



Lajes maciças de concreto armado em estruturas portuárias: Estudo de confiabilidade

Reinforced concrete slabs in port structures: Reliability study

Victória Sanmartin Prata
Mauro de Vasconcellos Real

Resumo: Este trabalho tem por objetivo avaliar a confiabilidade de lajes maciças de concreto armado, presentes em zonas portuárias, dimensionadas seguindo a NBR-6118:2014. Para o cálculo das solicitações utilizaram-se tabelas baseadas na Teoria da Elasticidade de Flexão de Placas. O momento último para seções retangulares de concreto armado, submetidas à flexão simples no estado limite último, foi definido e, através da Teoria das Linhas de Ruptura, foi também definido o momento de plastificação. Ao igualar estes dois momentos, se fez a dedução de um modelo para calcular a carga última das lajes. O estudo da confiabilidade foi feito a partir do cálculo de índices de confiabilidade das lajes, com o método de simulações de Monte Carlo com calibração pelo método FORM. Os índices foram obtidos para situações diferentes de combinações de parâmetros de dimensionamento: resistência característica à compressão do concreto, vãos, proporção entre carregamento variável e permanente e, por último, carregamento total solicitante. Diante dos resultados, quatro estudos paramétricos foram realizados para análise da confiabilidade do sistema, observando-se que aumentos na resistência característica à compressão do concreto provocam pequenas quedas nos índices de confiabilidade, enquanto aumentos nos vãos e no carregamento total solicitante aumentaram os índices. Já em relação à proporção entre carregamentos, ao assumir valores maiores a carga variável causou quedas nos índices de confiabilidade.

Palavras-chave: Concreto armado; confiabilidade; lajes; estruturas portuárias.

Abstract: This paper aims to evaluate the reliability of reinforced concrete slabs located in port zones, which were designed according to the NBR-6118:2014. The internal forces were calculated using the tables based on the elastic method. The reinforced concrete slabs ultimate bending moment, capacity was defined and, through the yield line theory, the ultimate bending moment in the plastic regime was also defined. With these definitions of the bending moments, an equation for the ultimate load of the slabs was defined. The reliability study was done through the reliability indexes of the slabs, which were calculated using the Monte Carlo method and verified with the FORM method. The reliability indexes were calculated for different situations by the variation of some design parameters: characteristic compressive strength of concrete, ratio between span and thickness, ratio between dead load and live load and the total load. From the results it can be observed that an increase in the characteristic compressive strength of the concrete

caused a little decrease on the reliability indexes. The ratio between the span and the thickness increased the reliability indexes. The same pattern could be noticed by an increase on the total load. The ratio between the live and dead loads was the parameter that caused the greatest change in the reliability indexes.

Keywords: Reinforced concrete; reliability; slabs; port structures.

1. Introdução

O presente trabalho avalia a maneira através da qual os projetos estruturais são feitos no Brasil: seguindo as prescrições da norma brasileira NBR-6118:2014 (ABNT, 2014). Utilizando esta norma, os projetos são realizados por um método semi-probabilístico, ou seja, com valores determinísticos para as resistências dos materiais, carregamentos solicitantes e dimensões da estrutura. Como garantia de segurança estrutural, a norma apenas determina coeficientes parciais a serem utilizados. Porém, de acordo com Santos, Stucchi e Beck (2014) o fato de que a avaliação da segurança de uma estrutura de forma probabilística é a mais exata possível.

Os projetos estruturais devem considerar incertezas associadas aos parâmetros citados, as quais tornam impossível a elaboração de um projeto com segurança total, visto que, determinada combinação de valores das variáveis pode resultar na condição de falha. (Rocha, 2014). Segundo Minasi (2016), a segurança das estruturas projetadas por normas nacionais deve ser questionada principalmente para situações em que a probabilidade de ocorrência de eventos fora do esperado pode ser alta, como são as estruturas portuárias.

De acordo com Rocha et al. (2015), a grande variabilidade nas características dos materiais componentes do concreto, bem como a alta variação da sua resistência, tornam de suma importância a aplicação de metodologias estatísticas na avaliação das estruturas. Logo, admitindo-se incertezas presentes nos projetos, se assume uma probabilidade de falha e associado a ela, um índice de confiabilidade β . Este índice é um indicativo da segurança estrutural e quanto menor for seu valor, maior será a probabilidade de falha. Em se tratando de estruturas inseridas em zonas portuárias, o risco de vir a ocorrer um evento fora do esperado, caracterizado por falha estrutural, é grande devido à agressividade das variações climáticas bem como os elevados carregamentos aos quais as estruturas encontram-se expostas diariamente.

O principal objetivo deste artigo é avaliar a confiabilidade estrutural de lajes maciças de concreto armado de estruturas portuárias dimensionadas utilizando-se da NBR-6118:2014 (ABNT, 2014). Será avaliada a variabilidade dos índices de confiabilidade obtidos em função da variação de parâmetros do dimensionamento: resistência característica à compressão do concreto, relação entre cargas permanente e variável, relação entre espessura e vãos e nível total de carga solicitante.

2. Projeto de lajes maciças de concreto armado segundo a NBR-6118:2014

O projeto de lajes maciças de concreto armado seguindo as prescrições da norma brasileira NBR-6118:2014 (ABNT, 2014) inclui o dimensionamento estrutural, resultando na quantidade e disposição das armaduras, bem como dimensões das peças, objetivando o

equilíbrio no estado limite último durante a vida útil da estrutura. Além disto, devem ser realizadas verificações quanto ao cisalhamento, flecha máxima e capacidade resistente estrutural. A Figura 1 ilustra a seção retangular de uma laje maciça de concreto armado.

