



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO NORTE
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

EWERTON ALVES BEZERRA

**DIMENSIONAMENTO AUTOMÁTICO DE VIGAS E LAJES
DE CONCRETO ARMADO**

**NATAL – RN
2016**

EWERTON ALVES BEZERRA

Dimensionamento automático de vigas e lajes de concreto armado

Trabalho de Conclusão de Curso na modalidade Monografia, submetido ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Norte como parte dos requisitos necessários para obtenção do Título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof^ª. Dr. Fernanda Rodrigues Mittelbach.

Catálogo da Publicação na Fonte
Universidade Federal do Rio Grande do Norte - Sistema de Bibliotecas
Biblioteca Central Zila Mamede / Setor de Informação e Referência

Bezerra, Ewerton Alves.

Dimensionamento automático de vigas e lajes de concreto armado
/ Ewerton Alves Bezerra. - 2016.

81 f. : il.

Monografia (Graduação) - Universidade Federal do Rio Grande do
Norte, Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia de
Engenharia Civil. Natal, RN, 2016.

Orientadora: Prof^ª. Dr^ª. Fernanda Rodrigues Mittelbach.

1. Engenharia civil - Monografia. 2. Estrutura de concreto armado
- Monografia. 3. Vigas de concreto armado - Monografia. 4. Lajes de
concreto armado - Monografia. 5. Cálculo de estrutura - Monografia.
I. Mittelbach, Fernanda Rodrigues. II. Título.

RN/UF/BCZM

CDU 625:69.04

EWERTON ALVES BEZERRA

Dimensionamento automático de vigas e lajes de concreto armado

Trabalho de conclusão de curso na modalidade Monografia, submetido ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Norte como parte dos requisitos necessários para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Aprovado em 16 de novembro de 2016:

Prof (a). Dra. Fernanda Rodrigues Mittelbach – Orientador

Prof. Dr. José Neres da Silva Filho – Examinador interno

Prof. Dr. Rodrigo Barros – Examinador externo

Natal – RN

2016

*Dedico à minha linda, única e querida
irmã Érika Dalila (in memoriam).*

AGRADECIMENTOS

À Deus, que com Sua bondade, graça e misericórdia me abençoou com a realização deste sonho e esteve ao meu lado em todos os momentos deste curso, fazendo-me ir muito mais além do que eu imaginava.

À minha família, minha mãe Raquel Cristina e minha vó Isis Amorim pelo apoio, incentivo e consolo nos momentos mais difíceis. Pelas tapiocas e sucos, pelo carinho e orações. Ao meu pai e professor, Edmilson Bezerra, por sempre fomentar em mim o desejo pelos estudos e pela tecnologia. Aos meus avós, Ivanildo e Marluce Bezerra, pelo amor, interesse, cuidado e ajuda financeira.

À minha amiga de todas as horas, amada e querida, Lídia Beatriz, que, “coincidentalmente”, é minha namorada. Obrigado por todo apoio e compreensão!

Aos professores, que fizeram parte da minha caminhada durante este período. Minha orientadora, Fernanda Mittelbach, pela forma como leciona e trata seus alunos, com carinho e respeito, por ter sido incessante incentivadora deste trabalho e uma referência pessoal. Ao professor Paulo Alyson Faheina pela oportunidade dada no Laboratório de Materiais de Construção onde passei a me interessar por concreto. Ao professor Fagner França pelas oportunidades em projetos de extensão que me fizeram superar na arte de escrever. A professora Marjory Abreu que lecionou a disciplina de algoritmo e programação mostrando e acreditando em um talento meu que, por hora, desconhecia.

Aos amigos feitos ao longo do curso, todos passantes, que muito considero: Adryano Mafaldo, Allan Góes, Ana Carolina Kraus, Bárbara Bitencourt, Breno Pascoal, Carolyny Azevêdo, Daniel Jadson, Daniel Sávio, Eduardo Loamí, Eduardo Oliveira, Franciscos Luciano e Eudo, Gustavo Henrique, Isabela Beatriz, Isabele Furtado, Itajá Dantas, João Forte, Johan Bezerra, Kevin Leite, Lisyane Freire, Lucas Varela, Luiza Leiros, Maria Lopes, Nicole Nahara, Paula Silveira, Plênyo Nahen, Rafael Ângelo, Rayanne Câmara, Renata Yasmin, Ricardo Barros e a todos os outros que me ajudaram ou que ajudei.

Com carinho a dona Márcia e dona Elza, da lanchonete Campeão, incluindo as meninas (Nerivan e Edilene) que, gentilmente, sempre me atendiam com carinho e esquentavam meu almoço todos os dias.

Em especial, pelas conversas, risadas, desesperos, apoio mútuo, alívio, amizade, carinho, incentivo, compromisso... um sonoro agradecimento as minhas duplas preferidas e pessoas as quais tenho uma profunda admiração e alegria por tê-los conhecido: Amanda Sousa Araujo e Kaio Geovanne de Medeiros Dantas. Sem vocês eu não teria sobrevivido! Muito obrigado!

“Quando o Senhor trouxe os cativos de volta a Sião, foi como um sonho. Então a nossa boca se encheu de riso, e a nossa língua de cantos de alegria. Até nas outras nações se dizia: ‘O Senhor fez coisas grandiosas por este povo’. Sim, grandes coisas fez o Senhor por nós, por isso estamos alegres. Senhor restaura-nos, assim como enches o leitos dos ribeiros no deserto. Aqueles que semeiam com lágrimas, com cantos de alegria colherão. Aquele que sai chorando enquanto lança a semente, sem dúvida, voltará consigo trazendo seus frutos”.

Salmo 126.

RESUMO

Este trabalho trata do desenvolvimento de um código computacional que realiza o dimensionamento de estruturas de concreto armado de forma automática, seja de vigas, de seção retangular e seção T, submetidas aos esforços de flexão, cisalhamento e torção ou também de lajes maciças e nervuradas à flexão, fazendo as verificações necessárias ao cisalhamento. O código contempla também o cálculo de armaduras de flexão de lajes em balanço. Ao final do cálculo, seja em vigas ou em lajes, apresenta uma sugestão de detalhamento das armaduras calculadas, informando ao usuário os diâmetros das armaduras utilizadas e espaçamentos horizontais e verticais entre barras de aço, sempre respeitando as determinações normativas da NBR 6118/2014. O processo de cálculo adotado é iterativo devido à própria natureza do equacionamento do problema do dimensionamento. Os testes trazem uma comparação dos resultados obtidos pelo método iterativo do programa com o dimensionamento feito de modo manual com adoção de uma bitola de armadura. Também são apresentados resultados de áreas de aço quando se varia a classe de concreto utilizado e acerca da variação dos ângulos das bielas e dos estribos em relação ao esforço cortante, que comprovam resultados encontrados na literatura.

Palavras-chaves: Dimensionamento de estruturas de concreto armado. Vigas de concreto armado. Lajes de concreto armado.

ABSTRACT

This work deals with the development of a computational code that realizes the dimensioning of structures of automatically reinforced concrete, be it of beams, rectangular section and section T, submitted to the efforts of flexion, shear and torsion or also of massive slabs and ribbed to the flexion, Making the necessary checks to the shear. The code also includes the calculation of bending reinforcement of slabs in balance. At the end of the calculation, either beams or slabs, it presents a detailed suggestion of the calculated reinforcement, informing the user of the diameters of the reinforcements used and horizontal and vertical spacing between steel bars, always respecting the standard code of NBR 6118/2014. The calculation process adopted is iterative due to the very nature of the equation of the dimensioning problem. The tests bring a comparison of the results obtained by the iterative method of the program with the manual dimensioning with the adoption of an armature gauge. Results of steel areas are also presented when the concrete class used and the variation of the angles of the connecting rods and stirrups in relation to the shear stress, which prove results found in the literature, are presented.

Keywords: Design of reinforced concrete structures. Reinforced concrete beams. Reinforced concrete slabs.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 Etapas de um projeto estrutural.	3
Figura 2 Diagrama tensão-deformação do concreto na compressão	8
Figura 3 Diagramas de tensões em seus respectivos Estádios	10
Figura 4 Diagrama tensão-deformação do aço.....	12
Figura 5 Domínios de deformação do concreto.....	13
Figura 6 Viga simplesmente apoiada - Hipótese de carregamento e diagramas (DMT - Momento Fletor e DEC - Esforço Cortante)	17
Figura 7 Diagramas de tensões e deformações em concretos de qualquer classe (ELU). (a) Vista lateral da seção, (b) deformações, (c) diagrama de tensões parábola-retângulo e (d) diagrama de tensões retangular simplificado.	20
Figura 8 Diagrama de tensões no concreto (ELU). (a) Vista lateral; (b) Vista frontal e (c) deformações possíveis.....	21
Figura 9 Viga seção T. Posição da Linha Neutra. Definições geométricas.	24
Figura 10 Processo de dimensionamento quando a Linha Neutra passa na alma	25
Figura 11 Modelo de treliça para uma viga.....	27
Figura 12 Seção solicitada à torção. Intervalo para determinação da espessura fictícia.	32
Figura 13 Soma das áreas de armadura para dimensionamento completo de vigas. (a) Quando o momento fletor é positivo e (b) quando o momento fletor é negativo.....	42
Figura 14 Armadura concentrada. Deformação do aço para cada nível de camada de armadura.	43
Figura 15 Resultado do 1º exemplo de dimensionamento completo utilizando a sub-rotina VIG_COMPLETO de uma viga.	56
Figura 16 Resultado do 2º exemplo de dimensionamento completo utilizando a sub-rotina VIG_COMPLETO de uma viga.	57
Figura 17 Resultado do 3º exemplo de dimensionamento completo utilizando a sub-rotina VIG_COMPLETO de uma viga.	58
Figura 18 Convenção adotada pelos programas de lajes. (a) Lajes Maciças e Nervuradas e (b) Lajes em balanço.	59
Figura 19 Exemplo de seção transversal de laje nervurada.	61
Figura 20 Seção transversal de uma marquise.....	62
Figura 21 Exemplo nº 1 do dimensionamento utilizando a sub-rotina LAJ_MACIÇA	67

Figura 22 Exemplo do 2º dimensionamento utilizando a sub-rotina LAJ_MACIÇA.	68
Figura 23 Exemplo do 3º dimensionamento utilizando a sub-rotina LAJ_MACIÇA.	68
Figura 24 Dimensionamento de laje em balanço que necessita de armadura dupla.	70
Figura 25 Resultado de dimensionamento para 2º exemplo utilizando a sub-rotina LAJ_MARQUISE.....	71
Figura 26 Dimensionamento de marquise utilizando concreto classe C75.....	71
Figura A 1 Tela inicial da sub-rotina VIG_FLE. Inserção dos dados.	75
Figura A 2 Tela inicial da sub-rotina VIG_COR. Inserção dos dados.	76
Figura A 3 Teste nº 1, feito para o primeiro exemplo de utilização da sub-rotina VIG_FLE_COR.....	76
Figura A 4 Resultado do 2º teste da sub-rotina VIG_T_FLE impresso na tela	77
Figura A 5 Resultado do teste nº 1 da sub-rotina VIG_T_FLE_COR.....	77
Figura A 6 Entrada de dados na sub-rotina LAJ_MACIÇA.	78
Figura A 7 Exemplo da entrada de dados na sub-rotina LAJ_NERVURADA.....	79
Figura A 8 Teste nº 4 da Tabela 17 para lajes nervuradas	80
Figura A 9 Exemplo de entrada de dados na sub-rotina LAJ_MARQUISE.....	81

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 Classes de resistência característica à compressão do concreto.....	7
Tabela 2 Propriedades mecânicas dos aços.....	11
Tabela 3 Diâmetros nominais em mm e pol com as respectivas áreas por bitola	12
Tabela 4 Resultados do 1º teste de dimensionamento utilizando a sub-rotina VIG_FLE.	45
Tabela 5 Resultados do 2º exemplo de dimensionamento utilizando a sub-rotina VIG_FLE.	45
Tabela 6 Resultados do 3º teste de dimensionamento utilizando a sub-rotina VIG_FLE.	46
Tabela 7 Resultados do primeiro exemplo de dimensionamento utilizando a sub-rotina VIG_COR.....	47
Tabela 8 Variação da área de armadura transversal em detrimento da inclinação do estribo..	48
Tabela 9 Variação da área de armadura transversal em detrimento da inclinação das bielas..	48
Tabela 10 Comparação entre inclinações de estribos e bielas.....	49
Tabela 11 Resultados do 1º exemplo de dimensionamento utilizando a sub-rotina VIG_FLE_COR.....	50
Tabela 12 Resultados do 1º exemplo de dimensionamento utilizando a sub-rotina VIG_T_FLE.	51
Tabela 13 Resultados da comparação de uma viga de seção retangular com uma de seção T.	52
Tabela 14 Resultados do dimensionamento de seção T variando a classe de concreto.....	52
Tabela 15 Resultados dos testes feitos com a sub-rotina VIG_T_FLE_COR.	55
Tabela 16 Fator γ_n utilizado para majorar o momento de projeto de marquises com determinadas espessuras.....	62
Tabela 17 Resultados dos testes realizados com a sub-rotina LAJ_NERVURADA.	69

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

cm - centímetros

DEC – Diagrama de Esforço Cortante

DMT – Diagrama de Momento Fletor

ELU – Estado Limite Último

GPa – Giga Pascal

m - metros

mm - milímetros

MPa – Mega Pascal

NBR – Norma Brasileira Regulamentadora

LISTA DE SIMBOLOGIA

- A_{cc} – área de concreto comprimido
 A_s – área de armadura longitudinal tracionado
 $A_{s,pele}$ – área de armadura de pele
 A'_s – área de armadura longitudinal comprimido
 A_{sw}/s – área de armadura transversal por unidade de comprimento
 b_f – largura da mesa colaborante
 b_n – largura da nervura
 b_w – largura da viga (alma)
 d – altura útil
 E_{ci} – módulo de elasticidade ou de deformação tangente inicial do concreto
 F_c – força resultante no concreto
 F_s – força resultante na armadura
 f_{cd} – resistência de cálculo à compressão do concreto
 f_{ck} – resistência característica à compressão característica
 $f_{ct,m}$ – resistência média à tração do concreto
 f_{ctd} – resistência de cálculo do concreto à tração direta
 $f_{ctk,inf}$ – resistência característica inferior do concreto à tração direta
 $f_{ctk,sup}$ – resistência característica superior do concreto à tração direta
 f_s – tensão na armadura de aço
 f_{yd} – resistência de cálculo ao escoamento do aço de armadura passiva
 f_{yk} – resistência característica ao escoamento do aço de armadura passiva
 h – altura da seção
 h_e – espessura fictícia
 h_f – altura da mesa
 M_d – momento fletor de cálculo
 M_{kx} – momento fletor característico na direção x
 M_{ky} – momento fletor característico na direção y
 M_{lim} – momento fletor limite
 sn_x – distância de eixo a eixo da nervura paralela a x
 sn_y – distância de eixo a eixo da nervura paralela a y
 T_{Rd2} – momento resistente de cálculo à torção, que representa o limite de resistência das diagonais comprimidas de concreto

T_{Rd3} – momento resistente de cálculo à torção, que representa o limite para a parcela resistida pelos estribos normais ao eixo da peça

T_{Rd4} – momento resistente de cálculo à torção, que representa o limite para a parcela resistida pelas barras longitudinais

T_{Sd} – momento torçor solicitante de cálculo

V_c – parcela de força cortante resistida por mecanismos complementares

V_{Rd1} – força cortante resistente de cálculo, relativa a elementos sem armadura para força cortante

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

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

V_{Sd} – força cortante solicitante de cálculo

V_{sw} – parcela de força cortante resistida pela armadura transversal

x – profundidade da linha neutra

y – distância reduzida da profundidade da linha neutra, para uso do diagrama retangular de compressão

z – braço de alavanca

σ_c – tensão no concreto

σ_{cd} – tensão de cálculo no concreto

ε_{cu} – deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura

ε_{c2} – deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico

ε_{yd} – deformação de cálculo de escoamento do aço

ε_c – deformação específica do concreto

ε_s – deformação específica do aço

ϕ_{agreg} – diâmetro do agregado

ϕ_l – diâmetro da barra longitudinal

ϕ_w – diâmetro da barra transversal (estribo)

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	Considerações iniciais	1
1.2	Objetivos	4
1.2.1	Geral.....	4
1.2.2	Específicos	4
1.3	Estrutura do trabalho	5
2	O CONCRETO ARMADO.....	6
2.1	Concreto	6
2.1.1	Resistência à compressão.....	6
2.1.2	Resistência característica à compressão (f_{ck})	6
2.1.3	Resistência à tração.....	7
2.1.4	Diagrama tensão-deformação.....	8
2.1.5	Módulo de elasticidade	9
2.1.6	Estádios do concreto	10
2.2	Aço.....	11
2.3	Concreto Armado.....	12
2.3.1	Domínios de deformação	13
2.4	Considerações Normativas e de Programa.....	14
2.4.1	Armaduras mínimas e máximas	14
2.4.2	Agregado graúdo	15
2.4.3	Espaçamentos mínimos entre barras.....	15
2.4.4	Ductilidade em vigas	16
2.4.5	Armadura de pele.....	16
3	VIGAS	17
3.1	Flexão.....	17
3.1.1	Equacionamento para armadura simples.....	20
3.1.2	Equacionamento para armadura dupla.....	23
3.1.3	Equacionamento para vigas de Seção T – Armadura simples	24
3.1.4	Equacionamento para vigas de Seção T – Armadura dupla.....	25
3.2	Esforço Cortante	26
3.2.1	Analogia de treliça de Mörsch – Treliça Clássica	26
3.2.2	Treliça generalizada de Mörsch.....	28
3.2.3	Modelo de Cálculo 1	29

3.2.4	Modelo de Cálculo 2.....	30
3.3	Torção	30
3.3.1	A Treliça Espacial.....	31
3.3.2	Dimensionamento à torção.....	31
3.4	Rotinas do Código Computacional.....	33
3.4.1	Dimensionamento utilizando a sub-rotina VIG_FLE.....	34
3.4.2	Dimensionamento utilizando a sub-rotina VIG_COR.....	36
3.4.3	Dimensionamento utilizando a sub-rotina VIG_FLE_COR.....	37
3.4.4	Dimensionamento utilizando a sub-rotina VIG_T_FLE.....	38
3.4.5	Dimensionamento utilizando a sub-rotina VIG_T_FLE_COR.....	39
3.4.6	Dimensionamento utilizando a sub-rotina VIG_COMPLETO.....	40
3.5	Limitações	43
3.6	Exemplos.....	44
3.6.1	Sub-rotina: VIG_FLE	44
3.6.2	Sub-rotina: VIG_COR	47
3.6.3	Sub-rotina: VIG_FLE_COR	50
3.6.4	Sub-rotina: VIG_T_FLE.....	51
3.6.5	Sub-rotina: VIG_T_FLE_COR	55
3.6.6	Sub-rotina: VIG_COMPLETO	56
4	LAJES	59
4.1	Considerações Importantes	59
4.2	Lajes Maciças	60
4.3	Lajes Nervuradas	60
4.4	Lajes em Balanço – Marquises.....	62
4.5	Rotinas do Código Computacional.....	62
4.5.1	Dimensionamento utilizando a sub-rotina LAJ_MACIÇA	63
4.5.2	Dimensionamento utilizando a sub-rotina LAJ_NERVURADA.....	64
4.5.3	Dimensionamento utilizando a sub-rotina LAJ_MARQUISE.....	65
4.6	Limitações	66
4.7	Exemplos.....	67
4.7.1	Sub-rotina: LAJ_MACIÇA	67
4.7.2	Sub-rotina: LAJ_NERVURADA	69
4.7.3	Sub-rotina: LAJ_MARQUISE	69
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	72
	REFERÊNCIAS	74

APÊNDICE A – Telas impressas do programa..... 75

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações iniciais

No intuito de proceder ao dimensionamento, as edificações são modeladas por sistemas estruturais. Geralmente, os sistemas estruturais são de concreto armado, estruturas metálicas ou estruturas de madeiras. O concreto protendido também é bastante utilizado, principalmente em construções de grande porte. No Brasil, o material mais difundido em construções, dos mais variados tipos, é o concreto armado.

Segundo Fusco (2008), o concreto armado, material constituído pela associação de concreto simples e armaduras, possui as vantagens decorrentes de suas características em face de outros materiais:

- Economia de construção: a maior parte de seu volume é composta pelos agregados graúdo e miúdo que são materiais com fácil disponibilidade;
- Resistência a agressões químicas do meio ambiente: pelo fato de usar materiais que são extraídos de rochas, seja por britagem ou por processos naturais erosivos (agregado miúdo), o produto final se assemelha a estas rochas naturais, possuindo características físico-químicas semelhantes;
- Resistência a agressões físicas do ambiente: é um material que resiste muito bem a choques e vibrações, sendo de elevado destaque sua resistência ao fogo.

O concreto armado é utilizado para a confecção de elementos estruturais. De acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2014), elementos estruturais são peças, geralmente com uma ou duas dimensões preponderante superior às demais (vigas, lajes, pilares, fundações), que compõem uma estrutura. O modo como são arrançados é chamado de sistema estrutural. A ABNT NBR 6118/2014 - Projeto de estruturas de concreto – Procedimento, define esses elementos. A definição dos elementos supracitados encontra-se a seguir.

A NBR 6118/2014 em seu item 14.1.1 define vigas como elementos lineares, nos quais os efeitos de flexão são preponderantes. Elementos lineares são aqueles em que o comprimento longitudinal supera em pelo menos três vezes a maior dimensão da seção transversal. As lajes são enquadradas em elementos de superfície dispostos no item 14.4.2 da NBR 6118/2014 classificadas como placas, pois possuem superfície plana com ações normais a seu plano.

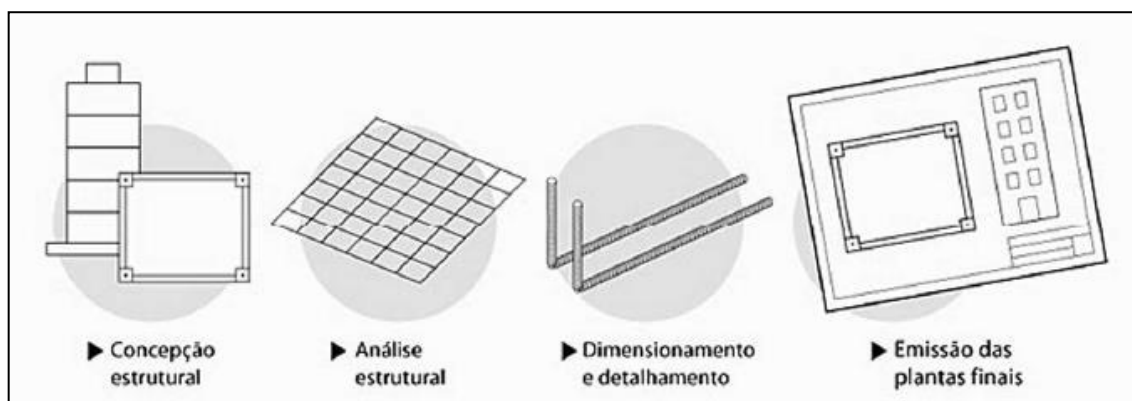
Após entender as definições dos elementos estruturais no sistema estrutural, torna-se necessário analisar a forma de trabalho desses elementos. Para tanto, lança-se mão da análise estrutural.

