

Global stability analysis of reinforced concrete buildings using the γ_z coefficient

Análise da estabilidade global de edifícios de concreto armado utilizando o coeficiente γ_z



V. V. S. VIEIRA^a
engvitorvieira@gmail.com

S. J. RODRIGUES JUNIOR^a
srodriguesjr@ufpa.br

L. A. C. M. VELOSO^a
lveloso@ufpa.br

Abstract

Global stability analysis is becoming increasingly important in the design of reinforced concrete buildings, especially in the slender ones, due its sensitivity to lateral displacement. The loss of stability is usually associated with the intensity of the second order effects and, in that sense, the gamma-z (γ_z) coefficient is an important evaluation parameter for this problem. This work aims to verify the γ_z efficiency as a global stability parameter based on the buckling load factors of the structures and their respective critical buckling modes. To this purpose, a comparative analysis is performed in several idealized structures, from which an approximate equation for calculating the critical load factor based on the γ_z coefficient is obtained. This equation was verified by numerical analysis of Finite Elements Method models of real reinforced concrete buildings. It was concluded that the proposed equation presents satisfying results within a certain range of γ_z .

Keywords: global stability, second order global effects, gamma-z coefficient, critical load factor, reinforced concrete buildings.

Resumo

A análise da estabilidade global tem se tornado cada vez mais importante no projeto de edifícios de concreto armado, sobretudo nos mais esbeltos, por serem mais sensíveis aos deslocamentos laterais. A perda de estabilidade é usualmente associada à intensidade dos efeitos de 2ª ordem e, nesse sentido, o coeficiente gama-z (γ_z) torna-se um importante parâmetro de avaliação deste problema. O objetivo deste trabalho é verificar a eficiência do γ_z como parâmetro de estabilidade global, tomando como base os fatores de carga de flambagem das estruturas e os respectivos modos críticos de instabilidade. Para esta finalidade, é realizada uma análise comparativa de diversas estruturas idealizadas, de onde obteve-se uma equação para o cálculo aproximado do fator de carga crítica em função do coeficiente γ_z . A validação dessa equação foi realizada por meio da análise numérica de modelos em Elementos Finitos de edifícios reais de concreto armado. Constatou-se que a equação proposta oferece resultados satisfatórios para um certo intervalo de γ_z .

Palavras-chave: estabilidade global, efeitos globais de 2ª ordem, coeficiente gama-z, fator de carga crítica, edifícios de concreto armado.

^a Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal do Pará, Belém, PA, Brasil.

1. Introdução

A verificação da estabilidade global é um requisito fundamental nos projetos de edifícios de concreto armado para que estes não sofram problemas futuros que afetem a sua segurança e, conseqüentemente, aumentem o risco de colapso. Os edifícios mais altos e esbeltos são, geralmente, mais sensíveis aos deslocamentos laterais e os projetistas devem considerar estes efeitos.

Uma análise rigorosa da estabilidade envolve a predição da trajetória de equilíbrio da estrutura, assim como a determinação das suas cargas críticas e dos seus modos de instabilidade. Porém, na maioria das análises estruturais de edificações, o interesse maior está voltado somente para a determinação dos carregamentos críticos e respectivos modos de instabilidade.

A análise mais precisa da estabilidade global não é um processo simples, sendo necessários recursos computacionais mais aprimorados para tanto. Ela avalia o estado em que a estrutura se encontra em relação ao seu limite de estabilidade, por meio da relação entre a sua carga crítica e o carregamento vertical aplicado. Além disso, esse processo traz como benefício o conhecimento da configuração deformada mais crítica da estrutura.

Usualmente, na elaboração dos projetos de edificações de concreto armado, a análise da estabilidade global limita-se à verificação dos esforços adicionais provenientes dos efeitos de 2ª ordem. Dessa forma, percebe-se que não existe uma preocupação em avaliar a segurança da estrutura em relação à sua carga crítica global de instabilidade.

Uma maneira simples de estimar os efeitos de 2ª ordem sem a necessidade da realização de uma análise não-linear geométrica é através do *coeficiente gama-z* (γ_z), parâmetro que visa avaliar a magnitude dos efeitos de 2ª ordem a partir de uma análise linear, sendo frequentemente utilizado por projetistas como parâmetro de referência na análise da estabilidade global.

A NBR 6118 [1] recomenda que o coeficiente γ_z seja aplicado, dentro de certos limites, na avaliação da importância dos efeitos globais de 2ª ordem, bem como na amplificação dos efeitos de 1ª ordem para o cálculo aproximado dos esforços finais da estrutura. No entanto, essa norma não estabelece um limite superior que vise restringir a magnitude dos efeitos de 2ª ordem nas estruturas, de modo que estas estejam livres dos problemas de instabilidade global.

Neste trabalho, objetiva-se estabelecer uma relação entre o coeficiente γ_z e o fator de carga crítica global de flambagem com base em conceitos presentes na literatura e na análise de estruturas idealizadas com geometria simplificada. Essa relação é então transformada em uma equação aproximada que permite estimar o fator de carga crítica a partir do coeficiente γ_z . Tal equação permite que se mensure de modo aproximado o nível de segurança da estrutura em relação ao seu modo de instabilidade mais crítico. Mais adiante são analisados exemplos de edifícios reais, com o objetivo de verificar a validade da equação proposta.

Para modelagem e processamento das estruturas, tanto idealizadas quanto de edifícios reais, foi utilizado o programa computacional SAP2000® V16.0.0, um dos sistemas mais conhecidos no mercado para análise estrutural.

2. Efeitos de segunda ordem

Os efeitos de 2ª ordem surgem quando as equações de equilíbrio

são consideradas na configuração deformada da estrutura, o que ocasiona um comportamento não-linear geométrico.

Segundo Wight e Macgregor [2], através de uma análise de 2ª ordem é possível verificar a estabilidade global de uma estrutura, uma vez que a instabilidade é provocada justamente pela perda de equilíbrio da estrutura deformada.

Kimura [3] afirma que quanto maiores os efeitos de 2ª ordem, menos estável será a estrutura e por isso a estabilidade de um edifício pode ser avaliada por meio de um cálculo ou estimativa desses efeitos.

Como forma de simplificar essas análises, a NBR 6118 [1] permite que os efeitos globais de 2ª ordem sejam desprezados quando não representam acréscimos superiores a 10% em relação aos de 1ª ordem. Este critério é equivalente ao adotado pelo Eurocode 2 [4]. No entanto, não é sugerido em nenhum desses códigos um limite superior que vise prevenir o colapso da estrutura por perda de estabilidade devido a deslocamentos laterais excessivos.

Pelo ACI 318 [5], a consideração ou não dos efeitos de 2ª ordem deve ser avaliada em cada pavimento da estrutura, obedecendo ao limite de acréscimo de 5% em relação aos efeitos de 1ª ordem para que possam ser desprezados. Este código normativo também especifica um limite superior de 40% para os momentos totais de 2ª ordem em relação aos totais de 1ª ordem, sendo garantida a estabilidade global da estrutura quando essa condição é satisfeita.

Como a consideração dos efeitos de 2ª ordem requer uma análise não-linear, existem parâmetros que podem ser utilizados como referência para uma verificação simplificada da importância desses efeitos na estrutura e, conseqüentemente, da estabilidade global. Para esta finalidade, a Norma Brasileira recomenda o emprego dos coeficientes alfa (α) e gama-z (γ_z). Apenas o último será tratado neste trabalho porque é o mais comumente utilizado.

Além dos parâmetros citados, outra forma de avaliar os efeitos de 2ª ordem nos edifícios de concreto é através da relação entre a sua carga vertical total e a sua carga crítica global, denominada por MacGregor e Hage (apud Fonte [6]) de *índice de instabilidade*. Esse parâmetro, assim como o coeficiente γ_z , é tratado com mais detalhes nas seções seguintes.

3. Coeficiente γ_z

O coeficiente γ_z é um parâmetro desenvolvido por Franco e Vasconcelos [7], cujo objetivo é avaliar a importância dos efeitos globais de 2ª ordem em estruturas reticuladas de no mínimo 4 andares a partir de uma análise linear de 1ª ordem, o que torna sua utilização bastante conveniente nas análises estruturais.

Vasconcelos [8] explica que este método se baseia na hipótese de que as sucessivas linhas elásticas causadas pelo carregamento vertical aplicado na configuração deformada da estrutura seguem uma progressão geométrica.

A NBR 6118 [1] especifica que, para cada combinação de carregamento, o coeficiente γ_z é calculado pela seguinte expressão:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (1)$$

Onde:

$\Delta M_{tot,d}$ é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura na combinação considerada, pelos deslocamentos

horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos na análise de 1ª ordem e;

$M_{1,tot,d}$ é a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada em relação à base da estrutura.