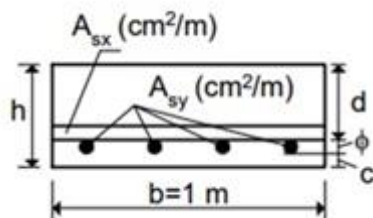


Figura 1 –Esquema de seção retangular de laje maciça de concreto armado. (Fonte: Araújo, 2014)

2.1 Armadura longitudinal

Definidas as dimensões estruturais, as propriedades dos materiais e o momento fletor de serviço M_k , o momento fletor de cálculo M_d é calculado a partir da majoração com um coeficiente parcial de segurança $\gamma_f = 1,40$, conforme Equação 1.

$$M_d = M_k * 1,40 \quad (1)$$

O momento fletor reduzido μ é calculado pela Equação 2:

$$\mu = \frac{M_d}{b_w * d^2 * \sigma_{cd}} \quad (2)$$

A Figura 2 ilustra o diagrama retangular de tensões no concreto, onde σ_{cd} , calculada pela Equação 3, representa a tensão de compressão atuando desde a borda comprimida até uma distância λx . A resistência, de cálculo, ao escoamento do aço é representada por f_{yd} , conforme Equação 4.

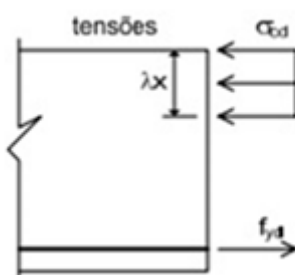


Figura 2 - Diagrama retangular de tensões no concreto. (Fonte: Araújo, 2014)

$$\sigma_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} * \alpha_c \quad (3)$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (4)$$

De acordo com a NBR-6118:2014 (ABNT, 2014), λ é um parâmetro, assim como α_c , segundo a resistência característica à compressão do concreto f_{ck} e x é a profundidade da linha neutra.

$$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \rightarrow \alpha_c = 0,85 \quad (5)$$

$$f_{ck} > 50 \text{ MPa} \rightarrow \alpha_c = 0,85 * \left[1 - \frac{(f_{ck}-50)}{200} \right] \quad (6)$$

$$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \rightarrow \lambda = 0,8 \quad (7)$$

$$f_{ck} > 50 \text{ MPa} \rightarrow \lambda = 0,80 - \frac{(f_{ck}-50)}{400} \quad (8)$$

A área de aço A_s referente à armadura longitudinal é calculada segundo a Equação 9.

$$A_s = \lambda * b * x * \frac{\sigma_{cd}}{f_{yd}} \quad (9)$$

onde a profundidade da linha neutra x é calculada utilizando a Equação 10.

$$x = \xi * d \quad (10)$$

onde ξ é um coeficiente adimensional que determina a posição da linha neutra dentro da seção transversal, conforme Equação 11.

$$\xi = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}}{\lambda} \quad (11)$$

2.1.1 Esforços solicitantes

Dentre os métodos para cálculo dos esforços de lajes de concreto armado citados por Araújo (2014), a Teoria de Flexão de Placas é considerada a teoria exata dentre os princípios da Teoria da Elasticidade. Sua solução é obtida através da resolução de uma equação diferencial de quarta ordem, com duas condições de contorno para cada lado da placa. Em geral, a solução é

obtida admitindo-se que os apoios sejam indeformáveis. O princípio básico da teoria é que o material da placa é admitido como elástico linear. A Teoria de Flexão de Placas permite calcular esforços de lajes maciças de concreto armado utilizando tabelas, as quais fornecem coeficientes para cálculo das reações nos apoios, momentos fletores e a flecha no centro da laje.

2.2 Verificação quanto ao cisalhamento

Para lajes maciças de concreto armado, a verificação quanto ao cisalhamento, de acordo com a NBR-6118:2014 (ABNT, 2014), é compreendida pela verificação definida na Equação 12, onde τ_{wu1} é a tensão limite de cisalhamento para lajes sem armadura transversal.

$$\tau_{wd} < \tau_{wu1} \quad (12)$$

2.3 Verificação quanto à flecha

A verificação da flecha se dá através da Equação 13, na qual w_{∞} representa a flecha final da laje e w_{adm} a flecha máxima admissível estabelecida pela NBR-6118:2014 (ABNT, 2014). Em casos específicos de a verificação não ser atendida, é possível utilizar contraflechas.

$$w_{\infty} \leq w_{adm} \quad (13)$$

$$w_{adm} = \frac{1}{250} \quad (14)$$

2.4 Verificação quando à capacidade resistente

Para seções retangulares de concreto armado com armadura simples, considerando a possível ruptura nos domínios 2 ou 3 de dimensionamento, o momento resistente, também denominado momento último M_u , é calculado através da Equação 15.

$$M_u = A_s * f_{yd} * \left(d - 0,5 * \frac{A_s * f_{yd}}{b * \sigma_{cd}} \right) \quad (15)$$

3. Modelo para cálculo da carga última de lajes maciças de concreto armado

3.1 Teoria das linhas de ruptura

A Teoria das Linhas de Ruptura permite determinar o momento de ruína para lajes de diferentes formas, cargas e condições de contorno, considerando o equilíbrio da laje no momento que antecede a ruína, de acordo com Araújo (2014). Consideram-se desprezadas as deformações elásticas da laje, adotando-se comportamento rígido-plástico. A laje é dividida em partes planas que só experimentam movimentos de rotação e na iminência de sua ruína, formam-se linhas de ruptura nas regiões de momento máximo.

Segundo Duarte (1998), para as linhas de ruptura, todas as configurações geometricamente possíveis são consideradas como configurações possíveis de ruína. Cada posicionamento das linhas corresponde a uma intensidade de carga que fornece energia consumida na formação das linhas. A Figura 3 ilustra uma laje na iminência de ruptura, apoiada ao longo de seu contorno e solicitada a um carregamento p uniformemente distribuído em sua área.

