Faculdade Presidente Antônio Carlos de Teófilo Otoni - Junho de 2018

ESTUDO COMPARATIVO DO MODELO DE CÁLCULO I E II PARA DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL DA NBR 6118 (2014)

Lorena Sena Alemida* Rodrigo Colares** Matheus Lajes*** Pedro Emílio Amador Salomão****

RESUMO

A NBR 6118 (2014) sugere dois modelos para calculara armadura transversais em vigas de concreto armado que estão sujeitas ao esforço cortante, que são o Modelo de Cálculo I e Modelo de Cálculo II. O atual estudo tem como objetivo avaliar qual desses dois casos é o mais econômico na utilização de estribos. Calculou-se o espaçamento dos estribos em ambos os métodos variando: vão, carga e altura das vigas, a inclinação do ângulo θ da biela comprimida no Modelo II para 30º, e mantendo um padrão na menor largura da seção (bw) e na classe de concreto, totalizando 5 vigas bi apoiadas. Como resultado percebeu-se que adotar o Modelo de Cálculo II com inclinação de 30º resulta em espaçamentos maiores e, consequentemente, menos consumo de estribo, chegando a ser 27,27% mais econômico que o Modelo de Cálculo I.

Palavras-Chave: Esforço Cortante. Estribos. Modelos de Cálculo.

Abstract

NBR 6118 (2014) suggests two models to calculate transverse reinforcement in reinforced concrete beams that are subject to shear stress, which are Calculation Model I and Calculation Model II. The present study aims to evaluate which of these two cases is the most economical in the use of stirrups. The spacing of the stirrups in both methods varying span, load and height of the beams, the inclination of the angle θ of the compressed connecting rod in Model II to 30º, and maintaining a pattern in the smallest section width (bw) and in the concrete class , totaling 5 bi-supported beams. As a result, it was observed that adopting the Calculation Model II with 30º

slope results in larger spacing and consequently less stirrup consumption, becoming 27.27% more economical than the Calculation Model I.

---

*Acadêmico do 10º período do Curso de Engenharia Civil da Faculdade Presidente Antônio Carlos de Teófilo Otoni.
**Engenheiro Civil, Mestre, Professor na Faculdade Presidente Antônio Carlos – Teófilo Otoni. Email: rscolares2@hotmail.com
*** Engenheiro Civil, Mestre, Professor na Faculdade Presidente Antônio Carlos – Teófilo Otoni. Email: matheuslages@yahoo.com.br
**** Químico, Mestre, Professor na Faculdade Presidente Antônio Carlos – Teófilo Otoni. Email: pedroemilioamador@yahoo.com.br

1 INTRODUÇÃO

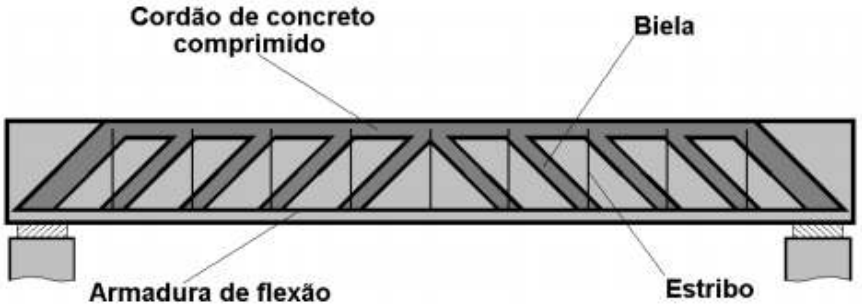
A viga de concreto armado é um elemento estrutural, normalmente utilizada no sistema laje-viga-pilar, e, sua função é suportar e distribuir o peso da laje para os pilares. É composta de concreto e aço, na qual o primeiro resiste à compressão, e, o segundo, representado pela armadura longitudinal, resiste à tração; de armadura transversal (estribo) que garante o posicionamento da armadura principal e a resistência da estrutura em relação aos esforços que tendem a rompê-la; de armadura de montagem comumente conhecida como porta estribos; e de armadura de pele, nos casos em que a altura da viga é superior a sessenta (60) centímetros.

