

COMPORTAMENTO DO ÍNDICE DE CONFIABILIDADE DE PILARES DE CONCRETO ARMADO EM FUNÇÃO DO TEMPO DE CARREGAMENTO

RELIABILITY INDEX BEHAVIOR OF REINFORCED CONCRETE COLUMNS ACCORDING TO THE LOAD TIME

Leandro Candido de Lemos Pinheiro¹ 

Mauro de Vasconcellos Real² 

Fábio Costa Magalhães³ 

Resumo: Este estudo tem como objetivo principal avaliar o comportamento do índice de confiabilidade de pilares de concreto armado em função do tempo em que permanecem carregados. Com isso busca-se inferir se parâmetros como índice de esbelteza, resistência à compressão do concreto e taxa de armadura afetam a variação da confiabilidade destas estruturas ao longo do tempo de carregamento, bem como estabelecer uma idade onde ocorra uma estabilização aceitável dos valores dos índices de confiabilidade. As simulações foram realizadas no software ANSYS, tendo sido os modelos constitutivos do concreto inseridos através da ferramenta USERMAT e baseados no CEB-FIP Model Code 2010, CEB-FIP Model Code 90 e em Bazant e Prasannan (1988). Os valores de β foram determinados através do Método da Superfície de Resposta em conjunto com o método FORM (*First Order Reliability Method*). Os resultados mostraram que as quedas mais significativas dos valores de β acontecem nos primeiros 900 dias de carregamento, principalmente em casos onde ocorrem valores de índices de confiabilidade mais baixos. Estabeleceu-se 1800 dias como tempo final de carregamento para um estudo de confiabilidade de pilares de concreto armado sob cargas de longa duração, com a segurança de que este valor representa de forma satisfatória os valores de β aos 50 anos de idade, bem como diminui o custo computacional na análise destas estruturas.

Palavras-chave: Pilares de concreto armado. Cargas de longa duração. Confiabilidade.

Abstract: The objective of this study is to evaluate how parameters such as slenderness, compressive strength of concrete and reinforcement rate affect the variation in the reliability of reinforced concrete columns considering long-term loads. The simulations were performed in the ANSYS software, with the constitutive models of the concrete inserted through the USERMAT and based on the CEB-FIP Model Code 2010, CEB-FIP Model Code 90, and in Bazant and Prasannan (1988). The β values were determined using the Response Surface Method, together with the FORM (*First Order Reliability Method*). The results showed that the most significant decrease in β values occurs in the first 900 days of loading, especially in lower reliability cases. It was established 1800 days as the final loading time for a reliability study of RC columns under long-term loads. This value satisfactorily represents the β values at 50 years, and decreases computational time in the analysis of these structures.

Keywords: RC columns. Long-term loads. Reliability

¹ Mestre, Universidade Federal do Rio Grande (FURG), leandroclpinheiro@gmail.com

² Doutor, Universidade Federal do Rio Grande (FURG), mvrealgm@gmail.com

³ Doutor, Instituto Federal do Rio Grande do Sul (IFRS), fabiocmagalhaes@gmail.com

1 INTRODUÇÃO

A constante evolução tecnológica nos meios de produção e controle dos materiais de construção civil, bem como nas técnicas de projeto, vem proporcionando a redução das dimensões em estruturas de concreto armado. Por sua vez, isto pode afetar a segurança destas estruturas uma vez que, ações de pouca importância em casos de maior robustez, ganham relevância em peças cada vez mais esbeltas. Pode-se tomar como um exemplo disso o efeito de carregamentos de longa duração em pilares de concreto armado, e como estes efeitos diferidos afetam a confiabilidade destas estruturas.

Muitos estudos sobre pilares de concreto armado têm sido realizados ao longo das últimas décadas, porém, a consideração dos efeitos decorrentes da aplicação de cargas de longa duração ainda carece de melhor previsão. Os efeitos diferidos são caracterizados por deformações contínuas no elemento de concreto ao longo do tempo, podendo ocorrer devido à retração, que independe da tensão que o elemento está submetido, e à fluência, que ocorre em decorrência de uma tensão constante aplicada. Estes fenômenos aumentam a dificuldade de representação do comportamento do material. Estudos recentes [An et al. (2018), Chen et al. (2018), Ghasemzadeh et al. (2016) e Jin et al. (2018)] têm abordado os efeitos diferidos do concreto, porém, mantendo o foco na proposição e análise de parâmetros para a determinação do coeficiente de fluência, e não na validação de um método proposto em comparação com estruturas reais. Neste estudo adotou-se o Método dos Elementos Finitos para a análise de pilares de concreto armado, através do software ANSYS. A ferramenta USERMAT foi utilizada para a inserção de um modelo constitutivo para o concreto baseado no CEB-FIP Model Code 2010, uma vez que o modelo constante no software não representa de maneira satisfatória o comportamento deste material. Foi inserido, também, um modelo para a consideração dos efeitos reológicos do material, baseado no CEB-FIP Model Code 90.

Já no que diz respeito à confiabilidade estrutural, em termos práticos, busca-se determinar o nível de segurança de que as solicitações as quais uma

estrutura está submetida, não superem a sua capacidade resistente, buscando levar em consideração todas as imprevisibilidades contidas nestas ações.

Conforme mostrado em Scherer (2018), o método da Superfície de Resposta, utilizado em conjunto com o FORM (*First-Order Reliability Method*), se mostrou bastante eficiente na determinação de índices de confiabilidade em comparação com o método de Monte Carlo, porém com a necessidade de um número significativamente menor de simulações. Neste trabalho, portanto, as estatísticas e distribuições da resistência dos pilares analisados são obtidas por intermédio do método da Superfície de Resposta, disponíveis no ANSYS através da ferramenta *Probabilistic Design System* (PDS). Já determinação dos índices de confiabilidade se dá através do FORM, cujos algoritmos são programados em linguagem Matlab.

O objetivo do artigo é avaliar a evolução do índice de confiabilidade de pilares de concreto armado em função do tempo em que permanecem carregados. Desta forma, busca-se inferir se parâmetros como índice de esbeltez, resistência à compressão do concreto e taxa de armadura afetam a variação da confiabilidade destas estruturas ao longo do tempo de carregamento. Busca-se, também, verificar a possibilidade de estabelecimento de uma idade onde ocorra uma estabilização aceitável dos valores dos índices de confiabilidade, de modo que proporcione um menor custo computacional em comparação à vida útil de 50 anos, período este, já consolidado na literatura técnica.

