



UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

LEON SILVA DE OLIVEIRA

**ANÁLISE PARAMÉTRICA DAS DIMENSÕES, DO FCK E DOS ESFORÇOS NO
DIMENSIONAMENTO DE VIGAS DE SEÇÃO T**

JOÃO PESSOA

2022

LEON SILVA DE OLIVEIRA

ANÁLISE PARAMÉTRICA DAS DIMENSÕES, DO FCK E DOS ESFORÇOS NO
DIMENSIONAMENTO DE VIGAS DE SEÇÃO T

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado
ao curso de Engenharia Civil da Universidade
Federal da Paraíba, como requisito para
obtenção do grau de bacharel em Engenharia
Civil.

Orientador: Prof. Dr. Givanildo Alves de
Azeredo

JOÃO PESSOA

2022

Catálogo na publicação
Seção de Catalogação e Classificação

048a Oliveira, Leon Silva de.

Análise paramétrica das dimensões, do fck e dos esforços no dimensionamento de vigas de seção T / Leon Silva de Oliveira. - João Pessoa, 2022.
53 f. : il.

Orientação: Givanildo Alves de Azeredo.
TCC (Graduação) - UFPB/CT.

1. Estruturas de Concreto. 2. Vigas T. 3. Mesa Colaborante. 4. Análise Paramétrica. I. Azeredo, Givanildo Alves de. II. Título.

UFPB/CT

CDU 624(043.2)

FOLHA DE APROVAÇÃO

LEON SILVA DE OLIVEIRA

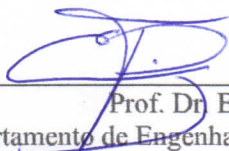
ANÁLISE PARAMÉTRICA DAS DIMENSÕES, DO FCK E DOS ESFORÇOS NO DIMENSIONAMENTO DE VIGAS DE SEÇÃO T

Trabalho de Conclusão de Curso em 12/12/2022 perante a seguinte Comissão Julgadora:



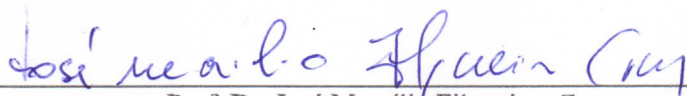
Prof. Dr. Givanildo Alves de Azeredo - Orientador
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do CT/UFPB

APROVADO



Prof. Dr. Enildo Tales Ferreira
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do CT/UFPB

APROVADO



Prof. Dr. José Marcílio Filgueiras Cruz
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do CT/UFPB

Aprovado



Profª. Andrea Brasiliano Silva
Matrícula Siape: 1549557
Coordenadora do Curso de Graduação em Engenharia Civil

Dedico este trabalho a Deus e à minha família.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, gostaria de agradecer a Deus por ter permitido a realização desse sonho. Foram anos de muita dedicação e esforço, e Ele nunca me abandonou, sempre guiando os meus passos e abençoando todas as minhas decisões.

Agradeço aos meus pais, Antônio e Maria Aparecida, por todo o apoio, amor, por sempre acreditarem em mim e no meu potencial, fazendo todo o possível para que eu pudesse concluir o curso de Engenharia Civil. Essa vitória também é de vocês.

Agradeço aos meus irmãos, Luan e Lívia, por todo carinho, companheirismo, incentivo, por estarem sempre ao meu lado compartilhando das minhas conquistas. Eu sei que posso contar com vocês, em tudo.

Agradeço à minha sobrinha, Maria Isis, o melhor presente que ganhei nesse período de conclusão do curso. Você está vindo para encher nossas vidas de muito amor e alegria, fazendo crescer ainda mais a minha motivação.

Aos meus familiares e amigos que contribuíram de uma maneira ou de outra com essa conquista.

Ao professor Givanildo, que aceitou o convite para ser o meu orientador, pelo empenho, disponibilidade, dedicação e ensinamentos durante a realização desse trabalho.

A todos os professores que colaboraram para a minha formação na UFPB, no ensino médio e ensino fundamental. Em especial, aos professores Enildo e Marcílio, que se dispuseram a participar da banca examinadora.

RESUMO

As estruturas de concreto armado têm uso difundido em todo o país por serem duráveis e de baixa manutenção, tornando-se necessário sempre buscar maneiras mais eficientes para melhorar o desempenho com uma melhor relação de custo-benefício, sem comprometer a segurança e a qualidade do elemento. Este trabalho apresenta uma análise paramétrica da resistência característica do concreto à compressão, dos esforços solicitantes e da geometria da seção referente ao dimensionamento de armaduras longitudinais de flexão de vigas de concreto armado de seções T. A partir da variação desses parâmetros foi elaborado um estudo comparativo tendo como finalidade quantificar o consumo de aço e avaliar o comportamento da linha neutra das vigas dimensionadas.

Palavras-chave: Estruturas de Concreto, Vigas T, Mesa Colaborante, Análise Paramétrica.

ABSTRACT

Reinforced concrete structures are widely used throughout the country because they are durable and low maintenance, making it necessary to always look for more efficient ways to improve performance with a better cost-benefit ratio, without compromising the safety and quality of the element. This work presents a parametric analysis of the characteristic compressive strength of concrete, the applied forces and the geometry of the section referring to the design of longitudinal flexural reinforcement of T section reinforced concrete beams. From the variation of these parameters, a comparative study was elaborated with the purpose of quantifying the consumption of steel and evaluating the behavior of the neutral axis of the dimensioned beams.

Keywords: Concrete Structures, T Beams, Collaborating Table, Parametric Analysis.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Viga reta de concreto.	18
Figura 2 - Comportamento de uma viga de concreto simplesmente apoiada.	19
Figura 3 - Trecho da armadura da viga no pilar interno.	19
Figura 4 - Viga biapoiada e diagramas de esforços solicitantes.	20
Figura 5 - Comportamento resistente de uma viga biapoiada.	21
Figura 6 - Diagrama de deformações dos domínios 2, 3 e 4, para concretos do Grupo I de resistência ($f_{ck} \leq 50$ MPa), onde $\epsilon_{cu} = 3,5$ %.	22
Figura 7 - Zonas de dimensionamento em função da deformação no aço.	23
Figura 8 - Viga com seção transversal em forma de “T”	25
Figura 9 - Viga de seção T e retangular.	26
Figura 10 - Viga de seção T ou retangular de acordo com a posição da LN.	26
Figura 11 - Largura da mesa ou laje colaborante de seções T.	27
Figura 12 - Distância a entre pontos de momento fletor nulo.	27
Figura 13 - Largura de mesa colaborante.	28
Figura 14 - Distribuição de tensões e deformações em viga de seção retangular com armadura simples, para concretos do Grupo I.	29
Figura 15 - Flexão simples e flexão composta com grande excentricidade. Seções retangulares. Tabela Universal, diagrama parábola-retângulo.	33
Figura 16 - Seção T com armadura simples.	34
Figura 17 - Seção T com $0,8x \leq h_f$, para concretos do Grupo I.	35
Figura 18 - Decomposição da seção T com armadura simples.	36
Figura 19 - Fluxograma das etapas da pesquisa.	38
Figura 20 - Fluxograma das etapas do dimensionamento de vigas T.	39
Figura 21 - Representação das seções do estudo de caso.	40
Figura 22 - Seção transversal das vigas T.	41
Figura 23 - Cálculo da largura da mesa colaborante ($b_f = 15$ cm).	42
Figura 24 - Cálculo da largura da mesa colaborante ($b_f = 20$ cm).	43

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Dimensionamento das vigas T com $b_w = 15$ cm	44
Tabela 2 - Dimensionamento das vigas T com $b_w = 20$ cm	45

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Consumo de aço em função do fck para vigas de mesma altura.....	48
Gráfico 2 - Consumo de aço em função da altura da viga com mesmo fck	49
Gráfico 3 - Posição da linha neutra	49
Gráfico 4 - Consumo de aço em função do momento de carregamento.....	50
Gráfico 5 - Profundidade da LN em função do momento de carregamento	51
Gráfico 6 - Consumo de aço para as duas larguras de nervura	51
Gráfico 7 - Profundidade da LN para as duas larguras de nervura.....	52

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	14
1.1	OBJETIVOS	15
1.1.1	Objetivo geral.....	15
1.1.2	Objetivos específicos.....	15
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	16
2.1	ESTADOS LIMITES	16
2.1.1	Estados limites últimos	16
2.1.2	Estados limites de serviço.....	17
2.2	VIGAS	17
2.2.1	Processo de colapso de vigas submetidas à flexão simples	20
2.2.2	Domínios de deformação	22
2.2.3	Vigas de Seção T	24
2.2.3.1	Largura da laje colaborante ou mesa	26
2.3	DIMENSIONAMENTO DE SEÇÕES RETANGULARES COM ARMADURA SIMPLES.....	29
2.3.1	Equações de equilíbrio	29
2.3.2	Permanência das seções planas	31
2.3.3	Equações adimensionais para dimensionamento de seções retangulares	32
2.4	DIMENSIONAMENTO DE SEÇÕES T COM ARMADURA SIMPLES	34
2.4.1	LN corta a mesa	35
2.4.2	LN corta a nervura	36
3	METODOLOGIA.....	38
3.1	ETAPAS DA PESQUISA	38
3.2	ETAPAS DO DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS DE SEÇÃO T.....	39
4	ESTUDO DE CASO	40
4.1	DEFINIÇÃO DO ESTUDO DE CASO	40
4.2	CONSIDERAÇÕES PARA O DIMENSIONAMENTO	40
4.3	DETERMINAÇÃO DA LARGURA DA MESA COLABORANTE	41
5	RESULTADOS E DISCUSSÃO	44
5.1	DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS DE CONCRETO ARMADO DE SEÇÃO T	44
5.2	ANÁLISE PARAMÉTRICA	47
5.2.1	Momento de carregamento fixo	48

5.2.2	Aumento do momento de carregamento	50
5.2.3	Aumento da largura da nervura	51
5.2.4	Análises adicionais.....	52
6	CONCLUSÕES.....	53
7	REFERÊNCIAS	54

1 INTRODUÇÃO

No Brasil, as peças de concreto armado são as mais utilizadas em sistemas estruturais. Essa majoritária utilização deve-se, em grande parte, ao fato do concreto armado ser um material bastante econômico, com matéria-prima de custo não muito elevado e um processo de execução relativamente rápido, sem demandar mão de obra muito especializada.

Além disso, outras propriedades do concreto armado justificam a sua ampla utilização: apresenta boa trabalhabilidade, podendo adaptar-se a várias formas; as estruturas obtidas são monolíticas, o que facilita a transmissão dos esforços; é um material durável e resistente ao fogo, a choques e vibrações, aos efeitos atmosféricos e aos desgastes mecânicos.

Por tratar-se de um material de uso difundido por todo o país, torna-se necessário buscar maneiras mais eficientes para melhorar o desempenho das estruturas de concreto armado, utilizando as propriedades mais favoráveis dos materiais que os compõem (concreto e aço) a fim de obter o desempenho desejado com uma melhor relação de custo-benefício, sem comprometer a segurança e a qualidade do elemento.

Neste contexto, “a seção T pode ser considerada mais eficiente que a seção retangular, devido ao fato de que a seção T reduz a quantidade de concreto na zona tracionada da viga, onde este é ineficiente” (SILVA, 2010). Como na construção civil, em geral, vigas e lajes trabalham em conjunto, a seção da viga constitui uma seção T ao invés de uma simples seção retangular, já que parte da laje adjacente a viga contribui na sua resistência. Portanto, considerar a seção da viga como sendo T torna o dimensionamento do elemento mais próximo da realidade.

Diante do exposto, o presente trabalho apresentará um estudo comparativo com base nos resultados do dimensionamento das vigas de concreto armado de seção T, de forma a analisar o comportamento de algumas características do dimensionamento, com ênfase na variação da resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}), dos esforços (momentos de carregamento) e da geometria da seção.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo geral

- Comparar o consumo de aço e profundidade da linha neutra resultantes do dimensionamento de vigas de seção T através de uma análise paramétrica da resistência característica do concreto à compressão, dos esforços solicitantes e da geometria da seção.

1.1.2 Objetivos específicos

- Analisar o dimensionamento estrutural de vigas de concreto armado com seção T, submetidas à flexão normal simples e pura.
- Revisar a bibliografia sobre as diretrizes para o dimensionamento de vigas de concreto armado com seção retangular simples e seção T;
- Dimensionar os elementos estruturais;
- Comparar os resultados estruturais obtidos.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo fornece as informações necessárias para os cálculos e o entendimento do comportamento de vigas de concreto armado solicitadas à flexão simples para seções do tipo retangular e T, descrevendo seus critérios de projeto para o dimensionamento no estado limite último.

2.1 ESTADOS LIMITES

Os estados limites são aqueles que “definem impropriedade para o uso da estrutura, por razões de segurança, funcionalidade ou estética, desempenho fora dos padrões especificados para sua utilização normal ou interrupção de funcionamento em razão da ruína de um ou mais de seus componentes” (CLÍMACO, 2008, p.76).

No cálculo das estruturas de concreto os estados limites considerados são os estados limites últimos e os estados limites de serviço.

2.1.1 Estados limites últimos

Segundo a ABNT NBR 6118/2014, estado limite último (ELU) “é aquele relacionado ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural, que determine a paralisação do uso da estrutura”. Ainda, de acordo com o item 10.3 da norma, a segurança das estruturas de concreto deve sempre ser verificada em relação aos seguintes estados limites últimos:

- a) Perda do equilíbrio da estrutura, admitida como corpo rígido;
- b) Esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, devido às solicitações normais e tangenciais, admitindo-se a redistribuição de esforços internos, desde que seja respeitada a capacidade de adaptação plástica definida na Seção 14, e admitindo-se, em geral, as verificações separadas das solicitações normais e tangenciais;
- c) Esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando os efeitos de segunda ordem;
- d) Provocado por solicitações dinâmicas;
- e) Colapso progressivo;

- f) Esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando exposição ao fogo, conforme a ABNT NBR 15200/2012;
- g) Esgotamento da capacidade resistente da estrutura, considerando ações sísmicas, de acordo com a ABNT NBR 15421/2006;
- h) Outros estados limites últimos que eventualmente possam ocorrer em casos especiais.

