

AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO SUBMETIDAS AO MESMO ESFORÇO DE CISALHAMENTO, DIMENSIONADAS PELOS DOIS DIFERENTES MODELOS PROPOSTOS PELA NBR 6118:2014.

Flávia Pasquali Bez Birolo (1), Alexandre Vargas (2).

UNESC – Universidade do Extremo Sul Catarinense
(1)flaviabez@hotmail.com (2)avargas@unesc.net

RESUMO

A NBR 6118:2014, recomenda dois modelos para o dimensionamento da armadura de combate ao cisalhamento em vigas de concreto armado: **Modelo de cálculo I**, que fixa o ângulo θ da biela comprimida em 45° em relação ao eixo longitudinal da peça, e que a parcela complementar de resistência interna do concreto **Vc**, tenha valor fixo, independente da força cortante, e **Modelo de cálculo II**, que estabelece diagonais de compressão com o ângulo θ variando entre 30° e 45° , admitindo que a resistência interna do concreto **Vc**, sofra uma redução com o aumento da força cortante. Dessa forma, o Modelo adotado para a definição dos estribos de uma viga com as mesmas características geométricas, mesma armadura de combate à flexão, mesmo tipo de concreto, mesmo diâmetro nos estribos e submetidas ao mesmo esforço cortante, podem apresentar resultados distintos em relação ao espaçamento calculado para a armadura de cisalhamento. Nesse contexto, esse trabalho tem por objetivo estabelecer a máxima diferença teórica nos espaçamentos entre os dois Modelos de cálculo para as mesmas condições estabelecidas e, buscar comprovação experimental, submetendo dois grupos de amostras com três vigas cada e espaçamentos entre estribos calculados cada um por um Modelo, à ensaios de flexão em quatro pontos. Com os resultados dos ensaios, pode-se concluir que o Modelo II de cálculo proporcionou uma economia de aço de 27,39%, em relação ao Modelo I de cálculo. Obteve-se ainda a comprovação experimental da superação dos valores de V_{sk} (Esforço cortante de serviço) previsto nos cálculos, obtendo-se valores de V_{sk} superiores em média de 0,17% para o modelo I, e de 1,61% para o modelo II.

Palavras-Chave: Cisalhamento. Esforço cortante. Estribos em vigas

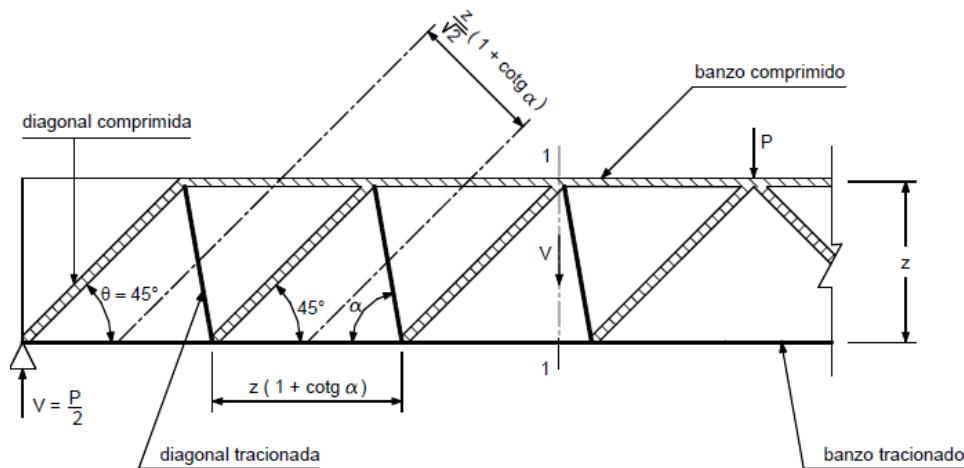
1. INTRODUÇÃO

A NBR 6118:2014 preconiza dois modelos de treliças para o dimensionamento ao esforço cortante (cisalhamento em vigas), o de Ritter-Morsch, denominado **Modelo de cálculo I** e o da treliça generalizada, denominado **Modelo de cálculo II**.

Segundo Ritter (1899 *apud* Bastos, 2008, p.30), “a analogia de uma viga fissurada com uma treliça serviu para o entendimento do comportamento das vigas à força cortante durante o início do século XX. Cada barra da treliça, indicada

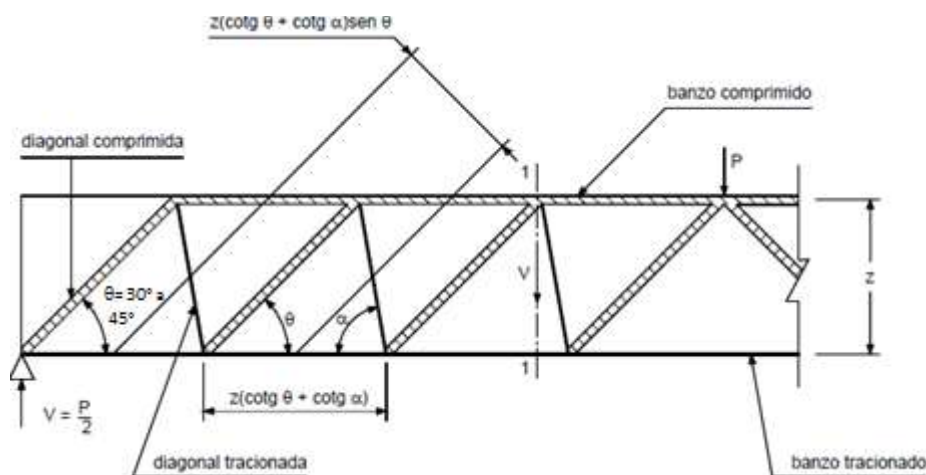
nas Figuras 1 e 2, representam uma parte de uma viga simples: o banzo inferior é a armadura longitudinal de tração, o banzo superior é o concreto comprimido pela flexão, as diagonais inclinadas θ , representam o concreto comprimido resistente entre as fissuras (bielas de compressão) e as diagonais tracionadas inclinadas do ângulo α , os estribos”.

