

# Safety evaluation of circular concrete-filled steel columns designed according to Brazilian building code NBR 8800:2008

## Avaliação da segurança de pilares mistos preenchidos de seção circular projetados segundo a norma NBR 8800:2008



W.L.A. DE OLIVEIRA <sup>a</sup>  
wluiz@sc.usp.br

A.T. BECK <sup>b</sup>  
atbeck@sc.usp.br

A.L.H.C. EL DEBS <sup>c</sup>  
analucia@sc.usp.br

### Abstract

This paper presents an investigation of the safety of circular concrete-filled steel columns designed according to Brazilian building code NBR 8800:2008. The investigation is based on a comparison of code provisions to column strength obtained in 32 experimental tests, and on a comparison to provisions of the equivalent American and European codes. The modeling error of theoretical code resistance models is evaluated. An analysis of covariance is performed in order to identify tendencies of these models. The study reveals that the resistance model used in the Brazilian code is compatible with foreign codes, in terms of bias and variances. The study reveals an additional safety margin of the order of 10% for the NBR8800 code, when partial safety factors are removed. Reliability analysis is performed for 3888 column configurations, resulting in reliability indexes that cover the building codes application spectrum. The study shows that the Brazilian code presents reliability indexes which are compatible with foreign codes.

**Keywords:** Concrete-filled columns, experimental analysis, safety, reliability.

### Resumo

Este artigo apresenta uma investigação da segurança de pilares mistos preenchidos de seção circular, dimensionados segundo a norma brasileira NBR 8800:2008. Esta investigação é feita com base na comparação de previsões normativas com a resistência obtida em 32 ensaios experimentais, bem como na comparação com as normas americana e europeia correspondentes. O erro de modelo das equações teóricas de resistência destas normas é determinado. Uma análise de covariância é realizada para verificar tendências das equações de resistência. O estudo mostra que o modelo de resistência utilizado na norma brasileira é compatível com as normas estrangeiras, em termos de tendenciosidade e variância. O estudo revela uma margem de segurança adicional da ordem de 10% na NBR8800, quando removidos os coeficientes parciais de segurança. Uma análise de confiabilidade é realizada para 3888 configurações de pilar, resultando em índices de confiabilidade que refletem a segurança do universo de pilares cobertos pelas normas. O estudo mostra que a norma brasileira apresenta índices de confiabilidade compatíveis com as normas estrangeiras.

**Palavras-chave:** NBR 8800, pilares mistos preenchidos, análise experimental, segurança, confiabilidade.

<sup>a</sup> Doutor, Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, USP, wluiz@sc.usp.br, Av. Trabalhador São-Carlense nº 400, 13566-590, São Carlos, Brasil.

<sup>b</sup> Professor Doutor, Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, USP, atbeck@sc.usp.br, Av. Trabalhador São-Carlense nº 400, 13566-590, São Carlos, Brasil.

<sup>c</sup> Professora Doutora, Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, USP, analucia@sc.usp.br, Av. Trabalhador São-Carlense nº 400, 13566-590, São Carlos, Brasil.

## 1. Introdução

Este artigo apresenta uma avaliação da segurança de pilares mistos preenchidos de seção circular, projetados segundo a norma brasileira de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço-concreto (NBR 8800:2008 [1, 2]). A investigação é feita com base em 32 resultados experimentais e na comparação com as normas americanas e européias correspondentes (ANSI/AISC 360:2005 [3] e EN 1994-1-1:4:2004 [4]). A comparação é feita através da determinação de índices de confiabilidade de colunas projetadas segundo as distintas normas. Este trabalho faz parte de um extenso programa experimental sobre estruturas mistas de aço concreto desenvolvido na Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo.

Os pilares mistos preenchidos vêm sendo cada vez mais utilizados em aplicações estruturais em todo mundo. Em alguns países da Ásia e da Oceania, em particular, isto ocorre devido à propriedade dos pilares preenchidos de resistir aos efeitos de abalos sísmicos. Tal propriedade decorre do aumento da resistência do pilar por efeito de confinamento, pela alta ductilidade promovida pelo tubo metálico e pela grande capacidade de absorção de energia do conjunto [5].

Além de vantagens estruturais, a utilização dos pilares mistos preenchidos possibilita economia em fôrmas, já que o tubo metálico resiste às ações da fase construtiva. Além disto, pilares mistos preenchidos permitem uma redução da seção transversal quando comparados a pilares de concreto armado. Por esses e outros motivos, pilares mistos de aço-concreto preenchidos vem sendo objeto de crescente atenção de pesquisadores ao redor do mundo [6 a 14].

## 2. Análise experimental

Para analisar o comportamento de pilares mistos preenchidos foram realizados ensaios em 32 pilares circulares com diferentes configurações.

Os pilares ensaiados possuíam diâmetro externo  $D=114,3\text{mm}$  e paredes de espessura  $t=\{3,35 \text{ e } 6,0\}$  mm (duas espessuras). Foram ensaiados pilares com quatro relações de esbelte (relações altura/diâmetro), sendo estas  $L/D=\{3, 5, 7 \text{ e } 10\}$ .

Os pilares foram preenchidos com quatro concretos distintos, com resistências médias à compressão iguais a  $f_{\text{cméd}} = \{32,68; 58,68; 88,78 \text{ e } 105,45\}$  MPa. Para efeito de identificação dos resultados experimentais, estes quatro concretos são classificados como pertencentes às classes C30, C60, C80 e C100. Os concretos foram produzidos com materiais comumente encontrados e com técnicas normais de mistura e cura. As resistências à compressão foram obtidas por meio de ensaios de corpos-de-prova cilíndricos (100mm x 200mm), realizados 28 dias após a concretagem. O módulo de elasticidade de cada concreto foi calculado de acordo com as expressões fornecidas por cada uma das normas estudadas.

A resistência ao escoamento do aço dos tubos foi obtida em ensaios de tração com quatro corpos-de-prova tipo I, de acordo com a ref. [15]. O valor médio encontrado para a tensão de escoamento do aço do tubo com parede de 3,35mm foi de 287,33MPa, com desvio padrão de 16,07MPa. Para o tubo com parede de 6,0mm, a tensão de escoamento encontrada foi de 343MPa, com desvio padrão de 11,53MPa.

