

Flambagem local dos pilares-parede de concreto armado

Local buckling of thin-walled RC columns

José Milton de Araújo

Departamento de Materiais e Construção – FURG – Rio Grande, RS

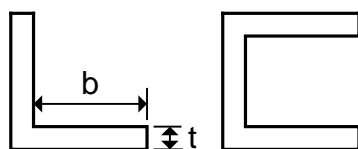
e-mail: ed.dunas@mikrus.com.br

RESUMO: Neste trabalho, apresenta-se a formulação teórica do problema da flambagem local em pilares-parede de concreto armado. Baseando-se nesta análise, é proposta uma fórmula simples para o cálculo do reforço das lâminas do pilar que apresentam risco de flambagem local. Por último, o modelo teórico é comparado com resultados experimentais disponíveis.

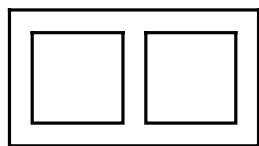
ABSTRACT: The theoretical formulation of the local buckling of thin-walled reinforced concrete columns is presented in this work. With base in this analysis, it is proposed a simple formula that allows to calculate the reinforcement of the plates of the column to avoid local buckling. Finally, the theoretical model is compared with available experimental results.

1. INTRODUÇÃO

Os pilares de seção transversal composta por retângulos de pequena espessura são, usualmente, denominados de pilares-parede. As faces laterais do pilar são constituídas por placas, dispostas na vertical. Trata-se, portanto, de um pilar com seção de parede fina, que pode ser aberta ou fechada, conforme indicado na fig. 1.



a) Seções abertas



b) Seção fechada

Fig. 1 – Seções típicas dos pilares-parede

Normalmente, os pilares-parede são encontrados nas caixas das escadas e dos elevadores dos edifícios altos e possuem uma seção transversal aberta. Esses elementos, quando existentes, fazem parte da subestrutura de contraventamento do edifício.

Os pilares-parede de seção fechada, do tipo caixão, são encontrados nas pontes, podendo possuir uma ou mais células.

Em virtude da pequena espessura das paredes, em relação às dimensões totais da seção transversal, consegue-se obter um elemento estrutural de grande rigidez com um peso próprio pequeno, quando comparado com a solução em seção maciça. Essa redução no peso próprio, devido à redução no consumo de concreto, repercute também nas fundações, que ficam submetidas a uma carga vertical menor. Por outro lado, os pilares-parede exigem um maior consumo de armadura e de formas. Desse modo, o emprego de pilares-parede só apresentará vantagens em edifícios altos e em pilares de pontes com altura mínima da ordem de vinte metros.

O dimensionamento dos pilares-parede segue o procedimento padrão adotado para os demais pilares [1]. Em uma análise global, onde se considera a geometria da seção transversal como um todo, incluem-se os efeitos de segunda ordem, as imperfeições geométricas do eixo do pilar e os efeitos da fluência do concreto, da maneira apresentada em [1]. Entretanto, como o pilar-parede está submetido à flexo-torção, os efeitos de segunda ordem podem ser bem maiores do que nos pilares de seção maciça. Esse assunto encontra-se bem desenvolvido em [2,3,4].

Os efeitos de segunda ordem nos pilares-parede crescem com o aumento de suas rotações de torção. Assim, é sempre conveniente que esses pilares fiquem submetidos a momentos torçores de pequena intensidade, o que se consegue fazendo sua associação com pórticos de contraventamento.

Por outro lado, nos pilares-parede há problemas localizados nas diversas lâminas que o compõem, os quais podem ser determinantes para o dimensionamento. Desse modo, além da análise global do pilar, é necessário verificar a possibilidade de flambagem local das lâminas que compõem o pilar-parede.

De um modo geral, as normas de projeto, como a NBR-6118 [5], passam a classificar os pilares como pilares-parede unicamente em função da relação entre os lados da seção transversal. Segundo a NBR-6118, os pilares da fig. 1 são classificados como pilares-parede quando $b > 5t$. Essa é uma classificação puramente geométrica, que não leva em conta a importância dos efeitos localizados descritos acima.

Deve-se observar que, para um pilar de seção retangular simples (um único retângulo), os efeitos localizados se confundem com os efeitos globais. As imperfeições geométricas e os efeitos de segunda ordem são considerados quando da análise do pilar como um todo. Além disso, a influência da torção sobre os efeitos de segunda ordem pode ser desprezada. Neste caso, quando $b > 5t$, o mais indicado é denominar o elemento de parede estrutural.

2. FLAMBAGEM LOCAL DAS LÂMINAS DO PILAR-PAREDE

O problema da flambagem local nos pilares com seção de parede fina tem sido bastante estudado para os pilares de aço [6]. Entretanto, poucos estudos teóricos e experimentais têm sido feitos com o objetivo de analisar a ocorrência de flambagem local nos pilares de concreto armado [7,8,9].