Existem três tipos principais de vigas, que, normalmente, são usadas em edificações; Viga em Balanço que possui, exclusivamente, um apoio, recebendo e transmitindo, desta forma, todas as cargas para único ponto de fixação; Viga Contínua cuja característica predominante é os inúmeros pontos de apoio; E, a Viga Bi Apoiada que possui dois pontos distintos de sustentação – a mais prática das três.

As vigas recebem cargas que ocasionam, conjuntamente, omomento fletore, o esforço cortante na estrutura. No qual as barras longitudinais tracionadas resistem à flexão e o estribo resiste ao cisalhamento. Enquanto a força aplicada na viga possuir uma tensão inferior à resistência, à tração do concreto, não ocorre o aparecimento de fissuras; porém com o aumento das cargas, e, consequente, aumento das tensões a armadura transversal e as bielas de compressão (concreto total que existe no meio das fissuras) começam a trabalhar de forma mais efetiva provocando o surgimento das fissuras, que podem se agravar e provocar um

posterior rompimento da peça. Segundo o modelo clássico de treliça desenvolvido porRitter e Mörsch, após a fissuração, a viga poderia se comportar de forma similar à treliça na qual “as armaduras e o concreto equilibrassem conjuntamente o esforço cortante” (CARVALHO E FIGUEIREDO FILHO, 2014), conforme a figura 1 (estribos inclinados a 90°).

Figura 1 - Analogia de treliça



Fonte: PINHEIRO et al. (2003)

Onde, Pinheiro et al. (2003) define:

- banzo superior: cordão de concreto comprimido;
- banzo inferior: armadura longitudinal de tração;
- diagonais comprimidas: bielas de concreto entre as fissuras;
- diagonais tracionadas: armadura transversal (de cisalhamento).

Porém, esse modelo clássico apresenta algumas falhas sendo necessário adotar determinadas correções para uma realização mais precisa do cálculo da armadura transversal.

A NBR 6118 (2014) em seu item 17.4 sugere dois modelos para estudos de inclinação da biela comprimida de forma a permanecer os princípios básicos da Treliça de Mörsch. O ajuste é feito através do fator Vc que considera a contribuição

do concreto na resistência ao cisalhamento, ou seja, “a máxima força cortante que uma viga sem estribos pode resistir” (BASTOS, 2017).

1.2 Revisão Literária

1.2.1 Condições de Segurança para ambos Modelos

As definições que garantem a segurança do Modelo I e do Modelo II para cálculo de estribos da NBR 6118 (2014) são consideradas adequadas quando atende à equação (1), pois garante que não há perigo de ocorrer o esmagamento das bielas comprimidas de concreto, ou seja, “a tensão atuante não será maior que a capacidade resistente do concreto à compressão” (CARVALHO E FIGUEIREDO FILHO, 2014).

$$\tau sd \leq \tau Rd2 \quad (1)$$

Onde:

τsd = tensão solicitante de cálculo. Representada pela equação 2.

$$\tau sd = \frac{Vsd}{bw.d} \quad (2)$$

Vsd = 1,4 .Vsk

bw = menor largura da seção.

d = altura útil da seção.

τRd2 = tensão resistente de cálculo relacionadoao colapso das diagonais comprimidas de concreto, de acordo os modelos I e II.

1.2.2 Modelo de Cálculo I

De acordo a NBR 6118 (2014) em seu item 17.4.2.2, o Modelo de Cálculo I admite que as bielas comprimidas estejam inclinadas a θ = 45° do eixo longitudinal da estrutura, e, que a parcela complementar τc tem valor permanente. A verificação

do esmagamento das diagonais comprimidas de concreto (TRd2,I) é feita através da equação (3).

$$\tau Rd2,I = 0{,}27 \cdot \frac{1 - fck}{250} \cdot fcd \quad (3)$$

Onde:

fck = resistência característica à compressão do concreto, em megapascal (MPa).

fcd = resistência de cálculo à compressão do concreto.