2.1.2 Estados limites de serviço

Os estados limites de serviço, de acordo com o item 10.4 da ABNT NBR 6118/2014, “são aqueles relacionados ao conforto do usuário e à durabilidade, aparência e boa utilização das estruturas, seja em relação aos usuários, seja em relação às máquinas e aos equipamentos suportados pelas estruturas”.

A segurança das estruturas de concreto pode exigir a verificação de alguns estados limites de serviço definidos na NBR 6118/2014 (seção 3, item 3.2) ou de outros especiais não definidos na norma:

- a) Estado limite de formação de fissuras (ELS-F): estado em que se inicia a formação de fissuras. Admite-se que este estado limite é atingido quando a tensão de tração máxima na seção transversal for igual a $f_{ct,f}$ (item 13.4.2 da norma);
- b) Estado limite de abertura das fissuras (ELS-W): estado em que as fissuras se apresentam com aberturas iguais aos máximos especificados no item 13.4.2 da norma.
- c) Estado limite de deformações excessivas (ELS-DEF): estado em que as deformações atingem os limites estabelecidos para a utilização normal, dados no item 13.3 da norma.
- d) Estado limite de vibrações excessivas (ELS-VE): estado em que as vibrações atingem os limites estabelecidos para a utilização normal da construção.

Os estados limites de serviço referentes exclusivamente às estruturas de concreto protendido não foram citados na relação acima.

De acordo com o item 4.1.2.2 da NBR 8681/2003, os estados limites de serviço decorrem de ações que podem ser combinadas de três maneiras: combinações quase permanentes, combinações frequentes e combinações raras.

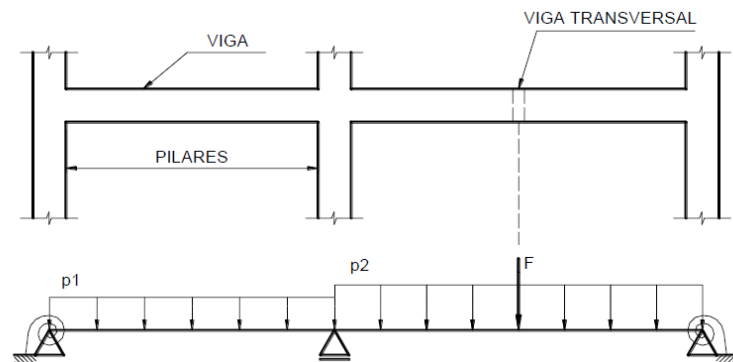
2.2 VIGAS

As vigas são “elementos lineares em que a flexão é preponderante” (ABNT NBR 6118/2014, item 14.4.1.1). Os elementos lineares são aqueles em que o comprimento

longitudinal supera em pelo menos três vezes a maior dimensão da seção transversal, sendo também denominados barras.

A função das vigas é basicamente vencer vãos e transmitir as cargas para os apoios, geralmente os pilares (Figura 1). São destinadas a receber as ações provenientes das lajes, de outras vigas, de paredes de alvenaria, e eventualmente de pilares, geralmente perpendiculares ao eixo longitudinal. Também podem ocorrer momentos de torção e forças normais de compressão ou de tração, na direção do eixo longitudinal.

Figura 1 - Viga reta de concreto



Fonte: Bastos (2019, p.73)

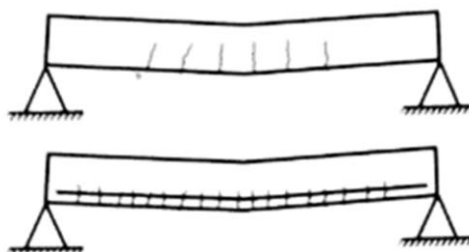
Como material estrutural, o concreto apresenta boa resistência à compressão e baixa resistência à tração. Para que as vigas de concreto possam resistir aos esforços de tração torna-se necessário associar ao concreto um material que tenha boa resistência à tração e seja mais deformável, sendo o aço o material mais empregado.

Concreto armado é o material composto, obtido pela associação do concreto com barras de aço, convenientemente colocadas em seu interior. Em virtude da baixa resistência à tração do concreto (cerca de 10% da resistência à compressão), as barras de aço cumprem a função de absorver os esforços de tração na estrutura. As barras de aço também servem para aumentar a capacidade de carga das peças comprimidas. (ARAÚJO, 2010).

Devido à aderência entre os dois materiais, as deformações das barras de aço são praticamente iguais às deformações do concreto que as envolve. A fissuração do concreto na zona tracionada da viga (Figura 2) é decorrente da sua baixa resistência à tração. Para que a durabilidade das armaduras não seja prejudicada pelo surgimento das fissuras é necessário

limitar essas aberturas, além de garantir um cobrimento mínimo de concreto que irá depender da agressividade do meio.

Figura 4 - Comportamento de uma viga de concreto simplesmente apoiada

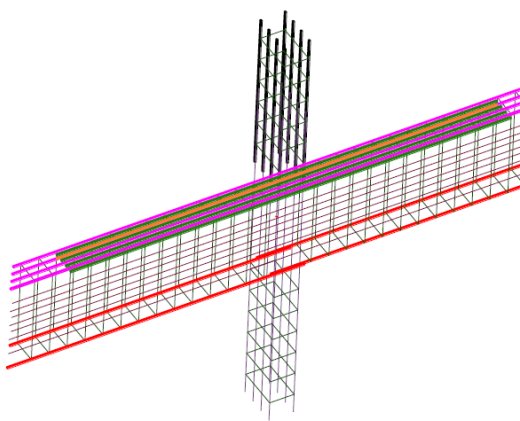


Fonte: Adaptado, Carvalho (2014)

É válido salientar que os valores dos coeficientes de dilatação térmica do concreto e do aço são próximos ($\alpha_{\text{conc}} = 1,0 \cdot 10^{-5} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$ e $\alpha_{\text{aço}} = 1,2 \cdot 10^{-5} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$) e, dessa forma, quando uma viga de concreto armado for submetida a moderadas variações de temperatura, as tensões internas entre o aço e o concreto serão pequenas.

Bastos (2019) destaca que as vigas formam, juntamente com as lajes e pilares, a estrutura de contraventamento responsável por proporcionar a estabilidade global dos edifícios às ações verticais e horizontais. De maneira geral, as armaduras das vigas são compostas por estribos, chamados “armadura transversal”, e por barras longitudinais, chamadas “armadura longitudinal”, conforme mostradas na Figura 3.

Figura 7 - Trecho da armadura da viga no pilar interno



Fonte: Bastos (2019, p.74)

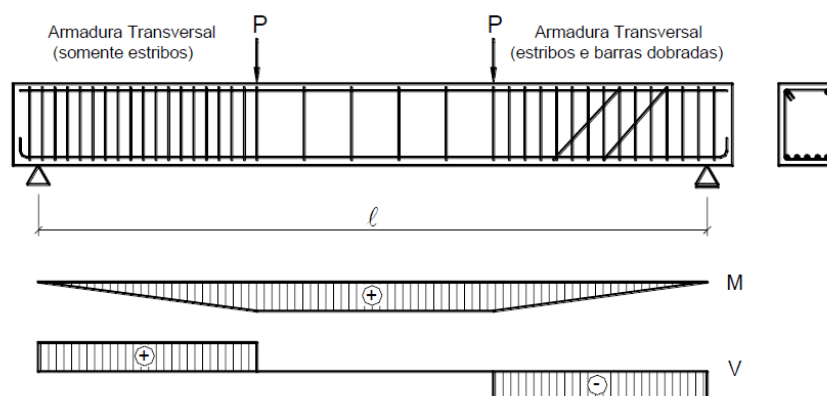
2.2.1 Processo de colapso de vigas submetidas à flexão simples

Leonhardt (2008) descreve o comportamento resistente de vigas sob flexão, considerando uma viga biapoiada carregada por duas cargas concentradas simétricas, como mostra a Figura 4. No Estádio I não surgem fissuras na viga, pois a tensão devido à flexão permanece menor que a resistência característica à tração (f_{tk}) do concreto. A Figura 5a apresenta as trajetórias das tensões principais de tração e de compressão da viga no Estádio I: paralelas ao eixo longitudinal da viga no trecho de flexão pura e inclinadas nos demais trechos, devido à influência dos esforços cortantes.

As primeiras fissuras de flexão surgem na região de máximos momentos fletores, no instante que as tensões de tração atuantes igualam e superam a resistência do concreto à tração na flexão (Figura 5b). Este trecho encontra-se no Estádio II, enquanto os demais trechos, localizados entre o apoio e a carga, no Estádio I. A direção ou inclinação das fissuras é aproximadamente perpendicular à direção das tensões principais de tração, e dessa forma, na região de flexão pura, as fissuras são verticais. A Figura 5c mostra os diagramas de deformações e de tensões nas seções a e b da viga, nos Estádios I e II, respectivamente.

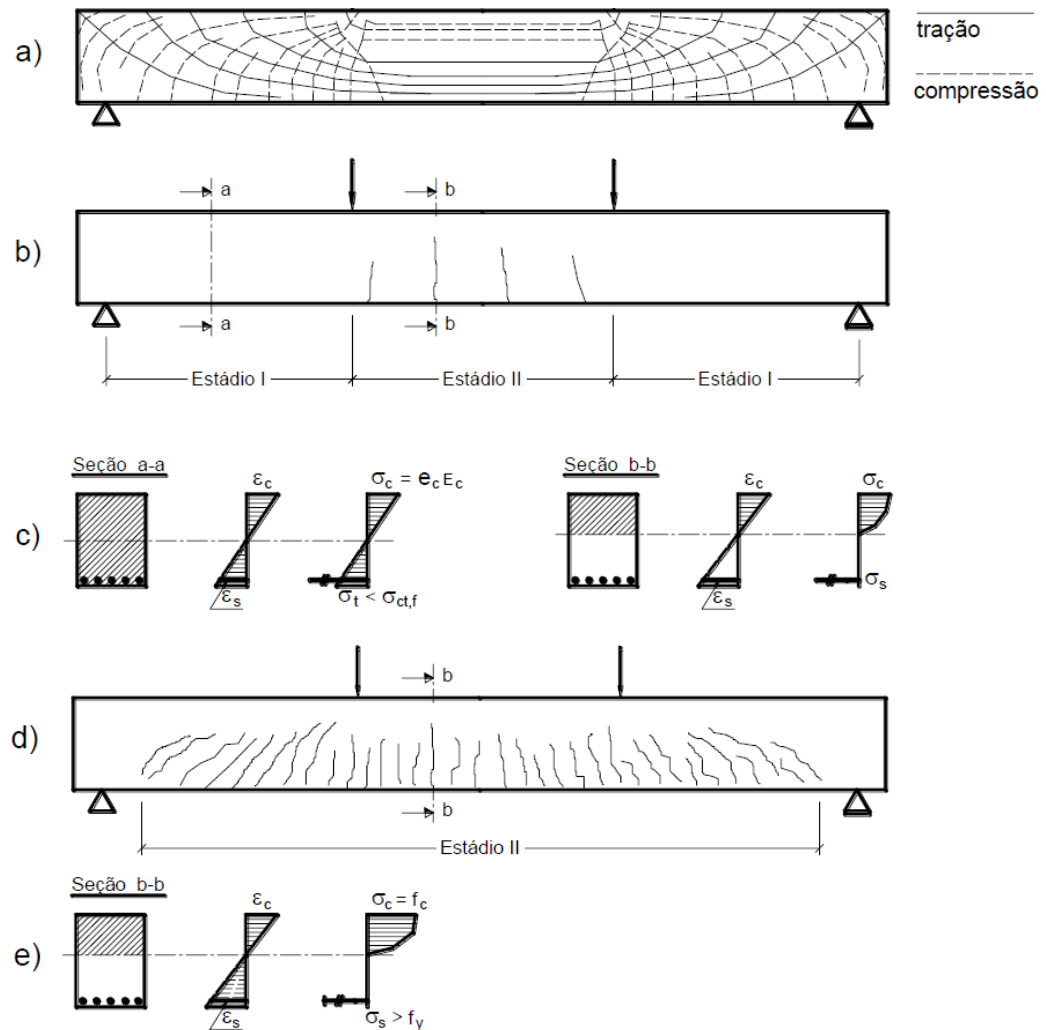
Com o aumento do carregamento surgem fissuras inclinadas nas proximidades dos apoios, decorrentes das forças cortantes atuando em conjunto com os momentos fletores. A viga encontra-se no Estádio II em sua extensão quase total (Figura 5d), e apenas as regiões dos apoios permanecem, na maioria das vezes, sem fissuras até a ocorrência da ruptura.

Figura 10 - Viga biapoiada e diagramas de esforços solicitantes



Fonte: Adaptado, Leonhardt (2008, p.64)

Figura 13 - Comportamento resistente de uma viga biapoiada



Fonte: Adaptado, Leonhardt (2008, p.64)

Segundo Carvalho (2014), no Estádio III é aumentado o momento fletor até um valor próximo ao de ruína (M_u), e, para os concretos até C50:

- a fibra mais comprimida do concreto começa a plastificar a partir da deformação de $\varepsilon_{c2} = 0,2\%$, chegando a atingir, sem aumento de tensão, a deformação específica de $\varepsilon_{cu} = 0,35\%$;
- o diagrama de tensões tende a ficar uniforme, com quase todas as fibras trabalhando com sua tensão máxima, ou seja, praticamente todas as suas fibras atingiram deformações superiores a $\varepsilon_{c2} = 0,2\%$ e chegando até $\varepsilon_{cu} = 0,35\%$;
- a peça está bastante fissurada, com as fissuras se aproximando da linha neutra, fazendo com que sua profundidade diminua e, conseqüentemente, a região comprimida do concreto também;

- supõe-se que a distribuição das tensões no concreto ocorra segundo um diagrama parábola-retângulo.

