicato de sódio neutro da marca Bandeirante Brazmo, com densidade de 1,4 g/cm<sup>3</sup> e viscosidade, a 25°C, entre 400 e 800 cP. O processo de preparo seguiu a metodologia conhecida como *two-part mixing*, recomendada na literatura. Inicialmente, o hidróxido de sódio foi dissolvido em água, provocando uma reação exotérmica que elevou a temperatura da solução. Após o resfriamento, o hidróxido de sódio dissolvido foi armazenado em recipientes de 20 litros. Em seguida, a solução de 12 mols foi misturada ao silicato de sódio neutro na proporção de 1:2, formando a solução alcalina. Novamente, houve uma reação exotérmica, e foi necessário aguardar o resfriamento completo da solução alcalina para prosseguir com o processo de concretagem.

Durante a mistura do precursor com a solução ativadora, foi observada uma elevada liberação de calor, característica desse tipo de reação. A quantidade de água e solução alcalina utilizada na mistura foi estabelecida em 10% e 80% da massa do precursor, respectivamente, garantindo a fluidez adequada e a reatividade do sistema. A Tabela 3.2 e a Tabela 3.3 contêm os traços dos concretos empregados e na Figura 3.4 é apresentada a separação dos materiais.

Tabela 3.2 – Materiais constituintes e consumo do concreto convencional

Concreto convencional				
Cimento <sup>a</sup> (kg)	Areia <sup>b</sup> (kg)	Brita <sup>c</sup> (kg)	Água (L)	Quantidade (L)
108,22	162,33	270,55	58,44	250

<sup>a</sup> CII E;

Traço unitário [1:1,5:2,5:0,54].

Tabela 3.3 – Materiais constituintes e consumo do concreto geopolimérico

Concreto geopolimérico					
Metacaulim (kg)	Areia <sup>a</sup> (kg)	Brita <sup>b</sup> (kg)	Água (L)	Solução (kg)	Quantidade (L)
108,22	162,33	270,55	10,82	86,58	250

<sup>a</sup> Areia fina: diâmetro máximo = 1,18 mm e massa específica = 2,64 g/cm<sup>3</sup>;

<sup>b</sup> Brita 0: diâmetro máximo = 9,5 mm e massa específica = 2,67 g/cm<sup>3</sup>.



Figura 3.4 – Separação de materiais

A seguir estão os registros das armaduras das quatro vigas nas Figuras 3.5, 3.6, 3.7 e 3.8.



Figura 3.5 – Armadura da Viga V<sub>CC1</sub>



Figura 3.6 – Armadura da Viga VCG1



Figura 3.7 – Armadura da Viga VCC2



Figura 3.8 – Armadura da Viga VCG2

A forma foi projetada com o propósito de conferir aos componentes inércia contra movimentações e vibrações excessivas durante o estado fresco do concreto, assegurando dimensões precisas nas vigas e o posicionamento correto das barras (Figuras 3.9, 3.10 e 3.11). A forma foi limpa, com remoção de poeira ou material inerte ou reativo ao concreto. Em toda a sua superfície de contato com o concreto, aplicou-se desmoldante para garantir um acabamento aprimorado e facilitar a remoção sem causar danos às faces. Essas práticas contribuem não apenas para a eficiência construtiva, mas também para a qualidade estética e estrutural das vigas produzidas.



Figura 3.9 – Formas das vigas





Figura 3.10 – Formas com as armações das vigas



Figura 3.11 – Vigas concretadas

### 3.2.1.2 Ensaios de propriedades mecânicas dos materiais

Conforme mencionado por MONTTOYA *et al.* (2004), resultados comparativos derivados de ensaios em diversos corpos de prova (CPs) com dimensões distintas indicam que, probabilisticamente, quanto maior o volume de concreto, menor é a resistência, devido à possibilidade de apresentarem um maior volume de vazios, resultando em deformações mais elevadas. Levando isso em consideração, corpos de prova com uma relação diâmetro e altura igual a dois proporcionam uma racionalização eficiente do formato para adensamento, além de um controle aprimorado do volume de vazios. Isso, por sua vez, contribui para um melhor controle nos resultados de compressão axial, compressão diametral e módulo de elasticidade. Portanto, optou-se por utilizar corpos de prova com formato cilíndrico, apresentando diâmetro e altura respectivos de  $(100 \times 200)$  mm<sup>2</sup>, conforme registrado na Figura 3.12, visando alcançar maior uniformidade e precisão nos resultados dos ensaios.

Ressalta-se que as propriedades mecânicas de ambos foram obtidas experimentalmente a partir de corpos de prova (CPs) cilíndricos, moldados e curados

conforme a NBR 5738 (ABNT, 2016). Eles são submetidos à ensaios destrutivos, sendo três CPs para o ensaio de compressão axial, três CPs para compressão diametral e três para o módulo de para cada viga. Esses ensaios amplamente aplicados tanto em concretos convencionais quanto em concretos geopolimérico e são fundamentais para a caracterização mecânica, oferecendo uma visão completa de suas propriedades de resistência à compressão, tração e rigidez. Sendo essenciais para a validação de desempenho em projetos estruturais e para assegurar a qualidade e a confiabilidade dos resultados obtidos nos ensaios, contribuindo para a robustez do estudo.



Figura 3.12 – Corpos de prova moldados

O ensaio de compressão axial, normatizado pela NBR 5739 (ABNT, 2007), é amplamente utilizado para determinar a resistência à compressão do concreto. Esse ensaio é realizado nos corpos de prova cilíndricos de concreto padronizados, após o período de cura. O ensaio consiste em aplicar uma carga axial crescente até a ruptura do corpo de prova, utilizando uma prensa hidráulica, conforme Figura 3.13. Sendo o principal objetivo determinar a resistência característica à compressão do concreto ( $f_{ck}$ ), que é o parâmetro mais importante para a caracterização do concreto em termos de desempenho mecânico.



Figura 3.13 – Ensaio de compressão axial

O ensaio de compressão diametral, normatizado pela NBR 7222 (ABNT, 2011), também conhecido como ensaio de tração por compressão diametral, é utilizado para determinar a resistência à tração indireta do concreto. O corpo de prova cilíndrico é posicionado horizontalmente na prensa, de modo que a carga é aplicada ao longo do seu diâmetro, conforme Figura 3.14. Durante o ensaio, a carga aplicada no diâmetro do cilindro gera tensões de tração perpendicularmente ao plano de aplicação da carga, resultando na ruptura por tração.



Figura 3.14 – Ensaio de compressão diametral



O ensaio de módulo de elasticidade, normatizado pela NBR 8522 (ABNT, 2008), é utilizado para determinar o módulo estático de elasticidade do concreto, uma propriedade que expressa a relação entre tensões e deformações elásticas. Este parâmetro é essencial para avaliar o comportamento do concreto em termos de rigidez e capacidade de deformação sob carga. O ensaio é realizado em corpos de prova cilíndricos de concreto, submetidos a cargas crescentes, e a deformação axial resultante é medida por meio de extensômetros, conforme Figura 3.15.



Figura 3.15 – Ensaio de módulo de elasticidade

No presente trabalho, também foi realizado o ensaio de abatimento de tronco de cone para medir a trabalhabilidade do concreto fresco utilizado na moldagem das vigas. Ele é um ensaio padrão de controle de qualidade, conforme a norma NBR 7223 (ABNT, 1992), que avalia a consistência do concreto, garantindo que a mistura apresente condições adequadas para ser moldada e compactada de forma eficiente. A consistência é uma característica crucial, pois afeta diretamente a facilidade de manuseio do concreto e a sua resistência após a cura. Assim, foram realizados ensaios de para os concretos convencional e geopolimérico. O abatimento do concreto convencional foi de 100 mm, enquanto o concreto geopolimérico apresentou um abatimento de 190 mm, de acordo com a Figura 3.16. Esses valores indicam que ambos os concretos possuem trabalhabilidade adequada para o processo de moldagem, com o concreto convencional sendo ligeiramente mais fluido do que o

geopolimérico. No entanto, as duas misturas atenderam aos critérios de consistência exigidos para a execução dos ensaios.



Figura 3.16 – Abatimento de tronco de cone

### 3.2.2 Armadura

Os ensaios de caracterização dos aços utilizados seguiram as diretrizes estabelecidas pela NBR 6152 (ABNT, 1992). Os testes foram realizados em lotes de três espécimes para as bitolas de 5,0 mm (CA-60) e 12,5 mm (CA-50), com o objetivo de determinar as principais propriedades mecânicas do material, como o módulo de elasticidade, a tensão de escoamento, e a tensão de ruptura à tração. Esses ensaios foram conduzidos no Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Federal do Pará (UFPA), utilizando-se uma máquina universal de ensaios. Esta máquina é equipada para aplicar forças de tração ao longo da peça, enquanto as deformações são medidas por meio de extensômetros mecânicos, que garantem precisão na obtenção das leituras de alongamento do material.

## 3.3 INSTRUMENTAÇÃO

As vigas foram instrumentadas de acordo com o padrão ilustrado na Figura 3.17, em que  $EER_c$  indica o extensômetro de resistência elétrica do concreto e  $EER_s$  representa o extensômetro do aço. Para cada viga, foram instalados um extensômetros no

concreto, um na armadura longitudinal e um na armadura transversal, com o objetivo de monitorar os deslocamentos nos respectivos pontos. As leituras foram realizadas por meio de um sistema de aquisição de dados, seguindo o comportamento das vigas até o estado limite último, em locais teoricamente definidos como pontos de máxima tensão de flexão e cisalhamento. E, para verificar os deslocamentos, foram posicionados dois defletômetros digitais, um na face inferior externa da viga, localizado no meio do vão, e outro na direção do ponto de aplicação da carga.

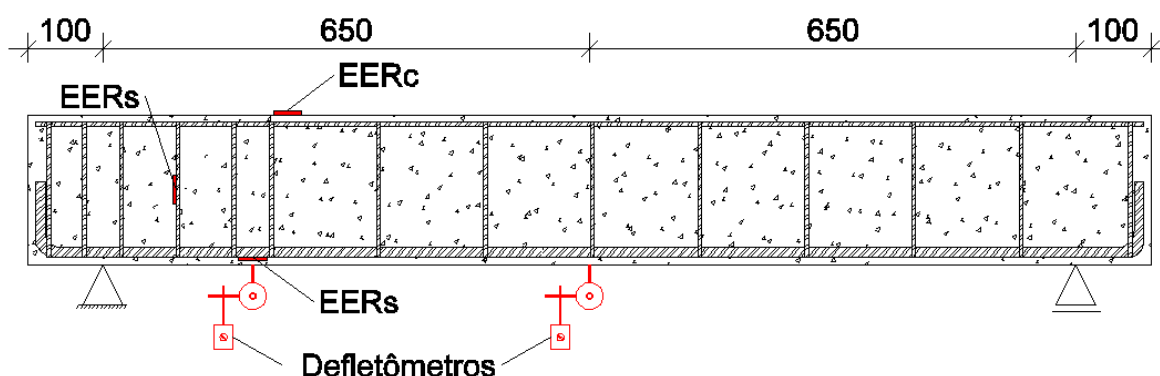


Figura 3.17 – Seção monitorada durante os ensaios

O monitoramento das deformações nas armaduras de cisalhamento e flexão foi realizado utilizando extensômetros elétricos de resistência (EER) da marca Excel Sensores, modelo PA-06-125AA-120L, com grelha de dimensões de 3,18 x 3,18 mm<sup>2</sup>. Esses extensômetros foram fixados na superfície lateral da barra de aço com cola de cianoacrilato, como apresentado na Figura 3.18. Os contatos elétricos foram soldados com estanho em dois fios de cobre, e o sistema foi protegido com araldite (cola epoxídica), seguido da aplicação de fita de auto fusão para garantir isolamento adequado contra o meio alcalino do concreto. Braçadeiras elásticas foram usadas para evitar movimentação dos fios, garantindo que as leituras das deformações sofressem o mínimo de interferência externa, permitindo uma observação precisa do estado elasto-plástico da peça.



Figura 3.18 – Extensômetros nas armaduras transversal e longitudinal

As deformações longitudinais no concreto foram medidas com extensômetros elétricos de resistência (EER) da Excel Sensores, modelo PA-06-201BA-120L, com grelha de dimensões de 51,1 x 2,03 mm<sup>2</sup>. Esses extensômetros foram fixados na superfície superior do concreto, próximo ao ponto de aplicação da carga, conforme Figura 3.19. A área de contato foi previamente regularizada, e uma camada de araldite foi aplicada, secando por 20 minutos antes da fixação definitiva dos extensômetros com cola de cianoacrilato. Os contatos elétricos foram soldados com estanho em fios de cobre, permitindo a conexão ao sistema de aquisição de dados para monitoramento contínuo das deformações.



