

# **Análise do processo aproximado da NBR-6118 para consideração dos efeitos localizados de segunda ordem**

## **Analysis of NBR-6118 simplified method for consideration of located second order effects**

**José Milton de Araújo**

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

*e-mail: [ed.dunas@mikrus.com.br](mailto:ed.dunas@mikrus.com.br)*

**RESUMO:** Neste trabalho, apresenta-se uma análise criteriosa do processo aproximado da NBR-6118 para a consideração dos efeitos localizados de segunda ordem nos pilares-parede. O processo simplificado é comparado com a solução exata fornecida pela teoria não-linear de placas. O método dos elementos finitos é empregado na análise estrutural. Nenhum efeito de segunda ordem localizado importante foi encontrado no estudo. Assim, recomenda-se que o processo da norma não seja empregado no projeto dos pilares-parede. Por último, são feitas recomendações para o dimensionamento das armaduras horizontais dos pilares-parede, com base em resultados experimentais disponíveis.

**ABSTRACT:** In this work, it is made a judicious analysis of the NBR-6118 approximate process for consideration of located second order effects in thin-walled columns. This simplified process is compared with the exact solution supplied by the nonlinear theory of plates. The finite element method is used in the structural analysis. None important located second order effect it was found in the study. For this reason, it is recommended that this simplified process is not used in design. Finally, suggestions are presented for calculation of the horizontal reinforcement of thin-walled columns, with base in available experimental results.

### **1. INTRODUÇÃO**

Em um artigo recente [1], foram discutidos os problemas relacionados com a flambagem local dos pilares-parede de concreto armado. Nesse estudo, apresentou-se a teoria da flambagem local e sua aplicação ao projeto dos pilares-parede. Os resultados obtidos com essa formulação foram comparados com resultados experimentais disponíveis, ficando comprovada a validade do modelo teórico. Por último, foi apresentada uma fórmula simples para dimensionamento de pilares-parede de concreto armado, incluindo os efeitos da flambagem local.

A NBR-6118 [2], em seu item 18.4.1, denomina de pilares-parede aqueles pilares cuja maior dimensão da seção transversal excede cinco vezes a menor dimensão. Quando o pilar for classificado como pilar-parede, deve-se aplicar o disposto no item 18.5 da referida norma.

Por outro lado, o item 18.5 estabelece que no caso dos pilares-parede, além das exigências feitas para os pilares comuns, deve-se atender também o disposto no item 15, em especial o que se refere aos efeitos de segunda ordem localizados. Finalmente, o item 15.9 da NBR-6118 trata dos pilares-parede.

De acordo com esse item, os efeitos localizados de segunda ordem nos pilares-parede podem ser desprezados se, para cada uma das lâminas componentes do pilar-parede, forem obedecidas as seguintes condições:

- a) a base e o topo de cada lâmina devem ser convenientemente fixados às lajes do edifício, que conferem ao todo o efeito de diafragma horizontal;
- b) a esbeltez  $\lambda_i$  de cada lâmina deve ser menor que 35.

Por outro lado, se essas duas condições não forem atendidas, deve-se considerar os efeitos de segunda ordem localizados. Para isto, a norma apresenta o processo aproximado descrito na seção seguinte.

## 2. PROCESSO APROXIMADO DA NBR-6118

De acordo com o item 15.9.3 da NBR-6118, nos pilares-parede simples ou compostos, onde a esbeltez de cada lâmina que o constitui for menor que 90, pode ser adotado o procedimento aproximado descrito a seguir para levar em conta os efeitos localizados de segunda ordem. O processo é descrito para um pilar-parede simples.

O efeito localizado de segunda ordem deve ser considerado através da decomposição do pilar-parede em faixas verticais, de largura  $a_i$ , que devem ser analisadas como pilares isolados. A largura de cada faixa é dada por

$$a_i = 3t \leq 100 \text{ cm} \quad (1)$$

onde  $t$  é a espessura da parede.

O pilar-parede está submetido ao esforço normal  $N_d$ , ao momento fletor de primeira ordem  $M_{1xd}$ , segundo a direção de maior rigidez, e ao momento de primeira ordem  $m_{1d}$ , distribuído ao longo do comprimento  $b$ . O momento  $M_{1xd}$  é decorrente das forças horizontais atuantes no pilar. O momento distribuído  $m_{1d}$  considera a imperfeição geométrica para a flexão segundo a direção de menor rigidez.

Na fig. 1, apresenta-se o pilar-parede com os esforços solicitantes e sua divisão em faixas verticais.

Em consequência do momento  $M_{1xd}$ , as tensões normais não se distribuem de maneira uniforme ao longo do comprimento  $b$  da parede. Segundo as instruções contidas na fig. 15.4 da NBR-6118, pode-se admitir uma variação linear dessas tensões. Com isso, o esforço normal  $N_d$  se distribui linearmente e vale  $n_d(x)$  em uma seção genérica.