Sendo assim, os Estádios I e II correspondem às situações de serviço, quando atuam as ações reais, e o Estádio III corresponde ao estado limite último, com ações majoradas e resistências minoradas, ocorrendo em situações extremas. O cálculo do dimensionamento das vigas de concreto armado será feito no estado limite último (Estádio III).

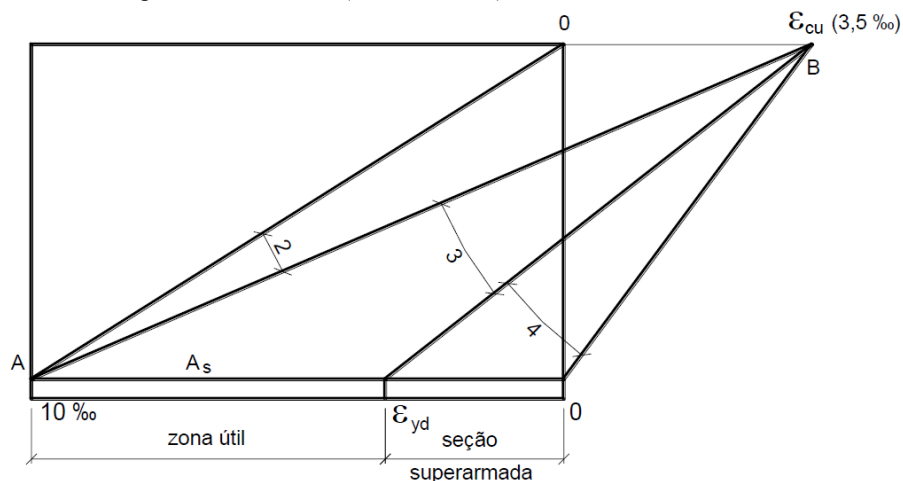
2.2.2 Domínios de deformação

Denomina-se domínio de deformações a um intervalo convencional que compreende todas as possíveis situações de ruptura da seção transversal plana de um elemento linear de concreto armado, para uma determinada sollicitação normal. (CLÍMACO, 2008, p.187).

De acordo com a NBR 6118/2014 (item 17.2.2), a reta a e os domínios 1 e 2 correspondem ao estado limite último por deformação plástica excessiva (com o máximo alongamento permitido do aço) sendo que: a reta a representa a tração uniforme, o domínio 1 representa tração não uniforme e o domínio 2 representa a flexão simples ou composta. Já os domínios 3, 4, 4a, 5 e a reta b correspondem ao estado limite último por ruptura convencional do concreto por encurtamento-limite.

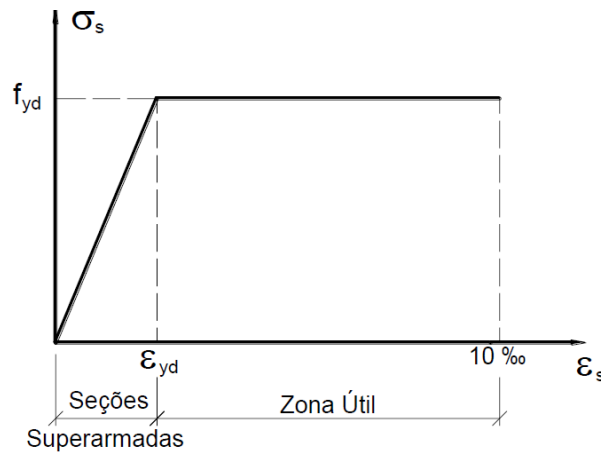
Portanto, as deformações dos materiais que compõem as vigas de concreto armado submetidas à flexão simples encontram-se nos domínios de deformações 2, 3 ou 4. A partir da análise da Figura 6 e da Figura 7, Bastos (2020) faz algumas considerações sobre vigas submetidas à flexão simples em relação aos domínios 2, 3 e 4, que são apresentadas a seguir.

Figura 16 - Diagrama de deformações dos domínios 2, 3 e 4, para concretos do Grupo I de resistência ($f_{ck} \leq 50$ MPa), onde $\epsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$



Fonte: Bastos (2020, p.4)

Figura 19 - Zonas de dimensionamento em função da deformação no aço



Fonte: Bastos (2020, p.4)

No domínio 2, a deformação de alongamento (ϵ_{sd}) na armadura tracionada é fixa e igual a 10 ‰, e a deformação de encurtamento (ϵ_{cd}) na fibra mais comprimida de concreto varia entre zero e ϵ_{cu} , considerando que, para os concretos do Grupo I de resistência ($f_{ck} \leq 50$ MPa), ϵ_{cu} assume o valor de 3,5 ‰. Com deformação de 10 ‰ a tensão na armadura corresponde à máxima permitida no aço (f_{yd}), como se pode verificar no diagrama tensão-deformação do aço mostrado na Figura 7.

Dessa forma, no domínio 2, a armadura tracionada é econômica, isto é, a máxima tensão possível no aço pode ser implementada nessa armadura. Em caso de ruptura, ela se dará com “aviso prévio”, pois como a armadura continuará escoando além dos 10 ‰, a fissuração na viga será mais visível e ocorrerá antes de uma possível ruptura por esmagamento do concreto na região comprimida.

No domínio 3, a deformação de encurtamento na fibra mais comprimida corresponde ao valor último ϵ_{cu} , de 3,5 ‰ para os concretos do Grupo I de resistência ($f_{ck} \leq 50$ MPa). A deformação de alongamento na armadura tracionada varia entre ϵ_{yd} (deformação de início de escoamento do aço) e 10 ‰, o que significa que a armadura escoar um certo valor. Observa-se na Figura 7 que a tensão na armadura é a máxima permitida, igual à f_{yd} , pois qualquer que seja a deformação entre ϵ_{yd} e 10 ‰ (zona útil), a tensão será f_{yd} . Assim como no domínio 2, a armadura no domínio 3 também é econômica.

Neste domínio, portanto, tanto o concreto comprimido quanto o aço tracionado são aproveitados ao máximo, diferentemente do domínio 2, onde o concreto tem deformações de encurtamento menores que a máxima (ϵ_{cu}). A ruptura no domínio 3 também é com “aviso

prévio”, já que a armadura, ao escoar, acarretará fissuras visíveis na viga, antes que o concreto alcance a ruptura por esmagamento.

Quando a viga apresenta as deformações últimas, de ε_{cu} no concreto e 10 % na armadura, alcançadas simultaneamente, diz-se que a seção é normalmente armada. Neste caso a linha neutra coincide com o x_{2lim} , e a seção está no limite entre os domínios 2 e 3. A NBR 6118 (no item 17.2.2) indica que a seção dimensionada à flexão simples no domínio 3 é subarmada, um termo que parece inadequado por passar a falsa impressão de que a armadura é menor que a necessária.

Já no domínio 4, a deformação de encurtamento na fibra mais comprimida está com o valor máximo de ε_{cu} , e a armadura tracionada não está escoando, pois sua deformação é menor que a de início de escoamento (ε_{yd}). Neste caso, conforme nota-se no diagrama $\sigma \times \varepsilon$ do aço mostrado na Figura 7, a tensão na armadura é menor que a máxima permitida (f_{yd}). A armadura resulta, portanto, antieconômica, pois não aproveita a máxima capacidade resistente do aço. Diz-se então que a armadura está “folgada” e a seção é chamada superarmada na flexão simples (NBR 6118, item 17.2.2), como mostrado na Figura 6 e na Figura 7.

As vigas não podem ser projetadas à flexão simples no domínio 4, pois além da questão econômica, a ruptura, se ocorrer, será do tipo “frágil”, ou “sem aviso prévio”, onde o concreto rompe (esmaga) por compressão ($\varepsilon_{cd} > \varepsilon_{cu}$), causando o colapso da viga antes da intensa fissuração provocada pelo aumento do alongamento na armadura tracionada. Segundo a NBR 6118 (item 17.2.2), a “ruptura frágil está associada a posições da linha neutra no domínio 4, com ou sem armadura de compressão”.

Conclui-se que: as vigas devem ser projetadas à flexão simples nos domínios 2 ou 3, e não podem ser projetadas no domínio 4. É importante observar que a NBR 6118 (item 14.6.4.3) apresenta limites para a posição da linha neutra que visam dotar as vigas e lajes de ductilidade, afirmando que quanto menor for a relação x/d (x = posição da linha neutra, d = altura útil da viga), maior será a ductilidade. Os limites são: $x/d \leq 0,45$ para concretos com $f_{ck} \leq 50$ MPa e $x/d \leq 0,35$ para concretos com $f_{ck} > 50$ MPa.

2.2.3 Vigas de Seção T

As vigas com seção T são elementos bastante utilizados em estruturas como lajes maciças e nervuradas, vigas de pontes, galpões industriais, vigas pré-moldadas, dentre outras.

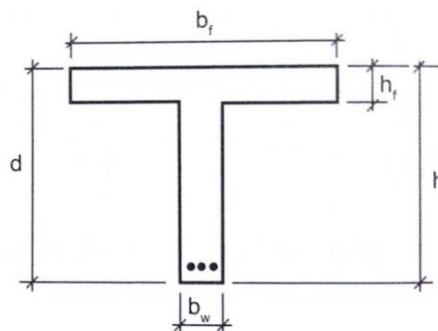
Na execução das estruturas de concreto armado, em geral, as vigas são moldadas monoliticamente com a laje e, sendo assim, os elementos trabalham em conjunto.

Quando a viga sofre uma deformação, parte da laje adjacente a ela (em um ou em dois lados) também se deforma, comportando-se como se fosse parte da viga, colaborando em sua resistência. Dessa forma, a viga incorpora parte da laje, e sua seção deixa de ser retangular, passando a ter a forma de um “T” (ou de um “L” invertido). (CARVALHO, 2014, p.147).

De acordo com a ABNT NBR 6118/2014, “a consideração da seção T pode ser feita para estabelecer as distribuições de esforços internos, tensões, deformações e deslocamentos na estrutura, de uma forma mais realista”.

A geometria da seção T da estrutura em concreto armado é mostrada na Figura 8. A parte vertical da viga é chamada de alma (ou nervura) e a parte horizontal de mesa, sendo composta por duas abas (partes salientes). A altura e a largura da mesa são representadas, respectivamente, por h_f e b_f .

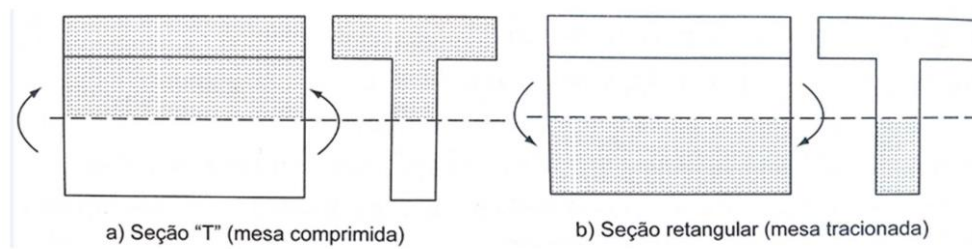
Figura 22 - Viga com seção transversal em forma de “T”



Fonte: Carvalho (2014, p.148)

Carvalho (2014) destaca que, para uma viga de concreto armado ser considerada como de seção T, é necessário que a mesa e parte da alma estejam comprimidas (Figura 9.a). Quando apenas a parte superior da mesa ou inferior da alma estão comprimidas, a viga será calculada como tendo seção retangular (Figura 9.b), pois as regiões tracionadas de concreto não trabalham e, dessa forma, não colaboram na resistência.

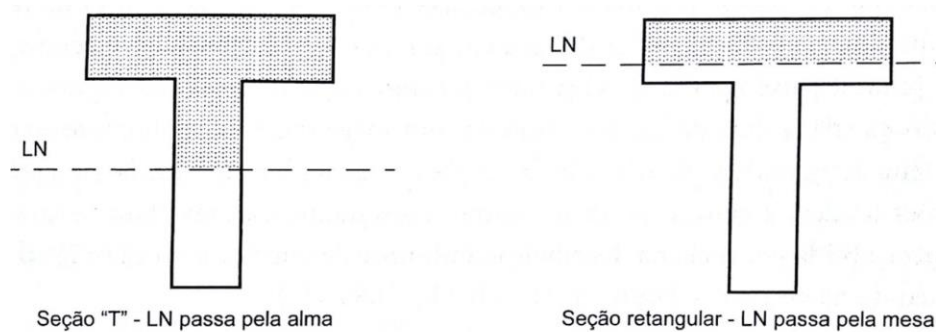
Figura 25 - Viga de seção T e retangular



Fonte: Carvalho (2014, p.148)

Para o caso de momentos positivos, a viga será considerada de seção T se a linha neutra estiver passando pela alma, e de seção retangular caso a linha neutra passe pela mesa, conforme indicado na Figura 10.

Figura 28 - Viga de seção T ou retangular de acordo com a posição da LN



Fonte: Carvalho (2014, p.149)

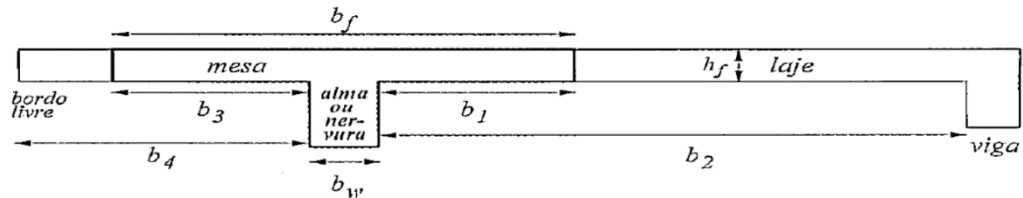
A definição e determinação da largura da laje colaborante b_f será abordada no item a seguir.

2.2.3.1 Largura da laje colaborante ou mesa

A largura da mesa da viga de seção T, b_f , é a parte da laje que pode ser considerada no cálculo, colaborando na resistência da viga (Figura 11). Quando a estrutura for modelada sem a consideração automática da ação conjunta de lajes e vigas, esse efeito pode ser considerado

mediante a adoção de uma largura colaborante da laje associada à viga, compondo uma seção transversal T (ABNT NBR 6118/2014).