Figura 3.19 – Extensômetro no concreto

As flechas nas vigas foram mensuradas utilizando dois deflectômetros digitais devidamente calibrados, com capacidade de 100 mm e precisão de 0,01 mm. O deflectômetro foi apoiado em uma estrutura rígida auxiliar sobre a laje de reação,



garantindo que não houvesse interferências externas, como vibrações ou deslocamentos, que pudessem comprometer a precisão das medições.

### 3.4 SISTEMA DE ENSAIO

Para a realização dos ensaios, as vigas foram transportadas até o pórtico de reação utilizando uma empilhadeira e posicionadas no sentido do maior vão (direção longitudinal) nas proximidades das extremidades, simulando um sistema isostático com apoios de primeiro e segundo gêneros. Os ensaios foram realizados sobre uma laje de reação, utilizando o princípio de ação e reação para a aplicação de cargas concentradas. Conforme ilustrado nas Figuras 3.20, 3.21 e 3.22, o carregamento foi aplicado de forma pontual e perpendicular ao eixo longitudinal da viga, utilizando um cilindro hidráulico com capacidade de 1000 kN e precisão de 0,5 kN. Para garantir o correto funcionamento do sistema de ensaio e a estabilidade inicial da viga, foi aplicada uma carga preliminar de 1 kN. Em seguida, procedeu-se à verificação do funcionamento de todos os extensômetros, garantindo a precisão das medições por meio do sistema de aquisição de dados. O ensaio foi realizado com carga excêntrica, assegurando que o ângulo da biela fosse de 45°.

O carregamento foi então aplicado de forma incremental e progressiva, com incrementos de aproximadamente 5 kN, monitorados por um relógio digital acoplado à célula de carga. As leituras foram realizadas em intervalos de dois minutos, permitindo um mapeamento detalhado das fissuras e da deformação da viga. Ao longo do ensaio, foi assegurado um número mínimo de 20 leituras, garantindo a representatividade dos dados obtidos e uma análise precisa do comportamento estrutural da viga. O ensaio prosseguiu até que a viga atingisse o colapso, quando a capacidade máxima de resistência ao cisalhamento foi avaliada.

As leituras de deformação foram realizadas utilizando um sistema modular de aquisição de dados ALMEMO® 5690-2M, da Ahlborn, com o *software* AMR WinControl responsável pelo monitoramento contínuo dos dados. As deformações nas armaduras de tração, nos estribos e no concreto foram capturadas por extensômetros estrategicamente posicionados. Além disso, deflectômetros foram utilizados para mensurar com precisão os deslocamentos ao longo do ensaio. As leituras foram

realizadas em cada incremento de carga, permitindo uma análise contínua e detalhada do comportamento da viga em diferentes estados de carregamento.

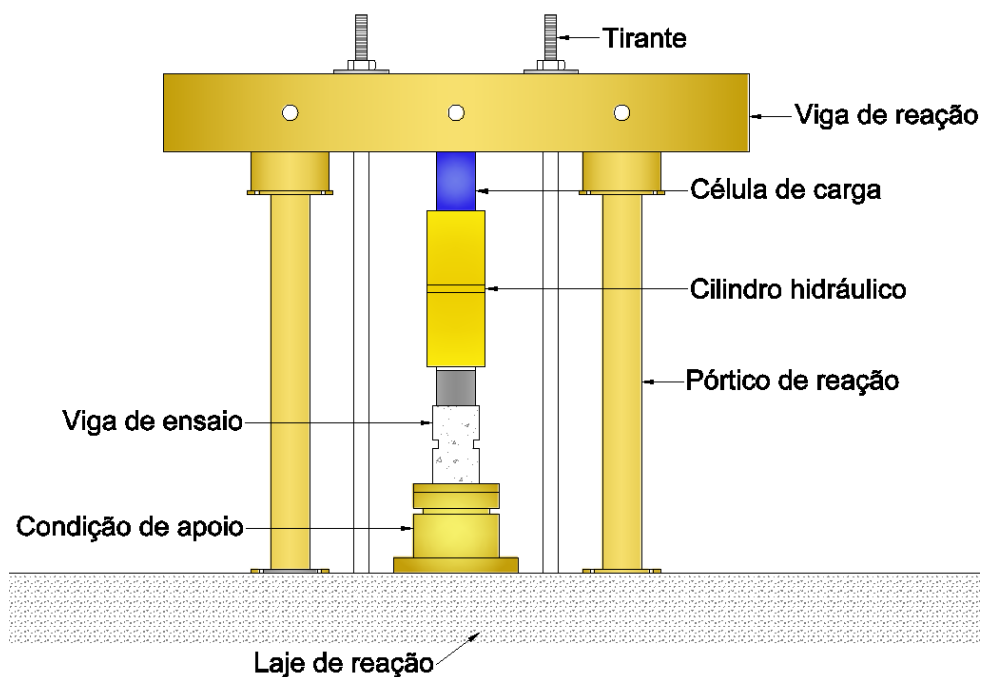


Figura 3.20 – Esquema de ensaio – vista frontal

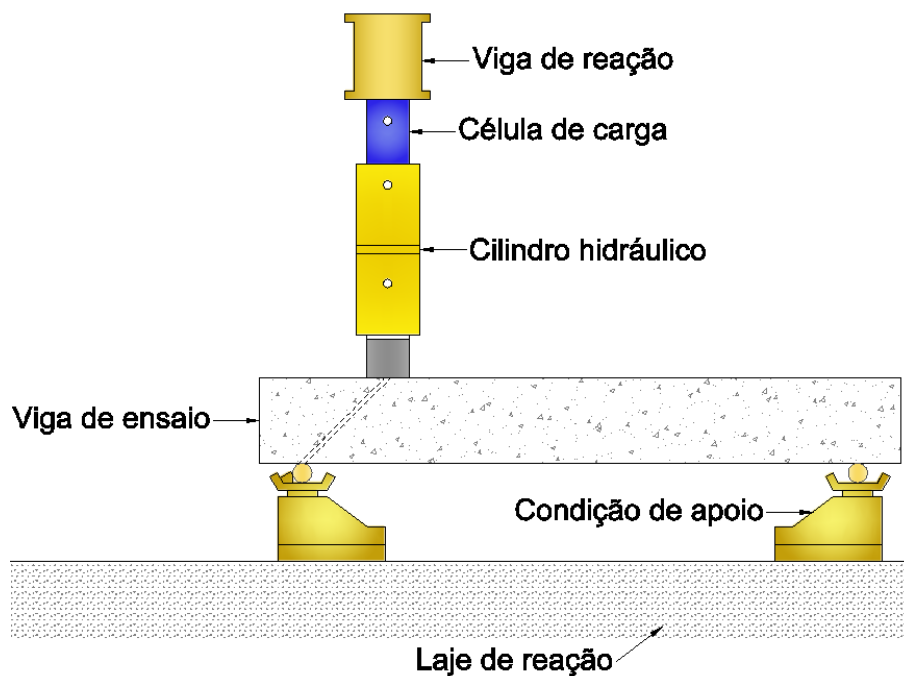


Figura 3.21 – Esquema de ensaio – vista lateral



Figura 3.22 – Sistema de ensaio

Nos diagramas de esforço cortante e momento fletor, representados na Figura 3.23, é ilustrada a distribuição das forças ao longo das vigas. Nesse ensaio, a seção está submetida ao momento fletor e esforços de cisalhamento. Essa combinação de tensões gera um regime de flexão e cisalhamento, que pode levar a uma ruptura mista, com potencial predomínio do cisalhamento.

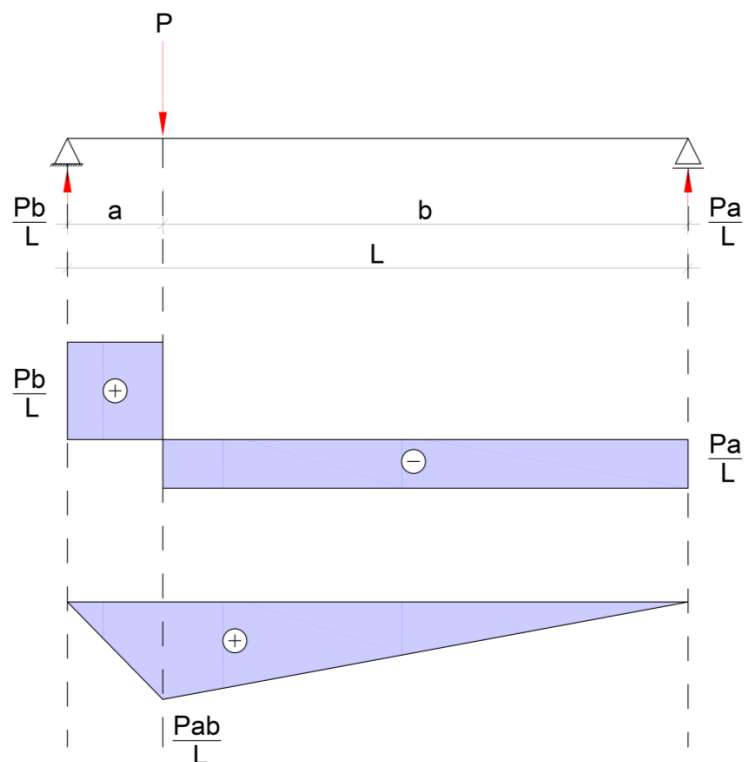


Figura 3.23 – Diagrama de esforço cortante e momento fletor

### 3.5 CAPACIDADE DE CARGA PREVISTA

Para a previsão da capacidade de carga das vigas ensaiadas, foram realizados cálculos com base nas normas técnicas pertinentes. No entanto, todos os coeficientes normativos de majoração e minoração de carregamento, bem como de capacidade resistente dos materiais, foram removidos. Esse procedimento foi adotado para permitir uma avaliação mais direta do comportamento estrutural das vigas, sem a influência de fatores de segurança que, embora essenciais para o dimensionamento em situações reais, poderiam mascarar os resultados experimentais.

A deformação limite da armadura de flexão ( $\epsilon_{ys}$ ) foi fixada em 2,5‰, enquanto o limite de deformação para o concreto ( $\epsilon_c$ ) foi considerado em 3,5‰. Com esses parâmetros, foi possível calcular a posição da linha neutra ( $x$ ). E, a fim de garantir que as vigas falhassem por cisalhamento e não por flexão, foi realizado um reforço na armadura longitudinal (flexão), aumentando sua capacidade de resistência. Dessa forma, o foco do estudo foi mantido na avaliação do comportamento ao cisalhamento, que constitui o objetivo principal dos ensaios.

Os cálculos realizados permitiram a obtenção dos esforços resistentes para cada viga, conforme cada norma adotada, os quais foram organizados na Tabela 3.4, facilitando a visualização e comparação dos resultados. Além disso, foi feita uma análise adicional ao dividir a carga última de flexão calculada pela carga de cisalhamento, demonstrando que as vigas estavam adequadamente dimensionadas e prontas para serem submetidas aos ensaios experimentais.

Tabela 3.4 – Esforços característicos e resistentes das vigas

Viga	$P_{flex}$ (kN)	$V_{NBR}$ (kN)	$P_{flex}/V_{NBR}$	$V_{ACI}$ (kN)	$P_{flex}/V_{ACI}$	$V_{EC2}$ (kN)	$P_{flex}/V_{EC2}$
$V_{CC1}$	171,1	60,3	2,84	58,7	2,91	29,8	5,74
$V_{CG1}$							
$V_{CC2}$	171,1	135,5	1,26	138	1,24	89,5	1,91
$V_{CG2}$							

Essa abordagem visou permitir que as vigas fossem testadas com a confiança de que o comportamento ao cisalhamento seria o principal modo de falha observado, cumprindo o objetivo de investigar a resistência ao cisalhamento das vigas de concreto geopolimérico e de concreto convencional.



## 4 RESULTADOS EXPERIMENTAIS

### 4.1 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

#### 4.1.1 Concreto

Os ensaios para determinar as propriedades mecânicas do concreto das vigas, como a compressão axial, tração por compressão e o módulo de elasticidade, foram realizados após 28 dias de cura. O procedimento adotado para a cura dos corpos de prova envolveu sua submersão em um tanque de água mantido em temperatura ambiente, estendendo-se por um período inicial crítico de três dias, garantindo assim a homogeneidade do processo de hidratação do concreto. Conforme ilustrado na Tabela 4.1, as propriedades mecânicas do concreto foram obtidas a partir da ruptura dos corpos de prova.

