



João Victor Rodrigues Soares

**Análise Experimental da Resistência
ao Cisalhamento de Vigas Parede de
Concreto Armado com Aberturas**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

Instituto de Tecnologia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

Dissertação orientada pelo Professor Maurício de Pina Ferreira

Belém – Pará – Brasil
2025



ANÁLISE EXPERIMENTAL DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE VIGAS PAREDE DE CONCRETO ARMADO COM ABERTURAS

AUTOR:

JOÃO VICTOR RODRIGUES SOARES

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

APROVADO EM: 26 / 06 / 2025.

BANCA EXAMINADORA:

Prof. Dr. Maurício de Pina Ferreira
Orientador (UFPA)

Assinado eletronicamente

Prof. Dr. Luís Antônio Guimarães Bitencourt Júnior
Membro Externo (USP)

Prof. Dr. Edilson Morais Lima e Silva
Membro Interno (UFPA)

Visto:

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



CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: João Victor Rodrigues Soares

TÍTULO: Análise Experimental da Resistência ao Cisalhamento de Vigas

Parede de Concreto Armado com Aberturas

GRAU: Mestre

ANO: 2025

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

João Victor Rodrigues Soares

Av. Augusto Corrêa, No 1, Campus Universitário do Guamá, Laboratório de Engenharia Civil. Guamá, Belém, Pará, CEP 66075-970

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

SOARES, J. V. R. Análise Experimental da Resistência ao Cisalhamento de Vigas

Parede de Concreto Armado com Aberturas. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Instituto de Tecnologia, Universidade Federal do Pará, Belém, 2025.

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)

R696a Rodrigues Soares, João Victor.
Análise Experimental da Resistência ao Cisalhamento de Vigas
Parede de Concreto Armado com Aberturas / João Victor
Rodrigues Soares. — 2025.
99 f. : il. color.

Orientador(a): Prof. Dr. Maurício de Pina Ferreira
Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Pará,
Instituto de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil, Belém, 2025.

1. Concreto Aramdo. 2. Vigas parede. 3. Bielas e tirantes.
4. Otimização estrutural. 5. Cisalhamento. I. Título.

CDD 624.1834

Universidade Federal do Pará

Instituto de Tecnologia



Pós-graduação em Engenharia Civil

João Victor Rodrigues Soares

**Análise Experimental da Resistência ao Cisalhamento de Vigas
Parede de Concreto Armado com Aberturas**

Dissertação de Mestrado

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

Orientador: Prof. Maurício de Pina Ferreira

Universidade Federal do Pará

Instituto de Tecnologia



Pós-graduação em Engenharia Civil

João Victor Rodrigues Soares

**Análise Experimental da Resistência ao Cisalhamento de Vigas
Parede de Concreto Armado com Aberturas**

Dissertação de Mestrado

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

Banca Examinadora:

Prof. Dr. Maurício de Pina Ferreira
Universidade Federal do Pará
(Orientador)

Prof. Dr. Edilson Moraes Lima E Silva
Universidade Federal do Pará | UFPA
(Examinador Interno)

Prof. Dr. Luís Antônio Guimarães Bitencourt Júnior
Universidade de São Paulo | USP
(Examinador Externo)

Belém, junho de 2025

RESUMO

Esta pesquisa apresenta uma análise experimental da resistência ao cisalhamento de vigas parede de concreto armado com geometrias otimizadas por meio de aberturas. O principal objetivo foi investigar o impacto da redução de 30% no volume de concreto e da diminuição da armadura de cisalhamento na capacidade resistente desses elementos, além de avaliar a aplicabilidade do Método de Bielas e Tirantes (MBT) na estimativa da carga de ruptura. Foram ensaiadas seis vigas parede em escala real, compostas por três tipologias distintas, com duas repetições para cada uma.

As tipologias estudadas incluíram uma viga de referência maciça, com taxa de armadura de cisalhamento de 0,50%, e duas vigas otimizadas: uma mantendo a mesma taxa de armadura da referência e outra com redução significativa dessa taxa para 0,16%. Ambas as vigas otimizadas possuíam armaduras na biela. As vigas possuem 160 cm de comprimento total, 70 cm de altura e 20 cm de largura. O concreto utilizado apresentou resistência média à compressão de aproximadamente 29 MPa, com módulo de elasticidade próximo de 25 GPa. As armaduras longitudinais foram de aço CA-50 e os estribos em aço CA-60. Todas as vigas foram projetadas para evitar a ruptura por flexão, concentrando o estudo no comportamento ao esforço cortante. Os ensaios foram realizados com carga centralizada na viga, replicando uma condição crítica para cisalhamento em vigas parede.

Os resultados mostraram que as vigas otimizadas apresentaram comportamento mais flexível, com maior capacidade de deformação e menor rigidez inicial. O modo de ruptura predominante foi o esmagamento da biela comprimida, caracterizado pela falha da região de concreto entre os apoios e o ponto de carga, sem ocorrência de ruptura por flexão. Observou-se também que, entre as vigas otimizadas, as vigas com menor taxa de armadura apresentaram desempenho inferior às demais, enquanto as vigas com maior taxa de armadura mostraram resistência similar à viga de referência, mesmo com a redução volumétrica, sugerindo que, com um adequado detalhamento geométrico e controle da armadura de cisalhamento, é possível reduzir o volume de concreto sem comprometer significativamente a capacidade de carga ao cisalhamento.

Palavras-chave: Concreto armado; Vigas paredes; Bielas e tirantes; Otimização Estrutural; Cisalhamento.

ABSTRACT

This research presents an experimental analysis of the shear strength of reinforced concrete deep beams with geometries optimized through openings. The main objective was to investigate the impact of a 30% reduction in concrete volume and a decrease in shear reinforcement on the load-carrying capacity of these elements, as well as to evaluate the applicability of the Strut-and-Tie Method (STM) in estimating the ultimate load. Six full-scale deep beams were tested, comprising three distinct typologies, with two specimens for each configuration.

The studied typologies included a solid reference beam with a shear reinforcement ratio of 0.50%, and two optimized beams: one maintaining the same reinforcement ratio as the reference and the other with a significantly reduced ratio of 0.16%. Both optimized beams included diagonal reinforcement along the strut path. The beams were 160 cm long, 70 cm high, and 20 cm wide. The concrete used had an average compressive strength of approximately 29 MPa and an elastic modulus of about 25 GPa. The longitudinal reinforcement was made of CA-50 steel, and the stirrups were made of CA-60 steel. All beams were designed to prevent flexural failure, focusing the study on shear behavior. The tests were conducted with a centrally applied load, replicating a critical shear condition in deep beams.

The results showed that the optimized beams exhibited a more flexible behavior, with higher deformation capacity and lower initial stiffness. The predominant failure mode was the crushing of the compressed strut, characterized by the failure of the concrete region between the supports and the loading point, with no flexural failure observed. It was also noted that, among the optimized beams, those with lower reinforcement ratios showed inferior performance compared to the others, while the beams with higher reinforcement ratios achieved similar shear strength to the reference beam, despite the volume reduction. This suggests that, with proper geometric detailing and adequate control of shear reinforcement, it is possible to reduce the concrete volume without significantly compromising the shear load-carrying capacity.

Keywords: Reinforced concrete; deep beams; Struts and ties; Structural optimization; Shear.

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Coeficiente de eficiência das bielas (Adaptado ACI 318, 2019)	35
Tabela 2.2 - Taxa mínima de armadura distribuída segundo o ACI 318- (2019).....	35
Tabela 2.3 - Coeficiente de confinamento do concreto (Adaptado ACI 318, 2019).....	35
Tabela 2.4 – Coeficiente de eficiência do nó.....	36
Tabela 2.5 - Geometria padronizada dos ganchos para ancoragem de barras tracionadas..	37
Tabela 2.6 - Fatores de Modificação para Ganchos	38
Tabela 3.1 - Resumo das caracterísitcas das vigas parede ensaiadas	44
Tabela 3.2 - Composição do traço adotado para as vigas VI e VII e VIII	51
Tabela 3.3 – Resumo dos ensaios de caracterização	51
Tabela 4.1- Resultados experimentais das vigas ensaiadas	52
Tabela 4.2 - Resumo dos modos de ruptura e cortantes associados	83
Tabela 4.3 - Resultado da verificação de ancoragem para as vigas ensaiadas	84
Tabela 4.4 - Verificações para os Modelos I e II.....	85
Tabela 4.5 - Verificação dos modos de ruptura comuns aos dois modelos.....	87
Tabela 4.6 – Cortante resistente associado aos modos de ruptura do para a Viga VII.....	87
Tabela 4.7 - Cortante resistente associado aos modos de ruptura para a Viga VIII	87
Tabela 4.8 - Comparação de cortante teóricos e experimentais	88

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - - Exemplos de vigas paredes em construções de concreto armado	12
Figura 1.2 – a) Viga de 7.8 m em um estacionamento em Drancy, França , 2022 (MAITENAZ <i>et al.</i> , 2024); b) Construção de pórticos tréliçados de concreto armado protendido (SAMIR; MORCOUS, 2014).....	13
Figura 1.3 - Viga otimizada pré-moldada agrupada em módulos	14
Figura 2.1 - Modos de ruptura observados em vigas parede sob esforço cortante.....	17
Figura 2.2 - Tipos de otimização (BENDSØE e SIGMUND, 2003)	20
Figura 2.3 - Otimização Topológica e modelos de treliças de vigas simplesmente apoias, variando a relação a/d (XIE E STEVEN, 1993).....	21
Figura 2.4 - Topologia Ótima de elementos de concreto armado por KWAK e NOH, (2006)	22
Figura 2.5 - Linha do tempo de pesquisas divididas por tipo de estudo numérico e experimental (adaptado de STOIBER <i>et al.</i> (2021))	24
Figura 2.6 - Visão geral dos espécimes topologicamente otimizados (PRESSMAIR E KROMOSER, 2023).....	25
Figura 2.7 - Detalhamento das vigas otimizadas de MAITENAZ <i>et al.</i> , (2024) ensaiadas experimentalmente (MAITENAZ <i>et al.</i> , (2024))	26
Figura 2.8 - Viga Otimizada pretensionada com concreto produzido por impressão em 3D	27
Figura 2.9 - Situações típicas de regiões D. (ABNT NBR 6118, 2023).....	30
Figura 2.10 – Bielas do tipo garrafa e prismática (BROWN <i>et al.</i> , 2005)	31
Figura 2.11 – Descrição de um modelo de bielas e tirantes	31
Figura 2.12 - Classificações dos nós (ACI 318, 2019)	32
Figura 2.13 - Resolução de forças em uma região nodal (adaptado ACI 318, 2019).....	33
Figura 2.14 - Determinação da área A2 (adaptado ACI 318, 2019).....	36
Figura 2.15 - Área de influencia da tensão de confinamento de um estribo	38
Figura 2.16 - Comprimento do núcleo de confinamento (a partir do eixo da armadura de confinamento).....	39
Figura 3.1 – Análise de redução de massa utilizando o programa Fusion 360.	42
Figura 3.2 – Dimensões dos espécimes	43
Figura 3.3 – Viga VI.....	45
Figura 3.4 – Viga VII	45
Figura 3.5 – Viga VIII	45
Figura 3.6 - Posicionamento das armaduras na forma.....	46
Figura 3.7 - Sistema de ensaio das vigas parede	47
Figura 3.8 - Disposição dos potenciômetros para monitoramento de abertura de fissura	48
Figura 3.9 - Monitoramento dos deslocamentos verticais	49
Figura 3.10 – Posicionamento dos extensômetros nas barras de flexão, cisalhamento e na superfície do concreto.....	50
Figura 3.11 - Concretagem das vigas parede com suas repetições.....	51
Figura 4.1 - Curva cortante (V) x deslocamento (δ) para as vigas ensaiadas	53
Figura 4.2 - Comparação da deflexão das vigas ensaiadas.....	54
Figura 4.3 - Curvas de carga x deformação das barras de flexão e da superfície do concreto	55
Figura 4.4 - Gáfico de carga x deformação das aramduras transversais	57
Figura 4.5 - Perfil de deformação dos extensômetros.	59
Figura 4.6 - Gáfico de carga x deformação das aramduras de pele	60

Figura 4.7 – Gráfico de Abertura de Fissuras nos vãos de cisalhamento	63
Figura 4.8 - Mapa de fissuração das vigas parede VI (Valores de V medidos em kN)	64
Figura 4.9 - Mapa de fissuração das vigas parede VII	65
Figura 4.10 - Mapa de fissuração das vigas parede VIII	66
Figura 4.11 - Detalhe do modo de ruptura das vigas otimizadas	67
Figura 4.12 – Modelo de bielas e tirantes utilizado.....	68
Figura 4.13 – Representação do Binário de forças na seção transversal da viga	69
Figura 4.14 – Modelos simplificados de bielas e tirantes	70
Figura 4.15 - Modelo I (Treliça) e modos de falha associados	71
Figura 4.16 - Determinação da largura da biela (w_s)	71
Figura 4.17 - Região de concreto mobilizada para o cálculo do V_{MCFT}	73
Figura 4.18 - Modos de ruptura do modelo II – mostrar theta 2	74
Figura 4.19 - Modos de rupturas comuns aos modelos I e II	75
Figura 4.20 – Superposição dos modelos através da soma vetorial de cada modelo	76
Figura 4.21 - Determinação das dimensõesnodais do nó CCC	77
Figura 4.22 - Binário de forças de tração e compressão na seção transversal da viga	78
Figura 4.23 – Comprimento de ancoragem necessário.....	79
Figura 4.24 - Equações dos esforços cortantes relacionado respectivo modo de ruptura de cada modelo	81
Figura 4.25 - Modelos de bielas e tirantes para a viga de referência	83
Figura 4.26 - Forças solicitantes no Modelo I	85
Figura 4.27 - Forças solicitantes no Modelo II.....	85
Figura 4.28 – Forças solicitantes na superposição dos modelos I e II.....	86
Figura 4.29 - Força solicitante nos nós dos modelos superpostos.....	86

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	10
1.1. JUSTIFICATIVA	14
1.2. OBJETIVOS	15
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	16
2.1. VIGAS PAREDE	16
2.2. OTIMIZAÇÃO DE TOPOLOGIA (OT)	19
2.2.1. Métodos ESO e BESO	19
2.2.2. Aplicações em vigas parede	22
2.2.3. Estudos experimentais recentes	24
2.3. MÉTODO DE BIELAS E TIRANTES (MBT)	28
2.3.1. Regiões D	29
2.3.2. Bielas	30
2.3.3. Tirantes	31
2.3.4. Nós	32
2.1. <i>MODIFIED COMPRESSION FIELD THEORY</i> (MCFT)	33
2.2. RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS	34
2.2.1. ACI 318-19 –	34
2.2.2. Eurocode2 (2023)	38
3. PROGRAMA EXPERIMENTAL	41
3.1. CARACTERÍSTICAS DAS VIGAS	43
3.2. SISTEMA DE ENSAIO	47
3.3. INSTRUMENTAÇÃO	48
3.4. MATERIAIS	51
3.4.1. Concreto	51
4. RESULTADOS	52
4.1. DESLOCAMENTO VERTICAL DAS VIGAS	52
4.2. COMPORTAMENTO A FLEXÃO	55
4.3. DEFORMAÇÕES NAS ARMADURAS DE CISALHAMENTO	56
4.4. DEFORMAÇÕES NA ARMADURA HORIZONTAL (PELE)	60
4.5. MAPA DE FISSURAÇÃO E MODO DE RUPTURA	61
4.6. ESTIMATIVA DE RESISTÊNCIA	68
4.6.1. Modos de rupturas para o Modelo I (Mecanismo de treliça)	70

4.6.2. Modos de ruptura para o Modelo II (Efeito Arco)	74
4.6.3. Modos de ruptura comuns: Esmagamento nodal, ruptura por flexão e perda de ancoragem	75
4.6.4. Resultados Numéricos para a viga de referência (VI)	82
5. CONCLUSÕES	89
6. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	92

1. INTRODUÇÃO

As vigas parede de concreto armado, embora amplamente utilizadas na engenharia estrutural, apresentam um dos maiores consumos de material entre os elementos estruturais usuais. Em aplicações tradicionais, essas vigas requerem grandes volumes de concreto e taxas elevadas de armadura, o que resulta em altos custos, aumento do impacto ambiental e desafios logísticos, especialmente em estruturas pré-moldadas (CAVAGNIS *et al.*, 2018). Além disso, a complexidade geométrica e o comportamento não linear desses elementos dificultam a obtenção de soluções otimizadas que conciliem resistência ao cisalhamento, eficiência material e sustentabilidade. Nesse cenário, a otimização topológica desponta como uma abordagem promissora, permitindo a redistribuição racional de material, com base em critérios como a redução do peso próprio e a maximização da resistência (ZHANG *et al.*, 2021). A Figura 1.1 ilustra a aplicação de vigas parede em uma estrutura real.

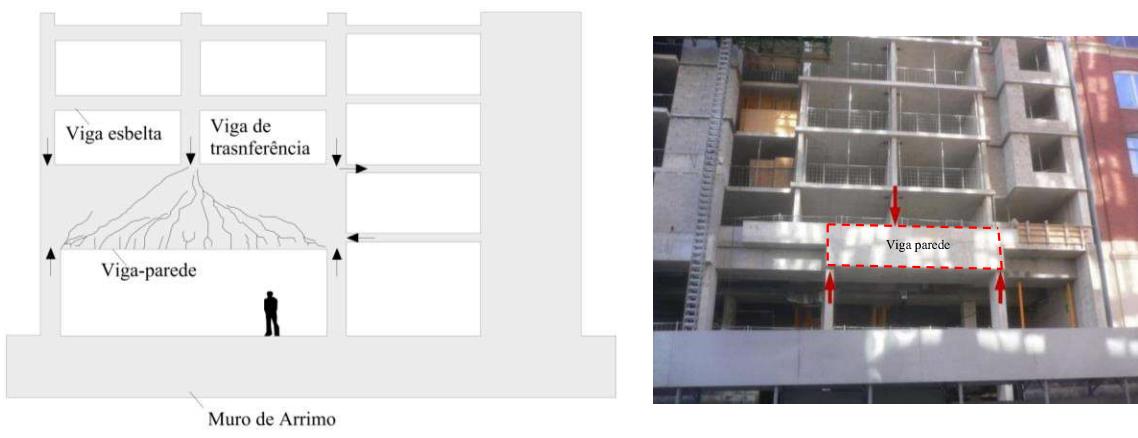


Figura 1.1 - Exemplos de vigas paredes em construções de concreto armado

Vigas parede são elementos estruturais que transferem cargas predominantemente por efeito arco, sobretudo quando essas estão aplicadas próximas aos apoios (ISMAIL *et al.*, 2017). Diferentemente das vigas esbeltas, que seguem a hipótese de Bernoulli-Navier, as vigas parede são classificadas como regiões de descontinuidade (regiões D), em razão de sua geometria peculiar, que resulta em uma distribuição não linear de tensões e deformações ao longo da altura da seção (SCHLAICH *et al.*, 1987; SHAHNEWAZ *et al.*, 2020). Normas internacionais como a ACI 318 (2019), Eurocode2 (2014) e a NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelecem critérios geométricos para definição dessas vigas, considerando como tal os

elementos com relação entre o vão de cisalhamento (a) e a altura útil (d) inferior a 2 em vigas biapoiadas, ou inferior a 3 em vigas contínuas.

Há um grande potencial para estruturas de concreto armado otimizadas atualmente (PRESSMAIR; KROMOSER, 2023), como, por exemplo, para a indústria de pré-moldados (SAMIR; MORCOUS, 2014), uma vez que a diminuição de material implica na diminuição de problemas relacionados a peso próprio, custos e impacto ambiental. Diante desse cenário, os componentes pré-moldados de concreto surgem como uma solução viável, pois, ao contrário de estruturas de aço, apresentam excelente resistência ao fogo e à corrosão, além de prazos de entrega mais curtos (SAMIR; MORCOUS, 2014). A Figura 1.2 ilustra a aplicação de vigas otimizadas em estruturas reais, evidenciando seu potencial para construções mais eficientes e competitivas.



Figura 1.2 – a) Viga de 7,8 m em um estacionamento em Drancy, França , 2022 (MAITENAZ *et al.*, 2024); b) Construção de pórticos tréliçados de concreto armado pretendido (SAMIR; MORCOUS, 2014)

A otimização topológica, aliada ao Método de Bielas e Tirantes (MBT), permite a criação de modelos de bielas e tirantes eficientes, que representam de forma precisa as tensões de compressão e tração no concreto (KWAK; NOH, 2006; HARDJASAPUTRA, 2015). Assim, apesar do vasto potencial estrutural e ambiental de estruturas otimizadas, seu uso ainda é limitado por falta de validação experimental (GUEST; MOEN, 2010). Além disso, o impacto da redução do volume de concreto e da taxa de armadura de cisalhamento na resistência ao cisalhamento de vigas parede otimizadas ainda não foi completamente investigado (STOIBER *et al.*, 2021). Da mesma forma, a eficácia do MBT na determinação

da carga de ruptura desses elementos, bem como o desempenho da otimização estrutural para vigas parede, precisa ser avaliada experimentalmente.

Diante dessas lacunas, esta pesquisa tem como objetivo avaliar o impacto da redução de 30% no volume de concreto na resistência ao cisalhamento de vigas parede otimizadas, comparando-as com uma viga parede de referência. As vigas foram pensadas de forma a serem modulares, com vazios pré-definidos, possibilitando uma produção em larga escala voltada para a indústria de pré-moldados, conforme mostra a Figura 1.3.

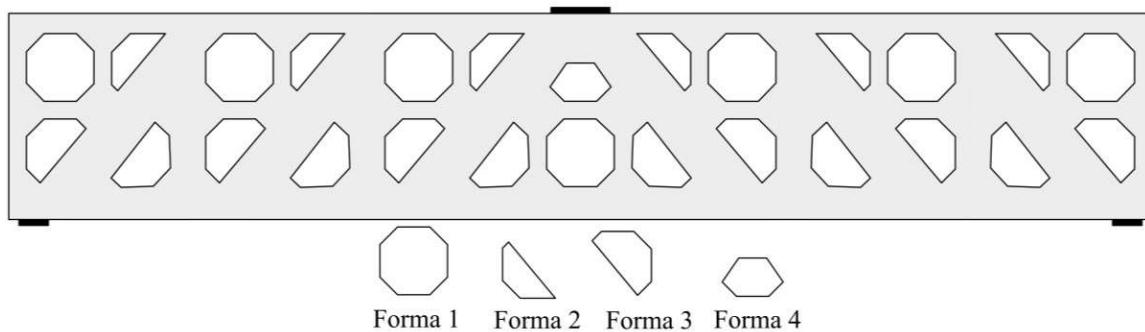


Figura 1.3 - Viga otimizada pré-moldada agrupada em módulos

Além disso, busca-se investigar se a redução da taxa de armadura de cisalhamento em vigas parede otimizadas afeta significativamente sua resistência ao cisalhamento; além de avaliar a eficácia da metodologia desenvolvida com o Modelo de Bielas e Tirantes (MBT) na determinação da carga de ruptura dos espécimes analisados. A integração de métodos de otimização topológica com normas de projeto, como o ACI 318 e o Eurocode 2, ainda é um desafio, mas os resultados preliminares sugerem que essa abordagem pode levar a estruturas mais eficientes e sustentáveis (GUEST; MOEN, 2010). Portanto, esta pesquisa busca contribuir para o avanço do conhecimento na área, fornecendo dados experimentais e análises que possam embasar futuros projetos de vigas parede otimizadas.

1.1. Justificativa

A crescente demanda por estruturas mais eficientes e sustentáveis na construção civil tem impulsionado a busca por soluções inovadoras para o dimensionamento de elementos estruturais. No contexto das vigas parede de concreto armado, um dos principais desafios é equilibrar resistência ao cisalhamento, consumo de material e viabilidade econômica,

especialmente no setor de pré-moldados, onde a competitividade está diretamente ligada à otimização de recursos.

Estudos como os de JAILLON; POON (2014); LI; SHEN; ALSHAWI (2014) ZHONG; WU (2015) indicam que a redução do uso de concreto pré-moldado reduz significativamente o uso de materiais de construtivos de um projeto, chegando a uma redução de custo de cerca de 56%. Além disso, dada a vasta aplicação de vigas parede na construção civil (ABTAN; HASSAN, 2020; CAVAGNIS; FERNÁNDEZ RUIZ; MUTTONI, 2018A; MIHAYLOV, 2015) e o potencial construtivo de elementos otimizado, a introdução de vazios padronizados pode representar uma alternativa promissora para otimizar essas estruturas sem comprometer sua capacidade resistente

Embora haja avanços numéricos importantes, a literatura carece de validações experimentais robustas que investiguem o impacto da redução volumétrica e de armaduras em vigas parede otimizadas. (STOIBER; KROMOSER, 2021).

1.2. Objetivos

O objetivo geral deste estudo é analisar o desempenho ao cisalhamento de vigas parede otimizadas, avaliando o impacto da redução de 30% no volume de concreto e da diminuição da taxa de armadura de cisalhamento, bem como verificar a eficácia do Modelo de Bielas e Tirantes (MBT) na previsão da carga última de ruptura.

Os objetivos específicos deste trabalho são:

- Avaliar o impacto da redução de 30% no volume de concreto na resistência ao cisalhamento de vigas parede otimizadas, comparando-as com uma viga parede de referência;
- Investigar se a redução da taxa de armadura de cisalhamento em vigas parede otimizadas afeta significativamente sua resistência ao cisalhamento.
- Validar a eficácia da metodologia desenvolvida com o Modelo de Bielas e Tirantes (MBT), através da capacidade preditiva da carga de ruptura dos espécimes analisados;

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo apresenta uma revisão sucinta da literatura sobre a otimização estrutural de vigas de concreto armado, incluindo métodos de otimização e modos de ruptura associados ao cisalhamento. Em seguida, são detalhados os critérios normativos para o método de bielas e tirantes com base nas normas ACI 318 (2019), Eurocode 2 (2023).

2.1. Vigas parede

Vigas parede de concreto armado são elementos estruturais que transferem cargas aos apoios principalmente por efeito arco, especialmente quando as cargas estão próximas a esses apoios (ISMAIL *et al.*, 2017). Diferentemente das vigas esbeltas, que seguem a hipótese de Bernoulli-Navier (distribuição linear de deformações), as vigas parede são classificadas como regiões de descontinuidade devido à sua geometria (SCHLAICH *et al.*, 1987), que resulta em uma distribuição não linear de deformações ao longo da altura (SHAHNEWAZ *et al.*, 2020). Documentos normativos estabelecem limites geométricos para a definição de vigas parede: o ACI 318 (2019) exige que as cargas devem estar dentro de $2h$ (duas vezes a altura da viga) dos apoios e/ou o vão livre não ultrapasse $4h$; a Eurocode 2 (2014) limita o vão a $3h$, enquanto a NBR 6118 (ABNT, 2014) define vigas parede como vigas com relação entre o vão de cisalhamento (a) pela altura útil (d) inferior a 2, se bi apoiadas, ou 3 se contínuas. Entretanto, é de comum acordo que este tipo de elemento apresenta uma razão a/d menor que 2.

O comportamento das vigas parede varia significativamente com a relação a/d . Para valores de $a/d < 1$, a transferência de carga ocorre predominantemente por efeito arco, enquanto para $1,0 < a/d < 2,5$, a transferência é mista, envolvendo tanto o efeito arco quanto os mecanismos resistentes da fissura diagonal crítica. Para $a/d > 2,5$, o efeito arco perde relevância, e a resistência ao cisalhamento é dominada pelos mecanismos de fissuração (WIGHT E MACGREGOR, 2012). Essa característica faz com que a resistência ao cisalhamento seja frequentemente o fator limitante no desempenho desses elementos, em vez da resistência à flexão (ABTAN; HASSAN, 2020).

O comportamento de fissuração em vigas parede sob carregamento inicia-se com o aparecimento de fissuras de flexão na região central do vão livre, orientadas perpendicularmente à armadura longitudinal. À medida que o carregamento aumenta,

surgem fissuras diagonais (flexão-cisalhamento) no vão de cisalhamento, que se propagam em direção ao ponto de aplicação da carga. Antes da ruptura, a viga parede passa por uma fase estável de propagação de fissuras, onde as fissuras inclinadas tendem a apresentar uma altura maior em comparação às fissuras de flexão, refletindo a progressão gradual do carregamento.

Conforme demonstrado por ISMAIL *et al.*(2017), vigas parede podem apresentar diferentes modos de ruptura, muitos deles associados a tensões de cisalhamento. Um dos modos é a ruptura por tração diagonal ou fendilhamento (Figura 2.1a), onde ocorre a abertura de fissuras diagonais sem esmagamento do concreto. Outro modo é a ruptura por compressão diagonal (Figura 2.1b), caracterizada pelo esmagamento da biela comprimida.