De fato, esse problema não deveria ocorrer com a maioria dos pilares-parede que foram projetados no passado, quando se empregava concretos de resistência relativamente baixa. Em vista dessa baixa resistência do concreto, as paredes tinham uma espessura razoável, resultando um pequeno índice de esbeltez para as lâminas do pilar. A carga de flambagem de cada lâmina isoladamente era

bem superior à carga máxima que nela atuava, não havendo possibilidade de flambagem local.

Entretanto, com o advento dos concretos de alta resistência, tem sido possível projetar e executar pilares de grande altura, com paredes de pequena espessura. A partir de então, a flambagem local se tornou crítica no projeto de diversos pilares de ponte de seção vazada.

No caso dos edifícios, o problema da flambagem local pode ser importante, principalmente para as lâminas que possuem um bordo livre, nos pilares-parede de seção aberta.

Para levar em conta esse problema, a NBR-6118[5] introduziu um processo aproximado que consiste em dividir as lâminas do pilar-parede em pequenas faixas verticais. Cada faixa é analisada como um pilar isolado, onde são incluídos os efeitos de segunda ordem da forma usualmente concebida para os pilares.

Esse procedimento não tem nenhuma justificativa experimental, além de ser teoricamente inconsistente, pois considera cada faixa como se fosse um pilar independente, dentro de uma mesma lâmina do pilar-parede.

Finalmente, as aplicações numéricas desse processo simplificado têm levado a verdadeiros absurdos, em termos dos acréscimos de armadura[10].

No restante deste trabalho, apresenta-se a formulação teórica do problema da flambagem local em pilares-parede de concreto armado. Baseando-se nesta análise, é proposta uma fórmula simples para o cálculo do reforço das lâminas do pilar que apresentam risco de flambagem local. Por último, o modelo teórico é comparado com resultados experimentais disponíveis.

3. FORMULAÇÃO TEÓRICA DO PROBLEMA DA FLAMBAGEM LOCAL

Para analisar a flambagem local em um pilar-parede, considera-se uma lâmina típica do pilar, como indicado na fig. 2.

A seção transversal da lâmina possui uma espessura t e tem n camadas de armadura, cada uma com uma área de aço A_{si} . A distância de uma camada genérica até o centro da lâmina é Z_i . A

área total de aço na seção é $A_s = \sum_{i=1}^n A_{si}$.

Na fig. 2, representa-se o caso usual com duas camadas de armadura.

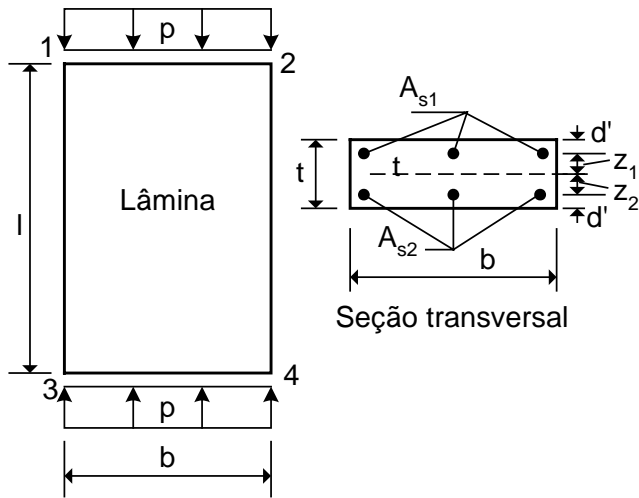


Fig. 2 – Lâmina típica de pilar-parede

A lâmina tem uma largura b e uma altura real l . Os lados 1-2 e 3-4, situados no topo e na base da lâmina, respectivamente, são considerados simplesmente apoiados. No caso dos edifícios, esses lados correspondem às lajes de piso, sendo l a distância de piso a piso.

Ao longo dos lados verticais 1-3 e 2-4 tem-se um engastamento parcial na lâmina vizinha. Em virtude da dificuldade de quantificar esse grau de engastamento, e a favor da segurança, considera-se que esses lados também são simplesmente apoiados. Quando se tratar de uma lâmina de extremidade, nos pilares de seção aberta, um dos lados verticais corresponderá a um bordo livre, pela inexistência da lâmina vizinha.

Uma vez definidas as condições de contorno ao longo dos lados verticais, pode-se obter o comprimento de flambagem l_e da placa. Esse comprimento é fornecido na NBR-6118 e tem as seguintes expressões:

A) Placa com os dois lados verticais simplesmente apoiados:

$$l_e = \frac{l}{1 + \left(\frac{l}{b}\right)^2}, \quad \text{se } l \leq b \quad (1)$$

$$l_e = \frac{b}{2}, \quad \text{se } l > b \quad (2)$$

B) Placa com um lado vertical simplesmente apoiado e outro em bordo livre:

$$l_e = \frac{l}{1 + \left(\frac{l}{3b}\right)^2} \geq 0,3l \quad (3)$$

Da equação (2), verifica-se que o comprimento de flambagem da placa simplesmente apoiada nos quatro lados, com $l > b$, depende da largura b e independe da altura l .