Tabela 4.1 – Propriedades mecânicas do concreto

Viga	$f_c$ (MPa)	$f_{ct}$ (MPa)	$E_c$ (GPa)
V <sub>CC1</sub>	30,60	2,78	30,90
V <sub>CC2</sub>			
V <sub>CG1</sub>	35,50	2,98	19,80
V <sub>CG2</sub>	36,20	3,76	19,11

As vigas de concreto convencional foram produzidas a partir de uma única betonada, o que explica os valores uniformes. As propriedades resultantes, obtidas a partir dos ensaios, revelam uma compressão axial de 30,60 MPa e valores de resistência à tração e módulo de elasticidade próximos ao esperado, o que confirma a qualidade e a homogeneidade do concreto utilizado.

Por outro lado, as vigas de concreto geopolimérico foram moldadas em betonadas distintas devido ao curto tempo de pega do concreto geopolimérico, de trinta minutos, o que poderia afetar a resistência e a homogeneidade do material se as vigas fossem produzidas simultaneamente. Isso explica as variações nos valores de resistência à compressão e módulo de elasticidade observadas nas vigas de concreto geopolimérico.

As vigas de concreto geopolimérico registraram valores ligeiramente superiores de resistência à compressão e tração em comparação ao concreto convencional. A viga

$V_{CG1}$  alcançou uma resistência à compressão de 35,50 MPa, enquanto a viga  $V_{CG2}$  atingiu 36,20 MPa, representando um aumento de 16% e 18,3%, respectivamente, em relação às vigas de concreto convencional. Esses resultados destacam o potencial desse material em fornecer desempenho estrutural aprimorado. Em termos de resistência à tração, a viga  $V_{CG1}$  registrou 2,98 MPa e a viga  $V_{CG2}$  3,76 MPa, apresentando um aumento de aproximadamente 7% e 35% em relação ao valor de 2,78 MPa obtido pelas vigas de concreto convencional.

No entanto, o módulo de elasticidade das vigas de concreto geopolimérico foi significativamente menor (19,80 GPa para a  $V_{CG1}$  e 19,11 GPa para a  $V_{CG2}$ ) em comparação ao das vigas de concreto convencional (30,90 GPa), apesar da utilização dos mesmos tipos e quantidades de agregados. Isso indica que, apesar da maior resistência à compressão e à tração, o concreto geopolimérico possui uma maior capacidade de deformação. Essa característica pode influenciar de forma significativa o comportamento das vigas sob diferentes estados de esforço, sugerindo maior flexibilidade e absorção de energia antes da ruptura. O menor módulo de elasticidade pode ser uma característica vantajosa em termos de absorção de energia e resistência a impactos, além de proporcionar uma maior redistribuição de tensões antes da ruptura. No entanto, essa maior deformabilidade também pode limitar o uso do concreto geopolimérico em situações em que menores deformações são desejadas, como em elementos que exigem alta rigidez.

Este fenômeno pode ser explicado pela composição interna do concreto geopolimérico, onde o ligante (metacaulim ativado com soluções alcalinas) possui uma estrutura molecular diferente do cimento Portland, resultando em uma matriz mais flexível. A menor rigidez intrínseca do ligante geopolimérico, quando comparada à matriz de cimento Portland, é o principal fator que pode justificar a menor rigidez global (módulo de elasticidade) do material.

#### **4.1.2 Aço**

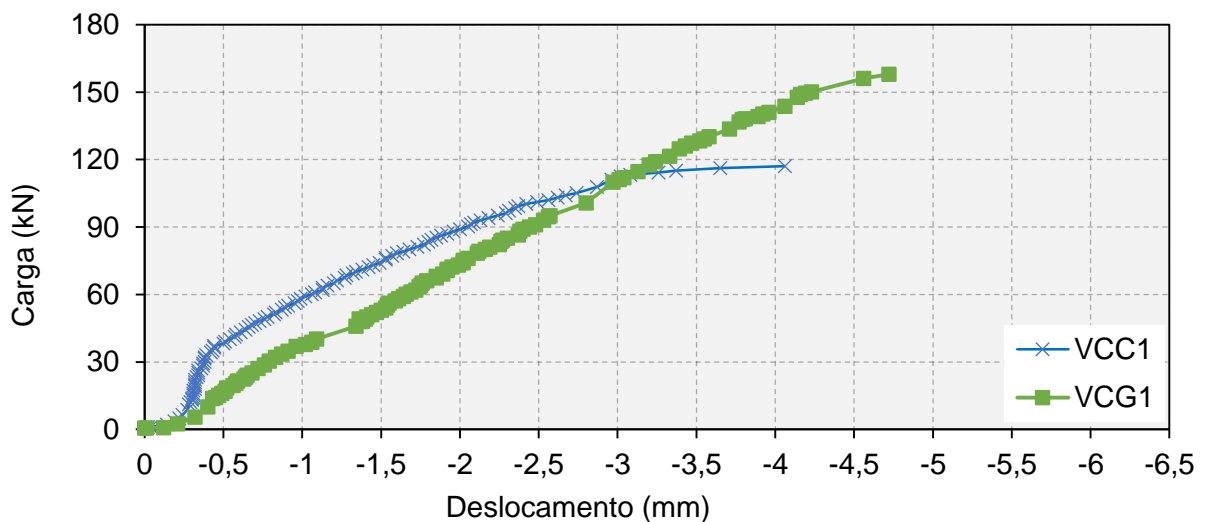
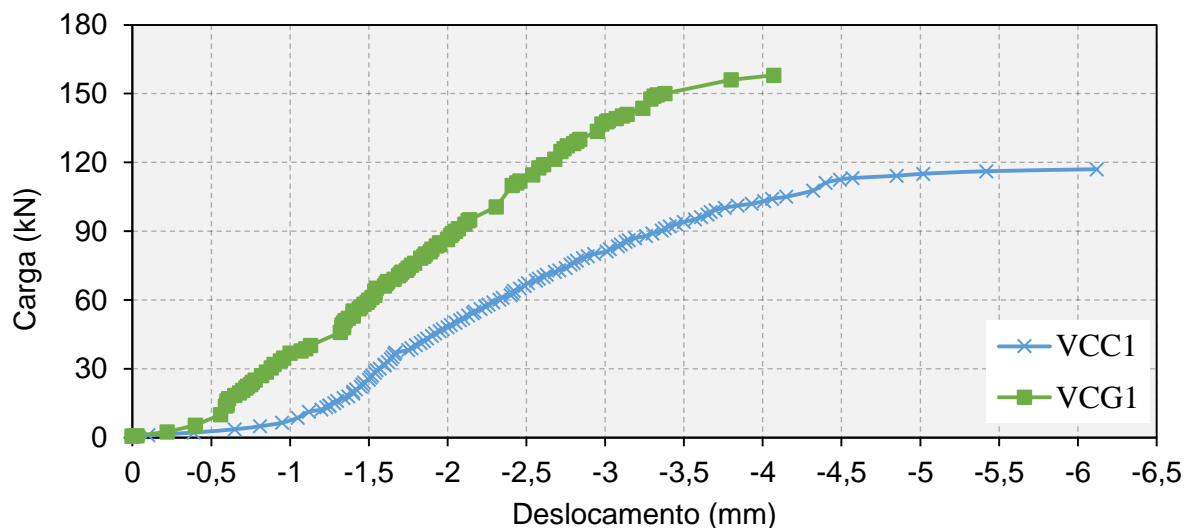
As barras de aço utilizadas na confecção das vigas pertenciam às classes CA-50 ( $\varnothing$  12.5 mm) e CA-60 ( $\varnothing$  5 mm). O valor da tensão de escoamento foi obtido a partir da média dos corpos de prova. A Tabela 4.2 reúne as propriedades mecânicas dos aços ensaiados.

Tabela 4.2 – Propriedades mecânicas do aço

$\varnothing$ (mm)	$f_{ys}$ (MPa)	$\varepsilon_{ys}$ (‰)	$E_s$ (GPa)
5,0	638	4,6	245,4
12,5	568	2,5	227,2

## 4.2 DESLOCAMENTOS VERTICAIS DAS VIGAS

Os valores obtidos por meio dos deflectômetros digitais posicionados no ponto de aplicação de carga das vigas e centralmente nas vigas tinham como objetivo mensurar os deslocamentos, fornecendo as flechas imediatas resultantes da aplicação de cargas pontuais sobre as vigas. Nas Figuras 4.1 e 4.3 são apresentados os gráficos do deslocamento em função da carga no meio do vão, e nas Figuras 4.2 e 4.4, no ponto de aplicação da carga.

Figura 4.1 – Diagrama carga – deslocamento no meio do vão ( $V_{CC1}$  e  $V_{CG1}$ )Figura 4.2 – Diagrama carga – deslocamento no ponto de aplicação da carga ( $V_{CC1}$  e  $V_{CG1}$ )

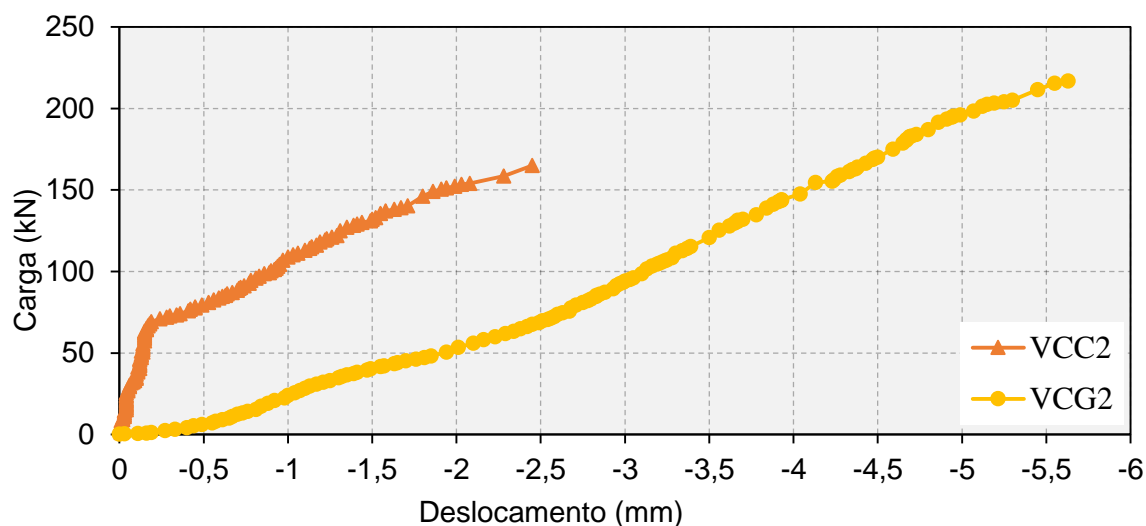


Figura 4.3 – Diagrama carga – deslocamento no meio do vão ( $V_{CC2}$  e  $V_{CG2}$ )

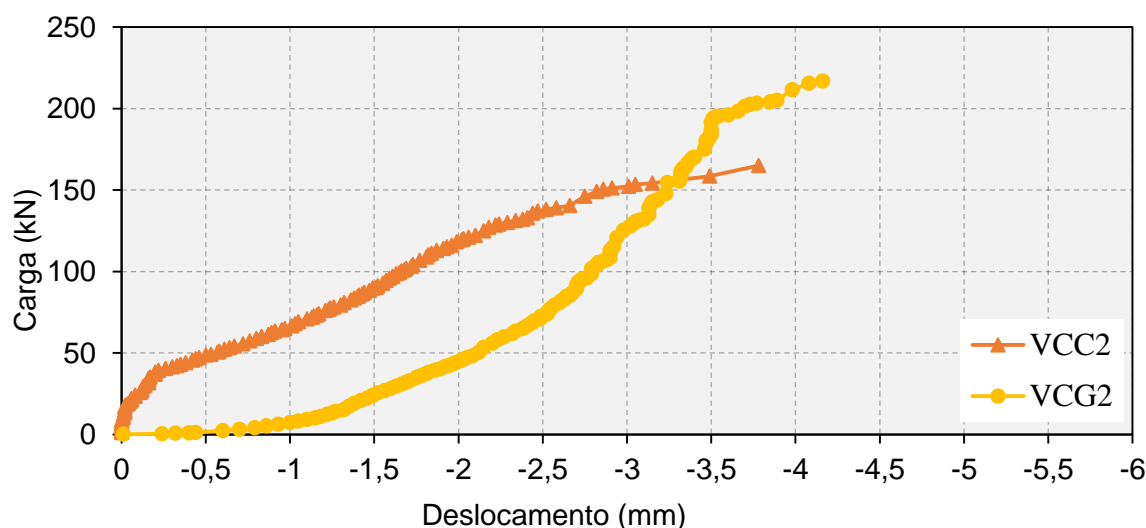


Figura 4.4 – Diagrama carga – deslocamento no ponto de aplicação da carga ( $V_{CC2}$  e  $V_{CG2}$ )

As vigas de concreto geopolimérico apresentaram maiores deslocamentos em comparação às vigas de concreto convencional para a mesma carga. Esse comportamento é esperado, dada a diferença no módulo de elasticidade entre os dois materiais. O concreto geopolimérico, com um módulo de elasticidade menor, permite maior deformabilidade, o que pode ser vantajoso em termos de absorção de energia. Contudo, esse aumento na deformação pode representar uma limitação em aplicações que exigem menores deformações para garantir a segurança e estabilidade da estrutura.