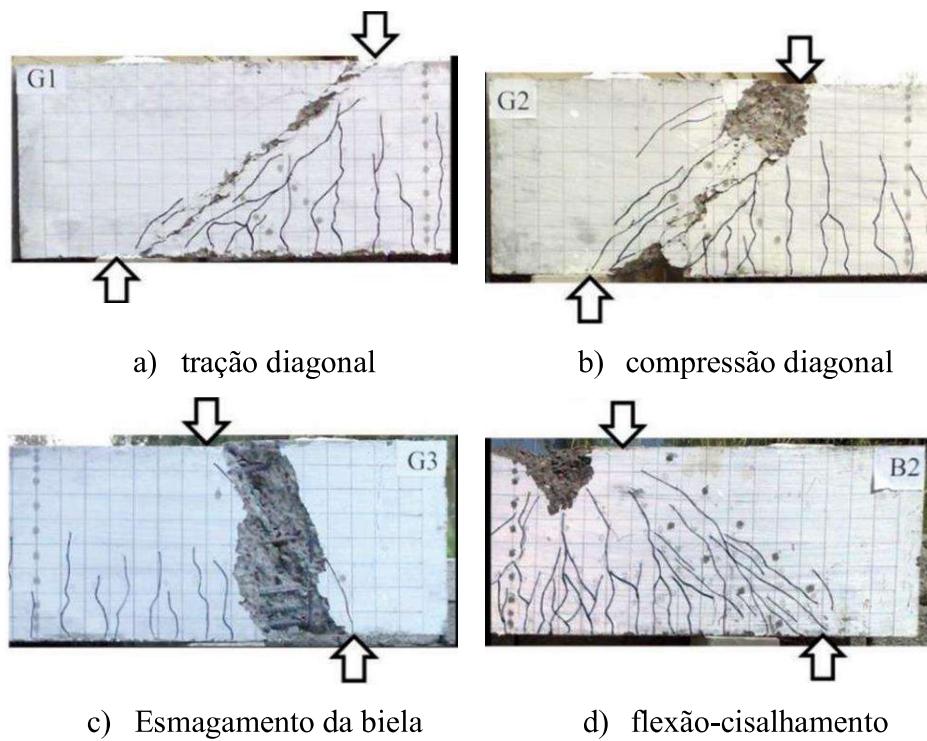


Figura 2.1 - Modos de ruptura observados em vigas parede sob esforço cortante

Outro tipo comum é a ruptura por flexão-cisalhamento (Figura 2.1c), que se inicia com o escoamento da armadura, seguido pelo esmagamento do concreto na zona comprimida. Nesse caso, a resistência ao cisalhamento é atingida antes do colapso total do concreto. Já a ruptura por flexão (Figura 2.1d) ocorre com o escoamento da armadura longitudinal no meio do vão, o avanço de fissuras verticais da base até quase a altura total da viga e o esmagamento do concreto na região nodal.

CAVAGNIS *et al.* (2018) apresentou um programa experimental de 20 vigas, seção transversal de 600 mm x 250 mm, com variação na relação a/d e taxa de armadura longitudinal (ρ), a fim de investigar os mecanismos que levam à falha por cisalhamento. Observou-se que a relação a/d tem bastante influência na variação da resistência ao cisalhamento, isto se justifica pelo efeito arco e suas implicações estarem mais presentes em vigas com relação a/d menor que 2,5. Em vigas com maior relação a/d , a fissura crítica apareceu na biela comprimida entre o ponto de aplicação de carga e o apoio.

No contexto da configuração fissurada, a resistência à força cortante das vigas de concreto armado sem estribos é determinada pelo somatório de diversos elementos. Isso inclui a contribuição do concreto comprimido não fissurado (V_c) e dos mecanismos resistentes ativados ao longo da fissura diagonal, como o engrenamento dos agregados (V_{agg}), o efeito de pino da armadura longitudinal (V_d) e a resistência à tração residual do concreto (V_{res}), a força cortante é a somatória das componentes verticais destes mecanismos de transferência (CAVAGNIS *et al.*, 2018).

DEMIR *et al.* (2019) investigaram os efeitos da altura da seção transversal (h), da relação entre o vão de cisalhamento e a altura útil (a/d) e da resistência à compressão do concreto (f_c) no comportamento de fissuração diagonal e na largura das fissuras em vigas parede de concreto armado, além de avaliar o impacto da armadura de cisalhamento. Foram testadas 11 vigas sob carga pontual, variando esses parâmetros, com algumas incluindo armadura de cisalhamento. Os resultados indicaram que o aumento da altura da seção transversal e da resistência do concreto elevou a capacidade de carga, enquanto a relação a/d afetou a largura das fissuras. A armadura de cisalhamento aumentou a resistência, mas não melhorou a ductilidade. Concluiu-se que h , a/d e f_c são parâmetros críticos para a capacidade de carga e fissuração, e que a armadura de cisalhamento é eficaz para resistência, porém não para ductilidade, sugerindo a necessidade de mais pesquisas sobre a resistência do concreto e a eficácia relativa da armadura vertical versus horizontal.

Em vigas parede, a proporção entre o cisalhamento e o vão é menor, o que faz com que o comportamento à falha por cisalhamento seja bastante diferente do observado em vigas esbeltas. Por isso, modelos de análise de resistência ao cisalhamento que consideram apenas a seção transversal não são apropriados para esse tipo de viga. Atualmente, códigos de

projeto, como ACI 318 (2019) , Eurocode2 (2023) e *fib* Model Code 2010 (2020) e a NBR 6118 (ABNT, 2023) sugerem o uso do Método de Bielas e Tirantes (MTB) para o projeto de vigas parede em concreto armado. Nesse método, as tensões de compressão e tração no concreto são representadas por bielas e tirantes, respectivamente. De acordo com a teoria do limite inferior da plasticidade, a resistência calculada nunca supera a capacidade real da estrutura (SCHLAICH *et al.*, 1987; TUCHSCHERER *et al.*, 2014; MARTI, 1985). Dessa forma, o MBT é amplamente utilizado como uma metodologia eficiente e direta para projetar elementos estruturais com regiões descontínuas, como as vigas parede (SCHLAICH *et al.*, 1987; MUTTONI *et al.*, 2015; TODISCO *et al.*, 2015).

2.2.Otimização de Topologia (OT)

2.2.1. Métodos ESO e BESO

De acordo com ZHANG *et al.* (2021), a otimização topológica é uma metodologia matemática para otimizar a distribuição de materiais em um espaço determinado de um projeto ou elemento, a fim de atingir uma topologia ótima que satisfaça objetivos e condições de contorno específicas. Tradicionalmente, o fluxo de trabalho consiste em analisar um elemento estrutural com formas predefinidas e fazer mudanças que melhorem a performance dessa estrutura.

Diferenciando-se da otimização de tamanho (paramétrica), cuja as variáveis de projeto são espessuras ou áreas, por exemplo e de forma, quando as variáveis de projeto representam a forma ou limites de uma região dentro do domínio do elemento, determinado o melhor domínio para as integrações das equações diferenciais de maneira ótima (PANTOJA, 2012), a otimização da topologia permite a projetistas determinarem uma geometria de estrutura que satisfaça critérios específicos como peso próprio mínimo, controle de tensões máximas, e redução de massa, conforme ilustrado na Figura 2.2.

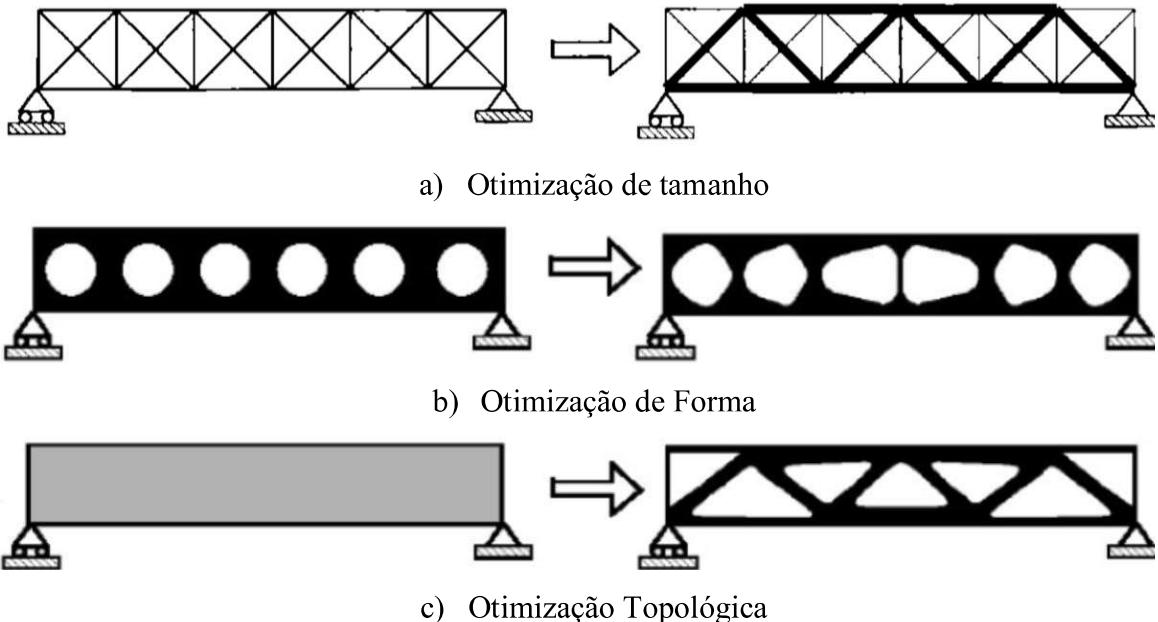


Figura 2.2 - Tipos de otimização (BENDSØE e SIGMUND, 2003)

Os métodos de OT podem ser divididos em critérios de optimalidade e métodos heurístico-intuitivos baseados em dados evolutivos ou algoritmos. O primeiro grupo inclui métodos como o Método da Homogeneização (*Homogenization Method*) e do Material Isotópico Sólido com Penalização (*Solid Isotropic Material with Penalization – SIMP*), que, de acordo com BENDSØE E SIGMUND (1989), é a discretização de um domínio em uma grade de elementos finitos chamada microestruturas sólidas isotrópicas onde cada elemento é preenchido com material para regiões que necessitam de material ou esvaziado de material para regiões onde é possível remover material (representando vazios). Enquanto que no segundo grupo há métodos como a Otimização Estrutural Evolucionária (*Evolutionary Structural Optimization – ESO*) (XIE E STEVEN, 1993) e Otimização Estrutural Evolucionária Bidirecional (*Bi-directional Evolutionary Structural Optimization – BESO*) (YANG *et al.*, 1999).

Inicialmente desenvolvido por XIE E STEVEN (1993), o método da Otimização Estrutural Evolucionária baseia-se na remoção gradual e sistemática de material ineficiente de regiões espaciais de um elemento a partir de um critério de rejeição. Em seguida, avalia-se a performance desse elemento através de análise de elementos finitos ou outros métodos computacionais, como no exemplo da Figura 2.3. Estas avaliações de performance ajudam

a determinar quais regiões contribuem efetivamente para os objetivos desejados e quais regiões podem ser removidas ou reduzidas, respeitando determinações de projetos e condições de contorno. De acordo com ZHONG *et al.*, (2017), este método representa uma abordagem pioneira na criação de modelos confiáveis de bielas e tirantes através da otimização estrutural.

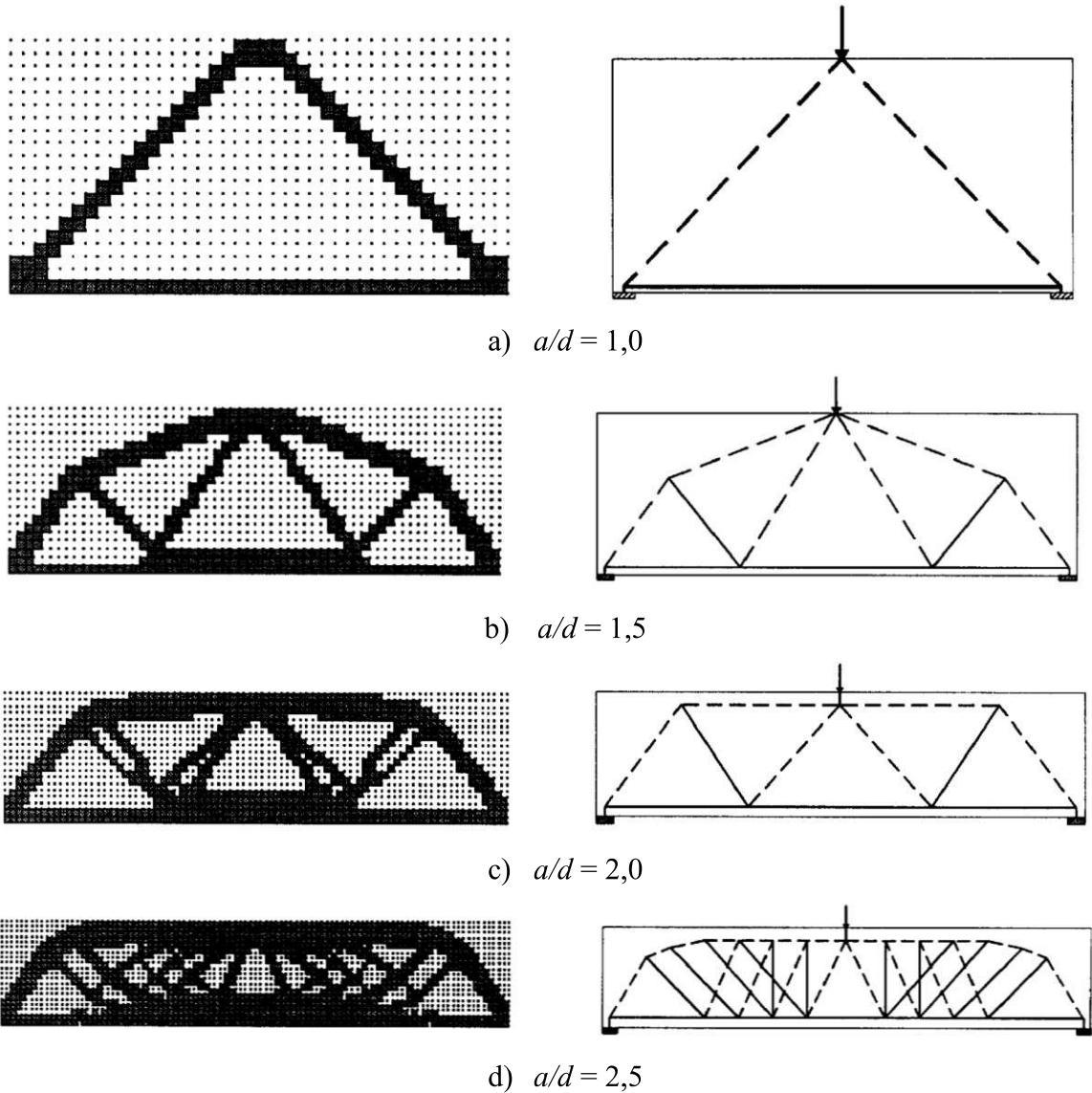
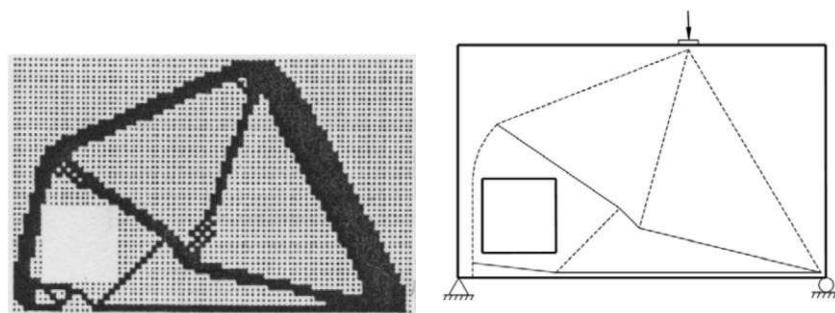


Figura 2.3 - Otimização Topológica e modelos de treliças de vigas simplesmente apoiadas, variando a relação a/d (XIE E STEVEN, 1993)

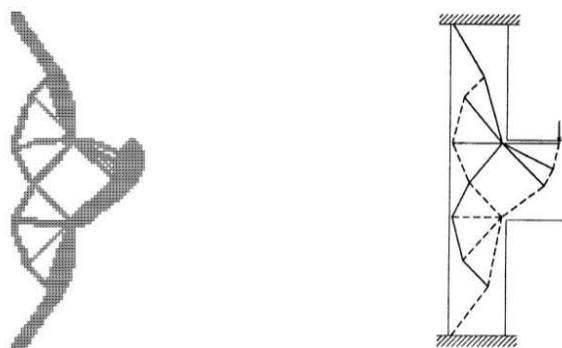
2.2.2. Aplicações em vigas paredes

KWAK e NOH (2006) utilizaram o ESO para determinar modelos de bielas e tirante em vigas paredes e consolos de concreto armado, removendo sistematicamente elementos com menores energia de deformação virtual, como mostrado na Figura 2.4. Os resultados mostraram que o método proposto é eficiente na determinação de modelos de bielas e tirantes, com redução significativa no tempo de computação em comparação com métodos clássicos.

Contudo, os autores apontam lacunas no trabalho como a verificação experimental, pois muito embora o método tenha sido validado numericamente, são necessárias verificações experimentais para confirmar a precisão dos modelos de bielas e tirantes obtidos. Além disso, o estudo não abordou em detalhes o impacto das propriedades do material (como a não linearidade do concreto) na determinação dos modelos de bielas e tirantes. Além disso, o estudo focou na minimização da energia de deformação, mas a inclusão de outros critérios de otimização (como custo, durabilidade) pode ser explorada em pesquisas futuras.



a) Viga parede com abertura



b) Consolo curto

Figura 2.4 - Topologia ótima de elementos de concreto armado por KWAK e NOH, (2006)

O trabalho de HARDJASAPUTRA (2015) também apresenta um estudo numérico de otimização de vigas com aberturas, sendo estas vigas com altas relações a/d . O trabalho aponta para resultados similares ao encontrados por KWAK e NOH (2006), afirmando que o ESO é eficiente para acelerar o processo de desenvolvimento de um modelo de bielas e tirantes, além dos resultados mostrarem que os modelos de bielas e tirantes gerados a partir da otimização topológica do BESO2D (HUANG; XIE, 2010) foram considerados superiores aos modelos tradicionais baseados em analogias de treliças simples. Além disso, em casos de topologias complexas, o modelo pode ser simplificado pela remoção ou rearranjo de partes da estrutura, mantendo a eficiência do modelo de bielas e tirantes.

Em um estudo numérico com vigas paredes com abertura, consolos e blocos de fundação, GUEST e MOEN, (2010) aplicou o critério de mínima energia de deformação (maior rigidez), através de um código aberto baseado no ESO foi capaz de gerar modelos de bielas de treliças mais eficientes e com melhor desempenho em relação a elementos com geometrias triviais. Tais metodologias permitem, portanto, que o engenheiro obtenha modelos mais confiáveis, conforme constatado por autores (HARDJASAPUTRA, 2015; KWAK; NOH, 2006; ZHONG *et al.*, 2017), reduzindo a dependência da intuição por parte dos engenheiros. Contudo, GUEST e MOEN, (2010) sugerem que a integração de ferramentas de otimização topológica com normas de projeto existentes (como ACI-318 e Eurocode 2) ainda é limitada.

Além disso, embora os modelos otimizados tenham sido verificados numericamente, há uma necessidade de mais validação experimental para confirmar os benefícios em cenários reais, concordando com HUANG e XIE, (2010), HARDJASAPUTRA, (2015) KWAK NOH, (2006) e ZHONG *et al.*, (2017).

STOIBER *et al.* (2021) apontam um aumento significativo de estudos acerca de otimização estrutural nos últimos anos, em todas os campos de pesquisa. A Figura 2.5 ilustra a linha do tempo de publicação das pesquisas entre os anos de 2001 e 2020, distinguindo-se entre estudos numéricos e/ou experimentais.

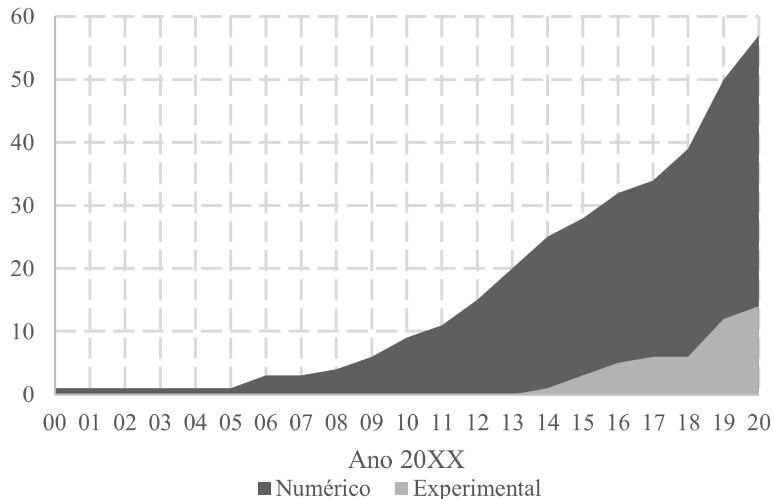


Figura 2.5 - Linha do tempo de pesquisas de otimização topológica divididas por tipo de estudo numérico e experimental (adaptado de STOIBER *et al.* (2021))

É perceptível o aumento significativo de publicações nos últimos 20 anos. De acordo com STOIBER *et al.* (2021), isso se deve não só pela crescente capacidade de processamento computacional ao longo dos anos, mas também por conta da vasta oferta de códigos abertos de otimização topológica, além de avanços na execução de estruturas complexas.

Porém, apesar do grande número de trabalhos numéricos no campo da otimização topológica (BERLIN *ET AL.*, [s.d]; MARTHA *et al.*, 2012; GUEST E MOEN, 2010; HARDJASAPUTRA, 2015; HUANG; XIE, 2010; KWAK; NOH, 2006; XIE; STEVEN, 1993; YANG *et al.*, 1999; ZHONG *et al.*, 2017), há trabalhos experimentais que buscam verificar o comportamento de estruturas topologicamente otimizadas.

2.2.3. Estudos experimentais recentes

SILVEIRA *et al.* (2024) executaram quatro vigas paredes com abertura em concreto armado, baseadas nas vigas paredes propostas por SCHLAICH *et al.* (1987), as quais foram topologicamente otimizadas através de um método proposto baseado no ESO. Os resultados mostraram uma maior eficiência de material, reduzindo o volume de concreto e otimizando a disposição das armaduras, por conta da maior capacidade de carga por unidade de volume concreto. Além disso, o autor afirma que a redução do volume de concreto altera significativamente os pontos críticos de fissuração e resistência ao cisalhamento. Além disso, as simulações numéricas foram altamente precisas na previsão de cargas de falhas e padrões de fissuração.

Ainda, CHEN; WANG; ZHONG, (2019) propõem e avaliam modelos otimizados de Bielas e Tirantes para vigas parede propostas por SCHLAICH *et al.* (1987), utilizando técnicas de otimização topológica. Foram desenvolvidos modelos baseados no método BESO e validados experimentalmente em oito vigas sob carregamento progressivo. Os resultados demonstraram que os modelos otimizados aumentam a capacidade de carga, reduzem a necessidade de aço e retardam a propagação de fissuras, resultando em estruturas mais eficientes. Em particular, a viga projetada com o modelo B-04 mostrou-se a mais eficiente, alcançando uma economia de até 41% no consumo de aço sem comprometer a resistência estrutural.

Apesar dos avanços, ainda existem desafios a serem superados, como a estabilidade dos algoritmos de otimização e a necessidade de validação dos modelos em condições reais de serviço. O estudo sugere investigações futuras sobre o impacto da variação geométrica das vigas, o comportamento estrutural a longo prazo e a relação entre a redução de aço e a ductilidade da estrutura. Assim, a pesquisa reforça a importância da otimização topológica como ferramenta para melhorar o desempenho e a sustentabilidade das vigas parede na construção civil.

PRESSMAIR E KROMOSER (2023) ensaiaram 8 vigas bi apoiadas (7 otimizadas e 1 convencional) sob carregamento pontual, conforme mostra a Figura 2.6. Os testes mediram deslocamento, deformações e padrões de fissuração usando *Digital Image Correlation* (DIC). As geometrias otimizadas foram ajustadas para cumprir a Eurocode2 e a viabilidade construtiva. Ainda foram feitas modificações na topologia a fim de garantir o cobrimento adequado.

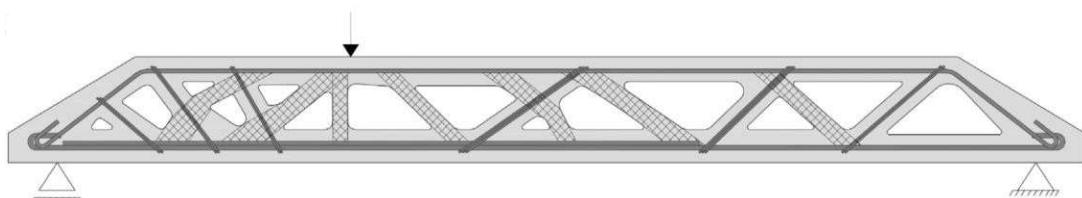


Figura 2.6 - Visão geral dos espécimes topologicamente otimizados (PRESSMAIR E KROMOSER, 2023)

O estudo demonstrou que a otimização pode reduzir significativamente o consumo de concreto, sem comprometer a capacidade de carga, pois algumas vigas estruturais apresentaram, inclusive, desempenho estrutural superior em resistência e rigidez em relação às vigas tradicionais. Assim, foi possível reduzir até 30% da massa de concreto e diminuir o que o trabalho classifica como “*Global Warming Potential (GWP)*”, ou seja, a produção de CO₂ em relação a uma viga sem otimização.

Contudo, foram observados dois modos principais de falhas: falha por aderência e falha do nó CCT (compressão-compressão-tração), indicando a necessidade de melhorias no detalhamento estrutural. Também foi perceptível ajustes feitos na geometria otimizada a fim de garantir um bom desempenho estrutural como, por exemplo, a adição de um reforço nas bielas de concreto contra fissuração por tração.

MAITENAZ *et al.* (2024) recentemente publicaram um trabalho experimental no qual ensaiam-se quatro vigas, uma tradicional e três otimizadas, conforme mostra a Figura 2.7, reduzindo o volume de concreto de 24% a 64% nas vigas otimizadas, sendo a maior redução ocorrendo em vigas mais delgadas e de maior vão. Ao contrário dos resultados obtidos por PRESSMAIR e KROMOSER (2023), as vigas otimizadas apresentaram um aumento sutil na capacidade de carga, sugerindo que é o método de otimização utilizado, o *Strut Optimisation Method* (SOM), reduz o volume de concreto e mantém a segurança estrutural.

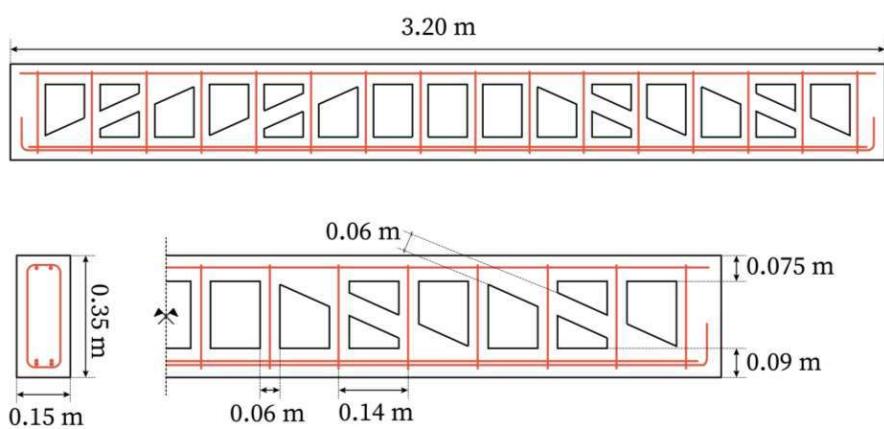


Figura 2.7 - Detalhamento das vigas otimizadas de MAITENAZ *et al.* (2024) ensaiadas experimentalmente (MAITENAZ *et al.* (2024))

O trabalho ainda elucida algumas lacunas científicas a respeito do modo de ruptura, uma vez que o modo de falha analisado foi por compressão e flexão, faz-se necessário validar

as respostas a falhas por cisalhamento. Além disso, o modelo otimizado estudado não leva em consideração o estado limite de serviço (ELS), logo ajustes podem ser feitos para garantir um melhor controle da deformação e formação de flechas.

O trabalho de VANTYGHEM *et al.* (2020) investiga a viabilidade da impressão 3D de concreto combinada com otimização topológica e protensão para projetar vigas mais eficientes. A pesquisa propõe um método onde a geometria da viga é otimizada para reduzir o consumo de material, impressa em segmentos e posteriormente montada e tensionada com cabos de aço. Testes experimentais, incluindo medições de deformação por correlação digital de imagens, validaram a integridade estrutural da peça, demonstrando uma economia de aproximadamente 20% de concreto em comparação com vigas convencionais. No entanto, desvios na deformação da parte inferior da viga indicaram a necessidade de maior controle na precisão geométrica e no posicionamento do cabo de pós-tensão. A Figura 2.8 apresenta a viga final, montada com os cabos de protensão.