O índice de esbeltez λ de cada lâmina do pilar-parede é dado por

$$\lambda = \frac{l_e \sqrt{12}}{t} \quad (4)$$

A título de exemplo, considera-se o pilar-parede representado na fig. 3. A altura l de piso a piso é igual a 4 m. Os comprimentos de flambagem das placas que formam o pilar são obtidos com o emprego das expressões anteriores.

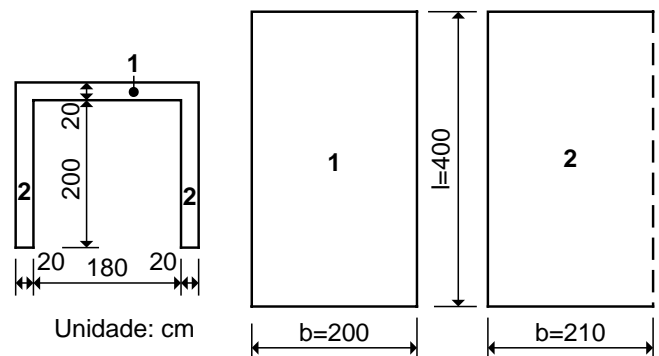


Fig. 3 – Pilar-parede de edifício

Lâmina 1:

Como $l > b$, emprega-se a equação (2).

$$l_e = \frac{b}{2} = \frac{200}{2} \Rightarrow l_e = 100 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l_e \sqrt{12}}{t} = \frac{100 \sqrt{12}}{20} \Rightarrow \lambda = 17$$

Lâmina 2:

Neste caso, emprega-se a equação (3).

$$l_e = \frac{400}{1 + \left(\frac{400}{3 \times 210}\right)^2} = 285 \geq 0,3l = 120 \Rightarrow l_e = 285 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l_e \sqrt{12}}{t} = \frac{285 \sqrt{12}}{20} \Rightarrow \lambda = 49$$

Como se observa, as lâminas de borda (lâminas 2) possuem um índice de esbeltez elevado e poderão sofrer flambagem local. De acordo com a NBR-6118, esses efeitos localizados devem ser verificados sempre que $\lambda > 35$.

Os comprimentos de flambagem apresentados anteriormente foram obtidos a partir do estudo da flambagem das placas elásticas. Essa análise pode ser encontrada em bibliografia específica, como em [2].

Quando o pilar-parede é parcialmente fechado por meio de lintéis situados nos níveis dos pisos, o comprimento de flambagem das lâminas com um bordo livre pode ser reduzido. Neste caso, emprega-se a equação (3), com $(l_o + t)$ no lugar de l . Essa situação é representada na fig. 4.

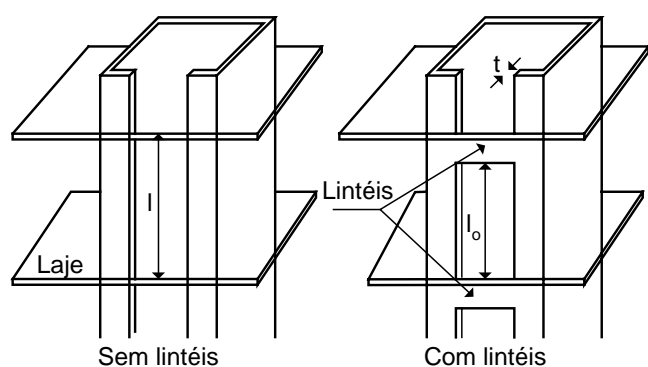


Fig. 4 – Pilar-parede sem e com lintéis de fechamento

Para os diversos casos de condições de contorno, a carga crítica da placa, P_{cr} , pode ser escrita na forma compacta

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 D}{l_e^2} \quad (5)$$

onde l_e é o comprimento de flambagem, por analogia com a teoria de flambagem dos pilares, e D é a rigidez à flexão da placa.

Para o caso elástico linear, tem-se

$$D = \frac{Ebt^3}{12(1-\nu^2)} \quad (6)$$

onde b é a largura e t é a espessura da placa, E é o módulo de elasticidade e ν é o coeficiente de Poisson do material.

Para a placa de concreto armado, deve-se considerar o módulo tangente do concreto E_{ct} e o módulo de elasticidade do aço E_s . Esses módulos são obtidos a partir dos diagramas tensão-deformação representados na fig. 5.

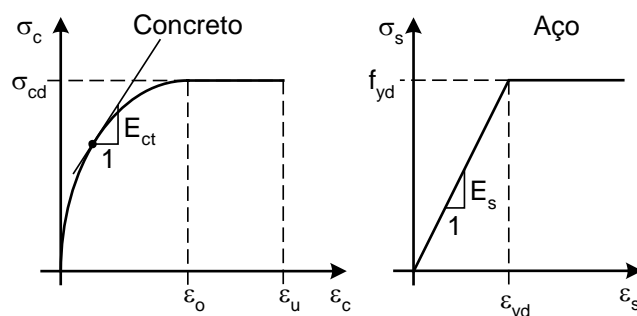


Fig. 5 – Diagramas tensão-deformação para os materiais

Para o concreto, emprega-se o diagrama parábola-retângulo. A tensão σ_c , para uma deformação $\epsilon_c \leq \epsilon_o$, é dada por

$$\sigma_c = \sigma_{cd} \left(\frac{2\epsilon_c}{\epsilon_o} - \frac{\epsilon_c^2}{\epsilon_o^2} \right) \quad (7)$$

onde $\sigma_{cd} = 0,85 f_{cd}$ e $\epsilon_o = 0,002$.