É possível observar que a  $V_{CG1}$  apresentou menor deformação no ponto de aplicação da carga em comparação com a  $V_{CC1}$ . Esse comportamento pode ser atribuído a uma

combinação de fatores, como variações na composição e microestrutura que não são uniformes ao longo da viga, causando comportamentos anômalos em termos de deformação ou, até mesmo, imperfeições ou defeitos que não foram detectados antes do teste, como microfissuras ou áreas de fraqueza estrutural que poderiam influenciar os resultados das medições.

É importante ressaltar que esses resultados podem ser um indício de comportamento atípico da viga  $V_{CG1}$ , o que sugere a necessidade de repetir os testes com múltiplas vigas para confirmar a consistência dos dados e identificar se essa observação é uma anomalia ou faz parte de um comportamento característico das vigas de concreto geopolimérico.

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2023), para vigas com um vão de 1300 mm, o deslocamento admissível no Estado Limite de Serviço (ELS) é limitado a 1/250 do vão livre, ou seja, 5,2 mm. Esse valor representa um ponto de alerta para a ocorrência de deformações excessivas, que poderiam comprometer a integridade da estrutura.

Os valores de deslocamento máximo obtidos, especialmente nas vigas  $V_{CG1}$  (-4,72 mm) e  $V_{CG2}$  (-5,63 mm), aproximam-se ou ultrapassam ligeiramente esse limite, indicando que essas vigas se aproximaram de um Estado Limite Último (ELU) antes do colapso. Esse fato reforça a necessidade de monitoramento contínuo em estruturas de concreto geopolimérico para garantir que os deslocamentos não excedam o valor aceitável, prevenindo deformações críticas que poderiam levar ao colapso estrutural.

Por outro lado, os deslocamentos das vigas de concreto convencional ( $V_{CC1}$  e  $V_{CC2}$ ) ficaram dentro dos limites normativos, com a viga  $V_{CC2}$  apresentando o menor deslocamento de -2,45 mm, o que demonstra uma maior rigidez dessas vigas em comparação com as geopoliméricas.

Essa análise demonstra que, apesar das vantagens do concreto geopolimérico, como maior absorção de energia, seu menor módulo de elasticidade pode levar a deformações maiores, o que requer atenção especial no dimensionamento e na aplicação desse material em estruturas onde deformações excessivas não são desejadas.

## 4.3 DEFORMAÇÕES

### 4.3.1 Concreto

Os esforços de compressão observados nos elementos ensaiados são resultantes das deformações perpendiculares ao eixo longitudinal da viga, nos pontos de aplicação da carga. Essas deformações geram tensões de compressão na parte superior e tensões de tração na parte inferior. Como o concreto é um material menos elástico em comparação com as armaduras de tração, sua deformação é inferior e, de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2023), limitada a 3,5 ‰.

Por meio dos extensômetros elétricos de resistência e do sistema de aquisição de dados, foi possível monitorar e interpretar as deformações ao longo dos ensaios. As leituras indicaram que os valores máximos de deformação para cada viga ficaram bem abaixo do limite estabelecido. Isso indica que, em todos os casos, a zona comprimida do concreto se manteve íntegra e não houve colapso por esmagamento, o que reforça a eficiência do concreto geopolimérico na resistência à compressão. Este comportamento é ilustrado nas Figuras 4.5 e 4.6, nas quais os resultados confirmam que, mesmo em condições extremas de carregamento, o concreto na zona de compressão permaneceu no regime elástico.

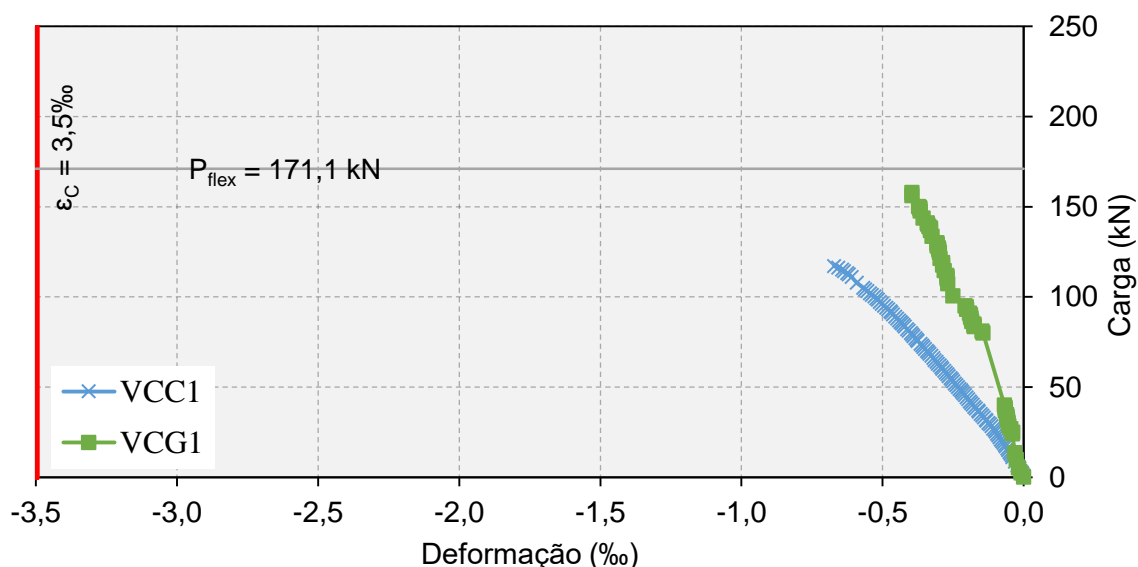


Figura 4.5 – Diagrama carga – deformação do concreto (VCC1 e VCG1)

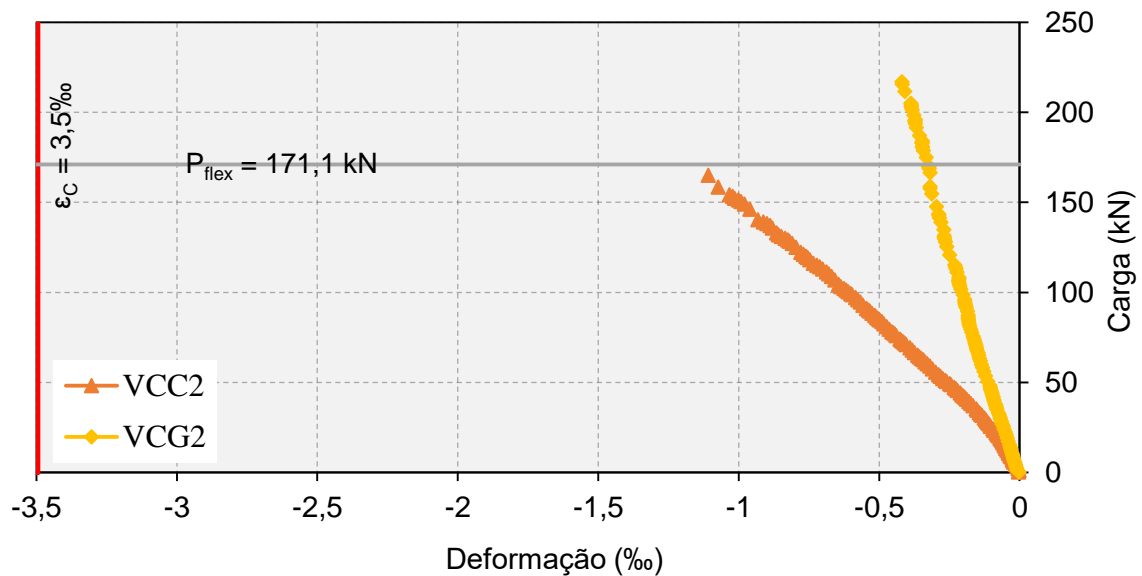


Figura 4.6 – Diagrama carga – deformação do concreto (VCC2 e VCG2)

As vigas de concreto geopolimérico apresentaram menores deformações comparadas às de concreto convencional, apresentando um bom desempenho em termos de deformação na zona de compressão e podem ser uma alternativa eficiente ao concreto convencional em termos de capacidade de absorção de energia e comportamento estrutural.

#### 4.3.2 Armadura longitudinal

São apresentados os resultados obtidos pelo sistema de aquisição de dados por meio de extensômetros elétricos de resistência para a mensuração das deformações axiais associadas aos esforços de tração nas armaduras longitudinais. A integridade das armaduras foi assegurada, uma vez que apresentaram um comportamento linear de carga e deformação ao longo do ensaio, como pode ser observado nos diagramas carga-deformação apresentados nas Figuras 4.7 e 4.8.

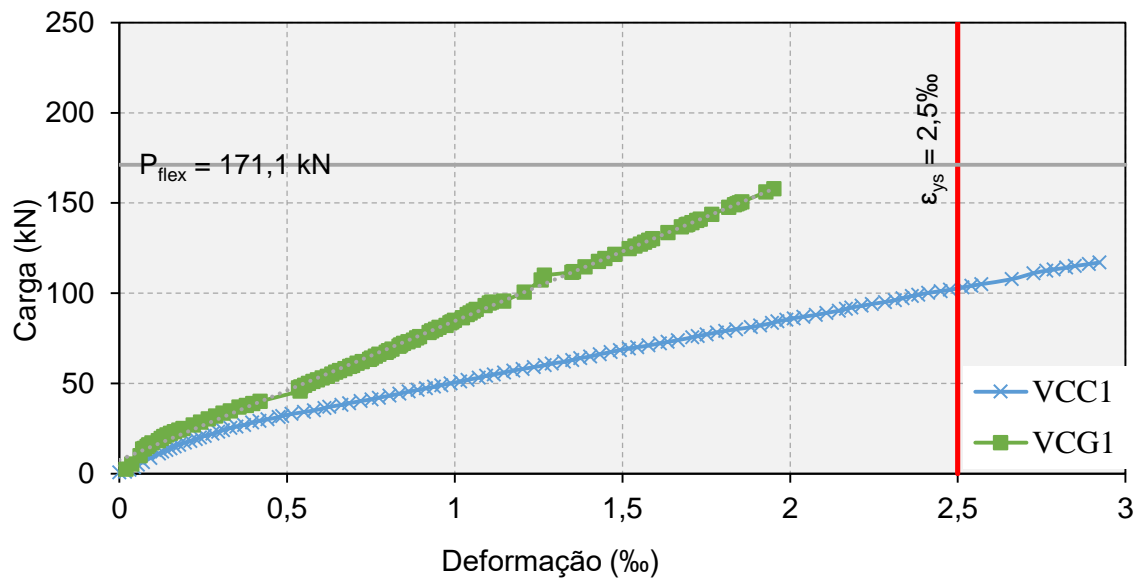


Figura 4.7 – Diagrama carga – deformação da armadura longitudinal (VCC1 e VCG1)

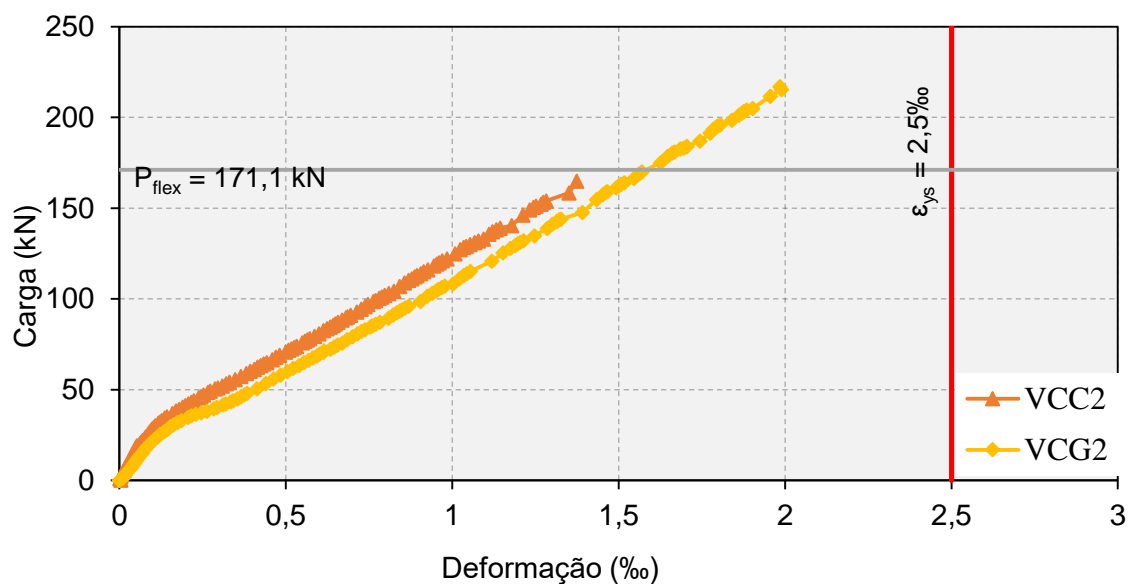


Figura 4.8 – Diagrama carga – deformação da armadura longitudinal (VCC2 e VCG2)

A análise das deformações da armadura longitudinal revelou um comportamento anômalo que não seguiu o padrão esperado entre as vigas de concreto geopolimérico e convencional. Esperava-se que as vigas de concreto convencional apresentassem maior rigidez e, conseqüentemente, menores deformações na armadura longitudinal em comparação às vigas de concreto geopolimérico, que têm menor módulo de elasticidade e maior deformabilidade.