Figura 1: Viga representada segundo a treliça clássica de Ritter-Morsch.



Fonte: (BASTOS, 2008).

Figura 2: Treliça Generalizada com diagonais comprimidas inclinadas com ângulo θ e armadura transversal inclinada com ângulo α .



Fonte: (BASTOS, 2008).

O **Modelo de cálculo I** estabelece diagonais de compressão inclinadas com ângulo θ fixo de 45° , em relação ao eixo longitudinal da peça, e que a parcela complementar de resistência interna do concreto V_c , tenha valor fixo, independente

da força cortante de cálculo atuante **Vsd**. Por sua vez, o **Modelo de cálculo II** estabelece diagonais de compressão com o ângulo θ variando entre 30° e 45° , admitindo que a resistência interna do concreto **Vc**, sofra uma redução com o aumento da força cortante de cálculo **Vsd**. A NBR 6118:2014 permite ainda a variação do ângulo α , que indica a inclinação dos estribos em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural, entre 45° e 90° . Contudo, ângulos diferentes de $\alpha = 90^\circ$ não são usuais, devido às dificuldades de montagem das armaduras e o controle do ângulo de estribos não verticais. Por esta razão e para não alongar os estudos com itens fora da praticidade das obras correntes, optou-se por manter para o cálculo de todos os elementos estruturais, estribos com ângulo de inclinação $\alpha = 90^\circ$.

Nesse sentido, este trabalho tem caráter continuativo aos estudos desenvolvidos por Duarte (2005), no qual foi elaborado um estudo comparativo entre os dois métodos propostos para o dimensionamento da armadura de cisalhamento em vigas sujeitas à flexão simples. O principal objetivo do trabalho, foi estudar analiticamente os Modelos de cálculo I e II, sendo que para o Modelo II, variou-se o ângulo θ de um em um grau, no intervalo de 30° a 45° , com a finalidade de estabelecer o Modelo com o ângulo θ que proporcionasse uma maior economia.

Neste contexto, o presente trabalho tem por objetivo, estabelecer a máxima diferença teórica nos espaçamentos dos estribos dimensionados pelos dois modelos de Cálculo, para as mesmas condições estabelecidas, buscando-se uma comprovação experimental, submetendo dois grupos com três vigas cada a ensaios de flexão em quatro pontos, de modo a analisar o cisalhamento nas vigas e verificar a hipótese de uma possível economia entre os dois modelos de dimensionamento para as armaduras da seção transversal, além da busca pela comprovação experimental dos valores das cortantes de serviço previstas em cálculo.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

2.1. GEOMETRIA E CONCRETO UTILIZADO NAS AMOSTRAS

O planejamento experimental deste estudo estabelece a fabricação de dois grupos com três vigas cada. Todas as vigas têm a mesma seção transversal de 12 cm de

largura e 40 cm de altura, com comprimento total de 190 cm, sendo considerado 180 cm de vão teórico. Essa seção transversal foi adotada, para possibilitar espaçamentos entre estribos com diferença significativa para o estudo, ou seja, que permita uma melhor avaliação entre os dois modelos de dimensionamento, considerando espaçamentos diferentes. O concreto utilizado foi o C25 usinado.

2.1. ARMADURAS ADOTADAS

2.1.1. ARMADURA DE FLEXÃO

Como armadura de combate à flexão foram adotadas 2 ϕ 10,0 mm na região tracionada e 2 ϕ 5,0 mm como porta estribo. O cobrimento adotado foi o estabelecido pela NBR 6118:2014 de 2,5 cm considerando grau de agressividade I. Essa configuração foi estabelecida para a viga atuar no Domínio 2 de deformação.

2.1.2. ARMADURA DE CISALHAMENTO

Para a armadura de combate ao cisalhamento, foi estabelecido para os dois grupos, o diâmetro de 5,0 mm, para estribos de dois ramos verticais, por ser o menor diâmetro especificado pela NBR 6118:2014. Para a definição dos espaçamentos entre estribos para cada grupo, foi adotada a seguinte metodologia: Utilizando-se inicialmente, o **Modelo I de cálculo**, que define as diagonais de compressão com ângulo θ de 45° e **Vc** constante, estabeleceu-se diferentes espaçamentos para os estribos, partindo de 10 cm variando as distâncias de 5cm em 5cm, até o limite do espaçamento máximo permitido ($S_{m\acute{a}x}$), como define o item 18.3.3.2 da NBR 6118:2014 e expressas nas Equações 1 e 2.

$$S_{m\acute{a}x} = 0,6.d \leq 300mm \text{ Se } V_{sd} \leq 0,67.V_{Rd2} \text{ Equação 1;}$$

$$0,3.d \leq 200mm \text{ Se } V_{sd} \geq 0,67.V_{Rd2} \text{ Equação 2;}$$

Em que: $V_{Rd2,II}$ = Força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto.

V_{sd} = Força cortante resistente de cálculo.

Obtido o valor de d (altura útil) igual a 36,5 cm, com base na seção transversal da viga e armaduras utilizadas, calculou-se então, com o auxílio da planilha eletrônica Excel, a parcela da força cortante resistida pela armadura transversal da viga (A_{sw}), através das Equações 3 e 4:

$$A_{sw} = \left(\frac{n \cdot A_{swunit}}{s} \right) \text{ Equação 3;}$$

Em que: s = Espaçamento entre os estribos, medido segundo o eixo longitudinal da peça;
 A_{sw} = Área de aço da seção transversal da viga;
 n = Número de ramos;
 A_{swunit} = Área de aço transversal de uma barra da armadura de cisalhamento.