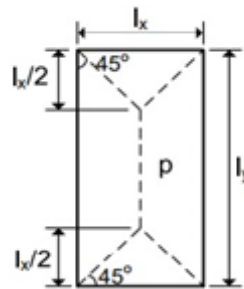


Figura 3 – Configuração de ruína de uma laje simplesmente apoiada. (Fonte: Araújo, 2014)

Uma aplicação do princípio dos trabalhos virtuais à teoria das linhas de ruptura, denominada de processo de energia, admite que não há perda de energia na laje enquanto a mesma se deforma sob determinado carregamento (Duarte, 1998). Assim, igualando-se o trabalho virtual interno W_{int} ao externo W_{ext} :

$$W_{int} = 4M_x * \left(\frac{l_y + k * l_x}{l_x} \right) = W_{ext} = P_u * \frac{l_x * (3l_y - l_x)}{6} \quad (16)$$

$$M_x = M_p = P_u * l_x^2 * \frac{3 * l_y - l_x}{24 * (l_y + k * l_x)} \quad (17)$$

3.2 Equação para cálculo da carga última

Este item tem por objetivo demonstrar o modelo para cálculo da carga última ou carga de ruptura das lajes, denominada P_u . O mesmo foi obtido através das Equações 17 e 15, as quais representam o momento de plastificação de uma laje retangular simplesmente apoiada submetida a um carregamento uniformemente distribuído e o momento de ruína estrutural de uma seção transversal retangular, respectivamente. Igualando estas equações, é possível chegar a uma equação para obtenção de P_u , conforme demonstra a Equação 19.

$$M_p = M_u \quad (18)$$

$$P_u = \frac{24 * (l_y + k * l_x)}{3 * l_y - l_x} * \frac{1}{l_x^2} * \left[A_s * f_y * \left(d - 0,5 * \frac{A_s * f_y}{b * \sigma_c} \right) \right] \quad (19)$$

3.3 Validação do modelo para cálculo da carga última

Com a finalidade de validação do modelo de cálculo definido pela Equação 19, selecionaram-se três ensaios realizados por outros autores. As dimensões das lajes ensaiadas, bem como as propriedades dos materiais utilizados encontram-se resumidos nas Tabelas 1 e 2.

Tabela 1 - Dimensões estruturais e propriedades dos materiais da laje S9 ensaiada por Taylor et al. (1966).

Laje	$l_x=l_y$ (cm)	d (cm)	b (cm)	h (cm)	f_c (kN/cm ²)	f_y (kN/cm ²)
S9	183	6,65	100	7,60	3,32	37,59

Tabela 2 - Dimensões estruturais e propriedades dos materiais das lajes L2 e L3 ensaiadas por Campos et al. (2012).

Laje	$l_x=l_y$ (cm)	d (cm)	b (cm)	f_c (kN/cm ²)	f_y (kN/cm ²)
L2	415	6,20	100	2,07	73,42
L3	415	6,00	100	2,04	80,12

As Tabelas 3 e 4 ilustram os valores de carga última P_u retirados de suas publicações originais, denominados por P_{uexp} , assim como os valores obtidos para P_u através do modelo deduzido no presente trabalho, denominados por P_{umod} . Por serem ensaios em laboratório de curta duração, para o cálculo de P_{umod} não foi levado em conta o efeito Rüsçh, considerando-se, assim, o valor do parâmetro αc com valor igual a 1,0.

Tabela 3 - Comparação entre os valores da carga última P_u experimental e calculada da laje S9 ensaiada por Taylor et al. (1966).

Laje	A_{sx} (cm ² /m)	A_{sy} (cm ² /m)	P_{uexp} (kN/m ²)	P_{umod} (kN/m ²)	P_{umod}/P_{uexp}
S9	1,46	1,56	28,37	27,58	0,97

Tabela 4 - Comparação entre os valores da carga última P_u experimental e calculada da laje L2 e L3 ensaiadas por Campos et al. (2012)

Laje	A_s (cm ² /m)	P_{uexp} (kN/m ²)	P_{umod} (kN/m ²)	P_{umod}/P_{uexp}
L2	1,02	6,00	6,30	1,05
L3	0,46	3,00	3,00	1,00

Como a razão encontrada entre os valores de P_u , denominada por P_{umod}/P_{uexp} , resultou em uma boa precisão com valores próximos a 1,0, foi concluído que o modelo da Equação 19 é satisfatório.

4. Confiabilidade estrutural

Segundo prescrições da NBR-8681:2003, para avaliação da segurança estrutural se deve admitir que $R > S$. Logo, a margem de segurança estrutural é definida pela Equação 20.

$$M = R - S \quad (20)$$

onde R define a resistência estrutural e S a solicitação, ambas consideradas variáveis aleatórias de distribuição Normal e estatisticamente independentes.

Uma variável aleatória representa um evento, assumindo um valor associado a uma probabilidade de este evento ocorrer, onde através da distribuição de probabilidade é possível quantificar qual será esta probabilidade. (Real, 2000)

O objetivo da confiabilidade estrutural é quantificar as chances de ocorrência de cada cenário possível ao longo da vida útil de uma estrutura: falha, limite ou segurança. O cenário de falha é denominado por probabilidade de falha estrutural Pf , a qual tem como cenário complementar, de segurança, a confiabilidade do sistema. Para a quantificação destes cenários, denomina-se a margem de segurança M como sendo a função de estado limite $G(X)$.

$$G(X) > 0 \rightarrow \textit{Segurança} \quad (21)$$

$$G(X) = 0 \rightarrow \textit{Estado limite} \quad (22)$$

$$G(X) < 0 \rightarrow \textit{Falha} \quad (23)$$

O cenário de falha denominado probabilidade de falha estrutural Pf é calculado de acordo com a Equação 24 e seu complemento, a confiabilidade estrutural C , é indicada na Equação 25.

$$Pf = P(G(X) < 0) \quad (24)$$

$$C = 1 - Pf \quad (25)$$

O índice de confiabilidade β , denominado também por índice de segurança, é um parâmetro que permite avaliar o grau de segurança oferecido em relação a um estado limite último para diversas estruturas (Haldar e Mahadevan, 2000). O mesmo pode ser calculado de acordo com a Equação 26.

$$\beta = -\phi^{-1}(Pf) \quad (26)$$

onde $-\phi^{-1}$ representa a função distribuição de probabilidade acumulada inversa da distribuição Normal.