Figura 31 - Largura da mesa ou laje colaborante de seções T



Fonte: Clímaco (2008, p.210)

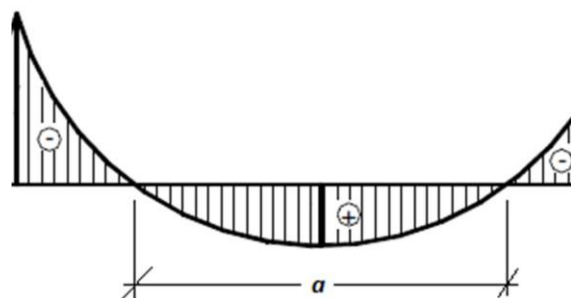
De acordo com Clímaco (2008), a largura colaborante b_f é dada pela soma da largura da nervura b_w com as distâncias das extremidades da mesa às faces respectivas da nervura, sendo essas distâncias:

- b_1 do lado interno em que existe uma viga adjacente;
- b_3 do lado externo, no caso de haver bordo sem viga (válido também para a viga T isolada, comum em caso de peças pré-moldadas).

Segundo a ABNT NBR 6118/2014, no seu item 14.6.2.2, a largura da mesa colaborante b_f deve ser dada pela largura da viga b_w somada a no máximo 10% da distância a entre pontos de momento fletor nulo (Figura 12), para cada lado da viga em que haja laje colaborante. A distância a pode ser estimada em função do comprimento ℓ do tramo considerado:

- viga simplesmente apoiada: $a = 1,00 \ell$;
- tramo com momento em uma só extremidade: $a = 0,75 \ell$;
- tramo com momentos nas duas extremidades: $a = 0,60 \ell$;
- tramo em balanço: $a = 2,00 \ell$.

Figura 34 - Distância a entre pontos de momento fletor nulo



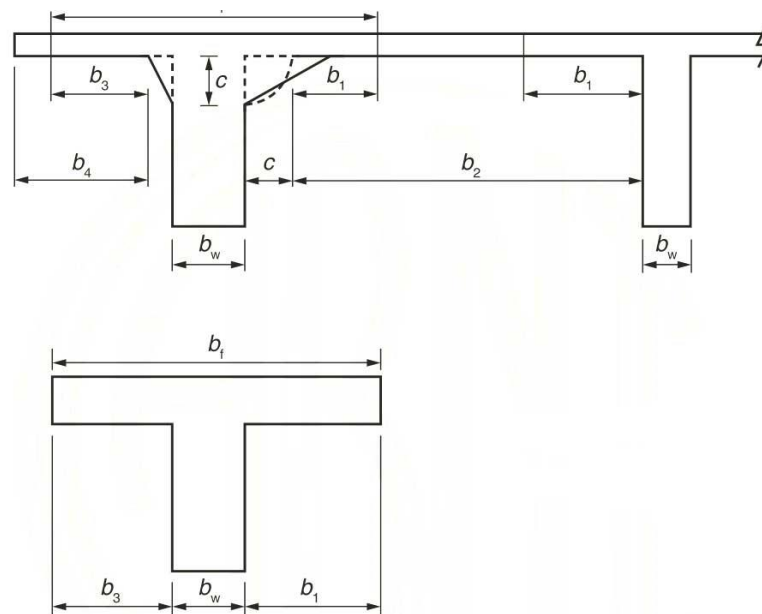
Fonte: Krüger (2016, p.26)

De maneira alternativa, a determinação da distância a pode ser feita através da análise dos diagramas de momentos fletores na estrutura. Para o caso de vigas contínuas, permite-se calculá-las com uma única largura colaborante para todas as seções, inclusive nos apoios sob momentos negativos, desde que essa largura seja calculada a partir do trecho de momentos positivos onde a largura resulte mínima.

Os limites b_1 e b_3 deverão ser respeitados, como mostra a Figura 13:

$$b_1 \leq \begin{cases} 0,5 \cdot b_2 \\ 0,10 \cdot a \end{cases} \quad b_3 \leq \begin{cases} b_4 \\ 0,10 \cdot a \end{cases}$$

Figura 37 - Largura de mesa colaborante



Fonte: ABNT NBR 6118 (2014, p.88)

Dependendo da posição relativa das vigas, as seguintes situações podem ser encontradas:

- $b_f = b_w + b_{1,esq} + b_{1,dir} \rightarrow$ seção T com duas vigas adjacentes;
- $b_f = b_w + b_1 + b_3 \rightarrow$ seção T com uma viga adjacente e um bordo livre;
- $b_f = b_w + 2b_3 \rightarrow$ seção T isolada;
- $b_f = b_w + b_1 \rightarrow$ viga extrema (o cálculo como seção T ainda é viável, pois, em virtude da rigidez relativa, a laje ainda colabora com a viga).

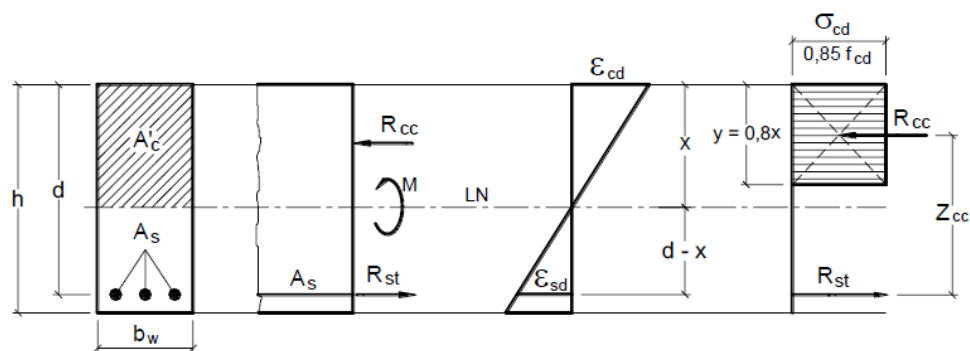
2.3 DIMENSIONAMENTO DE SEÇÕES RETANGULARES COM ARMADURA SIMPLES

As seções retangulares com armadura simples são aquelas que necessitam apenas de armadura longitudinal resistente tracionada, sendo que nas regiões comprimidas, a resistência do concreto à compressão tem valor maior que as tensões de compressão atuantes, não sendo necessária a utilização de armadura de compressão nessas regiões. Para essas seções, utiliza-se na região comprimida armaduras com finalidades unicamente construtivas.

2.3.1 Equações de equilíbrio

A Figura 14 mostra a seção transversal de uma viga retangular solicitada por um momento fletor positivo M_d , com largura b_w e altura h , armadura A_s e área A_c' de concreto comprimido delimitada pela linha neutra (LN). A LN é demarcada pela distância x contada a partir da fibra mais comprimida da seção e a altura útil d é considerada da fibra mais comprimida até o centro de gravidade da armadura longitudinal tracionada.

Figura 40 - Distribuição de tensões e deformações em viga de seção retangular com armadura simples, para concretos do Grupo I



Fonte: Bastos (2020, p.13)

O diagrama de deformações da seção, com as deformações ϵ_{cd} (máxima deformação de encurtamento do concreto comprimido) e ϵ_{sd} (deformação de alongamento da armadura tracionada) e o diagrama retangular simplificado de distribuição das tensões de compressão, com altura $y = 0,8 \cdot x$, tensão de compressão $\sigma_{cd} = 0,85f_{cd}$, com as respectivas resultantes de tensão (R_{cc} e R_{st}) também estão representados na Figura 14.

Como na flexão simples não ocorrem forças normais solicitantes, e que a força resultante das tensões de compressão no concreto deve estar em equilíbrio com a força resultante das tensões de tração na armadura A_s , como indicadas na Figura 14, pode-se escrever:

$$R_{cc} = R_{st} \quad \text{Eq. 1}$$

Considerando $\sigma = R/A$, a força resultante das tensões de compressão no concreto, de acordo com o diagrama retangular simplificado, pode ser escrita na forma:

$$R_{cc} = \sigma_{cd} \cdot A_c' \quad \text{Eq. 2}$$

Sendo a área de concreto comprimido (A_c') correspondente ao diagrama retangular simplificado com altura $0,8x$ e base b_w , obtém-se que:

$$R_{cc} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot 0,8x \cdot b_w$$

$$R_{cc} = 0,68 \cdot b_w \cdot x \cdot f_{cd} \quad \text{Eq. 3}$$

e a força resultante das tensões de tração na armadura tracionada:

$$R_{st} = \sigma_{sd} A_s \quad \text{Eq. 4}$$

sendo: σ_{sd} = tensão de cálculo na armadura tracionada;

A_s = área de aço da armadura tracionada.

Com relação ao equilíbrio de momentos fletores na seção, o momento fletor solicitante (M_{solic}) deve ser equilibrado por um momento fletor resistente (M_{resist}), proporcionado pelo concreto comprimido e pela armadura tracionada. Assumindo valores de cálculo, por simplicidade de notação ambos os momentos fletores devem ser iguais ao momento fletor de cálculo M_d , tal que:

$$M_{solic} = M_{resist} = M_d$$

Como as forças resistentes internas, proporcionadas pelo concreto comprimido e pela armadura tracionada, formam um binário oposto ao momento fletor solicitante, pode-se escrever:

$$M_d = R_{cc} \cdot z_{cc} \quad \text{Eq. 5}$$

$$M_d = R_{st} \cdot z_{cc} \quad \text{Eq. 6}$$

em que:

$R_{cc} \cdot z_{cc}$ = momento interno resistente, proporcionado pelo concreto comprimido;

$R_{st} \cdot z_{cc}$ = momento interno resistente, proporcionado pela armadura tracionada.

Com $z_{cc} = d - 0,4x$ e aplicando a Eq. 3 na Eq. 5 fica:

$$M_d = 0,68 \cdot b_w \cdot x \cdot f_{cd} \cdot (d - 0,4x) \quad \text{Eq. 7}$$

onde:

b_w = largura da seção;

x = posição da linha neutra;

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

d = altura útil.

O M_d é definido como o momento fletor interno resistente proporcionado pelo concreto comprimido, e deve ser considerado em valor absoluto na Eq. 7.

A posição da linha neutra é obtida isolando o x na Eq. 7, obtendo:

$$x = 1,25d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot d^2}} \right] \quad \text{Eq. 8}$$

Substituindo a Eq. 4 na Eq. 6 define-se o momento fletor interno resistente proporcionado pela armadura tracionada:

$$M_d = \sigma_{sd} A_s (d - 0,4x) \quad \text{Eq. 9}$$

A área da armadura tracionada será dada por:

$$A_s = \frac{M_d}{\sigma_{sd}(d - 0,4x)} \quad \text{com } \sigma_{sd} = f_{yd} \quad \text{Eq. 10}$$

As Eq. 7 e Eq. 10 proporcionam o dimensionamento de seções retangulares com armadura simples.

Com a Eq. 8 determina-se a posição x para a linha neutra, e comparando x com os valores $x_{2\lim}$ e $x_{3\lim}$ define-se qual o domínio em que a viga se encontra (2, 3 ou 4). Nos domínios 2 ou 3 a tensão na armadura tracionada (σ_{sd}) é igual à máxima tensão possível, isto é, f_{yd} . Definidos x e σ_{sd} calcula-se a área da armadura tracionada (A_s) utilizando a Eq. 10.

A NBR 6118/2014 (item 14.6.4.3) permite o uso de apenas parte do domínio 3, eliminando a outra parte do domínio 3 e os domínios 4 e 4a, sendo necessária a análise da relação entre a posição da linha neutra e a altura útil (x/d). Para proporcionar o adequado comportamento dúctil em vigas, a posição da linha neutra no ELU deve obedecer aos seguintes limites:

- a) $x/d \leq 0,45$ para concretos com $f_{ck} \leq 50$ MPa;
- b) $x/d \leq 0,35$ para concretos com $50 < f_{ck} \leq 90$ MPa.

Portanto, caso resulte na análise o domínio 4 ou o domínio 3 com x/d maior que o valor limite, deve-se fazer alguma alteração de modo a diminuir o valor da relação x/d .

2.3.2 Permanência das seções planas

Segundo Fusco (2013), na presença de solicitações normais é admitida a hipótese de manutenção da forma plana da seção transversal até o estado limite último de ruptura do concreto ou de alongamento plástico excessivo da armadura tracionada.

A partir do diagrama de deformações mostrado na Figura 14 define-se a relação entre as deformações de cálculo na armadura (ε_{sd}) e no concreto correspondente à fibra mais comprimida:

$$\frac{\varepsilon_{cd}}{\varepsilon_{sd}} = \frac{x}{d-x} \rightarrow \frac{x}{d} = \frac{\varepsilon_{cd}}{\varepsilon_{cd} + \varepsilon_{sd}} \quad \text{Eq. 11}$$

2.3.3 Equações adimensionais para dimensionamento de seções retangulares

Com o objetivo de facilitar o cálculo manual, torna-se conveniente trabalhar com equações adimensionais que permitem a utilização de tabelas e gráficos de modo mais racional.

Para concretos até a classe C50, as equações ficam:

- a) Equação de M_d (Eq. 7)

Dividindo ambos os membros da equação de M_d por $b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}$, obtém-se:

$$\frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{0,68 \cdot b_w \cdot x \cdot f_{cd} \cdot (d - 0,4x)}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \left(0,68 \cdot \frac{x}{d} - 0,272 \cdot \frac{x^2}{d^2} \right)$$

Fazendo $\frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \mu_{sd}$ e $\frac{x}{d} = K_x$, a equação anterior torna-se:

$$\mu_{sd} = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0,68 \cdot K_x - 0,272 \cdot K_x^2 \quad \text{Eq. 12}$$

- b) Expressão que fornece o braço de alavanca z ($z = d - 0,4x$)

Dividindo os dois termos por d , tem-se que:

$$\frac{z}{d} = \frac{d - 0,4x}{d} = 1 - 0,4 \cdot \frac{x}{d}$$

Chamando $\frac{z}{d} = K_z$, da equação acima obtém-se:

$$K_z = 1 - 0,4K_x \quad \text{Eq. 13}$$

- c) Expressão para o cálculo da armadura (Eq. 9)

$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot d \cdot (1 - 0,4x)}$ e, como $K_z = 1 - 0,4K_x$, resulta:

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot d \cdot K_z} \quad \text{Eq. 14}$$

- d) Equação que relaciona as deformações com a altura da linha neutra (Eq. 11)

$\frac{x}{d} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s}$ e, como $\frac{x}{d} = K_x$, resulta:

$$K_x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s} \quad \text{Eq. 15}$$

No dimensionamento das vigas será calculado o valor do momento reduzido (μ_{sd}) de acordo com a Eq. 12. Conhecido esse valor, serão determinados os valores de K_x e K_z utilizando as Tabelas do Fusco (Figura 15a e Figura 15b).