Com os avanços no campo da informática nas últimas décadas e, principalmente, dos anos 2000 até hoje, a Engenharia de Estruturas obteve um grande auxílio para resolução de problemas e na utilização de formulações com hipóteses mais elaboradas. Atualmente, todas as etapas presentes no projeto de um edifício, desde o lançamento de dados, passando pela análise estrutural, dimensionamento e detalhamento dos elementos até a impressão de desenhos, de alguma forma, são influenciadas pela rapidez e precisão que a informática proporciona (Kimura, 2007).

Assim, a informática alterou a forma como os conceitos de Engenharia são aplicados. Vale ressaltar, também, que ela não veio para substituir a Engenharia de Estruturas e sim para auxiliá-la, de modo que o engenheiro deve estar consciente das limitações e hipóteses adotadas em cada software utilizado, tendo a sensibilidade e percepção dos resultados obtidos pelos mesmos.

Um projeto estrutural (Figura 1) é composto basicamente de quatro grandes etapas:

- a) Concepção estrutural: consiste em modelar a estrutura, definir os materiais a serem empregados, pré-dimensionar os elementos, bem como definir as ações que atuarão sobre a estrutura;
- b) Análise estrutural: os efeitos das ações ou cargas sobre a estrutura são calculados, obtendo deslocamentos e esforços em cada elemento estrutural por meio de um modelo que simulará a estrutura real;
- c) Dimensionamento e detalhamento: as seções e armaduras são dimensionadas e detalhadas para todos os elementos estruturais com os resultados advindos da análise estrutural. Deve ser verificada posteriormente, pois alguns softwares fazem considerações que podem destoar daquelas requeridas;
- d) Emissão de plantas: elaboração de desenhos que devem conter especificações claras e específicas de como executar a estrutura na obra, além dos quantitativos de materiais utilizados.

Figura 1 Etapas de um projeto estrutural.

Fonte: Kimura, 2007.

Este trabalho versará sobre etapa de dimensionamento e um simples detalhamento das armaduras de aço. A justificativa para a abordagem computacional é que o concreto, por ser um material heterogêneo (mistura de agregado graúdo, miúdo, aglomerante, água e aditivos) e que, quando solicitado, apresenta formação de fissuras em sua seção, não apresenta proporcionalidade entre tensões e deformações, caracterizando-se a não linearidade física do elemento estrutural a ser dimensionado.

Deve-se observar, também, que o dimensionamento, por si só, é um processo iterativo. Tomando como exemplo uma viga solicitada por um momento fletor. Ao se dimensionar (seção transversal e armaduras), primeiramente se adota uma seção como ponto de partida. O próximo passo é adotar uma altura útil, que nada mais é que a distância da fibra mais comprimida da seção até o centro geométrico das armaduras. Ora, como proceder deste modo, se o que é necessário para se iniciar o cálculo do dimensionamento é diretamente dependente daquilo que se quer dimensionar? Como maneira de contornar esta situação, o programa desenvolvido adota um valor para a altura útil de 90% da altura da seção, e o prossegue no cálculo até encontrar a área necessária e escolha das bitolas de aço. Com isso pode-se assim saber a altura útil real da seção. No cálculo manual, se a diferença entre a altura útil adotada no início do dimensionamento e a obtida ao fim dele for menor que 10%, esta diferença é considerada aceitável. O desenvolvimento de um código computacional possibilita que estes cálculos exaustivos (para o homem) sejam executados pela máquina (processador), através de um software. Desta forma, o dimensionamento da seção é realizado de forma iterativa, até a obtenção do valor exato da altura útil e, conseqüentemente, da área de aço.

Outra justificativa é que o ganho de tempo ao se utilizar um código computacional é algo evidente. Embora existam inúmeras tabelas com fórmulas adimensionais, cujos dados de entrada são apenas momento de projeto, características da seção e classe do concreto, elas limitam a visão do usuário do processo como um todo. Há tabelas que não informam, por exemplo, as deformações do concreto e do aço, tornando sua aplicação mera “substituição de números em uma equação”. Um software adequado fornece, em poucos milésimos de segundos, todas as informações do dimensionamento: Tensões resistentes e solicitantes, posição e inclinação da linha neutra, deformações dos materiais e seu domínio de trabalho além, claro, o dimensionamento das armaduras.

A união de concreto simples com barras de aço tornou possível a utilização de peças mais esbeltas e seguras com o passar dos anos. Embora esses materiais se complementem entre si, possuem comportamentos diferenciados quando diante de certas solicitações. Então, para o dimensionamento dos elementos estruturais, existem mais incógnitas que equações advindas do equilíbrio de momentos, forças e tensões. Diante desse fato as soluções só são possíveis mediante iterações com adoções de valores iniciais, sendo muito trabalhoso um procedimento de cálculo preciso de forma manual.

1.2 Objetivos

1.2.1 Geral

Elaborar uma rotina de cálculo utilizando uma linguagem de programação, no caso o FORTRAN, capaz de resolver as equações de equilíbrio das seções de vigas e lajes, tendo como resultado o dimensionamento das armaduras dos elementos estruturais supracitados seguindo as proposições normativas padrão ABNT NBR 6118/2014 e levando em consideração a altura útil exata da seção.

1.2.2 Específicos

- a) Dimensionar armaduras de vigas, tanto seção retangular quanto seção T, estando submetidas à flexão, ao esforço cortante separadamente, à flexão e ao esforço cortante, combinados, além do dimensionamento completo englobando os esforços de flexão, cisalhamento e torção;

- b) Dimensionar armaduras positivas de lajes submetidas à flexão e verificação ao esforço cortante levando em conta as orientações normativas. As lajes passíveis deste dimensionamento são as maciças, as nervuradas e as em balanço;
- c) Detalhar simplificadamente, por escrito, as armaduras dimensionadas, assim como espaçamentos entre as mesmas;
- d) Desenvolver uma ferramenta computacional de fácil manuseio para discentes de cursos de graduação e de pós-graduação, que permita o dimensionamento e detalhamento de elementos de concreto armado, já citados, com rapidez e precisão.

1.3 Estrutura do trabalho

Este trabalho é composto por cinco capítulos. No Capítulo 2 disserta-se acerca dos materiais, que são utilizados para confecção do concreto armado (o concreto e o aço), e suas propriedades. Apresentam-se também as disposições normativas referentes a estes materiais, além das vantagens e desvantagens do concreto armado.

No Capítulo 3 discorre-se acerca do dimensionamento do elemento estrutural viga. Abordam-se considerações teóricas da literatura acerca da flexão, do cisalhamento e da torção, além do procedimento do dimensionamento para cada um destes esforços. Ao final, apresenta as sub-rotinas e suas metodologias para o dimensionamento automático. Também se citam as limitações de cálculos, por parte do programa, e apresentam-se vários exemplos resolvidos, além de comparações para confirmar indicações da literatura e validar o código desenvolvido.

No Capítulo 4 discute-se o elemento estrutural laje. Adentra-se na fundamentação teórica do dimensionamento à flexão e as verificações em relação ao cisalhamento. Apresentam-se as sub-rotinas e suas metodologias para o dimensionamento automático. Analogamente ao Capítulo 3, são listadas as limitações de cálculo para estas sub-rotinas e exemplos de lajes são resolvidos com auxílio do programa elaborado.

No Capítulo 5 apresentam-se as conclusões acerca do trabalho e colocam-se as sugestões de continuidade tanto do ponto de vista de interface com o usuário como de diversidade nas opções referentes ao dimensionamento e a solução das limitações apresentadas.

2 O CONCRETO ARMADO

Segundo Pfeil (1978) o concreto armado é um material de construção misto, formado pela associação do concreto com armações de aço, em geral sob a forma de vergalhões com várias opções de diâmetro. Os itens a seguir abordam as definições, características, propriedades e disposições normativas destes materiais.

2.1 Concreto

O concreto simples é a associação de cimento, agregado (miúdo e graúdo) e água. Como resultado desta mistura tem-se os seguintes produtos: a pasta (cimento e água), a argamassa (pasta e agregado miúdo) e, por fim, o concreto (argamassa e agregado graúdo). Araújo (2014) destaca também, a possibilidade de uso de aditivos químicos e adições minerais com intuito de melhorar algumas propriedades do concreto.

Nas construções convencionais, os concretos se apresentam com resistências à compressão em torno de 20 a 40 MPa. O concreto simples possui uma baixa resistência à tração. A ABNT NBR 6118/2014 acrescentou, em relação à versão anterior (2007), mais classes de resistências para o concreto simples contemplando a classe C20 até a C90 (20 a 90 MPa de resistência à compressão). Concretos da classe C50 em diante são denominados de concretos de alto desempenho (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2014).

2.1.1 Resistência à compressão

O maior interesse no concreto está nas suas características mecânicas, ou seja, suas resistências à tração e a compressão. A resistência à compressão é definida a partir de ensaio de curta duração em corpos de prova em laboratório por compressão centrada. Neste ensaio também é possível determinar o módulo de elasticidade longitudinal. A seguir, definem-se algumas resistências características do concreto importantes para o dimensionamento de estruturas.

2.1.2 Resistência característica à compressão (f_{ck})

Ao realizar certo número de ensaios com corpos de prova de concreto, percebe-se que os resultados começam a se dispersar, não refletindo a verdadeira qualidade do concreto. Estes valores se dispersam por fatores de natureza aleatória tais como a falta de homogeneidade da mistura e os diferentes graus de compactação na hora da moldagem dos corpos de prova. Para se obter valores plausíveis e confiáveis para dimensionamento, lança-se mão da Teoria das Probabilidades, normalizando os resultados através de uma curva Gaussiana. Disto, vem o conceito de resistência característica à compressão do concreto aos 28 dias (f_{ck}). Essa resistência não usa apenas a média das cargas de ruptura, mas também o desvio padrão da série de valores, por meio do coeficiente de variação. Assim este valor representa probabilidade de que 95% dos resultados de resistência das amostras estão acima da resistência característica. A norma NBR 6118/2014, em seu item 8.2.1 baseado na NBR 8953, divide o concreto em classes de acordo com suas resistências características de acordo com a Tabela 1 relacionando com os módulos de elasticidade (ver item 2.1.5).

Tabela 1 Classes de resistência característica à compressão do concreto

Classes de Resistência	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C70	C80	C90
-------------------------------	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----

Fonte: ABNT NBR 6118, 2014.

2.1.3 Resistência à tração

Outra resistência importante do concreto é a resistência à tração. Embora seja relativamente baixa e desprezada, com o objetivo de se estar a favor da segurança, em alguns casos ela é importante, como em elementos não armados submetidos a tensões cisalhantes (por exemplo, lajes maciças que não possuem estribos). Os ensaios feitos para aferição de tal resistência são o de tração direta, compressão diametral e tração na flexão. No item 8.2.5 da NBR 6118/2014 permite-se a adoção de valores na falta de ensaios específicos de resistência à tração do concreto. Para tanto se utilizam a resistência média à tração do concreto ($f_{ct,m}$) e as resistências características à tração inferior e superior do concreto, $f_{ctk,inf}$ e $f_{ctk,sup}$, respectivamente. As Equações (1) e (2) são fornecidas pela norma.

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \times f_{ct,m} \quad (1)$$

$$f_{ctk,sup} = 1,3 \times f_{ct,m} \quad (2)$$

Para concretos de classes até C50:

$$f_{ct,m} = 0,3 \times f_{ck}^{2/3} \quad (3)$$

Para concretos de classes C55 até C90:

$$f_{ct,m} = 2,12 \times \ln(1 + 0,11 \times f_{ck}) \quad (4)$$

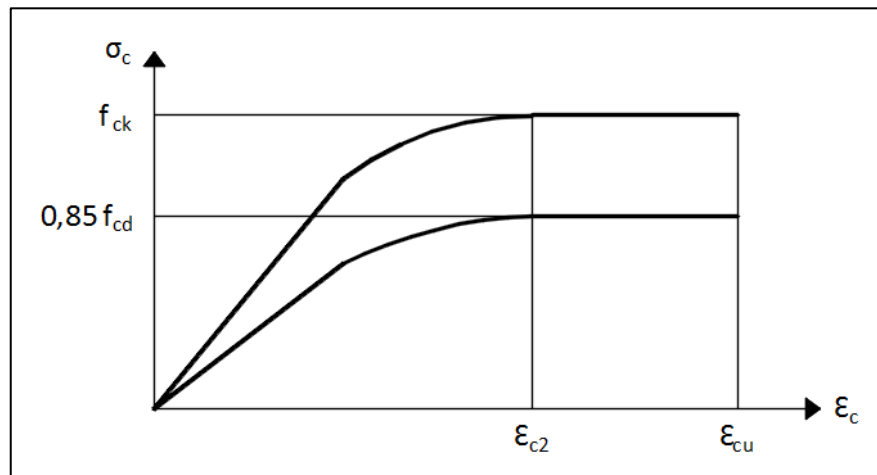
As resistências anteriores são expressas em megapascal (MPa).

2.1.4 Diagrama tensão-deformação

Em seu item 8.2.10.1, a NBR 6118/2014, permite o emprego do diagrama tensão-deformação (Figura 2) para análises no Estado Limite Último (ELU). A relação entre tensão e deformação no trecho parabólico é dada pela Equação (5).

$$\sigma_{cd} = 0,85 \times f_{cd} \times \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad (5)$$

Figura 2 Diagrama tensão-deformação do concreto na compressão



Fonte: ABNT NBR 6118, 2014.

Onde:

f_{cd} é a resistência à compressão de projeto do concreto definido pela razão de f_{ck}/γ_c , sendo γ_c o coeficiente de minoração da resistência do concreto ($\gamma_c=1,4$);

ε_{cu} é a deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura;

ε_{c2} é a deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico.

Para concretos de classes até C50:

$$\varepsilon_{c2} = 2,0\text{‰}$$

$$\varepsilon_{cu} = 3,5\text{‰}$$

$$n = 2$$

Para concretos de classes de C55 até C90:

$$\varepsilon_{c2} = 2,0\text{‰} + 0,085\text{‰} \times (f_{ck} - 50)^{0,53} \quad (6)$$

$$\varepsilon_{cu} = 2,6\text{‰} + 35\text{‰} \times [(90 - f_{ck})/100]^4 \quad (7)$$

$$n = 1,4 + 23,4 \times [(90 - f_{ck})/100]^4 \quad (8)$$

2.1.5 Módulo de elasticidade

De acordo com Araújo (2014), o módulo de elasticidade longitudinal (E) é a grandeza mecânica que indica a rigidez de um material sólido. É obtido pela razão entre tensão e deformação normais. Os principais módulos de elasticidade longitudinais do concreto são o tangente e o secante. O módulo de elasticidade tangente é o módulo inicial (E_{ci}), tal grandeza é normalizada para as classes até C50 pela Equação (9) e da C55 a C90 pela Equação (10):

$$E_{ci} = \alpha_E \times 5600 \times \sqrt{f_{ck}} \quad (9)$$

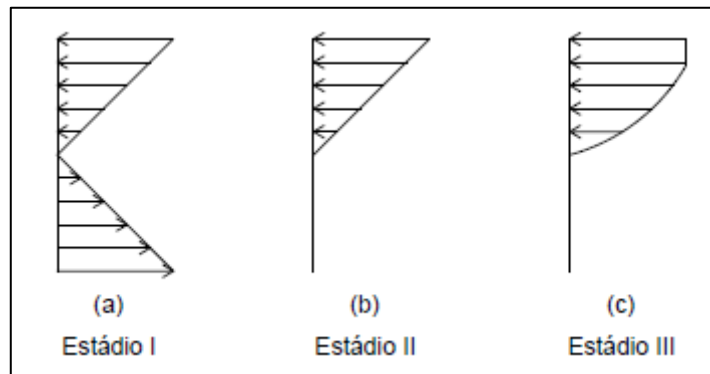
$$E_{ci} = 21,5 \times 10^3 \times \alpha_E \times \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25 \right)^{1/3} \quad (10)$$

O coeficiente α_E faz referência ao tipo (natureza) do agregado utilizado na confecção do concreto estrutural. Assume o valor de 1,2 para basalto e diabásio; 1,0 para granito e gnaisse; 0,9 para calcário e 0,7 para arenito. A inclusão destes valores ocorreu na nova versão da norma pelo fato do Brasil ser um país continental e possuir abundância de um determinado material em certa região e escassez em outras.

2.1.6 Estádios do concreto

Os estádios do concreto caracterizam a evolução das tensões em um elemento estrutural. Para tanto, pode-se analisar como a seção central de uma viga se comportaria ao ser solicitada por um momento fletor de valor crescente. Este desenvolvimento é conhecido na literatura como Estádios de tensões (Figura 3), a saber, (MADUREIRA, 2015):

Figura 3 Diagramas de tensões em seus respectivos Estádios



Fonte: Madureira, 2015.

- Estádio I: refere-se ao início da solicitação. O nível de tensões ainda é baixo (Figura 3a) estando o concreto, ainda, contribuindo com sua resistência à tração para seção. Não é a situação ideal, pois a zona comprimida está ociosa. Se a seção fosse dimensionada neste momento, as peças possuiriam uma seção de elevada robustez. A relação entre tensões e deformações é linear.
- Estádio II: com mais um incremento da solicitação, as tensões (Figura 3b) na região abaixo da linha neutra superam os valores característicos da resistência à tração do concreto, passando este a trabalhar fissurado, não resistindo aos esforços de tração, assim tal responsabilidade fica integralmente para o aço. Na parte comprimida a tensão continua variando linearmente.
- Estádio III: com a solicitação atingindo o limite de resistência do concreto, ou seja, a seção está na iminente ruptura. A fibra mais comprimida do concreto começa a se plastificar a partir da deformação específica ε_{c2} atingindo sem aumento de tensão, a deformação última ε_{cu} . O diagrama de tensões é o parábola-retângulo apresentado na Figura 3c. A peça está muito fissurada, com a região comprimida muito pequena devido à diminuição da profundidade da linha neutra. O dimensionamento das

estruturas de concreto armado é feito para esta condição (ELU), pois as estruturas devem resistir de forma econômica aos esforços sem chegar ao colapso.

2.2 Aço

O aço é uma liga de ferro e carbono em que o teor de carbono varia desde 0,008% até 2,11% (PFEIL, 2015). As barras e fios utilizados em estruturas de concreto armado atendidos neste trabalho, o CA-50 e o CA-60, normalmente, possuem teores de carbono entre 0,08% e 0,50%. Suas principais características são obtidas por meio de ensaios de tração, nos quais se observa a resistência característica de escoamento e sua correspondente deformação de escoamento, além da deformação na ruptura.

Tabela 2 Propriedades mecânicas dos aços

Aço	f_{yk} (MPa)	f_{yd} (MPa)	ϵ_{yd} (%)
CA 50	500	435	0,207
CA 60	600	522	0,248

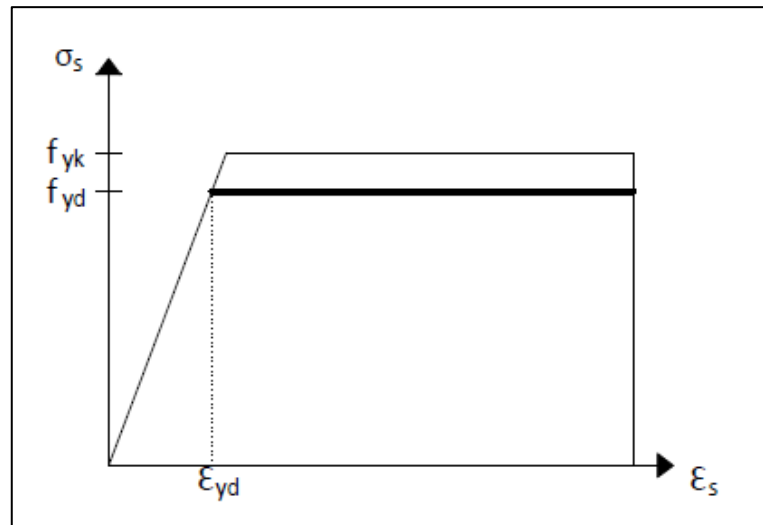
Fonte: Carvalho e Figueiredo Filho, 2014.

A resistência característica de escoamento do aço (f_{yk}) é a máxima tensão que a armadura suporta antes que comece a se deformar sem acréscimo de tensão. A tensão de escoamento de projeto é aquela resultante da minoração da tensão característica de escoamento através do coeficiente de segurança do aço (γ_s), que vale 1,15. A seguir algumas características mecânicas dos aços utilizados neste trabalho. A Figura 4 mostra o diagrama tensão-deformação, segundo a NBR 6118/2014, para aços que atuam passivamente na estrutura. É válido para temperaturas entre -20°C e 150°C.

O módulo de elasticidade longitudinal do aço é definido pela NBR 6118/2014 em seu item 8.3.5, para o caso de não haver possibilidade de ensaio ou indicação do fabricante, devendo ser adotado o valor de 210 GPa.

As barras de aço são encontradas em vários diâmetros, popularmente conhecidas por bitolas. As utilizadas neste trabalho encontram-se na Tabela 3.

Figura 4 Diagrama tensão-deformação do aço



Fonte: ABNT NBR 6118, 2014.

Tabela 3 Diâmetros nominais em mm e pol com as respectivas áreas por bitola

Diâmetro (mm)	Diâmetro (pol)	Área (cm ²)
5.0	1/5"	0,19635
6.3	1/4"	0,31172
8.0	5/16"	0,50265
10.0	3/8"	0,78540
12.5	1/2"	1,22718
16.0	5/8"	2,01062
20.0	3/4"	3,14159
25.0	1"	4,90874
32.0	1 1/4"	8,04248

Fonte: Autor, 2016.

2.3 Concreto Armado

A associação entre o concreto simples e o aço, na forma de armaduras passivas, citados nos itens 2.1 e 2.2, formam o concreto armado, de tal modo que os dois resistam solidariamente aos esforços solicitantes (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2014).

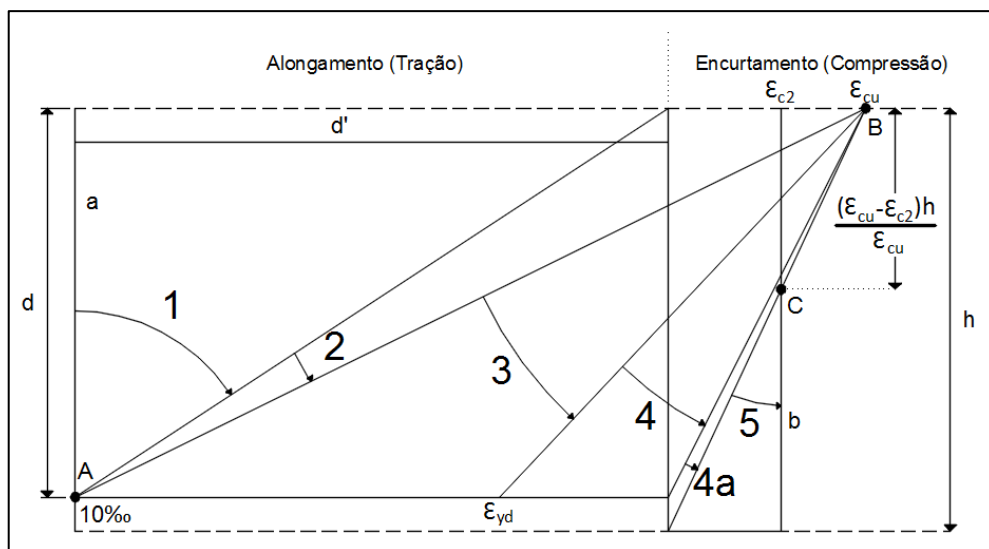
As vantagens do concreto armado, de acordo com Fusco (2008), é por proporcionar uma economia à construção, ser um material resistente a agressões químicas do meio ambiente e se adaptar a qualquer forma da construção permitindo dispor armaduras nas direções dos fluxos de esforços solicitantes.

