

CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

Danielle Brixner

**ANÁLISE TEÓRICA E EXPERIMENTAL DE ABERTURAS HORIZONTAIS EM
VIGAS DE CONCRETO ARMADO**

Santa Cruz do Sul
2017

Danielle Brixner

**ANÁLISE TEÓRICA E EXPERIMENTAL DE ABERTURAS HORIZONTAIS EM
VIGAS DE CONCRETO ARMADO**

Trabalho de conclusão apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade de Santa Cruz do Sul para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Ms. Christian Donin

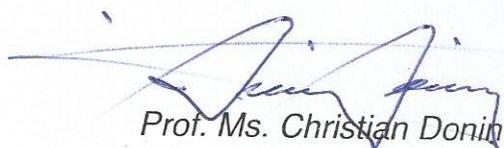
Santa Cruz do Sul

2017

Danielle Brixner

**ANÁLISE TEÓRICA E EXPERIMENTAL DE ABERTURAS HORIZONTAIS EM
VIGAS DE CONCRETO ARMADO**

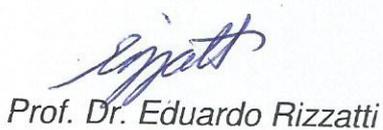
Este trabalho de conclusão foi apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade de Santa Cruz do Sul, como requisito parcial para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.



Prof. Ms. Christian Donin
Professor orientador - UNISC



Prof. Ms. Henrique Rupp
Professor examinador - UNISC



Prof. Dr. Eduardo Rizzatti
Professor examinador - UFSM

Santa Cruz do Sul

2017

AGRADECIMENTOS

Há um pensamento de Chico Xavier que diz:

“É exatamente disso que a vida é feita, de momentos. Momentos que temos que passar, sendo bons ou ruins, para o nosso próprio aprendizado. Nunca esquecendo do que mais importa: nada nessa vida é por acaso [...]”.

Assim, este é mais um momento da minha vida que se encerra, mas não esquecerei do que vivi, das pessoas que conheci e do conhecimento que adquiri. Por isso sou eternamente grata, primeiramente à Deus, por ter me permitido vivenciar todos esses momentos ao longo do meu curso acadêmico.

Agradeço aos meus pais, que são as pessoas mais importantes na minha vida, por todo o amor e apoio. Muito obrigada pela oportunidade de me proporcionar esta graduação, e pelo incentivo para concluir este trabalho. Amo vocês!

A minha irmã, que além da amizade e carinho, me ensinou a sempre buscar meu sonho. Saiba que te admiro como pessoa e como profissional.

Sou eternamente grata por ter ao meu lado os meus amigos, que mesmo com a minha ausência física nesses últimos meses, sempre enviavam mensagens de conforto e incentivo. Vocês também foram fundamentais nessa etapa da minha vida acadêmica.

Obrigada a todos os meus colegas do curso de Engenharia Civil, da Universidade de Santa Cruz do Sul, que vivenciaram muitos desses momentos comigo, mas em especial à aqueles que além de colegas se tornaram amigos.

Aos laboratoristas do Laboratório de Estruturas da instituição, com quem convivi durante algumas semanas, e que me ajudaram para que os experimentos obtivessem êxito.

E por fim, agradeço a todos os professores do curso da Engenharia Civil, com quem tive o prazer de aprender e conviver. Todos os seus conhecimentos divididos foram fundamentais para meu crescimento profissional. Em especial, ao meu orientador, professor Christian Donin, que dedicou seu tempo para me auxiliar a desenvolver este trabalho acadêmico.

A todos vocês, meu eterno muito obrigada!

RESUMO

Durante construções civis tem-se a necessidade de executar aberturas na alma de vigas de concreto armado, em situações em que passagem de fios elétricos ou canalizações são indispensáveis. Diante disto, a fim de evitar falhas na construção, é fundamental utilizar armaduras especiais para que a resistência da viga não seja influenciada pela existência da abertura. O objetivo deste trabalho é elucidar o assunto sobre furos em vigas de concreto armado, e contribuir para que as armaduras de reforços dessas regiões sejam aplicadas na construção civil. Primeiramente, verificou-se o que Norma Brasileira (6118:2014) preconiza e, buscou-se bibliografias com métodos de dimensionamento para armadura de reforço, quando as dimensões da abertura não se enquadram nas exigências normativas. Posteriormente, para a realização do experimento, utilizou-se o método descrito por Leonhardt e Mönning (1978) para o dimensionamento da armadura de reforço. Para esta investigação, foram ensaiadas três vigas com aberturas retangulares na região de cisalhamento pelo ensaio de Stuttgart e comparada com uma viga de alma cheia. Por fim, constatou-se que, a aplicação do método escolhido neste experimento de aberturas retangulares em vigas, não apresentou deformação relevante e resistência não influenciável, desde que respeite a taxa de armadura de reforço necessária.

Palavras-chave: Concreto armado, Vigas com abertura na horizontal, Vigas de concreto armado com abertura na alma, Deformação.

ABSTRACT

During civil constructions there is a need to perform openings in the web of reinforced concrete beams, in situations where passage of electrical wires or plumbing are indispensable. In order to avoid construction failures, it's essential to use special reinforcement so that the strength of the beam is not influenced by the existence of the openings. The objective of this work is to elucidate the issue of openings in reinforced concrete beams, and to contribute to the reinforcement bars of these regions being applied in civil construction. Firstly, it was verified what Brazilian Norm (6118:2014) advocates and, it was searched for bibliographies with sizing methods for reinforcement bars, when the dimensions of the opening do not fit the normative requirements. Later, for the accomplishment of the experiment, the method described by Leonhardt and Mönning (1978) was used for the dimensioning of the reinforcement bars. For this investigation, three beams with rectangular openings in the shear region were tested by the Stuttgart test and compared to a full-web beam. Finally, it was observed that the application of the method chosen in this experiment of rectangular openings in beams, did not present relevant deformation and non-influenceable resistance, as long as it respects the required bars of reinforcement.

Key words: Reinforced concrete, Beams with horizontal opening, Reinforced concrete beams with web opening, Deformation.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 –	Disposições mínimas de abertura vertical em vigas	16
Figura 2 –	Vigas com aberturas na alma	17
Figura 3 –	Viga com abertura em região com menor força cortante	17
Figura 4 –	Limites das dimensões de abertura retangular	18
Figura 5 –	Armadura adicional em vigas com aberturas circulares	18
Figura 6 –	Dimensões limites na região da abertura em vigas de seção T	22
Figura 7 –	Quadro plano multicelular fechado	22
Figura 8 –	Análise da região do furo	23
Figura 9 –	Esforços submetidos para dimensionamento das seções S1-S1 e S2-S2	24
Figura 10 –	Detalhamento da armadura de reforço do furo	25
Figura 11 –	Armadura de alma com abertura retangular	25
Figura 12 –	Esforços atuantes na região do furo	27
Figura 13 –	Diagramas de solicitações para um viga biapoiada	27
Figura 14 –	Posições e solicitações na seção s	28
Figura 15 –	Disposição das armaduras de reforço da viga com aberturas	29
Figura 16 –	Divisão da estrutura de uma viga em regiões B e D	31
Figura 17 –	Regiões nodais	32
Figura 18 –	Panorama de fissuração	36
Figura 19 –	Trajetória das tensões principais de compressão e tração	36
Figura 20 –	Esforços atuando na região entre as aberturas adjacentes	43
Figura 21 –	Dimensão dos protótipos	48
Figura 22 –	Esquema estrutural da viga com carregamento e os diagramas de solicitações	50
Figura 23 –	Solicitações atuantes nos banzos	51
Figura 24 –	Disposição da armadura na viga com abertura	52
Figura 25 –	Formas das vigas com abertura retangular	57
Figura 26 –	Dimensões dos estribos	57
Figura 27 –	Armadura transversal e armadura do reforço	58
Figura 28 –	Armadura	59
Figura 29 –	Vigas com aberturas após concretagem	60
Figura 30 –	Corpos de prova	61

Figura 31 – Detalhe da armadura retangular após desforma das vigas	61
Figura 32 – Configuração do ensaio de Stuttgart	62
Figura 33 – Ensaio à flexão de viga de concreto armado	63
Figura 34 – Esquema de aplicação de carga nos protótipos	63
Figura 35 – Ensaio da viga de referência.	64
Figura 36 – Ensaio da viga 02 (com abertura retangular)	65
Figura 37 – Ensaio das vigas 03 e 04	65
Figura 38 – Esquema simplificado	66
Figura 39 – Fissuras de flexão da viga 01	68
Figura 40 – Viga de alma cheia após ensaio	69
Figura 41 – Força x Deslocamento – Viga 01	69
Figura 42 – Fissuras na abertura da viga 02	70
Figura 43 – Viga 02 após o momento de ruptura	70
Figura 44 – Força x Deslocamento – Viga 02	71
Figura 45 – Sequência de fissuração da viga 03	71
Figura 46 – Força x Deslocamento – Viga 03	72
Figura 47 – Fissura entorno da abertura da viga 04	73
Figura 48 – Viga 04 após o ensaio	73
Figura 49 – Força x Deslocamento – Viga 04	74
Figura 50 – Deslocamentos das vigas ensaiadas	76
Figura 51 – Comparativo de momentos	77

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Resistência dos corpos de provas da viga 01	54
Tabela 2 – Resistência dos corpos de provas da viga 02	55
Tabela 3 – Resistência dos corpos de provas da viga 03	55
Tabela 4 – Resistência dos corpos de provas da viga 04	55
Tabela 5 – Valores encontrados nos ensaios de tração	56
Tabela 6 – Resultados experimentais	74
Tabela 7 – Resultados encontrados para os momentos teóricos de ruptura	75
Tabela 8 – Dados estatísticos dos momentos	78

LISTA DE SÍMBOLOS

m	Metro
cm	Centímetros
cm ²	Centímetros quadrados
°	Graus
kg/m ³	Quilograma por metro cúbico
A	Área
F	Força aplicada
P	Carga
MPa	Mega Pascal
GPa	Giga Pascal
b	Base do elemento
h	Altura do elemento
L	Comprimento do vão
A _s	Área de aço
%	Porcentagem
°C	Graus Celcius
f _{ck}	Resistência característica do concreto à compressão
f _{yk}	Resistência característica ao escoamento do aço

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	12
1.1 Justificativa	12
1.2 Objetivos do trabalho	13
1.2.1 Objetivo geral	13
1.2.2 Objetivos específicos	13
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	15
2.1 Considerações iniciais	15
2.2 Vigas com aberturas na alma	15
2.3 Materiais do concreto armado	18
2.3.1 Propriedades do aço	19
2.3.2 Propriedades do concreto	20
2.4 Métodos para cálculo de reforço para vigas com aberturas em sua alma	22
2.4.1 Cálculo de armadura de reforço pelo método Süssekind	22
2.4.2 Cálculo de armadura de reforço pelo método Leonhardt	25
2.5 Dimensionamento e detalhamento de armaduras	26
2.5.1 Método clássico de dimensionamento e detalhamento de armaduras	26
2.5.2 Método das Bielas e Tirantes	30
2.5.2.1 Nó ou regiões nodais	32
2.5.2.2 Bielas	33
2.5.2.3 Tirantes	34
2.6 Modos de fissuração e rupturas em vigas com aberturas horizontais	34
2.7 Investigações experimentais sobre furos em vigas de concreto armado	37
3 METODOLOGIA	47
3.1 Definição dos protótipos	47
3.2.1 Dimensionamento inicial dos corpos de prova de vigas	48
3.2.2 Dimensionamento da armadura de reforço da abertura retangular	51
3.3 Confeção dos protótipos	53
3.3.1 Materiais	53
3.3.2 Caracterização dos materiais	53
3.3.3 Confeção das formas e armaduras	56
3.3.4 Concretagem	59
3.4 Análise experimental	61
3.5 Análise teórica	65
4 RESULTADOS	68

4.1 Resultados experimentais	68
4.1.1 Viga 1	68
4.1.2 Viga 2	69
4.1.3 Viga 3	71
4.1.4 Viga 4	72
4.2 Resultados teóricos	74
5 ANÁLISE DOS RESULTADOS	76
6 CONCLUSÕES	79
6.1 Conclusões	79
6.2 Sugestões para trabalhos futuros	80
REFERÊNCIAS	81
ANEXOS	84
ANEXO A – Modos de ruína e posição das cargas das vigas ensaiadas	84
ANEXO B – Ábaco para dimensionamento de peça retangular de concreto armado ...	85
ANEXO C – Resultados do ensaio da viga 01	86
ANEXO D – Resultados do ensaio da viga 02	87
ANEXO E – Resultados do ensaio da viga 03	88
ANEXO F – Resultados do ensaio da viga 04	89

1 INTRODUÇÃO

A compatibilização de projetos é uma prática incomum em construção civil, no Brasil, o qual ainda tem como principal fator de viabilidade econômica, o tempo de execução das construções. Contudo, para redução do tempo de obras, muitas construtoras ignoram fases importantes de planejamento de uma edificação, como, por exemplo, a compatibilização do projeto estrutural com os demais, o que reflete em diversos problemas. Sendo um deles a questão das aberturas nas almas em vigas de concreto armado que sempre despertou preocupações aos engenheiros (SOUZA, 2015).

É frequente a necessidade de realizar aberturas na alma de vigas de concreto armado na construção de edifícios, a fim de permitir a passagem de tubulações hidráulicas, cabos elétricos e dutos para sistemas de refrigeração e calefação (SIMÕES, 1997). Em grande parte das obras, as aberturas são executadas sem planejamento, o que arrisca enfraquecer a alma dessas vigas e pode gerar uma situação de instabilidade em toda a estrutura e, por consequência, comprometer a segurança da edificação e de seus inquilinos (SIMÃO, 2014).

Conforme Simões (1997), uma atenção especial deve ser dada tanto no dimensionamento quanto no detalhamento da armadura nesta região da abertura. Quando há presença de aberturas na região de maior solicitação por força cortante, ocorre uma diminuição da seção transversal do concreto, o que perturba o fluxo dos esforços de compressão e tração, e provoca uma concentração de tensões nas extremidades opostas da abertura. Devido a isso, pode ocorrer modificações no mecanismo resistente ao cisalhamento quando comparado com o das vigas de alma cheia (SIMÕES, 1997).

Desta forma, tanto o arranjo quanto a quantidade de armadura são de vital importância para que a viga com abertura alcance a mesma resistência que uma viga maciça.

1.1 Justificativa

Com a finalidade de evitar problemas de execução, faz-se necessário cuidados especiais no dimensionamento de peças estruturais, para que elas não sofram perda de resistência devido a modificações não previstas em projetos. Qualquer estrutura

que apresente a necessidade de furos ou aberturas, em suas exigências de projeto, deverá ser projetada e detalhada para absorverem as alterações de fluxo de tensões que ocorrem no entorno destes locais, prevendo armaduras especiais para estes casos, além daquelas necessárias para a estabilidade do elemento em função das solicitações atuantes.

Sendo assim, é fundamental o estudo em vigas com esse tipo de situação, considerando que a existência de abertura em vigas de concreto armado não planejado pode levar essas peças à ruína prematura.

E em virtude da falta de trabalhos desse gênero, pode ser de grande importância esta pesquisa, que analisará o dimensionamento de vigas segundo o método clássico, elaborado por Leonhardt e Mönning (1978), e atendendo as normas em vigências.

1.2 Objetivos do trabalho

Os objetivos do presente trabalho estão classificados em geral e específicos.

1.2.1 Objetivo geral

O objetivo geral desta pesquisa é para elucidar o assunto sobre furos em vigas de concreto armado, e contribuir para que as armaduras de reforços dessas regiões sejam aplicadas na construção civil.

1.2.2 Objetivos específicos

Os objetivos específicos deste trabalho são:

- Verificar os fundamentos teóricos relacionados a aberturas na alma de vigas de concreto armado;
- Estudar os métodos de detalhadamente de armadura de reforço, afim de compará-los;
- Realizar análises experimentais, para comprovar a importância de armaduras especiais em caso de existência de abertura em vigas;
- Calcular a armadura de reforço da abertura, de forma a garantir que a viga não perca a sua capacidade resistente a flexão;

- Comparar os resultados obtidos entre as situações de aberturas em vigas de modo a verificar a precisão do método estudado, sugerindo soluções para os problemas de acúmulo de tensões nessa região.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Considerações iniciais

As aberturas e furos na alma de vigas de concreto armado vêm sendo cada vez mais utilizados na construção civil, para passagem de canalizações ou para embutirem as mesmas. Esses furos podem comprometer a capacidade resistente do elemento estrutural, o que pode resultar em fissurações, o que é algo inevitável, todavia busca-se controlar para que o mínimo de fissuras surja na estrutura (SOUZA, 2015).

Segundo a norma brasileira (NBR) 6118:2014, quando forem previstos furos ou aberturas em elementos estruturais, seu efeito na resistência e na deformação deve ser verificado e não pode ultrapassar os limites previsto pela mesma.

A norma da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) em vigor também afirma que, de maneira geral, os furos são considerados os espaços que têm dimensões pequenas em relação ao elemento estrutural, enquanto que as aberturas são aqueles espaços de dimensões maiores. Um conjunto de furos muito próximo deve ser tratado como uma abertura.

2.2 Vigas com aberturas na alma

As aberturas transversais nas almas das vigas devem ser reforçadas com o arranjo de estribos verticais e barras longitudinais. Esse reforço pode ser dispensado dependendo do tamanho e da posição das aberturas, cujo o efeito da abertura é pequeno se relacionado com a capacidade resistente da viga (ARAÚJO, 2014a).

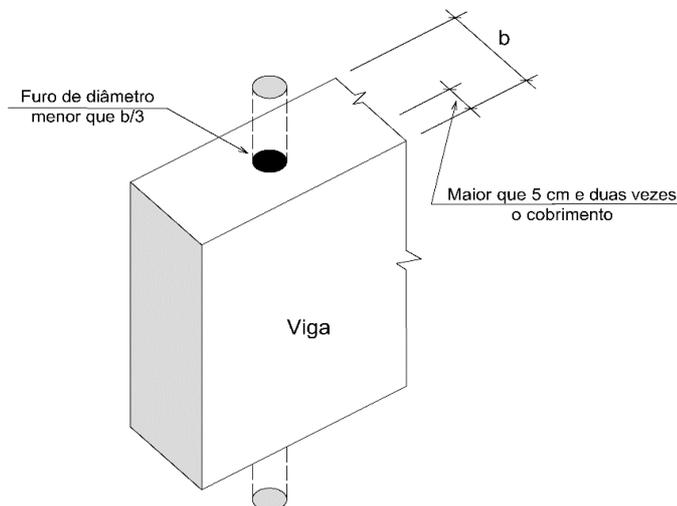
Pode-se dispensar o uso de reforço desde que, simultaneamente, sejam respeitadas as condições exigidas pela NBR 6118:2014. Isto é, o emprego desse reforço tem dispensa da verificação contanto que furos que atravessam vigas na direção de sua largura apresente dimensão de no máximo 12 cm e $h/3$, onde h é a altura da viga. A abertura esteja situada na zona de tração, a uma distância mínima de $2h$ da face do apoio. E a distância entre faces de furos, num mesmo tramo, deve ser de $2h$ no mínimo. Além disso, as aberturas não devem interceptar as barras da armadura, respeitando os cobrimentos nominais.

Caso não atendidas estas condições, que visam assegurar a capacidade resistente da viga e permitir uma boa concretagem, deve-se prever reforço entorno da abertura, considerando a distância mínima de um furo à face mais próxima da viga de no mínimo igual a 5 cm e duas vezes o cobrimento previsto para esta face (ABNT NBR 6118:2014).

Estruturas cujo projeto exige a presença de aberturas que atravessam as vigas na direção da altura também devem ser calculadas e detalhadas, prevendo armaduras para resistir aos esforços de tração, assim como, armaduras complementares dispostas no contorno e nos cantos das aberturas.

As aberturas em vigas, contidas no plano vertical, em conformidade com a NBR 6118:2014, não devem possuir diâmetros superiores a $1/3$ da largura da viga. E, assim como para furos horizontais, a distância mínima de um furo vertical à face mais próxima da viga, é obrigatório ser no mínimo igual a 5 cm e duas vezes o cobrimento previsto nessa face (Figura 1), para ser capaz de resistir aos esforços estimados no cálculo.

Figura 1 – Disposições mínimas de abertura vertical em vigas

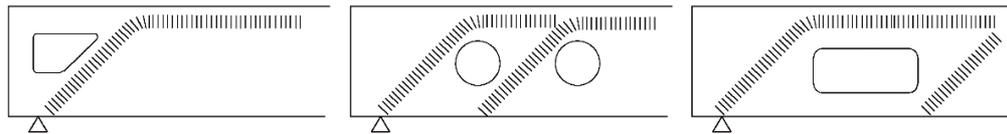


Fonte: Adaptado de ABNT NBR 6118:2014, p. 161.

No caso de ser necessário um conjunto de furos, a NBR afirma que estes furos devem ser alinhados e a distância entre suas faces precisam ser de, no mínimo, 5 cm ou o diâmetro do furo. Além disso, cada intervalo entre os furos deve conter pelo menos um estribo. E ainda que, para o caso de estruturas submetidas à torção, essas disposições mínimas das aberturas devem ser ajustadas de forma a permitir um funcionamento adequado.

Segundo Leonhardt e Mönning (1978a), só se pode executar aberturas nas almas de vigas, no trecho onde existe força cortante, se permanecerem as bielas de compressão importantes ou pórticos fechados suficientemente rígidos, conforme ilustra a figura 2.