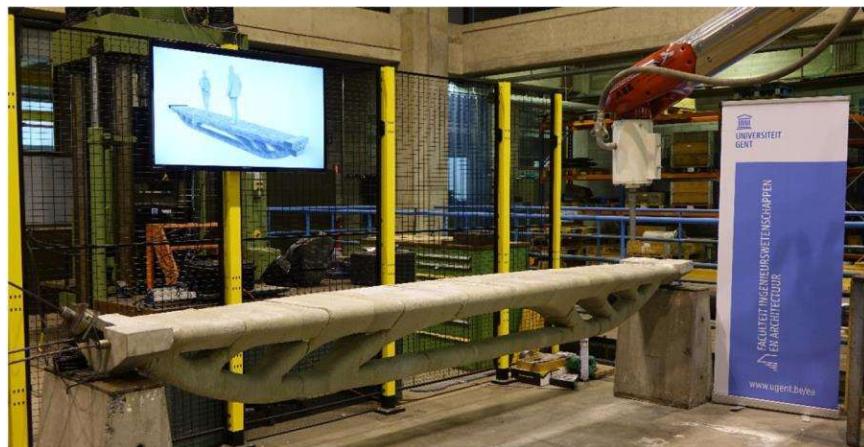


Figura 2.8 - Viga otimizada pretensionada com concreto produzido por impressão em 3D

Apesar do sucesso na demonstração do conceito, o estudo destaca desafios técnicos a serem superados antes da aplicação em larga escala. Entre eles, a necessidade de melhorar a caracterização dos materiais híbridos (segmentos impressos + argamassa), desenvolver algoritmos específicos de otimização 3D para impressão de concreto e aprimorar a capacidade de suporte das estruturas durante a fabricação. Além disso, um modelo computacional mais avançado ajudaria a prever com maior precisão o comportamento estrutural da viga impressa. Assim, a pesquisa reforça o potencial da impressão 3D para a

construção de estruturas mais leves e eficientes, mas aponta direções para avanços futuros que tornem essa tecnologia mais confiável e aplicável na indústria.

2.3. Método de bielas e tirantes (MBT)

O dimensionamento ao esforço cortante de estruturas de concreto é uma questão desafiadora que ainda está em debate. Desde a década de 1960, várias abordagens empíricas e analíticas foram propostas para avaliar a capacidade de resistência à força cortante de vigas parede de concreto armado. Entre essas abordagens, a mais utilizada é o modelo de bielas e tirantes (MBT). Embora o MBT possa ser aplicado a todas as partes dos elementos de concreto, ele é especialmente utilizado nas regiões D (regiões de descontinuidade), onde a distribuição das deformações em uma seção transversal apresenta uma não linearidade significativa (SILVEIRA *et al.*, 2022; FAN *et al.*, 2022). Exemplos típicos dessas regiões incluem vigas parede (KARIMIZADEH e ARABZADEH, 2021), mísulas (ABDUL-RAZZAQ e DAWOOD, 2020), ligação viga-pilar (CHETCHOTISAK *et al.*, 2022), blocos de fundação (DEY E KARTHIK, 2019; YUN *et al.*, 2019), paredes de alvenaria confinada (TRIPATHY E SINGHAL, 2019) e paredes curtas (CHETCHOTISAK *et al.*, 2022).

O MBT é conceitualizado com base no teorema da plasticidade de limite inferior e é estritamente um modelo de equilíbrio, no qual as tensões são calculadas satisfazendo as condições de equilíbrio e escoamento, enquanto a condição de compatibilidade é desconsiderada. Teoricamente, isso indica que a capacidade última estimada é consistentemente igual ou inferior à carga real de colapso. Assim, os engenheiros têm liberdade para escolher os MBTs que satisfaçam a condição de equilíbrio (SHAHNEWAZ *et al.*, 2020). Portanto, para qualquer estrutura dada, vários modelos podem ser aplicados. O MBT idealiza o fluxo de forças em um elemento de concreto fissurado por meio de uma treliça conectada por regiões nodais, de modo que todos os efeitos das forças internas possam ser rastreados em detalhes complexos, sem a necessidade de modelos separados para cisalhamento ou flexão. No entanto, embora o MBT forneça uma solução racional, ele é frequentemente considerado um procedimento de aproximação com precisão incerta, o que pode causar desconforto aos projetistas (CHEN *et al.*, 2018; DESNERCK *et al.*, 2018; TJHIN E KUCHMA, 2007).

No entanto, apesar de muitas pesquisas voltadas para a aplicação do MBT (ABDUL-RAZZAQ E DAWOOD, 2020b; AGUILAR *et al.*, 2022; HERRANZ *et al.*; HUSSEIN E ABBAS, 2022; KARIMIZADEH E ARABZADEH, 2021b; KONDALRAJ E APPA RAO, 2022; MABROUK *et al.*, 2021; REINECK E TODISCO, 2014; SHAHNEWAZ *et al.*, 2020b; SHURAIM E EL-SAYED, 2016) e diversos documentos normativos que tratam dos procedimentos gerais para dimensionamento de estruturas de concreto armado e pretendido utilizando o MBT, como a ABNT NBR 6118 (2023), ACI 318 (2019), *fib* Model Code 2020 (2023) e EN 1992-1-1 (2023), ainda há dificuldades e incertezas na previsão da resistência às tensões de cisalhamento de vigas parede. Outra limitação é a falta de orientações claras para definir a geometria do MBT na prática, o que torna desafiador transferir um domínio contínuo de uma estrutura para o modelo MBT. Essa complexidade representa um desafio para os projetistas, especialmente ao lidar com vigas parede de concreto armado com configurações variadas e condições de carga complexas.

2.3.1. Regiões D

Com base na distribuição de deformações em uma seção transversal, uma estrutura de concreto é dividida em dois tipos de regiões, cada uma com uma abordagem de dimensionamento diferente. As regiões onde a teoria de Euler-Bernoulli ("seções planas permanecem planas") é aplicável são conhecidas como regiões de viga ou regiões de Bernoulli, ou regiões B. Já as outras regiões, nas quais a teoria de Euler-Bernoulli não é aplicável, são conhecidas como regiões descontínuas ou perturbadas, ou regiões D.

As regiões D são encontradas em vigas paredes, ligação viga-pilar, mísulas, blocos de fundação, paredes curtas, etc. As regiões D exibem distribuições de deformações significativamente não lineares dentro da seção transversal, como resultado da descontinuidade induzida pela mudança repentina em cargas concentradas (descontinuidade estática) ou na geometria (descontinuidade geométrica). A alta não linearidade dessas regiões desafia os engenheiros estruturais a escolherem um método de dimensionamento eficaz e preciso. Assim, entre os vários métodos, o MBT tem sido considerado um método eficaz e simples para dimensionar tais regiões. A Figura 2.9 apresenta as regiões D típicas em uma estrutura de concreto.

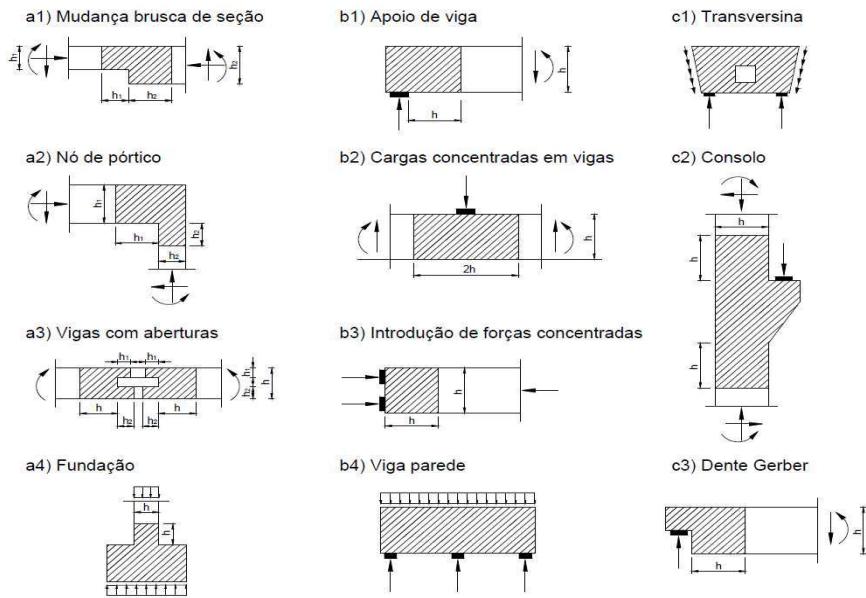


Figura 2.9 - Situações típicas de regiões D. (ABNT NBR 6118, 2023)

De acordo com SCHLAICH *et. al* (1987), para determinar as seções de separação entre as regiões B e D, não é necessária muita precisão. Presume-se que essas seções estejam a uma distância (h) da carga concentrada ou da descontinuidade geométrica, onde h é igual ao comprimento da região B adjacente, como mostrado na Figura 2.9. Essa suposição é baseada no princípio de Saint-Venant. No entanto, uma estrutura de concreto, como uma viga parede, é considerada uma região D completa.

2.3.2. Bielas

Em uma viga parede, no modelo de treliça, a biela se comporta transferindo forças de compressão para os apoios. A biela diagonal é geralmente disposta paralelamente à direção da fissuração de cisalhamento. As bielas são classificadas de acordo com sua forma e estado de tensão, sendo elas: prismáticas, em forma de garrafa e em forma de leque conforme mostra a Figura 2.10. As bielas em forma de garrafa são utilizadas em vigas parede de concreto armado com cargas concentradas. As dimensões das bielas são influenciadas por vários fatores: tamanho da biela de compressão, distribuição da armadura de aço e ancoragem dos tirantes (ALSHEGEIR E RAMIREZ, 1992).

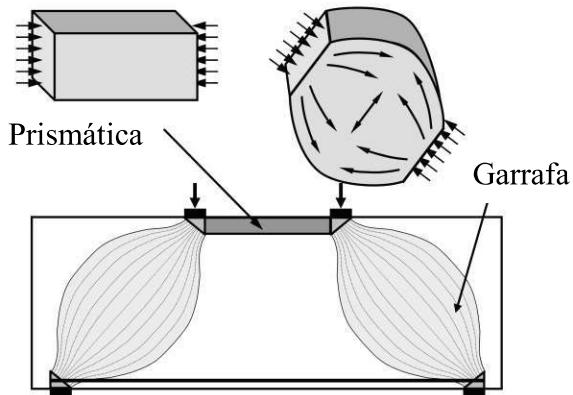


Figura 2.10 – Bielas do tipo garrafa e prismática (BROWN *et al.*, 2005)

2.3.3. Tirantes

Os tirantes referem-se aos elementos submetidos à tração. Eles são compostos pela armadura longitudinal e transversal, bem como pelo concreto ao redor da armadura. Um ponto crucial a ser observado ao detalhar o MBT é que deve ser fornecida ancoragem suficiente para a armadura. Caso a ancoragem não seja adequada, pode ocorrer uma falha frágil durante a fase de carregamento, abaixo da capacidade última esperada (LOPES E DO CARMO, 2006; BROWN *et al.*, 2005). A Figura 2.11 demonstra visualmente as bielas e os tirantes em uma viga parede.

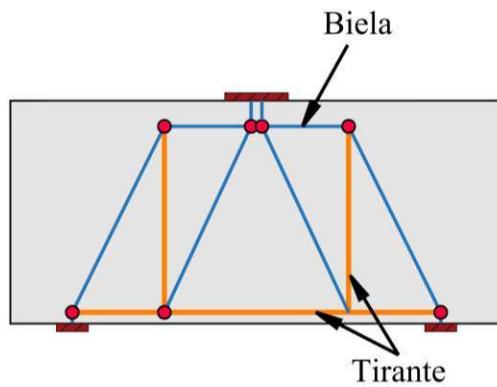


Figura 2.11 – Descrição de um modelo de bielas e tirantes

2.3.4. Nós

Os nós funcionam como pontos de conexão entre as bielas e os tirantes na formação de uma estrutura de treliça, sendo classificados em três tipos pelo ACI 318 (2019): nós CCC, CCT e CTT. Na Figura 2.12, são delineados os vetores correspondentes a cada tipo de nó.

O nó CCC, exemplificado na Figura 2.12a, é caracterizado pela convergência de três bielas em um único ponto, sendo comumente encontrado em ligações próximas ao ponto de aplicação de carga. Por outro lado, o nó CCT, representado na Figura 2.12b, consiste de duas bielas e um tirante, sendo usualmente observado em pontos de apoio. Por fim, a Figura 2.12c ilustra o nó CTT, que apresenta dois tirantes e uma biela.

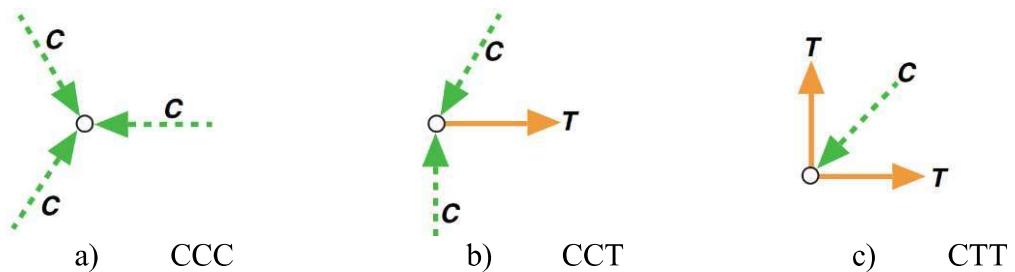


Figura 2.12 - Classificações dos nós (ACI 318, 2019)

Existem diversos modelos de bielas e tirantes utilizados no dimensionamento de elementos de concreto armado. Em consequência disso, surgem situações de superposição de esforços, onde duas bielas convergem para a mesma face do nó. O ACI 318 (2019) recomenda a decomposição vetorial para determinar uma força resultante a ser aplicada na face do nó que apresenta essa condição, especialmente em modelos hiperestáticos de bielas e tirantes. A Figura 2.13 esquematiza o processo de resolução para esse tipo de nó.

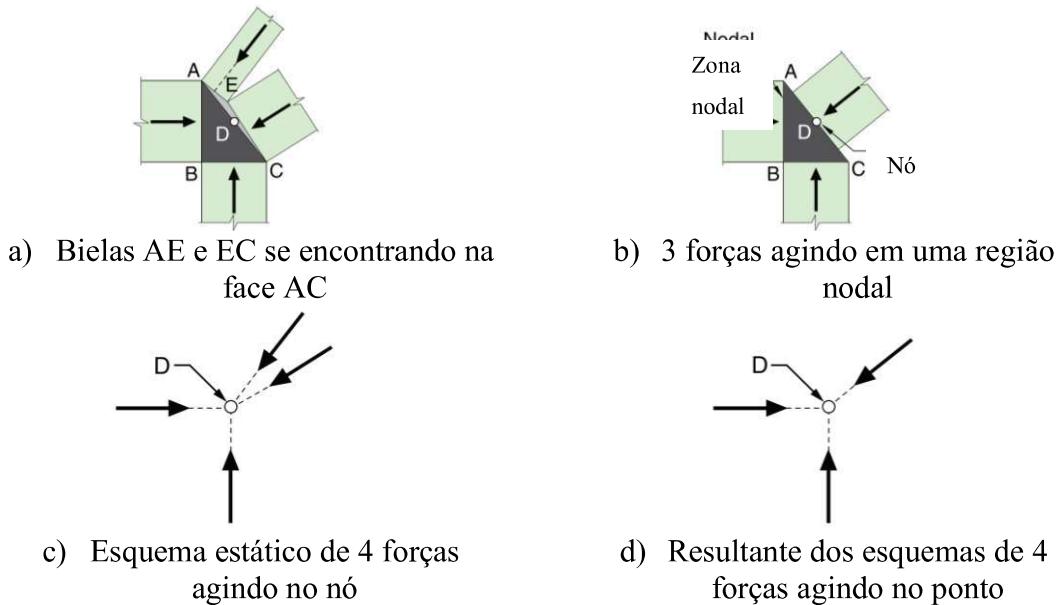


Figura 2.13 - Resolução de forças em uma região nodal (adaptado ACI 318, 2019)

2.1. Modified Compression Field Theory (MCFT)

O *Modified Compression Field Theory* (MCFT), proposto por Vecchio e Collins (1986), representa um importante avanço na modelagem do comportamento de elementos de concreto armado submetidos a esforços combinados de cisalhamento e flexão. A teoria foi desenvolvida com base em programas experimentais envolvendo ensaios de elementos de parede e painéis de concreto submetidos a diferentes estados de tensão biaxial. A partir dessas observações, verificou-se que o concreto fissurado diagonalmente mantém uma contribuição significativa para a resistência, comportamento que não era adequadamente capturado pelos modelos de cisalhamento vigentes à época.

O modelo trata o concreto fissurado como um material com comportamento constitutivo próprio, definido por relações tensão-deformação específicas. A MCFT adota simultaneamente os princípios de equilíbrio, compatibilidade de deformações e relações constitutivas não lineares, levando em conta a influência da fissuração na rigidez e resistência ao cisalhamento (VECCCHIO e COLLINS, 1986).

Dentre os conceitos fundamentais da teoria, destaca-se o fenômeno conhecido como *tension stiffening*, no qual o concreto entre fissuras continua a resistir a tensões de tração, mesmo após o início da fissuração, contribuindo para o controle de deformações e aumentando a rigidez longitudinal do elemento. Além disso, a MCFT incorpora o *softening*

effect, que descreve a redução da resistência à compressão do concreto em função da presença de deformações de tração em direções ortogonais (VECCHIO e COLLINS, 1993). Assim, as tensões consideradas para o concreto fissurado são incorporadas nas respostas de tensões principais do elemento.

A teoria baseia-se em valores médios de tensão e deformação obtidos experimentalmente, considerando a transferência de esforços entre armadura e concreto. A tensão residual do concreto é expressa na Equação 2.1, adaptada por (Ke; Tang; Yang, 2022), em função da resistência média à compressão (f_{cm}) e da deformação média principal (ε_I). Para sua aplicação, adotou-se uma deformação média principal igual a 2 % (VECCHIO e COLLINS, 1986).

$$f_{cI} = \frac{0,33\sqrt{f_{cm}}}{1 + \sqrt{500 \cdot \varepsilon_I}} \quad (MPa) \quad (2.1)$$

2.2. Recomendações normativas

2.2.1. ACI 318-19 –

A norma americana estabelece critérios para a determinação da resistência à compressão das bielas (f_{ce}), a qual é determinada em função da resistência média à compressão do concreto (f_{cm}), do coeficiente de eficiência da bielas (β_s) e do coeficiente de confinamento do concreto (β_c). A Equação 3 mostra a formulação a ser utilizada pelo ACI 318 (2019).

$$f_{ce} = 0,85 \cdot \beta_c \cdot \beta_s \cdot f_{cm} \quad (MPa) \quad (2.2)$$

O coeficiente de eficiência β_s depende do tipo da biela, podendo ser de contorno ou interna, e de sua localização no elemento estrutural. A norma faz distinção de dois tipos de localização, sendo bielas em elementos tracionados ou zonas tracionadas e demais casos. A Tabela 2.1 apresenta os coeficientes indicados pelo ACI 318 (201) para cada tipo de situação, nota-se que elementos tracionados ou que estão em zonas tracionadas, apresentam coeficiente menores que os demais casos, a adoção de armadura mínima para os elementos estruturais favorece a resistência das bielas.

Tabela 2.1 - Coeficiente de eficiência das bielas (Adaptado ACI 318, 2019)

Localização da biela	Tipo da Biela	Critério	β_s
Elementos tracionados ou zonas tracionadas	Qualquer Biela	Todos os casos	0,4
	Bielas de contorno	Todos os casos	1
Todos os outros casos	Bielas internas	Armação mínima que satisfaça o item 23.5.1 do ACI-318 (2019)	0,75
		Localizada em regiões que satisfaçam o item 23.4.4 do ACI-318 (2019)	0,75
		Ligações viga-pilar	0,75
		Outros Casos	0,4

O critério para determinação da taxa de armadura mínima, de acordo com o ACI 318 (2019), necessária para a determinação normativa do fator de eficiência da biela, está apresentado na Tabela 2.2, onde o ângulo α_1 é o menor ângulo formado entre a armadura transversal e a biela.

Tabela 2.2 - Taxa mínima de armadura distribuída segundo o ACI 318- (2019)

Restrição lateral da biela	Configuração de armação	Taxa mínima de armadura distribuída
Não Restringida	Malha Ortogonal	0,0025 em cada direção
	Armação em uma direção atravessando a biela a um ângulo de α_1	$\frac{0,0025}{\operatorname{sen}^2 \alpha_1}$
Restringida	não é necessária armadura distribuída	

O coeficiente de confinamento β_c depende exclusivamente de sua localização, sendo utilizado para bielas e para nós, cuja recomendações estão na Tabela 2.3. Caso as dimensões da área de carregamento sejam menores que as área carregada, considera-se que o concreto próximo a essa região carregada está confinado, não sendo o caso das vigas ensaiadas. Portanto, tomou-se o fator de confinamento (β_c) igual a 1.

Tabela 2.3 - Coeficiente de confinamento do concreto (Adaptado ACI 318, 2019)

Localização	β_c	
Extremidade de uma biela conectada a um nó que inclua uma superfície de apoio	O menor entre	$\sqrt{A_2/A_1}$
Nó que inclua uma superfície de apoio		2
Outros casos	1	

A área A_2 é determinada com base na inclinação de um triângulo retângulo de 2 para 1 a partir da área A_1 , resultando em um ângulo de $26,6^\circ$ para formação da nova área como pode ser detalhado na Figura 2.14 - Determinação da área A_2 (adaptado ACI 318, 2019).

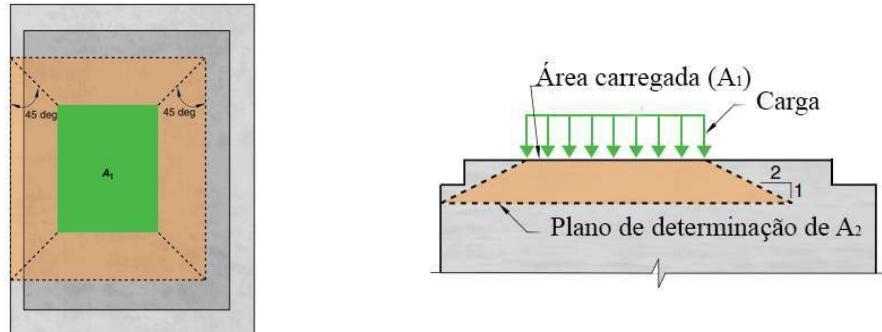


Figura 2.14 - Determinação da área A_2 (adaptado ACI 318, 2019)

Quanto aos tirantes, a força resistente nos tirantes (f_{nt}) é calculada de acordo com a tensão de escoamento do aço utilizado (f_{ys}) e da área de aço empregada (A_s), se houver elementos protendidos a parcela da força é considerada, podendo ser visualizada na Equação 2.3.

$$f_{nt} = A_s f_{ys} + A_{sp} \cdot \Delta_p \quad (MPa) \quad (2.3)$$

Para os nós, a resistência à compressão dos nós (f_{cn}) é determinada de acordo com a Equação 2.4, onde o β_c é o mesmo fator de confinamento, β_n é o coeficiente de eficiência do nó, o qual é definido de acordo com a Tabela 2.4.

$$f_{cn} = 0,8 \cdot \beta_c \cdot \beta_n \cdot f_{ck} \quad (MPa) \quad (2.4)$$

Tabela 2.4 – Coeficiente de eficiência do nó (Adaptado ACI 318, 2019)

Configuração da zona nodal	β_n
Delimitada por bielas, áreas de apoio ou ambos	1
Ancorando 1 tirante	0,8
Ancorando 2 ou mais tirantes	0,6

O ACI 318 (2019) também estabelece critérios específicos para o dimensionamento do comprimento de ancoragem de barras dobradas com gancho, com o objetivo de garantir a transferência segura dos esforços entre o aço e o concreto, evitando falhas por arrancamento ou deslizamento. A norma define parâmetros baseados em fatores como o diâmetro da barra, a resistência à compressão do concreto, a posição da armadura em relação à superfície de concretagem, e a presença de revestimento adequado de concreto.

Para ancoragem de barras tracionadas dobradas, é estabelecida a geometria das dobras conforme a Tabela 2.5

Tabela 2.5 - Geometria padronizada dos ganchos para ancoragem de barras tracionadas

Tipo de Gancho	Diâmetro (mm)	Diâmetro mínimo do pino de dobra, mm	Extensão reta l_{ext} (mm)	Tipo de Gancho
90 graus	9,53 até 15,9	4db	12d _b	
	19,51 até 24,4 mm	6db		
	43 e 57,3	10db		
180 graus	9,53 até 15,9	4db	Maior entre 4d _b e 65 mm	
	19,51 até 24,4 mm	6db		

(Adaptado de ACI-318, 2019)

O comprimento de desenvolvimento das barras de aço (l_{nec}) deve ter a extensão mínima necessária para garantir a transferência segura de esforços entre o aço e o concreto por aderência, evitando falhas por arrancamento ou descolamento.

l_{nec} para barras tracionadas que terminam com gancho de geometria padrão e deve ser o maior entre:

- $$l_{nec} = \left(\frac{f_y \psi_e \psi_r \psi_o \psi_c}{23\lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b^{1.5}$$
, onde $\psi_e, \psi_r, \psi_o, \psi_c$ e λ são dados de acordo com a

Tabela 2.6

- 8db
- 150 mm

Tabela 2.6 - Fatores de modificação para ganchos

Fator	Condição	Valor
λ	Concreto leve	0,75
	Concreto normal	1
ψ_e	Revestida de epóxi, zinco ou dupla (zinco + epóxi) com cobrimento inferior a 3 vezes o diâmetro da barra ($3d_b$) ou espaçamento inferior a 6 vezes o diâmetro ($6d_b$)	1,5
	Armadura com revestimento epóxi, zinco ou dupla (zinco + epóxi) em todas as outras condições	1,2
	Armadura sem revestimento	1
ψ_r	Barras até No. 36 com confinamento adequado	1
	Demais casos	1,6
ψ_o	Barras No. 36 ou menores com cobrimento ≥ 65 mm ou $\geq 6db$	1
	Demais casos	1,25
ψ_c	$f'_c < 42$ MPa	$(f'_c/105) + 0,6$
	$f'_c \geq 42$ MPa	1

2.2.2. Eurocode2 (2023)

O Eurocode 2 (2023) permite considerar o aumento da resistência à compressão do concreto devido ao efeito favorável do confinamento por armaduras transversais ou por tensões triaxiais de compressão. O aumento da resistência é função da tensão de confinamento transversal (σ_{c2d}) e o parâmetro que descreve a fissura e a rugosidade da zona de falha, levando em consideração o tipo de concreto e as propriedades do agregado, definido na nota 1 do item 8.2.1 do Eurocode2 (2023). A Figura 2.15 mostra a atuação da tensão de confinamento na peça.

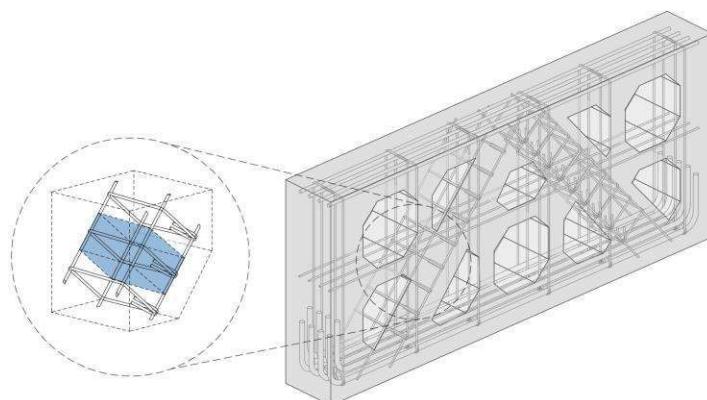


Figura 2.15 - Área de influencia da tensão de confinamento de um estribo

O parâmetro d_{dg} é dado por: $d_{dg} = 16mm + d_g$, onde d_g é o diâmetro máximo do agregado. A tensão σ_{c2d} de confinamento resultante das armaduras de colunas, zonas de compressão e bielas com estribos simples é dada pela Equação 2.5:

$$\sigma_{c2d} = \frac{2 \cdot A_{s.conf} f_{yd}}{\max(b_{csx}, b_{csy}) \cdot s_w} (MPa) \quad (2.5)$$

onde:

$A_{s.conf}$ é a área de aço de uma perna da armadura de confinamento;

b_{cs} é o comprimento do núcleo de confinamento (a partir do eixo da armadura de confinamento), determinado conforme a Figura 2.16.

s_w é o espaçamento dos estribos do elemento

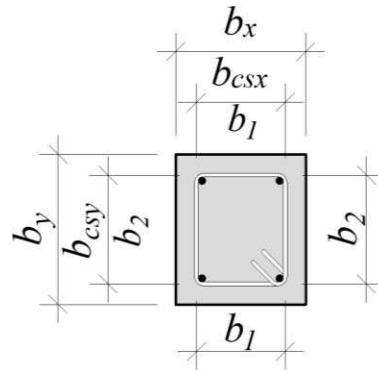


Figura 2.16 - Comprimento do núcleo de confinamento (a partir do eixo da armadura de confinamento)

O Cálculo do ganho de resistência (Δ_{fcd}): é dado em função da tensão de confinamento transversal e do parâmetro d_{dg} . Para concretos com $d_{dg} \geq 32$ mm, o aumento pode ser calculado pelas expressões 2.6 e 2.7:

Para $\sigma_{c2d} \leq f_{cd}$:

$$\Delta_{fcd} = 4 \cdot \sigma_{c2d} (MPa) \quad (2.6)$$

Para $\sigma_{c2d} \geq f_{cd}$:

$$\Delta f_{cd} = 3,5 \cdot (\sigma_{c2d})^{\frac{3}{4}} \cdot (f_{ck})^{\frac{1}{4}} (MPa) \quad (2.7)$$

O incremento de resistência devido à compressão é então limitado pelos fatores de efetividades $k_{conf,b}$ e $k_{conf,s}$. Para seções retangulares, $k_{conf,b}$ e $k_{conf,s}$ é dado pelas equações 2.8 e 2.9:

$$k_{conf,b} = \frac{b_{csx} \cdot b_{csy} - \frac{(2b_1^2 + 2b_2^2)}{6}}{b_x \cdot b_y} \quad (2.8)$$

$$k_{conf,s} = \left(1 - \frac{s_w}{2b_{csx}}\right) \left(1 - \frac{s_w}{2b_{csy}}\right) \quad (2.9)$$

onde b_1 e b_2 São as distâncias entre as dobras dos segmentos retos (definidos pelas interseções dos eixos) ou as ancoragens da armadura de confinamento. Para seções retangulares sem armadura dentro do núcleo de confinamento, os valores de b_1 e b_2 são os mesmo que b_{csx} e b_{csy} , respectivamente.