As desvantagens elencadas por Carvalho e Figueiredo Filho (2014) são elementos com dimensões superiores às do aço, fazendo com que seu peso específico ($\sim 25 \text{ kN/m}^3$) torne elevado o peso próprio da estrutura fazendo com que haja limitação de vãos e dimensões para atender ao quesito de economia. Outro ponto negativo é a necessidade de formas para moldagem das peças estruturas, o que pode tornar o custo ser bem mais oneroso a depender da ousadia do projeto arquitetônico.

2.3.1 Domínios de deformação

A ruína de uma seção de concreto armado para qualquer tipo de flexão no ELU é caracterizada pelas deformações específicas dos seus materiais (ϵ_c e ϵ_s) quando estas atingem (uma delas ou ambas) as deformações últimas. Dependendo da solicitação atuante na seção, os materiais podem ter inúmeros valores para as deformações. A NBR 6118/2014 apresenta (Figura 5) as diversas possibilidades de ruína da seção. Tal figura, que é genérica servindo para todos os concretos utilizados neste trabalho, remete-se a uma seção retangular com armadura simples e indica a existência de seis domínios de deformação (CARVALHO, FIGUEIREDO FILHO, 2014).

Figura 5 Domínios de deformação do concreto



Fonte: ABNT NBR 6118, 2014.

A distância “h” refere-se à altura total da seção reta. Já “d” é chamada de altura útil e nada mais é que a distância do centro de gravidade da armadura longitudinal tracionada até a

fibra mais comprimida de concreto. Já ϵ_{c2} e ϵ_{cu} são, respectivamente, deformações específicas de encurtamento do concreto, no início do patamar plástico e na ruptura definidos no item 2.1.4. Por fim, ϵ_{yd} é a deformação específica de escoamento de projeto do aço definida no item 2.2, na Tabela 2.

Os domínios 1 e 2 definem uma ruptura convencional por deformação plástica excessiva da armadura. A reta “a” também faz parte desse tipo de ruptura e é caracterizada por uma tração uniforme; domínio 1 por uma tração não uniforme, sem compressão e o domínio 2 por uma flexão simples ou composta sem ruptura à compressão do concreto (ABNT NBR 6118, 2014).

Dos domínios 3 ao 5 define-se uma ruptura convencional pelo encurtamento-limite do concreto. O domínio 3 é caracterizado pela flexão simples ou composta com ruptura à compressão do concreto e com o escoamento do aço; o domínio 4 pela flexão simples ou composta com ruptura do concreto sem escoamento do aço (ainda que este esteja tracionado); o domínio 4a pela flexão composta com armaduras comprimidas; o domínio 5 pela compressão não uniforme, sem tração e, para este tipo de ruptura convencional, a reta “b” que caracteriza uma compressão uniforme na seção (ABNT NBR 6118, 2014).

Neste trabalho, para as rupturas supracitadas, devido as solicitações e elementos abordados, serão utilizados apenas os domínios 2 e 3 e, por imposição de geometria do elemento, o domínio 4. Utiliza-se um artifício, denominado de armadura dupla, ou de compressão, para se retirar a peça do domínio 4 e leva-la ao 3. Tal procedimento será abordado nos itens 3.1.2 e 3.1.4. Este trabalho não considera a flexão composta, pois este fato é comum em elementos, que não são tema deste trabalho, protendidos ou pilares solicitados à flexo-compressão.

2.4 Considerações Normativas e do Programa

2.4.1 Armaduras mínimas e máximas

A norma prescreve indicações no que se refere à quantidade de armadura, seja para resistência aos esforços normais ou cisalhantes. De acordo com Pfeil (1978) a armadura mínima deve ser adotada para assegurar a não ruptura frágil (brusca) das seções quando a resistência à tração do concreto for vencida. Carvalho e Pinheiro (2003) afirmam que os valores máximos são indicados para garantir a ductilidade das seções e para respeitar o campo de validade dos ensaios executados que nortearam as normas.

As taxas mínimas de armaduras para vigas encontram-se no item 17.3.5.2.1 da NBR 6118/2014, na Tabela 17.3 e diz respeito ao uso de aço CA-50. Neste trabalho também foi implementada a utilização do aço CA-60. Para as lajes, maciças e nervuradas, se utiliza a mesma tabela, sendo que para a armadura positiva, o valor mínimo da área de aço é multiplicado por 0,67. Para a laje em balanço, segue-se o mesmo procedimento de vigas.

As áreas máximas de armadura foram retiradas do item 17.3.5.2.4, adotando o máximo de 4% da área de concreto, computando a soma das armaduras de tração e de compressão da seção. Isso será válido tanto para as vigas quanto para as lajes.

2.4.2 Agregado graúdo

O trabalho utiliza quatro tipos de britas, sendo da brita 0 a brita 3. O que diferencia cada uma delas é o diâmetro máximo (ϕ_{agreg}). Na brita 0 tem-se diâmetro de 9 mm, na brita 1, 19 mm; brita 2, 25 mm; e brita 3, 32 mm.

2.4.3 Espaçamentos mínimos entre barras

No item 18.3.2 da NBR 6118/2014, que trata de armadura longitudinal de flexão de vigas, encontram-se expostos os espaçamentos mínimos livres, Equações (11) e (12), tanto na horizontal (a_h) quanto na vertical (a_v), para estas barras.

$$a_h \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \phi_l \\ 1,2 \times \phi_{agreg} \end{cases} \quad (11)$$

$$a_v \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \phi_l \\ 0,5 \times \phi_{agreg} \end{cases} \quad (12)$$

Onde:

ϕ_l é o diâmetro da armadura longitudinal em milímetros;

ϕ_{agreg} é o diâmetro do agregado utilizado na confecção do concreto.

Por questões construtivas, referentes ao processo de adensamento do concreto, convém adotar um espaçamento horizontal mínimo nas armaduras que estão na parte comprimida do elemento, sejam armadura construtiva ou de compressão. Tal valor deve ser suficiente para permitir a passagem do vibrador entre as ferragens. Neste trabalho o valor utilizado foi de 5 cm.

2.4.4 Ductilidade em vigas

A NBR 6118/2014 em seu item 17.2.3, afirma a necessidade de se garantir boas condições de ductilidade no ELU ao se respeitar os limites da posição da linha neutra adotados no item 14.6.4.3, e quando preciso adotar armadura de compressão. Os limites da posição da linha neutra são os seguintes:

$$x/d \leq 0,45, \text{ para concretos com } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (13)$$

$$x/d \leq 0,35, \text{ para concretos com } 50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \quad (14)$$

Onde:

x é a profundidade da linha neutra, distância entre a linha neutra e a fibra mais comprimida do concreto;

d é a altura útil, distância entre o centro de gravidade das armadura e a fibra mais comprimida do concreto.

A relação entre a profundidade da linha neutra e a altura útil será simbolizada, neste trabalho, pela letra grega ξ (ξ). Quando esta relação encontrar-se nos limites definidos nas Equações (13) e (14), o símbolo passa a ser ξ_{lim} .

2.4.5 Armadura de pele

Segundo texto do item 17.3.5.2.3 da NBR 6118/2014, a armadura de pele deve ser utilizada para vigas com mais de 60 cm. O valor desta armadura deve ser de no mínimo 0,10% da área da alma de cada viga, por face. Este valor não deve ultrapassar 5 cm²/m. O espaçamento máximo entre essas armaduras laterais (ou seja, espaçamento máximo na vertical) é de 20 cm. O objetivo desta armadura é atenuar a fissuração.

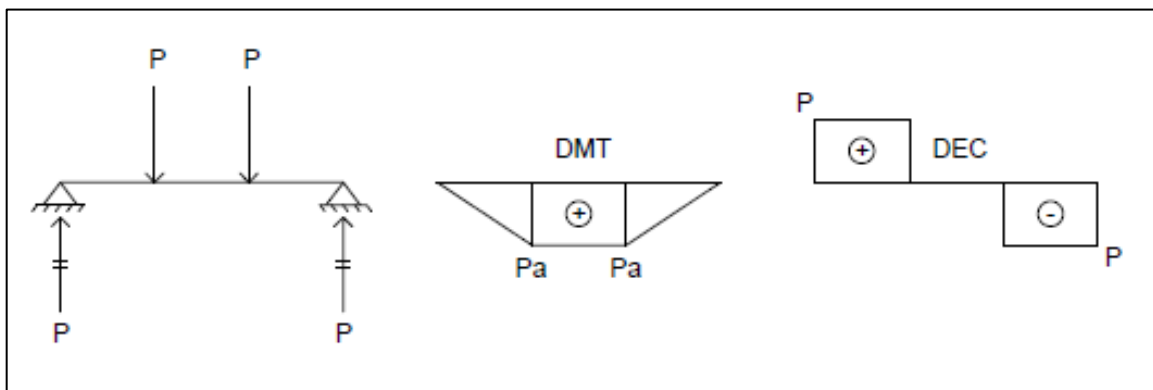
3 VIGAS

3.1 Flexão

O dimensionamento das estruturas de concreto armado é feito no Estado Limite Último de ruína, onde as deformações impostas aos materiais são as suas deformações últimas, tendo assim a possibilidade de ruína, seja pela ruptura do concreto comprimido, seja pela deformação excessiva do aço. Deve-se assegurar que somente nas solicitações de cálculo (ou projeto, geralmente com índice “d” do inglês “*design*”) é que os materiais podem alcançar a ruína. Para isso as solicitações características são majoradas com um coeficiente de segurança ($\gamma_f = 1,4$) e as resistências são minoradas com $\gamma_c = 1,4$, para o concreto, e $\gamma_s = 1,15$, para o aço.

O tipo de flexão que é abordado para o dimensionamento das vigas é a flexão normal simples. É flexão normal, pois as solicitações ou sua resultante são perpendiculares à linha neutra, ou do conceito advindo da resistência dos materiais quando as solicitações ou sua resultante atua num plano principal de inércia. A flexão também é simples porque não há a atuação de força normal aplicada na seção transversal. Por fim, considera-se uma flexão pura, que é um caso particular de flexão no qual não há a atuação de esforço cortante na seção mais solicitada à flexão (Figura 6).

Figura 6 Viga simplesmente apoiada - Hipótese de carregamento e diagramas (DMT - Momento Fletor e DEC - Esforço Cortante)



Fonte: Carvalho e Figueiredo Filho, 2014.

A norma ABNT NBR 6118/2014, no item 17.2.2, indica as hipóteses básicas para o dimensionamento (análise dos esforços resistentes) para elementos de viga que estão elencadas a seguir, segundo Araújo (2014):

- a) Seções planas: seções planas e normais ao eixo médio da seção reta permanecem planas, normais ao eixo médio e inalteradas em seu comprimento, após a deformação. Como consequência disto, tem-se a distribuição linear das deformações ao longo da altura da seção transversal (Figura 7b).
- b) Aderência perfeita entre aço e concreto: a deformação das barras (passivas) de aço deve ser a mesma do concreto em seu entorno. Assim é possível saber as deformações ao longo da seção transversal pela hipótese descrita na alínea “a”.
- c) A resistência do concreto às tensões de tração, normais a seção transversal, deve ser desprezada no ELU. É importante salientar que esta hipótese, por segurança, apenas despreza a contribuição de resistência à tração do concreto, com isso não se está dizendo que o concreto não resiste às tensões de compressão.
- d) A distribuição de tensões no concreto é feita a partir do diagrama parábola-retângulo (Figura 2);
- e) O diagrama de tensão-deformação do aço (Figura 4) deve ser utilizado para obtenção das tensões nas armaduras;
- f) O ELU é definido quando as deformações na seção transversal estiverem contidas em um dos domínios da Figura 5.

Segundo Fusco (2008), a teoria de flexão do concreto estrutural é válida para seções transversais distintas, e submetidas a qualquer sollicitação normal. Tal teoria continua válida mesmo quando as sollicitações normais estão combinadas com as tangenciais.

Para o dimensionamento das seções, admite-se que a distribuição das tensões no concreto seja definida pelo diagrama parábola-retângulo, apresentado nas Figura 2 e Figura 7c. A NBR 6118/2014 permite o uso de um diagrama retangular (Figura 7d) com altura y , de valor igual λx . O parâmetro λ é dependente da classe de concreto, de acordo com as Equações (15) e (16). A utilização deste último diagrama simplifica, segundo Araújo (2014), sensivelmente as equações de dimensionamento (sendo aplicado neste trabalho) tendo, inclusive, resultados muito próximos daqueles que seriam feitos com o diagrama parábola-retângulo.

$$\lambda = 0,8 \text{ para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (15)$$

$$\lambda = 0,8 - \frac{(f_{ck} - 50)}{400} \text{ para } f_{ck} \geq 50 \text{ MPa} \quad (16)$$

Já a o parâmetro α_c , utilizado para obtenção da tensão atuante no diagrama retangular também depende da classe do concreto, sendo definido pelas Equações (17) e (18).

$$\alpha_c = 0,85 \text{ para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (17)$$

$$\alpha_c = 0,85 \times \left[1 - \left(\frac{f_{ck} - 50}{200} \right) \right] \text{ para } f_{ck} \geq 50 \text{ MPa} \quad (18)$$

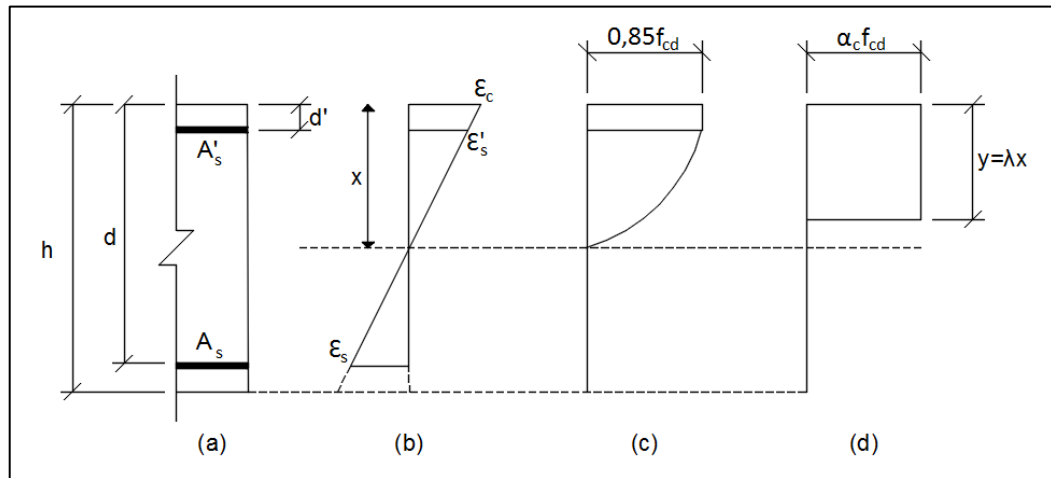
A tensão no concreto é obtida através das Equações (19) e (20) que, respectivamente, são para o caso onde a largura da seção, medida paralelamente à linha neutra, aumenta ou se mantém constante, a partir desta para a borda comprimida; e em caso contrário, quando a largura diminui. Este trabalho aborda apenas a primeira situação.

$$\sigma_c = \alpha_c \times f_{cd} \quad (19)$$

$$\sigma_c = 0,9 \times \alpha_c \times f_{cd} \quad (20)$$

O interessante é que o parâmetro α_c reduz a tensão do concreto, reduzindo o valor de f_{cd} , valor este que já foi reduzido pelo coeficiente de segurança ($\gamma_c=1,4$). Carvalho e Figueiredo Filho (2014) explicam tal motivo. Primeiramente, pelo fato das dimensões dos corpos de prova utilizados nos ensaios, de obtenção do f_{ck} , não respeitarem o Princípio de Saint-Venant, que diz que uma ação só é sentida em seções cuja distância da seção de aplicação seja, no máximo, igual à menor dimensão desta última. Em segundo lugar devido à forma de execução dos ensaios. As cargas são aplicadas de forma rápida, em relação às cargas aplicadas na estrutura real, sendo os resultados das resistências maiores que a realidade (Efeito Rüsck). Por fim, o terceiro motivo é o ganho de resistência do concreto após os 28 dias (data a qual é obtido o f_{ck}). Os dois primeiros motivos minoram e o último majora o parâmetro α_c .

Figura 7 Diagramas de tensões e deformações em concretos de qualquer classe (ELU). (a) Vista lateral da seção, (b) deformações, (c) diagrama de tensões parábola-retângulo e (d) diagrama de tensões retangular simplificado.



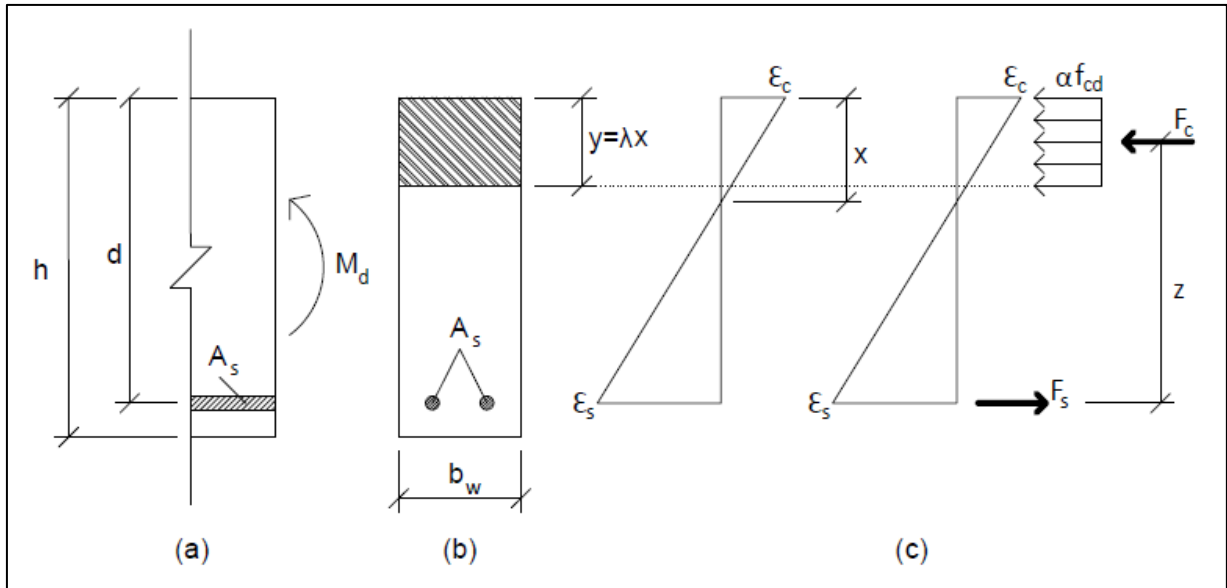
Fonte: Carvalho e Figueiredo Filho, 2014.

3.1.1 Equacionamento para armadura simples

Analisando a Figura 8, o equacionamento para obtenção da armadura se dá pelo equilíbrio da seção em relação às forças horizontais (normais à seção) e dos momentos. Ao se aplicar um momento na seção surgem tensões normais no elemento estrutural, parte fica comprimida e parte tracionada. Como já citado no item 2.1.3, a resistência à tração do concreto é desprezada. O que contribui para a resistência da seção é a área de aço, cuja resultante de tensão é F_s . No concreto comprimido surge uma resultante da tensão de compressão ao longo da largura dada por F_c . Para o equilíbrio da seção, é fácil perceber que F_c deve ser igual a F_s (Equação (21)).

$$F_s = F_c \quad (21)$$

Figura 8 Diagrama de tensões no concreto (ELU). (a) Vista lateral; (b) Vista frontal e (c) deformações possíveis.



Fonte: Adaptado de Carvalho e Figueiredo Filho, 2014

A distância entre essas forças gera um momento resistente. A referida distância é denominada como braço de alavanca (z), definida pela Equação (22):

$$z = d - 0,5 \times \lambda \times x \quad (22)$$

E os momentos são:

$$M_d = F_c \times z \quad (23)$$

$$M_d = F_s \times z \quad (24)$$

Como o que se deseja obter é a armadura e a tensão conhecida é apenas no concreto, faz-se o equilíbrio de momentos em relação ao centro de gravidade da armadura e, assim integra-se a tensão de compressão no concreto, Equação (25), obtendo uma resultante de força que vale (Equação (27)):

$$F_c = \sigma_c \times A_{cc} \quad (25)$$

Onde:

σ_c é a tensão de compressão no concreto definida pela Equação (19);

A_{cc} é a área de concreto comprimido definido pela Equação (26);

$$A_{cc} = b_w \times (\lambda \times x) \quad (26)$$

Onde:

x é a profundidade da linha neutra em relação a fibra mais comprimida.

Então, substituindo na Equação (25) pelas Equações (19) e (26), tem-se que:

$$F_c = (\alpha_c \times f_{cd}) \times b_w \times (\lambda \times x) \quad (27)$$

Agora, definidos F_c (Equação (27)) e z (Equação (22)), substituindo-os na Equação (23), tem-se o momento da força de compressão no concreto em relação ao centro de gravidade das armaduras pela Equação (28), reorganizada na Equação (29).

$$M_d = b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times \lambda \times x \times (d - 0,5 \times \lambda \times x) \quad (28)$$

$$M_d = (\lambda \times x \times d - 0,5 \times \lambda^2 \times x^2) \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \quad (29)$$

Assim, é possível encontrar a posição da linha neutra através da Equação (30):

$$x = \frac{d \pm \sqrt{d^2 - 2 * \left(\frac{M_d}{b_w \times \alpha_c \times f_{cd}} \right)}}{\lambda} \quad (30)$$

Como a força resultante na armadura é produto da tensão atuante nela (f_s) por sua área (A_s) e como também é definida pela Equação (24) como sendo F_s , igual a razão de M_d pelo braço de alavanca z :

$$f_s \times A_s = M_d / z \quad (31)$$

Calculando-se então a área de armadura contida na seção pela Equação (32):

$$A_s = \frac{M_d}{z \times f_s} \quad (32)$$

Ainda não se sabe qual é a tensão na armadura, para se obter, através do diagrama tensão-deformação do aço (Figura 4), a deformação específica do aço (ε_s). Então, como já é conhecida a profundidade da linha neutra, a tensão no concreto e a altura útil (adotada como 90% da altura da seção), tem-se através do diagrama de domínios de deformação (Figura 5) e do digrama tensão-deformação do concreto na compressão (Figura 2), a deformação específica do concreto (ε_c) e através da Equação (33), o deformação específica do aço, podendo-se encontrar assim a tensão atuante nas armaduras, que será utilizada na Equação (32) como sendo a de projeto, ou seja, minorada pelo coeficiente de segurança do aço.

