

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ

CARLOS EDUARDO BUSATTA

**ESTUDO EXPERIMENTAL DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO COM FUROS:
ANÁLISE DO COMPORTAMENTO À FLEXÃO CONSIDERANDO FUROS COM E
SEM ARMADURA DE REFORÇO**

PATO BRANCO

2023

CARLOS EDUARDO BUSATTA

**ESTUDO EXPERIMENTAL DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO COM FUROS:
ANÁLISE DO COMPORTAMENTO À FLEXÃO CONSIDERANDO FUROS COM E
SEM ARMADURA DE REFORÇO**

**Experimental study of reinforced concrete beams with holes:
Flexion behavior analysis considering holes with and without reinforcement**

Trabalho de conclusão de curso de graduação
apresentada como requisito para obtenção do título de
Bacharel em Engenharia Civil da Universidade
Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR).

Orientador(a): Dr.(a) Paôla Regina Dalcanal

PATO BRANCO

2023



[4.0 Internacional](https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/)

Esta licença permite compartilhamento, remixe, adaptação e criação a partir do trabalho, mesmo para fins comerciais, desde que sejam atribuídos créditos ao(s) autor(es). Conteúdos elaborados por terceiros, citados e referenciados nesta obra não são cobertos pela licença.

CARLOS EDUARDO BUSATTA

**ESTUDO EXPERIMENTAL DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO COM FUROS:
ANÁLISE DO COMPORTAMENTO À FLEXÃO CONSIDERANDO FUROS COM E
SEM ARMADURA DE REFORÇO**

Trabalho de Conclusão de Curso de Graduação
apresentado como requisito para obtenção do título de
Bacharel em Engenharia Civil da Universidade
Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR).

Data de aprovação: 23 / junho / 2023

Paôla Regina Dalcanal

Doutorado em Engenharia Civil/Estruturas - PUC Rio
Universidade Tecnológica Federal do Paraná

Heloiza Aparecida Piassa Benetti

Doutorado em Engenharia de Produção - UFRGS
Universidade Tecnológica Federal do Paraná

Gustavo Lacerda Dias

Doutorado em Engenharia Civil/Estruturas – UFSC
Universidade Tecnológica Federal do Paraná

PATO BRANCO

2023

AGRADECIMENTOS

Primeiramente faço meu agradecimento a Deus, por estar sempre ao meu lado e por tudo que realizou em minha vida até o momento. Agradeço também à minha família, por todo apoio e educação que me deram e que sem eles não estaria aqui hoje. A minha namorada, minha companheira que eu tenho muita admiração, que sempre me apoiou e que me faz querer ser alguém melhor.

Um agradecimento a todos os professores do curso de Engenharia Civil da UTFPR Pato Branco que me ajudaram de alguma forma, tanto na parte teórica como prática, em especial a minha orientadora Dra. Paôla Regina Dalcanal que aceitou o desafio de orientar esse trabalho e sempre me auxiliar.

A todos meus amigos de sala que deixaram essa fase da faculdade mais leve e que levarei para sempre na memória todos os momentos. Gostaria de deixar registrado um agradecimento aos meus amigos Angelo Bozi, Carlos Giordani, Guilherme Marques, Ivan Neto e Mateus Cipriani por me ajudarem durante o processo executivo, pois sozinho esse trabalho nunca sairia do papel.

Por fim deixo aqui meu agradecimento a todas as pessoas que contribuíram de alguma forma durante este tempo de pesquisa, meu mais sincero obrigado.

RESUMO

A falta de compatibilização entre os projetos, em conjunto com os problemas de execução dentro do canteiro de obras, resulta em momentos de retrabalho que custam tempo, recursos e podem trazer risco à estrutura. Um retrabalho muito comum na construção civil é a necessidade de fazer aberturas em vigas já concretadas para a passagem de tubulações. Em muitos casos essas aberturas não foram pensadas durante o dimensionamento, podendo, assim, comprometer a resistência da estrutura de concreto armado, já que não foi adequadamente reforçada. Sendo assim, o presente trabalho tem o objetivo de comparar experimentalmente a diferença da resistência de vigas de concreto armado com furos, com e sem a presença da armadura de reforço na região. Para a realização, foram confeccionadas ao todo quinze vigas de concreto armado, divididas em cinco grupos distintos: vigas de referência sem furo, vigas sem reforço na região do furo de 50 e 75 mm de diâmetro e, vigas com reforço na região do furo de 50 e 75 mm. As vigas foram ensaiadas à flexão a quatro pontos e feita a leitura da resistência à ruptura. Concluiu-se que, apesar de um problema executivo ter afetado significativamente a resistência das vigas reforçadas, fazendo com que rompessem abaixo do carregamento de cálculo, a armadura de reforço foi eficaz para a minimização das fissuras no furo e auxiliou as vigas de 75 mm ao não rompimento pelo esforço cortante na região do furo.

Palavras-chave: dimensionamento em concreto armado; armadura de reforço; furos em vigas de concreto armado; ensaio de flexão.

ABSTRACT

The lack of compatibility between projects, combined with execution problems within the construction site, results in moments of rework that costs time, resources and may pose a risk to the structure. A very common rework in civil construction is the need to make openings in already concreted beams for the passage of pipes. In many cases, these openings were not considered during the design phase, which can compromise the strength of the reinforced concrete structure, since it was not adequately reinforced. Therefore, this study aims to experimentally compare the difference in strength of reinforced concrete beams with holes, with and without the presence of reinforcement in the region. For this purpose, a total of fifteen reinforced concrete beams were manufactured, divided into five different groups: reference beams without openings, beams without reinforcement in the area of the 50mm and 75mm diameter hole, and beams with reinforcement in the 50mm and 75mm hole area. The beams were subjected to four-point bending tests, and the rupture strength was measured. It was concluded that, although an execution issue significantly affected the strength of the reinforced beams, causing them to fail below the calculated load, the reinforcement was effective in minimizing cracks around the opening and aided the 75mm beams in not failing due to shear forces in the opening region.

Keywords: reinforced concrete design; reinforcement; openings in reinforced concrete beams; flexural test.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Barco de Lambot.....	17
Figura 2 - Diagrama tensão-deformação à compressão.....	20
Figura 3 - Diagrama tensão-deformação bilinear na tração.....	21
Figura 4 - Diagrama tensão-deformação para aços.....	22
Figura 5 - Demonstração do Estádio I.....	26
Figura 6 - Demonstração do Estádio II.....	27
Figura 7 - Demonstração do Estádio III.....	28
Figura 8 - Diagrama de Domínios.....	29
Figura 9 - Demonstração de deformações e tensões.....	31
Figura 10 - Furo horizontal em viga.....	38
Figura 11 - Furo vertical em viga.....	39
Figura 12 – Fluxograma.....	47
Figura 13 - Diagramas gerados no Ftool.....	48
Figura 14 - Detalhamento das armaduras.....	49
Figura 15 - Detalhamento da armadura de reforço.....	51
Figura 16 - Fôrmas de madeira.....	52
Figura 17 - Execução de furos com serra copo.....	52
Figura 18 - Armaduras das vigas sem reforço.....	54
Figura 19 - Detalhe executivo da armadura de reforço.....	54
Figura 20 - Fabricação caseira dos espaçadores.....	55
Figura 21 - Concreto teste.....	56
Figura 22 - Vigas concretadas sobre mesa vibratória.....	57
Figura 23 – Vigas e corpos de prova desformados a caminho do tanque de cura.....	58
Figura 24 - Cura das vigas e corpos de prova.....	58
Figura 25 - Ensaio dos corpos de prova à compressão simples.....	59
Figura 26 – Pórtico utilizado no ensaio de rompimento.....	60
Figura 27 - Tela do software Catman Easy.....	61
Figura 28 - Ensaio viga I-V1.....	64
Figura 29 - Ensaio viga I-V2.....	64
Figura 30 - Ensaio viga I-V3.....	65
Figura 31 - Ensaio viga II-V1.....	67

Figura 32 - Ensaio da viga II-V2.....	68
Figura 33 - Ensaio da viga II-V3.....	68
Figura 34 - Ensaio da viga III-V1.....	69
Figura 35 - Ensaio da viga III-V2.....	69
Figura 36 - Ensaio da viga III-V3.....	70
Figura 37 - Ensaio da viga IV-V1	71
Figura 38 - Ensaio da viga IV-V2	72
Figura 39 - Ensaio da viga IV-V3	72
Figura 40 - Ensaio da viga V-V1	73
Figura 41 - Ensaio da viga V-V2	74
Figura 42 - Ensaio da viga V-V3	74
Figura 43 - Gráfico comparativo da resistência característica à compressão aos 28 dias dos corpos de prova	75
Figura 44 - Gráfico comparativo do carregamento de rompimento das vigas ..	76
Figura 45 – Falha na concretagem da viga com reforço.....	76
Figura 46 - Comparativo de fissuras no furo: Grupos II e IV	77
Figura 47 - Comparativo de rompimento: Grupos III e V	78

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Quantidade de material por betonada.....	56
Tabela 2 - Resistência à compressão: Grupo I.....	63
Tabela 3 – Ensaio de flexão: Grupo I.....	63
Tabela 4 - Resistência à compressão: Grupos II e III.....	66
Tabela 5 - Ensaio de flexão: Grupos II e III.....	66
Tabela 6 - Resistência à compressão: Grupos IV e V.....	70
Tabela 7 - Ensaio de flexão: Grupos IV e V.....	71

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	13
1.1	Objetivos	14
1.1.1	Objetivo Geral.....	14
1.1.2	Objetivos Específicos	14
1.2	Justificativa.....	14
2	REFERENCIAL TEÓRICO.....	16
2.1	Concreto Armado	16
2.2	Elemento Estrutural: Viga.....	17
2.3	Propriedades Mecânicas do Concreto	18
2.3.1	Resistência à Compressão.....	18
2.3.2	Resistência à Tração	18
2.3.3	Módulo de Elasticidade	19
2.3.4	Diagramas Tensão x Deformação Específica do Concreto	20
2.4	Propriedades Mecânicas do Aço	21
2.4.1	Coefficiente de Aderência	21
2.4.2	Diagrama Tensão x Deformação Específica do Aço	22
2.5	Dimensionamento de Vigas de Concreto Armado	23
2.5.1	Estados Limites	23
<u>2.5.1.1</u>	<u>Estado Limite Último (ELU)</u>	<u>23</u>
<u>2.5.1.2</u>	<u>Estado Limite de Serviço (ELS).....</u>	<u>24</u>
2.5.2	Ações	24
2.5.3	Resistências	25
2.5.4	Estádios de Deformação	26
2.5.5	Domínios de Deformação no ELU.....	28
2.6	Cálculo de Armaduras	30
2.6.1	Armadura Longitudinal	30
2.6.2	Armadura Transversal.....	33
2.6.3	Detalhamento	36
2.7	Aberturas em Vigas.....	37
2.8	Reforço em Aberturas.....	39
3	METODOLOGIA	44
3.1	Materiais.....	45

3.2	Métodos.....	45
3.3	Dimensionamento das Vigas.....	47
3.4	Dimensionamento da Armadura de Reforço.....	49
3.5	Execução da Viga.....	51
3.5.1	Montagem das Fôrmas.....	51
3.5.2	Montagem das Armaduras.....	53
3.5.3	Concretagem.....	55
3.5.4	Desforma e Cura.....	57
3.6	Ensaios.....	59
3.6.1	Resistência à Compressão dos Corpos de Prova.....	59
3.6.2	Flexão a Quatro Pontos das Vigas.....	60
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	62
4.1	Vigas de referência.....	62
4.2	Vigas sem reforço.....	65
4.3	Vigas com reforço.....	70
4.4	Análise Geral.....	75
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	79
	REFERÊNCIAS.....	80
	ANEXO A – DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS.....	83
	ANEXO B – DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA REFORÇO.....	86
	ANEXO C – ÁBACO DE VENTURINI E RODRIGUES A-2.....	90

1 INTRODUÇÃO

A alta competitividade imposta na construção civil instiga as empresas a buscar uma redução de prazo atrelada a uma maior qualidade na entrega final de seu produto buscando a melhor efetividade do processo de construção. Contudo, de acordo com Balem (2015), devido à grande demanda e aos curtos prazos, é comum a presença de retrabalhos nos canteiros.

Como forma de acelerar o processo, muitas vezes as empresas contratam profissionais externos para a realização do projeto arquitetônico e dos projetos complementares. Essa terceirização na elaboração dos projetos vinda das construtoras, que visa a redução de custos, na verdade negligencia a comunicação e interoperabilidade entre engenheiros projetistas e engenheiro de obra (BALEM, 2015). Nóbrega (2017) complementa que as empresas contratam projetistas independentes por preço e tratam os projetos como atividade secundária.

Tal falta de comunicação entre os projetistas gera muitas vezes a incompatibilização dos projetos que futuramente ocasionará em interferências, frequentemente improvisadas, na fase executiva da obra. Silva (2019) cita que o caso mais comum de execução indevida é da criação de aberturas em vigas para passagem de tubulações sanitárias.

Esses furos e aberturas em vigas de concreto armado, por mais que sejam comuns em obras, podem apresentar um alto risco a estrutura, dado que a execução incorreta ou em locais impróprios da viga podem reduzir a sua resistência, provocando diversas patologias e podendo chegar até mesmo na ruína da estrutura (VALADARES E SENA, 2021).

Sendo assim, o presente trabalho teve o intuito de acarear o quão diferente são as resistências de vigas de concreto armado nos casos em que os furos possuem armadura de reforço e em vigas onde não houve o cálculo desse reforço, outrossim comparando com uma viga sem a presença do furo. Dessa forma foi apontado se em casos reais em que acontece essa falta de cálculo de reforço iria comprometer a segurança da estrutura.

Para a realização deste trabalho, primeiramente foi feito uma pesquisa bibliográfica aprofundada sobre o comportamento das vigas de concreto armado e seu adequado dimensionamento e, em seguida, realizado o levantamento de cargas

e dimensionamento das vigas com a presença de furos em sua alma. Por conseguinte, as vigas foram fabricadas e rompidas nos laboratórios da UTFPR campus Pato Branco. Sendo assim, os resultados e a análise dos ensaios são apresentados ao final desse trabalho, podendo concluir se houve um impacto significativo na resistência das vigas sem armadura de reforço.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo Geral

O objetivo geral deste trabalho consiste em determinar experimentalmente, o comportamento mecânico de vigas de concreto armado, submetidas ao ensaio de flexão a quatro pontos, com a presença de furos horizontais, com e sem a adição da armadura de reforço dos mesmos.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Dimensionar vigas em concreto armado, segundo a norma NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - procedimento (ABNT, 2014), com furos de diferentes tamanhos, com e sem a presença da armadura de reforço;
- Ensaiar todas as vigas dimensionadas a partir do método a quatro pontos;
- Analisar a influência dos tamanhos dos furos no comportamento mecânico das vigas de concreto armado;
- Verificar se há variação da resistência das vigas nos diferentes casos ensaiados.

1.2 Justificativa

A engenharia está em uma constante evolução, desde em técnicas construtivas até no planejamento. O BIM (*Building Information Modeling*) ou traduzido como Modelagem de Informação da Construção é uma metodologia que apresenta

dentre suas qualidades a capacidade de modelagem paramétrica, interoperabilidade entre os sistemas BIM e incentivo ao trabalho colaborativo (MACIEL, 2021).

Através das dimensões do BIM é possível a realização de modelagem virtual, orçamento de obras, desenvolvimento, gestão e compatibilização de projetos. A compatibilização de projetos, conforme Nóbrega (2017), detecta as interferências dos vários projetos de um empreendimento para resolver os diversos contratemplos de retrabalhos.

Empresas de pequeno porte ainda não desenvolvem projetos devidamente compatibilizados, podendo trazer fatores negativos como a má qualidade da edificação, aumento de retrabalhos e custo da obra (NÓBREGA, 2017).

Todos os tipos de obras estão sujeitos a problemas na execução devido à falta de compatibilização dos projetos. A falta de controle em adição à falta de conhecimento da NBR 6118 (ABNT, 2014) pode acarretar o não cumprimento dos requisitos mínimos de segurança da estrutura, em razão da ausência de reforço na armadura em aberturas não planejadas em elementos estruturais. Sendo assim, este estudo contribui para avaliar o impacto na resistência das vigas com furos feitos com e sem armadura de reforço.

E, torna-se viável a partir de uma revisão bibliográfica sobre a execução de furos em vigas de concreto armado, juntamente com o estudo experimental do dimensionamento, fabricação e rompimento de vigas com aberturas, com e sem o reforço das mesmas, utilizando-se o Laboratório de Materiais e o Laboratório de Estruturas da UTFPR Campus Pato Branco.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Concreto Armado

A vasta utilização de matéria-prima na construção civil é uma vantagem da área, que perdura desde os primórdios em sempre descobrir novos materiais que atendam as características de uma estrutura. Kaefer (1998) mostra que o concreto já foi utilizado pelo ser humano na construção de muros e de edificações de cidades romanas, entre os séculos IV e II a.C.

O concreto apresenta uma elevada resistência à compressão, entretanto, sua carência em resistir à tração fez com que surgisse uma combinação que atualmente é uma das mais utilizadas dentro do setor civil, o concreto armado.

A associação do concreto simples com uma armadura geralmente é feita por barras de aço, as quais resistem solidariamente aos esforços solicitantes (PINHEIRO, 2007).

O concreto armado concilia a durabilidade e a boa resistência à compressão do concreto juntamente com ductilidade e excelente resistência tanto à compressão como à tração do aço para formar um material amplamente utilizado nas estruturas das edificações, como por exemplo as vigas (BASTOS, 2019).

O concreto armado é um material estrutural que depende da aderência entre o concreto e o aço, sendo que não são aplicados alongamentos iniciais das armaduras antes da realização dessas aderências (ABNT, 2014). “No Concreto Armado a armadura é chamada passiva, o que significa que as tensões e deformações nela existentes devem-se exclusivamente às ações aplicadas na peça” (BASTOS, 2019, p. 8).

A história do concreto armado, segundo Kaefer (1998), origina-se pela construção de um barco de concreto composto por uma malha de barras finas de ferro (figura 1), feita pelo francês Joseph Louis Lambot, em 1855. Também na França, por volta de 1867, o jardineiro Joseph Monier começou a construir vasos de concreto com malhas de aço, evoluindo posteriormente para reservatórios de água. Silva (2019) afirma que, mesmo sendo a patente de Lambot a primeira, foi Monier que expandiu para a Europa a combinação adequada dos materiais do concreto armado.

Figura 1 - Barco de Lambot



Fonte: Kaefer, 1998

2.2 Elemento Estrutural: Viga

A NBR 6118 (ABNT, 2014) define que um elemento estrutural básico é determinado pela forma geométrica e pela função estrutural, podendo ser dividida em elementos lineares e de superfície. Os elementos lineares possuem um comprimento longitudinal no mínimo três vezes superior a maior dimensão da seção transversal.

Por sua vez, a viga é um elemento linear, horizontal, no qual a flexão é o esforço prevaiente. Estes elementos horizontais delimitam lajes, suportam paredes e recebem ações de lajes ou de outras vigas e as transmitem aos apoios (PINHEIRO, 2007).

Bastos (2019) afirma que, juntamente das lajes e dos pilares, as vigas formam uma estrutura de contraventamento que garante a estabilidade global dos edifícios às ações verticais e horizontais. Além do mais, nas vigas é comum a utilização de uma armadura longitudinal composta por barras longitudinais, e outra armadura transversal composta por estribos.

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), em seu item 13.2.2, as vigas não podem dispor de uma largura menor que 12 cm, com um mínimo absoluto de 10 cm para casos excepcionais.

2.3 Propriedades Mecânicas do Concreto

2.3.1 Resistência à Compressão

Agustinho (2009) ressalta que a resistência à compressão de uma peça estrutural é a propriedade que define o concreto como material construtivo.

A NBR 8953: Concreto para fins estruturais - classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência (ABNT, 2015) classifica os concretos estruturais em dois grupos a partir do ensaio de resistência à compressão: no grupo 1 estão os concretos C20 até C50 e o grupo 2 engloba do C55 até C100, em que o número após o C indica a resistência à compressão característica do concreto aos 28 dias.

De acordo com o item 8.2.4 da NBR 6118 (ABNT, 2014), a resistência à compressão é ensaiada em corpos cilíndricos que são moldados segundo a NBR 5738 e rompidos segundo a NBR 5739. Na ausência de dados experimentais, é orientado utilizar os valores conforme o item 12.3.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014).

Ademais, a norma 6118:2014 diz que o controle deve ser feito aos 28 dias para confirmar o valor da resistência característica à compressão adotado no projeto.

Ainda na norma NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 88), “a resistência característica inferior é admitida como sendo o valor que tem apenas 5% de probabilidade de não ser atingido pelos elementos de um dado lote de material”. Em outras palavras Agustinho (2009, p. 33) diz que “o valor característico da resistência de uma determinada dosagem de concreto é o valor que representa um grau de confiança de 95% dentro dos ensaios realizados”.

2.3.2 Resistência à Tração

Já é de conhecimento que o concreto não possui boa resistência à tração, seu valor gira em torno de 8 a 15% da resistência à compressão do concreto (DUMÊT, 2008).

Não obstante, Bastos (2019) afirma que é muito importante conhecer o valor da resistência à tração do concreto para determinação da fissuração, no

dimensionamento de vigas à força cortante e na resistência de aderência entre concreto e aço.

