



Avaliação dos Critérios de Verificação a Cisalhamento segundo a NBR 6118 Aplicando a Teoria do Campo de Compressão Modificada

Marcelo Araújo de Sá¹, Sergio Hampshire de Carvalho Santos²

¹Mestrando / Programa de Projeto de Estruturas / Universidade Federal do Rio de Janeiro / marceloaraujo@poli.ufrj.br

²Professor Titular / Escola Politécnica / Universidade Federal do Rio de Janeiro / sergiohampshire@poli.ufrj.br

Resumo

Sabe-se que deficiências de projeto no dimensionamento dos esforços de cisalhamento são mais perigosos que em esforços de flexão, pois rupturas por cisalhamento podem ocorrer de forma frágil e sem possibilidade de redistribuição dos esforços internos. Pode ser observado que, ao contrário do dimensionamento usual para os esforços de flexão, os esforços de cisalhamento são frequentemente verificados e dimensionados nas diversas normas por métodos que resultam em respostas consideravelmente distintas para uma mesma viga, com modelos que seguem em discussão por muitos anos. Este trabalho se baseia na avaliação do comportamento da composição dos esforços de flexão e cisalhamento em vigas de concreto armado para diferentes pares de momentos fletores e esforços cortantes. Para tanto, foi utilizada a verificação apresentada na NBR 6118 (2014), e comparada a uma teoria mais precisa utilizada atualmente, a Teoria do Campo de Compressão Modificada (*Modified Compression Field Theory - MCFT*). Essa teoria é capaz de prever as relações de carregamentos e deformações, bem como a resistência ao cisalhamento de seções com grande precisão, sendo parametrizada por elementos ensaiados. Como a utilização dessa teoria não é prática para os cálculos usuais, foi utilizado o *software* RESPONSE-2000, desenvolvido na Universidade de Toronto por Evan C. Bentz. O programa permite a análise de vigas e pilares sujeitos a momentos, cortantes e cargas axiais, em qualquer tipo de geometria, propriedades de materiais e arranjo de armaduras, resultando em respostas precisas do comportamento das seções, utilizando como base a MCFT.

Palavras-chave

Concreto armado; Cisalhamento; Teoria do Campo de Compressão Modificada; Response 2000.

Introdução

Mesmo o assunto do comportamento de vigas de concreto armado sujeitas a esforços cisalhantes tendo sido estudado ao longo de muitas décadas, o problema da determinação da resistência ao cisalhamento segue em discussão, com abordagens distintas nas diversas normas, apresentando resultados relevantemente diferentes para uma mesma seção transversal de uma viga (BENTZ *et al.*, 2006).

Ao contrário dos elementos sujeitos à flexão, onde a hipótese universalmente aceita de que “as seções planas permanecem planas” é utilizada, com as diversas normas resultando em estimativas de resistência muito próximas, para o estudo do comportamento ao cisalhamento as normas geralmente são baseadas em equações empíricas para estimar o esforço cortante capaz de levar o elemento à ruptura, não havendo um consenso sobre uma base teórica universalmente aceita (BENTZ *et al.*, 2006). Usualmente, as normas são fundamentadas no modelo de analogia da treliça desenvolvida por RITTER (1899) e MORSCH (1909) aproximadamente há um século, não correspondendo à sofisticação dos procedimentos desenvolvidos mundialmente ao longo dos anos, nem às capacidades computacionais disponíveis para a engenharia estrutural atualmente (VECCHIO e COLLINS, 1986).

Recentes pesquisas a respeito da resistência ao cisalhamento em elementos de concreto armado vêm sendo concentradas no estudo dos seus mecanismos de ruptura. Essas pesquisas resultaram inicialmente no



XII CONGRESSO BRASILEIRO
de PONTES e ESTRUTURAS
7 a 11 de junho de 2021 - Congresso Virtual

desenvolvimento da Teoria do Campo de Compressão Diagonal para Torção e seguidamente pela Teoria do Campo de Compressão (*CFT – Compression Field Theory*) e pela Teoria do Campo de Compressão Modificada (*MCFT – Modified Compression Field Theory*), como descrito por BENTZ e COLLINS (2006). Essa teoria foi desenvolvida pela observação das respostas de um grande número de ensaios de elementos de concreto armado carregados em cisalhamento puro e em cisalhamento combinado com tensões axiais. Os resultados provenientes dessas análises têm se mostrado muito precisos para um amplo número de estruturas, incluindo vigas sujeitas a flexão, cisalhamento e torção, vigas altas, paredes de cisalhamento, pilares, placas e chapas (VECCHIO, 2000).

