



Análise de Confiabilidade de um Pórtico de Concreto Armado Considerando Efeitos Globais de Segunda Ordem

Thiago Camargo Rodrigues¹, Sérgio Hampshire de Carvalho Santos²

¹ UFRJ / Escola Politécnica / Departamento de Estruturas / thiagocr21@poli.ufrj.br

² UFRJ / Escola Politécnica / Departamento de Estruturas / sergiohampshire@poli.ufrj.br

Resumo

No Brasil, a Norma de Projeto de Estrutura de Concreto (NBR 6118, 2014) define valores de coeficientes de ponderação com o intuito de estabelecer uma margem de segurança que garanta que a resistência da estrutura, a ser dimensionada, não seja superada pelos esforços solicitantes. Esses coeficientes de ponderação minoram as resistências dos elementos estruturais e majoram as solicitações previstas sobre os mesmos. Ao aumentar a segurança de uma construção, os custos de sua execução, geralmente, também são elevados. Por essa razão, é necessário regular os requisitos de segurança das edificações para que o seu nível de confiança seja compatível com as questões financeiras. Os coeficientes presentes na NBR 6118 podem ser melhor calibrados através da Análise de Confiabilidade, com estudos probabilísticos de segurança estrutural. Portanto, valores mais adequados dos mesmos, que harmonizem os aspectos econômicos e de segurança, podem ser encontrados. O presente trabalho tem como principal objetivo investigar os coeficientes normativos em relação aos efeitos globais de segunda ordem a partir da Análise de Confiabilidade de um pórtico plano de 13 pavimentos. Com este intuito, desenvolveu-se um método iterativo, o qual relaciona todas as variáveis presentes no sistema estrutural, a fim de encontrar a função de falha equivalente à segurança probabilística desse sistema aplicando-se a Análise de Confiabilidade. Posteriormente, foi realizada uma comparação entre os resultados obtidos com indicações de normas estrangeiras. Finalmente, verificou-se que a Norma Brasileira não se encontra perfeitamente calibrada em relação aos critérios de confiabilidade. Valores de coeficientes de segurança mais adequados a serem utilizados nos casos de flexão composta com efeitos globais de segunda ordem foram determinados. O nível de segurança da estrutura calculado através dos critérios dos Estados Limites Últimos, contudo, se apresentou próximo do obtido através do estudo probabilístico.

Palavras-chave

Confiabilidade; coeficientes de segurança; concreto armado; efeitos globais de segunda ordem.

Introdução

O conceito de segurança das estruturas, fundamental no projeto estrutural da Engenharia Civil, se define pelo fato das magnitudes das resistências da estrutura deverem permanecer maiores que as resultantes das solicitações aplicadas à mesma. Com o objetivo de prevenir acidentes e possíveis desastres, o engenheiro deve garantir tal segurança seguindo as recomendações das Normas Brasileiras, através do Método dos Estados Limites Últimos. Este Método consiste em majorar os esforços sobre os elementos do sistema e minorar a capacidade resistente destes com o auxílio dos chamados coeficientes de segurança, cujos valores são estabelecidos por norma.

Embora seja preciso garantir a segurança da construção, é importante que esta não seja exagerada a ponto de encarecer a obra de forma desnecessária. Por essa razão, os coeficientes da norma devem ser o mais precisos possível, equilibrando, assim, a questão econômica com a da segurança.

A forma mais adequada de se calibrar os coeficientes da norma é através da Teoria da Confiabilidade, a qual une os conceitos estruturais aos probabilísticos a fim de garantir a resistência ideal. É possível, então, com auxílio da Confiabilidade, levar em consideração incertezas que advêm da modelagem estrutural, de questões

físicas e naturais, entre outras possíveis causas, nos cálculos estruturais e estabelecer a probabilidade de falha da edificação.

O caso do cálculo estrutural de concreto armado considerando efeitos globais de segunda ordem no dimensionamento de pilares sugerido pela NBR 6118 pode despertar questionamentos em relação ao excesso de conservadorismo. Inicialmente, no dimensionamento que leva em conta os efeitos de primeira ordem, a Norma Brasileira recomenda o uso dos coeficientes de segurança para cargas acidentais e permanentes para majorar os esforços solicitantes sobre a estrutura. Na fase de cálculo dos efeitos de segunda ordem, estes coeficientes estão aplicados simultaneamente nas cargas verticais e também nos deslocamentos decorrentes das cargas horizontais, gerando a dúvida se estes coeficientes estão aplicados duas vezes de forma multiplicativa, na avaliação destes efeitos.

Motivado por este questionamento, o presente trabalho tem como principal objetivo investigar se os coeficientes de segurança presentes na Norma Brasileira de Concreto Armado, NBR 6118 (2014), para os casos de dimensionamento de pilares considerando-se os Efeitos Globais de Segunda Ordem, estão calibrados para conciliar a segurança e a economia das estruturas da melhor forma possível. Para isso, foi realizada uma Análise de Confiabilidade de um pórtico de um edifício de 13 pavimentos.