É importante frisar que as análises realizadas neste artigo são parte de um estudo de análise de confiabilidade de pilares de concreto armado submetidos a carregamentos de longa duração. Desta forma, a presente análise se dá em função do comportamento da evolução dos índices de confiabilidade, e não do que estes valores representam para os parâmetros adotados, uma vez que este é o objetivo do estudo final.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

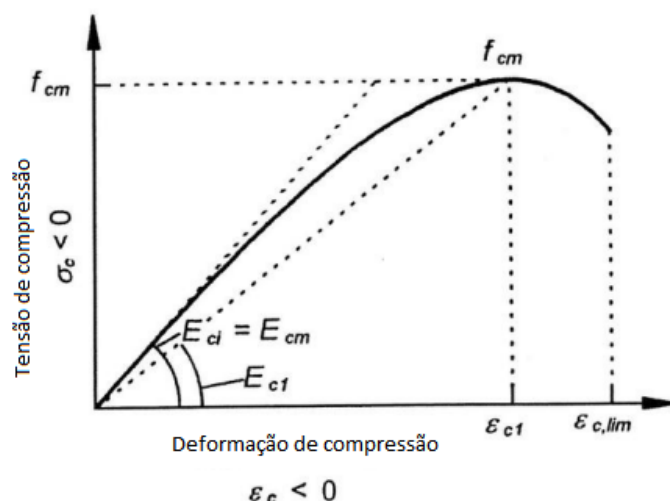
2.1 Modelo Constitutivo dos Materiais

Os modelos que regem o comportamento elastoplástico do concreto, para situações de carregamento de curta duração e viscoelástico, para consideração dos efeitos diferidos, foram implementados através da rotina USERMAT do ANSYS. Já o modelo elastoplástico bilinear (BISO), disponível no *software*, foi utilizado como modelo constitutivo do aço. Estes modelos atuando em conjunto, para a representação do comportamento de pilares de concreto armado sob cargas de longa duração, foram validados com resultados experimentais de Goyal e Jackson (1971), Kordina (1975) e Ramu et al. (1969).

2.1.1 Modelo para o concreto: cargas de curta duração

Para representar o comportamento do concreto comprimido para cargas de curta duração são empregadas relações constitutivas, propriedades mecânicas e prescrições apresentadas no CEB-FIP Model Code 2010, sendo aplicáveis para concretos com resistência característica à compressão de até 120 MPa. A Figura 1 apresenta o diagrama tensão-deformação uniaxial do material comprimido.

Figura 1 - Diagrama tensão-deformação para o concreto: carregamento de curta duração



Fonte: CEB-FIP Model Code 2010

A relação tensão-deformação é regida pela Equação (1), sendo os valores de η e κ determinados pelas Equações (2) e (3).

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \left(\frac{\kappa\eta - \eta^2}{1 + (\kappa - 2)\eta} \right) - |\varepsilon_c| < |\varepsilon_{c,lim}| \quad (1)$$

$$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \quad (2)$$

$$\kappa = \frac{E_{ci}}{E_{c1}} \quad (3)$$

onde σ_c é a tensão de compressão; f_{cm} é a resistência à compressão média do concreto; κ é o número plástico; ε_c é a deformação do concreto em compressão; $\varepsilon_{c,lim}$ é a deformação de compressão máxima para a qual a equação é válida; ε_{c1} é a deformação na máxima tensão de compressão; E_{ci} é o módulo de deformação longitudinal inicial do concreto; e E_{c1} é o módulo secante da origem até o pico da tensão de compressão.

Com relação à resistência à tração do concreto, quando não se dispõe de resultados experimentais, pode-se utilizar a Equação (4).

$$f_{ct,m} = \begin{cases} 0,3 f_{ck}^{2/3} \\ 2,12 \ln(1 + 0,1 f_{cm}) \end{cases} \quad (4)$$

onde $f_{ct,m}$ é a resistência média à tração do concreto, em MPa.

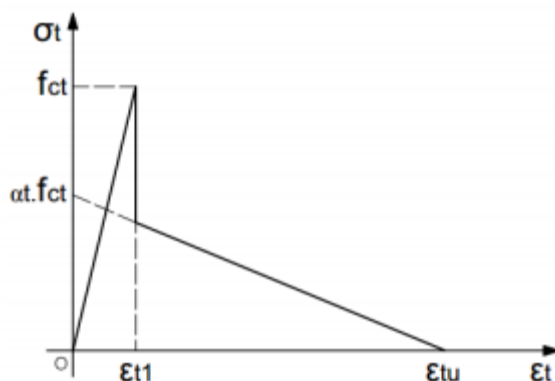
De acordo com Hinton (1988), a representação do concreto sob tração compreende a introdução de um critério de fissuração e uma lei de amolecimento. Assim, foi adotado neste trabalho um modelo elástico-linear para o concreto não fissurado, cujas tensões não ultrapassem a resistência à tração (f_{ct}), como mostrado na Equação (5).

$$\sigma_t = E_{ct}\varepsilon_t \rightarrow \sigma_t \leq f_{ct} \quad (5)$$

onde σ_t e ε_t são a tensão e a deformação do concreto em tração, respectivamente.

Após fissurado, o concreto entre fissuras continua a colaborar na resistência até um dado nível de deformação. Esse comportamento, denominado *tension-stiffening* (enrijecimento à tração), é modelado através de um ramo descendente no diagrama tensão-deformação, o qual representa uma redução gradual da resistência em função do nível de abertura das fissuras, conforme ilustrado na Figura 2. Esse modelo de representação é conhecido como modelo de fissuras distribuídas e tem por vantagem permitir a adoção de um modelo de armadura incorporada, no qual se admite uma completa aderência entre as barras de armadura e o concreto (HINTON, 1988).

Figura 2 - Diagrama tensão-deformação do concreto em tração uniaxial.



Fonte: Hinton (1988)

Adotou-se neste trabalho a expressão utilizada por Martinelli (2003) para a representação do diagrama tensão-deformação do concreto fissurado, conforme a Equação (6).

$$\sigma_t = \alpha_t f_{ct} \left(1 - \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_{tu}} \right) \quad (6)$$

onde os valores de α_t e ε_{tu} são iguais a 0,6 e 0,001, respectivamente.

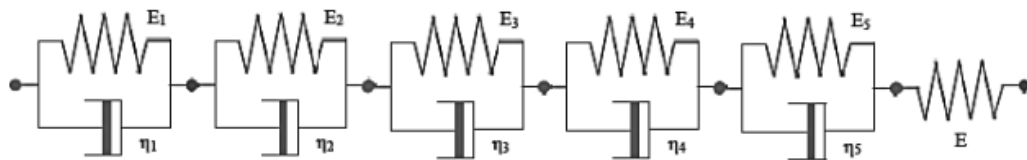
2.1.2 Modelo para o concreto: cargas de longa duração

Nos casos em que o concreto é submetido a um carregamento de longa duração, adota-se um modelo viscoelástico baseado no que está apresentado

em Dias (2013). Segundo o autor, a eficiência de uma análise numérica de fluência em estruturas requer a conversão da lei de fluência do tipo integral para uma lei em termos de taxa. Aparentemente isso é sempre possível, não de forma exata, porém com uma boa aproximação. Assim sendo, adota-se a teoria da solidificação proposta por Bazant e Prasannan (1988), tendo alguns parâmetros ajustados através do CEB-FIP Model Code 90.

O comportamento viscoelástico de um material pode ser representado através do emprego de modelos reológicos formados por elementos de mola e de amortecedor. O modelo apresentado em Dias (2013) utiliza-se de uma associação em paralelo destes elementos (Modelo de Kelvin) composto por até seis unidades, conforme mostrado na Figura 3. Este modelo foi empregado também em outros estudos [Quevedo (2017), Schmitz (2017), Moreno (2016)].