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

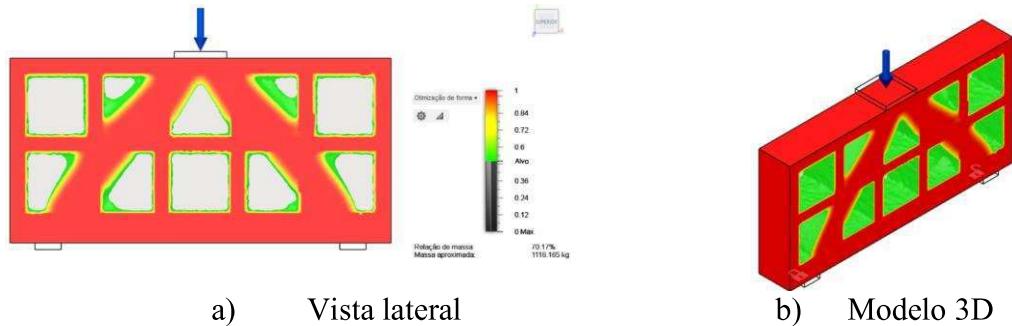
Este capítulo descreve ensaios repetidos com três modelos de vigas parede realizados no Laboratório de Engenharia Civil da UFPA, no campus Tucuruí: uma viga de referência (volume em 100%) e duas otimizadas (30% menos volume), com diferentes taxas de armadura. O estudo analisa experimentalmente a resistência ao cisalhamento de vigas parede otimizadas e a influência da armadura transversal nessa resistência. O programa experimental consiste em 3 vigas distintas, as quais serão submetidas a repetição nos ensaios, totalizando 6 vigas ensaiadas. Ressalta-se que a nomenclatura se refere às características das vigas, sendo VI a viga de referência, VII a viga otimizada utilizando a mesma taxa de armadura da viga de referência, a fim de investigar a redução do volume na resistência à força cortante, e VIII a viga com armadura construtiva mínima de cisalhamento, verificando a influência da redução da armadura transversal.

O objetivo é otimizar a geometria das vigas a fim de reduzir o consumo de concreto em 30%, utilizando o software Autodesk Fusion 360 para a otimização topológica. O processo começa com a definição das condições de contorno do modelo: o engenheiro ou projetista especifica a geometria inicial, as cargas aplicadas, as regiões de fixação (restrições de movimento) e as regiões preservadas — áreas onde o material não pode ser removido por motivos funcionais ou de interface com outras peças. Também são definidos os materiais utilizados e os objetivos do projeto, como a minimização da massa ou a maximização da rigidez.

Com essas informações, o software realiza uma série de iterações computacionais que simulam o comportamento do componente sob as cargas especificadas. A ferramenta identifica quais regiões da peça estão pouco solicitadas e, portanto, podem ser eliminadas sem comprometer a integridade estrutural. Ao final do processo, o Fusion 360 gera uma ou mais geometrias otimizadas, que geralmente apresentam formas orgânicas e complexas, dificeis de conceber manualmente.

Os resultados obtidos podem ser exportados como corpos sólidos ou malhas para posterior refinamento no próprio ambiente CAD do Fusion 360. Essa geometria otimizada pode então ser ajustada para atender a critérios estéticos, de fabricação (como fresagem ou

impressão 3D) ou de encaixe com outros componentes. A redução de massa foi pensada a fim de mantém espaços para armaduras de flexão, compressão, cisalhamento e pele, gerando formas similares a modelos de treliças clássicas de bielas e tirantes, conforme mostrados na Figura 3.1.



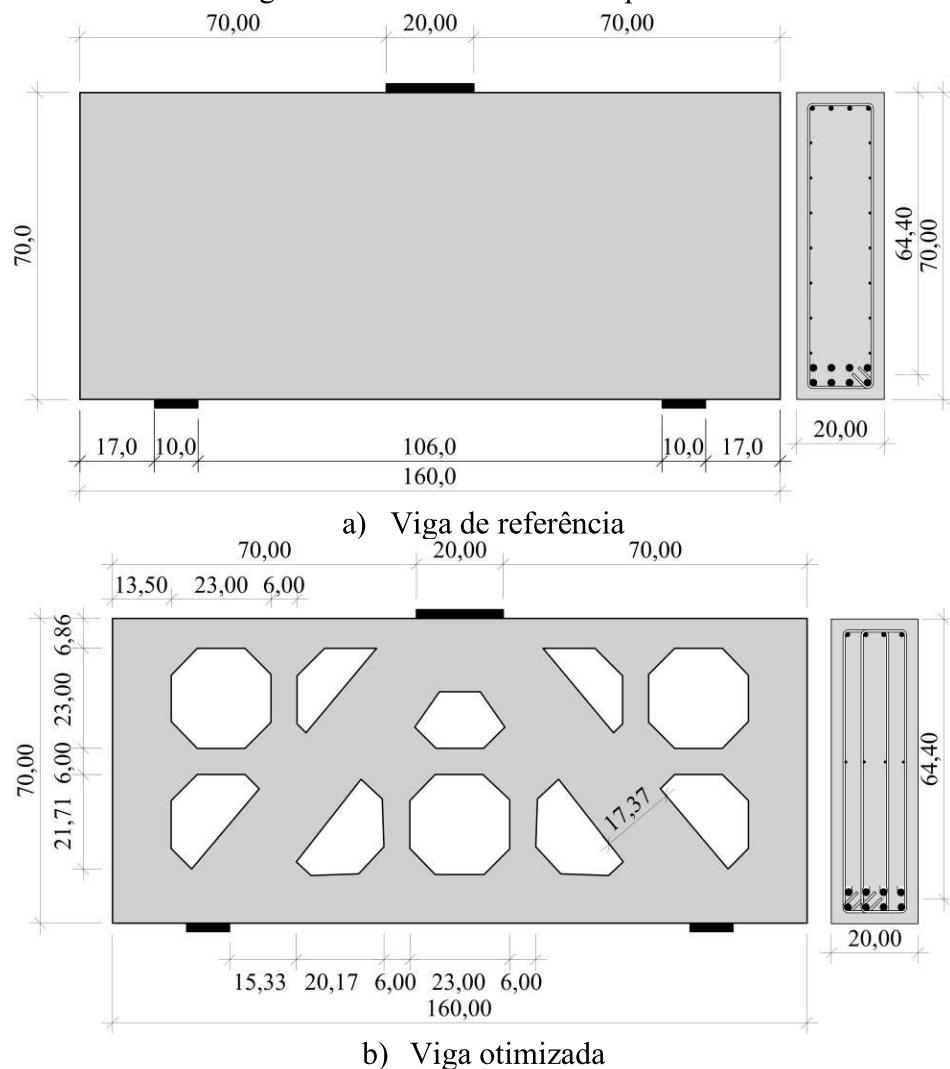
a) Vista lateral
b) Modelo 3D
Figura 3.1 – Análise de redução de massa utilizando o programa Fusion 360.

A geometria das aberturas foi ajustada e padronizada, a fim de estabelecer os espaçamentos necessários para as armaduras de flexão, pele, compressão e cisalhamento. Além de reduzir o número de ângulos retos, reduzindo assim a concentração de esforços nestes cantos.

3.1.Características das vigas

Para avaliar a resistência ao cisalhamento foram realizados 6 ensaios experimentais no Laboratório de Estruturas do Núcleo de Desenvolvimento Amazônico na Universidade Federal do Pará, Campus de Tucuruí. As vigas analisadas apresentam 200 mm de largura, 1600 mm de comprimento e 700 mm de altura. A Figura 3.2 mostra as dimensões, em centímetros, das vigas

Figura 3.2 – Dimensões dos espécimes



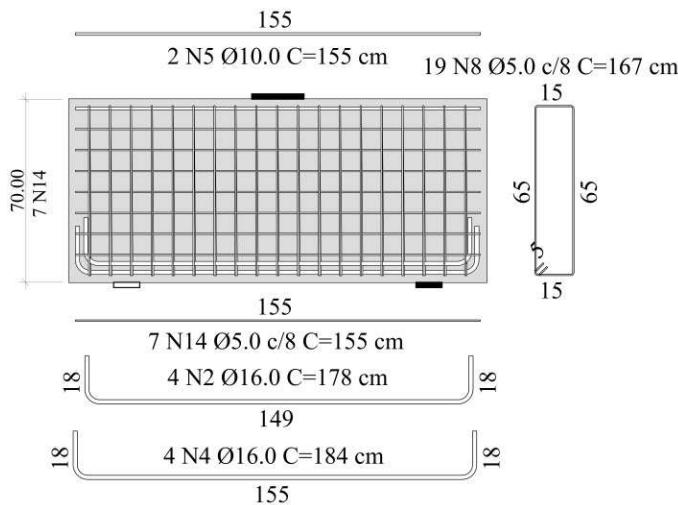
A Tabela 3.1 apresenta o resumo das características de geometria e armadura das vigas VI, VII e VIII, as quais foram projetadas para evitar rupturas por flexão. Foram realizados ensaios de tração nas barras de aço e os resultados na tabela são os valores médios obtidos. Na tabela são apresentadas a altura útil das vigas paredes (d), largura de seção

transversal (b_w), altura da viga parede (h), comprimento total (L), comprimento efetivo (Le), taxa de armadura de flexão (ρ_f), diâmetro da armadura de flexão (φ_f) da primeira e segunda camada, tensão de escoamento das armaduras de flexão (f_{ys}), módulo de elasticidade das armaduras de flexão (E_s), taxa de armadura de cisalhamento (ρ_w), diâmetro da armadura de flexão (φ_f) da primeira e segunda camada, tensão de escoamento das armaduras de cisalhamento (f_{yw}), módulo de elasticidade das armaduras de cisalhamento (E_w) e taxa de armadura de pele (ρ_h). As características mecânicas das armaduras foram obtidos através do ensaio de tração das mesmas, conforme NBR 6892-1 (2020).

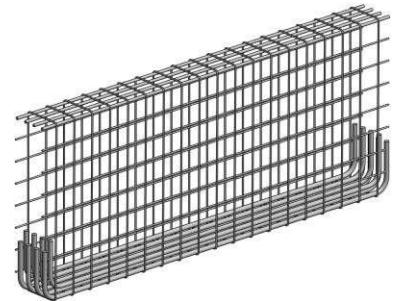
Tabela 3.1 - Resumo das caracterísitcas de armadura e geometria das vigas parede
ensaiadas

Viga	Volume (%)	d	b_w	h	L	Le	ρ (%)	φ_f 1 ^a c	φ_f 2 ^a c	f_{ys}	f_{yw}	E_s	E_w	ρ_h (%)	ρ_w (%)	φ_w (mm)
		(cm)						(mm)		(MPa)		(GPa)				
VI	100%	64,4					1,2	16	16	635,0		202,2	193,3	0,25	0,25	5,0
VII		64,4	20	70	160	116				550,8	489,3		208,9	0,25	0,25	6,3
VIII	70%	64,8					1,0	16	12,5	547,6	635,0	180,8	193,3	0,08	0,08	5,0

Quanto à armadura transversal, adotou-se, na viga VI, a recomendação da ACI 318 (2019) para armadura mínima, com taxa transversal e horizontal de 0,4%, composta por estribos fechados de 5,0 mm de diâmetro. A viga VII apresenta a mesma armadura de flexão e taxa de armadura transversal equivalente à da viga VI, composta por dois conjuntos de estribos verticais fechados de 6,3 mm de diâmetro, posicionados entre as aberturas do elemento e respeitando o cobrimento mínimo de 25 mm. Na viga VIII, utilizou-se apenas um conjunto vertical de estribos de 5,0 mm, também posicionado entre as aberturas, representando o detalhamento mínimo viável para execução. O detalhamento estrutural pode ser visualizado nas Figuras 3.3 a 3.5, onde a variação de armadura entre as vigas foi destacada em vermelho e azul para as vigas VII e VIII, respectivamente.

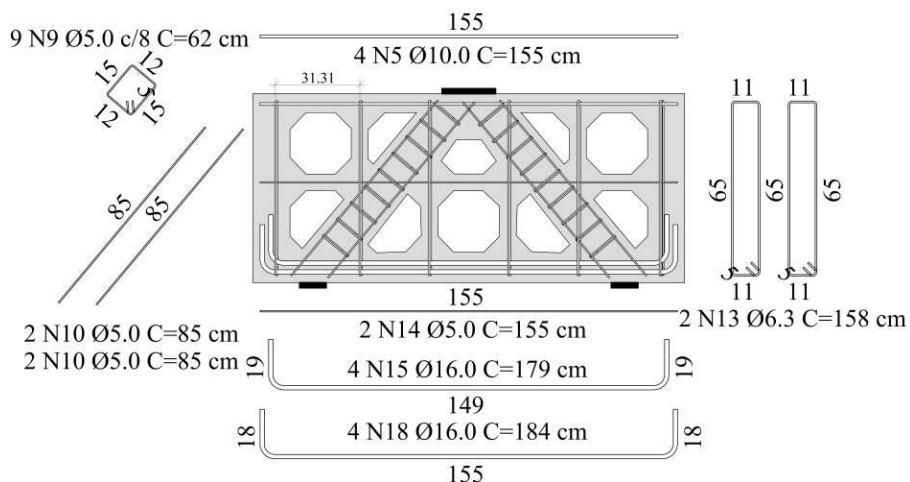


a) Detalhamento das armaduras

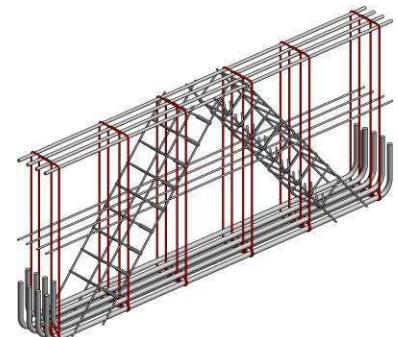


b) Isométrico da armadura

Figura 3.3 – Viga VI

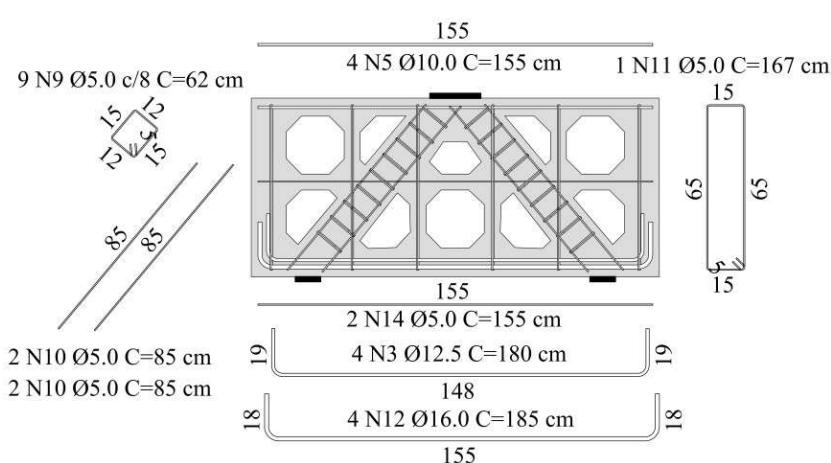


a) Detalhamento das armaduras

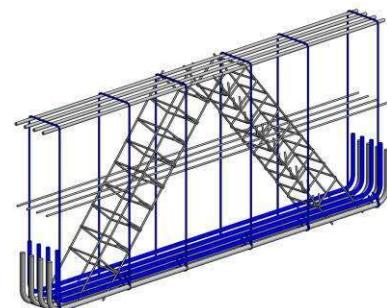


b) Isométrico da armadura

Figura 3.4 – Viga VII



a) Detalhamento das armaduras



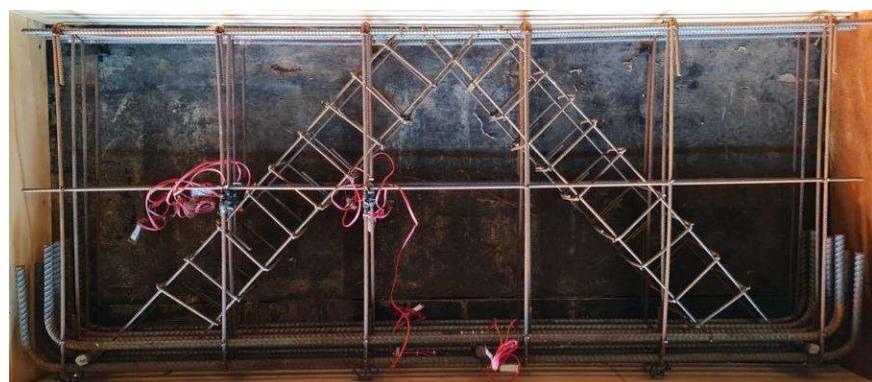
b) Isométrico da armadura

Figura 3.5 – Viga VIII

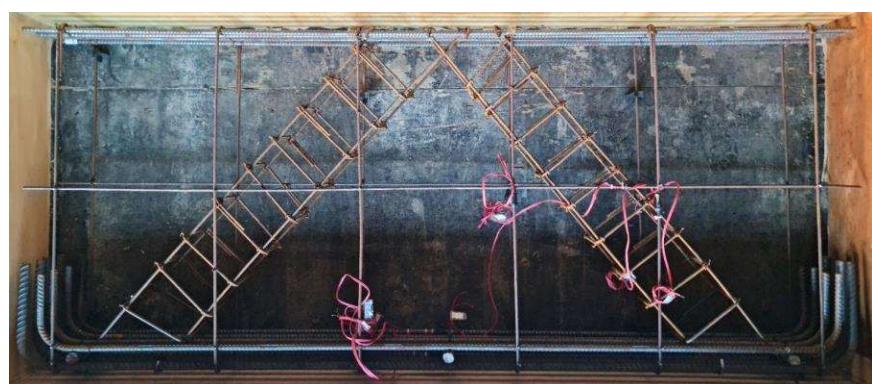
A Figura 3.6 mostra as armaduras das vigas posicionadas no interior da forma. O tempo de execução de ambos os layouts de armaduras foi parecido, porém as vigas otimizadas apresentaram um tempo de execução ligeiramente maior.



a) VI



b) VII



c) VIII

Figura 3.6 - Posicionamento das armaduras na forma

3.2. Sistema de Ensaio

O ensaio das vigas parede foi conduzido em esquema de três pontos, com aplicação de carga por meio de uma prensa hidráulica, em incrementos de 5 kN, centrados na face superior da viga. Os apoios consistem em sistemas de primeiro e segundo gêneros, equidistantes em relação ao eixo de carregamento. Três chapas de aço, com dimensões de 380 × 90 × 1700 mm, foram utilizadas para fixação das vigas à prensa. A chapa superior foi reforçada com quatro perfis em “I”, soldados na região central, atuando como perfis de reação.

A transferência de carga foi realizada por uma chapa de aço maciça de 200 x 20 x 200 mm. Nos apoios, duas chapas metálicas de 100 x 20 x 200 mm foram utilizadas: uma com rolete restrito ao deslocamento horizontal e outra com rolete livre, simulando diferentes graus de liberdade. Uma chapa adicional foi posicionada sobre os roletes para prevenir o esmagamento local. Os detalhes da montagem e a fotografia da peça no sistema de ensaio são apresentados nas Figura 3.7.

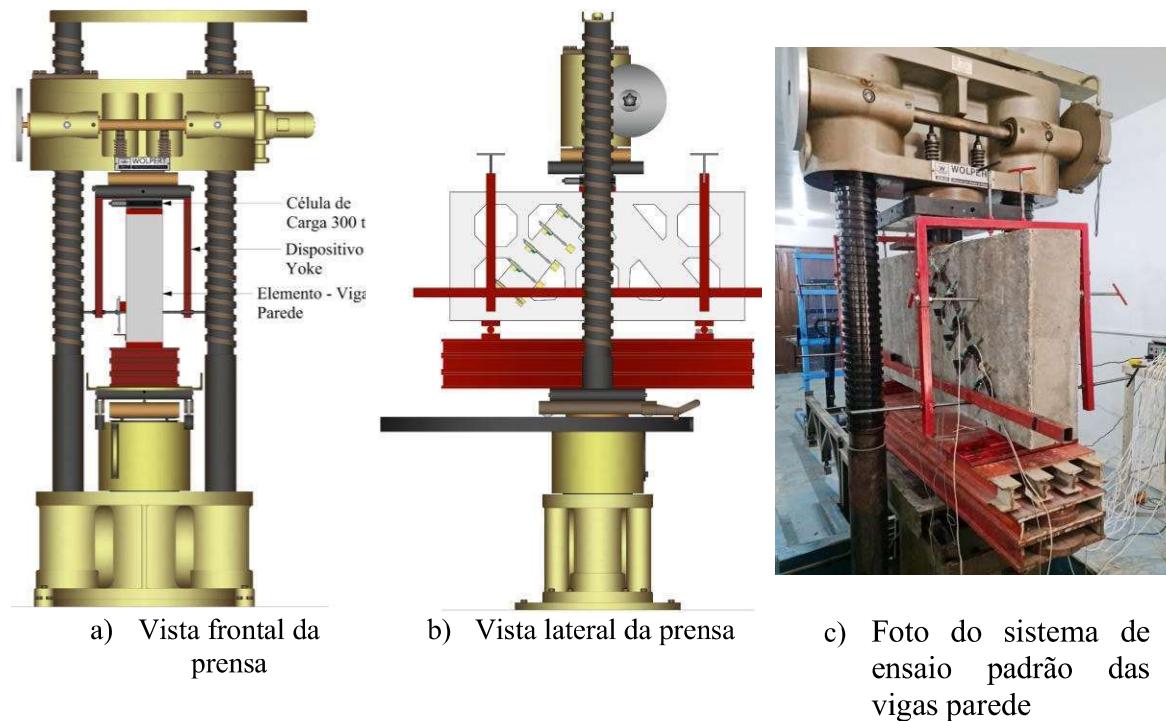


Figura 3.7 - Sistema de ensaio das vigas parede

3.3. Instrumentação

A abertura de fissuras foi monitorada por meio de potenciômetros da marca Gefran, posicionados no sentido das fissuras localizadas no vão de cisalhamento. Procurou-se alinhar a posição desses dispositivos, na viga de referência, de modo a replicar o monitoramento das fissuras na região da biela da viga otimizada. A Figura 3.8 apresenta a disposição dos potenciômetros utilizados para o acompanhamento da abertura das fissuras.

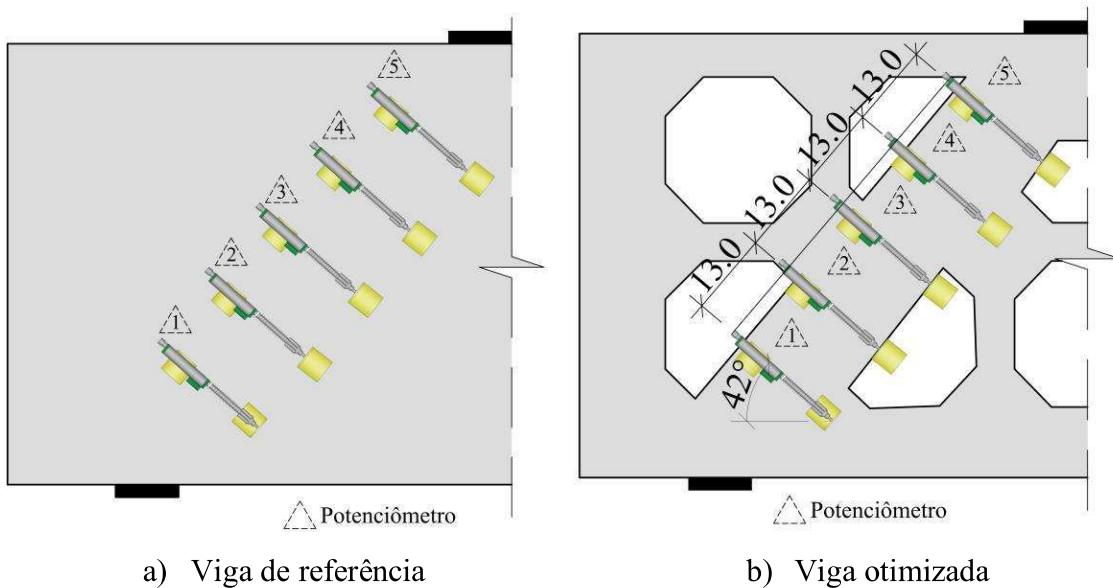


Figura 3.8 - Disposição dos potenciômetros para monitoramento de abertura de fissura

Para a medição dos deslocamentos verticais das vigas, um potenciômetro foi posicionado no centro do vão — ponto de deslocamento máximo. Acoplou-se o equipamento a um dispositivo do tipo *yoke*, o qual garante a precisão das leituras, sem interferência da acomodação da viga sobre os apoios. Fixou-se uma chapa de aço na lateral da viga, permitindo a obtenção de leituras contínuas mesmo após a ruptura, conforme mostrado na Figura 3.9.

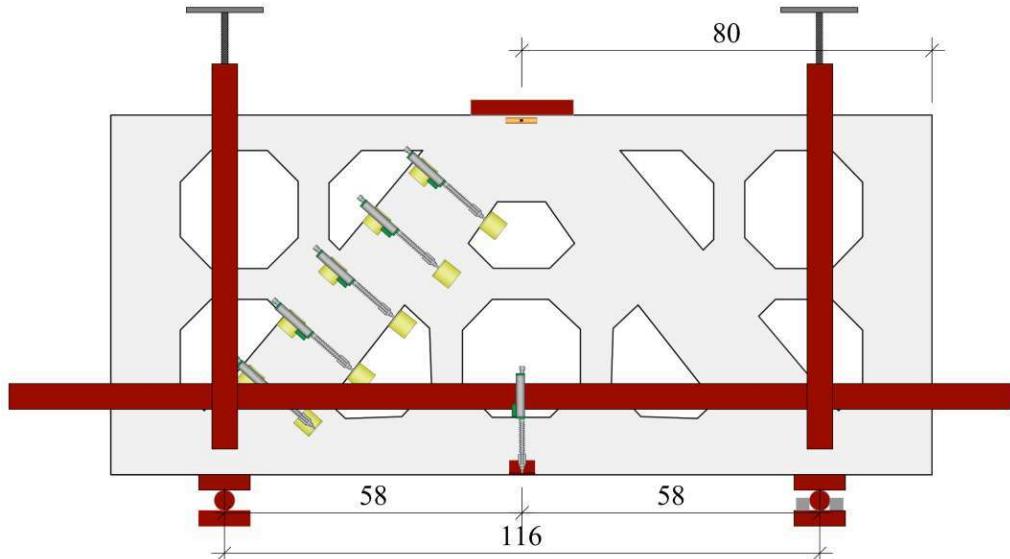


Figura 3.9 - Monitoramento dos deslocamentos verticais

Para monitorar as deformações no concreto, usou-se um extensômetro elétrico de resistência (EER) da Excel, posicionado na face lateral da viga, 1 cm abaixo da superfície superior, no eixo central. O posicionamento evita danos no sensor e distorções na leitura, já que o ponto médio do vão é ocupado pelo carregamento. A armadura de flexão foi monitorada com dois extensômetros diametralmente opostos (F1 na primeira camada e F2 na segunda), alinhados ao extensômetro do concreto para verificar simultaneamente o comportamento do concreto e do aço.

No monitoramento das deformações nas armaduras de cisalhamento, dois EER foram colados em cada barra monitorada. Todas as camadas de armadura transversal no vão de cisalhamento foram instrumentadas, permitindo comparar as deformações em cada camada. A Figura 3.10 a) mostra o posicionamento dos extensômetros na viga de referência, e a Figura 3.10 b) detalha o monitoramento nas vigas otimizadas.