Realizou-se, primeiramente, o cálculo das solicitações e o dimensionamento das armaduras convencionalmente, no Estado Limite Último. Em seguida, foi desenvolvido um método iterativo que relaciona todas as variáveis presentes no sistema estrutural, com a finalidade de determinar a função de falha equivalente à segurança probabilística do mesmo. Foi realizada a Análise de Confiabilidade com o auxílio do programa VAP (2019). Ao final da aplicação do método desenvolvido, compararam-se os resultados obtidos com os valores indicados em normas estrangeiras. O motivo da utilização destas normas é a falta de definição sobre o assunto nas normas nacionais.

Aplicação da Teoria da Confiabilidade

Muitas incertezas estão presentes no desenvolvimento de um projeto estrutural, uma vez que há imprecisões humanas que inevitavelmente ocorrerão durante a fase de construção, incertezas em relação às características dos materiais devido a estes, em muitos casos, serem fabricados *in loco*, além de imprevisíveis ações da natureza que podem, por exemplo, adquirir magnitudes sem precedentes que ameaçarão a segurança da estrutura. As Normas Brasileiras vigentes procuram compensar o efeito de tais imprecisões através da recomendação da adoção de coeficientes de segurança, utilizados para majorar as solicitações sobre os elementos estruturais e reduzir a resistência dos mesmos.

A Teoria da Confiabilidade busca determinar o grau de confiança de que um sistema permaneça no seu estado de não-falha durante todo o seu período de vida útil, considerando que os requisitos de projeto sejam respeitadas (Beck, 2019). É possível, através dessa teoria, levar em conta as incertezas relacionadas a cada variável presente no sistema estrutural, seja ela solicitante ou resistente, para realizar a verificação probabilística de segurança em um projeto. A Confiabilidade permite que os dimensionamentos usuais sejam extrapolados para os casos não usuais no cotidiano da Engenharia Civil. Além disso, ela possibilita o refinamento dos coeficientes de segurança adotados em projeto, de forma que a estrutura se mantenha segura, porém econômica.

As variáveis presentes em sistemas estruturais de concreto armado, como a resistência dos materiais e as cargas sobre as estruturas, de forma geral, como apresentado em RODRIGUES (2019), podem ser representadas por distribuições de Gumbel e Normal, para os casos usuais presentes na Engenharia Civil. A distribuição Normal, uma das mais simples e mais utilizadas, por apenas utilizar a média e o desvio padrão como parâmetros, será aqui utilizada para representar todas as variáveis do sistema estrutural, com exceção das cargas variáveis. Para estas cargas, faz-se uso da distribuição Gumbel, a mais adequada para se representar valores máximos e mínimos da ocorrência de fenômenos naturais. Faz-se uso da mesma para a representação de valores extremos de fenômenos ambientais nas aplicações da engenharia, como extremos de velocidade do vento, carga de ondas e cheias de um rio (BECK, 2019).

Equação de falha e probabilidade de falha e Índice de confiabilidade (β)

A equação de falha é constituída por todas as variáveis aleatórias presentes em um sistema, considerando que estas satisfazem ou não às exigências mínimas de segurança do mesmo. Considerando um dado vetor X formado por tais variáveis aleatórias, pode-se definir a equação de falha da seguinte maneira:

$$g(X) = g(X_1, X_2, X_3, X_4, \dots, X_n) \quad (1)$$

A equação de falha define dois domínios: o de falha (Ω_f) e o de não falha (Ω_s). A falha é representada nesta equação através de valores menores que zero, e, por consequência, o sucesso, ou a não falha, é representado por valores iguais ou maiores que zero. Essas definições estão resumidas abaixo:

$$\Omega_f = \{x | g(x) < 0\} \quad (2)$$

$$\Omega_s = \{x | g(x) \geq 0\} \quad (3)$$

De maneira geral, a equação de falha mais utilizada na Engenharia Estrutural é a mais simples, envolvendo apenas duas variáveis aleatórias, e se resume na subtração da resistência, R, pela solicitação, S. Essa equação é conhecida como o problema fundamental da confiabilidade (BECK, 2019):

$$g(R, S) = M = R - S \quad (4)$$

Pode-se interpretar a Equação (4) observando que, se a resistência é menor que a solicitação, ou seja, $R < S$, a chamada margem, M, é negativa e se encontra dentro do domínio de falha (Ω_f). Portanto, se caracteriza a situação como uma situação de falha. A probabilidade de falha, dessa forma, pode ser mensurada através da integral:

$$P_f = P[\{X \in \Omega_f\}] = P[\{g(X) \leq 0\}] = \int_{\Omega_f} f_x(x) dx \quad (5)$$

$$P_f = P[\{R \leq S\}] = P[\{(r, s) \in D_f\}] \quad (6)$$

Como o domínio de falha tem como limite $r = s$, têm-se:

$$P_f = \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^s f_{RS}(r, s) dr ds \quad (7)$$

No caso em que as variáveis R e S são estaticamente independentes:

$$f_{RS}(r, s) = f_R(r) \cdot f_S(s) \quad (8)$$

E, assim, a probabilidade de falha se apresenta da seguinte maneira:

$$P_f = \int_{-\infty}^{+\infty} f_S(s) \left[\int_{-\infty}^s f_R(r) dr \right] ds = \int_{-\infty}^{+\infty} f_S(s) \cdot F_R(s) ds \quad (9)$$

Sendo $f_S(s)$ a função marginal de densidade de probabilidade da solicitação e $F_R(r)$, a função marginal de distribuição cumulativa de probabilidade de resistência.

