

Dimensionamento à torção de vigas de concreto armado

Design for torsion of reinforced concrete beams

José Milton de Araújo

Escola de Engenharia – FURG – Rio Grande, RS

e-mail: ed.dunas@mikrus.com.br

RESUMO: Neste trabalho é feito um estudo comparativo dos métodos de dimensionamento de vigas de concreto armado submetidas à torção, apresentados nas principais normas de projeto. Através de um exemplo numérico, mostra-se a discrepância entre esses métodos. Finalmente, a confiabilidade dos métodos de projeto é verificada por comparação com resultados experimentais disponíveis.

ABSTRACT: In this work, we make a comparative study of the design methods for reinforced concrete beams subjected to torsion, present in the main design codes. Through a numerical example, there is shown a discrepancy between these design methods. Finally, the reliability of the design methods is verified by comparison with experimental results available.

1. INTRODUÇÃO

De um modo geral, as vigas dos edifícios de concreto armado estão submetidas à flexão com torção. Usualmente, a torção é dividida em duas categorias: a torção de compatibilidade e a torção de equilíbrio.

A torção de compatibilidade surge como consequência do impedimento ao giro das vigas. O exemplo típico é o das vigas de borda, ligadas monoliticamente às lajes de piso. Enquanto essa ligação se encontra no estágio I, a laje funciona como engastada elasticamente na viga. O momento fletor negativo na borda da laje é transmitido à viga como um momento torçor por unidade de comprimento.

Em geral, essa torção não é essencial ao equilíbrio e desaparece, ou torna-se insignificante, após a fissuração do concreto. Por isso, normalmente não se considera a torção de compatibilidade no projeto das vigas de concreto armado.

Por outro lado, há situações em que a torção é essencial ao equilíbrio, como ocorre com as vigas de sustentação de marquises e de escadas em balanço. Nesses casos, a viga deve ser dimensionada à flexão com torção, obrigatoriamente.

As normas de projeto das estruturas de concreto armado [1-6] permitem que se faça um

dimensionamento em separado para o momento fletor de cálculo M_d , para o esforço cortante de cálculo V_d e para o momento torçor de cálculo T_d . Após esses dimensionamentos, faz-se a superposição das armaduras.

O dimensionamento para o esforço cortante e para o momento torçor são feitos com base no modelo de treliça de Mörsch, adotando-se uma treliça plana para o esforço cortante e uma treliça espacial para a torção. A interação entre V_d e T_d é levada em conta na verificação do esmagamento das bielas comprimidas dessas treliças.

O objetivo desse trabalho é comparar os métodos de dimensionamento à torção prescritos nas principais normas de projeto: NBR-6118/80 [1], NBR-6118/2013 [2], CEB/78 [3], CEB/90 [4], EC2 [5] e ACI [6]. A validação desses métodos é testada por comparação com resultados experimentais disponíveis na bibliografia.

2. MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO À TORÇÃO

Todas as normas citadas empregam o modelo de treliça espacial de Mörsch para o dimensionamento à torção das vigas de concreto armado. A treliça é formada por bielas de compressão, estribos verticais e barras longitudinais. Em geral, admite-se que as bielas de

compressão possuam uma inclinação de 45° em relação ao eixo da viga.

Nesse modelo, uma seção maciça é substituída por uma seção vazada equivalente. As normas de projeto diferem entre si na definição dessa seção vazada equivalente e no limite de resistência das bielas de compressão da treliça.

Por outro lado, todas as normas admitem três modos de ruptura de uma viga submetida à torção:

- ruptura por esmagamento das bielas;
- ruptura por escoamento dos estribos;
- ruptura por escoamento das barras longitudinais.

Cada um desses modos de ruptura corresponde a um momento torçor de cálculo resistente T_{Rd} . A seguir, apresentam-se as expressões desses momentos resistentes.

A) Ruptura por esmagamento das bielas

O momento torçor resistente T_{Rd2} , correspondente ao limite de resistência das bielas de concreto, é dado por

$$T_{Rd2} = 2 \tau_{tu} A_e t \quad (1)$$

onde A_e é a área limitada pela linha média da seção vazada equivalente e t é a espessura da parede dessa seção vazada.

A tensão limite de cálculo τ_{tu} varia conforme a norma de projeto.

B) Ruptura por escoamento dos estribos

O momento torçor resistente T_{Rd3} , correspondente ao escoamento dos estribos, é dado por

$$T_{Rd3} = 2 \left(\frac{A_{s1}}{s} \right) A_e f_{ywd} \quad (2)$$

onde A_{s1} é a área da seção transversal de um estribo, S é o espaçamento e f_{ywd} é a tensão de escoamento de cálculo dos estribos.

C) Ruptura por escoamento das barras longitudinais

O momento torçor resistente T_{Rd4} , correspondente ao escoamento da armadura longitudinal, é dado por

$$T_{Rd4} = 2 \left(\frac{A_{sl}}{u} \right) A_e f_{yd} \quad (3)$$

onde A_{sl} é a área total da armadura longitudinal, u é o perímetro da linha média da seção vazada equivalente e f_{yd} é a tensão de escoamento de cálculo das barras da armadura longitudinal.

O momento torçor resistente T_{Rd} é o menor dos três valores obtidos.

No processo de dimensionamento, os esforços resistentes são igualados ao momento torçor solicitante de cálculo T_d . Das equações (2) e (3), obtêm-se as armaduras

$$\frac{A_{s1}}{s} = \frac{T_d}{2A_e f_{ywd}} \quad (4)$$

$$A_{sl} = \frac{T_d u}{2A_e f_{yd}} \quad (5)$$

Multiplicando o segundo termo da equação (4) por 100, obtêm-se a área de estribos por metro de comprimento de viga

$$A_{sw} = \frac{100T_d}{2A_e f_{ywd}}, \text{ cm}^2/\text{m} \quad (6)$$

3. MÉTODO DA NBR-6118/80

De acordo com a NBR-6118/80 [1], não mais em vigor, a tensão τ_{tu} , para emprego da equação (1), é dada por

$$\tau_{tu} = 0,22 f_{cd} \leq 4 \text{ MPa} \quad (7)$$

onde $f_{cd} = f_{ck}/1,4$ é a resistência à compressão de cálculo do concreto, sendo f_{ck} sua resistência à compressão característica.

