

O PARÂMETRO DE INSTABILIDADE GLOBAL α : ORIGEM, EVOLUÇÃO E TENDÊNCIAS

α GLOBAL INSTABILITY PARAMETER: ORIGIN, EVOLUTION AND TENDENCIES

Antônio da Silva Sobrinho Júnior¹
José Márcilio Filgueiras Cruz²
Lucas Cavalcanti Cruz³
Mathias Tavares de Melo Filho⁴
Jean Flávio da Silva Souza⁵

RESUMO

Com o contínuo crescimento da demanda por moradias, a engenharia tem patrocinado a construção de edifícios cada vez mais altos. Tais edifícios apresentam, em geral, elevados índices de esbeltez geométrica, característica que os torna susceptíveis às ações horizontais conferindo acentuada importância ao problema da instabilidade global. Neste contexto, é imprescindível que o engenheiro estrutural possa contar com parâmetros que os ajudem na avaliação da importância da deslocabilidade horizontal, destas edificações, e que estas ferramentas sejam a um só tempo confiáveis e simples de serem calculadas. Na NBR 6118/2014 o parâmetro de instabilidade global α é uma das ferramentas recomendadas, sendo definido, matematicamente, praticamente como quando apresentado por seus idealizadores há meio século. Por esta razão, um levantamento detalhado da origem, da evolução e das tendências desse parâmetro é efetuado, de modo que se possa compreender, de forma mais clara, as potencialidades e as limitações deste parâmetro, criando condições de torná-lo mais confiável e mais simples de ser obtido.

PALAVRAS-CHAVE: Instabilidade global. Análise estrutural. Estabilidade de edifícios.

ABSTRACT

Because the continuous growth of houses demand engineering has sponsored higher and higher building constructions. These buildings present, in general, high geometrics slenderness levels, characteristic which makes them susceptible to horizontal actions making the global instability problem very important. In this context, it is indispensable that the structural engineer can count on parameters which help him/her on the evaluation of horizontal displacement importance, in these buildings, and these tools must be, at the same time, trustworthy and simple to be calculated. In NBR 6118/2014 the α global instability parameter is one of the recommended tools, being defined, mathematically, just like when it is presented by its idealizers, half century ago. For this reason, a detailed research of the origin, evolution and tendencies of this parameter is done, making it possible to comprehend, in a clearer way, the potentialities and the limitations of this parameter creating conditions to make it more trustworthy and simpler to be obtained.

KEYWORDS: Global instability. Structural analysis. Buildings stability.

1 Engenheiro Civil e Doutor pela Universidade Federal da Paraíba (UFPB). Docente da Universidade Federal da Paraíba (UFPB) e do Centro Universitário de João Pessoa (UNIPÊ). E-mail: sobrinhojr@hotmail.com

2 Doutor em Engenharia Mecânica pela Universidade Federal da Paraíba (UFPB). Docente da Universidade Federal da Paraíba (UFPB). E-mail: marciliofcruz@hotmail.com

3 Mestre em Matemática pela Universidade Federal da Paraíba (UFPB). Docente do Instituto Federal da Paraíba (IFPB). E-mail: lucasjop@gmail.com

4 Graduando em Engenharia Civil pela Universidade Federal da Paraíba (UFPB). E-mail: tavares.demelo@hotmail.com

5 Graduando em Engenharia Civil pelo Centro Universitário de João Pessoa (UNIPÊ). E-mail: jeanjp75@gmail.com

INTRODUÇÃO

Como consequência do avanço da ciência e do desenvolvimento inigualável da tecnologia, observados nos últimos anos, a engenharia, atendendo aos apelos das necessidades do homem moderno, tem patrocinado construções cada vez mais ousadas que desafiam a todo instante o conhecimento dos engenheiros estruturais. Novos e mais resistentes materiais surgem, a cada instante, ao tempo em que novos métodos construtivos e de cálculo são postos em prática, na luta permanente para suprir de moradias, locais de trabalho e de lazer, as pessoas e as famílias que habitam, principalmente na zona urbana.

Uma das soluções para o sempre crescente problema é a construção de edifícios, a verticalização das cidades. No início mesmo os arranha-céus não eram tão altos como os de hoje nem exibiam pilares e vigas com seções transversais tão esbeltas quanto as observadas nos edifícios altos da atualidade. Como decorrência dessas características estruturais da atualidade, possíveis problemas provenientes da instabilidade dessas edificações vêm preocupando os estudiosos sobre o assunto que tem se debruçado sobre a questão e de cujos estudos os resultados e conclusões são traduzidos em recomendações nas normas e nos procedimentos a serem observados nos projetos estruturais. Na NBR 6118/2014, as recomendações sobre o tema materializa um esforço no sentido de dotar os engenheiros projetistas de estruturas de meios para melhor avaliar as condições de indeslocabilidade das estruturas sempre com vistas à obtenção de projetos seguros e econômicos.