A segurança da estrutura é expressa através do chamado índice de confiabilidade (β). No problema fundamental da confiabilidade, é correto afirmar que a margem M também é uma variável aleatória. Dessa maneira, é possível se calcular a probabilidade de falha a partir de M.

$$P_f = P[\{M \leq 0\}] = \int_{-\infty}^0 f_M(m) dm = F_M(0) \quad (10)$$

Admitindo-se que R e S são variáveis aleatórias normais, M também se apresentará como distribuição normal e, com isso, considerando-se R e S como variáveis independentes, calcula-se a média e o desvio padrão de M da seguinte forma:

$$\mu_M = \mu_R - \mu_S \quad (11)$$

$$\sigma_M = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} \quad (12)$$

Transforma-se, então, M em uma variável normal padrão Y:

$$Y = \frac{M - \mu_M}{\sigma_M} \rightarrow M = Y \cdot \sigma_M + \mu_M \quad (13)$$

Através da Equação (13), pode-se determinar a probabilidade da função margem de segurança M através da função cumulativa normal padrão. Dessa forma, a probabilidade de falha de M é encontrada da seguinte maneira:

$$P_f = P\{M \leq 0\} = P\{Y \cdot \sigma_M + \mu_M \leq 0\} = P\left\{Y \leq -\frac{\mu_M}{\sigma_M}\right\} \quad (14)$$

Esta relação, encontrada na equação da margem entre a média e o desvio padrão de M, representa o índice de confiabilidade, β :

$$\beta = \frac{\mu_M}{\sigma_M} \quad (15)$$

Este índice está, portanto, diretamente ligado à probabilidade de falha da estrutura. Quanto maior o seu valor, menores as chances da construção entrar em colapso. Graficamente, pode-se interpretar este índice como a distância entre a falha e a média da margem dividida pelo desvio padrão (BASTOS, 2012).

Como as Normas Brasileiras não especificam nenhum valor limite para o índice β , para se definir uma referência é necessário consultar outros documentos e normas, como o Eurocode 0 (2001) e a norma americana ASCE-SEI-16 (2016). Para casos de edifícios e estruturas comuns, cujo período de vida útil é de 50 anos, o Eurocode recomenda a adoção de 3,8 para o índice de confiabilidade. Já as normas mais modernas como a ASCE-SEI-16 (2016), como mostra a Tabela 1, indicam valores de β maiores para rupturas mais frágeis, enquanto que, para rupturas mais dúcteis, indicam valores de β menores. De acordo com a Tabela 1, esses valores do índice de confiabilidade variam de 3,0 a 4,0 (coluna II da categoria de risco, que equivale à categoria de risco usual). Nesse trabalho, optou-se por adotar essa margem como a segurança adequada para a estrutura.

Tabela 1 – Confiabilidade alvo (probabilidade anual de falha) e índices de confiabilidade β para condições de carga não incluindo terremotos, tsunamis e eventos extraordinários (adaptada da STANDARD ASCE/SEI 7-16).

Base	Categoria do Risco			
	I	II	III	IV
Falha que não é repentina e não leva à progressão generalizada dos danos	$P_F = 1,25 \times 10^{-4}$ /ano $\beta = 2,5$	$P_F = 3,0 \times 10^{-5}$ /ano $\beta = 3,0$	$P_F = 1,25 \times 10^{-5}$ /ano $\beta = 3,25$	$P_F = 5,0 \times 10^{-6}$ /ano $\beta = 3,5$
Falha repentina ou que leva à progressão generalizada dos danos	$P_F = 3,0 \times 10^{-5}$ /ano $\beta = 3,0$	$P_F = 5,0 \times 10^{-6}$ /ano $\beta = 3,5$	$P_F = 2,0 \times 10^{-6}$ /ano $\beta = 3,75$	$P_F = 7,0 \times 10^{-7}$ /ano $\beta = 4,0$
Falha repentina e que resulta em progressão generalizada dos danos	$P_F = 5,0 \times 10^{-6}$ /ano $\beta = 3,5$	$P_F = 7,0 \times 10^{-7}$ /ano $\beta = 4,0$	$P_F = 2,5 \times 10^{-7}$ /ano $\beta = 4,25$	$P_F = 1,0 \times 10^{-7}$ /ano $\beta = 4,5$