Cabe salientar que essa variação linear das tensões normais só é válida no estágio I, não se verificando no estado limite último.

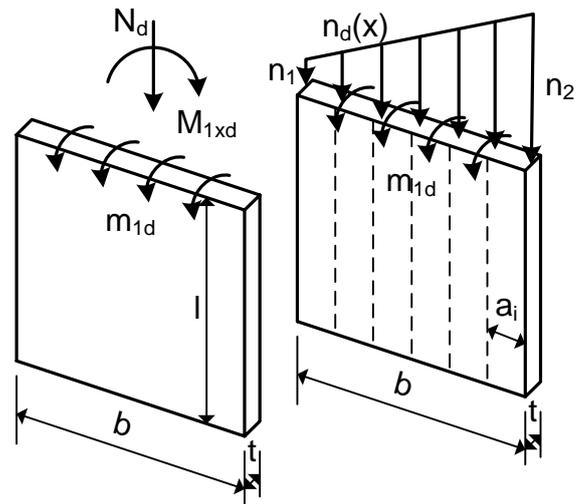


Fig. 1 – Divisão do pilar-parede em faixas verticais

Entretanto, reconhecendo que o esforço normal é maior em um bordo do pilar-parede, é de se supor que os efeitos de segunda ordem também sejam maiores nesse bordo. Para considerar essas variações, o pilar-parede é dividido nas faixas verticais de largura  $a_i$ .

Em cada faixa, devem ser aplicados o esforço normal  $N_{di}$  e o momento fletor  $M_{1di}$ , conforme é indicado na fig. 2 para faixa do bordo mais solicitado.

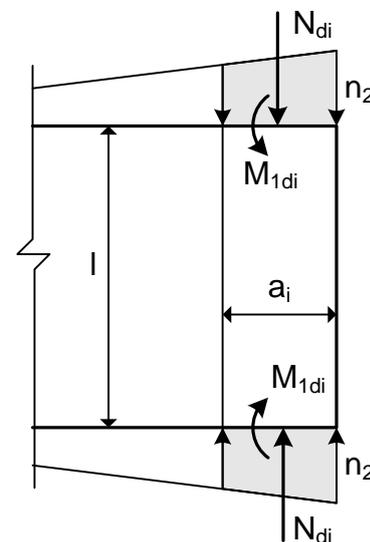


Fig. 2 – Esforços para o dimensionamento da faixa do bordo mais solicitado

O esforço normal  $N_{di}$  é a resultante de  $n_d(x)$  que atua na faixa. O momento fletor  $M_{1di}$  é dado por

$$M_{1di} = a_i m_{1d} \quad (2)$$

Após definir os esforços de primeira ordem  $N_{di}$  e  $M_{1di}$ , é feita a análise da faixa como se a mesma fosse um pilar isolado de seção retangular com largura  $a_i$  e altura  $t$ .

### 3. EFEITO DE SEGUNDA ORDEM EM BARRAS ESBELTAS

Para incluir os efeitos de segunda ordem em cada faixa isolada do pilar-parede, pode-se empregar qualquer um dos métodos apresentados na NBR-6118 ou em outras normas de projeto. Diversos métodos para esse fim são apresentados e discutidos na referência [3]. Em todos os casos, considera-se a não-linearidade geométrica (efeitos de segunda ordem) e a não-linearidade física, decorrente do comportamento não-linear do concreto armado.

Entretanto, para evitar a introdução de erros decorrentes do método aproximado para a inclusão da não-linearidade física, será considerado que o pilar é elástico linear. Desse modo, apenas os efeitos de segunda ordem localizados serão analisados neste trabalho.

Na fig. 3, apresenta-se um pilar birrotulado, com altura  $l$ , submetido à força normal  $N_{di}$  e ao momento de primeira ordem  $M_{1di}$ .

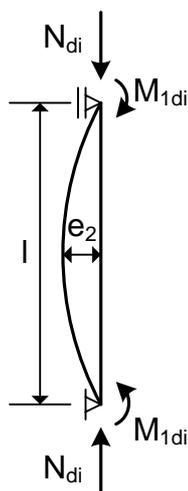


Fig. 3 – Pilar birrotulado

O momento total na seção central do pilar, na configuração deformada da barra, é dado por

$$M_d = M_{1di} + N_{di}e_2 \quad (3)$$

onde  $e_2$  é a excentricidade de segunda ordem.

Essa expressão também pode ser escrita na forma

$$M_d = \beta M_{1di} \quad (4)$$

onde  $\beta$  é o fator de amplificação de momentos.

As expressões (3) e (4) dão origem aos mais diversos métodos simplificados para a consideração dos efeitos de segunda ordem nos pilares de concreto armado [3].