Feitosa e Alves [9] explicam que mudanças no carregamento horizontal não influenciam o valor de γ_z , pois os esforços de segunda ordem seriam modificados proporcionalmente aos de 1ª ordem, nesse caso. Portanto, os fatores que exercem influência neste coeficiente são os carregamentos verticais e a rigidez da estrutura.

A consideração da não-linearidade física é obrigatória no cálculo, podendo ser feita de maneira aproximada através da redução da rigidez dos elementos estruturais, atribuindo-se os seguintes valores:

Lajes: $(EI)_{sec} = 0,3E_{ci}I_c$ (2)

Vigas: $(EI)_{sec} = 0,4E_{ci}I_c$ para $A'_s \neq A_s$ e (3)

$(EI)_{sec} = 0,5E_{ci}I_c$ para $A'_s = A_s$ (4)

Pilares: $(EI)_{sec} = 0,8E_{ci}I_c$ (5)

Onde I_c é o momento de inércia da seção bruta de concreto, incluindo, quando for o caso, as mesas colaborantes; E_{ci} é o módulo de elasticidade inicial do concreto; A'_s é a área da seção transversal da armadura longitudinal de tração e A_s é a área da seção transversal da armadura longitudinal de compressão.

O coeficiente γ_z também possui a vantagem de poder ser empregado como um amplificador médio dos esforços de 1ª ordem na obtenção aproximada dos esforços finais da estrutura. A NBR 6118 [1] admite que os esforços horizontais de 1ª ordem sejam

majorados por $0,95 \gamma_z$ para a consideração aproximada dos efeitos de 2ª ordem nas estruturas, desde que γ_z não seja superior a 1,30. A Norma Brasileira não propõe um limite superior para γ_z que garanta a estabilidade global de uma estrutura. Vasconcelos e França [10] asseguram que para valores maiores que 1,30 a estrutura já se encontra excessivamente flexível, devendo ser analisada por outros métodos para que se evitem problemas causados por vibrações e ressonâncias. Segundo Kimura [3], edifícios com valores superiores a 1,30 possuem um grau de instabilidade elevado. O autor ainda recomenda que 1,20 seja o valor máximo aceitável em projetos.

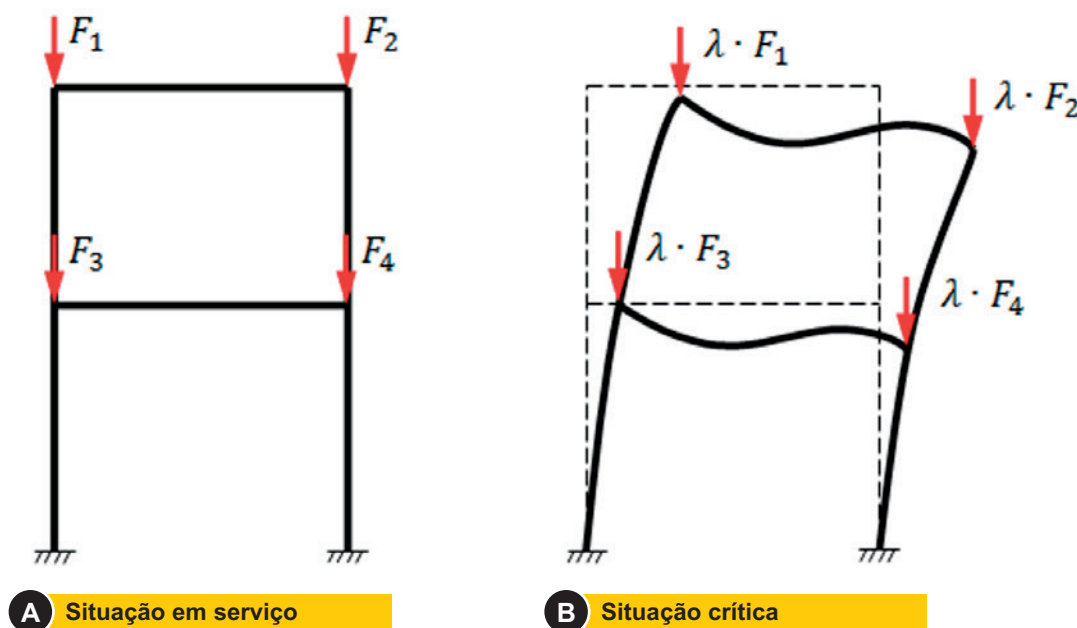
4. Fator de carga crítica global de flambagem (λ)

O fator de carga crítica global de flambagem (λ) de um edifício é também um parâmetro indicativo do grau de estabilidade da estrutura e é obtido pela relação entre a carga crítica global de flambagem (F_{cr}) e o carregamento vertical total aplicado (F), ou seja:

$$\lambda = \frac{F_{cr}}{F} \quad (6)$$

Segundo Oliveira [11], o λ é um fator que deve multiplicar as cargas verticais atuantes, nos seus devidos pontos de aplicação. Esse conceito pode ser entendido com mais clareza observando-se a Figura 1, onde o fator λ é representado em um caso simples de pórtico plano. A somatória das cargas atuantes majoradas por λ representa a carga crítica global de flambagem da estrutura.

Seu valor é determinado através da solução de um problema de autovalores e autovetores, onde os autovalores correspondem aos



Fonte: OLIVEIRA [11], adaptada pelo autor.

Figura 1
Definição do fator de carga crítica global nas estruturas

fatores de carga e os autovetores representam os modos de flambagem. A equação que define este problema é expressa a seguir:

$$\{[K_e] - \lambda \cdot [K_g]\} \cdot \{d\} = 0 \tag{7}$$

Nessa expressão, $[K_e]$ é a matriz de rigidez elástica, $[K_g]$ é a matriz de rigidez geométrica e $\{d\}$ representa o vetor dos deslocamentos. Os autovalores são os valores de λ para os quais o vetor $\{d\}$ representa uma solução não nula. Os autovetores $\{d\}$ são os modos críticos obtidos para cada autovalor.

Burgos [12] explica que no cálculo do fator de carga crítica de flambagem é admitida a hipótese de que não ocorrerão mudanças significativas na distribuição dos esforços caso as cargas verticais sejam multiplicadas por λ . Além disso, essa análise não inclui os efeitos de 2ª ordem, pois supõe-se que os deslocamentos variem de forma linear com o aumento das cargas.

O mesmo autor comenta que nas situações práticas é importante conhecer as duas primeiras cargas críticas para que se verifique uma eventual interação ou proximidade entre modos de flambagem. E chama atenção ainda para o fato de que o fator λ deve ser utilizado apenas como um parâmetro de referência, já que existem casos em que a estrutura pode sofrer colapso sob um carregamento consideravelmente menor do que o estimado.

MacGregor e Hage (apud Fonte [6]) denominam de *índice de instabilidade* (Q) a relação entre a carga vertical total aplicada e a carga crítica global de flambagem. Portanto, este parâmetro é o inverso do fator de carga crítica, conforme descreve a equação (8).

$$Q = \frac{F}{F_{cr}} = \frac{1}{\lambda} \tag{8}$$

Os autores também sugerem um fator de amplificação semelhante ao coeficiente γ_z que visa avaliar a magnitude dos efeitos globais de 2ª ordem em função do índice de instabilidade das estruturas. Esse fator de amplificação é calculado pela seguinte expressão:

$$f_a(\lambda) = \frac{1}{1 - Q} \tag{9}$$

Em termos do fator de carga crítica global de flambagem, a equação (9) é reescrita da seguinte forma:

$$f_a(\lambda) = \frac{\lambda}{\lambda - 1} \tag{10}$$

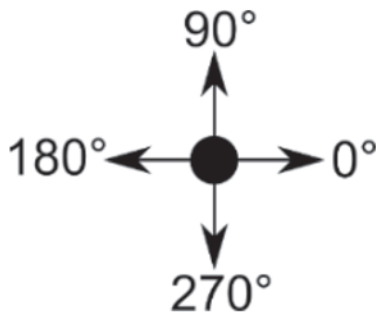


Figura 2
Ângulos de incidência do vento

Baseando-se em comparações e estudos estatísticos, estes autores concluíram que apenas uma análise de 1ª ordem é suficiente nas estruturas quando o valor de Q é menor ou igual a 0,0475, ou seja, para valores de λ superiores a 21 e $f_a(\lambda)$ inferiores a 1,05. Quando Q é superior a 0,2, ou seja, λ menor que 5 e $f_a(\lambda)$ maior que 1,25, o risco de colapso aumenta rapidamente, por isso recomendam que este limite não seja ultrapassado.