Método de Transformação

Para que seja possível determinar a função da probabilidade de falha em problemas de Confiabilidade, é necessário que a função de densidade da função seja determinada, além de ser definido o domínio da integração. No entanto, na prática, determinar de maneira direta esse tipo de função não é possível e, com isso, utilizam-se métodos aproximados para formá-la (BECK, 2019). Dentre os métodos de resolução aproximada mais utilizados nas Análises de Confiabilidade está o método de confiabilidade de primeira ordem (FORM). Este método faz uso das informações probabilísticas existentes, que, normalmente, são as funções de distribuição marginais e os coeficientes de correlação entre pares de variáveis aleatórias, para a construção da função conjunta. Além disso, o domínio de integração da função da probabilidade de falha é aproximado por uma função linear. O método FORM foi o método de transformação adotado ao longo do presente trabalho.

Análise de Confiabilidade Considerando Efeitos Globais de 2ª Ordem

Seguindo as recomendações da NBR 6118 (2014), no dimensionamento de estruturas, as cargas permanentes e as cargas variáveis são majoradas pelo coeficiente 1,4. Contudo, quando é necessário que se considere os efeitos globais de 2ª ordem, surge um questionamento se a norma está sendo ou não conservadora de maneira excessiva. Como ilustrado na Figura 2, usando os carregamentos majorados sobre uma estrutura ao se analisar os efeitos de segunda ordem, considera-se o momento gerado pela força vertical majorada ($1,4V_k$) multiplicado pela excentricidade gerada pelos deslocamentos causados na estrutura pela força horizontal majorada ($1,4H_k$). Como essa excentricidade (e) é diretamente proporcional à carga horizontal, forma-se a questão em relação ao excesso de conservadorismo ou não da norma, pois o momento gerado pelos efeitos de segunda ordem estaria sendo majorado multiplicativamente pelo coeficiente duas vezes, uma pela carga vertical e outra pela horizontal (através da excentricidade).

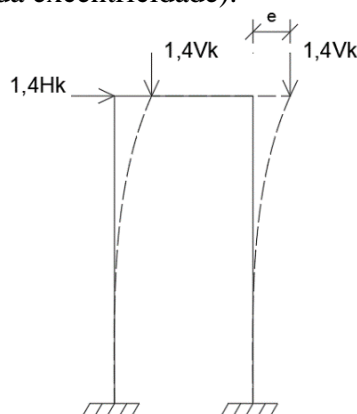


Figura 2 – Efeitos de segunda ordem na flexão de pilar.

Foi realizada, por esta razão, uma investigação das recomendações da norma sobre os efeitos de segunda ordem através de uma Análise de Confiabilidade. Em um primeiro momento, foi realizado o dimensionamento do pilar mais solicitado de uma estrutura considerada como convencional, guiado pelas recomendações da NBR 6118 (2014), levando em consideração os efeitos de segunda ordem globais, através do método P-delta com o programa SAP2000 (2018).

Em seguida, foi executada uma Análise de Confiabilidade do mesmo pilar através de um método original, com o auxílio do programa VAP (2019), com a finalidade de investigar se os coeficientes da norma se encontram ou não conservadores em demasia.

No presente estudo, considerou-se um edifício residencial de 13 pavimentos de concreto C40 e aço CA-50, baseado no edifício utilizado por MONTEIRO JUNIOR (2019) em sua análise global. Para fazer a análise do edifício foi considerado o pórtico equivalente no centro do prédio. A planta de formas do edifício e o modelo de pórtico equivalente utilizados estão apresentados nas Figura 3.

Para representar a carga permanente, utilizou-se um carregamento nominal de 90 kN/m distribuído sobre as vigas de cada pavimento do pórtico estudado nesse exemplo. Já o carregamento relativo às forças transversais de vento sobre a estrutura, foi considerado como 1,0 kN/m² na maior fachada. Como foi utilizado o pórtico central no modelo, a carga do vento em cada pavimento pôde ser substituída por cargas concentradas equivalentes. O valor dessa carga do vento utilizado, portanto, foi de 18,0 kN, após multiplicar o carregamento pela área de influência do nó em cada pavimento.

Ao se calcular o valor do γ_z para os carregamentos sobre o modelo estudado, obteve-se o valor de 1,16 que ultrapassa o limite de 1,10. Dessa forma, para o dimensionamento da estrutura analisada, os efeitos globais de segunda ordem devem ser levados em conta.