Derivando a expressão (7), obtém-se o módulo tangente

$$E_{ct} = 2\sigma_{cd} \left(\frac{1}{\epsilon_o} - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_o^2} \right) \quad (8)$$

Considerando a seção transversal indicada na fig. 2, obtém-se a rigidez tangente da placa de concreto armado,

$$D = \frac{E_{ct}bt^3}{12(1-\nu^2)} + E_s \sum_{i=1}^n A_{si} Z_i^2 \quad (9)$$

Observa-se que, quando $\epsilon_c > \epsilon_o$, o módulo tangente E_{ct} se anula e a rigidez é dada apenas pela contribuição das armaduras. Entretanto, como a deformação de escoamento ϵ_{yd} do aço é muito próxima de ϵ_o , essa fase não tem interesse prático. Considerando, por exemplo, o aço CA-50, tem-se

$\varepsilon_{yd} = 0,00217$, valor apenas 8% superior a ε_o . Logo, pode-se restringir a análise ao trecho ascendente da parábola, ou seja, para $\varepsilon_c \leq \varepsilon_o$.

O esforço normal N que solicita a placa é dado por

$$N = bt\sigma_c + A_s\sigma_s \quad (10)$$

onde A_s é a área total de aço na seção transversal e σ_c é a tensão no concreto, dada em (7).

A tensão no aço é dada por

$$\sigma_s = E_s\varepsilon_s \quad (11)$$

onde $\varepsilon_s = \varepsilon_c$ pela condição de compatibilidade.

Desse modo, dada a deformação $\varepsilon_s = \varepsilon_c$, pode-se empregar a equação (10) para obter o esforço normal solicitante N . Substituindo (9) em (5), obtém-se a carga crítica da placa, P_{cr} . Se $N < P_{cr}$, significa que não ocorre flambagem da placa.

Aumentando o valor da deformação, aumenta o valor do esforço normal N e diminui o valor da carga crítica P_{cr} .

Interessa saber se existe algum valor de deformação $\varepsilon_c < \varepsilon_o$, tal que $N = P_{cr}$. Para isto, basta fazer $N - P_{cr} = 0$ e substituir as expressões anteriores, ficando-se com a equação

$$bt\sigma_c + A_s\sigma_s - \frac{\pi^2}{l_e^2} \left[\frac{E_{ct}bt^3}{12(1-\nu^2)} + E_s \sum_{i=1}^n A_{si}Z_i^2 \right] = 0 \quad (12)$$

Substituindo as expressões de σ_c , E_{ct} e σ_s , dadas nas equações (7), (8) e (11), resulta a equação do segundo grau

$$\varepsilon_{cr}^2 - (A + 2\varepsilon_o + B\rho)\varepsilon_{cr} + \left[A\varepsilon_o + 6AB(1-\nu^2) \sum_{i=1}^n \rho_i\beta_i^2 \right] = 0 \quad (13)$$

onde

$$A = \frac{2\pi^2}{\lambda^2(1-\nu^2)} \quad ; \quad B = \frac{E_s\varepsilon_o^2}{\sigma_{cd}} ;$$

$$\rho = \frac{A_s}{bt} \quad ; \quad \rho_i = \frac{A_{si}}{bt} \quad ; \quad \beta_i = \frac{Z_i}{t}.$$

A equação (13) pode ser resolvida para obter a deformação crítica ε_{cr} . Se resultar $\varepsilon_{cr} < \varepsilon_o$, significa que a ruína da placa ocorre por flambagem e não por ruptura do concreto. Se resultar $\varepsilon_{cr} > \varepsilon_o$, a ruína ocorre por ruptura, não havendo flambagem.

O índice de esbeltez crítico, λ_{cr} , é aquele para o qual resulta $\varepsilon_{cr} = \varepsilon_o$. Assim, se $\lambda < \lambda_{cr}$, a ruína ocorre por ruptura, sem flambagem. Se $\lambda > \lambda_{cr}$, a ruína ocorre por flambagem, sem ruptura do concreto.

Fazendo $\varepsilon_{cr} = \varepsilon_o$ na equação (13), obtém-se a expressão do índice de esbeltez crítico

$$\lambda_{cr} = \sqrt{\frac{12\pi^2\sigma_{sd2} \sum \rho_i\beta_i^2}{\varepsilon_o(\rho\sigma_{sd2} + \sigma_{cd})}} \quad (14)$$

onde $\sigma_{sd2} = E_s\varepsilon_o$ é a tensão no aço para uma deformação igual a ε_o .

