

## NBR6118:2003 - Mais sobre o dimensionamento de pilares

No dia 30 de março deste ano, a tão comentada NBR6118:2003 “**Projeto de estruturas de concreto armado - Procedimento**” completará oficialmente um ano de vigência exclusiva, isto é, sem a presença paralela da antiga NB1-1978.

Diversas inovações foram incorporadas ao novo texto e estão sendo adaptadas de forma gradativa no nosso dia-a-dia. Inúmeras análises, discussões e comparações circularam nas comunidades da internet, em cursos, em congressos, etc. Um assunto porém, a meu ver, ainda tem gerado bastante dúvidas, e até em certos pontos, controvérsias. Trata-se do **dimensionamento de pilares**.

Este tema, não só pela sua indiscutível relevância no contexto de um projeto estrutural, vem também chamando a atenção de muitos engenheiros devido a um outro fator: significativas alterações no consumo de aço. No Encontro Nacional de Engenharia e Consultoria Estrutural (ENECE) realizado em São Paulo em 2004, inclusive, o prof. Francisco Graziano proferiu uma palestra exatamente sobre este assunto.



ENECE - 2004  
Tendências da Engenharia Estrutural Pós-NBR-6118:2003  
10 anos de ABECE

**Alterações no consumo de aço  
no dimensionamento de pilares  
de edificios empregando-se a  
NBR-6118:2003**

**Conclusões**

A nova NB1 trouxe, no tocante ao dimensionamento de pilares, uma abordagem mais realista e econômica quando focada de forma global. Evidentemente que uma obra específica, a qual possua uma predominância de pilares parede, poderá apresentar aumento de consumo, motivo pelo qual, deve-se utilizar estes elementos com cuidado, procurando-se evitar efeitos localizados com enrijecimento dos cantos livres e assim minimizar custos relativos ao maior consumo de armaduras.

Francisco Paulo Graziano - ENECE 2004

Resumidamente, as principais modificações que influenciaram diretamente no dimensionamento de pilares são:

Adoção do  $M_{1d,min}$  para consideração das imperfeições geométricas locais.

Novo comprimento de flambagem  $l_e$ .

Novo índice de esbeltez limite  $\lambda_1$ .

Novas formulações para análise local em 2ª ordem.

Introdução da análise dos efeitos localizados em pilares-parede.