Comparando esses limites com o que prescreve a NBR 6118 [1] e com os valores que vêm sendo adotados pelos engenheiros de estruturas no Brasil, têm-se os seguintes limites:

$f_a(\lambda) \leq 1,1 \rightarrow$ Estruturas de nós fixos (somente análise de 1ª ordem é suficiente);

$1,1 < f_a(\lambda) \leq 1,3 \rightarrow$ Estruturas de nós móveis (obrigatória análise de 2ª ordem);

$f_a(\lambda) > 1,3 \rightarrow$ Aumento da probabilidade de colapso.

Em termos do fator de carga crítica global, tem-se:

$\lambda \geq 11 \rightarrow$ Estruturas de nós fixos (somente análise de 1ª ordem é suficiente);

$4,33 \leq \lambda < 11 \rightarrow$ Estrutura de nós móveis (obrigatória análise de 2ª ordem);

$\lambda < 4,33 \rightarrow$ Aumento da probabilidade de colapso.

Destaca-se que o limite de 1,25 do fator de amplificação, indicado por MacGregor e Hage (apud Fonte [6]) para que se evite o risco de colapso por perda de estabilidade, foi estendido para 1,40 no ACI 318 [5], limite este para o qual o fator λ corresponde a 3,50.

A NBR 6118/1980 [13], fixava um limite inferior para o fator de carga crítica. Esta norma admitia que a segurança da estrutura era garantida caso a solicitação de flambagem não fosse inferior a 3 vezes a solicitação correspondente à ação característica. Portanto, a estrutura deveria ser considerada instável quando o valor de λ fosse menor que 3, o que equivale a um fator de amplificação $f_a(\lambda)$ igual a 1,50. Ressalta-se que a atual Norma Brasileira (NBR 6118/2014 [1]) não estabelece um limite para a magnitude dos efeitos de 2ª ordem quanto a perda da estabilidade global.

5. Metodologia de estudo

Este trabalho se propõe a apresentar um estudo comparativo entre o coeficiente γ_z e o fator de carga crítica global de flambagem, a fim de buscar uma equação que defina adequadamente a relação entre esses parâmetros. Para isso, são analisadas diversas estruturas idealizadas baseadas na mesma configuração de fôrma, variando-se as seções dos pilares e a quantidade de pavimentos, de forma a gerar pórticos espaciais com rigidez globais diferenciadas.

Com o intuito de se verificar a aplicabilidade do coeficiente γ_z na determinação do fator de carga crítica global, são analisados três exemplos de edifícios reais de concreto armado já executados ou em fase de execução, situados na cidade de Belém do Pará. Os projetos estruturais destes edifícios foram fornecidos pela A. C. Athayde Neto Projetos Estruturais. Ressalta-se, entretanto, que alguns dos critérios de análise adotados aqui podem discordar dos modelos originais. Por isso, os resultados obtidos nas presentes análises não poderão, de maneira nenhuma, ser comparados aos resultados originais.

Para a modelagem e extração dos resultados foi empregado o sistema SAP2000® versão 16.0.0. Este é um *software* comercial

Tabela 1Combinções de ações para o cálculo do coeficiente γ_z

Comb. 1	$1,4 \cdot (\text{peso próprio} + \text{carga perm.} + \text{carga acid.})$
Comb. 2	$1,4 \cdot (\text{peso próprio} + \text{carga perm.}) + 1,4 \cdot (\text{carga acid.} + 0,6 \cdot \text{vento } 90^\circ)$
Comb. 3	$1,4 \cdot (\text{peso próprio} + \text{carga perm.}) + 1,4 \cdot (\text{carga acid.} + 0,6 \cdot \text{vento } 270^\circ)$
Comb. 4	$1,4 \cdot (\text{peso próprio} + \text{carga perm.}) + 1,4 \cdot (\text{carga acid.} + 0,6 \cdot \text{vento } 0^\circ)$
Comb. 5	$1,4 \cdot (\text{peso próprio} + \text{carga perm.}) + 1,4 \cdot (\text{carga acid.} + 0,6 \cdot \text{vento } 180^\circ)$
Comb. 6	$1,4 \cdot (\text{peso próprio} + \text{carga perm.}) + 1,4 \cdot (\text{vento } 90^\circ + 0,5 \cdot \text{carga acid.})$
Comb. 7	$1,4 \cdot (\text{peso próprio} + \text{carga perm.}) + 1,4 \cdot (\text{vento } 270^\circ + 0,5 \cdot \text{carga acid.})$
Comb. 8	$1,4 \cdot (\text{peso próprio} + \text{carga perm.}) + 1,4 \cdot (\text{vento } 0^\circ + 0,5 \cdot \text{carga acid.})$
Comb. 9	$1,4 \cdot (\text{peso próprio} + \text{carga perm.}) + 1,4 \cdot (\text{vento } 180^\circ + 0,5 \cdot \text{carga acid.})$

de análise estrutural com vasta aplicação no mercado e foi escolhido pelo fato de realizar de forma automática a análise de estabilidade, determinando os fatores de carga crítica e os modos de instabilidade da estrutura.

As análises das estruturas, constituídas por pilares, vigas e lajes, foram realizadas pelo Método dos Elementos Finitos (MEF). Os pilares e vigas são representados por elementos de barra, sendo atribuídos trechos rígidos nas ligações viga-pilar, de acordo com o especificado na NBR 6118 [1], e as lajes foram modeladas com elementos de placa, tendo o efeito de diafragma rígido na distribuição dos esforços laterais.

A não-linearidade física foi considerada de forma aproximada através da redução da rigidez dos elementos estruturais, conforme recomenda a NBR 6118 [1] para análise global de estruturas reticuladas com no mínimo 4 andares, indicados nas equações (2), (3) e (5).

As cargas de vento foram calculadas de acordo com a NBR 6123 [14] e foram aplicadas nos modelos como forças horizontais concentradas em cada pavimento, de acordo com as direções indicadas na Figura 2.

O coeficiente γ_z foi calculado a partir dos deslocamentos horizontais obtidos na análise linear. Para a sua determinação, foi considerada a formulação de segurança recomendada pela NBR 6118 [1] na qual calculam-se os efeitos de 2ª ordem das cargas majoradas de γ_f / γ_{f3} , que posteriormente são majoradas de γ_{f3} , onde γ_f é igual a 1,40 e γ_{f3} é igual 1,10. As combinações últimas normais de ações adotadas para a sua determinação são indicadas na Tabela 1.

Para a obtenção do fator de carga crítica e dos modos de instabilidade foram considerados somente os carregamentos verticais com seus valores em serviço. Ressalta-se que nesse caso a não-linearidade física também foi levada em conta de forma aproximada na análise.

6. Estruturas idealizadas

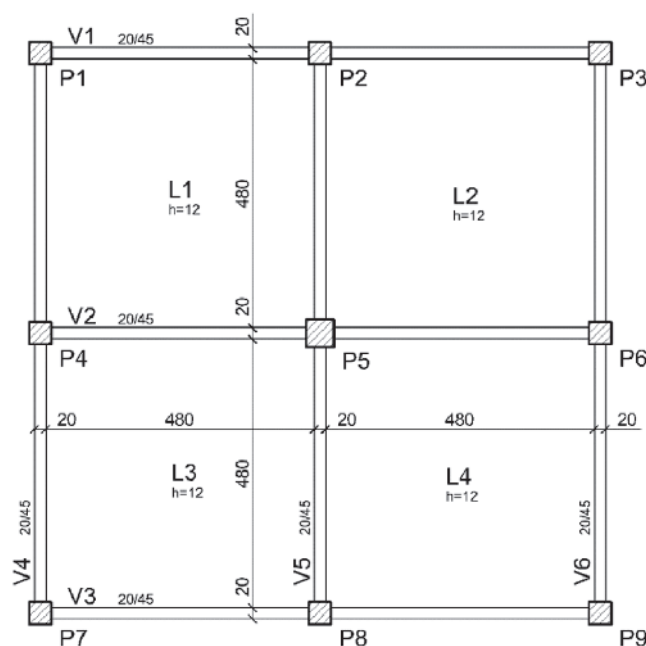
6.1 Descrição das estruturas

A fôrma Tipo elaborada para geração das estruturas idealizadas é apresentada na Figura 3. Esta é composta por 6 vigas com seção retangular de 20cm x 45cm e 4 lajes maciças com espessura de

12 cm. As seções dos pilares não foram indicadas propositalmente por variarem dentro dos diversos casos estudados.