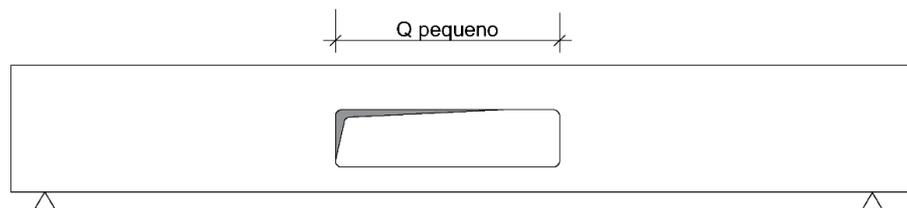
Figura 2 – Vigas com aberturas na alma



Fonte: Adaptado de Leonhardt, F; Mönning, E (1978, p. 165).

Nos trechos onde a força cortante é pequena, é possível executar aberturas suficientemente compridas (Figura 3). As aberturas circulares são mais favoráveis, por isso deve-se evitar ângulos reentrantes, que são os ângulos superiores a 180° . Além disso, os vértices devem ser, o mais possível, arredondados (LEONHARDT, F; MÖNNIG, E, 1978a).

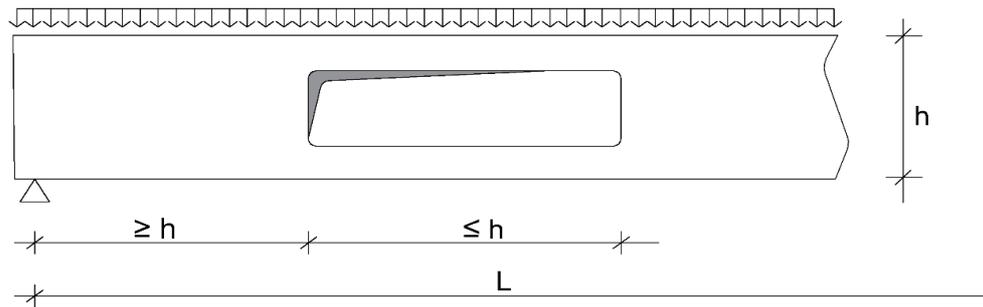
Figura 3 – Viga com abertura em região com menor força cortante



Fonte: Adaptado de Leonhardt, F; Mönning, E (1978, p. 165).

Sempre que o comprimento da abertura, no sentido do eixo longitudinal da viga, ser superior a $0,6h$, recomenda-se que a abertura seja considerada no dimensionamento, para avaliar a possibilidade de colocação de armaduras de reforço. Na região de aberturas compridas, caso as dimensões das aberturas ultrapassem os valores indicados na figura 4, considera-se que a viga se comporta como um pórtico, semelhante a uma viga Vierendeel, isto é, um sistema estrutural formado por barras que se encontram em pontos denominados nós, assim como as treliças (LEONHARDT, F; MÖNNIG, E, 1978a).

Figura 4 – Limites das dimensões de abertura retangular.

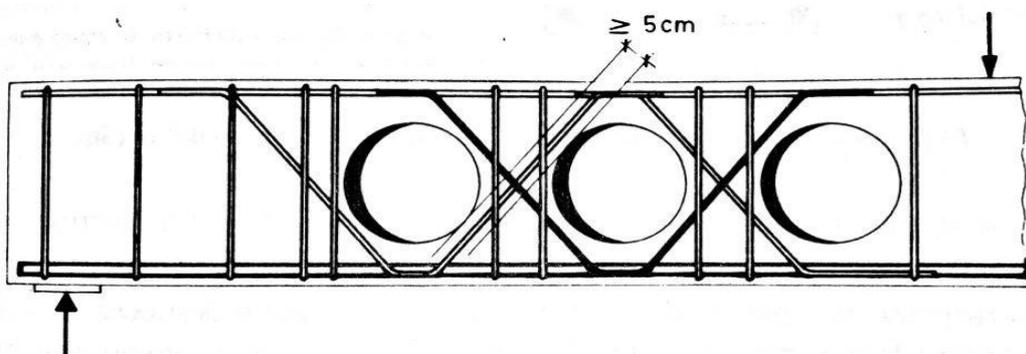


Fonte: Adaptado de Simões (1997, p. 47)

Ensaio realizados por Nasser (1967 apud LEONHARDT, F; MÖNNIG, E, 1978a) em vigas de seções retangulares mostraram que, a viga com abertura pode suportar a mesma carga que uma viga de alma cheia, desde que tenha adequada armadura de reforço. Todavia, cabe ressaltar que as aberturas diminuem a rigidez da viga.

No caso de vigas com várias aberturas circulares na alma, situadas próximas umas às outras (Figura 5), Leonhardt e Mönnig (1978a) recomendam que a distância entre as aberturas permita construir amaduras que se assemelham a uma treliça, com diagonais tracionadas e comprimidas cruzando entre os furos. E também afirmam que é conveniente, nesse caso, utilizar barras em forma de V, como armadura adicional ao cisalhamento.

Figura 5 – Armadura adicional em vigas com aberturas circulares



Fonte: Leonhardt, F; Mönnig, E (1978, p. 165).

2.3 Materiais do concreto armado

Concreto armado é o material composto, obtido pela associação do concreto com barras de aço, convenientemente colocadas no seu interior. As barras de aço

cumprem a função de absorver os esforços de tração na estrutura, em virtude da baixa resistência à tração do concreto, impedindo a ruína brusca da estrutura. E também servem para aumentar a capacidade de carga das peças comprimidas (ARAÚJO, 2014b).

O possível funcionamento do conjunto desses materiais se dá devido a adesão entre o concreto simples e barras ou fios de aço, que é fundamental para a aderência, esta que permite o aumento da capacidade resistente de um elemento estrutural fletido, quando se comparam vigas de mesma largura (b_w) e altura (h) na seção transversal (GIONGO, 2007). É devido à aderência também que as deformações das barras de aço são praticamente iguais as deformações do concreto que as envolve.

Além de absorver os esforços de compressão, o concreto tem como função proteger as armaduras contra a corrosão. Por isto, dependendo da classe de agressividade ambiental, é necessário um revestimento mínimo de concreto para garantir a durabilidade do conjunto (ARAÚJO, 2014b).

2.3.1 Propriedades do aço

As estruturas de concreto armado possuem barras de aços, que são denominadas de armaduras passivas, e em seus projetos deve ser utilizado aço classificado pela NBR 7480:2007 com o valor característico da resistência de escoamento nas categorias CA-25, CA-50 e CA-60. Para qualquer tipo de aço estrutural na faixa normal de temperaturas atmosféricas, conforme a NBR 6118:2014, pode-se adotar para massa específica do aço de armadura passiva o valor de 7850 kg/m³.

Os fios e barras de aço ainda podem ser lisos, entalhados ou providos de saliências ou mossas. Sendo denominado como barras, os produtos laminados nos quais duas dimensões da seção transversal são pequenas em relação ao comprimento. E os fios são produtos estruturais trefilados, que quando associados a mais de um, formam as cordoalhas e os cabos (PFEIL, 2009).

Segundo a NBR 6118:2014, o módulo de elasticidade do aço pode ser admitido igual a 210 GPa, na falta de ensaios ou valores fornecidos pelo fabricante. Observa-se, no entanto, que, embora os cabos de aço sejam muito flexíveis, o módulo de elasticidade é cerca de 50% do módulo de uma barra maciça; enquanto que as

cordoalhas têm o módulo de elasticidade quase tão elevado quanto o de uma barra maciça de aço.

Outra propriedade do aço é a ductilidade. Denomina-se ductilidade a capacidade de o material se deformar sob a ação das cargas. Os aços CA-25 e CA-50 são considerados de alta ductilidade, ao mesmo tempo em que os aços CA-60 possuem ductilidade normal (ABNT NBR 6118:2014).

Resiliência e tenacidade são duas propriedades que se relacionam com a capacidade do metal de absorver energia mecânica, e são definidos com o auxílio dos diagramas tensão-deformação. Resiliência é a capacidade de absorver energia mecânica em regime elástico. Enquanto que tenacidade é a energia total, isto é, energia elástica e plástica que o material pode absorver por unidade de volume até a sua ruptura (PFEIL, 2009).

Ainda de acordo com Pfeil (2009), a resistência à ruptura do material é, em geral medida em ensaios elásticos. Quando as peças metálicas trabalham sob efeito de esforços repetitivos, pode haver ruptura em tensões inferiores às obtidas em ensaios. Esse efeito denomina-se fadiga do material. A resistência à fadiga das peças é fortemente diminuída nos pontos de concentração de tensões, como, por exemplo, nos casos onde há variações bruscas na forma da seção. Tanto a norma americana quanto a brasileira verificam a resistência à fadiga pela flutuação de tensões elásticas ($\Delta\sigma$) provocadas pelas cargas variáveis.

2.3.2 Propriedades do concreto

Concreto é o material resultante da mistura dos agregados com cimento e água. Em função de necessidades específicas, são acrescentados aditivos químicos, como retardadores ou aceleradores de pega, e também adições minerais que melhoram as características do concreto fresco ou endurecido (ARAÚJO, 2014b).

As propriedades do concreto se dividem em duas fases: a primeira fase abrange a fase da mistura, lançamento, compactação e acabamento, e a segunda fase trata as propriedades do concreto quando inicia o endurecimento, após endurecido e em serviço. Trabalhabilidade, plasticidade, retração autógena, tempo de pega inicial e tempo de pega final são alguns exemplos de propriedades do concreto na primeira fase. No que se refere a segunda fase, o concreto apresenta como propriedades resistência à compressão e à tração, resistência ao desgaste superficial,

resistência ao impacto, módulo de elasticidade, porosidade, fluência e retração, dentre outros, que para fins de dimensionamento estes que são relevantes.

De acordo com a norma brasileira, se a massa específica real não for conhecida, pode-se adotar para o concreto simples o valor 2400 kg/m^3 e para o concreto armado, 2500 kg/m^3 . Assim como, o coeficiente de dilatação térmica pode ser admitido como sendo igual a $10^{-5}/^\circ\text{C}$.

A capacidade do concreto resistir aos esforços de compressão é o parâmetro pelo qual o define como sendo material construtivo. Toda a estrutura de concreto, além de seu peso próprio, necessita suportar cargas permanentes e variáveis, sem apresentar rupturas localizadas ou deformações exageradas durante sua vida útil. Tendo em vista isto, dentre as resistências mecânicas do concreto, pode-se afirmar a resistência à compressão do concreto endurecido como sendo muito significativa (AUGUSTINHO, 2009).

A resistência do concreto endurecido depende de vários fatores, como o consumo de cimento e de água, o grau de adensamento, os tipos de aditivos, dentre outros fatores. De acordo com Araújo (2014b), quanto maior é o consumo de cimento e quanto menor a relação água-cimento, maior é a resistência à compressão.

Embora a resistência do concreto à tração seja desprezada no cálculo de estruturas de concreto armado considerando o estado limite último, ela é de grande importância para se ter um melhor controle sobre o comportamento do concreto no que se refere a fissuração, ancoragem de armaduras, previsão de deformações e durabilidade do mesmo (SIMÕES, 1997).

A relação água-cimento também indica a porosidade da pasta de cimento endurecida e, por consequência, determina as demais propriedades mecânicas do concreto (ARAÚJO, 2014b).

Porosidade é a propriedade do concreto em apresentar vazios ou poros. É umas das propriedades físicas que mais influência as características do concreto. A durabilidade do concreto, por exemplo, está ligada diretamente a quantidade de poros existentes no seu interior. Por isso, quanto maior o controle da relação água-cimento, é conferido ao concreto endurecido uma menor quantidade de poros, gerando desta forma um concreto mais resistente e durável (AUGUSTINHO, 2009).

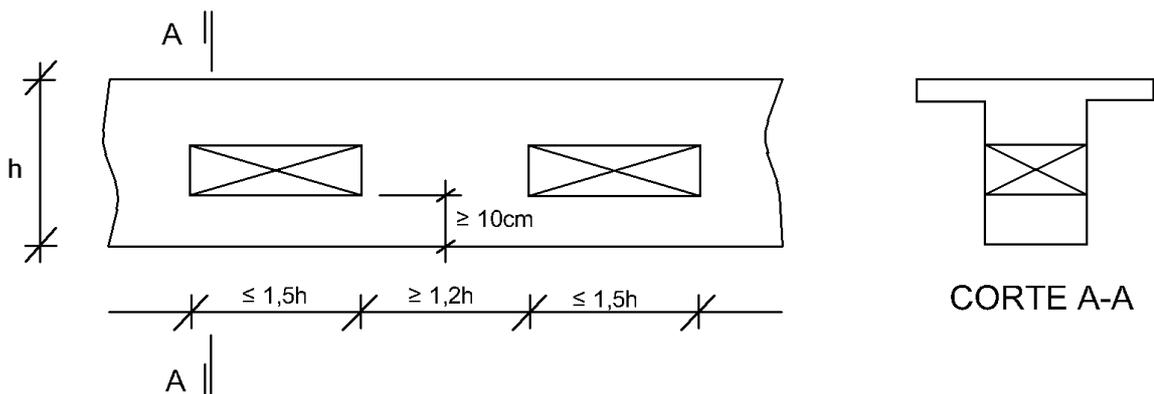
2.4 Métodos para cálculo de reforço para vigas com aberturas em sua alma

Apresentam-se a seguir dois métodos para dimensionamento da armadura de reforço na região da abertura.

2.4.1 Cálculo de armadura de reforço pelo método Süssekind

Segundo Süssekind (1991), se a abertura da viga respeitar aos limites indicados na figura 6, o dimensionamento geral poderá ser realizado como se tivesse uma viga de maciça (sem furos), admitindo-se na região furada a validade da hipótese de Bernoulli e fazendo uma análise especial da influência local das aberturas.

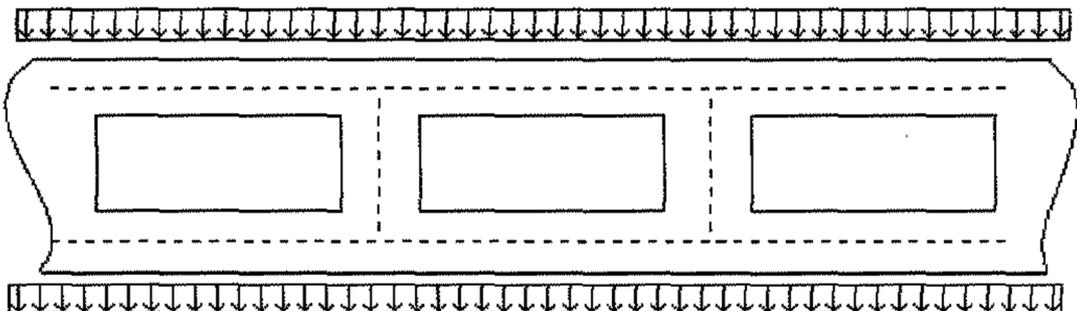
Figura 6 – Dimensões limites na região da abertura em vigas de seção T



Fonte: Adaptado de Simões (1997, p. 46).

Caso forem ultrapassadas as tolerâncias especificadas na figura 6, o cálculo estático da peça deve ser feito considerando como se fosse um quadro fechado hiperestático, conforme apresenta a figura 7.

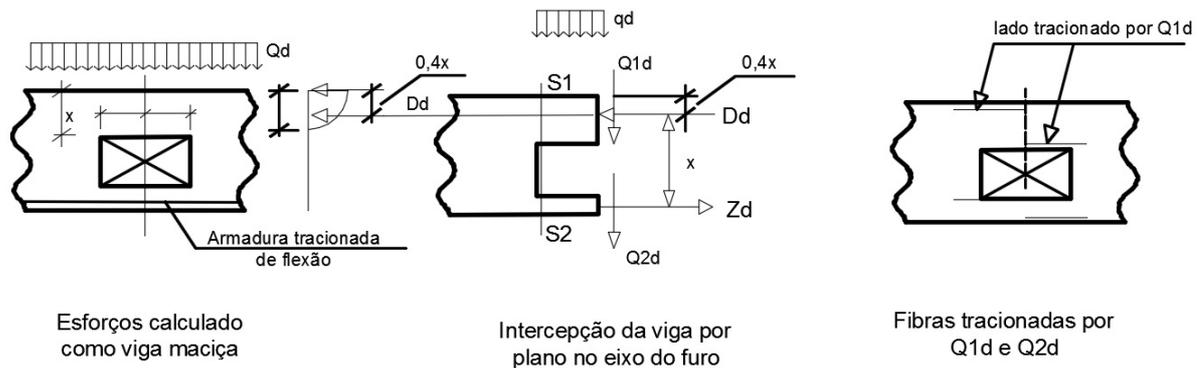
Figura 7 – Quadro plano multicelular fechado



Fonte: Simões (1997, p. 47).

Para Süssekind (1991), o cálculo do reforço da abertura é realizado conforme a figura 8. Intercepta-se a viga em um plano que atravesse o eixo do furo, obtendo o equilíbrio nesta seção aplicando os esforços atuantes, que são o momento fletor e o esforço cortante.

Figura 8 – Análise da região do furo



Fonte: Adaptado de Arantes (2001, p. 25).

O momento fletor será transmitido pelas resultantes D_d e Z_d no concreto e no aço, respectivamente. Já o esforço cortante total Q_d se dividirá em duas frações Q_{1d} e Q_{2d} proporcionais à rigidez à flexão de cada banzo. Nota-se, de imediato, que no banzo superior, a rigidez é de uma seção comprimida (maciça) de concreto, ao passo que no banzo inferior tem-se a rigidez da parte tracionada (fissurada) sendo, exclusivamente, da armadura existente. Em suma, a parcela cortante transmitida na região comprimida é tão maior, que considera-se

$$Q_{1d} = Q_d \quad (1)$$

E adota-se ainda, com o intuito de conduzir a uma armadura suplementar que assegure uma limitação de fissuração no banzo inferior, apenas por precaução que

$$Q_{2d} = 0,1Q_d \quad (2)$$

Para determinar os esforços para o dimensionamento (figura 9), considera-se na seção S1-S1 atuando um esforço normal D_d , aplicado a $0,4x$ da borda mais comprimida, e um momento fletor M_{1d} , obtido através da equação

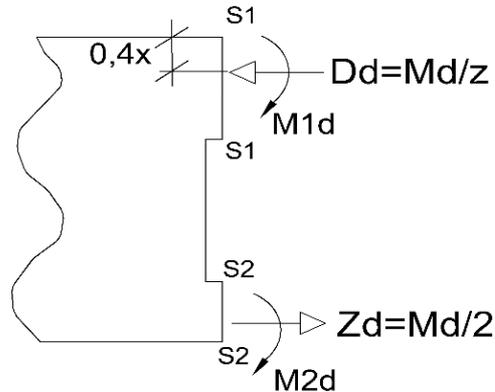
$$M_{1d} = Q_d \times a \quad (3)$$

E a seção S2-S2 analisa-se submetida à flexão composta e normal, respectivamente, aplicada no nível da armadura tracionada de flexão, onde a é a altura da região comprimida.

$$M_{2d} = 0,1Q_d \times a \text{ e } N_d = Z_d$$

(4 e 5)

Figura 9 – Esforços para dimensionamento das seções S1-S1 e S2-S2



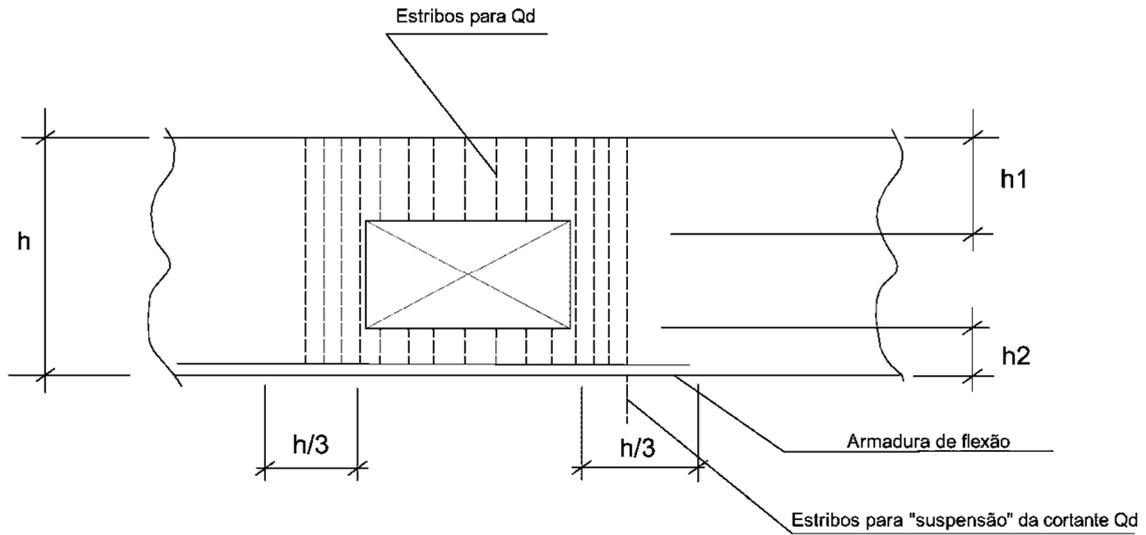
Fonte: Adaptado de Arantes (2001, p. 26).

O detalhamento da armadura na região do furo de acordo com Süssekind (1991), tem como intuito evitar enganos, logo opta-se por adotar armaduras simétricas de reforço na região do furo (figura 10).

Süssekind (1991) ainda sugere que o furo deve ser próximo a regiões de cortante nulo, para que não seja atingido a espessura do concreto comprimido pela flexão, e assegurar um tirante mínimo de 10 cm para conter a armadura de flexão. Por isto, busca-se valores baixos para h_2 , para que a cortante seja transmitida pelo banzo superior.