Ao engenheiro de estruturas dos dias de hoje cabe, nas palavras de Bueno (2009):

Considerar a deslocabilidade de uma estrutura e o equilíbrio na forma deslocada é indispensável para avaliar a estabilidade global, um tipo de análise que deve ser feita em estruturas onde os deslocamentos laterais são expressivos e imprimem esforços adicionais consideráveis pelo carregamento vertical atuando na configuração deformada, os chamados Efeitos de Segunda Ordem. Atualmente duas grandes ferramentas auxiliam o projetista neste caso: os parâmetros de instabilidade e os programas computacionais para análise estrutural.

De acordo com a Norma Brasileira já referida, não só o Parâmetro de instabilidade α como o Coeficiente γ_z podem ser utilizados para a verificação da possibilidade de dispensa da consideração dos esforços globais de segunda ordem sem necessidade de cálculo rigoroso.

A análise da estabilidade global de estruturas visa, portanto, classificá-las quanto à sua deslocabilidade lateral, vez que os efeitos de segunda ordem são produzidos pela ação do carregamento vertical atuando nos deslocamentos horizontais. Quando esses efeitos são consideráveis a estrutura é classificada como deslocável ou de nós móveis; caso contrário, a estrutura é dita indeslocável, horizontalmente, ou de nós fixos. Das recomendações constantes, tanto em códigos estrangeiros como brasileiros, conclui-se que se os efeitos de segunda ordem forem iguais ou inferiores a 10% dos de primeira eles podem ser desconsiderados, pois o erro assim cometido não acrescenta risco à segurança da estrutura em análise. Na prática, o engenheiro de estruturas procura evitar a obrigatoriedade da análise de segunda ordem por ser de grande complexidade, exigindo mais tempo de trabalho do engenheiro. Razões pelas quais, desde muito tempo, inúmeros pesquisadores sobre o assunto em todo mundo têm despendido esforços no sentido de encontrar uma maneira que permita avaliar a importância dos efeitos de segunda ordem, a partir dos efeitos de primeira, (e calculá-los) considerando as características físicas e geométricas da estrutura, representadas as peculiaridades de interesse das edificações e que seja segura e de simples obtenção tornando possível sua utilização nas primeiras etapas do projeto estrutural. Desse modo, ao verificar a importância dos efeitos de segunda ordem em determinada estrutura, o engenheiro pode calculá-los de maneira rápida e eficiente, ou reforçar a estrutura de contraventamento de modo que ao final apenas a análise linear necessite ser executada, pois os efeitos de segunda ordem terão sido desprezíveis.

CONSIDERAÇÕES HISTÓRICAS (ORIGEM)

De acordo com Vasconcelos (1991) apud Cruz (2016), os estudos objetivando definir um parâmetro para a avaliação da consideração dos efeitos de segunda ordem, através da rigidez horizontal de uma estrutura, tiveram início há bastante tempo. Porém, somente em 1967 é que Hurbert Beck e Gert König conseguiram equacionar o problema. Eles se basearam na teoria de Euler e apresentaram um modelo que considera um pilar engastado na base e livre no topo, com cargas vertical e horizontal, distribuídas, ao longo de toda a sua altura, supondo-se para esta estrutura comportamento elástico-linear. Como mostrado na fig. 1.

A expressão proposta por Beck e König, Eq. 1, para a quantificação do parâmetro, que já foi chamado de Teste de Robustez Mínima (TRM), reúne a influência da altura, H ; das cargas verticais uniformemente distribuídas ao longo da altura H do pilar com valor característico, F_{vk} , bem como a rigidez a flexão E .

$$TRM = H_{tot} \sqrt{\frac{F_{vk}}{EI}} \quad (1)$$

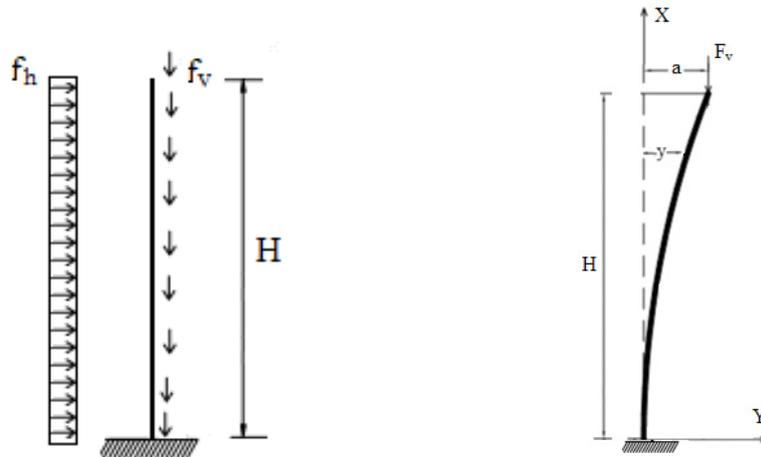
Ao final, os autores concluem que, para valores superiores a 0,60, os efeitos de segunda ordem devem ser considerados, devido ao comportamento com não-linearidade geométrica, do pilar.

O grande feito de Beck e König foi estender para a estrutura de um edifício a aplicação do conceito de carga de flambagem de uma barra uma vez que a obtenção da Eq.1, que permite o cálculo do parâmetro α , decorre do estudo do fenômeno da flambagem de uma barra prismática com módulo de deformação longitudinal constante em regime elástico.