Foram criados 5 grupos de estruturas denominados de A, B, C, D e E, sendo cada grupo composto por modelos com uma mesma quantidade de pavimentos. O número de pavimentos Tipo em cada grupo varia linearmente: o primeiro possui 5 Tipos; o segundo, 10 Tipos, e assim sucessivamente até o grupo E, constituído por 25 Tipos. Cada um destes grupos ainda apresenta 5 subgrupos, enumerados de 1 a 5, que se diferenciam pela variação das seções dos pilares. Isso foi feito para que se chegasse a diferentes valores de γ_z para modelos de um mesmo grupo.

Assim sendo, foram analisados 25 casos diferentes de estruturas, todas baseadas na mesma fôrma. Ressalta-se que nesse procedimento não houve preocupação com o dimensionamento dos pilares quanto ao estado-limite último e nem com as dimensões mínimas

**Figura 3**

Fôrma dos pavimentos tipo (sem escala) – cotas em centímetro

Tabela 2

Características das estruturas idealizadas

Estrutura	Nº de tipos	Altura total (m)	Caso	Dimensões dos pilares (cm)	
				P1 a P4, P6 a P9	P5
A	5	13,5	1	22 / 22	25 / 25
			2	16 / 16	19 / 19
			3	14 / 14	19 / 19
			4	13 / 13	18 / 18
			5	12 / 12	17 / 17
B	10	28,5	1	32 / 32	45 / 45
			2	20 / 20	28 / 28
			3	17 / 17	26 / 26
			4	16 / 16	24 / 24
			5	15 / 15	21 / 21
C	15	43,5	1	50 / 50	55 / 55
			2	25 / 25	27 / 27
			3	20 / 20	31 / 31
			4	20 / 20	21 / 21
			5	18 / 18	20 / 20
D	20	58,5	1	73 / 73	80 / 80
			2	31 / 31	40 / 40
			3	25 / 25	33 / 33
			4	22 / 22	30 / 30
			5	19 / 19	27 / 27
E	25	73,5	1	95 / 95	100 / 100
			2	38 / 38	45 / 45
			3	30 / 30	30 / 30
			4	25 / 25	36 / 36
			5	21 / 21	30 / 30

Tabela 3

Cargas verticais aplicadas nas estruturas idealizadas

Ações permanentes		Ações acidentais
Peso das paredes	Revestimento das lajes	Sobrecarga
5,40 kN/m	1,00 kN/m ²	1,50 kN/m ²

Tabela 4

Critérios para a definição dos carregamentos horizontais nas estruturas idealizadas

Critério		Valor
Velocidade básica do vento (V_0)		30 m/s
Fator topográfico do terreno (S_1)		1,00
Categoria de rugosidade (S_2)		IV
Fator estatístico (S_3)		1,00
Classe da edificação	Estrutura A	A
	Estrutura B	B
	Estrutura C	B
	Estrutura D	C
	Estrutura E	C

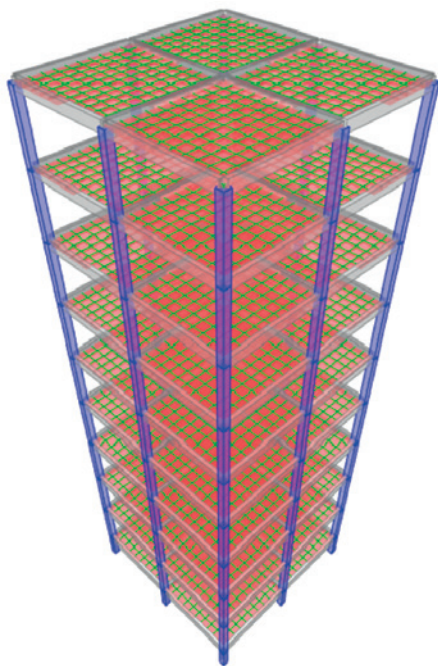


Figura 4
Modelo espacial no SAP2000® de um dos edifícios idealizados

recomendadas por norma. Buscou-se apenas causar uma variabilidade dos resultados dos parâmetros γ_z e λ . Além disso, admitiu-se que a distância entre pavimentos e a profundidade das fundações são constantes em todas as estruturas e valem 3,00 m e 1,50 m, respectivamente. Na Tabela 2 são indicadas as principais dimensões adotadas para essas estruturas idealizadas.

6.2 Propriedades dos materiais

Para todas as estruturas foi atribuída uma resistência caracterís-

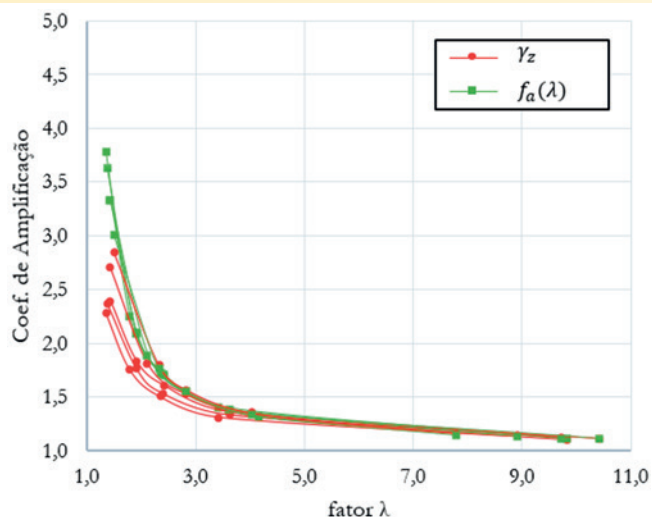


Figura 5
Relação entre os coeficientes γ_z e $f_a(\lambda)$ e o fator λ , para as estruturas idealizadas

tica do concreto (f_{ck}) de 30 MPa, o que resultou em um módulo de elasticidade inicial de 31 GPa, de acordo com a NBR 6118 [1], admitindo-se o granito como agregado graúdo.

6.3 Carregamentos aplicados

Os carregamentos verticais aplicados estão indicados na Tabela 3. Para a definição de tais carregamentos, as edificações foram consideradas com finalidade residencial e também admitiu-se que todas as vigas apoiam paredes de alvenaria. Quanto aos carregamentos horizontais, foi admitida somente a ação do vento como carga atuante. Os critérios adotados na consideração desse esforço são mostrados na Tabela 4.

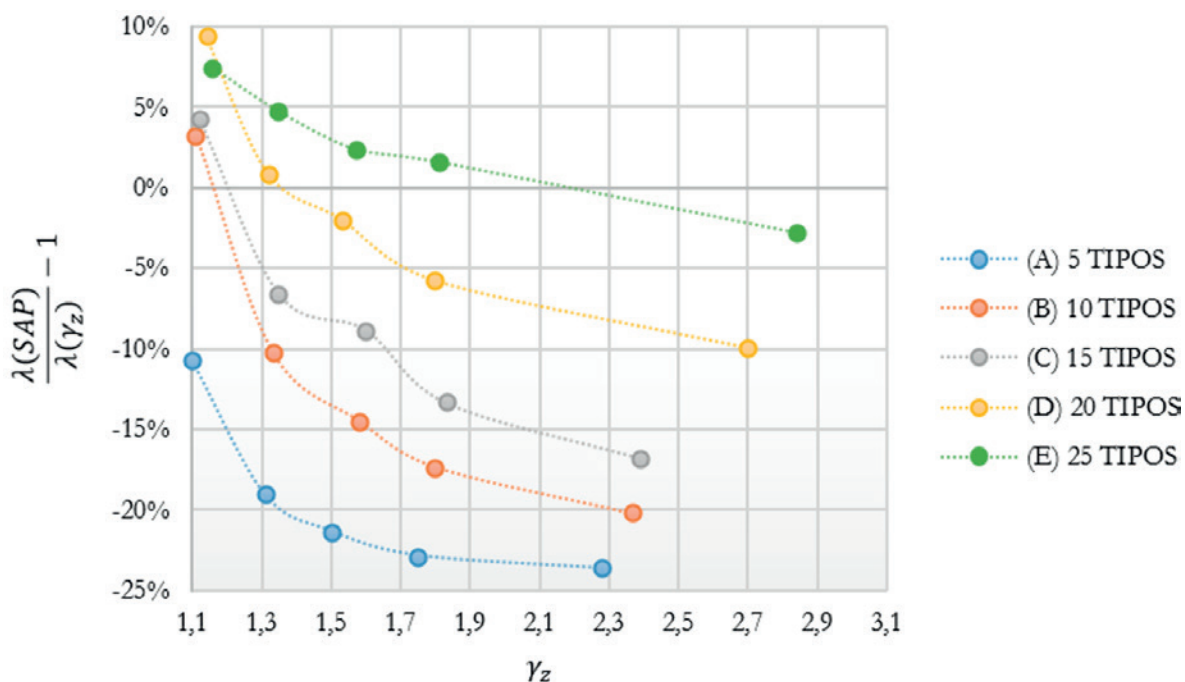


Figura 6
Variação percentual entre os valores de λ obtidos no SAP2000 e através do γ_z