Os ensaios foram realizados no Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo. Utilizou-se uma máquina Instron, modelo 8506, equipamento servo-hidráulico com controle eletrônico e computadorizado de força ou de deslocamento. Este equipamento permite a realização de ensaios estáticos com força nominal máxima de 2500kN, em elementos estruturais de grandes proporções (até 822 x 514 x 4000mm). A máquina Instron possibilita ainda a aplicação da força sob velocidade de deslocamento do pistão constante (mm/s ou mm/min).

Os pilares ensaiados foram instrumentados com 4 LVDTs (*Linear Variable Differential Transducers*) posicionados no contorno do pilar com o auxílio de um colar metálico. O comprimento de leitura era igual a 2/3 da altura do pilar. A deformação longitudinal foi obtida pela média das medidas dos 4 transdutores. Foram colocados também 2 extensômetros elétricos de resistência no tubo medindo a deformação longitudinal e 2 em uma barra de aço no interior do tubo. A diferença entre as leituras dos extensômetros poderia indicar uma diferença de deformação entre concreto e aço.

A força axial centrada foi aplicada sobre toda a seção composta. Os pilares foram ensaiados até atingir a condição de falha. Para os pilares longos, a falha ocorreu por instabilidade plástica com mudança de configuração. Para os pilares intermediários, a falha ocorreu por cisalhamento do concreto confinado, já para os mais curtos a ruptura se deu por esmagamento do concreto do núcleo. Os resultados experimentais obtidos para os 32 pilares ensaiados estão apresentados nas Tabelas 1 e 2, na segunda coluna. Na primeira coluna é apresentado o código que identifica cada pilar ensaiado. Tomando como exemplo o pilar P1-80-5D-E, temos: P1 ou P2 identificando pilares com parede de espessura 3,35mm e 6,0mm, respectivamente; 80 indica a classe de resistência do concreto; 5D é a relação da altura do pilar pelo diâmetro externo e E indica que a força foi aplicada na seção mista (condição de todos os ensaios apresentados).

## 3. Prescrições normativas

Nesta seção são apresentadas as principais equações de dimensionamento de pilares mistos preenchidos, segundo as normas brasileira, européia e americana. Não é objetivo fornecer uma descrição detalhada das equações de dimensionamento, uma vez que as mesmas podem ser obtidas no texto das respectivas normas [1, 3, 4] ou na referência [16].

Por se tratar de uma comparação com resultados experimentais, a capacidade resistente dos pilares, segundo a previsão das normas, foi obtida considerando os valores médios de resistência dos materiais e sem a consideração dos coeficientes parciais de segurança.

As normas consideradas neste estudo possuem diferentes expressões para calcular a capacidade resistente de pilares mistos preenchidos. No entanto, todas elas se baseiam na soma das contribuições do aço e do concreto para a determinação da resistência do elemento.

A força axial resistente de cálculo, de pilares mistos axialmente comprimidos sujeitos à instabilidade por flexão, segundo a NBR 8800:2008, é dada pela equação (1). Como neste trabalho não foram adotadas barras de armadura adicionais colocadas dentro dos pilares, as parcelas correspondentes a esta contribuição foram suprimidas das expressões doravante apresentadas.

$$N_{Rd} = \chi_{NBR} \cdot N_{Rd,pl} \quad (1)$$

Na Eq. (1),  $\chi_{NBR}$  é o fator de redução associado à resistência à compressão,  $N_{Rd,pl}$  é a capacidade resistente da seção transversal, calculada com a equação (2).

$$N_{Rd,pl} = \frac{f_y \cdot A_a}{\gamma_a} + \alpha \cdot \frac{f_{ck} \cdot A_c}{\gamma_c} \quad (2)$$

Na Eq. (2),  $A_c$  é a área da seção transversal do concreto;  $f_{ck}$  é a resistência característica do concreto à compressão;  $\gamma_c$  é o coeficiente de minoração da resistência do concreto, igual a 1,40,  $\gamma_a$  é o coeficiente de minoração da resistência do aço, igual a 1,10 e  $\alpha$  é igual a 0,85 para seção retangular ou quadrada e 0,95 para circular. Na comparação da capacidade resistente prevista pelas normas com os resultados experimentais, todos os coeficientes de segurança são tomados iguais a 1, e todas as propriedades de resistência são consideradas nos seus valores médios. Para o EC4 a força normal resistente de cálculo à plastificação total da seção transversal do pilar preenchido de seção circular é calculada por:

$$N_{pl,Rd} = \eta_a \cdot \left[ \frac{f_y \cdot A_a}{\gamma_a} + \frac{f_{ck} \cdot A_c}{\gamma_c} \right] \cdot \left[ 1 + \eta_c \cdot \left( \frac{t}{D} \right) \cdot \frac{f_y}{f_{ck}} \right] \quad (3)$$

onde  $\eta_c$  é fator que amplia a resistência do concreto quando confinado e  $\eta_a$  é um fator de redução da resistência do aço. A capacidade resistente do pilar é calculada por:

$$N_{Ed} = \chi \cdot N_{pl,Rd} \quad (4)$$

O fator de redução associado à resistência à compressão,  $\chi$ , depende da curva de dimensionamento à compressão (a, b, c ou d), a qual é função do tipo de seção transversal, do modo de instabilidade e do eixo em relação ao qual a instabilidade ocorre. No ANSI/AISC a capacidade resistente (P) é calculada pela equação (5).

$$P = \phi_c \cdot P_n \quad (5)$$

Na equação (5), o coeficiente de segurança  $\phi_c$  é tomado igual a 0,75 (LRFD – Load and Resistance Factor Design). O valor de  $P_n$  é calculado pela equação (6), que leva em consideração os efeitos da instabilidade global e são função da relação  $P_0/P_e$ :

$$P_n = \begin{cases} P_0 \cdot \left[ 0,658 \left( \frac{P_0}{P_e} \right) \right], & \text{se } P_e \geq 0,44 \cdot P_0 \\ 0,877 \cdot P_e, & \text{se } P_e < 0,44 \cdot P_0 \end{cases} \quad (6)$$

Nestas equações,  $P_e$  é a força normal de instabilidade elástica (Euler) e  $P_0$  é a capacidade resistente da seção mista, dada por:

$$P_0 = A_s \cdot f_y + C_2 \cdot A_c \cdot f'_c \quad (7)$$

Na Eq. (7),  $C_2$  é igual a 0,85 para seção retangular ou quadrada e 0,95 para circular

Para todos os pilares ensaiados experimentalmente, foram determinadas as resistências teóricas previstas pelas equações normativas. Estes resultados são apresentados nas Tabelas 1 e 2, nas colunas 3, 4 e 5.