Figura 3 - Representação do Modelo de Kelvin.



Fonte: Dias (2013)

Para um segmento de mola a relação entre tensão e deformação é dada pela Lei de Hooke, conforme a Equação (7). Já o comportamento do amortecedor é dado pela Equação (8).

$$\sigma(t) = E \times \varepsilon(t) \quad (7)$$

$$\sigma(t) = \eta \times \dot{\varepsilon}(t) = \eta \frac{d\varepsilon}{dt} \quad (8)$$

onde $\sigma(t)$ e $\varepsilon(t)$ representam a tensão e a deformação no instante t , respectivamente; E é o módulo de elasticidade; η é o coeficiente de viscoelasticidade; e $\dot{\varepsilon}$ é a taxa de deformação.

As tensões observadas em todas as camadas são as mesmas e a deformação resultante é dada pelo somatório das deformações em cada camada, conforme apresentado nas Equações (9) e (10).

$$\varepsilon(t') = \varepsilon_0(t') + \sum_{\mu=1}^5 \varepsilon_{\mu}(t') \quad (9)$$

$$\dot{\sigma}(t') = \dot{\varepsilon}_{\mu}(t') \{E_{\mu}(t') + \eta_{\mu}(t')\} + \eta_{\mu}(t') \ddot{\varepsilon}_{\mu}(t') \quad (10)$$

onde $\varepsilon(t')$ é a deformação total; $\varepsilon_0(t')$ é a deformação na mola isolada; $\varepsilon_{\mu}(t')$ é a deformação na unidade μ ; $\dot{\sigma}(t')$ é a primeira derivada em relação ao tempo da tensão total atuante na cadeia de Kelvin; $\dot{\varepsilon}_{\mu}(t')$ é a primeira derivada no tempo da deformação da unidade μ ; $E_{\mu}(t')$ é o módulo de elasticidade da mola da unidade μ ; $\eta_{\mu}(t')$ é o coeficiente de viscosidade do amortecedor da unidade μ ; e $\ddot{\varepsilon}_{\mu}(t')$ é a segunda derivada no tempo da deformação da unidade μ . Todos os parâmetros citados são dependentes da idade do concreto quando da aplicação do carregamento (t').

Esta formulação traz uma equação diferencial de segunda ordem e, para tornar mais simples a sua implementação, faz-se uma adaptação baseada na teoria da solidificação proposta por Bazant e Prasannan (1988). Nesta teoria o autor afirma que o efeito do envelhecimento relacionado à fluência do concreto é devido à alteração do volume de concreto solidificado ao longo do tempo. Dessa forma, o envelhecimento do concreto é expresso por uma função $V(t)$, enquanto que as outras propriedades do concreto não dependem da sua idade, ou seja, se mantém constantes ao longo do tempo. Assim, a formulação de Kelvin para a tensão apresentada na Equação (10) fica simplificada conforme apresentado pela Equação (11).

$$\sigma = E_{\mu} \varepsilon_{\mu} + \eta_{\mu} \dot{\varepsilon}_{\mu} \quad (11)$$

Conforme detalhado em Dias (2013), após as integrações e ajustes necessários da Equação (11), o incremento de deformação viscosa total da cadeia de Kelvin, considerando o envelhecimento, é dado pela Equação (12). Vale ressaltar que $\Delta\varepsilon^*$ é o incremento de deformação não elástica, pois foi acrescentada a parcela devido à retração $\Delta\varepsilon_0$, que é independente da tensão.

$$\Delta \varepsilon^* = \sum_{\mu=1}^N \varepsilon_{\mu(i)}^* (1 - e^{-\Delta y_{\mu}}) + \Delta \varepsilon_0 \quad (12)$$

onde Δy_{μ} é uma variável auxiliar no cálculo da deformação viscoelástica.

Foi utilizado o modelo de fluência apresentado pelo CEB-FIP Model Code 90 para a determinação da função de fluência. Este modelo é limitado a concretos com resistência entre 12 e 80 MPa, umidades do ar entre 40 e 100% e tensões no concreto que não podem superar 40% da sua resistência média à compressão calculada para o momento de aplicação da carga. Assim, o coeficiente de fluência sem envelhecimento, que será ajustado pela cadeia de Kelvin e a função $V(t)$, responsável pelo envelhecimento, é dado pelas Equações (13) e (14).

$$\gamma(t, t') = \beta_c(t, t') \quad (13)$$

$$V(t) = \frac{E_{ci}}{\phi_0} \quad (14)$$

onde $\gamma(t, t')$ é a função de fluência sem envelhecimento; ϕ_0 é o coeficiente de fluência devido à idade de aplicação da carga; e $\beta_c(t, t')$ é o coeficiente que descreve a fluência devido ao tempo de aplicação da carga.

Para o cálculo da deformação por retração utiliza-se a Equação (15).

$$\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \varepsilon_{cs0} \beta_s(t, t_s) \quad (15)$$

onde $\varepsilon_{cs}(t, t_s)$ é a deformação por retração; t_s é a idade do concreto em que se inicia a retração, equivalente ao fim do período de cura úmida do concreto; t é a idade do concreto; ε_{cs0} é o coeficiente de retração básica; e $\beta_s(t, t_s)$ é o coeficiente de retração devido ao tempo que o concreto está sofrendo retração.

2.1.3 Modelo para o aço

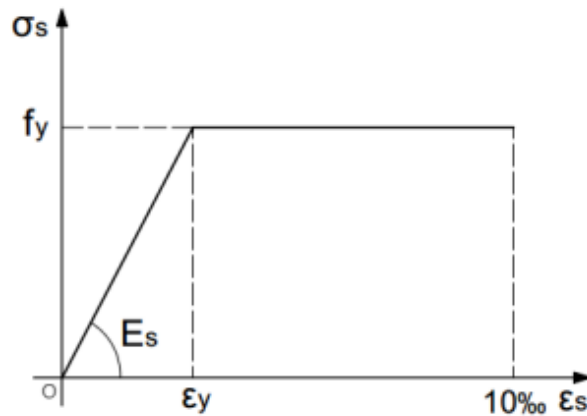
Para representação mecânica do aço das armaduras é empregado um modelo elastoplástico perfeito, conforme apresentado na Figura 4. O material possui o mesmo comportamento sob tração e compressão, apresentando um módulo de deformação longitudinal E_s até atingir a tensão de escoamento f_y , a

partir da qual apresenta um módulo tangente nulo. A ruptura é caracterizada por deformação excessiva, no valor de 10‰. A Equação (16) descreve este comportamento.

$$\sigma_s = \begin{cases} E_s \varepsilon_s \rightarrow \varepsilon_s \leq \varepsilon_y \\ f_y \rightarrow \varepsilon_y < \varepsilon_s < 10\text{‰} \end{cases} \quad (16)$$

onde σ_s é a tensão no aço; ε_s é a deformação no aço; ε_y é a deformação correspondente à tensão de escoamento; e E_s é o módulo de deformação longitudinal do aço.

Figura 4 - Diagrama tensão-deformação para o aço das armaduras.