5. Análise das lajes

Todas as lajes analisadas no presente estudo são maciças de concreto armado, simplesmente apoiadas ao longo de seu contorno e submetidas a elevados carregamentos, característicos de zonas portuárias. A seção transversal das mesmas está ilustrada na Figura 4.

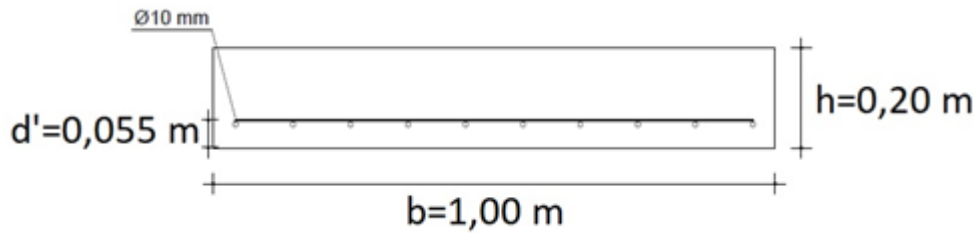


Figura 4 - Seção transversal das lajes em análise.

5.1 Características gerais e dimensionamento

As dimensões dos vãos l_x e l_y , resistências adotadas para os materiais f_{ck} e f_{yk} e o nível de carregamento total solicitante de cálculo pd encontram-se na Tabela 5. A área de aço calculada para a armadura longitudinal também se faz presente na mesma tabela. Como as lajes são quadradas, sendo assim os vãos $l_x = l_y$, e todas armadas em cruz, as áreas de aço das armaduras longitudinais são iguais para ambas as direções x e y . Resumidamente, as verificações referentes ao cisalhamento e flecha também se encontram na Tabela 5, conforme explicado nos itens 2.2 e 2.3 do presente trabalho.

Adotou-se classe de agressividade ambiental igual a IV para o dimensionamento das lajes deste trabalho, que de acordo com a NBR-6118:2014 (ABNT, 2014) é caracterizada pela agressividade muito forte, em ambiente com respingos de maré e risco elevado de deterioração estrutural. Este é um dos fatores pelos quais as lajes deste trabalho são características de zonas portuárias, além dos elevados carregamentos solicitantes e espessura total h também alta.

Tabela 5 – Resumo: dimensionamento e verificações quanto ao cisalhamento e flecha das lajes.

Laje	L/h	Dimensionamento					Verificações			
		$l_x=l_y$ (m)	pd (kN/m ²)	f_{ck} (MPa)	f_{yk} (MPa)	$As_x=As_y$ (cm ² /m)	τ_{wd} (kN/cm ²)	τ_{wu1} (kN/cm ²)	w_{final} (m)	w_{adm} (m)
L1	20	4	56	40	500	6,55	0,0386	0,8928	0,0049	0,0160
L2				50		6,49	0,0386	1,0348	0,0042	0,0160
L3				60		6,46	0,0386	1,0778	0,0039	0,0160
L4	40	10,50		0,0483		0,9632	0,0119	0,0200		
L5	25	5		50		10,34	0,0483	1,1146	0,0104	0,0200
L6				60		10,27	0,0483	1,1600	0,0096	0,0200
L7				40		15,65	0,0579	1,0551	0,0239	0,0240
L8	30	6		50		15,29	0,0579	1,2170	0,0215	0,0240
L9				60		15,12	0,0579	1,2646	0,0199	0,0240
L10				40		8,28	0,0483	0,9236	0,0061	0,0160
L11	20	4	70	50	500	8,18	0,0483	1,0699	0,0053	0,0160
L12				60		8,14	0,0483	1,1139	0,0049	0,0160
L13				40		13,37	0,0603	1,0146	0,0149	0,0200
L14	25	5		50		13,12	0,0603	1,1721	0,0130	0,0200
L15				60		13,00	0,0603	1,2188	0,0120	0,0200
L16				40		20,18	0,0724	1,1361	0,0309	0,0240
L17	30	6		50		19,56	0,0724	1,3053	0,0269	0,0240
L18				60		19,27	0,0724	1,3542	0,0239	0,0240
L19				40		10,05	0,0579	0,9552	0,0073	0,0160
L20	20	4		84		50	500	9,91	0,0579	1,1056
L21			60		9,84	0,0579		1,1507	0,0059	0,0160
L22			40		16,38	0,0724		1,0682	0,0179	0,0200
L23	25	5	50		15,99	0,0724		1,2314	0,0156	0,0200
L24			60		15,80	0,0724		1,2793	0,0144	0,0200
L25			40		25,09	0,0869		1,2235	0,0371	0,0240
L26	30	6	50		24,06	0,0869		1,3985	0,0323	0,0240
L27			60		23,61	0,0869		1,4478	0,0299	0,0240

5.2 Modelo para cálculo dos índices de confiabilidade

O modelo utilizado para o cálculo dos índices de confiabilidade das lajes, em diferentes combinações de dimensões estruturais, resistência característica à compressão do concreto f_{ck} , proporção entre carregamentos variável e permanente qk/gk e nível total de carregamento solicitante pd foi baseado em Santos, Stucchi e Beck (2014). A Tabela 6 demonstra que este foi satisfatório ao resultar em uma precisão próxima a 1,0 para a proporção entre os índices de confiabilidade obtidos da publicação dos autores originais, denominados por β_{ref} , e os valores calculados através do modelo desenvolvido no presente trabalho, denominados por β_{mod} .

Para a obtenção dos resultados expostos na Tabela 6, bem como os índices de confiabilidade referentes às lajes dimensionadas e analisadas no presente trabalho, utilizou-se o método de simulações de Monte Carlo e posteriormente foi realizada a calibração dos resultados através do método de confiabilidade de primeira ordem: FORM.