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\text{sen } \alpha + \text{cos } \alpha) \text{ Equação 4;}$$

Em que: V_{sw} = Parcela da força cortante resistida pela armadura transversal;
 s = Espaçamento entre os estribos, medido segundo o eixo longitudinal da peça;
 A_{sw} = Área de aço da seção transversal da viga;
 d = Altura útil da seção, igual à distância da borda comprimida ao centro de gravidade da armadura de tração;
 f_{ywd} = tensão na armadura transversal passiva, limitada ao valor f_{yd} , no caso de estribos, e a 70% desse valor, no caso de barras dobradas, não se tomando, para ambos os casos, valores superiores a 435 MPa;
 θ = Diagonais de compressão
 α = Ângulo de inclinação da armadura transversal em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural, podendo tomar $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$.

Posteriormente, encontrou-se a parcela da força cortante absorvida por mecanismos complementares ao de treliça (V_c), através da Equação 5.

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \text{ Equação 5;}$$

$$\text{Sendo: } f_{ctd} = \frac{f_{ck,inf}}{\gamma_c} = \frac{0,7 \cdot f_{ct,m}}{\gamma_c} = \frac{0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}}{1,4} = 0,15 \cdot f_{ck}^{2/3}, \text{ com } f_{ck} \text{ em MPa;}$$

Em que: V_c = Parcela da força cortante absorvida por mecanismos complementares ao de treliça;
 f_{ctd} = Valor de cálculo da resistência à tração do concreto;

b_w = Menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d ;
 d = Altura útil da seção, igual à distância da borda comprimida ao centro de gravidade da armadura de tração;
 f_{ck} = Resistência característica do concreto à compressão.

Mediante aos valores encontrados, referentes à parcela de força cortante resistida pela armadura transversal da viga e a parcelada força cortante absorvida por mecanismos complementares ao de treliça, encontrou-se a força cortante resistente de cálculo (V_{sd}), através da Equação 6.

$$V_{sw} = V_{sd} - V_c \text{ Equação 6;}$$

Em que: V_{sw} = Parcela da força cortante resistida pela armadura transversal;

V_{sd} = Força cortante resistente de cálculo;

V_c = Parcela da força cortante absorvida por mecanismos complementares ao de treliça;

Por conseguinte, foi encontrada a força cortante de serviço (V_{sk}), através da Equação 7:

$$V_{sk} = \frac{V_{sd}}{1,4} \text{ Equação 7;}$$

Em que: V_{sk} = Força cortante de serviço;

V_{sd} = Força cortante resistente de cálculo;

A Tabela 1 apresenta os resultados do valor da força cortante de serviço (V_{sk}) para cada espaçamento pré-estabelecido utilizando o **Modelo de Cálculo I**.

Tabela 1: Cálculo da força cortante de serviço (V_{sk}) pelo **Modelo de Cálculo I**.

$\theta = 45^\circ$						
Diâmetro	s (cm)	NºRamos(cm²)	V _{sw} (kN)	V _c (kN)	V _{sd} (kN)	V _{sk} (kN)
φ 5mm	10	0,4	5713,04	3370,36	90,83	64,88
φ 5mm	15	0,4	3808,69	3370,36	71,79	51,29
φ 5mm	20	0,4	2856,52	3370,36	62,27	44,48
φ 5mm	25	0,4	2285,22	3370,36	56,55	40,40
φ 5mm	30	0,4	1904,35	3370,36	52,75	37,68

Fonte: Da Autora, 2014.

Para estabelecer os parâmetros comparativos entre os dois modelos, utilizaram-se as cargas de serviço (V_{sk}) obtidas a partir do Modelo de cálculo I com os espaçamentos previamente definidos, para encontrar os espaçamentos equivalentes dos estribos com o Modelo de cálculo II. Com o auxílio da planilha Excel, variou-se o ângulo da biela de compressão (θ), um em um grau no intervalo de 30° a 45° , a fim de determinar o ângulo que apresentasse maior economia. O ângulo θ de 30° , foi o que apresentou o melhor resultado. Inicialmente, utilizando da Equação 8, encontrou-se a força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto:

$$V_{Rd2} = 0,54 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot \text{sen}^2 \alpha \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \quad \text{Equação 8;}$$

Em que: $V_{Rd2,II}$ = Força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto.

f_{cd} = Valor de cálculo da resistência à tração do concreto;

b_w = Menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d ;

d = Altura útil da seção, igual à distância da borda comprimida ao centro de gravidade da armadura de tração;

θ = Diagonais de compressão

α = Ângulo de inclinação da armadura transversal em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural, podendo tomar $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$.

α_{v2} = Área de aço transversal de uma barra da armadura de cisalhamento;

com $\alpha_{v2} = (1 - f_{ck} / 250)$, sendo f_{ck} em MPa.

Em que: f_{ck} = Resistência Característica do concreto a compressão.

Logo, encontrou a parcela da força cortante absorvida por mecanismos complementares ao de treliça, por meio das Equações 9:

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \quad \text{Quando } V_{sd} \leq V_c \quad \text{Equação 9;}$$

$$V_c = 0 \quad \text{Quando } V_{sd} = V_{Rd2,II}$$

Quando V_c estiver compreendido entre estes dois valores, interpola-se linearmente, obtendo-se então o $V_{c,int}$.