Particularizando para a seção transversal da fig. 2, com armadura simétrica em duas camadas, e substituindo $\varepsilon_o = 0,002$, chega-se a

$$\lambda_{cr} = 243(0,5 - \delta) \sqrt{\frac{\rho\sigma_{sd2}}{\rho\sigma_{sd2} + \sigma_{cd}}} \quad (15)$$

onde $\delta = d'/t$.

Conforme se observa, o índice de esbeltez λ_{cr} diminui com o aumento da resistência do concreto. Logo, pode-se concluir que os problemas de flambagem local serão mais importantes nos pilares-parede executados com concreto de alta resistência.

Nas figuras 6 e 7, apresentam-se as curvas $\varepsilon_{cr} - \lambda$ para duas classes de resistência do concreto. Na elaboração dessas figuras, considerou-se uma placa com duas camadas de armadura, como na fig. 2, e os seguintes dados: $E_s = 200$ GPa; $\nu = 0,2$; $\delta = 0,20$.

Admitindo que $\rho = 1\%$, resulta $\lambda_{cr} = 36$, para $f_{ck} = 20$ MPa, e $\lambda_{cr} = 27$, para $f_{ck} = 40$ MPa. Logo, o pilar-parede da fig. 3 apresenta problema de flambagem local nas lâminas de número 2.

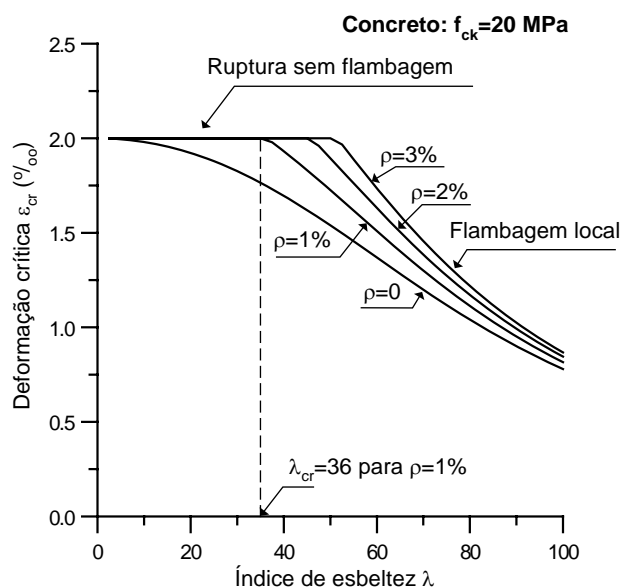


Fig. 6 – Deformação crítica de flambagem de placa (fck=20MPa)

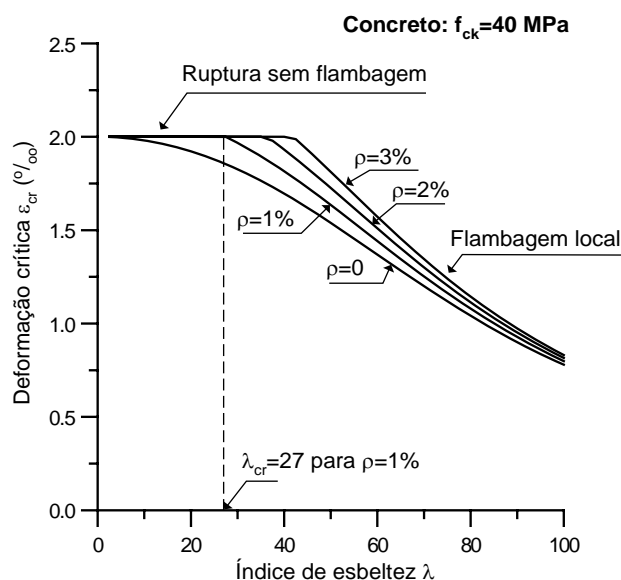


Fig. 7 – Deformação crítica de flambagem de placa (fck=40MPa)

No caso dos pilares de seção caixão, utilizados nas pontes, o comprimento de flambagem das lâminas do pilar é obtido com o emprego das equações (1) e (2). Considerando o caso usual em que $l > b$, tem-se $l_e = b/2$ e o índice de esbelteza é dado por

$$\lambda = \frac{l_e \sqrt{12}}{t} = \frac{b \sqrt{12}}{2t} \quad (16)$$

Considerando $\lambda_{cr} = 27$ (limite válido para $f_{ck} = 40 \text{ MPa}$ e $\rho = 1\%$) e impondo a condição $\lambda \leq \lambda_{cr}$, resulta $b/t \leq 15$. Essa relação, $b/t \leq 15$, concorda perfeitamente com os resultados

experimentais realizados em pilares de seção caixão [8]. Por isso, no projeto desse tipo de pilar é prática corrente desconsiderar a flambagem local sempre que $b/t \leq 15$.

O mesmo procedimento pode ser usado para determinar a esbelteza máxima das lâminas com um bordo livre, bastando empregar a expressão (3) para o comprimento de flambagem. Os resultados são apresentados na fig. 8, onde foi considerado o índice de esbelteza crítico é $\lambda_{cr} = 27$.