Na fig.1 indicam-se uma seção poligonal e uma seção retangular maciça de concreto armado.

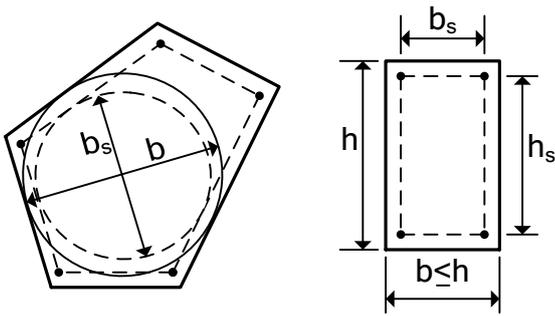


Fig. 1 – Seções maciças

Para uma seção poligonal maciça, define-se o maior círculo inscrito, cujo diâmetro é b . Do mesmo modo, define-se o maior círculo inscrito no polígono formado pelas linhas que passam pelas barras longitudinais de canto, com diâmetro b_s . No caso de uma seção retangular, b é a largura da seção e b_s é a distância entre os centros das barras de canto, segundo a direção da largura.

A seção vazada equivalente é definida como:

a) se $b_s \geq 5b/6$, a seção vazada equivalente possui o mesmo contorno externo da seção maciça e uma parede com espessura $t = b/6$;

b) se $b_s < 5b/6$, a espessura da parede é $t = b_s/5$ e sua linha média passa pelas barras longitudinais dos cantos.

Na fig. 2 encontram-se representadas essas duas situações.

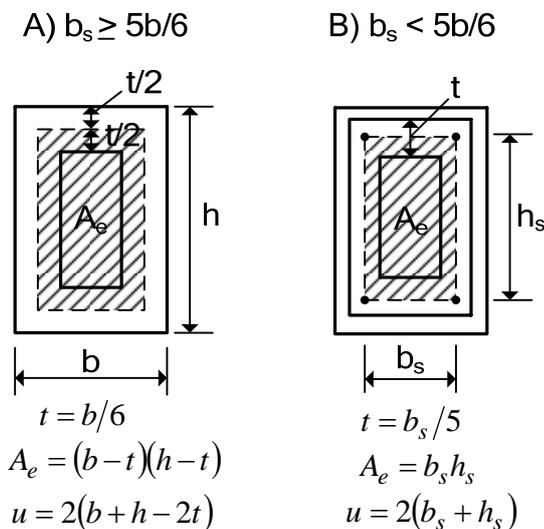


Fig. 2 – Seções vazadas equivalentes conforme a NBR-6118/80

4. MÉTODO DA NBR-6118/2013

Para a NBR-6118/2013 [2], ainda na fase de revisão, a tensão τ_{tu} é dada por

$$\tau_{tu} = 0,25(1 - f_{ck}/250)f_{cd}, \text{ MPa} \quad (8)$$

A espessura da seção vazada equivalente é dada por

$$t = A/\mu \quad (9)$$

onde A é a área e μ é o perímetro da seção cheia.

Para definir a seção vazada, é necessário comparar essa espessura com $2C_1$, onde C_1 é a distância entre o eixo da armadura longitudinal do canto e a face lateral da peça. Assim, são considerados os dois casos constantes nas figuras 3 e 4. Se resultar $A/\mu \geq 2C_1$, a seção vazada é definida como na fig. 3. Caso contrário, considera-se a fig. 4. Observa-se que o valor de $2C_1$ serve apenas para definir os dois casos, não se constituindo em uma espessura mínima, como no modelo original do CEB/90.

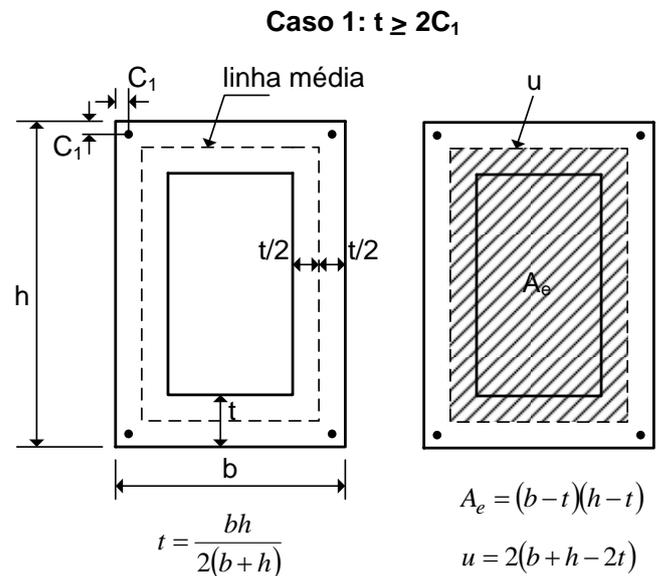


Fig. 3 – Seção vazada equivalente conforme a NBR-6118/2013 (Caso 1)