Figura 43 - Flexão simples e flexão composta com grande excentricidade. Seções retangulares. Tabela Universal, diagrama parábola-retângulo

$\xi = \frac{x}{d}$	μ_{sd}	$\zeta = \frac{z}{d}$	ε_{cid} (‰)	ε_{sd} (‰)	
0,08	0,025	0,972	- 0,87	10,00	DOMÍNIO 2a
0,10	0,037	0,965	- 1,11	10,00	
0,12	0,051	0,957	- 1,36	10,00	
0,14	0,067	0,949	- 1,63	10,00	
0,16	0,083	0,940	- 1,90	10,00	
0,1667	0,089	0,937	- 2,00	10,00	
0,18	0,099	0,931	- 2,20	10,00	DOMÍNIO 2b
0,20	0,115	0,922	- 2,50	10,00	
0,22	0,130	0,912	- 2,82	10,00	
0,24	0,145	0,902	- 3,16	10,00	
0,2593	0,159	0,892	- 3,50	10,00	
0,26	0,160	0,892	- 3,50	9,96	DOMÍNIO 3
0,28	0,170	0,884	- 3,50	9,00	
0,30	0,181	0,875	- 3,50	8,17	
0,32	0,191	0,867	- 3,50	7,44	
0,34	0,201	0,859	- 3,50	6,79	
0,36	0,211	0,850	- 3,50	6,22	
0,38	0,220	0,908	- 3,50	5,71	
0,40	0,229	0,834	- 3,50	5,25	
0,42	0,239	0,825	- 3,50	4,83	
0,4384	0,247	0,818	- 3,50	4,48	
0,44	0,247	0,817	- 3,50	4,45	
0,46	0,256	0,809	- 3,50	4,11	
0,4623	0,257	0,808	- 3,50	4,07	
0,48	0,264	0,800	- 3,50	3,79	
0,4891	0,268	0,797	- 3,50	3,66	
0,50	0,272	0,792	- 3,50	3,50	
0,52	0,280	0,784	- 3,50	3,23	
0,54	0,288	0,775	- 3,50	2,98	
0,56	0,296	0,767	- 3,50	2,75	
0,58	0,303	0,759	- 3,50	2,53	
0,60	0,310	0,750	- 3,50	2,33	

(a)

$\xi = \frac{x}{d}$	μ_{st}	$\zeta = \frac{z}{d}$	ε_{c1d} (‰)	ε_{sd} (‰)	
0,62	0,317	0,742	-3,50	2,15	
0,6283	0,319	0,739	-3,50	2,07	
0,64	0,323	0,734	-3,50	1,97	
0,66	0,329	0,725	-3,50	1,80	
0,6788	0,335	0,718	-3,50	1,66	
0,68	0,336	0,717	-3,50	1,65	
0,70	0,341	0,709	-3,50	1,50	
0,72	0,347	0,700	-3,50	1,36	
0,7254	0,349	0,698	-3,50	1,33	
0,74	0,352	0,692	-3,50	1,23	
0,76	0,358	0,684	-3,50	1,11	
0,7717	0,361	0,679	-3,50	1,04	
0,78	0,363	0,676	-3,50	0,99	
0,80	0,367	0,667	-3,50	0,85	
0,82	0,372	0,659	-3,50	0,77	
0,84	0,376	0,651	-3,50	0,67	
0,86	0,380	0,642	-3,50	0,57	
0,88	0,384	0,634	-3,50	0,48	
0,90	0,387	0,626	-3,50	0,39	
0,92	0,391	0,617	-3,50	0,30	
0,94	0,394	0,609	-3,50	0,22	
0,96	0,397	0,601	-3,50	0,15	
0,98	0,399	0,592	-3,50	0,07	
1,00	0,402	0,584	-3,50	0,00	DOMÍNIO 4

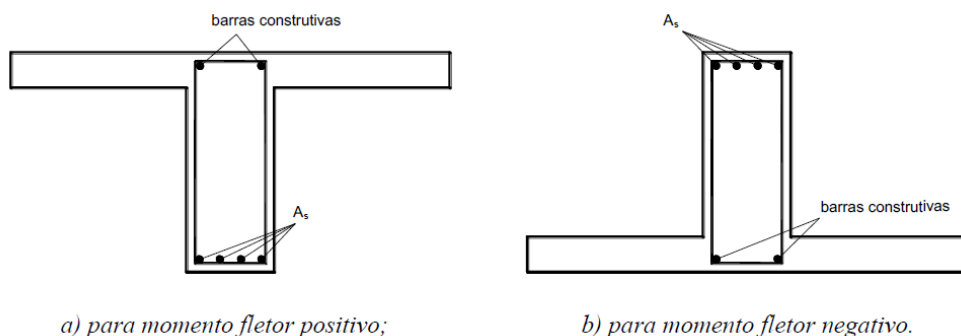
(b)

Fonte: Fusco (1981, p.377)

2.4 DIMENSIONAMENTO DE SEÇÕES T COM ARMADURA SIMPLES

A seção T com armadura simples é aquela que tem como armadura longitudinal apenas a armadura tracionada (A_s), e não tem necessidade de armadura longitudinal comprimida (A_s'). No entanto, são dispostas barras longitudinais com finalidade construtiva nas proximidades da borda comprimida, sendo no mínimo duas barras nos vértices dos estribos, como indicadas na Figura 16.

Figura 46 - Seção T com armadura simples



Fonte: Bastos (2020, p.50)

Para o dimensionamento da seção T observa-se a existência de duas situações. Quando a altura do diagrama simplificado $0,8x$ é menor que a altura da mesa h_f a seção é calculada como retangular. No caso em que a LN corta a nervura será utilizado o equacionamento para seção T.

Deve-se evitar o dimensionamento de seções T com armadura dupla, pois isso iria resultar em uma altura de viga bastante reduzida, implicando uma diminuição da segurança adicional da estrutura, além da considerada no cálculo. Nesse caso, as alternativas podem ser o aumento das dimensões da viga ou a introdução de mudanças no lançamento estrutural (CLÍMACO, 2008, p.214).

2.4.1 LN corta a mesa

A Figura 17 mostra a situação em que uma seção T está submetida a um momento fletor positivo, com a LN distante x da borda comprimida, e com diagrama retangular simplificado de distribuição de tensões normais de compressão no concreto.

Quando a altura do diagrama retangular é menor ou igual à altura da mesa ($0,8x \leq h_f$), o dimensionamento pode ser feito como seção retangular, considerando a largura b_f . Neste caso são aplicadas as equações para a seção retangular com armadura simples.

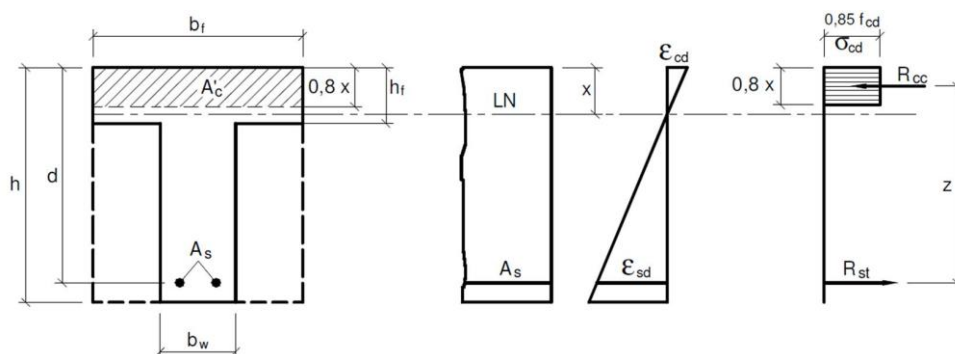


Figura 49 - Seção T com $0,8x \leq h_f$, para concretos do Grupo I

Fonte: Bastos (2020, p.51)

$$M_d = M_{1d} + M_{2d} \quad \text{Eq. 17}$$

na qual M_d deve ser considerado com valor absoluto.

A partir do equilíbrio de momentos fletores na linha de ação da armadura A_{s1} na Figura 18b, define-se o momento fletor resistente M_{1d} proporcionado pela armadura A_{s1} e pela mesa comprimida:

$$M_{1d} = (b_f - b_w) \cdot h_f \cdot 0,85f_{cd} \cdot (d - 0,5h_f) \quad \text{Eq. 18}$$

Da Eq. 17 obtém-se a segunda parcela do momento fletor total:

$$M_{2d} = M_d + M_{1d} \quad \text{Eq. 19}$$

Como a seção da Figura 18c é uma seção retangular com armadura simples, seu equacionamento já foi desenvolvido na Eq. 7, e trocando M_d por M_{2d} fica:

$$M_{2d} = 0,68b_w \cdot x \cdot f_{cd} \cdot (d - 0,4x) \quad \text{Eq. 20}$$

Conhecendo-se os valores de M_{2d} , b_w , f_{cd} e d , com a Eq. 20 é possível definir a posição x da linha neutra e assim determinar em qual domínio a seção T se encontra.

Com o equilíbrio de momentos fletores em torno do centro de gravidade das áreas comprimidas de concreto nas seções b e c da Figura 18, e considerando o dimensionamento nos domínios 2 ou 3, onde $\sigma_{sd} = f_{yd}$, obtém-se as parcelas das armaduras A_{s1} e A_{s2} :

$$M_{1d} = \sigma_{sd} \cdot A_{s1} \cdot (d - 0,5h_f)$$

$$A_{s1} = \frac{M_{1d}}{f_{yd} \cdot (d - 0,5h_f)} \quad \text{Eq. 21}$$

$$M_{2d} = \sigma_{sd} \cdot A_{s2} \cdot (d - 0,4x)$$

$$A_{s2} = \frac{M_{2d}}{f_{yd} \cdot (d - 0,4x)} \quad \text{Eq. 22}$$

A área da armadura total é dada por:

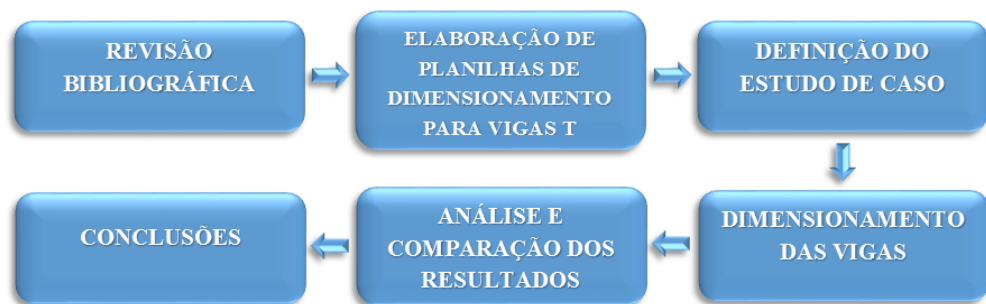
$$A_s = A_{s1} + A_{s2} \quad \text{Eq. 23}$$

3 METODOLOGIA

3.1 ETAPAS DA PESQUISA

“A metodologia pode ser definida como as instruções, etapas ou conceitos necessários para que os objetivos especificados sejam alcançados de maneira satisfatória” (FILHO, 2019). As etapas definidas na metodologia deste trabalho são apresentadas na Figura 19 e descritas em seguida.

Figura 55 - Fluxograma das etapas da pesquisa



Fonte: Autor

A primeira etapa do trabalho corresponde a revisão bibliográfica, na qual foi realizado o estudo e aprofundamento sobre o tema. Livros, normas técnicas, manuais, monografias, publicações, e ainda, de forma complementar, notas de aulas, foram analisados para o desenvolvimento do trabalho em todas as etapas até a sua concepção.

Definiu-se um roteiro de dimensionamento para as vigas de concreto armado de seção T no estado limite último (ELU), e a partir disso, foram elaboradas planilhas eletrônicas no software Microsoft Excel para o cálculo e quantificação dos materiais utilizados.

Em seguida, foi elaborado um estudo de caso visando a variação da resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}), do momento fletor (M_k) e da altura da viga (h), para efetuar a análise de resultados e assim, definir as características geométricas utilizadas para o dimensionamento das vigas de concreto armado de seção T satisfazendo os limites especificados.