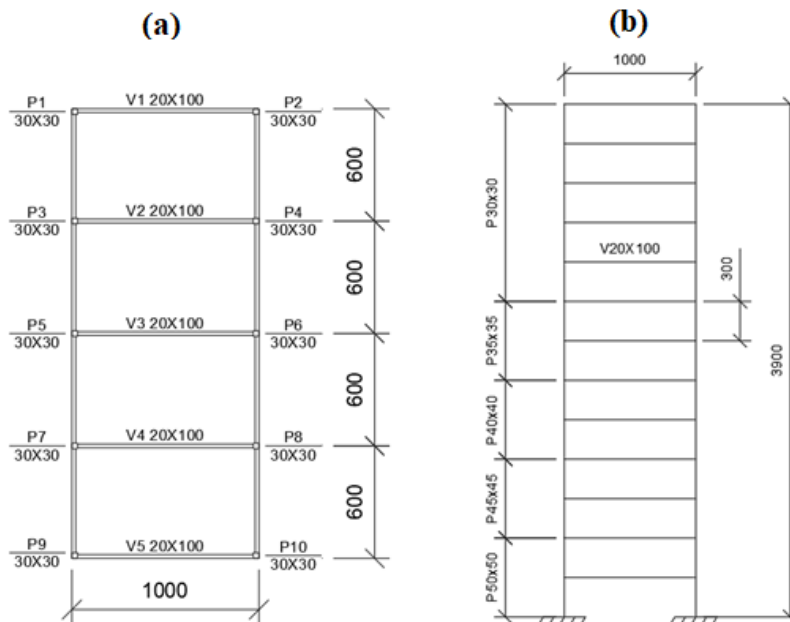


Figura 3 – (a) Planta de forma da estrutura. (b) Pórtico central da estrutura (medidas em centímetros)

Utilizando o programa SAP2000 (2018), considerando os efeitos de segunda ordem globais através do método P-Delta, obtiveram-se o esforço normal de cálculo e o momento fletor de cálculo na base do pilar mais solicitado. Os valores do esforço normal de cálculo e do momento fletor de cálculo encontrados foram, respectivamente, -8958,54 kN e 631,09 kNm.

Em seguida, com o auxílio da planilha de SANTOS (2019) e seguindo as recomendações da NBR 6118 (2014), realizou-se o dimensionamento do pilar mais solicitado. Constatou-se, então, que a área de aço necessária para o equilíbrio da estrutura é de 145,98 cm². Percebe-se que, como a seção da base do pilar mais solicitado é de 50x50, a taxa de armadura, considerando a armadura necessária, é de 5,84%. Essa situação foge dos padrões recomendados pela Norma Brasileira e foi contornada através da consideração de uso de emendas mecânicas ao invés de emendas por traspasse.

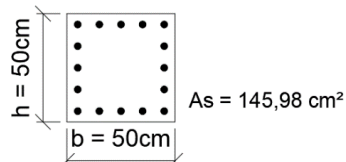


Figura 4 – Seção do pilar do pórtico.

Com a intenção de se determinar a função de falha da estrutura, buscou-se obter a relação entre os carregamentos sobre o pórtico com os esforços normais e de momento fletor na base do pilar mais solicitado. O processo de interpolações nos ábacos de dimensionamento, utilizado com o objetivo de se obter uma relação linear aproximada entre a área de armadura necessária e o momento fletor e o esforço normal, é o mesmo descrito por TRAMONTINI (2016). Este método consiste em utilizar pontos no entorno do ponto estudado e, desta forma, gerar uma relação linear entre as variáveis presentes no ábaco. A Figura 5 representa o modelo deste processo de interpolações.

Com a planilha de SANTOS (2019), foram escolhidos, desse modo, quatro pontos do ábaco, dois deles para a armadura de 120 cm² e outros dois para a armadura de 140 cm², com a finalidade de escolher pares de valores M_d e N_d no entorno da situação de projeto do pilar do pórtico e, assim, determinar tal função linear que relacione a área de armadura necessária, A_s , com os momentos fletores, M_d , e esforços normais, N_d , na base do pilar. No trecho analisado, o pilar é muito curto, sendo dispensada a verificação para efeitos locais de segunda ordem. Os valores de A_s , M_d e N_d para os quatro pontos se encontram na Tabela 2.

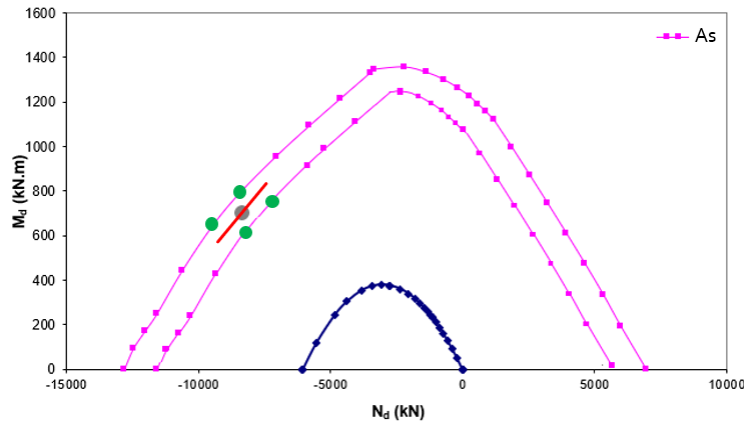


Figura 5 – Modelo do processo de interpolações nos ábacos de dimensionamento

Tabela 2 – Esforços normais e momentos fletores utilizados para a determinação das relações com a armadura

