

Um Estudo de Calibração do Coeficiente de Majoração de Cargas de Vento Baseado em Confiabilidade

Jessé do Desterro Augusto¹, Sergio Hampshire de Carvalho Santos², Fernando Jorge Mendes de Sousa³

¹ UFRJ / Departamento de Estruturas / Jessedesterro@poli.ufrj.br

² UFRJ / Departamento de Estruturas / sergiohampshire@gmail.com

³ UFRJ / Departamento de Estruturas / fjmsousa@laceo.coppe.ufrj.br

Resumo

Os coeficientes de segurança para estruturas de concreto armado recomendados pela NBR 6118 foram obtidos com base na experiência profissional. Atualmente, através da Teoria da Confiabilidade Estrutural, é possível estimar esses coeficientes com base na probabilidade de falha dos elementos estruturais, fazendo-se possível, portanto, a reavaliação dos mesmos através de uma avaliação matemática. Normas estrangeiras, como o Eurocode, já recomendam valores mínimos de índices de confiabilidade para estruturas. O presente trabalho busca, através da Teoria da Confiabilidade e considerando efeitos globais de segunda ordem, estudar valores ideais para o coeficiente de majoração do carregamento de vento, tomando como base para o dimensionamento recomendações da NBR 6118 para estruturas de concreto armado. A estrutura analisada é um edifício de treze pavimentos, representado por um pórtico bidimensional submetido a carregamento de vento, dimensionado considerando a Norma NBR 6123, e carregamento permanente coerente com a estrutura. Para a análise estrutural, foi utilizado o programa SAP2000, e a análise de confiabilidade foi realizada através de código desenvolvido em MATLAB. Foi realizada a análise de confiabilidade para todos os pilares e todas as vigas da estrutura. Os resultados mostram que o coeficiente de majoração do vento ideal para a estrutura em questão para o atendimento aos requisitos mínimos de Confiabilidade estaria próximo de 1,85 para os pilares e 2,30 para as vigas.

Palavras-chave

Confiabilidade Estrutural; Concreto Armado; Calibração de Coeficientes; NBR 6118.

Introdução

Os valores de coeficientes de segurança para o estado limite último (ELU), tanto para majoração de ações, como para minoração de resistências, sugeridos pela NBR6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) são baseados na experiência dos engenheiros que a elaboraram e têm se mostrado eficientes no que diz respeito à segurança estrutural, uma vez que o número de edifícios corretamente projetados de acordo com as especificações da norma que falham é baixo (Beck & Melchers, 2018).

A metodologia aconselhada pelo código, que é considerada semiprobabilística, admite que as diversas variáveis envolvidas nas equações de equilíbrio dos elementos estruturais são determinísticas. Para se levar em conta as várias incertezas envolvidas, cada variável assume um valor de projeto, obtido aplicando um fator (fator de segurança) a seu valor característico.

Certas variáveis, como a resistência à tração (ou à compressão) do aço, apresentam baixa variabilidade. Como o aço passa por processos rigorosos durante a fabricação, existe a tendência de se gerar um produto mais uniforme. Entretanto, outras variáveis, tais como a carga de vento, podem apresentar elevados coeficientes de variação, de até 35% (RODRIGUES, 2019).

Um nítido exemplo de dispersão dos valores de uma variável pode ser visto no trabalho de Nowak e Rakoczy (2007), que resume em um gráfico resultados obtidos em ensaios de resistência à compressão em mais de 1500 corpos de prova de concreto de diferentes origens, com resistência de 35MPa. Estes resultados são mostrados na Figura 1, em um papel de probabilidade normal, em que uma distribuição normal é representada por uma reta.