Se o material é elástico linear, o fator de amplificação de momentos tem a seguinte expressão exata [4]

$$\beta = \frac{1}{\cos \psi} \quad (5)$$

onde

$$\psi = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{N_{di}}{P_{ei}}} \quad (6)$$

Na expressão (6),  $P_{ei}$  é a carga de flambagem do pilar. Considerando a faixa de largura  $a_i$  e espessura  $t$  e levando em conta o coeficiente de Poisson  $\nu$  do material, pode-se escrever

$$P_{ei} = \frac{\pi^2 D}{l_e^2} \quad (7)$$

onde  $l_e$  é o comprimento de flambagem e

$$D = \frac{E_{cs} a_i t^3}{12(1 - \nu^2)} \quad (8)$$

Na expressão (8),  $D$  é a rigidez à flexão e  $E_{cs}$  é o módulo de elasticidade do material (que será considerado igual ao módulo secante do concreto).

Uma expressão simplificada muito utilizada nas normas de projeto é

$$\beta = \frac{1}{1 - \frac{N_{di}}{P_{ei}}} \quad (9)$$

que fornece bons resultados quando a carga  $N_{di}$  é pequena em relação à carga de flambagem  $P_{ei}$ .

#### 4. ANÁLISE DE PLACAS COM EFEITO DE SEGUNDA ORDEM

O processo aproximado descrito anteriormente é comparado com a solução rigorosa, obtida fazendo-se a análise do pilar-parede como placa. Para isto emprega-se a teoria de placas de Mindlin, incluindo os termos das deformações no plano médio da placa, o que permite considerar a não-linearidade geométrica.

A solução do problema é obtida com o emprego do método dos elementos finitos, como descrito em [5]. O elemento finito utilizado é o elemento isoparamétrico quadrático de oito nós da família Serendipity, com cinco graus de liberdade por nó. A matriz de rigidez e as ações nodais não-lineares são obtidas com integração seletiva, onde os termos da flexão são integrados com 3 pontos de Gauss e os termos do cisalhamento são integrados com 2 pontos de Gauss. Uma descrição detalhada do elemento, com aplicações para lajes de concreto armado, pode ser obtida em [6].

#### 5. EXEMPLO 1: PILAR-PAREDE SOB FLEXÃO NORMAL

Na fig. 4, apresenta-se um pilar-parede submetido apenas à flexão na direção transversal. Neste caso, o momento fletor  $M_{1xd}$  é nulo e o esforço normal se distribui uniformemente ao longo do comprimento  $b$  da parede.

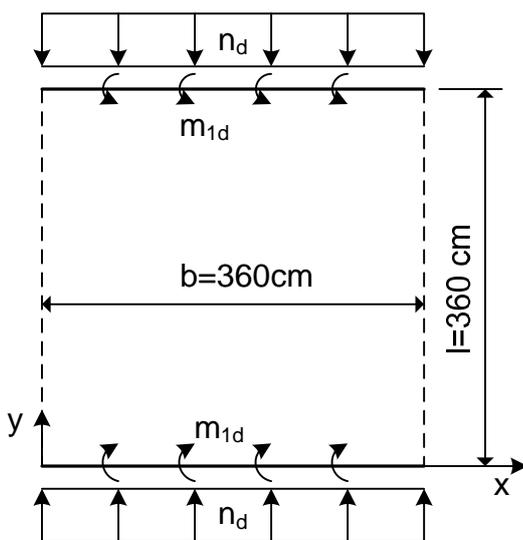


Fig. 4 – Pilar-parede sob flexão normal

Os seguintes dados são considerados na análise:

- espessura da parede:  $t = 20$  cm
- comprimento de flambagem:  $l_e = l = 360$  cm;
- concreto:  $f_{ck} = 20$  MPa
- módulo de elasticidade:  $E_{cs} = 2570$  kN/cm<sup>2</sup>
- coeficiente de Poisson  $\nu = 0,2$
- esforço normal distribuído:  $n_d = 2500$  kN/m
- momento fletor:  $m_{1d} = 52,5$  kNm/m.

O momento distribuído de primeira ordem  $m_{1d}$  corresponde ao momento mínimo da NBR-6118. O esforço normal distribuído  $n_d$  é tal que  $\nu_o = N_d / (b t f_{cd}) = 0,875$ .

Na fig. 5, apresenta-se a malha utilização no modelo de elementos finitos. O pilar é discretizado em 100 elementos, num total de 341 nós. O número de graus de liberdade é 1705.