A VCC1 apresentou a maior deformação da armadura longitudinal (2,9 ‰), superior ao limite de escoamento de 2,5 ‰. Esse comportamento anômalo pode indicar que,



embora essa viga tenha sido dimensionada para falhar por cisalhamento, a armadura longitudinal foi excessivamente solicitada, o que não era esperado. Esse resultado pode estar relacionado a uma redistribuição de tensões não ideal, resultando em uma deformação superior ao previsto. Já a  $V_{CG2}$  apresentou uma deformação da armadura longitudinal superior à da  $V_{CC2}$ , com 2,0‰ e 1,4‰, respectivamente. Esse resultado é mais coerente com o esperado, já que o concreto convencional possui maior módulo de elasticidade.

Esse resultado indica a necessidade de uma análise mais detalhada sobre a interação entre o concreto geopolimérico e a armadura longitudinal, bem como as possíveis variações nas condições de teste e microfissuras que podem ter influenciado os resultados.

#### **4.3.3 Armadura transversal**

A mobilização das armaduras transversais é fundamental para a avaliação do comportamento ao cisalhamento em vigas de concreto armado. As armaduras transversais, geralmente compostas por estribos, são responsáveis por resistir aos esforços de cisalhamento e retardar o desenvolvimento de fissuras inclinadas que surgem ao longo da viga. Durante os ensaios, o monitoramento da deformação nas armaduras transversais é crucial para identificar o comportamento progressivo das vigas, desde o estágio inicial até o colapso final.

Inicialmente, as armaduras transversais trabalharam em um regime linear, no qual a relação carga-deformação segue um padrão previsível e proporcional. Nessa fase, as deformações são mínimas e as tensões são distribuídas uniformemente, mantendo a integridade estrutural da viga. À medida que a carga aplicada aumenta e as fissuras inclinadas começam a se formar, a armadura transversal passa a ser mobilizada de forma mais intensa, como ilustrado nos diagramas carga-deformação apresentados nas Figuras 4.9 e 4.10.

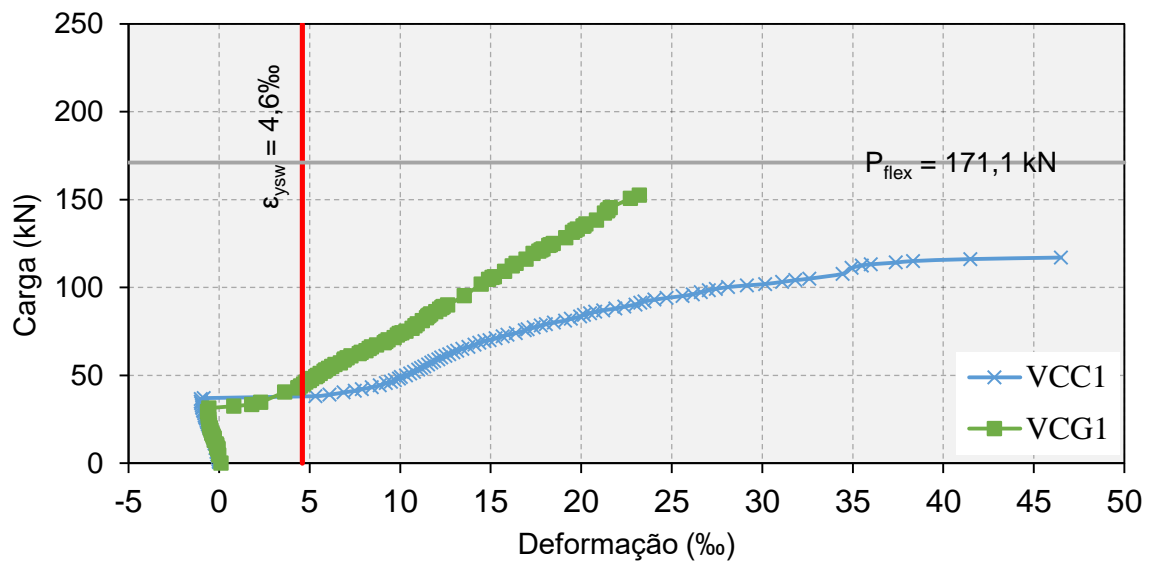


Figura 4.9 – Diagrama carga – deformação da armadura transversal ( $V_{CC1}$  e  $V_{CG1}$ )

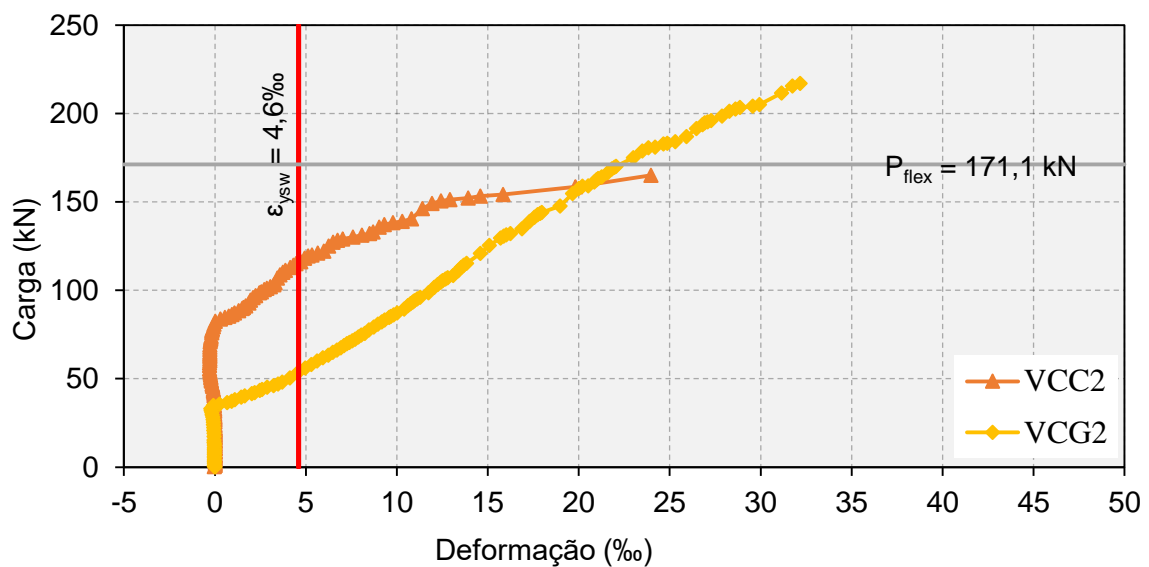


Figura 4.10 – Diagrama carga – deformação da armadura transversal ( $V_{CC2}$  e  $V_{CG2}$ )

Quando comparamos os valores de deformação nos estribos das vigas, a  $V_{CG1}$  apresentou uma deformação significativamente menor do que a  $V_{CC1}$  quando submetidas à mesma carga. Por outro lado, na comparação entre  $V_{CG2}$  e  $V_{CC2}$ , a viga geopolimérica exibiu maior deformação na armadura transversal em relação à viga convencional.

#### 4.4 MODO DE RUPTURA E FISSURAÇÃO

Todas as vigas testadas no presente estudo apresentaram um modo de ruptura caracterizado por cisalhamento, confirmando a predominância desse tipo de falha nas vigas ensaiadas. A fissuração principal, responsável pelo colapso final das vigas, ocorreu ao longo do friso estabelecido, conforme previsto no planejamento experimental. Essa fissura diagonal foi acompanhada pela ruptura dos estribos, registrada pelos extensômetros elétricos de resistência posicionados nas armaduras transversais.

Durante os ensaios, foi observada a mobilização de um volume significativo de concreto, principalmente nas vigas mais armadas ( $V_{CC2}$  e  $V_{CG2}$ ) que distorce o plano convencional de cisalhamento nas vigas, resultando em uma resistência adicional ao cisalhamento. Essa distorção ocorre devido à interação complexa entre os esforços de tração e compressão, que inclinam o corte das seções transversais. Como consequência, o momento solicitante interage de formas indefinidas com o vão de cisalhamento, a taxa de armadura longitudinal e a descompressão dos tirantes, que se redistribuem conforme a linha neutra se ajusta ao longo do carregamento.

Essa mobilização dificulta o deslizamento das fissuras e amplia a área de concreto mobilizada, o que aumenta gradativamente a capacidade de carga até o colapso. A redistribuição dos esforços de tração e compressão nas diagonais inclinadas afeta diretamente o comportamento da viga, gerando uma resistência mais elevada do que a prevista teoricamente, especialmente em regiões onde as armaduras transversais estão sendo mobilizadas para absorver as tensões de cisalhamento. As vigas após os ensaios podem ser observadas nas Figuras 4.11, 4.12, 4.13 e 4.14.



Figura 4.11 – Estado da viga  $V_{cc1}$  após o experimento



Figura 4.12 – Estado da viga  $V_{cc1}$  após o experimento

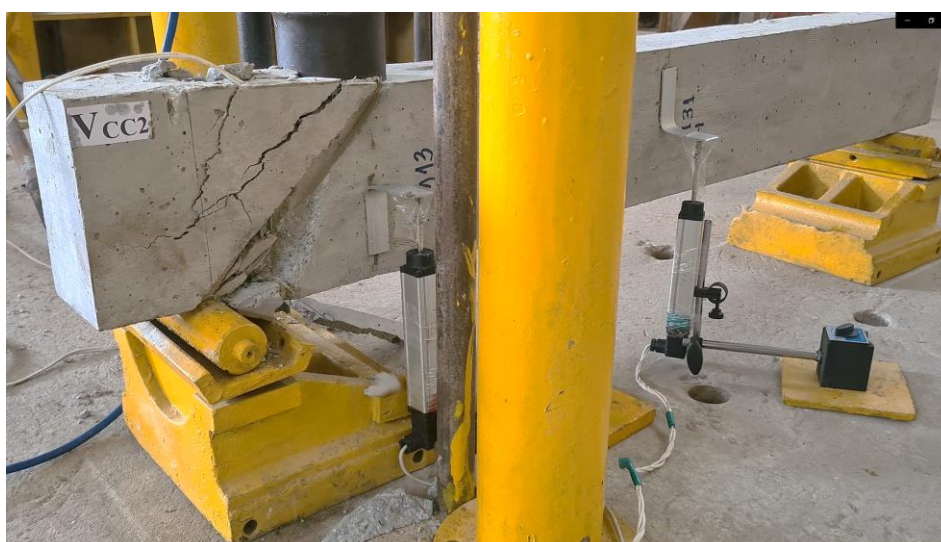


Figura 4.13 – Estado da viga  $V_{cc2}$  após o experimento



Figura 4.14 – Estado da viga  $V_{CG2}$  após o experimento

Embora o foco do estudo fosse o comportamento ao cisalhamento, foram observadas pequenas fissuras de flexão. Essas fissuras, localizadas nas regiões de maior momento fletor, surgem devido à distribuição dos esforços ao longo da viga. No entanto, essas fissuras de flexão não progrediram a ponto de comprometer a estrutura e pode ser atribuída ao comportamento típico das vigas de concreto armado quando submetidas a esse tipo de carregamento. O mapa de fissuração foi realizado por meio de inspeção visual nas vigas, com o objetivo de identificar e registrar o padrão de fissuração à medida que a carga era aumentada. A abertura das fissuras foi monitorada e a trajetória de cada fissura foi marcada ao longo da viga, com o nível de carga correspondente a cada nova abertura também sendo registrado. Esse processo foi documentado por meio de fotografias, facilitando a análise do comportamento das fissuras durante os ensaios.