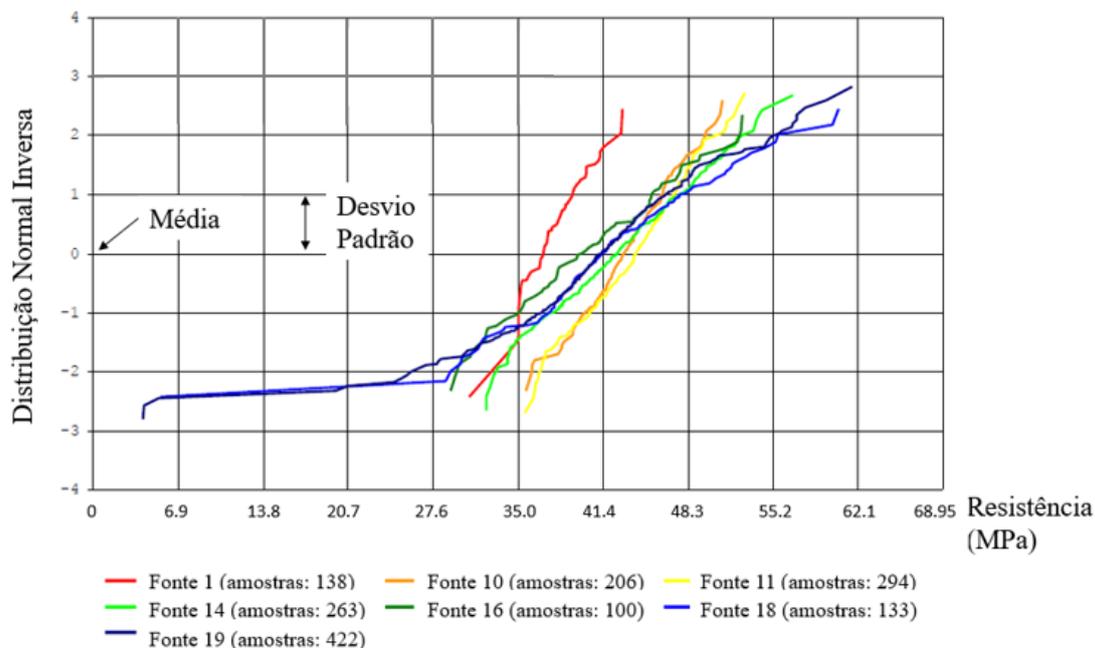


Figura 1 – Distribuição normal inversa para um concreto de resistência à compressão de 35MPa em papel de distribuição normal. Adaptado (NOWAK & RAKOCZY, 2007)

Tais fontes de incertezas dão ao problema da análise estrutural uma natureza intrinsecamente probabilística. A abordagem probabilística da segurança estrutural, comumente denominada Teoria da Confiabilidade Estrutural, permite adequar a probabilidade de falha de uma dada estrutura a níveis considerados aceitáveis, isto é, abdica-se da certeza de que uma estrutura não pode falhar e admite-se que ela pode falhar, desde que a probabilidade de colapso seja suficientemente baixa. Normas estrangeiras, como o *fib* Model Code (2010), ou o Eurocode (EUROCODE 2, 2004), traduzem valores de probabilidade de falha (p_f) alvo em termos do chamado índice de confiabilidade, β , expresso pela equação (1), em que Φ representa a função densidade de probabilidade da normal padrão ($\mu = 1, \sigma = 0$).

$$\beta = -\Phi^{-1}(p_f) \quad (1)$$

Valores de β no ELU recomendados pelo *fib* se encontram na Tabela 1. Outros códigos adotam valores próximos. Para o este trabalho, o índice de confiabilidade alvo adotado foi de 3,8.

Tabela 1 – Valores recomendados de índice de confiabilidade β para estruturas a serem projetadas, referente ao período de 50 anos.

Consequência de falha	Índice de confiabilidade alvo (β)	Probabilidade de falha equivalente	Período de referência
Baixa	3.1	1/1033	50 anos
Média	3.8	1/13822	
Alta	4.3	1/117097	

Desta forma, o presente trabalho busca estimar fatores de majoração da carga de vento, γ_H , de forma a garantir que o projeto de uma dada estrutura respeite o índice de confiabilidade alvo adotado.

O exemplo estudado é composto por um edifício de 13 andares, onde foram seguidas as recomendações de dimensionamento de estruturas de concreto armado adotadas pela NBR 6118. Sobre o edifício agem uma rajada de vento de duração de três segundos, que acontece uma vez a cada 50 anos, modelado segundo a norma brasileira de ação de ventos, NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988), e um carregamento permanente de intensidade suficiente para que os efeitos de segunda ordem geométricos possam ser considerados relevantes.

A Figura 2 mostra a vista superior à esquerda e a vista frontal à direita do edifício a analisado. À direita, também é mostrada a numeração dos elementos adotados. Foi considerado o pé direito de 3m e distância entre colunas de 10m (comprimento das vigas). Adotou-se concreto com $f_{ck} = 40\text{MPa}$ e aço CA-50.

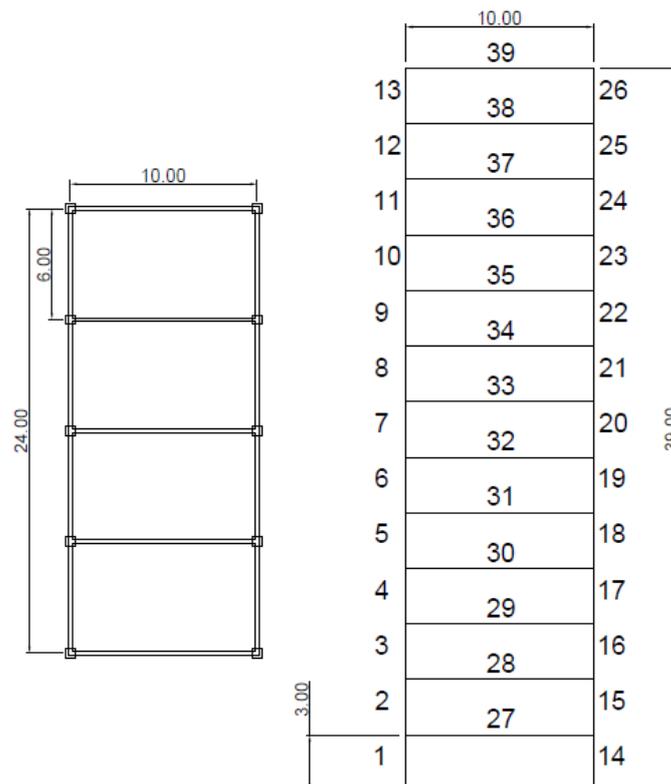


Figura 2 – Esquema geométrico da estrutura analisada

A

Tabela 2 mostra as dimensões adotadas para as vigas e pilares, de acordo com a numeração de elementos mostrada na Figura 2.