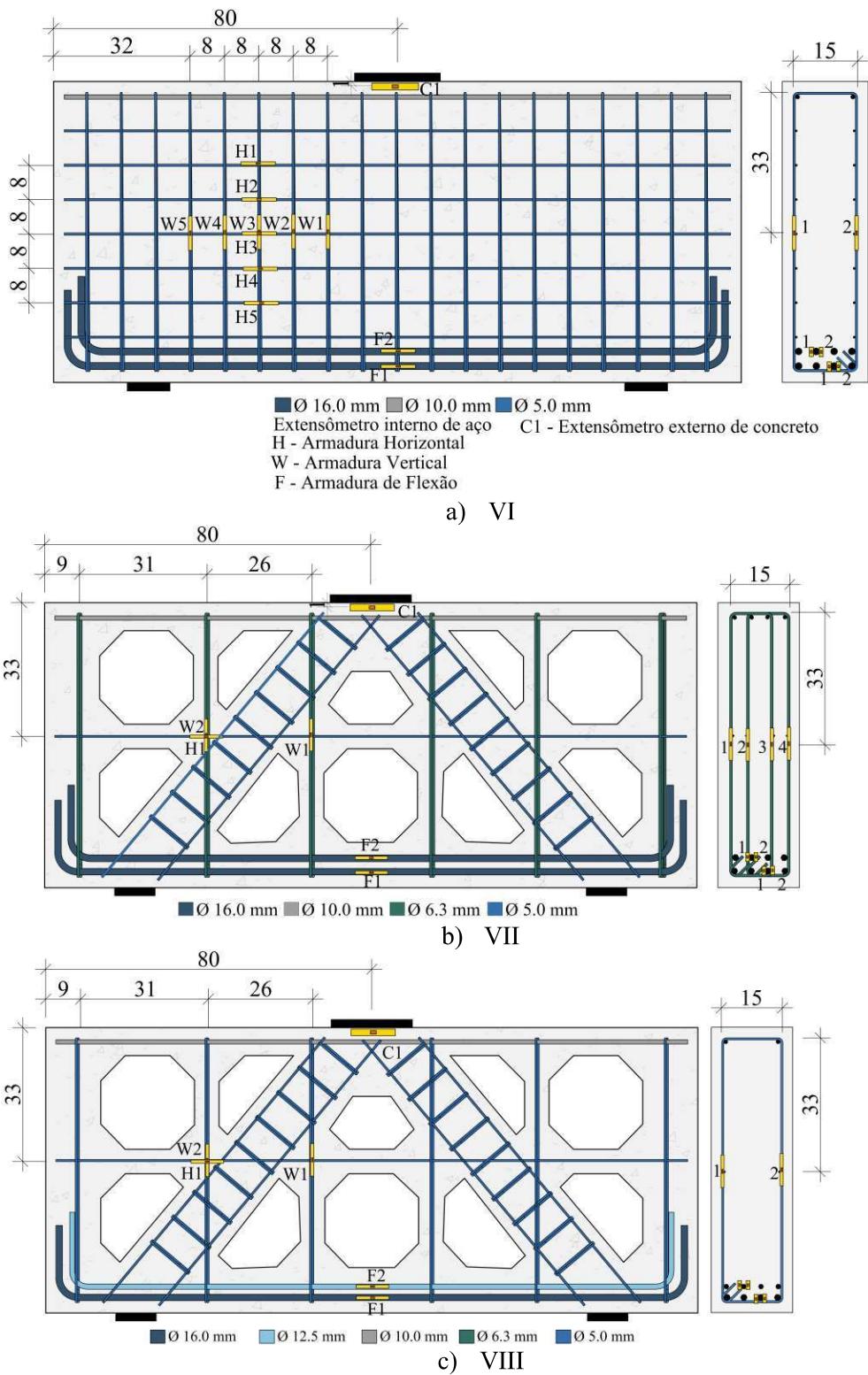


Figura 3.10 – Posicionamento dos extensômetros nas barras de flexão, cisalhamento e na superfície do concreto

3.4. Materiais

3.4.1. Concreto

O concreto foi produzido com cimento Portland com adição de *Filler* (CP-II-F-32), areia natural de quartzo e agregado graúdo basáltico com diâmetro máximo de 25 mm proveniente do município de Tucuruí-PA. Para cada viga foram moldados 6 corpos de prova cilíndricos de 100 x 200 mm para determinação de resistência à compressão e tração do concreto, de acordo com a NBR 7680-1 (2015) e NBR 7222 (2011), respectivamente. Outros 3 corpos de prova de cilíndricos de 150 mm x 300 mm foram moldados para determinar o módulo de elasticidade do concreto, conforme a NBR 8522 (2021). A Tabela 3.2 apresenta o traço utilizado na confecção das vigas e suas repetições, baseado no traço já testado de COSTA (2023). A Tabela 3.3 apresenta os resultados médios destes ensaios de caracterização do concreto. A Figura 3.11 apresenta as vigas parede após a concretagem.

Tabela 3.2 - Composição do traço adotado para as vigas VI e VII e VIII

Materiais	Traço Unitário	Quantidade (kg/m ³)
Cimento CP II F32	1	430
Areia	1,55	666,20
Brita nº1	2,45	1053,30
Relação água/cimento (<i>a/c</i>)	0,538	231,34
Aditivo Glenium 51	-	0,86

Tabela 3.3 – Resumo dos ensaios de caracterização mecânica do concreto

Viga	<i>d_g</i> (mm)	<i>f_c</i> (MPa)		<i>f_{ct}</i> (MPa)		<i>E_c</i> (GPa)	
		média	desvio padrão	média	desvio padrão	média	desvio padrão
VI	25	29,28	0,33	3,15	0,1	25,63	0,6
VII	25	29,47	0,095	2,97	0,1	25,05	0,8
VIII	25	29,22	0,01	3,2	0,2	25,88	1,3



Figura 3.11 - Concretagem das vigas parede com suas repetições

4. RESULTADOS

Este capítulo apresenta os resultados experimentais dos ensaios descritos no capítulo 3, incluindo deslocamentos verticais, deformações no concreto, nas armaduras de flexão e cisalhamento, além do mapeamento das fissuras de cisalhamento e flexão visíveis após os ensaios. A Tabela 4.1 apresenta as taxas de armadura de cisalhamento, a resistência do concreto e os resultados das cargas de ruptura obtidas experimentalmente para as vigas ensaiadas.

Tabela 4.1- Resultados experimentais das vigas ensaiadas

Viga	ρ_w (%)	f_c (MPa)	P_u (kN)	V_u (kN)
VI-1	0,50	29,24	1420	710
VI-2	0,50	29,33	1300	650
VII-1	0,50	29,57	1520	760
VII-2	0,50	29,38	1640	820
VIII-1	0,16	29,21	1490	745
VIII-2	0,16	29,23	1375	687,5

4.1. Deslocamento vertical das vigas

A viga de referência (VI) apresentou alta rigidez e comportamento predominantemente frágil, com baixo deslocamento vertical até a ruptura. A transição entre os regimes elástico e plástico foi marcada por uma brusca mudança de inclinação na curva carga versus deslocamento, ocorrendo logo após o surgimento das primeiras fissuras de flexão. A ruptura por cisalhamento ocorreu com uma deflexão em torno de 2,3 mm, comportamento que foi confirmado na repetição do ensaio com a viga VI-2, evidenciando a consistência dos resultados.

A Figura 4.1 apresenta os gráficos de cortante (V) x deslocamento vertical (δ) para cada viga ensaiada (as três variações e suas repetições). O potenciômetro da viga parede VII-1, que media o deslocamento vertical, apresentado na Figura 4.1.c), não manifestou leitura, mostrando apenas o movimento da peça na hora da ruptura, portanto este resultado foi desconsiderado na análise.

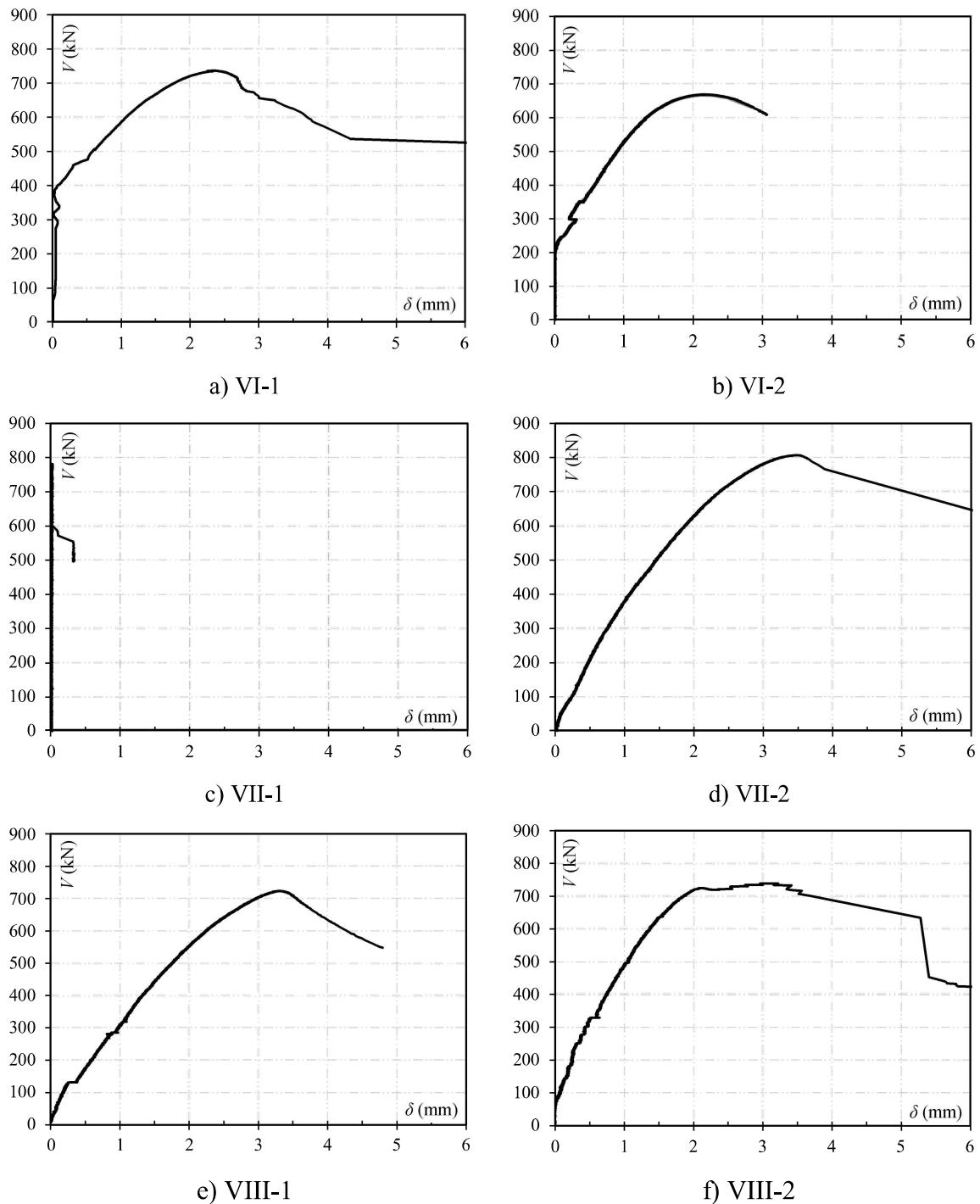


Figura 4.1 - Curva cortante (V) x deslocamento (δ) para as vigas ensaiadas

Em contraste, as vigas otimizadas exibiram um comportamento mais gradual e ductil, com curvas de carga x deslocamento mais suaves e com inclinação inicial reduzida, refletindo menor rigidez inicial e maior capacidade de deformação. Esse comportamento indica que a introdução de aberturas e a redistribuição de material resultaram em uma estrutura mais flexível, capaz de absorver mais energia antes da ruptura. A maior capacidade de deflexão, observada nas vigas otimizadas, sugere um ganho em capacidade de redistribuição de tensões internas, o que pode ser benéfico em situações onde a ductilidade seja um critério de projeto relevante.

Esses resultados reforçam que, embora a rigidez inicial seja penalizada nas vigas com geometrias otimizadas, sua maior deformabilidade pode representar uma vantagem para o desempenho global em regimes de carregamento que exigem maior capacidade de dissipação de energia.

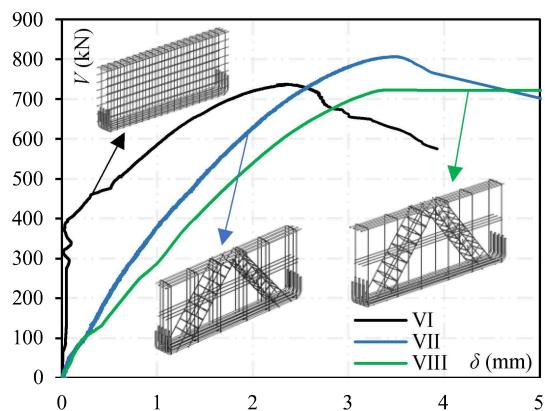


Figura 4.2 - Comparaçāo da deflexāo das vigas ensaiadas

4.2. Comportamento a Flexão

A Figura 4.3 apresenta a deformação de compressão da superfície do concreto (ε_{cu}) e as deformações de tração das barras de flexão (ε_{ys}) das vigas em função da força cortante (V). A linha tracejada vermelha representa a deformação de esmagamento do concreto assumida (-3,50%) e de escoamento das barras de flexão (3,00%).

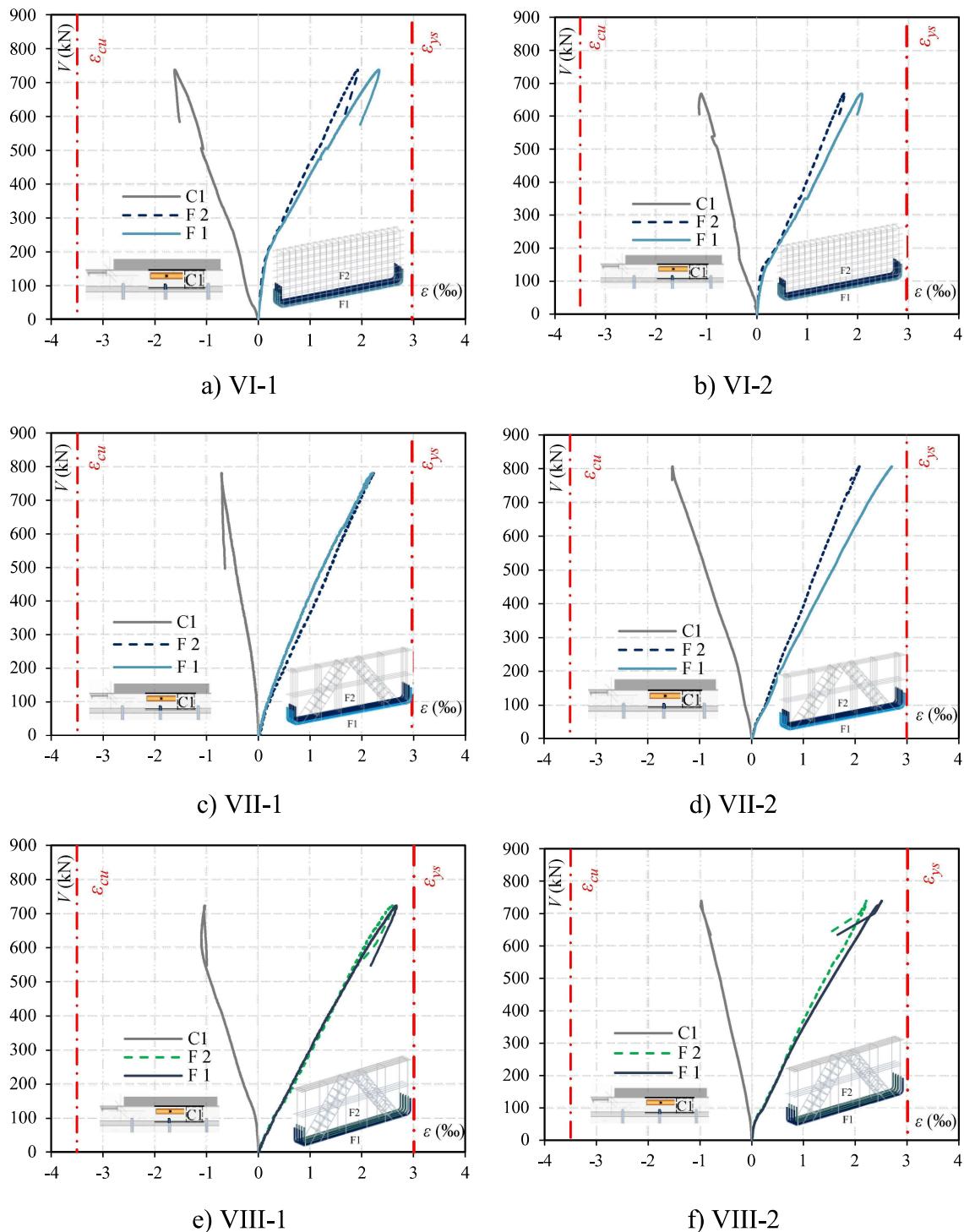


Figura 4.3 - Curvas de carga x deformação das barras de flexão e da superfície do concreto

Todas as armaduras de flexão apresentaram um comportamento linear até o limite elástico, como previsto, dado que as vigas foram dimensionadas para falhar por cisalhamento. Nenhuma das vigas apresentou esmagamento do concreto na região do ponto de aplicação da carga, o que descarta esse mecanismo como modo de ruptura. As deformações registradas nas armaduras de flexão permaneceram abaixo dos limites associados ao escoamento do aço, reforçando que a falha dos espécimes foi controlada pelo cisalhamento.

Adicionalmente, a redução da armadura longitudinal na viga VIII, quando comparada às demais, não resultou em uma diminuição evidente da resistência ao cisalhamento. Esse resultado sugere que, dentro das configurações testadas, a taxa de armadura de flexão teve influência secundária na resistência ao cisalhamento, sendo o comportamento governado predominantemente pelas características da biela comprimida e pela armadura transversal.

4.3. Deformações nas armaduras de cisalhamento

A Figura 4.4 apresenta as deformações por barra de armadura transversal instrumentada das vigas parede ao longo do vão de cisalhamento em função da força cortante (V). Como foram utilizados dois extensômetros por barra, a fim de garantir a aquisição dos dados, o deslocamento em cada barra é a média dos resultados dos extensômetros

Para as vigas parede de referência (VI), a ativação das armaduras transversais ocorreu imediatamente após a primeira fissura de cisalhamento, sugerindo que o concreto começou a perder a sua capacidade resistente devido as fissuras causadas por esforços de tração que ocorrem na biela comprimida da viga devido ao estado biaxial de tensões. As medições das deformações nas armaduras transversais ao longo do vão de cisalhamento mostraram comportamentos distintos entre as vigas ensaiadas, refletindo a influência direta da geometria otimizada e da quantidade de armadura na distribuição dos esforços internos.

Nas vigas de referência (VI), observou-se uma ativação rápida e praticamente simultânea das armaduras transversais logo após o surgimento das primeiras fissuras de cisalhamento. Esse comportamento sugere que, com o início da fissuração, o concreto começou a perder sua capacidade resistente ao cisalhamento, transferindo de imediato as tensões para os estribos. A participação integral da armadura transversal no mecanismo

resistente, com a maioria dos estribos sendo solicitados à tração, é coerente com o modo de ruptura por esmagamento da biela comprimida.

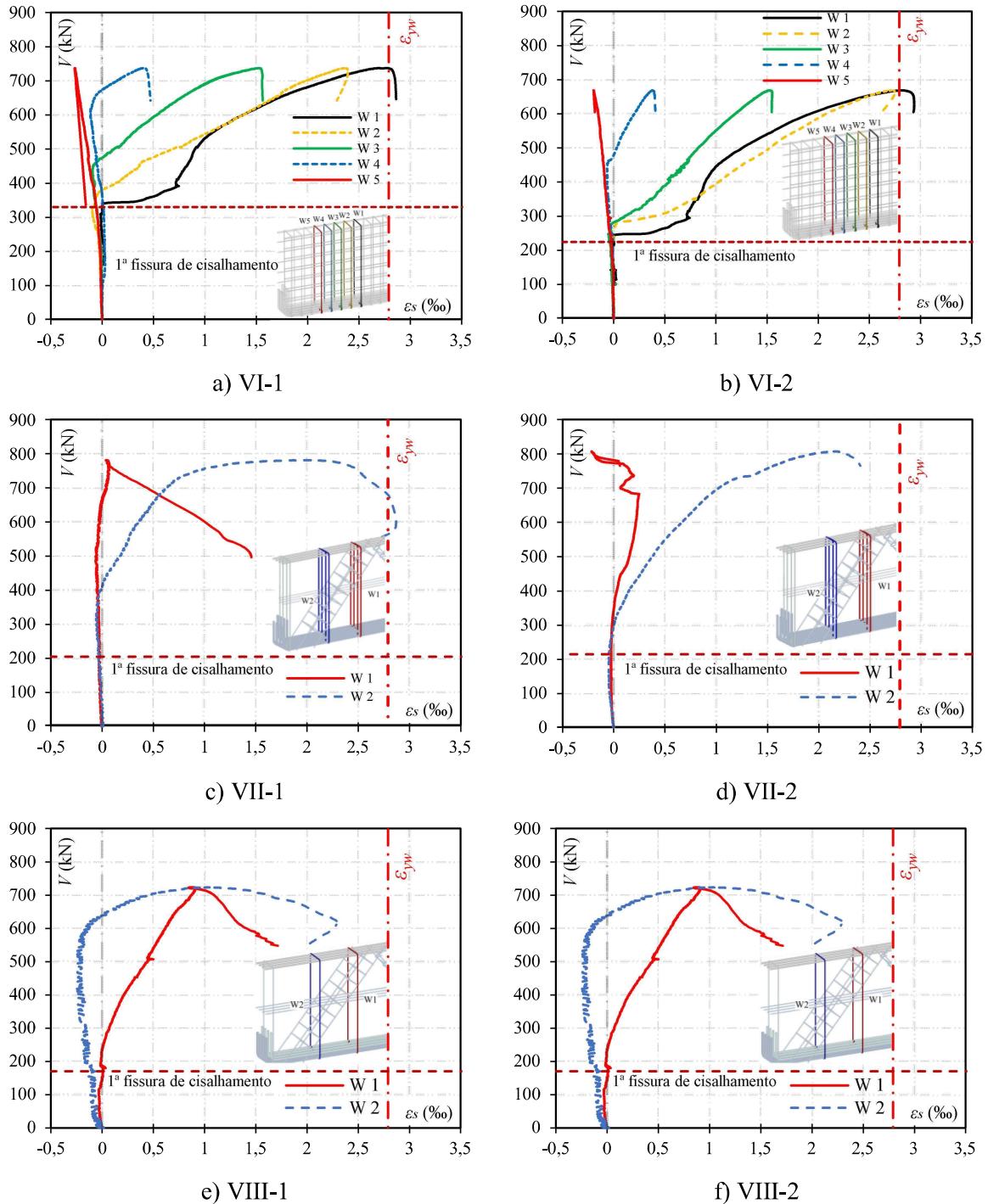


Figura 4.4 - Gáfico de carga x deformação das aramaduras transversais

Por outro lado, as vigas otimizadas (VII e VIII) apresentaram um comportamento de ativação não simultânea das armaduras transversais. Na viga VII, os estribos W1 exibiram deformações discretas, enquanto os estribos W2, localizados próximos aos apoios,

apresentaram um aumento progressivo das deformações à tração à medida que a carga foi incrementada. Esse comportamento sugere uma distribuição mais eficiente dos esforços cortantes entre os múltiplos ramos dos estribos, possivelmente devido à maior quantidade de pernas, o que favoreceu a redistribuição das tensões.

viga VIII, com menor quantidade de armadura transversal, apresentou um comportamento estrutural menos rígido. Nela, os estribos W1 começaram a tracionar desde os estágios iniciais de carregamento, enquanto os estribos W2, inicialmente comprimidos, só passaram a ser solicitados à tração após a perda de resistência do concreto. Esse fenômeno indica que a redução do número de pernas dos estribos concentrou as solicitações nos ramos existentes, aumentando localmente as deformações e favorecendo um comportamento mais instável próximo à ruptura. Além disso, a atuação inicial dos estribos W2 em compressão sugere que, antes de se tornarem efetivos na resistência ao cisalhamento, esses elementos contribuíram para o confinamento e a solidarização das tensões compressivas nas regiões nodais.

A partir da Figura 4.5, a análise dos perfis de deformação obtidos ao longo dos diferentes estágios de carga ($0,25V$, $0,50V$, $0,75V$ e $1,00V$), sugere que, enquanto a viga de referência teve um envolvimento generalizado dos estribos no mecanismo resistente, as vigas otimizadas apresentaram maior concentração de solicitações nas proximidades dos apoios. Tal comportamento indica uma concentração das tensões de cisalhamento nas regiões de transição entre a biela comprimida e os nós de apoio, o que pode ter contribuído para o modo de ruptura observado nesses espécimes.

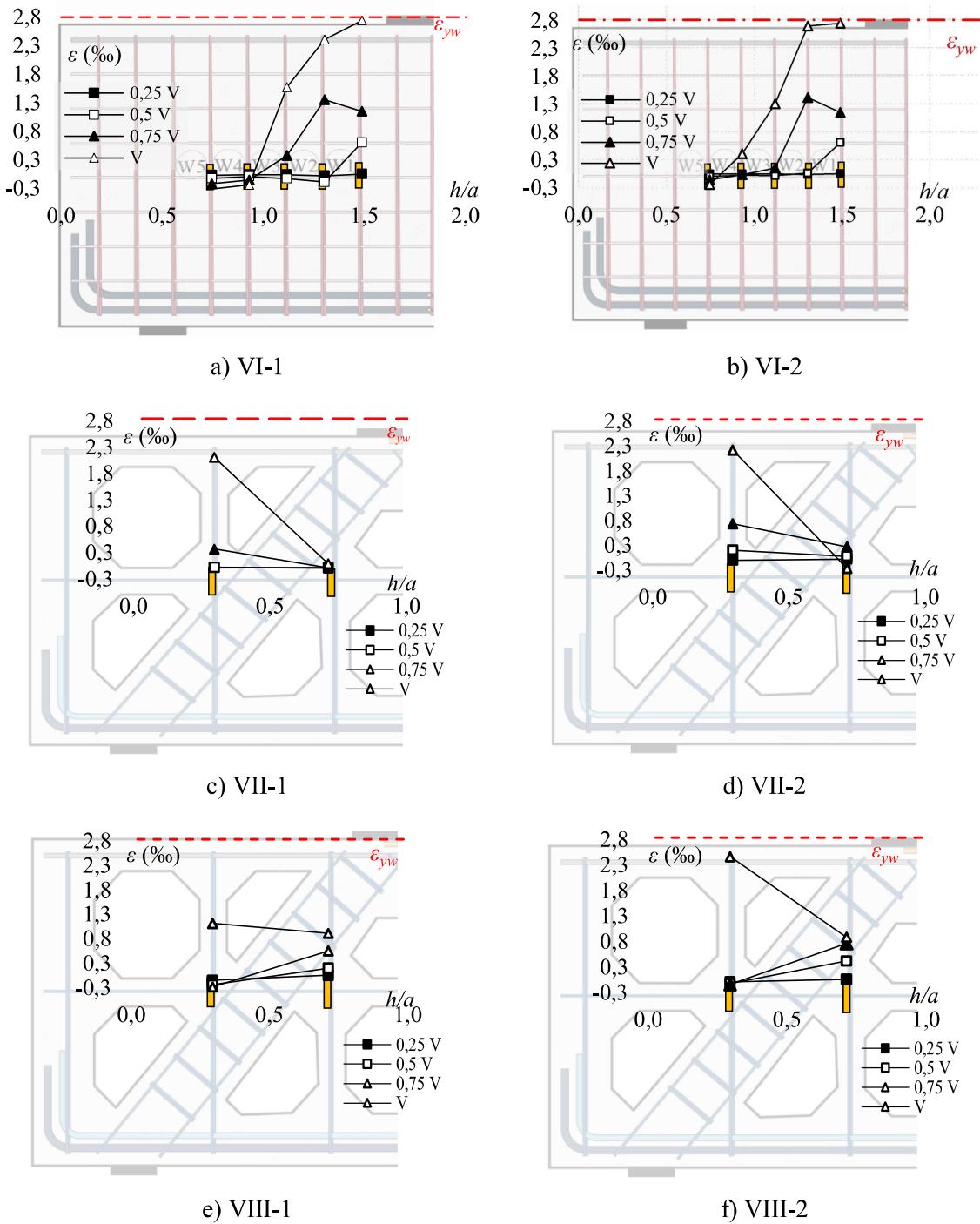


Figura 4.5 - Perfil de deformação dos extensômetros.

4.4. Deformações na Armadura horizontal (Pele)

A análise das deformações nas armaduras de pele revelou comportamentos consistentes entre as vigas de referência (VI e VI-2), com as armaduras próximas aos apoios sendo as primeiras a serem solicitadas à medida que o esforço cortante aumentava. Esse padrão de ativação indica a formação de um caminho de fissuração partindo dos apoios em direção ao ponto de aplicação da carga, evidenciando a transferência progressiva de tensões para as armaduras de pele. Ambas as vigas de referência apresentaram escoamento dessas armaduras em níveis de carga semelhantes, o que reforça a uniformidade do comportamento estrutural entre os espécimes.

A Figura 4.6 apresenta o gráfico de deformação das armaduras de pele em função do esforço cortante. Os extensômetros da viga VIII e um da viga V1-2 foram perdidos durante o ensaio, assim seus resultados foram desconsiderados na análise.