Existem três ensaios para verificação da resistência à tração: tração direta (f_{ct}), tração indireta ($f_{ct,sp}$) e tração na flexão ($f_{ct,f}$). A NBR 6118 (ABNT, 2014) enuncia que a tração indireta é obtida em ensaios segundo a NBR 7222 e a tração na flexão através da NBR 12142.

Além disso, a tração direta deve ser considerada como $0,9f_{ct,sp}$ ou $0,7f_{ct,f}$, mas se não forem realizados os ensaios de tração, podem ser determinados os valores médios e característicos da tração média a partir das equações do item 8.2.5 da NBR 6118 (ABNT, 2014).

2.3.3 Módulo de Elasticidade

O módulo de elasticidade (E_c) de acordo com Dumêt (2008) relaciona a tensão atuante na estrutura juntamente com a deformação longitudinal decorrente da tensão. Bastos (2019) afirma que o módulo de elasticidade é relevante para a determinação das deformações da estrutura, nos cálculos das flechas de lajes e vigas, na estabilidade global de edifícios e outros.

A obtenção do módulo, segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014) é feita por ensaios decorrentes da NBR 8522, porém na falta de ensaios podem ser utilizadas as equações dos itens 8.2.8 e 8.2.9 da norma, que dependem, além da resistência à compressão do concreto aos 28 dias, da composição geológica do agregado graúdo utilizado. Além do mais, na NBR 6118 (ABNT, 2014) é apresentada a tabela 8.1, onde os valores do módulo de elasticidade são estimados a partir da resistência característica à compressão do concreto, para classes de C20 até C90.

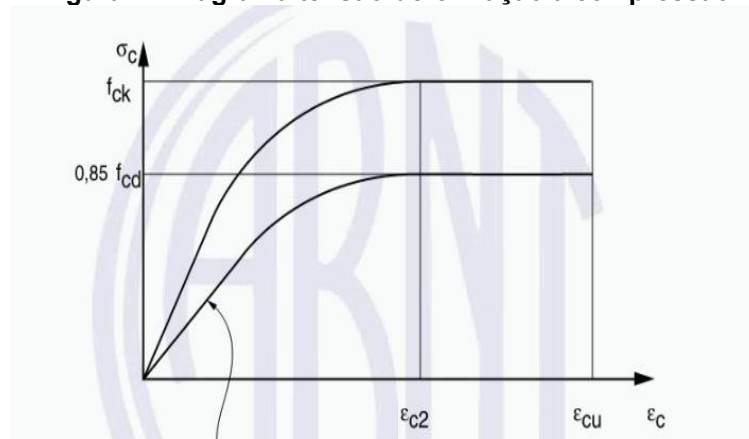
Lembrando que os cálculos são para o módulo de deformação tangente inicial (E_{ci}), módulo de deformação secante (E_{cs}) e módulo de elasticidade transversal (G_c).

2.3.4 Diagramas Tensão x Deformação Específica do Concreto

Souza Junior (2012?) comenta que o diagrama de tensão-deformação específica será diferente dependendo do tipo de concreto, sendo assim foi estabelecido um padrão em função da resistência característica.

A figura 2 representa a idealização do diagrama de tensão-deformação específica do concreto utilizado para o dimensionamento do concreto armado no Estado Limite Último (ELU). Vale ressaltar que a NBR 6118 (ABNT, 2014) diz que no caso de tensões menores que a metade da resistência à compressão, a relação tensão-deformação será considerada como linear.

Figura 2 - Diagrama tensão-deformação à compressão

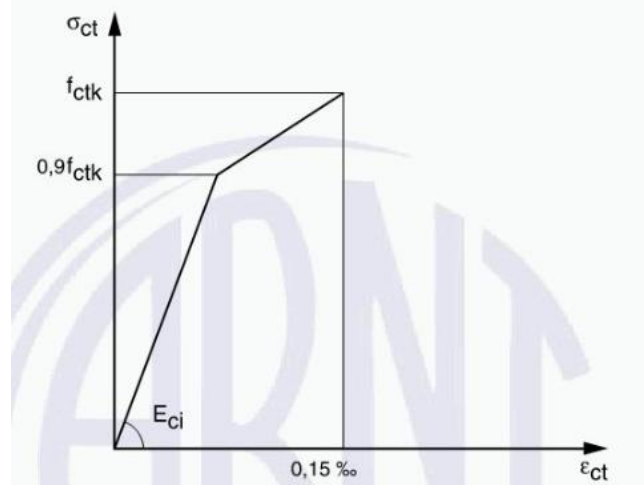


Fonte: NBR 6118, 2014

Para concretos do grupo 1 (até 50 MPa) os valores da deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico (ϵ_{c2}) e a deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura (ϵ_{cu}) são, respectivamente, 2,0‰ e 3,5‰.

Em virtude da relação tensão-deformação da tração, o diagrama é adotado a partir da NBR 6118 (ABNT, 2014), em formato bilinear em concretos não fissurados. Tal diagrama pode ser observado na Figura 3.

Figura 3 - Diagrama tensão-deformação bilinear na tração



Fonte: NBR 6118, 2014

2.4 Propriedades Mecânicas do Aço

A NBR 7480: Aço destinado às armaduras para estruturas de concreto armado – requisitos (ABNT, 2022) diz que as categorias de aço são feitas a partir do valor característico da resistência de escoamento, sendo que as barras estão nas categorias CA-25 e CA-50, enquanto os fios de aço estão presentes na categoria CA-60, em que o número após o CA representa a resistência ao escoamento do aço em kgf/mm².

Ainda a NBR 7480 (ABNT, 2022) considera como barras todas as peças obtidas por laminação a quente, podendo ter diâmetro maior ou igual a 6,3 mm, já os fios são obtidos por trefilação, podendo ter diâmetro menor ou igual a 10 mm.

2.4.1 Coeficiente de Aderência

Bastos (2019) diz que a aderência entre concreto e aço depende da rugosidade da superfície do aço, uma vez que os vergalhões podem possuir nervuras ou entalhes em sua superfície, ou então serem lisas.

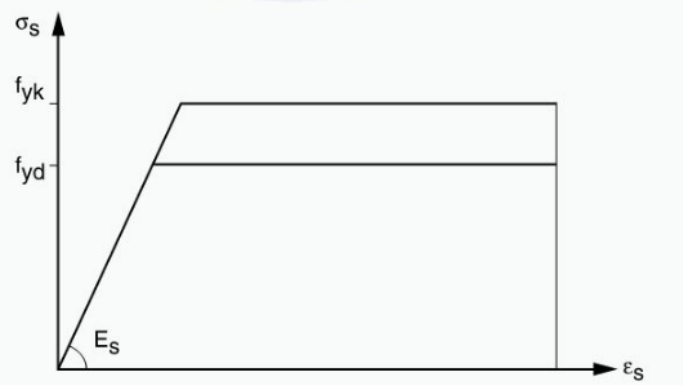
De acordo com Pinheiro (2007, p. 27) “as nervuras e os entalhes têm como função aumentar a aderência da barra ao concreto, proporcionando a atuação conjunta do aço e do concreto”.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) preconiza que o coeficiente de aderência de superfícies lisas é igual a 1, para superfícies entalhadas o valor é 1,4 e por fim para superfícies nervuradas o coeficiente é igual a 2,25.

2.4.2 Diagrama Tensão x Deformação Específica do Aço

Assim como para o concreto, o aço também possui o seu diagrama de tensão-deformação específica. A NBR 6118 (ABNT, 2014) apresenta o diagrama representado na figura 4, como do aço para armaduras passivas que pode ser utilizado tanto para análise nos Estados Limites de Serviço (ELS) como último (ELU).

Figura 4 - Diagrama tensão-deformação para aços



Fonte: NBR 6118, 2014

Bastos (2019) esclarece que o diagrama pode ser utilizado na faixa de temperatura entre -20°C e 150°C , além de ser aplicado tanto para tração como compressão. Ainda, Bastos (2019) parafraseia que o limite da deformação última (ϵ_u) é de 10‰ no alongamento e 3,5‰ no encurtamento, para concretos até 50 MPa.

Tal diagrama possui a característica de sua linearidade, pois o aço não é submetido a elevadas tensões, dessa forma há proporcionalidade entre tensão e deformação, respeitando a lei de Hooke (SILVA, 2019).

Essa relação tensão e deformação é conhecida também como módulo de elasticidade, e em caso de não especificação pelo fabricante ou por falta de ensaios, a NBR 6118 (ABNT, 2014) admite o valor do módulo de elasticidade (E_s) igual a 210 GPa.

2.5 Dimensionamento de Vigas de Concreto Armado

2.5.1 Estados Limites

Um tópico importante que deve ser levado em conta durante o dimensionamento de uma peça estrutural é com relação a sua segurança. Uma estrutura mal calculada pode levar à sua ruptura e trazer riscos a todos ao seu redor. Desta, faz-se necessário projetar levando-se em consideração um grau de segurança para sua funcionalidade e durabilidade.

Se a estrutura não atende a esses requisitos e se torna inutilizável ou não satisfaz as condições de utilização, ela alcança seu estado limite, que pode vir a ser da ordem estrutural ou funcional (FARIAS, 2019).

Os estados limites são separados em Estados Limites Últimos (ELU) e Estados Limites de Serviço (ELS).

2.5.1.1 Estado Limite Último (ELU)

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), o Estado Limite Último (ELU) está relacionado ao colapso ou outro tipo de ruína estrutural, paralisando o uso da estrutura. Outrossim, a verificação da segurança dos ELU é feita seguindo o item 10.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014). Ele pode ser associado a:

- a) perda do equilíbrio da estrutura como corpo rígido;
- b) esgotamento da capacidade resistente da estrutura por solicitações normais e tangenciais;
- c) esgotamento da capacidade resistente da estrutura por efeitos de segunda ordem;
- d) provocado por solicitações dinâmicas;
- e) colapso progressivo;
- f) esgotamento da capacidade resistente da estrutura por exposição ao fogo;
- g) esgotamento da capacidade resistente da estrutura por ações sísmicas;
- h) casos especiais.

2.5.1.2 Estado Limite de Serviço (ELS)

Os Estados Limites de Serviço são relacionados pela NBR 6118 (ABNT, 2014) ao conforto do usuário, durabilidade e aparência da estrutura, bem como sua eficiência como estrutura, tanto em relação aos usuários, como em relação a máquina e equipamentos que estão sendo suportados.

Em concordância com Bastos (2019), se a estrutura atinge o ELS, sua utilização fica comprometida, não oferecendo condições de conforto e durabilidade, contudo sua capacidade resistente e sua ruína ainda não foram atingidas.

Para o estado limite de serviço, é importante a verificação das fissuras, flechas, deformações e vibrações, que pode ser visto no item 3.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014) como:

- a) Estado limite de formação de fissuras (ELS-F): Estado em que se dá início da formação das fissuras;
- b) Estado limite de abertura das fissuras (ELS-W): Estado em que as fissuras atingem sua abertura máxima, não podendo exceder valores entre 0,2 mm e 0,4 mm, dependendo da Classe de Agressividade Ambiental em que a estrutura está exposta;
- c) Estado limite de deformações excessivas (ELS-DEF): Estado em que as deformações atingem seu limite para utilização normal. No item 13.3 da norma é possível obter os valores limites para deslocamento;
- d) Estado limite de vibrações excessivas (ELS-VE): Estado em que as vibrações atingem seu limite para utilização normal.

2.5.2 Ações

As ações são, segundo a NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - procedimento (ABNT, 2003, p. 5), “causas que provocam esforços ou deformações nas estruturas”. Além do mais, a NBR 6118 (ABNT, 2014) complementa que se deve levar em conta todas as ações presentes na estrutura que possam ocasionar efeitos significativos a estrutura para possíveis estados limites últimos e de serviços. Elas são separadas em ações permanentes, variáveis e excepcionais.

As ações necessitam ser majoradas pelo coeficiente γ_f , sendo que os valores do coeficiente podem ser obtidos na tabela 11.1 e 11.2, presentes na NBR 6118 (ABNT, 2014).

Outrossim, devemos calcular as combinações de ações presentes em um carregamento, considerando a forma mais desfavorável possível. Essas combinações de ações são divididas em combinações últimas e combinações de serviço, que irão verificar a segurança do ELU e ELS, respectivamente. A NBR 6118 (ABNT, 2014) dispõem o cálculo das combinações nas tabelas 11.3 e 11.4 da referida norma.

A NBR 8681 (ABNT, 2003) explica que as ações permanentes ocorrem com valores praticamente constantes durante toda a vida útil da construção. Elas são divididas em ações permanentes diretas (como por exemplo peso próprio) e permanentes indiretas (como por exemplo a retração e fluência do concreto).

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 74), “as ações permanentes devem ser consideradas com seus valores representativos mais desfavoráveis para a segurança”.

A NBR 8681 (ABNT, 2003) diz que as ações variáveis possuem variações de valores significativos durante a vida da construção. Assim como as ações permanentes, as ações variáveis são divididas em diretas (como a ação do vento ou da água) e indiretas (variações de temperatura).

A NBR 8681 (ABNT, 2003) cita que as ações excepcionais possuem duração extremamente curta e chance muito baixa de ocorrer durante a vida da construção, mesmo assim devem ser consideradas em cálculos de determinadas estruturas.

Ademais, Dumêt (2008) diz que essas ações decorrem de explosões, incêndios, sismos excepcionais, enchentes, furacões, choques de veículos, entre outros.

2.5.3 Resistências

As resistências podem ser divididas entre característica e de cálculo. “A resistência característica é a resistência apresentada pelo material no ensaio laboratorial, e a resistência de cálculo é a resistência característica minorada (diminuída) pelo coeficiente de ponderação” (BASTOS, 2019, p. 51).

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), a resistência característica inferior é a mais utilizada e é conhecida como o valor de apenas 5% de chance de não ser atendido por lote.

Ainda de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), o controle da resistência à compressão do concreto que será utilizada para a resistência de cálculo deve ser feita em 28 dias, caso contrário recomenda-se adotar a expressão 12.3.3 da norma.

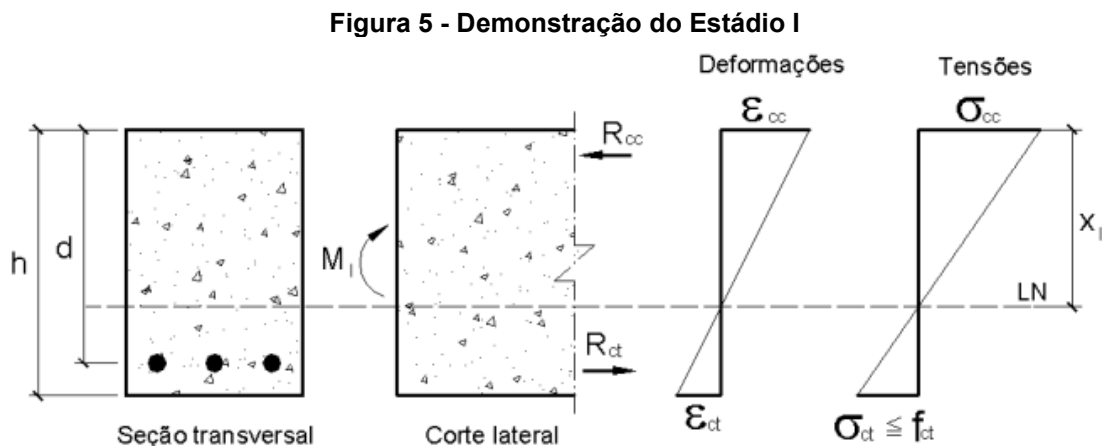
Por fim, para maior segurança do cálculo, as resistências necessitam ser minoradas por coeficientes. Os valores desses coeficientes para o concreto como para o aço estão presentes na tabela 12.1 na NBR 6118 (ABNT, 2014), com destaque para as combinações normais, cujo valor é de 1,4 para o concreto e 1,15 para o aço.

2.5.4 Estádios de Deformação

Os estádios são as fases que a seção do concreto passa ao longo do carregamento, quando este é aumentado de zero até o colapso da peça. A NBR 6118 (ABNT, 2014) divide as fases em estágio I, II e III.

O estágio I é também chamado de estado elástico. Nele se inicia o carregamento e uma característica é a não presença de fissuras visíveis. Isso decorre das ações de tensões serem baixas, fazendo com que a estrutura do concreto consiga suportar por si só (SILVA, 2019).

Podemos observar na figura 5 que o diagrama de tensões normais do concreto é linear, validando a lei de Hooke.



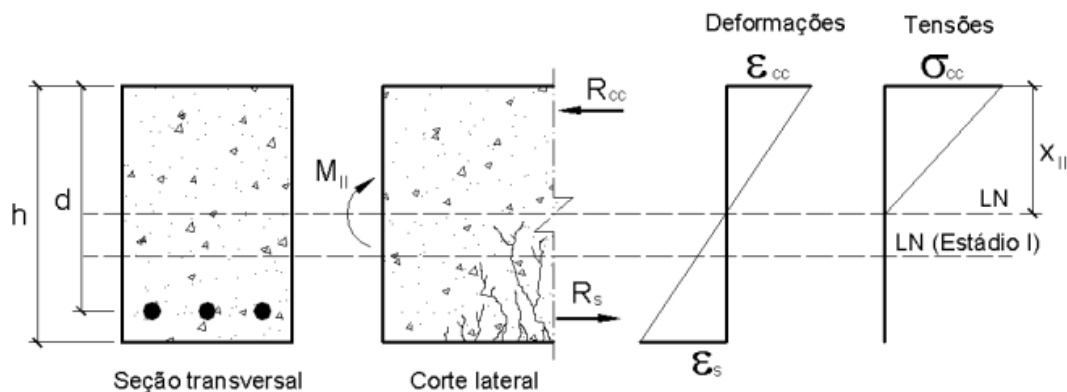
Fonte: Pinheiro, 2007

Esse estágio não é recomendado para dimensionamento, pois o aço praticamente não está trabalhando e a resistência do concreto à tração é muito mais baixa que a resistência a compressão. A importância desse estágio se dá pela verificação de deformações em lajes que foram calculadas pela teoria da elasticidade, junto ao cálculo do momento fletor de fissuração (BASTOS, 2019).

O estágio II é também chamado de estado de fissuração. É neste estágio que se inicia a formação de fissuras visíveis, além do concreto não estar mais auxiliando na resistência à tração, apenas o aço resistindo nessa zona tracionada (FARIAS, 2019).

A figura 6 nos mostra que ainda existe linearidade na zona comprimida, dessa forma, ainda se mantém válida a lei de Hooke.

Figura 6 - Demonstração do Estádio II



Fonte: Pinheiro, 2007

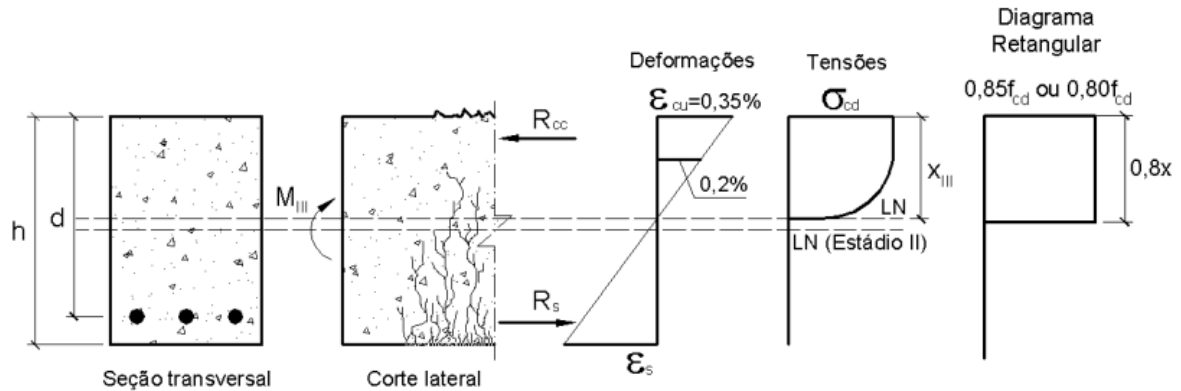
A importância do estágio II é para verificar as deformações de seções fissuradas e analisar as vigas em serviço (ELS) (BASTOS, 2019).

E, o estágio III é também chamado de estado de ruína. A zona comprimida já se encontra plastificada e o concreto está prestes a ruir (PINHEIRO, 2007). A seção já apresenta demasiadas fissuras, beirando a linha neutra.

A partir da figura 7, e de acordo com Farias (2019), o diagrama de tensões deixa de ser linear e torna-se uma forma de diagrama parábola-retângulo. Entretanto a NBR 6118 (ABNT, 2014) permite a simplificação do diagrama em um formato retangular, para fins de favorecer no dimensionamento.

Bastos (2019) salienta que o estágio III é importante pois é nesse nível em que é realizado o dimensionamento dos elementos estruturais no Estado-Limite Último.