O trabalho foi conduzido buscando encontrar o intervalo de valores do coeficiente de majoração do carregamento de vento para o qual a estrutura analisada apresenta valores de β maiores que aqueles sugeridos pelas normas que já consideram a teoria da confiabilidade como metodologia para dimensionamento de estruturas de concreto armado. Foram analisadas todas as vigas e todos os pilares do pórtico.

Tabela 2 – Dimensões das seções adotadas para os elementos estruturais do edifício analisado

Elemento Estrutural		Base (cm)	Altura (cm)
Tipo	Identificação		
Pilar	1, 2, 14, 15	55	55
	3, 4, 16, 17	52.5	52.5
	5, 6, 18, 19	50	50
	7, 8, 20, 21	47.5	47.5
	Demais	45	45
Viga	Todas (27 a 39)	25	100

Metodologia

A estrutura analisada segue a geometria da Figura 2. Os carregamentos de vento de projeto que atuam sobre a estrutura variam de acordo com o fator de majoração aplicado, sendo que o intervalo estudado para esse fator variou de 1,0 a 2,9, até que os limites resistência de armadura da NBR 6118 fossem alcançados em algum elemento estrutural.

Os valores característicos do carregamento, entretanto, não variam com o fator de majoração. Como o vento segue a NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988), e, portanto, seu valor varia ao longo da altura, foi adotado como referência de valor de força de vento a que atua numa altura de 10m do edifício em questão. Valores do carregamento se encontram na Tabela 3 e o valor de projeto de vento varia devido à variação de seu fator de majoração.

A intensidade calculada do vento considera a velocidade básica V_0 para o Rio de Janeiro, que de acordo com a isopleta presente na NBR 6123 é de 37m/s. O fator topográfico adotado S_1 foi de 1,0, para terrenos planos ou fracamente acidentados. Para o fator S_2 , foi considerada a categoria II, uma vez que o Rio de Janeiro possui muitos edifícios em zona costeira. O fator S_3 foi considerado igual a 1,0, válido para edificações, hotéis e residências.

Tabela 3- Valores do carregamento sobre o edifício analisado

Carregamento	Valor característico	Valor de Projeto
Vento à altura de 10m (kN)	5.319	Entre 7.445 e 14.361
Permanente (kN/m)	90	126

Para a análise do edifício, foi selecionado o pórtico central, com o intuito de simplificar o problema tridimensional para um problema bidimensional.

Os valores de carregamento característicos para o edifício analisado são representados aplicados à estrutura na Figura 3. As forças equivalentes foram aplicadas diretamente sobre os nós do pórtico modelado. Observa-se que também há aplicação de força de vento ao lado direito da estrutura, embora o vento tenha sido considerado aplicado à esquerda do pórtico. Estas forças surgem devido à sucção do vento, seguindo recomendações da NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988). Observa-se ainda uma redução do carregamento de vento nos nós da viga 39, bem como aumento nos nós da viga 27, devido à variação de área de aplicação de pressão de vento nesses nós. Para o equilíbrio, o pórtico possui os nós da base engastados.

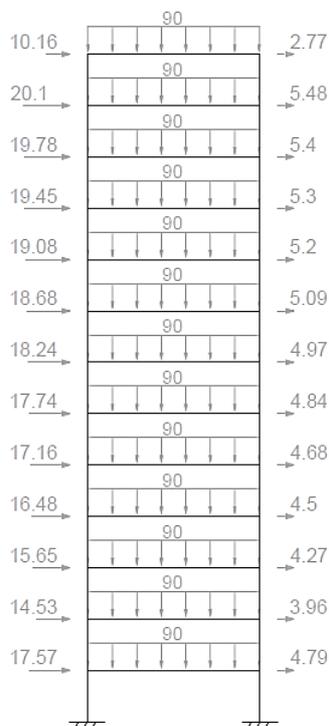


Figura 3 – Carregamentos sem fator de majoração no pórtico analisado

Para cada modelo, ou seja, para cada fator de majoração de vento, são realizadas cinco análises, variando-se o valor do carregamento de projeto, de acordo com a expressão (2). Os valores dos coeficientes que multiplicam o carregamento de projeto são mostrados na Tabela 4, considerando-se γ_H fator de majoração do vento e γ_V o fator de majoração do carregamento permanente. V_k e H_k são os valores característicos de carregamento permanente e vento, respectivamente. Os esforços coletados dessas análises servem para dimensionar os elementos estruturais (caso 01) e para gerar funções de aproximação de esforços que serão utilizadas na Análise de Confiabilidade (casos 01 a 05).