De acordo com Real (2000), o método de Monte Carlo consiste na obtenção de uma estimativa de distribuição de probabilidade da resposta através da geração aleatória de parâmetros de entrada, de acordo com as distribuições de probabilidade de cada, a partir de N simulações numéricas. Os resultados dos índices de confiabilidade pelo método de Monte Carlo foram obtidos através de rotina computacional no software Octave, de acordo com os dados da Tabela 7. Para a calibração dos resultados utilizou-se o método de primeira ordem FORM – *First Order Reliability Method*, através de planilha adaptada e baseada na publicação de Low e Tang (2007) no software Excel, com o auxílio do comando Solver.

Tabela 6 – Verificação do modelo – comparação entre os índices de confiabilidade de referência e os obtidos com o modelo do presente trabalho.

As (cm ² /m)	χ	β_{ref}	β_{mod}	β_{mod}/β_{ref}
5,00	0,0	2,37	2,4171	1,0199
	0,1	2,42	2,4500	1,0124
	0,2	2,48	2,4834	1,0014
	0,3	2,53	2,5141	0,9937
	0,4	2,56	2,4984	0,9759
	0,5	2,58	2,4836	0,9626
	0,6	2,55	2,4568	0,9635
	0,7	2,53	2,4142	0,9542
	0,8	2,45	2,3662	0,9658
	0,9	2,40	2,3200	0,9667

onde χ representa a proporção entre carregamento variável e carregamento total solicitante.

A Tabela 7 ilustra os parâmetros do dimensionamento adotados como variáveis aleatórias e suas respectivas distribuições de probabilidade. Apenas a resistência característica à compressão do concreto f_{ck} teve duas combinações diferentes de dados de entrada, com a finalidade da análise dos resultados para ambas situações.

Na primeira combinação, o valor do coeficiente de variação da resistência à compressão do concreto foi mantido constante, igual a 0,15 e o desvio padrão variou conforme f_{ck} . Para a segunda combinação, o valor do desvio padrão foi calculado apenas uma vez, para um f_{ck} de 40 MPa, resultando em 8 MPa. Então, foi mantido fixo este valor para todos os cálculos e o coeficiente de variação foi variado conforme f_{ck} . Na Tabela 7 estão demonstrados os valores utilizados em cada combinação.

Tabela 7 – Variáveis aleatórias e suas distribuições de probabilidade

Classificação da variável	Variável aleatória	Distribuição de probabilidade	Valor característico	Média μ	Desvio padrão σ	Coeficiente de variação	
Momento devido à carga permanente	Mg (kN.cm/m)	Normal	Mgk	Mgk	$\sqrt{Mg} \cdot \mu$	0,10	
Momento devido à carga variável	Mq (kN.cm/m)	Valores Extremos Tipo I	Mqk	$0,93 \cdot Mqk$	$\sqrt{Mq} \cdot \mu$	0,20	
Resistência dos materiais	f_c (kN/cm ²)	Normal	$f_{ck} = 40$ MPa	f_{cm}	$\sqrt{f_c} \cdot \mu$	8 MPa	0,15
		Normal	$f_{ck} = 50$ MPa	f_{cm}			0,13
		Normal	$f_{ck} = 60$ MPa	f_{cm}			0,11
	f_y (kN/cm ²)	Normal	f_{yk}	f_{ym}	$\sqrt{f_y} \cdot \mu$	0,05	
Dimensões da estrutura	h (cm)	Normal	h	h_m	0,60 cm	~	
	d' (cm)	Lognormal	d'	d'_m	0,60 cm	~	
Incertezas - ações e resistência	θ_R	Lognormal	θ_R	1,0	0,05	~	
	θ_S	Lognormal	θ_S	1,0	0,05	~	

A expressão que define a função de estado limite $G(X)$ utilizada nos modelos de cálculo é igual a:

$$G(X) = pu - pd \quad (27)$$

$$G(X) = \frac{24 \cdot (ly + k \cdot lx)}{3 \cdot ly - lx} \cdot \frac{1}{l_x^2} \cdot \left[A_s \cdot f_y \cdot \left(d - 0,5 \cdot \frac{A_s \cdot f_y}{b \cdot \sigma_c} \right) \right] - [(\gamma_g \cdot gk) + (\gamma_q \cdot qk)] \quad (28)$$

6. Resultados

Na Tabela 8 encontram-se os resultados obtidos, através do método de Monte Carlo, para os índices de confiabilidade β das lajes dimensionadas no presente trabalho.

Tabela 8 – Índices de confiabilidade β obtidos em diferentes combinações pelo método de Monte Carlo com $N=4e7$ simulações.