Fonte: Adaptado da NBR 6118:2014 (ABNT, 2014)

O modelo elastoplástico bilinear (BISO), já disponível na biblioteca interna do ANSYS, foi o adotado para representar o aço. Este modelo corresponde de maneira satisfatória ao modelo constitutivo apresentado.

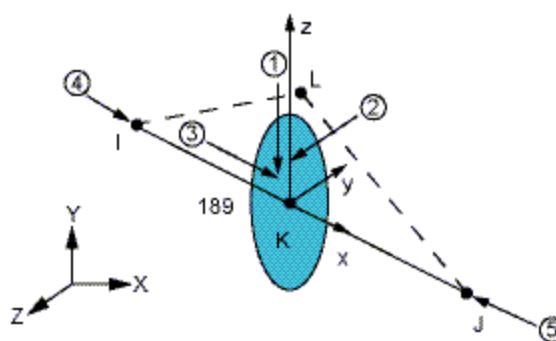
2.2 Modelagem Computacional

Para a modelagem do concreto foi utilizado o elemento finito BEAM189, um elemento para análise linear ou não-linear de estruturas reticuladas, como pilares e vigas esbeltas ou moderadamente esbeltas, envolvendo grandes

deslocamentos e diversos modelos mecânicos de materiais, tais como elasticidade, plasticidade e fluência (ANSYS, 2013).

Com relação a sua geometria, o BEAM 189 é um elemento unidimensional contido no espaço tridimensional, o qual possui três nós ao longo de seu comprimento (formulação quadrática), e havendo seis graus de liberdade por nó, relativos as translações e rotações em torno dos eixos locais x, y e z, conforme mostrado na Figura 5.

Figura 5 - Geometria do elemento BEAM189.



Fonte: ANSYS (2013)

Uma notória vantagem da utilização deste elemento é sua compatibilidade com o elemento REINF264, o qual é adotado como armadura incorporada, podendo ser associado ao modelo de fissuras distribuídas. Este elemento presume a existência de um elemento base, tal como o BEAM189, e as coordenadas nodais, graus de liberdade e conectividade do elemento REINF264 são idênticas ao do elemento base. A Figura 6 apresenta o sistema de coordenadas local do elemento bem como a geometria quando associado ao elemento BEAM189.

Figura 6 - Sistema de coordenadas e geometria do elemento REINF264.

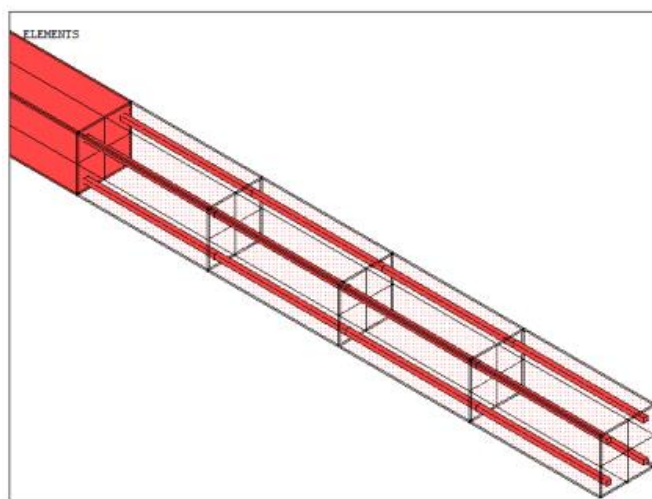


Fonte: ANSYS (2013)

A formulação deste elemento permite a representação de fibras de reforços atuantes em direções arbitrárias e resistindo exclusivamente a esforços axiais. Estas fibras são associadas ao elemento base admitindo-se completa aderência com o mesmo, sendo inseridas através de posições relativas na seção transversal. Esse elemento é aplicável em análises de problemas envolvendo elasticidade, plasticidade, fluência e grandes deformações.

A Figura 7 indica a representação gráfica de um elemento BEAM189 com a utilização do REINF264 como reforço, simulando barras de armadura em um elemento de concreto.

Figura 7 - Representação do elemento REINF264 associado a um elemento BEAM189.



Fonte: Autor

Com relação à implementação dos modelos elastoplástico e viscoelástico para o concreto, esta foi feita através da rotina USERMAT, que faz parte do sistema de customização do ANSYS®. Esta rotina é chamada pelo software para cada ponto de integração do elemento, em cada processo de iteração de Newton-Raphson e, no caso deste trabalho, a USERMAT recebe os valores de tensões e deformações, atualiza de acordo com o modelo constitutivo programado e devolve os valores atualizados para a continuidade do processamento do modelo. Neste caso, a integração de tensões na seção transversal é feita dentro do próprio ANSYS.

2.3 Confiabilidade de pilares de concreto armado

Existem diversos métodos para a determinação do índice de confiabilidade (β) de estruturas de concreto armado. Neste estudo foi utilizado o método FORM, já consagrado na literatura técnica, em conjunto com o Método da Superfície de Resposta.

2.3.1 Método da Superfície de Resposta

Em alguns casos, o estudo de confiabilidade é realizado por intermédio de modelos numéricos, tal como o Método dos Elementos Finitos. Como consequência, não se dispõe, nesses casos, de uma função performance $g(\mathbf{X})$ explícita, sendo a mesma função implícita dos resultados obtidos via simulação numérica. Uma alternativa a estas situações é o emprego do Método da Superfície de Resposta (GOMES, 2001).

O Método da Superfície de Resposta tem como premissa assumir que a influência das variáveis aleatórias de entrada em uma dada variável de saída (Carga de ruptura, deslocamentos, dentre outros) pode ser representada através de uma função aproximadora, tradicionalmente polinomial (MONTGOMERY, 2012). A forma genérica para uma superfície de resposta é apresentada na Equação (17).

$$y = a_0 + \sum_{i=1}^N a_i x_i + \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N a_{ij} x_i x_j \quad (17)$$

onde y é a superfície de resposta genérica; a_0 , a_i , a_{ij} são coeficientes ajustados via regressão dos dados; e x_i , x_j são variáveis aleatórias.

Neste método, cada variável aleatória é avaliada em níveis específicos de probabilidade. Como principal vantagem, o Método da Superfície de Resposta requer um número pequeno de simulações para caracterizar o polinômio aproximador. Dessa forma, uma vez determinado tal polinômio, quaisquer análises podem ser feitas sobre o mesmo, permitindo abdicar o emprego direto do modelo em Elementos Finitos, o qual, por sua natureza, é mais oneroso em termos computacionais (BECK, 1999). A Tabela 1 apresenta

o número requerido de simulações em função da quantidade de variáveis aleatórias de entrada.

Tabela 1 – Número requerido de simulações no MSR.

Número de variáveis aleatórias de entrada	Número requerido de simulações
2	9
3	15
4	25
5	27
6	45
7	79
8	81
9	147
10	149

Fonte: ANSYS (2013)

A ferramenta *PDS (Probabilistic Design System)* disponível no ANSYS foi utilizada para determinação do polinômio aproximador através do MSR. Os índices de confiabilidade dos pilares foram obtidos através do método FORM, implementado no *software* MATLAB, utilizando cada polinômio obtido para determinar a resistência do seu respectivo pilar. Assim, a função performance $g(x)$ é dada pela Equação (18).

$$g(x) = y - (G + Q) \quad (18)$$

onde y é o polinômio aproximador determinado conforme a Equação (17).