$$F_d = \xi \cdot \gamma_V \cdot V_k + \tau \cdot \gamma_H \cdot H_k \quad (2)$$

Tabela 4 – Valores dos coeficientes para casos de carregamento

Caso	Valor de ξ	Valor de τ
01 (dimensionamento estrutural)	1	1
02	0.8	0.8
03	1.2	0.8
04	0.8	1.2
05	1.2	1.2

Consideraram-se, na análise, efeitos geométricos globais de segunda ordem, através de análise não linear com parâmetro geométrico P-Delta (Computers & Structures, INC., 2017), com o intuito de pôr à prova a possível sobreposição dos efeitos dos fatores de majoração, como proposto por Rodrigues (2019). Devido a isso, foi considerada a redução da inércia das vigas e dos pilares, conforme o item 15.7.3 da NBR6118 (NBR 6118: Estruturas de concreto armado - Procedimento, 2014).

Obtidos os esforços através da análise estrutural, pôde-se dimensionar os elementos estruturais do edifício através dos procedimentos adotados na NBR 6118, com o auxílio dos ábacos de Santos (2020), com armadura distribuída em 29,17% das extremidades superior e inferior do pilar e cinco camadas uniformemente distribuídas de 8,33% da armadura total, caracterizando armadura igualmente distribuída nas bordas. Consideram-se os limites máximos e mínimos de taxa de armadura propostos pela norma. Foram adotadas as hipóteses básicas do item 17.2.2 da mesma para dimensionamento das vigas. É considerada retangularização

do diagrama de tensão-deformação do concreto, adequado para concretos com $f_{ck} \leq 50\text{MPa}$. Um procedimento de tentativa e erro levou às seções adotadas no projeto, como mostrado na

Tabela 2, de modo que não se extrapolasse a taxa de armadura de 8% da seção de concreto para pilares e 4% para vigas no intervalo coberto pelo estudo (para manter a mesma estrutura para diversos valores de γ_H). Além disso, uma vez que não se sabe o sentido do vento, foi adotada simetria de armadura nos pilares, adotando-se a maior área de armadura por andar.

Foram realizadas análises de confiabilidade para flexão em vigas e para flexo-compressão em pilares. A função de falha utilizada para pilares é mostrada na equação (3). A função de falha utilizada para as vigas é mostrada na equação (4). A análise de confiabilidade é realizada de através de um código interno ao MATLAB®, que interage com o SAP2000® por sua OAPI (*Open Application Programming Interface*) (Zuniga, 2019) e utiliza o *first order reliability method* (FORM) (Beck & Melchers, 2018).

$$G_{\text{pilar}} = (A_1 \cdot b \cdot h \cdot f_c + A_s \cdot f_y) \cdot \text{mod}_R - \left[A_2 \cdot (N_1 + N_2 \cdot V + N_3 \cdot H) + A_3 \cdot \left(\frac{M_1 + M_2 \cdot V + M_3 \cdot H}{h} \right) \right] \cdot \text{mod}_C \quad (3)$$

$$G_{\text{viga}} = A_s \cdot f_y \cdot \left(h - c_e - c_{ob} - \frac{A_s \cdot f_y}{1.70 \cdot f_c \cdot b} \right) \cdot \text{mod}_R - (M_{v1} + M_{v2} \cdot V + M_{v3} \cdot H) \cdot \text{mod}_C \quad (4)$$

A Tabela 5 apresenta o significado das variáveis presentes nas equações (3) e (4), bem como suas distribuições de probabilidade da literatura (PDF) adotadas, fatores BIAS (valor médio/ valor característico) e desvios padrão.

Tabela 5 – Variáveis das funções de falha: distribuições, parâmetros probabilísticos e descrições.

Símbolo	PDF	BIAS	Desvio Padrão	Descrição
A_1, A_2 e A_3			-	Constantes que descrevem o comportamento da armadura longitudinal do pilar com os esforços normal e momento fletor
N_1, N_2 e N_3			-	Constantes que descrevem o comportamento do esforço normal no pilar com os carregamentos permanente e vento
M_1, M_2 e M_3			-	Constantes que descrevem o comportamento do esforço momento fletor no pilar com os carregamentos permanente e de vento
M_{v1}, M_{v2} e M_{v3}			-	Constantes que descrevem o comportamento do esforço momento fletor na viga com os carregamentos permanente e de vento
b	Normal	1.000	4mm+0.6% dim ≤ 10mm	Base da seção geométrica de concreto [comprimento]
h	Normal	1.000	4mm+0.6% dim ≤ 10mm	Altura da seção geométrica de concreto [comprimento]
f_c	Normal	1.328	0.150	Resistência à compressão do concreto [pressão]
f_y	Normal	1.089	0.050	Resistência à compressão/tração do aço [pressão]
A_s	Normal	1.000	0.015	Armadura seccional de aço adotada no elemento [comprimento ²]
V	Normal	1.050	0.100	Carregamento permanente [força/comprimento]
H	Tipo I - Gumbel	1.187	0.350	Carregamento de vento [força]
c_e			-	Distância entre centróide da armadura e face tracionada do concreto excluindo cobrimento
c_{ob}	Normal	1.000	5mm	Cobrimento da seção de concreto armado [comprimento]
mod_R	Normal	1.000	0.050	Modelagem das resistências
mod_C	Normal	1.000	0.100	Modelagem dos carregamentos