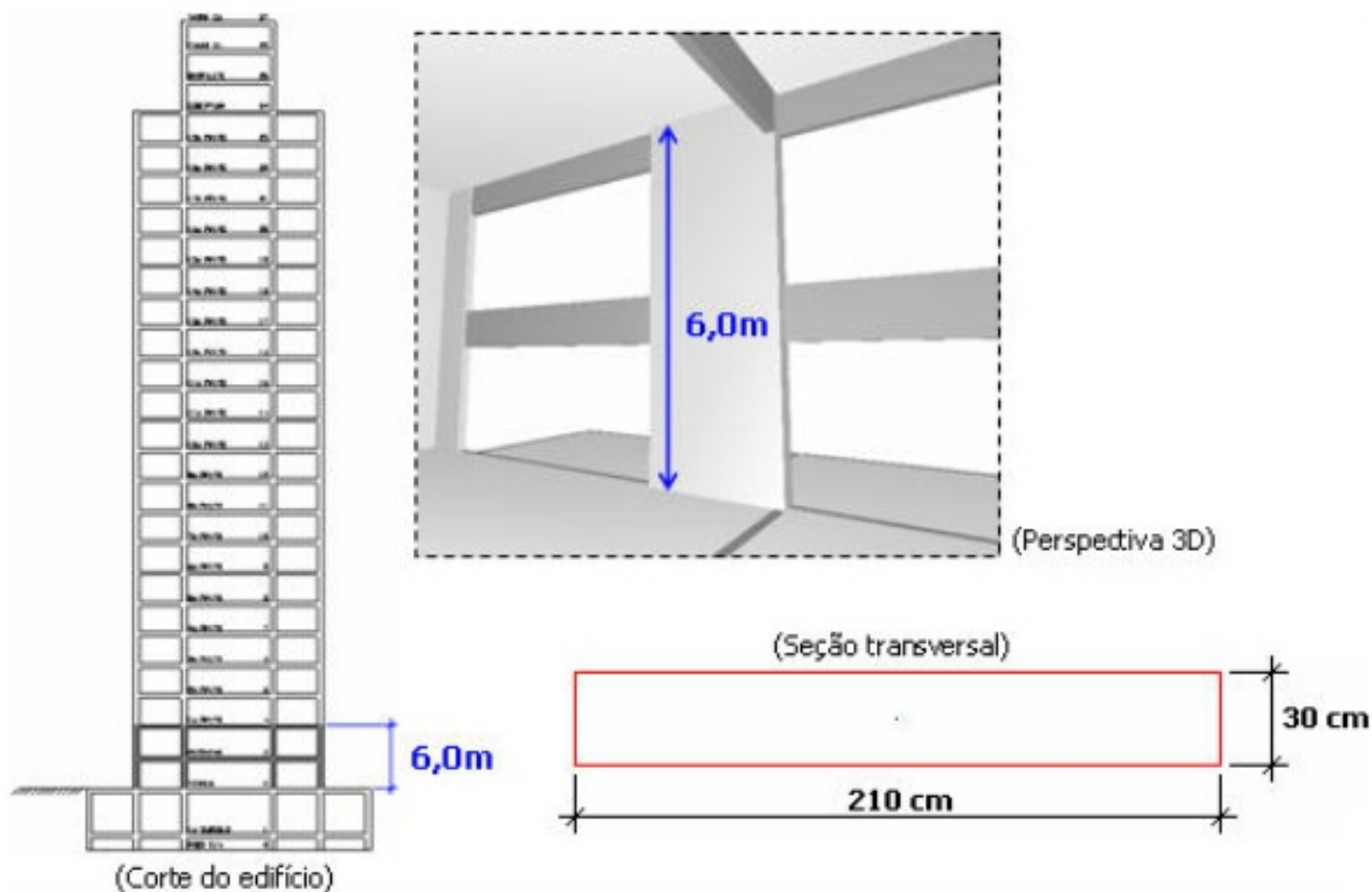
Diversos estudos iniciais revelaram que em pilares comuns, isto é, aqueles que não são pilares-parede, a aplicação destas prescrições pode ocasionar uma certa diminuição no consumo de armaduras. Quantificar o valor desta redução, ou mesmo generalizá-la, é uma tarefa complicada. **“Cada caso é um caso.”**

Até então, já havia me deparado com as mais diversas situações: casos em que a armadura não reduzia, casos com queda de 10%, de 15%, ..., até que, nesta semana, constatei num determinado lance de pilar uma **redução de 70% no consumo de aço**.

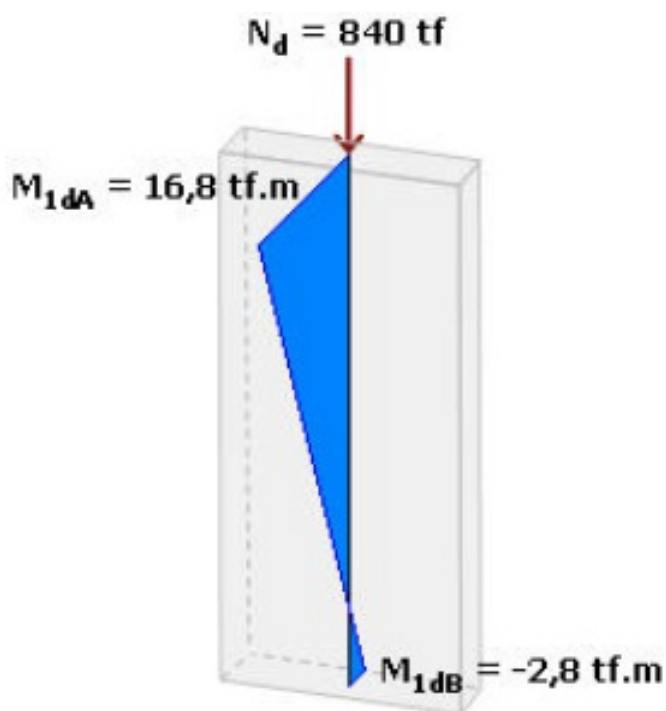
Tal fato me deixou bastante surpreso. Vejamos os seus dados.