2.3.2 Variáveis aleatórias consideradas

As informações acerca das variáveis aleatórias consideradas para os pilares estudados estão apresentadas na Tabela 2.

Tabela 2 – Variáveis aleatórias consideradas.

Variável Aleatória	Dist. de Prob.	Média (μ)	Coef. de Variação (V)
Concreto	f_c ($f_{ck} = 30$ MPa)	$1,22 f_{ck}$	0,15
	f_c ($f_{ck} = 50$ MPa)	$1,11 f_{ck}$	0,10
Armadura	f_y	$1,22 f_{yk}$	0,04
Seção transversal	h	h_n	$(4+0,006h_n)/h_n$
	d	d_n	10 mm / d_n
Carregamento	G	$1,06 G_k$	0,12
	Q	$1,00 Q_k$	0,40
Erros dos modelos	$e_{m,R}$	1,00	0,072
	$e_{m,S}$	Log-normal	1,00

Fonte: Autor

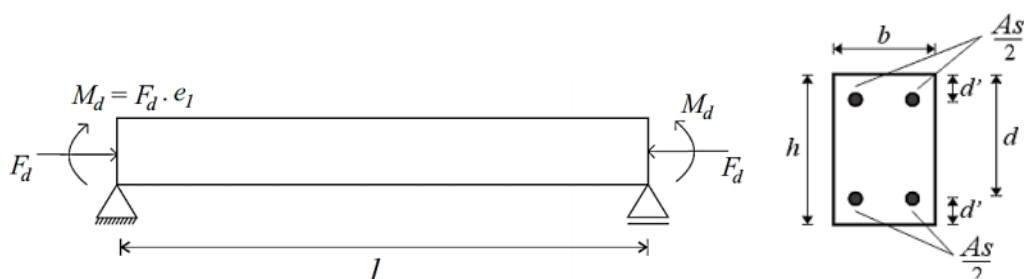
As variáveis aleatórias consideradas no MSR são as relativas ao concreto, ao aço e à seção transversal. Desta forma, conforme mostrado na Tabela 2, estas 4 variáveis resultam em 25 simulações para cada pilar.

O erro do modelo da capacidade resistente dos pilares ($e_{m,R}$) foi determinado com base nos resultados de validação do modelo. Já o erro do modelo das solicitações foi definido com base em informações disponibilizadas pelo JCSS (2001). As informações das demais variáveis aleatórias foram baseadas em Santiago et al. (2019).

2.4 Caracterização dos pilares estudados

Os pilares foram dimensionados de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014) e foram propostas combinações de índice de esbeltez (λ), taxa geométrica de armadura (ρ) e resistência à compressão do concreto (f_c). A Figura 8 apresenta o modelo genérico de geometria e carregamento dos pilares.

Figura 8 - Modelo genérico de geometria e carregamento dos pilares analisados.



Fonte: Autor

Os pilares têm uma seção transversal quadrada de 40 x 40 cm, uma distância de 4 cm entre as bordas da seção transversal e o centro das camadas de armadura (d') e uma excentricidade de primeira ordem (e_1) de 4 cm. Para o aço foi considerada uma resistência à tração (f_y) de 500 MPa e um módulo de deformação longitudinal (E_y) de 210 GPa. Com relação ao carregamento, considerou-se a carga permanente (G_k) como 80% da carga total, bem como para a carga sustentada ao longo do tempo de carregamento adotou-se um valor de 40% da carga característica de projeto (P_k).

A Tabela 3 apresenta os valores dos parâmetros que foram variados nas diferentes combinações de pilares propostos, bem como os valores das cargas de ruptura projetadas através da NBR 6118 (ABNT, 2014). Já na Tabela 4 são apresentados os parâmetros relativos à análise diferida.

Tabela 3 – Parâmetros variados nas diferentes combinações.

f_{ck} (MPa)	ρ (%)	l (cm)	P_k [kN]
30	2	346 ($\lambda = 30$)	2351
		693 ($\lambda = 60$)	1951
		1039 ($\lambda = 90$)	1348
	4	346 ($\lambda = 30$)	3144
		693 ($\lambda = 60$)	2737
		1039 ($\lambda = 90$)	2088
50	2	346 ($\lambda = 30$)	3384
		693 ($\lambda = 60$)	2706
		1039 ($\lambda = 90$)	1805
	4	346 ($\lambda = 30$)	4186
		693 ($\lambda = 60$)	3519
		1039 ($\lambda = 90$)	2496

Fonte: Autor

Tabela 4 – Parâmetros relativos à análise diferida.

Parâmetro	Unidade	Valor
t_s	dias	7
T	°C	20
RH	%	80
s	adimensional	0,25
α	adimensional	0
β_{sc}	adimensional	5

Fonte: Autor

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Validação do modelo visco-elastoplástico

O modelo visco-elastoplástico foi validado com resultados experimentais obtidos por Ramu et al. (1969), Goyal e Jackson (1971) e Kordina (1975), apresentados nas Tabelas 5, 6 e 7, respectivamente. A comparação se dá pela avaliação da razão dos resultados obtidos experimentalmente e através do modelo utilizado ($p = P_{u,exp} / P_{u,mod}$). A aderência entre estes resultados está apresentada na Figura 9.

Tabela 5 – Comparação com os resultados obtidos por Ramu et al. (1969).

Grupo	Pilar	$f_{cm,cúb}^*$ [MPa]	t_0 [dias]	t_f [dias]	e_1 [cm]	P_s [kN]	$P_{u,exp}$ [kN]	$P_{u,mod}$ [kN]	p	μ_p	σ_p
I	51	46,50	28	132	0,5	429,7	477,7	478,5	1,00	1,00	0,07
	11	31,29	28	121	1,5	148,1	308,0	306,4	1,01		
	12	34,24	28	349	1,5	229,6	251,1	274,7	0,91		
	21	30,02	28	227	1,5	260,9	267,8	270	0,99		
	23	32,37	28	214	3,75	137,3	198,2	167,9	1,18		
	25	26,88	28	216	3,75	160,9	165,8	160,9	1,03		
	52	46,50	28	133	3,75	185,4	213,9	216	0,99		
	32	29,33	28	166	15	68,7	67,7	75	0,90		
	33	30,90	28	168	15	62,8	73,6	76	0,97		
II	63	39,73	56	505	3,75	344,3	336,5	347	0,97		

Fonte: Autor

Tabela 6 – Comparação com os resultados obtidos por Goyal e Jackson (1971).