Em que: V_c = Parcela da força cortante absorvida por mecanismos complementares ao de treliça;

f_{ctd} = Valor de cálculo da resistência à tração do concreto;

b_w = Menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d ;

d = Altura útil da seção, igual à distância da borda comprimida ao centro de gravidade da armadura de tração;

f_{ck} = Resistência característica do concreto à compressão.

$V_{Rd2,II}$ = Força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto.

V_{sd} = Força cortante resistente de cálculo;

Em seguida, encontrou a parcela da força cortante resistida pela armadura transversal, por meio da Equação 10:

$$V_{sw} = V_{sd} - V_c; \text{ Equação 10};$$

Em que: V_{sw} = Parcela da força cortante resistida pela armadura transversal;

V_{sd} = Força cortante resistente de cálculo;

V_c = Parcela da força cortante absorvida por mecanismos complementares ao de treliça;

Obtida a parcela da força cortante resistida pela armadura transversal, aplicou-se na Equação 11, para encontrar o espaçamento equivalente ao calculado no **Modelo I**, para uma mesma carga adotada.

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \text{sen } \alpha \text{ Equação 11};$$

Em que: V_{sw} = Parcela da força cortante resistida pela armadura transversal;

s = Espaçamento entre os estribos, medido segundo o eixo longitudinal da peça;

A_{sw} = Área de aço transversal de uma barra da armadura de cisalhamento;

d = Altura útil da seção, igual à distância da borda comprimida ao centro de gravidade da armadura de tração;

f_{ywd} = tensão na armadura transversal passiva, limitada ao valor F_{yd} , no caso de estribos, e a 70% desse valor, no caso de barras dobradas, não se tomando, para ambos os casos, valores superior a 435 MPa;

θ = Diagonais de compressão

α = Ângulo de inclinação da armadura transversal em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural, podendo tomar $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$.

A Tabela 2 apresenta os resultados dos espaçamentos dos estribos, calculados pelo **Modelo de cálculo II**, a partir da força cortante (V_{sk}) equivalente encontrado através do **Modelo de cálculo I**.

Tabela 2: Cálculo dos espaçamentos dos estribos(s) pelo **Modelo de Cálculo II**.

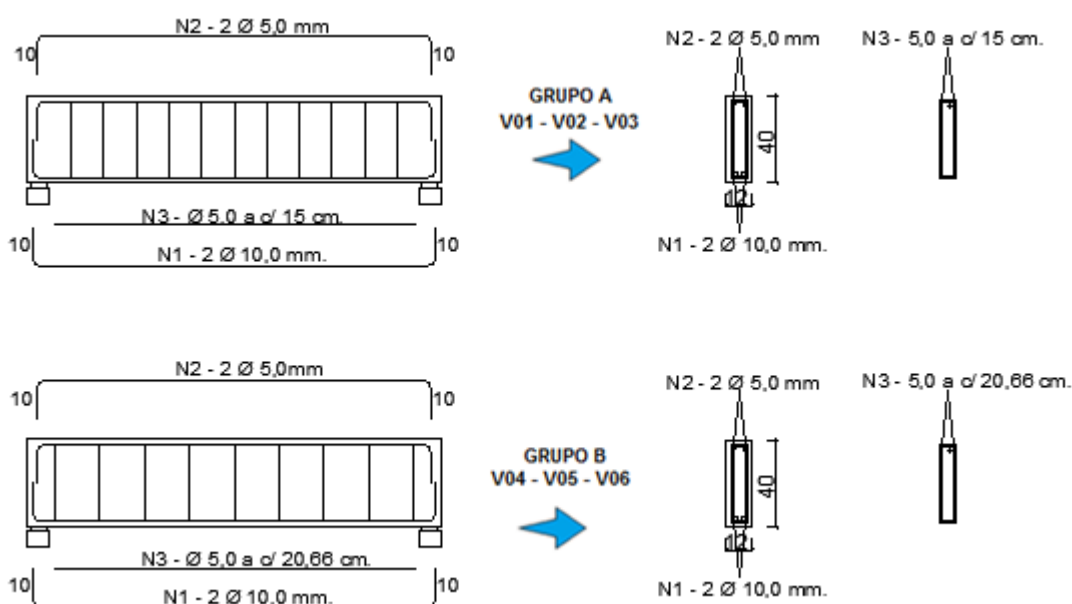
$\theta = 30^\circ$								
$V_{sk}(kN)$	$V_{sd}(kN)$	$V_{rd2}(kN)$	$V_c(kN)$	$V_{cint}(kN)$	$V_{sw}(kN)$	NºRamos (cm^2)	Diâmetro	s (cm)
64,88	90,83	16459,74	3370,36	1899,32	7184,08	0,4	ϕ 5mm	13,77
51,29	71,79	16459,74	3370,36	2389,68	4789,39	0,4	ϕ 5mm	20,66
44,48	62,27	16459,74	3370,36	2634,84	3592,04	0,4	ϕ 5mm	27,55
40,40	56,55	16459,74	3370,36	2781,94	2873,63	0,4	ϕ 5mm	34,43
37,68	52,75	16459,74	3370,36	2880,01	2394,69	0,4	ϕ 5mm	41,32

Fonte: Da autora, 2014.

Na análise comparativa de resultados entre as Tabelas 1 e 2, e atendendo à limitação de espaçamento máximo, obtém-se: para o **Modelo I**, um espaçamento de **15 cm** para os estribos, e para o **Modelo II**, o espaçamento de **20,66 cm**, considerando a mesma carga de serviço de **51,29 kN**.

Dessa forma, foram estabelecidas as configurações para os dois grupos de amostras, conforme representado na Figura 3.