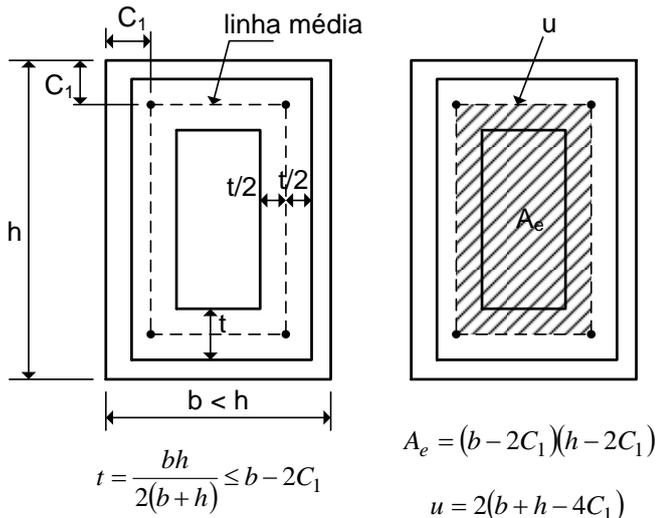
Caso 2: $t < 2C_1$ 

Fig. 4 – Seção vazada equivalente conforme a NBR-6118/2013 (Caso 2)

5. MÉTODO DO CEB/78

Para o CEB/78 [3], a tensão τ_{tu} é dada por

$$\tau_{tu} = 0,25 f_{cd} \text{ , MPa} \quad (10)$$

A seção vazada possui uma espessura $t = b_s/6$, onde b_s é como indicado na fig. 1.

A linha média da seção vazada passa pelas barras longitudinais dos cantos.

6. MÉTODO DO CEB/90 E DO EC2

Para o CEB/90 [4] e o EC2 [5], a tensão τ_{tu} é dada por

$$\tau_{tu} = 0,30(1 - f_{ck}/250)f_{cd} \text{ , MPa} \quad (11)$$

A seção vazada equivalente possui o mesmo contorno externo da seção maciça e uma espessura dada por

$$t = A/\mu \geq 2C_1 \quad (12)$$

Observa-se que essas normas impõem um valor mínimo de $2C_1$ para a espessura da seção vazada. Se resultar $A/\mu < 2C_1$, adota-se $t = 2C_1$. A seção vazada é a mesma da fig. 3 (caso 1 da NBR-6118/2013). A diferença é que na NBR-6118/2013 não é exigida a espessura mínima de $2C_1$.

7. MÉTODO DO ACI 318M-11

Para o ACI [6], tem-se

$$\tau_{tu} = 0,62\sqrt{f_{ck}} \text{ , MPa} \quad (13)$$

O eixo da seção vazada coincide com eixo dos estribos mais externos. Na fig. 5 apresentam-se as propriedades geométricas correspondentes a uma seção retangular.

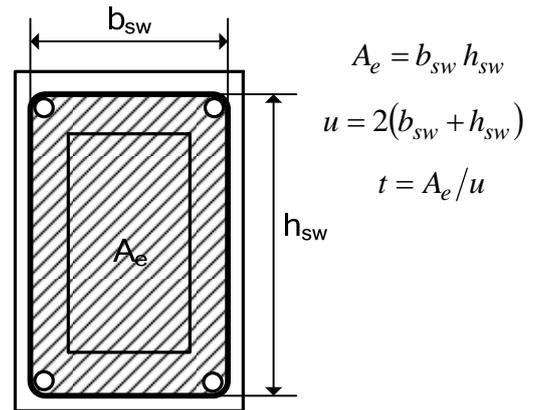


Fig. 5 – Seção vazada equivalente conforme o ACI

8. EXEMPLO NUMÉRICO

Conforme se observa, cada norma apresenta uma definição própria para a seção vazada equivalente. A tensão limite nas bielas também difere de uma norma para outra. Desse modo, as conclusões obtidas poderão variar muito, conforme a norma utilizada. Isto será mostrado a partir do dimensionamento da seção transversal indicada na fig. 6.

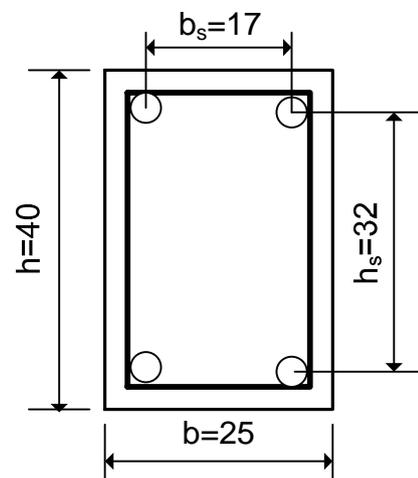


Fig. 6 - Seção transversal (medidas em cm)

Dados:

Concreto: $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$; $f_{cd} = 14,3 \text{ MPa}$ ($=1,43 \text{ kN/cm}^2$)

Aço: CA-50 ($f_{ywd} = f_{yd} = 435 \text{ MPa}$)

Cobrimento: $c_{nom} = 2,5 \text{ cm}$;

estribos: $\phi_t = 6,3 \text{ mm}$

Momento torçor de cálculo: $T_d = 14 \text{ kNm}$

1) NBR-6118/80

$$\tau_{tu} = 0,22 f_{cd} \leq 4 \text{ MPa} \rightarrow \tau_{tu} = 3,1 \text{ MPa}$$

$$b_s = 17 \text{ cm é menor que } \frac{5b}{6} = 20,83 \text{ cm}$$

$$t = b_s / 5 = 3,4 \text{ cm}$$

$$A_e = b_s h_s = 544 \text{ cm}^2$$

$$u = 2(b_s + h_s) = 98 \text{ cm}$$

$$T_{Rd2} = 2 \tau_{tu} A_e t = 11,47 \text{ kNm}$$

Como $T_{Rd2} < T_d$, é necessário aumentar as dimensões da seção transversal. Logo, não é possível projetar a viga com a seção proposta.

2) NBR-6118/2013

$$\tau_{tu} = 0,25 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) f_{cd} \text{ MPa} \rightarrow \tau_{tu} = 3,3 \text{ MPa}$$

$$\frac{A}{\mu} = \frac{25 \times 40}{2(25 + 40)} = 7,69 \text{ cm}$$

$$C_1 = \frac{b - b_s}{2} = 4 \text{ cm}$$

Como $A/\mu < 2C_1$, considera-se que a linha média da seção vazada passa pelas barras de canto.

$$t = 7,69 \text{ cm}$$

$$A_e = b_s h_s = 544 \text{ cm}^2$$

$$u = 2(b_s + h_s) = 98 \text{ cm}$$

$$T_{Rd2} = 2 \tau_{tu} A_e t = 27,61 \text{ kNm}$$

Neste caso, T_{Rd2} é muito maior que T_d . A seção passa com folga em relação à segurança das bielas, ao contrário do que se verificaria anteriormente, quando da validade da NBR-6118/80.