Grupo	Pilar	f_{cm}^* [MPa]	e_1 [cm]	P_s [kN]	$P_{u,exp}$ [kN]	$P_{u,mod}$ [kN]	p	μ_p	σ_p
1	A	20,00	3,81	19,88	31,98	30,10	1,06	1,04	0,06
	B			13,26	32,29	32,00	1,01		
	C	23,30	2,54	26,69	42,92	41,12	1,04		
	D			17,79	40,39	45,00	0,90		
	E	21,90	1,27	40,03	59,38	53,02	1,12		
	F			26,69	59,29	59,24	1,00		
	G	22,20	1,90	33,36	50,10	44,34	1,13		
	H			22,24	49,82	48,72	1,02		
2	I	22,70	1,27	36,03	44,26	44,72	0,99		
	J			24,00	58,18	51,71	1,13		
	K	22,70	1,90	27,94	40,88	38,22	1,07		
	L			18,64	43,81	42,15	1,04		
	M	22,90	2,54	22,24	36,39	32,69	1,11		
	N			14,81	36,00	35,05	1,03		
4	R	21,40	1,27	20,00	24,06	23,12	1,04		
	S	21,00	1,90	14,00	21,57	22,96	0,94		
	T	20,70	2,54	11,65	19,71	18,91	1,04		

Fonte: Autor

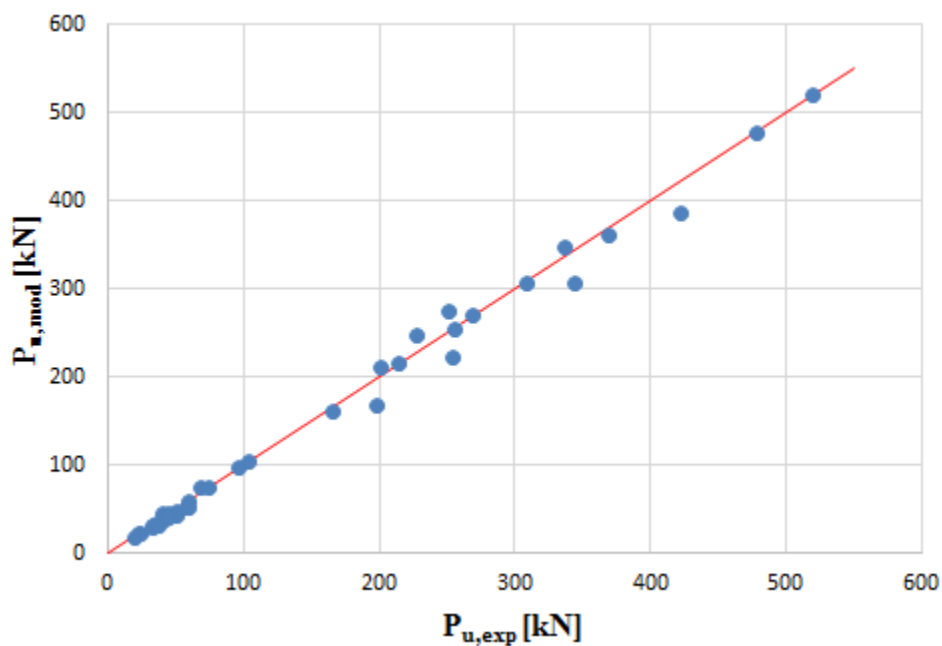
Tabela 7 – Comparação com os resultados obtidos por Kordina (1975).

Grupo	Pilar	$f_{cm,cúb}^*$ [MPa]	t_0 [dias]	t_f [dias]	e_1 [cm]	P_s [kN]	$P_{u,exp}$ [kN]	$P_{u,mod}$ [kN]	p	μ_p	σ_p
1	I	29,53	338	756	8,55	61,8	103,0	106	0,97	1,02	0,07
	II	29,43	200	618	8,55	46,6	96,1	98,22	0,98		

	III	28,74	280	878	3,42	137,3	255,1	254,5	1,00
	IV	26,19	222	816	3,42	153,0	201,1	212	0,95
2	V	46,01	96	636	2,49	137,3	519,9	521	1,00
	VI	32,37	77	665	3,44	243,3	343,4	308,3	1,11
	VII	31,39	70	562	3,50	189,3	227,6	247	0,92
	VIII	33,84	63	555	3,44	301,2	421,8	386	1,09
3	XI	31,59	30	629	3,50	189,3	253,1	222	1,14
	XII	32,08	29	594	3,44	301,2	368,9	362	1,02

Fonte: Autor

Figura 9 - Aderência entre os resultados experimentais e numéricos.



Fonte: Autor

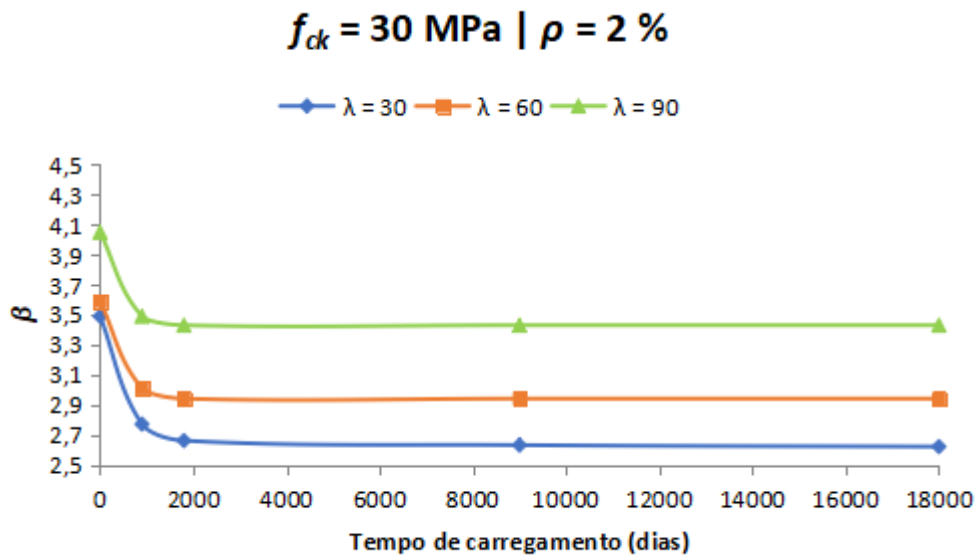
A razão entre as cargas de ruptura experimentais e do modelo apresentou uma média de 1,022 e desvio padrão de 0,069. Estes resultados demonstram a boa capacidade do modelo em reproduzir resultados de estruturas reais.