Figura 7 - Demonstração do Estádio III



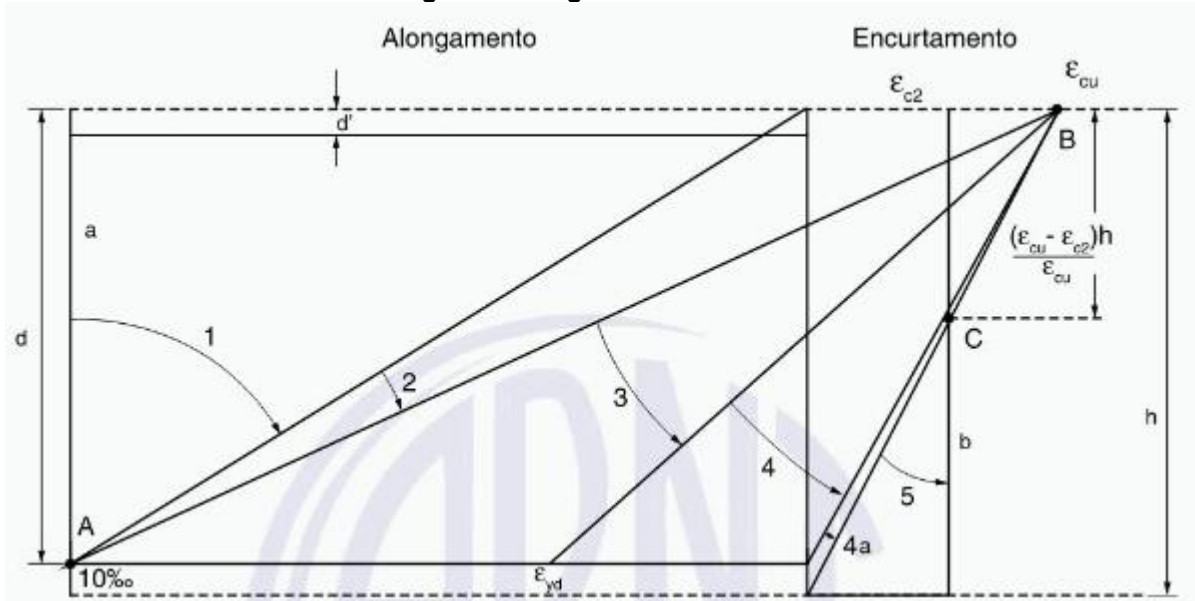
Fonte: Adaptado de Pinheiro, 2007

2.5.5 Domínios de Deformação no ELU

Ao submetermos uma estrutura de concreto armado a flexão, está sendo adicionada à peça esforços de tração e compressão, além de cisalhamento. Estando no limite do domínio 2, Dumê (2008) lembra que ao submeter a viga em flexão, o ELU será alcançado quando o concreto atingir um encurtamento máximo de 3,5% ou o aço atingir um alongamento máximo de 10%.

Ao todo, a NBR 6118 (ABNT, 2014) apresenta 6 domínios e 2 retas para representar a deformação que a peça sofre no ELU. A representação destes pode ser vista na figura 8:

Figura 8 - Diagrama de Domínios



Fonte: NBR 6118, 2014

As vigas de concreto armado devem ser projetadas à flexão simples nos domínios 2 e parte do domínio 3, respeitando os limites da posição da linha neutra estipulados pela NBR 6118 (ABNT, 2014) em seu item 14.6.4.3, não podendo ser projetadas no domínio 4.

No domínio 2 a deformação no concreto vai de zero até sua deformação de ruptura, e o aço possui deformação máxima fixa em 10‰. Como o aço está em deformação máxima, para esse domínio a armadura tracionada é econômica. Já em relação à segurança, em caso de colapso da viga, ela irá ocorrer com aviso prévio (BASTOS, 2020).

No domínio 3 o concreto deforma em estado máximo ao passo que o aço já alivia a deformação até seu escoamento (REGO E RIBEIRO, 2021). Com relação à segurança, Pinheiro (2007, p. 57) diz que “a ruína ocorre com aviso, pois a peça apresenta deslocamentos visíveis e intensa fissuração”.

Farias (2019) ressalta que pelo aço e o concreto serem totalmente aproveitados, esse é o domínio ideal para projeto, contudo por fatores normativos de segurança, já que a NBR 6118 (ABNT, 2014) estipulou um limite de ductilidade de 0,45, apenas parte deste domínio é aproveitado.

E, no domínio 4 o aço está em estado elástico, pois sua deformação está abaixo da tensão de escoamento à medida que o concreto sofre esmagamento na zona comprimida (REGO E RIBEIRO, 2021).

Bastos (2020) salienta que, por não haver aproveitamento máximo do aço, a armadura se torna antieconômica. Outro fator que torna inviável a utilização do domínio 4 em projeto é em relação à segurança, pois em caso de colapso da viga, irá ocorrer sem aviso prévio.

2.6 Cálculo de Armaduras

Para serem apresentadas as fórmulas de cálculo das armaduras, é necessário primeiramente estabelecer alguns pontos. No seguinte trabalho serão exibidas as equações para o caso de uma viga retangular com armadura simples. Bastos (2020) apresenta a viga de armadura simples como aquela que possui armadura longitudinal apenas na região tracionada.

Executivamente será adotada a armadura longitudinal de distribuição na região comprimida para amarração dos estribos, sendo assim nos cálculos será adotado que apenas o concreto suportará as tensões de compressão.

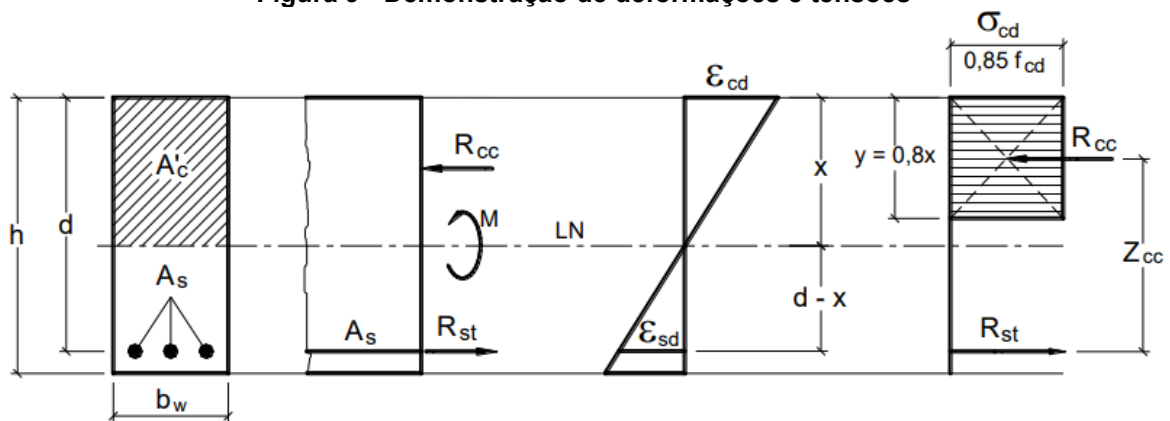
2.6.1 Armadura Longitudinal

- Equilíbrio da seção

O primeiro passo para o equacionamento da armadura longitudinal é considerar que a seção transversal esteja em equilíbrio, ou seja, que tanto a somatória das forças normais como dos momentos fletores em torno de um ponto sejam iguais a zero.

Por meio da figura 9, e segundo Bastos (2020), podemos ver uma viga retangular que apresenta linha neutra, expressa por x , medida a partir da fibra mais comprimida. A altura útil, expressa por d , medida da fibra mais comprimida até o centro de gravidade da armadura tracionada. Além disso, a figura também mostra o diagrama de deformações e o diagrama retangular apresentando as resultantes de tensão (R_{cc} e R_{st}) que deverão ser iguais devido ao equilíbrio.

Figura 9 - Demonstração de deformações e tensões



Fonte: Bastos (2020)

- Definição da posição da linha neutra (x)

Vale destacar que é denominado grupo I de concreto aquele cuja classe é menor que 50 MPa. Para o grupo 1, segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), são adotados os valores de $\lambda = 0,8$ e $\alpha_c = 0,85$. Sendo assim, a equação para definição da posição da linha neutra, para concretos até C50.

$$M_d = (0,68 * x * d - 0,272x^2) * f_{cd} * b_w \quad (1)$$

sendo:

x : Altura da linha neutra;

d : Altura útil;

f_{cd} : Resistência de cálculo do concreto;

b_w : Largura da seção.

O valor da altura útil (d) é dado pela equação 2, que se adotam valores para os diâmetros das armaduras longitudinal e transversal, e considera uma única camada de armadura longitudinal. O valor da altura útil pode ser corrigido, após o detalhamento da armadura na seção transversal.

$$d = h - (c + \phi_t + \frac{\phi_t}{2}) \quad (2)$$

sendo:

h : Altura da seção;

c : Cobrimento;

ϕ_t : Diâmetro da armadura transversal;

ϕ_l : Diâmetro da armadura longitudinal.

A solução da equação (1) fornece a posição da linha neutra, que é igual à raiz da equação que está contida na altura da seção transversal.

- Domínio e parâmetro de ductilidade (x/d)

Com os valores da altura útil e da altura da linha neutra, é possível fazer a relação entre as duas (x/d), e assim verificar as condições de ductilidade. De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014) para concretos com $f_{ck} \leq 50MPa$ a relação deve ser menor ou igual a 0,45.

- Área necessária de armadura longitudinal (A_s)

A equação (3) fornece a área necessária de armadura longitudinal simples.

$$A_s = \frac{M_d}{z * f_{yd}} \quad (3)$$

sendo:

z : Braço de alavanca;

f_{yd} : Resistência de cálculo do aço.

O braço de alavanca pode ser calculado a partir da equação (4).

$$z = d - \frac{0,8x}{2} \quad (4)$$

- Armadura longitudinal mínima

A NBR 6118 (ABNT, 2014) especifica que estruturas armadas devem ser dimensionadas a partir de um momento fletor mínimo, equação (5), e que atendem a uma taxa de armadura mínima (ρ_{min}) de 0,15%.

$$M_{d,mín} = 0,8 * W_0 * f_{ctk,sup} \quad (5)$$

onde:

W_0 : Módulo de resistência do concreto na fibra mais tracionada;

$f_{ctk,sup}$: Resistência característica superior do concreto à tração.

$$A_{s,mín} = \rho_{mín} * A_c \quad (6)$$

- Armadura longitudinal máxima

Tanto as armaduras de tração como de compressão devem ser, de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), somadas e não podem ser maiores que 4% de A_c .

$$A_s + A_s' \leq 4\% * A_c \quad (7)$$

2.6.2 Armadura Transversal

Conforme Agostinho (2009) comenta, o cisalhamento ocorre pela baixa resistência do concreto à tração, dessa forma, ocorre a fissuração por causa da ruptura por compressão diagonal.

Dumêt (2008) complementa que devemos dimensionar estruturas de concreto armado para, em caso de ruína, que seja de forma dúctil, pela flexão e pela deformação da armadura longitudinal, e não pelo cisalhamento, por ser uma ruptura frágil e sem aviso prévio.

Para o estudo do cisalhamento, foi adotado o modelo da treliça clássica, idealizada por Ritter e Morsch, e de acordo com Bandeira (2015), possuía as seguintes hipóteses:

- a) a armadura longitudinal de flexão equivale a um banzo inferior tracionado;
- b) a zona de compressão que está acima da linha neutra equivale ao banzo superior comprimido;
- c) as armaduras transversais equivalem as barras verticais tracionadas;
- d) as bielas de concreto com 45° de inclinação equivalente as barras diagonais comprimidas.

No entanto, Pinheiro (2007) explica que existem falhas na analogia da treliça clássica devido a três fatores principais: a inclinação das fissuras é menor que 45°, os banzos não são totalmente paralelos, a treliça é altamente hiperestática.

Consequentemente devemos utilizar modelos de cálculos que corrijam as imperfeições do modelo clássico. O cálculo da armadura transversal é realizado pela NBR 6118 (ABNT, 2014) através de dois modelos que seguem o modelo de treliça com banzos paralelos, mas que complementam mecanismos resistentes.

Para Rego e Ribeiro (2021), o primeiro modelo traz as diagonais de compressão com inclinação constante de 45°, por outro lado o segundo modelo apresenta inclinações que podem variar em um intervalo de 30° a 45°. Por mais que o modelo II com a utilização de 30° seja a opção mais econômica por obter um valor mínimo de área de armadura transversal, será comentado apenas sobre o modelo I, que tende a ser mais conservador pelo maior valor de armadura transversal utilizado.

- Cálculo da resistência

Para a utilização do primeiro modelo, primeiramente deve ser verificado o ELU, seguindo as condições impostas no item 17.4.2.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014).

$$\begin{aligned} V_{sd} &\leq V_{Rd2} \\ V_{sd} &\leq V_{Rd3} = V_C + V_{SW} \end{aligned} \quad (8)$$

sendo:

V_{sd} : Força cortante solicitante de cálculo;

V_{Rd2} : Força cortante resistente de cálculo com relação à ruína das diagonais comprimidas;

V_{Rd3} : Força cortante resistente de cálculo com relação à ruína por tração diagonal;

V_C : Força cortante resistida pelo concreto;

V_{SW} : Força cortante resistida pela armadura transversal.

- Verificação da compressão diagonal do concreto

Para verificação das bielas comprimidas é adotado a equação (9).

$$V_{Rd2} = 0,27 * \alpha_{v2} * f_{cd} * b_w * d \quad (9)$$

Considerando:

$$\alpha_{v2} = \frac{1 - f_{ck}}{250} \quad (10)$$

- Cálculo da armadura transversal

Para uma viga exposta a flexão simples, a NBR 6118 (ABNT, 2014) aplica as seguintes condições:

$$V_{Rd3} = V_C + V_{SW} \quad (11)$$

$$V_C = V_{C0} = 0,6 * f_{ctd} * b_w * d \quad (12)$$

$$V_{SW} = \left(\frac{A_{SW}}{s} \right) * 0,9 * d * f_{ywd} * (\sen \alpha + \cos \alpha) \quad (13)$$

$$f_{ywd} = \frac{f_{yw k}}{\gamma_c} \quad (14)$$

onde:

f_{ywd} : Tensão na armadura transversal passiva, que não pode ser superior à 435 MPa;

A_{SW} : Área da seção transversal dos estribos;

s : Espaçamento entre elementos da armadura transversal;

α : Ângulo de inclinação da armadura transversal.

- Armadura transversal mínima

De acordo com o item 17.4.1.1.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014) os elementos lineares devem possuir uma armadura transversal mínima, com taxa geométrica.

$$\rho_{SW} = \frac{A_{SW}}{b_w * s * \sen \alpha} \geq 0,2 * \frac{0,3 * f_{ck}^{2/3}}{f_{yw k}} \quad (15)$$

onde $f_{yw k}$ a resistência característica ao escoamento do aço na armadura transversal.

- Espaçamento

O espaçamento entre estribos é calculado a partir do número de ramos de estribos (n), a área da seção transversal do estribo ($AS_{\phi t}$) e a armadura transversal por unidade de comprimento (a_{SW}), como pode ser visto na equação (16).

$$s = \frac{n * AS_{\phi t}}{a_{SW}} \quad (16)$$

2.6.3 Detalhamento

- Detalhamento armadura transversal

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014) o diâmetro do estribo não pode ser menor que 5 mm, também não pode ser maior que um décimo da largura da alma da viga. O diâmetro máximo de barras lisas será de 12 mm e o diâmetro mínimo de telas soldadas pode ser de 4,2 mm.

Ainda na NBR 6118 (ABNT, 2014), no item 18.3.3.2, o espaçamento máximo dos estribos no eixo longitudinal deverá atender as seguintes condições:

$$\begin{cases} S_{m\acute{a}x} = 0,6 * d \leq 300mm, se V_{sd} \leq 0,67 V_{Rd2} \\ S_{m\acute{a}x} = 0,3 * d \leq 200mm, se V_{sd} > 0,67 V_{Rd2} \end{cases} \quad (17)$$

Acerca do espaçamento máximo transversal entre ramos, os valores terão as seguintes condições:

$$\begin{cases} St_{m\acute{a}x} = d \leq 800mm, se V_{sd} \leq 0,2 V_{Rd2} \\ St_{m\acute{a}x} = 0,6 * d \leq 350mm, se V_d > 0,67 V_{Rd2} \end{cases} \quad (18)$$

Em virtude dos ganchos para os estribos, a NBR 6118 (ABNT, 2014) diz em seu item 9.4.6.1 e na tabela 9.2 qual o formato e diâmetros permitidos para dobramento.

- Detalhamento da armadura longitudinal na seção transversal

Analisando o plano da seção transversal, a NBR 6118 (ABNT, 2014) preconiza que o espaçamento mínimo entre as barras longitudinais deve ser o maior valor entre as seguintes condições, para direção horizontal (a_h) e vertical (a_v).

$$a_h \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \phi_l \text{ ou } \phi_n \\ 1,2 * d_{m\acute{a}x} \end{cases} \quad (19)$$

$$a_v \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \phi_l \text{ ou } \phi_n \\ 0,5 * d_{m\acute{a}x} \end{cases} \quad (20)$$

sendo:

ϕ_l : Diâmetro da barra;

ϕ_n : Diâmetro do feixe de barras;

$d_{m\acute{a}x}$: Dimensão máxima característica do agregado graúdo.

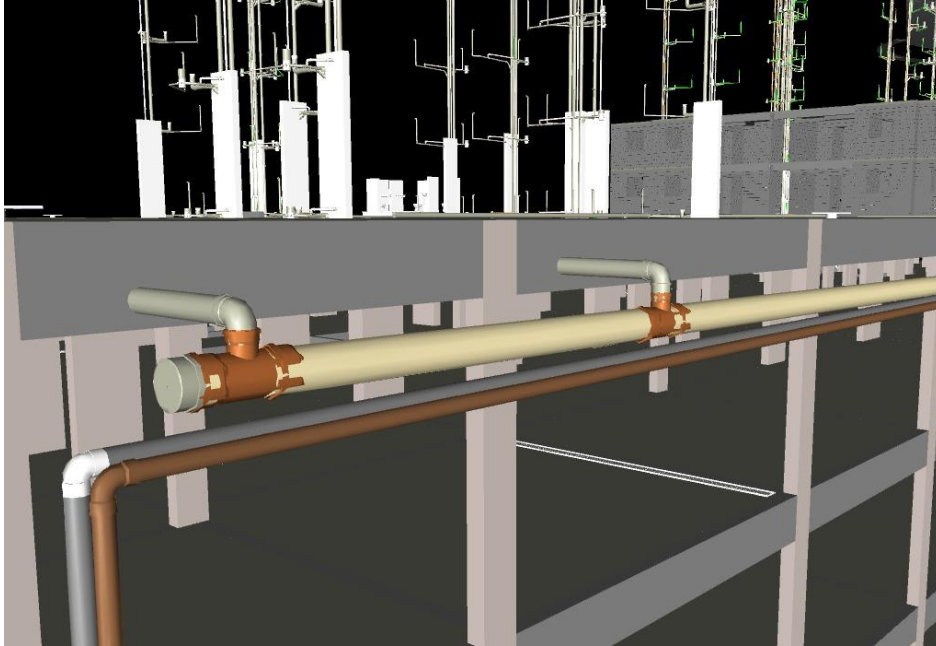
Pensando no fator executivo, deve-se atentar ao espaçamento entre barras na parte superior da viga que deve permitir a passagem do vibrador durante a concretagem.

2.7 Aberturas em Vigas

A NBR 6118 (ABNT, 2014) comenta que a diferença entre furos e aberturas é com relação a sua dimensão, um furo possui dimensões pequenas com relação a estrutura, ao passo que as aberturas possuem dimensões maiores. Ademais, uma sequência próxima de furos deve ser tratada como uma abertura.

Os furos em vigas são comuns na construção civil e ocorrem para a passagem de tubulações (figura 10), dutos, eletrodutos e conduítes, apesar disso a falta de dimensionamento em projeto pode levar ao comprometimento estrutural na região próxima ao furo (SILVA e KUO, 2019).

Figura 10 - Furo horizontal em viga



Fonte: Autoria própria

Com relação a posição do furo na viga, Silva e Kuo (2019) citam que a posição mais adequada dos furos seria na linha neutra da viga, todavia existe ainda a presença de esforços de cisalhamento submetidas a flexão simples. Moreira *et al.* (2019) complementa que a localização e quantidade de furos em uma viga influencia tanto na resistência mecânica como no modo de ruptura da peça.

O tamanho das aberturas também pode influenciar na resistência estrutural. Silva e Kuo (2019) comentam que em aberturas com grandes diâmetros é aconselhado o uso de barras diagonais nos cantos da abertura. A própria norma especifica uma dimensão máxima dos furos.

Os elementos lineares podem possuir furos em três situações diferentes: na direção da largura, altura e em canalizações embutidas. Esse último caso trata as canalizações que passam no eixo longitudinal do elemento linear e possui restrições quanto ao uso, que devem ser consideradas como no item 13.2.6 da NBR 6118 (ABNT, 2014).

A respeito dos furos que atravessam as vigas na direção da largura, a NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece as seguintes condições limites que devem ser respeitadas para não ser necessário uma verificação adicional:

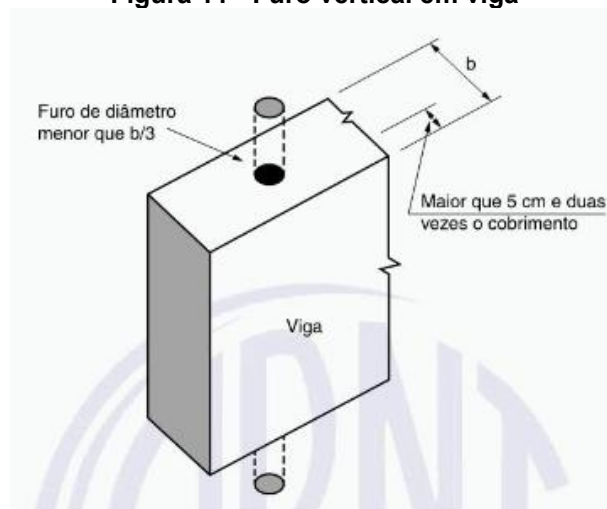
- a) furos em zona de tração e com uma distância mínima da face de apoio de duas vezes a altura da viga;
- b) distância mínima a face mais próxima de 5 cm e duas vezes o cobrimento previsto;

- c) dimensão máxima do furo de 12cm e um terço da altura da viga;
- d) distância mínima entre faces de furos de duas vezes a altura da viga;
- e) ter o cobrimento necessário e não seccionar as armaduras.