As fissuras de flexão se concentraram principalmente entre o ponto de aplicação da carga e o meio do vão, ou seja, na região de maior momento fletor. À medida que a carga aumentava, as fissuras se propagaram em direção à região comprimida da viga. As vigas com menor taxa de armadura apresentaram fissuras na mesma carga de 80 kN, sendo que a viga  $V_{CG1}$  apresentou menos fissuras do que a  $V_{CC1}$ . Para as vigas com maior taxa de armadura, as fissuras de flexão apareceram primeiro na  $V_{CG2}$ , com uma carga de 94 kN, enquanto a  $V_{CC2}$  fissurou com 102 kN, e a viga de concreto geopolimérico apresentou mais fissuras. As Figuras 4.15 e 4.16 ilustram o padrão de fissuração observado nas vigas de concreto convencional, enquanto as Figuras 4.17 e 4.18 mostram o padrão de fissuração nas vigas de concreto geopolimérico.





Figura 4.15 – Mapa de fissuração V<sub>cc1</sub>



Figura 4.16 – Mapa de fissuração V<sub>cc1</sub>



Figura 4.17 – Mapa de fissuração V<sub>cc2</sub>

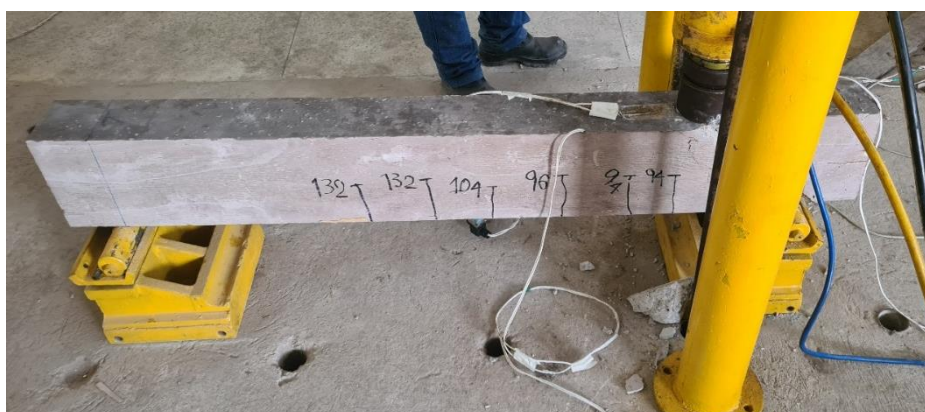


Figura 4.18 – Mapa de fissuração V<sub>cc2</sub>

#### 4.4.1 Critérios para determinação do modo de ruptura

Inicialmente, o critério adotado para determinar o modo de ruptura das vigas se baseava na comparação entre a carga de cisalhamento máxima e o valor teórico de  $P_{flex}$ . Se a carga de cisalhamento superasse o valor de  $P_{flex}$ , considerava-se que a ruptura seria governada pela flexão; caso contrário, o modo de ruptura seria por cisalhamento. Contudo, com os resultados experimentais obtidos, foi necessário revisar esse critério para obter uma análise mais precisa. Dessa forma, o critério de modo de ruptura foi redefinido para considerar as seguintes condições: se a armadura transversal atingir o escoamento antes da armadura longitudinal e em uma carga onde a armadura longitudinal ainda não tenha atingido o escoamento, conclui-se que a ruptura ocorreu por cisalhamento. Esse critério se alinha com um comportamento típico de ruptura por cisalhamento, onde a contribuição das armaduras transversais e do concreto se esgota antes que a armadura longitudinal atinja o limite de escoamento. Em contrapartida, se a armadura longitudinal atinge o escoamento antes ou ao mesmo tempo que o estribo, caracteriza-se uma ruptura onde a flexão desempenha um papel significativo, podendo ser uma falha por flexão ou flexão-cisalhamento.

Esses critérios baseados nas deformações das armaduras permitem uma análise mais sensível ao comportamento real das vigas, diferenciando entre falhas governadas por cisalhamento e aquelas onde a flexão é predominante. A substituição do critério inicial pelo critério baseado no escoamento das armaduras demonstra-se mais apropriada para avaliar vigas com características mecânicas diferenciadas, como as de concreto geopolimérico, cujo módulo de elasticidade e capacidade de redistribuição de tensões influenciam diretamente a resposta ao carregamento.

#### 4.4.2 Resultados

Os resultados experimentais para as cargas últimas e os modos de ruptura são apresentados na Tabela 4.3. Essa tabela resume os principais dados obtidos durante os ensaios. As cargas variaram conforme o tipo de concreto utilizado e a taxa de armadura transversal, demonstrando a influência dessas variáveis no comportamento ao cisalhamento.

Tabela 4.3 – Carga última e modo de ruptura

Viga	$P_{flex}$ (kN)	$V_u$ (kN)	$V_u / P_{flex}$	$\epsilon_{ysw}$ (%)	$\epsilon_{ys}$ (%)	Modo de ruptura
$V_{CC1}$	171,1	117,0	0,68	46,5	2,9	C*
$V_{CC2}$		165,0	0,96	24,0	1,4	C
$V_{CG1}$		158,0	0,92	23,2	1,3	C
$V_{CG2}$		216,9	1,27	32,2	2,0	C

C: cisalhamento

C\*: cisalhamento dentro do regime de escoamento da armadura de flexão

No caso da viga  $V_{CC1}$ , observou-se que a ruptura ocorreu por cisalhamento, contudo, a armadura longitudinal atingiu uma deformação superior ao limite estabelecido de 2,5‰. Esse comportamento indica que a viga sofreu ruptura por cisalhamento enquanto a armadura longitudinal se encontrava em regime de escoamento. Esse fenômeno evidencia que, embora o mecanismo de colapso tenha sido dominado pelo cisalhamento, a viga se encontrava sob uma condição em que a armadura de flexão também estava submetida a altos níveis de deformação.

Na  $V_{CG2}$ , a carga de ruptura excedeu a carga limite de flexão estipulada. Entretanto, apesar da carga elevada, a armadura longitudinal de flexão não atingiu o limite de deformação de escoamento, enquanto a armadura transversal atingiu grandes deformações. Esses fatores combinados confirmam que a ruptura foi governada pelo cisalhamento, com a armadura transversal desempenhando o papel principal no colapso da viga.



## 5 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Nesse capítulo, são discutidos de forma abrangente os resultados experimentais e sua correlação com os modelos teóricos fornecidos pelos códigos normativos NBR 6118 (ABNT, 2023), ACI 318 (2019) e EUROCODE 2 (EC2, 2023). A análise abrange as razões entre os valores experimentais obtidos e as estimativas fornecidas pelos diferentes modelos para os estados limites de serviço (ELS) e estados limites últimos (ELU). A comparação visa avaliar a eficácia de cada norma em prever o comportamento das vigas sob carga, considerando a variabilidade dos resultados.

### 5.1 ESTADO LIMITE ÚLTIMO (ELU)

Os valores de resistência à compressão do concreto empregados nos cálculos foram ajustados para fornecer maior precisão nas estimativas. Os resultados dessas revisões estão dispostos na Tabela 5.1 e ilustrado na Figura 5.1, junto ao resultado experimental. Em seguida, na Tabela 5.2 é oferecida uma visão detalhada das razões entre os resultados experimentais e as estimativas para cada método normativo, destacando o desvio padrão (indicando a variabilidade dos resultados experimentais) e o coeficiente de variação (fornecendo uma indicação da consistência relativa dos resultados), que fornecem uma medida da dispersão dos dados em relação à média, que são importantes métricas de variabilidade e consistência dos resultados experimentais.

Tabela 5.1 – Resultado e estimativas das cargas últimas

Viga	$V_u$ (kN)	$V_{NBR}$ (kN)	$V_{ACI}$ (kN)	$V_{EC2}$ (kN)
$V_{CC1}$	117,0	60,6	58,8	29,8
$V_{CG1}$	165,0	63,0	60,3	29,8
$V_{CC2}$	158,0	135,8	138,2	89,5
$V_{CG2}$	216,9	138,5	139,9	89,5

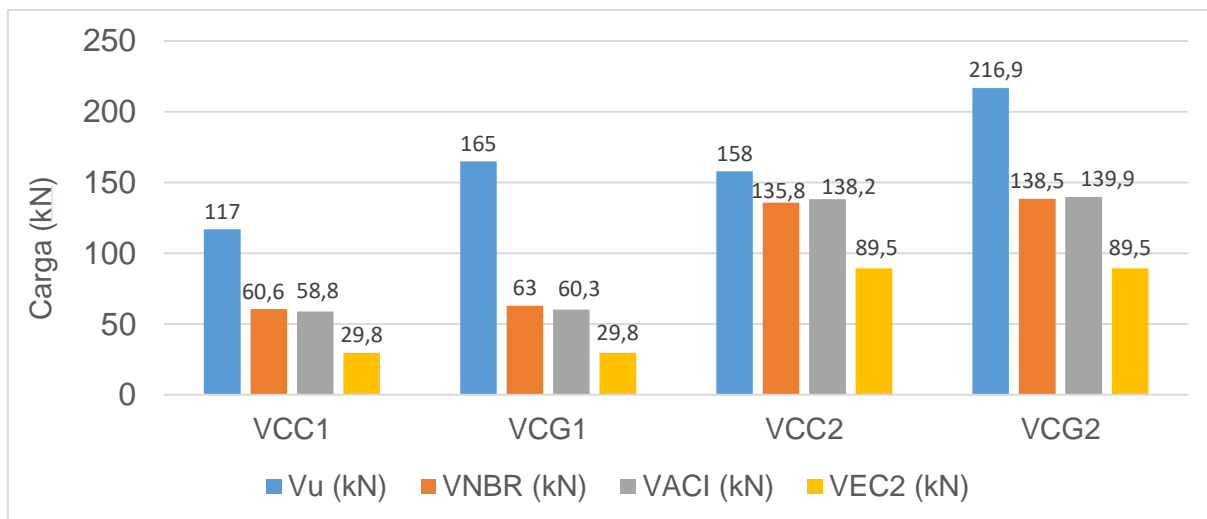


Figura 5.1 – Resultados experimentais e estimados das cargas últimas

Tabela 5.2 – Razão entre os resultados experimentais e as estimativas

Viga	$V_u / V_{NBR}$	$V_u / V_{ACI}$	$V_u / V_{EC2}$
V <sub>CC1</sub>	1,93	1,99	3,93
V <sub>CG1</sub>	2,51	2,62	5,30
V <sub>CC2</sub>	1,22	1,19	1,84
V <sub>CG2</sub>	1,57	1,55	5,30
Média	1,80	1,84	3,37
Desvio Padrão	0,48	0,53	1,35
Coeficiente de variação (%)	26	29	40

Conforme pode ser observado na Tabela 5.2, todos os modelos normativos tendem a subestimar a capacidade de carga das vigas ensaiadas. As razões entre os resultados experimentais e as estimativas variam entre 1,19 e 5,30, o que indica uma clara tendência conservadora das normas. Isso é especialmente visível no EUROCODE 2 (EC2, 2023), onde as estimativas são significativamente mais baixas, com um comportamento bastante discrepante em relação às outras normas, pois adota uma abordagem mais conservadora ainda, considerando o menor valor entre a contribuição do concreto e a contribuição da armadura, diferentemente das outras duas normas, que somam ambas as contribuições para a estimativa da resistência final. Enquanto a NBR 6118 (ABNT, 2023) demonstrou ser o modelo normativo que mais se aproximou dos resultados experimentais obtidos nas vigas de concreto geopolimérico e concreto convencional, embora ainda subestime a capacidade de carga das vigas.