As armaduras são calculadas com as equações (5) e (6):

$$A_{st} = 2,90 \text{ cm}^2 ; A_{sw} = 2,96 \text{ cm}^2/\text{m}$$

3) CEB/1978

$$\tau_{tu} = 0,25 f_{cd} = 3,6 \text{ MPa}$$

$$t = \frac{b_s}{6} = 2,83 \text{ cm}$$

$$A_e = b_s h_s = 544 \text{ cm}^2$$

$$u = 2(b_s + h_s) = 98 \text{ cm}$$

$$T_{Rd2} = 2 \tau_{tu} A_e t = 11,08 \text{ kNm}$$

Como $T_{Rd2} < T_d$, é necessário aumentar as dimensões da seção transversal. Não é possível projetar a viga com a seção proposta, empregando-se o CEB/78.

4) CEB/90 e EC2

$$\tau_{tu} = 0,30 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) f_{cd} \text{ MPa} \rightarrow \tau_{tu} = 3,9 \text{ MPa}$$

$$\frac{A}{\mu} = \frac{25 \times 40}{2(25 + 40)} = 7,69 \text{ cm}$$

$$C_1 = \frac{b - b_s}{2} = 4 \text{ cm}$$

Espessura mínima: $2C_1 = 8 \text{ cm}$.

Logo, $t = 8 \text{ cm}$

$$A_e = (25 - 8)(40 - 8) = 544 \text{ cm}^2$$

$$u = 2(25 + 40 - 2 \times 8) = 98 \text{ cm}$$

$$T_{Rd2} = 2 \tau_{tu} A_e t = 33,95 \text{ kNm}$$

Aqui, também, T_{Rd2} é muito maior que T_d . A seção passa com folga em relação à segurança das bielas.

As armaduras calculadas são as mesmas do processo da NBR-6118/2013:

$$A_{sl} = 2,90 \text{ cm}^2 \quad ; \quad A_{sw} = 2,96 \text{ cm}^2/\text{m}$$

5) ACI 318M-2011

$$\tau_{tu} = 0,62\sqrt{f_{ck}} = 2,8 \text{ MPa}$$

As dimensões dos lados do retângulo definido pelo eixo do estribos são

$$b_{sw} = b - 2(c_{nom} + \phi_t/2) \rightarrow b_{sw} = 19,37 \text{ cm}$$

$$h_{sw} = h - 2(c_{nom} + \phi_t/2) \rightarrow h_{sw} = 34,37 \text{ cm}$$

$$A_e = b_{sw} h_{sw} = 665,75 \text{ cm}^2$$

$$u = 2(b_{sw} + h_{sw}) = 107,48 \text{ cm}$$

$$t = \frac{A_e}{u} = 6,19 \text{ cm}$$

$$T_{Rd2} = 2\tau_{tu} A_e t = 23,08 \text{ kNm}$$

Aqui, também, T_{Rd2} é maior que T_d . A seção passa com folga em relação à segurança das bielas.

As armaduras são calculadas com as equações (5) e (6):

$$A_{sl} = 2,60 \text{ cm}^2 \quad ; \quad A_{sw} = 2,42 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Observa-se que o ACI forneceu menos armadura que a NBR-6118/2013 e o CEB/90, porém as diferenças são pequenas.

Entretanto, o ACI foi mais rigoroso em relação à segurança das bielas, já que $T_{Rd2} = 23,08 \text{ kNm}$ (pelo ACI) é menor que $T_{Rd2} = 27,61 \text{ kNm}$ (pela NBR-6118/2013) e que $T_{Rd2} = 33,95 \text{ kNm}$ (pelo CEB/90 e EC2).

Verifica-se, assim, uma grande diferença entre os diversos métodos de dimensionamento, particularmente em relação à segurança das bielas de concreto. Isso se deve às diferentes formas de definição da seção vazada equivalente e da tensão limite τ_{tu} .

Desse modo, um método pode indicar que a ruína ocorre por esmagamento das bielas (T_{Rd2} é mínimo), outro método pode indicar que a ruína ocorre por escoamento dos estribos (T_{Rd3} é mínimo), enquanto um terceiro método indica que a ruína ocorre por escoamento das armaduras longitudinais (T_{Rd4} é mínimo). Isto é consequência da complexidade do problema e das enormes simplificações introduzidas nos métodos de projeto.

9. VERIFICAÇÃO EXPERIMENTAL DOS MÉTODOS DE PROJETO

Na ref. [7], são apresentados os resultados experimentais obtidos por diversos autores em ensaios de torção pura em vigas de concreto armado. No total, são catalogadas 64 vigas de seção retangular maciça, com diversas taxas de armaduras longitudinais e estribos verticais. A resistência à compressão do concreto varia de 25 MPa a 110 MPa. Os dados dos ensaios encontram-se disponíveis na ref. [7].

Neste trabalho, consideram-se apenas as 58 primeiras vigas apresentadas na ref. [7]. As últimas 6 vigas foram descartadas, pois os dados apresentam aparente inconsistência.

Os ensaios fornecem o momento torçor de ruína T_u . Fazendo a verificação das vigas com as dimensões e as armaduras utilizadas nos ensaios, obtém-se o momento torçor resistente mínimo T_{Rd} , através de um dos métodos de projeto apresentados.

Se resultar $T_{Rd}/T_u < 1$, significa que o método subestima a capacidade resistente, ou seja, ele é um método totalmente seguro.