3.2 Comportamento do índice de confiabilidade

Foram determinados os valores dos índices de confiabilidade (β) de 12 pilares com parâmetros variados apresentados na Tabela 3. Para cada pilar foi avaliada a evolução de β para 5 idades de carregamento mantido constante,

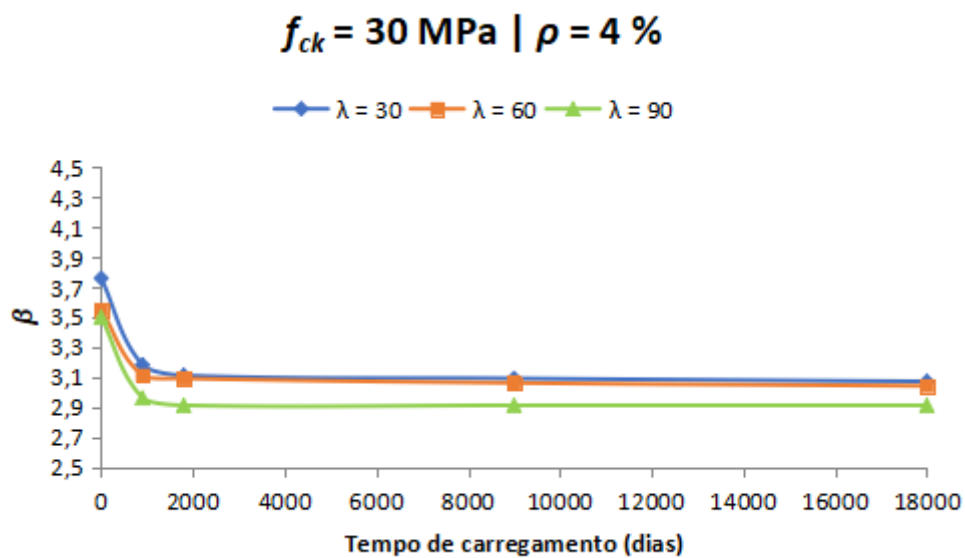
sendo 0 (pilar levado à ruptura aos 28 dias após a concretagem), 900, 1800, 9000 e 18000 dias. Os resultados estão apresentados nas Figuras 10 a 13.

Figura 10 – Evolução de β para $f_{ck} = 30$ MPa e $\rho = 2$ %.



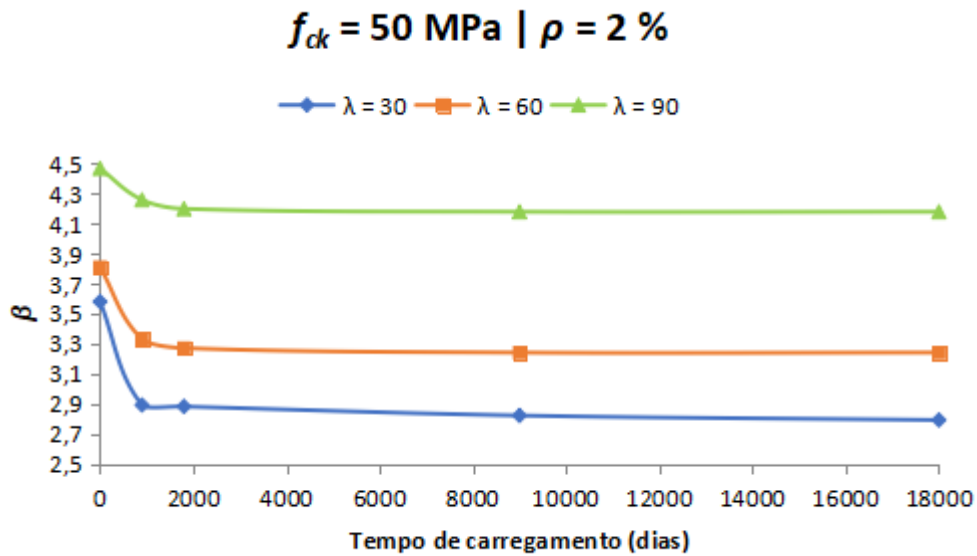
Fonte: Autor

Figura 11 – Evolução de β para $f_{ck} = 30$ MPa e $\rho = 4$ %.



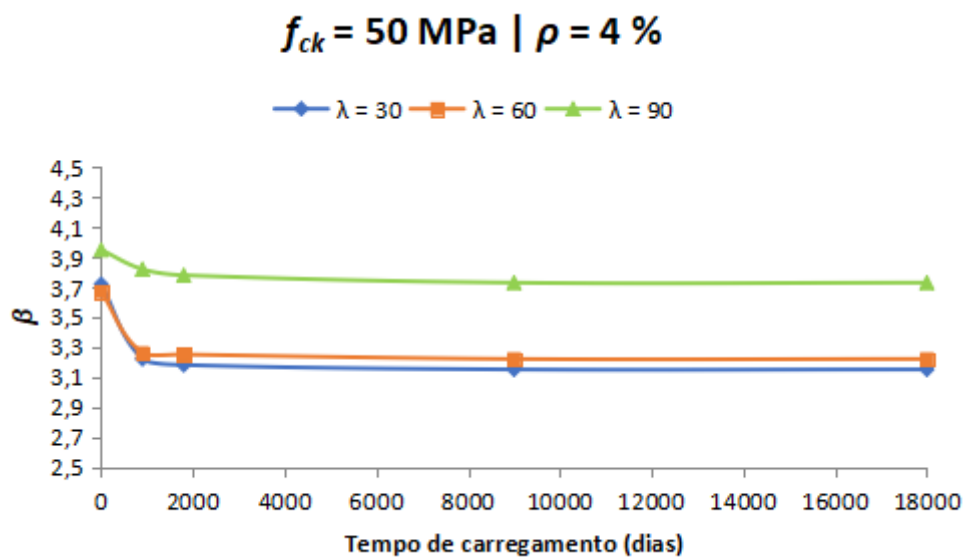
Fonte: Autor

Figura 12 – Evolução de β para $f_{ck} = 50$ MPa e $\rho = 2$ %.



Fonte: Autor

Figura 13 – Evolução de β para $f_{ck} = 50 \text{ MPa}$ e $\rho = 4 \%$.



Fonte: Autor

Analisando-se todos os resultados percebe-se que a queda mais acentuada dos valores β acontece nos primeiros 900 dias de carregamento. Outro ponto a ser destacado é que as maiores quedas acontecem para os índices de esbelteza que apresentam os menores valores de β para cada configuração de pilar. Isto acontece devido ao fato de que para atingir índices

de confiabilidade menores em relação a outro, um pilar apresenta uma carga de projeto proporcionalmente maior em relação a sua carga de ruptura, o que por sua vez aumenta, também de maneira proporcional, a carga mantida constante ao longo do carregamento (fixada em 40 % de P_k). A relação entre a tensão oriunda da carga mantida constante e a resistência à compressão do concreto afeta diretamente a confiabilidade dos pilares. Assim, para um mesmo valor de f_{ck} , porém com um aumento proporcional da carga sustentada, a queda os valores de β também se acentuam.

As maiores quedas, em torno de 20 %, ocorreram para uma taxa de armadura de 2 % (Figuras 10 e 12) e para um índice de esbeltez igual a 30. De um modo geral as quedas se mantiveram entre 10 e 20 %, exceto para os casos de f_{ck} igual 50 MPa e um λ de 90 (Figuras 12 e 13), onde a diminuição foi em torno de 4%. Pode-se destacar assim a influência dos valores de resistência à compressão do concreto, principalmente para altos valores de λ .

Com relação aos resultados após os 900 dias de aplicação do carregamento, a maior queda foi de 4 % (de 900 para 1800 dias) no caso apresentado na Figura 10 para um λ de 30. Já para o caso apresentado na Figura 12, também para um índice de esbeltez igual a 90, a queda foi de 2,1 %, porém entre os 1800 e 9000 dias. Para os demais casos a queda máxima foi de 2,3 % quando comparada uma idade de carregamento com a imediatamente superior (para as 5 idades consideradas).