Esse conservadorismo, amplamente adotado nas normas utilizadas, reflete a abordagem normativa de garantir a segurança estrutural ao considerar uma vasta gama de condições e parâmetros construtivos. As normas buscam evitar o colapso brusco e imprevisível das estruturas, resultando em estimativas que geralmente subestimam a capacidade real das vigas, como demonstrado pelos resultados obtidos experimentalmente neste estudo. Isso ocorre porque o cisalhamento em vigas de concreto armado é o resultado de uma múltipla interação entre esforços de tração e compressão, que inclinam o corte das seções transversais e afetam diretamente a resistência ao cisalhamento. O momento solicitante age de forma complexa ao longo da viga, interagindo com variáveis como o vão de cisalhamento, a taxa de armadura longitudinal e a descompressão dos tirantes, que é influenciada pela posição da linha neutra.

Além disso, o reforço com estribos próximo ao ponto de aplicação da carga, destinado a prevenir o esmagamento localizado do concreto nas regiões de concentração de tensões, pode também ter contribuído para o aumento da carga última das vigas. A presença desses estribos adicionais, com diâmetro de 5 mm e espaçados a 50 mm, ajudou a evitar o colapso prematuro por esmagamento, distribuindo as tensões e proporcionando uma maior resistência ao cisalhamento. Somado a isso, o efeito de arco, intensificado pelo baixo valor da relação  $a/d$ , favoreceu a resistência ao cisalhamento, proporcionando maior capacidade de absorção de carga, sendo que este critério não é considerado nas normas vigentes.

Os resultados experimentais demonstram ainda que o concreto geopolimérico apresentou uma resistência última significativamente maior do que a prevista pelas normas atuais, particularmente na comparação com o concreto convencional. A carga última das vigas de concreto geopolimérico foi, em média, 39% maior do que a das vigas de concreto convencional, destacando a necessidade de considerar os diferentes comportamentos mecânicos e estruturais desse material. Este aumento na resistência é especialmente relevante para o desenvolvimento de normas específicas para o concreto geopolimérico, que levem em consideração suas propriedades distintas e a interação eficaz entre concreto e armadura.

## 5.2 ESTADO LIMITE DE SERVIÇO (ELS)

O Estado Limite de Serviço (ELS) é definido como a condição além da qual a estrutura já não atende aos critérios funcionais ou estéticos, sem necessariamente apresentar risco de colapso. No caso deste estudo, o ELS foi analisado principalmente em termos dos deslocamentos, fissurações e deformações apresentadas pelas vigas de concreto geopolimérico e convencional.

Conforme estipulado pela NBR 6118 (ABNT, 2023), os limites de deslocamento para o ELS são estabelecidos pela relação de  $1/250$  do vão livre. Para as vigas testadas neste trabalho, este valor corresponde a um deslocamento máximo de aproximadamente 10,8 mm. Os resultados experimentais indicaram que todas as vigas permaneceram dentro desse limite durante a fase de carregamento até o ELS. Os deslocamentos máximos medidos, que variaram entre 2,45 mm e 5,63 mm, indicam que as vigas de concreto geopolimérico, embora mais deformáveis, também se mantiveram dentro dos limites normativos aceitáveis. Em termos de fissuração, foi observado que todas as vigas apresentaram pequenas fissuras de flexão nas regiões onde se aplicaram as maiores tensões. Contudo, essas fissuras não atingiram níveis críticos que comprometessem o comportamento em serviço das vigas.

É importante destacar que, em termos de ELS, o desempenho das vigas de concreto geopolimérico foi comparável ao das vigas de concreto convencional. Embora o concreto geopolimérico apresente um módulo de elasticidade inferior, que resulta em deslocamentos maiores, suas características de maior deformabilidade e redistribuição de tensões contribuíram para manter a integridade das vigas sem comprometimentos funcionais.

Portanto, os resultados indicam que o concreto geopolimérico à base de metacaulim, quando adequadamente armado, atende aos critérios de desempenho estrutural estabelecidos pelas normas vigentes para o ELS, evidenciando seu potencial para aplicações em que os deslocamentos e a fissuração são críticos para a funcionalidade da estrutura.

## **6 CONCLUSÕES**

### **6.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS**

Ao longo dos ensaios e análises realizadas, foi possível verificar que o concreto geopolimérico apresentou características estruturais distintas, especialmente em termos de maior deformabilidade e capacidade de redistribuição de tensões. Essas propriedades podem tornar o concreto geopolimérico uma alternativa promissora ao concreto convencional em diversas aplicações estruturais.

Além disso, os resultados apontaram que, em termos de resistência ao cisalhamento, as vigas de concreto geopolimérico não apenas atenderam às expectativas, mas, em alguns casos, superaram as vigas de concreto convencional. Isso sugere um potencial considerável para a utilização desse material em elementos estruturais submetidos a carregamentos significativos, como vigas de pontes e estruturas em grandes edifícios.

O concreto geopolimérico também se destaca como uma alternativa ecologicamente viável, uma vez que a sua produção resulta em uma significativa redução na emissão de dióxido de carbono, contribuindo para a diminuição dos impactos ambientais associados à indústria da construção civil. Este aspecto torna o concreto geopolimérico uma escolha sustentável, alinhada com as metas globais de redução de gases de efeito estufa e preservação do meio ambiente, conforme discutido na introdução.

Além disso, vale destacar que o incentivo ao estudo e ao uso do concreto geopolimérico é de suma importância para a economia da região Norte do Brasil. O metacaulim, principal componente utilizado na fabricação do geopolímero, é um recurso abundante na região, como citado na introdução deste trabalho. Dessa forma, a produção e aplicação desse material em larga escala podem impulsionar economicamente a região, aproveitando seus recursos naturais gerando novas oportunidades de negócios e empregos locais.

### **6.2 RESULTADOS EXPERIMENTAIS**

Os resultados experimentais demonstraram que as vigas de concreto geopolimérico à base de metacaulim possuem uma maior capacidade de deformação quando

comparadas às vigas de concreto convencional, o que está diretamente relacionado ao módulo de elasticidade mais baixo do geopolímero. Essa maior deformabilidade, no entanto, permitiu uma redistribuição mais eficiente das tensões internas, o que resultou em uma maior capacidade de absorção de energia antes do colapso por cisalhamento.

Adicionalmente, isso pode impactar o desempenho do concreto geopolimérico em aplicações onde a rigidez é um fator crucial, uma vez que esse tipo de concreto tende a deformar mais sob cargas. Contudo, essa maior deformabilidade pode ser uma vantagem em termos de absorção de energia, especialmente em situações em que a redistribuição de tensões é desejada antes de uma eventual falha. Portanto, esses resultados reforçam a necessidade de se considerar não apenas a resistência à compressão, mas também as propriedades elásticas ao utilizar concreto geopolimérico em projetos estruturais.

Além disso, o estudo revelou que as armaduras transversais das vigas geopoliméricas demonstraram comportamento eficiente na redistribuição de tensões e resistência ao cisalhamento, comprovado pelos resultados de deformação e ruptura dos estribos. Isso reforça a viabilidade do uso de concreto geopolimérico em elementos submetidos a esforços cortantes.

### 6.3 RESULTADOS TEÓRICOS

Comparando os resultados experimentais com os valores estimados pelas normas vigentes, notou-se uma tendência das normas de subestimar a capacidade de carga das vigas, tanto de concreto convencional quanto geopolimérico. A NBR 6118 (ABNT, 2023) foi a norma que apresentou os resultados mais próximos dos experimentais, especialmente em relação às vigas geopoliméricas, destacando-se como uma referência que poderia ser adaptada para esses novos materiais. A norma brasileira adota um modelo de treliça que considera tanto a contribuição do concreto quanto da armadura no cálculo da resistência ao cisalhamento, o que se mostrou mais condizente com o comportamento real observado nos ensaios.

Por outro lado, o EUROCODE 2 (EC2, 2023) apresentou os valores mais conservadores, principalmente por adotar uma metodologia que considera o menor

valor entre a parcela de contribuição do concreto e a da armadura, o que tende a superestimar a necessidade de reforços e subestimar a capacidade de carga das vigas. Dado o comportamento distinto do concreto geopolimérico, com maior redistribuição de tensões e maior resistência ao cisalhamento, essa abordagem se mostrou inadequada para esse tipo de material.

Com base nas variáveis do programa experimental, é evidente que a mudança no tipo de concreto aumentou as cargas e deformações antes da ruína. As vigas de concreto geopolimérico, devido ao seu módulo de elasticidade mais baixo, apresentaram maior deformabilidade, o que pode ter possibilitado uma melhor redistribuição das tensões e uma maior capacidade de absorção de energia antes da ruptura, resultando em uma maior capacidade de carga em comparação com as vigas de concreto convencional. Em contraste, as vigas em concreto convencional, devido à sua maior rigidez e menor deformabilidade, apresentaram uma menor capacidade de absorção de energia antes da ruptura, o que as tornou menos eficientes na redistribuição das tensões em comparação com as vigas em concreto geopolimérico.

Dessa forma, os resultados sugerem a necessidade de revisões nas normas vigentes ou a criação de novas metodologias específicas para concretos alternativos como o geopolimérico. A carga última das vigas de concreto geopolimérico foi, em média, 39% superior à das vigas de concreto convencional, o que indica um grande potencial de aplicação estrutural desse material.

#### 6.4 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Com base nos resultados obtidos e nas observações feitas durante o desenvolvimento deste estudo, algumas sugestões para pesquisas futuras podem ser feitas:

- Aplicação em diferentes tipos de estruturas: A pesquisa pode ser ampliada para avaliar o desempenho do concreto geopolimérico em outros elementos estruturais, como pilares e lajes, e em estruturas de maior porte, como pontes e viadutos, para explorar seu comportamento em diferentes configurações e tipos de carregamento.
- Modelagem numérica avançada: O desenvolvimento de modelos numéricos que possam prever com maior precisão o comportamento de vigas de concreto

geopolimérico sob diferentes tipos de carregamento, incluindo simulações de comportamento não linear, seria um complemento valioso para os estudos experimentais.

- Desenvolvimento de normas específicas: Dado o desempenho distinto do concreto geopolimérico, sugere-se que futuras pesquisas colaborem para a criação de uma norma técnica específica para o dimensionamento de elementos estruturais em concreto geopolimérico, ajustada às suas características próprias de resistência, deformabilidade e redistribuição de tensões.
- Comportamento de longo prazo: Ensaio de longa duração, como fluência e retração, também são fundamentais para determinar como o concreto geopolimérico se comporta ao longo do tempo, quando submetido a cargas permanentes.

Essas propostas têm o potencial de contribuir significativamente para a ampliação do uso de concretos alternativos, como o geopolimérico, em aplicações práticas, promovendo maior sustentabilidade e eficiência nas construções civis.



## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACI 318. **Building Code Requirements for Structural Concrete**, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2014.

AHMED, M. A.; LOFTY E. M. **Structural Performance of Reinforced Concrete Beams with Nano-Meta-Kaolin in Shear**. Civil Engineering Department, Faculty of Engineering, Suez Canal University, Ismailia, Egypt, 2017.

ALIABDO, A.A.; ELMOATY, A.E.M.A.; EMAM, M.A. **Factors affecting the mechanical properties of alkali activated ground granulated blast furnace slag concrete**. Construction Building Materials, 197, 339–355, 2019.

ANDRADES, R. C.; NEVES, R. F.; DIAZ, F. R. V.; JÚNIOR, A. H. M. **Influence of Alkalinity on the Synthesis of Zeolite A and Hydroxysodalite from Metakaolin**. Journal of Nano Research, v. 61, p. 51-60, Suíça, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5738: **Procedimento para Moldagem e Cura de Corpos de Prova**. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5739: **Concreto – Ensaio de Compressão de Corpos-de-Prova Cilíndricos**. Rio de Janeiro, 2007.

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

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 Elástico de Elasticidade à Compressão**. Rio de Janeiro, 2008.

AMBILY, P. S.; MADHESWARAN C. K.; LAKHSMANAN, N. N. N.; DATTATREYA, J. K.; JAFFER SATHIK, S. A. **Experimental studies on Shear Behaviour Reinforced Geopolymer Concrete thin Webbed T-beams with and without Fibers**. International Journal of Civil and Structural Engineering, Volume 3, No 1, 2012.

AZEVEDO, A. G. de S.; STRECKER, K.; ARAÚJO, A. G. J.; SILVA, C. A. **Produção de geopolímeros à base de cinza volante usando soluções ativadoras com diferentes composições de Na<sub>2</sub>O e Na<sub>2</sub>SiO<sub>3</sub>**. Cerâmica, v. 63, n. 366, p. 143-151, 2017.

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.