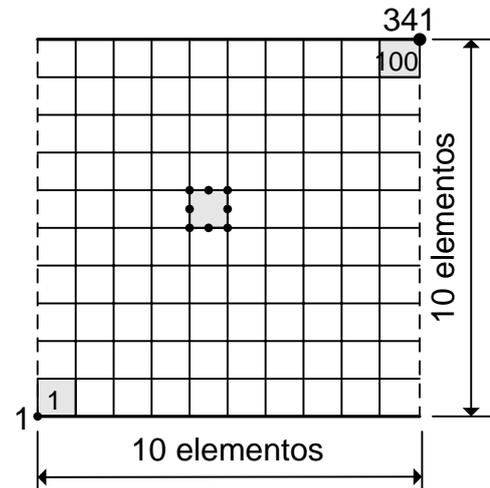


Fig. 5 – Malha de elementos finitos

Na tabela 1, apresentam-se os momentos fletores máximos obtidos com os seguintes métodos:

- MEF: análise como placa não-linear geométrica pelo método dos elementos finitos.
- PILAR: análise normal como pilar, empregando a expressão (4) e o fator de amplificação  $\beta$  dado na equação (5), para o pilar como um todo.
- NBR-6118: análise da faixa mais solicitada de largura  $a_i$ , empregando-se as equações (4) e (5) para a faixa.

Tabela 1 – Momentos máximos no pilar (kNm/m)

Método	Vertical $M_d$	Horizontal
MEF	69,42	10,49
PILAR	67,20	
NBR-6118 ( $a_i = 3t$ )	67,20	

Comparando os valores do momento máximo  $M_d$  na direção vertical, indicados na tabela 1, verifica-se que a diferença percentual entre o cálculo convencional (PILAR) e o cálculo como placa (MEF) é de apenas 3%. Isto indica que, neste caso em que o esforço normal é distribuído uniformemente, não existe nenhum efeito de segunda ordem localizado.

Além disso, a divisão do pilar em faixas é desnecessária, pois levará sempre ao mesmo resultado que é obtido fazendo-se a análise para o pilar como um todo. Isto ocorre porque o esforço normal na faixa é  $N_{di} = a_i n_d$  e, como pode ser verificado com as equações (5) a (8), o fator de amplificação de momentos torna-se independente da largura  $a_i$ .

## 6. EXEMPLO 2: PILAR-PAREDE SOB FLEXÃO OBLÍQUA

Na fig. 6, apresenta-se um pilar-parede que está submetido ao momento fletor  $M_{1xd}$  segundo a direção x, provocado pelas forças horizontais. Com isto, o esforço normal aplicado nas extremidades não é distribuído uniformemente. Considera-se, como exemplo, a distribuição da fig. 6, onde  $n_{d,max} = 2n_d = 5000$  kN/m.

O momento transversal de primeira ordem é  $m_{1d} = 52,5$  kNm/m, como no exemplo 1.

Fazendo a análise como placa pelo MEF, obtêm-se os seguintes resultados:

a) Momento horizontal máximo: o mesmo valor de 10,49 kNm/m obtido no exemplo 1.

b) Momento máximo na direção vertical:  $M_d = 72,32$  kNm/m.

Comparando com o exemplo 1, verifica-se que o momento máximo na direção vertical sofreu um acréscimo de apenas 4%, o que é desprezível no

estado limite último em face das redistribuições de esforços que ocorrem nessa fase. Em ambos os exemplos, o momento máximo na vertical ocorre no meio do bordo livre.

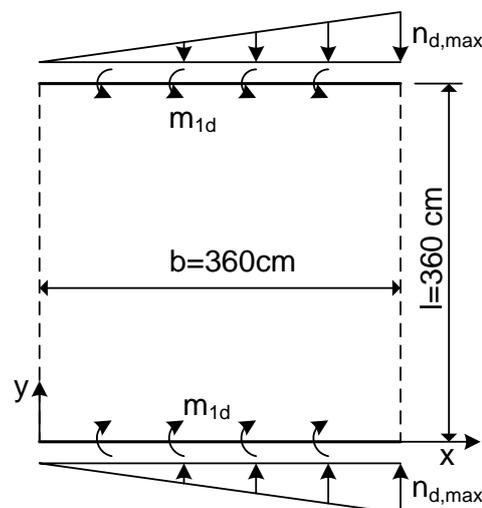


Fig. 6 – Pilar-parede sob flexão oblíqua

Conclui-se que, mesmo quando o esforço normal varia ao longo do comprimento da parede, não há nenhum efeito localizado de segunda ordem importante. O pilar pode ser analisado como um todo, incluindo-se os efeitos de segunda ordem da forma usual.

Para resolver esse problema empregando o processo simplificado da NBR-6118, é necessário determinar o esforço normal  $N_{di}$  e o momento fletor  $M_{1di}$  na faixa mais solicitada. Isto é feito com o auxílio da fig. 7, onde foi considerada a faixa de largura  $a_i = 3t = 60$  cm.