Figura 3: Esquema representativo das seções das vigas

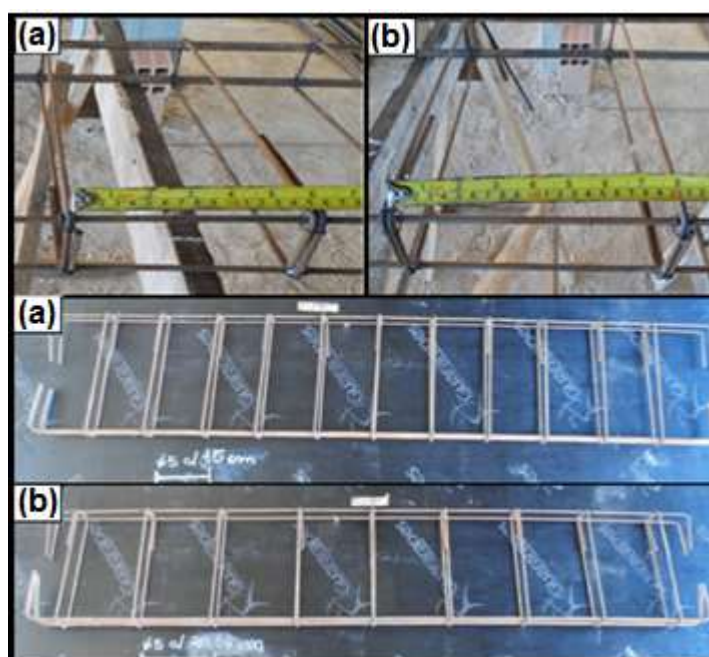


Fonte: Da autora, 2014.

2.2. FABRICAÇÃO DAS VIGAS

As vigas foram fabricadas no pátio de uma obra em execução por uma construtora da região de Criciúma, sendo utilizado na capa de compressão das vigas, concreto C25 usinado. Após 28 dias, as vigas foram transportadas para o Laboratório Experimental de Estruturas da UNESC - LEE. A Figura 4 mostra a confecção das armaduras para as vigas V1, V2 e V3, pertencentes ao Grupo A (**Modelo I de Cálculo**- $\theta = 45^\circ$) $\rightarrow \phi$ 5mm a c/ 15cm; e V4, V5 e V6, pertencentes ao Grupo B (**Modelo II de Cálculo**($\theta = 30^\circ$). $\rightarrow \phi$ 5mm a c/ 20,66cm.

Figura 4: Fabricação das armaduras das vigas – (a) Armadura pertencente ao Grupo A; (b) Armadura pertencente ao grupo B.



Fonte: Da autora, 2014.

A Figura 5 mostra a sequência da fabricação das vigas: (a) preparo das formas; (b) confecção das armaduras; (c) aplicação do desmoldante nas formas; (d) acomodação da armadura e espaçadores; (e) concretagem, adensamento e regularização da superfície; (f) processo finalizado.

Figura 5: Confeção das vigas de concreto armado.

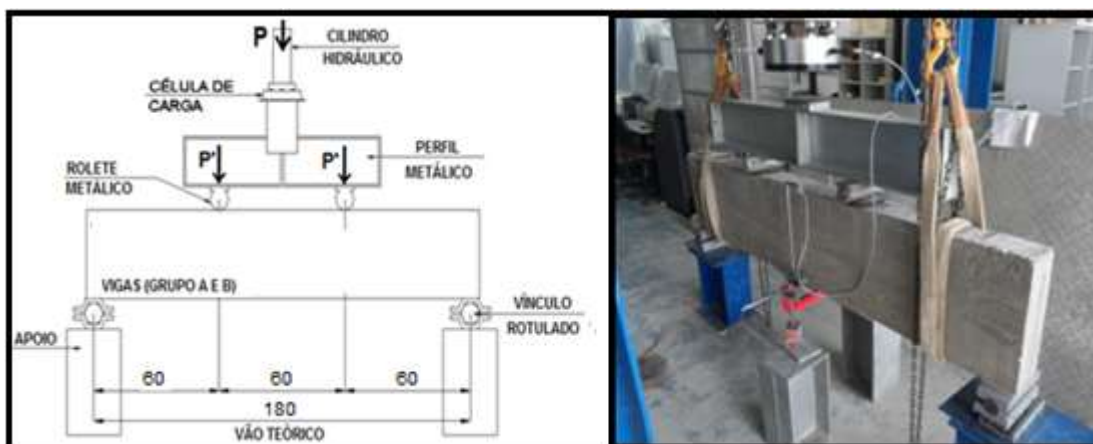


Fonte: Da autora, 2014.

2.3. ENSAIO DE FLEXÃO EM 04 PONTOS

Todas as amostras foram submetidas à ensaio de flexão em quatro pontos no Laboratório Experimental de Estruturas–LEE da UNESC. As vigas foram dispostas sob um pórtico metálico, onde foi aplicada uma carga sobre as mesmas, através de um cilindro hidráulico com capacidade de 500 kN. Essa carga foi transferida por uma viga metálica para os dois pontos médios da viga, através de dois roletes. Os valores de carga foram obtidos através da célula de carga instalada na base do cilindro. Para a medição dos deslocamentos no vão central das vigas, foram utilizados 02 transdutores indutivos de deslocamento (LVDT) de 100 mm, da marca HBM®, posicionados no vão central da viga, um ao lado esquerdo, e outro ao lado direito, para uma posterior verificação das médias de valores. Para efetuar a leitura dos resultados obtidos, utilizou-se o sistema Quantum X® que usa o *software* Catman Easy®, ambos da marca HBM®. A Figura 6 mostra o aparato montado para o ensaio de uma das amostras.

Figura 6: Aparato para o ensaio de flexão em quatro pontos.



Fonte: Da autora, 2014.