A_s (cm ²)	N (kN)	M (kNm)
120	-8308	545
120	-9336	363
140	-9966	404
140	-8883	595

Através dos valores da Tabela 2, foram calculados os valores da taxa mecânica de armadura, ω , do esforço normal reduzido, η e do momento reduzido, μ , para cada uma das linhas da Tabela 2, através das seguintes fórmulas:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_y}{b \cdot h \cdot f_c} \quad (16)$$

$$\eta = \frac{N}{b \cdot h \cdot f_c} \quad (17)$$

$$\mu = \frac{M}{b \cdot h^2 \cdot f_c} \quad (18)$$

As Equações (16), (17) e (18) têm como dados de entrada as seguintes propriedades do pilar: base (b) e altura (h) da seção do pilar de 0,50 m, resistência do concreto (f_c) e do aço (f_y) de valores , respectivamente, 28571,43 kN/cm² e 43,48 kN/cm².

Tabela 3 – Esforços normais e momentos fletores utilizados para a determinação das relações com a armadura

A_s (cm ²)	N (kN)	M (kNm)	ω	η	μ
120	-8308	545	0,7304	-1,1631	0,1526
120	-9336	363	0,7304	-1,3070	0,1016
140	-9966	404	0,8522	-1,3952	0,1131
140	-8883	595	0,8522	-1,2436	0,1666

Considerou-se, então a seguinte relação linear:

$$\omega = A + B \cdot \eta + C \cdot \mu \quad (19)$$

Fazendo uso dos pontos da Tabela 3, formam-se as seguintes equações e três delas foram utilizadas para determinar as constantes A , B e C . A equação que não foi utilizada foi, então, usada para a verificação da relação final.

$$0,7304 = A - 1,1631 \cdot B + 0,1526 \cdot C \quad (20)$$

$$0,7304 = A - 1,3070 \cdot B + 0,1016 \cdot C \quad (21)$$

$$0,8522 = A - 1,3952 \cdot B + 0,1131 \cdot C \quad (22)$$

$$0,8522 = A - 1,2436 \cdot B + 0,1666 \cdot C \quad (23)$$

Foi obtida, assim, a seguinte expressão que determina a relação entre as variáveis adimensionais:

$$\omega = -0,87842 - 1,00927 \cdot \eta + 2,85034 \cdot \mu \quad (24)$$

Efetuada a verificação com a Equação (23) encontrou-se uma variação de apenas 0,31%, validando, assim, a relação encontrada. Substituindo as variáveis adimensionais nas Equações (16), (17) e (18), obteve-se a relação entre a armadura, o momento e o esforço normal na base do pilar.

$$A_s \cdot f_y = -0,87842 \cdot b \cdot h \cdot f_c - 1,00927 \cdot N + 2,85034 \cdot M/h \quad (25)$$

Na etapa seguinte, utilizou-se mais uma vez o programa SAP2000 (2018) com o objetivo de determinar os valores do esforço normal de cálculo e do momento fletor de cálculo na base no pilar mais solicitado em situações próximas à estudada. Estes valores, apresentados na Tabela 4, foram obtidos para possibilitar a produção de mais duas relações lineares, de forma análoga ao processo de determinação da relação estabelecida na Equação (25): a primeira entre o esforço normal na base e os carregamentos horizontais e verticais sobre o pórtico e, a segunda, entre o momento fletor na base e esses carregamentos horizontais e verticais. Os valores de cálculo V_d e H_d eram, respectivamente, 126 kN/m e 25,2 kN.

Tabela 4 – Esforços Normais e Momentos Fletores de cálculo para quatro diferentes situações

Combinações	M_d (kNm)	N_d (kN)
$0,8V_d + 0,8H_d$	493,85	-7137,27
$0,8V_d + 1,2H_d$	660,5	-7429,93
$1,2V_d + 0,8H_d$	597,55	-10475,14
$1,2V_d + 1,2H_d$	775,8	-10801,77

As equações determinadas possuem formato similar ao da Equação (19). Após os cálculos, foram encontradas as seguintes expressões finais das relações:

$$N = 123,79 - 66,22758 \cdot V - 29,03373 \cdot H \quad (26)$$

$$M = -46,85 + 2,05754 \cdot V + 16,53274 \cdot H \quad (27)$$

As verificações das duas equações resultaram variações de 0,31% e 1,50%, validando, assim, as mesmas. Combinando, por fim, a Equação (25) com essas duas novas equações, (26) e (27), obtém-se a equação final, relacionando as armaduras necessárias do pilar, com os valores dos carregamentos horizontal e do vertical.

$$A_s \cdot f_y = -0,87842 \cdot b \cdot h \cdot f_c - 124,93695 + 66,84120 \cdot V + 29,30274 \cdot H + 1/h \cdot (-133,54 + 5,86469 \cdot V + 47,12397 \cdot H) \quad (28)$$