Tabela 5Resultados dos coeficientes γ_z , λ e $f_a(\lambda)$ para as estruturas idealizadas

Estrutura	Caso	γ_z	λ (γ_z)	λ (SAP)	$f_a(\lambda)$	Modo crítico de instabilidade
A (5 tipos)	1	1,10	11,00	9,82	1,11	Translação
	2	1,31	4,23	3,42	1,41	
	3	1,50	3,00	2,36	1,74	
	4	1,75	2,33	1,80	2,25	
	5	2,28	1,78	1,36	3,78	
B (10 tipos)	1	1,11	10,09	10,42	1,11	Translação
	2	1,33	4,03	3,62	1,38	
	3	1,58	2,72	2,33	1,75	
	4	1,80	2,25	1,86	2,16	
	5	2,37	1,73	1,38	3,63	
C (15 tipos)	1	1,12	9,33	9,73	1,11	Translação
	2	1,35	3,86	3,60	1,38	
	3	1,60	2,67	2,43	1,70	
	4	1,83	2,20	1,91	2,10	
	5	2,39	1,72	1,43	3,33	
D (20 tipos)	1	1,14	8,14	8,91	1,13	Translação
	2	1,32	4,13	4,16	1,32	
	3	1,53	2,89	2,83	1,55	
	4	1,80	2,25	2,12	1,89	
	5	2,70	1,59	1,43	3,33	
E (25 tipos)	1	1,16	7,25	7,79	1,15	Translação
	2	1,35	3,86	4,04	1,33	
	3	1,57	2,75	2,82	1,55	
	4	1,81	2,25	2,27	1,79	
	5	2,84	1,54	1,50	3,00	

6.4 Análise estrutural no SAP2000®

Os modelos idealizados foram processados no SAP2000®, de onde foram obtidos os dados necessários ao cálculo do coeficiente γ_z e os resultados relativos à análise de instabilidade elástica, ou seja, modos de instabilidade e fator de carga crítica, necessários para o cálculo posterior do coeficiente de amplificação $f_a(\lambda)$.

Na Figura 4 é mostrado um dos modelos analisados no SAP2000®. Em todos os casos estudados neste trabalho, os quais as estruturas são simétricas nas direções X e Y, os resultados são iguais em ambas as direções. Portanto, foi calculado um único valor de γ_z e λ , válido para as duas direções principais.

6.5 Resultados e discussões

Os resultados do coeficiente γ_z , do fator de carga crítica global λ e do coeficiente de amplificação $f_a(\lambda)$ são apresentados na Tabela 5. Não houve preocupação com os limites normativos (ELU e ELS), pois o objetivo foi somente de estabelecer relações entre os parâmetros de estabilidade globais calculados, sem levar em conta o dimensionamento dos elementos estruturais.

Para fins de comparação, os valores calculados foram dispostos no gráfico ilustrado na Figura 5, no qual o eixo horizontal corresponde aos fatores λ obtidos na análise computacional e o eixo vertical representa os fatores de amplificação dos esforços de 1ª ordem. Percebe-se que, até um valor de aproximadamente 1,50, há uma boa concordância entre os valores de γ_z e $f_a(\lambda)$. Portanto, nessas condições, pode-se estabelecer a seguinte relação aproximada:

$$\gamma_z \cong f_a(\lambda) \quad (11)$$

Dessa forma, a partir das equações (10) e (11) é possível relacionar de forma aproximada o coeficiente γ_z e o fator de carga crítica global λ pela seguinte expressão:

$$\gamma_z = \frac{\lambda}{\lambda - 1} \quad (12)$$

Portanto, para se encontrar o valor de λ em função do coeficiente γ_z , basta isolá-lo na equação (12), de onde se obtém:

$$\lambda = \frac{\gamma_z}{\gamma_z - 1} \quad (13)$$

Lembra-se que essa relação fica limitada a um intervalo de γ_z

Tabela 6Limites de γ_z e λ calculados em função das recomendações normativas

Norma	Dispensa dos efeitos globais de 2ª ordem		Cálculo simplificado dos esforços globais de 2ª ordem		Verificação da estabilidade global	
	γ_z	λ	γ_z	λ	γ_z	λ
NBR 6118/2014 [1]	1,10	11,0	1,30	4,33	-	-
EUROCODE 2 [4]	1,10	11,0	-	-	-	-
ACI 318 [5]	1,05	20,0	-	-	1,40	3,50
NBR 6118/1980 [13]	-	-	-	-	1,50	3,00

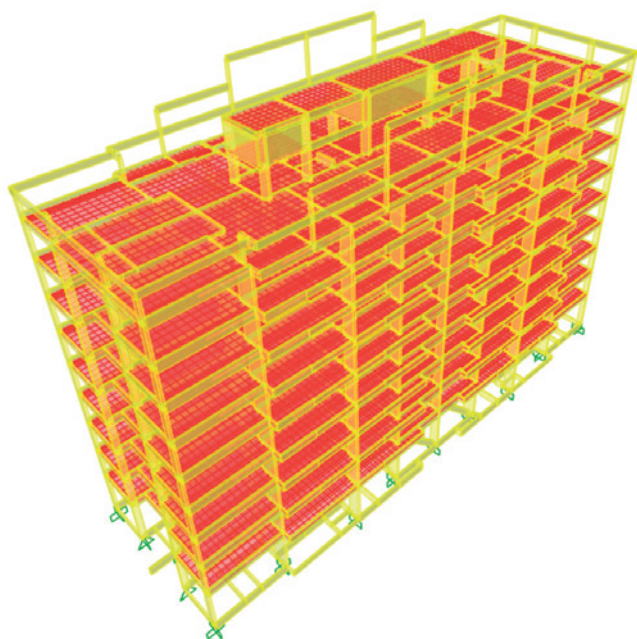
entre 1,00 e 1,50. O limite inferior é devido à impossibilidade de divisão por zero. O limite superior foi fixado em decorrência das discrepâncias encontradas para valores superiores, como se pode observar no gráfico de dispersão da Figura 6. Nota-se que, com exceção das estruturas com 5 pavimentos tipo, os erros encontrados para os valores de λ calculados através de γ_z permanecem abaixo de 15% para os casos contrários a segurança, e abaixo de 10% nos casos a favor da segurança. Deste modo, conclui-se que abaixo do limite de 1,50 a equação aproximada oferece resultados satisfatórios. Cabe ressaltar que mesmo para valores de γ_z superiores a 2,00 os erros encontrados foram inferiores a 25%.

Ressalta-se também que a relação estabelecida só tem validade nos casos em que o modo de instabilidade crítico coincide com a direção principal para a qual o γ_z é calculado, ou seja, quando o modo de instabilidade é de translação nas direções X ou Y.

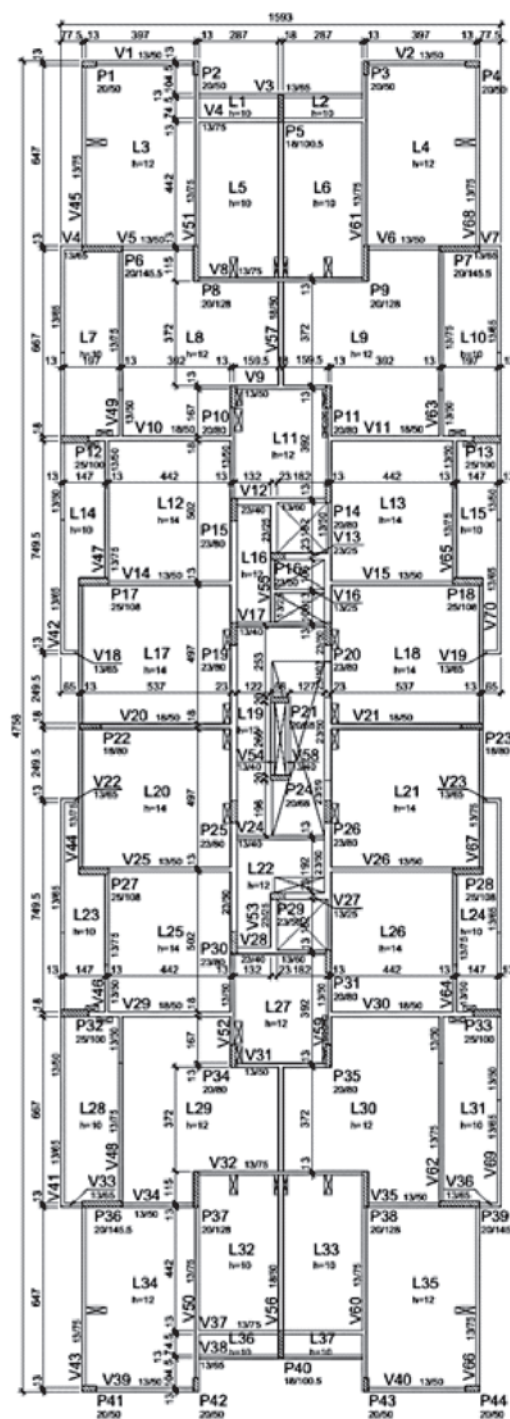
De posse das equações (12) e (13) é possível agora determinar os limites recomendados pelos principais códigos normativos em função de γ_z e λ .