Se resultar $1 < T_{Rd}/T_u < 1,4$, o método será apenas parcialmente seguro, já que uma fração do coeficiente $\gamma_f = 1,4$ de majoração das ações será destinada a cobrir as deficiências do método. Ou seja, se o momento torçor de serviço fosse $T_k = T_u$, o dimensionamento para o momento torçor de cálculo $T_d = 1,4T_u$ resultaria em maior armadura do que aquela efetivamente usada no ensaio. Porém, deve-se lembrar que o coeficiente $\gamma_f = 1,4$ tem por finalidade, também, cobrir as incertezas em relação ao carregamento da estrutura.

Desse modo, o desejável é que o método de projeto forneça $T_{Rd}/T_u < 1$, aceitando-se que essa relação supere ligeiramente a unidade.

Por outro lado, se a relação T_{Rd}/T_u for muito inferior à unidade, significa que o método é muito conservador, portanto, antieconômico.

Nas figuras 7 a 11, apresentam-se as relações $R = T_{Rd}/T_u$ obtidas para as 58 vigas ensaiadas. Os valores médios R_m também são indicados nas figuras.

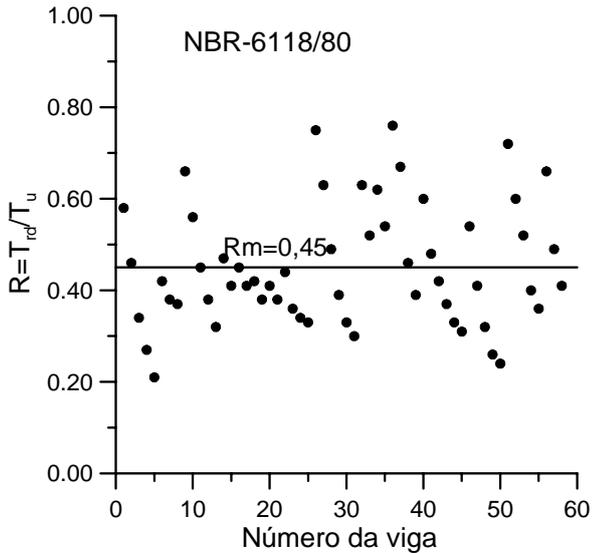


Fig. 7 – Verificação do método da NBR-6118/80

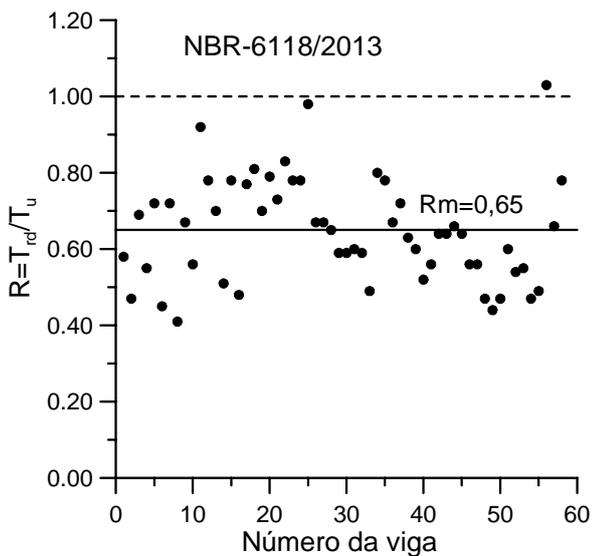


Fig. 8 – Verificação do método da NBR-6118/2013

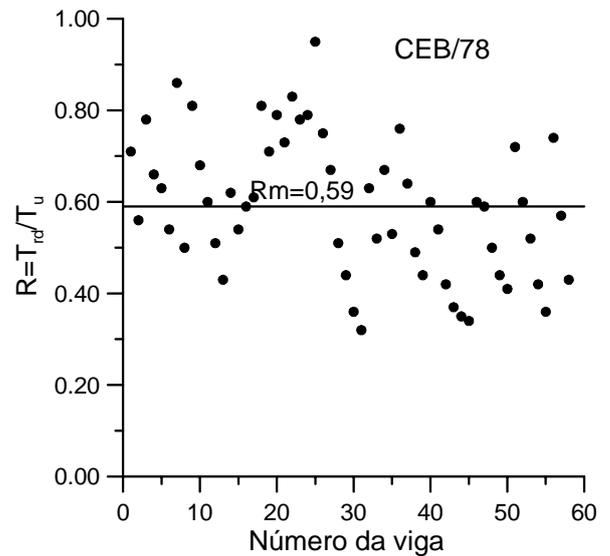


Fig. 9 – Verificação do método do CEB/78

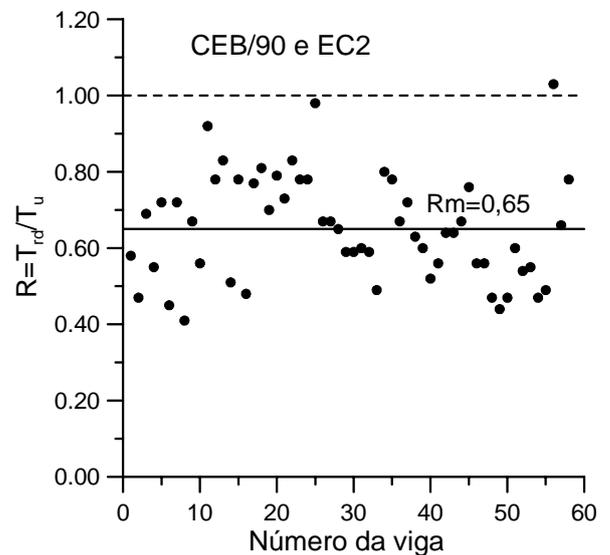


Fig. 10 – Verificação do método do CEB/90 e EC2

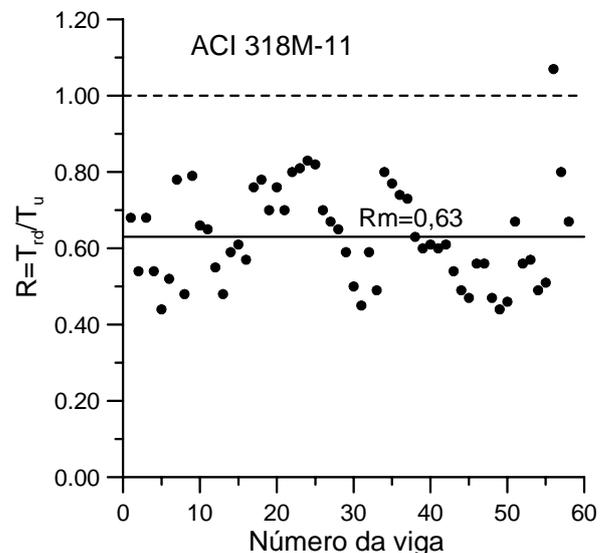


Fig. 11 – Verificação do método do ACI

Conforme se observa, os métodos da NBR-6118/80 e do CEB/78 fornecem $T_{Rd}/T_u < 1$ para todas as 58 vigas ensaiadas. Os métodos da NBR-6118/2013, CEB/90-EC2 e ACI, só fornecem $T_{Rd}/T_u > 1$ para uma viga, coincidentemente, a mesma viga. Seria possível suspeitar desse resultado experimental, mas isso nem é necessário, pois $T_{Rd}/T_u = 1,03$ (nos métodos da NBR-6118/2013 e CEB/90-EC2) e $T_{Rd}/T_u = 1,07$ (no método do ACI).

Desses resultados conclui-se, também, que o método da NBR-6118/80 é o mais seguro, já que é aquele que apresenta a menor média da relação T_{Rd}/T_u . De qualquer forma, todos os métodos testados são suficientemente seguros.

Na tabela 1, apresenta-se o resumo dos resultados obtidos.

Tabela 1 – Relações $R=T_{rd}/T_u$ para os diversos métodos

Modelo	R_m	σ_R	$V_R = \frac{\sigma_R}{R_m}$
NBR-6118/78	0,45	0,13	0,29
NBR-6118/2013	0,65	0,14	0,21
CEB/78	0,59	0,15	0,26
CEB/90 e EC2	0,65	0,14	0,21
ACI 318M-11	0,63	0,13	0,20
R_m = média; σ_R = desvio padrão; V_R = variância			

Da tabela 1, verifica-se que o coeficiente de variação V_R é muito elevado, o que mostra a dificuldade de os métodos de projeto representarem os resultados experimentais.

Para uma mesma viga, cada método pode indicar um modo de ruptura diferente, como se pode observar nas figuras 12 a 16.