E caso for necessário que a abertura intercepte a região comprimida por M_d , deve-se adotar armadura de compressão na região do furo, para que a linha neutra eleva sua altura.

Figura 10 – Detalhamento da armadura de reforço do furo

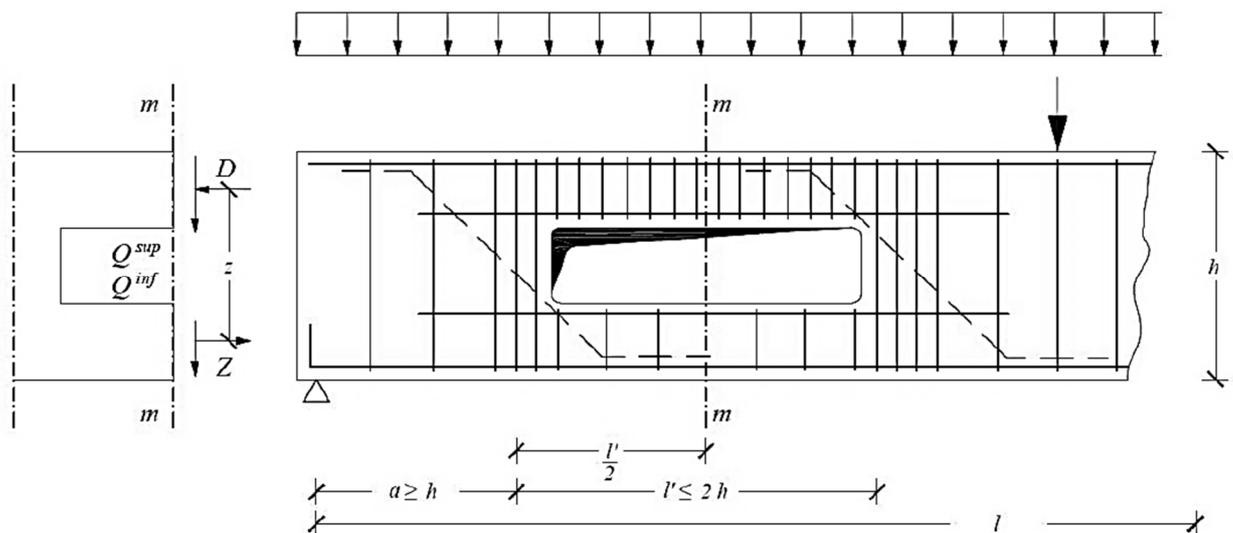


Fonte: Adaptado de Arantes (2001, p. 26).

2.4.2 Cálculo de armadura de reforço pelo método Leonhardt

Leonhardt e Mönning (1978a) recomendam os seguintes critérios para o dimensionamento, conforme a figura 11.

Figura 11 – Armadura de alma com abertura retangular



Fonte: Leonhardt, F; Mönning, E (1978, p. 165).

O dimensionamento à flexão, na seção m-m deve ser feito considerando a seção cheia. Dessa forma, poderá ser obtido, primeiramente, as forças normais nos banzos, que são as partes acima e abaixo da estrutura, através da equação

$$(-)D=Z=\frac{M_m}{z} \quad (6)$$

Em que, D é a força normal no banzo superior, Z é a força normal no banzo inferior e z é a distância entre os eixos dos banzos.

Admite-se que o banzo superior comprimido absorve a maior parte da força cortante Q_m , uma vez que o banzo tracionado encontra-se no Estádio III, Leonhard (1978a) sugere que o esforço cortante seja distribuído entre os banzos de modo que atenda os parâmetros a seguir:

$$Q^{(sup)}=(0,8 \text{ a } 0,9)Q_m \text{ e } Q^{(inf)}=(0,2 \text{ a } 0,1)Q_m \quad (7 \text{ e } 8)$$

E os banzos são dimensionados em relação a flexão composta, seguindo as equações:

$$M_{\text{banzo máx}}^{(sup)} = \pm Q^{(sup)} \times \frac{l}{2} \text{ e } M_{\text{banzo máx}}^{(inf)} = \pm Q^{(inf)} \times \frac{l}{2} \quad (9 \text{ e } 10)$$

Deste modo, os estribos de reforço serão dimensionados para sustentar os esforços cortantes.

Leonhardt e Mönning (1978a) também aconselham prever armaduras de suspensão junto à abertura, no lado afastado do apoio. Esta armadura deve ser dimensionada para cerca de $0,8Q_m$. E do lado mais próximo do apoio, colocar de 1 a 3 estribos.

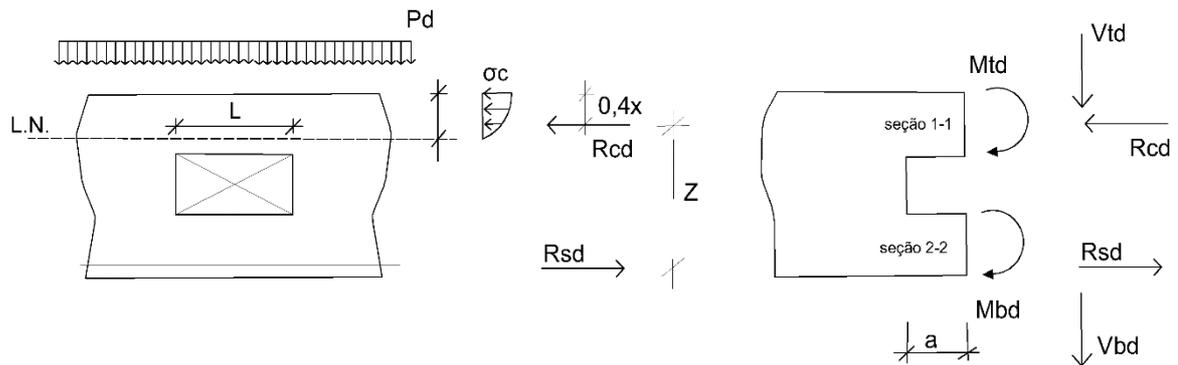
2.5 Dimensionamento e detalhamento de armaduras

Para dimensionar e detalhar a armadura de reforço de vigas com furos na alma, há o método clássico, baseado por métodos bibliográficos, e o Método das Bielas e Tirantes, que é mais moderno.

2.5.1 Método clássico de dimensionamento e detalhamento de armaduras

O dimensionamento da armadura de reforço em aberturas clássico baseia-se pelos esforços atuantes na região do furo, conforme ilustrado na figura a seguir.

Figura 12 – Esforços atuantes na região do furo

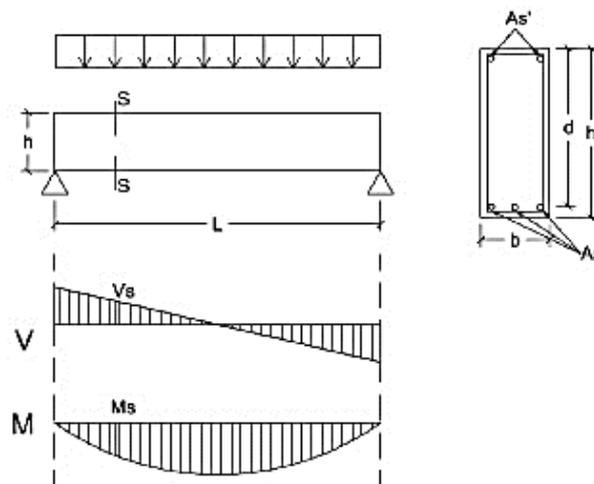


Fonte: Adaptado de Simões (1997, p. 73).

Para calcular estes esforços que atuam na região do furo, recomenda-se a adoção das etapas a seguir para o dimensionamento de vigas com aberturas, de acordo com Leonhardt e Mönnig (1978).

Além disso, as figuras 13 à 15 ilustram estas etapas a serem seguidas para o dimensionamento das armaduras de reforço no entorno de aberturas em vigas de concreto, considerando uma viga biapoiada com abertura de dimensões $L_1 \times a_1$.

Figura 13 – Diagramas de solicitações para uma viga biapoiada



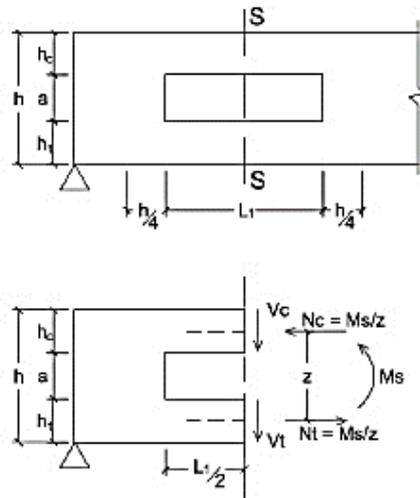
Fonte: Autora (2017).

1. Definição dos diagramas de solicitações de M (momento) e V (cortante) da viga, para as cargas atuantes;
2. Dimensionamento da viga à flexão e ao cisalhamento considerando a seção cheia,

$M \rightarrow A_s \text{ flexão}$

$V \rightarrow A_{sw}$

Figura 14 – Posição e solicitações na seção s



Fonte: Adaptado de Giugliani (2013, p. 8).

3. Definição da seção s onde será posicionado o centro da abertura, obtendo as solicitações M_s e V_s , respectivamente, momento fletor na seção s e esforço cortante na seção s ;
4. Posicionamento da abertura na direção da altura da viga, priorizando-se preferencialmente a ocupação da zona tracionada da alma e os critérios indicados pela NBR sobre as disposições mínimas das aberturas em vigas;
5. Determinação das forças normais nos banzos, que são as partes acima e abaixo da abertura:

$$N_c = N_t = M_s/z \quad (11)$$

onde,

N_c é a força de compressão, no banzo comprimido,

N_t é a força de tração, no banzo tracionado, e

z é a distância na vertical entre os eixos dos banzos;

6. Determinação das forças cortantes nos banzos, a partir do V_s da seção, considerando-se que o banzo comprimido absorve a maior parte da força cortante, e pois o banzo tracionado é admitido fissurado.

$V_c \rightarrow$ cortante no banzo comprimido (adotado: $0,80 V_s$)

$V_t \rightarrow$ cortante no banzo tracionado (adotado: $0,20 V_s$)

Além disso, deve-se também prever estribos nos banzos de acordo com a distribuição do cortante;

7. Determinação dos momentos fletores nos banzos:

$$M_c = V_c \times L/2 \rightarrow \text{momento fletor no banzo comprimido} \quad (12)$$

$$M_t = V_t \times L/2 \rightarrow \text{momento fletor no banzo tracionado} \quad (13)$$

8. Dimensionamento dos banzos à flexão composta:

Banzo comprimido: $M_c, V_c, N_c \rightarrow A_{sc}$ e A_{swc}

Banzo tracionado: $M_t, V_t, N_t \rightarrow A_{st}$ e A_{swt}

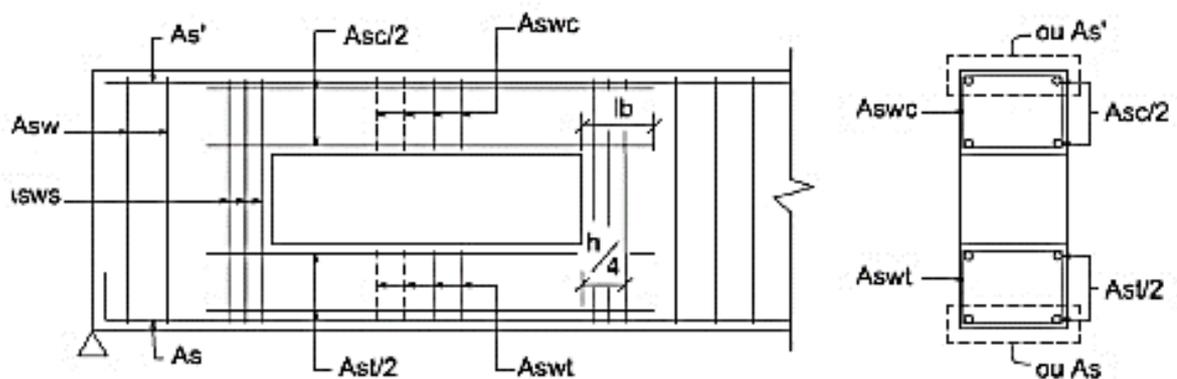
sendo,

A_{sc} e A_{st} , as armaduras longitudinais nos banzos, calculadas de acordo com as orientações da NBR 6118/2014 para flexão-composta, devidamente ancoradas de um comprimento L_b na região de alma cheia da viga, e

A_{swc} e A_{swt} são as armaduras transversais nestes mesmos banzos, calculadas de acordo com as orientações da NBR 6118/2014.

9. Determinar armadura de suspensão (A_{sws}) nas extremidades da abertura para um esforço cortante equivalente a $0,80 V_s$, distribuída em uma largura de $h/4$, em ambos os lados.

Figura 15 – Disposição das armaduras de reforço da viga com aberturas



Fonte: Giugliani (2013, p. 8)

Para o dimensionamento das armaduras de cisalhamento dos banzos, deve-se considerar, além das características do tipo de concreto e aço (f_{ck} e f_{yk}), os procedimentos de acordo com a NBR 6118:2014.

2.5.2 Método das Bielas e Tirantes

No Método das Bielas e Tirantes, os elementos ou regiões das peças são denominados como elementos da treliça, isto é, as bielas representam os campos principais de compressão e os tirantes os campos de tração, que podem ser absorvidos por uma ou mais camadas de armadura. As bielas e tirantes são unidos por elementos denominados de nós ou regiões nodais (SIMÃO, 2014).

Este método é fundamentado no teorema do Limite Inferior da Teoria da Plasticidade, o qual estabelece que “se existe uma carga para a qual se pode encontrar um estado de tensão estável e estaticamente admissível, existe a garantia que essa carga será inferior à carga de ruína da estrutura” (SOUZA, R.; BITTENCOURT, T., 2005 apud CARDOSO, 2010, p. 23). Isto é, se existe um percurso propício a ruptura, a estrutura irá seguir este percurso. De tal modo, obtém-se um limite superior para a carga limite, admitindo-se que os tirantes irão escoar antes do concreto chegar a ruptura (SOUZA, R.; BITTENCOURT, T., 2005 apud CARDOSO, 2010).

O Modelo de Bielas e Tirantes adotado é em função da geometria da estrutura e das ações atuantes no elemento, resultando em várias soluções, a critério do projetista escolher o modelo que melhor satisfaça o mecanismo de funcionamento da estrutura (SIMÃO, 2014).

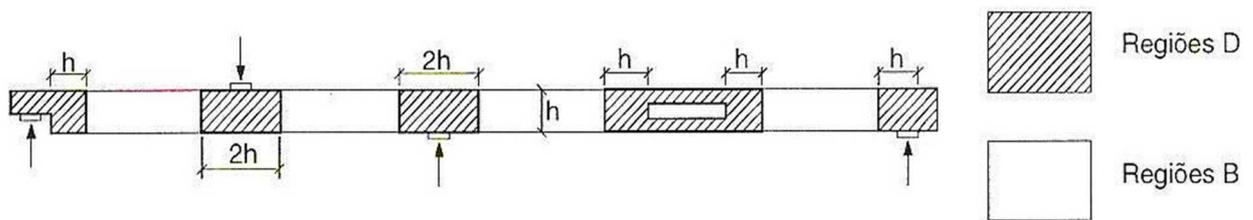
Segundo Santos (2006 apud CARDOSO, 2010), os principais fatores que definem a geometria do problema são considerações sobre regiões contínuas e descontínuas; ângulo entre bielas e tirantes; tipos de ações atuantes; esforços solicitantes no contorno; área de aplicações das ações e reações; número de camadas da abertura; e cobrimento da armadura. Todavia, as dimensões das bielas e tirantes e das regiões nodais dependem somente das áreas de aplicação das ações e reações e também da armadura (quanto ao número de camadas e ao cobrimento).

O mesmo autor, conforme citado por Cardoso (2010), sugere que o valor máximo de inclinação seja de 45° e que, quanto mais próximo deste ângulo, menor seria a tensão nas bielas, em contrapartida, maior seria a taxa de armadura transversal necessária. Contudo, adotando-se um valor inferior a inclinação mínima ($\theta_{\text{mín}}$), diminui-se a área da armadura transversal, o que resulta no acréscimo de tensões de compressão atuando nas bielas.

Baseado em investigações experimentais, o mesmo indica como valor para inclinação mínima das bielas comprimidas em torno de $\theta_{\min}=26,5^\circ$. Assim, “as bielas com baixas inclinações resultam em elevadas tensões na armadura transversal entre o início da fissuração e o estado-limite último, além de requerer um maior comprimento de ancoragem da armadura longitudinal” (SANTOS, 2006 apud CARDOSO, 2010, p. 24).

Na aplicação do Modelo das Bielas e Tirantes, a estrutura pode ser subdividida em regiões contínuas e descontínuas (figura 16). As regiões contínuas, ou regiões B, são aquelas em que as hipóteses de Bernoulli são válidas. E em regiões descontínuas, ou regiões D, essas hipóteses não podem ser aplicadas (SIMÃO, 2014).

Figura 16 – Divisão da estrutura de uma viga em regiões B e D



Fonte: Adaptado de Simão (2014, p. 24).

Segundo Silva e Giongo (2000 apud COSTA, 2013, p. 36), “os modelos de bielas e tirantes podem ser sistematicamente desenvolvidos por meio do fluxo de tensões dentro da estrutura pelo processo do caminho da carga”. Logo, o modelo tem como grande vantagem a melhor visualização do comportamento da estrutura, podendo verificar de modo claro a distribuição das tensões. Isto é, o caminho das cargas no interior da estrutura ocorre por meio de campos de tensões de tração e compressão, que respectivamente, serão representados por modelos de bielas e tirantes (SILVA, R; GIONGO, J, 2000 apud COSTA, 2013). Portanto, Simão (2014), afirma que para usar o Método das Bielas e Tirantes é fundamental conhecer a distribuição das tensões no elemento estrutural na região da abertura.

Logo, para o dimensionamento através do Método das Bielas e Tirantes, utiliza-se as fórmulas dos itens 2.5.2.2 e 2.5.2.3 e as etapas sugeridas por Silva e Giongo (2000 apud COSTA, 2013).

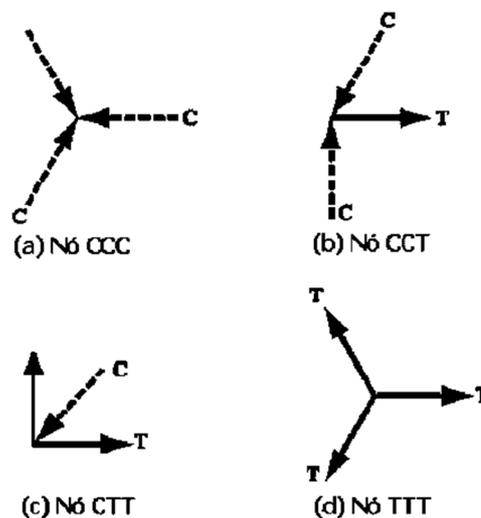
1. Dividir a estrutura em regiões B e D;

2. Isolar a região D;
3. Determinar os esforços solicitantes no contorno;
4. Aplicar o processo do caminho da carga;
5. Dimensionar os tirantes;
6. Verificar as tensões nas bielas e regiões nodais;
7. Definir o tipo e os comprimentos de ancoragem;
8. Fazer arranjo das armaduras.

2.5.2.1 Nó ou regiões nodais

Santos (2006 apud COSTA, 2013) define nó, ou região nodal, como sendo uma idealização de uma região de concreto na qual ocorrem mudanças bruscas nas direções das forças, provindas das bielas comprimidas, dos tirantes tracionados, de forças de ancoragem e forças externas, como ações concentradas ou reações de apoio. Na figura 17 mostra os esquemas das regiões nodais possíveis no método das Bielas e Tirantes.

Figura 17 – Regiões nodais



Fonte: Costa (2013, p. 38).

Podendo surgir quatro tipos de regiões nodais, conforme Souza (2004 apud COSTA, 2013):

- CCC – É uma região nodal circundada apenas por bielas;
- CCT – É uma zona nodal circundada por bielas e por um único tirante;

- CTT – É uma zona nodal circundada por uma biela e por tirantes em uma ou mais direções;
- TTT – É uma zona nodal circundada por três ou mais tirantes.

2.5.2.2 Bielias

As bielias de concreto representam campos de tensão de compressão. E dentre os critérios de dimensionamento das bielias, é indicado que as dimensões das bielias devem assegurar que a força de compressão não exceda o valor de

$$F_c = \varphi_s \times A_{cs} \times f_{cu} \quad (14)$$

Onde F_c é a força de compressão (kN); φ_s é o fator de segurança do concreto (igual a 0,6); A_{cs} é a área da seção transversal da biela (cm²) e f_{cu} é o parâmetro de resistência da biela.

A área da seção transversal da biela deve ser calculada considerando a área de concreto disponível e as condições de ancoragem nas extremidades das bielias, podendo ser ancorada por armadura, por apoio e armadura ou por região de aplicação de carga e outra biela.

Após o dimensionamento das bielias, deve ser verificado os parâmetros de resistência das mesmas, pois a resistência à compressão das bielias é menor do que a resistência à compressão dos banzos comprimidos pelo efeito da tração da armadura que as atravessa.

Silva e Giongo (2000 apud COSTA, 2013) sugere os seguintes valores para as resistências das bielias:

- 0,85 f_{cd} para um estado de tensão uniaxial e sem perturbação;
- 0,68 f_{cd} para campos de compressão com fissuras paralelas às tensões de compressão;
- 0,51 f_{cd} para campos de compressão com fissuras inclinadas.

Sendo f_{cd} a resistência de cálculo do concreto, que é dada pela resistência característica do concreto (f_{ck}) dividida pelo coeficiente de minoração da resistência do concreto (γ_c).