Com relação aos furos que atravessam as vigas na direção da altura (figura 11), a NBR 6118 (ABNT, 2014) coloca em seu item 21.3.3 alguns critérios para realização desses furos:

- a) diâmetros inferiores a um terço da largura da viga;
- b) distância mínima a face mais próxima de 5 cm e duas vezes o cobrimento previsto;
- c) em caso de sequência de furos, devem estar alinhados e com distância mínima entre faces de 5 cm ou o diâmetro do furo, sendo que entre os furos deve haver um estribo;
- d) para estruturas submetidas a torção, deve ser ajustado os limites de forma adequada.

Figura 11 - Furo vertical em viga



Fonte: NBR 6118, 2014

2.8 Reforço em Aberturas

Se exigir em projeto a necessidade de furos ou aberturas, a estrutura deverá ser projetada para absorver as alterações de fluxo de tensões, e detalhar armaduras especiais além das já necessárias (AGUSTINHO, 2009).

Vimos anteriormente que a norma estabelece alguns requisitos para utilização de furos em vigas sem precisar de uma verificação adicional. Contudo, se os limites não forem atendidos, pode ser feita a verificação estrutural pelo método das bielas e tirantes.

O Método das Bielas e Tirantes é definido por Simão (2014), como modelo em que a estrutura é definida com elementos de uma treliça, as bielas representam as áreas de compressão, os tirantes as de tração absorvidos por uma ou mais camadas de armadura, e os nós que constituem um volume de concreto que une os dois elementos anteriores.

Neste método há a presença que duas regiões, B e D. A NBR 6118 (ABNT, 2014) diz que a região B possui uma hipótese da seção plana, ou seja, aplica uma distribuição linear de deformações específicas, enquanto a região D não se aplica tal hipótese.

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), para definir as tensões máximas nas bielas comprimidas e nos nós, são utilizados os seguintes parâmetros:

$$\begin{aligned} f_{cd1} &= 0,85 * \alpha_{v2} * f_{cd} \\ f_{cd2} &= 0,60 * \alpha_{v2} * f_{cd} \\ f_{cd3} &= 0,72 * \alpha_{v2} * f_{cd} \end{aligned} \quad (21)$$

O f_{cd1} é utilizado para bielas prismáticas ou nós em que confluem apenas bielas de compressão, f_{cd2} é utilizado em bielas atravessadas com mais de um tirante ou em nós que confluem dois ou mais tirantes tracionados, f_{cd3} é utilizado em bielas atravessadas por somente um tirante ou nós que conflui apenas um tirante tracionado.

Para o cálculo da área de aço em cada tirante utiliza-se a equação (22):

$$A_s = \frac{F_{Sd}}{f_{yd}} \quad (22)$$

sendo F_{Sd} o valor de cálculo da força de tração determinada no tirante.

Outro modelo de reforço de armadura a se destacar é o citado por Leonhardt e Mönning (1978 apud SIMÃO, 2014). Segundo os autores, as aberturas são

executadas na alma de vigas quando a força é constante e se as bielas de compressão importantes se mantiverem na alma. Ademais, as aberturas circulares são mais vantajosas por suavizar as tensões que aumentam nos vértices.

Outrossim, Giugliani (2007?) cita que no caso da abertura possuir um tamanho maior que sessenta por cento da altura da viga, é recomendado o dimensionamento de armadura de reforço. Contudo, mesmo que corretamente dimensionada para suportar as cargas, a viga com abertura pode sofrer com sua rigidez, podendo afetar na verificação de outros fatores.

O modelo de cálculo de reforço apresentado por Leonhardt e Mönning (1978 apud SIMÃO, 2014) pode ser visto nas etapas a seguir:

- a) dimensionamento à flexão considerando a seção inteira.
- b) forças normais no banzo acima e abaixo da abertura:

$$D = Z = \frac{M_m}{z} \quad (23)$$

$$\begin{aligned} N_{sup} &= D \\ N_{inf} &= Z \end{aligned} \quad (24)$$

sendo:

D : Força normal do banzo superior;

Z : Força normal do banzo inferior;

M_m : Momento na seção;

z : Distância entre banzos.

- c) força cortante nos banzos (banzo superior comprimido absorve grande parte, enquanto o banzo inferior tracionado está no Estádio III):

$$\begin{aligned} Q_{sup} &= (0,8 \text{ a } 0,9)Q_m \\ Q_{inf} &= (0,1 \text{ a } 0,2)Q_m \end{aligned} \quad (25)$$

- d) dimensionamento dos banzos à flexão composta:

$$M_{sup,máx} = \pm Q_{sup} * \frac{l'}{2}$$

$$M_{inf,máx} = \pm Q_{inf} * \frac{l'}{2} \quad (26)$$

sendo l' o comprimento longitudinal da abertura.

- e) prever armadura de suspensão na abertura: cerca de $0,8 Q_m$ para o lado mais afastado do apoio e entre 1 e 3 estribos para o lado mais próximo.

Após utilizado o método de cálculo de Leonhardt e Mönning para determinação das forças e momentos dos banzos, utiliza-se dos ábacos dimensionamento de peças retangulares de concreto armado, pois de acordo com Venturini e Rodrigues (1987), através dos ábacos que possuem as disposições simétricas mais usuais de armaduras é possível realizar facilmente e de forma segura o dimensionamento de uma peça de concreto armado.

Para o cálculo da armadura e utilização dos ábacos, primeiramente deve ser calculado dois esforços adimensionais ν e μ , obtidos das seguintes equações:

$$\nu = \frac{N_d}{A_c * f_{cd}} \quad (27)$$

$$\mu = \frac{M_d}{A_c * h * f_{cd}} \quad (28)$$

sendo:

N_d : Força normal do banzo inferior ou superior;

A_c : Área total da seção retangular;

h : Altura da seção retangular.

Calculado os esforços adimensionais, Venturini e Rodrigues (1987) dispõe em seu material dos ábacos utilizados no dimensionamento. A escolha do ábaco correto irá depender do tipo de aço escolhido, da relação d'/h e do arranjo da armadura escolhida. Utilizando ν e μ no ábaco, é possível obter a taxa mecânica ω , e a partir dessa taxa é calculado a área de aço necessária pela equação:

$$A_s = \frac{\omega * A_c * f_{cd}}{f_{yd}} \quad (29)$$

O ábaco utilizado para o cálculo das armaduras de reforço está presente no anexo C deste trabalho.

3 METODOLOGIA

Um método pode ser considerado como uma mescla de atividades que permitem chegar a um objetivo final, com conhecimentos válidos e verificando possíveis erros para traçar o caminho ideal nas tomadas de decisões (MARCONI E LAKATOS, 2003).

Acerca da pesquisa, Prodanov e Freitas (2013, p. 44) destacam que são “propostas para encontrar a solução para um problema, as quais têm por base procedimentos racionais e sistemáticos. A pesquisa é realizada quando temos um problema e não temos informações para solucioná-lo”.

A pesquisa pode ser dividida e enquadrada em diferentes categorias. Em relação aos objetivos pode ser dividida em exploratórias, descritivas ou explicativas. Para Gil (2008), a pesquisa explicativa é a mais utilizada na atualidade, sendo empregada na identificação de fatores determinantes na ocorrência de fenômenos. Analisando o contexto do presente trabalho, esse é classificado como uma pesquisa explicativa.

Quanto à natureza da pesquisa, a classificação que mais se enquadra é a pesquisa aplicada, pois segundo Prodanov e Freitas (2013), é a pesquisa que possui o objetivo de gerar conhecimentos para aplicação prática, para solucionar problemas específicos.

Outrossim, quanto à abordagem, Fachin (2006) comenta que as variáveis podem ser quantitativas ou qualitativas. A primeira relaciona dados ou proporções numéricas, proporcionando informações úteis. Já a forma qualitativa relaciona seus atributos em aspectos mensuráveis e descritivos. Como esta pesquisa obterá as resistências das vigas de concreto armado e posteriormente fará uma descrição das diferenças dos resultados obtidos, a abordagem se torna tanto quantitativa como qualitativa.

Por fim, abordando os procedimentos técnicos, a pesquisa experimental será adotada, em que o experimento é aplicado em local apropriado, com aparelhos e instrumentos de precisão, com o intuito de apresentar as causas e efeitos de um fato produzido (PRODANOV E FREITAS, 2013).

3.1 Materiais

Para confecção das armaduras foram utilizadas barras de aço CA-50 para as barras longitudinais, transversais e reforço e, CA-60 para o reforço. Para a armadura longitudinal foram empregadas barras com diâmetros de 10 mm e 6,3 mm. Já as barras transversais foram dimensionadas com 6,3 mm. Por fim, a armadura de reforço foi dimensionada com diâmetros de 6,3 mm, 8 mm e 4,2 mm. Todas as barras foram obtidas do Canteiro de Obras do curso de Engenharia Civil da UTFPR Campus Pato Branco.

A concretagem das vigas foi feita *in loco*. Para definição da resistência característica à compressão do concreto, foi adotado a classe de agressividade ambiental II, que de acordo com a tabela 6.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014) é adotada para ambientes urbanos. A partir da classe escolhida, a tabela 7.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014) determina a relação água/cimento máxima e resistência mínima de cada categoria. Sendo assim, foi definido os valores de 0,60 para relação água/cimento e a classe C25 para resistência do concreto.

Por fim, para realização das aberturas das vigas, foram elaborados furos com tubulações de PVC com os diâmetros de 50 mm e 75 mm, obtidas do laboratório de Hidráulica do curso de Engenharia Civil da UTFPR Campus Pato Branco.

3.2 Métodos

A primeira etapa dos métodos para aplicação do trabalho foi a realização da pesquisa bibliográfica. É através da pesquisa que todos os principais assuntos são apontados e as equações fundamentais são explanadas para dar sequência ao dimensionamento.

Após ser realizada a pesquisa, decidiu-se os critérios para o pré-dimensionamento e ensaios que seriam feitos. O trabalho analisa 5 grupos com 3 vigas cada:

- Grupo I: Viga de referência sem a presença de furo;
- Grupo II: Viga com furo de 50 mm, sem armadura de reforço;
- Grupo III: Viga com furo de 75 mm, sem armadura de reforço;

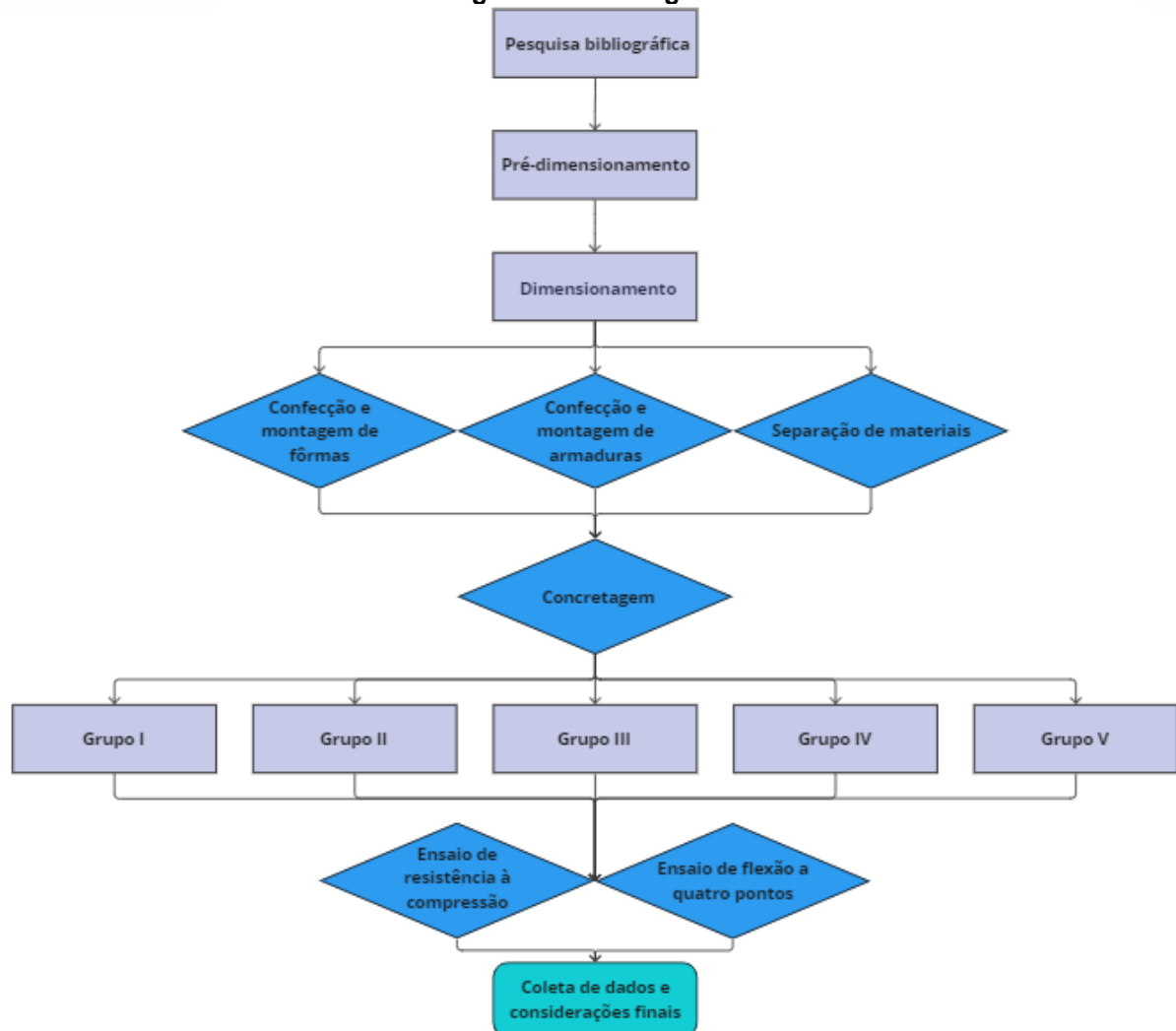
- Grupo IV: Viga com furo de 50 mm e armadura de reforço;
- Grupo V: Viga com furo de 75 mm e armadura de reforço.

Vale destacar que todas as vigas possuem os mesmos valores de pré-dimensionamento. Como forma de reduzir materiais e tornar a viga menos pesada, foi escolhido um comprimento de 1,50 m, altura de 20 cm e largura de 10 cm. Como as dimensões eram limitadas, foi necessário diminuir o valor do cobrimento da armadura. De acordo com a tabela 7.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014) o cobrimento nominal de uma viga com classe de agressividade II deve ser igual a 30 mm. Contudo, como o intuito do trabalho não é analisar a durabilidade do concreto armado, foi reduzido o valor para 15 mm.

Para a posição do furo foi decidido manter a mesma para todos os grupos, de maneira a analisar a diferença que o tamanho dos furos e a presença da armadura de reforço traz na resistência das vigas. Sendo assim, o furo está a 25 cm da face extrema da viga, tendo influência tanto do momento fletor como do esforço cortante, e a 10 cm da face inferior da viga, na linha neutra da seção bruta e abaixo da linha neutra da seção composta.

Depois de dimensionadas e confeccionadas as vigas e corpos de prova, sendo que foram preparados três corpos de prova por betonada, todos foram deixados em cura úmida por 28 dias, por fim foram realizados os ensaios de rompimento à compressão dos corpos e o ensaio de flexão à quatro pontos para as vigas. Com os resultados foi possível avaliar, por meio dos dados, a eficácia do reforço nas vigas. Para melhor entendimento do método, pode-se observar na figura 12 todo o fluxograma do experimento desenvolvido.

Figura 12 – Fluxograma



Fonte: Autoria própria

3.3 Dimensionamento das Vigas

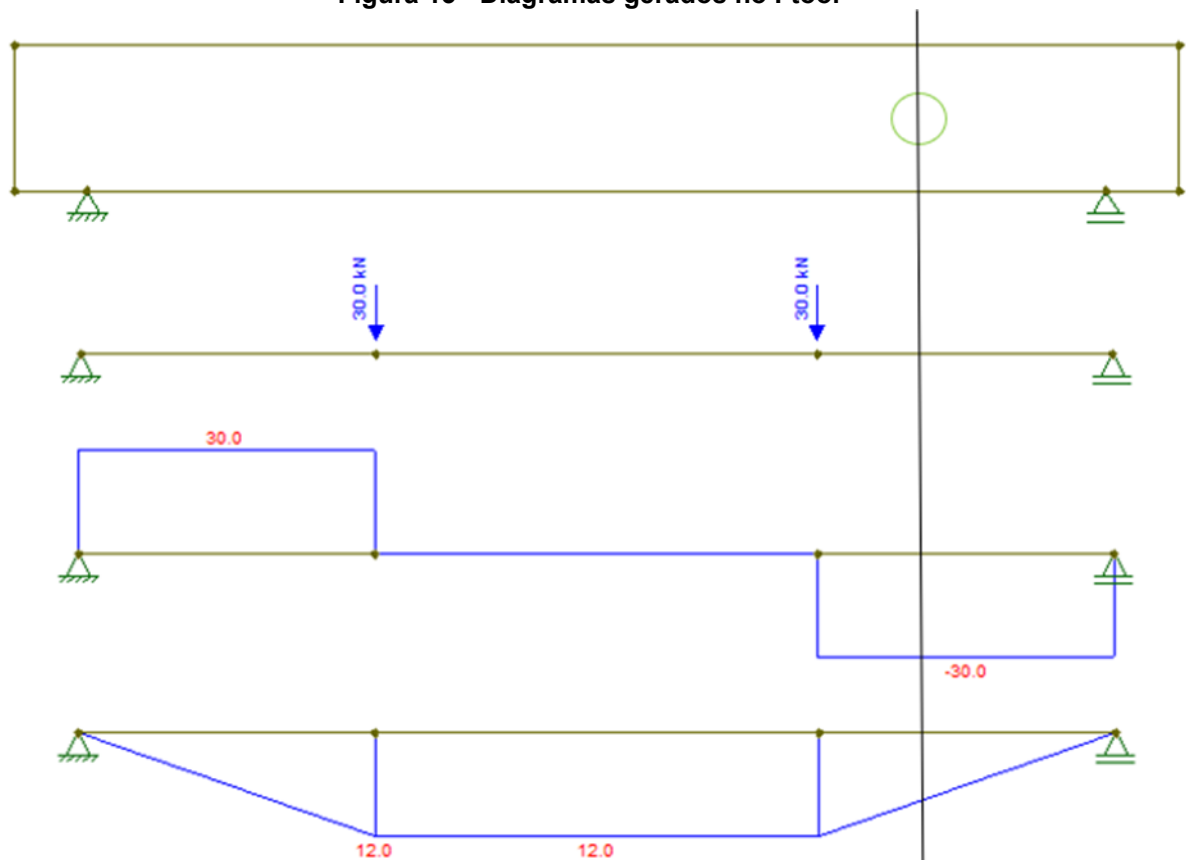
Como dito anteriormente, a viga foi pré-dimensionada com uma seção de 10 x 20 cm, para diminuir o peso, facilitar o transporte e economizar material. Além do mais, dos 1,5 m de comprimento, foi considerado um vão teórico de 1,4 m, para considerar a posição dos apoios nos ensaios.

Outra decisão tomada para o dimensionamento foi as cargas solicitantes pontuais de 30 kN, distantes 60 cm uma da outra. O valor é inferior à carga máxima suportada pela célula de carga utilizada no ensaio, para assim se ter possibilidade de atingir cargas superiores à dimensionada. Ainda, essa carga gera esforços menores

e a quantidade de aço é menor, logo pode-se ter um rompimento mais rápido no momento do ensaio e maior visibilidade das patologias criadas.

Com os valores iniciais estabelecidos, foram gerados os diagramas de esforço cortante e de momento fletor, a partir do software Ftool (figura 13). As cargas pontuais foram posicionadas a 40 cm dos apoios, essa posição foi escolhida pois quanto maior a distância entre as cargas menor é o momento fletor e essa distância faz com que o furo esteja dentro da região de esforço cortante.