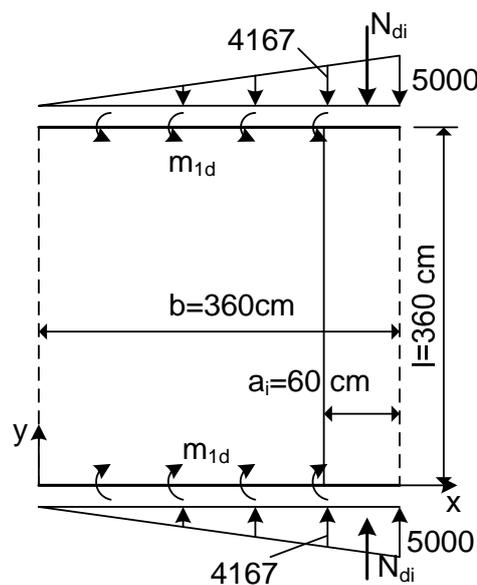


Fig. 7 – Esforços de primeira ordem na faixa mais solicitada

O esforço normal resultante na faixa é

$$N_{di} = \frac{(4167 + 5000)0,60}{2} = 2750,10 \text{ kN}$$

e o momento fletor de primeira ordem é

$$M_{1di} = a_i m_{1d} = 31,50 \text{ kNm.}$$

A carga de flambagem da faixa, obtida com o emprego da equação (7), vale  $P_{ei} = 8154,60 \text{ kN}$ .

Empregando a equação (5), obtém-se o fator de amplificação  $\beta = 1,63$ . O momento máximo, dado pela equação (4), é  $M_d = \beta M_{1di} = 51,35 \text{ kNm}$ .

Dividindo esse valor pela largura da faixa, obtém-se o momento por unidade de comprimento

$$m_{di} = \frac{M_d}{a_i} = \frac{51,35}{0,60} = 85,58 \text{ kNm/m.}$$

O erro do processo aproximado é  $85,58/72,32 = 1,18$ , ou seja, 18%. Isto mostra que o processo da NBR-6118 leva a um superdimensionamento das armaduras longitudinais.

Se for considerada uma faixa mais estreita,  $a_i = 30 \text{ cm}$ , chega-se ao momento  $m_{di} = 88,13 \text{ kNm/m}$ . Neste caso, o erro é de 22%. O erro aumenta com o refinamento da discretização do pilar em faixas verticais.

Na fig. 8, apresenta-se a variação do fator de amplificação  $\beta$  com a largura relativa da faixa  $a_i/b$ . O fator de amplificação correto, obtido com o MEF, é  $\beta_e = 72,32/52,5 = 1,38$ .

Conforme se observa, o processo aproximado da NBR-6118 superestima os efeitos localizados de segunda ordem. Esses efeitos, a rigor, não necessitam ser considerados, pois eles são pequenos. Além disso, as redistribuições de esforços, bem como a folga na armadura que naturalmente se tem nos pilares, cobrem esse efeito. De fato, como está indicado na fig. 8, o efeito de segunda ordem localizado causa um aumento de apenas  $1,38/1,28 = 7\%$  nos momentos longitudinais (aí já incluída a diferença entre o cálculo como placa e o cálculo como pilar comum).

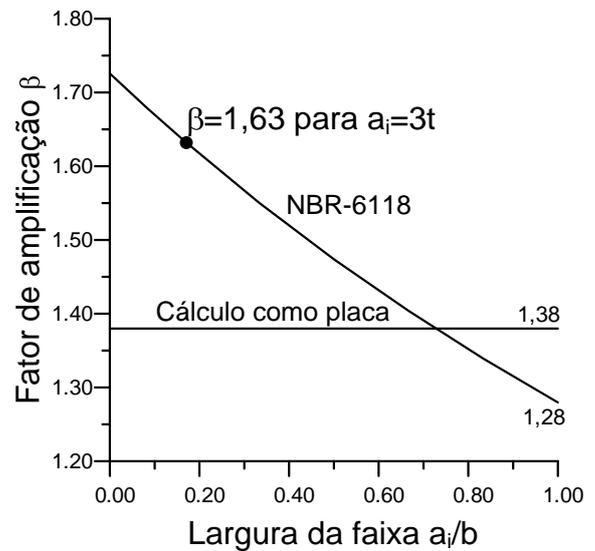


Fig. 8 – Fator de amplificação de momentos em função da largura da faixa

Pode-se mostrar que o erro do processo da NBR-6118 tende a aumentar com o aumento do gradiente do esforço normal  $n_d(x)$ . Se a distribuição do esforço normal for tal que apareça tração em uma borda do pilar (caso em que o momento  $M_{1xd}$  é grande), o erro pode chegar, facilmente, a 50% ou mais.

O erro do processo da NBR-6118 também aumenta se a rigidez do pilar for reduzida para considerar a não-linearidade física. Isto pode ser feito, por exemplo, empregando-se o “método do pilar-padrão com rigidez  $\kappa$  aproximada”, sugerido na NBR-6118. Na verdade, esse método é derivado da expressão (9).