Verificada se a condição de segurança, representada pela Equação 1, foi atendida, encontra-se a parcela Tc conforme a equação (4).

$$\tau c = 0{,}6 \cdot fctd \quad (4)$$

Onde:

Tc = tensão resistida pelo concreto.

fctd = resistência do concreto à tração na flexão, onde $fctd = 0{,}15 \cdot fck^{2/3}$.

1.2.3 Modelo de Cálculo II

O Modelo de Cálculo II admite que as diagonais de compressão podem ter uma inclinação que varia entre 30° e 45° e que a parcela complementar Tc passa por uma diminuição com o aumento de TSd, conforme previsto na NBR 6118 (2014), item 17.4.2.3. Do mesmo jeito que ocorre no Modelo de Cálculo I, primeiro é verificado se as condições de segurança são atendidas, conforme a Equação 1 que é igual para ambos os modelos. Utilizando a equação (5) encontra-se a tensão resistente de cálculo relacionado ao colapso das diagonais comprimidas de concreto (TRd2,II).

$$\tau Rd2,II = 0{,}54 \cdot \alpha v2 \cdot fcd \cdot sen^2\theta \cdot (cot\alpha + cont\theta) \quad (5)$$

Onde:

αv2 = (1 − fck 250⁄), sendo fckindicado em megapascal (MPa).

fcd = resistência de cálculo à compressão do concreto.

θ = ângulo de inclinação das bielas comprimidas.

α = ângulo de inclinação dos estribos em relação às armaduras longitudinais.

Para encontrar a tensão resistida por mecanismos complementares ao da treliça, devido ao concreto (Tc), se utiliza as equações (6) e (7), e, depois de encontrado os valores através das equações, realiza-se uma interpolação que estabelece um novo valor, mais preciso, para Tc.

$$Tc = 0 \text{ se } Tsd = TRd2, II \quad (6)$$

$$Tc = 0{,}6 \,.\, fctd \quad (7)$$

1.2.4 Tensão resistida pela armadura transversal (Tsw)

A tensão resistida pela armadura transversal (Tsw), no Modelo de Cálculo I e Modelo de Cálculo II, é encontrada através da equação (8), para os dois casos.

$$Tsw = Tsd - Tc \quad (8)$$

Tsd = tensão solicitante de cálculo.

Tc = tensão resistida pelo concreto.

1.2.5 Taxa de armadura transversal (Psw,90)

De acordo a NBR 6118 (2014) vigas submetidas a esforço cortante necessitam da taxa geométrica de armadura transversal mínima (Psw,90), expressa pela equação (9) para o Modelo de Cálculo I, e pela equação (10) para o Modelo de Cálculo II.

$$Psw, 90 = \frac{1{,}11 \,.\, Tsw}{fywd} \quad (9)$$

$$Psw,90 = \frac{(1{,}11\,.\,\mathrm{T}sw)}{fywd}\,.\,\frac{1}{cot\theta} \tag{10}$$

Tsw = tensão resistida pela armadura transversal.

fywd = tensão da armadura transversal, limitada a valores que não ultrapassam 435 MPa, referente afyd.

1.2.6 Espaçamento entre Estribos

O espaçamento entre estribos (s) é calculado segundo a Equação 11, tanto para o Modelo de Cálculo I quanto para o Modelo de Cálculo II.

$$s = \frac{Asw}{Psw,90\,.\,bw} \tag{11}$$

Asw = área de aço da barra do estribo.

Psw,90 = taxa de armadura transversal.

bw = menor largura da seção.

Conforme a NBR 6118 (2014) o espaçamento mínimo entre estribos, de acordo com o eixo longitudinal do elemento estrutural, deve ter distanciamento razoável para permitir a passagem do vibrador, certificando um adequado adensamento da massa. Já para obter o espaçamento máximo permitido entre um estribo e outro (Smáx) deve-se conferir as seguintes condições demonstradas através das equações (12) e (13).