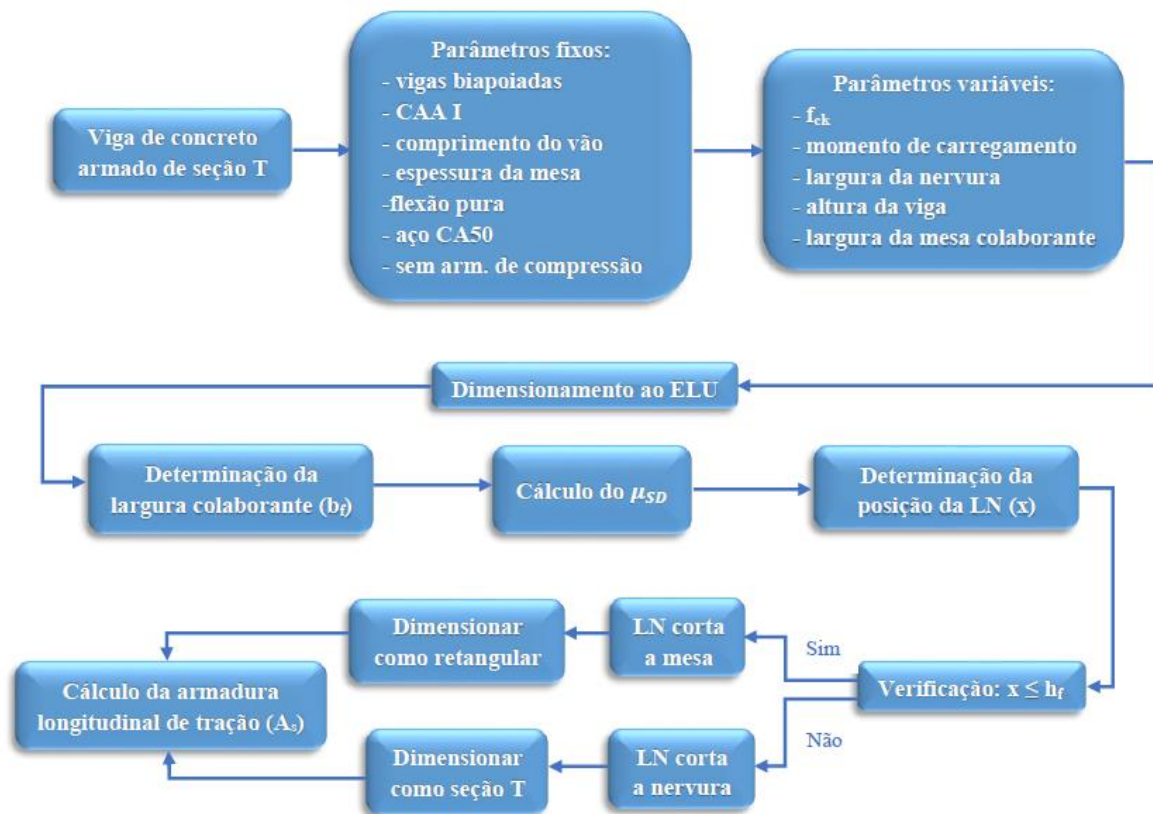
A análise dos resultados foi realizada, enfatizando a verificação comparativa do consumo de aço e da profundidade da linha neutra das seções T dimensionadas. Além disso,

análises adicionais também foram feitas para verificar alguns comportamentos das vigas de concreto armado de seção T. Por fim, são elencadas as conclusões sobre o estudo realizado.

3.2 ETAPAS DO DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS DE SEÇÃO T

O roteiro de cálculo das vigas de seção T utilizado para elaboração das planilhas do Excel foi feito conforme estabelece a NBR 6118/2014, podendo ser descrito em várias etapas para que o dimensionamento satisfaça o ELU e consiga fornecer os dados quantitativos referentes aos materiais utilizados.

Figura 58 - Fluxograma das etapas do dimensionamento de vigas T



Fonte: Autor

4 ESTUDO DE CASO

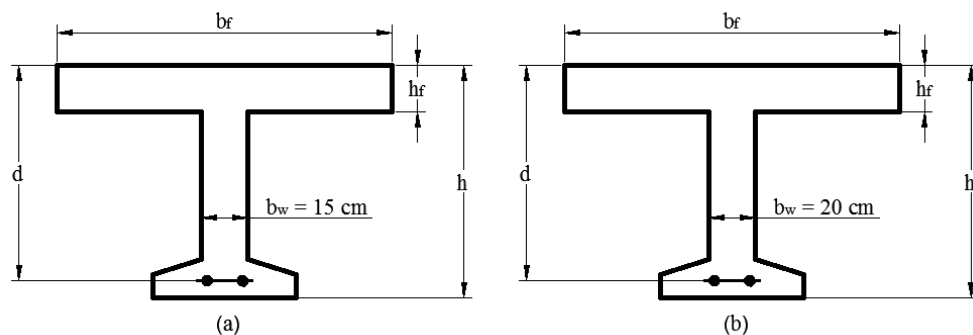
4.1 DEFINIÇÃO DO ESTUDO DE CASO

O estudo de caso neste trabalho consiste em realizar uma análise paramétrica através dos resultados obtidos com a variação da resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}), do momento fletor (M_k) e da altura (h) no dimensionamento de vigas de concreto armado de seção T.

Para o estudo foram consideradas duas larguras de nervura, 15 e 20 cm (Figura 21a e Figura 21b, respectivamente), e a variação dos parâmetros foi definida da seguinte maneira:

- O valor do f_{ck} foi aumentado de 25 para 30 MPa e depois de 30 para 35 MPa;
- Arbitrou-se para o momento de carregamento um valor inicial de 100 kNm, sendo posteriormente aumentado para 200 e 300 kNm;
- Os valores utilizados para altura da viga foram 30, 40 e 50 cm.

Figura 61 - Representação das seções do estudo de caso



Fonte: Autor

4.2 CONSIDERAÇÕES PARA O DIMENSIONAMENTO

Foram utilizadas as seguintes considerações para os parâmetros iniciais do dimensionamento das vigas de concreto armado de seção T:

- As vigas são pré-moldadas, isoladas (bordos sem vigas adjacentes) e simplesmente apoiadas, com vão (ℓ) de 5 m e dimensões da mesa medindo 10x75 cm.
- O concreto está submetido a classe de agressividade ambiental I, com cobrimento (c) de 2,5 cm.

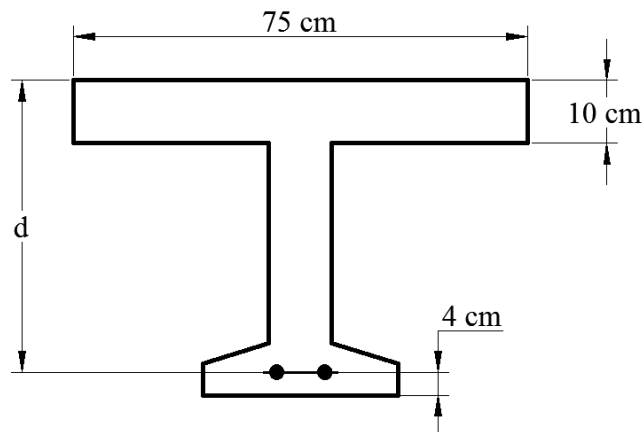
- Será realizado o dimensionamento da área de aço (A_s) das armaduras longitudinais à flexão pura, sendo utilizado o aço CA50.
- Para a determinação da distância entre o centro de gravidade da armadura longitudinal tracionada e a fibra mais comprimida de concreto (d') arbitrou-se uma camada de armadura de flexão com diâmetro das barras $\phi_l = 20.0$ mm e estribos de diâmetro $\phi_t = 5.0$ mm, obtendo:

$$d' = c + \phi_t + \frac{\phi_l}{2} = 2,5 + 0,5 + \frac{2}{2} = 4 \text{ cm}$$

- No presente estudo de caso não será utilizada armadura de compressão. O dimensionamento das vigas será limitado àquelas que apresentam seções transversais com relação $x/d \leq 0,45$ para concretos com $f_{ck} \leq 50$ MPa, conforme preconiza a NBR 6118/2014. Além disso, a bibliografia não recomenda o dimensionamento de vigas T com armadura dupla (vide item 2.4).
- Para o momento de cálculo (M_d) não foi considerado o peso próprio das vigas.

A Figura 22 a seguir ilustra a seção transversal das vigas T conforme as considerações elencadas acima.

Figura 64 - Seção transversal das vigas T



Fonte: Autor

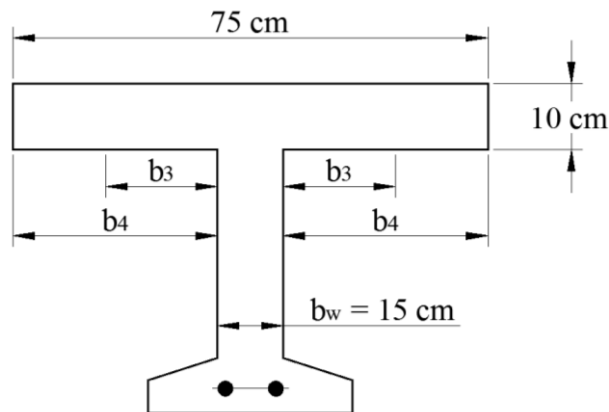
4.3 DETERMINAÇÃO DA LARGURA DA MESA COLABORANTE

A largura da mesa colaborante segue os critérios estabelecidos na NBR 6118/2014, descritos no item 2.2.3.1 deste trabalho.

As vigas são simplesmente apoiadas e isoladas, sendo a distância a igual ao comprimento do vão ($\ell = 5$ m). Considerando a largura da nervura medindo 15 cm (Figura 23) e respeitando-se os limites estabelecidos, tem-se que:

- $b_f \leq b_w + 2 \cdot b_3$
- $b_w = 15$ cm
- $0,10 \cdot a = 0,10 \cdot \ell = 0,10 \cdot 500 = 50$ cm
- $b_4 = (75 - 15) / 2 = 30$ cm

Figura 67 - Cálculo da largura da mesa colaborante ($b_f = 15$ cm)



Fonte: Autor

$$b_3 \leq \begin{bmatrix} b_4 \\ 0,10 \cdot a \end{bmatrix} \Rightarrow b_3 \leq \begin{bmatrix} 30 \text{ cm} \\ 50 \text{ cm} \end{bmatrix}$$

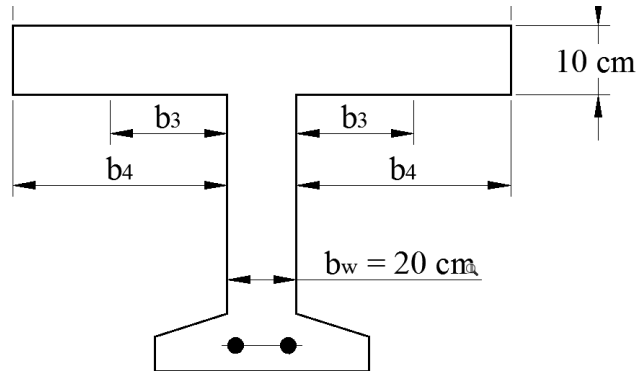
Feita a comparação dos valores obtidos determina-se $b_3 = 30$ cm. Portanto, a largura da mesa colaborante é:

$$b_f = 15 + 2 \cdot 30 = 75 \text{ cm}$$

De forma análoga, quando a largura da nervura é igual a 20 cm (Figura 24):

- $b_f \leq b_w + 2 \cdot b_3$
- $b_w = 20$ cm
- $0,10 \cdot a = 0,10 \cdot \ell = 0,10 \cdot 500 = 50$ cm
- $b_4 = (75 - 20) / 2 = 27,5$ cm

Figura 70 - Cálculo da largura da mesa colaborante ($b_f = 20 \text{ cm}$)



Fonte: Autor

$$b_3 \leq \left[\frac{b_4}{0,10} \cdot a \right] \Rightarrow b_3 \leq \left[\begin{matrix} 27,5 \text{ cm} \\ 50 \text{ cm} \end{matrix} \right]$$

Comparando os valores obtidos determina-se $b_3 = 30 \text{ cm}$. Portanto, a largura da mesa colaborante é:

$$b_f = 20 + 2 \cdot 27,5 = 75 \text{ cm}$$

Observa-se que a largura da mesa colaborante tem o mesmo valor ($b_f = 75 \text{ cm}$) para as duas larguras de nervura consideradas no estudo de caso.

5 RESULTADOS E DISCUSSÃO

5.1 DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS DE CONCRETO ARMADO DE SEÇÃO T

A seguir serão apresentadas as tabelas dos resultados do dimensionamento das vigas obtidas a partir da variação dos parâmetros para as duas larguras de nervura, 15 e 20 cm, respectivamente.

Tabela 1 - Dimensionamento das vigas T com bw = 15 cm

VERIFICAÇÃO INICIAL										
	Mk (kNm)	fck (MPa)	h (m)	d (m)	μ_{sd}	Kx	Kz	Domínio	x (m)	Posição da LN
bw=15cm	100	25	0,30	0,26	0,155	0,26	0,892	2	0,068	MESA
			0,40	0,36	0,081	0,16	0,940	2	0,058	MESA
			0,50	0,46	0,049	0,12	0,957	2	0,055	MESA
		30	0,30	0,26	0,129	0,22	0,912	2	0,057	MESA
			0,40	0,36	0,067	0,14	0,949	2	0,050	MESA
			0,50	0,46	0,041	0,10	0,965	2	0,046	MESA
		35	0,30	0,26	0,110	0,20	0,922	2	0,052	MESA
			0,40	0,36	0,058	0,12	0,957	2	0,043	MESA
			0,50	0,46	0,035	0,05	0,979	2	0,024	MESA
bw=15cm	200	25	0,30	0,26	0,309	0,60	0,750	3	0,156	ALMA
			0,40	0,36	0,161	0,26	0,892	3	0,094	MESA
			0,50	0,46	0,099	0,18	0,931	2	0,083	MESA
		30	0,30	0,26	0,258	0,45	0,821	3	0,116	ALMA
			0,40	0,36	0,134	0,22	0,912	2	0,079	MESA
			0,50	0,46	0,082	0,16	0,940	2	0,074	MESA
		35	0,30	0,26	0,221	0,38	0,908	3	0,099	MESA
			0,40	0,36	0,115	0,20	0,922	2	0,072	MESA
			0,50	0,46	0,071	0,14	0,949	2	0,064	MESA
bw=15cm	300	25	0,30	0,26	0,464	-	-	-	-	-
			0,40	0,36	0,242	0,42	0,825	3	0,151	ALMA
			0,50	0,46	0,148	0,24	0,902	2	0,110	ALMA
		30	0,30	0,26	0,387	0,90	0,626	4	0,234	ALMA
			0,40	0,36	0,202	0,34	0,859	3	0,122	ALMA
			0,50	0,46	0,124	0,20	0,920	2	0,092	MESA
		35	0,30	0,26	0,331	0,66	0,725	4	0,172	ALMA
			0,40	0,36	0,173	0,29	0,883	3	0,105	ALMA
			0,50	0,46	0,106	0,18	0,931	2	0,083	MESA