## A. Dados do exemplo

O pilar em questão está localizado no mezanino de um edifício, possui seção transversal com dimensões de 210cm X 30cm e pé-direito duplo em torno de sua direção menos rígida igual a 6,0 m.



Apesar de possuir dimensões que o caracteriza como um pilar-parede ( $B > 5.H$ ), o momento fletor em torno da direção de maior rigidez não gerava efeitos localizados em seus extremos. Diante disso, e também para simplificar os cálculos, vamos considerar a seguir somente as seguintes solicitações:



Demais dados necessários:

Concreto C35;  $\gamma_c = 1,4$

Aço CA50;  $\gamma_s = 1,15$ ;  $E_s = 210.000\text{MPa}$

$\gamma_f = 1,4$ ;  $\gamma_{f3} = 1,1$

$c = 2,5\text{ cm}$

## B. Dimensionamento segundo as prescrições da NB1-1978

Índice de esbeltez do pilar =  $3,46 \cdot 6 / 0,3 = \lambda = 69,3 > 40$  (tem que considerar 2ª ordem)

Excentricidade inicial no meio do lance =  $0,6 \cdot (1680/840) + 0,4 \cdot (-280/840) = e_i = 1,07\text{ cm}$

Excentricidade acidental aditiva =  $e_a = 2,00\text{ cm}$

Força normal adimensional =  $840 / [(2,1 \cdot 0,3) \cdot (3500/1,4)] = N_i = 0,53$

Curvatura aproximada =  $[0,0035 + (500/1,15)/210000] / [(0,53 + 0,5) \cdot 0,3] = 1/r = 0,018\text{ m}^{-1}$

Excentricidade de 2ª ordem =  $(36/10) \cdot 0,018 = 0,0647\text{ m} = e_2 = 6,47\text{ cm}$

Excentricidade total =  $1,07 + 2,00 + 6,47 = e_{\text{tot}} = 9,54\text{ cm}$

Momento total de cálculo =  $840 \cdot 0,0854 = M_{d,\text{tot}} = 80,1\text{ tf.m}$

Armadura necessária =  $A_{s,\text{nec}} = 104\text{ cm}^2$  (1,7%)

## C. Dimensionamento segundo as prescrições da NBR6118:2003

Excentricidade mínima de 1ª ordem =  $0,015 + 0,03 \cdot 0,3 = 0,024\text{ m} = e_{1,\text{mín}} = 2,40\text{ cm}$

Momento mínimo de 1ª ordem =  $840 \cdot 0,024 = M_{1d,\text{mín}} = 20,2\text{ tf.m}$

$M_{1dA} < M_{1d,\text{mín}} \alpha_b = 1,0$

Índice de esbeltez limite =  $\{25 + 12,5 \cdot [(1680/840)/30]\} = 25,8 < 35 \lambda_1 = 35$

Índice de esbeltez do pilar =  $\lambda = 69,3 > 35$  (tem que considerar 2ª ordem)

Excentricidade inicial no meio do lance =  $1,0 \cdot 1680/840 = e_i = 2,00\text{ cm} \text{ \&t; } e_{1,\text{mín}}$