Na comparação com resultados experimentais e na análise de confiabilidade a seguir, as equações (1) a (7) são utilizadas com fatores de segurança parciais iguais a 1. Para distinguir esta situação de uma situação de projeto normal (quando uma margem de segurança é desejada), a resistência axial dos pilares para coeficientes de segurança unitários será chamada de  $N_{Rs}$ , com o “s” indicando “análise de segurança”.

#### 4. Erro de modelo

A fim de realizar a comparação das resistências teóricas calculadas pelos procedimentos normativos com os resultados experimentais, uma variável erro de modelo ( $M_e$ ) é introduzida:

$$M_e = \frac{F_{exp}}{N_{Rs}} \quad (8)$$

Amostras da variável (aleatória) erro de modelo são obtidas a partir dos 32 resultados experimentais apresentados nas Tabelas 1 e 2, para cada uma das normas consideradas. Histogramas destes resultados são apresentados na Figura 1. A partir dos histogramas, é realizado o ajuste de uma distribuição de probabilidades adequada. Dentre as distribuições que melhor se ajustaram aos dados obtidos, algumas foram descartadas (Rayleigh deslocada, log-normal deslocada e triangular) por apresentarem limites inferiores e/ou superiores que, na opinião dos autores, não se justificam. Deu-se preferência à distribuição log-normal, a qual é apropriada para descrever erro de modelo de resistências por preservar a log-normalidade das variáveis de resistência do material [17]. A Tabela 4 mostra os momentos (média e coeficiente de variação – c.v.) resultantes do ajuste de uma distribuição log-

**Tabela 1 – Resultados experimentais e resistência teórica segundo equações normativas, pilares com espessura de parede  $t=3,35\text{mm}$**

Pilar	$F_{exp}$ (kN)	NBR (kN)	EC4 (kN)	ANSI/AISC (kN)
P1-30-3D-E	737	615,36	813,17	615,50
P1-30-5D-E	739,5	611,02	753,44	611,40
P1-30-7D-E	631,5	604,57	700,25	605,31
P1-30-10D-E	599,3	591,10	634,35	592,57
P1-60-3D-E	952	838,16	1035,67	838,51
P1-60-5D-E	902,9	830,64	971,05	831,61
P1-60-7D-E	868,5	819,48	908,10	821,36
P1-60-10D-E	809,2	796,28	838,25	800,00
P1-80-3D-E	1136,2	1095,57	1296,06	1096,26
P1-80-5D-E	1180,7	1083,47	1224,15	1085,37
P1-80-7D-E	1198,3	1065,57	1151,97	1069,24
P1-80-10D-E	1111,6	1028,51	1077,09	1035,74
P1-100-3D-E	1453,1	1237,91	1441,21	1238,83
P1-100-5D-E	1407,1	1222,89	1363,74	1225,42
P1-100-7D-E	1375,8	1200,70	1287,77	1205,57
P1-100-10D-E	1319,9	1154,88	1209,55	1164,46

**Tabela 2 – Resultados experimentais e resistência teórica segundo equações normativas, pilares com espessura de parede  $t=6,0\text{mm}$**

Pilar	$F_{exp}$ (kN)	NBR (kN)	EC4 (kN)	ANSI/AISC (kN)
P2-30-3D-E	1075,4	951,32	1302,30	951,43
P2-30-5D-E	1016,6	944,33	1186,81	944,62
P2-30-7D-E	1057,1	933,93	1085,47	934,49
P2-30-10D-E	872,2	912,22	967,29	913,34
P2-60-3D-E	1329,1	1152,68	1499,05	1152,97
P2-60-5D-E	1263,2	1142,75	1377,68	1143,56
P2-60-7D-E	1190	1128,02	1267,11	1129,58
P2-60-10D-E	1120,6	1097,35	1147,25	1100,45
P2-80-3D-E	1496	1385,45	1728,88	1386,02
P2-80-5D-E	1448,1	1371,54	1601,84	1373,10
P2-80-7D-E	1400,6	1350,94	1480,41	1353,96
P2-80-10D-E	1442,4	1308,18	1359,01	1314,16
P2-100-3D-E	1683,4	1514,21	1856,99	1514,96
P2-100-5D-E	1607,4	1497,84	1724,28	1499,90
P2-100-7D-E	1622,5	1473,61	1599,62	1477,59
P2-100-10D-E	1574,3	1423,42	1477,31	1431,27

normal aos dados experimentais. Estas distribuições estão ilustradas na Figura 1.

A média da variável aleatória erro de modelo ( $M_{e\text{ médio}}$ ) é conhecida como fator de tendenciosidade (*bias*) do modelo. Idealmente, esta média deveria ser unitária, o que representaria um modelo teórico não tendencioso. Mais ainda, se o modelo fosse perfeito, a variável erro de modelo teria variância nula. Claramente, este não é o caso dos dados apresentados na Tabela 4. Resultados mostram que os modelos de resistência

das normas americana e brasileira resultam em resistências menores do que a experimental ( $M_{e\text{ médio}} > 1$ ), resultando em uma tendenciosidade conservadora. Já a norma européia apresenta resistências maiores do que as experimentais, o que resulta em uma tendenciosidade não-conservadora ( $M_{e\text{ médio}} < 1$ ).

Idealmente, o fator de tendenciosidade deve ser utilizado para corrigir o modelo, fazendo com que, em média, o modelo corrigido resulte na resistência correta. Introduzindo esta correção, a resistência dos pilares fica:

$$N_{RS}^{corr.} = M_{e\ mean} \cdot N_{RS}$$

$$M_e^{corr.} = \frac{M_e}{M_{e\ mean}} \tag{9}$$

A variável aleatória  $M_e^{corr.}$  é obtida dividindo  $M_e$  por  $M_{e\ médio}$ . A média passa a ser unitária (modelo corrigido sem tendência) e o desvio-padrão resulta em:

$$M_{e\ s.dev.}^{corr.} = \frac{M_{e\ s.dev.}}{M_{e\ mean}} \tag{10}$$

O desvio padrão corresponde ao erro aleatório do modelo, i.e., a sua incapacidade de prever exatamente a resistência em todas as situações de projeto possíveis. Esta incerteza é incorporada à análise de confiabilidade dos procedimentos normativos.