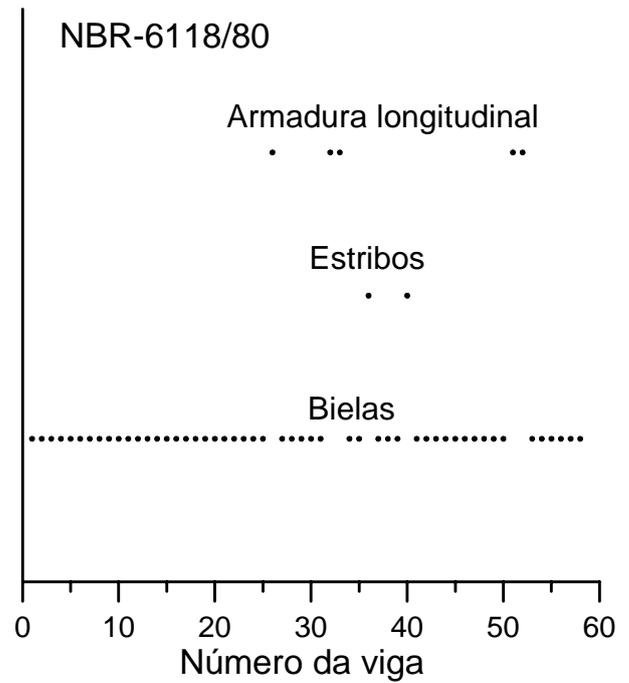


Fig. 12 – Modos de ruptura indicados pelo método da NBR-6118/80

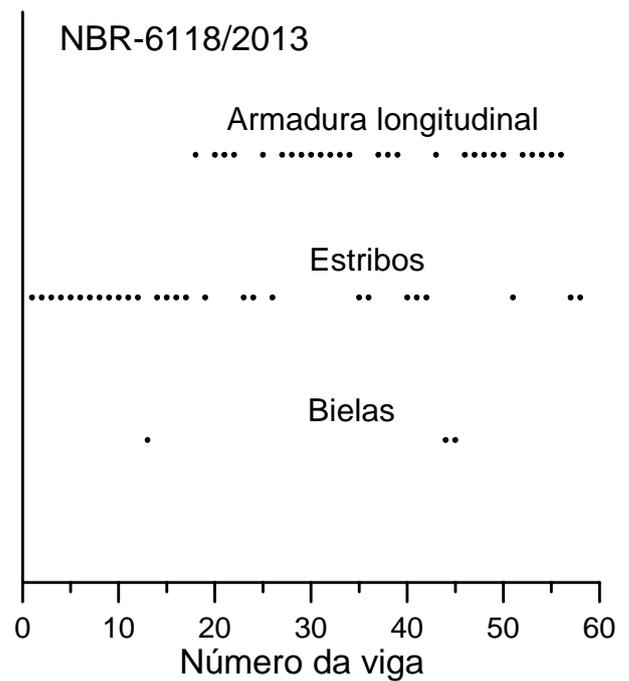


Fig. 13 – Modos de ruptura indicados pelo método da NBR-6118/2013

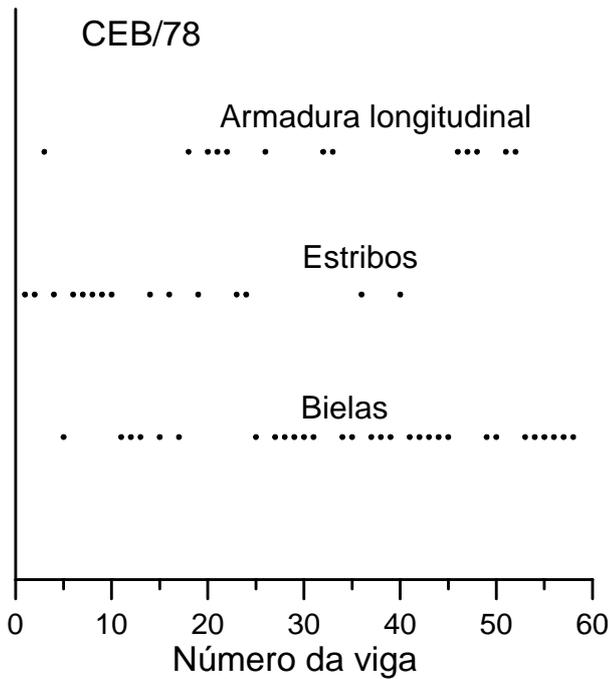


Fig. 14 – Modos de ruptura indicados pelo método do CEB/78

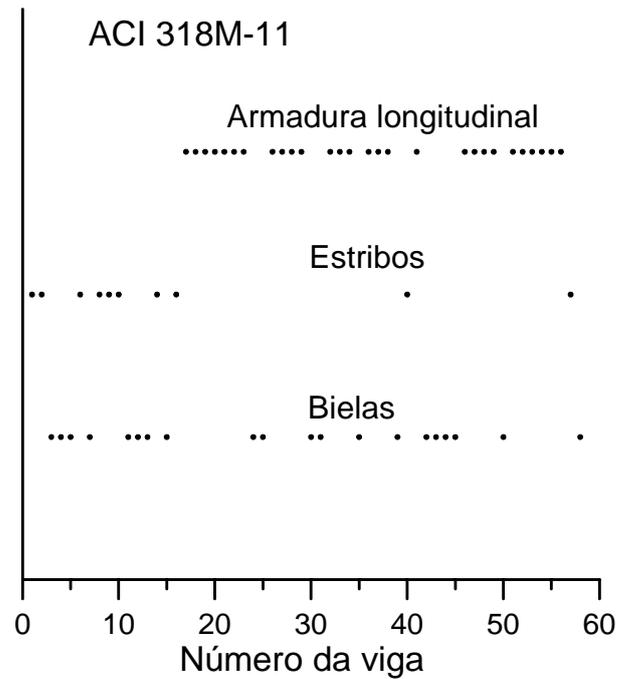


Fig. 16 – Modos de ruptura indicados pelo método do ACI 318M-11

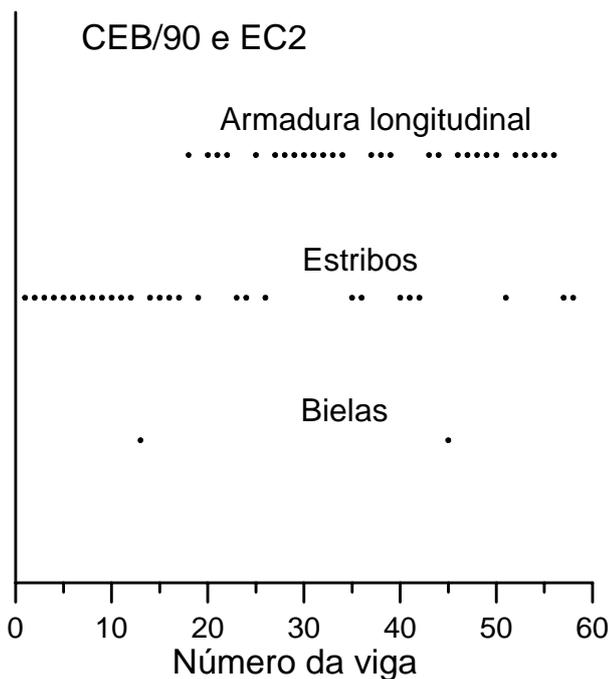


Fig. 15 – Modos de ruptura indicados pelo método do CEB/90 e EC2

Observando as figuras 12 a 16, verifica-se que os métodos da NBR-6118/80 e do CEB/78 indicam um maior número de vigas falhando por esmagamento das bielas. No método da NBR-6118/80, isso acontece com 51 vigas e é devido ao baixo valor da espessura da seção vazada equivalente, bem como da tensão τ_{tu} (a qual tem um limite fixo de 4 MPa).

Nos métodos da NBR-6118/2013 e do CEB/90-EC2, o número de falhas por esmagamento das bielas é quase nulo (apenas 3 vigas para a NBR-6118/2013 e 2 vigas para o CEB/90-EC2). Isto ocorre porque, nesses métodos, a parede da seção vazada equivalente possui uma espessura muito grande.