Fusco (1994 apud COSTA, 2013), propõe diferentes valores para as resistências das bielias, de acordo com o f_{ck} utilizado.

Para $f_{ck} \leq 40$ MPa:

- $1,00 f_{cd}$ para bielas confinadas em estado plano de tensão;
- $0,85 f_{cd}$ para bielas não confinadas;
- $0,60 f_{cd}$ para bielas não confinadas e fissuradas.

E para $f_{ck} > 40$ MPa:

- $0,90 f_{cd}$ para bielas confinadas em estado plano de tensão;
- $0,80 f_{cd}$ para bielas não confinadas;
- $0,50 f_{cd}$ para bielas não confinadas e fissuradas.

2.5.2.3 Tirantes

Silva e Giongo (2000 apud COSTA, 2013) elucidam que as forças nos tirantes devem ser absorvidas pelas barras da armadura, sendo a área da armadura necessária obtida por meio da força do tirante e da resistência de escoamento de cálculo do aço, considerando o estado-limite último:

$$A_s = \frac{\gamma_f \times R_{st}}{f_{yd}} \quad (15)$$

Onde A_s é a área necessária de tirante; γ_f é o coeficiente de majoração das ações; R_{st} é a força de tração atuante, e f_{yd} é a resistência ao escoamento de cálculo do aço.

2.6 Modos de fissuração e rupturas em vigas com aberturas horizontais

As fissuras em estruturas de concreto armado, normalmente, são alertas que algum procedimento não foi executado adequadamente, pois o aparecimento de fissuras somente ocorre quando as deformações sofridas pelo concreto superam as deformações críticas. Por isso, as fissuras remetem à avisos de problemas eminente e simples, ou ainda, até à um colapso total de uma estrutura (AGUSTINHO, 2009).

A baixa resistência à tração do concreto é a razão pela qual estruturas de concreto armado fissuram até com baixas tensões de tração. Além disso, deve-se levar em consideração que, além das fissuras causadas pelas tensões devido às cargas que atuam na estrutura, as fissuras podem ser de origem interna ou externa, as quais, em condições desfavoráveis de temperatura e umidade, podem atingir

valores elevados, fazendo com que o concreto fissure antes mesmo do carregamento atuar (LEONHARDT, F; MÖNNIG, E, 1978b).

Em razão do concreto apresentar resistência à tração limitada, dimensiona-se a armadura de vigas de concreto armado para atender à capacidade resistente. Leonhard e Mönnig (1978b) enfatizam que a armadura não impede a formação de fissuras. Diante disso, a armadura deve ser dimensionada e posta para evitar fissuras graúdas com grande abertura, as quais põem em risco a proteção contra a corrosão e que afligem a um leigo (LEONHARDT, F; MÖNNIG, E, 1978b).

Como a presença de fissuras em elementos estruturais é frequente e inevitável, a NBR 6118:2014 estabelece limites admissíveis para as aberturas máximas de fissuras, que se forem atendidos a estes limites, não haverá perda de resistência ou durabilidade quanto aos estados-limites últimos.

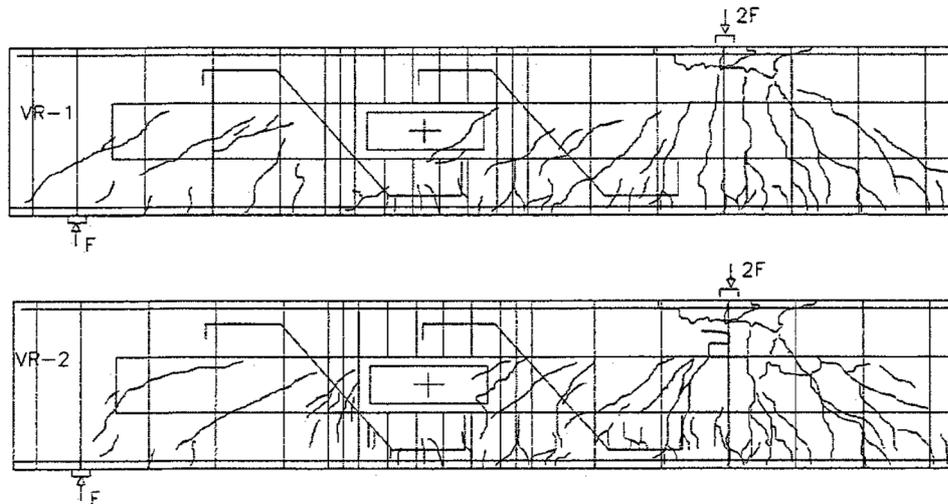
Porém, ao atender estes limites, é de extrema importância que o projetista de uma peça estrutural, atente para o estado-limite de serviço, pois o que interessa saber neste caso, é a fissuração que ocorrerá no elemento quando ele estiver em utilização e não próximo a ruína (AUGUSTINHO, 2009, p. 58).

Existem diversos fatores que influenciam a fissuração em vigas, como o grau de aderência entre concreto e aço, tensão na armadura longitudinal, dentre outros. Em vista disso, orienta-se, de modo geral, não ocupar a estrutura de forma que não tenha sido projetada na sua concepção, logo a importância de prever uma armadura de reforço em vigas em que haverá a passagem de eletrodutos ou tubulações, para evitar-se futuras fissuras ou até mesmo o colapso da viga (AUGUSTINHO, 2009).

No item 2.7 serão apresentadas algumas investigações experimentais que abordam as fissuras como um parâmetro de análise e verificação, se a armadura de reforço do furo em vigas em concreto foi dimensionada adequadamente. Dentre esses, destaca-se o estudo realizado por Nasser; Acavalos; Daniel, (1967), que sucintamente resumiu seu experimento no quadro do ANEXO A, na qual apresentou os modos de ruínas das vigas ensaiadas.

E ainda o estudo realizado por Arantes (2001), que realizou no seu estudo um panorama de fissuração das vigas ensaiadas, conforme a figura 18. Este panorama de fissuração consentiu com a trajetória das tensões em regime elástico, que podem ser observadas na figura 19.

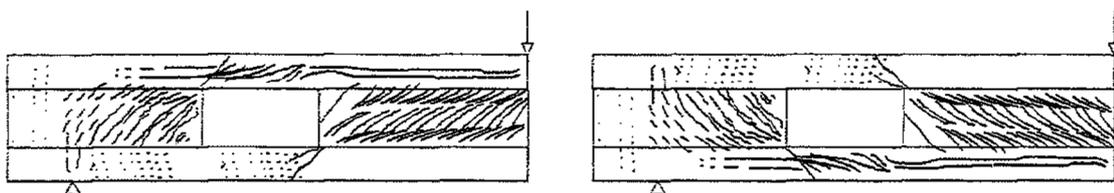
Figura 18 – Panorama de fissuração



Fonte: Arantes (2001, p. 55).

Através da trajetória das tensões, Arantes (2001) observou que parte dos esforços de compressão originários da carga introduzida atravessou pelo banzo comprimido sobre a abertura e atingiu o outro lado, concentrando tensões no vértice superior externo da abertura. E que a outra parte se inclinou, conduzindo as tensões para o vértice inferior interno da abertura. Ou seja, nesta trajetória é necessário, na viga de concreto, uma armadura que suspenda essa parcela do esforço para o banzo comprimido. E ainda observou que, parte dos esforços de tração se inclinou na alma antes da abertura, concentrando tensões no vértice superior interno, enquanto que, a outra parcela do esforço percorreu o banzo tracionado e na alma da viga adotou direção inclinada, absorvendo tensões no canto inferior externo.

Figura 19 – Trajetória das tensões principais de compressão e tração



(a) Trajetória das tensões de compressão (b) Trajetória das tensões de tração

Fonte: Arantes (2001, p. 55).

Portanto, Arantes (2001) verificou que o desenvolvimento de fissuras nas regiões situadas longe da abertura foi equivalente ao da viga de alma cheia. Todavia, algumas fissuras partiam inclinadas das duas bordas verticais da abertura,

acompanhando as outras fissuras existentes na parte cheia da alma. Notou também nos banzos que as tensões principais de tração e compressão surgiram nas bordas superior e inferior, indicando que o elemento sofreu flexão. Ainda assim, no banzo acima da abertura, houve predominância de compressão ao mesmo tempo que o banzo abaixo da abertura predominou tração.

2.7 Investigações experimentais sobre furos em vigas de concreto armado

O propósito da pesquisa realizado por Simões (1997) foi o estudo de vigas de concreto de alta resistência com abertura na alma. Sendo classificados como concretos de alta resistência aqueles concretos com resistência maior que 40 MPa. O autor enfocou seu estudo para vigas de concreto de alta resistência ao invés do concreto convencional, que apresenta resistência em torno de 18 a 40 MPa, por razões técnicas e econômicas que são atrativas para o uso de tal concreto, dentre estes, principalmente devido a sua alta resistência à compressão e módulo de deformação alto.

Neste trabalho, duas vigas foram projetadas com o “objetivo de que a ruína ocorresse por flexão devido ao escoamento da armadura longitudinal, de forma que a viga alcançasse a mesma carga que uma viga sem abertura” (SIMÕES, 1997, p. 5-1). E com base nos resultados experimentais, concluiu-se que a presença da abertura em vigas de concreto de alta resistência modifica o comportamento da viga, sendo que a capacidade última da viga é inferior quando comparada a uma viga maciça. E que o arranjo de armadura de reforço adotado para a região da abertura mostrou-se eficiente e adequado para o uso em vigas com abertura na alma; por isso, o autor recomenda para futuras situações que sejam dimensionados estribos verticais de suspensão e barras inclinadas adicionais (SIMÕES, 1997).

As barras inclinadas além de auxiliarem na suspensão da carga na região da abertura, também auxiliam na absorção das tensões de tração nos cantos à abertura e em um melhor controle na fissuração, pois as mesmas absorvem grande parte das tensões que se concentram nos cantos opostos da abertura (SIMÕES, 1997, p. 124).

Dando continuidade ao trabalho de Simões, Arantes (2001) realizou um estudo sobre a resistência à flexão e ao cisalhamento de vigas de concreto com abertura na alma da região de apoio. No qual reafirmou que é possível mobilizar a resistência das

vigas à flexão sem que ocorra antes a ruptura por cisalhamento quando é utilizado armaduras adequadas no banzo comprimido e armaduras constituídas por estribos de suspensão e barras inclinadas nos lados da abertura. Ainda abordou os efeitos causados pela presença da abertura, consecutivas propostas de soluções do problema, e apresentou resultados experimentais realizados em vigas de concreto pela aplicação do método do equilíbrio, assim como também, pelo modelo das bielas e tirantes.

O experimento de Arantes (2001) consistiu em ensaiar três vigas de concreto, também de alta resistência, uma com abertura longe do apoio e outras duas com abertura próxima ao apoio, sendo carregadas com uma força concentrada no meio do vão da viga. A viga com abertura afastada do apoio e uma das vigas com abertura na região próxima ao apoio foram compostas por armadura de suspensão de apenas estribos verticais de cada lado da abertura; enquanto que a terceira viga ensaiada, além dessa armadura, continha uma armadura complementar de duas barras inclinadas, de cada lado da abertura. E foi precisamente esta terceira viga, que a ruptura se deu por flexão, pois a presença das barras inclinadas combateu a deformação transversal e a concentração de tensões no canto da abertura.

Dentre as conclusões destes experimentos, pode-se afirmar que o banzo superior sofre uma menor influência do momento fletor quanto menor a distância entre o furo e o apoio. Sendo que o esforço cortante foi idêntico para as três vigas ensaiadas, tendo em vista que a distância do local de aplicação da carga e do apoio foi a mesma para as três vigas. E ressalta-se que a presença de barras inclinadas faz com que os estribos verticais sejam menos solicitados, por isto que a terceira viga ensaiada apresentou um melhor aspecto global de fissuração. Portanto, a solução nestes casos mais adequadas é o uso de estribos e barras inclinadas na direção da tração (ARANTES, 2001).

A análise da influência de furos horizontais em vigas de concreto armado também foi investigada por Augustinho (2009). Identificou-se problemas relacionados à deformação e analisado o processo de fissuração devido a utilização destes furos. Além disso, o autor realizou a medição da deformação imediata (flecha) de cada peça, analisando o processo de fissuração na peça e em torno dos furos durante o carregamento, e ao final comparou os resultados obtidos de fissuração e deformação entre as peças testadas.

Para realizar esta investigação, foi testado a deformação de 5 vigas diferentes. Uma viga de alma cheia; uma viga com furo circular posicionado próximo ao apoio sem armadura de reforço; uma viga com dois furos circulares próximos ao apoio; e uma viga com furo circular e outra viga com furo quadrado, ambos posicionados no ponto de momento máximo. Sendo que todas foram dimensionadas e concretadas de acordo com a NBR 6118:2014.

No ensaio destas vigas, primeiramente foi realizado a medição da flecha imediata, onde verificou-se que nenhuma das vigas teve esta deformação superior à 1 mm, e após, realizou-se a medição da deformação devido ao carregamento e a análise de fissuração. No ensaio na viga com furo circular localizado no ponto de momento máximo verificou-se que todas as fissuras foram localizadas na zona de tração da viga e apresentaram características de fissuras de flexão; sendo que a carga total aplicada na viga foi de aproximadamente 134% superior a carga máxima calculada para a resistência máxima da mesma. Para as vigas com furo circular próximo ao apoio, tanto para um quanto para dois furos, observou-se que todas as fissuras também apresentaram característica de flexão, e que também apresentaram fissuras de destacamento, porém, apenas na extremidade mais próxima ao furo. Após foi ensaiada a viga com furo quadrado, na qual percebeu-se que o processo de fissuração desta viga iniciou-se com um carregamento inferior à carga máxima resistida pela viga. E por último, o ensaio da viga de alma cheia, que resistiu a uma carga superior a carga máxima, com a aparição de poucas fissuras de flexão (AUGUSTINHO, 2009).

Portanto, Augustinho (2009) concluiu que todas as fissuras encontradas ficaram dentro dos limites máximos admissíveis por norma. E que a viga de alma cheia apresentou um desempenho superior em relação a todas as outras vigas testadas. Finalizou expondo que as vigas com furos no momento máximo foram as que obtiveram os piores resultados de deformação e fissuras; e que o processo de fissuração em torno do furo quadrado foi maior que no furo circular, possivelmente devido à presença dos cantos vivos.

Uma análise experimental de vigas de concreto armado com furos na vertical também foi realizada. Nesta pesquisa de Silva, Pontes e da Silva, (2016) consistiu em avaliar se os furos verticais influenciam na resistência das vigas de concreto armado.

O ensaio experimental foi realizado com cinco vigas, sendo uma das vigas maciça e as outras quatro com diferentes posições dos furos verticais. Para cada viga

foi aplicado carga em baixa velocidade até a viga chegar à ruptura. Enquanto que a viga de alma cheia rompeu por flexão, com deformação plástica excessiva das armaduras longitudinais, as seguintes três vigas romperam por cisalhamento, com deformação plástica excessiva dos estribos. A última viga, que apresentava a menor distância entre o furo vertical e o apoio, se comportou praticamente igual a viga maciça.

Tais autores concluíram que os furos verticais influenciam na resistência ao cisalhamento das vigas e que estes furos verticais causam aumento da tração diagonal na região de flexão simples, mesmo quando localizados em uma região de flexão pura. Além disso, citaram que os furos quanto mais próximos do apoio, mais prejudiciais são à estrutura. Do mesmo modo que todos estes autores citados anteriormente chegaram a conclusões similares, outro assunto foi abordado igualmente para justificar a análise da armadura de reforço em aberturas realizadas pelos mesmos. Este argumento foi as fissuras causadas pelos esforços e deslocamentos (SILVA; PONTES; DA SILVA, 2016).

Augustinho (2009) definiu as fissuras causadas pelo cisalhamento como sendo fissuras diagonais nos pontos onde atuam as tensões principais da tração, isto devido à baixa resistência do concreto à tração. Todavia, o que ocorre na verdade é a ruptura por compressão diagonal, definida pelo autor como sendo a “fissuração provocada pelas tensões que diminuem a resistência à compressão diagonal do concreto fissurado”.

Consoante a este mesmo autor, é dito que a forma da seção, esbeltez da peça, disposição das armaduras transversais e longitudinais, aderência, dentre outros, são fatores que influenciam no estudo do cisalhamento.

As tensões de tração inclinadas na alma exigem uma armadura denominada armadura transversal, composta normalmente na forma de estribos verticais fechados. Na região de maior intensidade das forças cortantes, a inclinação mais favorável para os estribos seria à 45° , ou seja, paralelos às trajetórias das tensões de tração e perpendiculares às fissuras. Por razões de ordem prática, os estribos são normalmente posicionados na vertical, o que os torna menos eficientes se comparados aos estribos inclinados (AUGUSTINHO, 2009, p. 42).

Outro esforço abordado no estudo de Augustinho (2009) é flexão, que é de grande valia nos cálculos para detalhamento das peças em concreto armado. Pois é

o cálculo da armadura de flexão que é proposto a resistir ao momento fletor, e este por sua vez, é quem causa as tensões normais nas seções em que atuam.

Para dimensionar uma viga à flexão, considera-se que a peça esteja trabalhando no estado último de ruína, ao mesmo tempo que os materiais estejam no seu estágio limite de utilização. Isto é, que o concreto esteja sofrendo ruptura por compressão e o aço, deformando excessivamente por tração (AUGUSTINHO, 2009).

Tanto Arantes (2001), quanto Simões (1997), citam o experimento realizado por Nasser, Acavalos e Daniel (1967). Esta última investigação realizada por estes pesquisadores tinha como objetivo determinar o arranjo de armaduras adequadas para as regiões que contornam a abertura, assim como verificar a possibilidade de alcançar uma carga última para vigas de concreto armado com “grandes aberturas” na alma à carga última de vigas maciças.

Para experimentação foram ensaiadas 10 vigas biapoiadas, com vão de 365 cm e seção transversal com 22,9 cm de largura e 45,7 cm de altura, onde foi efetuado a medição das deformações, para cada uma das vigas com arranjos de armaduras diferentes. O quadro no ANEXO A resume os resultados obtidos por estes pesquisadores.

Portanto, Nasser, Acavalos e Daniel, (1967) concluíram que devido à presença de aberturas, ocorre uma diminuição da rigidez da viga, o que ocasiona os maiores deslocamentos. Comprovando, por meio deste ensaio, a necessidade de cautela para as vigas com furos na alma. E ainda observaram que cinco das nove vigas com furo ensaiadas sofreram ruptura por flexão, e apresentaram capacidade última próximas a viga maciça. Além disso, de acordo os pesquisadores, se as vigas com aberturas forem armadas adequadamente, elas são capazes de atingir a mesma carga última que as vigas maciças.

Mansur (2006) forneceu uma abrangente análise de vigas de concreto armado com aberturas transversais na sua alma, o qual enfatizou que a armadura de reforço de aberturas circulares e quadradas grandes necessitam que o detalhamento desta armadura seja calculado. Ainda de acordo com este autor, as aberturas circulares e quadradas são consideradas como pequenas aberturas, desde que a profundidade (ou diâmetro) da abertura esteja numa proporção realista ao tamanho da viga, isto é, cerca de menos de 40% da profundidade total da viga. A análise e projeto de uma viga com pequenas aberturas se comportam como uma viga de alma cheia. Contudo, quando há abundância de furos, isto resulta em descontinuidades ou perturbações no

fluxo normal de tensões, como consequência conduz à concentração de tensões e fissuração precoce em torno da região da abertura. Por esse motivo, semelhante a qualquer descontinuidade, a abertura deve ser reforçada em quantidade suficiente para controlar a largura das fissuras e evitar possíveis problemas na viga.

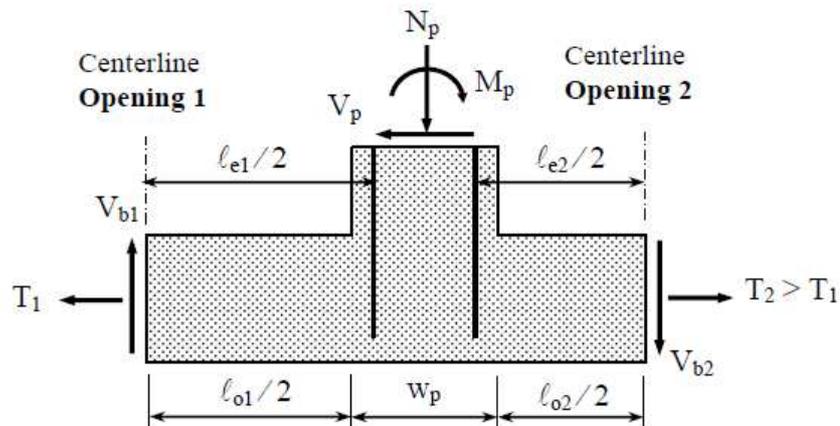
Portanto, para evitar problemas na viga, é necessário a colocação de estribos longos em ambos os lados da abertura, enquanto que ao redor da região da abertura precisará de estribos curtos acima e abaixo da mesma, sendo que para a ancoragem destes estribos curtos, barras nominais devem ser colocadas em cada canto. Estas barras nominais também devem ser colocadas diagonalmente em ambos os lados, para um controle eficaz da fissuração (MANSUR, 2006).

Semelhante a uma viga com pequenas aberturas, a inclusão de uma abertura grande na alma de uma viga não afeta a sua capacidade momentânea, desde que a compressão da abertura seja maior ou igual a tensão compressiva da estrutura, e que a instabilidade seja impedida limitando o comprimento da abertura. Na prática, as aberturas são localizadas perto dos suportes, onde o cisalhamento é predominante. Neste caso, ensaios mostraram que uma viga com reforço insuficiente e detalhamento inadequado na região da abertura torna a viga frágil e causa falhas antecipadas (MANSUR, 2006).