Para encontrar possíveis fontes de tendenciosidade dos modelos de resistência, foi realizada uma análise de covariância entre a variável erro de modelo e os parâmetros  $f_{ck}$ , esbeltez (L/D) e espessura do tubo (t), com base nos resultados experimentais. Esta análise revela tendências do modelo teórico em função das variáveis consideradas. Um índice de correlação nulo ou próximo de zero indica que não existe tendência linear entre as variáveis. O índice de correlação entre duas variáveis,  $\rho_{xy}$ , é calculado por:

$$\rho_{xy} = \frac{cov(x, y)}{\sigma_x \cdot \sigma_y} \tag{11}$$

onde  $\sigma_x$  e  $\sigma_y$  são os desvios-padrão das variáveis x e y, respectivamente, e  $cov(x,y)$  é o operador covariância.

Resultados da análise de covariância são apresentados na Figura 2 e resumidos na Tabela 5. A Figura 2 apresenta a correlação entre a variável erro de modelo e as variáveis estudadas para os 32 pilares ensaiados. A Figura 2a mostra correlação negativa entre o erro de modelo e a esbeltez (L/D), para a norma brasileira. Como o erro de modelo para esta norma apresenta mé-

dia maior do que um, este resultado indica que, à medida que a esbeltez aumenta, o modelo tende a se aproximar dos resultados experimentais. Provavelmente isto ocorre porque, a medida que aumenta a esbeltez do pilar, a equação de dimensionamento converge para a equação de Euler.

Em relação à variável resistência do concreto,  $f_{ck}$  (Figura 2b), para a NBR, a correlação entre erro de modelo e  $f_{ck}$  não apresenta valor significativo, embora os seus resultados tendam a ficar mais a favor da segurança para valores de  $f_{ck}$  além dos analisados. Isto significa que o modelo de resistência da norma brasileira tende a ser mais conservador (valor de  $M_e$  aumenta) para concretos de maior resistência. Analisando a correlação entre  $M_e$  e t (Figura 2c), observa-se que os resultados tendem a se aproximar da média 1 para maiores valores da espessura t.

## 5. Análise de confiabilidade

A análise de confiabilidade é realizada tendo como base a resistência experimental, admitindo-se que a mesma seja representativa da verdadeira resistência dos pilares. Nesta análise, a resistência dos pilares é reproduzida através das equações normativas ( $N_{RS}$ ) e corrigida através da variável erro de modelo. Inicialmente, são identificadas as variáveis aleatórias de resistência e de solicitação relevantes.

### 5.1 Variáveis de resistência

As variáveis aleatórias erro de modelo,  $M_e$ , e seus momentos estatísticos são apresentados na Tabela 4. As variáveis erro de modelo corrigido,  $M_e^{corr.}$ , são apresentados na Tabela 6.

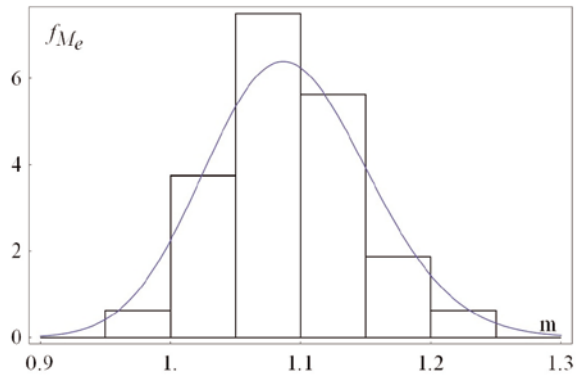
Outras variáveis aleatórias que afetam a resistência dos pilares são a tensão de escoamento do aço e a resistência à compressão do concreto. Os momentos e distribuições de probabilidade consideradas são apresentados na Tabela 6. Os parâmetros de tensão de escoamento do aço foram obtidos a partir de referências da literatura [18]. Valores nominais de tensão de escoamento utilizados foram:  $S_{yk} = \{250, 300, 350\}$  MPa.

Os parâmetros da resistência do concreto foram determinados a partir de resultados experimentais. A Figura 3 apresenta histogramas correspondentes aos ensaios dos 4 concretos utilizados neste estudo, bem como as distribuições de probabilidade utilizadas na análise de confiabilidade (Tabela 6). Estes histogramas correspondem a {9, 11, 9 e 16} resultados experimentais dos concretos de resistências características {28, 52, 78 e 97} MPa. As resistências características são obtidas de:

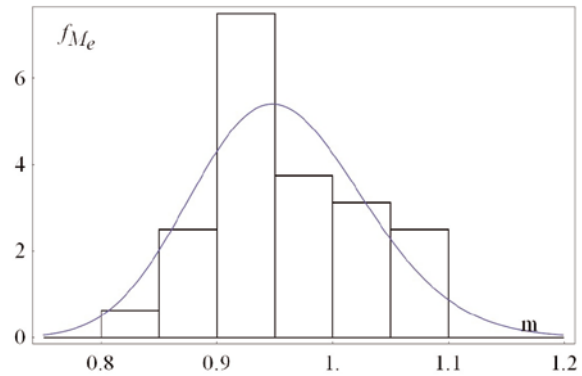
**Tabela 3 - Coeficientes de segurança parciais para resistências e ações, segundo cada norma de projeto**

Norma	Resistência			Ações	
	Aço	Concreto	Elemento	Permanente	Variável
ANSI/AISC	-	-	0,75	1,2	1,6
EC4	1,00	1,5	-	1,35	1,5
NBR	1,10	1,4	-	1,4	1,5

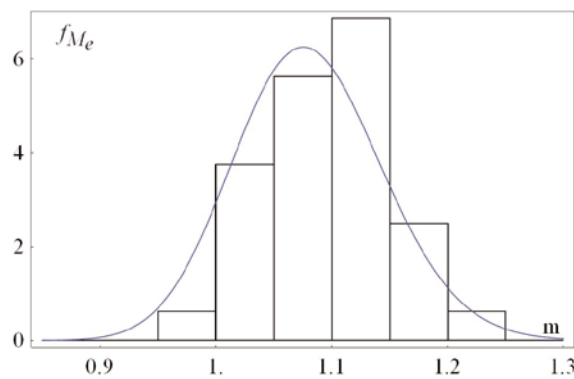
**Figura 1 – Histogramas da variável erro de modelo e distribuição correspondente para as normas consideradas**



**a) ANSI/AISC:2005**



**b) EC4:2004**



**c) NBR 8800:2008**

$$f_{ck} = f_{c,mean} - 1,65 \cdot S_d \quad (12)$$

(12)

onde  $S_d$  é o desvio padrão obtido nos ensaios experimentais dos corpos-de-prova de concreto.