Uma barra sob a ação de carga axial de compressão, como indicado na fig. 2, atingirá o ponto de bifurcação do equilíbrio quando essa carga alcançar o valor crítico. A obtenção da carga crítica é possível, a partir da equação da linha elástica da barra.

Figura 1- Pilar engastado-livre

Figura 2 - Pilar de material elástico linear



Fonte: Adaptado de FUSCO, 1981.

Com a utilização da teoria simplificada, devido à linearização das equações de equilíbrio, o tratamento matemático fica bastante facilitado, porém o cálculo dos deslocamentos laterais da barra ficam impossibilitados. Neste caso (teoria simplificada) a equação da linha elástica da barra é dado por:

$$y''(x) - (F_v / EI) y(x) = 0 \quad (2)$$

com $k^2 = F_v / EI$, tem-se: $y''(x) - k^2 y(x) = 0$ cuja solução geral é: $y(x) = C_1 \operatorname{sen} kx + C_2 \operatorname{cos} kx$. As constantes de integração C_1 e C_2 são calculadas a partir das condições de contorno, levando ao seguinte resultado: $kH = n\pi / 2$. Após substituir k por $\sqrt{F_v / EI}$ e $2H$ por H_{fl} , obtém-se para $n = 1$ a carga de flambagem $F_{v,cr} = \pi^2 EI / H_{fl}^2$.

No caso de uma barra engastada-livre, com carregamento vertical uniformemente distribuído, como mostrado na figura 3, a equação da linha elástica é semelhante à representada pela equação 2 que agora é tratada a partir de uma mudança de variável. Fazendo $x(\xi) = H\xi$ em $y''(x) - k^2 y(x) = 0$, após duas derivações sucessivas em ξ , tem-se:

$$y''(\xi) - \alpha^2 y(\xi) = 0 \quad (3)$$

Sendo $\alpha^2 = F_v H^2 / EI$ é perceptível a interdependência entre as constantes α e k , bem como o fato de que ao atingir o valor crítico a carga vertical, $F_{v,cr}$, estas constantes também atingirão seus valores críticos, k_{cr} e α_{cr} . Sendo, $\alpha_{cr}^2 = F_{v,cr} H^2 / EI$ ou $\alpha_{cr} = H \sqrt{F_{v,cr} / EI}$. A carga de flambagem do pilar da fig. 3 é: $F_{v,cr} = 7,84 EI / H_{fl}^2$ que levado na equação $\alpha_{cr}^2 = F_{v,cr} H^2 / EI$ resulta: $\alpha_{cr} = 2,8$.

A ampliação conceitual do α_{cr} para o estudo da estabilidade dos edifícios é esquematizada na fig. 4. Nela, o pórtico plano que representa o sistema estrutural de contraventamento da edificação é substituído por um pilar que lhe é equivalente.

Figura 3 - Pilar com carga vertical uniformemente distribuída

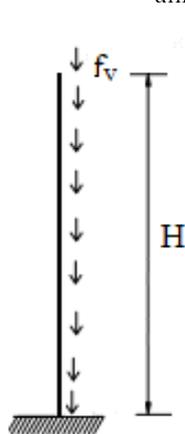
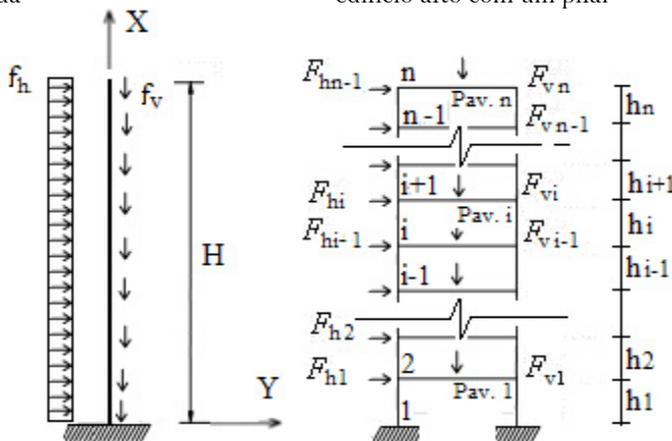


Figura 4 – Analogia do SEC de um edifício alto com um pilar



Fonte: PINTO, 1997 apud MARTINS, 2001.

Trata-se de um pórtico regular cuja altura é $H = \sum_{i=1}^n h_i$ onde n é a quantidade de pavimentos ou níveis de vigamento do edifício, e $h_i = h_{i+1} = h$. O carregamento vertical uniformemente distribuído é representado por $f_v = F_v/h$, onde $F_{vi} = F_{vi-1} = F_v$ é a soma de todas as cargas verticais de um pavimento da edificação. Considera-se também um carregamento horizontal $f_h = F_h/h$, $F_{hi} = F_{hi-1} = F_h$ e o carregamento horizontal atuante nos níveis de pavimento ou de vigamento da estrutura da edificação. Observa-se que a rigor o procedimento adotado para a representação da estrutura do edifício por um pilar equivalente, nada mais é que a transformação de um sistema discreto em um sistema contínuo. Portanto, quanto mais alto for o edifício (e sua estrutura) maior será o grau de aproximação entre o sistema real e o idealizado.