Se $Vsd \leq 0{,}67.VRd2$ / Smáx = 30 cm (12)

Se $Vsd > 0{,}67.VRd2$ / Smáx = 20 cm (13)

Onde:

Vsd = força cortante solicitante de cálculo na seção.

VRd2 = força cortante resistente de cálculo relacionado ao colapso das diagonais comprimidas de concreto.

d = altura útil da seção.

1.2.7 Diâmetro dos Estribos

De acordo com o prescrito na NBR 6118 (2014) o diâmetro da barra do estribo deve ser maior ou igual a 5mm e menor que 1/10 da largura da alma da viga.

1.2.8 Inclinação dos Estribos

A NBR 6118 (2014),em seu item 17.4.1.1.5, afirma que o ângulo α de inclinação da armadura transversal (estribo) em relação ao eixo longitudinal da estrutura pode variar de 45º a 90º, para os dois modelos, porém segundo Zorzan (2015) o uso de ângulos diferentes de 90º não é comum por causa da dificuldade de execução das armaduras e do controle de ângulos que não são verticais para montagem dos estribos. Para Carvalho e Figueiredo Filho (2014) a forma da peça, para resistir ao esforço cortante, está relacionada ao posicionamento adotado para a armadura transversal.

2 OBJETIVOS GERAIS

Realizar cálculos teóricos de dimensionamento de estribos de acordo o Modelo de Cálculo I e Modelo de Cálculo II da NBR 6118 (2014) e verificar qual dos dois métodos é mais econômico em relação à quantidade de estribos.

2.1 Objetivos Específicos

a) Dimensionar os estribos
b) Calcular o espaçamento dos estribos
c) Comparar os métodos

3 METODOLOGIA

Foram dimensionadas 5 vigas (bi apoiadas) representativas com seções transversais retangulares e submetidas à flexão normal simples. Com parâmetros pré-estabelecidos:

- A menor largura da seção transversal (bw) foi fixada em 15 cm.
- O d' é encontrado segundo a fórmula $d' = C + \emptyset t + \frac{\emptyset e}{2}$, considerando os diâmetros dos estribos de 5mm e das barras longitudinais de 10mm, $d' = 3 + 0{,}5 + \frac{1}{2}$, d' = 4. O valor de d' é fixado em 4cm.
- Adotou-se vãos de 3m, 4m, 5m, 6m e 7m, e cargas das lajes de 10KN/m, 11KN/m, 12KN/m, 13KN/m e 14 KN/m respectivamente.
- A altura de cada viga corresponde a 10% do respectivo vão.
- O peso total de cada viga é igual ao somatório do peso próprio que é encontrado multiplicando a área da viga pelo peso específico aparente do concreto armado que, de acordo a NBR 6120 (1980), é 25 KN/m³; mais o peso da alvenaria que é encontrado através da multiplicação da área da seção e do peso específico aparente do tijolo furado é 13 KN/m³, segundo a NBR 6120 (1980); mais o peso da laje. Realizando as transformações de unidade fundamentais para que os esforços estejam em KN/m.
- A classe de concreto adotada foi C25, grupo I das classes de resistência de concretos estruturais.
- Aço CA-50.
- Estribos simples e verticais (α=90º).
- Para o Modelo de Cálculo I, o ângulo θ de inclinação, em relação ao eixo longitudinal da estrutura, das bielas de concreto comprimidas é igual a 45º. E para o Modelo de Cálculo II, adotou-se o ângulo θ de 30°. Prescrito na NBR 6118 (2014).

O estudo foi realizado em duas partes. A primeira foi feita no programa Ftool 3.0.1 de onde são utilizados os valores dos esforços cortantes. Em seguida foi realizado cálculo manual da armadura transversal e seu espaçamento de acordo com a NBR 6118 (2014).