Força normal adimensional =  $840 / [(2,1 \cdot 0,3) \cdot (3500/1,4)] = N_i = 0,53$

Armadura mínima =  $0,15 \cdot 840 / (50000/1,15) = 29\text{ cm}^2 > 0,004 \cdot A_c A_{s,\text{mín}} = 29\text{ cm}^2$

### C.1 Pelo método do pilar-padrão com curvatura aproximada

Curvatura aproximada =  $0,005 / [(0,53 + 0,5) \cdot 0,3] = 1/r = 0,016\text{ m}^{-1}$

Excentricidade de 2ª ordem =  $(36/10) \cdot 0,016 = 0,0581\text{ m} = e_2 = 5,81\text{ cm}$

Excentricidade total =  $2,40 + 5,81 = e_{\text{tot}} = 8,21\text{ cm}$

Momento total de cálculo =  $840 \cdot 0,0821 = M_{d,\text{tot}} = 68,9\text{ tf.m}$

Armadura necessária =  $A_{s,\text{nec}} = 73\text{ cm}^2$  (1,2%)

### C.2 Pelo método do pilar-padrão com rigidez $\kappa$ aproximada

Rigidez adimensional aproximada =  $\kappa = 34,8$

Excentricidade de 2ª ordem =  $3,82\text{ cm}$

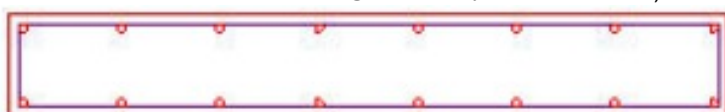
Excentricidade total =  $2,40 + 3,82 = e_{\text{tot}} = 6,22\text{ cm}$

Momento total de cálculo =  $840 \cdot 0,0622 = M_{d,\text{tot}} = 52,3\text{ tf.m}$

Armadura necessária =  $27\text{ cm}^2 < A_{s,\text{mín}} = A_{s,\text{nec}} = 29\text{ cm}^2$  (0,5%)