O critério para a dispensa dos efeitos globais de 2ª ordem varia nas diferentes normas. Para o Eurocode 2 [4] e para a NBR 6118 [1], onde a relação entre os efeitos de 2ª e 1ª ordem é limitada a 10% ($\gamma_z = 1,10$), o fator λ correspondente é igual a 11. Já no ACI 318 [5], onde a verificação é realizada por pavimento, o γ_z correspondente ao limite de 5% é igual a 1,05 e o valor de λ é igual a 20.

Quanto à verificação da estabilidade global, a NBR 6118/1980 [13]

**Figura 7**

Vista em perspectiva do edifício 1

**Figura 8**

Fôrma dos pavimentos tipo do edifício 1

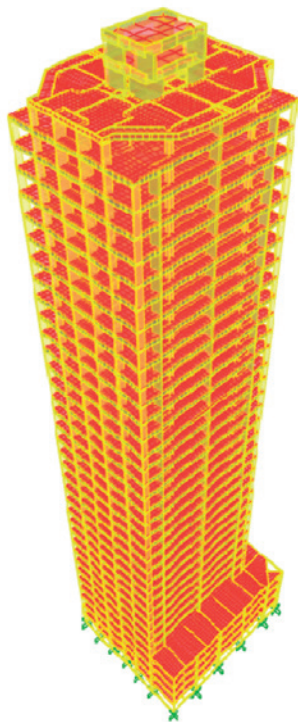


Figura 9
Vista em perspectiva do edifício 2

Tabela 7
Distâncias entre pisos do edifício 1

Pavimento	Distância entre pisos (m)	Nível (m)
Tampa	2,15	32,75
Reservatório	2,40	30,60
Barrilete	3,00	28,20
2° ao 8° tipos (7x)	3,00	25,20
1° tipo	4,20	4,20
Térreo	0,00	0,00

Tabela 8
Distâncias entre pisos do edifício 2

Pavimento	Distância entre pisos (m)	Nível (m)
Tampa	2,50	104,26
Cx. d'água	2,50	101,76
Forro	2,90	99,26
Cobertura	2,90	96,36
2° ao 30° tipo (29x)	2,90	93,46
1° tipo	3,24	9,36
Mezanino	3,06	6,12
Pilotis	3,06	3,06
Térreo	3,06	0,00
1° subsolo	3,06	-3,06
2° subsolo	0,00	-6,12

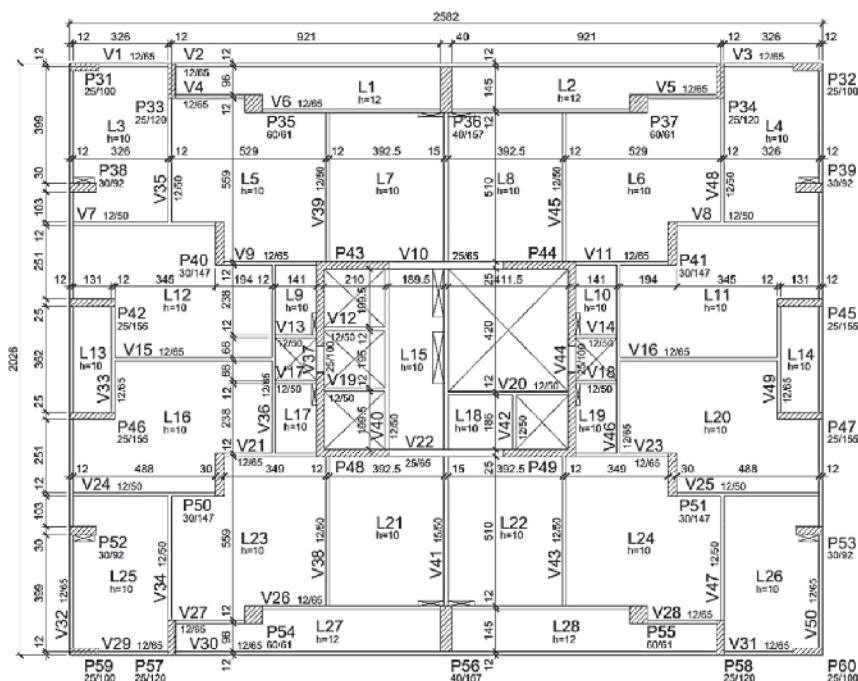


Figura 10
Fôrma dos 2° ao 24° pavimento tipo do edifício 2

Tabela 9

Distâncias entre pisos do edifício 3

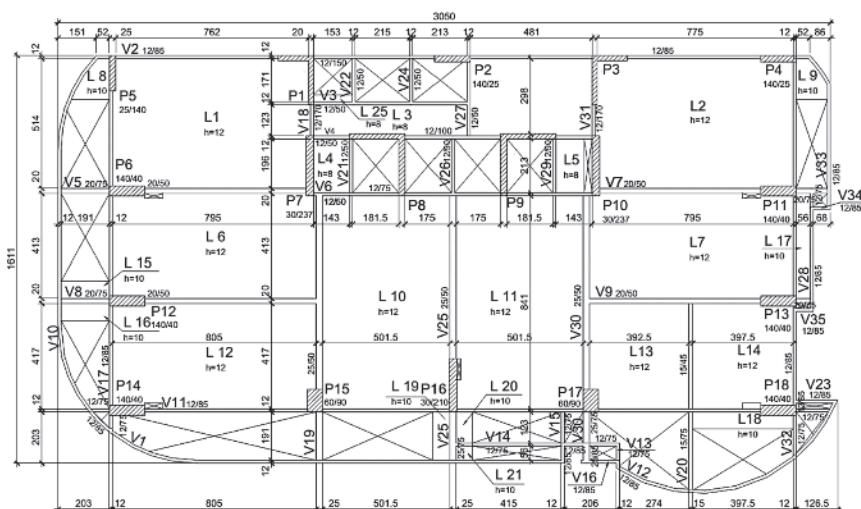
Pavimento	Distância entre pisos (m)	Nível (m)
Tampa	2,42	100,42
Barrilete	1,65	98,00
Cobertura 2	1,35	96,35
Cobertura 1	3,00	95,00
9° ao 28° pav. (20x)	3,00	92,00
8° pav.	5,70	32,00
7° pav.	4,20	26,30
2° ao 6° pav. (5x)	3,00	22,10
1° pav.	3,10	7,10
Sobreloja	4,00	4,00
Térreo	2,60	0,00
1° ao 2° garagem (2x)	2,60	-5,20
3° garagem	0,00	-7,80

recomendava um coeficiente de segurança à flambagem igual a 3 ($\lambda = 3,00$), o qual, a partir da equação (13), corresponde a um γ_z de 1,50. Considerando o ACI 318 [5], que recomenda um limite superior de 1,40 para a relação entre os efeitos globais finais e os de 1ª ordem ($\gamma_z = 1,40$), o valor correspondente de λ é igual 3,50. Para o limite de γ_z igual a 1,30 recomendado pela atual NBR 6118 [1] na aplicação do cálculo simplificado dos esforços globais de 2ª ordem, o fator λ correspondente é igual 4,33. Todos esses limites são apresentados na Tabela 6.