Como aberturas transversais através de vigas são fonte de potencial fraqueza, Mansur (2006) conclui que a introdução de uma pequena abertura com reforço apropriado, em circunstâncias usuais, não afeta gravemente a deflexão da carga, no entanto, caso seja vigas com grandes aberturas, deve-se calcular as deflexões da carga de serviço e verificar se os valores encontrados são permitidos pela norma americana.

Mansur (2006) ainda ressalva que quando duas ou mais aberturas são colocadas próximas uma da outra numa viga, o detalhamento na região entre as duas aberturas adjacentes necessita de atenção especial. Para isto, aberturas múltiplas afastadas podem ser colocadas em vigas desde que cada abertura tenha um reforço lateral adequado, para isto deve-se calcular, considerando a imagem a seguir.

Figura 20 – Esforços atuando na região entre as aberturas adjacentes



Fonte: Mansur (2006, p. 118).

Outro estudo americano também realizou uma investigação experimental, que foi conduzida para determinar se vigas de concreto armado podem acomodar grandes aberturas na alma, enquanto mantem a força e capacidade de sustentação. Os resultados de 18 testes em vigas determinaram os efeitos dessas grandes aberturas, que são comuns em construções industriais, mostraram que aberturas podem ser acomodadas em vigas de concreto sem haver alterações de resistência, no entanto isto só é possível, desde que as aberturas não atinjam a capacidade de flexão da viga (BARNEY et al., 1977).

Simão (2014) realizou em seu estudo uma análise e dimensionamento de vigas de concreto armado com aberturas na alma. Onde propôs para o dimensionamento da região da abertura utilizar o Método das Bielas e Tirantes, com a finalidade de demonstrar a melhor forma de detalhamento das armaduras considerando os resultados obtidos com a aplicação deste método, e ao mesmo tempo, verificando as prescrições normativas brasileiras. Além do cálculo de dimensionamento, foi realizado uma análise experimental, que tinha como objetivo observar o comportamento estrutural da viga com abertura na alma e a confiabilidade do dimensionamento através do Método das Bielas e Tirantes.

Neste estudo experimental, foram ensaiadas cinco vigas em concreto armado apoiadas, induzidas a um carregamento distribuído, sendo uma viga de referência, sem abertura na alma, e as demais com distintas aberturas retangulares nas almas. Durante a execução do experimento foi avaliado a resistência da região da abertura e a flecha (SIMÃO, 2014).

Com este experimento, observou-se que “as vigas com aberturas apresentaram modo de ruptura similar ao da viga de referência, colapsando por esmagamento do banzo comprimido no meio do vão” (Simão, 2014, p. 82). E ainda que, as armaduras dimensionadas conseguiram controlar de forma eficiente o processo de fissuração, pois só notou-se fissuras nos cantos das aberturas.

Logo, com base nos resultados, Simão (2014) concluiu que a utilização dos Métodos das Bielas e Tirantes, para o dimensionamento da região da abertura na alma das vigas foi satisfatório.

O trabalho realizado por Costa (2013), além de dimensionar a viga com furo na alma adotando o Método das Bielas e Tirantes, ainda realizou uma análise comparativa entre estudos anteriores sobre aberturas em vigas de concreto armado. Sendo assim, este trabalho tinha como objetivo analisar as condições de segurança dos furos em vigas de concreto armado com base em duas variáveis: a posição e o tamanho do furo. Para isto, foi utilizado o programa CAST no estudo de quatro modelos de vigas biapoiadas.

A abertura da primeira viga encontrou-se a uma distância da face do apoio duas vezes maior que a altura, pois foi programada em conformidade com as prescrições da NBR 6118:2014. E a verificação dessa abertura no programa CAST não resultou riscos para a resistência da viga. A segunda viga foi planejada em conformidade às recomendações de Leonhardt e Mönnig (1978a), e apresentou “ruptura na armadura transversal ao lado da abertura – armadura de suspensão – e também na armadura de tração junto a face inferior do furo da viga – armadura de reforço” (COSTA, 2013, p. 68).

A terceira viga programada trouxe um furo a 20 cm da face do apoio, apesar de não estar em conformidade com recomendações de pesquisadores e nem com a norma brasileira, Costa (2013) buscou realizar esta simulação para visualizar o mecanismo de ruína de uma viga com um furo onde o esforço cortante é consideravelmente elevado. Nesta terceira viga ocorreu a ruptura generalizada incidindo na armadura ao lado da abertura, na armadura de tração junto a face inferior do furo da viga e também nas armaduras transversais na parte inferior do furo da viga.

E por último, a quarta viga apresentava um furo de 60 cm de comprimento, e mesmo estando em conformidade com as recomendações de Leonhardt e Monnig (1978) e Sussekind (1987), sua armadura de suspensão na parte lateral da abertura resultou em ruína (COSTA, 2013).

Com isto, Costa (2013, p. 74) conclui que

as prescrições apresentadas pela NBR 6118 sobre o dimensionamento de furo e aberturas em vigas de concreto armado são de caráter conservador se comparadas às limitações propostas por Sussekind, Leonhardt e Monnig e Fusco, referentes as dimensões e a posição adequada dos furos.

E de modo geral neste experimento, observou-se também que a posição do furo requer maior atenção do que o tamanho do furo pela propriedade crítica apresentada nas armaduras transversais na região adjacente ao furo (COSTA, 2013).

E por último, Cardoso (2010) realizou o dimensionamento de viga em concreto armado com abertura através do Método Empírico e o Método das Bielas e Tirantes, onde comparou os resultados obtidos. Dentre seus objetivos, um desses foi comparar o quantitativo de aço para cada método, assim como os parâmetros de cada método.

Para o ensaio, a abertura foi posicionada em dois locais distintos na viga. A primeira foi localizada no centro do vão, e na outra viga o furo foi posicionado mais próxima ao apoio. O autor relatou que para a primeira viga, o dimensionamento por ambos os métodos apresentou praticamente o mesmo resultado, com armadura transversal mínima transversal e concentração de armadura longitudinal na parte inferior da viga, local onde a armadura da viga resiste aos esforços. Notou-se também que, a quantidade de aço para a armadura superior foi maior pelo Método das Bielas e Tirantes, enquanto que pelo método empírico foi necessário maior armadura ao lado da abertura (CARDOSO, 2010).

A segunda viga ensaiada, com abertura próxima ao apoio, o dimensionamento foi similar a viga com abertura no centro da viga, apenas acrescentou-se a parcela do cortante consideradas em cada seção. E comparando os resultados, o método empírico apresentou um pouco mais de armadura na seção superior, e para a armadura transversal, o Método das Bielas e Tirantes determinou uma área de aço um pouco maior.

Cardoso (2010, p. 78) também fala que

na viga com abertura próxima ao apoio, em ambos os métodos a maior parte da armadura de reforço está na região acima da abertura, onde o cortante está atuando com maior intensidade. Neste caso, como a viga é simplesmente apoiada e só é submetida a momentos positivos, quanto mais para baixo a abertura estiver será melhor, pois haverá mais espaço para a dissipação do cortante.

Sendo assim, Cardoso (2010) conclui para vigas, que ambos os métodos apresentaram resultados bem parecidos, principalmente na viga com abertura no centro do vão, onde não há esforço cortante. E finalizou afirmando que o método empírico é bastante coerente para o dimensionamento da armadura longitudinal, enquanto que, para o dimensionamento da armadura transversal, o Método das Bielas e Tirantes é mais aconselhável.

3 METODOLOGIA

O presente trabalho trata-se de um estudo teórico e experimental, onde é realizada uma análise para o modelo clássico de dimensionamento da armadura de reforço de aberturas em vigas de concreto armado.

Com o propósito de uma análise experimental, foram executados protótipos de vigas de concreto armado com aberturas e após estes foram testadas em laboratório quanto a sua resistência à flexão.

Para a realização deste ensaio experimental no Laboratório de Estruturas da Universidade de Santa Cruz do Sul – UNISC, optou-se por utilizar a prensa universal para o carregamento em dois pontos de aplicação simétricos, conhecido como o ensaio de Stuttgart. Sendo que, para a realização do experimento, os materiais empregados na confecção dos protótipos de vigas foram o concreto e o aço. A seguir, será comentado as etapas da preparação das peças, o ensaio e os resultados obtidos desta análise experimental, que com base na NBR 6118:2014, terá como intuito também observar o comportamento estrutural da viga com abertura e a confiabilidade do dimensionamento pelo método adotado.

E por fim, será realizada uma análise conclusiva dos resultados obtidos com o estudo.

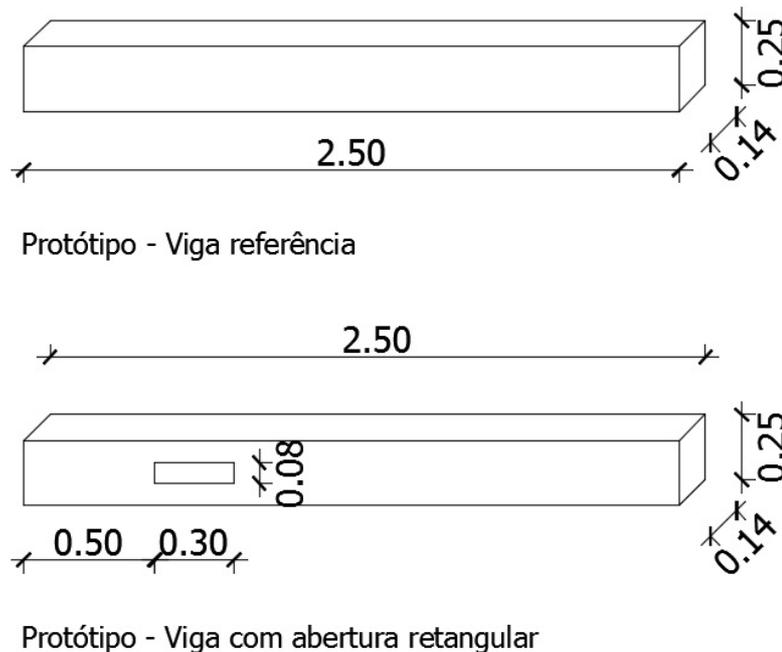
3.1 Definição dos protótipos

Os efeitos das aberturas devem ser verificados quanto à resistência e deformação, por isso de acordo com a NBR 6118:2014, além das armaduras de flexão e cisalhamento para suportar o carregamento usual, é necessário prever armaduras de reforço em torno das aberturas quando for o caso. Assim sendo, estabeleceu-se que a verificação para o caso em que o reforço de armadura desta região seria relevante, sendo que a abertura estaria no limite atendendo aos requisitos da NBR vigente que dispensa o reforço de armadura, supondo a funcionalidade da norma.

Para a comparação dos resultados quanto ao momento fletor, foi definido a execução de uma viga de alma cheia, sem a presença de abertura, para analisar o processo de fissuração e a deformação da mesma, além da carga que está suportará, que servirão de parâmetros de comparação. E outras três vigas com as mesmas dimensões, estas com aberturas horizontais a uma distância de 50cm do apoio.

Os protótipos de vigas apresentam 250cm de comprimento, 14cm de largura e 25cm de altura. Sendo 3 dos protótipos com aberturas iguais de 8cm x 30cm. As dimensões do protótipo das vigas e da abertura podem ser observadas na figura 21.

Figura 21 – Dimensão dos protótipos



Fonte: Autora (2017)

3.2.1 Dimensionamento inicial dos corpos de prova de vigas

Conforme citado no item anterior, definiu-se como protótipo uma viga biapoiada com largura (b_w) de 14 cm e altura (h) de 25cm.

A norma estabelece a dispensa de reforço de abertura, caso os furos estejam posicionados na zona de tração do elemento e a uma distância mínima do apoio equivalente à duas vezes a altura da viga ($2h$); e que ao mesmo tempo, tenham dimensões máxima de 12 cm ou $h/3$, têm-se:

$$12\text{cm ou } \frac{h}{3} \rightarrow \frac{25}{3} = 8,33\text{cm e } d \geq 2h \rightarrow 2 \times 25 = 50\text{cm}$$

Como o objetivo é não dispensar o reforço de armadura, adotou-se uma abertura de 8cm de altura e 30 cm de largura, a uma distância do apoio de 50cm.

Definido a dimensão do furo, partiu-se para o dimensionamento da armadura longitudinal inferior mínima, que se trata da armadura de flexão. Para o cálculo desta

armadura foi respeitado a taxa mínima absoluta de 0,15%, conforme item 17.3.5.2.1 da NBR 6118:2014, e considerando o f_{ck} do concreto como sendo 25MPa. Logo:

$$\rho_{\min} = \frac{A_s}{b_w \times h} \rightarrow A_s = \frac{0,15}{100} \times 14\text{cm} \times 30\text{cm} \rightarrow A_{s,\min} = 0,525 \text{ cm}^2$$

Para uma maior facilidade quanto a análise dos resultados, e por ser bitola comumente utilizada em obras, e o mesmo tempo, atendendo a armadura longitudinal mínima, optou-se por utilizar nas vigas 2 barras longitudinais de $\varnothing 10.0\text{mm}$, resultando em um $A_s = 1,60 \text{ cm}^2$. Tanto para a armadura inferior quanto para a armadura superior.

E como o objetivo é analisar a deformação na flexão, foi pré-definido estribos de $\varnothing 5\text{mm}$ a cada 15cm.

Tendo-se calculado a armadura que será utilizada e sabendo as dimensões e o esquema estrutural adotado (viga biapoiada), pode-se calcular a capacidade máxima da viga, para assim mensurar a carga teórica máxima a qual a viga suportará.

Primeiramente, calculou-se a linha neutra (x), para descobrir o eixo da viga que delimita a zona tracionada da zona comprimida, conforme equação a seguir:

$$x = \frac{A_s \times f_{yd}}{0,68 \times b_w \times f_{cd}} \rightarrow x = \frac{1,60 \times (50/1,15)}{0,68 \times 14 \times (25/1,4)} \rightarrow x = 4,09 \text{ cm}$$

Calculada a linha neutra, foi determinado o momento resistente de cálculo (M_d), considerando a área de aço $\varnothing 10.0\text{mm}$ e classe CA-50.

$$M_d = A_s \times f_{yd} \times (d - 0,4x) \rightarrow M_d = 1,60 \times \frac{50}{1,15} \times (21,5 - 0,4 \times 4,09)$$

$$M_d = 1381,8 \text{ kN/cm} = 13,82 \text{ kN.m} \rightarrow M_k = 9,87 \text{ kN.m}$$

De acordo com o modelo I da NBR 6118:2014, item 17.4.2.2, que admite bielas inclinadas de $\theta = 45^\circ$ em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural, e que a parcela complementar V_c é constante, independente do força cortante solicitante de cálculo (V_{sd}), foi realizado a verificação do esmagamento da biela de compressão.

$$V_{rd2} = 0,27 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \times f_{cd} \times b_w \times d \rightarrow V_{rd2} = 0,27 \times \left(1 - \frac{25}{250}\right) \times \frac{2,5}{1,4} \times 14 \times 21,5$$

$$V_{rd2} = 130,61 \text{ kN}$$

Considerando ainda o modelo de cálculo I, foi verificado a parcela resistente do aço e do concreto.

A parcela resistente da força cortante absorvida pelo concreto foi calculada em razão de que o elemento estrutural está submetido à flexão simples com a linha neutra situada na seção da viga. Para estes casos $V_c = V_{c0}$, calculou-se que:

$$V_c = 0,6 \times f_{ctd} \times b_w \times d \rightarrow V_c = 0,6 \times 0,128 \times 14 \times 21,5 \rightarrow V_c = 23,12 \text{ kN}$$

E a parcela de força cortante resistida pela armadura transversal foi calculada conforme a equação a seguir.

$$V_{sw} = \frac{A_{sw,90}}{s} \times 39,2 \times d \rightarrow V_{sw} = 0,026 \times 39,2 \times 21,5 \rightarrow V_{sw} = 21,91 \text{ kN}$$

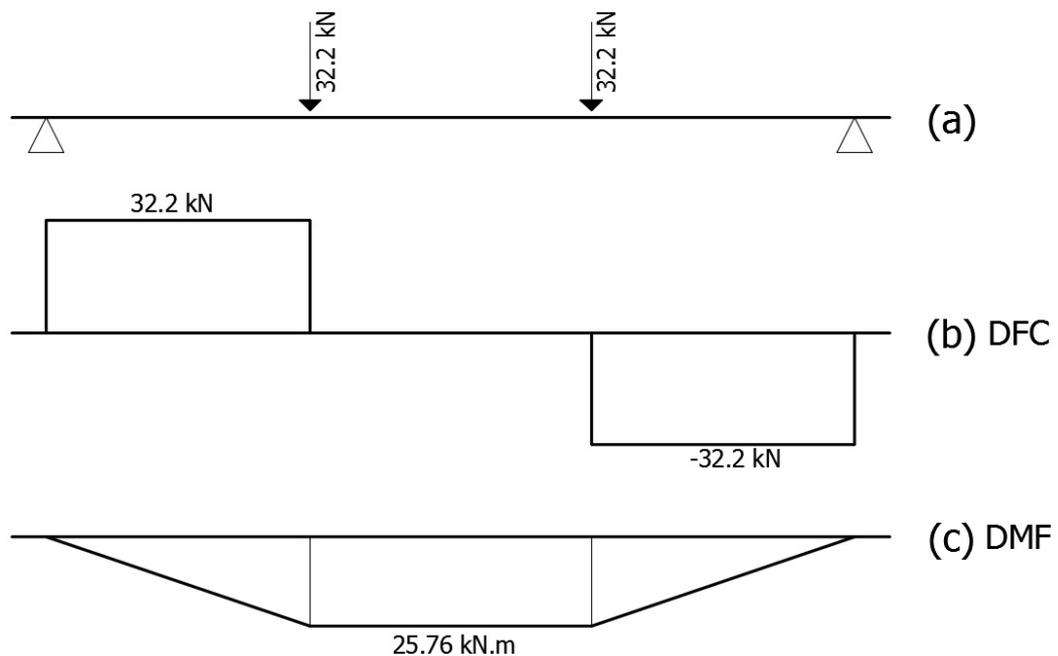
Somando-se estas duas parcelas, obteve-se a força cortante resistente de cálculo $V_{rd3} = 45,03 \text{ kN}$.

E, por fim, conforme determina a NBR 6118:2014, para a resistência do elemento estrutural ser considerada adequada, a força cortante solicitante de cálculo deve ser igual ou maior, simultaneamente, que a força resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto (V_{rd2}) e relativa à ruína por tração diagonal (V_{rd3}).

$$V_{sd} \leq V_{rd2} \text{ e } V_{sd} \leq V_{rd3} \therefore V_{sd} = 45,03 \text{ kN} \rightarrow V_k = 32,2 \text{ kN}$$

Portando, considerando que a viga suporte uma carga de 32,2 kN em dois pontos e tenha um vão teórico de 240cm, segue na figura 22, o esquema estrutural da viga a ser ensaiada (a), o diagrama de esforço cortante (b) e diagrama de momento fletor (c).

Figura 22 – Esquema estrutural da viga com carregamento e os diagramas de solicitações



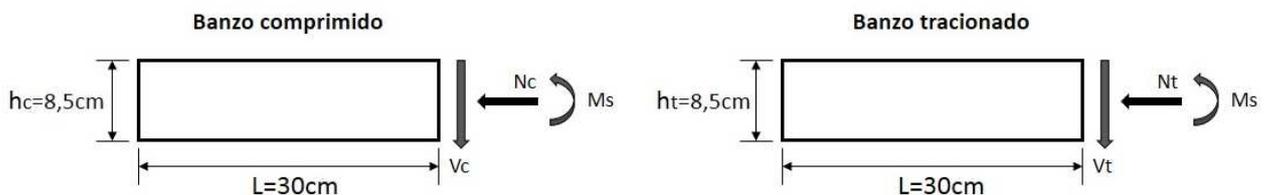
Fonte: Autora (2017).

3.2.2 Dimensionamento da armadura de reforço da abertura retangular

Com base no método clássico, sugerido por Leonhardt e Mönnig (1978), foi dimensionada a armadura de reforço.

Para se obter a armadura de reforço, foi admitido que o cortante no meio da seção da abertura é 32,2 kN e o momento no mesmo ponto é 19,3 kN.m, obtidos através dos diagramas do software Ftool. Assim, obteve-se as seguintes forças atuando sobre os banzos (figura 23), que foram calculados individualmente como duas vigas pequenas.

Figura 23 – Solicitações atuantes nos banzos



Fonte: Autora (2017)

A força de compressão (N_c), no banzo superior, aplicando os valores na equação 11, resultou em um valor de 163,75 kN, assim como a força de tração (N_t), do banzo inferior.

Além disso, obteve-se 386,4 kN.cm como momento fletor no banzo comprimido e 96,6 kN.cm, no banzo tracionado, calculados através das equações 12 e 13, respectivamente, conforme demonstra as equações a seguir:

$$M_c = V_c \times \frac{L}{2} = 25,76 \times \frac{30}{2} = 386,4 \text{ kN.cm}$$

$$M_t = V_t \times \frac{L}{2} = 6,44 \times \frac{30}{2} = 96,6 \text{ kN.cm}$$

Para o cortante no banzo comprimido (V_c) foi adotado 80% do valor do cortante da seção, e para o cortante do banzo tracionado (V_t), aplicou-se 20% do mesmo valor.

Pode-se perceber que duas forças solicitantes atuam em cada viga. Desse modo, as armaduras longitudinais foram dimensionadas à flexão composta, isto é, quando a resultante das tensões normais são decompostas em uma força normal e momentos fletores.