### C.3 Pelo método do pilar-padrão acoplado a diagrama N,M, 1/r

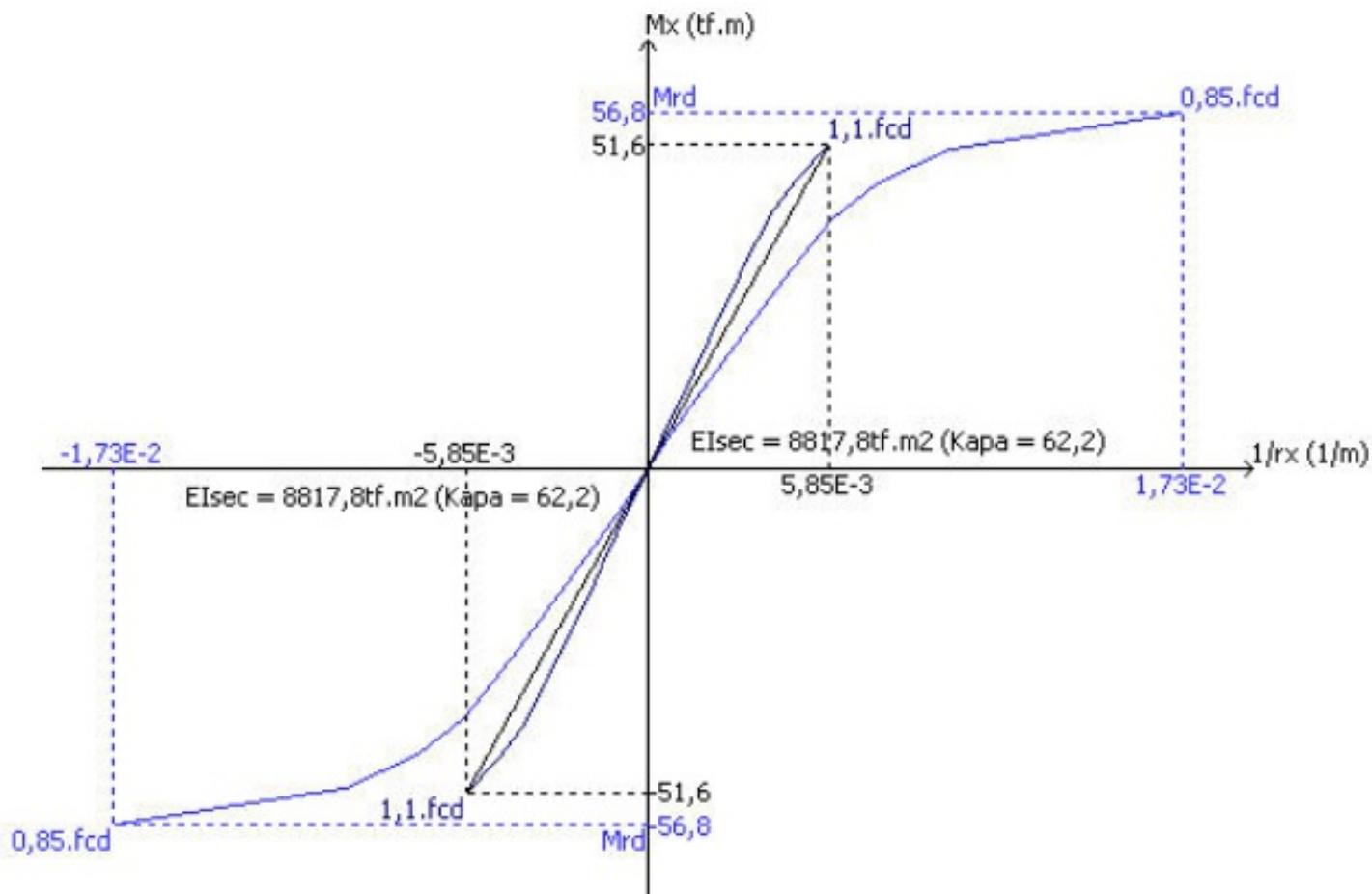
Adotando uma armadura longitudinal que atenda a  $A_{s,\text{mín}} = 16 \cdot 16 = 32\text{ cm}^2$