A linha elástica do pilar da fig. 4 é dada por: $y''(x) = [f_h(H-x)^2/2] + f_v(H-x)y(x)$

na qual faz-se $x = H\xi$, resultando: $y''(\xi) = [f_h H^2(H-H\xi)^2/2] + f_v H^2(H-H\xi)y(\xi)$ de onde, após alguns algebrismos, tem-se: $y^{(4)}(\xi) + [f_v H^3 y'(\xi)(\xi y''(\xi))]/E = f_h H^4/E$ na qual faz-se $\alpha^2 = f_h H^3/E$, obtendo-se:

$$y^{(4)}(\xi) + \alpha^2 y'(\xi)(\xi y''(\xi)) = f_h H^4/E \quad (4)$$

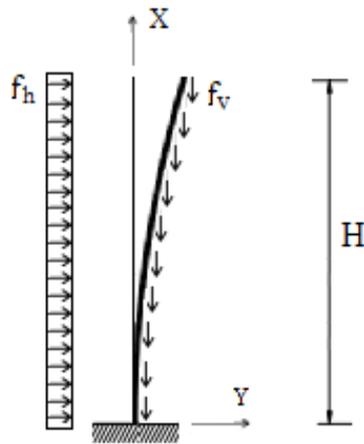
A grandeza relacionada com a perda de estabilidade global do edifício apresentada por Beck e König (1967) conforme Bueno (2009) passou a ser representada por α .

Atrás, ficou demonstrado que em função da carga de flambagem obtém-se $\alpha_{cr} = 2,80$. Porém, para limitar os deslocamentos da estrutura este valor foi reduzido para 0,60 (que representa o limite para a dispensa dos efeitos de segunda ordem). Este valor foi obtido segundo o CEB-FIP MC 90, citado por Pinto e Ramalho (2002), a partir do critério de indeslocabilidade da estrutura: $\Delta M_{1d} \leq 0,10 M_{1d}$, onde M_{1d} é o momento de primeira ordem e ΔM_{1d} , a parcela de segunda ordem, ambos em valor de projeto, $M_{1d} = \gamma_f f_{hk} H^2/2$ e $\Delta M_{1d} = \gamma_f f_{hk} H^4 \delta_{H/2} \gamma_f f_{vk} H/8EI$, com $\gamma_f = 1,75$, $\delta_{H/2} = 0,5$ e $E = 0,70E_{cm}$ (valores utilizados pelo CEB) e substituídos na expressão $M_{1d} [1/(1 - \Delta M_{1d}/M_{1d})] \leq 1,10 M_{1d}$ que aproxima o critério acima mencionado para $\Delta M_{1d} \leq 0,091 M_{1d}$, obtendo-se:

$$\alpha_{cr} = H \sqrt{\frac{F_{v,k}}{E_{cm} I}} = \sqrt{\frac{0,09091 \times 8 \times 0,7 \times 1,0}{1,75}} = 0,54 \cong 0,60 \quad (5)$$

onde: γ_f é o coeficiente de ponderação das ações, E é o módulo de deformação longitudinal do material, E_{cm} é o valor do módulo de deformação longitudinal e $\delta_{H/2}$ o valor da distância do ponto de aplicação da resultante do carregamento vertical uniformemente distribuído ao eixo do pilar na configuração indeformada em $H/2$. A aproximação adotada para a definição do valor $\alpha_{cr} = 0,60$, com um aumento de mais de 11% sobre o valor calculado, é um procedimento contra a segurança decorrente do erro no cálculo do $\Delta M_{1d} = A \gamma_f f_{v,k}$. Pois, a área delimitada pela linha elástica do pilar e o eixo dos X foi obtida como $A = aH/2$ quando seu valor é $A = aH/2,5$. Vide fig. 5.

Figura 5 - Pilar deslocado com cargas distribuídas na vertical e na horizontal



Fonte: Adaptado de ARAUJO, 2010.

Tendo sido adotado uma área 25% maior que a área exata, ΔM_{1d} , também sofreu o mesmo acréscimo, enquanto o valor do α_{cr} foi reduzido em $\sqrt{1,25} \equiv 1,11$. Recalculado o $\Delta M_{1d} = 1,75f_{h,k}H^4 + 1,75f_{v,k}H(1/2,5)/8EI$ obtém-se após sua divisão por $M_{1d} = 1,75f_{h,k}H^2/2$:

$$\alpha_{cr} = H \sqrt{\frac{F_{v,k}}{E_{cm}I}} = \sqrt{\frac{0,1x8x0,7}{1,75x0,8}} = 0,63 \equiv 0,6 \quad (6)$$