Continuação (horizontal) da Tabela 1

ARMADURA SIMPLES					VOLUME DE CONCRETO
M1d (kNm)	M2d (kNm)	$\mu_{sd,2}$	Kz	As (cm ²)	Vc (m ³)
-	-	-	-	13,88	0,53
-	-	-	-	9,52	0,60
-	-	-	-	7,31	0,68
-	-	-	-	13,58	0,53
-	-	-	-	9,43	0,60
-	-	-	-	7,25	0,68
-	-	-	-	13,43	0,53
-	-	-	-	9,35	0,60
-	-	-	-	7,15	0,68
Md,f (kNm)	Md,w (kNm)	$\mu_{sd,2}$	Kz	As (cm ²)	Vc (m ³)
ARMADURA DUPLA				A.D.	0,53
-	-	-	-	20,05	0,60
-	-	-	-	15,04	0,68
229,50	50,50	0,232	0,839	30,46	0,53
-	-	-	-	19,62	0,60
-	-	-	-	14,89	0,68
-	-	-	-	27,28	0,53
-	-	-	-	19,40	0,60
-	-	-	-	14,75	0,68
Md,f (kNm)	Md,w (kNm)	$\mu_{sd,2}$	Kz	As (cm ²)	Vc (m ³)
SEÇÃO INSUFICIENTE				-	0,53
282,32	137,68	0,397	0,601	A.D.	0,60
373,39	46,61	0,082	0,940	23,43	0,68
ARMADURA DUPLA				A.D.	0,53
338,79	81,21	0,195	0,867	31,12	0,60
-	-	-	-	22,83	0,68
ARMADURA DUPLA				A.D.	0,53
395,25	24,75	0,051	0,957	30,98	0,60
-	-	-	-	22,56	0,68

Fonte: Autor

Tabela 2 - Dimensionamento das vigas T com bw = 20 cm

VERIFICAÇÃO INICIAL										
bw=20cm	Mk (kNm)	fck (MPa)	h (m)	d (m)	μ_{sd}	Kx	Kz	Domínio	x (m)	Posição da LN
	100	25	0,30	0,26	0,155	0,26	0,892	2	0,068	MESA
			0,40	0,36	0,081	0,16	0,940	2	0,058	MESA

			0,50	0,46	0,049	0,12	0,957	2	0,055	MESA
			0,30	0,26	0,129	0,22	0,912	2	0,057	MESA
		30	0,40	0,36	0,067	0,14	0,949	2	0,050	MESA
			0,50	0,46	0,041	0,10	0,965	2	0,046	MESA
			0,30	0,26	0,110	0,20	0,922	2	0,052	MESA
		35	0,40	0,36	0,058	0,12	0,957	2	0,043	MESA
			0,50	0,46	0,035	0,05	0,979	2	0,024	MESA
bw=20cm	Mk (kNm)	fck (MPa)	h (m)	d (m)	μ_{sd}	Kx	Kz	Domínio	x (m)	Posição da LN
	200	25	0,30	0,26	0,309	0,60	0,750	3	0,156	ALMA
			0,40	0,36	0,161	0,26	0,892	3	0,094	MESA
			0,50	0,46	0,099	0,18	0,931	2	0,083	MESA
		30	0,30	0,26	0,258	0,45	0,821	3	0,116	ALMA
			0,40	0,36	0,134	0,22	0,912	2	0,079	MESA
			0,50	0,46	0,082	0,16	0,940	2	0,074	MESA
		35	0,30	0,26	0,221	0,38	0,908	3	0,099	MESA
			0,40	0,36	0,115	0,20	0,922	2	0,072	MESA
			0,50	0,46	0,071	0,14	0,949	2	0,064	MESA
bw=20cm	Mk (kNm)	fck (MPa)	h (m)	d (m)	μ_{sd}	Kx	Kz	Domínio	x (m)	Posição da LN
	300	25	0,30	0,26	0,464	-	-	-	-	-
			0,40	0,36	0,242	0,42	0,825	3	0,151	ALMA
			0,50	0,46	0,148	0,24	0,902	2	0,110	ALMA
		30	0,30	0,26	0,387	0,90	0,626	4	0,234	ALMA
			0,40	0,36	0,202	0,34	0,859	3	0,122	ALMA
			0,50	0,46	0,124	0,20	0,920	2	0,092	MESA
		35	0,30	0,26	0,331	0,66	0,725	4	0,172	ALMA
			0,40	0,36	0,173	0,29	0,883	3	0,105	ALMA
			0,50	0,46	0,106	0,18	0,931	2	0,083	MESA

Continuação (horizontal) da Tabela 2

ARMADURA SIMPLES					VOLUME DE CONCRETO
M1d (kNm)	M2d (kNm)	$\mu_{sd,w}$	Kz	As (cm ²)	Vc (m ³)
-	-	-	-	13,88	0,58
-	-	-	-	9,52	0,68
-	-	-	-	7,31	0,78
-	-	-	-	13,58	0,58
-	-	-	-	9,43	0,68
-	-	-	-	7,25	0,78
-	-	-	-	13,43	0,58
-	-	-	-	9,35	0,68
-	-	-	-	7,15	0,78
Md,f (kNm)	Md,w (kNm)	$\mu_{sd,w}$	Kz	As (cm ²)	Vc (m ³)

ARMADURA DUPLA				A.D.	0,58
-	-	-	-	20,05	0,68
-	-	-	-	15,04	0,78
210,38	69,63	0,240	0,825	30,51	0,58
-	-	-	-	19,62	0,68
-	-	-	-	14,89	0,78
-	-	-	-	27,28	0,58
-	-	-	-	19,40	0,68
-	-	-	-	14,75	0,78
Md,f (kNm)	Md,w (kNm)	$\mu_{sd,w}$	Kz	As (cm²)	Vc (m³)
SEÇÃO INSUFICIENTE				-	0,58
258,79	161,21	0,348	0,700	A.D.	0,68
342,28	77,72	0,103	0,931	23,38	0,78
ARMADURA DUPLA				A.D.	0,58
310,55	109,45	0,197	0,859	31,18	0,68
-	-	-	-	22,83	0,78
ARMADURA DUPLA				A.D.	0,58
362,3125	57,6875	0,089	0,937	30,81	0,68
-	-	-	-	22,56	0,78

Fonte: Autor

5.2 ANÁLISE PARAMÉTRICA

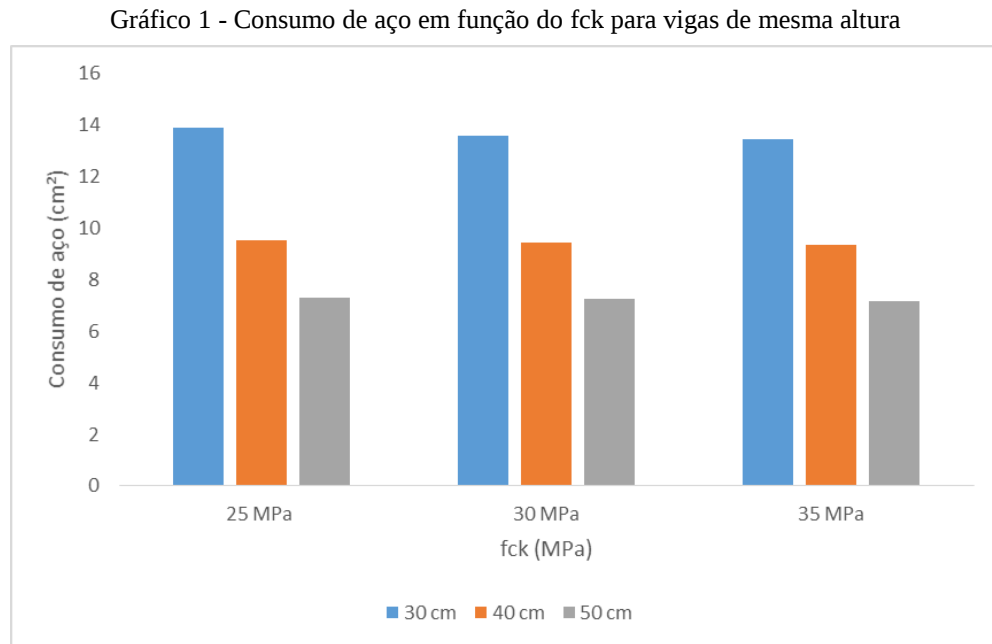
A partir dos dados da tabela será realizada a análise paramétrica em 3 situações:

- 1) Fixando-se o valor do momento de carregamento, analisar a mudança da área de aço das armaduras (A_s) aumentando-se o f_{ck} . Em seguida, serão feitas as análises da mudança na área de aço e posição da LN a partir do aumento da altura da seção com mesmo f_{ck} .
- 2) Aumentando-se o momento de carregamento, analisar o consumo de aço e a posição da LN.
- 3) Para as duas larguras de nervura, 15 e 20 cm, comparar o consumo de aço, a posição da LN e os momentos resistidos pela mesa e nervura (nos casos em que a LN corta a nervura).

De forma adicional, foram realizadas algumas análises para verificar alguns comportamentos das vigas T.

5.2.1 Momento de carregamento fixo

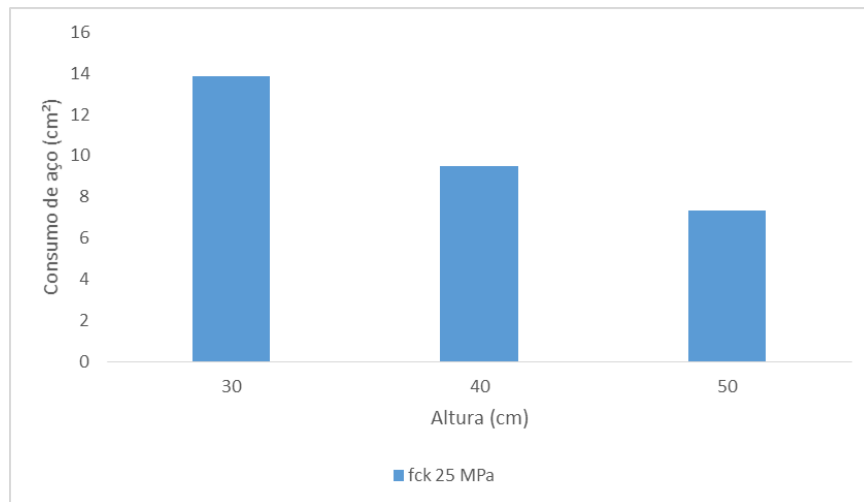
Observa-se que quando o momento de carregamento é mantido fixo e aumenta-se o valor da resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}) a área de aço das armaduras longitudinais (A_s), das seções T que possuem mesma altura, permanece praticamente constante. O gráfico 1 mostra a relação do consumo de aço e do f_{ck} .



Fonte: Autor

Este é um resultado esperado, tendo em vista que no cálculo da área de aço não é considerado o valor do f_{ck} , embora esse valor seja utilizado na determinação do K_z . Para os valores de f_{ck} utilizados (25, 30 e 35 MPa), os valores do K_z para seções de mesma altura são muito próximos, resultando em uma área de aço praticamente igual.

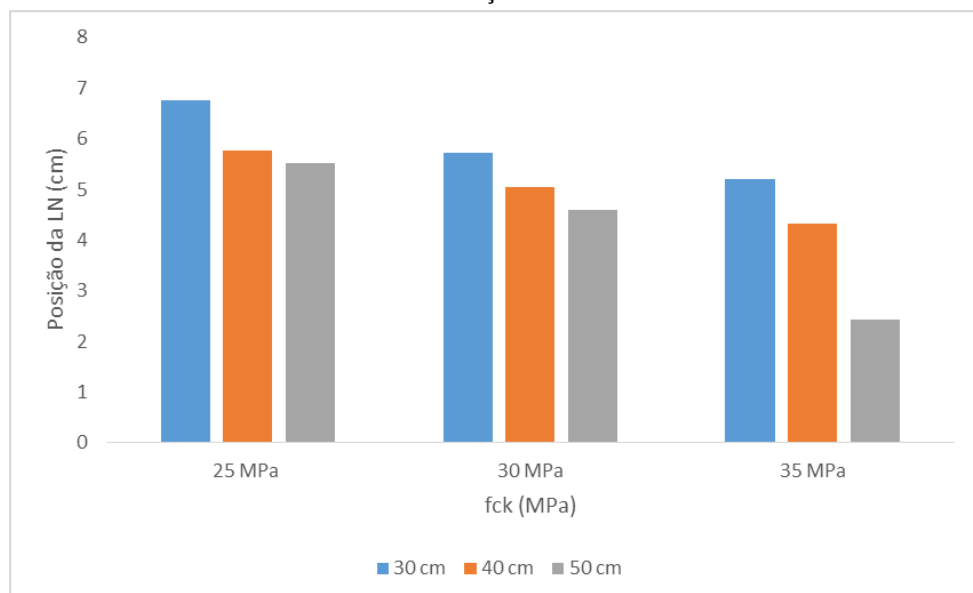
Por outro lado, para um mesmo valor de f_{ck} , a área de aço diminui quando a altura da viga aumenta (Gráfico 2). Neste caso, a constatação da relação é imediata visto que o parâmetro d compõe a equação utilizada para a determinação da área de aço.

Gráfico 2 - Consumo de aço em função da altura da viga com mesmo f_{ck} 

Fonte: Autor

Já com relação a posição da linha neutra na seção T, verifica-se que ocorre diminuição do seu valor, tanto quando o f_{ck} é o mesmo e a altura da viga aumenta como no caso em que o f_{ck} aumenta e a altura da viga permanece a mesma. O gráfico 3 mostra o comportamento da linha neutra para as duas situações analisadas.