Método de Monte Carlo - N=4e7											
Laje	pd (kN/m ²)	r	V _{fc} =0,15		σ=8MPa		r	V _{fc} =0,15		σ=8MPa	
			β	β	β	β		β	β		
L1	56	0,5	4,3294	4,3318	1,0	3,8678	3,8660	2,0	3,4650	3,4678	
L2			4,3010	4,3124		3,8586	3,8463		3,4482	3,4484	
L3			4,2972	4,2865		3,8355	3,8330		3,4422	3,4380	
L4			4,3744	4,3767		3,9024	3,9024		3,4900	3,5033	
L5			4,3346	4,3017		3,8769	3,8645		3,4679	3,4619	
L6			4,3327	4,3010		3,8551	3,8451		3,4642	3,4508	
L7			4,4035	4,3975		3,9458	3,9397		3,5388	3,5419	
L8			4,3423	4,3470		3,8975	3,9002		3,4970	3,4912	
L9			4,3331	4,3374		3,8732	3,8760		3,4800	3,4677	
L10	70	0,5	4,3331	4,3301	3,8906	3,8845	3,4810	3,4797			
L11			4,3017	4,3215	3,8544	3,8483	3,4544	3,4493			
L12			4,3012	4,2865	3,8502	3,8407	3,4524	3,4418			
L13			4,4005	4,4056	3,9268	3,9197	3,5179	3,5140			
L14			4,3494	4,3331	3,8795	3,8763	3,4785	3,4777			
L15			4,3431	4,3229	3,8801	3,8642	3,4703	3,4638			
L16			4,4652	4,4404	3,9754	3,9830	3,5745	3,5711			
L17			4,4271	4,3813	3,9219	3,9120	3,5112	3,5144			
L18			4,3678	4,3661	3,8970	3,8784	3,4979	3,4830			
L19	84	0,5	4,3897	4,3602	3,9025	3,8997	3,4907	3,4931			
L20			4,3510	4,3222	3,8653	3,8614	3,4604	3,4641			
L21			4,3454	4,3200	3,8555	3,8462	3,4599	3,4492			
L22			4,4140	4,3988	3,9598	3,9458	3,5443	3,5447			
L23			4,3486	4,3518	3,9015	3,9060	3,4955	3,4921			
L24			4,3439	4,3309	3,8829	3,8732	3,4864	3,4725			
L25			4,4922	4,4692	4,0266	4,0230	3,6091	3,6123			
L26			4,3888	4,4076	3,9479	3,9225	3,5476	3,5327			
L27			4,3644	4,3671	3,9205	3,9078	3,5159	3,5039			

Na Tabela 9 encontram-se os resultados obtidos, através do método FORM, para os índices de confiabilidade β para as lajes dimensionadas no presente trabalho.

Tabela 9 - Índices de confiabilidade β obtidos em diferentes combinações pelo método FORM.

Método FORM (First Order Reliability Method)											
Laje	pd (kN)	r	Vfc=0,15		σ=8MPa		r	Vfc=0,15		σ=8MPa	
			β	β	β	β		β	β		
L1	56	0,5	4,7469	4,7470	1,0	4,0947	4,0947	2,0	3,6142	3,6142	
L2			4,7224	4,7226		4,0748	4,0749		3,5971	3,5971	
L3			4,7113	4,7115		4,0660	4,0661		3,5895	3,5896	
L4			4,7918	4,7920		4,1299	4,1299		3,6442	3,6442	
L5			4,7526	4,7532		4,0980	4,0983		3,6165	3,6167	
L6			4,7398	4,7403		4,0879	4,0882		3,6079	3,6081	
L7			4,8507	4,8508		4,1769	4,1769		3,6845	3,6845	
L8			4,7982	4,7994		4,1335	4,1341		3,6465	3,6470	
L9			4,7750	4,7760		4,1149	4,1155		3,6306	3,6310	
L10			4,7671	4,7671		4,1104	4,1104		3,6276	3,6276	
L11	70	0,5	4,7345	4,7361	1,0	4,0840	4,0842	2,0	3,6045	3,6047	
L12			4,7265	4,7268		4,0778	4,0780		3,5995	3,5997	
L13			4,8216	4,8216		4,1534	4,1534		3,6643	3,6643	
L14			4,7791	4,7799		4,1186	4,1191		3,6339	3,6343	
L15			4,7606	4,7613		4,1039	4,1043		3,6214	3,6217	
L16			4,9020	4,9006		4,2175	4,2175		3,7199	3,7199	
L17			4,8362	4,8381		4,1630	4,1642		3,6716	3,6723	
L18			4,8060	4,8077		4,1389	4,1399		3,6506	3,6515	
L19			4,7880	4,7866		4,1257	4,1257		3,6406	3,6406	
L20			4,7526	4,7530		4,0981	4,0984		3,6167	3,6169	
L21	84	0,5	4,7367	4,7374	1,0	4,0855	4,0857	2,0	3,6059	3,6061	
L22			4,8578	4,8578		4,1825	4,1825		3,6894	3,6894	
L23			4,8057	4,8068		4,1393	4,1400		3,6513	3,6519	
L24			4,7802	4,7812		4,1189	4,1196		3,6340	3,6344	
L25			4,9575	4,9560		4,2644	4,2644		3,7628	3,7613	
L26			4,8768	4,8785		4,1939	4,1957		3,6994	3,6991	
L27			4,8393	4,8421		4,1648	4,1664		3,6727	3,6738	

A precisão dos resultados obtidos para os índices de confiabilidade β é comprovada a partir de uma comparação entre os resultados de ambos os métodos utilizados para tal, a qual pode ser observada na Figura 5.

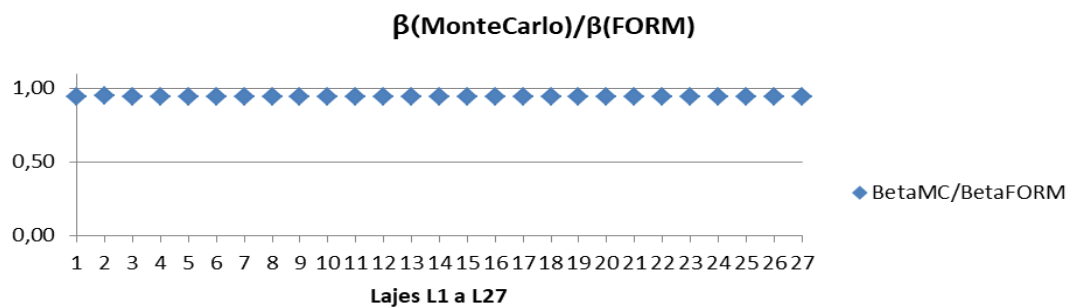


Figura 5 - Comparação entre os resultados pelos métodos de Monte Carlo e FORM

As Figuras de 6 a 10 ilustram graficamente os resultados dos estudos paramétricos, a partir do comportamento dos índices de confiabilidade β obtidos pelo Método de Monte Carlo diante da variação de parâmetros de dimensionamento. A Figura 6 apresenta o comportamento do índice de confiabilidade β diante da variação da resistência característica à compressão do concreto f_{ck} , mantendo o valor do coeficiente de variação V_{fc} do mesmo constante com valor igual a 0,15.