Alguns experimentos ainda têm revelado que, ao contrário da ruptura por flexão, elementos de concreto armado rompidos à cisalhamento se apresentam relativamente frágeis e sem possibilidade de redistribuição dos esforços internos (COLLINS *et al.*, 2018), tornando esse entendimento de extrema importância para a segurança das estruturas.

Outro ponto avaliado é que, por conveniência, as teorias são fundamentadas, quase em sua totalidade, numa base de dados obtidas de ensaios em vigas biapoiadas. Entretanto, a maioria das estruturas reais são hiperestáticas. Esses elementos geralmente possuem um ou mais pontos de inversão do sinal da flexão (pontos de momento nulo), onde as condições de forças internas são similares às desenvolvidas próximas aos apoios em vigas simplesmente apoiadas (KOTSOVOU, 2019), porém sem as tensões verticais próprias dessas regiões.

Este trabalho tem o objetivo de avaliar os critérios de verificação ao cisalhamento segundo a NBR 6118 (2014) utilizando a MCFT para diversos níveis de sollicitação. Como a utilização dessa teoria não é prática para os cálculos usuais simplesmente planilhados, foi utilizado o *software* RESPONSE-2000 (2001). Esse *software* foi desenvolvido na Universidade de Toronto por Evan C. Bentz, e permite a análise de vigas e pilares sujeitos a momentos, cortantes e cargas axiais, em qualquer tipo de geometria, propriedades de materiais e arranjo de armaduras, resultando em respostas precisas do comportamento das seções.

Metodologia

Com o objetivo de melhor compreender os mecanismos de ruptura de vigas sujeitas a esforços concomitantes de momentos fletores e cortantes, bem como avaliar os critérios estabelecidos na NBR 6118 (2014) para o par de esforços, foi analisada a seção de uma viga padronizada submetida a variados níveis de sollicitação.

Para isso, foi considerado o valor máximo do parâmetro de profundidade da linha neutra ($k_x=x/d$) de 0,45. Esse limite corresponde ao valor extremo adotado pela NBR 6118 (2014) para proporcionar o adequado comportamento dútil em vigas no Estado Limite Último (ELU) relacionados a concretos com $f_{ck} \leq 50$ MPa. A partir do parâmetro definido, pôde ser definido o valor de momento máximo resistido por essa seção à flexão pura, bem como sua armadura longitudinal correspondente.

De posse do momento máximo, o caso é subdividido para avaliar dez diferentes pares de Momento x Cortante. Para isso, são considerados dez fatores de redução dos momentos fletores, de 1,0 a 0,1, sendo assim calculada a parcela máxima de esforço cortante concomitante segundo os critérios de decalagem da NBR 6118 (2014), bem como suas armaduras transversais correspondentes, respeitando os critérios de armadura mínima e resistência máxima do concreto na compressão definidos na NBR 6118 (2014).

Além disso, para esses casos foram verificadas três inclinações (θ) distintas para as bielas comprimidas: $\theta_1=45^\circ$, calculado segundo o modelo 1 da NBR 6118 (2014); $\theta_2=30^\circ$, calculado segundo o modelo 2 da NBR 6118 (2014); θ_3 calibrado de acordo com fib Model Code 2010 (2013), calculado segundo o modelo 2 da NBR 6118 (2014).

Para avaliação da contribuição de armaduras complementares na resistência do elemento, foram ainda considerados três casos distintos de armaduras dispostas na seção: Armadura de flexão e cisalhamento; Armadura de flexão, cisalhamento e porta estribos; Armadura de flexão, cisalhamento, porta estribos e armadura de pele. Esses três casos foram denominados Modelos A, B e C, respectivamente.

Com esses dados são gerados gráficos de Momento x Cortante, os quais são verificados ponto a ponto utilizando a MCFT, analisado através do *software* RESPONSE 2000 (2010).