Foi utilizado o ábaco A-25 (ANEXO B), de Venturini (1987), para dimensionar as vigas retangulares de concreto armado. A área de aço da armadura longitudinal para ambos os banzos foi nula, através do ábaco. Logo, por meio da área mínima de aço para estas vigas pequenas, verificou-se que 2 barras $\text{Ø}5.00\text{mm}$ seriam suficientes como uma armadura construtiva para que pudesse ser amarrado os estribos do reforço.

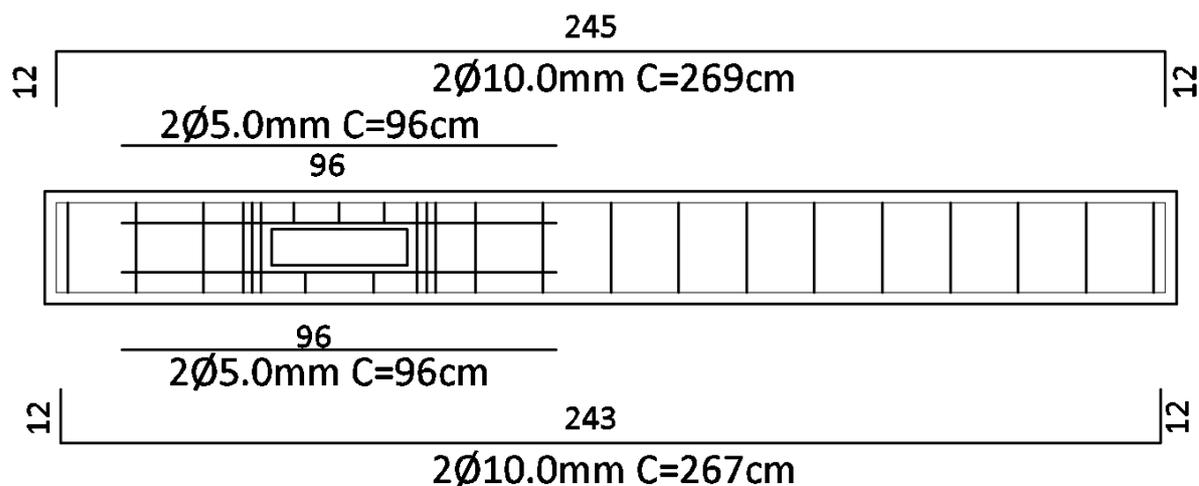
E os estribos de reforço foram dimensionados para os esforços cortantes (V_c e V_t). Tais resultados, calculados de acordo com as orientações da NBR 6118:2014, resultaram em áreas de armaduras transversais de $1,54 \text{ cm}^2/\text{m}$ e $1,19 \text{ cm}^2/\text{m}$, respectivamente, no banzo superior e inferior.

Portanto, foi adotado no banzo comprimido 3 estribos de reforço de $\text{Ø}5.00\text{mm}$, e para o banzo tracionado, 2 estribos de mesma bitola.

Além dessas armaduras, ainda foi disposto nas faces da abertura uma armadura de suspensão, que foi dimensionada para 80% da força cortante. Este cálculo resultou em uma área de aço de $0,59 \text{ cm}^2$, isto é, 3 estribos de $\text{Ø}5.00\text{mm}$ distribuídos em $6,25 \text{ cm}$ de cada lado da abertura.

Segue a figura 24 com a disposição de aço adotada nos corpos de prova vigas com abertura retangular.

Figura 24 – Disposição da armadura na viga com abertura



Fonte: Autora (2017).

3.3 Confeção dos protótipos

3.3.1 Materiais

Os materiais utilizados para a produção do concreto foram o cimento CP V ARI, areia média natural, brita 1 e o aditivo plastificante EUCON® 360.

O cimento CP V ARI trata-se de um cimento com dosagem diferente de calcário e argila na produção do clínquer Portland, bem como apresenta uma moagem rigorosa, que faz com que o mesmo, por ter seus grãos de granulometria baixa, ao reagirem com a água, adquira elevada resistência com maior velocidade. Portanto, este cimento atinge maiores resistências em um curto período de tempo, é comumente empregado em casos que exigem a desforma rápida.

Para o preparo do concreto, a areia média natural foi utilizada como o agregado miúdo e a brita 1 como agregado graúdo, conforme classificação da NBR 7211:2009. Por ambos os materiais serem armazenados ao ar livre, optou-se por crivar a areia, com a peneira de abertura 4,75mm, para eliminar impurezas existentes, que poderiam ocasionar falhas na concretagem. E a brita 1 precisou ser lavada com água potável com o auxílio de uma betoneira para que as impurezas também fossem removidas.

Foi adicionado na mistura do concreto o plastificante da Viapol, EUCON® 360, para que ajudasse na fluência do concreto, que quando fosse vibrado, preencheria bem o entorno da abertura, tendo em vista a concentração de armadura de suspensão. O EUCON® 360 é um aditivo para cimento, líquido, que possui grande poder de dispersão, mantendo a trabalhabilidade por maior tempo e pega controlada.

Na mistura, foi adicionado 50ml do aditivo para cada 10kg de cimento. Por fazer uso do EUCON® 360, houve uma moderada redução de água de amassamento, fazendo com que a relação água/cimento fosse de 0,5.

Outro material utilizado para a realização das vigas foi o aço. Na armadura longitudinal foi utilizado aço CA50 Ø10.0mm e nos estribos, bem como na armadura de reforço, utilizou-se CA60 Ø5.0mm.

3.3.2 Caracterização dos materiais

A caracterização do concreto e aço utilizados nos protótipos de vigas foram obtidos através de ensaios específicos na máquina universal. Para determinar a

resistência do concreto das quatro vigas ensaiadas, foi realizado o ensaio de compressão axial, e para o aço da armadura longitudinal, a resistência foi definida através do ensaio de tração. Por meio destes ensaios, foi verificado se os materiais apresentavam as características adequadas para uso.

A resistência à compressão do concreto de cada viga foi obtida através de uma média entre as resistências dos corpos de provas extraídos em cada etapa da concretagem.

Pode-se observar na tabela 1 que, pra cada etapa da concretagem da viga de alma cheia, foram moldados 4 copos de provas cilíndricos de acordo com as normas brasileiras em vigência. E com as resistências individuais dos corpos de provas, obteve-se a resistência média da viga 1.

Tabela 1 – Resistência dos corpos de provas da viga 01

Etapa	CP	f_c (MPa)
5	1	37,80
	2	37,20
	3	35,92
	4	35,47
6	1	33,51
	2	32,35
	3	31,53
	4	31,59
$f_{c,m}$		34,42
Desv. Padrão		2,51
Coef. Variação (%)		7,28

Fonte: Autora (2017).

Assim como para a viga de referência, as demais vigas tiveram suas resistências obtidas através da média dos corpos de provas. Desse modo, as resistências médias a compressão do concreto da viga 2, 3 e 4 estão expostas, respectivamente, na tabela 2, 3 e 4.

Tabela 2 – Resistência dos corpos de provas da viga 02

Etapa	CP	f_c (MPa)
1	1	39,94
	2	36,80
	3	39,49
	4	35,88
2	1	39,49
	2	38,92
	3	34,38
	4	35,55
$f_{c,m}$		37,56
Desv. Padrão		2,16
Coef. Variação (%)		5,74

Fonte: Autora, 2017.

Tabela 3 – Resistência dos corpos de provas da viga 03

Etapa	CP	f_c (MPa)
2	1	39,49
	2	38,92
	3	34,38
	4	35,55
3	1	35,66
	2	35,61
	3	35,98
	4	32,78
$f_{c,m}$		36,05
Desv. Padrão		2,21
Coef. Variação (%)		6,13

Fonte: Autora (2017).

Tabela 4 – Resistência dos corpos de provas da viga 04

Etapa	CP	f_c (MPa)
3	1	35,66
	2	35,61
	3	35,98
	4	32,78
4	1	32,50
	2	31,92
	3	34,13
	4	32,89
$f_{c,m}$		33,93
Desv. Padrão		1,63
Coef. Variação (%)		4,80

Fonte: Autora (2017).

E para que seja possível realizar uma análise apropriada, também faz-se necessário apresentar alguns parâmetros específicos das amostras de aço utilizados. Para isso, o aço Ø10.0mm foi ensaiado à tração e obtidos as características exibidas na tabela 5.

Tabela 5 – Valores encontrados nos ensaios de tração

CP	Ø (mm)	F _{máx} (kgf)	Tensão de Escoamento (f _y em MPa)	Tensão Máx. (f _{s,u} em MPa)
1	10	5499,32	582,37	686,65
2		5369,64	561,61	670,46
3		5364,37	558,25	669,80
f _{s,u,m}				675,64
Desvio padrão				9,54
Coeficiente de Variação (%)				1,41

Fonte: Autora (2017).

3.3.3 Confeção das formas e armaduras

Para a confecção das formas dos protótipos foi utilizado chapas de compensado resinado com espessura de 14mm, atendendo as medidas internas da viga, os quais foram confeccionados no laboratório da universidade, seguindo as especificações da NBR 5738:2015. Na figura 25 é mostrado as formas prontas dos três corpos de provas de vigas com abertura.

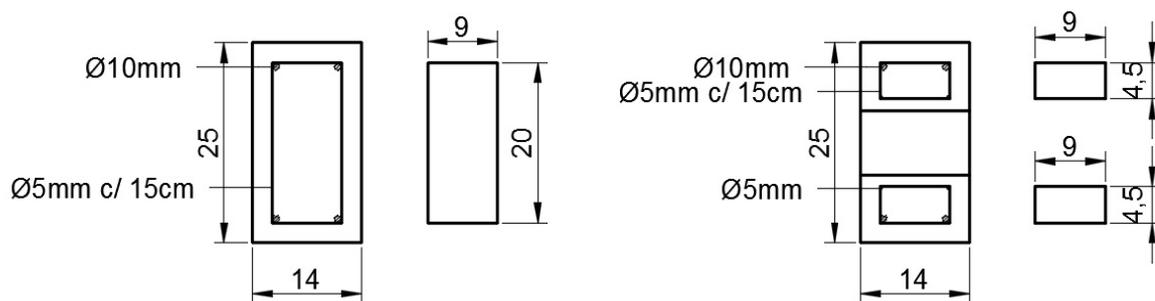
Figura 25 – Formas das vigas com abertura retangular



Fonte: Autora (2017).

Após confeccionada as formas, foram cortadas e dobradas as armaduras de combate à flexão (longitudinal) e cisalhamento (estribos), além da armadura de reforço, com ferramentas específicas a estes fins no laboratório, com as dimensões indicadas na figura 26.

Figura 26– Dimensões dos estribos



Fonte: Autora (2017).

Para a armadura longitudinal, como já citando, foram utilizados 4 barras de $\text{Ø}10.0\text{mm}$, que, descontando o cobrimento de 2,5 cm para cada extremidade da viga, resultou em um comprimento de 245 cm mais o gancho de 12 cm em cada lado. E as armaduras transversais (estribos) foram dobradas levando em consideração as dimensões apresentadas, bem como os estribos dos banzos superior e inferior.

Definido as dimensões, foi cortado e dobrado as armaduras. Na figura 27, pode-se observar a diferença entre as dimensões do estribo da viga e o estribo usado no reforço dos banzos.

Figura 27 – Armadura transversal e armadura do reforço



Fonte: Autora (2017).

Cortadas e dobradas as armaduras transversais e longitudinais, partiu-se então para a montagem final das armaduras que iriam compor as vigas. A fim de garantir o cobrimento necessário, foram utilizados espaçadores de 2,5cm, que foram dispostos nas armaduras das vigas. A figura 28 mostra a armadura antes de ser posicionada e após ser posicionada na forma, além do detalhe da armadura de reforço.

Figura 28 – Armadura



Fonte: Autora (2017).

3.3.4 Concretagem

A concretagem das vigas foi realizada com concreto de traço 1:2,5:3,33, sendo a quantidade de cimento, areia e brita, respectivamente. E além disso, no traço foi acrescentado, conforme já citando anteriormente, 50ml do aditivo EUCON® 360, da Viapol, para cada 10kg de cimento.

Visto que a capacidade da betoneira empregada não seria suficiente para preparar o volume total necessário para a concretagem das 4 vigas, o processo precisou ser realizado em 6 etapas.

Após a homogeneização de todo o material, foi realizado o teste de abatimento do concreto, também conhecido como *slump test*, utilizando os equipamentos padrão, conforme a NBR 5738:2015, que são um tronco cônico metálico, uma base de chapa metálica rígida nivelada, haste metálica para a compactação, além de colher, régua e trena. Após montado o cone sobre a base metálica, preencheu-se o cone em três camadas, que foram compactadas com a haste metálica com 25 golpes, de modo que após a compactação, cada camada ocupava 1/3 da altura do cone. O *slump test* foi

realizado de modo que respeita-se um limite de abatimento de 140mm, com tolerância de 20mm para mais ou para menos.

Realizado a verificação e a aceitabilidade do teste de abatimento do concreto, foi executada a concretagem dos protótipos das vigas utilizando o vibrador para concreto de alta frequência. As vigas após concretagem encontram-se na figura 29. E para cada volume de concreto da betoneira, foram moldados quatro corpos de prova, para amostragem da resistência do concreto.

Figura 29 – Vigas com aberturas após concretagem



Fonte: Autora (2017).

Para a coleta dos corpos de provas, realizou-se, primeiramente a lubrificação de todos os moldes metálicos cilíndricos, e em seguida, o concreto foi adicionado e distribuído uniformemente nos moldes, disposto em duas camadas e adensado com 12 golpes por camada.

Após 24 horas, os corpos de provas foram desmoldados, conforme figura 30, e imersos em água, por 7 dias, para que atingissem o tempo de cura do CP V. E após este tempo, os 24 corpos de provas cilíndricos foram ensaiados para a compressão axial, a qual determina a resistência do concreto em MPa.

Figura 30 – Corpos de prova



Fonte: Autora (2017).

Assim como os corpos de provas, as formas também foram deformadas um dia após a concretagem. A abertura retangular pode ser observada na figura 31.

Figura 31 – Detalhe da abertura retangular após desforma das vigas



Fonte: Autora (2017).

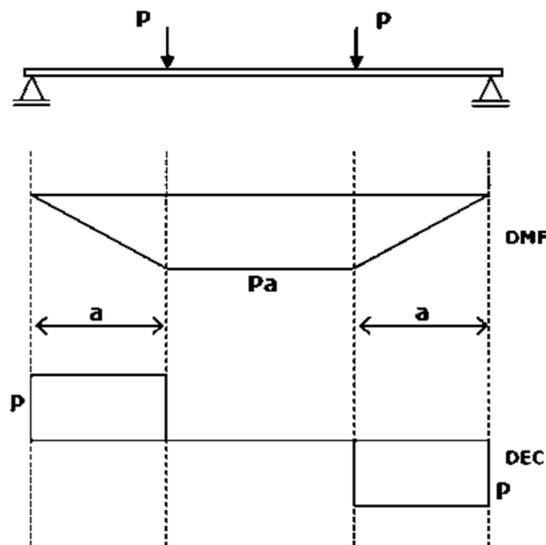
O concreto foi curado com molhagens consecutivas por 6 dias seguidos. Atendida a resistência uma semana após a concretagem das vigas, os protótipos foram ensaiados.

3.4 Análise experimental

Os protótipos foram ensaiados na máquina universal de ensaios EMIC 23-300, modelo DL 30000, que realiza ensaios de tração e compressão, e possui capacidade de 300 kN. Este equipamento fornece dados de força aplicada nos protótipos, além do diagrama de tensão-deformação.

Para compreender o funcionamento de uma viga de concreto armado em relação à distribuição de tensões é utilizado o ensaio de Stuttgart. Este ensaio experimental consiste em uma viga de concreto armado biapoiada, com duas cargas concentradas de mesmo valor, dispostas de maneira equidistantes dos apoios, conforme elucidada a figura 32.

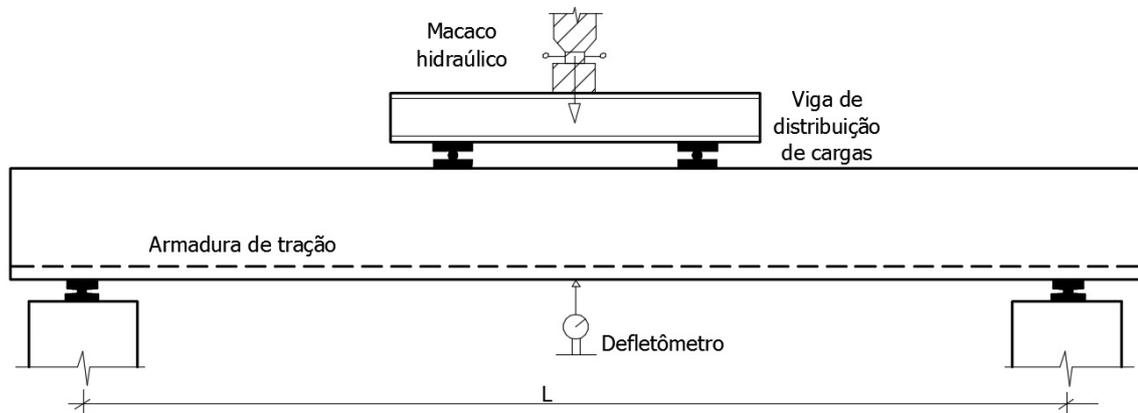
Figura 32 – Configuração do ensaio de Stuttgart



Fonte: Autora, 2017.

Como o carregamento desta viga biapoiada é gradativo; no ensaio, a carga é aumentada até que venha atingir o valor que leve a viga à ruptura. Esta configuração de carregamento permite, numa mesma peça, observar um trecho solicitado por flexão pura, como é o caso do trecho entre as cargas simétricas, assim como estabelece trechos solicitados por flexão simples, que é o trecho entre a carga e o apoio, denominado vão de cisalhamento ou de corte (CLÍMACO, 2008).

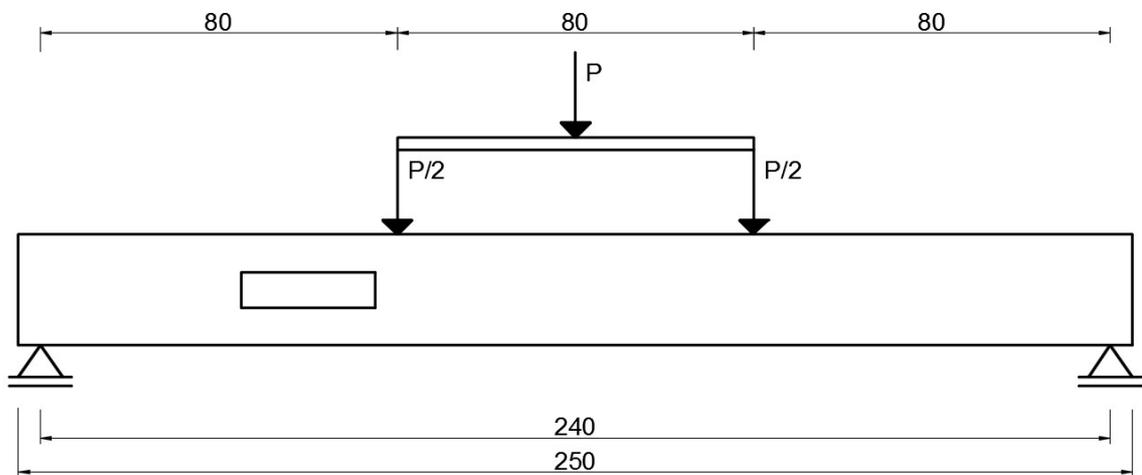
Figura 33 – Ensaio à flexão de viga de concreto armado



Fonte: Adaptado de Clímaco (2008, p. 179).

A figura 34 ilustra as distâncias das cargas aplicadas no ensaio acadêmico das quatro vigas, conforme ilustrado o ensaio à flexão de viga de concreto armado da figura 33.

Figura 34 – Esquema de aplicação de carga nos protótipos



Fonte: Autora (2017).

No mesmo dia em que foram realizados o ensaio de Stuttgart nos protótipos, os corpos de provas foram submetidos ao ensaio de compressão axial. Este último tinha como objetivo determinar a resistência à compressão de cada etapa de concretagem realizada.

A primeira viga a ser ensaiada foi a viga de alma cheia. E assim como para os demais protótipos de vigas, esta determinação de resistência a compressão do concreto foi realizada ensaiando quatro corpos de provas de cada etapa. Conforme

apresentado no item 3.3.2, a viga de referência apresentou uma resistência média de 34,42 MPa. O resultado da resistência média do concreto utilizado na viga de referência

Após preparada para ser ensaiada, a viga foi submetida ao carregamento para que fosse observada a força máxima que iria suportar e qual seria a deformação sofrida. Na figura 35, pode ser observado a viga pronta para ser ensaiada, assim como o detalhe do seu carregamento.

Figura 35 – Ensaio da viga de referência



Fonte: Autora (2017).

Assim como para a viga 1, foi realizado o ensaio de compressão axial dos corpos de provas respectivos da etapa de concretagem usada para o volume da viga com abertura retangular, onde obteve-se $f_{c,m}$ de 37,56 MPa.

Prosseguindo com a configuração dos ensaios das vigas anteriores, deu-se sequência ao experimento para a terceira viga, que também apresenta abertura retangular e a idêntica armadura de reforço. A resistência a compressão média do concreto da viga 3 foi de 36,05 MPa. E para a concretagem da quarta viga, foi utilizado o concreto com resistência média de 33,93 MPa, em função da resistência dos corpos de provas.