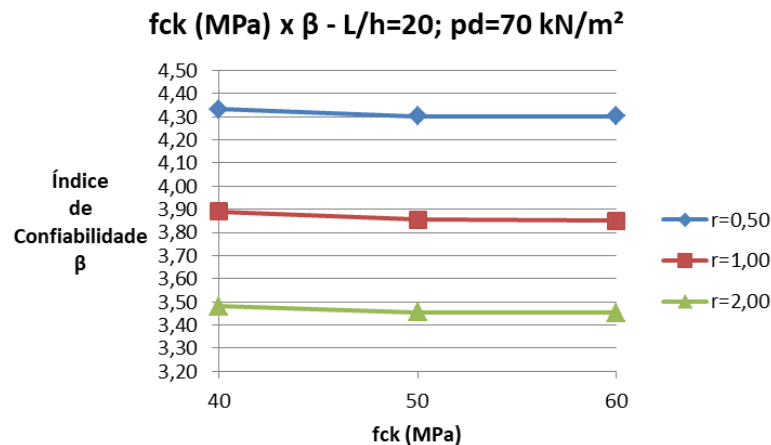


Figura 6 – fck (MPa) x Índice de confiabilidade β – $V_{fc}=0,15$.

A Figura 7 ilustra o comportamento do índice de confiabilidade β diante da variação da resistência característica à compressão do concreto f_{ck} , mantendo o desvio padrão σ constante.

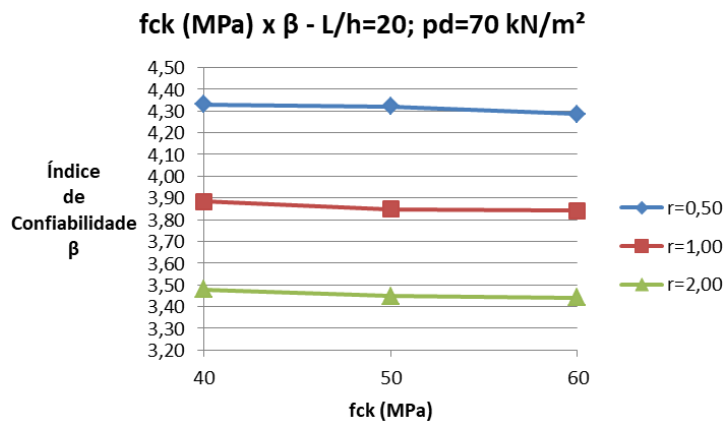


Figura 7 - fck (MPa) x Índice de confiabilidade β – $\sigma = 8$ MPa

O comportamento do índice de confiabilidade β devido à variação das dimensões das lajes L/h é demonstrado na Figura 8.

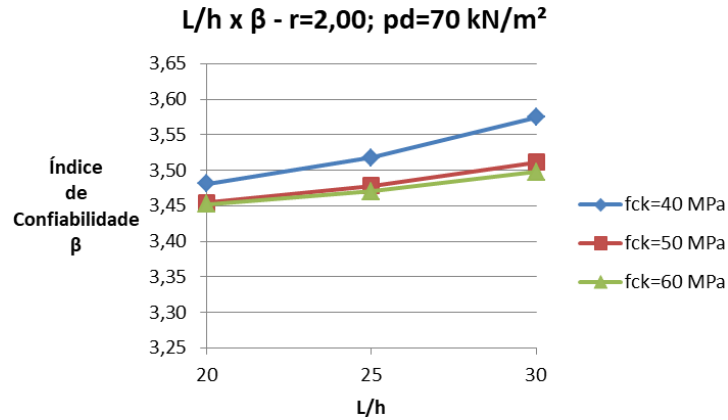


Figura 8 - L/h x Índice de confiabilidade β .

A Figura 9 demonstra o comportamento apresentado pelo índice de confiabilidade β diante da variação da relação entre os carregamentos variável e permanente $r=qk/gk$.

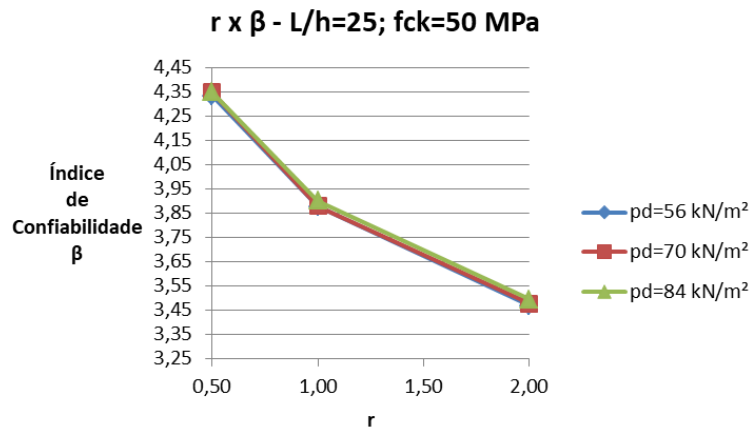


Figura 9 - qk/gk x Índice de confiabilidade β .

A Figura 10 demonstra o comportamento de β quando é variado o valor de nível total de carregamento solicitante de cálculo pd .

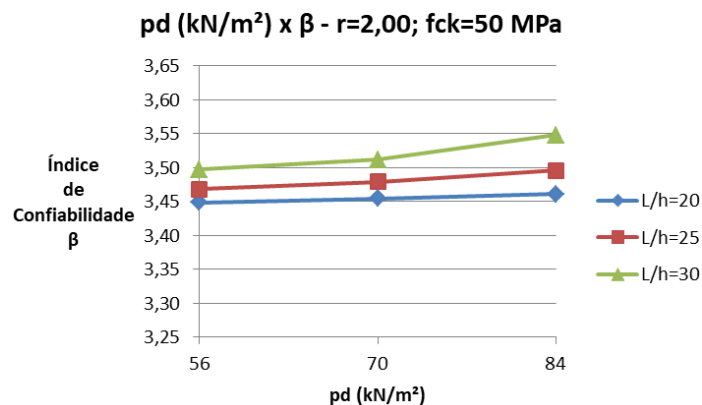


Figura 10 - pd (kN/m²) x Índice de confiabilidade β .