Sendo os 18000 dias de carregamento a principal referência, a maior queda em relação aos 900 dias de carregamento foi de 5,8 % para o caso da Figura 10 e λ igual a 30, enquanto a média de todos os casos foi de 2,6 %. Já comparando 18000 e 1800 dias, a maior diminuição é de 3,2 % para o caso da Figura 12 e λ de 30, sendo a média de todos os casos de 1 %.

É importante destacar que a redução dos valores de β quando do aumento da taxa de armadura de 2 % para 4 %, principalmente em valores maiores de λ , acontece porque o método da curvatura aproximada da NBR 6118 (2014) resulta em um aumento consideravelmente maior da carga de projeto, em termos proporcionais, do que o aumento da capacidade resistente do pilar quando se aumenta o valor de ρ .

4 CONCLUSÕES

Neste estudo foi apresentada a evolução do índice de confiabilidade de pilares de concreto armado em função do tempo em que permanecem carregados. Foram considerados diferentes parâmetros como índice de esbeltez, resistência à compressão do concreto e taxa de armadura, bem como 5 idades de carregamento. As simulações foram realizadas no *software* ANSYS, tendo sido os modelos constitutivos do concreto inseridos através da ferramenta USERMAT e baseados no CEB-FIP Model Code 2010, CEB-FIP Model Code 90 e em Bazant e Prasannan (1988). Os valores de β foram determinados através do Método da Superfície de Resposta em conjunto com o método FORM.

Os resultados mostraram que as quedas mais significativas dos valores de β acontecem nos primeiros 900 dias de carregamento, principalmente em casos onde ocorrem valores de índices de confiabilidade mais baixos. As maiores quedas foram em torno de 20 %, mantendo valores entre 10 e 20 %, nos primeiros 900 dias. Para valores de λ igual a 30 o aumento da taxa de armadura fez com que as quedas dos valores de β fossem sensivelmente menores. Já para os casos onde o índice de esbeltez é igual a 90, o aumento de f_{ck} é que se mostrou preponderante nas quedas de β . Ao se tomar a idade de 18000 dias de carregamento como referência, a média de quedas de β foi de 2,6 % quando comparada aos 900 dias, e de 1 % quando comparada aos 1800 dias.

Assim, estabeleceu-se 1800 dias como tempo final de carregamento para um estudo de confiabilidade de pilares de concreto armado sob cargas de longa duração, com a segurança de que este valor representa de forma satisfatória os valores de β aos 50 anos de idade (tempo de vida útil da estrutura), bem como diminui o custo computacional na análise destas estruturas.

REFERÊNCIAS

ABNT. **NBR 6118**: Projetos de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014. 238 p.

AN, G-H.; CHA, S-L.; KIM, J-K. **Modification of the long-term deformation models for steel reinforced concrete columns**. Construction and Building Materials, v. 189, p. 245-252, 2018. DOI 10.1016/j.conbuildmat.2018.08.095.

ANSYS, Inc. **Element Reference**. Release 15.0, 2013.

BAZANT, Z.P.; PRASANNAN, S. **Solidification theory for concrete creep I: formulation**. Journal of engineering mechanics, v. 115, p. 1691-1703, 1989.

BECK, A.T. **Um método para análise de confiabilidade para elementos finitos**. Dissertação. Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), 1999.

CEB-FIP. **fib Model Code 2010**: Concrete Structures. John Wiley & Sons, 2013. 434 p.

CEB-FIP. **Model Code 1990**: Structural Concrete: Textbook on Behaviour, Design and Performance. Thomas Telford, 1993. 437 p.

CHEN, P.; ZHENG, W.; WANG, Y.; DU, K.; CHANG, W. **Strain recovery model for concrete after compressive creep**. Construction and Building Materials, v. 199, p. 746-755, 2019. DOI 10.1016/j.conbuildmat.2018.12.085.

DIAS, M.M. **Análise numérica de vigas mistas aço-concreto pelo método dos elementos finitos: efeitos de longa duração**. Dissertação. Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), 2013.

GHASEMZADEH, F.; MANAFPOUR, A.; SAJEDI, S.; SHEKARCHI, M.; HATAMI, M. **Predicting long-term compressive creep of concrete using inverse analysis method.** Construction and Building Materials, vol. 124, p. 496-507, 2016. DOI 10.1016/j.conbuildmat.2016.06.137.

GOMES, H.M. **Técnicas de avaliação da confiabilidade de estruturas de concreto armado.** Tese. Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), 2001.

GOYAL, B.B.; JACKSON, N. **Slender concrete columns under sustained load.** Journal of the Structural Division. v. 97, p. 2729-2750, 1971.

HINTON, E. **Numerical methods and software for dynamic analysis of plates and shells.** Pineridge Press, Swansea, 1988.

JCSS. **Probabilistic Model Code.** 2001. Disponível em: <http://www.jcss.byg.dtu.dk/Publications/Probabilistic_Model_Code>. Acesso em: 01 de março de 2019.

JIN, S-S.; CHA, S-L.; JUNG, H-J. **Improvement of concrete creep prediction with probabilistic forecasting method under model uncertainty.** Construction and Building Materials, vol. 187, p. 617-633, 2018. DOI 10.1016/j.conbuildmat.2018.06.238.

KORDINA, K. **Langzeitversuche an Stahlbetongstützen.** Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Berlin, Wilhelm Ernst und Sohn, Heft 250, 1975.

MARTINELLI, M. **Modelagem de situações de punção em lajes de concreto armado através do método dos elementos finitos.** Dissertação. Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), 2003.

MONTGOMERY, D.C. **Design and analysis of Experiments**. John Wiley & Sons, New York, 2012.

MORENO, J.C. A. **Análise numérica de vigas mistas aço-concreto pelo método dos elementos finitos: modelos para os efeitos de longa duração e protensão interna**. Dissertação. Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), 2016.

QUEVEDO, F.P.M. **Comportamento a longo prazo de túneis profundos revestidos com concreto: modelo em elementos finitos**. Dissertação. Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), 2017.

RAMU, P.; Grenacher, M.; Baumann, M.; Thürlimann, B. **Versuche an gelenkig gelagerten Stahlbetonstützen unter Dauerlast**. Institut für Baustatik. Eidgenössische Technische Hochschule Zürich. 1969.

SANTIAGO, W.C.; KROETZ, H.M.; BECK, A.T. **Calibração baseada em confiabilidade das normas brasileiras usadas em projetos de estruturas de concreto**. Revista IBRACON de estruturas e materiais, v. 12, p. 1288-1304, 2019. DOI 10.1590/s1983-41952019000600004.

SCHERER, M. **Avaliação da confiabilidade de vigas de concreto armado pelo método dos elementos finitos**. Dissertação. Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), 2018.

SCHMITZ, R.J. **Estrutura mista aço-concreto: análise de ponte composta por vigas de alma cheia**. Dissertação. Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), 2017.

Enviado em: 26 jul. 2020.

Aceito em: 12 dez. 2020.

Editores responsáveis: Bianca Neves Machado

Mateus das Neves Gomes.