Características da viga padrão

Para avaliação do elemento, foi considerada uma viga retangular com 30 cm de largura por 80 cm de altura, com altura útil de 70 cm. O cobrimento das armaduras adotado foi de 3 cm.

Para as propriedades dos materiais foi utilizado concreto C25 ($f_{ck}=25$ MPa), aço para armadura passiva CA 50 ($f_{yk}=500$ MPa), e diâmetro do agregado graúdo de 10mm.

Para a análise do concreto foi adotado o diagrama de tensão-deformação idealizado definido pela NBR 6118 (2014), apresentado na equação (1).

$$\sigma_c = 0,85 f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad (1)$$

Onde, para concretos com $f_{ck} \leq 50$ MPa o valor adotado para n é 2, e para ϵ_{c2} e ϵ_{cu} , 2,0mm/m e 3,5mm/m, respectivamente.

Para a definição da resistência máxima do concreto à tração, foi utilizado o parâmetro $f_{ctd,inf}$ definido pela NBR 6118 (2014), sendo:

$$f_{ctd,inf} = \frac{f_{ctk,inf}}{1,4} \quad (2)$$

com,

$$f_{ctk,inf} = 0,7 f_{ct,m} \quad (3)$$

onde, para concretos de classe até C50 têm-se:

$$f_{ct,m} = 0,3 f_{ck}^{2/3} \quad (4)$$

Com isso, a resistência máxima de projeto do concreto à tração utilizada no *software* foi de 1,28 MPa.

Definição dos Casos de Solicitações

Como mencionado, foi fixado o valor limite de $k_x=0,45$ para definição do momento resistente máximo à flexão pura. Com esse parâmetro definido, podem ser calculados os valores de k_z e k_{md} segundo (5) e (6), respectivamente, obtendo-se assim o valor máximo do momento resistente.

$$k_z = 1 - 0,4 k_x \quad (5)$$

$$k_{md} = 0,68 k_x k_z \quad (6)$$

Com o valor do parâmetro k_{md} obtido, pode ser calculado o momento resistente máximo de projeto da seção, de acordo com a expressão (7).

$$M_d = k_{md} b_w d^2 f_{cd} \quad (7)$$

Com o momento de projeto calculado, pode ser definida a área de aço correspondente da armadura longitudinal, segundo a expressão (8).

$$A_s = \frac{M_d}{k_z d f_{yd}} \quad (8)$$

A Tabela 1 apresenta um resumo do caso avaliado e seus parâmetros correspondentes.

Tabela 1 – Resumo dos parâmetros para o caso avaliado

k_x	k_z	k_{md}	M_{sd} (kN.m)	A_s (cm ²)
0,45	0,820	0,251	658,67	26,39

Como também mencionado, o caso apresentado na Tabela 1 foi subdividido em dez diferentes pares de Momento x Cortante através de fatores de redução dos momentos que variaram de 1,0 a 0,1. A parcela do esforço cortante concomitante foi calculada segundo o critério de decalagem do diagrama de força no banzo tracionado da NBR 6118 (2014) definido em (9).

$$F_{sd,cor} = \left[\frac{M_{sd}}{z} + |V_{sd}| (\cot \theta - \cot \alpha) \frac{1}{2} \right] \leq \frac{M_{sd,max}}{z} \quad (9)$$

com,

$$F_{sd,cor} = f_{yd} A_s \quad (10)$$

$$z = k_z d \quad (11)$$

Logo, ajustando a equação (9) o valor do cortante de cálculo é definido segundo a expressão (12).

$$V_{sd} = \left(F_{sd,cor} - \frac{M_{sd}}{z} \right) \frac{2}{(\cot \theta - \cot \alpha)} \quad (12)$$

Para o ângulo α será tomado o valor de 90° (estribos verticais), enquanto para o valor de θ serão adotadas três hipóteses distintas: $\theta_1=45^\circ$, $\theta_2=30^\circ$ e θ_3 calibrado de acordo com fib Model Code 2010 (2013).