16 N2 Ø 16



24CN3 Ø 6.3 C=475



Momento resistente último de cálculo =  $M_{rd} = 56,8 \text{ tf}\cdot\text{m}$

Rigidez adimensional aproximada =  **$\text{kapa} = 62,2$**

Excentricidade de 2ª ordem =  **$1,26 \text{ cm}$**

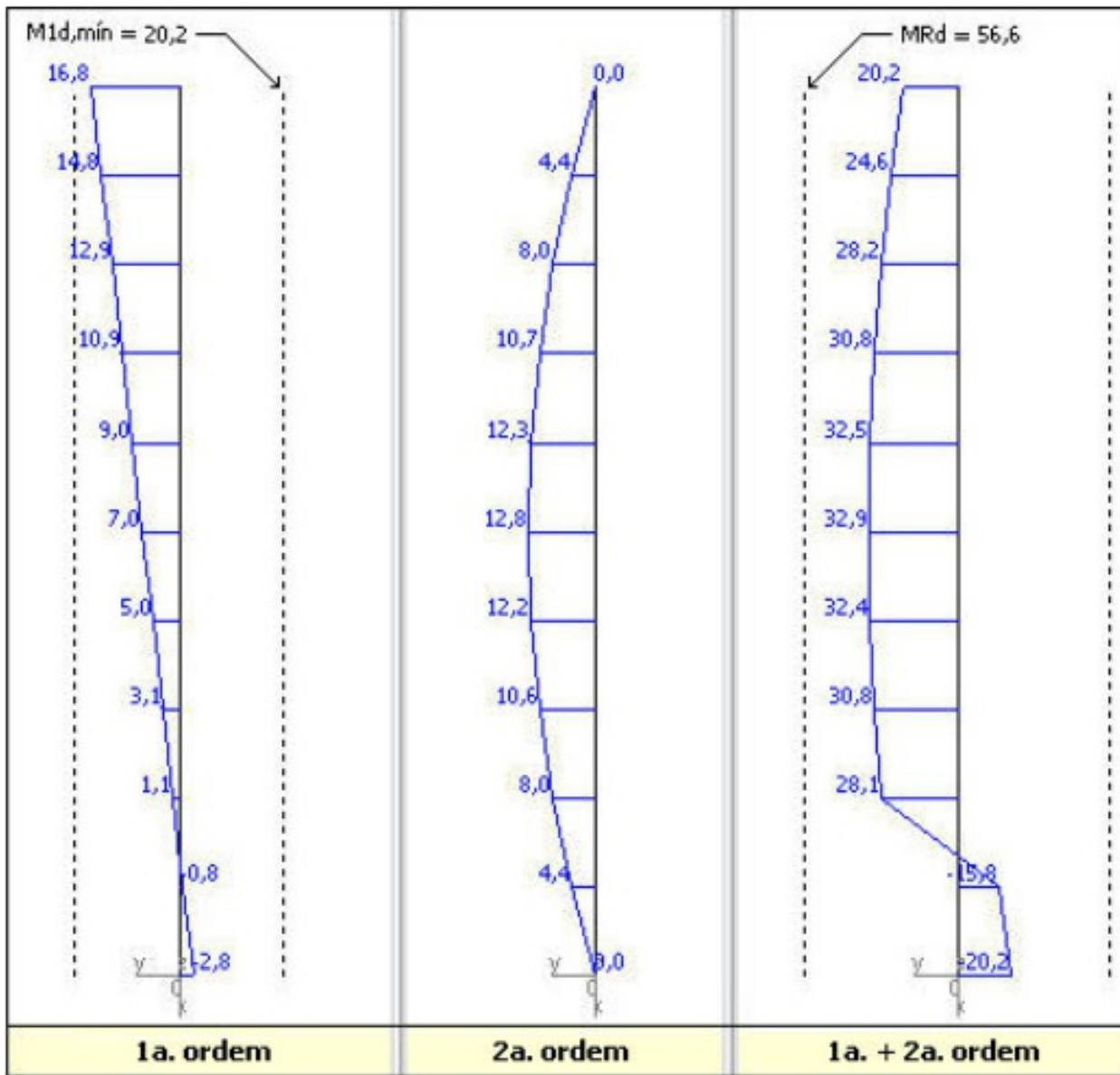
Excentricidade total =  $2,40 + 1,26 = e_{\text{tot}} = \mathbf{3,66 \text{ cm}}$

Momento total de cálculo =  $840 \cdot 0,0366 = \mathbf{M_{d,tot} = 30,7 \text{ tf}\cdot\text{m}}$

O pilar passa com a configuração de armadura adotada ( $32,2 \text{ cm}^2$ ).

## C.4 Pelo método geral

Adotando a mesma armadura longitudinal anterior =  $16 \phi 16 = 32 \text{ cm}^2$



Excentricidade de 2ª ordem = **1,52 cm**

Excentricidade total = 2,40 + 1,52 =  $e_{tot} = 3,92$  cm

Momento total de cálculo =  $840 \cdot 0,039 = M_{d,tot} = 33,0$  tf.m

O pilar passa com a configuração de armadura adotada ( $32,2\text{cm}^2$ ).