Formula-se, então, a função de falha da estrutura, G , acrescentando as modelagens de cargas, mod_C , e de resistências, mod_R , na relação encontrada.

$$G = (A_s \cdot f_y + 0,87842 \cdot b \cdot h \cdot f_c) \cdot mod_R + [124,93695 - 66,84120 \cdot V - 29,30274 \cdot H - 1/h \cdot (-133,54 + 5,86469 \cdot V + 47,12397 \cdot H)] \cdot mod_C \quad (29)$$

Determinam-se, para cada variável da função de falha, os respectivos valores de média e desvio padrão, seguindo os fatores *Bias* (Valores médios/valores característicos) e coeficientes de variação da Tabela 5 de variáveis para estruturas de concreto armado definida por RODRIGUES (2019). Os resultados se encontram na Tabela 6.

Obtidos os valores das médias e desvios padrão de todas as variáveis e com a função de falha determinada, utilizou-se o programa VAP (2019) com uso do método FORM, com a finalidade de determinar o índice de confiabilidade, β , e os valores de cálculo no ponto de projeto fornecidos pelo programa.

O coeficiente de confiabilidade indicado pelo sistema foi de 3,65 e este corresponde à situação de equilíbrio do Estado Limite Último. Multiplicando-se os novos valores da carga V (103,1 kN/m) e da carga H (47,58 kN), dados pelo programa, pelo novo valor da modelagem de carga fornecido pelo mesmo (1,145), obtiveram-se novos valores de entrada para o sistema iterativo. Esses valores de cálculo das cargas vertical e horizontal, foram, respectivamente, 118,050 kN/m e 54,479 kN.

Tabela 5 – Variáveis para estruturas de concreto armado

Variável	Distribuição	Bias factor	COV ou σ
Carga permanente	Normal	1,050	0,10
Carga acidental (50 anos)	Gumbel	0,890	0,35
Vento (50anos)	Gumbel	1,187	0,35
Modelagem das cargas	Normal	1,000	0,10
Resistências do concreto	Normal	1,328	0,15
Resistência do aço	Normal	1,089	0,05
Dimensões seccionais	Normal	1,000	4 mm + 0,006L \leq 10 mm
Áreas das barras	Normal	1,000	0,015
Cobrimento	Normal	1,000	5 mm
Modelagem das resistências	Normal	1,000	0,05

Tabela 6 – Variáveis para a estrutura analisada

Variável	Pilar		
	Distribuição	Média	Desvio Padrão
b (m)	Normal	0,500	0,007
h (m)	Normal	0,500	0,007
A_s (cm ²)	Normal	145,98	2,190
f_c (kN/cm ²)	Normal	53120,00	7968
f_y (kN/cm ²)	Normal	54,45	2,7225
V (kN)	Normal	94,50	9,450
H (kN)	Gumbel	21,37	7,478
Modelagem de cargas	Normal	1,00	0,100
Modelagem das resistências	Normal	1,00	0,050

Com esses dois novos valores obtidos, lançaram-se os mesmos no programa SAP2000 (2018) e, mais uma vez, foi realizado todo o processo descrito anteriormente para os novos valores de carregamento sobre o pórtico, visando alcançar uma função de falha mais refinada que a da Equação (29), de maneira iterativa. Ao final desta etapa, foi gerada a seguinte equação de falha:

$$G = (A_s \cdot f_y + 0,93597 \cdot b \cdot h \cdot f_c) \cdot mod_R + [221,00253 - 59,66819 \cdot V - 25,30285 \cdot H - 1/h \cdot (-332,04 + 9,71582 \cdot V + 62,28359 \cdot H)] \cdot mod_C \quad (30)$$

De forma análoga à realizada anteriormente, com o auxílio do programa VAP (2019), fez-se uso da nova função de falha e dos dados de entrada da Tabela 6 para se obter o novo valor do coeficiente de confiabilidade, β , e os novos valores de cálculo que o programa fornece. Determinou-se, então, o coeficiente de confiabilidade, nessa segunda iteração igual a 3,54 e os valores de cálculo da carga vertical e da carga horizontal, calculados de forma análoga à anterior, respectivamente, 115,023 kN/m e 56,052 kN.

Mais uma vez, usaram-se os novos valores de carga de cálculo como dados de entrada no sistema para mais uma iteração em busca da convergência do sistema. A função de falha calculada para a terceira iteração foi:

$$G = (A_s \cdot f_y + 0,93597 \cdot b \cdot h \cdot f_c) \cdot mod_R + [218,79753 - 59,70569 \cdot V - 25,18745 \cdot H - 1/h \cdot (-327,96 + 9,77414 \cdot V + 62,09072 \cdot H)] \cdot mod_C \quad (31)$$

Processando pela terceira vez o programa VAP (2019), com a função de falha (31) e os valores da Tabela 6, percebeu-se que o coeficiente de confiabilidade, β , se manteve em 3,54 nesta iteração, permitindo, assim, a conclusão de que o sistema convergiu e, portanto, que este valor de β corresponde às condições de equilíbrio probabilístico do sistema estrutural.