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Ao dimensionar os estribos é possível verificar que ambos os modelos de cálculo mantêm as condições de segurança. Os valores de ŦRd2, quanto à viga consegue resistir a uma tensão máxima sem ocorrer o esmagamento das bielas comprimidas, das vigas bi apoiadas e calculadas, as mesmas asseguram a

resistência da estrutura (ƬSd≤ƬRd2), porém o valor de ƬRd2, II (Modelo de Cálculo II) tende a ser menor que o ƬRd2,I (Modelo de Cálculo I), conforme visto na Tabela1.

Tabela 1 - Relação ƬRd2,I/ ƬRd2,II

ƬRd2	C25
ƬRd2,I	4,34 MPa
ƬRd2,II	3,76 Mpa

Fonte: Autor (2018)

O ƬSd, tensão solicitante de cálculo, é divido em Ƭc (tensão resistida pelo concreto) que tem um valor fixo no Modelo de Cálculo I, pois está relacionado apenas à classe de concreto, já no Modelo de Cálculo II o valor tende a diminuir com o aumento do ƬSd, chegando a ser 11,69% menor do que o primeiro modelo; e, em Ƭsw (tensão resistida pelo aço) que apresenta valores maiores no segundo modelo (consequência do menor valor de Ƭc), fazendo com que o aço consiga resistir até 27,58% mais que no primeiro modelo, conforme Tabela 2.

Tabela 2 - Relação ƬSd/Ƭc/Ƭsw

Viga	ƬSd	Ƭc (Modelo I)	Ƭc (Modelo II)	Ƭsw (Modelo I)	Ƭsw (Modelo II)
3m	0,915 Mpa	0,77 Mpa	0,73 Mpa	0,145 Mpa	0,185 Mpa
4m	0,951 Mpa	0,77 Mpa	0,723 Mpa	0,181 Mpa	0,23 Mpa
5m	1 Mpa	0,77 Mpa	0,71 Mpa	0,23 Mpa	0,29 Mpa
6m	1,055 Mpa	0,77 Mpa	0,696 Mpa	0,285 Mpa	0,36 Mpa
7m	1,113 Mpa	0,77 Mpa	0,68 Mpa	0,343 Mpa	0,433 Mpa

Fonte: Autor (2018)

A taxa da armadura do estribo a 90º (ρsw,90) do Modelo de Cálculo II também tende a ser menor do que a do Modelo de Cálculo I, o que faz com que ele tenha um espaçamento maior e, consequentemente, necessite de menos estribos para armação da viga, conforme Tabela 3.

Tabela 3 - Relação ρsw,90/Espaçamento Calculado

Modelo de Cálculo I		
Viga	ρsw,90	Espaçamento (S) Calculado
3m	$3,70 \times 10^{-4}$	36 cm
4m	$4,62 \times 10^{-4}$	28,86 cm
5m	$5,87 \times 10^{-4}$	22,10 cm
6m	$7,27 \times 10^{-4}$	18,348 cm
7m	$8,76 \times 10^{-4}$	15,27 cm

Modelo de Cálculo II		
Viga	ρsw,90	Espaçamento (S) Calculado
3m	$2,73 \times 10^{-4}$	48,90 cm
4m	$3,36 \times 10^{-4}$	39,68 cm
5m	$4,27 \times 10^{-4}$	31,15 cm
6m	$5,30 \times 10^{-4}$	25,12 cm
7m	$6,38 \times 10^{-4}$	20,89 cm

Fonte: Autor (2018)

Ao analisar os resultados encontrados dos espaçamentos dos estribos, observa-se que as primeiras vigas (de 3m, 4m e 5m de vão) ultrapassam o espaçamento máximo permitido de 30 cm, o que faz com que na viga de 3m não haja diferença na quantidade de estribos. Na de 4m e 5m, mesmo tendo que usar o espaçamento máximo no Modelo de Cálculo II, se pode perceber uma economia de 7,14% e 27,27%, respectivamente. A de 6m mantém a porcentagem de 27,27% de economia, e, na de 7m tem-se uma pequena queda para 23,91%; nas vigas que não ultrapassam o espaçamento máximo de 30 cm; adotou-se o valor inteiro mais próximo, que atenda às condições de segurança para facilitar a execução, conforme as Tabelas 4, 5 e 6. Constatando, assim, que o Modelo de Cálculo II com inclinação de 30º é mais vantajoso, porque apesar de no primeiro caso a redução para o espaçamento máximo igualar a quantidade de estribos quando observamos o espaçamento encontrado tem-se uma economia de 25%.