## D. Resumo dos resultados

Norma	1ª ordem			2ª ordem		$e_{tot}$ (cm)	$A_{s,req}$ (cm <sup>2</sup> )
	$e_1$ (cm)	Imperfeição geométrica	$e_1$ (cm)	Método	$e_2$ (cm)		
NB1-78	1,07	$e_g = 2,00\text{cm}$	3,07	PP 1/r aprox.	6,47	9,54	104
NBR6118:2003	2,00	$e_{tot} = 2,40\text{cm}$	2,40	PP 1/r aprox.	5,81	8,21	73
				PP $\kappa$ aprox.	3,82	6,22	29
				PP N,M, 1/r	1,26	3,66	29
				Método geral	1,52	3,92	29

Notem a redução de 30% de armadura em relação a NB1-1978 quando da utilização do método do pilar-padrão com curvatura aproximada.

Notem a redução de 70% de armadura em relação a NB1-1978 quando da utilização dos métodos da rigidez aproximada, pilar-padrão acoplado a diagrama N,M,1/r e método geral.

Mais uma curiosidade: se fosse utilizado o processo  $\Omega$  preconizado pela NB1-60, a armadura necessária também seria a mínima (29 cm<sup>2</sup>).

## E. Comentários

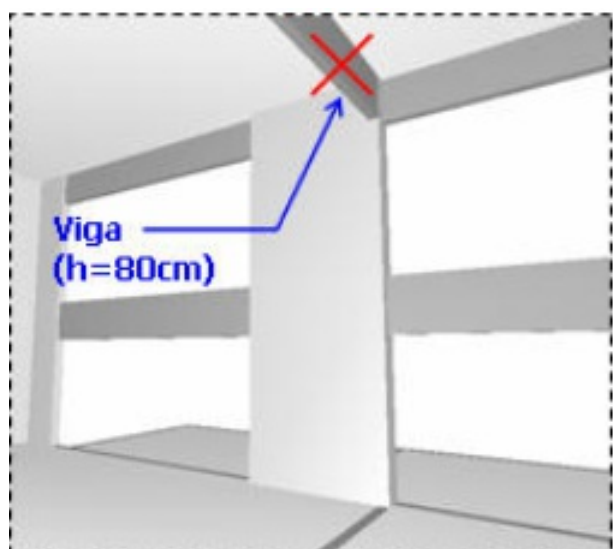
Diante dos resultados do exemplo que acaba de ser analisado, arrisco-me então a fazer alguns comentários sobre o assunto. Notem o seguinte: a grande maioria deles está baseada em informações que outros colegas já haviam alertado, ou seja, somente estou reafirmando o que já havia sido colocado.

Sob ponto de vista matemático, isto é, da aplicação direta das fórmulas propostas pela NBR6118:2003, a redução no consumo de aço me parece justificada. O cálculo dos efeitos de 2ª ordem segundo os novos métodos mais precisos (rigidez kappa, diagrama N,M,1/r e método geral) indicou, até certo ponto, uma imprecisão do método mais aproximado (1/r aproximada). **No entanto, sob ponto de vista de engenharia, acredito que a redução de armadura foi um tanto exagerada.**

Muito embora a eficiência de um pilar não esteja atrelada integralmente a quantidade armadura, mas sim também pela quantidade e qualidade do concreto existente, o que mais me chama atenção no exemplo analisado é a consideração das imperfeições geométricas. A existência das mesmas não estão sob nosso controle durante o projeto. Na realidade, o que nós, engenheiros estruturais, estamos fazendo é tentar prever uma situação que certamente irá ocorrer durante a execução do pilar, seja em menor ou maior magnitude. É um problema complicado, e que precisa ser mais estudado. **O pilar é um elemento extremamente sensível às imperfeições geométricas.**