É fácil verificar que, se for adotado o valor  $E_{cs} = 1070 \text{ kN/cm}^2$  para o módulo de elasticidade, os resultados obtidos com as equações (4) e (5) serão iguais àqueles fornecidos pelo método da rigidez  $\kappa$  aproximada. Empregando esse valor para o módulo secante, obtém-se os resultados apresentados na tabela 2.

Tabela 2 – Momentos máximos no pilar (kNm/m), incluindo a não-linearidade física

Exemplo	Método	Vertical $M_d$
1	MEF	109
	PILAR=NBR-6118	104
2	MEF	122
	NBR-6118	336

Conforme se observa, neste caso o erro do processo da NBR-6118 é de  $336/122 = 2,75$ , ou seja, 275%.

### 7. EXEMPLO 3: PILAR-PAREDE COM UM BORDO APOIADO E O OUTRO LIVRE

Na fig. 9, apresenta-se um pilar-parede com um bordo vertical simplesmente apoiado e o outro bordo livre. Esse exemplo serve para mostrar o que ocorre nas lâminas de extremidade dos pilares-parede compostos.

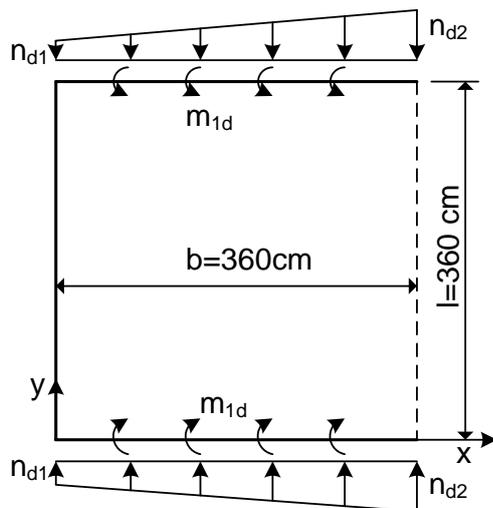


Fig. 9 – Pilar-parede com um bordo apoiado

Para este caso, o comprimento de flambagem é determinado conforme indicado na NBR-6118 e vale  $l_e = 324$  cm.

A carga de flambagem do pilar como um todo, fazendo  $a_i = b$  na equação (7), vale  $P_e = 60406$  kN. Considerando o esforço normal distribuído médio  $n_d = 2500$  kN/m, resulta o esforço normal total  $N_d = 9000$  kN.

Substituindo esses valores nas equações (5) e (6), obtém-se o fator de amplificação  $\beta = 1,22$ . Esse é o fator de amplificação de momentos que é usado no cálculo convencional como pilar (sem considerar os efeitos localizados de segunda ordem).

O pilar-parede da fig. 9 é analisado com o método dos elementos finitos sob as seguintes hipóteses de carga:

- caso 1:  $n_{d1} = n_{d2} = 2500$  kN/m;

- caso 2:  $n_{d1} = 0$  e  $n_{d2} = 5000$  kN/m;

- caso 3:  $n_{d1} = -2500$  kN/m e  $n_{d2} = 7500$  kN/m.

Em todos os casos, considera-se o momento de primeira ordem  $m_{1d} = 52,5$  kNm/m.

Da solução com o método dos elementos finitos, obtém-se o momento fletor máximo  $m_d$ . O fator de amplificação de momentos correto, obtido da relação  $\beta = m_d / m_{1d}$ , é comparado com o valor  $\beta = 1,22$  determinado pela teoria de pilares. Os resultados são apresentados na tabela 3.

Tabela 3 – Fatores de amplificação de momentos para o pilar-parede da fig. 9

Caso	$\beta$ MEF	$\beta$ PILAR
1	1,03	1,22
2	1,08	1,22
3	1,15	1,22

Conforme se observa na tabela 2, o cálculo como pilar usual fica a favor da segurança em todos os casos de carga testados. Isto reforça a constatação de que não há efeito de segunda ordem localizado a ser considerado no projeto dos pilares-parede.

O momento horizontal máximo detectado nos três casos de carga é aproximadamente igual a 16kNm/m. Esse momento é maior do que nos pilares com dois bordos livres, por causa da flexão horizontal que surge em decorrência do apoio no bordo vertical. Entretanto, esse momento também é pequeno, como se discute na seção seguinte.

### 8. ARMADURAS HORIZONTAIS DOS PILARES-PAREDE

Nos dois primeiros exemplos apresentados, o momento horizontal máximo foi de 10,49 kNm/m. Esse momento só pode ser avaliado na análise como placa. Observa-se que esse momento horizontal máximo é igual a  $\nu m_{1d}$ , onde  $\nu = 0,2$  é o coeficiente de Poisson do concreto. Conclui-se, portanto, que o momento horizontal não sofre nenhuma influência dos efeitos de segunda ordem.