Para a definição de θ_3 é adotada a expressão apresentada a seguir.

$$\theta_{min} = 20^\circ + 10000 \varepsilon_x \quad (13)$$

onde,

$$\varepsilon_x = \frac{\frac{M_{Ed}}{z} + V_{Ed} + 0,5 N_{Ed}}{2 E_s A_s} \leq 0,003 \quad (14)$$



XII CONGRESSO BRASILEIRO
de PONTES e ESTRUTURAS
7 a 11 de junho de 2021 - Congresso Virtual

Na expressão (14) podem ser definidos os valores de M_{Ed} como o momento fletor solicitante de cálculo, N_{Ed} o esforço normal solicitante de cálculo, A_s a área da armadura longitudinal, e E_s módulo de elasticidade do aço da armadura.

Como para o cálculo do cortante solicitante de cálculo, definido na expressão (12), é necessário conhecer o valor de θ , e para o cálculo de θ_{min} , definido em (13) e (14), é necessário conhecer o valor do cortante solicitante de cálculo, foi feita uma pequena iteração para que os ângulos coincidisse. A Tabela 2 apresenta os valores dos ângulos θ_3 calculados para cada caso de solicitação.

Tabela 2 – Valores dos ângulos de inclinação da biela de acordo com fib Model Code

Caso	Fator	Msd (kN.m)	θ (°)	Vsd (kN)	Ned (kN)	ϵ_x	θ_{min} (°)
1	1,0	658,67	30,35	0,00	0,00	0,00104	30,35
2	0,9	592,80	30,54	135,39	0,00	0,00105	30,54
3	0,8	526,93	30,74	273,02	0,00	0,00107	30,74
4	0,7	461,07	30,97	413,28	0,00	0,00110	30,97
5	0,6	395,20	31,23	556,69	0,00	0,00112	31,23
6	0,5	329,33	31,53	703,91	0,00	0,00115	31,53
7	0,4	263,47	31,86	855,83	0,00	0,00119	31,86
8	0,3	197,60	32,25	1013,63	0,00	0,00122	32,25
9	0,2	131,73	32,71	1179,02	0,00	0,00127	32,71
10	0,1	65,87	33,26	1354,47	0,00	0,00133	33,25

As Tabelas 3, 4 e 5 a seguir apresentam os pares de esforços avaliados segundo os três ângulos de inclinação das bielas consideradas.

Tabela 3 – Subdivisão dos níveis pares de esforços para θ_1

Caso	Fator	Msd (kN.m)	Vsd (kN)
1	1,0	658,67	0,00
2	0,9	592,80	229,50
3	0,8	526,93	459,00
4	0,7	461,07	688,50
5	0,6	395,20	918,00
6	0,5	329,33	1147,50
7	0,4	263,47	1377,00
8	0,3	197,60	1606,50
9	0,2	131,73	1836,00
10	0,1	65,87	2065,50



XII CONGRESSO BRASILEIRO
de PONTES e ESTRUTURAS
7 a 11 de junho de 2021 - Congresso Virtual

Tabela 4 – Subdivisão dos níveis pares de esforços para θ_2

Caso	Fator	M_{sd} (kN.m)	V_{sd} (kN)
1	1,0	658,67	0,00
2	0,9	592,80	132,50
3	0,8	526,93	265,00
4	0,7	461,07	397,51
5	0,6	395,20	530,01
6	0,5	329,33	662,51
7	0,4	263,47	795,01
8	0,3	197,60	927,51
9	0,2	131,73	1060,02
10	0,1	65,87	1192,52

Tabela 5 – Subdivisão dos níveis pares de esforços para θ_3

Caso	Fator	M_{sd} (kN.m)	V_{sd} (kN)
1	1,0	658,67	0,00
2	0,9	592,80	135,39
3	0,8	526,93	273,02
4	0,7	461,07	413,28
5	0,6	395,20	556,69
6	0,5	329,33	703,91
7	0,4	263,47	855,83
8	0,3	197,60	1013,63
9	0,2	131,73	1179,02
10	0,1	65,87	1354,47

Como foi feita análise seccional, para manter a armadura calculada por metro (A_{sw}/s), foi fixado um espaçamento (s_{adot}) de 20cm e calculada uma área de aço fictícia por “perna” de estribo (n) conforme a expressão a seguir.

$$A_{\phi} = s_{adot} A_{sw}/s \frac{1}{n} \quad (13)$$

Como mencionado, será avaliada a contribuição de armaduras complementares na resistência do elemento através dos modelos A, B e C.