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_c \times (d - x)}{x} \quad (33)$$

3.1.2 Equacionamento para armadura dupla

A armadura dupla ocorre quando a altura útil da seção não é suficiente para resistir ao momento fletor de projeto solicitante e o concreto está no seu limite de resistência, fazendo com que deformação do concreto esteja no domínio 4 ou na parte limitada por norma do domínio 3. O artifício utilizado para o dimensionamento é a inserção de armadura na região comprimida trazendo novamente o elemento para parte liberada do domínio 3. Para tanto, calcula-se o momento limite resistido, Equação (34), pela armadura tracionada tendo como base o limite permitido em norma (ξ_{lim}) para a razão entre profundidade da linha neutra e altura útil (ver item 2.4.4).

$$M_{lim} = \alpha_c \times f_{cd} \times b_w \times \lambda \times d^2 \times (\xi_{lim} - 0,5 \times \lambda \times \xi_{lim}^2) \quad (34)$$

Após isso, calcula-se o momento excedente (M_2) pela simples diferença entre o momento de projeto (M_d) e o momento limite (M_{lim}). O momento que sobeja será utilizado para dimensionamento da armadura comprimida. Como foi acrescentada uma armadura na região comprimida, surge também uma força resultante resistente dessa armadura que se soma à força resultante de compressão do concreto ocasionando o não equilíbrio da seção, pois, agora, a Equação (21) não é mais válida. Então, para retomar o equilíbrio da seção, o mesmo

valor de área de armadura comprimida é acrescentado ao valor existente da armadura tracionada. Assim têm-se as áreas de aço comprimida (A'_s) e tracionada (A_s) dadas pelas Equações (35) e (36), respectivamente (ver Figura 8).

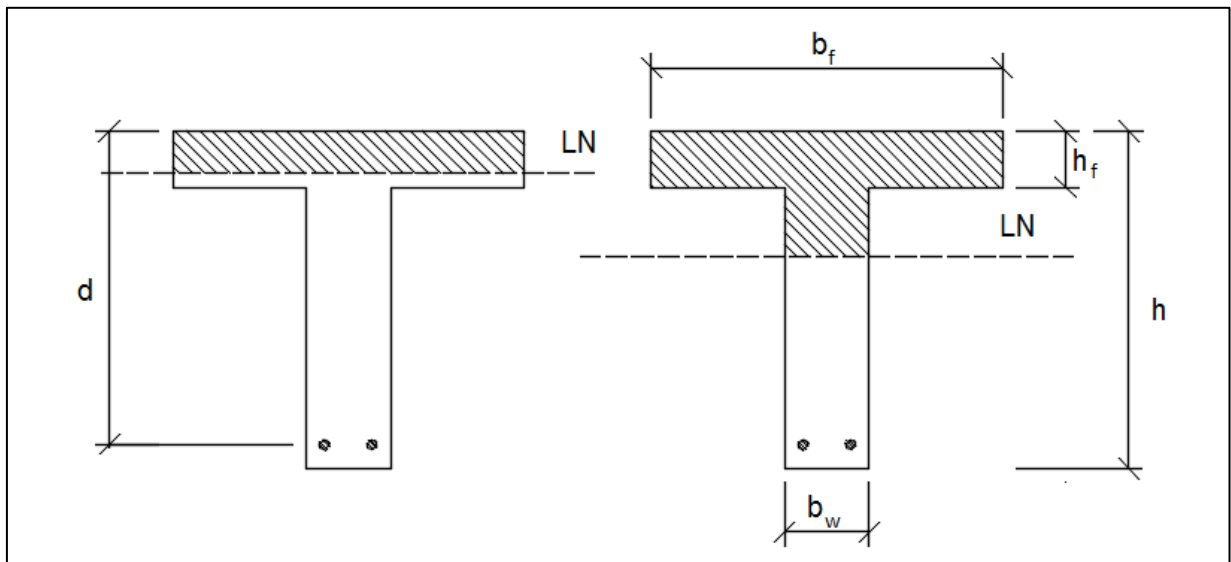
$$A'_s = \frac{M_2}{(d - d') \times f_{yd}} \quad (35)$$

$$A_s = \frac{M_{lim}}{(1 - 0,5 \times \lambda \times \xi_{lim}) \times d \times f_{yd}} + A'_s \quad (36)$$

3.1.3 Equacionamento para vigas de Seção T – Armadura simples

A Figura 9 ilustra uma viga de seção T e suas características geométricas consideradas no cálculo. A largura da mesa colaborante (b_f) deve seguir as considerações descritas no item 14.6.2.2 da NBR 6118/2014; a espessura da mesa (laje) é simbolizada por h_f e deve respeitar os limites estabelecidos no item 13.2.4.1 que trata de lajes maciças, h é altura da viga, b_w sua largura e d a altura útil da seção.

Figura 9 Viga seção T. Posição da Linha Neutra. Definições geométricas.



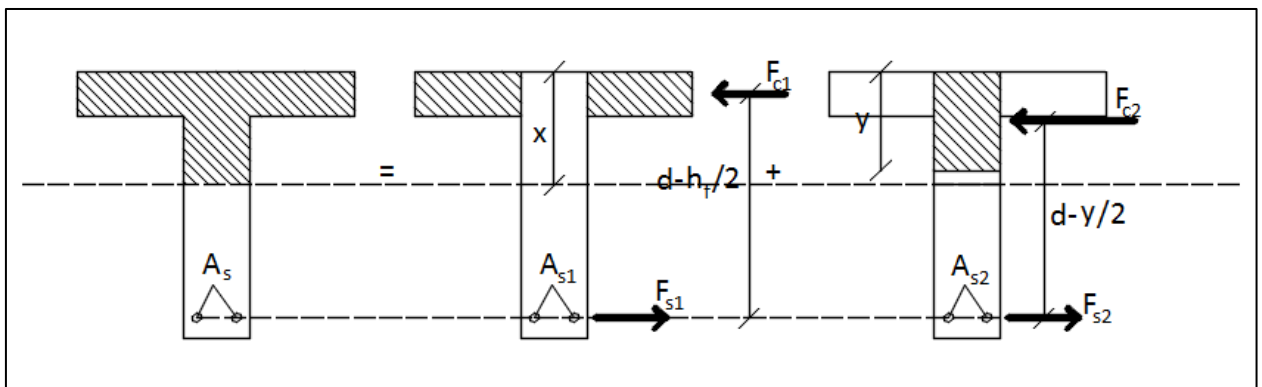
Fonte: Carvalho e Figueiredo Filho, 2014.

O procedimento utilizado para o dimensionamento das seções retangulares permanece o mesmo para seções T. De acordo com a Figura 9, existem duas situações distintas para o dimensionamento: a linha neutra está na mesa ou a linha neutra está na alma. Caso a linha

neutra passe na mesa o procedimento de cálculo é idêntico ao de seções retangulares, porém a largura utilizada não é mais b_w , e sim b_f .

Quando a linha neutra passa na alma deve-se fazer uma composição de forças resultantes de compressão no concreto das abas e no concreto da alma até a profundidade da linha neutra, como ilustra a Figura 10. Os momentos resistentes gerados por estas forças resultantes, sempre em relação ao centro de gravidade das armaduras, são dados pelas Equações (37) e (38).

Figura 10 Processo de dimensionamento quando a Linha Neutra passa na alma



Fonte: Carvalho e Figueiredo Filho, 2014.

$$M_1 = \alpha_c \times f_{cd} \times h_f \times (b_f - b_w) \times \left(d - \frac{h_f}{2} \right) \quad (37)$$

$$M_2 = M_d - M_1 \quad (38)$$

Onde M_1 é o momento resistente devido à contribuição das abas e M_2 devido à contribuição da alma comprimida (até a linha neutra).

3.1.4 Equacionamento para vigas de Seção T – Armadura dupla

Segundo Rocha (1971), o cálculo de armadura dupla em seções T é extremamente raro, pois a mesa colaborante contribui em muito com a resultante de compressão do concreto. Porém, se ocorrer, o processo de dimensionamento é idêntico ao de vigas retangulares, onde o momento resistente é dividido em duas parcelas (ver item 3.1.2). As observações para seção T contidas no item 3.1.3 continuam válidas. Assim, os momentos resistentes são obtidos pelas Equações (39) e (40), e as áreas das armaduras pelas Equações (35) e (36).

$$M_{lim} = \alpha_c \times f_{cd} \times b_f \times \lambda \times d^2 \times (\xi_{lim} - 0,5 \times \lambda \times \xi_{lim}^2) \quad (39)$$

$$M_2 = M_d - M_{lim} \quad (40)$$

Para os casos em que a linha neutra passa na alma da seção, os momentos resistentes são obtidos da seguinte forma: M_1 é dado pela Equação (37), M_2 pela a Equação (34), o momento limite é dado pela Equação (41), e as áreas das armaduras são encontradas pelas Equações (43) e (45).

$$M_{lim} = M_1 + M_2 \quad (41)$$

$$M_3 = M_d - M_{lim} \quad (42)$$

$$A'_s = \frac{M_3}{(d - d') \times f_{yd}} \quad (43)$$

$$z_T = \frac{A_{abas} \times (d - 0,5 \times h_f) + A_{alma,comp} \times [d \times (1 - 0,5 \times \lambda \times \xi_{lim})]}{A_{comp}} \quad (44)$$

$$A_s = \frac{M_{lim}}{z_T \times f_{yd}} + A'_s \quad (45)$$

Onde:

M_1 é o momento resistido pelas abas da seção;

M_2 é o momento resistido pela alma da seção até o limite de profundidade da linha neutra;

A_{abas} é a área das abas;

$A_{alma,comp}$ é a área da alma que está comprimida;

A_{comp} é a área total comprimida computada;

z_T é o braço de alavanca. É distância entre o centro de gravidade das armaduras e o centroide da região comprimida onde está aplicada a resultante de compressão do concreto.

3.2 Esforço Cortante

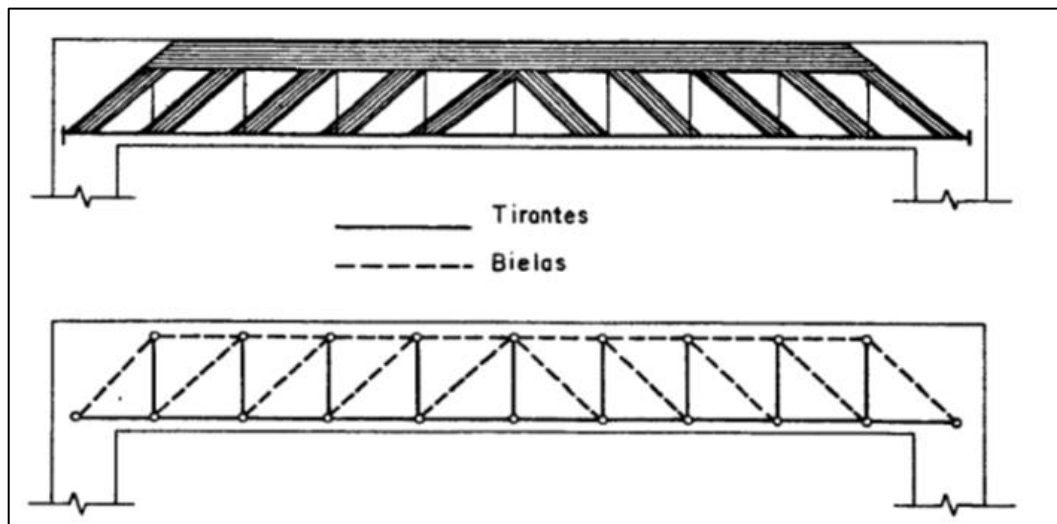
3.2.1 Analogia de treliça de Mörsch – Treliça Clássica

No começo século XX, Ritter e Morsch desenvolveram um modelo que permitiu o dimensionamento de vigas solicitadas ao esforço cortante, fazendo uma analogia de treliça

(Figura 11). Carvalho e Figueiredo Filho (2014) afirmam que tal teoria considera o mecanismo resistente da viga no estágio II (ver item 2.1.6 b)), ou seja, fissurada. Esta consideração permitiu a associação a uma treliça, de modo que as armaduras e o concreto equilibrassem conjuntamente o esforço cortante. Os elementos dessa treliça idealizada são os seguintes:

- O banzo superior representa a zona comprimida de concreto;
- O banzo inferior representa a armadura longitudinal tracionada;
- As diagonais comprimidas que representam as zonas situadas entre duas fissuras, constituídas de concreto (íntegro);
- Montantes ou diagonais tracionadas, que representam os estribos verticais;

Figura 11 Modelo de treliça para uma viga



Fonte: Adaptado de Silva, 1991.

As hipóteses adotadas para esta treliça são as seguintes:

- A treliça possui banzos paralelos e é isostática;
- As bielas de compressão (diagonal) têm inclinação (θ) de 45° em relação ao eixo longitudinal da peça;
- A armadura transversal deve ter uma inclinação α entre 45° e 90° em relação ao eixo longitudinal da peça.

Fusco (2008) afirma que este comportamento não acontece de imediato, ou seja, no início de seu carregamento. À medida que o carregamento aumenta ocorre a mudança de comportamento passando de viga para treliça.

3.2.2 Treliça generalizada de Morsch

Posteriormente ensaios mostraram que o modelo idealizado no item 3.2.1 leva a uma taxa de armadura transversal exagerada (LEONHARDT e MÖNNIG, 1978), ou seja, que a tensão real atuante na armadura é menor que a obtida pelo modelo de treliça, o que fez com que um modelo de treliça generalizada fosse desenvolvido, no qual os ângulos definidos no item anterior não são fixos e variam de acordo com diversos parâmetros.

As hipóteses para esta treliça estão descritas a seguir:

- a) A treliça é hiperestática, não se considerando os nós como articulações perfeitas;
- b) Nas regiões onde o esforço cortante é mais intenso, a inclinação das fissuras é menor que 45° ;
- c) O concreto comprimido, devido à flexão, absorve parte do esforço cortante;
- d) Os banzos não são paralelos, o banzo superior ao se aproximar dos apoios fica inclinado;
- e) As bielas de concreto estão parcialmente engastadas com o banzo superior (comprimido), ou seja, submetidas à flexo-compressão. Tal condição alivia tanto os montantes quanto as diagonais tracionadas;
- f) As bielas são mais rígidas que as diagonais e montantes tracionados e, conseqüentemente, absorvem uma parcela maior do esforço cortante;
- g) A armadura longitudinal (taxa) influi no esforço da armadura transversal (estribos).

Com estas premissas, a tensão nas armaduras transversais é menor que a resultante na análise da treliça clássica. Como a aplicação matemática de todas estas hipóteses seria muito difícil, optou-se por adotar modelos simplificados, isto é, mantiveram-se os princípios do modelo da treliça clássica, mas com correções adequadas que tomam por base ensaios realizados, resultando na chamada treliça generalizada de Morsch.

Na NBR 6118/2014, no item 17.4.2, encontram-se descritos dois modelos de cálculo, a depender da inclinação adotada para as bielas comprimidas. Estes modelos calculam a armadura transversal, além de verificar a tensão nas bielas. Também são associados mecanismos resistentes complementares, desenvolvidos no interior do elemento estrutural e traduzidos por uma componente adicional V_c . Os mecanismos complementares, segundo Barros e Giongo (2008), são:

- a) Efeito de arco: ocorre nas regiões D (descontínuas), onde as hipóteses de Bernoulli não são válidas. As deformações não são consideradas lineares ao longo da seção

transversal, próximas dos apoios, sendo as forças tendendo a serem levadas diretamente aos apoios através de um arco.

- b) Engrenamento dos agregados: ao ocorrer uma fissura na seção do concreto, existem agregados que fazem parte das seções, que estão separadas pela fissura, interligando-as. Com isso, há uma absorção de parte do esforço cortante que iria para as armaduras;
- c) Efeito pino: é a resistência da armadura longitudinal que serve de apoio às bielas comprimidas, impedindo o deslocamento relativo das seções entre fissuras, funcionando como um pino.

3.2.3 Modelo de Cálculo 1

A primeira verificação a ser feita é a das tensões de compressão nas bielas de concreto. Para tanto, a NBR 6118/2014, no item 17.4.2.2, indica a Equação (46):

$$V_{sd} \leq V_{Rd2} = 0,27 \times \alpha_{V2} \times f_{cd} \times b_w \times d \quad (46)$$

Onde:

$$\alpha_{V2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250}; \quad (47)$$

V_{sd} é o esforço cortante de projeto, ou seja, majorado pelo coeficiente de segurança.

Se a condição da Equação (46) for verdadeira prossegue-se para o cálculo da armadura transversal. Para tanto é necessário conhecer a parcela da força cortante será absorvida pela armadura (V_{sw}).

$$V_{sw} = V_{Rd3} - V_c \quad (48)$$

Onde V_{Rd3} é igualado a solicitação de projeto (V_{sd}) e os mecanismos de resistência complementares são indicados na alínea b) do item 17.4.2.2, para o caso de flexão simples, valendo:

$$V_c = 0,6 \times f_{ctd} \times b_w \times d \quad (49)$$

Onde f_{ctd} é a resistência de cálculo do concreto à tração direta de projeto. Tem-se, então, pela Equação (50), a área de armadura transversal (A_{sw}/s) por unidade de comprimento:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \frac{V_{sw}}{0,9 \times d \times f_{ywd} \times (\text{sena} + \text{cosa})} \quad (50)$$

Onde f_{ywd} é a tensão na armadura transversal limitada ao valor de f_{yd} , não se tomando valor superior a 435 MPa, α é o ângulo de inclinação da armadura transversal em relação ao eixo longitudinal, podendo variar de 45° a 90°. As diagonais de compressão possuem inclinação (θ) fixa de 45°.

3.2.4 Modelo de Cálculo 2

Neste modelo as bielas comprimidas podem ter sua inclinação (θ) variando de 30° a 45°. O primeiro passo é a verificação da compressão diagonal nas bielas de concreto através da Equação (51).

$$V_{sd} \leq V_{Rd2} = 0,54 \times \alpha_{V2} \times f_{cd} \times b_w \times d \times \text{sen}^2\theta \times (\text{cotg}\alpha + \text{cotg}\theta) \quad (51)$$

Os mecanismos complementares são calculados com o seguinte raciocínio: V_c assume o valor da Equação (49) quando o próprio V_c for igual ou superior ao V_{sd} ; quando V_{sd} for igual ao V_{Rd2} , V_c vale zero e, para valores intermediários de V_{sd} , interpola-se linearmente para encontrar o valor de V_c . A parcela do esforço cortante a ser resistida pelos estribos (V_{sw}) é calculada da mesma forma que no modelo 1. Então, a área de armadura transversal por unidade de comprimento é dada pela Equação (52):

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \frac{V_{sw}}{0,9 \times d \times f_{ywd} \times (\text{cotg}\alpha + \text{cotg}\theta) \times \text{sena}} \quad (52)$$

3.3 Torção

Da mesma forma que no estudo do cisalhamento para forças cortantes solicitantes, pode-se assimilar à torção a analogia de treliça, só que dessa vez, espacial. Fusco (2008) discorre que, com fissuras inclinadas a 45° em relação ao eixo horizontal, é possível notar que os

esforços resistentes são constituídos por diagonais comprimidas e por tirantes tracionados tanto na direção longitudinal quanto na transversal. Tal fato implica que, para a torção, é necessária armadura com barras longitudinais e transversais trabalhando em conjunto. A armadura disposta de forma helicoidal não é utilizada por dificuldades construtivas e também por haver a possibilidade de inversão do sentido da torção.

3.3.1 A Treliça Espacial

Esta treliça é composta de quatro treliças planas, sendo duas na vertical e duas na horizontal. Neste modelo, as bielas comprimidas também existem e fazem um ângulo θ com o eixo longitudinal da peça. Convém ressaltar que este ângulo varia de 30° a 45° . Deve-se seguir as mesmas premissas adotadas no dimensionamento referente ao esforço cortante. Se for escolhido modelo 1 de cálculo, na torção, deve-se adotar θ como 45° . Se não, deve-se adotar o mesmo ângulo θ escolhido no modelo 2, quando do cálculo da armadura relativa ao esforço cortante.

A NBR 6118/2014 requer, em seu item 17.5.2.1, o uso de estribos periféricos normais ao eixo do elemento, ou seja, a 90° , e barras longitudinais distribuídas ao longo do perímetro da seção resistente de espessura fictícia h_e .

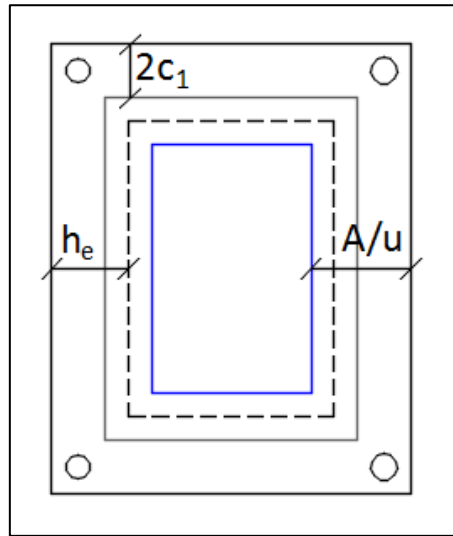
3.3.2 Dimensionamento à torção

Para o dimensionamento à torção é admitida uma torção pura, ou seja, sem a atuação dos esforços de flexão e do cortante. Admite-se o modelo resistente de treliça espacial com uma seção transversal vazada equivalente (Figura 12). A espessura dessa seção, como já dito, é o h_e , que deve pertencer ao seguinte intervalo:

$$2 \times c_1 \leq h_e \leq A/u \quad (53)$$

Onde A é a área total da seção transversal, u é o perímetro da seção e c_1 é a distância entre o eixo da barra longitudinal de canto até a face lateral do elemento estrutural.

Figura 12 Seção solicitada à torção. Intervalo para determinação da espessura fictícia.



Fonte: Autor, 2016.

A resistência da seção transversal é dada adequada quando verificada as seguintes condições de norma:

$$T_{Sd} \leq T_{Rd,2} = 0,5 \times \alpha_{v2} \times f_{cd} \times A_e \times h_e \times \text{sen}(2\theta) \quad (54)$$

$$T_{Sd} \leq T_{Rd,3} = (A_{90}/s) \times f_{ywd} \times 2 \times A_e \times \text{cotg}(\theta) \quad (55)$$

$$T_{Sd} \leq T_{Rd,4} = (A_{sl}/u_e) \times f_{ywd} \times 2 \times A_e \times \text{tg}(\theta) \quad (56)$$

Onde:

T_{Sd} é o momento torsor solicitante de cálculo;

$T_{Rd,2}$ é o limite definido pela resistência das bielas comprimidas de concreto;

$T_{Rd,3}$ é o limite definido pela parcela resistida pelos estribos normais ao eixo longitudinal;

$T_{Rd,4}$ é o limite definido pela parcela resistida pelas barras longitudinais, paralelas ao eixo do elemento estrutural;

α_{v2} definido na Equação (47);

f_{cd} é a resistência de projeto à compressão do concreto;

A_e é a área limitada pela linha média da parede da seção vazada, real ou equivalente, incluindo a parte vazada;

h_e é a espessura equivalente da parede da seção vazada, real ou equivalente, no ponto considerado;

$A_{90/s}$ é a área de estribo por unidade de comprimento, disposto na vertical;

A_{sl/u_e} é a área da armadura longitudinal de torção distribuída ao longo do perímetro de A_e .

A expressão normativa da NBR 6118/2014 para a verificação da biela comprimida do concreto encontra-se no item 17.5.1.5, transcrita na Equação (54). Já a parcela resistida pelos estribos (Equação (55)) e pela armadura longitudinal (Equação (56)) é calculada conforme equações contidas no item 17.5.1.6. Ressalta-se que a armadura transversal deve ser disposta normal ao eixo do elemento estrutural.