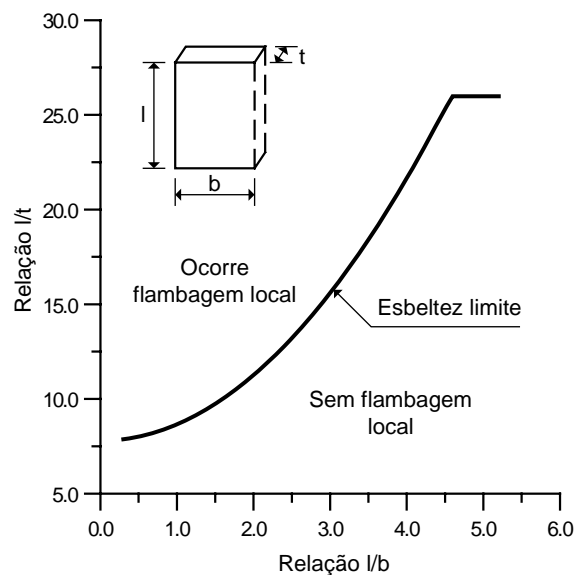


Fig. 8 – Esbelteza máxima das lâminas com um bordo livre para ser desconsiderada a flambagem local

4. DIMENSIONAMENTO DE PILARES-PAREDE INCLUINDO OS EFEITOS DA FLAMBAGEM LOCAL

Uma vez identificado o problema da flambagem local, quando $\lambda > \lambda_{cr}$ para uma determinada lâmina do pilar-parede, é necessário incluir esse efeito nos procedimentos de projeto. Há diversas maneiras de se considerar esse fenômeno, mas, em geral, desconsidera-se a interação entre as diversas lâminas do pilar. Desse modo, considera-se o menor valor da deformação crítica de flambagem local ε_{cr} , obtido para todas as lâminas do pilar-parede.

Numa primeira opção de projeto, pode-se limitar as deformações na seção transversal do pilar, de modo que $\varepsilon \leq \varepsilon_{lim}$ em todos os pontos da seção. A deformação limite ε_{lim} é dada por

$$\varepsilon_{\lim} \leq \begin{cases} \varepsilon_o \\ \varepsilon_{cr} \end{cases} \quad (17)$$

onde ε_{cr} é a menor deformação de flambagem, calculada por meio da equação (13), para todas as lâminas do pilar-parede.

Desse modo, a deformação máxima de compressão na seção transversal é limitada para evitar a ocorrência de flambagem local. Esse procedimento é utilizado na referência [8].

Para empregar essa solução, é necessário alterar os domínios de dimensionamento para respeitar a condição $\varepsilon \leq \varepsilon_{\lim}$. Os domínios modificados são representados na fig. 9.

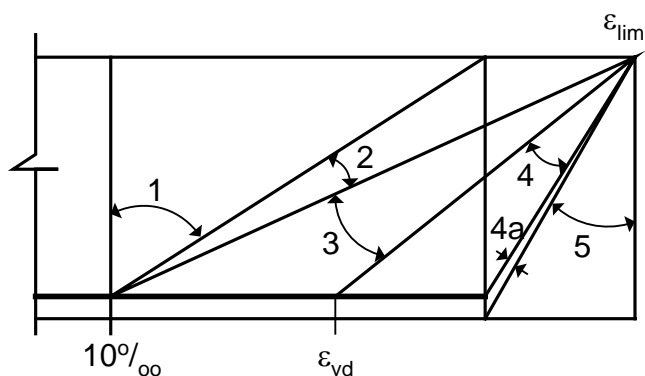


Fig. 9 – Domínios de dimensionamento modificados para levar em conta a flambagem local

Considerando os domínios da fig. 9, realiza-se o dimensionamento da seção transversal do pilar-parede, empregando-se os procedimentos tradicionais descritos em [1]. Observa-se que os limites de definição dos domínios ficam alterados, além de haver uma alteração importante no domínio 5. Neste caso, o ponto com deformação conhecida está situado, sempre, na borda mais comprimida da seção. Não há mais o ponto fixo situado a $3h/7$, como em [1]. Além disso, como ε_{\lim} pode ser muito menor que ε_o , o emprego do diagrama retangular para o concreto pode ficar prejudicado. Neste caso, o mais indicado é realizar o dimensionamento com o diagrama parábola-retângulo.

Numa segunda alternativa, mais fácil de ser implementada na fase de projeto, procura-se reforçar apenas as lâminas que apresentam problemas de flambagem local. Isto pode ser feito considerando uma resistência à compressão reduzida para o concreto e uma tensão de

escoamento reduzida para o aço das lâminas que possuem $\lambda > \lambda_{cr}$. Este procedimento é proposto neste trabalho.

Substituindo ε_{cr} nas equações (7) e (11), obtém-se as resistências equivalentes

$$\sigma_{cde} = \sigma_{cd} \left[\frac{2\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_o} - \left(\frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_o} \right)^2 \right] \quad (18)$$

$$f_{yde} = E_s \varepsilon_{cr} \quad (19)$$

onde a deformação crítica ε_{cr} é obtida da equação (13).