BRANCO, V. H. L. **Resistencia ao Cisalhamento de Vigas “T” de Concreto Armado: Verificação das Longarinas da Ponte Sobre o Rio Sororó**, Dissertação de Mestrado, Instituto de Tecnologia, Universidade Federal do Pará. Belém, 2011.

BLACK, L. **Low clinker cement as a sustainable construction material**. Sustainability of Construction Materials. 2 ed. Amsterdã, Elsevier, 2016.

CARELLI, J. A.; **Cisalhamento em Vigas de Concreto Armado com Estribos Autotravantes**. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2002.

CHINDAPRASIRT, P.; CHAREERAT, T; SIRIVIVATNANON, V. **Workability and strength of coarse high calcium fly ash geopolymer**. Cem. Concr. Compos. 29, 224–229, 2007.

DAVIDOVITS, J. **Geopolymers and Geopolymeric materials**. Journal of Thermal Analysis, 1989.

DATTATREYA, J. K.; RAJAMANE, N. P.; SABITHA, D.; AMBILY, P. S.; NATARAJA, M. C. **Flexural behaviour of reinforced Geopolymer concrete beams**. International Journal of Civil and Structural Engineering, 2011.

DEB, P.S.; NATH, P.; SARKER, P.K. **The effects of ground granulated blast-furnace slag blending with fly ash and activator content on the workability and strength properties of geopolymer concrete cured at ambient temperature**. Materials in engineering. 62, pp 32-39, 2014.

DEPARTAMENTO NACIONAL DA PRODUÇÃO MINERAL. **Caulim**. 2001. Site: [https://www.gov.br/anm/pt-br/centrais-de-conteudo/dnpm/paginas/balanco-mineral/arquivos/balanco-mineral-brasileiro-2001-caulim/@\\_download/file/balanco\\_mineral\\_007\\_2001.pdf](https://www.gov.br/anm/pt-br/centrais-de-conteudo/dnpm/paginas/balanco-mineral/arquivos/balanco-mineral-brasileiro-2001-caulim/@_download/file/balanco_mineral_007_2001.pdf)

DUXSON, P.; MALLICOAT, S. W.; LUKEY, G. C.; KRIVEN, W. M.; VAN DEVENTER, J. S. J. **The effect of alkali and Si/Al ratio on the development of mechanical properties of metakaolin-based geopolymers**. *Colloids and Surfaces. A*, Physicochemical and Engineering Aspects, 292(1), 8–20, 2007.

ELYAMANY, H.E.; ELMOATY, A. E. M. A.; ELSHABOURY, A.M. **Setting time and 7-day strength of geopolymer mortar with various binders**. Construction and Building Materials. 187, pp. 974–983, 2018.

EISA, A. S.; SABOL, P.; KHAMIS, K. M.; & ATTIA, A. A. **Experimental study on the structural response of reinforced fly ash-based geopolymer concrete members**. Infrastructures, 7(12), 170, 2022.

EUROCODE 2. **Design of Concrete Structures, Part 1, General rules and rules for buildings**. Brussels, Belgium, 2023.

FENWICK, R. C.; PAULAY, S. R. T. **Mechanisms of Shear Resistance of Concrete Beams**. Journal of Structural Engineering, Vol. 94, nº 10, p. 2325-2350, 1968.

GERGELY, P. **Splitting Cracks Along the Main Reinforcement in Concrete Members**, Department of Structural Engineering, Report, Cornell University, Ithaca, NY, 1969.

GLEIZE, P. J. P.; CYR M.; ESCADEILLAS, G. **Effects of Metakaolin on Autogenous Shrinkage of Cements Pastes**. Cement & Concrete Research. v. 29, p. 80-87, 2007.

HOUDE, J. **Study of Force-Displacement Relationships for the Finite Element Analysis of Reinforced Concrete**. Structural Concrete Series No. 73-2, McGill University, Montreal, QC, Canada, 1973.

HU, NANJIE. **The influence of alkali activator type, curing temperature and gibbsite on the geopolymerization of an interstratified illite-smectite rich clay from Friedland**. Applied Clay Science, v. 135, p. 386-393, 2017.

INTERNATIONAL ENERGY AGENCY. **Cement Sustainability Initiative, Technology Roadmap: Low-Carbon Transition in the Cement Industry**, 2017.

INSTITUTE, G. **Why Alkali-activated-materials AAM are not Geopolymers**. 2017. Site: <https://www.geopolymer.org/library/technical-papers/25-why-alkali-activated-materials-aam-are-not-geopolymers/>.

JUMRAT, S.; CHATVEERA, B.; RATTANADECHO, P. **Dielectric properties and temperature profile of fly ash-based geopolymer mortar**. Int. Commun. Heat Mass Transf. 38, 242–248, 2011.

KUMAR, B. S. C; RAMESH, K.; POLURAJU, P. **An experimental investigation on flexural behavior of GGBS and metakaolin based geopolymer concrete**. ARPN Journal of Engineering and Applied Sciences, 2017.

LACHEMI, M.; HOSSAIN, K.; M.; A.; LAMBROS, V. **Shear Resistance of Self Consolidating Concrete Beams — Experimental Investigations**. Engineering Structures, Vol.21, nº 10, p. 937-944, 1999.

LEONHARDT, N. M.; MÖNNING, E.; **Construções de concreto – Princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado**. Vol 1, Rio de Janeiro, Editora Interciência, 1994.

LIMA, J. C. L. (2019). **Proposta para Cálculo da Tensão de Cisalhamento em Vigas de Concreto Armado com Estribos**. Dissertação de Mestrado, Instituto de Tecnologia, Universidade Federal do Pará, Belém, Pará, Brasil, 2019.

LUUKKONEN, T., ABDOLLAHNEJAD, Z., YLINIEMI, J., KINNUNEN, P., ILLIKAINEN, M. **Comparison of alkali and silica sources in one-part alkali-**

**activated blast furnace slag mortar.** Journal of Cleaner Production, 221, 741-750, 2020.

LYON, R. E.; BALAGURU, P. N.; FODEN, A.; SORATHIA, U.; DAVIDOVITS, J.; DAVIDOVICS, M. **Fire-resistant Aluminosilicate Composites.** Fire and Materials, 21(2), 67–73, 1997.

MALHOTRA, V. M.; MEHTA, P.K. **Pozzolanic and cementitious materials.** Advances Concrete Technology, London, England: CRC Press, 2014.

MAMDOUH, H.; ALI, A.; OSMAN, M.; DEIFALLA, A.; AYASH, N. **Effects of size and flexural reinforcement ratio on ambient-cured geopolymer slag concrete beams under Four-Point bending.** Buildings. 12(10), 1554, 2022.

MEYRELLES, R.; CALMON, J. L.; BELLO, L. D.; MEDINA, T. M. **Avaliação do ciclo de vida de concretos geopoliméricos: estudo comparativo.** Brazilian Journal of Production Engineering, v. 10, n. 3, p. 449-467, 2024.

MONTOYA, E.; VECCHIO, F. J.; SHEIKH, S. A.; Numerical Evaluation of The Behaviour of Steel- And FRP-Confined Concrete Columns Using Compression Field Modelling, Engineering Structures, Vol. 26, p. 1535-1545, 2004.

MURRAY, H. H. **Applied Clay Mineralogy: Occurrences, Processing, and Applications of Kaolins, Bentonites, Palygorskite-Sepiolite, and Common Clays.** Developments in Clay Science, Volume 2. Amsterdam, Elsevier, 2007.

NATH, P.; SARKER, P.K. **Use of OPC to improve setting and early strength properties of low calcium fly ash geopolymer concrete cured at room temperature.** Cem. Concr. Compos. 55, 205–214, 2015.

OLIVIA, M.; SARKER, P.; NIKRAZ, H. **Water Penetrability of Low Calcium Fly Ash Geopolymer Concrete.** Conference on Constitution and Building Technol International. p. 15, 2014.

PELISSER, F.; SILVA, B. V.; MENDER, M. H.; FRASSON, B. J.; KELLER, T. A.; TORII, A. J.; LOPEZ, R. H. **Structural analysis of composite metakaolin-based geopolymer concrete.** Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, 2018.

PALOMO, M.T.; BLANCO-VARELA, M.L.; GRANIZO, F.; PUERTAS, T.; VAZQUEZ, M.W. **Chemical stability of cementitious materials on metakaolin.** Cem.Concr. Res. v.29, n.7, p. 997–1004, 1999.

PENDYALA, R. S.; MENDIS, P. **Experimental Study on Shear Strength of High-Strength Concrete Beams.** ACI Structural Journal, Vol. 97, nº 4, p. 564-571, 2000.

PIRES, E. F. C.; AZEVEDO, C. M. C. DE; MOUNZER, E. C.; SILVA, F. J. DA; DARWISH, F. A. I. **Modos de ruptura e padrões de fissuração de vigas pré-moldadas de concreto armado geopolimérico: Estudo de caso.** Revista Matéria, 2018.

POLI, S.; D.; GAMBAROVA, P. G.; KAKAKOÇ, C. **Aggregate Interlock role in RC ThinWebbed Beam in Shear**. ASCE, American Society of Civil Engineers, Vol. 113, nº 1, p. 1-19, 1987.

POON, C.-S.; LAM, L.; KOU, S. C.; WONG, Y. L.; WONG, R. **Rate of pozzolanic reaction of metakaolin in high-performance cement pastes**. Cement and Concrete Research, 31(9), 1301–1306, 2001.

PROVIS, J. L. **Geopolymers and other alkali activated materials: why, how, and what?**. Materials and Structures, RILEM, v. 47, p. 11-25, 2014.

SAAD, M.; ABUDAWOOD, H.; ALASKAR, A.; ALHOZAIMY, A.; AL-NEGHEIMISH, A. **Behavior of geopolymer concrete deep beams: Shear strength and strut effectiveness**. Construction and Building Materials, 221, 51-62, 2019.

SIDDIQUE, R.; CACHIM, P.. **Waste and Supplementary Cementitious Materials in Concrete: Characterisation, Properties and Applications**. Woodhead Publishing, 2018.

SILVA, A. C. R. **“Concreto geopolimérico para pavimento: uma alternativa ecológica para a indústria do cimento”**, Seminário sobre a indústria e o meio ambiente, Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, 2006.

SONNENBERG, A. M. C.; AL-MAHAIDI, R. **Investigation of Dowel Shear in RC Beams Using Photogrammetry**. Magazine of Concrete Research, V. 59, No. 9, pp. 621-626, 2007.

SOUSA, B. J. L. **Produção de Ligantes geopoliméricos a partir de misturas de resíduos ricos em silicoaluminatos: Resíduo da indústria de cerâmica vermelha, tijolos, telhas e metacaulim**. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Instituto de Tecnologia, Universidade Federal do Pará, Belém, Pará, Brasil, 2020.

SOUZA, P. S. L. **Verificação da influência do uso de metacaulim de alta reatividade nas propriedades mecânicas do concreto de alta resistência**. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia da UFRGS, Porto Alegre, 2003.

SOUZA, P. S. L.; DAL MOLIN, D. C. C. **Estudo da viabilidade do uso de argilas calcinadas, como metacaulim de alta reatividade (MCAR)**. Revista Engenharia Civil – UM, n. 15, Braga, 2012.

SÜSSEKIND, J. **Estruturas de Concreto Armado**. 7ª edição. Editora Globo, Rio de Janeiro, 1987.

SWAMY, R. N.; ANDRIOPOULOS, A. D.; **Contribution of Aggregate Interlock and Dowel Forces to the Shear Resistance of Reinforced Beams with Web Reinforcement**. ACI Structural Journal, Vol. 42, nº 6, p. 129-168, 1974.

TEMUUJIN, J.; VAN RIESSEN, A.; & WILLIAMS, R. **Influence of calcium compounds on the mechanical properties of fly ash geopolymer pastes.** Journal of Hazardous Materials, 167(1-3), 82-88, 2010.

UMNIATI, B.S.; RISDANARENI, P.; ZEIN, F.T.Z. **Workability enhancement of geopolymer concrete through the use of retarder.** AIP Conference Proceedings; AIP Publishing: New York, NY, USA. p. 020033, 2017.

WMO. **Greenhouse Gas. Bulletin: The State of the Greenhouse Gases in the Atmosphere Based on Global Observations through 2018.** Volume 15. Site: [https://library.wmo.int/doc\\_num.php?explnum\\_id=10100](https://library.wmo.int/doc_num.php?explnum_id=10100), 2019.

XU, H.; VAN DEVENTER, J. **The geopolymerisation of alumino-silicate minerals.** Int. J. Miner. Process. 2000, 59, 247–266, 2000.