Outras variáveis como dimensões dos elementos e alguns coeficientes de cálculo poderiam ser consideradas como aleatórias, mas são considerados de menor importância.

## 5.2 Variáveis de solicitação

Com a finalidade de avaliar a confiabilidade dos pilares em condição de serviço, são incorporadas as variáveis ação permanente  $D$  e ação variável  $L$ , bem como as incertezas correspondentes. Os valores nominais destas ações,  $D_n$  e  $L_n$ , são determinados a partir da resistência dos pilares, e dos coeficientes de majoração das ações de acordo com cada norma:

$$N_{Rd} = \gamma_D D_n + \gamma_L L_n \quad (13)$$

(13)

onde  $\gamma_D$  e  $\gamma_L$  são fatores de segurança parciais para as ações permanente e variável, respectivamente. A equação (13) é resolvida para

**Tabela 4 – Estatísticas da variável aleatória erro de modelo não-corrigido**

Erro de modelo $M_e$	Distribuição	Média	C.V.
ANSI/AISC	lognormal	1,092	0,057
EC4	lognormal	0,956	0,078
NBR	lognormal	1,094	0,057

os valores nominais  $D_n$  e  $L_n$  fixando-se uma razão entre as ações. Neste trabalho, são consideradas seis razões de carregamento:  $L_n/D_n = \{0,5; 1,0; 1,5; 2,0; 2,5; 3,0\}$ . Os parâmetros e distribuições estatísticas das variáveis  $D$  e  $L$  são obtidos da literatura [18] e apresentados na Tabela 6.

### 5.3 Outros parâmetros do problema

Para que a análise de confiabilidade reflita o universo de condições de projeto coberto por determinada norma, é importante considerar o espectro de variação dos parâmetros do problema. Conforme apresentado nos parágrafos anteriores, na análise de confiabilidade são considerados 3 valores da tensão de escoamento do aço, 4 valores de resistência à compressão do concreto, e 6 valores da razão de carregamento ( $L_n/D_n$ ). Além destes, são considerados 6 valores

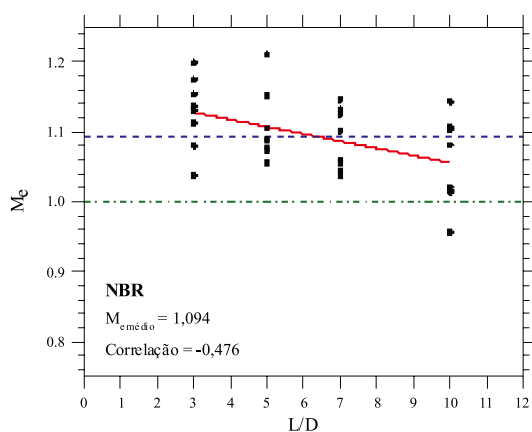
de esbelteza do pilar:  $L/D = \{3, 6, 10, 15, 20 \text{ e } 25\}$ ; 3 espessuras de parede do tubo:  $t = \{4, 6, 8\} \text{ mm}$  e 3 valores do diâmetro externo do tubo:  $D = \{100, 150 \text{ e } 200\} \text{ mm}$ . No total, 3888 configurações de pilar são consideradas na análise de confiabilidade.

### 5.4 Equação de estado limite

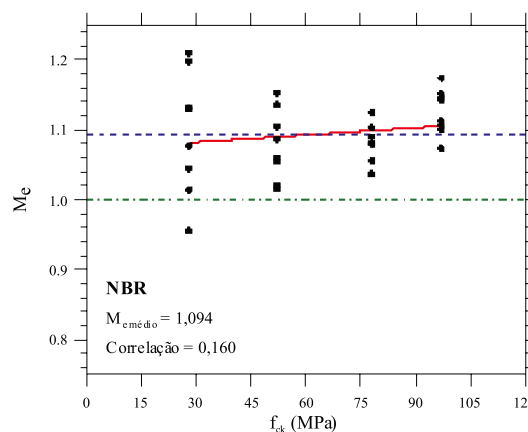
A equação de estado limite para a análise de confiabilidade é:

$$g(x) = N_{Rd}(X_1, X_2) \cdot X_3 - X_4 - X_5 \quad (14)$$

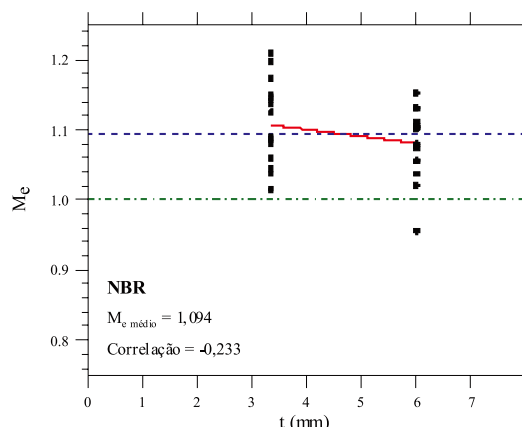
**Figura 2 – Análise de covariância entre erro de modelo e variáveis do problema, resultados experimentais (NBR 8800)**