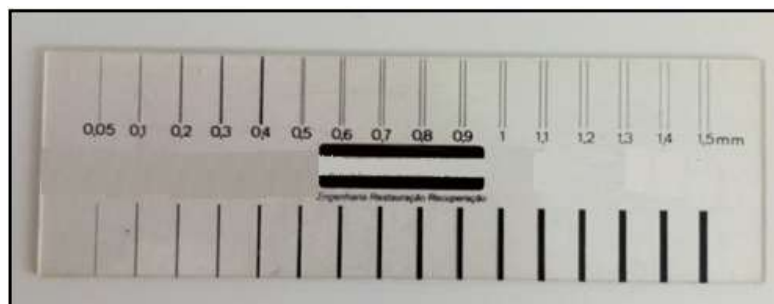
A partir do ensaio de flexão de quatro pontos, as verificações foram feitas de modo a analisar o comportamento de cada grupo mediante a aplicação de carga nas amostras, bem como os deslocamentos obtidos, nas seguintes condições:

- Quando atingido a flecha máxima permitida pela NBR 6118:2014 ($L/250$);
- Na ruptura;
- Abertura de fissuras.

2.4. AVALIAÇÕES DAS ABERTURAS DE FISSURAS DE CISCALHAMENTO.

As aberturas de fissuras das seis vigas ensaiadas foram medidas por meio de uma régua plástica graduada com aberturas de fissuras que variam entre 0,05 a 1,5 mm, denominada fissurômetro, conforme ilustrado na Figura 7.

Figura 7: Régua fissurômetro.



Fonte: Da autora, 2014.

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1. CARACTERÍSTICAS DO CONCRETO

O resultado do *slump-test* do concreto utilizado no experimento apresentou abatimento do tronco de cone de 9,5 cm, configurando assim, uma consistência medianamente plástica. Os ensaios de resistência à compressão axial dos corpos de prova foram realizados aos 28 dias de idade. Os resultados são apresentados Tabela 3.

Tabela 3: Resultados do ensaio de resistência a compressão dos corpos de prova.

GRUPO A (ϕ 5mm a c/ 15cm)		GRUPO B (ϕ 5mm a c/ 20,66cm)	
CORPO DE PROVA (28 DIAS)	RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO MÉDIA (MPa)	CORPO DE PROVA (28 DIAS)	RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO MÉDIA (MPa)
CP 01 A – B – C	26,2	CP 04 A – B – C	25,7
CP 02 A – B – C	26,7	CP 05 A – B – C	26,7
CP 03 A – B – C	27,5	CP 06 A – B – C	23,9
Média	26,79	Média	25,43
Desvio Padrão	0,64	Desvio Padrão	1,95
		Média	26,12
		Desvio Padrão	1,57

Fonte: Da autora, 2014.

3.2. ANÁLISE DOS ESFORÇOS CORTANTES

Através dos resultados das cargas aplicadas no cilindro hidráulico nos ensaios experimentais, foram encontrados os valores das forças cortantes de serviço e de cálculo atuantes nas vigas. Ao fazer a análise, pode-se verificar que as vigas (V1, V2 e V3), pertencentes ao grupo A, apresentaram valores médios da força cortante de serviço, 0,17% superiores que ao V_{sk} calculado. Já as vigas pertencentes ao grupo B (V4, V5 e V6), obtiveram valores de força cortante de serviço (V_{sk}), com um percentual superior de 1,62% em relação ao V_{sk} calculado, comprovando-se experimentalmente a superação dos valores previstos nos cálculos em ambos os grupos. Nas Tabelas 4 e 5, são apresentados, além dos valores individuais, as

médias e desvio padrão dos resultados. Estão compiladas, as forças cortantes de serviço (para L/250) e forças cortantes no momento da ruptura.

Tabela 4: Cortantes de serviço do Grupo A.

GRUPO A (ϕ 5mm a c/ 15cm)								
Vsk CALCULADO			Vsk EXPERIMENTAL PARA L/250			Vsk EXPERIMENTAL NA RUPTURA		
Vigas	Carga (kN)	Vsk (kN)	Vigas	Carga (kN)	Vsk (kN)	Vigas	Carga (kN)	Vsk (kN)
V1	102,56	51,28	V1	100,66	50,33	V1	104,21	52,11
V2	102,56	51,28	V2	104,80	52,40	V2	108,69	54,34
V3	102,56	51,28	V3	-	-	V3	110,89	55,44
Média	102,56	51,28		102,73	51,37		107,93	53,96
Desvio Padrão	-	-		2,93	1,46		3,40	1,70

Fonte: Da autora, 2014.

Tabela 5: Cortantes de serviço do Grupo B.

GRUPO B (ϕ 5mm a c/ 20,66cm)								
Vsk CALCULADO			Vsk EXPERIMENTAL PARA L/250			Vsk EXPERIMENTAL NA RUPTURA		
Vigas	Carga (kN)	Vsk (kN)	Vigas	Carga (kN)	Vsk (kN)	Vigas	Carga (kN)	Vsk (kN)
V4	102,56	51,28	V4	104,89	52,44	V4	108,15	54,07
V5	102,56	51,28	V5	103,56	51,78	V5	107,82	53,91
V6	102,56	51,28	V6	-	-	V6	105,15	52,57
Média	102,56	51,28		104,23	52,11		107,04	53,52
Desvio Padrão	-	-		0,94	0,47		1,64	0,82

Fonte: Da autora, 2014.

3.3. CARGA PARA FLECHA MÁXIMA DE SERVIÇO (L/250)

A Tabela 6 apresenta as cargas necessárias para alcançar o deslocamento máximo admitido por norma (L/250), que neste caso, é de 6,8 mm. Pode-se observar que: para o grupo B a carga para atingir o mesmo deslocamento foi 1,45% superior que ao do grupo A.