Conforme se observa, pode-se escrever

$$\sigma_{cde} = \alpha_c \sigma_{cd} \quad (20)$$

$$f_{yde} = \alpha_s f_{yd} \quad (21)$$

onde os coeficientes adimensionais α_c e α_s são dados por

$$\alpha_c = \frac{2\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_o} - \left(\frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_o} \right)^2 \quad (22)$$

$$\alpha_s = \frac{E_s \varepsilon_{cr}}{f_{yd}} \quad (23)$$

O maior esforço normal que pode ser aplicado à lâmina, sem considerar a flambagem local, é dado por

$$N_{d,\max} = (\sigma_{cd} + \rho f_{yd}) b t \quad (24)$$

onde ρ é a taxa de armadura na lâmina considerada, obtida do dimensionamento do pilar-parede, sem levar em conta a flambagem local.

Uma vez que as resistências equivalentes σ_{cde} e f_{yde} são reduzidas devido à flambagem local, a taxa de armadura deverá ser aumentada para ρ_{nec} . Assim, a equação de equilíbrio da força normal na lâmina é escrita na forma

$$N_{d,\max} = (\sigma_{cde} + \rho_{nec} f_{yde}) b t \quad (25)$$

Igualando (25) a (24) e substituindo as equações (20) e (21), resulta

$$\rho_{nec} = \frac{\rho f_{yd} + (1 - \alpha_c) \sigma_{cd}}{\alpha_s f_{yd}} \quad (26)$$

A equação (26) é proposta para o cálculo da taxa de armadura necessária nas lâminas do pilar-parede em que $\lambda > \lambda_{cr}$.

5. EXEMPLO DE PROJETO E COMPROVAÇÃO EXPERIMENTAL

Na fig. 10, apresenta-se a seção transversal de um pilar-parede, armado com 40 barras de 20mm. A taxa de armadura é $\rho = 1,08\%$. Essa é a solução obtida do dimensionamento do pilar-parede sem levar em conta a flambagem local. O concreto possui resistência $f_{ck} = 40$ MPa. As dimensões da seção são as mesmas consideradas na fig. 3.

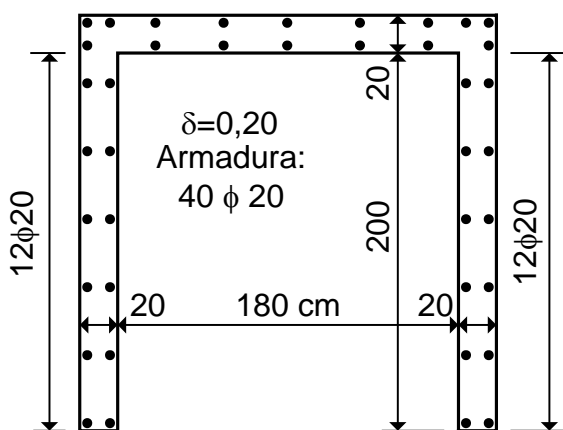


Fig. 10 – Seção transversal do pilar-parede sem considerar a flambagem local

Empregando a equação (15), obtém-se o índice de esbeltez crítico $\lambda_{cr} = 28$. Conforme foi mostrado anteriormente, esse pilar-parede apresenta problema de flambagem local nas lâminas de borda, pois essas lâminas possuem um índice de esbeltez $\lambda = 49$. Portanto, essas duas lâminas deverão ser reforçadas.

Empregando a equação (13), obtém-se a deformação crítica $\varepsilon_{cr} = 0,00166$. Substituindo esse valor nas equações (22) e (23), obtém-se os coeficientes $\alpha_c = 0,97$ e $\alpha_s = 0,76$.

Finalmente, empregando a equação (26), obtém-se $\rho_{nec} = 1,64\%$.

Assim, o acréscimo de armadura nas duas lâminas de borda, em decorrência da flambagem local, é de $1,64/1,08 = 1,52$, ou seja, de 52%.

Na fig. 11, apresentam-se as armaduras na seção do pilar-parede, considerando os efeitos da flambagem local.

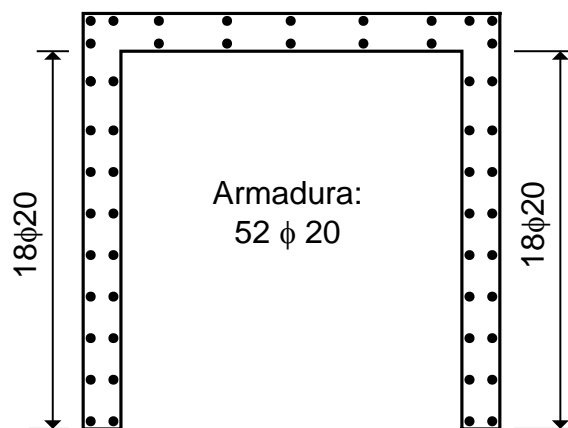


Fig. 11 – Seção transversal do pilar-parede com consideração da flambagem local

Para um pilar-parede com uma dada taxa de armadura ρ , pode-se definir o fator de redução de capacidade F_r como a razão entre a carga de ruptura, considerando a flambagem local, e a carga de ruptura sem considerar a flambagem local.