Na tabela 2, indicam-se o número de vigas que falharam em cada um dos três modos de ruína, conforme os métodos estudados.

As equações (1) a (6) correspondem à treliça espacial de Morsch com bielas inclinadas de um ângulo $\theta = 45^\circ$ em relação ao eixo da viga. Esse é o ângulo usualmente admitido para as bielas de compressão. Porém, é possível desenvolver as equações da treliça considerando bielas com um ângulo de inclinação θ genérico. Nesse caso, os momentos torçores resistentes são dados pelas seguintes expressões:

$$T_{Rd2} = 2\tau_{tu} A_e t \text{ sen}2\theta \quad (14)$$

$$T_{Rd3} = 2 \left(\frac{A_{sl}}{s} \right) A_e f_{ywd} \cot g \theta \quad (15)$$

$$T_{Rd4} = 2 \left(\frac{A_{sl}}{u} \right) A_e f_{yd} \operatorname{tg} \theta \quad (16)$$

Tabela 2 – Modos de ruína detectados pelos métodos de projeto – total de 58 vigas

Método	Modo de ruína		
	Bielas	Estribos	Armadura longitudinal
NBR-6118/78	51	2	5
NBR-6118/2013	3	28	27
CEB/78	30	15	13
CEB/90 e EC2	2	28	28
ACI 318M-11	20	10	28

Da equação (14) verifica-se que $\theta = 45^\circ$ dá a maior capacidade resistente para as bielas. Para $\theta < 45^\circ$, ocorre um aumento de T_{Rd3} com redução de T_{Rd4} . Para $\theta > 45^\circ$, ocorre o inverso.