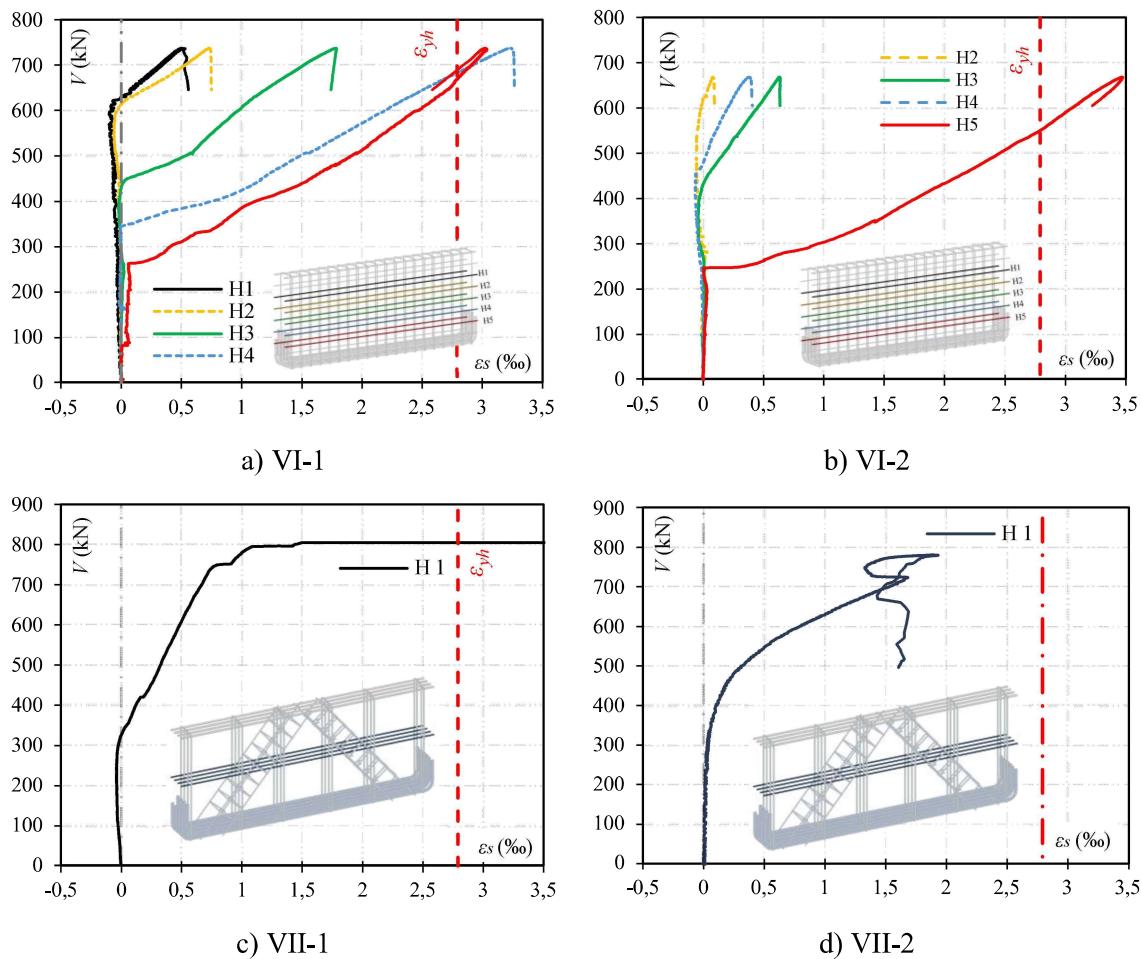


Figura 4.6 - Gárfico de carga x deformação das aramduras de pele

Na viga otimizada VII, a armadura de pele também apresentou resposta semelhante à observada nas vigas de referência, especialmente a armadura H3, localizada na região central da viga. Essa coincidência sugere que a distribuição espacial das armaduras de pele ao longo da seção longitudinal influenciou diretamente o modo como as tensões de tração foram redistribuídas, independentemente da variação geométrica entre as vigas.

A similaridade no comportamento das armaduras de pele, apesar das diferenças geométricas entre os modelos, indica que a posição relativa da armadura em relação à zona de desenvolvimento de fissuras é um fator determinante para sua ativação. Esse resultado sugere que, mesmo em elementos com redução volumétrica e geometrias otimizadas, a localização estratégica das armaduras longitudinais de pele continua sendo fundamental para o controle da fissuração e para a contribuição resistente das armaduras frente aos esforços de cisalhamento.

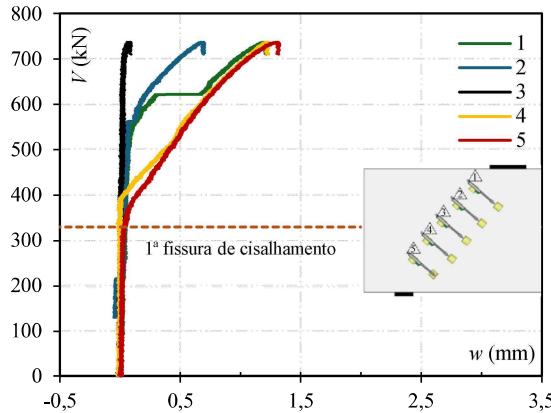
4.5. Mapa de fissuração e Modo de ruptura

A Figura 4.7 mostra os resultados da relação entre o cortante e a abertura de fissuras de cisalhamento monitoradas na superfície de cada viga parede. Em todas as vigas, as primeiras fissuras foram de flexão, ocorrendo no meio do vão efetivo da viga, nas faces das fibras mais tracionadas, área de momento fletor máximo. Nas vigas paredes de referência, a fissura de cisalhamento teve início na extremidade interna da chapa do apoio de segundo gênero. A carga correspondente à súbita mudança na inclinação das curvas do gráfico representa o cortante da fissuração de cisalhamento nas peças.

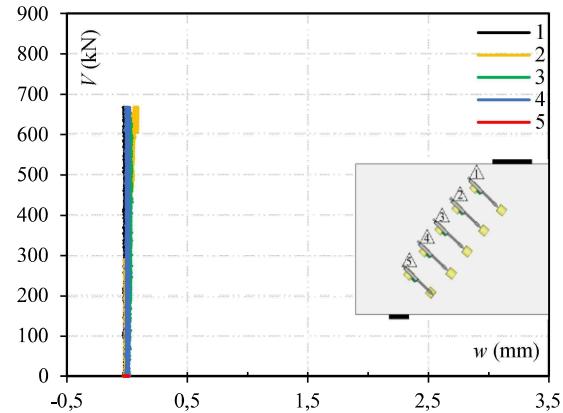
As fissuras de cisalhamento das vigas otimizadas surgiram em diferentes regiões ao longo da biela: começavam nas regiões dos apoios e ponto de aplicação de carga e iam se estendendo ao longo da biela. Depois que a primeira fissura de cisalhamento surgiu, o concreto perdeu significativamente sua rigidez, favorecendo para o aumento das fissuras.

Observou-se que, para as vigas otimizadas, as primeiras fissuras se deram nos passos de cargas iniciais e as curvas de abertura de fissura apresentaram um comportamento menos brusco em relação às vigas de referência, fenômeno claramente observado no ensaio. Isso pode ter ocorrido pela capacidade da malha de armadura, presente nas vigas de referência, em controlar fissurações. Todas as vigas apresentaram aberturas de até aproximadamente

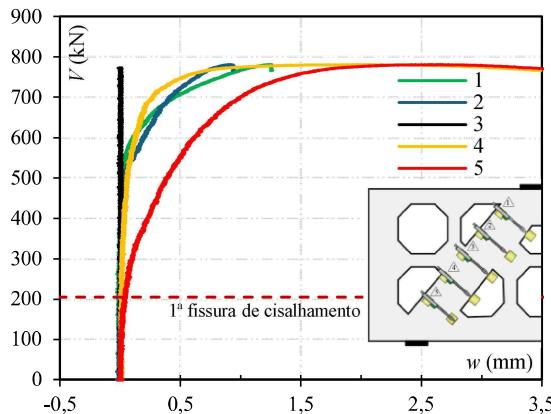
1,5 mm no momento da ruptura. Para as vigas otimizadas, percebeu-se que, embora a abertura máxima de fissura na hora da ruptura seja próxima aos valores de referência, o comportamento das vigas otimizadas foi mais flexível devido à geometria das vigas, reduzindo sua rigidez. Dessa forma, pode-se concluir que a geometria da viga impacta diretamente na sua rigidez, não necessariamente reduzindo sua resistência. Ocorreu um erro de leitura dos potenciômetros da viga VI-2, sendo seus resultados desconsiderados para as análises.



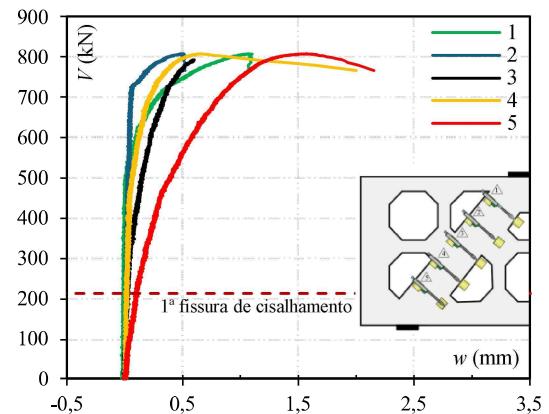
a) VI-1



b) VI-2



c) VII-1



d) VII-2

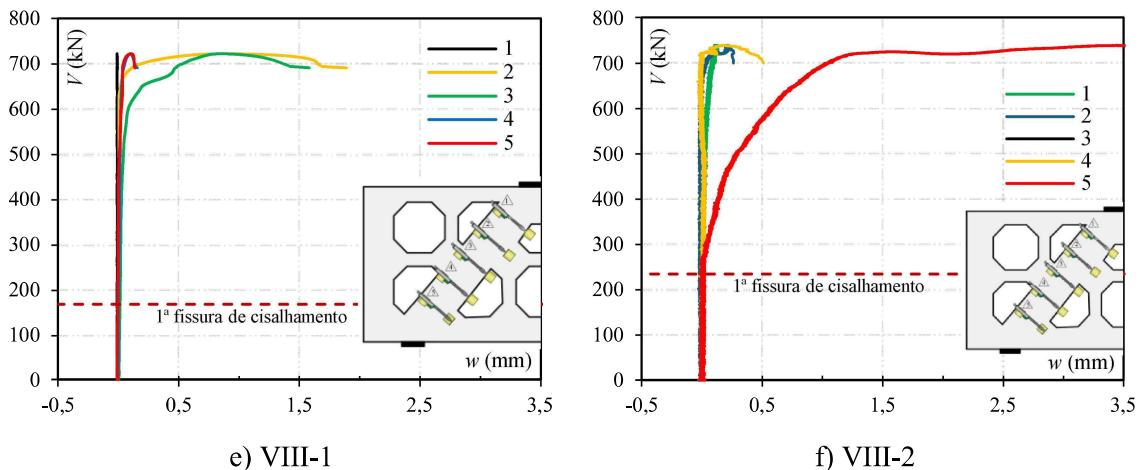
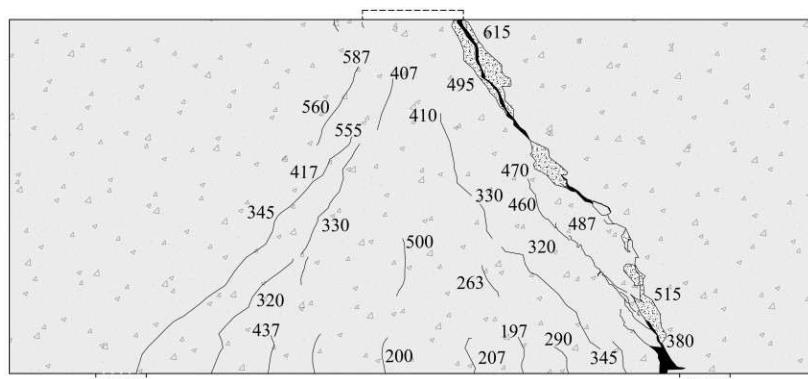
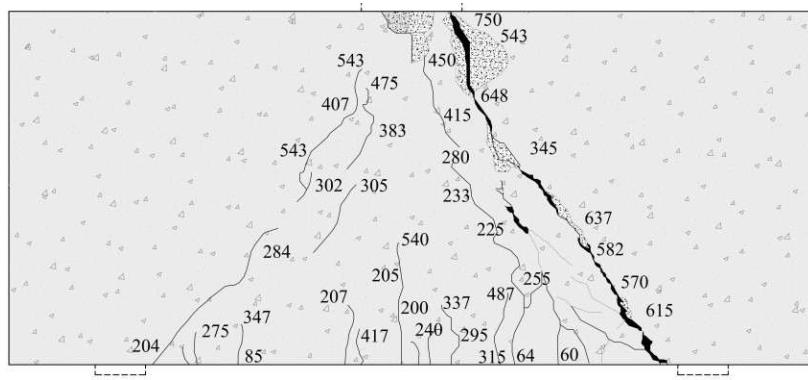
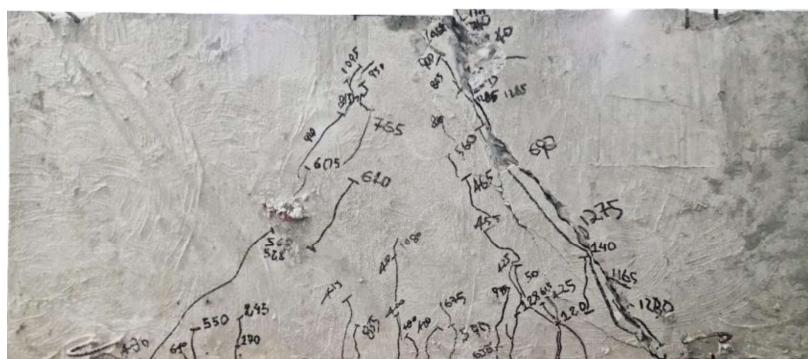


Figura 4.7 – Gráfico de Abertura de Fissuras nos vãos de cisalhamento

Com o acréscimo nos níveis de carga, também foram observadas ramificações da fissura diagonal e o aumento de sua largura, além do prolongamento das fissuras iniciais de flexão. Todas as vigas parede de referência romperam por cisalhamento com tração diagonal da biela, geralmente associado a um destacamento do concreto nas regiões nodais. As Figuras 4.8 a 4.10 mostram os mapas de fissuração das vigas parede, com indicação do cortante correspondente ao estágio em que se encontra a fissuração superficial no concreto.

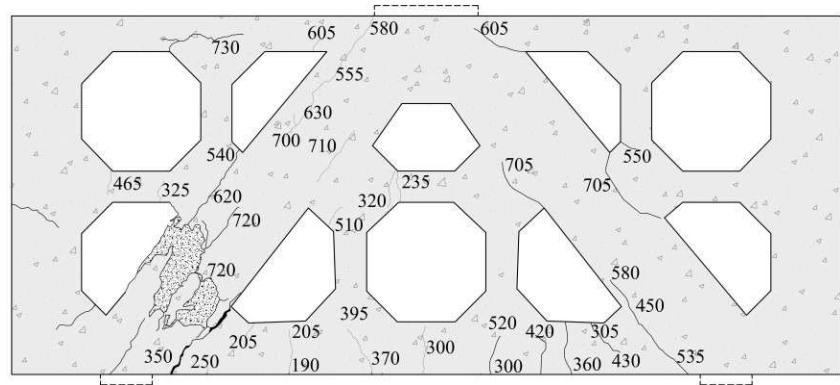


a) VI-1

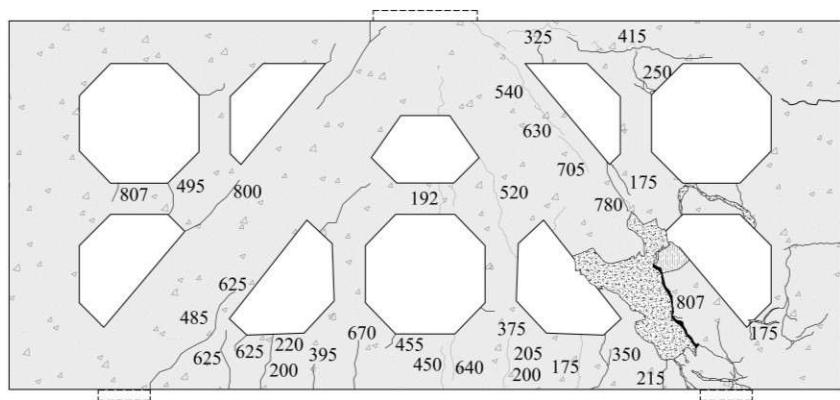


b) VI-2

Figura 4.8 - Mapa de fissuração das vigas parede VI (Valores de V medidos em kN)

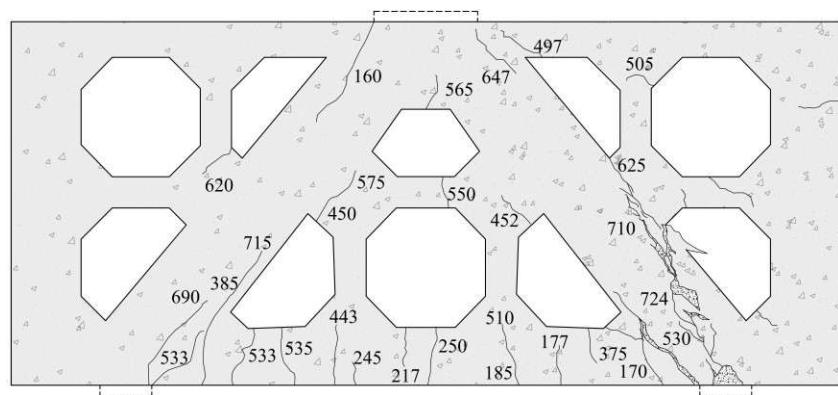


a) VII-1

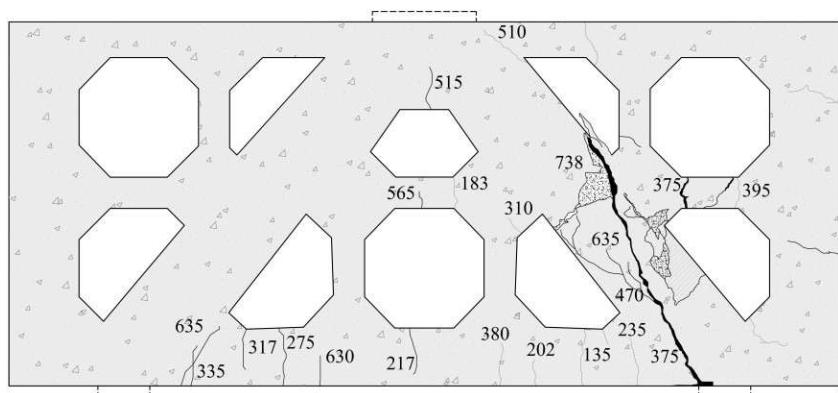


b) VII-2

Figura 4.9 - Mapa de fissuração das vigas parede VII



a) VIII-1



b) VIII-2

Figura 4.10 - Mapa de fissuração das vigas parede VIII

Conforme mostrado na Figura 4.11, em todas as vigas otimizadas, esse destacamento foi mais evidente na região nodal dos apoios, sugerindo uma alta concentração de tensões nessa região, categorizada como um nó CCT no método de bielas e tirantes. A conformidade da armadura da biela sugere que o destacamento do concreto foi causado pela flambagem dessas amaduras, expulsando o concreto da região do cobrimento.



a) VII-1



b) VII-2



c) VIII-1



d) VIII-2

Figura 4.11 - Detalhe do modo de ruptura das vigas otimizadas

4.6. Estimativa de Resistência

O modelo hiperestático de bielas e tirantes adotado para a estimativa de resistência das vigas parede é baseado no método dos campos de tensões proposto pelo *CEB-FIP* (1999). Esse modelo permite descrever a transferência de esforços no interior da peça por meio de dois caminhos principais de carga: pelo sistema de treliça (Modelo I), no qual a parcela da carga que é transmitida por tirantes, interceptando as bielas comprimidas e por efeito arco (Modelo II), no qual a parcela da carga que é transmitida diretamente ao apoio através de bielas comprimidas no concreto. A Figura 4.12 apresenta a superposição de dois modelos simplificados, onde h é a altura total da viga, c o cobrimento da peça, a é o vão de cisalhamento e z é o braço de alavanca do equilíbrio interno da peça.

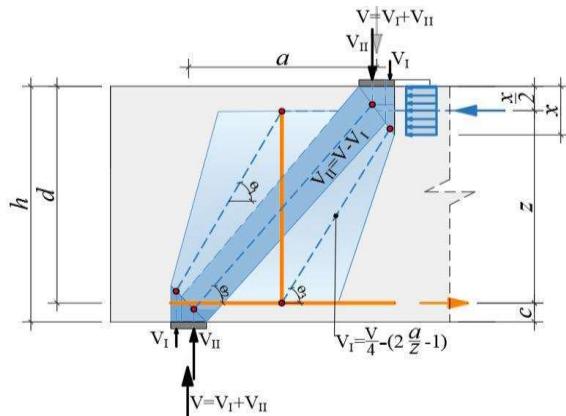


Figura 4.12 – Modelo de bielas e tirantes utilizado

A carga total (V_{total}) aplicada à viga parede é distribuída entre os dois modelos, de acordo com o grau de participação de cada mecanismo resistente. Essa distribuição é determinada por um fator de ponderação (κ), definido pela Equação 4.1, o qual depende da relação entre o vão de cisalhamento (a) e o braço de alavanca interno (z). Esta abordagem fundamenta-se no conceito de superposição de modelos, conforme proposto pelo *CEB-FIP Model Code* (1999) e recomendações do *fib bulletin 100* (2021), que consideram a redistribuição das tensões decorrente da formação de fissuras induzidas pelas deformações dos tirantes.

$$\kappa_I = \frac{2 \cdot \frac{a}{z} - 1}{3} \quad (4.1)$$

$$\kappa_2 = 1 - \kappa_I \quad (4.2)$$

O braço de alavanca (z) é determinado a partir da altura útil da viga (d) e do bloco de compressão (x), conforme indicado na Figura 4.13 e na Equação 4.3. O valor de x é calculado a partir do equilíbrio de forças entre a armadura de tração, de área A_s , e a armadura localizada na zona de compressão, de área A'_s , considerando as respectivas tensões de escoamento do aço das armaduras tracionadas (f'_{ysm}) e comprimidas (f'_{ysm}), a largura da seção (b_w), a resistência média do concreto à compressão (f_{cm}). Adota-se um coeficiente redutor de 0,95 com o objetivo de desconsiderar o efeito Rüsch, os efeitos de cargas de longa duração na resistência das peças e o ganho de resistência do concreto após 28 dias de cura.

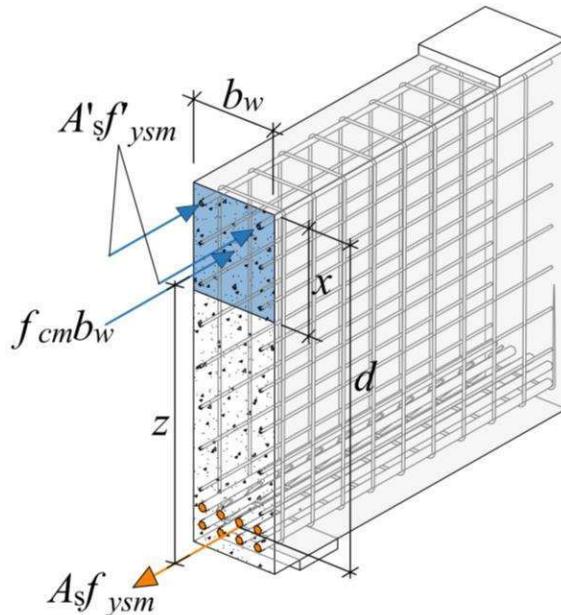


Figura 4.13 – Representação do Binário de forças na seção transversal da viga

$$x = \frac{A_s f_{ysm} - A'_s f'_{ysm}}{0.95 f_{cm} \cdot b_w} \quad (4.3)$$

O modelo final é, portanto, uma superposição dos dois mecanismos de transferência de carga, permitindo a verificação dos modos de ruptura associados a cada modelo. A estimativa da carga teórica de ruptura do elemento é calculada a partir do modo de ruptura mais crítico, ajustado pela fração de carga que ele representa no modelo, conforme ilustrado na Figura 4.14.

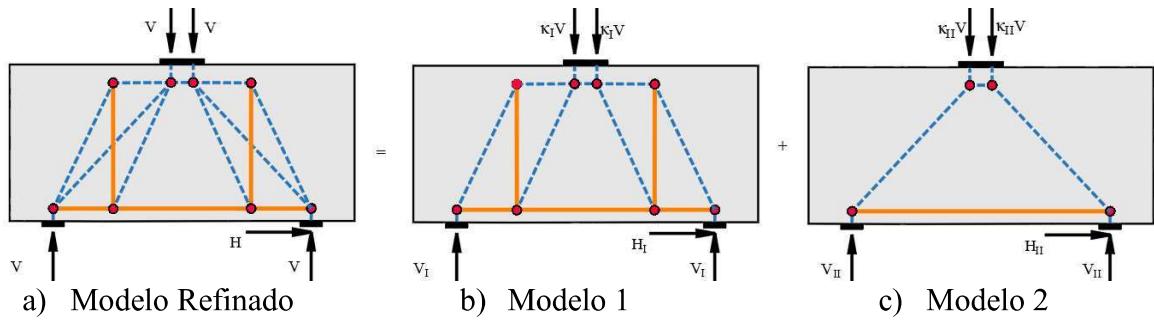


Figura 4.14 – Modelos simplificados de bielas e tirantes

4.6.1. Modos de rupturas para o Modelo I (Mecanismo de treliça)

A fim de determinar o cortante teórico (V_{teo}), é necessário verificar os modos de ruptura associados a cada modelo individualmente, bem como aqueles comuns aos dois. No Modelo I (Treliça), os modos considerados são o esmagamento da biela e o escoamento do tirante. No Modelo II (Efeito Arco), o principal modo de ruptura é o esmagamento da biela. Além disso, há modos de ruptura comuns a ambos os modelos, que incluem o esmagamento dos nós (tanto do tipo CCC quanto CCT), a perda de ancoragem e a ruptura por flexão.

Conforme ilustrado na Figura 4.15, no Modelo I (modelo de treliça), no modo de ruptura i corresponde ao esmagamento da biela comprimida (S_I), cuja força resistente de esmagamento ($P_{r,sI}$) dada em função da largura da biela no Modelo I (w_{sI}), resistência média do concreto à compressão (f_{cm}), largura da seção (b_w), o fator de eficiência da biela (β_s) e o fator de confinamento do concreto (β_c), conforme as Tabelas 2.1 e 2.3.

O modo de ruptura ii refere-se ao escoamento da armadura transversal, sendo a força resistente determinada pela área de aço dos estribos A_{sw} e pela tensão de escoamento média do aço de cisalhamento (f_{yw}).

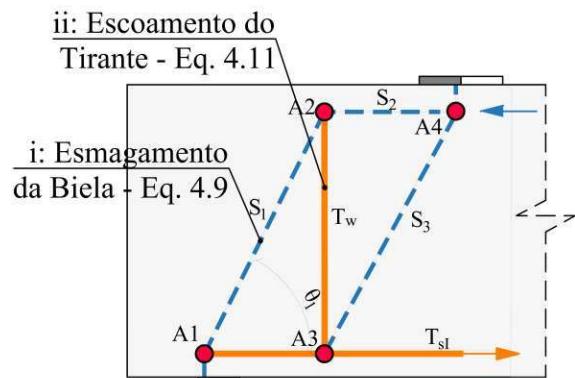


Figura 4.15 - Modelo I (Treliça) e modos de falha associados

$$i: P_{R,sl} = 0.95 \cdot \beta_s \cdot f_{cm} \cdot \beta_c \cdot b_w \cdot w_{sl} \quad (4.4)$$

$$ii: T_w = A_{sw} \cdot f_{yw,wm} \quad (4.5)$$

onde:

w_{sl} é a parcela da largura da biela referente ao modelo I, ponderada por κ_I , obtida conforme a Figura 4.16 e equações 4.9 e 4.10

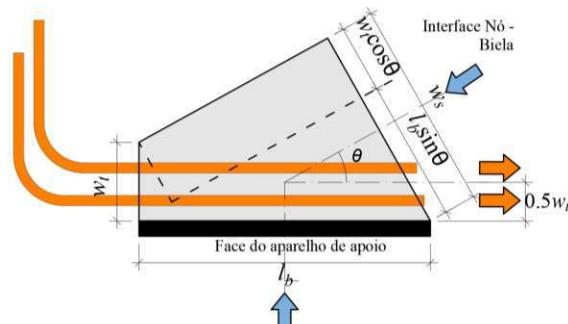


Figura 4.16 - Determinação da largura da biela (w_s)

$$w_{sl} = \kappa_I w_s \quad (4.6)$$

$$w_s = w_t \cdot \cos(\theta_I) + l_b \cdot \sin(\theta_I) \quad (4.7)$$

onde:

θ_I é a inclinação da biela do modelo I em relação à horizontal

l_b é a largura do aparelho de apoio

w_t é a altura efetiva do concreto concêntrico com tirante, que varia em função do cobrimento (c), do diâmetro da armadura de flexão (ϕ_s), diâmetro estribo (ϕ_w), do número de camadas de armadura (n) de flexão e do espaçamento entre essas armaduras (s) e é dado pela Equação 4.8 abaixo:

$$w_t = n \cdot \phi_s + 2 \cdot c + (n-1) \cdot s + \phi_w \quad (4.8)$$

A partir da Equação 4.9, calcula-se o cortante resistente associado ao esmagamento da biela (V_i), através da componente vertical da força resistente da biela, dividida pelo fator de ponderação do modelo I, κ_I , conforme a Equação 4.5 abaixo:

$$V_i = \frac{0.95 \cdot \beta_s \cdot f_{cm} \cdot \beta_c \cdot b_w \cdot w_{sI} \cdot \operatorname{sen}(\theta_I)}{\kappa_I} \quad (4.9)$$

A Equação 4.5 trata apenas da resistência do tirante de aço, porém, neste modelo, também se incorpora a contribuição do concreto ao cisalhamento. Segundo Vecchio e Collins (1986), no âmbito da *Modified Compression Field Theory* (MCFT), o concreto fissurado diagonalmente é tratado como um material com comportamento próprio, sendo capaz de transferir esforços de cisalhamento entre fissuras.