Fazendo o dimensionamento da armadura para o momento horizontal, resulta  $A_s = 1,53$  cm<sup>2</sup>/m. Esse valor é praticamente igual à metade da armadura mínima de flexão exigida para uma laje

com 20 cm de espessura. Essa área pode ser atendida pela armadura de pele usual,  $A_{s,p} = 0,10t = 2,00 \text{ cm}^2/\text{m}$  em cada face do pilar.

Dessa análise conclui-se que não faz sentido avaliar a armadura horizontal do pilar-parede como uma fração da armadura longitudinal. A armadura longitudinal é dimensionada em flexo-compressão e depende do esforço normal e dos efeitos de segunda ordem dele decorrentes. A armadura horizontal deve ser dimensionada em flexão simples e independe do esforço normal e dos efeitos de segunda ordem.

Portanto, a exigência da NBR-6118 de uma armadura horizontal com área mínima de 25% da armadura longitudinal em cada face do pilar-parede precisa ser melhor justificada. Em alguns casos, essa armadura poderá ser excessiva e, em outros, poderá ser insuficiente.

Nos pilares submetidos a esforços cortantes apreciáveis, a armadura horizontal tem a função de resistir a esses esforços. Entretanto, como a dimensão do pilar na direção do esforço horizontal é muito grande, em geral, o dimensionamento ao esforço cortante resulta em armadura mínima. Nesses casos, a armadura de pele também será suficiente.

Em virtude do seu grande comprimento, as armaduras horizontais das paredes e dos pilares-parede não servem para proteger as barras longitudinais contra a flambagem. A armadura longitudinal deve ser protegida contra a flambagem por meio de barras transversais terminadas em ganchos, que atravessam a parede e envolvem as barras longitudinais. Essas barras com ganchos de extremidade podem ser dimensionadas como os estribos usuais dos pilares. Nesse caso, o seu espaçamento depende do diâmetro da barra longitudinal, pois o objetivo é a proteção da mesma contra a flambagem.

A principal função da armadura horizontal nas paredes estruturais e nos pilares-parede deve ser a de controlar as aberturas das fissuras provocadas por restrições ao movimento decorrente da retração e das variações de temperatura. Como o movimento horizontal do pilar-parede é restringido nos níveis dos pisos, pela presença das lajes e das vigas, ele fica submetido a esforços de coação que podem produzir fissuras verticais.

Em geral, o pilar-parede é concretado sobre uma fundação ou sobre seu próprio segmento do andar inferior, os quais já estão endurecidos e com

bastante rigidez. Ao sofrer retração, logo nas primeiras idades, o pilar tende a se movimentar na horizontal, o que é impedido pela parte inferior da estrutura. Essa restrição à retração é maior na base do pilar, onde as fissuras terão as maiores aberturas.

Normalmente, as emendas por traspasse das armaduras longitudinais é feita na base do pilar. Em virtude dessas emendas, surgem esforços transversais de tração no concreto (esforços de fendilhamento), que se superpõem aos esforços de coação. Por isso, a armadura horizontal deve ser reforçada nessa região do pilar.

Ensaaios de laboratório e observações de campo feitas em paredes de concreto armado [7] mostram que os esforços de coação e a abertura das fissuras dependem da relação  $b/l$  entre as dimensões da parede. Quanto maior é essa relação, maior é a restrição ao movimento.

A abertura das fissuras, produzida exclusivamente pela retração, pode ser obtida do modelo de fissuração do CEB/90 [8]. Neste caso, a abertura  $w_k$  da fissura é estimada como

$$w_k = \frac{\phi}{3,6\rho_{se}} \varepsilon_{cs} \quad (10)$$

onde  $\phi$  é o diâmetro da barra de aço em mm,  $\varepsilon_{cs}$  é a deformação de retração e  $\rho_{se}$  é a taxa efetiva de armadura.

No caso de uma parede não muito espessa,  $\rho_{se}$  é a própria taxa geométrica de armadura, contando a armadura existente nas duas faces.

A expressão (10) pode ser usada para considerar a fissuração produzida por variações térmicas. Nesse caso,  $\varepsilon_{cs}$  representa a deformação de origem térmica.

Na fig. 10, apresenta-se a comparação entre a abertura das fissuras calculada com a expressão (10) e os valores verificados em ensaios e em observações de campo [7].

Conforme se observa pela fig. 10, a expressão (10) fornece uma abertura das fissuras maior do que aquelas que foram verificadas experimentalmente. Assim, essa expressão pode ser empregada com segurança para o dimensionamento das armaduras horizontais das paredes e dos pilares-parede de concreto armado.