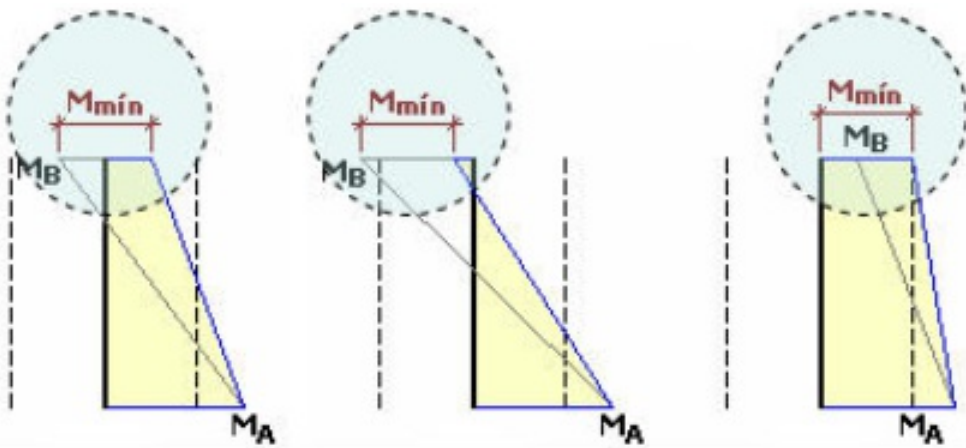
Sou favorável a adoção de coeficientes de segurança diferenciados por elemento (um para vigas, um para pilares, um para lajes, ...). **Precisamos dar mais segurança para os elementos mais importantes da estrutura.**

O item 15.6 da NBR6118:2003 que define o valor do comprimento  $l_e$  deve ser aplicado com extrema ressalva. No pilar analisado, por exemplo, se a viga ( $h = 80$  cm) que chega no topo do lance fosse considerada como elemento de travamento (o que não é verdade), o valor adotado no cálculo seria:  $l_e = l_0 + h = 5,2 + 0,3 = 5,5$  m. **Isto, de forma equivocada, reduziria ainda mais a armadura final.**



A excentricidade de 2ª ordem calculada pelo método do pilar-padrão com curvatura aproximada segundo a formulação da NBR6118:2003 é 10% menor que a da NB1-1978, apesar do método ser o mesmo. Esta diferença é ocasionada pela alteração no cálculo da curvatura.

A aplicação do momento mínimo de 1ª ordem segundo a proposta que o eng. Graziano apresentou no ENECE2004 me parece bastante coerente.



## E. Dica para usuários TQS

A redução da armadura no exemplo anterior foi um tanto brusca, muito embora esteja exatamente de acordo com às prescrições da nova norma. O eng. Nelson Covas indicou, então, uma alternativa bastante interessante que torna o dimensionamento mais seguro.

Eis a dica: os coeficientes da fórmula do  $M_{1d,min}$  estão parametrizados no arquivo de critérios de projeto do TQS-Pilar (item botão). Configure o coeficiente  $b_1 = 0,025$  de tal forma a acrescentar mais 1cm na excentricidade mínima.

Utilizando  $b_1 = 0,025$  no dimensionamento do pilar analisado, a armadura necessária (método do pilar-padrão com rigidez kappa aproximada) sobe para  $60\text{cm}^2$ .

**TQS** Excentricidades
✕

---

**Excentricidade mínima e máxima** ?

Excentricidade acidental mínima  cm

Excentricidade acidental máxima  cm

---

**Momento mínimo**

Constantes para cálculo do Momento Mínimo conforme o item 11.3.3.4.3 da NBR6118:2003:

$M_{1d,min} = b_1 + b_2 \cdot h$

onde h é = altura total da seção transversal na direção considerada.

Parâmetro b1 para Momento Mínimo (NBR6118:2003)

Parâmetro b2 para Momento Mínimo (NBR6118:2003)

Parâmetro  $\theta_1$  para Imperfeições Locais (NBR6118:2003)  rd

OBS: ---> Se os parâmetros b1 e b2 estiverem com valor zero, o programa assumirá:  $b_1 = 0,015$   $b_2 = 0,03$   $\theta_1 = 0,0033$

Eng. Alio Kimura