Os coeficientes A relacionam área de armadura e esforços (todos adimensionais) e são obtidos através de análise de regressão polinomial de 90 pontos ao redor da armadura de projeto, tomando como limites a maior/menor armadura que abrange $\pm 1/12$ o intervalo máximo de normal ou $\pm 1/8$ o intervalo máximo de momento resistido pela armadura de projeto, respectivamente, pontos esses obtidos através do ábaco de

dimensionamento de pilares de Santos (2020). Os valores de $\pm 1/12$ do intervalo de normal e $\pm 1/8$ do intervalo de momento foram escolhidos de forma a se abranger uma região significativa que representasse bem a variação da armadura necessária com o normal e o momento para cada caso.

Os coeficientes N , M e M_v relacionam os esforços (normal, momento e momento, respectivamente) com os carregamentos vertical e horizontal (permanente e vento, respectivamente), e são obtidos através de regressão polinomial dos esforços obtidos nas análises estruturais dos cinco casos analisados mostrados na Tabela 4.

Dessa forma, são calculados valores de índice de confiabilidade β para cada um dos elementos estruturais. A confiabilidade dos pilares é calculada a partir da equação (3) e das vigas a partir da equação (4). Obtidos os valores de β de todos elementos na primeira iteração, são escolhidos o pilar e a viga com menor valor de β ; esses são, portanto, os elementos críticos.

A partir dos resultados da análise de confiabilidade dos elementos críticos, são realizados novos modelos estruturais, reconfigurando o carregamento aplicado a partir dos valores do ponto de projeto obtidos pelo FORM, de forma a refinar a função de falha, ou seja, são obtidos novos parâmetros N , M e M_y , até que a diferença entre os índices de confiabilidade entre duas análises consecutivas seja menor que a tolerância adotada de 10^{-2} , o que geralmente ocorre com 2 ou 3 iterações, tanto para o pilar como para a viga.

Por fim, pode-se obter o índice de confiabilidade corrigido, que deve ser maior ou igual aos valores prescritos por norma. No caso do presente trabalho, o β alvo é de 3,8.

Resultados

Como mencionado anteriormente, a primeira iteração realiza análise de confiabilidade para todos os elementos do pórtico. A Figura 4 mostra o comportamento do índice de confiabilidade de alguns pilares com a variação do fator de majoração do vento. Os β 's dos pilares da coluna da esquerda (1 a 13) são mostrados à esquerda da Figura 4, já dos pilares da coluna direita (14 a 26) são mostrados à direita.

Observa-se que os pilares da direita apresentam índice de confiabilidade inferior aos da esquerda, uma vez que o vento é aplicado da esquerda para a direita e esses serão mais solicitados, e a mesma taxa de armadura é definida por andar. Os pilares mais elevados (12, 13, 25 e 26) apresentam variação menor que os pilares mais baixos (1, 2 e 14 e 15). Isso acontece devido à baixa sensibilidade de pilares elevados ao vento. A não linearidade do β de alguns pilares pode ser explicada pela não linearidade do momento fletor solicitante com o aumento das forças de vento.

Na primeira iteração, se pode observar que o fator de majoração do vento que atende ao β igual a 3,8 é próximo de 1,9.

Os pilares selecionados para as demais iterações foram aqueles que assumiram em determinada análise o menor valor de β , ou seja, os pilares 14 e 26, ilustrados na Figura 2. Observa-se que o pilar crítico é exatamente o pilar em que geralmente se dimensiona a estrutura, 14. O último pilar da segunda coluna, 26, assume o menor β em $\gamma_H > 2,0$, pois apresenta taxa de crescimento do índice menor do que a taxa do pilar 14.

O fato de a taxa de crescimento do β do pilar 26 ser mais baixa que a do pilar 14 está relacionado à sua armadura crescer mais lentamente que a do pilar 14; entre $\gamma_H = 1,0$ até $\gamma_H = 2,7$, a armadura no pilar 26 cresce 4,9% e no pilar 14 cresce 128%. Isso pode ser explicado pelos pequenos valores dos coeficientes N_3 e M_3 quando comparados aos mesmos coeficientes do pilar 26, comportamento esse ilustrado na Figura 6.

Pilares intermediários (4 a 11 e 17 a 14) apresentam comportamento intermediário em relação aos pilares baixos e aos pilares elevados, como é ilustrado pelos pilares 9 e 22 na Figura 4.