Gráfico 3 - Posição da linha neutra



Fonte: Autor

Visando proporcionar o adequado comportamento dúctil das vigas, a NBR 6118/2014 permite o uso de apenas parte do domínio 3, estabelecendo a relação $x/d \leq 0,45$ para concretos

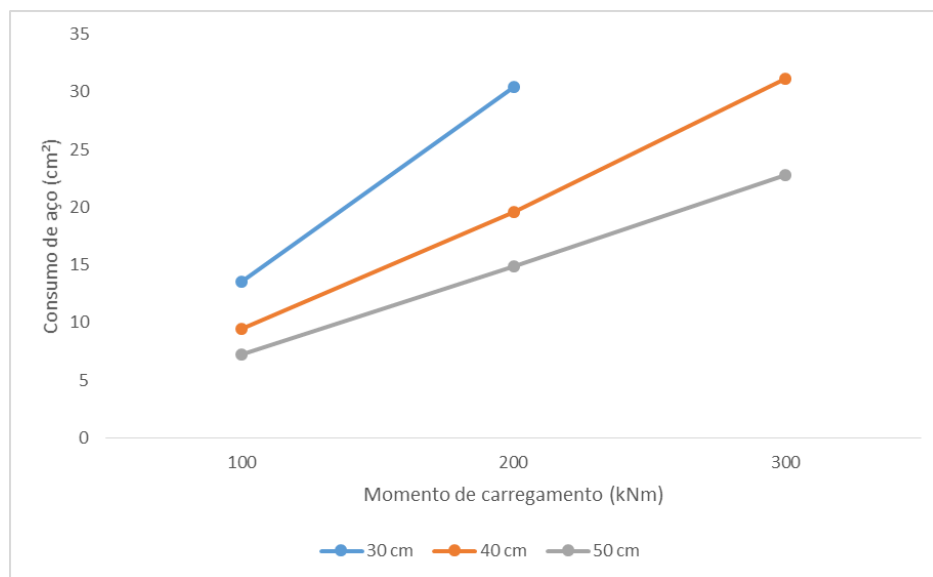
com $f_{ck} \leq 50$ MPa. Neste contexto, torna-se relevante entender como a linha neutra se comporta nas seções das vigas.

5.2.2 Aumento do momento de carregamento

Foi analisada a situação em que o momento de carregamento é aumentado sob duas perspectivas.

Na primeira abordagem, constatou-se que houve aumento da área de aço das armaduras longitudinais, conforme mostra o Gráfico 4. O aumento percentual da área de aço ficou na média de 109% quando o momento aumentou de 100 para 200 kNm e teve média de 56% quando aumentou de 200 para 300 kNm. Esse resultado apresenta-se coerente pois a própria equação usada para o cálculo da armadura traz o parâmetro M_d no numerador, evidenciando que um aumento desse parâmetro acarreta em um aumento da área de aço.

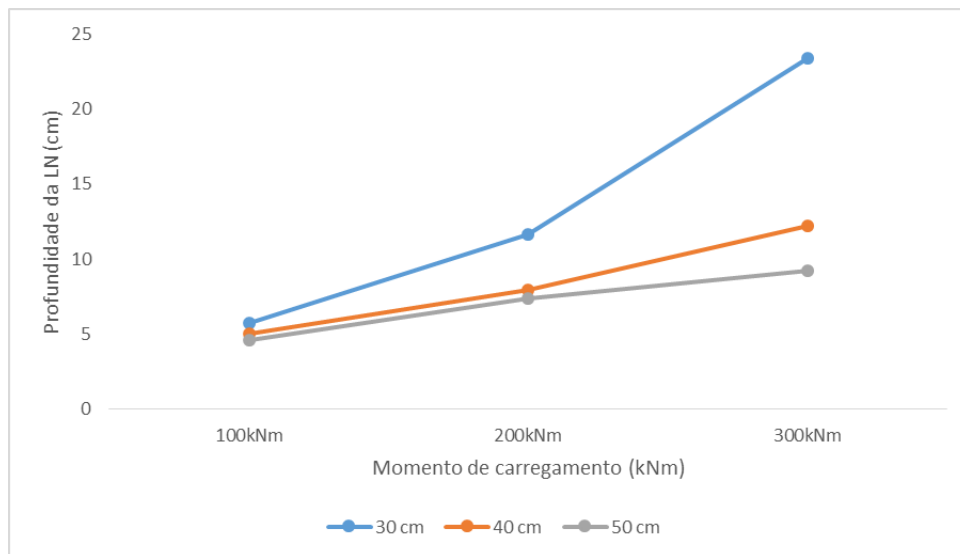
Gráfico 4 - Consumo de aço em função do momento de carregamento



Fonte: Autor

Já na segunda abordagem, os dados obtidos na tabela de dimensionamento mostram o aumento da profundidade da linha neutra quando o momento de carregamento é aumentado (Gráfico 5). Para o momento de 100 kNm observa-se que em todas as seções a LN corta a mesa; quando o momento aumenta de 100 para 200 kNm a profundidade da LN aumenta e ela passa a cortar a nervura em alguns casos; aumentando o momento para 300 kNm a LN corta a nervura na maioria dos casos.

Gráfico 5 - Profundidade da LN em função do momento de carregamento



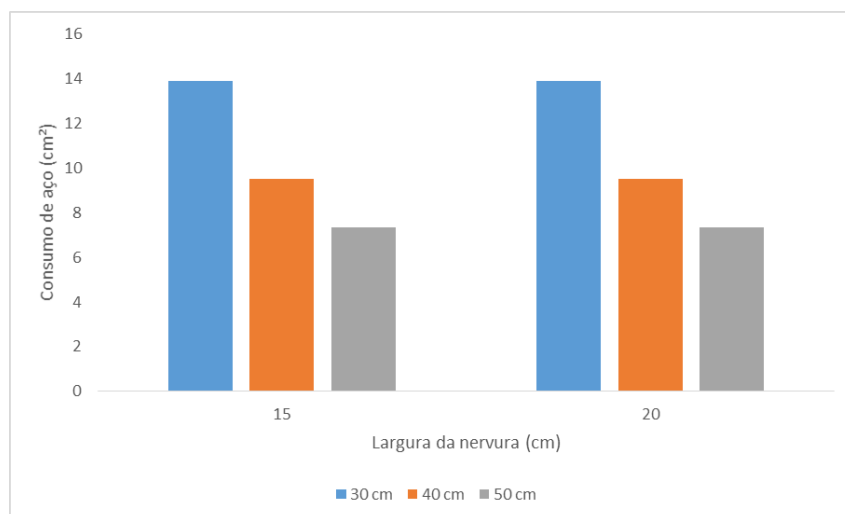
Fonte: Autor

5.2.3 Aumento da largura da nervura

Verificou-se que para as duas larguras de nervura, 15 e 20 cm, não ocorreram mudanças no consumo de aço e na profundidade da LN (conforme os Gráficos 6 e 7, respectivamente), fazendo com o que todas as análises feitas anteriormente se apliquem para as seções com as duas larguras adotadas.

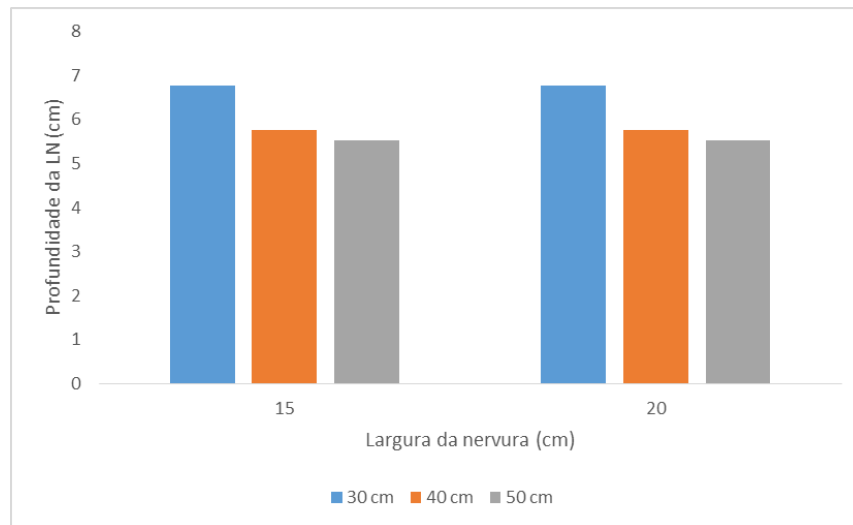
Isso pode ser explicado pelo fato da largura da mesa colaborante ser a mesma ($b_f = 75$ cm) e de todos os outros parâmetros também serem iguais.

Gráfico 6 - Consumo de aço para as duas larguras de nervura



Fonte: Autor

Gráfico 7 - Profundidade da LN para as duas larguras de nervura



Fonte: Autor

Mesmo não havendo mudança significativa na área de aço, cabe realizar uma comparação entre as parcelas dos momentos que são resistidos pela mesa e pela nervura nos casos em que a LN corta a nervura.

Quando a largura da nervura é aumentada de 15 para 20 cm, observa-se que a parcela do momento resistido pela mesa diminui e a parcela do momento resistido pela nervura aumenta. Isso ocorre porque aumentando o b_w a área das abas diminui, o que leva a uma diminuição do momento resistido pelas abas (que será redistribuído) fazendo com que a nervura passe a resistir a um momento maior.

5.2.4 Análises adicionais

A seção apresentou-se insuficiente para um momento de carregamento de 300 kNm, com altura de 30 cm e f_{ck} de 25 MPa nas duas larguras de nervura consideradas. A própria análise dos resultados mostra que o problema é contornado aumentando a altura da seção para 40 cm ou aumentando o f_{ck} para 30 MPa.

Nos casos em que se constatou a necessidade de utilização de armadura dupla (seções no domínio 4 ou ainda no domínio 3 com $K_x > 0,45$) verifica-se que um aumento da altura da viga ou uma solução conjunta aumentando a altura e o f_{ck} é suficiente para a seção ser dimensionada com armadura simples.

Notou-se uma maior tendência de seções no domínio 3 e 4 quando se aumenta o momento de carregamento, já que isso acarreta o aumento da profundidade da linha neutra.

6 CONCLUSÕES

O presente trabalho buscou realizar uma análise paramétrica variando a resistência característica do concreto à compressão, os esforços solicitantes e a geometria da seção utilizados no dimensionamento de vigas de concreto armado de seção T. Com isso foi possível revisar a literatura e identificar os procedimentos de cálculo dessas vigas quando dimensionadas no estado limite último.

A partir disso, conseguiu-se elaborar um roteiro de cálculo para confecção de planilhas que facilitaram a inserção dos dados de entrada e a obtenção dos resultados de maneira simples e objetiva, o que permitiu a realização de uma análise comparativa entre as vigas dimensionadas.

Dado o que foi exposto no item 5.2, através da análise dos resultados obtidos tornou-se possível comparar o consumo de aço resultante do dimensionamento de vigas de seção T e a posição da linha neutra na seção através do aumento do f_{ck} , do momento de carregamento e da altura da viga. Dessa forma, conseguiu-se identificar quais os parâmetros que interferem ou não na variação dos valores dentro da análise realizada neste estudo.

De maneira complementar, as análises adicionais serviram para verificar alguns comportamentos das vigas de seção T, evidenciando a relação entre o aumento do momento de carregamento com o aumento da profundidade da linha neutra. Foi verificado que a adoção de medidas como aumento da altura da seção e/ou solução conjunta do aumento do f_{ck} e da altura são suficientes para retirar a seção do domínio 4 (ou da parte do domínio 3 que não pode ser utilizado para o dimensionamento) sem a necessidade de utilização de armadura dupla.

Por fim, havendo interesse em dar prosseguimento a este estudo e obter resultados mais detalhados, sugere-se:

- Realizar o dimensionamento das armaduras transversais;
- Fazer o detalhamento das armaduras;
- Fazer a verificação do estado limite de deformação excessiva;
- Realizar um comparativo dos resultados obtidos com algum software de cálculo estrutural;
- Realizar o orçamento das vigas para que se avalie o impacto financeiro da variação paramétrica aplicada na análise abordada neste trabalho.

7 REFERÊNCIAS

ARAÚJO, J. M. **Curso de Concreto Armado**. 3. ed. Rio Grande: Dunas, 2010. v.1.

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

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 15200**: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. Rio de Janeiro: ABNT, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 15421**: Projeto de estruturas resistentes a sismos – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2006.

BASTOS, P. S. S. **Fundamentos do concreto armado**. Notas de aula, Disciplina Estruturas de Concreto I, Bauru/SP, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia – Universidade Estadual Paulista – UNESP, 2019, 83p. Disponível em: <www.feb.unesp.br/pbastos>. Acesso em: 08 nov. 2022.

BASTOS, P. S. S. **Flexão Normal Simples – Vigas**. Notas de aula, Disciplina Estruturas de Concreto I, Bauru/SP, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia – Universidade Estadual Paulista – UNESP, 2020, 74p. Disponível em: <www.feb.unesp.br/pbastos>. Acesso em: 08 nov. 2022.

CARVALHO, R. C; FILHO, J. R. F. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**: segundo a NBR 6118:2014. 4. ed. São Carlos: EdUFSCar, 2021.

CLÍMACO, J. C. T. S. **Estruturas de concreto armado**: fundamentos de projeto, dimensionamento e verificação. 2. ed. Brasília: Editora Universidade de Brasília: Finatec, 2008.

FILHO, P. S. A. **Análise comparativa entre vigas mistas e vigas de concreto armado de seção T com ênfase na influência do vão**. 2019. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Ceará, Russas, 2019.

FUSCO, P. B. **Estruturas de concreto**: Solicitações normais. Rio de Janeiro: Editora Guanabara Dois S.A., 1981.

FUSCO, P. B. **Técnicas de armar as estruturas de concreto**. 2. ed. São Paulo: PINI, 2013.

KRÜGER, R. **Dimensionamento da armadura longitudinal de vigas de concreto armado de seção retangular e seção T**. 2016. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul – UNIJUÍ, Santa Rosa, 2016.

LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. **Construções de concreto**: princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado. 2. ed. Rio de Janeiro: Interciência, 2008. v.1.

SILVA, A. B. C.; FÁLCON, G. A. S.; GARCIA, S. L. G. Dimensionamento ótimo de vigas de concreto armado com seção T. **Asociación Argentina de Mecánica Computacional**, Buenos Aires, v. 29, p. 9217-9230, 18 nov. 2010.