Figura 13 - Diagramas gerados no Ftool

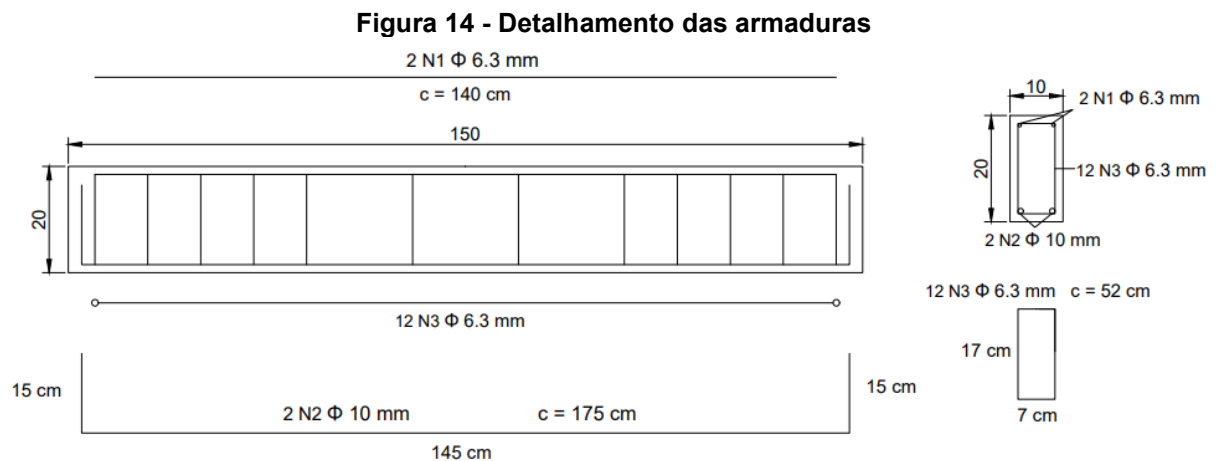


Fonte: Autoria própria

Em seguida, por meio das equações dispostas na NBR 6118 (ABNT, 2014) e descritas no item 2.6 deste trabalho, foi realizado todo o dimensionamento das armaduras. Para se ter uma maior aproximação dos resultados obtidos nos ensaios com os valores dimensionados, além das vigas terem apenas a função de pesquisa, optou-se por desconsiderar todos os coeficientes de majoração e minoração de esforços e resistências, respectivamente.

De acordo com o cálculo de dimensionamento que pode ser observado no Anexo A, a área de aço da armadura longitudinal inferior é de 1,54 cm², dessa forma

foram adotados 2 ϕ 10mm (N2). O dimensionamento também considerou que apenas o concreto suportaria os esforços na região comprimida da viga, sendo assim foram adotados 2 ϕ 6,3mm apenas como armadura de montagem (N1). Para os esforços cortantes, foi utilizado o método de cálculo I da NBR 6118 (ABNT, 2014), a área de aço para armadura transversal foi de 1,44 cm²/m, com um espaçamento máximo de 10 cm entre estribos. Para não haver uma grande quantidade de estribos, foi decidido posicionar os estribos na região de esforço cortante e outros dois estribos auxiliares na região sem cortante, totalizando ao todo 12 estribos por viga (N3). O esboço do detalhamento pode ser visto na figura 14.



3.4 Dimensionamento da Armadura de Reforço

Como forma de analisar a eficácia do reforço e demonstrar a necessidade do seu uso em casos de não cumprimento da norma, os furos foram posicionados sem seguir alguns pontos especificados na norma. Como visto no tópico de aberturas em vigas, item 2.7, a NBR 6118 (ABNT, 2014) preconiza que a distância do furo à face do apoio deve ser maior que duas vezes a altura da viga, sendo assim o furo deveria estar posicionado no mínimo a 40 cm, contudo para esta pesquisa a posição tanto do furo de 75 mm como do de 50 mm foi de 25 cm da face de apoio.

Outro tópico disposto na NBR 6118 (ABNT, 2014) é que o furo não pode ser maior que um terço da altura da viga, aproximadamente 67 mm para as vigas estudadas. No caso da tubulação de 50 mm esse tópico é cumprido, porém, a

tubulação de 75 mm possui um tamanho maior, logo não se cumpre a norma e é de se esperar que as vigas de 75 mm sem reforço vão sofrer mais que as de 50 mm, mostrando também a influência do tamanho dos furos nas resistências.

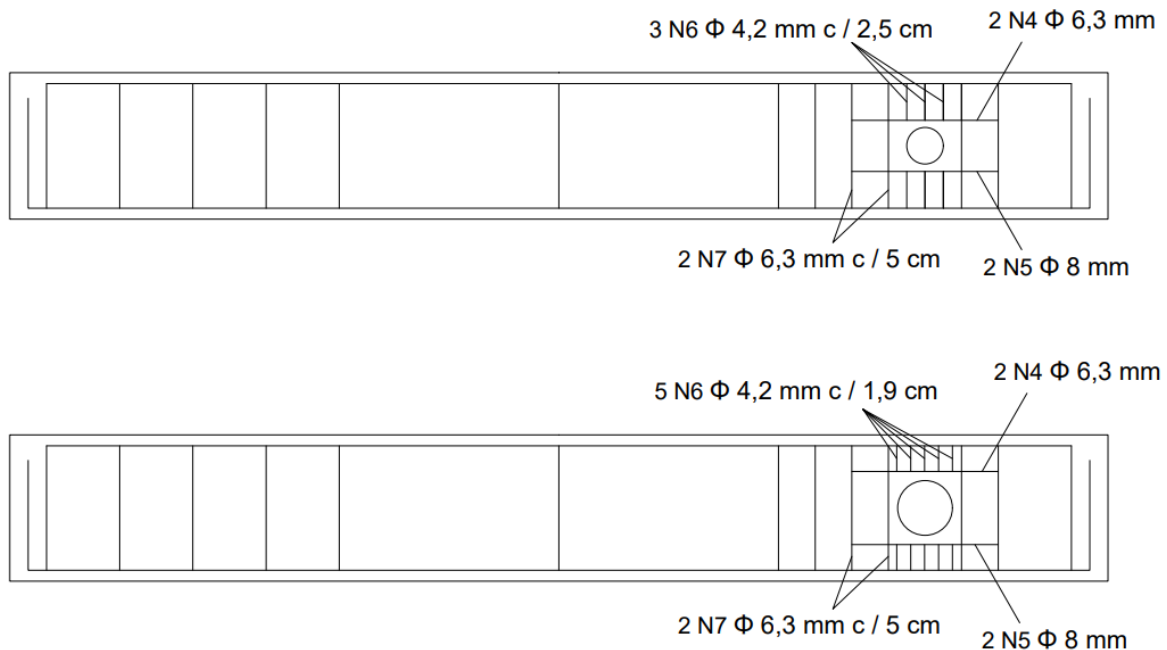
Os outros tópicos que referem ao furo ser feito abaixo da linha neutra, distância da face mais próxima maior que 5 cm e duas vezes o cobrimento da armadura (3 cm), e dimensão do furo menor que 12 cm foram respeitados.

Para o dimensionamento da armadura de reforço foi utilizado o método de Leonhardt e Monning (1978 apud SIMÃO, 2014) que consta no tópico de reforços em aberturas, item 2.8. Utilizando também o ábaco de Venturini (Anexo C) para cálculo da área de aço. Todo o dimensionamento pode ser observado no Anexo B.

De acordo com o dimensionamento, foi decidido utilizar para as armaduras do banzo superior e inferior, as áreas de aço do furo de 75 mm, por ser o pior caso e para facilitar a execução. Portanto, na armadura do banzo superior foi calculada uma área de 0,16 cm² e adotado 2 ϕ 6,3mm (N4). Já a armadura do banzo inferior possui uma área de aço calculada de 0,81 cm², adotando-se então 2 ϕ 8mm (N5). Com relação a armadura transversal dos banzos (N6) para o furo de 50 mm foi calculada uma área de 9,41 cm²/m e adotado 3 ϕ 4,2mm c/ 2,5 cm tanto em cima como embaixo do furo. Para o furo de 75 mm a área de aço foi de 13,35 cm²/m e adotada 5 ϕ 4,2mm c/ 1,9 cm.

Por fim, a armadura de suspensão (N7) calculada foi para o pior caso com valor de 12,34 cm²/m e adotado 2 ϕ 6,3mm c/ 5 cm para cada lado do furo. O esboço da armadura de reforço para o furo de 50 mm e 75 mm, respectivamente, é demonstrado na figura 15.

Figura 15 - Detalhamento da armadura de reforço



Fonte: Autoria própria

3.5 Execução da Viga

3.5.1 Montagem das Fôrmas

As fôrmas foram montadas no Canteiro de Obras do curso de Engenharia Civil da UTFPR com os materiais disponíveis no local. Tanto para a base como para a faces das extremidades das vigas foram utilizadas chapas compensadas, com o propósito de ser um material mais leve e mais fácil de realizar o corte e o molde. Para as faces laterais foi escolhido o uso de tábuas de Pinus, essas tábuas dão maior rigidez a fôrma durante a concretagem.

Vale ressaltar que, como as vigas dos grupos II e IV, e dos grupos III e V teriam o furo na mesma posição, optou-se pelo reaproveitamento das fôrmas. Pensando-se também em um menor gasto de material, as fôrmas foram montadas por grupo, reaproveitando a face lateral da viga anterior (figura 16).

Figura 16 - Fôrmas de madeira

Fonte: Autoria própria

Nos grupos que possuíam furos, houve uma marcação inicial do local do furo e, com o auxílio da marcenaria da UTFPR, foi feito o corte circular das tábuas com uma serra copo (figura 17). Já os cortes tanto do comprimento como da largura das peças foram feitos com serrote manual e serra fita.

Figura 17 - Execução de furos com serra copo

Fonte: Autoria própria

Além do mais, para maior travamento das tábuas laterais, foram parafusadas ripas ao longo da tábua, posteriormente ao remontar as fôrmas para a segunda concretagem. Essas ripas foram ainda mais reforçadas. Todo o processo de corte e montagem ocorreu durante o mês de março de 2023.

3.5.2 Montagem das Armaduras

A partir dos cálculos de quantidade de aço e da montagem das fôrmas, foi realizado o corte do aço. Todas as barras e fios eram delimitados e cortados com o auxílio de um alicate corta vergalhão.

Já a dobra do aço foi feita em uma mesa com pinos, que precisou ser confeccionada a mão para atender ao tamanho desejado de dobra. Para as barras de 10 mm foi necessário utilizar um cano metálico para realizar a dobra, enquanto para o restante era possível dobrar com a ajuda de uma cantoneira.

Como as barras longitudinais de montagem não possuíam ganchos, elas foram apenas cortadas. Depois foi feito o corte e a dobra das barras longitudinais inferiores de 10 mm. E, por fim foram dobrados todos os estribos de 6,3 mm com tamanho aproximado de 7 x 17 cm.

Para as armaduras de reforços seguiu-se a mesma sequência. Primeiramente foram cortadas apenas as barras longitudinais que não possuíam ganchos e posteriormente foram cortados e dobrados os estribos de reforço. Estes que tiveram uma dificuldade maior por conta de seu tamanho. Como eram necessários estribos de reforço embaixo e em cima do furo, e a viga possui apenas 20 cm de altura, foi necessário fazer os estribos com 7 x 5 cm para o furo de 50, e de 7 x 3,5 cm para o furo de 75. Pelo tamanho ser pequeno optou-se pelo dimensionamento dos estribos de reforço com os fios de 4,2 mm, dessa forma foi mais viável o trabalho de dobra. Todo o processo das armaduras aconteceu durante o mês de abril de 2023.

Em seguida, com todas as peças cortadas e dobradas, deu-se início ao processo de montagem das armaduras. Todos os estribos foram distribuídos ao longo da viga, conforme o planejamento inicial, e amarrados com arame recozido. As armaduras das vigas sem reforço podem ser observadas na figura 18.

Figura 18 - Armaduras das vigas sem reforço



Fonte: Autoria própria

As armaduras que continham o reforço foram montadas com a mesma sequência, com o adicional das barras e estribos ao redor da posição do furo, a figura 19 mostra um detalhe da região do reforço em uma das armaduras.

Figura 19 - Detalhe executivo da armadura de reforço



Fonte: Autoria própria

3.5.3 Concretagem

Um contratempo que precisou ser solucionado foi adaptar o cobrimento das vigas. Como foi adotado um valor menor que o preconizado pela norma, as lojas não possuíam espaçadores de 15 mm. Sendo assim, foram fabricados espaçadores caseiros com argamassa simples e arame galvanizado, moldados em copos plásticos (figura 20).

Para a concretagem foi escolhido um traço que atendesse aos requisitos já citados anteriormente de relação água/cimento e resistência do concreto. O traço em massa escolhido foi 1:1,8:2,8 (cimento, agregado miúdo e agregado graúdo) com uma relação de água/cimento de 0,56.

O cimento utilizado foi o CP-V-ARI para obter uma maior resistência aos primeiros dias e ter mais garantia no ensaio aos 28 dias. O agregado miúdo utilizado foi areia média fina e o agregado graúdo foram as brita 1 e 0, empregados numa relação de 50/50 pois as dimensões da viga são pequenas, há regiões com alta densidade de armadura e poderia correr o risco de haver a segregação do concreto. Vale destacar que ambos agregados foram obtidos do Canteiro de Obras da UTFPR, além de serem separados e secos para absorver a umidade e dar maior confiabilidade na relação água/cimento. Por fim os materiais eram armazenados e etiquetados em sacos e postos em local estanque.

Figura 20 - Fabricação caseira dos espaçadores



Fonte: Autoria própria

A partir do cálculo de materiais, e levando-se em consideração a capacidade da betoneira do canteiro de obras, que é de 320 litros, foi decidido realizar 5 betonadas, uma betonada para cada grupo de vigas. Dessa forma cada betonada deveria concretar 3 vigas mais 3 corpos de prova, logo a quantidade de material por betonada é mostrado na tabela 1.

Tabela 1 - Quantidade de material por betonada

Material	Quantidade (kg)
Cimento CP-V-ARI	40
Areia	72
Brita 0	56
Brita 1	56
Água	22,4

Fonte: Autoria própria

Antes do processo final de concretagem, foi realizada uma betonada teste (figura 21) para aprovação final do traço e de outros requisitos, como homogeneidade e trabalhabilidade. Posteriormente, com o traço aprovado, foi realizada a concretagem em duas datas para poder reaproveitar as fôrmas com furos. A concretagem e adensamento dos corpos de prova seguiu a NBR 5738, já para as vigas precisou ser utilizada uma mesa vibratória para realizar seu adensamento, visto que não seria possível utilizar um vibrador convencional pelas dimensões das mesmas. Sendo assim, a figura 22 mostra as vigas concretadas sobre a mesa vibratória.

Figura 21 - Concreto teste



Fonte: Autoria própria

Figura 22 - Vigas concretadas sobre mesa vibratória



Fonte: Autoria própria

3.5.4 Desforma e Cura

Após passar aproximadamente 24 horas da concretagem, foi realizada a desforma das vigas, já que foi realizado o reaproveitamento das fôrmas. Na primeira vez houve um cuidado redobrado para não perder nenhuma tábua. Os tubos também foram extraídos das vigas, ou com a peça inteira saindo com o auxílio de um martelo, ou em parte cortadas com um arco de serra.

Logo em seguida, todas as vigas e os corpos de prova foram identificados pelo seu grupo (figura 23) e transportados até o tanque do Laboratório de Solos de Engenharia Civil, lá foram colocados em cura úmida com a presença de água e cal (figura 24).

Figura 23 – Vigas e corpos de prova desformados a caminho do tanque de cura



Fonte: Autoria própria

Figura 24 - Cura das vigas e corpos de prova



Fonte: Autoria própria

As peças foram postas em cura nos dias 20 e 25 de abril de 2023, e deixadas por 28 dias, até serem retiradas para os ensaios de resistência.

3.6 Ensaaios

3.6.1 Resistência à Compressão dos Corpos de Prova

Para a realização do ensaio de resistência à compressão dos corpos de prova foi utilizada a máquina DL30000N localizada no laboratório de materiais de Engenharia Civil da UTFPR. Os corpos de prova, após serem retificados e ainda úmidos, são postos com uma base regulamentadora por cima (figura 25), e são ensaiados mecanicamente até seu rompimento.

Figura 25 - Ensaio dos corpos de prova à compressão simples



Fonte: Autoria própria

3.6.2 Flexão a Quatro Pontos das Vigas

Acerca dos ensaios com as vigas, é utilizado o ensaio de flexão a quatro pontos. O ensaio é realizado em vigas retangulares biapoiadas que sofrem um carregamento em dois pontos simétricos, aplicando uma carga que irá gerar flexão pura na região central da viga, enquanto na região próxima aos apoios é gerado a flexão junto do cisalhamento.

Situado no Canteiro de Obras do curso de Engenharia Civil da UTFPR, o pórtico estrutural que possui os apoios ajustáveis (figura 26) é conectado em um sistema de aquisição de dados Quantum X que, juntamente com o equipamento de aplicação de carga e com o auxílio manual de uma pessoa, realiza o carregamento ao mesmo tempo que faz a leitura dos dados no computador com o software Catman Easy (figura 27).

Figura 26 – Pórtico utilizado no ensaio de rompimento



Fonte: Autoria própria

Figura 27 - Tela do software Catman Easy



Fonte: Autoria própria

As vigas retiradas do tanque de cura eram laçadas e içadas com o auxílio de um macaco hidráulico operado manualmente. Ao serem posicionadas no pórtico, as vigas eram apoiadas em uma tira de borracha nos apoios com o intuito de evitar a concentração de tensões pontuais.

Além do mais, para melhor visualização das figuras foi utilizado um canetão para grifar as fissuras que apareciam ao longo do ensaio. O rompimento das vigas ocorreu durante o mês de maio de 2023, em um intervalo de uma semana. Na primeira etapa houve o rompimento das vigas do grupo I, II e III, enquanto as vigas do grupo IV e V foram rompidas em uma segunda ocasião.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Como dito anteriormente, os ensaios de rompimento ocorreram em dois dias diferentes, primeiramente foram rompidas as vigas do grupo I (vigas de referência) e as vigas do grupo II e III (vigas com furo e sem reforço), enquanto em um segundo momento foram rompidas as vigas do grupo IV e V (vigas com furo e com reforço).

Porém, para melhor discussão dos resultados, serão apresentados os valores em quatro tópicos, primeiramente as vigas de referência, depois as vigas sem reforço seguido das vigas com reforço e por fim uma análise geral de alguns pontos observados.

Além do mais, de acordo com a NBR 12655: Concreto de cimento Portland – Preparo, controle, recebimento e aceitação - procedimento (ABNT, 2022), como de cada betonada era extraído uma amostragem para o ensaio de resistência à compressão, foi considerado o controle do concreto por amostragem total. Dessa forma, o valor da resistência característica à compressão do concreto estimado é igual ao menor valor da resistência à compressão dos exemplares de cada betonada.

4.1 Vigas de referência

As vigas de referência têm o propósito dos seus resultados servirem como base para o restante do estudo. Com relação ao ensaio dos corpos de prova à compressão (tabela 2), o CP3 de valor 34,88 MPa é considerado como a resistência característica à compressão do concreto estimado e, por apresentar um valor maior que 25 MPa (resistência de projeto) acabou por aceitar a betonada de concreto para o grupo I.

Tabela 2 - Resistência à compressão: Grupo I

Grupo	Corpo de Prova	Resistência à Compressão (MPa)	fck,est (MPa)	Média (MPa)
I	CP1	34,93	34,88	35,85
	CP2	37,74		
	CP3	34,88		

Fonte: Autoria própria

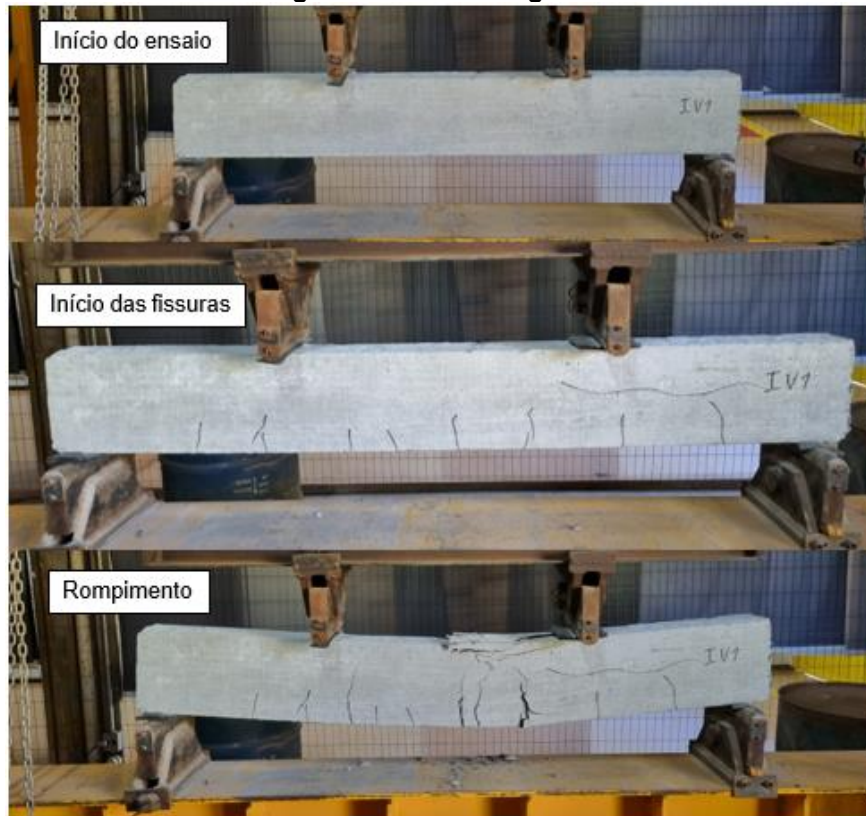
Durante o ensaio de rompimento das vigas, todas as três começaram a apresentar as fissuras aproximadamente aos 45 kN, fissuras verticais na região de flexão pura e fissuras diagonais na região mais próxima aos apoios. A tabela 3 apresenta os dados de rompimento das vigas, com a característica principal que todas romperam com um valor aproximado, com média de 84,09 kN, tal valor 40,15% acima do carregamento dimensionado de 60 kN.