a) Correlação com a variável  $L/D$



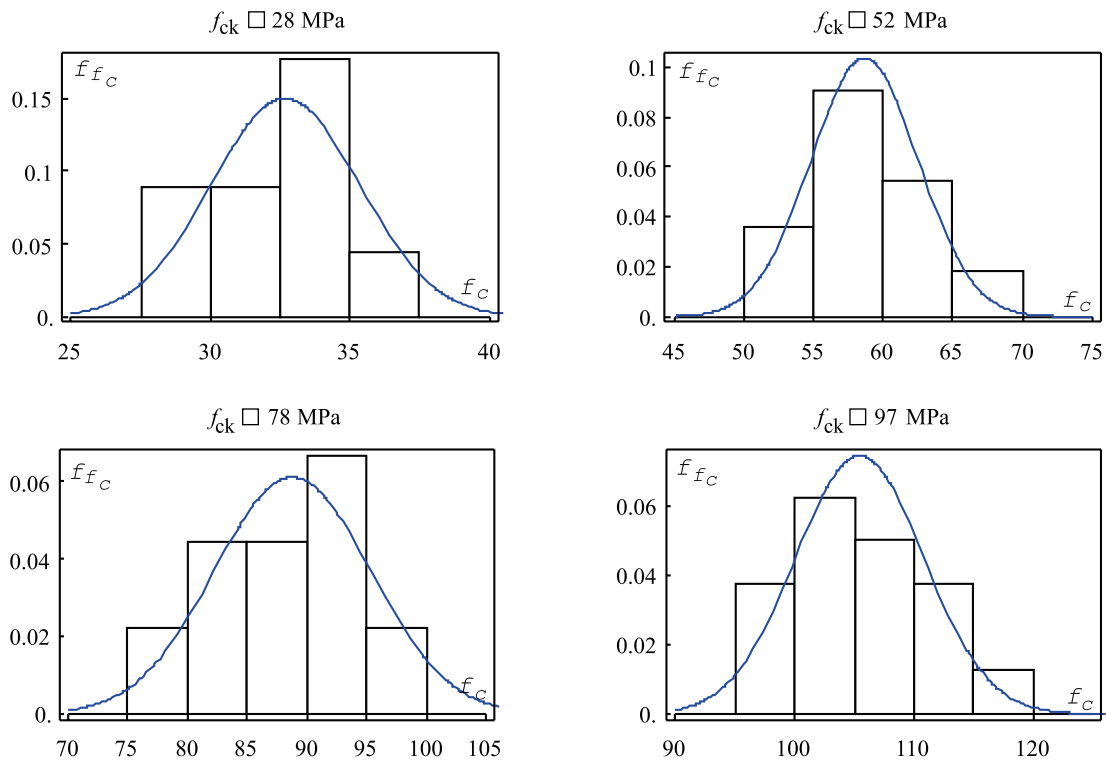
b) Correlação com a variável  $f_{ck}$



c) Correlação com a variável  $t$

• • • Dados    - - - Média ideal    - - - Média dos dados

**Figura 3 – Histogramas dos resultados experimentais para resistência do concreto e distribuições de probabilidade correspondentes**



onde:

$X_1$  é a resistência do aço;

$X_2$  é a resistência do concreto;

$X_3$  é a variável erro de modelo, corrigida ou não;

$X_4$  é a ação permanente;

$X_5$  é a ação variável.

Estas variáveis mudam de acordo com a configuração de pilar e norma adotadas.

Para cada uma das 3888 configurações de pilar e para cada norma (3 normas), a resistência dos pilares é calculada através das equações de dimensionamento (equações 1, 4 e 5), as ações são determinadas pela equação (14) e o índice de confiabilidade é

**Tabela 5 – Coeficientes de correlação entre o erro de modelo (Me) e as características dos pilares, baseados nos resultados experimentais**

Norma	L/D	$f_{ck}$	$\dagger$
ANSI/AISC	0,505	0,141	-0,220
EC4	0,584	0,549	-0,299
NBR	0,476	0,160	-0,233

avaliado. Três conjuntos de resultados são obtidos: sem erro de modelo, com erro de modelo e com erro de modelo e correção de tendenciosidade. No total, 34992 análises de confiabilidade são realizadas. A determinação dos índices de confiabilidade é feita via método de confiabilidade de primeira ordem [19, 20] utilizando programa computacional desenvolvido por Beck [21].

Resultados da análise de confiabilidade

Índices de confiabilidade obtidos para pilares dimensionados segundo as normas são ilustrados na Figura 4. Três conjuntos de resultados são apresentados na figura. A curva tracejada mostra resultados sem erro de modelo. Na curva pontilhada, o erro de modelo é incorporado à análise de segurança, mas não é usado para corrigir tendenciosidade dos modelos de resistência. A linha contínua é obtida utilizando erros de modelo na avaliação da segurança e na correção das tendências dos modelos.

Os valores máximo e mínimo entre os índices de confiabilidade ( $\beta$ ) encontrados para as 3888 configurações de pilares analisadas são apresentados na figura 4. Portanto, a distância entre as curvas superior e inferior em um mesmo conjunto de resultados reflete a variação de  $\beta$  dentro do espectro de configurações de pilar analisadas.

Para a norma Brasileira (NBR) e Americana (ANSI/AISC), a Figura 4 mostra que, considerando o erro de modelo apenas na análise de segurança aumenta-se a confiabilidade, pois os modelos de resistência são a favor da segurança, mesmo com coeficientes



de segurança unitários. Os resultados mostram também que, para essas duas normas, o efeito da média do erro de modelo (bias) é maior do que o efeito da variância do erro de modelo, que sempre é prejudicial à segurança. A correção da tendência (bias) para estas normas é prejudicial à segurança, pois remove a margem de segurança adicional.

Para a norma Européia (EC4), a incorporação do erro de modelo na análise de segurança leva a uma redução significativa da confiabilidade. Essa redução pode ser atribuída à tendência (que é desfavorável à segurança quando os coeficientes de segurança são unitários) e a variância do erro de modelo. A correção da tendência (bias) leva a uma recuperação parcial dos níveis de segurança.

Os resultados que ignoram o erro de modelo (curvas tracejadas) são teóricos e não são beneficiados pelos resultados experimentais apresentados neste trabalho. Por outro lado, a correção média da variável erro de modelo proposta na seção 4 não é ideal. Preferencialmente, os modelos de resistência das normas deveriam ser aprimorados para reduzir a variância e a tendenciosidade do modelo. Os coeficientes de correlação apresentados na Tabela 5 podem ser usados neste sentido.

Idealmente, o uso de uma norma de projeto deveria resultar em índices de confiabilidade suficientes e uniformes para o universo de elementos estruturais cobertos pela norma. Assim, a qualidade de determinada norma de projeto pode ser medida em termos de critérios de suficiência e uniformidade dos índices de confiabilidade. Os resultados apresentados na Figura 4 mostram uma clara dependência do índice de confiabilidade com a razão de carregamento. Este comportamento típico é consequência de se adotar coeficientes  $\gamma_D$  e  $\gamma_L$  constantes, independentes da razão de carregamento. Como o coeficiente de variação da ação variável (0,25) é muito maior do que o c.v. da ação permanente (0,10), à medida que a proporção da ação variável aumenta, o índice de confiabilidade diminui.