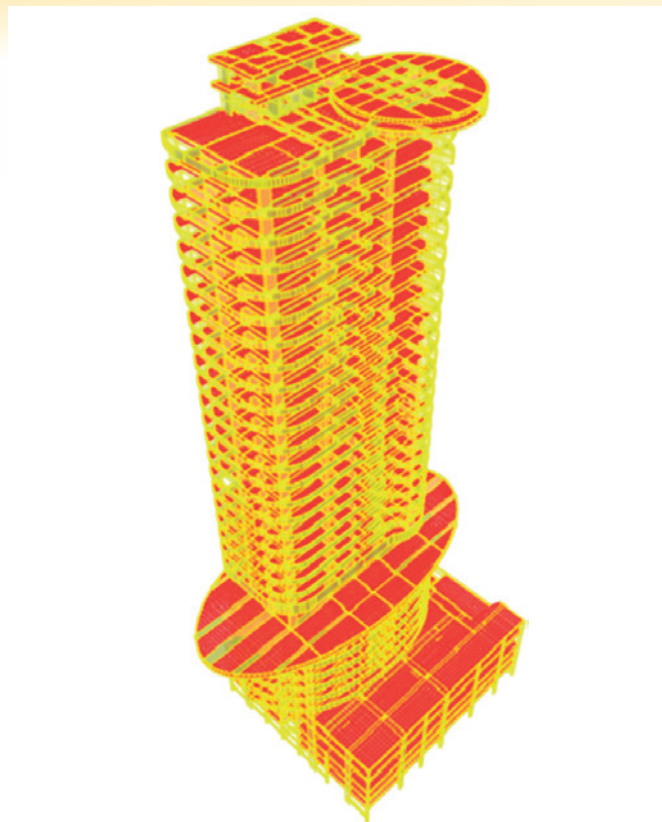
7. Edifícios reais

7.1 Edifício 1

Este edifício (Figura 7), projetado para fins residenciais, é composto por 12 pavimentos e possui altura total de 32,75 metros. Os pavimentos e as distâncias entre pisos são apresentados na Tabela 7. A resistência característica do concreto (f_{ck}) adotada no dimensionamento dos elementos estruturais foi de 25 MPa e o módulo

**Figura 12**

Fôrma do 8° ao 19° pavimento do edifício 3

**Figura 11**

Vista em perspectiva do edifício 3

de elasticidade tangente de 28 GPa. Sua estrutura é composta por pilares e vigas de seção retangular e lajes do tipo maciça (Figura 8).

7.2 Edifício 2

Este edifício residencial (Figura 9) possui a altura total de 110,38 metros. Na Tabela 8 são indicados os pavimentos e as distâncias entre esses pavimentos. O f_{ck} considerado no dimensionamento foi de 30 MPa e o módulo de elasticidade tangente 31 GPa. Sua estrutura é formada por pilares e vigas de seção retangular e lajes maciças. Ademais, na região central, onde situam-se os elevadores,

existe um núcleo de grande rigidez onde os pilares têm seção no formato “L”, conforme se observa na Figura 10.

7.3 Edifício 3

Este edifício (Figura 11) foi construído para fins comerciais e possui 108,22 metros. Na Tabela 9 são apresentados os pavimentos e as distâncias entre os pisos. O f_{ck} adotado foi de 40 MPa e o

Tabela 10

Parâmetros adotados no cálculo das cargas de vento para os edifícios reais

Critério	Valor
Velocidade básica do vento (V_0)	30 m/s
Fator topográfico do terreno (S_1)	1,00
Categoria de rugosidade (S_2)	IV
Fator estatístico (S_3)	1,00
Classe da edificação	C

Tabela 11

Coefficientes de arrasto

Ângulo	Coefficientes de arrasto		
	Edifício 1	Edifício 2	Edifício 3
90°	0,78	1,41	1,08
270°	0,78	1,41	1,08
0°	1,24	1,32	1,15
180°	1,24	1,32	1,15

Tabela 12

Resultados do coeficiente γ_z

Edifícios	Direção do vento	
	0° e 180°	90° e 270°
Edifício 1	1,13	1,08
Edifício 2	1,12	1,12
Edifício 3	1,08	1,17

Tabela 13

Resultados da análise de estabilidade elástica

Edifícios	Modos de flambagem								
	1°	λ_1	$f_a(\lambda_1)$	2°	λ_2	$f_a(\lambda_2)$	3°	λ_3	$f_a(\lambda_3)$
Edifício 1	Translação em X	9,49	1,12	Torção	10,73	-	Translação em Y	14,03	1,08
Edifício 2	Torção	4,98	-	Translação em X	10,05	1,11	Translação em Y	10,75	1,10
Edifício 3	Translação em Y	8,33	1,14	Torção	11,21	-	Flexão em Y	14,50	-

módulo tangente de 35 GPa. Sua estrutura é composta por pilares retangulares e no formato “L”, por vigas de seção retangular e por lajes maciças (Figura 12). Algumas vigas deste edifício são protendidas, porém, seus efeitos não foram considerados nas análises.

7.4 Carregamentos aplicados

As cargas verticais aplicadas foram as mesmas fornecidas com os projetos estruturais dos edifícios, cujos valores foram baseados nas recomendações da NBR 6120 [15]. O peso próprio dos elementos de concreto foi calculado se considerando um peso específico de 25 kN/m³. Para as alvenarias, a carga considerada foi de 1,80 kN/m² de parede. A carga de revestimento dos pisos considerada foi de 1,30 kN/m². Além das cargas permanentes, foi considerada uma sobrecarga referente à utilização de 1,50 kN/m² nos edifícios residenciais, e 2,00 kN/m² no edifício comercial. As demais cargas acidentais lançadas seguem as recomendações da NBR 6120 [15].

As cargas horizontais são exclusivamente causadas pela ação do vento e foram aplicadas nos 4 sentidos de incidência indicados na Figura 2, com os sentidos 0°/180° e 90°/270° correspondendo, respectivamente, às direções X e Y. Os parâmetros para a determinação dos carregamentos foram definidos de acordo com as indicações da NBR6123 [14] e são apresentados na Tabela 10. Os coeficientes de arrasto calculados para cada edifício são indicados na Tabela 11.

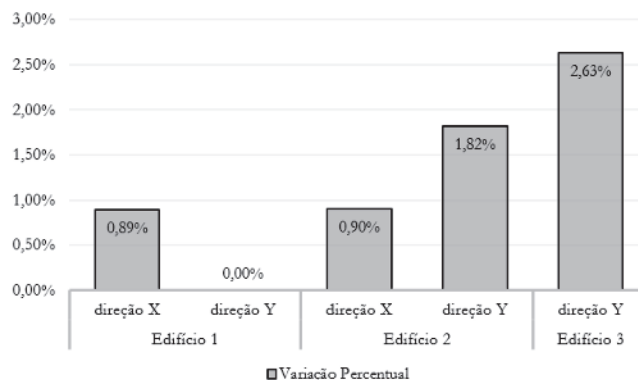


Figura 13

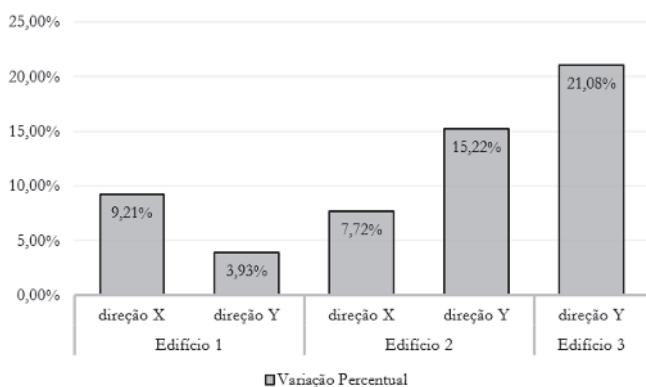
Taxas de variação percentual entre os coeficientes γ_z e $f_a(\lambda)$ nos edifícios reais

Tabela 14Valores do fator λ calculados em função do γ_z e pelo SAP2000®

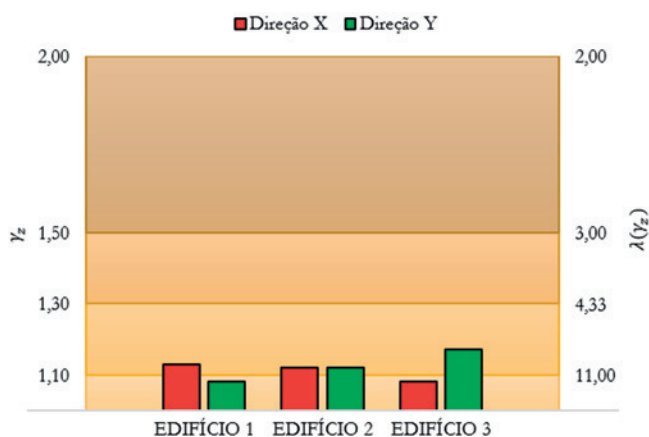
Edifícios	Direção do vento	γ_z	$\lambda(\gamma_z)$	λ (SAP)
Edifício 1	X	1,13	8,69	9,49
	Y	1,08	13,50	14,03
Edifício 2	X	1,12	9,33	10,05
	Y	1,12	9,33	10,75
Edifício 3	Y	1,17	6,88	8,33

7.5 Resultados e discussões

Na Tabela 12 são apresentados os resultados encontrados para o coeficiente γ_z de acordo com as direções principais de vento. A Tabela 13 apresenta as descrições das configurações dos três primeiros modos de flambagem com os seus respectivos fatores de carga crítica λ , obtidos na análise de estabilidade elástica do SAP2000®, além dos fatores de amplificação $f_a(\lambda)$

**Figura 14**

Taxas de variação percentual entre os valores do fator λ calculados em função do coeficiente γ_z e pelo SAP2000®

**Figura 15**

Situação dos edifícios reais em relação aos limites de γ_z e λ

nos casos em que o modo de flambagem foi de translação.