É importante verificar a biela comprimida para a solicitação combinada conforme o item 17.7.2.2 da NBR 6118/2014. A verificação é feita conforme a Equação (57):

$$\frac{V_{Sd}}{V_{Rd2}} + \frac{T_{Sd}}{T_{Rd2}} \leq 1 \quad (57)$$

Após a verificação combinada ocorre a divisão da armadura longitudinal ao longo do perímetro de A_e . Existirão as armaduras longitudinais horizontais (A_{slh}) e verticais (A_{slv}), calculadas da seguinte forma:

$$A_{slh} = A_{sl} \times (b_w - h_e) \quad (58)$$

$$A_{slv} = A_{sl} \times (h - h_e) \quad (59)$$

Deve-se ter o cuidado na hora do detalhamento de não computar as armaduras verticais nas horizontais, e vice-versa. O detalhamento das armaduras envolvendo os três tipos de solicitação encontra-se explicado no item 3.4.6, na Figura 13.

3.4 Rotinas do Código Computacional

Para o dimensionamento de vigas o programa, desenvolvido pelo autor deste trabalho, conta com as 6 sub-rotinas escritas na linguagem Fortran descritas a seguir:

- a) VIG_FLE: dimensiona, à flexão, vigas de seção retangular, assim como, apresenta um detalhamento simples de suas armaduras longitudinais;
- b) VIG_COR: dimensiona, ao esforço cortante, vigas de seção retangular, assim como, apresenta um detalhamento simples de suas armaduras transversais;

- c) VIG_FLE_COR: dimensiona, tanto à flexão quanto ao esforço cortante, vigas de seção retangular e apresenta um detalhamento simples das armaduras longitudinais e transversais;
- d) VIG_T_FLE: dimensiona, à flexão, vigas de seção T, assim como, apresenta um detalhamento simples de suas armaduras longitudinais;
- e) VIG_T_FLE_COR: dimensiona, tanto à flexão quanto ao esforço cortante, vigas de seção T e apresenta um detalhamento simples das armaduras longitudinais e transversais;
- f) VIG_COMPLETO: dimensionam vigas de seção retangular aos esforços de flexão, torção e cortante, além de apresentar um detalhamento simples das armaduras longitudinais e transversais.

Para utilizar qualquer uma dessas sub-rotinas deve-se escolher no programa principal o dimensionamento de vigas e em seguida definir qual tipo de dimensionamento e seção deseja ser feito. Nos itens a seguir, estão documentados todos os passos utilizados pelas sub-rotinas.

3.4.1 Dimensionamento utilizando a sub-rotina VIG_FLE

Os dados requeridos do usuário são os seguintes (Figura A 1 - Apêndice):

- a) Largura da viga em metros, devendo ser respeitada a largura mínima específica em norma;
- b) Altura da viga em metros;
- c) Classe do concreto;
- d) Tipo de aço para a armadura longitudinal, tendo as opções de CA-50 e CA-60;
- e) O momento fletor característico atuante em kN.m;
- f) A espessura da camada de concreto de cobrimento, em centímetros;
- g) A opção, por parte do usuário, de escolher o diâmetro da armadura longitudinal. Se a resposta for positiva, acontece uma nova consulta ao usuário agora para a escolha efetiva do diâmetro da armadura longitudinal;
- h) O diâmetro da armadura transversal;
- i) Diâmetro do agregado utilizado, contemplando desde a brita 0 até a 4.

Após a entrada de dados por parte do usuário, a sub-rotina dá início aos cálculos das resistências do concreto ($f_{ct,m}$, $f_{ctk,sup}$, f_{cd}); da área de concreto; do módulo de resistência da seção transversal bruta do concreto, referente à fibra mais tracionada; calcula o momento

fletor de projeto e o momento fletor mínimo; define a altura útil como sendo 90% da altura da viga; define deformação e tensão de escoamento do aço utilizado e, por fim, define as áreas das armaduras passíveis de serem empregadas (Tabela 3).

A sub-rotina prossegue com o dimensionamento propriamente dito. Define área de aço mínima e máxima (item 2.4.1). A seguir começa a iteração de dimensionamento, com relação à altura útil. Define-se para cada tipo de concreto os limites dos domínios de deformação (item 2.3.1), do λ , do α_c e do ξ . Calcula a altura útil mínima, ou seja, aquela que garante por norma o critério de ductilidade dos materiais. Se a altura útil for suficiente (maior que a mínima) a viga terá armadura simples. Se não, a viga terá armadura dupla (o programa informa, em tela, para o usuário, que a viga terá tal armadura).

Tendo a viga armadura simples, calcula-se a posição da linha neutra; associa-a a um domínio, a uma deformação do aço e do concreto; calcula-se o braço de alavanca das forças resistentes resultantes e finalmente calcula a área de aço.

Caso a viga tenha armadura de compressão (dupla), se o usuário escolheu a armadura longitudinal ele também terá de escolher qual armadura de compressão será utilizada. Se não o programa adota o menor diâmetro para a armadura comprimida. Calcula-se o momento fletor limite; a altura útil de compressão; o momento fletor que sobeja; calcula a área de armadura de compressão e de tração.

Com as áreas de aço, parte-se então, para uma nova etapa, ainda na iteração. A escolha de qual diâmetro e espaçamento entre barras será utilizado. O procedimento é basicamente o mesmo quando o usuário escolhe ou não escolhe o diâmetro. O que muda entre essa escolha é que na primeira opção o diâmetro não é uma incógnita para o programa, como é para a segunda opção. Pela razão entre a área de aço e a área do respectivo diâmetro de armadura que será testado (ou a escolhida pelo usuário) sabe-se a quantidade de barras necessárias.

Caso o usuário não tenha escolhido o diâmetro da barra, o número de camadas de armadura é limitado em apenas um. Assim define-se o espaçamento mínimo horizontal entre barras; calcula-se o espaçamento real colocando-se todas as barras necessárias. Se este espaço for suficiente, a escolha da bitola está feita e prossegue-se para o encontro da nova altura útil (seja a de tração ou a de compressão). Se não, parte-se para uma nova iteração aumentando em uma bitola, repetindo-se os cálculos anteriores.

Caso o usuário tenha escolhido o diâmetro da barra, o número máximo de camadas de armadura é dois, sendo verificada a necessidade da segunda camada. O procedimento é análogo ao descrito no parágrafo anterior. Assim além da definição do espaçamento mínimo horizontal também é feito para a vertical, há definição também do espaçamento mínimo

vertical. É calculado o centro de gravidade das barras, para cálculo da nova altura útil. Para a armadura de compressão, o cálculo é análogo, porém sempre com a limitação de uma camada de armadura.

Após definidos os diâmetros e espaçamentos das armaduras, é realizado um teste com as novas alturas úteis. Se tais alturas forem iguais às alturas úteis da iteração anterior, a iteração é findada e os resultados são impressos, mostrando as áreas de armadura, distribuição, deformações dos materiais e a profundidade da linha neutra.

Também é calculada, se houver necessidade, a armadura de pele. O procedimento de escolha da bitola e do espaçamento é o mesmo (neste caso o espaçamento mínimo comparado sempre é o vertical). Caso não haja armadura dupla, o programa insere duas armaduras construtivas (porta-estribo) de 5 mm na parte superior da viga. A armadura de pele será distribuída no espaço restante entre a armadura positiva e a de compressão ou de construção.

3.4.2 Dimensionamento utilizando a sub-rotina VIG_COR

Os dados requeridos do usuário são os seguintes (Figura A 2 - Apêndice):

- a) Largura da viga em metros, devendo ser respeitada a largura mínima especifica em norma;
- b) Classe do concreto;
- c) Tipo de aço para a armadura transversal, tendo as opções de CA-50 e CA-60;
- d) O esforço cortante característico atuante em kN;
- e) O ângulo de inclinação do estribo em relação à horizontal. Os valores devem estar entre 45° e 90° (estribo vertical);
- f) Escolha do modelo de cálculo: 1 ou 2;
- g) Definição da altura útil, dada em metros;
- h) A opção, por parte do usuário, de escolher o diâmetro da armadura transversal. Se a resposta for positiva, acontece uma nova consulta ao usuário agora para a escolha efetiva do diâmetro da armadura transversal. Tal escolha pode ser alterada caso haja a necessidade;
- i) Caso o modelo de cálculo escolhido tenha sido o 2, deve-se inserir o ângulo admitido para as bielãs de concreto comprimidas. Este valor deve estar entre 30° e 45°.

Após a entrada de dados por parte do usuário, a subrotina dá início aos cálculos das resistências do concreto ($f_{ct,m}$, f_{cd} , f_{ctd}); da resistência do aço (f_{ywd}); esforço cortante de

cálculo; coeficiente α_{v2} ; da taxa de armadura transversal mínima ($\rho_{sw,\alpha,\min}$); define as áreas das bitolas utilizadas para os estribos (5.0, 6.3 e 8.0 mm).

A partir deste ponto, prossegue-se o dimensionamento de acordo com o modelo escolhido. Para o modelo 1, verifica-se a compressão diagonal do concreto através da comparação do V_{sd} com o V_{Rd2} . Se aquele for menor que este, então a biela comprimida não foi esmagada, se ocorrer o inverso, a biela foi esmagada (esta informação aparece na tela para usuário) e o dimensionamento é abortado. A biela não sendo esmagada, prossegue-se o cálculo analisando os mecanismos complementares de resistência do concreto (V_c); calcula-se a força que efetivamente irá para os estribos (V_{sw}); se tal valor for negativo a área de aço será a mínima, se não o valor da área de armadura transversal é calculado. Este valor também é comparado com o valor mínimo, adotando sempre o maior.

Ao se ter a área da armadura transversal segue-se para a escolha da bitola. Caso o usuário tenha escolhido uma bitola, o programa iniciará uma verificação se tal bitola é comportada na seção, pois deve obedecer aos espaçamentos máximos e mínimos, também calculados nesta fase. Se tal espaçamento for possível é impresso na tela, a quantidade de barras, a bitola escolhida (ou a definida pelo programa) e o espaçamento. Se nenhum diâmetro de estribo (utilizados pelo programa) for comportado na seção de 1 metro, então o usuário é informado em tela e o dimensionamento é abortado.

3.4.3 Dimensionamento utilizando a sub-rotina VIG_FLE_COR

Os dados requeridos do usuário são os seguintes:

- a) Largura da viga em metros, devendo ser respeitada a largura mínima especificada em norma;
- b) Altura da viga em metros;
- c) Classe do concreto;
- d) Tipo de aço para a armadura longitudinal, tendo as opções de CA-50 e CA-60;
- e) Tipo de aço para a armadura transversal, tendo as opções de CA-50 e CA-60;
- f) O momento fletor característico atuante em kN.m;
- g) O esforço cortante característico atuante em kN;
- h) O ângulo de inclinação do estribo em relação à horizontal. Os valores devem estar entre 45° e 90° (estribo vertical);
- i) Escolha do modelo de cálculo: 1 ou 2;
- j) A espessura da camada de concreto de cobrimento, em centímetros;

- k) A opção, por parte do usuário, de escolher o diâmetro da armadura longitudinal. Se a resposta for positiva, acontece uma nova consulta ao usuário, agora para a escolha efetiva do diâmetro da armadura longitudinal;
- l) O diâmetro da armadura transversal;
- m) Diâmetro do agregado utilizado, contemplando desde a brita 0 até a 4;
- n) Caso o modelo de cálculo escolhido tenha sido o 2, deve-se inserir o ângulo admitido para as bielãs de concreto comprimidas. Este valor deve estar entre 30° e 45° .

O procedimento de dimensionamento adotado por esta sub-rotina é a combinação entre as sub-rotinas dos itens 3.4.1 e 3.4.2. Uma diferença é que esta não altera o diâmetro do estribo escolhido pelo usuário. Se tal diâmetro não for o adequado o dimensionamento é abortado e o usuário é informado do motivo. Lembrando que primeiro dimensiona-se para à flexão, pois com a armadura definida tem-se a altura útil que é um dado necessário para o dimensionamento ao esforço cortante. Tal sub-rotina contempla armadura dupla e de pele.

3.4.4 Dimensionamento utilizando a sub-rotina VIG_T_FLE

Os dados requeridos do usuário são os seguintes (Figura A 3 – Apêndice):

- a) Largura da viga em metros devendo ser respeitada a largura mínima especificada em norma;
- b) Largura da mesa colaborante, ficando o usuário responsável por atender as especificações da norma;
- c) Altura da viga em metros;
- d) A espessura da laje (mesa) em metros;
- e) Classe do concreto;
- f) Tipo de aço para a armadura longitudinal tendo, as opções de CA-50 e CA-60;
- g) O momento fletor característico atuante em kN.m;
- h) A opção, por parte do usuário, de escolher o diâmetro da armadura longitudinal. Se a resposta for positiva, acontece uma nova consulta ao usuário agora para a escolha efetiva do diâmetro da armadura longitudinal;
- i) O diâmetro da armadura transversal;
- j) Diâmetro do agregado utilizado, contemplando desde a brita 0 até a 4.

Após a entrada de dados por parte do usuário, a sub-rotina dá início aos cálculos das resistências do concreto ($f_{ct,m}$, $f_{ctk,sup}$, f_{cd}); da área de concreto; do módulo de resistência da seção transversal bruta do concreto, referente à fibra mais tracionada; calcula-se o momento fletor de projeto e o momento fletor mínimo; define-se a altura útil como sendo 90% da altura da viga; define-se deformação e tensão de escoamento do aço utilizado e, por fim, definem-se as áreas das armaduras passíveis de serem empregadas.

A partir deste ponto, a sub-rotina prossegue com o dimensionamento propriamente dito. Define área de aço mínima e máxima. A seguir, tem início a iteração de dimensionamento, com relação à altura útil. Define-se para cada tipo de concreto os limites dos domínios de deformação, do λ , do α_c e do ξ . Calcula-se a profundidade da linha neutra e faz-se o enquadramento do domínio de trabalho do elemento estrutural. Verifica-se se a profundidade da linha neutra está respeitando o limite, imposto por norma, de ductilidade dos materiais. Caso o limite não seja respeitado, a viga terá armadura dupla, se sim apenas armadura simples. Em seguida analisa-se se a linha neutra está ou não passando na alma.

Se a linha neutra está contida na mesa, o dimensionamento é feito conforme uma seção retangular de largura igual a da mesa colaborante. O detalhamento é idêntico ao descrito no item 3.4.1. Se ela está passando na alma, prossegue-se o cálculo da armadura conforme descrito no item 3.1.3 e o detalhamento é feito de forma análoga à do item 3.4.1.

3.4.5 Dimensionamento utilizando a sub-rotina VIG_T_FLE_COR

Os dados requeridos do usuário são os seguintes:

- a) Largura da viga em metros, devendo ser respeitada a largura mínima especificada em norma;
- b) Largura da mesa colaborante, ficando o usuário responsável por atender as especificações da norma;
- c) Altura da viga em metros;
- d) A espessura da laje (mesa) em metros;
- e) Classe do concreto;
- f) Tipo de aço para a armadura longitudinal, tendo as opções de CA-50 e CA-60;
- g) Tipo de aço para a armadura transversal, tendo as opções de CA-50 e CA-60;
- h) O momento fletor característico atuante em kN.m;
- i) O esforço cortante característico atuante em kN;

- j) O ângulo de inclinação do estribo em relação à horizontal. Os valores devem estar entre 45° e 90° (estribo vertical);
- k) Escolha do modelo de cálculo: 1 ou 2;
- l) A espessura da camada de concreto de cobrimento, em centímetros;
- m) A opção, por parte do usuário, de escolher o diâmetro da armadura longitudinal. Se a resposta for positiva, acontece uma nova consulta ao usuário, agora para a escolha efetiva do diâmetro da armadura longitudinal;
- n) O diâmetro da armadura transversal;
- o) Diâmetro do agregado utilizado, contemplando desde a brita 0 até a 4;
- p) Caso o modelo de cálculo escolhido tenha sido o 2, deve-se inserir o ângulo admitido para as bielas de concreto comprimidas. Este valor deve estar entre 30° e 45° .

O procedimento de dimensionamento adotado por esta sub-rotina é a combinação entre as sub-rotinas dos itens 3.4.1, 3.4.2 e as considerações feitas para seção T no item 3.4.4. Uma diferença é que esta não altera o diâmetro do estribo escolhido pelo usuário. Se tal diâmetro não for o adequado, o dimensionamento é abortado e o usuário é informado do motivo. Lembrando que primeiro dimensiona-se para à flexão, pois com a armadura definida tem-se a altura útil que é um dado necessário para o dimensionamento ao esforço cortante. Tal sub-rotina contempla armadura dupla e de pele.

Quando a sub-rotina dimensiona ao esforço cortante, ela utiliza a largura da viga (b_w) e não a largura da mesa colaborante, mesmo a linha neutra passando na mesma.

3.4.6 Dimensionamento utilizando a sub-rotina VIG_COMPLETO

Os dados requeridos do usuário são os seguintes:

- a) Largura da viga em metros, devendo ser respeitada a largura mínima especificada em norma;
- b) Altura da viga em metros;
- c) Classe do concreto;
- d) Tipo de aço para a armadura longitudinal, tendo as opções de CA-50 e CA-60;
- e) Tipo de aço para a armadura transversal, tendo as opções de CA-50 e CA-60;
- f) O momento fletor característico atuante em kN.m. Nesta sub-rotina é importante o sinal deste momento pois, ele servirá para o detalhamento das armaduras longitudinais;

- g) O momento torsor característico atuante em kN.m;
- h) O esforço cortante característico atuante em kN;
- i) Escolha do modelo de cálculo: 1 ou 2;
- j) A espessura da camada de concreto de cobrimento, em centímetros;
- k) O diâmetro da armadura transversal (que pode ser alterado conforme necessidade do dimensionamento);
- l) Diâmetro do agregado utilizado, contemplando desde a brita 0 até a 4.

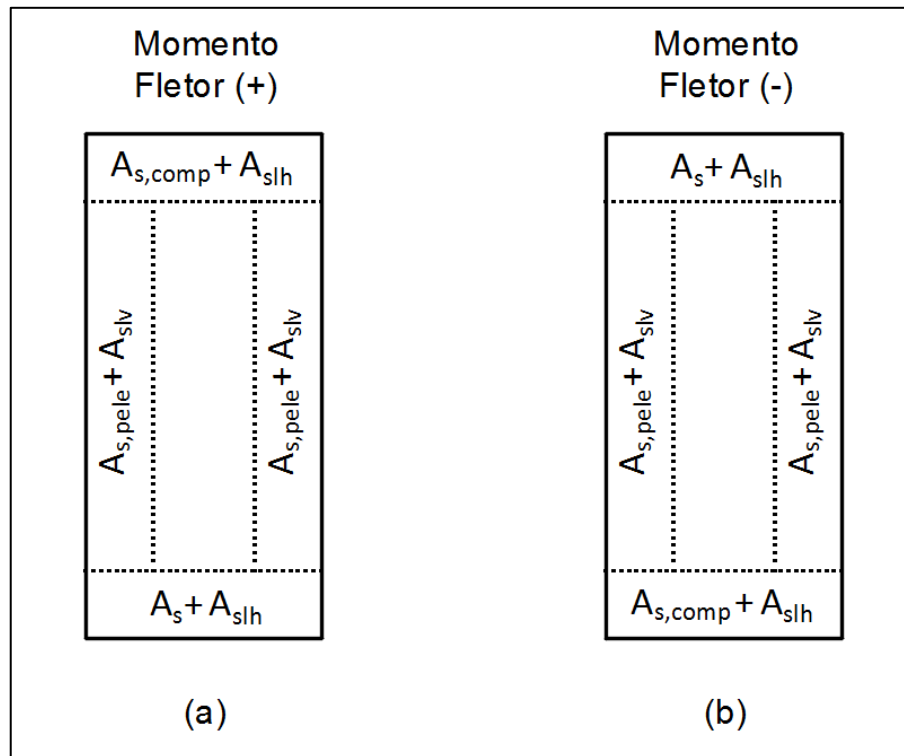
Analogamente aos procedimentos adotados das sub-rotinas dos itens 3.4.1 e 3.4.2, esta começa calculando as resistências do concreto, do aço, área de concreto bruta, módulo de resistência da seção bruta de concreto (W_0), a majoração dos momentos e esforço cortante; o cálculo do momento fletor mínimo; o coeficiente α_{v2} , a taxa de armadura transversal mínima ($\rho_{sw,\alpha,\min}$), define áreas das bitolas (Tabela 3).

Definem-se a armadura mínima e máxima. A partir deste ponto, inicia-se a iteração. Definem-se as alturas úteis, os limites dos domínios de deformação, os valores de λ , do α_c e do ξ , a altura útil mínima para verificação de armadura de flexão dupla ou simples; e prossegue-se o dimensionamento à flexão de forma idêntica ao item 3.4.1. Tem-se, portanto, as áreas de aço de flexão (incluindo a armadura dupla, se houver).

Em seguida faz-se o dimensionamento ao esforço cortante da mesma maneira que no item 3.4.2. Tem-se, portanto, a área de armadura transversal devido ao esforço cortante.

Logo após inicia-se o dimensionamento à torção, utilizando alguns dados utilizados para determinação da área de aço transversal, tal como a inclinação das bielas comprimidas. É calculado o perímetro da seção; os limites superiores e inferiores da espessura h_e solicitando, em seguida, ao usuário escolher um valor intermediário sendo recomendado ou a média ou o mais próximo do limite superior; em seguida calcula-se a A_e ; fazem-se as verificações da biela comprimida (T_{Rd2}), do T_{Rd3} e do T_{Rd4} , obtendo-se as armaduras longitudinais (horizontal e vertical) e transversais de torção. Além disso, a sub-rotina efetua a verificação para solicitações combinadas. O programa distribui essas armaduras longitudinais ao longo do perímetro. Por fim, é efetuada a soma dessas armaduras com as demais armaduras provenientes do dimensionamento dos outros esforços. Esta soma é feita conforme a Figura 13, logo a seguir.

Figura 13 Soma das áreas de armadura para dimensionamento completo de vigas. (a) Quando o momento fletor é positivo e (b) quando o momento fletor é negativo.



Fonte: Autor, 2016.

A partir dessas áreas parte-se para o dimensionamento dessas regiões em separado. O procedimento é o mesmo utilizado nos itens 3.4.1 e 3.4.2. Apenas são utilizadas as denominações de armadura superior, armadura inferior, armadura lateral e armadura transversal. Com a escolha das bitolas tem-se as alturas úteis, comparando-se com as alturas úteis da iteração passada. O dimensionamento é concluído quando esses testes resultarem na não alteração das alturas úteis.

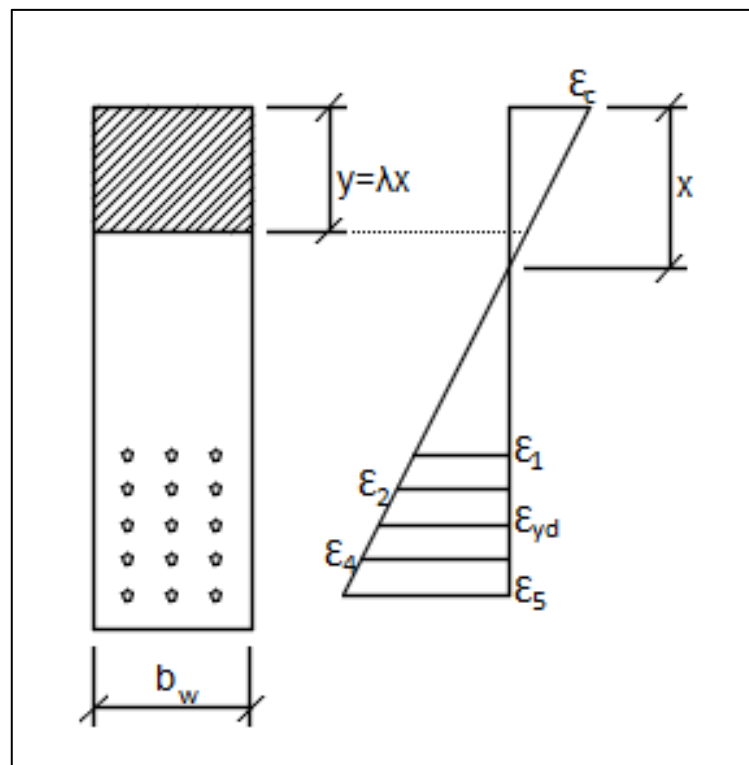
Um fato a se observar é que na torção quando se determina o valor de h_e o programa utiliza os diâmetros das armaduras encontrados. Como podem ser feitas várias iterações, os valores limites podem mudar. O programa, então, está configurado para manter até onde for possível a escolha feita pelo usuário. Quando o limite inferior supera o valor escolhido, o valor de h_e passa a ser o do limite inferior da próxima iteração.