Para avaliação da contribuição de armaduras de montagem na parte superior da seção, denominada de porta-estribos, foram consideradas duas barras de 8mm de diâmetro.

Além dos porta-estribos, no Modelo C foram ainda consideradas armaduras de pele distribuídas ao longo da altura da viga, visto que a NBR 6118 (2014) em seu item 17.3.5.2.3 define que essa armadura só pode ser dispensada em vigas com altura igual ou inferior a 60 cm. Para isso, é definido que a armadura mínima necessária deve ser 0,10% $A_{c,alma}$ em cada face da alma viga, com espaçamento não maior que 20 cm, não sendo necessária uma armadura superior a 5 cm²/m por face.

Com esses parâmetros calculados, pôde-se prosseguir com a introdução dos dados no *software*. A Figura 1 apresenta um exemplo de apresentação da tela principal do programa para um dos casos estudados.



XII CONGRESSO BRASILEIRO
de PONTES e ESTRUTURAS
7 a 11 de junho de 2021 - Congresso Virtual

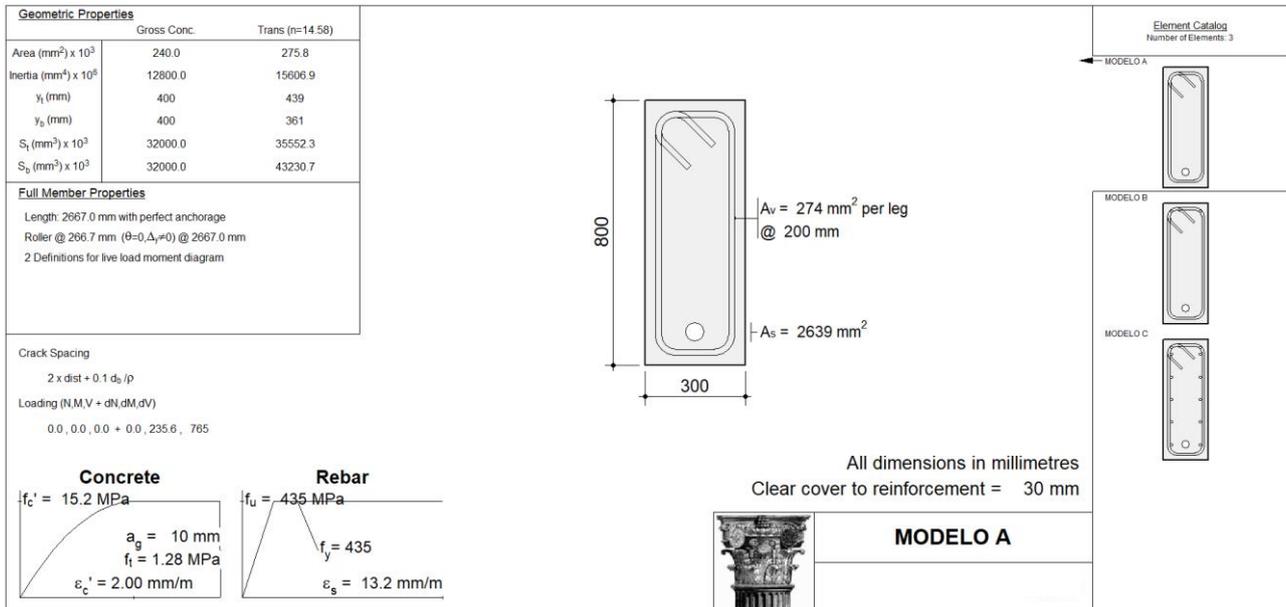


Figura 1 – Tela principal do RESPONSE 2000

Resultados

A seguir são apresentados os gráficos de Momento x Cortante sequencialmente para os três ângulos analisados. Em cada gráfico são apresentadas as curvas correspondentes aos três modelos: seção com armadura de flexão e cisalhamento (Modelo A); seção com armadura de flexão, cisalhamento e porta estribos (Modelo B); seção com armadura de flexão, cisalhamento, porta estribos e armadura de pele (Modelo C). Essas curvas foram sobrepostas à curva definida pela NBR 6118 (2014), calculada segundo a equação (12).