7. Conclusões

Comprovou-se, ao fim do presente trabalho, tamanha a importância de um estudo relativo à confiabilidade estrutural de lajes maciças de concreto armado localizadas em zonas portuárias, através da NBR-6118:2014 (ABNT, 2014). Esta se deve ao fato de que as normas brasileiras não consideram as incertezas provenientes da aleatoriedade de parâmetros de dimensionamento e, assim, prescrevem coeficientes parciais de segurança de mesmo valor para carregamentos solicitantes tanto variáveis quanto permanentes. Um estudo probabilístico, como o apresentado neste trabalho, permite avaliar a segurança estrutural com mais precisão, através da adoção adequada de distribuições de probabilidade para cada parâmetro.

Os estudos paramétricos apresentados no capítulo anterior vieram a permitir a avaliação da confiabilidade estrutural diante da variação de parâmetros do dimensionamento: resistência característica à compressão do concreto f_{ck} , dimensões L dos vãos, proporção entre carregamento variável e permanente e nível de carregamento total solicitante pd .

O primeiro avaliou o comportamento do índice de confiabilidade β diante da variação da resistência característica à compressão do concreto f_{ck} para duas situações distintas. Na primeira situação, fixou-se um valor para o coeficiente de variação da resistência do concreto V_{fc} , demonstrando que um aumento na f_{ck} gera pequenas quedas em β . Na segunda situação, foi fixado um valor para o desvio padrão σ na distribuição de probabilidade da resistência à compressão do concreto, enquanto V_{fc} variou de acordo com f_{ck} , gerando resultados para β de mesmo comportamento à primeira situação, com igual proporcionalidade nas quedas apresentadas em β . Concluiu-se, a partir destes resultados, que estas quedas se deram devido a área de aço da armadura tracionada A_s resultar menor conforme f_{ck} aumenta.

No segundo estudo paramétrico, variou-se a relação entre as dimensões estruturais L/h , fixando-se um valor para h e adotando-se três valores para L . Logo, quanto maior a relação, maior o valor assumido para L . Os esforços solicitantes nas lajes foram mensurados levando-se em consideração diretamente L e, assim, ao assumir valores maiores L implicou valores maiores para a área de aço da armadura tracionada A_s . Valores mais altos foram, então, obtidos para os índices de confiabilidade β .

Já para o terceiro estudo paramétrico a variação foi realizada no parâmetro r , o qual representa a razão entre os carregamentos variável e permanente solicitantes: qk/gk . Foi observado que quando qk cresce em relação à gk , β decai. Este comportamento se deve ao coeficiente de variação de qk ser maior se comparado ao de gk . Além disso, os coeficientes de majoração de esforços, dados na NBR-6118:2014 (ABNT, 2014), são de valores iguais para ambos os carregamentos sem considerar as aleatoriedades dos mesmos.

No quarto estudo paramétrico, o valor do nível de carregamento total solicitante pd foi variado, observando-se que β cresce conforme pd cresce. A área de aço da armadura tracionada

As aumenta conforme o nível de carregamento total aumenta e isto é o que causa o comportamento crescente no índice de confiabilidade β .

8. Referências bibliográficas

- ARAÚJO, J.M. 2014. *Curso de concreto armado*. Rio Grande, Dunas.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Projeto de estruturas de concreto – Procedimento*. NBR 6118. 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Ações e segurança nas estruturas – Procedimento*. NBR 8661. 2003.
- CAMPOS, C.O.; ROCHA, A.P.; GOMES, R.B.; MELO, G.S. 2012. Reforço em lajes de concreto armado. *Revista Eletrônica de Engenharia Civil*, °2, °69-81.
- DUARTE, H. 1998. *Aspectos da análise estrutural das lajes de edifícios de concreto armado*. Dissertação de mestrado, Universidade de São Paulo.
- GNU OCTAVE: Scientific Programming Language. Disponível em: <<https://www.gnu.org/software/octave/>>. Acesso em: 02 de Junho de 2017.
- HALDAR, A.; MAHADEVAN, S. 2000. *Probability, Reliability, and Statistical Methods in Engineering Design*. New York, John Wiley & Sons.
- LOW, B.K.; TANG, W.H. 2007. Efficient spreadsheet algorithm for first-order reliability method. *Journal of Engineering Mechanics*, °133, °1378-1387.
- MINASI, A.T. 2016. *Confiabilidade de vigas de concreto armado em estruturas portuárias no estado limite último de flexão*. Dissertação de mestrado, Universidade Federal do Rio Grande.
- REAL, M.V. 2000. *Análise probabilística de estruturas de concreto armado, sob estado plano de tensão, através do método dos elementos finitos*. Tese de doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- ROCHA, R.G. 2014. *Análise de confiabilidade de vigas portuárias de concreto protendido*. Dissertação de mestrado, Universidade Federal do Rio Grande.
- ROCHA, R.G.; REAL, M.V.; MOURA, M.W. 2015. Estudo de confiabilidade de vigas de concreto protendido. *Engevista*, °4, °573-587.
- SANTOS, D.M.; STUCCHI, F.R.; BECK, A.T. 2014. Confiabilidade de vigas projetadas de acordo com as normas brasileiras. *Revista do Ibracon*, °7, °723-746.
- TAYLOR, R.; MAHER, D.R.H.; HAYES, B. 1966. Effect of the arrangement of reinforcement on the behaviour of reinforced concrete slabs. *Magazine of Concrete Research*, °18, °85-94.