Tabela 3 – Ensaio de flexão: Grupo I

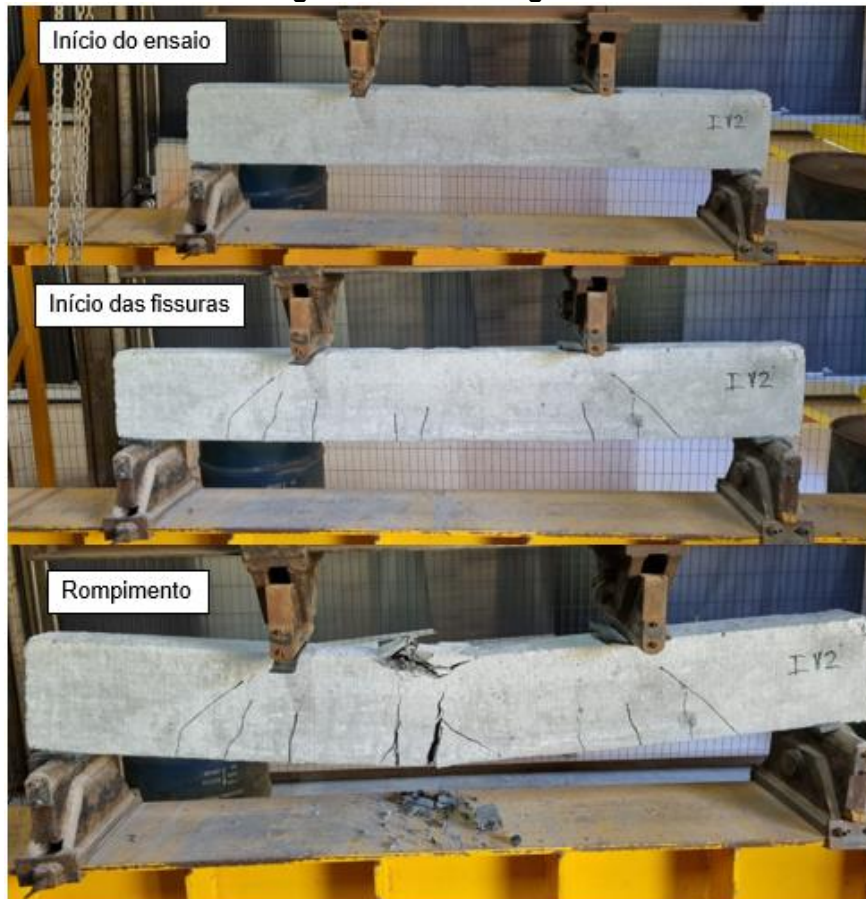
Grupo	Viga	Carregamento (kN)	Média (kN)
I	V1	84,61	84,09
	V2	82,72	
	V3	84,94	

Fonte: Autoria própria

Outra característica que pode ser observada nas figuras 28, 29 e 30, que mostram o ensaio das vigas do grupo 1, foi que todas as vigas desse grupo romperam na região central pela flexão pura, com o esmagamento do concreto.

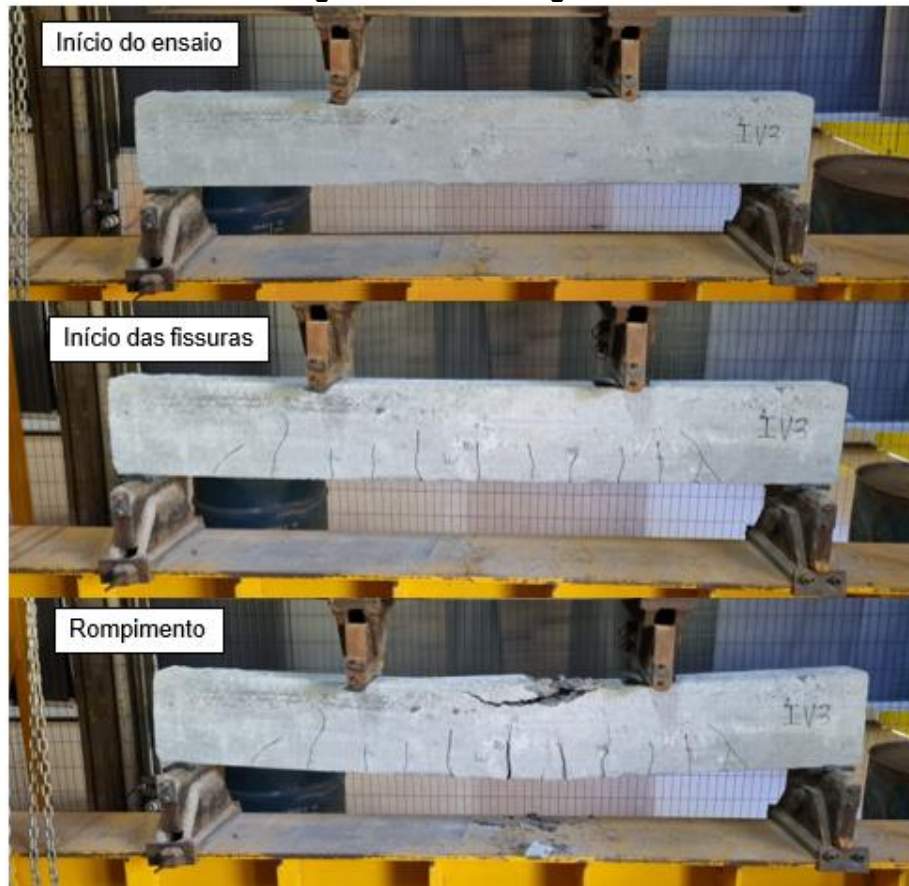
Figura 28 - Ensaio viga I-V1

Fonte: Autoria própria

Figura 29 - Ensaio viga I-V2

Fonte: Autoria própria

Figura 30 - Ensaio viga I-V3



Fonte: Autoria própria

4.2 Vigas sem reforço

Tanto o grupo II (vigas sem reforço e com furo de 50 mm) como o III (vigas sem reforço e com furo de 75 mm) não possuíam armadura de reforço, logo, o esperado era que por possuírem furo em posição fora da norma, ambos os grupos iriam romper com carregamento menor que 60 kN ou no furo.

Primeiramente, durante o ensaio de resistência à compressão, podemos observar na tabela 4 que tanto o concreto do grupo II como do grupo III foram aceitos pois o $f_{ck,est}$ de ambos possuiu um valor maior que os 25 MPa adotados para dimensionamento, com destaque ao grupo III que apresentou um $f_{ck,est}$ de 36,91 MPa e uma média de 39,25 MPa, os maiores valores de todos os ensaios.

Tabela 4 - Resistência à compressão: Grupos II e III

Grupo	Corpo de Prova	Resistência à Compressão (MPa)	$f_{ck,est}$ (MPa)	Média (MPa)
II	CP1	32,65	32,65	35,25
	CP2	35,81		
	CP3	37,28		
III	CP4	41,01	36,91	39,25
	CP5	36,91		
	CP6	39,83		

Fonte: Autoria própria

Através do rompimento das vigas sem reforço e de acordo com a tabela 5, pode-se perceber que todas as seis vigas romperam com valor acima do dimensionado, mas inferior ao da viga sem furo, especialmente as do grupo III (furo sem reforço e com furo de 75 mm) que tiveram uma carga de ruptura 12,80% menor, mesmo com um concreto com resistência característica à compressão aos 28 dias 9,48% superior.

Tabela 5 - Ensaio de flexão: Grupos II e III

Grupo	Viga	Carregamento (kN)	Média (kN)
II	V1	86,69	82,99
	V2	82,46	
	V3	79,83	
III	V1	80,57	73,33
	V2	79,40	
	V3	60,02	

Fonte: Autoria própria

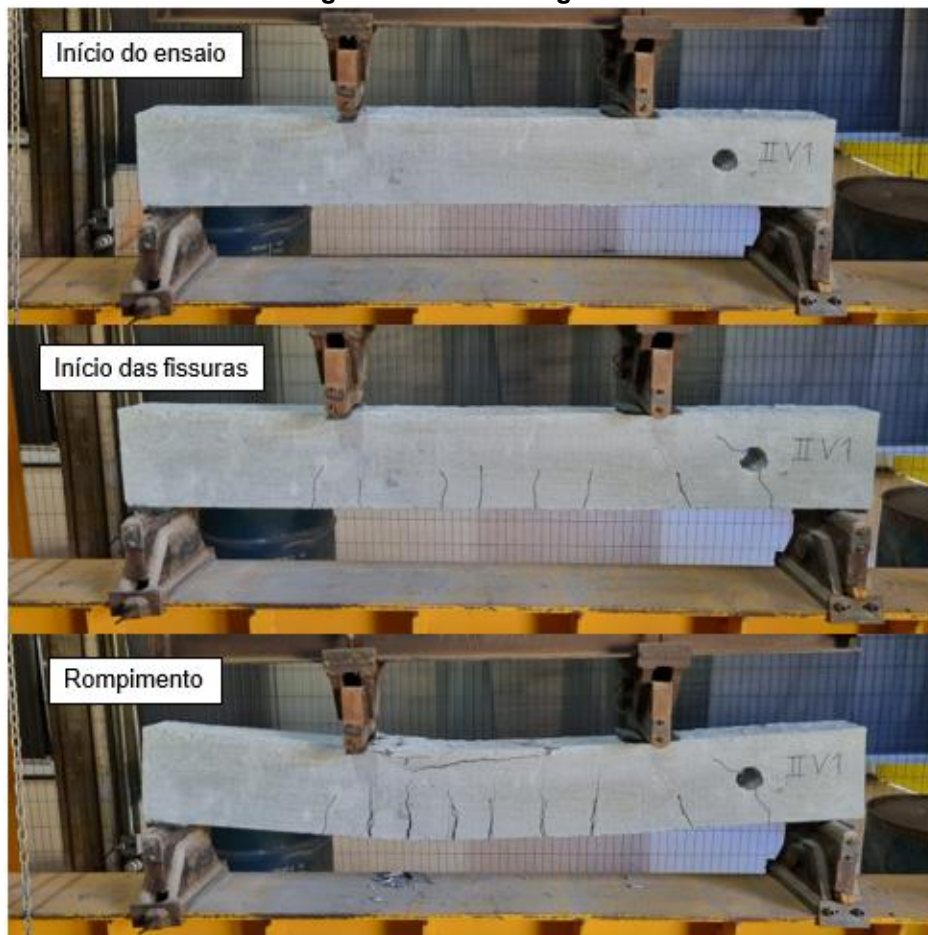
Além do mais, as vigas do grupo II apresentaram início das fissuras por volta dos 40 kN, com fissuras verticais na região central e fissuras diagonais que atravessavam a posição do furo.

Contudo, as vigas II-V1 (figura 31), II-V2 (figura 32) e II-V3 (figura 33) romperam apenas pelo esmagamento do concreto na região central da viga e os furos somente tiveram fissuras de pequena dimensão.

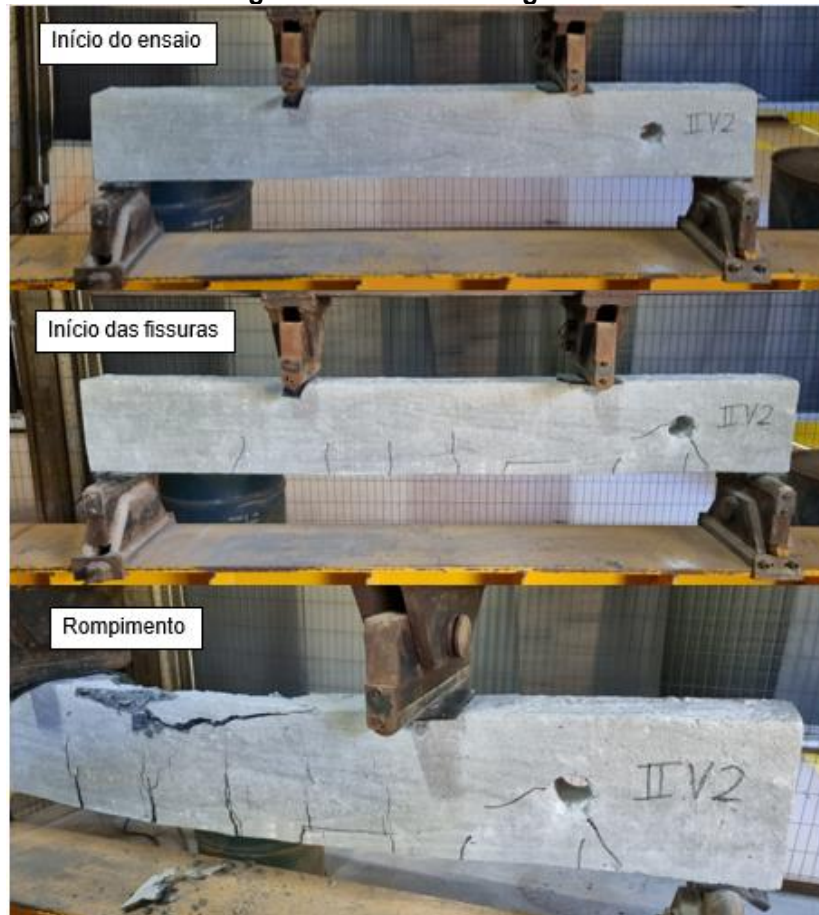
Diferente do grupo II, as vigas III-V1 (figura 34), III-V2 (figura 35) e III-V3 (figura 36) começaram apresentar as fissuras a partir dos 35 kN, em todo o ensaio pode-se perceber que as fissuras na região do furo eram mais salientes em

comparação aos grupos I e II, sendo que todas as três romperam na região do furo por cisalhamento da peça.

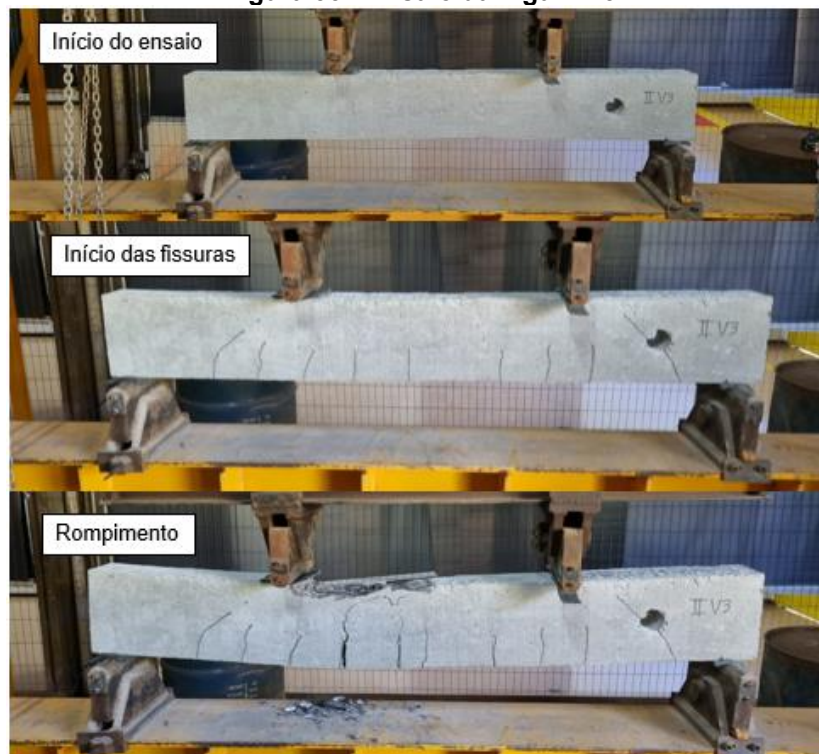
Figura 31 - Ensaio viga II-V1



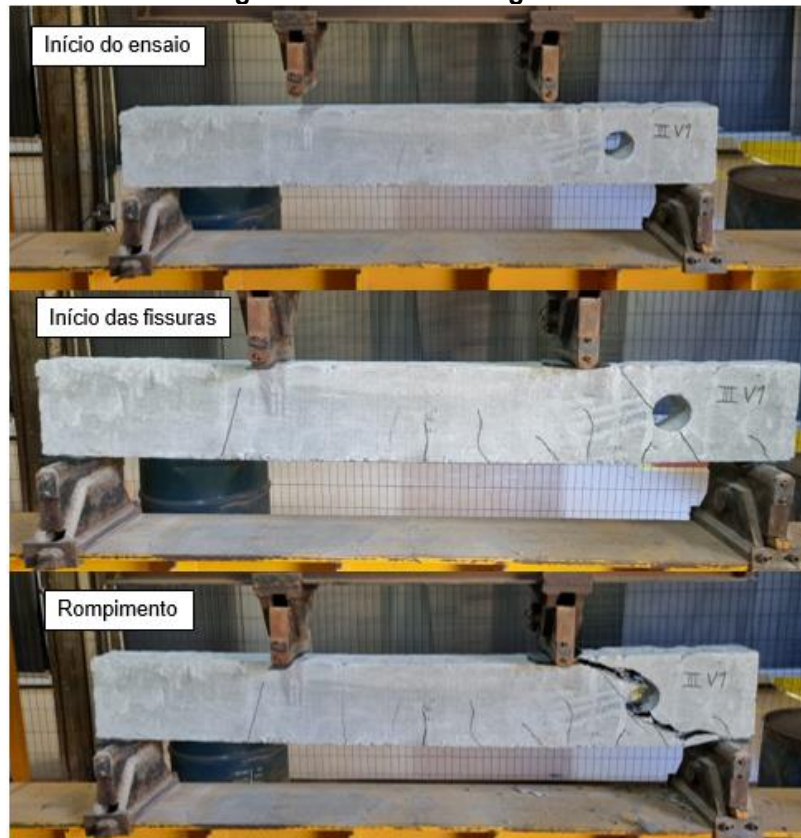
Fonte: Autoria própria

Figura 32 - Ensaio da viga II-V2

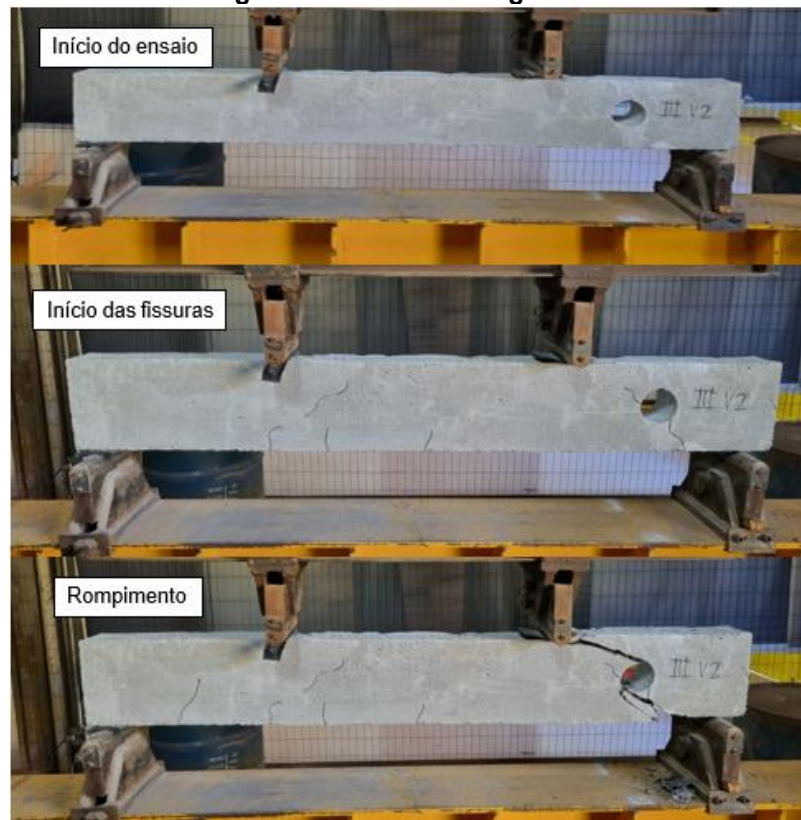
Fonte: Autoria própria

Figura 33 - Ensaio da viga II-V3

Fonte: Autoria própria

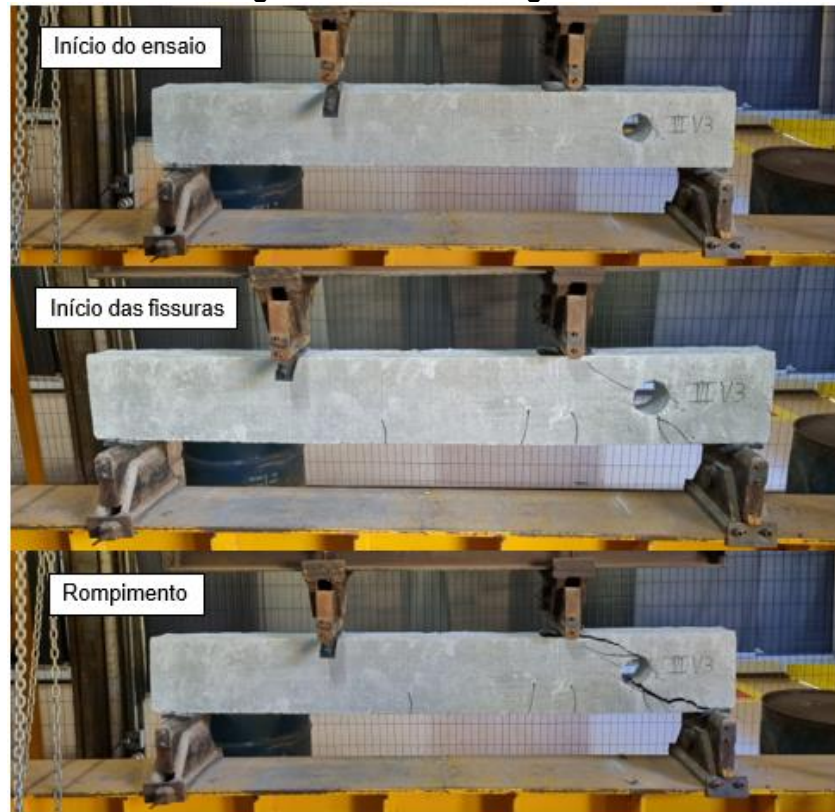
Figura 34 - Ensaio da viga III-V1

Fonte: Autoria própria

Figura 35 - Ensaio da viga III-V2

Fonte: Autoria própria

Figura 36 - Ensaio da viga III-V3



Fonte: Autoria própria

4.3 Vigas com reforço

As vigas com reforço foram rompidas em data diferente das anteriores para poder dar os 28 dias de cura. Em princípio, tanto o grupo IV como o grupo V tiveram suas betonadas de concreto aceitas devido ao valor de seus $f_{ck,est}$, já que os corpos de prova de ambos os grupos romperam com carga superior à do dimensionamento e mantiveram uma média semelhante aos outros grupos (tabela 6).