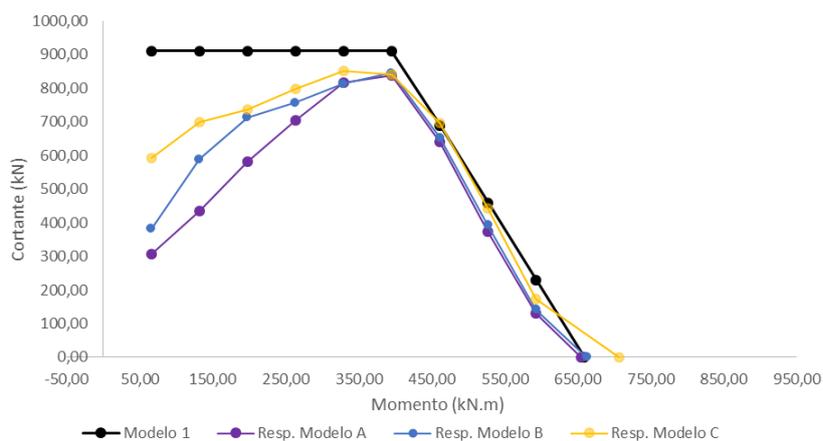


Figura 2 – Comparação dos resultados para θ₁



XII CONGRESSO BRASILEIRO
de PONTES e ESTRUTURAS
7 a 11 de junho de 2021 - Congresso Virtual

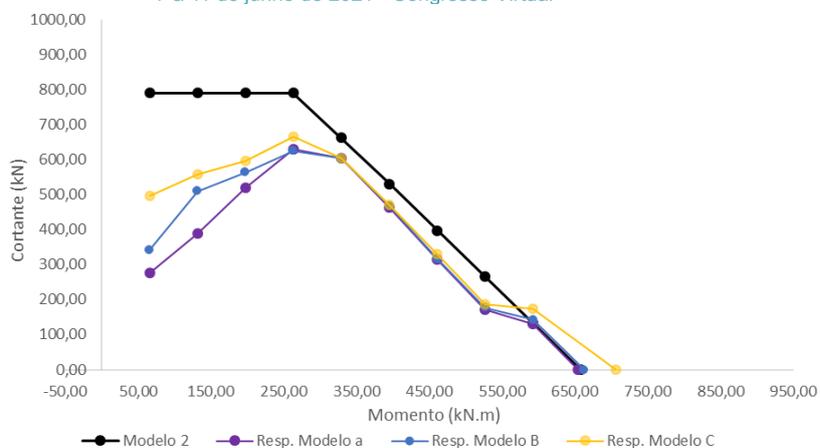


Figura 3 – Comparação dos resultados para θ_2

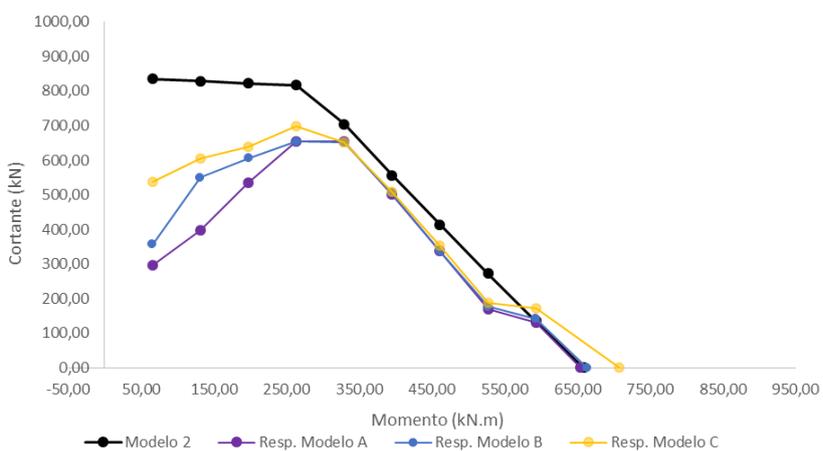


Figura 4 – Comparação dos resultados para θ_3

A seguir são apresentados os resultados ilustrados nas Figuras 2 a 4 em tabelas, com as relações entre os cortantes resistentes obtidos no *software* e os esforços cortantes obtidos na NBR 6118 (2014).