3.5 Limitações

As limitações contidas no programa para dimensionamento de vigas são elencadas a seguir:

- a) O dimensionamento à flexão, quando o usuário escolhe o diâmetro da armadura longitudinal, o detalhamento, propositalmente, foi limitado a duas camadas de barras pelo fato de poder haver o que Carvalho e Figueiredo Filho (2014) denominam de armadura concentrada (Figura 14). Quando se tem mais de uma camada deve-se considerar a deformação do aço em cada camada. Isso no dimensionamento é equivalente a se ter várias resultantes de força atuante em cada nível das barras de aço o que geraria outra iteração, ainda mais complexa;

Figura 14 Armadura concentrada. Deformação do aço para cada nível de camada de armadura.



Fonte: Adaptado Carvalho e Figueiredo Filho, 2014.

- b) Ainda levando em consideração o dimensionamento à flexão, quando o usuário permite que o programa escolha a armadura longitudinal, limita-se a armadura a apenas uma camada pelo fato de não haver a possibilidade do programa julgar a situação mais adequada para tal distribuição. O sistema de escolha é o seguinte:

- começa adotando a bitola 5.0 mm. Se essa armadura não couber na seção com apenas uma camada, parte-se para a bitola 8.0 mm. O mesmo ocorrendo, aumenta-se em uma bitola o teste até chegar na bitola de 32.0 mm. A decisão de quando é mais adequado utilizar duas camadas de armadura em detrimento de apenas aumentar em uma bitola e efetuar um novo teste é somente tomada por ação humana;
- c) O detalhamento das armaduras transversais contempla apenas estribos de 2 ramos. Para o caso do usuário desejar utilizar mais ramos, contorna-se o fato ele mesmo detalhando, lançando mão da área da armadura transversal impressa na tela;
 - d) As armaduras duplas estão limitadas a apenas uma camada;
 - e) O dimensionamento à flexão, exceto na sub-rotina VIG_COMPLETO, não contempla o cálculo para momentos negativos, pois não é capaz de inverter as posições das armaduras;
 - f) No dimensionamento à flexão de seções T a armadura dupla, como dito no item 3.1.4, é extremamente difícil de ocorrer. Então, quando ocorre, o dimensionamento é abortado, não pelo fato de não ser capaz de calcular, mas sim, por não haver a possibilidade de mais de uma camada para esta armadura, pois geralmente necessita-se de valores elevados de área de aço, tal situação é mais crítica, pois se deparam com o fato do espaçamento (devido ao item “e”) horizontal ser limitado a 5 cm, motivado pelo aspecto construtivo (permitir o adensamento do concreto com a passagem do vibrador entre as armaduras);
 - g) Os estribos estão limitados a apenas 3 diâmetros: 5.0 mm, 6.3 mm e 8.0 mm;
 - h) Pelo fato de não haver uma interface gráfica adequada, ou leitura através de um arquivo de entrada, se houver erro de digitação por parte do usuário, ele terá que fechar o programa e inserir os dados novamente.

3.6 Exemplos

3.6.1 Sub-rotina: VIG_FLE

A viga tem as seguintes características: largura de 20 cm, altura de 50 cm, concreto Classe C20, aço CA-50, cobrimento de 2cm, barra de estribo de 5 mm e brita 1. O momento característico está em kN.m, e as áreas de aço em cm². O momento M_k assume valores de 35kNm a 130kNm, variando de acordo com a Tabela 4.

Tabela 4 Resultados do 1º teste de dimensionamento utilizando a sub-rotina VIG_FLE.

M_k	A_s	Dist.	$A_{s,comp}$	Dist.	Domínio	ϵ_c (‰)	ϵ_s (‰)
35	2,51869	4 ϕ 10 c/3,67 cm	-	-	2	1,362665	10,000000
50	3,68402	5 ϕ 10 c/2,50 cm	-	-	2	2,127244	10,000000
75	5,82073	3 ϕ 16 c/5,10 cm	-	-	3	3,500000	9,048044
90	7,19894	4 ϕ 16 c/2,87 cm	-	-	3	3,500000	6,645774
100	8,22797	3 ϕ 20 c/4,50 cm	-	-	3	3,500000	5,338877
110	9,27224	3 ϕ 20 c/4,50 cm	<i>Falso</i> <i>Positivo</i>	-	3	3,500000	4,343410
120	10,03420	4 ϕ 20 c/2,33 cm	0,68367	3 ϕ 6.3 c/6,56 cm	Para esta situação o programa computacional não informa o domínio e as deformações.		
130	10,77400	4 ϕ 20 c/2,33 cm	1,42353	3 ϕ 8 c/6,30 cm			

Fonte: Autor, 2016.

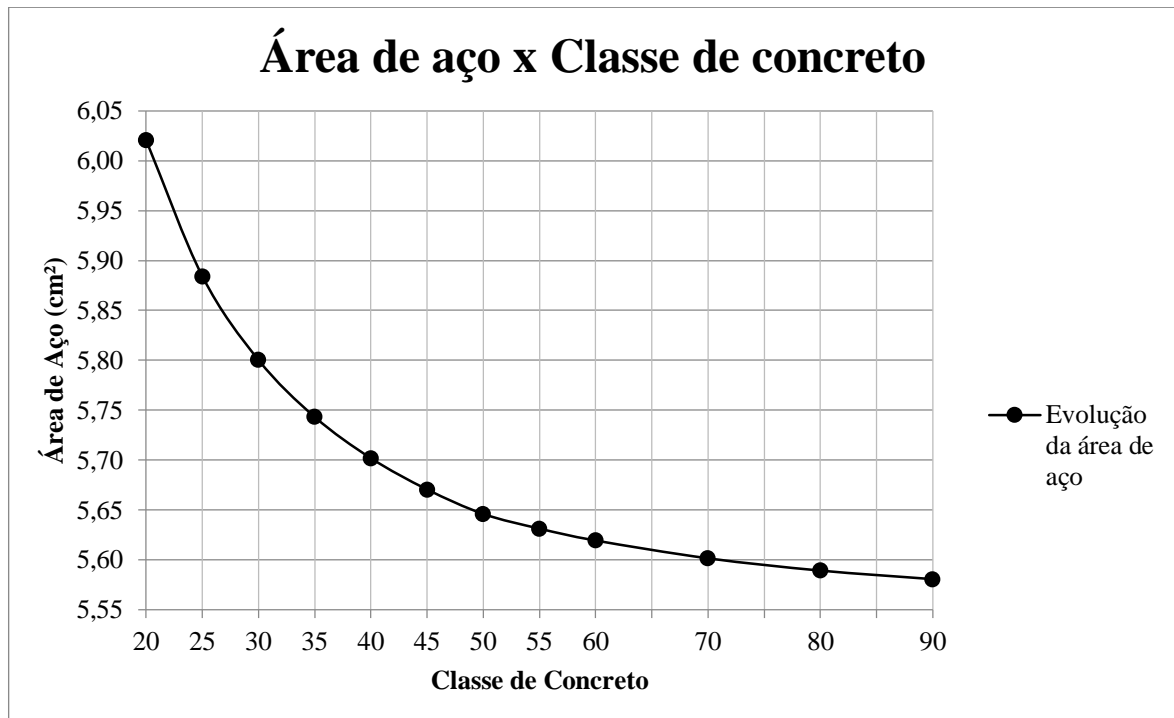
No segundo exemplo a viga possuirá as seguintes características: largura 20 cm, altura de 60 cm, aço CA-50, momento característico de 95 kN.m, cobrimento de 2,5 cm, barra de estribo de 5 mm e brita 1. A classe do concreto varia de C20 a C90.

Tabela 5 Resultados do 2º exemplo de dimensionamento utilizando a sub-rotina VIG_FLE.

Concreto	A_s (cm ²)	Dist.	Domínio	ϵ_c (‰)	ϵ_s (‰)
C20	6,02036	3 ϕ 16.0 c/ 4,60 cm	2	3,153173	10,000000
C25	5,88425	3 ϕ 16.0 c/ 4,60 cm	2	2,306875	10,000000
C30	5,80030	3 ϕ 16.0 c/ 4,60 cm	2	1,820003	10,000000
C35	5,74328	3 ϕ 16.0 c/ 4,60 cm	2	1,503275	10,000000
C40	5,70199	3 ϕ 16.0 c/ 4,60 cm	2	1,280633	10,000000
C45	5,67070	3 ϕ 16.0 c/ 4,60 cm	2	1,115524	10,000000
C50	5,64617	3 ϕ 16.0 c/ 4,60 cm	2	0,988176	10,000000
C55	5,63145	3 ϕ 16.0 c/ 4,60 cm	2	0,928491	10,000000
C60	5,61955	3 ϕ 16.0 c/ 4,60 cm	2	0,881956	10,000000
C65	5,60979	3 ϕ 16.0 c/ 4,60 cm	2	0,845506	10,000000
C70	5,60173	3 ϕ 16.0 c/ 4,60 cm	2	0,817041	10,000000
C75	5,59502	3 ϕ 16.0 c/ 4,60 cm	2	0,795080	10,000000
C80	5,58942	3 ϕ 16.0 c/ 4,60 cm	2	0,778566	10,000000
C85	5,58474	3 ϕ 16.0 c/ 4,60 cm	2	0,766734	10,000000
C90	5,58086	3 ϕ 16.0 c/ 4,60 cm	2	0,759030	10,000000

Fonte: Autor, 2016.

Gráfico 1 Comportamento da área de aço do 2º exemplo utilizando a sub-rotina VIG_FLE.



Fonte: Autor, 2016.

Estes resultados revelam que a área de aço não é extremamente influenciada pela classe do concreto. A área de armadura quando se utiliza concreto C20 em relação ao C90 é cerca de 7,88% maior. Convém observar que, a partir do concreto C55 a variação é extremamente pequena quando comparada com o C90, pouco menos de 0,91%.

O terceiro exemplo mostra o dimensionamento à flexão para seções retangulares de vigas com altura superior a 60 cm, o que por norma, necessita de armadura de pele. A brita utilizada em todos os testes é a brita 1 e o aço é o CA-50. O primeiro teste obedece ao quesito da norma de que a armadura de pele não pode superar o valor de 5,00 cm². Vale salientar que a distribuição da armadura de pele, indicada nos resultados da Tabela 6, está na vertical.

Tabela 6 Resultados do 3º teste de dimensionamento utilizando a sub-rotina VIG_FLE.

Teste	1	2	3
b_w (cm)	50	30	20
h (cm)	140	75	70
Concreto	C40	C25	C20
cob. (cm)	4,0	2,5	2,0
Φ_w (mm)	8.0	5.0	5.0

<i>Continuação da Tabela 6</i>			
Teste	1	2	3
M_k (kN.m)	250	100	90
A_s (cm²)	12,53000	4,64773	4,61904
Dist. Long.	11φ12.5 c/2,67 cm	6φ10.0 c/3,60 cm	4φ12.5 c/3,33 cm
A_{s,pele} (cm²)	5,00000	2,25000	1,40000
Dist. Pele.	26φ5.0 c/4,28 cm	12φ5.0 c/4,77 cm	8φ5.0 c/6,58 cm

Fonte: Autor, 2016.

3.6.2 Sub-rotina: VIG_COR

O primeiro teste desta seção apresenta vários tipos de seções, em que variam também os modelos de cálculo escolhidos, adotam-se diferentes valores para inclinação do estribo e para as bielas de compressão, mostrando que o programa calcula conforme necessidade do usuário. Os resultados estão expressos na Tabela 7.

Tabela 7 Resultados do primeiro exemplo de dimensionamento utilizando a sub-rotina VIG_COR.

Teste	1	2	3	4	5
V_k (kN)	40	55	60	60	260
d (cm)	45	56,5	47	55	47
b_w	20	25	15	20	25
Concreto	C25	C20	C25	C25	C20
Aço Escolhido	CA-60	CA-60	CA-60	CA-60	CA-60
Modelo	1	1	1	2	2
Estribo (α°)	90°	90°	90°	90°	45°
Bielas (θ°)	45°	45°	45°	30°	37°
A_{sw} (cm²/m)	1,70998	1,84202	1,61686	1,70998	14,55040
Distribuição	5φ5.0 c/25,0 cm	5φ5.0 c/25,0 cm	5φ5.0 c/25,0 cm	5φ5.0 c/25,0 cm	15φ8.0 c/7,14 cm

Fonte: Autor, 2016.

O segundo teste desta seção apresenta como a área de aço se comporta ao haver variação da inclinação do estribo (α°) numa mesma viga. Esta variação ocorrerá de 15° em 15°,

partindo de 45° até 90°. O modelo de cálculo 1 é analisado aqui. Caracterização da viga: largura de 25 cm, altura útil de 47 cm, Concreto C25, aço CA-60, esforço cortante característico é de 120 kN. Os resultados estão na Tabela 8.

Tabela 8 Variação da área de armadura transversal em detrimento da inclinação do estribo

Estribo (α°)	A_{sw} (cm²/m)	Distribuição
45°	2,98149	8 ϕ 5.0 c/14,29 cm
60°	3,08666	8 ϕ 5.0 c/14,29 cm
75°	3,44273	9 ϕ 5.0 c/12,50 cm
90°	4,21646	11 ϕ 5.0 c/10,00 cm

Fonte: Autor, 2016.

Os resultados mostram o que era esperado diante da literatura. O estribo posicionado a 45° é mais eficiente, porém, sabe-se que é pouco prático na montagem em obra.

O terceiro teste mostra cálculos (Tabela 9) no modelo 2, apresentando a variação da área de armadura transversal conforme a variação da inclinação das bielas comprimidas de concreto (θ°). A inclinação do estribo (α°) está em 90°. Os dados são os mesmos utilizados no exemplo anterior.

Tabela 9 Variação da área de armadura transversal em detrimento da inclinação das bielas

Bielas (θ°)	A_{sw} (cm²/m)	Distribuição
30°	3,06120	8 ϕ 5.0 c/14,29 cm
35°	3,63915	10 ϕ 5.0 c/11,11 cm
40°	4,31502	11 ϕ 6.3 c/10,00 cm
45°	5,12534	14 ϕ 6.3 c/7,69cm

Fonte: Autor, 2016.

Com estes resultados pode-se inferir, mesmo que tenha se valido de modelos diferentes, que a eventual combinação de estribos inclinados a 45° considerando as bielas de compressão inclinadas à 30° ter-se-á a menor armadura possível. Já adotando a inclinação convencional dos estribos (90°) e as bielas com inclinação de 45° ter-se-á a maior armadura transversal no dimensionamento. Vale salientar que estas conclusões partem do pressuposto de que o dimensionamento não resulte em armadura mínima. Utilizando os dados do teste

ficam visíveis estas conclusões nos resultados manifestos na Tabela 10. A situação menos econômica possui área de aço transversal 204,34% maior que a situação mais econômica.

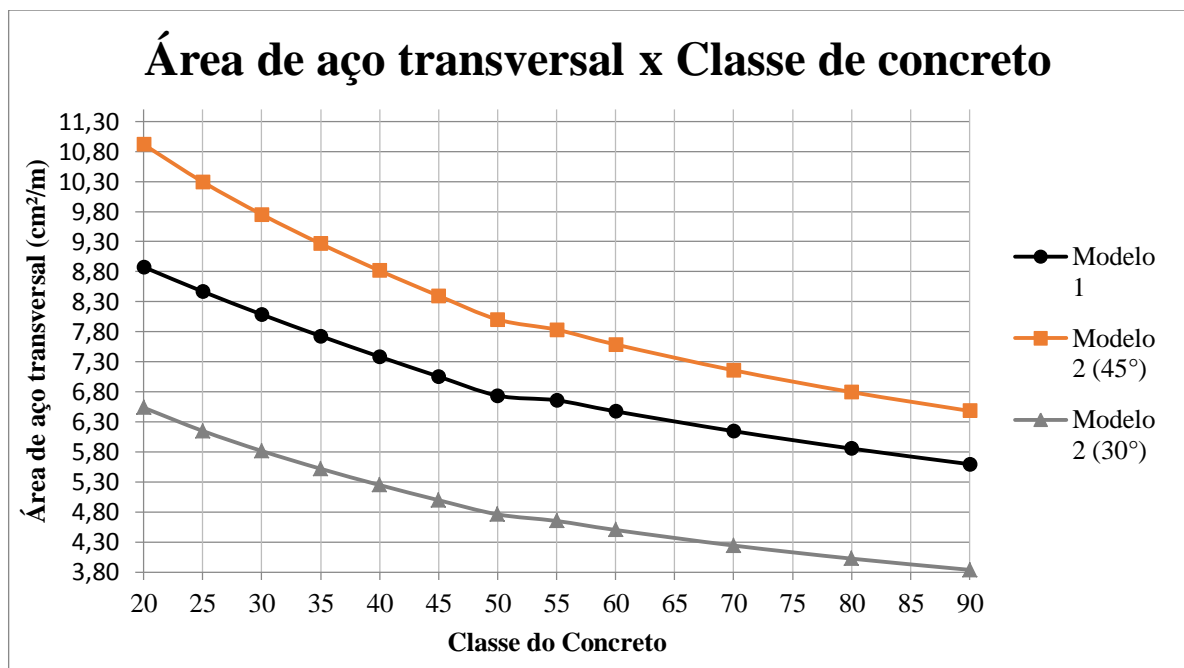
Tabela 10 Comparação entre inclinações de estribos e bielas

Estribo (α°)	Bielas (θ°)	A_{sw} (cm ² /m)	Distribuição
45°	30°	2,50820	7 ϕ 5.0 c/16,67 cm
90°	45°	5,12534	14 ϕ 6.3 c/7,69 cm

Fonte: Autor, 2016.

Por fim, para um esforço cortante característico de 150 kN, uma largura da viga de 15 cm, altura útil de 47 cm, aço CA-50 para os estribos, modelos 1 e 2 de cálculo, estribo a 90°, biela a 45° e 30° (Modelo 2) o Gráfico 2 mostra o comportamento da variação da área de armadura transversal.

Gráfico 2 Variação da área de armadura transversal em detrimento da classe do concreto



Fonte: Autor, 2016.

Os resultados obtidos para os modelos são exatamente aqueles esperados pela literatura. Ambos apresentam um pequeno patamar entre o concreto C50 e C55, o modelo 2 com bielas comprimidas inclinadas à 45° apresentam uma maior área de aço que o modelo 1 e o modelo 2 com bielas à 30°. Barros e Giongo (2008) comprovam tal comportamento, pois a partir de

uma inclinação da biela de 39° o modelo 2 passar a ter uma maior área de armadura transversal que o modelo 1.

3.6.3 Sub-rotina: VIG_FLE_COR

Como já demonstrado nos itens 3.6.1 e 3.6.2, tanto para a flexão quanto para o esforço cortante, o código apresenta resultados precisos e confiáveis, nesta seção apresentar-se-ão exemplos diversos, pois esta sub-rotina é a composição das sub-rotinas anteriores. A brita utilizada é do tipo 1.

Tabela 11 Resultados do 1º exemplo de dimensionamento utilizando a sub-rotina VIG_FLE_COR.

Testes	1	2	3	4	5
b_w (cm)	15	15	20	20	25
h (cm)	70	40	60	50	60
Concreto	C30	C25	C20	C25	C80
Aço Long.	CA-50	CA-50	CA-50	CA-50	CA-50
Aço. Estribo	CA-60	CA-60	CA-50	CA-50	CA-50
M_k (kN.m)	60	30	85	110	125
V_k (kN)	25	35	45	80	100
Modelo	1	2	1	2	1
Estribo (α°)	90°	90°	90°	90°	45°
Bielas (θ°)	45°	30°	45°	35°	45°
Φ_w (mm)	5.0	5.0	6.3	8.0	8.0
cob. (cm)	1,5	1,5	2,0	2,0	2,5
ϵ_c (‰)	0,957757	2,142171	2,639708	3,500000	0,834108
ϵ_s (‰)	10,000000	10,000000	10,000000	6,657184	10,000000
A_s (cm²)	2,96592	2,77159	5,27927	8,89233	7,40708
Dist. Long.	4 ϕ 10.0 c/2,33 cm	4 ϕ 10.0 c/2,33 cm	3 ϕ 16.0 c/4,97 cm	3 ϕ 20.0 c/4,20 cm	4 ϕ 16.0 c/4,00 cm
A_{sw} (cm²/m)	1,44823	1,28248	1,76834	2,05197	3,42144
Dist. Transv.	5 ϕ 5.0 c/25,00 cm	5 ϕ 5.0 c/25,00 cm	5 ϕ 6.3 c/25,00 cm	5 ϕ 8.0 c/25,00 cm	5 ϕ 8.0 c/25,00cm
A_{s,pele} (cm²)	1,05000	-	-	-	-
Dist. Pele.	6 ϕ 5.0 c/8,79 cm	-	-	-	-

3.6.4 Sub-rotina: VIG_T_FLE

Neste primeiro exemplo todos os testes utilizaram para armadura longitudinal aço CA-50 e um concreto confeccionado com brita 1.

Tabela 12 Resultados do 1º exemplo de dimensionamento utilizando a sub-rotina VIG_T_FLE.

Testes	1	2	3	4
b_w (cm)	15	20	25	25
b_f (cm)	80	100	60	75
h (cm)	60	70	40	40
h_f (cm)	8	10	8	8
Concreto	C25	C20	C30	C20
M_k (kN.m)	60	200	170	215
cob. (cm)	1,5	2,0	2,5	2,5
ε_c (‰)	0,272738	0,717798	3,106609	3,500000
ε_s (‰)	10,000000	10,000000	10,000000	5,271402
Linha neutra (cm)	1,52329	4,45367	8,44287	14,00570
Φ_w (mm)	5.0	5.0	6.3	8.0
A_s (cm²)	3,40346	9,95078	17,35120	23,44560
Dist. Long.	3φ12.5 c/3,63 cm	4φ20.0 c/2,33 cm	4φ25.0 c/2,91 cm	3φ32.0 c/4,40 cm
A_{s,pele} (cm²)	-	1,40000	-	-
Dist. Pele.	-	8φ5.0 c/6,50 cm	-	-

Fonte: Autor, 2016.

O segundo teste (Figura A 4 – Apêndice) mostra a capacidade desta sub-rotina de também dimensionar vigas de seção T para concretos de alto desempenho. Este exemplo utiliza uma viga com 20 cm de largura, 1 m de largura de mesa colaborante, 60 cm de altura, concreto da classe C70, aço do tipo CA-50, momento característico atuante de 300 kN.m, cobrimento de 2 cm, armadura transversal com diâmetro de 8 mm e brita 1.