O comportamento global de confiabilidade das vigas mais representativas pode ser visto na Figura 5, para a primeira iteração. Observe que as vigas inferiores (27 a 30) possuem comportamento semelhante e são relevantes para a segurança estrutural. A taxa de variação do β com o fator de majoração do vento dessas vigas é alta, pois suas localizações na estrutura fazem com que essas possuam maior sensibilidade à ação do vento. Já as vigas 38 e 39, possuem comportamento bem menos sensível ao vento, novamente devido às suas localizações na estrutura. A viga 35 representa o comportamento de uma viga em altura intermediária do edifício e é mostrada na figura para apresentar o comportamento intermediário das vigas em altura intermediária. Quanto mais elevada a viga, maior seu β inicial e menor sua primeira derivada em relação a γ_H . Novamente, essa sensibilidade fica evidente na Figura 6.

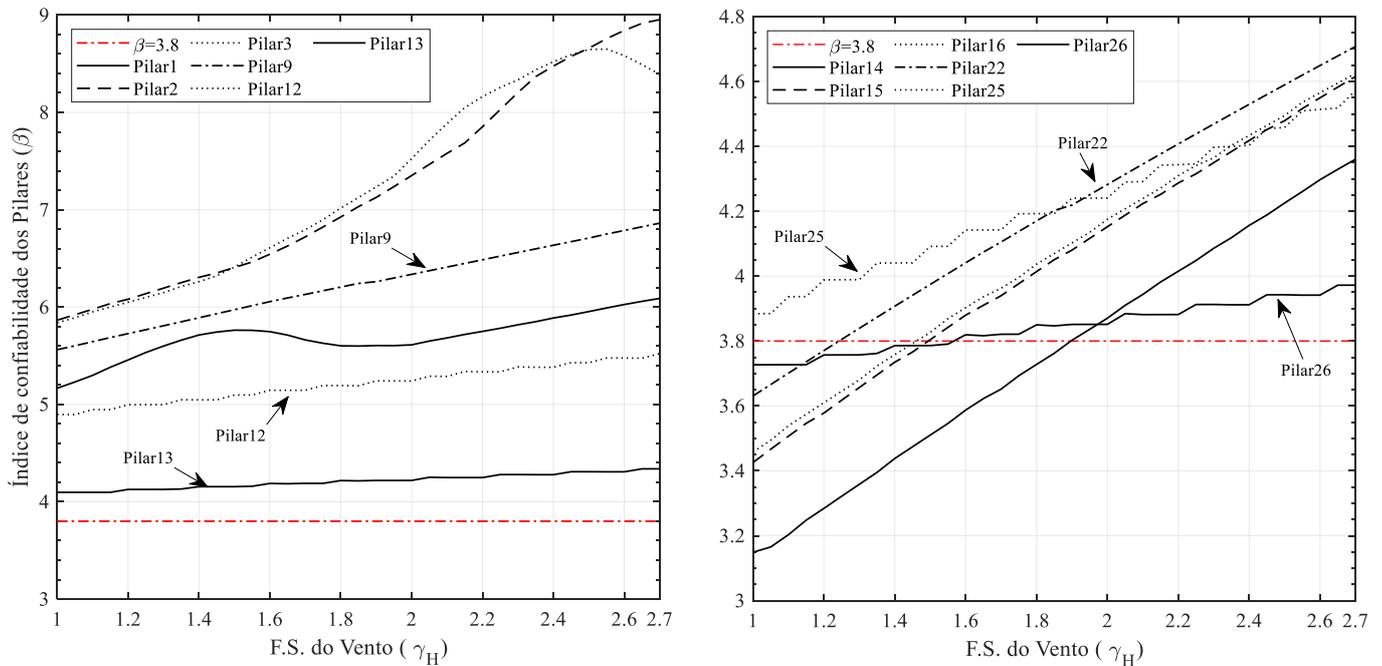


Figura 4 – Índice de Confiabilidade (β) para pilares e sua variação com o F.S. do vento (γ_H) na primeira iteração.

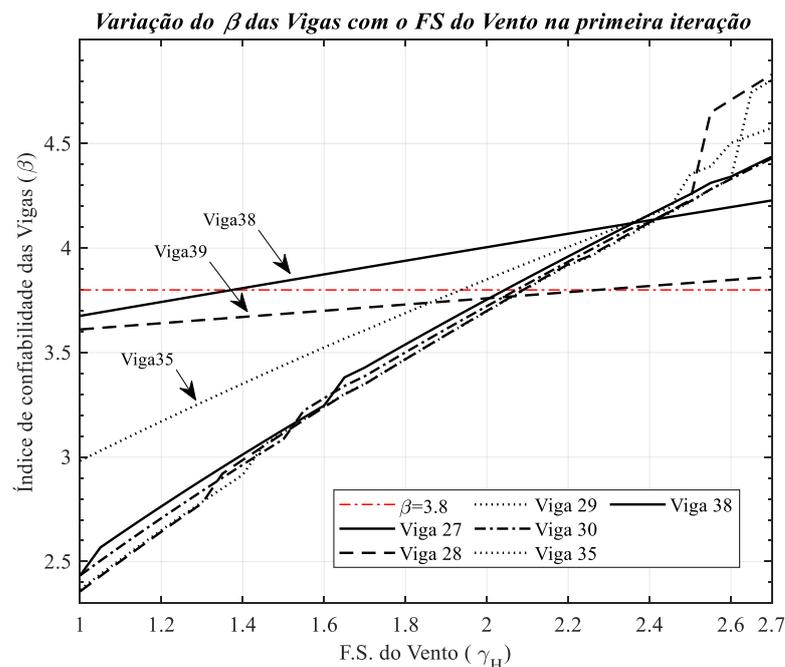


Figura 5 – Índice de confiabilidade (β) para vigas e sua variação com o F.S. do vento (γ_H) na primeira iteração