Tabela 6 - Resistência à compressão: Grupos IV e V

Grupo	Corpo de Prova	Resistência à Compressão (MPa)	$f_{ck,est}$ (MPa)	Média (MPa)
IV	CP1	38,89	35,23	37,70
	CP2	35,23		
	CP3	38,99		
V	CP4	31,25	28,60	31,84
	CP5	28,60		
	CP6	35,66		

Fonte: Autoria própria

Contudo, ao realizar o ensaio de rompimento percebeu-se que havia algum problema nas vigas de concreto armado com reforço estrutural. Analisando-se a tabela 7, pode-se observar que nenhuma viga rompeu com o valor mínimo de 60 kN do dimensionamento.

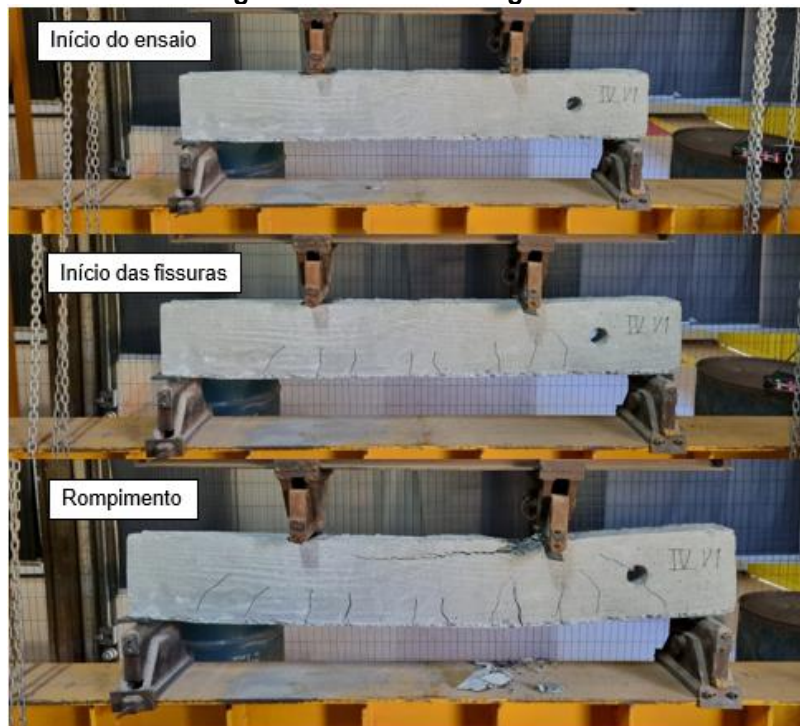
Tabela 7 - Ensaio de flexão: Grupos IV e V

Grupo	Viga	Carregamento (kN)	Média (kN)
IV	V1	49,81	47,70
	V2	46,13	
	V3	47,17	
V	V1	49,05	44,93
	V2	44,97	
	V3	40,76	

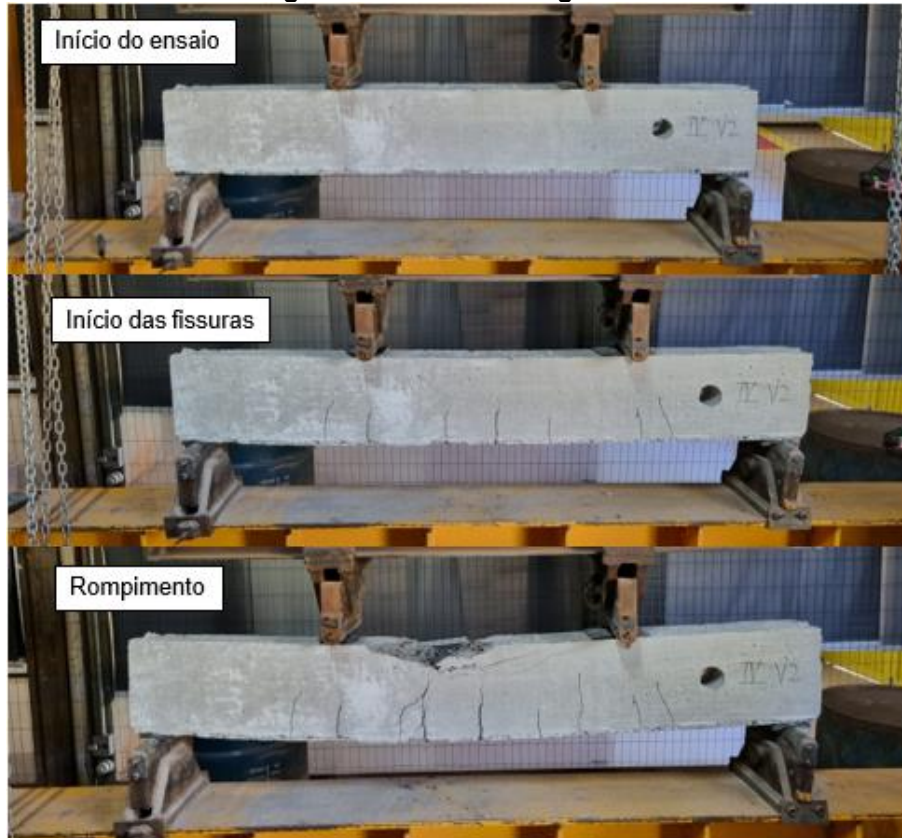
Fonte: Autoria própria

Outrossim, tanto para o grupo IV (vigas com reforço e com furo de 50 mm) como o grupo V (vigas com reforço e com furo de 75 mm), as fissuras iniciais começaram a surgir por volta dos 15 kN, valor bem abaixo comparado aos demais grupos. As vigas IV-V1 (figura 37), IV-V2 (figura 38) e IV-V3 (figura 39) romperam pelo esmagamento do concreto na região central causada pela flexão pura.

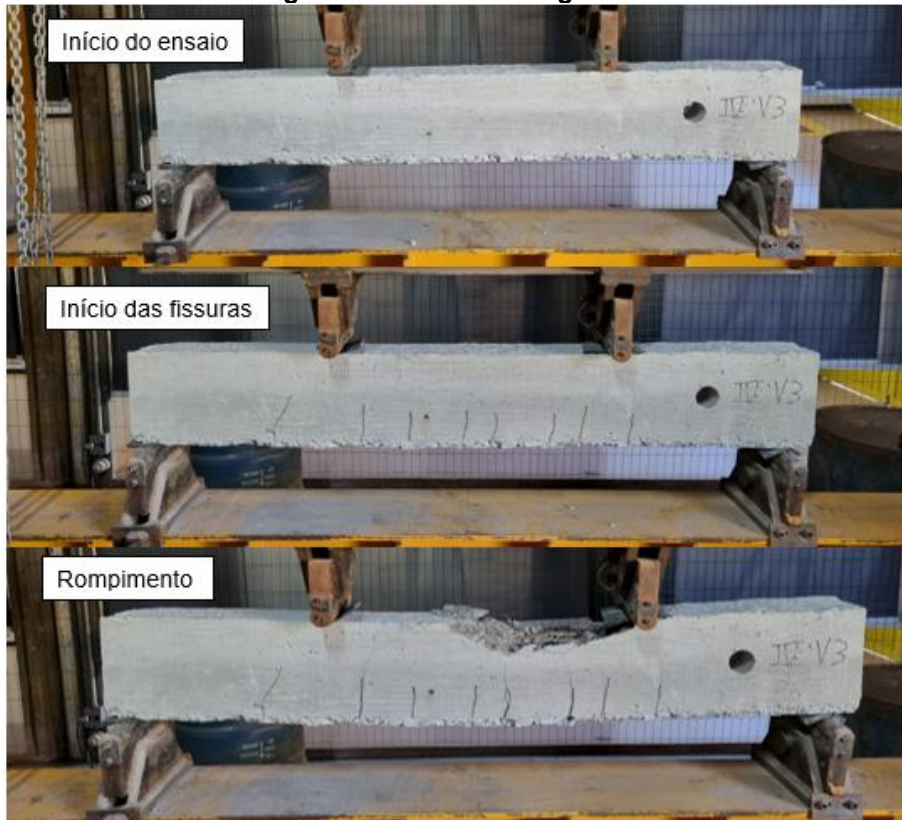
Figura 37 - Ensaio da viga IV-V1



Fonte: Autoria própria

Figura 38 - Ensaio da viga IV-V2

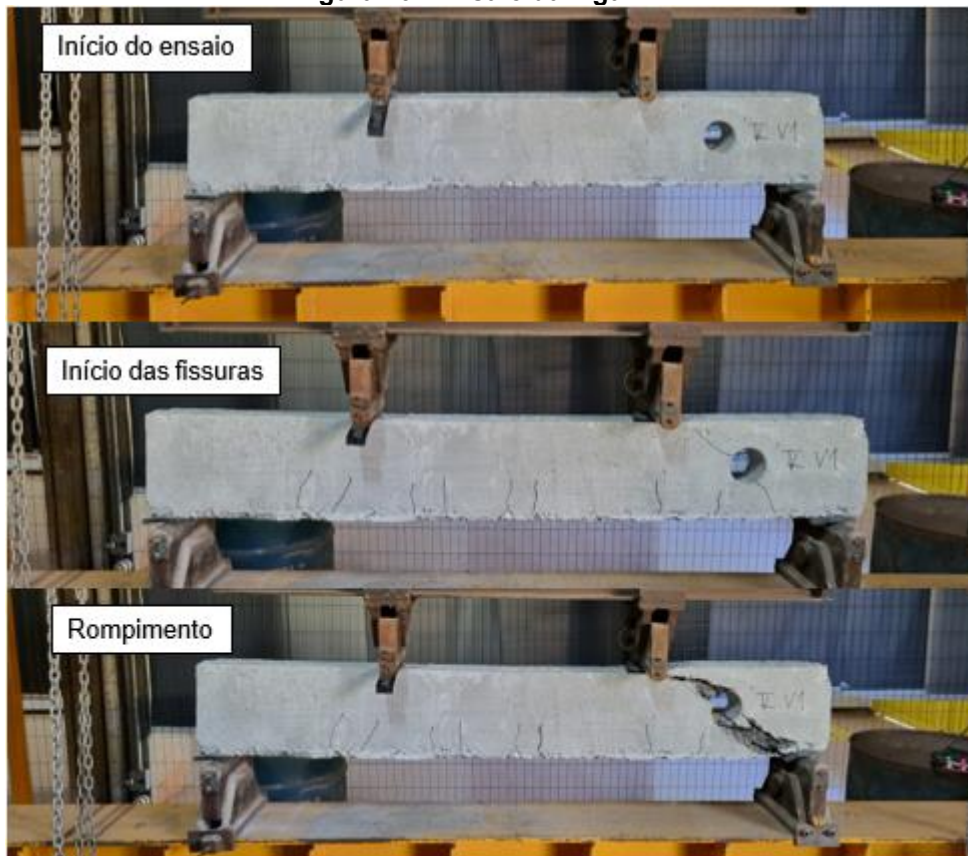
Fonte: Autoria própria

Figura 39 - Ensaio da viga IV-V3

Fonte: Autoria própria

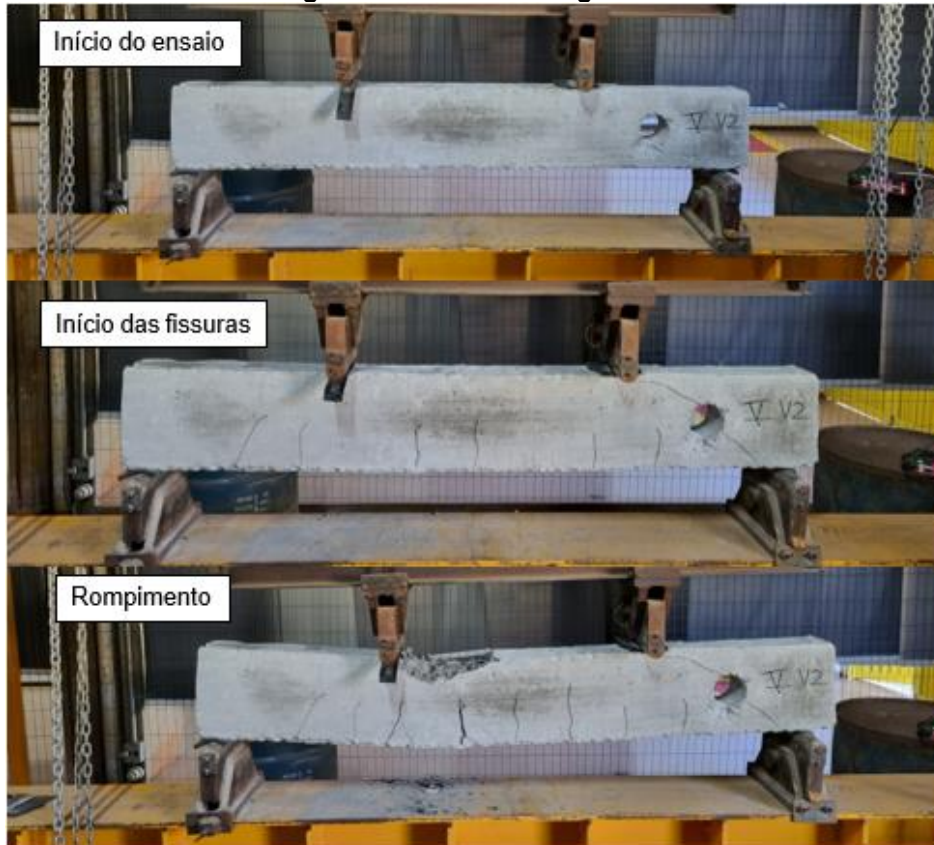
O grupo V apresentou duas características diferentes, a viga V-V1 (figura 40) rompeu com 49,05 kN, maior valor desse grupo, contudo seu rompimento deu-se pelo esforço cortante gerado no furo mesmo reforçado. Ao passo que as vigas V-V2 (figura 41) e V-V3 (figura 42) romperam com carregamento menor, mas romperam pelo esmagamento do concreto ocorrido pela flexão pura.

Figura 40 - Ensaio da viga V-V1



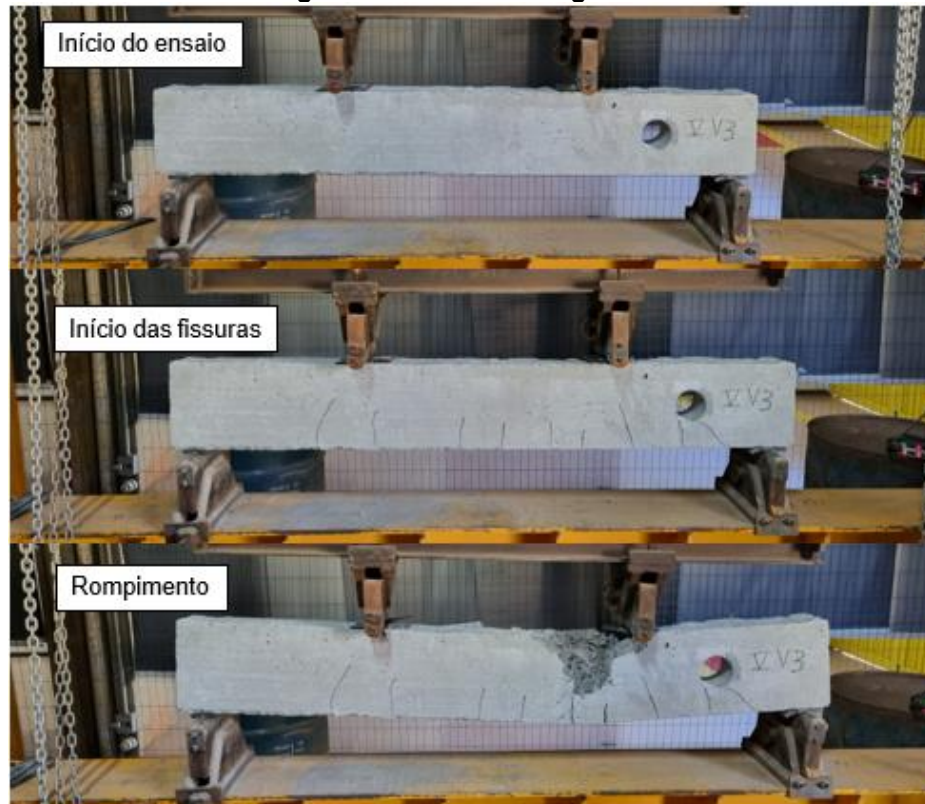
Fonte: Autoria própria

Figura 41 - Ensaio da viga V-V2



Fonte: Autoria própria

Figura 42 - Ensaio da viga V-V3



Fonte: Autoria própria

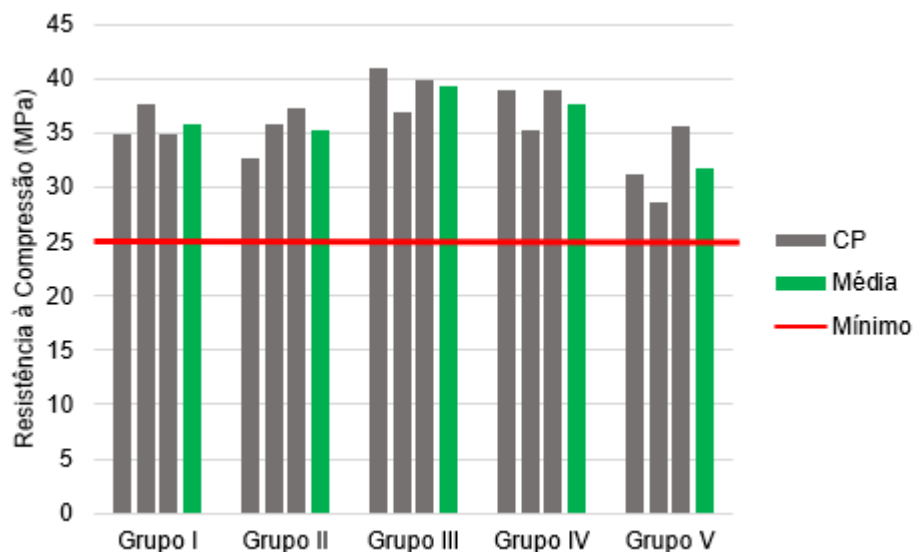
4.4 Análise Geral

Após o rompimento de todas as peças procurou-se entender o motivo das vigas com reforço terem um carregamento inferior aos outros grupos, dado que o ensaio dos corpos de prova comprovou a qualidade do concreto.

No gráfico da figura 43, apenas um corpo de prova rompeu com carga abaixo de 30 MPa e apenas o grupo V (vigas com reforço e furo de 75 mm) teve uma média inferior a 35 MPa, contudo, todos os corpos de prova romperam com valor acima de 25 MPa, valor especificado para resistência ao se fazer o traço.

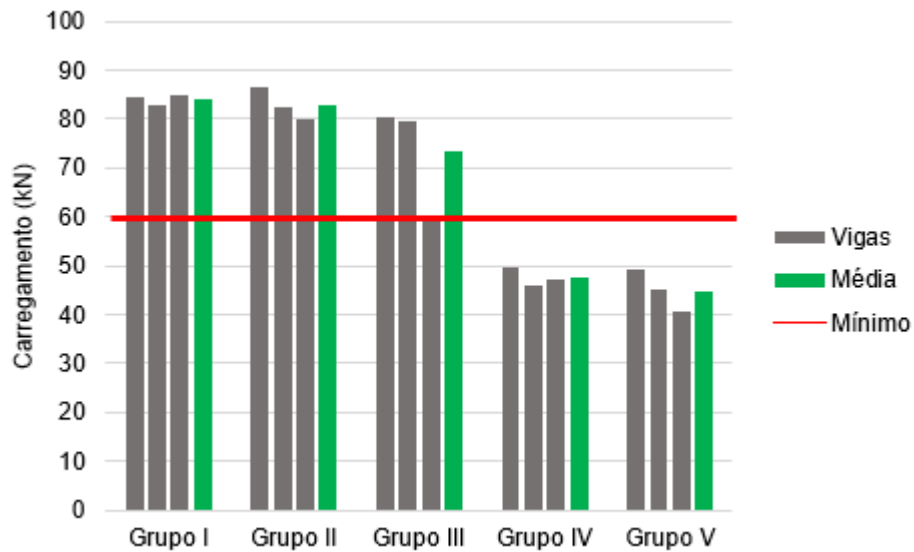
Quanto a carga de rompimento das vigas, o gráfico da figura 44, vale destacar que as vigas do grupo II (vigas sem reforço e furo de 50 mm) praticamente tiveram o mesmo carregamento de rompimento das vigas de referência, o que mostra que o furo de 50 mm não causou diferença significativa na resistência. Já o grupo III (vigas sem reforço e furo de 75 mm), mesmo tendo uma média superior ao mínimo de cálculo, teve uma queda na resistência de aproximadamente 12,80% em relação ao grupo I (vigas de referência), além de todas as três vigas terem rompido por cisalhamento na região do furo, comprovando que fez a diferença o diâmetro de 75 mm ser maior que um terço da altura da viga. Também notou-se que, as vigas dos grupos com reforço tiveram seus valores de carregamento de rompimento menor que o esperado.