Das equações (24) e (25), pode-se escrever

$$F_r = \frac{\sigma_{cde} + \rho f_{yde}}{\sigma_{cd} + \rho f_{yd}} \quad (27)$$

onde σ_{cde} e f_{yde} são calculados como anteriormente.

O fator de redução de capacidade, dado na equação (27), é comparado com os resultados experimentais realizados em pilares-parede de seção caixão, apresentados em [8]. Os resultados são mostrados na fig. 12, onde a linha cheia é obtida com a equação (27) e os pontos correspondem aos resultados experimentais. Quando os resultados experimentais indicaram um valor de F_r maior do que 1, foi considerado $F_r = 1$, pois nestes casos não houve influência da flambagem local.

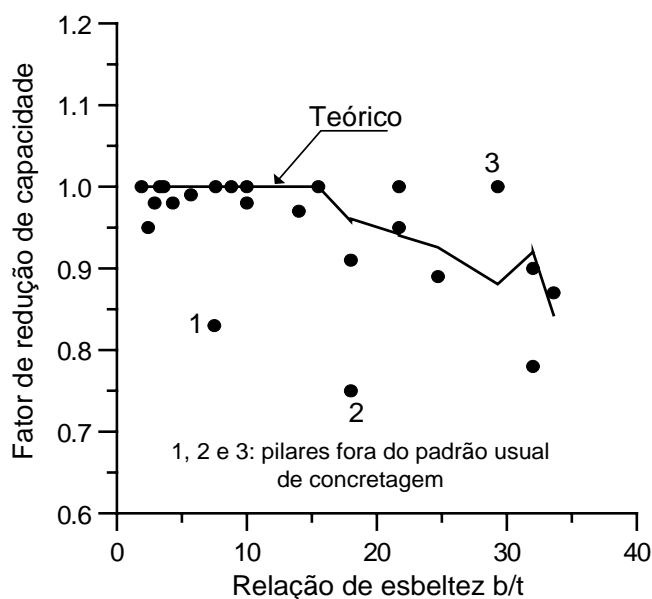


Fig. 12 – Comparação com resultados experimentais da ref. [8]

Conforme se observa, há uma boa concordância do modelo teórico com os resultados experimentais. Para pilares com $b/t \leq 15$, não há nenhuma evidência de redução de capacidade, como já foi discutido anteriormente. Por outro lado, se $b/t > 15$, há uma nítida redução da capacidade de carga do pilar com o crescimento da esbeltez, como uma consequência da flambagem local.

6. CONCLUSÕES

Neste trabalho foi apresentada a formulação teórica do problema de flambagem local em pilares-parede de concreto armado. Com base nessa formulação, foi proposta uma fórmula simples para dimensionamento, que pode ser facilmente inserida nos procedimentos de projeto. Essa fórmula substitui o processo simplificado sugerido na NBR-6118, o qual já foi mostrado ser inconsistente.

Por outro lado, a fórmula proposta é baseada em uma formulação teórica consistente e foi validada por comparação com resultados experimentais disponíveis. Portanto, sugere-se que a mesma seja considerada em futuras revisões da norma.

REFERÊNCIAS

1. Araújo, J. M. *Curso de Concreto Armado*. 4 vols., Editora Dunas, 2ª ed., 2203.
2. Allen, H. G.; Bulson, P. S. *Background to Buckling*. McGraw-Hill, London, 1980.
3. Chen, Wai-Fah; Atsuta, Toshio – *Theory of Beam-Columns*. v.2: *Space Behavior and Design*. McGraw-Hill, 1977.
4. Timoshenko, S. P.; Gere, J. M. – *Theory of Elastic Stability*. 2a. ed., McGraw-Hill, 1961.
5. Associação Brasileira de Normas Técnicas. *Projeto de Estruturas de Concreto*. NBR-6118. Rio de Janeiro, 2003.
6. Schafer, B. W. – *Local, distortional, and Euler buckling of thin-walled columns*. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 128, No.3, p.289-299, March, 2002.
7. Poston, R. W.; Gilliam, T. E.; Yamamoto, Y.; Breen, J. E. *Hollow concrete bridge pier behavior*. ACI Journal, Vol. 82, No. 6, p.779-787, Nov.-Dec., 1985.
8. Taylor, A. W.; Rowell, R. B.; Breen, J. E. – *Behavior of thin-walled concrete box piers*. ACI Structural Journal, V. 92, No.3, p.319-333, May-June, 1995.
9. Santa Maria, R. H. *Behavior of Hollow, Rectangular Concrete Piers Subjected to Biaxial Bending*. Doctoral thesis, 467 p., University of Texas, USA, December 2001.
10. Bolinelli Jr., H. L.; Covas, N. *Análise comparativa do dimensionamento de pilares entre as normas NBR 6118:1980 e NBR 6118:2003*. TQS News, N. 21, p.41-46, São Paulo, Julho, 2005.