Não se realizou a inclusão dos valores de carga e deslocamento para flecha máxima de serviço das vigas V3 e V6 respectivamente, uma vez que, adotamos o uso dos LVDTs somente após o rompimento das duas vigas.

Tabela 6: Carregamento no deslocamento máximo permitido por norma ($L/250$).

GRUPO A (ϕ 5mm a c/ 15cm)			GRUPO B (ϕ 5mm a c/ 20,66cm)		
Vigas	Carga (kN)	Flecha (mm)	Vigas	Carga (kN)	Flecha (mm)
V1	100,66	6,80	V4	104,89	6,80
V2	104,80	6,80	V5	103,56	6,80
V3	-	-	V6	-	-
Média	102,73	-	Média	104,22	-
Desvio Padrão	2,93	-	Desvio Padrão	0,94	-

Fonte: Da autora, 2014.

3.4. CARGAS, DESLOCAMENTOS NA RUPTURA E ABERTURAS MÁXIMAS DE FISSURAS.

Fazendo-se uma análise comparativa entre as cargas últimas obtidas para as vigas dimensionadas para os Modelos I e II de cálculo, e considerando desprezíveis as variações nas cargas últimas causadas pelas diferenças entre resistência de concretos média de (26,79 MPa) para V1, V2 e V3 e (25,43 MPa) para V4, V5 e V6, verificou-se que as vigas com a configuração de estribos ϕ 5mm a c/ 15cm, apresentaram um desempenho aproximadamente 0,83% maior que o das vigas com estribos distribuídos a c/ 20,66 cm para uma **mesma armadura de flexão adotada**. Entretanto, observou-se que uma viga do Grupo B, V4, atingiu um valor de carga última superior que o da viga 01 pertencente ao Grupo A, como pode ser verificado na Tabela 7.

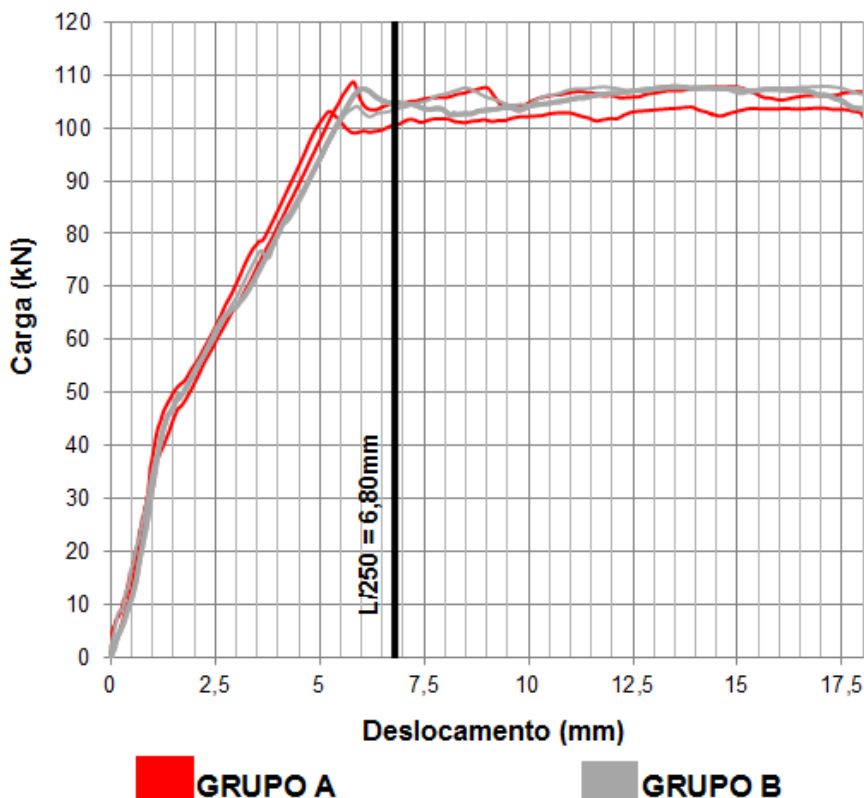
Tabela 7: Carregamento, deslocamento e abertura máxima de fissuras na ruptura.

GRUPO A (ϕ 5mm a c/ 15cm)				GRUPO B (ϕ 5mm a c/ 20,66cm)			
Vigas	Carga (kN)	Flecha (mm)	Abert. Máx. fissuras	Vigas	Carga (kN)	Flecha (mm)	Abert. Máx. fissuras
V1	104,21	89,90	0,50	V4	108,15	85,40	1,1
V2	108,69	5,81	0,60	V5	107,82	17,08	0,60
V3	110,89	-	1,2	V6	105,15	-	0,7
Média	107,93	47,85	0,77	Média	107,04	51,24	0,80
Desvio Padrão	3,40	-	0,38	Desvio Padrão	1,64	-	0,26

Fonte: Da autora, 2014.

No gráfico da Figura 8, é possível verificar que ambas as vigas tiveram um desempenho homogêneo, resistindo a valores de cargas semelhantes, mesmo que os espaçamentos de estribos tenham sido diferentes.

Figura 8: Gráfico das cargas x deslocamentos.