Pode-se notar que a influência do vento sobre os elementos estruturais elevados é pequena. A maior influência do vento é na geração de momentos fletores sobre elementos que se encontram em menores alturas. Portanto, o aumento do fator de majoração do vento, γ_H , não gerará aumento significativo de solicitações nos elementos elevados (grande altura).

A Figura 6 apresenta razões entre os valores dos coeficientes M_3 , N_3 e M_{v3} (Tabela 5), respectivamente da esquerda para a direita. À esquerda da figura, é apresentada a razão entre os valores dos coeficientes M_3 dos pilares 14, 15, 16, 22, 25 e 26 e o mesmo coeficiente para o pilar 26. Ao meio, processo análogo para o coeficiente N_3 . À direita, procedimento análogo para os coeficientes de vigas M_{v3} com relação à viga de maior coeficiente, a viga 28.

Observa-se que, para elementos de elevada altura, os coeficientes possuem módulo bem inferior aos elementos inferiores. Portanto, se pode concluir que os elementos superiores não são representativos para calibração de γ_H , uma vez que esses elementos possuem baixa sensibilidade ao vento e sua calibração pelo

vento levaria a estruturas desnecessariamente antieconômicas. A viga 39, por exemplo, possui sua confiabilidade estritamente dependente da carga permanente e o fator de majoração a ser calibrado seria o fator de carga permanente, γ_v .

Dado isso, para a segunda iteração serão excluídos os elementos que possuem baixa sensibilidade ao γ_H : pilares 13 e 26 e vigas 38 e 39.

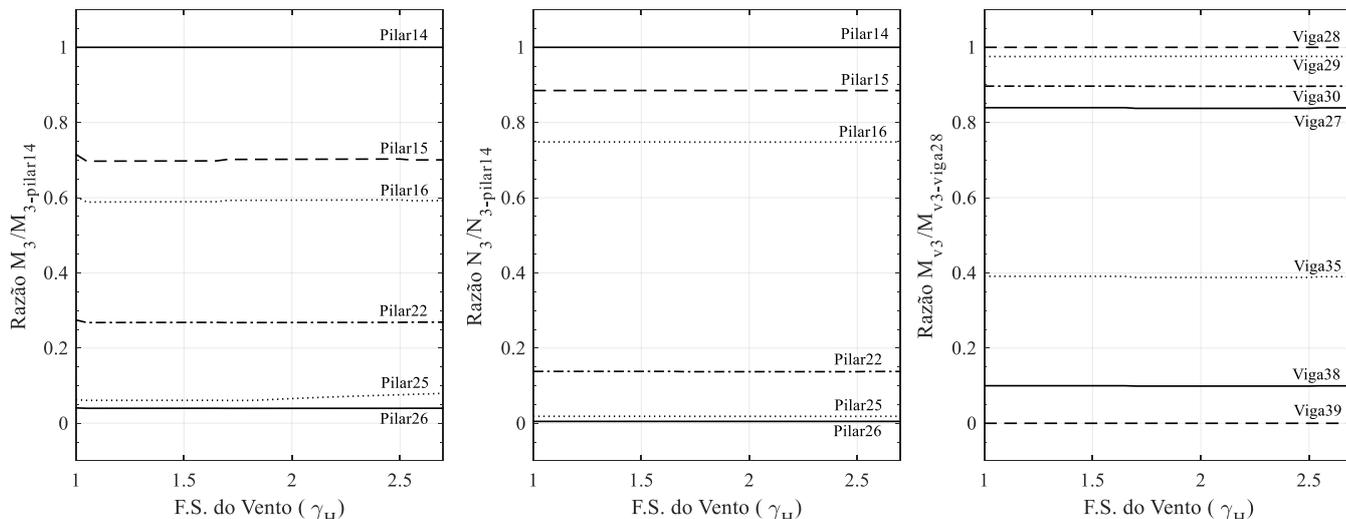


Figura 6 – Relações entre coeficientes da parcela de vento nas funções de falha

Por fim, após a escolha dos elementos críticos na primeira iteração, demais iterações são realizadas, refinando-se as funções de falha (equações (3) e (4)). O resultado é gráfico β vs. γ_H mostrado na Figura 7. Pode-se observar desse gráfico que os valores ideais de γ_H para que se garanta níveis adequados de confiabilidade para os pilares estão em torno de 1,85, bem como para as vigas está em torno de 2,30.