EVOLUÇÃO

Posteriormente, este parâmetro foi estudado por Mário Franco que o chamou de parâmetro de instabilidade global α . No trabalho intitulado “O parâmetro de instabilidade em edifícios altos”, Bueno (2009) explica que a associação da estrutura responsável pela estabilidade global da edificação a uma coluna engastada, na base e livre no topo, pode ser realizada, através dos conceitos de produto de rigidez equivalente, $(EI)_{eq}$, e de parâmetro de forma da linha elástica, ψ . O $(EI)_{eq}$ é obtido para a uma barra prismática engastada-livre, de módulo de rigidez E constante ao longo de sua altura H que, sob a ação de uma força horizontal no topo, apresenta o mesmo deslocamento a , que o da estrutura. Nestas condições, se diz que a barra é equivalente à estrutura e que a rigidez a flexão da estrutura é igual a do pilar que lhe é equivalente. Na estimativa do $(EI)_{eq}$ devem ser computados todos os elementos que contribuem para a estabilidade global da estrutura. Este conjunto recebe o nome de Sistema Estrutural de Contraventamento (SEC). Neste sistema, a associação entre pórticos, pilares-parede e núcleos é possível, pois as lajes, consideradas como diafragmas rígidos, possibilitam que todos esses elementos trabalhem conjuntamente para resistirem às ações horizontais.

Desse modo, as conclusões obtidas por Beck e König foram incorporadas pelo CEB-FIP MC 78 com algumas considerações adicionais e passaram a ser bastante utilizadas no mundo todo até que o CEB-FIP MC90 as excluiu, permanecendo, entretanto, recomendadas no Eurocódigo 2, aqui representado por EC-2, conforme Pinto e Ramalho (2002).

Assim, no boletim nº 124/125 do CEB-FIP MC78 lê-se:

“Pórticos podem ser considerados como de nós rígidos quando:

$$\begin{aligned} n \leq 3 \text{ e } h_{tot} \sqrt{\frac{F_v}{E_{cm}J}} &\leq 0,2 + 0, n \\ n \geq 4 \text{ e } h_{tot} \sqrt{\frac{F_v}{E_{cm}J}} &\leq 0,6 \end{aligned} \quad (7)$$

onde: h_{tot} é a altura total da estrutura (medida a partir do topo da fundação ou de um nível pouco deformável do subsolo); $E_{cm}J$ é a soma da rigidez dos elementos verticais de contraventamento no estado não fissurado obtido para a direção considerada; F_v é o somatório de todas as cargas verticais de serviço”.

As inequações acima, identificadas por Eqs 7 - “a” e “b”, apresentam as condições para a consideração de indeslocabilidade dos nós das estruturas reticuladas simétricas em função da grandeza E_{cm} que, de acordo com o CEB-FIP MC95 e o EC-2, é obtida através das equações 12. Esta grandeza é definida pelos códigos europeus como o módulo de deformação secante do concreto e definido pela inclinação da linha secante do diagrama $\sigma = E\varepsilon$ contendo os pontos $\sigma = 0$ e $\sigma = 0,4f_{cm}$.

$$E_{cm} = 22000(f_{cm}/10)^{0,3} \quad (8)$$

f_{cm} representa o valor da resistência média do concreto aos 28 dias.

No CEB-FIP MC 90 item 2.1.4.2, citado por Pinto e Ramalho (2002) o E_s (módulo de deformação tangente do concreto) é relacionado com o f_{cm} e com o E_c (o módulo de deformação secante do concreto, referido na NBR 6118:2014 como E_s), através das Eqs 9- “a” e “b” em que α_E é igual a: 1,2 para basalto e diabásio; 1,0 para granito e gnaisse; 0,9 para calcário e $\alpha_F = 0,7$ para arenito. α_F é o parâmetro em função da natureza do agregado. O f_{cm} pode ser obtido pela expressão $f_{cm} = f_{ck} + 8$. Já o E_{cm} pode ser obtido, através da Eq. 10, como assegura Araújo (2010).

$$E_{ci} = \alpha_E 21500 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{1/3}$$

$$E_c = 0,85 E_{ci} \quad (9 - \text{“a” e “b”})$$

$$E_{cm} = \alpha_E 21500 \left(\frac{f_{ck}}{10} \right)^{1/3} \quad (10)$$

Segundo a NBR 6118:2014 os valores do E_{ci} e do E_{cs} podem ser calculados através das Eqs. 11-“a”, “b” e “c”, em que $\alpha_i = 0,8 + 0,2(f_{ck}/80) \leq 1$ e α_E já definido.

$$E_{ci} = \alpha_E 5600 f_{ck}^{1/2}, \text{ para } 20 \leq f_{ck} \leq 50$$

$$E_{ci} = \alpha_E 21500 \left(\frac{f_{ck} + 12,5}{10} \right)^{1/3}, \text{ para } 55 \leq f_{ck} \leq 90$$

$$E_{cs} = \alpha_i E_{ci} \quad (11 - \text{“a”, “b” e “c”})$$

Da Eq. 8 ate a 11, as grandezas f_{ck} , f_{cm} , E_{cm} , E_c e E_{ci} envolvidas são dadas em MPa.