A Figura 5 apresenta os índices de confiabilidade em função da esbeltez, para uma relação de carregamento constante e igual a 1,0. Na figura as mesmas 3 curvas são apresentadas. As curvas apresentam uma redução do índice de confiabilidade com o aumento da esbeltez do pilar. Isso é verdade para todas as normas, mas para a NBR isto é menos evidente. A figura também mostra que os índices de confiabilidade são razoavelmente uniformes em

**Figura 4 - Índices de confiabilidade para o ANSI (a), o EC4 (b) e a NBR (c) em função da relação de carregamentos; Sem erro de modelo (linha tracejada), com erro de modelo (linha pontilhada) e com erro de modelo e correção de tendenciosidade (linha contínua)**

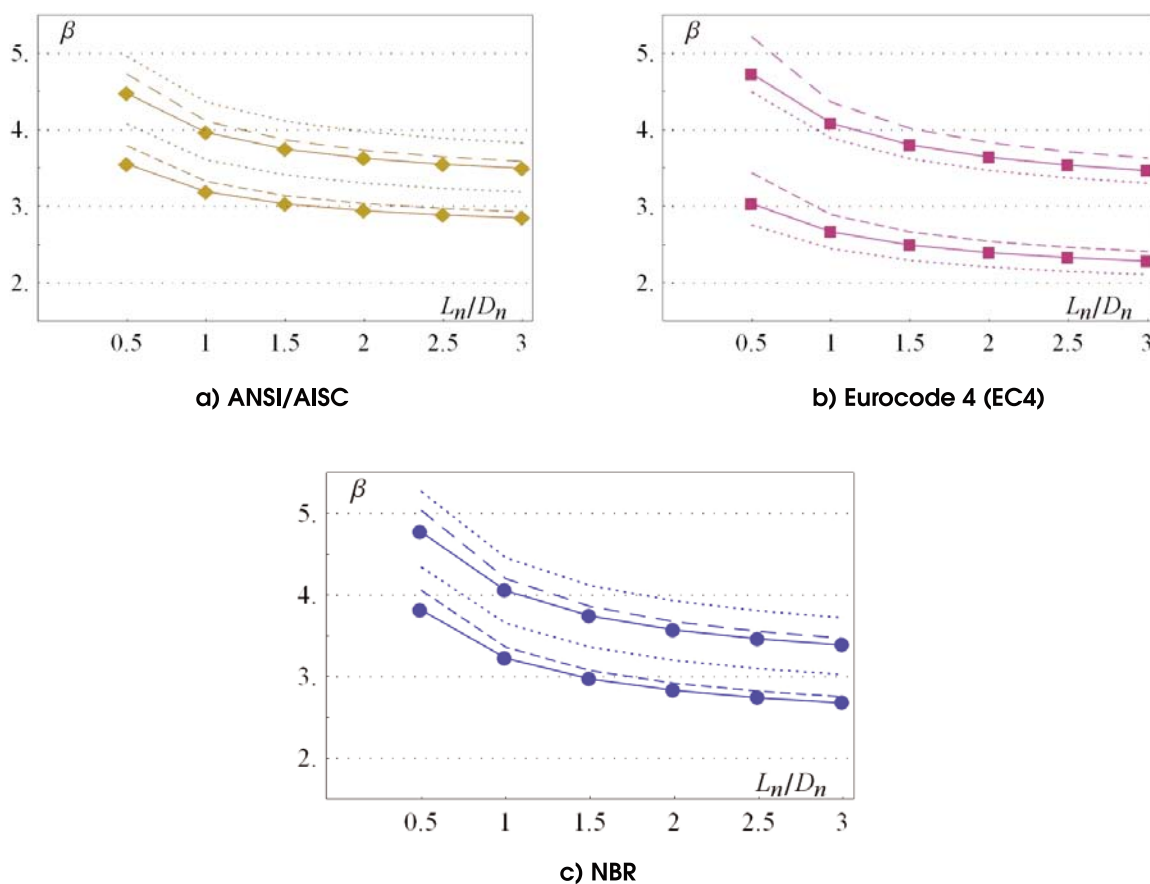
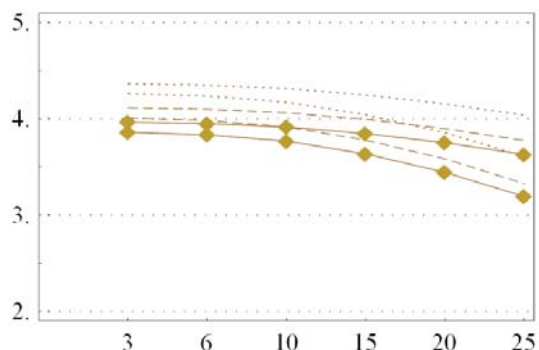


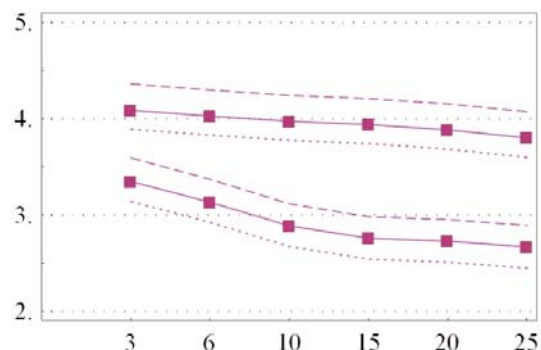
Tabela 6 - Variáveis aleatórias utilizadas na análise de confiabilidade

Variável		Norma	Distribuição	Média	C.V.
Tensão de escoamento do aço	$X_1$ or $S_y$	-	lognormal	$1,08 S_{yk}$	0,050
Resistência à compressão do concreto	$X_2$ or $f_c$	-	normal	32,68	0,081
		-	normal	58,68	0,066
		-	normal	88,78	0,074
		-	normal	105,45	0,051
Erro de modelo	$X_3$ or $M_e^{corr}$	NBR	lognormal	1,00	0,059
		EC4	lognormal	1,00	0,077
		ANSI	lognormal	1,00	0,057
Ação permanente	$X_4$ or $D$	-	normal	$1,05 D_n$	0,100
Ação variável	$X_5$ or $L$	-	Gumbel	$1,00 L_n$	0,250