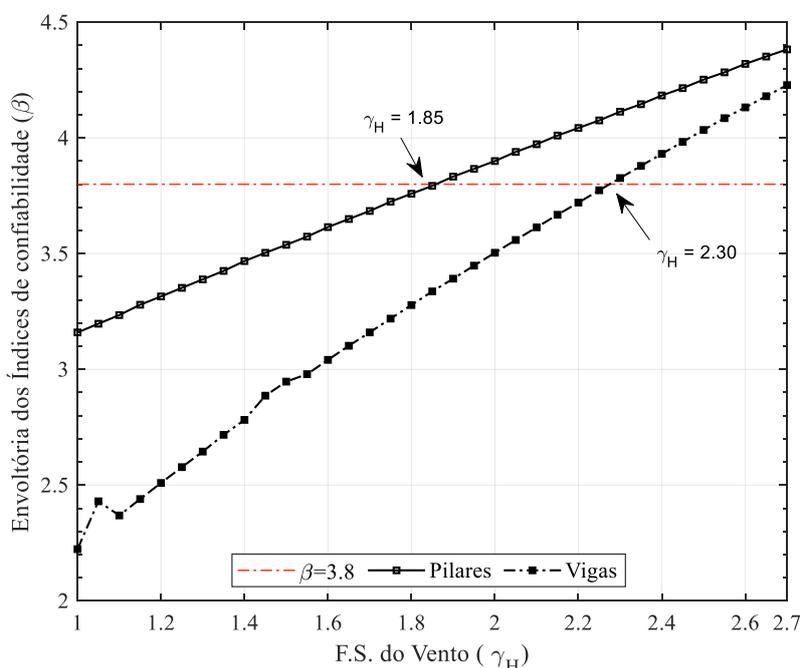


Figura 7 – Envoltória de mínimos de β das vigas e dos pilares para a última iteração

Conclusões

Este trabalho teve por objetivo avaliar, através de uma teoria com embasamento matemático, a teoria da confiabilidade estrutural, o coeficiente de majoração de carregamento de vento da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014). Através da análise, foi observado que o fator $\gamma_H = 1,4$ sugerido pela NBR 6118 para o edifício em questão apresenta índice de confiabilidade $\beta = 3,47$ quanto à flexo-compressão para o pilar de menor confiabilidade e $\beta = 2,78$ (Figura 7) quanto à flexão simples para a viga de menor confiabilidade, ambos estados limites geralmente dominantes para esses elementos.

Dado que normas estrangeiras que já permitem projetos de estruturas baseados em confiabilidade recomendam $\beta=3,8$, pode-se concluir que o fator de segurança recomendado pela norma NBR 6118 não alcança níveis de segurança suficientes para o edifício analisado submetido ao carregamento proposto, sendo necessário um fator $\gamma_H \cong 2,30$ para garantir segurança suficiente aos elementos estruturais analisados do edifício.

Deve-se evidenciar que o valor de $\gamma_H = 2,30$ foi validado considerando o fator de majoração de carga permanente $\gamma_V = 1,40$. Para diferentes valores de γ_V , diferentes valores de γ_H devem ser obtidos.

Pôde-se observar que, uma vez que a viga 39 não alcança o índice $\beta=3,8$, mas esse fica próximo de 3,6, é possível inferir, mesmo sem analisá-lo, que o fator de majoração do carregamento permanente, γ_H , também se encontra abaixo do valor necessário.

Cabe ressaltar que o fator $\gamma_H = 1,4$ não necessariamente implicará em níveis de segurança inferiores ao recomendado para quaisquer edifícios, mas deve-se ficar atento ao fato de que ele não garantirá a segurança necessária para todos os edifícios, como foi mostrado no presente trabalho.

Referências

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1988). *ABNT NBR 6123:1988 Versão Corrigida 2:2013*. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2014). *NBR 6118: Estruturas de concreto armado - Procedimento*. 2014, Rio de Janeiro.
- Beck, A. T., & Melchers, R. E. (2018). *Structural Reliability Analysis and Prediction* (3 ed.). Hoboken, New Jersey: Wiley.
- Computers & Structures, INC. (2017). *CSI Analysis Reference Manual - SAP2000*.
- EUROCODE 2. (2004). *EN 1992-1-1: Design of concrete structures*.
- JOINT COMMITTEE ON STRUCTURAL SAFETY. (2006). *Probabilist Model Code*. Zurique.
- NOWAK, A. S., e RAKOCZY, A. M. (2007). *Reliability-based Calibration of Design Code for Concrete Structures (ACI 318)*. University of Nebraska. Lincoln.
- RODRIGUES, T. C. (2019). *Análise de Confiabilidade de um Pórtico de Concreto Armado Considerando Efeitos Globais de Segunda Ordem*. Projeto de Graduação, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.
- SANTOS, S. H. (2020). *Fundamentos de Concreto Armado II, apostila*.
- Walraven, J.; Vliet, A. B.; et al. (2010). *fib Model Code for Concrete Structures*.
- Zuniga, W. J. (2019). *Otimização dimensional e de forma de treliças espaciais modeladas com curvas de Bézier*. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.