Tabela 4 - Relação do Espaçamento Máximo

		Modelo de Cálculo I			Modelo de Cálculo II		
Viga	Vsd	VRd2 (KN)	0,67 x VRd2 (KN)	Espaçamento Máx	VRd2,II (KN)	0,67 x VRd2,II (KN)	Espaçamento Máx
3m	35,7 KN	169,2	113,364	30 cm	146,5	98,155	30 cm
4m	51,38 KN	234,3	156,981	30 cm	202,9	135,943	30 cm
5m	69,02 KN	299,4	200,598	30 cm	259,3	173,731	30 cm
6m	88,62 KN	364,5	244,215	30 cm	315,6	211,452	30 cm
7m	110,18 KN	429,6	287,832	30 cm	372,02	249,2534	30 cm

Fonte: Autor (2018)

Tabela 5 - Relação Espaçamento Adotado/Quantidade de Estribos

Modelo de Cálculo I		
Viga	Espaçamento (S) Adotado	Quantidade de Estribos
3m	30 cm	10
4m	28 cm	14
5m	22 cm	22
6m	18 cm	33
7m	15 cm	46

Modelo de Cálculo II		
Viga	Espaçamento (S) Adotado	Quantidade de Estribos
3m	30 cm	10
4m	30 cm	13
5m	30 cm	16
6m	25 cm	24
7m	20 cm	35

Fonte: Autor (2018)

Tabela 6 - Relação de Economia

Viga	Economia
3m	0%
4m	7,14%
5m	27,27%
6m	27,27%
7m	23,91%

Fonte: Autor (2018)

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

De acordo com a análise feita nos resultados do dimensionamento da armadura transversal de 5 vigas bi apoiadas em conformidade ao Modelo I e ao Modelo II da NBR 6118 (2014), item 17.4, totaliza-se 10 combinações. Desse modo, constatou-se que a capacidade de resistência da viga a uma tensão máxima sem ocorrer o esmagamento das bielas comprimidas, tende a ser menor no Modelo de Cálculo II, mas ainda se certifica a segurança da peça. Foram comprovadas as prescrições da NBR 6118 (2014) que afirmam que a parcela Tc (tensão resistida pelo concreto) é fixa no Modelo I e tende a diminuir com o aumento do TSd no Modelo II.

É possível perceber que ao se adotar o Modelo de Cálculo II, com ângulo θ de 30º, resulta em espaçamentos maiores fazendo com que a estrutura necessite de quantidades menores de estribos para sua execução em relação ao Modelo de Cálculo I. Não existe modelo de cálculo ideal, porém a economia relacionada ao número de estribos obtidos empregando-se o Modelo II pode chegar até 27,27% em alguns casos, sendo mais vantajosa a sua utilização para a armação das vigas representativas, calculadas nesse estudo.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues de. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**: segundo a NBR 6118:2014. 4. ed. São Carlos, SP: EdUFSCar, 2014. 415 p.

PINHEIRO, Libânio et al. **CISALHAMENTO EM VIGAS**:Cápitulo 13. USP - EESC - Departamento de Engenharia de Estruturas, 2003. 13 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto: procedimentos. Rio de Janeiro, 2014.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Dimensionamento de vigas de concreto armado à força cortante.** Apostila da disciplina Estruturas de Concreto II do curso de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade Estadual Paulista, Campus de Bauru, 2017.

ZORZAN, Lúcio. **Dimensionamento da Armadura Transversal de Vigas de Concreto Armado pela NBR 6118/2014.** 2015. 96 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul – UNIJUI, Santa Rosa, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.