Percebe-se que a NBR 6118 (2014), quando trata de flexão composta de pilares com efeitos globais de segunda ordem, não é conservadora e, ainda, não está calibrada conforme a Teoria de Confiabilidade, uma vez que o valor do índice β para o caso de equilíbrio do Estado Limite Último divergiu do valor da situação das condições de equilíbrio probabilístico do sistema estrutural. Considerando, ainda, o limite inferior de β

sugerido pelo Eurocode, 3,8, o sistema se mostrou ligeiramente abaixo da segurança. O índice de confiabilidade, entretanto, se mostrou dentro dos limites estabelecidos pela norma americana.

Apesar da divergência, os índices β do equilíbrio do Estado Limite Último e do equilíbrio probabilístico possuem valores próximos, o que configura uma característica positiva dos valores da norma, pois, embora não calibrada, seu nível de segurança está próximo do estabelecido pela segurança probabilística.

Com o resultado gerado pelo programa, foi possível determinar os coeficientes ideais multiplicadores dos valores característicos para a estrutura. Bastou calcular, de forma análoga à que foi feita nas outras iterações, os valores de cálculo das solicitações, permanente e acidental, e das resistências, do concreto e do aço, e em seguida, dividir tais valores pelos seus respectivos valores característicos. Assim, foi determinado que o coeficiente de segurança mais adequado para cargas permanentes é de 1,279, para cargas acidentais é de 3,110, para a resistência do aço é de 1,029 e para a resistência do concreto é de 0,968.

Analisando-se os coeficientes encontrados, percebe-se que as cargas de vento, devido à sua maior variabilidade, acabaram apresentando coeficientes de segurança muito mais elevados que das cargas permanentes e das resistências do concreto e do aço, uma vez que seu coeficiente é de aproximadamente 3,1 e os das outras variáveis se encontram próximos de 1,0.

Conclusão

A busca da conciliação da segurança estrutural com a economia das construções sempre estará presente no cotidiano do Engenheiro Civil. O principal processo de calibragem de coeficientes pré-determinados de segurança para que esta harmonia seja alcançada é a Análise de Confiabilidade. Este trabalho buscou contribuir com o desenvolvimento destas análises e avaliar a NBR 6118 (2014) em relação à sua adequação, quando se trata da análise de efeitos globais de segunda ordem.

O resultado da Análise de Confiabilidade de um pórtico de concreto armado, considerando efeitos globais de segunda ordem, explicitou o fato de que a NBR 6118 (2014) não se encontra calibrada em relação aos critérios de confiabilidade e, muito menos, se apresenta de forma conservadora. Entretanto, o nível de segurança obtido através dos critérios dos Estados Limites Últimos se apresentou próximo do obtido através do equilíbrio probabilístico. Além disso, foram determinados os valores dos coeficientes de segurança mais adequados a serem utilizados nos casos de flexão composta reta com efeitos globais de segunda ordem.

Percebe-se, entretanto, que o índice de confiabilidade do sistema encontrado se mantém dentro dos limites probabilísticos de segurança estabelecidos pelas normas americanas mais recentes de concreto armado. E com estas definições normativas, pôde-se validar o método de análise criado para o problema em questão.

Referências

- ABNT-ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014. NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento. Rio de Janeiro.
- AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS, 2016, ASCE 7-16: Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, United States.
- BASTOS, F. P. S. Análise de Confiabilidade de seções submetidas à flexão simples e composta pelo método de Monte Carlo. Projeto de Graduação, Escola Politécnica/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2012
- BECK, A. T. Confiabilidade e Segurança das Estruturas. Elsevier, 2019.
- COMPUTERS AND STRUCTURES, Inc., SAP2000 20.2, Structural Analysis Program, 2018.
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN), 2001. EN 1990 –EUROCODE: Basis of Structural Design. Bruxelas.
- MONTEIRO JUNIOR, M. T. R. Análise global de estruturas de edifício de concreto armado aplicando a Teoria da Confiabilidade. Projeto de Graduação, Escola Politécnica/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2019.
- PETSCHACHER SOFTWARE UND PROJEKTENTWICKLUNGS, 2017. VAP (2019) – Variables Processor, Version 4.0.
- SANTOS, S. H. C. Fundamentos de Concreto Armado II. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Apostila. Rio de Janeiro. 2019.
- RODRIGUES, T. C. Análise de Confiabilidade de um pórtico de concreto armado considerando efeitos globais de segunda ordem. Projeto de Graduação, Escola Politécnica/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2019.
- TRAMONTINI, P.M. Estudo de Confiabilidade para Seções de Concreto Armado, Submetidas a Diversos Tipos de Esforço. Dissertação de Mestrado, Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2016.