Tabela 6 – Subdivisão dos níveis pares de esforços para θ_1

Caso	NBR 6118		Modelo A		Modelo B		Modelo C	
	M_{sd} (kN.m)	V_{sd} (kN)	V_{Rd} (kN)	V_{Rd}/V_{sd}	V_{Rd} (kN)	V_{Rd}/V_{sd}	V_{Rd} (kN)	V_{Rd}/V_{sd}
1	658,67	0,00	0,00	-	0,00	-	0,00	-
2	592,80	229,50	131,05	0,57	142,18	0,62	173,06	0,75
3	526,93	459,00	374,62	0,82	392,18	0,85	444,02	0,97
4	461,07	688,50	640,57	0,93	653,22	0,95	696,78	1,01
5	395,20	918,00	838,44	0,91	845,87	0,92	840,64	0,92
6	329,33	1147,50	817,53	0,71	813,25	0,71	850,21	0,74
7	263,47	1377,00	704,44	0,51	757,79	0,55	798,83	0,58
8	197,60	1606,50	581,64	0,36	713,25	0,44	735,30	0,46
9	131,73	1836,00	433,88	0,24	588,94	0,32	698,29	0,38
10	65,87	2065,50	306,19	0,15	381,61	0,18	591,55	0,29



XII CONGRESSO BRASILEIRO
de PONTES e ESTRUTURAS
7 a 11 de junho de 2021 - Congresso Virtual

Tabela 7 – Subdivisão dos níveis pares de esforços para θ_2

Caso	NBR 6118		Modelo A		Modelo B		Modelo C	
	M_{sd} (kN.m)	V_{sd} (kN)	V_{Rd} (kN)	$V_{Rd}/$ V_{sd}	V_{Rd} (kN)	$V_{Rd}/$ V_{sd}	V_{Rd} (kN)	$V_{Rd}/$ V_{sd}
1	658,67	0,00	0,00	-	0,00	-	0,00	-
2	592,80	132,50	131,05	0,99	142,18	1,07	173,06	1,31
3	526,93	265,00	170,74	0,64	176,86	0,67	186,88	0,71
4	461,07	397,51	314,43	0,79	317,08	0,80	329,62	0,83
5	395,20	530,01	464,19	0,88	466,90	0,88	471,03	0,89
6	329,33	662,51	603,87	0,91	603,09	0,91	602,99	0,91
7	263,47	789,17	628,72	0,80	624,69	0,79	664,25	0,84
8	197,60	789,17	520,28	0,66	563,75	0,71	597,17	0,76
9	131,73	789,17	388,99	0,49	509,99	0,65	557,52	0,71
10	65,87	789,17	277,25	0,35	342,70	0,43	496,57	0,63

Tabela 8 – Subdivisão dos níveis pares de esforços para θ_3

Caso	NBR 6118		Modelo A		Modelo B		Modelo C	
	M_{sd} (kN.m)	V_{sd} (kN)	V_{Rd} (kN)	$V_{Rd}/$ V_{sd}	V_{Rd} (kN)	$V_{Rd}/$ V_{sd}	V_{Rd} (kN)	$V_{Rd}/$ V_{sd}
1	658,67	0,00	0,00	-	0,00	-	0,00	-
2	592,80	135,39	131,05	0,97	142,18	1,05	173,06	1,28
3	526,93	273,02	170,74	0,63	176,86	0,65	186,88	0,68
4	461,07	413,28	336,91	0,82	337,12	0,82	352,40	0,85
5	395,20	556,69	501,69	0,90	504,68	0,91	509,20	0,91
6	329,33	703,91	653,14	0,93	651,32	0,93	651,91	0,93
7	263,47	855,83	654,76	0,77	653,61	0,76	699,52	0,82
8	197,60	1013,63	534,64	0,53	605,11	0,60	638,77	0,63
9	131,73	1179,02	398,11	0,34	549,75	0,47	604,55	0,51
10	65,87	1354,47	295,46	0,22	356,29	0,26	538,47	0,40

Como pode ser visto nas Figuras 2 a 4, a partir de certo par momento x cortante as curvas obtidas através do *software* apresentam um acentuado decréscimo na resistência.