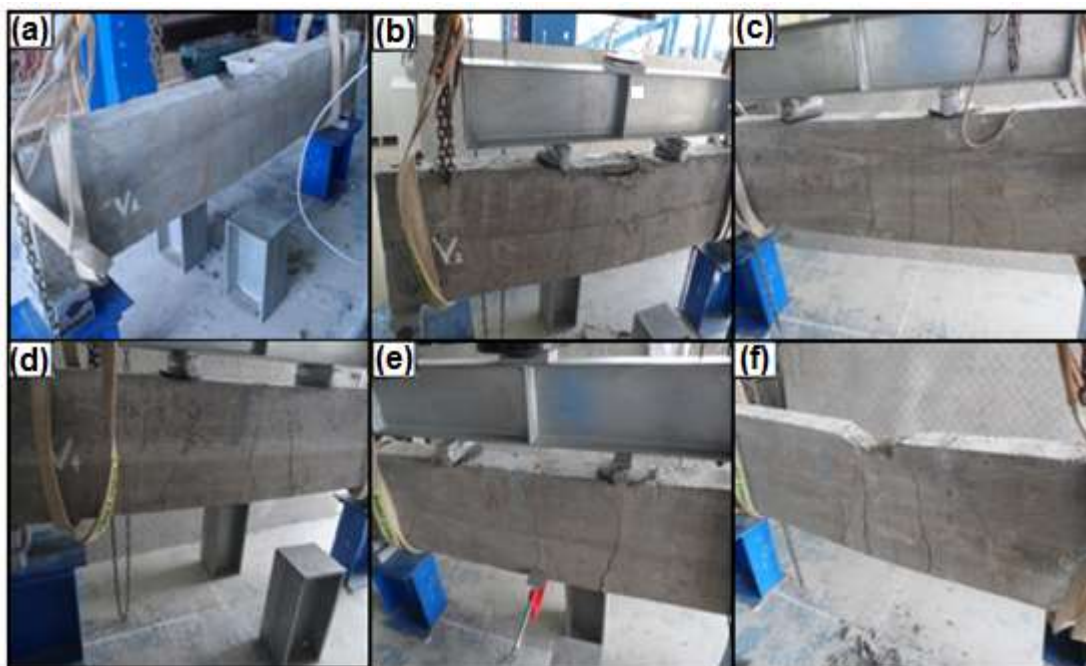


Fonte: Da autora, 2014.

Quanto aos deslocamentos finais, o grupo B atingiu um valor médio de flecha 7,08% superior que ao do grupo A, para uma diferença média de cargas últimas entre os grupos de 0,83%. Ao relacionar o deslocamento atingido pelas vigas, com a média da máxima abertura de fissuras de ambos os grupos, pode-se verificar que o grupo B obteve um valor médio de abertura máxima de fissuras de 3,90% superior que ao do Grupo A, sendo os resultados coerentes quando levado em consideração que o Grupo B possui uma menor área de aço de combate ao cisalhamento, em função do maior espaçamento entre estribos. A Figura 9 apresenta as seis vigas após a ruptura, todas com aberturas de fissuras com ângulos entre 30° e 45°, evidenciando as divisões das bielas de compressão, além do aparecimento das fissuras de flexão, do centro em direção aos apoios.

Segundo Rusch (1981 *apud* Carelli, 2002, p.7), “em seções retangulares, as fissuras de cisalhamento podem ser originadas a partir de fissuras de flexão. Nestes casos, estas fissuras de flexão, assim que surgem, desencadeiam uma considerável redistribuição de tensões internas com consequências que influenciam a inclinação das fissuras de cisalhamento”.

Figura 9: Vigas fissuradas após a ruptura – (a),(b) e (c) Vigas pertencentes ao Grupo A; (d), (e) e (f) Vigas pertencentes ao Grupo B.



Fonte: Da autora, 2014.

4. CONCLUSÕES

A partir da análise dos resultados obtidos, e considerando as condições de seção transversal, comprimento da viga, armadura de flexão e concreto utilizados nesse trabalho, pode-se concluir:

- Os dois métodos de cálculo mostraram eficiência, uma vez que superaram experimentalmente, os valores de esforço cortante previsto no cálculo.
- O Modelo de cálculo II apresentou uma economia de aproximadamente 27,39% na área de aço da armadura de combate ao cisalhamento com θ (ângulo da biela de compressão) de 30°, comprovando a literatura que aponta o Modelo II de cálculo como o mais econômico, comprovando os estudos de Duarte (2005).
- Na análise da fissuração ocasionada pelo cisalhamento, observou-se que as vigas do grupo B (espaçamento entre estribos de 20,66cm), apresentou um valor médio de abertura máxima de fissuras em torno de 3,90% superior às apresentadas no do Grupo A, o que não é significativo.

5. SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS

Os resultados aqui apresentados são relativos às condições de contorno impostas para essa pesquisa. Sugere-se continuar pesquisando diferentes seções transversais e, conseqüentemente, diferentes relações entre espaçamento de estribos com o mesmo diâmetro e mesmo número de ramos, para confirmação de percentuais de economia entre os dois Modelos de cálculo, mantendo o ângulo das bielas (θ) no Modelo II de 30°.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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

_____. **NBR 5739: Concreto - ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos**. Rio de Janeiro, 2007.

BASTOS, Prof. Dr. Paulo Sérgio dos Santos. **Dimensionamento de vigas de concreto armado à Força Cortante**. Bauru- SP, 2008.

CARELLI, Jackson Antonio – **Cisalhamento em vigas de Concreto Armado com Estribos Autotravantes**. Florianópolis, 2002.

CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues de. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado**. Segundo a NBR 6118:2003. 3ed., São Carlos, SP: Editora da EDUFSCar, 2009.

DUARTE, Douglas de Souza – **Estudo comparativo entre os dois métodos propostos pela NBR 6118:2003 para o dimensionamento da armadura de cisalhamento em vigas sujeitas a flexão simples**. Criciúma, 2005.

LEONHARDT, Fritz; MONNIG, Eduard. **Construções de concreto**. Editora interciência, 1982 V1.

PINHEIRO, Libânio M.; MUZARDO, Cassiane D.; SANTOS, Sandro P. **Fundamentos do Concreto e Projeto de Edifícios**. (Apostila), São Paulo, Universidade de São Carlos, 2003.