Os resultados exibidos na Tabela 12 são apresentados graficamente na Figura 15, bem como a relação destes com os limites de γ_z e os limites de λ correspondentes. A primeira faixa representa o intervalo para o qual os efeitos globais de 2ª ordem podem ser desprezados. A segunda faixa delimita o intervalo em que é permitida a análise não-linear de 2ª ordem aproximada através de γ_z . A terceira faixa engloba os casos em que os efeitos de 2ª ordem são elevados, mas que, admitindo-se como fator de segurança o limite de $\lambda(\gamma_z)$ igual a 3,00, ainda se encontram com razoável segurança à estabilidade global nas direções X ou Y. Por fim, a última faixa representa os casos que devem ser evitados em face do elevado risco de colapso por perda da estabilidade.

Pelo gráfico, observa-se que todos os edifícios são bastante rígidos e, por isso, os resultados apresentaram valores baixos de γ_z . Apesar disso, em grande parte dos casos, a consideração dos efeitos globais de 2ª ordem é obrigatória, devido ao limite de 1,10 ter sido ultrapassado.

A comparação entre os resultados de γ_z e $f_a(\lambda)$ é apresentada na Figura 13. Observa-se que, devido à grande rigidez desses edifícios, as diferenças ocorridas entre esses parâmetros são desprezíveis.

Na Tabela 14 são indicados os valores de λ calculados de modo simplificado pela equação (13) e computacionalmente pelo SAP2000®. As variações percentuais entre esses valores são representadas graficamente na Figura 14. Neste gráfico, observa-se que todas as variações são positivas, indicando que os valores do fator de carga crítica λ , calculados pela equação simplificada, são inferiores aos obtidos de maneira refinada no SAP2000®. Portanto, apesar de algumas diferenças terem sido mais acentuadas em alguns dos edifícios, nota-se que o cálculo aproximado ofereceu resultados bastante razoáveis e, além do mais, favoráveis à segurança.

Contudo, é importante lembrar que essa estimativa do fator λ (através do coeficiente γ_z), não é condição suficiente para avaliar a estabilidade global de uma estrutura, pois o cálculo do γ_z pressupõe que as condições mais críticas de instabilidade ocorrerão por translação nas direções X e Y. Pelos exemplos, observa-se que nem sempre o modo mais crítico é translacional, podendo haver situações em que este é torsional. Essa situação é bem evidente no Edifício 2, cujo primeiro modo de instabilidade é de torção e somente nos dois modos seguintes ocorrerá translação nas direções X e Y.

Para esclarecer essa situação, foi realizada uma nova análise do edifício 2 no SAP2000®, desta vez se considerando uma situação na qual o coeficiente γ_z alcança o valor de 1,30 propositalmente. Essa condição foi obtida pela diminuição da rigidez global da

estrutura através da redução do módulo de elasticidade do concreto para um valor de aproximadamente 13 GPa. Para essa situação, o fator de carga crítica λ calculado foi de 2,47 e o modo mais crítico de instabilidade permaneceu torsional. A estrutura não atenderia ao critério da NBR 6118/1980 [13], o qual estabelecia o limite de 3,00 para λ , apesar do γ_z correspondente ser de 1,30, valor usualmente considerado aceitável.

8. Conclusões

Através das análises de estruturas idealizadas foi possível realizar uma comparação entre os coeficientes γ_z e $f_a(\lambda)$ onde foi demonstrado que as diferenças de resultado entre os parâmetros são desprezíveis até um valor de aproximadamente 1,50.

Assumindo-se a hipótese de que estes parâmetros são iguais até o limite indicado, foi possível estabelecer uma relação aproximada entre o coeficiente γ_z e o fator de carga crítica global λ , expressa na equação (13). Essa equação, portanto, permite estimar o grau de afastamento que a estrutura se encontra em relação ao seu ponto crítico de instabilidade, com base somente no conhecimento do seu coeficiente γ_z . Nas estruturas idealizadas, os erros encontrados nos casos contrários à segurança ficaram abaixo de 15% e nos casos a favor da segurança, permaneceram abaixo de 10%.

Nas análises dos edifícios reais constatou-se que os resultados encontrados a partir da equação (13) foram satisfatórios, com valores para o fator λ favoráveis à segurança, quando comparados aos obtidos na análise de estabilidade elástica pelo SAP2000®.

Entretanto, foi demonstrado que a análise da estabilidade global por meio do coeficiente γ_z pode não ser suficiente nos casos em que o modo mais crítico de instabilidade corresponder a uma configuração de torção da estrutura.

Utilizando o Edifício 2 como base para uma análise hipotética, na qual o valor de γ_z foi propositalmente fixado em 1,30, a estabilidade global não foi atendida quando considerado o limite de segurança à flambagem, como recomendado pela NBR 6118/1980 [13]. Essa situação deixa clara a ineficiência do emprego do coeficiente γ_z quando o modo mais crítico é de torção.

9. Agradecimentos

Os autores agradecem à CAPES pelo apoio financeiro concedido e ao Eng. Archimino Athayde pelo fornecimento dos dados dos edifícios para a elaboração desta pesquisa.

10. Referências bibliográficas

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- [2] WIGHT, J. K.; MACGREGOR, J. G. Reinforced concrete: mechanics and design. 6 ed. New Jersey: Pearson Prentice Hall, 2009.
- [3] KIMURA, A. Informática Aplicada em Estruturas de Concreto Armado. São Paulo. PINI, 2007.
- [4] EUROCODE 2. Design of Concrete Structures—Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings. CEN, EN 1992-1-1, Brussels, Belgium, 2004, 225 pp.
- [5] ACI COMMITTEE 318. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2008.
- [6] FONTE, A. O. C. Análise não linear geométrica de edifícios altos. Tese de doutorado - Programa de Pós-graduação de Engenharia. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, p. 223. 1992.
- [7] FRANCO, M.; VASCONCELOS, A.C. Practical assessment of second order effects in tall buildings. In: COLOQUIUM ON THE CEB-FIP MC90, Rio de Janeiro. Proceedings, p.307-323, 1991.
- [8] VASCONCELOS, A.C. Em que casos não se deve aplicar o processo simplificado do γ_z para determinação dos efeitos de 2ª ordem?. In: SIMPÓSIO DE ATUALIZAÇÃO SOBRE A NOVA NB-1, Belo Horizonte, 2002.
- [9] FEITOSA, L. A. e ALVES, E. C. Estudo da estabilidade global de edifícios altos com lajes pretendidas. Rev. IBRACON Estrut. Mater.[online]. 2015, vol.8, n.2, pp.196-224. ISSN 1983-4195.
- [10] VASCONCELOS, A. C.; FRANÇA, R. L. S. Um método simplificado e muito preciso para avaliação dos métodos de segunda ordem em edifícios altos usuais. FIP Symposium. Johannesburg. 1997.
- [11] OLIVEIRA, D. M. D. Parâmetros de instabilidade global das estruturas de concreto armado segundo a nova NBR 6118. Dissertação de mestrado - Curso de Pós-Graduação da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, MG, p. 153. 2002.
- [12] BURGOS, R. B. Avaliação de cargas críticas e comportamento pós-crítico inicial de pórticos planos. Dissertação de mestrado - Departamento de Engenharia Civil. Pontifícia Universidade Católica - PUC-RJ. Rio de Janeiro, RJ, p. 120. 2005.
- [13] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118 - Projeto e execução de obras de concreto armado. Rio de Janeiro. 1980.
- [14] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6123 - Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro. 1988.
- [15] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6120 - Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro. 1980.