Quadro 1 – Valores do E_{ci} , E_{cs} , E_{cm} e do α_i em função do f_{ck} , considerando $\alpha_E = 1,0$.

f_{ck} (MPa)		30	40	50	60	70	80
NBR 6118/14	E_{ci} (GPa)	31	35	40	42	43	45
	E_{cs} (GPa)	27	32	37	40	42	45
	α_i	0,88	0,90	0,93	0,95	0,98	1,00
CEB-90	E_{ci} (GPa)	33	36	39	41	43	44
Araújo (2010)	E_{cm} (GPa)	31	34	37	40	41	43

Fonte: CRUZ, 2016.

CONDIÇÕES DE UTILIZAÇÃO E LIMITES

O parâmetro α passa a ser utilizado e difundido por engenheiros projetistas de estruturas e professores em todo o Brasil, mesmo antes da recomendação do seu uso pela NBR 6118:2014. Tem-se como exemplo o livro “Estruturas de Concreto – Solicitações Normais”, nesta referência, Fusco (1981), tal como no CEB-FIP MC 78 classifica o sistema de contraventamento em rígido, com $\lambda \leq 25$ e flexível, com $\lambda \leq 25$.

De acordo com Franco (1985), citado por RIVELLI, 2002, no caso de edifícios com mais de três pavimentos, o valor de $\alpha_{lim} = 0,6$ pode mudar em função do tipo dos elementos verticais predominantes na composição do SEC. Como mostrado na fig. 6. Pois, uma vez que a linha elástica varia em função do tipo de estrutura de contraventamento adotado, então os limites do parâmetro também deverão mudar de acordo com a formação do SEC. Sendo, portanto, bastante oportuna a observação feita em Lima, (2001), apud Cruz (2016):

“[...] as diferentes deformadas realmente sugerem diferentes respostas aos efeitos de segunda ordem e, conseqüentemente diferentes valores de α_{lim} ”. Para levar em conta as diferentes deformadas dos sistemas de contraventamento é utilizado o parâmetro de forma da linha elástica que é definido como $\psi = \delta_{H/2} / a$ em que $\delta_{H/2}$ é a distancia na horizontal do ponto de aplicação da resultante das forças verticais ao eixo que representa a posição indeslocada da estrutura, em $H/2$; a , é o deslocamento horizontal no topo.

Escrevendo a equação da linha elástica do pilar mostrado na fig. 6 que, na análise linear é obtida a partir da segunda derivada do momento fletor calculado para uma seção à distancia x da base, tem-se: $EIy''(x) = f_h(H-x)^2 / 2$, donde:

$$y(x) = \frac{\gamma_f f_h H^4}{24EI} \left(\frac{6x^2}{H^2} - \frac{4x^3}{H^3} + \frac{x^4}{H^4} \right) \quad (12)$$

A área delimitada pela deformada do pilar e o eixo dos x , é obtida pela integração da função $y(x)$, ao longo da altura do pilar. Ou seja: $A = (\gamma_f f_h H^4 / 24EI)(6/5)H$; sendo, $\delta_{H/2} = (\gamma_f f_h H^4 / 8EI)0,4$ e $a = (\gamma_f f_h H^4) / 8E$, Assim:

$$\psi = \delta_{H/2} / a = 0,40 \quad (13)$$

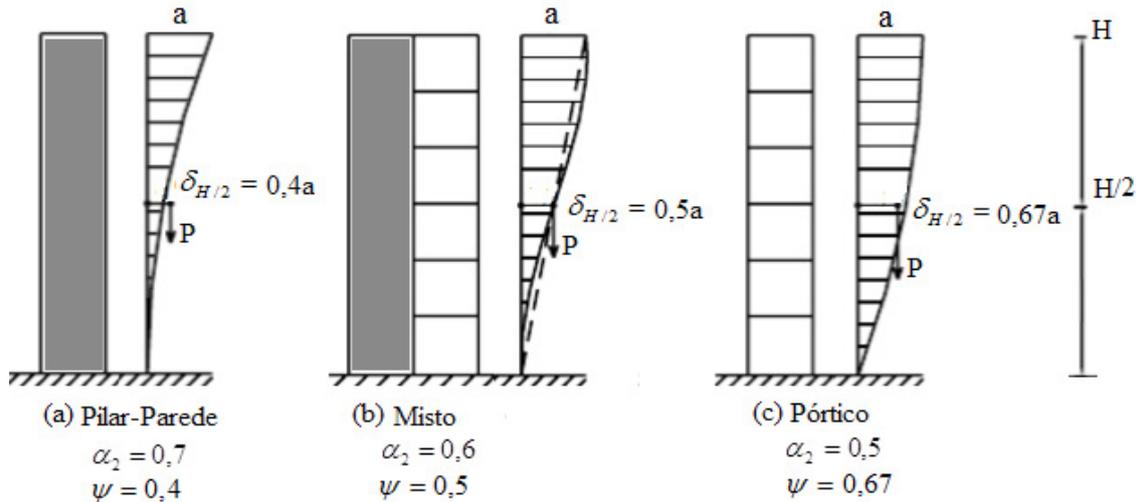
Ao contrário do que sugere as Eqs. 7-“a” e “b”, embora os elementos do SEC sejam considerados no estado não fissurado, os efeitos da NLF do material são levados em conta no cálculo do parâmetro α , conforme ficou explicitado nas Eqs. 5 e 6. Como a NBR 6118 não define E_{cm} e recomenda a aplicação do $\gamma_f = 1,4$ nas análises relativas aos ELU, os valores limites do parâmetro α foram recalculados, levando em conta o coeficiente $\gamma_f = 1,4$; a rigidez reduzida igual a $0,7E_c I_c$ e o fator de forma ψ associado ao tipo do SEC, tem-se para um pilar $\psi(\text{pilar}) = 0,40$, conforme a Eq. 14, então, sendo $M_{1d} = (1,4 f_{h,k} H^2) / 2$ e $\Delta M_{1d} = (1,4 f_{h,k} H^4 0,40 F_{vk} 1,4) / (0,7 E_{cz} I_8)$, obtém-se:

$$\alpha = H \sqrt{\frac{F_v}{E_s I}} = \sqrt{\frac{0,09091 \times 8 \times 0,7}{1,4 \times 0,8}} = 0,67 \cong 0,7 \quad (14)$$

Os novos limites para o parâmetro α também podem ser obtidos através da $\alpha_{lim} = \sqrt{2/1 - \psi}$.

Assim, quando a predominância dos elementos componentes do SEC for de: a) pilares ou pilaresparede deverá ser adotado $\alpha_{lim} = 0,7$; b) pórticos $\alpha_{lim} = 0,5$ e, c) combinação de

Figura 6 – A composição dos Sistemas de Contraventamento



Fonte: Adaptada de RIVELLI, 2002.

pórticos e pilares-parede, as chamadas estruturas de contraventamento mistas o valor a ser adotado é $\alpha_{lim} = 0,6$. Na NBR 6118:2014, subitem 15.5.2, lê-se, praticamente, a mesma classificação das estruturas de contraventamento em relação ao valor máximo do parâmetro α , apresentada em Franco (1985), com a substituição apenas da expressão predominantemente por exclusivamente. De acordo com as conclusões de Stamato (1972), a expressão predominantemente parece mais apropriada que a expressão exclusivamente.

No subitem 15.5.2 da mesma NBR 6118/2014 lê-se ainda, que a avaliação da indeslocabilidade da estrutura, através do parâmetro α , só deve ser feita para estruturas reticuladas simétricas, sendo que a expressão para sua avaliação é a Eq. 15,

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{\frac{N_k}{E_{cs} I_c}} \quad (15)$$

onde: N_k é o somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura (a partir do nível considerado para o cálculo do H_{tot}), com seu valor característico; H_{tot} é a altura total da estrutura, medida a partir do topo da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo e $E_{cs} I_c$ representa o somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada.

A estrutura será considerada de nós fixos, se: $\alpha_1 \leq 0,2 + 0,1n$ ou $\alpha_2 \leq 0,6$, onde n é o número de andares acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo.

Para os sistemas de contraventamento mistos, os pilares de seção transversal variável e os pórticos, etc, poderão ser calculado o $E_{cs} I_c$ de um pilar equivalente de seção constante. Contra-argumentando a exigência da simetria do SEC para a aplicabilidade do α , apresentada pela NBR 6118, Oliveira e Silvana (2002), subitem 3.4.1, sugerem a sua aplicação mesmo em estruturas assimétricas, considerando-se o carregamento horizontal para a determinação do $(EI)_{eq}$, nos dois sentidos, adotando-se o conduza ao maior valor.

TENDÊNCIAS (OBSERVAÇÕES, CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES)

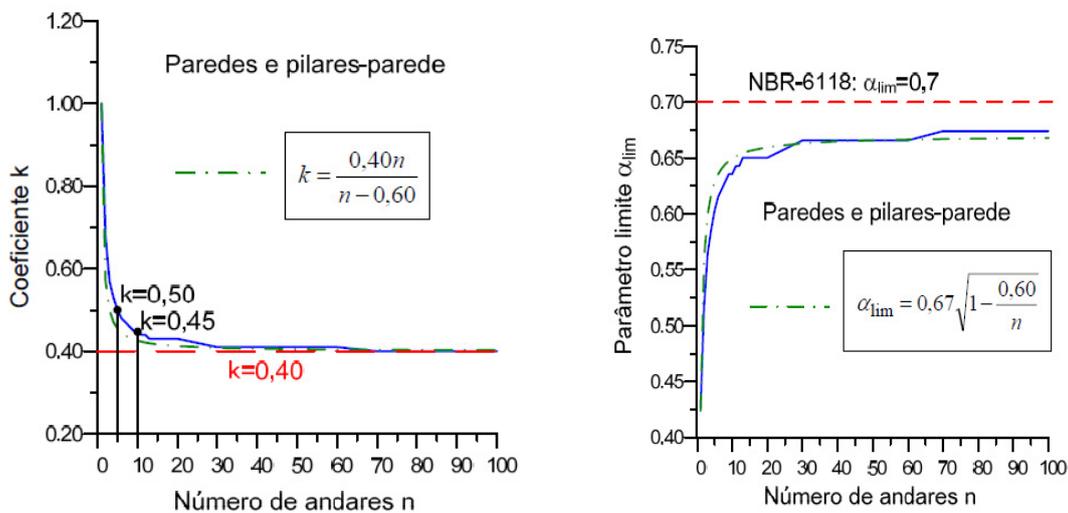
Na conceituação e formulação do α , seus autores consideraram a transformação do problema contínuo em um problema discreto apresentado, conforme esquema indicado na fig. 4. É sabido que nesta transformação a estrutura real mais se aproxima do modelo, à medida em que o número de pavimentos n aumenta. Assim é que se observa em Vasconcelos (1986) e em Vasconcelos (1987), apud Martins (2001), justificada preocupação em representar o valor do α_{lim} em função do n . No trabalho de 1987 o autor propõe a expressão $\alpha_{lim} \cong (1/\sqrt{1,2})(0,88 - 0,44 \times 10^{-0,144n})$.