Figura 43 - Gráfico comparativo da resistência característica à compressão aos 28 dias dos corpos de prova



Fonte: Autoria própria

Figura 44 - Gráfico comparativo do carregamento de rompimento das vigas



Fonte: Autoria própria

Um ponto a ser considerado é que durante a montagem das fôrmas reaproveitadas, detectou-se que havia uma fresta entre as tábuas laterais com o fundo da fôrma, possivelmente as peças haviam se deformado no processo de desforma, logo, mesmo com a montagem de peças de reforço ao redor das frestas, durante a vibração das vigas no processo de concretagem, um pouco do material acabou vazando, podendo ter causado a segregação do concreto e assim ter sido um fator para o rompimento precoce das peças. Na figura 45 é observado que o concreto na região da fresta apresentou vazios e falhas devido a concretagem.

Figura 45 – Falha na concretagem da viga com reforço



Fonte: Autoria própria

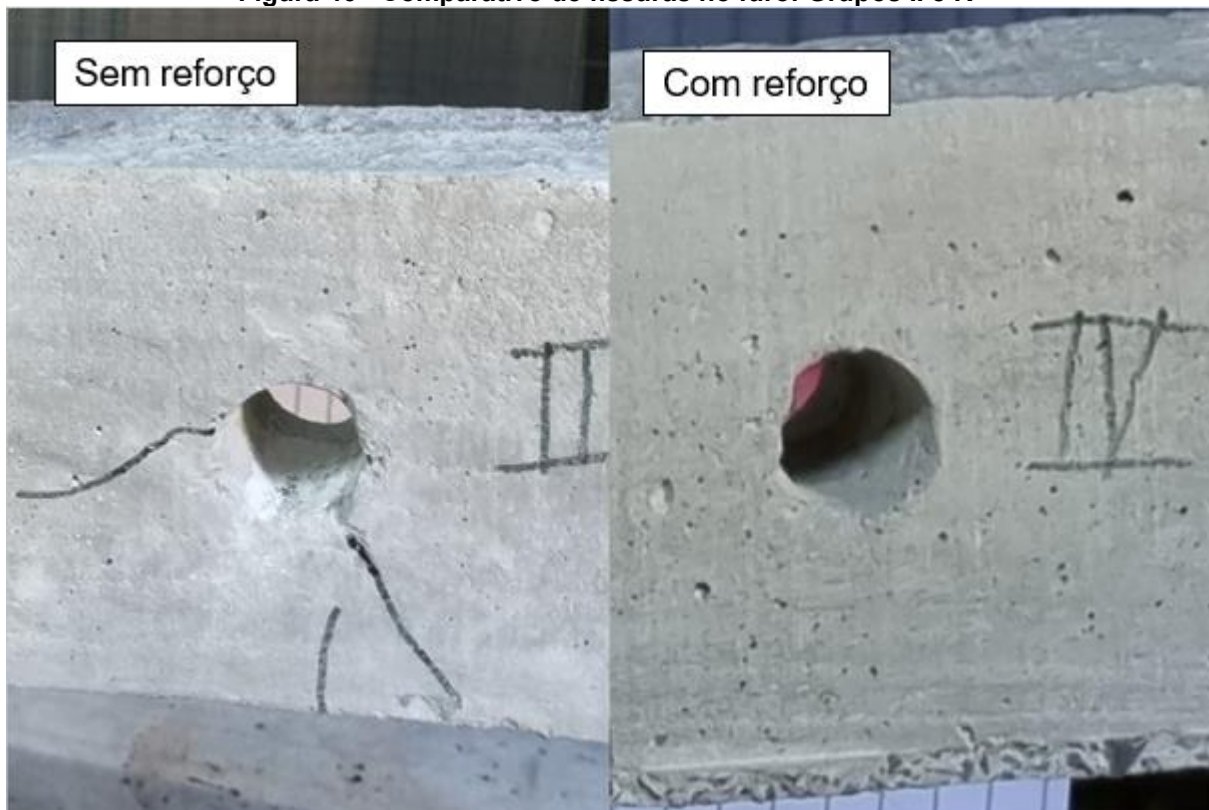
Outra hipótese que pode ser levantada é que, durante a concretagem das vigas com reforço, pelo vazamento do material e a deformação das fôrmas, a armadura pode ter se deslocado de sua posição original e conseqüentemente reduziu

o valor do braço de alavanca. Com essa alteração do braço, há uma redução no momento resistente, afetando assim a resistência das vigas.

Após a obtenção de todos os resultados, e sabendo-se o valor real da resistência do concreto do grupo I (grupo na qual se baseou o dimensionamento), foi possível calcular o momento máximo resistente. Realizado o cálculo, o momento máximo resistente foi de 12,42 kNm, e o carregamento máximo foi de 62,1 kN, logo o grupo I também rompeu com valores acima do mínimo real.

Mesmo que as vigas com reforço não atingiram a resistência esperada, pode-se notar que durante o ensaio e até mesmo após o rompimento, as fissuras em torno do furo foram menores ou imperceptíveis. A figura 46 mostra que as fissuras do grupo II (sem reforço) foram mais visíveis que as do grupo IV (com reforço), mesmo que ambas tenham rompido pelo esmagamento do concreto e não na região do furo.

Figura 46 - Comparativo de fissuras no furo: Grupos II e IV



Fonte: Autoria própria

Já em relação as vigas com furo de 75 mm, através do ensaio observou-se que das três vigas do grupo V, apenas uma rompeu por cisalhamento no furo, enquanto as outras duas tiveram fissuras leves, comprovando a eficácia do reforço mediante ao esforço cortante na região do furo, mesmo que o tamanho do furo não

estivesse de acordo com a norma. A figura 47 mostra o comparativo do furo e do local de rompimento, entre as vigas do grupo III e grupo V.



Fonte: Autoria própria

Apesar da resistência de carregamento das vigas com furos e com armadura de reforço não terem sido satisfatórias neste trabalho, pode-se dizer que em relação a redução de fissuras e reforço para o não rompimento na região de esforço cortante, a armadura de reforço mostrou-se eficaz em comparação as vigas com furos e sem a presença do reforço estrutural.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho teve o objetivo de analisar de forma experimental a variação de resistência e comportamento das vigas de concreto armado com furos, com e sem a presença de armadura de reforço dos mesmos. Todas as etapas se mostraram relevantes para os resultados obtidos.

Todos os concretos obtiveram uma resistência à compressão maior do que o esperado, mostrando assim a importância do traço do concreto, da separação dos agregados e da escolha do cimento CP-V-ARI, para atingir a resistência dos primeiros dias.

A influência do furo se mostrou presente neste trabalho, uma vez que as vigas do grupo III (furos de 75 mm, sem reforço) obtiveram uma resistência de rompimento menor que as do grupo II (furos de 50 mm, sem reforço), além do rompimento das vigas do grupo III pelo cisalhamento da peça na região do furo, enquanto que, as vigas do grupo II romperam apenas pelo esmagamento do concreto na região central.

O trabalho também mostrou a importância de todas as etapas executivas, visto que problemas na reutilização de fôrmas e na concretagem puderam afetar significativamente na resistência de vigas de concreto armado.

Apesar das vigas com reforço no furo não terem seu valor de resistência alcançado conforme o planejado, pode-se concluir que o reforço estrutural auxiliou na redução das fissuras ao redor do furo e, conseqüentemente, evitou que a viga rompesse pelo cisalhamento nesta região.

O estudo da resistência de elementos estruturais de concreto armado com a presença de aberturas é muito amplo e muitas pesquisas ainda podem ser feitas. Algo que pode ser estudado é o impacto estrutural, nas vigas de concreto armado, que os furos podem acarretar ao serem feitos após a concretagem, e formas para minimizá-los tais impactos estruturais, visto que em muitas obras é comum esse retrabalho de realizar a abertura para passagem da tubulação depois que a viga já está pronta.

Por fim, é ressaltada a importância da utilização da NBR 6118 (ABNT, 2014) para o dimensionamento de peças estruturais de concreto armado, visando sempre a segurança da obra.

REFERÊNCIAS

AGUSTINHO, Sérgio R. **Análise da influência de furos horizontais em vigas de concreto armado**. 2009. 131 p. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade do Extremo Sul Catarinense, Criciúma, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7480**: Aço destinado às armaduras para estruturas de concreto armado - requisitos. Rio de Janeiro: ABNT, 2022.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas - procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8953**: Concreto para fins estruturais - classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência. Rio de Janeiro: ABNT, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 12655**: Concreto de cimento Portland – Preparo, controle, recebimento e aceitação – procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2022.

BALEM, Amanda F. **Vantagens da compatibilização de projetos na engenharia civil aliada ao uso da metodologia BIM**. 2015. 76 p. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2015.

BANDEIRA, Alex A. **Estruturas de concreto armado segundo a NBR 6118/2014**. Salvador. 2015. 175 p. Notas de aula.

BASTOS, Paulo S. **Flexão normal simples**: vigas. Universidade Estadual Paulista. Bauru. 2020. 77 p. Notas de aula.

BASTOS, Paulo S. **Fundamentos do concreto armado**. Universidade Estadual Paulista. Bauru. 2019. 89 p. Notas de aula.

DUMÊT, Tatiana B. **Eng 118**: Estruturas de concreto armado I. Universidade Federal da Bahia. Salvador. 2008. 265 p. Notas de aula.

FACHIN, Odília. **Fundamentos de metodologia**. 5. ed. São Paulo: Saraiva, 2006.

FARIAS, Ianna K. M. G. **Influência de furos e aberturas em estruturas de concreto armado**: análise de furos horizontais para passagem de tubulações em vigas

convencionais. 2019. 66 p. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Maranhão, São Luís, 2019.

GIL, Antonio C. **Métodos e técnicas de pesquisa social**. 6. ed. São Paulo: Atlas, 2008.

GIUGLIANI, Eduardo. **Aberturas em elementos estruturais de concreto**. Pontifícia Universidade Católica do Rio Grande do Sul. [2007?]. 9 p. Notas de aula.

KAEFER, Luís F. **A evolução do concreto armado**. São Paulo. 1998. 44 p. Material didático.

MACIEL, Renata V. **Análise da eficiência da metodologia BIM para a detecção de interferências e levantamento de quantitativos**: estudo de caso. 2021. 121 p. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Pato Branco, 2021.

MARCONI, Marina de Andrade; LAKATOS, Eva Maria. **Fundamentos de metodologia científica**. 5. ed. São Paulo: Atlas, 2003. 310 p.

MOREIRA, Maria A. et al. Análise experimental e teórica em vigas de concreto armado com furos na alma. **Essentia**: Revista de cultura, ciência e tecnologia, Sobral, v. 20, n. 2, p. 15-22, nov. 2019.

NÓBREGA, Ugo R. G. **A importância da compatibilização de projetos das edificações para minimizar as falhas na execução, reduzir custos e garantir um maior controle de qualidade**. 2017. 66 p. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa, 2017.

PINHEIRO, Libânio M. **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios**. Universidade de São Paulo. São Carlos. 2007. 380 p. Material Didático.

PRODANOV, Cleber C.; FREITAS, Ernani C. de. **Metodologia do trabalho científico**: métodos e técnicas da pesquisa e do trabalho acadêmico. 2. ed. Novo Hamburgo: Feevale, 2013. 277 p.

REGO, Percival P. do; RIBEIRO, Rafael C. **Análise comparativa de vigas de concreto armado com aberturas**: reforço convencional com armadura de complementação e reforço com manta de fibra de carbono. 2021. 87 p. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Pato Branco, 2021.

SILVA, Daiane R. **Análise estrutural de vigas de concreto armado com abertura na alma**. 2019. 72 p. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Alagoas, Delmiro Gouveia, 2019.

SILVA, Guilherme B. da; KUO, Érica E. **Influência de furos não premeditados em vigas de concreto armado.** 19º ENEMET, São Paulo, 2019.

SIMÃO, David W. da G. **Análise e dimensionamento de vigas de concreto armado com aberturas na alma.** 2014. 100 p. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Pernambuco, Caruaru, 2014.

SOUZA JÚNIOR, Tarley F. de. **Estruturas de concreto armado.** Universidade Federal de Lavras. [2012?]. 23 p. Notas de aula.

VALADARES, Marcelo M.; SENA, Douglas A. T. **Análise de caso: abertura executada sem planejamento em viga de concreto armado de uma residência unifamiliar.** 2021. 21 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás, Aparecida de Goiânia, 2021

VENTURINI, Wilson S.; RODRIGUES, Rogério de O. **Dimensionamento de peças retangulares de concreto armado solicitadas à flexão reta.** Universidade de São Paulo. São Carlos .1987. 133 p. Material Didático.

ANEXO A – DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS

1. Armadura longitudinal

- Altura mínima:

$$d_{min} = \sqrt{\frac{M_k}{0,2509 * f_{ck} * b_w}}$$

$$d_{min} = \sqrt{\frac{12}{0,2509 * 25 * 1000 * 0,1}} = 0,1383 \text{ m}$$

- Altura útil:

$$d = h - (c + \phi_t + \frac{\phi_l}{2})$$

$$d = 0,2 - \left(\frac{1,5 + 0,63 + \frac{1}{2}}{100} \right) = 0,1737 \text{ m}$$

- Cálculo da linha neutra:

$$0,272x^2 - 0,118116x + 0,0048 = 0$$

$$\frac{0,118116 \pm \sqrt{(-0,118116)^2 - (4 * 0,272 * 0,0048)}}{2 * 0,272}$$

$$x = 0,0454 \text{ m}$$

$$z = d - \frac{0,8 * x}{2}$$

$$z = 0,1737 - \frac{0,8 * 0,0454}{2} = 0,1555 \text{ m}$$

- Área de aço:

$$A_s = \frac{M_k}{z * f_{yk}}$$

$$A_s = \frac{12}{0,1555 * 500} * 10 = 1,5429 \text{ cm}^2$$

- Domínio:

$$\frac{x}{d} = \frac{0,0454}{0,1737} = 0,2613 = \text{Domínio 3}$$

2. Armadura transversal

- Força cortante resistente de cálculo com relação à ruína das diagonais comprimidas:

$$V_{Rk2} = 0,27 * \alpha_{v2} * f_{ck} * b_w * d$$

$$V_{Rk2} = 0,27 * 0,9 * 25 * 1000 * 0,1 * 0,1737 = 105,5228 \text{ kN}$$

- Força cortante resistida pelo concreto:

$$V_C = 0,6 * f_{ctk} * b_w * d$$

$$V_C = 0,6 * (0,7 * 0,3 * 25^{2/3}) * 1000 * 0,1 * 0,1737 = 18,7144 \text{ kN}$$

- Força cortante resistida pela armadura transversal:

$$V_{SW} = V_{Sk} - V_C$$

$$V_{SW} = 30 - 18,7144 = 11,2856 \text{ kN}$$

- Área de aço:

$$\frac{A_s}{s} = \frac{V_{SW}}{\alpha_{v2} * d * f_{yk}}$$

$$\frac{A_s}{s} = \frac{11,2856}{0,9 * 0,1737 * 500} * 10 = 1,4438 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Área mínima:

$$\rho_{sw} = 0,2 * \frac{0,3 * f_{ck}^{2/3} * b_w}{f_{yw}}$$

$$\rho_{sw} = 0,2 * \frac{2,5652 * 0,1}{500} * 10000 = 1,0261 \text{ cm}^2/m$$

- Espaçamento eixo longitudinal:

$$\begin{cases} S_{m\acute{a}x} = 0,6 * d \leq 300mm, \text{ se } V_{sd} \leq 0,67 V_{Rd2} \\ S_{m\acute{a}x} = 0,6 * 0,1737 = 0,10422 \text{ m} \end{cases}$$

- Espaçamento transversal entre ramos:

$$\begin{cases} St_{m\acute{a}x} = 0,6 * d \leq 350mm, \text{ se } V_d > 0,67 V_{Rd2} \\ St_{m\acute{a}x} = 0,6 * 0,1737 = 0,10422 \text{ m} \end{cases}$$

- Espaçamento entre estribos:

$$s = \frac{n * A_{s\phi t}}{a_{sw}}$$

$$s = \frac{2 * \pi * 0,63^2}{4 * 1,4438 * 0,01} = 43,1808 \text{ cm}$$

Como $s > S_{m\acute{a}x}$, $s = 0,10422 \text{ m}$

ANEXO B – DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA REFORÇO

1. Longitudinal

- Forças normais no banzo acima e abaixo da abertura

$$D = Z = \frac{M_m}{z}$$

$$D = Z = \frac{4,5}{\frac{7,5 + 2 * \left(\frac{6,25}{2}\right)}{100}} = 32,73 \text{ kN}$$

$$N_{sup} = N_{inf} = 32,73 \text{ kN}$$

- Força cortante nos banzos

$$Q_{sup} = (0,8 \text{ a } 0,9)Q_m$$

$$Q_{inf} = (0,1 \text{ a } 0,2)Q_m$$

$$Q_{sup} = 0,8 * 30 = 24 \text{ kN}$$

$$Q_{inf} = 0,2 * 30 = 6 \text{ kN}$$

- Dimensionamento dos banzos à flexão composta

$$M_{sup,máx} = \pm Q_{sup} * \frac{l'}{2}$$

$$M_{inf,máx} = \pm Q_{inf} * \frac{l'}{2}$$

$$M_{sup,máx} = 24 * \frac{0,075}{2} = 0,9 \text{ kNm}$$

$$M_{inf,máx} = 6 * \frac{0,075}{2} = 0,225 \text{ kNm}$$

- Área Banzo superior

$$v_{sup} = \frac{N_d}{A_c * f_{cd}}$$

$$v_{sup} = \frac{32,73}{62,5 * 2,5} = 0,209$$

$$\mu_{sup} = \frac{M_d}{A_c * h * f_{cd}}$$

$$\mu_{sup} = \frac{90}{62,5 * 6,25 * 2,5} = 0,092$$

$$\omega_{sup} = \text{Ábaco Anexo C} = 0,05$$

$$A_{s\ sup} = \frac{\omega * A_c * f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_{s\ sup} = \frac{0,05 * 62,5 * 25}{500} = 0,156\ cm^2$$

- Área Banzo inferior

$$v_{inf} = \frac{N_d}{A_c * f_{cd}}$$

$$v_{inf} = \frac{32,73}{62,5 * 2,5} = 0,209$$

$$\mu_{inf} = \frac{M_d}{A_c * h * f_{cd}}$$

$$\mu_{inf} = \frac{22,5}{62,5 * 6,25 * 2,5} = 0,023$$

$$\omega_{inf} = \text{Ábaco Anexo C} = 0,26$$

$$A_{s\ inf} = \frac{\omega * A_c * f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_{s\ inf} = \frac{0,26 * 62,5 * 25}{500} = 0,8125\ cm^2$$

2. Transversal

- Força cortante resistida pelo concreto

$$V_C = 0,6 * f_{ctk} * b_W * d$$

$$V_{C(50)} = 0,6 * 1795,7 * 0,1 * 0,0487 = 5,25 \text{ kN}$$

$$V_{C(75)} = 0,6 * 1795,7 * 0,1 * 0,0362 = 3,90 \text{ kN}$$

- Força cortante resistida pela armadura transversal

$$V_{SW} = V_{Sk} - V_C$$

$$V_{SW(50)} = 30 - 5,25 = 24,75 \text{ kN}$$

$$V_{SW(75)} = 30 - 3,90 = 26,10 \text{ kN}$$

- Área estribos

$$\frac{A_s}{s} = \frac{V_{SW}}{\alpha_{v2} * d * f_{yk}}$$

$$\frac{A_s}{s}(50) = \frac{24,75}{0,9 * 0,0487 * 60} = 9,41 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\frac{A_s}{s}(75) = \frac{26,1}{0,9 * 0,0362 * 60} = 13,35 \text{ cm}^2/\text{m}$$

3. Suspensão

- Força cortante resistida pela armadura transversal

$$V_{SW} = 0,8V_{Sk} - V_C$$

$$V_{SW} = (0,8 * 30) - 3,9 = 20,1 \text{ kN}$$

- Área suspensão

$$\frac{A_s}{s} = \frac{V_{SW}}{\alpha_{v2} * d * f_{yk}}$$

$$\frac{A_s}{s} = \frac{20,1}{0,9 * 0,0362 * 50} = 12,34 \text{ cm}^2/m$$

ANEXO C – ÁBACO DE VENTURINI E RODRIGUES A-2

ÁBACO A-2