De acordo com a NBR-6118/2013, pode-se escolher livremente $30^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$. Havendo torção com flexão (situação usual), o ângulo θ deve ser o mesmo utilizado na treliça plana para esforço cortante.

Na fig. 17, apresentam-se as variações de R_m com o ângulo θ para as 58 vigas dos ensaios. Conforme se observa, a maior capacidade resistente média é obtida com $\theta = 45^\circ$, mesmo considerando os três modos de ruína. Logo, esse deve ser o ângulo escolhido em projeto.

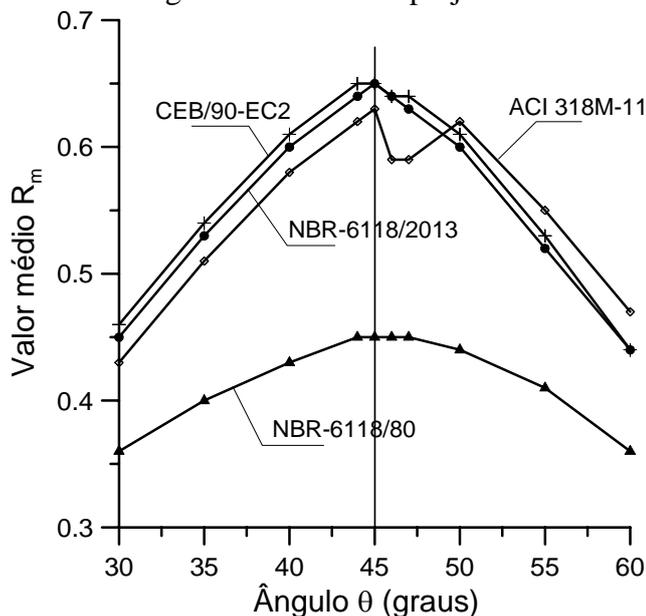


Fig. 17 – Influência do ângulo das bielas

Além dos ensaios anteriores, os métodos de projeto foram testados comparativamente aos seguintes resultados experimentais:

- 6 vigas de descritas na ref. [8];
- 8 vigas descritas na ref. [9];
- 19 vigas descritas nas referências [10] e [11].

Todas essas 33 vigas possuem seção retangular maciça e foram ensaiadas em torção pura. As conclusões obtidas foram as mesmas encontradas para as 58 vigas anteriores.

10. CONCLUSÕES

Nesse estudo foi possível constatar a grande discrepância entre os métodos de dimensionamento de vigas de concreto armado submetidas à torção. Isso ocorre por causa das diferentes formas de definição da seção vazada equivalente adotadas em cada norma. Além disso, há diferenças significativas na tensão máxima de compressão que se admite para as bielas de concreto.

Como consequência, o projetista poderá constatar que uma determinada seção transversal que não passa por uma norma, passa com folga por outra. Uma seção transversal que não era permitida na época em que a NBR-6118/80 estava em vigor, poderá ser admitida com base na NBR-6118/2013, por exemplo.

De todos os métodos testados, verificou-se que o método da NBR-6118/80 e o método do CEB/78 são os mais conservadores.

Geralmente, as vigas submetidas à torção de equilíbrio não possuem reservas de segurança. Assim, o conservadorismo dos métodos de projeto é conveniente para evitar uma ruptura brusca, com a transformação da estrutura em um mecanismo.

Felizmente, pode-se afirmar, com base nos resultados experimentais analisados, que qualquer um dos métodos estudados pode ser empregado com segurança para o projeto das vigas de concreto armado submetidas à torção.

REFERÊNCIAS

1. Associação Brasileira de Normas Técnicas - *Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado: NBR-6118*. Rio de Janeiro, 1980.

2. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR-6118: Projeto de Estruturas de Concreto*. Rio de Janeiro, 2013. (projeto re revisão)
3. COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. *Code-modèle CEB/FIP pour les Structures en Béton*. Bulletin d'Information 124/125, Paris, 1978.
4. COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. *CEB-FIP Model Code 1990*. Published by Thomas Telford, London, 1993.
5. COMITÉ EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO. NP EN 1992-1-1. *Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de Betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. Março, 2010.
6. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-11) and Commentary*. 2011.
7. FIORI, A.; BERARDI, L.; MARANO, G. C. *Predicting torsional strength of RC beams by using evolutionary polynomial regression*. *Advances in Engineering Software*, 47, pp. 178-187, 2012.
8. KOZONIS, D. *Strength evaluation and retrofit of reinforced concrete beams subjected to pure torsion*. Thesis of the Rice University. Houston, Texas, 1997.
9. LEE, Jung-Yoon; KIM, Sang-Woo. *Torsional strength of rc beams considering tension stiffening effect*. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, p.1367-1378, Nov., 2010.
10. NIELSEN, J. S. *A Theoretical and Experimental Study of Concrete Beams – Especially Over-Reinforced Beams – Subjected to Torsion. Part I. Theory*. Serie R, No 170. Department of Structural Engineering. Technical University of Denmark, 1983.
11. NIELSEN, J. S. *A Theoretical and Experimental Study of Concrete Beams – Especially Over-Reinforced Beams – Subjected to Torsion. Part II. Experiments*. Serie R, No 171. Department of Structural Engineering. Technical University of Denmark, 1983.