No capítulo 8 da sua tese de doutoramento, Martins (2001, p.33) recomenda: “Dessa forma, deve-se atentar para o fato de que o parâmetro de estabilidade α não representa, nesses casos, de modo adequado, os esforços de 2ª ordem, já que nos seus cálculos não é computada a rigidez transversal à flexão das lajes. [...] Portanto, sugere-se que mais estudos sejam realizados no sentido de aprimorar a aplicação desse parâmetro de estabilidade na análise de estruturas de edifícios de múltiplos andares”.

No trabalho “Avaliação do parâmetro de instabilidade para os edifícios altos”, Araújo (2010) propõe a

utilização do parâmetro β , apresentado como $\beta \equiv EI / E_{cc}I_c$. Estudos, visando a observação da variação deste parâmetro em função do f_{ck} , do ν_0 (esforço normal reduzido) e da taxa de armadura ρ , possibilitaram equacionar o coeficiente k (que é o parâmetro de forma ψ definido na Eq. 14), em função do número n de andares, para os três possíveis tipos de SEC, como indicado na fig.7.

Figura 7- variação do coeficiente k e α_{lim} com o numero de pavimentos n



Fonte: ARAÚJO, 2010.

De acordo com as observações acima explicitadas conclui-se que, para aprimorar seu cálculo e aplicação, a determinação dos valores limites do α , antes mencionadas e recomendadas pela NBR 6118 (ABNT, 2014), deve considerar de modo mais preciso o número n de pavimentos; a rigidez transversal das lajes e bem assim o esforço normal e a taxa de armadura.

Diante do exposto e apoiado nas estudos apresentados por Araújo (2010), parece razoável recomendar novos valores para o aqui chamado α_2 isto é α_{lim} referido por Araújo. A fig. 7 mostra forte influência do n sobre o k e conseqüentemente sobre o α_{lim} ficando clara a necessidade de adequar o seu cálculo (do α_{lim}) em função da quantidade de pavimentos e levando em conta as deformações axiais dos pilares dos pórticos de contraventamento, pois estes não possuem rigidez axial infinita. Por exemplo, a expressão indicada na fig. 7, relativa aos pilares e pilaresparede não fissurados, abaixo explicitada. (Eq. 16)

$$\alpha_{lim} = 0,67\sqrt{1-(0,60/n)} \quad (16)$$

REFERÊNCIAS

ARAÚJO, José Milton de. Avaliação do parâmetro de instabilidade para os edifícios altos. **Teoria e Prática na Engenharia Civil**, n.15, p.41-53, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

BUENO, M. M. E. **Avaliação dos parâmetros de instabilidade global em estruturas de concreto armado**. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Universidade de Brasília. Brasília, 2009. 88p.

COMITÉ EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON. Model Code CEB-FIP pour les structures em betón. **CEB Bulletin d'Information**, Paris, n.124/125, 1978.

CRUZ, J. M.F. **A estabilidade global dos edifícios altos**. João Pessoa: Edição do Autor, 2016.

FUSCO, P. B. **Estruturas de Concreto. Solicitações Normais**. Rio de Janeiro: Guanabara Dois, 1981.

MARTINS, C. H. **Análise não linear de estruturas tridimensionais de edifícios de andares múltiplos com núcleos resistentes, considerando a rigidez transversal à flexão das lajes**. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos-Universidade de São Paulo. São Carlos, 2001.

OLIVEIRA, D. M. de; SILVA, N.A. Parâmetros de instabilidade global das estruturas de concreto armado segundo a nova nb-1. In: **Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural**. Brasília: UNB, 2002. De 27 a 31 de maio de 2002.

PINTO, Rivelli da Silva ; RAMALHO, Marcio Antônio. Não-linearidade física e geométrica no projeto de edifícios usuais de concreto armado, **Cadernos de Engenharia de Estruturas**, São Carlos, n. 19, p. 171-206, 2002.

STAMATO, M. C. **Associação Contínua de Painéis de Contraventados**. São Carlos: Universidade de São Carlos, 1972. Pub. n° 157.

Enviado em: 08/01/2016.

Aceito em: 25/04/2016.