A Equação 2.1, proposta por Collins e Mitchell (1987), determina a parcela de contribuição do concreto (V_{MCFT}) em função da resistência média à compressão (f_{cm}) e da deformação média principal (ε_I). Para sua aplicação, adota-se uma deformação média principal igual a 2 % (VECCHIO E COLLINS, 1986).

$$f_{cI} = \frac{0,33 \sqrt{f_{ck}}}{1 + \sqrt{500 \cdot \varepsilon_I}} \quad (\text{MPa}) \quad (2.1)$$

A força cortante de contribuição do concreto obtida através do MCFT (V_{MCFT}) é dada pela Equação 4.10, onde a tensão dada na Equação 2.1 é multiplicada por uma área de atuação do concreto para o cisalhamento, considerada como o vão de cisalhamento (a) pela largura da viga (b_w), conforme mostrado na Figura 4.17.

$$V_{MCFT} = a \cdot b_w \cdot f_{cI} \quad (4.10)$$

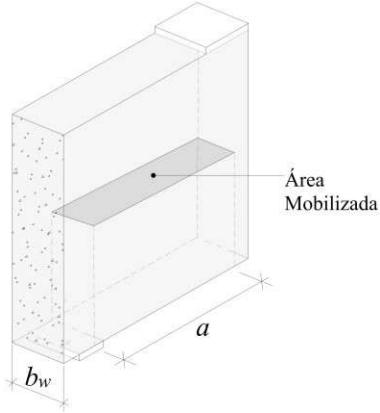


Figura 4.17 - Região de concreto mobilizada para o cálculo do V_{MCFT}

Assim, partir da Equação 4.10 e 4.11, calcula-se o cortante resistente associado escoamento do tirante de aço e mais a contribuição do concreto ao cisalhamento (V_{ii}), pois este atua como um tirante no modelo, transferindo cisalhamento. O cortante resistente associado a este modo de ruptura também é ajustado pelo fator de ponderação do modelo I, κ_I .

$$V_{ii} = \frac{A_{sw}f_{ywm} + V_{MCFT}}{\kappa_I} \quad (4.11)$$

4.6.2. Modos de ruptura para o Modelo II (Efeito Arco)

No Modelo II (Efeito Arco), o modo de ruptura considerado é o esmagamento da biela comprimida (S_4), responsável pela transferência direta da carga aplicada ao apoio. Esse mecanismo ocorre quando a tensão de compressão na biela excede a resistência limite do concreto.

A Figura 4.18 ilustra o modo de ruptura do modelo II, determinado pela Equação 4.12, na qual a força resistente ao esmagamento da biela ($P_{r,s4}$) é calculada em função da largura efetiva da biela no Modelo II (w_{sII}), da resistência média do concreto à compressão (f_{cm}) da largura da seção transversal da viga (b_w) do fator de eficiência da biela (β_s) e do fator de confinamento (β_c), conforme os parâmetros definidos nas Tabelas 2.1 e 2.3. Para elementos que apresentam uma biela armada, o fator de confinamento passa a ser determinado conforme o item 8.1.3 do Eurocode2 (2023), pois leva-se em consideração o ganho de resistência do concreto devido à armadura de confinamento.

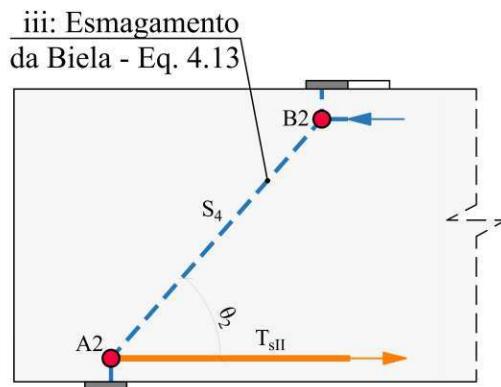


Figura 4.18 - Modos de ruptura do modelo II – mostrar theta 2

$$\text{iii: } P_{R,s4} = 0.95 \cdot \beta_s \cdot f_{cm} \cdot \beta_c \cdot b_w \cdot w_{sII} \quad (4.12)$$

onde:

w_{sII} é a parcela da largura da biela referente ao modelo II, ponderada por κ_{II} , obtida conforme a Figura 4.16 e equações 4.6 e 4.7. O cortante resistente relacionado ao esmagamento da biela no modelo II (V_{iii}) é calculado de maneira similar à equação 4.x, contudo, para o modelo II, o fator de ponderação é κ_{II} .

$$V_{iii} = \frac{0.95 \cdot \beta_s \cdot f_{cm} \cdot \beta_c \cdot b_w \cdot w_{sII} \cdot \operatorname{sen}(\theta_2)}{\kappa_{II}} \quad (4.13)$$

Para as vigas otimizadas, parâmetros como a largura da biela e dos nós (w_s), bem como o ângulo de inclinação da biela (θ), foram tomados experimentalmente, medindo-se a partir das vigas já existentes. Além disso, não é possível formar um sistema de treliça nas vigas com abertura, justamente por conta de seus vazios. Assim, o cálculo do cortante resistente foi feito sem ajuste do fator de ponderação κ , uma vez que apenas o modelo II foi considerado, ou seja, não há divisão de cargas entre os mecanismos de transferência.

4.6.3. Modos de ruptura comuns: Esmagamento nodal, ruptura por flexão e perda de ancoragem

A verificação dos nós do tipo CCC e CCT, da ruptura por flexão e da falha por ancoragem é realizada considerando a superposição dos Modelos I e II, uma vez que esses modos de ruptura são comuns aos dois mecanismos de transferência de carga. Isso se deve ao fato de que, na realidade estrutural da viga, o nó é composto pela soma das contribuições das faces nodais de ambos os modelos, refletindo o acúmulo das forças oriundas tanto do mecanismo de treliça quanto do efeito arco, conforme mostrado na Figura 4.19.

Da mesma forma, o fenômeno da flexão ocorre de maneira global e simultânea, independentemente da divisão entre os dois modelos de cisalhamento. Assim, a distinção entre Modelo I e Modelo II é válida apenas para a análise da transferência de esforços cortantes, enquanto os modos de ruptura relacionados aos nós, à flexão e à ancoragem devem ser avaliados considerando a atuação conjunta de ambos os modelos.

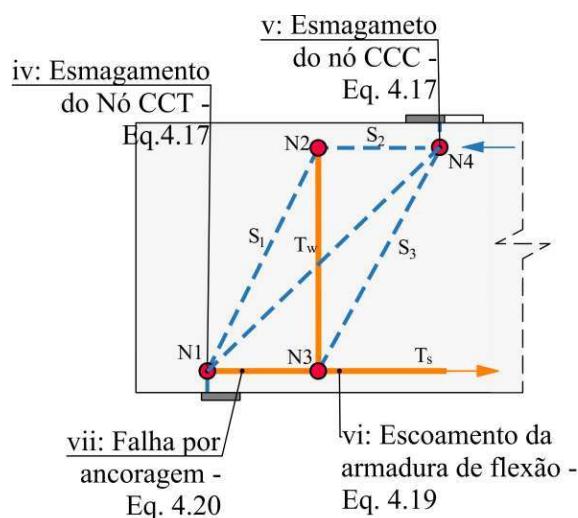


Figura 4.19 - Modos de rupturas comuns aos modelos I e II

A verificação da resistência nodal é realizada por meio do cálculo da resultante das componentes vetoriais das bielas que chegam no nó em cada modelo. A Figura 4.20 ilustra a ideia da superposição dos esforços nos nós do modelo combinado. Nessa figura, podemos ver o nó 1 onde são encontradas as forças das bielas do Modelo I ($P_{R.s1}$) e Modelo II ($P_{R.s4}$).

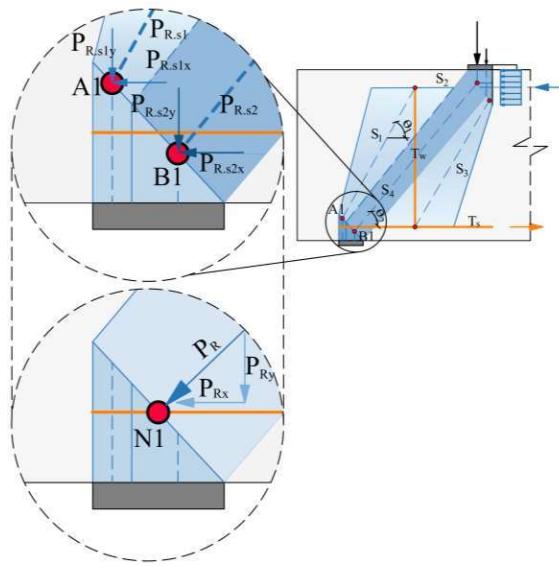


Figura 4.20 – Superposição dos modelos através da soma vetorial de cada modelo

A partir da Equação 4.14 é possível calcular a força solicitante no nó 1. Esta foi obtida realizando a decomposição de forças resistentes máximas ao esmagamento da biela nos modelos simplificados, sendo θ_1 e θ_2 os ângulos das bielas nos modelos simplificados 1 e 2, respectivamente.

$$P_{Rs} = \sqrt{(P_{R.s1} \cdot \cos(\theta_1) + P_{R.s4} \cdot \cos(\theta_2))^2 + (P_{R.s1} \cdot \sin(\theta_1) + P_{R.s4} \cdot \sin(\theta_2))^2} \quad (4.14)$$

Em seguida, a equação 4.15 determina ângulo deste vetor resultante formado pela superposição dos efeitos. Por fim, a equação 4.16 e 4.17 calculam a força resistente do nó 1 e o cortante resistente relacionado ao esmagamento do nó I (V_{iv}), respectivamente.

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{P_{R.s1} \cdot \sin(\theta_1) + P_{R.s4} \cdot \sin(\theta_2)}{P_{R.s1} \cdot \cos(\theta_1) + P_{R.s4} \cdot \cos(\theta_2)} \right) \quad (4.15)$$

$$iv: P_{Rn} = \beta_c \cdot \beta_n \cdot f_{ck} \cdot (w_{sI} + w_{sII}) \cdot b_w \quad (4.16)$$

$$V_{iv}: P_{Rn} = \beta_c \cdot \beta_n \cdot f_{ck} \cdot (w_{sI} + w_{sII}) \cdot b_w \cdot \sin(\alpha) \quad (4.17)$$

A partir da Equação 4.16 também é feita a verificação do nó CCC, porém, a face da interface nó-biela (w_s) é determinada em função do bloco de compressão e do aparelho de aplicação de carga, utilizando trigonometria, conforme Figura 4.21.

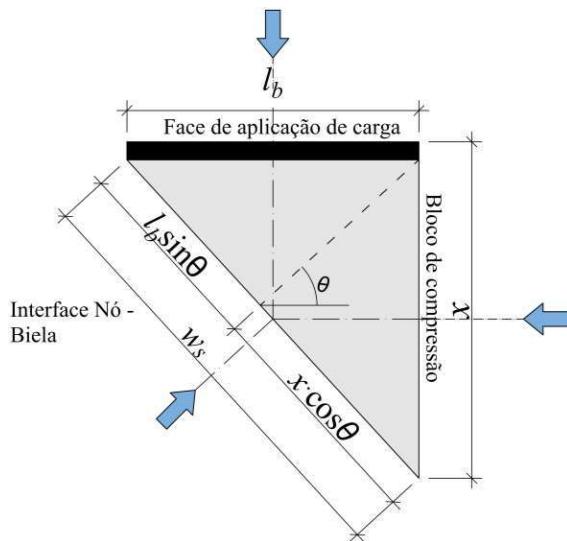


Figura 4.21 - Determinação das dimensões nodais do nó CCC

Já a ruptura por flexão é um modo de falha associado ao escoamento da armadura longitudinal de tração. Esse mecanismo ocorre quando a tensão nas barras de flexão atinge o limite de escoamento médio do aço (f_{ysm}), levando à formação de grandes deformações antes do colapso.

A verificação da ruptura por flexão é verificada pela comparação com o bloco de compressão, através do binário de forças internas, conforme mostrado na Figura 4.22. Garante-se que não há ruptura por flexão quando a força resistente à flexão é maior que a força resistente à compressão na seção garantindo que as armaduras não escoam antes de outros modos de ruptura ocorrerem. A força resistente à flexão (T_s) é calculada através da

Equação 4.18, em função da área de aço da armadura longitudinal (A_s) e na tensão média de escoamento do aço de flexão (f_{ysm}).

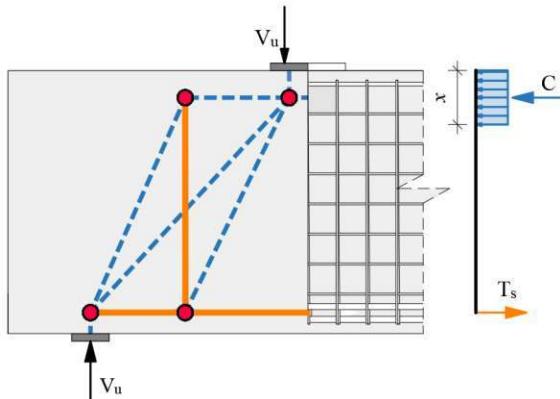


Figura 4.22 - Binário de forças de tração e compressão na seção transversal da viga

$$vi: T_s = A_s \cdot f_{ysm} \quad (4.18)$$

Para verificação, a partir da Equação 4.19 calcula-se a força cortante resistente associado ao modo de ruptura por flexão da viga (V_{vi}). Nesta equação não se aplicam fatores de ponderação, já que é um modo de ruptura oriundo da superposição dos efeitos.

$$V_{vi} = \frac{A_s \cdot f_{ysm} \cdot \operatorname{tg}(\theta_I)}{\kappa_I} \quad (4.19)$$

A avaliação da ancoragem foi conduzida com base nas exigências de comprimento de desenvolvimento em tração para barras de aço, conforme disposto na Seção 25.4 do ACI 318-19, levando em conta as condições de aderência, diâmetro das barras, tipo de aço e resistência à compressão do concreto, conforme mostrado na Figura 4.23. Esse modo de ruptura refere-se à situação em que o comprimento de ancoragem disponível das barras longitudinais é insuficiente para desenvolver a força de escoamento do aço impossibilitando que o tirante atinja sua resistência nominal. A ancoragem foi verificada em separado, já que sua condição de falha obedece a um critério normativo, não um parâmetro nos modelos de bielas e tirantes.

A ruptura por ancoragem foi considerada um modo de falha comum aos Modelos I e II, visto que a armadura de tração atua na resistência global da viga, independentemente da distribuição de esforços entre os mecanismos de treliça ou efeito arco. Assim, a ancoragem da peça deve cumprir as condições das Equação

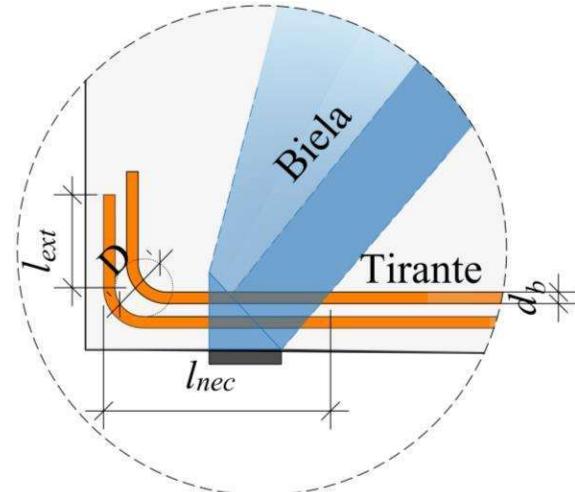


Figura 4.23 – Comprimento de ancoragem necessário

$$l_{nec} = \text{maior} \left\{ \begin{array}{l} \frac{f_{yk}\psi_e\psi_r\psi_o\psi_c}{23\lambda f_{ck}} \cdot d_b^{1.5} \\ 8d_b \\ 150 \text{ mm} \end{array} \right. \quad (4.20)$$

Com base nas equações individuais de resistência para cada modo de ruptura e considerando a distribuição de cargas entre os modelos, calcula-se o esforço cortante último teórico (V_{teo}) com base no menor valor entre os cortantes resistentes (V_i , V_{ii} , V_{iii} , V_{iv} , V_{vi} , V_v) calculados para cada modo de ruptura, dado pela Equação 4.18.

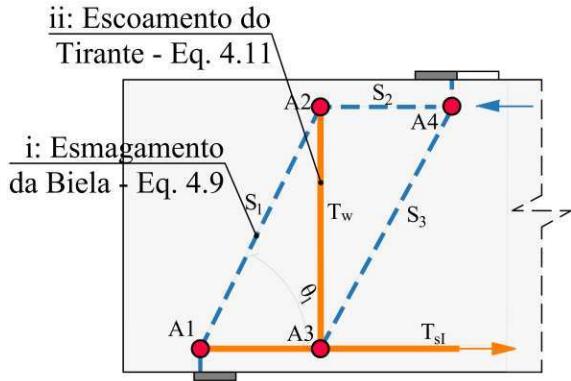
$$V_{teo} = \min(V_i, V_{ii}, V_{iii}, V_{iv}, V_v, V_{vi}) \quad (4.21)$$

Sendo:

- V_i e V_{ii} : Cortante resistente associados Modelo I;
- V_{iii} : Cortante resistente do Modelo II;
- V_{iv} , V_v e V_{vi} : Cortante resistente associados a sobreposição dos modelos, incluindo esmagamento nodal e ruptura por flexão, respectivamente.

Os valores de V_i , V_{ii} e V_{iii} são obtidos dividindo-se a força cortante associada ao seu modo de ruptura do modelo I e II, pelo fator de ponderação (κ). Já para os modos globais, o cortante resistente é tomado diretamente, sem ajuste por κ , pois esses modos são checados na superposição dos modelos.

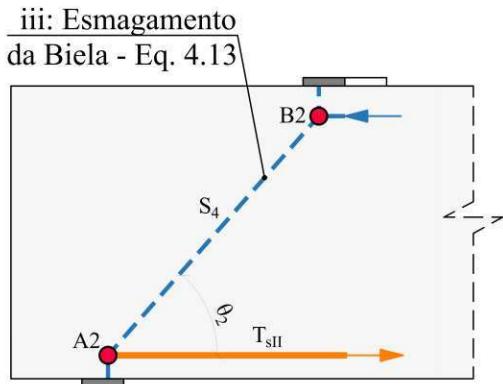
A verificação final considera o V_{teo} como a referência para todas as checagens de segurança dos elementos constituintes do modelo. Figura 4.24 mostra, de maneira resumida, as equações para determinação do cortante resistente de cada modo de ruptura:



$$V_i = \frac{(0.95 \cdot \beta_s \cdot f_{cm} \cdot \beta_c \cdot b_w \cdot w_{sI}) \cdot \sin \theta_I}{\kappa_I} \quad (4.9)$$

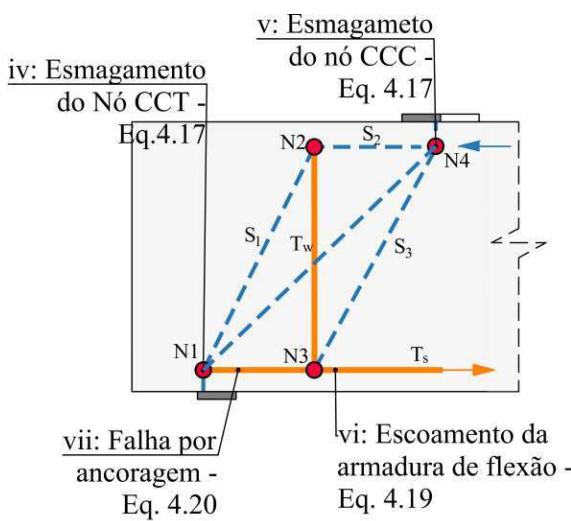
$$V_{ii} = A_{sw} f_{ywm} + V_{MCFT} \quad (4.11)$$

a) Modelo I



$$V_{iii} = \frac{(0.95 \cdot \beta_s \cdot f_{cm} \cdot \beta_c \cdot b_w \cdot w_{sII}) \cdot \sin \theta_2}{\kappa_{II}} \quad (4.13)$$

b) Modelo II



N o CCT

$$V_{iv} = (0.85 \cdot \beta_c \cdot \beta_n \cdot f_{ck} \cdot b_w \cdot (w_{sI} + w_{sII})) \cdot \sin(\alpha) \quad (4.17)$$

N o CCC

$$V_v = (0.85 \cdot \beta_c \cdot \beta_n \cdot f_{ck} \cdot b_w \cdot (w_{sII} + w_{sIII})) \cdot \sin(\alpha) \quad (4.17)$$

$$V_{(vi)} = A_{sw} f_{ywk} \cdot \tan(\theta_I) \quad (4.19)$$

$$V_{(vii)} = l_{ef} \geq l_{nec} \quad (4.20)$$

$$V_{teo} = \text{menor}(V_i, V_{ii}, V_{iii}, V_{iv}, V_v, V_{vi}, V_{vii}) \quad (4.21)$$

c) Superposi o o dos Modelos I e II

Figura 4.24 - Equa o es dos esfor os cortantes relacionado respectivo modo de ruptura de cada modelo

4.6.4. Resultados numéricos para a viga de referência (VI)

Conforme as Equações (4.1) e (4.2) já apresentadas neste trabalho, foram calculados os parâmetros geométricos fundamentais para o modelo de treliça: o vão de cisalhamento (a) e o braço de alavanca (z).

O valor de a , correspondente à distância entre o ponto de aplicação da carga e o centro do apoio, foi definido como:

$$a = 578,7 \text{ mm}$$

O braço de alavanca (z), calculado com base na altura útil da seção e na posição da resultante de compressão, resultou em:

$$z = 580,3 \text{ mm.}$$

Os fatores de ponderação κ_I e κ_{II} representam a fração de contribuição de cada modelo de transferência de carga (Treliça e Efeito Arco) na resistência ao cisalhamento da viga parede.

Esses fatores foram determinados com base na relação geométrica entre o vão de cisalhamento (a) e o braço de alavanca (z), utilizando a expressão recomendada pelo CEB-FIP Model Code (1999) para estruturas hiperestáticas:

$$\kappa_I = \frac{2 \cdot \frac{a}{z} - 1}{3} \quad (4.1)$$

$$\kappa_{II} = 1 - \kappa_I \quad (4.2)$$

Adotando os valores reais da viga analisada, obteve-se

$$\kappa_I = 0,33$$

$$\kappa_{II} = 0,67$$

A Figura 4.25 ilustra a idealização do modelo hiperestático de bielas e tirantes adotado, resultante da superposição dos dois mecanismos de transferência de carga considerados neste

estudo: o Modelo I, associado ao comportamento de treliça, e o Modelo II, correspondente ao efeito arco.

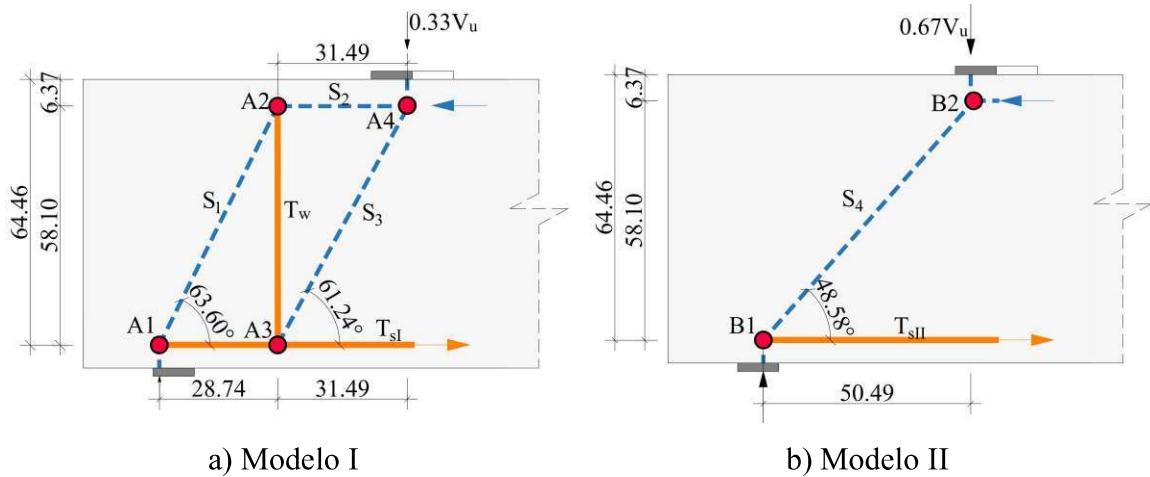


Figura 4.25 - Modelos de bielas e tirantes para a viga de referência

A Tabela 4.2 apresenta os valores das forças resistentes calculadas para cada modo de ruptura considerado na análise, incluindo os mecanismos associados ao Modelo I (Treliça), ao Modelo II (Efeito Arco) e aos modos globais, comuns aos dois modelos. Além das forças resistentes, a tabela indica os fatores de ponderação (κ) aplicáveis e os respectivos cortantes para cada modo de ruptura, calculados conforme descrito na metodologia. Esses resultados servem como base para a identificação do modo de ruptura governante e para a determinação do cortante último teórico (V_{teo}) da viga parede analisada.

Tabela 4.2 - Resumo dos modos de ruptura e cortantes associados

Modo de Ruptura	Modelo	Resistência Limite (kN)	Aplicação de κ	Cortante Resistente (kN)	Observações
Esmagamento da Biela (V_i)	Modelo I	230,81	κ_I	610,39	Ruptura frágil
Escoamento do Tirante (V_{ii})	Modelo I	226,93	κ_I	684,60	Ruptura dúctil
Esmagamento da Biela (V_{iii})	Modelo II	348,52	κ_{II}	569,04	Ruptura frágil
Esmagamento do Nô – CCT (V_{iv})	Superposição	608,32	Não	608,32	Verificação global (CCT)
Esmagamento do Nô – CCC (V_v)	Superposição	732,58	Não	732,57	Verificação global (CCC)
Ruptura por Flexão (V_{vi})	Superposição	982,89	Não	1470,24	Governada pela armadura longitudinal

Por fim, realiza-se a verificação de ancoragem, para garantir que a viga possui ancoragem suficiente (l_{ef}) conseguiu desenvolver toda a sua capacidade resistente através dos mecanismos de transferência de cisalhamento. A Tabela 4.3 apresenta o comprimento de ancoragem necessário (l_{nec}), o comprimento de ancoragem disponível em cada viga (l_{ef}) e a indicação de conformidade ou não conformidade, com base nas recomendações do ACI-318 (2019).

Tabela 4.3 - Resultado da verificação de ancoragem para as vigas ensaiadas

Viga	l_{nec} (mm)	l_{efe} (mm)	Observação
VI	311,37	314,5	Não há perda de ancoragem
VII	311,37	350,1	Não há perda de ancoragem
VIII	215	350,1	Não há perda de ancoragem

O cortante último teórico (V_{teo}) foi definido a partir do menor valor entre os cortantes resistentes (V), O esmagamento da biela do Modelo II (V_{ii}) o modo de ruptura governante. Neste caso, a estimativa de modo de ruptura do método acompanha os resultados obtidos experimentalmente, no qual sugerem uma clara ruptura por tração diagonal da biela, devido ao estado biaxial do concreto e deformações nas armaduras transversais. De acordo com a estimativa, o cortante último teórico da viga de referência vale:

$$V_{teo} = 569,04 \text{ kN}$$

As solicitações nos elementos de cada modelo foram determinadas com base nas parcelas de contribuição ao cortante teórico (V_{teo}), definidas pelos fatores κ_I e κ_{II} . No Modelo I, os esforços correspondem a 33% de V_{teo} , enquanto no Modelo II, a 67%. As forças nos nós, bem como as solicitações para a verificação das barras de flexão, foram consideradas como a soma das contribuições dos dois modelos. As Figura 4.26 e Figura 4.27 ilustram essas solicitações, servindo de base para essas verificações de resistência.

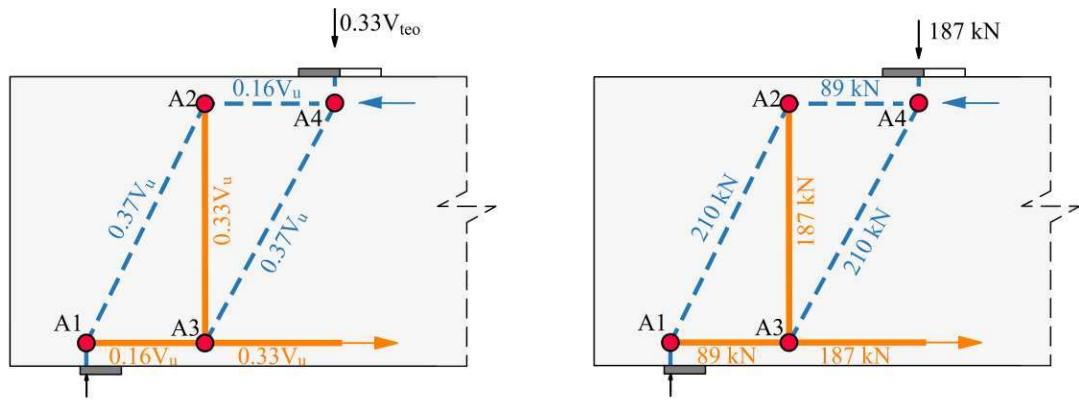


Figura 4.26 - Forças solicitantes no Modelo I

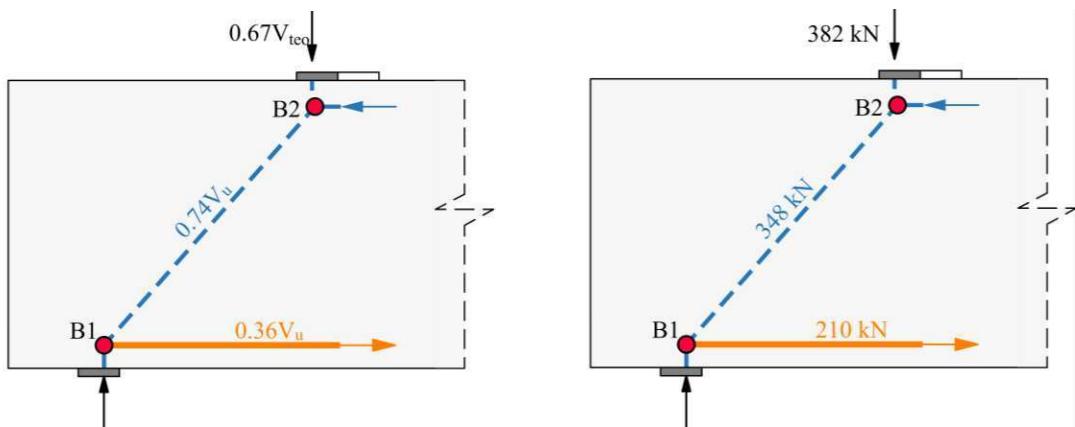


Figura 4.27 - Forças solicitantes no Modelo II

Portanto, sabendo a parcela de carga teórica em cada elemento dos modelos I e II, podemos determinar a força solicitante (F_s) referente ao cortante teórico aplicado (V_{teo}), a fim de verificar as resistências dos modos de ruptura (P_{rdc}). A Tabela 4.4 apresenta os resultados para o Modelo I e II.