Foi realizada uma comparação interessante entre o desempenho para as mesmas condições, entre uma seção retangular e uma seção T. Para tanto, os seguintes dados foram adotados: largura da viga de 20 cm, altura de 60 cm, largura da mesa colaborante de 100 cm, altura da laje (mesa) de 8 cm, concreto C25, aço CA-50, momento fletor característico de 150 kN.m, cobrimento de 2 cm, estribo de 5 mm e brita 1. Os resultados estão na Tabela 13.

Tabela 13 Resultados da comparação de uma viga de seção retangular com uma de seção T.

Seção	A_s (cm ²)	Distribuição	ϵ_c (‰)	ϵ_c (‰)	LN (cm)
Retangular	9,75471	4 ϕ 20.0 c/2,33 cm	3,500000	7,823501	17,46370
T	8,74242	3 ϕ 20.0 c/4,50 cm	0,586527	10,000000	3,13028

Fonte: Autor, 2016.

A área de aço em si não mudou muito, a da seção T possui área cerca de 11,6% menor que a retangular. Porém, tal fato já altera a distribuição das armaduras ficando aquela com uma barra a menos. A mudança mais considerável está nos resultados das deformações dos materiais e, conseqüentemente, a posição da linha neutra. Considerar ou não a viga como seção T pode, neste caso, implicar em uma mudança de domínio onde o elemento estrutural irá trabalhar. A seção retangular trabalha no domínio 3, ao passo que a seção T trabalha, com relativa folga, no domínio 2.

Por fim, realizou-se um dimensionamento (Tabela 14) de uma viga de seção T com as seguintes características: nervura de 20 cm, altura de 60 cm, largura da mesa colaborante de 100 cm, espessura de mesa de 10 cm, momento fletor característico de 250 kN.m, cobrimento de 2,5 cm, aço CA-50, estribo de 5.0 mm e brita 1. Os resultados estão transcritos na Tabela 14, e os Gráfico 3 a Gráfico 5 mostram, respectivamente, a evolução da área de aço, da deformação do concreto e da profundidade da linha neutra conforme é variada a classe do concreto.

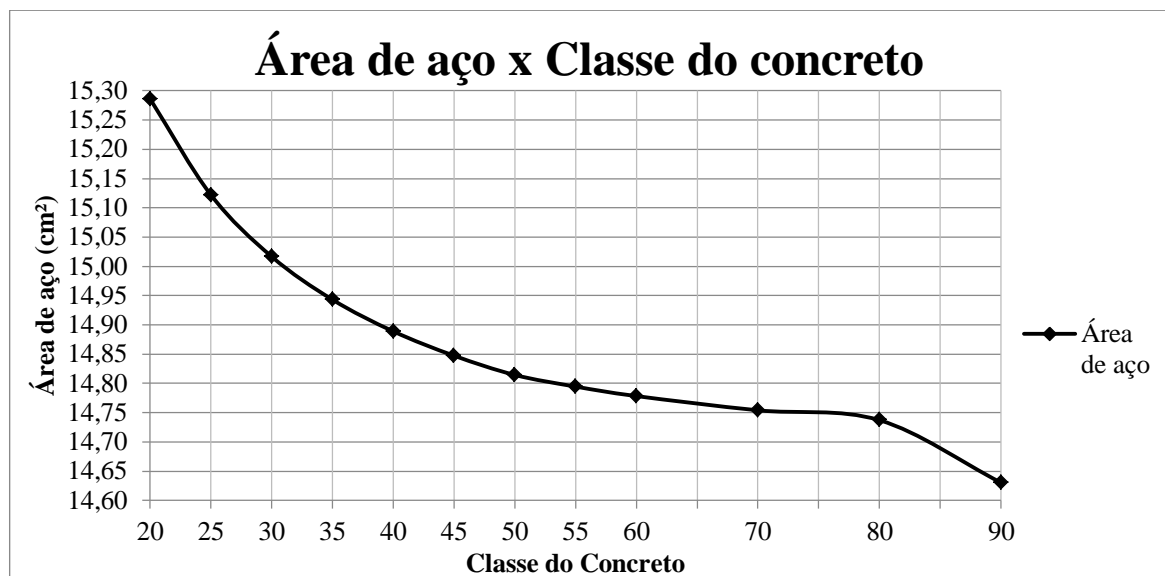
Tabela 14 Resultados do dimensionamento de seção T variando a classe de concreto.

Concreto	A_s (cm ²)	Dist.	ϵ_c (‰)	ϵ_s (‰)	LN (cm)
C20	15,2858	2 ϕ 32.0 c/ 7,60 cm	1,408907	10,000000	6,84145
C25	15,1219	2 ϕ 32.0 c/ 7,60 cm	1,083209	10,000000	5,41447
C30	15,0165	2 ϕ 32.0 c/ 7,60 cm	0,879944	10,000000	4,48062
C35	14,9430	2 ϕ 32.0 c/ 7,60 cm	0,740960	10,000000	3,82174
C40	14,8889	2 ϕ 32.0 c/ 7,60 cm	0,639914	10,000000	3,33191
C45	14,8473	2 ϕ 32.0 c/ 7,60 cm	0,563130	10,000000	2,95343
C50	14,8144	2 ϕ 32.0 c/ 7,60 cm	0,502806	10,000000	2,65219
C55	14,7945	2 ϕ 32.0 c/ 7,60 cm	0,474329	10,000000	2,50878

<i>Continuação da Tabela 14</i>					
Concreto	A_s (cm²)	Dist.	ε_c (‰)	ε_s (‰)	LN (cm)
C60	14,7783	2φ32.0 c/ 7,60 cm	0,451979	10,000000	2,39569
C70	14,7540	2φ32.0 c/ 7,60 cm	0,420603	10,000000	2,23609
C80	14,7371	2φ32.0 c/ 7,60 cm	0,401930	10,000000	2,14065
C90	14,6304	3φ25.0 c/ 3,25 cm	0,383160	10,000000	2,07877

Fonte: Autor, 2016.

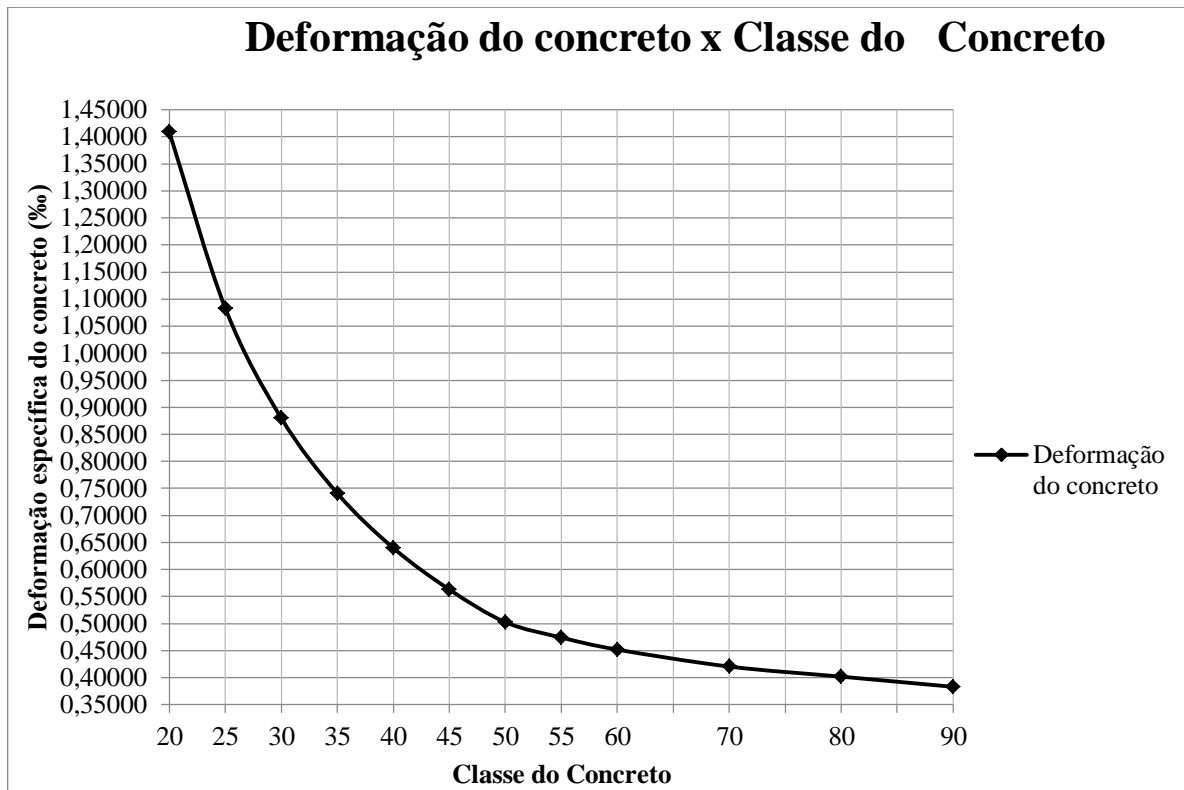
Gráfico 3 Variação da área de aço em viga de seção T em detrimento da classe de concreto



Fonte: Autor, 2016.

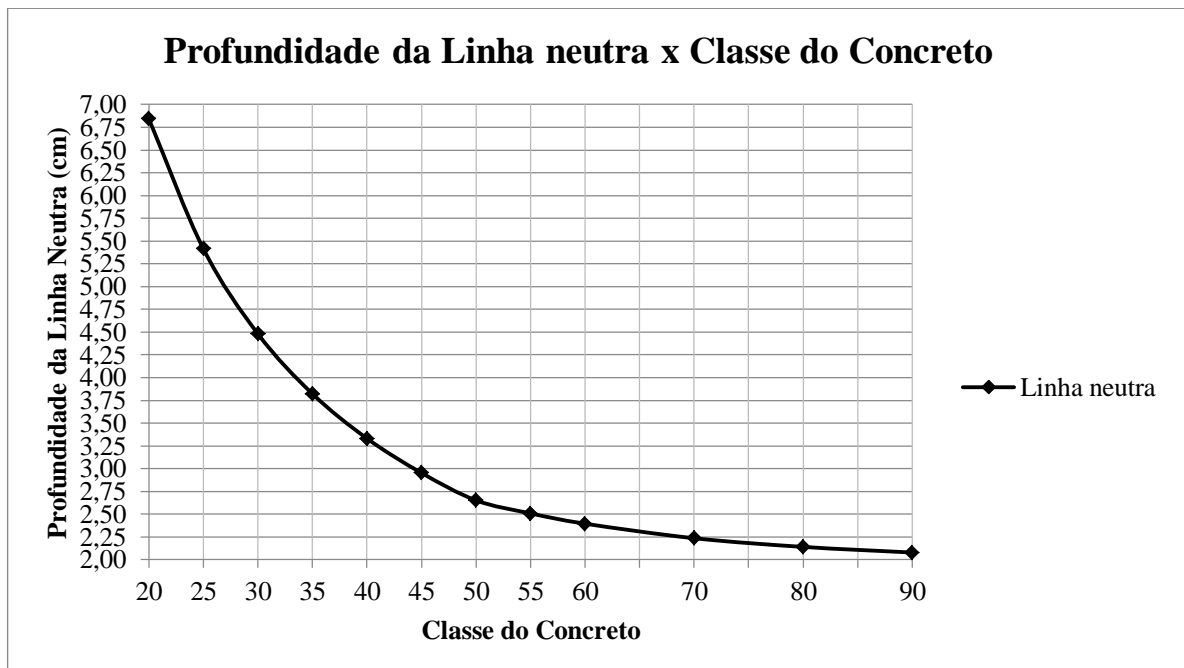
O Gráfico 3 apresenta o mesmo comportamento descrito no Gráfico 1. A mudança abrupta do concreto C80 para o C90 deve-se a mudança da distribuição das armaduras, o que fez variar a altura útil. O Gráfico 4 mostra a evolução da deformação do concreto e apresenta resultados ao longo da classe do concreto condizentes por estar no domínio 2. O Gráfico 5 acompanha a mesma tendência do gráfico da deformação pelo mesmo motivo do gráfico anterior, pois como está no domínio 2 a única variante para a linha neutra é a deformação do concreto.

Gráfico 4 Variação da deformação do concreto em uma seção T em detrimento da classe do concreto



Fonte: Autor, 2016.

Gráfico 5 Variação da profundidade da linha neutra em detrimento da classe do concreto. Seção T.



Fonte: Autor, 2016.

3.6.5 Sub-rotina: VIG_T_FLE_COR

Encontram-se descritos, na Tabela 15, os resultados dos testes realizados com a sub-rotina VIG_T_FLE_COR.

Tabela 15 Resultados dos testes feitos com a sub-rotina VIG_T_FLE_COR.

Testes	1	2	3	4
b_w	15	20	25	30
b_f	80	120	75	100
h	60	50	70	60
h_f	8	10	8	12
Concreto	C25	C20	C60	C20
Aço Transv.	CA-50	CA-60	CA-50	CA-60
M_k	60	100	130	150
V_k	30	80	130	100
Modelo	1	2	1	2
Estribo (α°)	90°	90°	45°	90°
Biela (θ°)	45°	30°	45°	30°
Φ_w	5.0	8.0	6.3	8.0
Esc. Φ_1	Não	Não	Não	16.0
ε_c (‰)	0,272738	0,591507	0,209001	0,771577
ε_s (‰)	10,000000	10,000000	10,000000	10,000000
Linha neutra (cm)	1,52329	2,61924	1,36642	3,99270
A_s	3,40346	7,02255	6,32178	8,92083
Dist. Long.	3 ϕ 12.5 c/3,63 cm	4 ϕ 16.0 c/3,00 cm	6 ϕ 12.5 c/2,45 cm	6 ϕ 16.0 c/2,76 cm
A_{sw}	1,53898	1,47361	3,04033	2,21042
Dist. Transv.	3 ϕ 5.0 c/14,29 cm	5 ϕ 8.0 c/25,00 cm	10 ϕ 6.3 c/11,11 cm	5 ϕ 8.0 c/25,00 cm
$A_{s,pele}$	-	-	1,75000	-
Dist. Pele	-	-	9 ϕ 5.0 c/5.85 cm	-

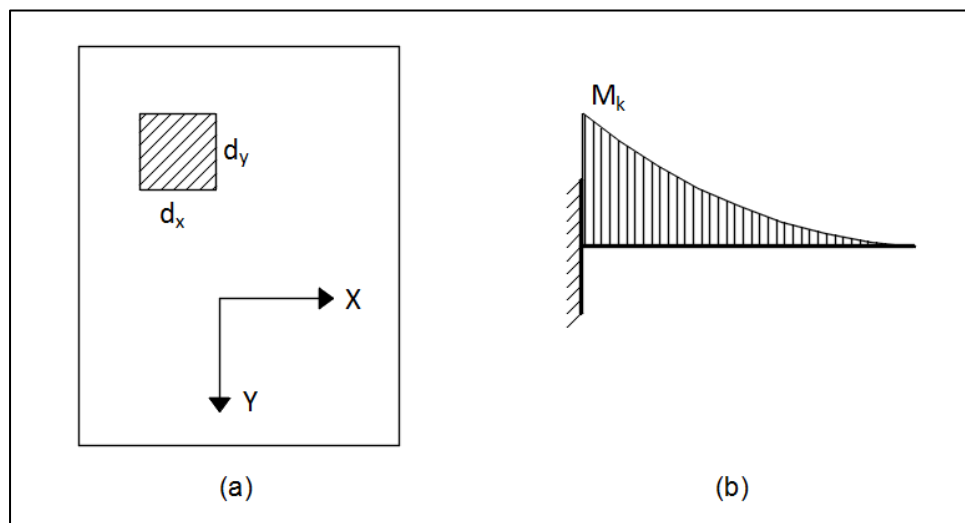
Fonte: Autor, 2016.

4 LAJES

4.1 Considerações Importantes

As lajes são elementos que tem a função de receber as solicitações de uso dos pavimentos e transmiti-las as vigas. São placas, ou seja, superfícies planas sujeitas a ações normais a este plano. São solicitadas predominantemente à flexão, porém é necessária verificação ao cisalhamento. Por serem placas, os esforços de flexão ocorrem em dois planos (exceto a laje em balanço), que serão convencionados para a entrada de dados nos programas de dimensionamento de acordo com a Figura 18.

Figura 18 Convenção adotada pelos programas de lajes. (a) Lajes Maciças e Nervuradas e (b) Lajes em balanço.



Fonte: Autor, 2016.

Os momentos que são inseridos, tanto na laje maciça quanto na nervurada, são aqueles que estão atuando na direção dos eixos indicados na Figura 18(a). Em relação às lajes nervuradas, as dimensões solicitadas são de face a face e são paralelas aos eixos designados na Figura 18(a). Os esforços destes dois tipos de lajes devem ser obtidos através de uma análise estrutural feita por software estrutural adequado ou lançando mão de tabelas de cálculos de lajes, que apresentam vários valores a depender das vinculações admitidas. Em relação às lajes em balanço, o momento característico é obtido na análise estrutural de modo

bem simples. Não é necessário indicar o sinal negativo, pois, por estar em balanço, o programa já subentende o sinal e dimensiona para tal esforço.

4.2 Lajes Maciças

O dimensionamento de lajes maciças é exatamente igual ao de vigas solicitadas à flexão. A única diferença é que a largura b_w possui o valor definido de 1 metro. As lajes são dimensionadas para estas faixas e suas armaduras, neste código, são detalhadas para a faixa de 1 metro.

O item 13.2.4.1 da NBR 6118/2014 especifica as espessuras mínimas a serem utilizadas de acordo com o uso da laje.

Não é comum dimensionar lajes maciças com armaduras duplas devido à dificuldade executiva, pois seria necessária a presença de armaduras transversais que dariam suporte a tal armadura.

A verificação ao cisalhamento é feita conforme a Equação (60).

$$V_{Sd} \leq V_{Rd1} = \tau_{Rd} \times k \times (1,2 + 40 \times \rho_1) \times b_w \times d \quad (60)$$

Onde:

$$\tau_{Rd} = 0,25 \times f_{ctd} \quad (61)$$

$$k = (1,6 - d) \geq 1, d \text{ em metros} \quad (62)$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \times d} \leq 0,02 \quad (63)$$

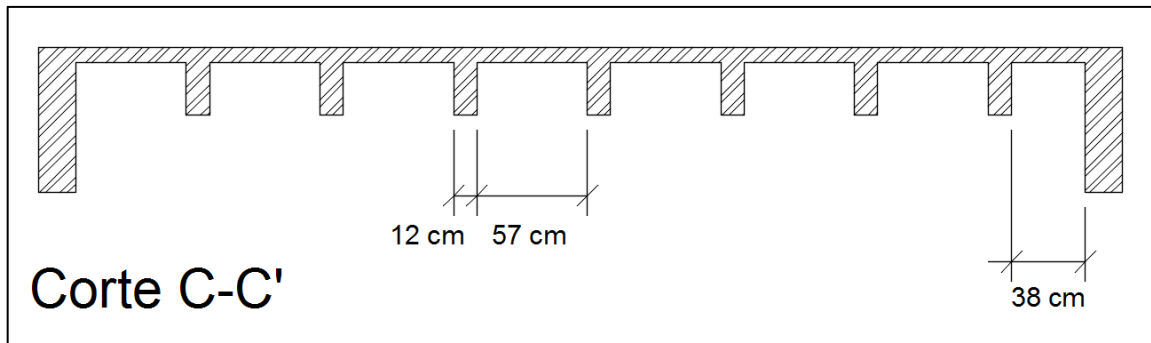
Onde τ_{Rd} é a tensão resistente de tração de projeto do concreto considerada para lajes, ρ_1 é a taxa geométrica de armadura tracionada na seção considerada e A_{s1} é a área de aço tracionada da seção.

4.3 Lajes Nervuradas

O dimensionamento de lajes nervuradas solicitadas à flexão é idêntico ao de vigas seção T. A largura da mesa colaborante passa a ser definida pela distância de eixo a eixo entre nervuras na direção considerada. O momento fletor característico na direção X (M_{kx}), por

exemplo, é multiplicado pela distância de eixo a eixo da nervura paralela a X (s_{n_x}), sendo realizado procedimento análogo para o M_{k_y} .

Figura 19 Exemplo de seção transversal de laje nervurada.



Fonte: Autor, 2016.

A NBR 6118/2014 traz as seguintes observações em relação ao projeto de lajes nervuradas referentes à sua geometria:

- Fica dispensada a verificação da flexão da mesa em nervuras com espaçamento entre eixos menor ou igual a 65 cm, e a verificação ao cisalhamento da região das nervuras permite considerar os critérios de laje;
- Para distâncias entre eixos de nervura entre 65 e 110 cm é obrigatória a verificação da flexão da mesa; a verificação ao cisalhamento da região das nervuras é feito como na viga, entretanto, a norma faz uma ressalva: para espaçamento entre eixos de até 90 cm, desde que a nervura tenha uma largura maior que 12 cm, a verificação ao cisalhamento pode ser feita com critérios de laje;
- Para nervuras com espaçamento entre eixos superior a 110 cm, a mesa deve ser projetada como laje maciça apoiada na grelha de vigas. Tal solução não é contemplada neste trabalho.

A verificação ao cisalhamento em lajes nervuradas pelo critério de laje se utiliza das Equações (60) a (63), caso este critério não seja atendido deve se dimensionar a armadura transversal pelo critério de viga. A verificação pelo critério de viga é feita conforme o item 3.2.3. Para todas as equações referidas nestas verificações ao cisalhamento, b_w é sempre a largura da nervura (b_n).

A NBR 6118/2014, no item 13.2.4.2, delimita a espessura mínima da mesa a depender do vão a ser vencido e da presença de tubulações horizontais embutidas, no que diz respeito aos seus diâmetros e cruzamento de tubulações. Já para as nervuras não é permitida largura

inferior a 5 cm, e as nervuras com espessura menor que 8 cm não poderão conter armadura de compressão.

4.4 Lajes em Balanço – Marquises

O dimensionamento de lajes em balanço, conhecidas por marquises, segue o mesmo padrão de vigas retangulares e das lajes maciças. A depender da espessura da marquise é necessário, por norma, majorar o momento de projeto (Tabela 16) com o objetivo de garantir a segurança da estrutura, visto que, por se tratar de armadura negativa, é muito comum, na montagem das armaduras, o pisoteio, o que ocasiona lajes menos espessas, com severa diminuição da altura útil e, conseqüente, redução da capacidade resistente da seção, o que gerou acidentes no passado.

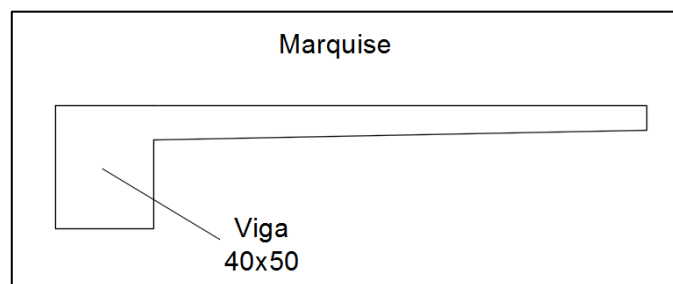
Tabela 16 Fator γ_n utilizado para majorar o momento de projeto de marquises com determinadas espessuras.

h(cm)	≥ 19	18	17	16	15	14	13	12	11	10
γ_n	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25	1,30	1,35	1,40	1,45

Fonte: ABNT NBR 6118, 2014.

Neste trabalho não foi prevista a verificação ao cisalhamento destas lajes.

Figura 20 Seção transversal de uma marquise.



Fonte: Autor, 2016.