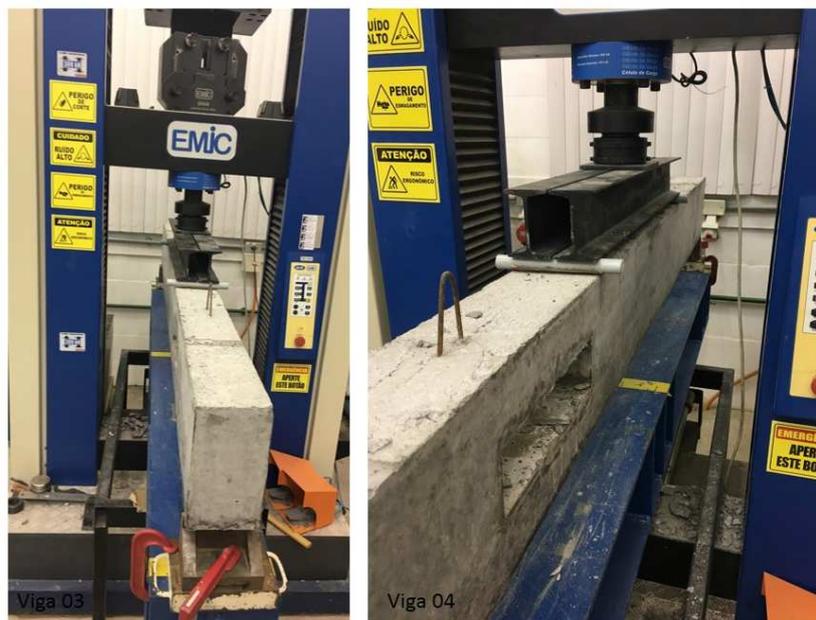
Para as vigas com abertura retangular, o carregamento foi estruturado da mesma forma que a viga de alma cheia, e com as mesmas distâncias entre as cargas pontuais, conforme pode ser visto nas figuras 36 e 37.

Figura 36 – Ensaio da viga 02 (com abertura retangular)



Fonte: Autora (2017).

Figura 37 – Ensaio das vigas 03 e 04



Fonte: Autora (2017).

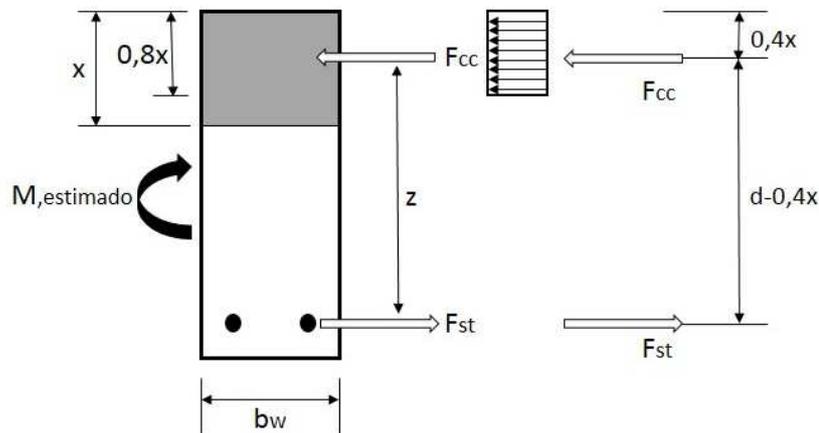
3.5 Análise teórica

Tomando como referência os resultados obtidos anteriormente apresentados, foi estimado o momento teórico de ruptura para cada viga.

Para esta estimativa, foi considerado a média entre as tensões máximas (f_u) de 3 ensaios de tração realizados na armadura longitudinal $\varnothing 10,0\text{mm}$ como sendo a resistência característica de escoamento (f_y), que constam na tabela 5 do item 3.3.2. E para a resistência característica à compressão (f_{ck}) de cada viga, foi realizado uma média entre as resistências obtidas nos corpos de provas da etapa usada na concretagem da respectiva viga.

Com estes dados, foi aferido se, para todas as vigas, o momento de ruptura da viga ensaiada foi superior ao valor estimado, considerando as seguintes fórmulas para estimar o momento teórico de ruptura, e o esquema da figura 38.

Figura 38 – Esquema simplificado



Fonte: Autora (2017).

$$F_{st} = A_s \times f_{y,m} \quad (16)$$

$$F_{cc} = A_{cc} \times f_{c,m} \quad (17)$$

Adotando que $F_{st} = F_{cc}$, e sabendo que $A_{cc} = b_w \times 0,8x$, calcula-se a distância entre as forças, denominada Z , para assim estimar o momento da viga.

$$Z = d - 0,4x \quad (18)$$

$$M_{estimado} = F_{st} \times Z \quad (19)$$

Desde modo, pode-se confirmar que $M_{estimado} < M_{experimental}$.

Com estas informações, foi estimado o momento de ruptura (M_r) para as vigas, conforme exemplificação a seguir da viga 01.

Abaixo, temos o cálculo da força de tração do aço (F_{st}), que foi obtida através da equação 16, e sabendo que a área de aço de $\varnothing 10.0\text{mm}$ é $0,785\text{ cm}^2$.

$$F_{st} = A_s \times f_{s,u,m} = 2 \times 0,785 \times 67,56 = 106,07\text{ kN}$$

A força de compressão do concreto (F_{cc}) foi considerada como sendo de mesmo valor, portanto, $106,07\text{ kN}$.

Para descobrir a distância Z , foi necessário calcular primeiro a linha neutra (x).

$$x = \frac{F_{cc}}{b_w \times 0,8 \times f_{c,m}} = \frac{106,07}{14 \times 0,8 \times 3,442} = 2,75\text{ cm}$$

$$Z = d - 0,4x = 21,5 - 0,4 \times 2,75 = 20,4\text{ cm}$$

Portanto, o momento de ruptura estimado da viga de alma cheia foi de

$$M_{r,est} = F_{st} \times Z = 106,07 \times 20,4 = 2163,83\text{ kN.cm}$$

Seguindo este mesmo procedimento de cálculo, todavia com os fatores de minoração, foi encontrado o momento de cálculo (M_d), demonstrado a seguir.

$$F_{cc} = F_{st} = A_s \times f_{s,u,m} = 2 \times 0,785 \times (67,56/1,15) = 92,23\text{ kN}$$

$$x = \frac{F_{cc}}{b_w \times 0,8 \times f_{c,m}} = \frac{92,23}{14 \times 0,8 \times (3,442/1,4)} = 3,35\text{ cm}$$

$$Z = d - 0,4x = 21,5 - 0,4 \times 3,35 = 20,16\text{ cm}$$

$$M_d = F_{st} \times Z = 92,23 \times 20,16 = 1859,36\text{ kN.cm}$$

E por último, foi calculado o momento de ruptura experimental ($M_{r,exp}$) da viga. Para este momento, a força máxima aplicada no ensaio foi decomposta em duas forças iguais, de acordo com o ensaio de Stuttgart, e esta foi multiplicada pela distância do apoio até a aplicação da carga. Desta forma, obteve-se para a viga 01:

$$M_{r,exp} = \frac{55\text{ kN}}{2} \times 80\text{ cm} = 2200\text{ kN.cm}$$

Considerando tal sequência de cálculos, foi dimensionada as demais 3 vigas. A força máxima suportada pelas vigas ensaiadas, podem ser observadas no ANEXO C ao F, que são os laudos do experimento fornecidos pelo Laboratório de Estruturas da instituição.

4 RESULTADOS

4.1 Resultados experimentais

4.1.1 Viga 1

Com um carregamento cerca de 52000 N, surgiu as primeiras fissuras verticais significativas no vão central (1/3 do comprimento da viga). Na figura 39 é mostrado as fissuras de flexão apresentadas pela viga, quando esta apresentava já uma força de 53806 N.

Figura 39 – Fissuras de flexão da viga 01



Fonte: Autora (2017).

Conforme pode ser visualizado na figura acima, a viga não apresentou nenhuma fissura causada pela deficiência da armadura transversal. Portanto pode-se afirmar que a viga rompeu somente à flexão ao atingir o carregamento máximo de 54684 N.

A seguir, observa-se na figura 40, que após atingir o momento experimental de ruptura, a viga apresentava fissuras com maior espessura e era visível o esmagamento do concreto.

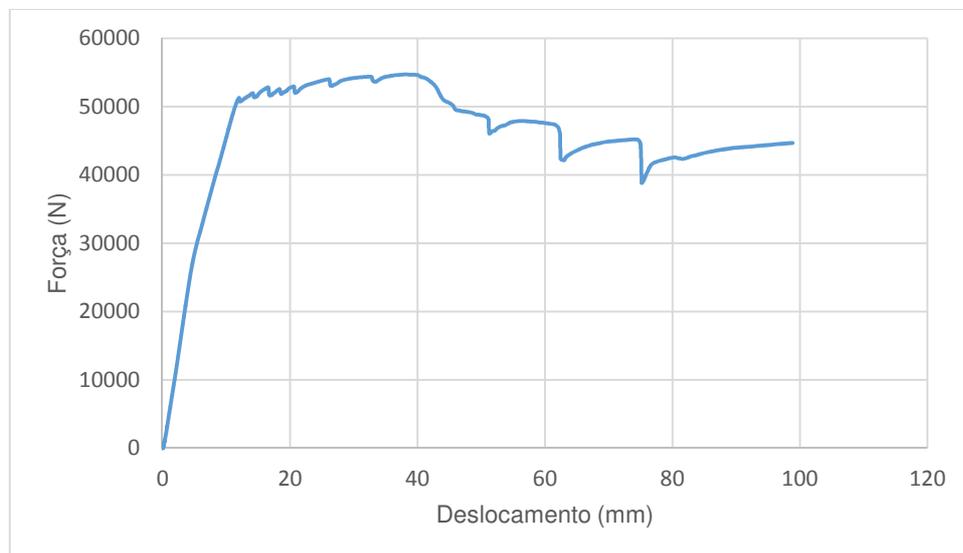
Figura 40 – Viga de alma cheia após ensaio



Fonte: Autora (2017).

Na figura 41 é apresentado através de um gráfico as forças x deslocamentos, que a viga suportou uma carga máxima de 54,68 kN, isto é, o momento máximo de ruptura foi de 2187,2 kN.cm.

Figura 41 – Força x Deslocamento – Viga 01



Fonte: Autora (2017).

4.1.2 Viga 2

Na primeira viga com abertura retangular ensaiada, notou-se o surgimento de uma fissura inclinada que atravessava a abertura como resultado da ação do esforço cortante. Esta fissura, mostrada na figura 42, surgiu com uma carga total de

aproximadamente 25993 N, equivalente a 1039,60 kN.cm de momento experimental. Sendo a única fissura aparente relativa a falha armadura transversal. O surgimento desta fissura é explicável pela trajetória de tensões em regime elástico, que foram apresentadas no item 2.6, que abordou os modos de fissuras e rupturas em vigas com aberturas horizontais.

Figura 42 – Fissuras na abertura da viga 02



Fonte: Autora (2017).

As demais fissuras surgiram logo em seguida na parte central do vão e se tratavam de fissuras verticais, como é visto na figura 43. Até que foi atingido a carga máxima de 56000 N, que corresponde a um momento de ruptura por flexão de 2240 kN.cm.

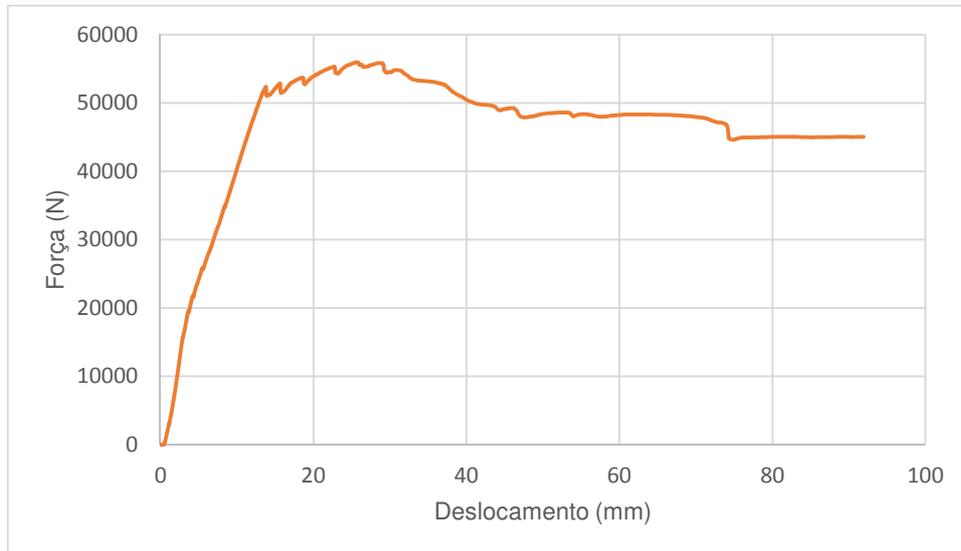
Figura 43 – Viga 02 após o momento de ruptura



Fonte: Autora (2017).

Através do diagrama da figura 44, pode ser observado com qual carregamento se iniciou o escoamento da armadura.

Figura 44 – Força x Deslocamento – Viga 02



Fonte: Autora (2017).

4.1.3 Viga 3

Esta terceira viga se comportou de forma similar a viga anterior. Durante o tempo em que foi ensaiada, surgiu primeiro a fissura inclinada em duas extremidades da abertura retangular, com carga cerca de 30000 N. E após o carregamento de 50000 N, as demais fissuras surgiram, colaborando para o colapso do protótipo com 56049 N, porém em um tempo superior à viga 2. Na figura 45, pode-se ser visualizada a peça antes do processo de fissuração, após o surgimento da primeira fissura, e por último, a peça com todas as fissuras que surgiram.

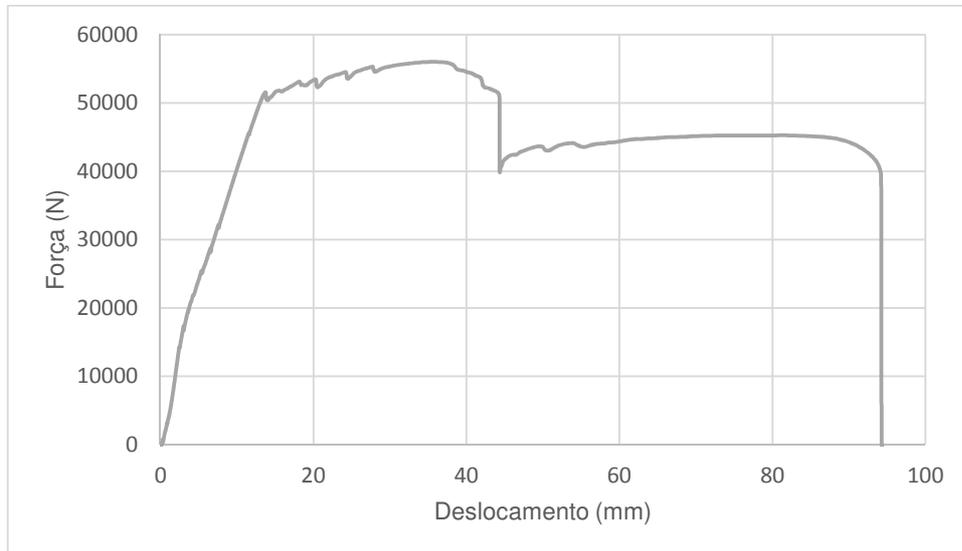
Figura 45 – Sequência de fissuração da viga 03



Fonte: Autora (2017).

E a figura 46 exibe o diagrama força x deslocamento relacionado ao protótipo da viga número 3.

Figura 46 – Força x Deslocamento – Viga 03



Fonte: Autora (2017).

4.1.4 Viga 4

Seguindo o padrão de fissuração das demais vigas com abertura. Antes de surgir fissuras devido à flexão, com cerca de 23000 surgiu a primeira fissura devido à força cortante (figura 47).

Com a padronização do início de fissuração das três vigas com aberturas horizontais, pode-se observar nitidamente que esta fissura inclinada foi resultado da trajetória de tensões de compressão, citada por Arantes (2001). E corrobora com o estudo de Augustinho (2009), que afirma que em furos quadrados e retangulares ocorre maior fissuração, devido a existência dos cantos vivos.

Figura 47 – Fissura entorno da abertura da viga 04



Fonte: Autora (2017).

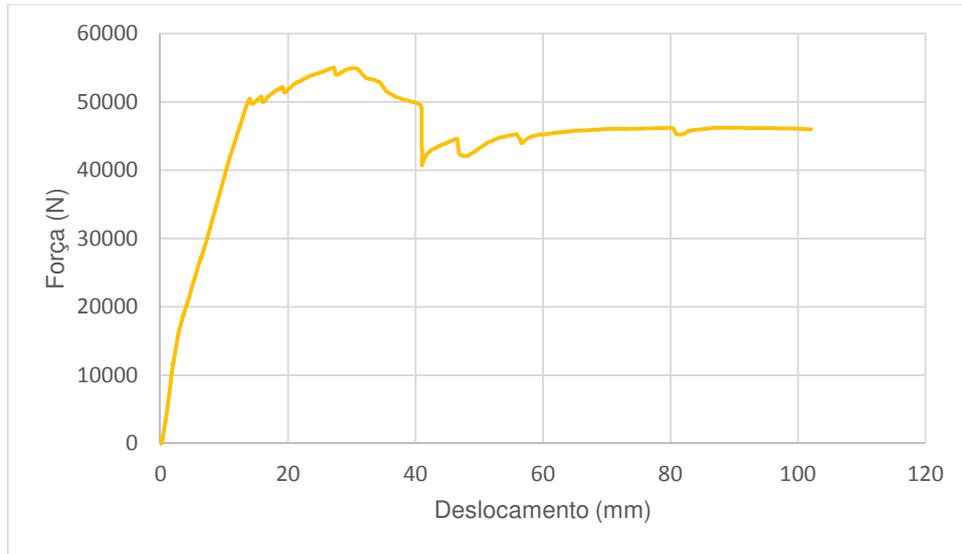
Apesar da existência de fissuração por cisalhamento, assim como as demais, a quarta viga ensaiada também rompeu por flexão. Na figura 48, além das fissuras após atingir a carga máxima, tem-se ao lado, a armadura longitudinal que permaneceu intacta após o ensaio.

Figura 48 – Viga 04 após o ensaio



Fonte: Autora (2017).

Esta última viga suportou uma força máximo de 55000 N, carga similar a viga referência, e comportamento homogêneo a todas as vigas, que podem ser observados no gráfico da figura 49.

Figura 49 – Força x Deslocamento – Viga 04

Fonte: Autora (2017).

Os resultados obtidos nos ensaios experimentais estão sintetizados na tabela

6.

Tabela 6 – Resultados experimentais

Viga	$f_{c,m}$ (MPa)	Início da fissuração		Ruptura da peça		Modo de ruptura
		F (kN)	M (kN.cm)	$F_{m\acute{a}x}$ (kN)	$M_{m\acute{a}x}$ (kN.cm)	
1	34,42	52,00	2080,00	54,68	2187,20	Flexão
2	37,56	25,99	1039,60	56,00	2240,00	Flexão
3	36,05	30,00	1200,00	56,05	2242,00	Flexão
4	33,93	23,00	920,00	55,00	2200,00	Flexão

Fonte: Autora (2017).

4.2 Resultados teóricos

Identificado a resistência do concreto para cada protótipo de viga, determinou-se o momento teórico de ruptura, utilizando as equações do item 3.5, e conforme a NBR 6118:2014. A tabela 7 demonstra os resultados obtidos.

Tabela 7 – Resultados encontrados para os momentos teóricos de ruptura

Viga	Momento de cálculo (M_d)	Momento de ruptura estimado ($M_{r,est}$)
1	1859,55 kN.cm	2163,87 kN.cm
2	1869,87 kN.cm	2173,61 kN.cm
3	1865,12 kN.cm	2169,13 kN.cm
4	1857,78 kN.cm	2162,19 kN.cm

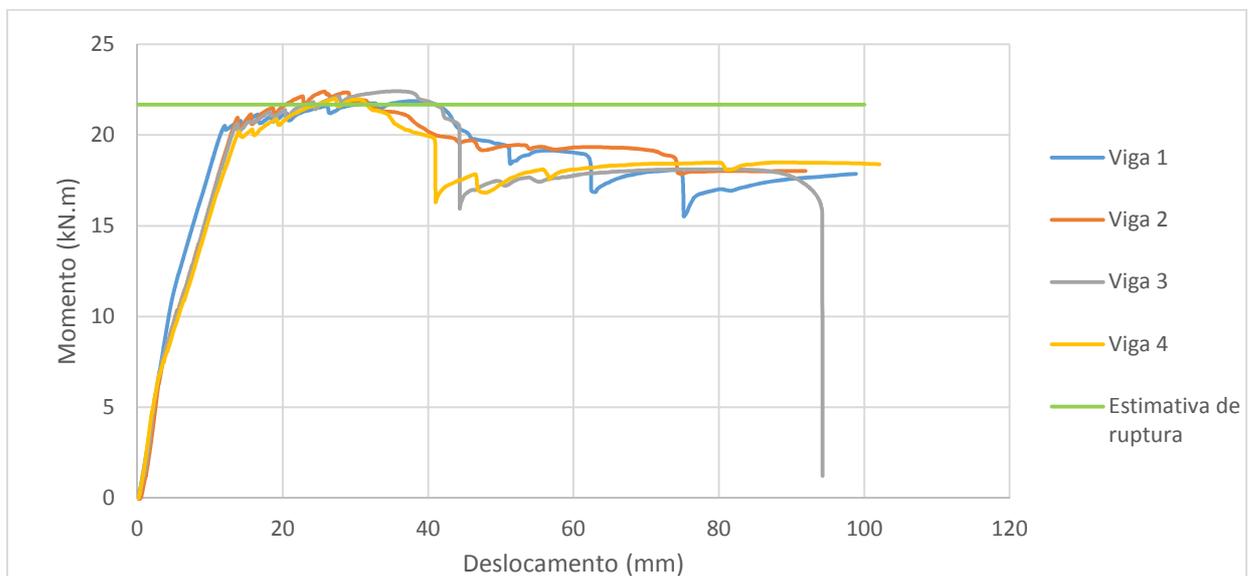
Fonte: Autora (2017).