Uma vez especificado um valor limite  $w_{k,lim}$  para a abertura das fissuras, em função da classe de agressividade ambiental, calcula-se a taxa de armadura necessária  $\rho_{nec}$  por meio da equação

$$\rho_{nec} = \frac{\phi \varepsilon_{cs}}{3,6 w_{k,lim}} \geq 0,20\% \quad (11)$$

onde o limite 0,20% foi introduzido para respeitar a armadura de pele.

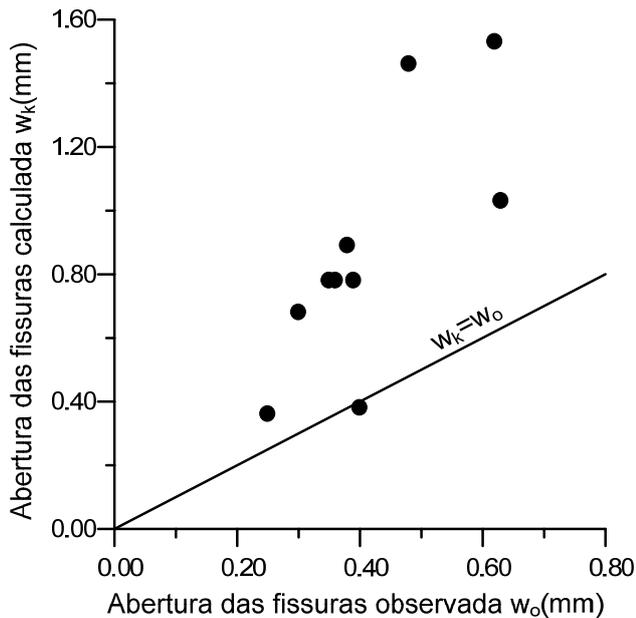


Fig. 10 – Aberturas das fissuras em paredes com restrição ao movimento na base

A equação (11) pode ser empregada para o dimensionamento das armaduras horizontais nos pilares-parede, desde que o dimensionamento ao esforço cortante não exija uma armadura maior.

## 8. CONCLUSÕES

Neste trabalho foi feita uma análise do processo simplificado da NBR-6118 para a consideração dos efeitos de segunda ordem localizados nos pilares-parede. Do resultado desse estudo, podem ser tiradas as seguintes conclusões:

- Não há nenhum efeito de segunda ordem localizado importante que merece ser considerado no projeto dos pilares-parede de concreto armado. O acréscimo nos momentos de segunda ordem, como consequência da distribuição não uniforme do esforço normal, pode ser desprezado para o projeto no estado limite último.

- O processo simplificado da NBR-6118 superavalia esses efeitos localizados e não deve ser considerado no projeto.
- Os momentos horizontais no pilar sofrem pouca influência dos efeitos de segunda ordem e, de um modo geral, eles são pequenos. Esses momentos podem ser estimados como 20% do momento de primeira ordem na direção vertical.
- A principal função das armaduras horizontais nos pilares-parede é controlar a fissuração decorrente do impedimento da retração livre. A equação (11) pode ser empregada para o dimensionamento dessas armaduras.
- A verificação adicional que deve ser considerada no projeto dos pilares-parede é quanto à possibilidade de flambagem local. Esse problema pode ser determinante no projeto de paredes esbeltas, especialmente quando se emprega concretos de alta resistência. A formulação para esse problema é apresentada na referência [1].

## REFERÊNCIAS

1. Araújo, J. M. *Flambagem local dos pilares-parede de concreto armado*. Revista Teoria e Prática na Engenharia Civil, n.9, p.29-37, Novembro, 2006.
2. Associação Brasileira de Normas Técnicas. *Projeto de Estruturas de Concreto. NBR-6118*. Rio de Janeiro, 2003.
3. Araújo, J. M. *Métodos simplificados para consideração dos efeitos de segunda ordem no projeto de pilares de concreto armado*. Revista do IBRACON, No. 27, p. 3-12, São Paulo, Novembro /Dezembro, 2001.
4. Allen, H. G.; Bulson, P. S. *Background to Buckling*. McGraw- Hill, London, 1980.
5. Araújo, J. M. *Curso de Concreto Armado*. Vol.2, 2a. ed., Editora Dunas, Rio Grande, 2003.
6. Real, Real, M. V. - *Análise estática de lajes de concreto armado incluindo não-linearidade física e geométrica*. Dissertação de Mestrado, Curso de Pós-Graduação em Eng. Civil, UFRGS, Porto Alegre, 1990.

7. Kheder, G. F. *A new look at the control of volume change cracking of base restrained concrete walls*. ACI Structural Journal, v. 94, n.3, p.262-271, May, 1997.
8. Comité Euro-International du Béton. *CEB-FIP Model Code 1990*. Lausanne, 1993.