4.5 Rotinas do Código Computacional

Para o dimensionamento de lajes, o programa conta com 3 sub-rotinas descritas abaixo:

- a) LAJ_MACIÇA: dimensiona, à flexão, lajes maciças, assim como, apresenta um detalhamento simples de suas armaduras longitudinais;
- b) LAJ_NERVURADA: dimensiona, à flexão, lajes nervuradas, assim como, apresenta um detalhamento simples de suas armaduras longitudinais;
- c) LAJ_MARQUISE: dimensiona, à flexão, lajes em balanço, assim como, apresenta um detalhamento simples de suas armaduras longitudinais.

Para utilizar qualquer uma dessas sub-rotinas deve-se escolher no programa principal o dimensionamento de lajes e, em seguida, definir qual tipo laje deseja se dimensionar. Nos itens a seguir (do 4.5.1 ao 4.5.3), estão documentados todos os passos utilizados pelas sub-rotinas para o dimensionamento automático.

4.5.1 Dimensionamento utilizando a sub-rotina LAJ_MACIÇA

Os dados requeridos do usuário são os seguintes (Figura A 6 - Apêndice):

- a) Espessura da laje em metros, devendo ser respeitada, sob responsabilidade do usuário, a espessura mínima específica em norma;
- b) Classe do concreto;
- c) Tipo de aço para a armadura longitudinal, tendo as opções de CA-50 e CA-60;
- d) O momento fletor característico atuante na direção X, em kN.m/m (Figura 18)
- e) O momento fletor característico atuante na direção Y, em kN.m/m (Figura 18);
- f) A espessura da camada de concreto de cobrimento, em centímetros;
- g) Diâmetro do agregado utilizado, contemplando desde a brita 0 até a 4.
- h) Escolha, por parte do usuário, em determinado ponto da iteração, dentre as opções fornecidas pelo programa, de qual bitola deseja-se utilizar. Esta escolha ocorre duas vezes, uma para cada direção;
- i) Esforço cortante característico em kN/m, sob responsabilidade do usuário indicar o valor referente a direção paralela ao maior momento.

O início da sub-rotina é semelhante ao descrito no item 3.4.1. Calcula-se a altura útil inicialmente adotada. Para tanto, o programa verifica para qual direção o momento atuante é maior, pois este deve possuir uma maior altura útil (armadura fica o mais abaixo e sustenta por sobre ela a armadura da outra direção). Ao se definir a maior altura útil, a outra altura útil é função desta, com o uso hipotético de uma bitola de 10.0 mm. Parte-se, então, para a definição da deformação e tensão de escoamento do aço utilizado; área de concreto; módulo

de resistência da seção transversal, referente à fibra mais tracionada; definição das resistências do concreto ($f_{ct,m}$, $f_{ctk,sup}$, $f_{ctk,inf}$, f_{cd} e f_{ctd}); majoração dos momentos atuantes; cálculo do momento fletor mínimo de projeto; definição das áreas das armaduras de aço por bitola; definição das áreas mínimas e máximas de aço (com impressão em tela).

Feito isto, começa efetivamente o dimensionamento. É impresso em tela qual direção será dimensionado primeiro. A iteração feita é referente ao dimensionamento das duas direções, ou seja, quando as duas direções estiverem dimensionadas se finda a iteração. O procedimento para encontrar a área de armadura de flexão e seu respectivo detalhamento (escolha da bitola) é idêntico ao do item 3.4.1. O que diferencia entre essas sub-rotinas é que nesta, aparece ao usuário uma lista da quantidade de barras e do espaçamento referente as bitolas passíveis de uso. O usuário deve escolher qual opção ele deseja. Essa escolha é feita apenas uma vez. O resultado pode divergir um pouco do escolhido, mas a bitola escolhida não é alterada (ver exemplos).

Outra diferença é em relação à armadura dupla. Como não é prática a utilização desta armadura em lajes maciças, o programa identifica a necessidade e informa ao usuário, porém não efetua o cálculo.

Por fim, o programa faz a verificação ao cisalhamento e informa em tela, ao usuário, a necessidade ou não de armação transversal, além do fator de segurança deste esforço (relação entre o resistente de projeto e o atuante de projeto). Se tal relação for menor que 1 (um), a seção demanda de estribos, algo que não está contemplado neste programa para este tipo de laje (também pelo fato de ser incomum).

4.5.2 Dimensionamento utilizando a sub-rotina LAJ_NERVURADA

Os dados requeridos do usuário são os seguintes (Figura A 7 - Apêndice):

- a) A largura da nervura em metros, respeitando os limites especificados em norma;
- b) Espessura da laje em metros, devendo ser respeitada, sob responsabilidade do usuário, a espessura mínima específica em norma;
- c) A altura das nervuras em metros;
- d) Distância face a face das nervuras na direção X, em metros;
- e) Distância face a face das nervuras na direção Y, em metros;
- f) O momento fletor característico atuante na direção X, em kN.m/m;
- g) O momento fletor característico atuante na direção Y, em kN.m/m;
- h) Classe do concreto;

- i) Tipo de aço para a armadura longitudinal, tendo as opções de CA-50 e CA-60;
- j) Tipo de aço para a armadura transversal, caso necessário, tendo as opções de CA-50 e CA-60;
- k) A espessura da camada de concreto de cobrimento, em centímetros;
- l) Diâmetro do agregado utilizado, contemplando desde a brita 0 até a 4.
- m) Escolha por parte do usuário, em determinado ponto da iteração, dentre as opções fornecidas pelo programa, de qual bitola deseja-se utilizar. Esta escolha ocorre duas vezes, uma para cada direção;
- n) Esforço cortante característico em kN/m, sob responsabilidade do usuário indicar o valor e a direção paralela de uma das nervuras.

O funcionamento desta sub-rotina é dependente do tipo de verificação que é feito para o cisalhamento. Caso seja identificado que o critério a ser utilizado é o de laje, a rotina de dimensionamento é semelhante à de um viga de seção T combinada com a rotina para lajes maciças, pois haverá escolha do maior momento para saber qual direção será dimensionada primeiro. Após isso, são apresentadas ao usuário as alternativas de detalhamento e é feito um novo cálculo. Assim é feito também para a outra direção. Ao final é realizada a verificação ao cisalhamento conforme os critérios de laje, se a laje passar neste critério é informado ao usuário o fator de segurança ao cisalhamento. Se não, procede-se para o cálculo dos estribos.

Caso o critério para a verificação ao cisalhamento seja de viga, o procedimento é idêntico ao de vigas de seção retangular. É informado ao final a área de armadura transversal e seu detalhamento.

4.5.3 Dimensionamento utilizando a sub-rotina LAJ_MARQUISE

Os dados requeridos do usuário são os seguintes (Figura A 9 - Apêndice):

- a) Espessura da laje em metros, devendo ser respeitada, sob responsabilidade do usuário, a espessura mínima específica em norma;
- b) Classe do concreto;
- c) Tipo de aço para a armadura longitudinal, tendo as opções de CA-50 e CA-60;
- d) O momento fletor característico atuante, em kN.m/m;
- e) A espessura da camada de concreto de cobrimento, em centímetros;
- f) Diâmetro do agregado utilizado, contemplando desde a brita 0 até a 4.

O procedimento adotado pela sub-rotina é praticamente igual ao item 3.4.1. Uma diferença é que, para os cálculos de altura útil não há a parcela do estribo. A outra é que, para determinadas espessuras, é utilizado um coeficiente adicional (γ_n) que majora o momento de projeto. Por esta razão, em seus resultados, o programa imprime o momento de projeto utilizado (já majorado com γ_n).

4.6 Limitações

As limitações contidas no programa para dimensionamento de lajes são elencadas a seguir:

- a) Nas sub-rotinas de lajes maciças e nervuradas a armadura dimensionada é apenas a positiva, não havendo a possibilidade neste programa de dimensioná-las para momentos negativos;
- b) Na sub-rotina de laje nervurada, quando da verificação ao cisalhamento, pelo fato de escolher apenas a direção para verificação conforme indicação do usuário, se houver a necessidade do uso de estribos, não é possível fazer a inclusão da mudança da altura útil devido ao estribo, o que necessitaria de iteração. Isto, todavia, não é tão danoso para os resultados, pois as lajes nervuradas possuem altura considerável, pouco interferindo no resultado final. Um dos motivos é a própria concepção do programa. Somente uma remodelagem do programa incluiria tal funcionalidade;
- c) Se o usuário desejar dimensionar uma laje, maciça ou nervurada, com momentos positivos e negativos, através deste programa para extrair as armaduras positivas ele deve desconsiderar a verificação ao cisalhamento feita pelo programa, pois o item 19.4.1 Figura 19.1 da NBR 6118/2014 considera que deve ser utilizada a armadura negativa para tal verificação (os valores utilizados da análise estrutural de esforço cortante nas lajes saem justamente dos apoios, onde estão as armaduras negativas);
- d) Na sub-rotina de lajes nervuradas, por haver o cruzamento das armaduras, foi limitado a apenas uma camada de armadura de flexão para cada direção.
- e) As sub-rotinas não são capazes de dimensionar armadura de compressão, devido a complexidade desta análise em duas direções.

4.7.2 Sub-rotina: LAJ_NERVURADA

Os resultados dos testes feitos para esta sub-rotina estão expressos na Tabela 17. Todos os testes utilizaram cobrimento de 1,5 cm. A Figura A 8 – Apêndice apresenta os resultados impressos em tela do teste 4.

Tabela 17 Resultados dos testes realizados com a sub-rotina LAJ_NERVURADA.

Teste	1	2	3	4
b_n (cm)	12	10	8	10
h_f (cm)	10	8	10	8
h (cm)	30	30	25	25
s_x (cm)	60	65	50	70
s_y (cm)	60	70	50	50
M_x (kN.m/m)	20,0	28,0	20,0	15
M_y (kN.m/m)	13,5	18,2	11,8	25,4
Concreto	C25	C30	C90	C40
Esc. Φ_w (mm)	Não	Sim (φ6.3)	Não	Sim (φ5.0)
V_k (kN/m)	15,0	20,0	15,3	35,0
V_k paralelo a	X	Y	X	X
A_{sx} (cm²/m)	1,44000	1,80278	1,79200	1,80365
Dist. X	3φ8.0 c/3,30 cm	2φ12.5 c/4,50 cm	2φ12.5 c/2,50 cm	2φ12.5 c/4,50 cm
A_{sy} (cm²/m)	1,68365	2,47639	1,79200	2,17614
Dist. Y	2φ12.5 c/6,50 cm	2φ16.0 c/3,80 cm	2φ12.5 c/2,50 cm	2φ12.5 c/4,50 cm
FS_{cisalhamento}	1,69201	-	2,58696	-
A_{sw} (cm²/m)	-	1,15859	-	1,94143
Dist.	-	6φ6.3 c/20,0 cm	-	6φ5.0 c/20,00 cm

Fonte: Autor, 2016.

4.7.3 Sub-rotina: LAJ_MARQUISE

O primeiro teste considera uma marquise de 12 cm de espessura, concreto classe C25, aço CA-50, momento característico (negativo) atuante de 25 kN.m/m, cobrimento de 2 cm e brita 1. O resultado mostra que tal laje em balanço necessita de armadura dupla, solução não contemplada nesta sub-rotina como também, não atraente do ponto de vista executivo.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

As sub-rotinas utilizadas para o dimensionamento dos diversos elementos estruturais, através dos testes realizados, mostram confiabilidade, precisão e praticidade no dia a dia de um engenheiro estruturalista. O código é passível de uso para trabalhos acadêmicos assim como para verificações e sondagens rotineiras o que certamente confere certa noção ao projetista de quais seções são válidas, quais diâmetros serão utilizados e possibilidades de detalhamento simplificado.

Este trabalho agrupa todas as etapas e informações necessárias para o dimensionamento de determinadas seções e elementos, contempla o dimensionamento de concretos com classes de resistência elevadas, os quais, na literatura, são exemplos insólitos. Prevê o equacionamento, embora incomum de ocorrer, de seções T necessitadas de armadura dupla. Tal equacionamento e explicações detalhadas são inexistentes nas fontes consultadas.

Ao trabalhar, também, com as novas classes de concreto inseridas pela nova versão da norma (2014), pode-se notar que estes concretos reduzem significativamente a armadura transversal, porém não apresentam grande economia para armaduras à flexão, sendo, talvez, incorporados para garantir os itens de durabilidade da referida norma.

Como sugestões de melhoria estão todos os pontos elencados como limitações nas rotinas. Nas vigas pode-se dar a opção de mais camadas de armaduras, tanto a tracionada quanto a comprimida. É possível configurar as rotinas para funcionarem, no detalhamento de vigas solicitadas por momento fletor negativo, como a sub-rotina de dimensionamento completo que identifica as posições das armaduras conforme o sinal do momento indicado na inserção do dado.

As sub-rotinas de lajes podem se desenvolver na parte da consideração de momentos fletores negativos, e como consequência, tornar mais completo a verificação ao cisalhamento das mesmas. A sub-rotina de lajes nervuras pode contemplar um novo processo iterativo, quando houver a necessidade de armaduras transversais.

Para acréscimo de rotina e fechamento dos principais elementos estruturais vistos em uma graduação de engenharia civil pretende-se a inclusão de duas sub-rotinas, a saber: geração de ábacos e dimensionamento de pilares solicitados à flexo-compressão. Tais rotinas encontram-se em estágio avançado de desenvolvimento e estão sendo concebidas, fazendo considerações diferentes daquelas utilizados nos ábacos tradicionais, possuindo potencial de análise comparativa dos resultados.

Outro ponto é a inserção da verificação dos Estados Limites de Serviço (ELS) dos elementos abordados neste texto. A priori podem ser contemplados os ELS de formação de fissuras, abertura de fissuras e deformações excessivas. Dessa forma, se teria o dimensionamento completo das estruturas convencionais de concreto armado.

Por fim, pode-se perceber a fundamental importância do curso de resistência dos materiais na estrutura curricular do curso. Embora não seja aplicada de forma direta, seus conceitos permeiam a NBR 6118/2014, que apesar de fazer algumas considerações devido às limitações teóricas, sempre se remete a disciplina em suas formulações.

REFERÊNCIAS

- ARAÚJO, José Milton. Curso de concreto armado. 3. ed. Rio Grande: Editora Dunas, 2014. 4 v.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. 3 ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2014. 238 p.
- BARROS, Rodrigo; GIONGO, José Samuel. Cálculo da área da armadura transversal em elementos lineares de concreto armado submetidas à ação de força cortante: análise comparativa entre os Modelos I e II da NBR 6118:2003. 50º Congresso Brasileiro do Concreto – CBC 2008. Salvador.
- CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues de. Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: Segundo a NBR 6118:2014. Volume 1, 4. ed. São Carlos: Edufscar, 2014. 415 p.
- CARVALHO, Roberto Chust; PINHEIRO, Libânio Miranda. Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: Volume 2. São Paulo: Pini, 2009. 589 p.
- FUSCO, Péricles Brasiliense. Tecnologia do concreto estrutural: Tópicos aplicados. São Paulo: Pini, 2008. 180 p.
- KIMURA, Alio Ernesto. Informática aplicada em estruturas de concreto armado: Cálculo de edifícios com o uso de sistemas computacionais. São Paulo: Pini, 2007. 628 p.
- LEONHARDT, F. & MÖNNIG, E. Construções de Concreto. Ed. Interciência, v. 01, Rio de Janeiro, 1978.
- MADUREIRA, Edmilson Lima. Concreto Armado - Volume 2: Dimensionamento à Flexão - Vigas. Natal: UFRN, 2015.
- PFEIL, Walter. Concreto Armado. 3. ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1978.
- PFEIL, Walter. Estruturas de Aço. 8. ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 2008.
- ROCHA, Aderson Moreira da. Novo curso prático de concreto armado. 12. ed. Rio de Janeiro: Científica, 1971.
- SILVA, R. C. Concreto Armado: aplicações de modelos de bielas e tirantes. 1991. 202 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, São Paulo, 1991.

APÊNDICE A – Telas impressas do programa

Figura A 1 Tela inicial da sub-rotina VIG_FLE. Inserção dos dados.

```

DIMENSIONAMENTO DE UIGAS SOLICITADAS À FLEXÃO
1) Digite a largura da viga em metros
.2
2) Digite a altura da viga em metros
.5
3) Escolha a classe do concreto:
  1 --> C20
  2 --> C25
  3 --> C30
  4 --> C35
  5 --> C40
  6 --> C45
  7 --> C50
  8 --> C55
  9 --> C60
 10 --> C70
 11 --> C80
 12 --> C90
3
Escolhido Concreto Classe C          30
4) Escolha o tipo de aço da armadura longitudinal:
  1 --> CA 50
  2 --> CA 60
1
Escolhido AÇO CA          50
5) Digite o momento atuante em KN.m:
50
6) Digite o cobrimento em centímetros
Obs: Consultar Item 7.4 e a tabela 7.2 da NBR 6118/2014, a partir da pág 18
2
7) Deseja escolher a bitola da armadura longitudinal?
  1 --> Sim
  2 --> Não
2
8) Escolha a bitola do Estribo
  1 --> 5 mm
  2 --> 6.3 mm
  3 --> 8 mm
1
9) Escolha o diametro do agregado em mm
  1 --> 9 mm (Brita 0)
  2 --> 19 mm (Brita 1)
  3 --> 25 mm (Brita 2)
  4 --> 32 mm (Brita 3)
2

```


Figura A 6 Entrada de dados na sub-rotina LAJ_MACIÇA.

```

DIMENSIONAMENTO DE LAJES MACIÇAS SOLICITADAS À FLEXÃO

1) Digite a espessura da laje em metros
Observe o item 13.2.4.1 da NBR 6118/2014 (página 74) com as espessuras mínimas
de cada utilização
.08

2) Escolha a classe do concreto:
  1 --> C20
  2 --> C25
  3 --> C30
  4 --> C35
  5 --> C40
  6 --> C45
  7 --> C50
  8 --> C55
  9 --> C60
 10 --> C65
 11 --> C70
 12 --> C75
 13 --> C80
 14 --> C85
 15 --> C90

1
Escolhido Concreto Classe C          20

4) Escolha o tipo de aço da armadura de flexão:
  1 --> CA 50
  2 --> CA 60

1
Escolhido AÇO CA          50

4) Digite o momento atuante na direção X, em KN.m/m:
3.5

5) Digite o momento atuante na direção Y, em KN.m/m:
4.3

6) Digite o cobrimento em centímetros
Obs: Consultar Item 7.4 e a tabela 7.2 da NBR 6118/2014, a partir da pág 18
2

7) Escolha o diâmetro do agregado em mm
  1 --> 9 mm (Brita 0)
  2 --> 19 mm (Brita 1)
  3 --> 25 mm (Brita 2)
  4 --> 32 mm (Brita 3)

2

```

Figura A 7 Exemplo da entrada de dados na sub-rotina LAJ_NERVURADA.

```

DIMENSIONAMENTO DE LAJES NERVURADAS
1) Digite a largura da nervura em m
.1
2) Digite a espessura da laje em m
.08
3) Digite a altura das nervuras em m
Obs: da face de baixo da nervura até a face superior da laje
.25
4) Distância entre nervuras (paralela a X) em m, face a face
.7
5) Distância entre nervuras (paralelo a Y) em m, face a face
.5
6) Valor do Momento característico atuante na direção X em kN.m/m
15
7) Valor do Momento característico atuante na direção Y em kN.m/m
25.4
8) Escolha a classe do concreto:
  1 --> C20
  2 --> C25
  3 --> C30
  4 --> C35
  5 --> C40
  6 --> C45
  7 --> C50
  8 --> C55
  9 --> C60
 10 --> C65
 11 --> C70
 12 --> C75
 13 --> C80
 14 --> C85
 15 --> C90
5
Escolhido Concreto Classe C          40
9) Escolha o tipo de aço para armadura longitudinal:
  1 --> CA 50
  2 --> CA 60
1
Escolhido AÇO CA          50
9) Escolha o tipo de aço para armadura transversal se necessário:
  1 --> CA 50
  2 --> CA 60
2
Escolhido AÇO CA          60
10) Escolha a bitola do Estribo
  1 --> 5 mm
  2 --> 6.3 mm
  3 --> 8 mm
1
11) Digite o cobrimento em cm
1.5
12) Escolha o diâmetro do agregado em mm
  1 --> 9 mm (Brita 0)
  2 --> 19 mm (Brita 1)

```

Figura A 8 Teste nº 4 da Tabela 17 para lajes nervuradas

RESULTADOS:					
Armadura (paralela a Y) mínima de:	1.44990	cm ²			
Armadura (paralela a X) mínima de:	1.16350	cm ²			
Armadura (paralela a Y) máxima de:	64.80000	cm ²			
Armadura (paralela a X) máxima de:	52.00000	cm ²			
<hr/>					
--> Dimensionamento das armaduras paralelas a X					
Elemento trabalhando no domínio 2					
--> Escolha opção de bitola e distribuição para armadura paralela a X					
A Linha Neutra passa na mesa					
1-->	2 barras de	12.5000	mm cada	4.50000	cm
2-->	2 barras de	16.0000	mm cada	3.80000	cm
Área de aço paralela a X= 2.17614 cm ² /m					
Distribuídas da seguinte forma:					
	2 barras de	12.5000	mm cada	4.50000	cm
<hr/>					
--> Dimensionamento das armaduras paralelas a Y					
Elemento trabalhando no domínio 2					
--> Escolha opção de bitola e distribuição para armadura paralela a Y					
A Linha Neutra passa na mesa					
1-->	2 barras de	12.5000	mm cada	4.50000	cm
Área de aço paralela a Y= 1.80365 cm ² /m					
Distribuídas da seguinte forma:					
	2 barras de	12.5000	mm cada	4.50000	cm
<hr/>					
----- VERIFICAÇÃO AO CISALHAMENTO -----					
10) Insira o valor do valor de esforço cortante solicitante em kN					
11) Valor de esforço cortante referente a qual nervura?					
1-->	Paralela a X				
2-->	Paralela a Y				
Obs: Não há perigo de esmagamento do concreto das bielas					
	Área de aço para estribo:	1.94143	cm ² /m		
<hr/>					
----- Distribuição das Armaduras Transversais -----					
	10 estribos de	5.00000	mm a cada	11.1111	cm.

Figura A 9 Exemplo de entrada de dados na sub-rotina LAJ_MARQUISE.

```

DIMENSIONAMENTO DE LAJE MARQUISE SOLICITADA À FLEXÃO

1) Digite a espessura da laje em m
Observe o item 13.2.4.1 da NBR 6118/2014 (pág 74).Espessura mínima:0.10 m.
.15

2) Escolha a classe do concreto:
  1 --> C20
  2 --> C25
  3 --> C30
  4 --> C35
  5 --> C40
  6 --> C45
  7 --> C50
  8 --> C55
  9 --> C60
 10 --> C65
 11 --> C70
 12 --> C75
 13 --> C80
 14 --> C85
 15 --> C90

3
Escolhido Concreto Classe C          30

3)Escolha o tipo de aço da armadura de flexão:
  1 --> CA 50
  2 --> CA 60

1
Escolhido AÇO CA          50

4)Digite o momento atuante em KN.m/m:
20

5)Digite o cobrimento em centímetros
Obs: Consultar Item 7.4 e a tabela 7.2 da NBR 6118/2014,a partir da pág 18
1.5

6) Escolha o diâmetro do agregado em mm
  1 --> 9 mm (Brita 0)
  2 --> 19 mm (Brita 1)
  3 --> 25 mm (Brita 2)
  4 --> 32 mm (Brita 3)

2

```