Nota-se que os resultados teóricos, tanto o momento de cálculo, quanto o momento de ruptura estimado, apresentam um valor inferior ao resultado experimental, de modo que corrobora com o propósito deste trabalho confirmando que a resistência da viga foi satisfatória.

5 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Todas as vigas foram dimensionadas de acordo com os princípios da NBR 6118:2014 para que a ruína da peça ocorresse por flexão, admitindo-se o escoamento da armadura longitudinal, e que as vigas com a alma vazada alcançassem um momento de ruptura idêntico a da viga de referência. O diagrama da figura 50 evidencia o comportamento similar das quatro vigas ensaiadas.

Figura 50 – Deslocamentos das vigas ensaiadas



Fonte: Autora (2017).

Nota-se que o escoamento da armadura longitudinal ocorreu em momentos próximos para todos os protótipos, e ainda é perceptível no diagrama, os momentos em que as vigas com aberturas na alma sofreram as fissuras devido ao cortante.

A concentração de tensões no entorno da abertura é um fator que deve ser considerado no dimensionamentos dessas vigas. Para este experimento, foi pressuposto que os estribos verticais como armadura de suspensão absorveriam os esforços cortantes. Todavia, houve o surgimento de fissuras nos cantos da abertura das vigas, devido ao acúmulo de tensões nestas regiões.

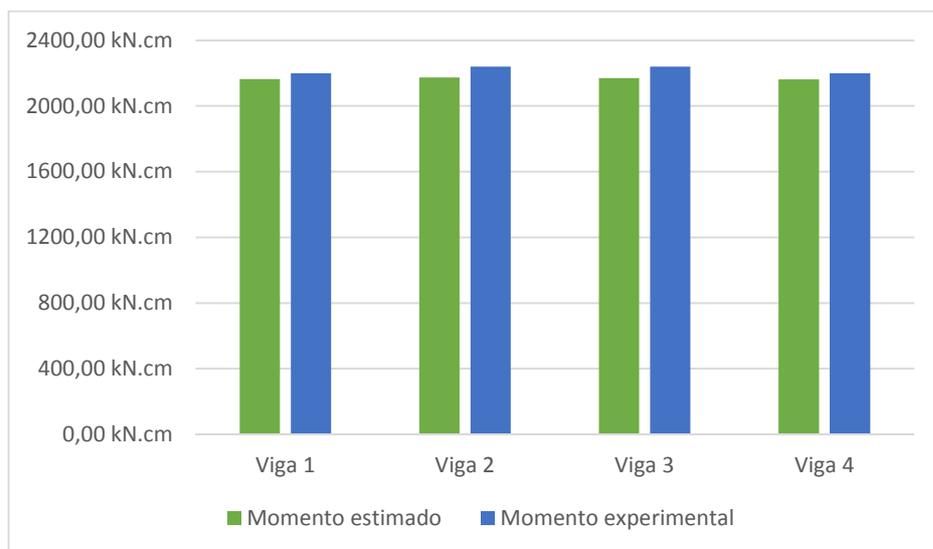
Para se evitar que fissuras surjam nessa região, o autor Leonhardt (1978), sugere que seja adicionado o uso de barras inclinadas como uma armadura complementar para limitar a concentração de tensões de cisalhamento nos cantos da abertura.

Portanto, pode-se verificar que a armadura de suspensão utilizado nos lados das aberturas são necessários para absorver os esforços cortantes, mostrando assim que são indispensáveis em vigas com abertura na alma. E os estribos de reforço dos banzos inferior e superior evitaram que outras fissuras surgissem nessas regiões, provando que as taxas de armaduras transversais foram dimensionadas corretamente para suportar o cisalhamento na região dos banzos.

Tendo em vista que, a geometria e as dimensões das aberturas eram constantes, não é possível analisar a absorção do esforço cortante nos banzos da abertura quanto a influência desses fatores.

A figura 51 exibe o comparativo entre o momento de ruptura estimado e o momento de ruptura experimental.

Figura 51 – Comparativo de momentos



Fonte: Autora (2017).

Como a concepção inicial das aberturas seguiram as prescrições da NBR 6118:2014, porém não em todos os parâmetros, se fez necessário calcular a armadura da abertura pelo método clássico. Verificou-se, assim, que o reforço dimensionado por este método não interfere na capacidade da viga. Entretanto, surgiram fissuras na região da abertura que poderão ser evitadas com a armadura de suspensão inclinada.

No diagrama comparativo de momentos, percebe-se que o momento suportado pela viga no experimento foi superior ao momento estimado de ruptura. Além disso, as vigas com alma vazada ensaiadas suportaram um momento igual ou maior que a viga de alma cheia.

Para analisa a real eficiência da armadura de reforço da abertura, pode-se comparar a viga de referência com a viga 04, que apresentaram um $f_{c,m}$ semelhante. Nota-se com esta comparação que a viga com abertura, mesmo com a fissuração consequente da trajetória de tensões no entorno da abertura, suportou a mesma carga que uma viga de alma cheia.

Desse modo, pode-se constatar que as vigas com abertura retangular não tiveram sua resistência influenciada, comprovando que a armadura de reforço foi imprescindível.

Utilizando ainda estes mesmos dados, foi determinado o desvio padrão e o coeficiente de variação, que pode ser visto na tabela 8.

Tabela 8 – Dados estatísticos dos momentos

	Momento de ruptura estimado ($M_{r,est}$)	Momento de ruptura experimental ($M_{r,exp}$)	Variação Percentual
Viga 1	2163,87 kN.cm	2187,20 kN.cm	1,07 %
Viga 2	2173,61 kN.cm	2240,00 kN.cm	2,96 %
Viga 3	2169,13 kN.cm	2242,00 kN.cm	3,25 %
Viga 4	2162,19 kN.cm	2200,00 kN.cm	1,72 %
Momento médio	2167,2	2217,3	
Desvio padrão	5,20	27,87	
Coef. De variação	0,24 %	1,26 %	

Fonte: Autora (2017).

Pode-se constatar que ambos os momentos apresentaram uma dispersão baixa em relação à média. E que as vigas suportaram, em média, um momento de 2,26% maior do que o estimado de ruptura das vigas.

De modo geral, observa-se que as duas vigas com maiores resistências do concreto ($f_{c,m}$), suportaram as maiores cargas.

6 CONCLUSÕES

6.1 Conclusões

O presente trabalho baseou-se em uma análise teórica-experimental, que com base nos estudos realizados e dos resultados experimentais, foi possível concluir que vigas com abertura na alma não sofrem influência na resistência, desde que tenham um arranjo de armaduras adequado. Além disso, conclui-se que o método adotado para dimensionar a armadura de reforço das vigas ensaiadas foi satisfatório, de modo que os protótipos agiram de modo idêntico a de uma viga de alma cheia, não tendo sua capacidade de resistência alterada e com modo de ruptura constante, e ainda suportaram uma carga superior a carga teoricamente calculada.

Todavia, notou-se a necessidade de uma armadura inclinada juntamente com os estribos, como armadura de suspensão, para evitar que as fissuras no entorno da abertura ocorresse. Comprova-se a necessidade desta armadura, pois o momento em que iniciou-se essa fissuração era inferior ao momento de cálculo encontrado. Isto é, verificou-se que a carga correspondente ao estado limite último (ELU) das vigas é superior a do estado limite de serviço (ELS), estado em que iniciou-se a formação de fissuras.

Para o estado limite relacionado à ruína estrutural, a formação de fissuras poderia ocorrer, entanto para o estado limite de serviço, provavelmente estas fissuras não surgiriam. Sendo assim, pode-se reforçar essa região que tem acúmulo de tensões, contudo, dificilmente para ELS teria estas fissuras.

Leonhard e Mönning (1978) sugerem adotar uma armadura inclinada, conforme geometria da figura 11, para evitar a concentração de tensões de compressão nos estribos de cisalhamento. Essa sugestão não é feita pelos demais autores de métodos para o reforço dessas regiões, de modo a comprovar que essa armadura é necessária. Como alternativa para essa geometria, levando em conta que a fissuração na viga ensaiada foi baixa, outra sugestão seria o uso de barras inclinadas à 45° e 135°, nos quatro cantos vivos da abertura retangular, de modo que esta armadura iria contribuir na absorção das tensões e, possivelmente, seria suficiente para controlar as fissuras nessa região.

Por fim, tem-se a confirmação que as vigas de concreto armado com abertura na alma, quando não atendem as exigências normativas, exigem armadura de reforço

para que tenham a capacidade equivalente a uma viga de alma maciça. Evidenciando que a armadura de reforço deve ser aplicada na prática das construções civis, a fim de que a estrutura construída não seja fragilizada.

6.2 Sugestões para trabalhos futuros

Recomenda-se, para trabalhos posteriores, realizar o mesmo ensaio, porém com o acréscimo da armadura inclinada juntamente com os estribos ao lado da abertura, para verificar a eficiência dessa armadura de reforço e evitar fissuras ao entorno da abertura retangular. O ensaio poderia ser realizado testando as duas formas de geometria citados no item anterior, para investigar se o uso de armaduras menores de 45° e 135° seriam adequadas.

Da mesma forma, seria interessante realizar o ensaio variando as dimensões da abertura horizontal, para analisar a absorção do esforço cortante nos banzo. Assim como, alterar a distância entre apoio e abertura, para averiguar se a peça tem sua resistência corrompida quando localizada em região de flexão pura.

Por fim, pode-se sugerir ainda para um trabalho futuro a análise, com o auxílio de um software para as mesmas vigas ensaiadas experimentalmente, das trajetórias de tensões, de modo a elucidar as causas de fissuração verificadas nos cantos as aberturas retangulares.

REFERÊNCIAS

ARAÚJO, José Milton de. Cálculo de vigas. In:_____. *Curso de concreto armado*. 4ª edição. v. 2. Rio Grande: Editora Dunas, 2014a. p. 201- 248.

_____. Materiais para concreto armado. In:_____. *Curso de concreto armado*. 4ª edição. v. 1. Rio Grande: Editora Dunas, 2014b. p. 1-58.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 5738: Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova*. Rio de Janeiro, 2015.

_____. *NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto*. Rio de Janeiro, 2014.

AUGUSTINHO, Sérgio Ricardo. *Análise da influência de furos horizontais em vigas de concreto armado*. 2009. 131 f. Trabalho de conclusão de curso (Graduação de Engenharia Civil) – Universidade do Extremo Sul Catarinense, Criciúma, 2009.

ARANTES, André Roberto de Albergaria. *Vigas de concreto de alta resistência com abertura na alma em região de apoio*. 2001. 155f. Dissertação (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – Mestrado) – Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2001.

BARNEY, George B. et al. Behavior and design of prestressed concrete beams with large web openings. *PCI Journal*, v. 22, n. 6, p. 32-61, 1977.

CARDOSO, Tobias Bezzi. *Dimensionamento de elementos fletidos em concreto armado com aberturas: Método Empírico versus Método das Bielas e Tirantes*. 2010. 87 f. Trabalho de conclusão do curso (Graduação de Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010.

CLÍMACO, João Teatini de Souza. Cálculo de elementos lineares à flexão pura. In:_____. *Estruturas de concreto armado: Fundamentos de projeto, dimensionamento e verificação*. 2ª edição. Brasília: Editora Universidade de Brasília: Finatec, 2008, p. 177-222.

COSTA, Dirceu Barreto. *Análise de furos em vigas de concreto armado pelo Modelo de Bielas e Tirantes*. Trabalho de conclusão de curso (Graduação de Engenharia de Produção Civil) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, 2013.

FUSCO, Pérciles B. *Técnica de armar as estruturas de concreto*. São Paulo: Editora Pini, 1994.

GIONGO, José Samuel. *Concreto Armado: Introdução e propriedades dos materiais*. 2007. 71 f. Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

GIUGLIANI, Eduardo. Aberturas em elementos estruturais de concreto. In:_____. *Estruturais de Concreto III*. Curso de Engenharia Civil. Pontifícia Universidade Católica do Rio Grande do Sul, 2013.

LEONHARD, F.; MÖNNIG, E. Vigas e vigas em T. In: _____. *Construções de concreto: Princípios básicos sobre a armação de estruturas de concreto armado*. 1ª edição. v. 3. Rio de Janeiro: Editora Interciência, 1978a, p. 133-170.

_____. Limitação da fissuração, limitação da abertura das fissuras. In: _____. *Construções de concreto: Verificação da fissuração, deformações, redistribuição de momentos e teorias das linhas de rupturas em estruturas de concreto armado*. 1ª edição. v. 3. Rio de Janeiro: Editora Interciência, 1978, p. 133-170.

MANSUR, M. A. Design of reinforced concrete beams with web openings. *Proceedings of the 6th Asia-Pacific Structural Engineering and Construction Conference (ASPEC 2006)*. 2006.

NASSER, Karim W.; ACAVALOS, Alexander; DANIEL, H. R. Behavior and design of large openings in reinforced concrete beams. In: *Journal Proceedings*. 1967. p. 25-33.

PFEIL, W.; PFEIL M. Introdução. In: _____. *Estruturas de aço: Dimensionamento prático*. 8ª edição. Rio de Janeiro: Editora LTC, 2009, p. 1-46.

SANTOS, D. *Análise de vigas de concreto armado utilizando método de bielas e tirantes*. 2006. 171 f. Dissertação (Pós-Graduação em Engenharias de Estruturas – Mestrado) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

SILVA, R. J. C.; PONTES, A. E. A.; DA SILVA, R. F. Análise experimental de vigas de concreto armado com furos na vertical. *Revista Sul-Americana de Engenharia Estrutural*, v. 13, n. 1, p. 21-41, 2016.

SILVA, Reiginaldo C. da; GIONGO, José S. *Modelos de Bielas e Tirantes aplicados a estruturas de concreto armado*. Escola de Engenharia de São Carlos. São Carlos, 2000.

SIMÕES, Ricardo. *Vigas de concreto de alta resistência com abertura na alma*. 1997. 129 f. Dissertação (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – Mestrado) – Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 1997.

SIMÃO, David Williams da Glória. *Análise e dimensionamento de vigas de concreto armado com aberturas na alma*. 2014. 99 f. Dissertação (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental – Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco, Caruaru, 2014.

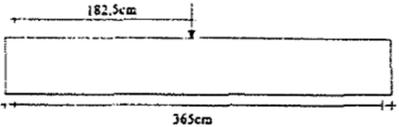
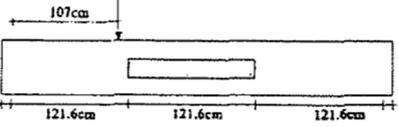
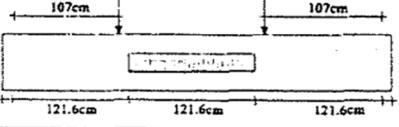
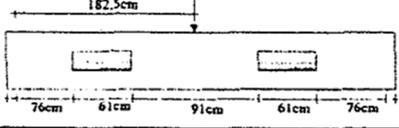
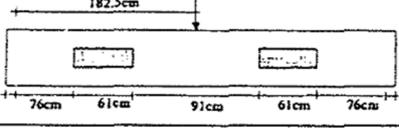
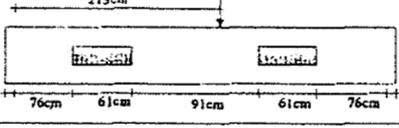
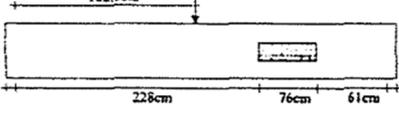
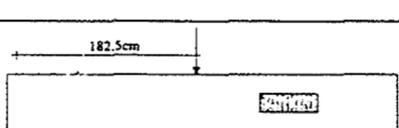
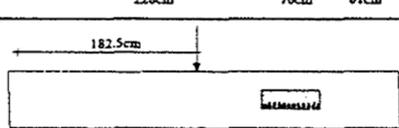
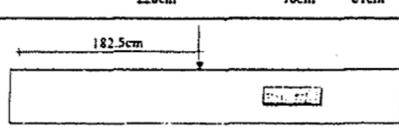
SOUZA, Paulo Rodrigo Lopes de. *Reforço parcial de abertura transversal em vigas de concreto armado por meio de adição de fibras metálicas à massa do concreto*. 2015. 83 f. Dissertação (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental – Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco, Caruaru, 2015.

SOUZA, R. A.; BITTENCOURT, T. N. Métodos das bielas: recomendações práticas para o dimensionamento de estruturas especiais em concreto estrutural. In: *Congresso Brasileiro do Concreto*, 2005, Recife.

SÜSSEKIND, José Carlos. *Curso de Concreto*. v. 2. São Paulo: Editora Globo, 1991, p. 160-166.

ANEXOS

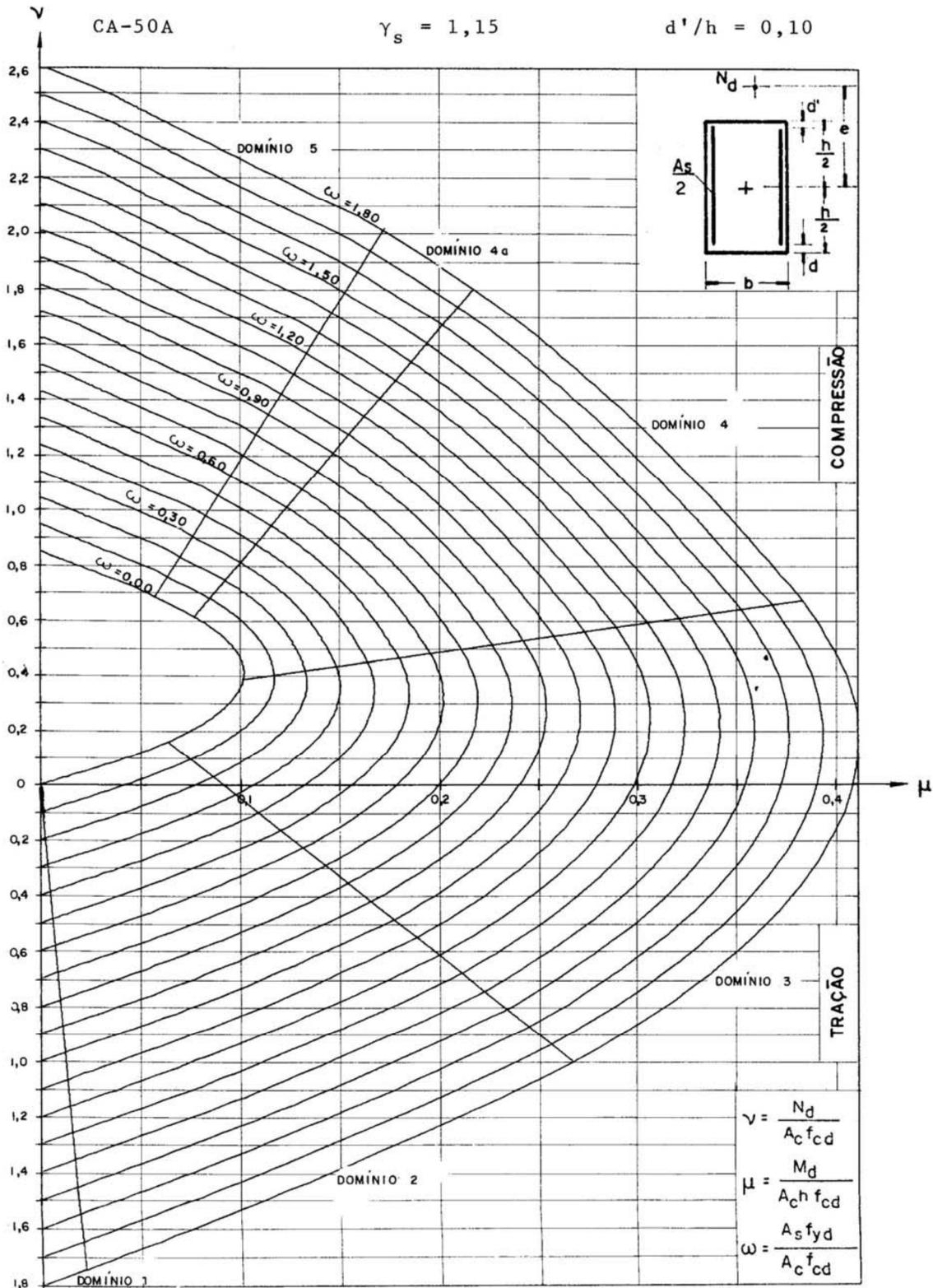
ANEXO A – Modos de ruína e posição das cargas das vigas ensaiadas

Identificação	Posição da carga	Modos de ruína	$\frac{F_{U,macica}}{F_{U,furada}}$
A - 1		flexão	1,00
B - 1		fissuração dos cantos	0,76
B - 2		cisalhamento	0,50
C - 1		fissuração dos cantos	0,82
C - 2		flexão	0,96
C - 3		flexão	1,06
D - 1		tensão de tração nos banzos superior e inferior da abertura	0,81
D - 2		flexão	1,20
D - 3		flexão	1,12
D - 4		flexão	1,18

Fonte: Nasser; Acavalos; Daniel (1967, p. 25-33).

ANEXO B – Ábaco para dimensionamento de peça retangular de concreto armado

ÁBACO A-25



Fonte: Venturini, W. S.; Rodrigues, R. O. de (1987, p. 62).