Tabela 4.4 - Verificações para os Modelos I e II

Modo de Ruptura	Modelo	F_s (kN)	P_{rdc} (kN)	F_s/P_{rdc}	Verificação
Esmagamento da Biela	Modelo I	210	230,81	0,91	OK !
Escoamento do Tirante	Modelo I	187	226,93	0,82	OK !
Esmagamento da Biela	Modelo II	348,66	348,52	1,00	Esmaga!

Finalmente, é feita a verificação dos modos de ruptura que ocorrem nos dois modelos simultaneamente. A Figura 4.28 apresenta as forças solicitantes para a verificação dos nós e da armadura de flexão, oriunda da superposição dos Modelos I e II.

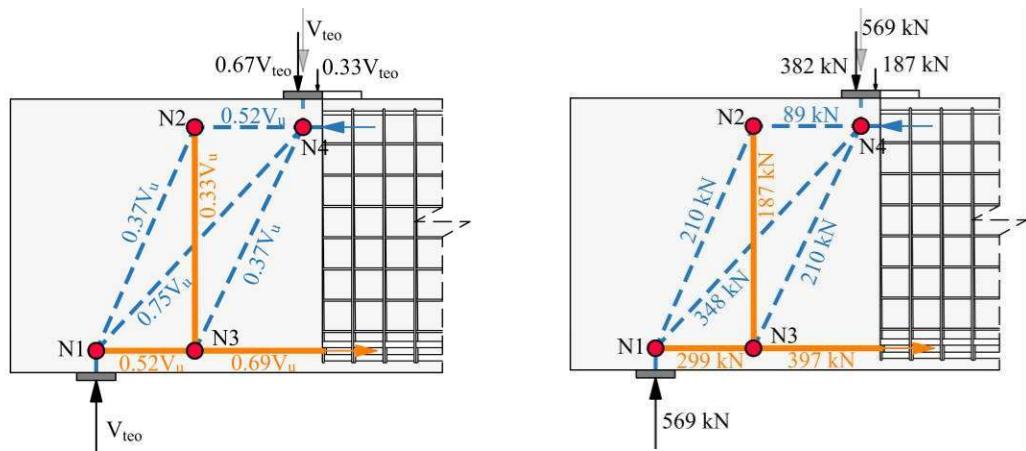


Figura 4.28 – Forças solicitantes na superposição dos modelos I e II

Para a verificação nodal, é realizada uma soma vetorial das forças solicitantes oriundas das bielas do modelo I e II, a fim determinar a força solicitante resultante. A força resistente do nó CCC e CCT será dada pela face total do nó. A Figura 4.29 apresenta as forças solicitantes nos nós. Os resultados das verificações do modelo superposto estão demonstrados na Tabela 4.5.

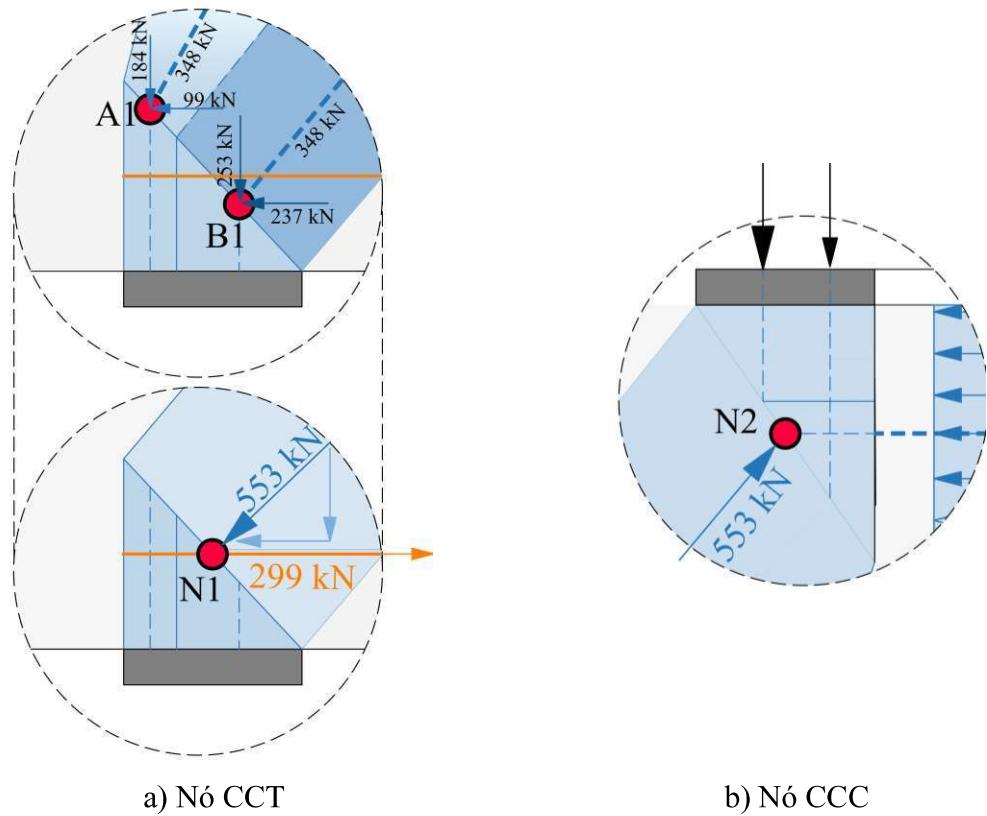


Figura 4.29 - Força solicitante nos nós dos modelos superpostos

Tabela 4.5 - Verificação dos modos de ruptura comuns aos dois modelos

Modo de Ruptura	Tipo	F _s (kN)	P _{rdc} (kN)	F _s /P _{rdc}	Verificação
Esmagamento do Nô – CCT	Compressão	553	608,32	0,91	OK !
	Tração	299	519,68	0,58	OK !
Esmagamento do Nô – CCC	Compressão	553	732,58	0,76	OK !
Ruptura por Flexão	Superposição	397	982,89	0,40	OK !

Para as vigas com abertura, a análise foi conduzida considerando exclusivamente o Modelo II. Essa escolha se deve ao fato de que, devido à presença da abertura na viga impedir o desenvolvimento de um mecanismo de treliça completo, tornando a atuação do Modelo I não representativa para essas configurações. As Tabela 4.6 e Tabela 4.7 apresentam os resultados do cortante resistente da viga VII. e VIII, respectivamente.

Tabela 4.6 – Cortante resistente associado aos modos de ruptura do para a Viga VII

Modo de Ruptura	Modelo	Resistência Limite (kN)	Aplicação de κ	Cortante Resistente (kN)	Observações
Esmagamento da Biela (V_{iii})	Modelo II	651,38	Não	674,62	Ruptura frágil
Esmagamento do Nô – CCT (V_{iv})	Superposição	822,75	Não	816,35	Verificação global (CCT)
Esmagamento do Nô – CCC (V_v)	Superposição	1028,44	Não	1073,15	Verificação global (CCC)
Ruptura por Flexão (V_{vi})	Superposição	982,89	Não	1470,244	Governada pela armadura longitudinal

Tabela 4.7 - Cortante resistente associado aos modos de ruptura para a Viga VIII

Modo de Ruptura	Modelo	Resistência Limite (kN)	Aplicação de κ	Cortante Resistente (kN)	Observações
Esmagamento da Biela (V_{iii})	Modelo II	651,38	Não	674,62	Ruptura frágil
Esmagamento do Nô – CCT (V_{iv})	Superposição	1038,50	Não	816,35	Verificação global (CCT)
Esmagamento do Nô – CCC (V_v)	Superposição	1298,13	Não	1073,15	Verificação global (CCC)
Ruptura por Flexão (V_{vi})	Superposição	791,40	Não	1153,68	Governada pela armadura longitudinal

$$V_{teo} = 674,62 \text{ kN}$$

Os cortantes teóricos (V_{teo}) para as vigas com abertura foi mesmo, já que a sua geometria é a mesma e as armaduras de cisalhamentos não são levadas em consideração, por não se formar um sistema de treliça na viga, bem como as considerações de materiais para o cálculo. Elas diferenciam-se na resistência à flexão, já que a Viga III sofre redução na armadura de flexão.

Nota-se que o cortante teórico (V_{teo}) para as vigas foi determinado pelo esmagamento da biela, modo de ruptura também verificado nos resultados experimentais para essas vigas. Além disso, a consideração do efeito de confinamento causado pelos estribos da biela armada aumentou a capacidade resistente da biela, aproximando os resultados teóricos de experimentais. Finalmente, a Tabela 4.8 apresenta os resultados comparativos das estimativas teóricas e experimentais.

Tabela 4.8 - Comparaçāo de cortante teóricos e experimentais

Viga	Vol. Concreto (%)	V_u (kN)	V_{teo} (kN)	V_u/V_{teo}
VI-1	100	710	569,04	1,25
VI-2	100	650	569,04	1,14
VII-1	70	760	590,87	1,13
VII-2	70	820	590,87	1,22
VIII-1	70	745	590,87	1,10
VIII-2	70	687,5	590,87	1,02

5. CONCLUSÕES

A partir dos resultados experimentais, das análises das deformações, dos modos de fissuração e das estimativas de resistência, apresentam-se a seguir as principais conclusões deste trabalho, organizadas conforme os aspectos investigados:

As vigas otimizadas apresentaram menor rigidez inicial e maior capacidade de deformação em comparação à viga de referência maciça. Esse comportamento mais flexível e dúctil refletiu-se em curvas de carga versus deslocamento mais suaves, com maior capacidade de absorção de energia até a ruptura. Tal característica sugere que o uso de geometrias otimizadas pode ser vantajoso em aplicações onde a capacidade de dissipação de energia seja desejável, como em estruturas submetidas a ações sísmicas ou cargas cíclicas.

Todas as armaduras longitudinais permaneceram no regime elástico até o momento da ruptura, sem ocorrência de escoamento ou esmagamento do concreto na região de aplicação da carga. Isso confirma que a falha dos espécimes foi governada exclusivamente pelo cisalhamento, como previsto no projeto experimental. Além disso, a redução da armadura de flexão na viga VIII não resultou em impacto significativo na resistência ao cisalhamento, indicando que, para os casos estudados, a armadura longitudinal teve influência secundária nesse mecanismo de ruptura.

Nas vigas de referência, a ativação das armaduras transversais ocorreu de forma rápida e simultânea após o surgimento das primeiras fissuras de cisalhamento, com participação efetiva de todos os estribos no mecanismo resistente. Já nas vigas otimizadas, a ativação das armaduras de cisalhamento foi não simultânea e mais localizada, principalmente nas regiões próximas aos apoios. A maior quantidade de pernas nos estribos da viga VII favoreceu uma melhor redistribuição de esforços cortantes, enquanto na viga VIII, a redução da armadura transversal resultou em maiores deformações locais e menor rigidez global, com atuação tardia de alguns estribos.

As armaduras de pele também desempenharam papel importante no controle da fissuração. Nas vigas de referência, as armaduras próximas aos apoios foram as primeiras a

serem solicitadas, atingindo o escoamento antes da ruptura. Na viga VII, a armadura central apresentou comportamento semelhante ao da referência, o que sugere que a posição da armadura ao longo da viga foi o fator determinante para sua ativação, independentemente da geometria da seção.

No que diz respeito à abertura de fissuras, as vigas otimizadas apresentaram um comportamento menos abrupto na evolução das aberturas em comparação com a viga de referência. As fissuras de cisalhamento nas vigas otimizadas surgiram de forma mais distribuída ao longo da biela comprimida, com desenvolvimento progressivo e maior extensão antes da ruptura. Embora os valores máximos de abertura de fissura tenham sido similares ($\sim 1,5$ mm), a menor rigidez das vigas otimizadas resultou em maior dispersão e número de fissuras, o que pode representar um ponto de atenção em estruturas sujeitas a carregamentos de longa duração ou exposição ambiental severa.

Observou-se ainda um fenômeno de destacamento de concreto nas regiões nodais de apoio das vigas otimizadas, associado à provável flambagem das armaduras da biela. Esse comportamento indica uma elevada concentração de tensões nos nós CCT, conforme preconizado pelo Método de Bielas e Tirantes, reforçando a necessidade de atenção especial ao detalhamento dessas regiões em futuros projetos com geometrias otimizadas.

A análise comparativa entre os modelos teóricos e os resultados experimentais evidenciou que a combinação dos modelos de treliça (Modelo I) e efeito arco (Modelo II), por meio da superposição vetorial de suas capacidades resistentes, resultou nas melhores estimativas de carga de ruptura. Além disso, os modos de ruptura teóricos previstos pelo MBT (esmagamento nodal, tração nos tirantes e compressão na biela), para as vigas de referência, mostraram boa correlação com os modos de falha observados nos ensaios.

A introdução de aberturas nas vigas alterou significativamente os caminhos de fluxo de tensões internas, promovendo uma redistribuição mais localizada das solicitações e exigindo maior atenção ao detalhamento de armaduras nas regiões críticas. A redução de volume, aliada à diminuição da armadura transversal nas vigas da Série VIII, reforçou o caráter localizado das deformações e a vulnerabilidade a falhas nodais.

Do ponto de vista construtivo, os resultados indicam que a redução de volume de concreto, quando acompanhada de um correto detalhamento estrutural, pode ser uma alternativa viável para a indústria de pré-moldados, com benefícios em termos de economia de material, redução de peso próprio e ganho de sustentabilidade. No entanto, a aplicação dessas soluções exige um projeto detalhado e criterioso, especialmente quanto à distribuição da armadura de cisalhamento e ao dimensionamento das regiões nodais.

Por fim, destaca-se que a maior flexibilidade e capacidade de deformação das vigas otimizadas podem ser exploradas em projetos de estruturas sujeitas a ações dinâmicas ou de impacto, desde que adequadamente verificadas quanto aos critérios de fissuração, deformações excessivas e segurança global. Os resultados obtidos reforçam o potencial da integração entre otimização topológica e o Método de Bielas e Tirantes como uma estratégia promissora para o dimensionamento de vigas-parede com geometrias não convencionais.

6. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABDUL-RAZZAQ, Khattab Saleem; DAWOOD, Asala Asaad. Corbel strut and tie modeling – Experimental verification. **Structures**, v. 26, p. 327–339, 1 ago. 2020a.

ABDUL-RAZZAQ, Khattab Saleem; DAWOOD, Asala Asaad. Corbel strut and tie modeling – Experimental verification. **Structures**, v. 26, p. 327–339, 1 ago. 2020b.

ABNT. Concreto — Determinação da resistência à tração na flexão — Parte 1: Corpos de prova prismáticos. NBR 7680-1, 2015. Rio de Janeiro: ABNT, 2015.

ABNT. Concreto — Moldagem e cura de corpos de prova cilíndricos. NBR 7222, 2011. Rio de Janeiro: ABNT, 2011.

ABNT. Concreto — Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão. NBR 8522, 2021. Rio de Janeiro: ABNT, 2021.

ABNT. Materiais metálicos — Ensaio de tração — Parte 1: Método de ensaio à temperatura ambiente. NBR 6892-1, 2020. Rio de Janeiro: ABNT, 2020.

ABNT. Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. NBR 6118, 2023. Rio de Janeiro: ABNT, 2023.

ABTAN, Yaarub Gatia; HASSAN, Hassan Falah. A REVIEW OF BEHAVIOR OF REINFORCED CONCRETE DEEP BEAMS. **Journal of Engineering and Sustainable Development**, v. 24, n. 5, p. 66–77, 1 set. 2020.

ACI COMMITTEE 318. Building code requirements for structural concrete (ACI 318-19) and commentary. Farmington Hills: American Concrete Institute, 2019.

AGUILAR, Victor; BARNES, Robert W.; NOWAK, Andrzej. Strength Reduction Factors for ACI 318 Strut-and-Tie Method for Deep Beams. **ACI Structural Journal**, v. 119, n. 2, p. 103–112, 1 mar. 2022.

ALSHEGEIR, Abdulsalam; RAMIREZ, Julio. Computer Graphics in Detailing Strut-Tie Models. **Journal of Computing in Civil Engineering**, v. 6, n. 2, p. 220–232, abr. 1992.

BERLIN, Springer *et al.* **Topology Optimization: Theory, Methods and Applications**, 2nd ed. [S.l.: S.n.]. Disponível em: <<http://www.springer.de/engine/>>.

CAVAGNIS, Francesco; FERNÁNDEZ RUIZ, Miguel; MUTTONI, Aurelio. An analysis of the shear-transfer actions in reinforced concrete members without transverse reinforcement based on refined experimental measurements. **Structural Concrete**, v. 19, n. 1, p. 49–64, 1 fev. 2018a.

CAVAGNIS, Francesco; FERNÁNDEZ RUIZ, Miguel; MUTTONI, Aurelio. An analysis of the shear-transfer actions in reinforced concrete members without transverse reinforcement based on refined experimental measurements. **Structural Concrete**, v. 19, n. 1, p. 49–64, 1 fev. 2018b.

CEN. Eurocode 2: Design of concrete structures. EN 1992, 2023. Brussels: European Committee for Standardization, 2023.

CHEN, Haitao; WANG, Lai; ZHONG, Jitao. Study on an optimal strut-and-tie model for concrete deep beams. **Applied Sciences (Switzerland)**, v. 9, n. 17, 1 set. 2019.

CHEN, Hui; YI, Wei Jian; HWANG, Hyeyon Jong. Cracking strut-and-tie model for shear strength evaluation of reinforced concrete deep beams. **Engineering Structures**, v. 163, p. 396–408, 15 maio 2018.

CHETCHOTISAK, Panatchai *et al.* Strut-and-tie model for predicting shear strength of squat shear walls under earthquake loads. **Engineering Structures**, v. 256, 1 abr. 2022.

DEMIR, Aydin; CAGLAR, Naci; OZTURK, Hakan. Parameters affecting diagonal cracking behavior of reinforced concrete deep beams. **Engineering Structures**, v. 184, p. 217–231, 1 abr. 2019.

DESNERCK, Pieter; LEES, Janet M.; MORLEY, Chris T. Strut-and-tie models for deteriorated reinforced concrete half-joints. **Engineering Structures**, v. 161, p. 41–54, 15 abr. 2018.

DEY, Surajit; KARTHIK, Madhu M. Modelling four-pile cap behaviour using three-dimensional compatibility strut-and-tie method. **Engineering Structures**, v. 198, 1 nov. 2019.

FAN, Shengxin *et al.* Strut-and-tie and finite element modelling of unsymmetrically-loaded deep beams. **Structures**, v. 36, p. 805–821, 1 fev. 2022.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. fib Model Code for Concrete Structures 2010. 1. ed. Lausanne: International Federation for Structural Concrete, 2020.

FERNANDO CAMPOS RAMOS MARTHA, Luiz *et al.* **João da Costa Pantoja Geração automática via otimização topológica e avaliação de segurança de modelos de bielas e tirantes.** [S.l.: S.n.].

GUEST, James K.; MOEN, Cristopher D. **REINFORCED CONCRETE DESIGN WITH TOPOLOGY OPTIMIZATION.** [S.l.: S.n.].

HARDJASAPUTRA, Harianto. Evolutionary structural optimization as tool in finding strut-and-tie-models for designing reinforced concrete deep beam. In: Elsevier Ltd, 2015.

HERRANZ, Juan Pablo *et al.* **Optimal Strut-and-Tie Models Using Full Homogenization Optimization Method.** [S.l.: S.n.]. Disponível em: <<http://www.>>.

HUANG, X.; XIE, Y. M. **Evolutionary Topology Optimization of Continuum Structures: Methods and Applications.** [S.l.]: John Wiley and Sons, 2010.

HUSSEIN, Lara T.; ABBAS, Rafa M. **A Semi-Empirical Equation based on the Strut-and-Tie Model for the Shear Strength Prediction of Deep Beams with Multiple Large Web Openings***Technology & Applied Science Research.* [S.l.: S.n.]. Disponível em: <www.etasr.com>.

JAILLON, Lara; POON, C. S. Life cycle design and prefabrication in buildings: A review and case studies in Hong Kong. **Automation in Construction**, v. 39, p. 195–202, 1 abr. 2014.

KARIMIZADEH, Hamid; ARABZADEH, Abolfazl. A STM-based analytical model for predicting load capacity of deep RC beams with openings. **Structures**, v. 34, p. 1185–1200, 1 dez. 2021a.

KARIMIZADEH, Hamid; ARABZADEH, Abolfazl. A STM-based analytical model for predicting load capacity of deep RC beams with openings. **Structures**, v. 34, p. 1185–1200, 1 dez. 2021b.

KE, Xiao jun; TANG, Zhu kai; YANG, Chun hui. Shear bearing capacity of steel-reinforced recycled aggregate concrete short beams based on modified compression field theory. **Structures**, v. 45, p. 645–658, 1 nov. 2022.

KONDALRAJ, R.; APPA RAO, G. Efficiency of Strut-and-Tie Model for Design of Reinforced Concrete Deep Beams without Web Reinforcement. **ACI Structural Journal**, v. 119, n. 3, p. 233–247, 1 maio 2022.

KWAK, Hyo Gyoung; NOH, Sang Hoon. Determination of strut-and-tie models using evolutionary structural optimization. **Engineering Structures**, v. 28, n. 10, p. 1440–1449, ago. 2006.

LI, Zhengdao; SHEN, Geoffrey Qiping; ALSHAWI, Mustafa. Measuring the impact of prefabrication on construction waste reduction: An empirical study in China. **Resources, Conservation and Recycling**, v. 91, p. 27–39, 2014.

LOPES, Sérgio M.; DO CARMO, Ricardo N. F. Deformable strut and tie model for the calculation of the plastic rotation capacity. **Computers and Structures**, v. 84, n. 31–32, p. 2174–2183, dez. 2006.

MABROUK, Rasha T. S.; MAHMOUD, Mahmoud A. S.; KASSEM, Magdy E. Behavior of Reinforced Concrete Deep Beams with Openings under Vertical Loads Using Strut and Tie Model. **Civil Engineering Journal (Iran)**, v. 7, p. 148–170, 2021.

MAITENAZ, Sébastien *et al.* Materialising structural optimisation of reinforced concrete beams through digital fabrication. **Structures**, v. 59, 1 jan. 2024a.

MAITENAZ, Sébastien *et al.* Materialising structural optimisation of reinforced concrete beams through digital fabrication. **Structures**, v. 59, 1 jan. 2024b.

MARTI, Peter. **Basic Tools of Reinforced Concrete Beam Design.** [S.l.: S.n.].

MICHAEL BROWN, Author D. *et al.* **Design for Shear in Reinforced Concrete Using Strut-and-Tie Models 6. Performing Organization Code.** [S.l.: S.n.]. Disponível em: <www.ntis.gov>.

MIHAYLOV, Boyan. Five-spring model for complete shear behaviour of deep beams. **Structural Concrete**, v. 16, n. 1, p. 71–83, 1 mar. 2015.

MUTTONI, Aurelio; RUIZ, Miguel Fernandez; NIKETIC, Filip. Design versus assessment of concrete structures using stress fields and strut-and-tie models. **ACI Structural Journal**, v. 112, n. 5, p. 605–615, 1 set. 2015.

PRESSMAIR, Nadine; KROMOSER, Benjamin. A contribution to resource-efficient construction: Design flow and experimental investigation of structurally optimised concrete girders. **Engineering Structures**, v. 281, 15 abr. 2023a.

PRESSMAIR, Nadine; KROMOSER, Benjamin. A contribution to resource-efficient construction: Design flow and experimental investigation of structurally optimised concrete girders. **Engineering Structures**, v. 281, 15 abr. 2023b.

REINECK, Karl-Heinz; TODISCO, Leonardo. **Database of Shear Tests for Non-slender Reinforced Concrete Beams without Stirrups.** [S.l.: S.n.].

SAMIR, Peter; MORCOUS, George. Precast Prestressed Concrete Truss-Girder for Roof Applications. **Journal of Structures**, v. 2014, p. 1–13, 14 dez. 2014.

SCHLAICH, Jorg; SCHAFER, Kurt; JENNEWEIN, Mattias. Toward a Consistent Design of Structural Concrete. **PCI Journal**, v. 32, n. 3, p. 74–150, 1 maio 1987.

SHAHNEWAZ, Md; RTEIL, Ahmad; ALAM, M. Shahria. Shear strength of reinforced concrete deep beams – A review with improved model by genetic algorithm and reliability analysis. **Structures**, v. 23, p. 494–508, 1 fev. 2020a.

SHAHNEWAZ, Md; RTEIL, Ahmad; ALAM, M. Shahria. Shear strength of reinforced concrete deep beams – A review with improved model by genetic algorithm and reliability analysis. **Structures**, v. 23, p. 494–508, 1 fev. 2020b.

SHAHNEWAZ, Md; RTEIL, Ahmad; ALAM, M. Shahria. Shear strength of reinforced concrete deep beams – A review with improved model by genetic algorithm and reliability analysis. **Structures**, v. 23, p. 494–508, 1 fev. 2020c.

SHURAIM, Ahmed B.; EL-SAYED, Ahmed K. Experimental verification of strut and tie model for HSC deep beams without shear reinforcement. **Engineering Structures**, v. 117, p. 71–85, 15 jun. 2016.

SILVEIRA, Marcos V. G.; BITENCOURT, Luís A. G.; DAS, Sreekanta. A performance-based optimization framework applied to a classical STM-designed deep beam. **Structures**, v. 41, p. 488–500, 1 jul. 2022.

SILVEIRA, Marcos V. G.; BITENCOURT, Luís A. G.; DAS, Sreekanta. Generative design framework for RC deep beams using topology optimization and generative tie method: Experimental and numerical investigation. **Engineering Structures**, v. 316, 1 out. 2024.

STOIBER, Nadine; KROMOSER, Benjamin. **Topology optimization in concrete construction: a systematic review on numerical and experimental investigations.** Structural and Multidisciplinary Optimization Springer Science and Business Media Deutschland GmbH, , 1 out. 2021.

TJHIN, Tjen N.; KUCHMA, Daniel A. Integrated analysis and design tool for the strut-and-tie method. **Engineering Structures**, v. 29, n. 11, p. 3042–3052, nov. 2007.

TODISCO, Leonardo; REINECK, Karl Heinz; BAYRAK, Oguzhan. Database with shear tests on non-slender reinforced concrete beams with vertical stirrups. **ACI Structural Journal**, v. 112, n. 6, p. 761–770, 1 nov. 2015.

TRIPATHY, D.; SINGHAL, V. Estimation of in-plane shear capacity of confined masonry walls with and without openings using strut-and-tie analysis. **Engineering Structures**, v. 188, p. 290–304, 1 jun. 2019.

TUCHSCHERER, Robin G. *et al.* Evaluation of existing strut-And-tie methods and recommended improvements. **ACI Structural Journal**, v. 111, n. 6, p. 1451–1460, 1 nov. 2014.

VANTYGHEM, Gieljan *et al.* 3D printing of a post-tensioned concrete girder designed by topology optimization. **Automation in Construction**, v. 112, 1 abr. 2020.

VECCHIO, F. J.; COLLINS, M. P. Disturbed stress field model for reinforced concrete: Formulation. **ACI Structural Journal**, Detroit, v. 90, n. 5, p. 561–571, Sept./Oct. 1993.

VECCHIO, F. J.; COLLINS, M. P. The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear. **ACI Structural Journal**, Detroit, v. 83, n. 2, p. 219–231, Mar./Apr. 1986.

XIE, Y. M.; STEVEN, G. P. **A SIMPLE EVOLUTIONARY PROCEDURE FOR STRUCTURAL OPTIMIZATION** Compurers & Srrverures. [S.l.: S.n.]

YANG, X. Y. *et al.* Bidirectional evolutionary method for stiffness optimization. **AIAA journal**, v. 37, n. 11, p. 1483–1488, 1999.

YUN, Young Mook; CHAE, Hyun-Soo; RAMIREZ, Julio Alfonso. A Three-Dimensional Strut-and-Tie Model for a Four-Pile Reinforced Concrete Cap. **Journal of Advanced Concrete Technology**, v. 17, p. 365–380, 2019.

ZHONG, J. T. *et al.* A new evaluation procedure for the strut-and-tie models of the disturbed regions of reinforced concrete structures. **Engineering Structures**, v. 148, p. 660–672, 1 out. 2017.

ZHONG, Yun; WU, Peng. Economic sustainability, environmental sustainability and constructability indicators related to concrete- and steel-projects. **Journal of Cleaner Production**, v. 108, p. 748–756, 1 dez. 2015.