Sobre o modo de ruptura nessas regiões, pôde ser observado que a seção se encontra fissurada ao longo de praticamente toda a altura da viga, perdendo o equilíbrio das forças internas por tração longitudinal.

Conclusão

Por meio dos resultados apresentados, nota-se que os valores atingidos através do *software* Response 2000 são próximos aos valores obtidos na NBR 6118 até um certo par momento x cortante, geralmente até o caso 5 ou 6. A partir desse ponto, as curvas obtidas através do *software* apresentam um acentuado decréscimo na resistência. Como pode ser observado, nesses pontos a NBR 6118 (2014) aparentemente se apresenta contra a segurança.

É importante observar que esses casos são caracterizados por momento fletor reduzido e força cortante elevada. Nota-se que, em vigas simplesmente apoiadas, esses casos exibem esforços similares aos encontrados próximos aos apoios. Porém, sabe-se que em zonas a uma distância aproximadamente “d” de cargas pontuais e reações de apoio, há uma significativa tensão de compressão vertical no concreto. Essa tensão aumenta a



resistência ao cisalhamento nessas regiões, tornando provável que a ruptura a cortante ocorra fora dessas regiões, como descrito por COLLINS *et al.* (2018).

Sobre o modo de ruptura nessas regiões, pôde ser observado que a seção se encontra fissurada ao longo de praticamente toda a altura da viga, perdendo o equilíbrio das forças internas. Essa situação pode ser compreendida pelo fato de que, quanto menos momento fletor solicitante na seção, menor o binário resistente de concreto comprimido e aço tracionado, e quanto maior o esforço cortante, maior a força tração de desequilíbrio da parcela longitudinal da biela comprimida. Quanto maior esse efeito, entende-se que maior é a chance da parcela da força de tração de desequilíbrio superar a compressão no concreto, tracionando toda a seção.

Com relação às armaduras complementares, apesar das normas não contemplarem sua consideração para resistência dos elementos, o estudo foi feito para avaliação da contribuição dessas armaduras nas proximidades da ruptura. Pode ser observado que estas não afetam consideravelmente a resistência da seção.

Como descrito, os casos avaliados aparentemente contra a segurança usualmente são regiões próximas aos apoios em vigas simplesmente apoiadas, onde, como já mencionado, a teoria não se aplica. Porém, em vigas hiperestáticas, os diagramas de momentos fletores podem possuir um ou mais pontos de momento nulo com cortantes significativos, não necessariamente a uma distância inferior a “d” do apoio, sendo essa seção de importante observação dos resultados.

Como mencionado, elementos de concreto armado rompidos à cisalhamento se apresentam relativamente frágeis e sem possibilidade de redistribuição dos esforços internos. Portanto, entende-se que esses casos são de importante investigação para a correta consideração da resistência desses elementos.

Referências

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), NBR 6118 – Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento, Rio de Janeiro, 2014.
- BENTZ, E. C., VECCHIO, F. J., COLLINS, M. P., Simplified Modified Compression Field Theory for Calculating Shear Strength of Reinforced Concrete Elements. American Concrete Institute, Structural Journal, Vol 103, Nº 4, 2006.
- COLLINS, M. P., BENTZ, E. C., QUACH, P. T., PROESTOS, G. T., Predicting the Shear Strength of Thick Slabs. Fédération Internationale du Béton (fib), fib Bulletin, Vol 85, Nº 3, 2018.
- INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE, *fib* Model Code for Concrete Structures 2010, Wilhelm Ernst & Sohn, 2013.
- KOTSOVOU, G., Assessment of Reinforced Concrete Shear Design Methods and Proposed Improvements. American Concrete Institute, Structural Journal, Vol 116, Nº 2, 2019.
- MÖRSCH, E.; Concrete-steel construction. The Engineering News Publishing Company.1909.
- RITTER, W. Die bauweise hennebique. Schweizerische Bauzeitung.1899.
- VECCHIO, F. J., Analysis of Shear-Critical Reinforced Concrete Beams. American Concrete Institute, Structural Journal, Nº 97, 2000.
- VECCHIO, F. J., COLLINS, M. P., The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear. American Concrete Institute, Structural Journal, Nº 83, 1986.