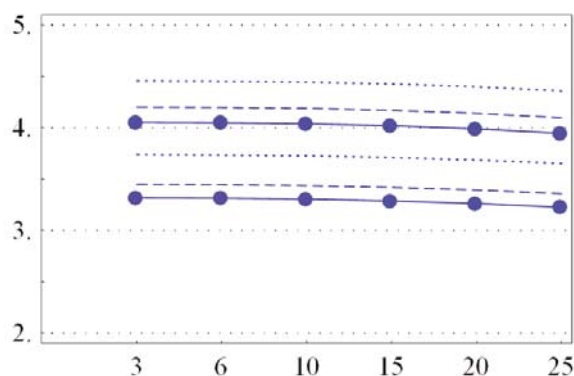
Figura 5 - Índices de confiabilidade para as norma em função da relação L/D dos pilares, para  $L_n/D_n=1,0$ . Sem erro de modelo (linha tracejada), com erro de modelo (linha pontilhada) e com erro de modelo e correção de tendenciosidade (linha contínua)



a) ANSI/AISC



b) Eurocode 4 (EC4)



c) NBR

termos de esbeltez de pilar, para a norma brasileira, mas nem tanto para as normas Americana e Européia. As esbeltezes estudadas estão dentro dos limites de aplicabilidade das normas. O EC4 e a NBR permitem o dimensionamento de pilares desde que a esbeltez relativa -  $\lambda_0$  (NBR) seja menor que 2. Para um pilar com relação L/D = 25, o máximo valor de  $\lambda_0$  dentre os casos estudados é da ordem de 1,15. Para o ANSI/AISC os limites de esbeltez são calculados pela equação  $KL/r_t$  e, na análise realizada, um pilar com relação L/D igual a 25 corresponde a  $KL/r_t = 80$ , sendo que o limite é 200.

A Figura 6 mostra índices de confiabilidade em função da variação na resistência à compressão do concreto, na tensão de escoamento do aço, na espessura e no diâmetro do tubo de aço, para a norma brasileira. Resultados mostram que o procedimento normativo da NBR8800 resulta em confiabilidade aproximadamente uniforme em termos de cada um destes parâmetros. Resultados para concreto sugerem que o limite imposto pela norma brasileira ( $f_{ck} \leq 50\text{MPa}$ ) pode ser revisado.

Em termos do critério de uniformidade dos índices de confiabilidade, as Figuras 4, 5 e 6 mostram que nenhuma das normas estudadas resulta em índices uniformes. Para a norma brasileira, índices de confiabilidade são razoavelmente uniformes em termos de esbeltez, resistência de aço e concreto, espessura e diâmetro do tubo de aço. No entanto, a variação conjunta destes parâ-

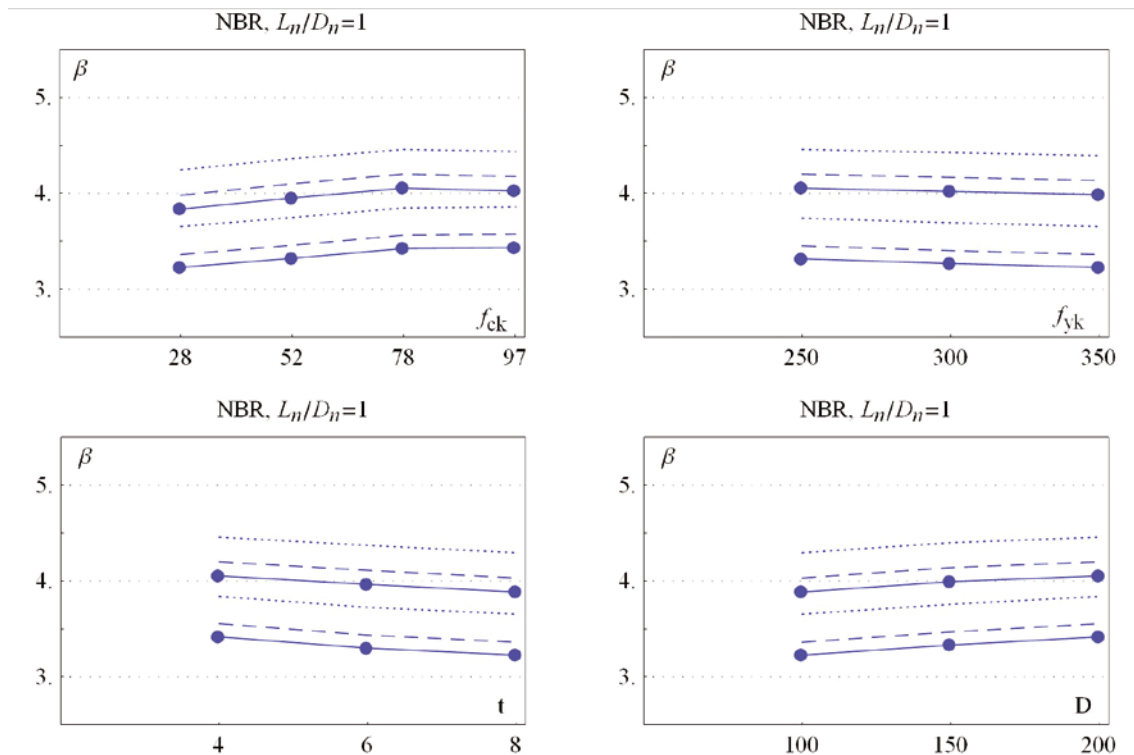
metros resulta nas faixas de índices de confiabilidade observadas nas Figuras 4 a 6.

Em termos do critério de suficiência dos índices de confiabilidade, resultados apresentados neste estudo podem ser comparados com os índices alvo utilizados na calibração dos coeficientes parciais de segurança das normas ANSI/AISC e EC4. Para a norma ANSI/AISC e combinação de ações D+L, temos  $\beta_{ALVO} = 3,0$  [18]. Os resultados apresentados nas Figuras 4 a 6 mostram uma margem conservadora em comparação a este  $\beta_{ALVO}$ , sendo mais próximos deste para maiores valores de esbeltez e maiores razões de carregamento.

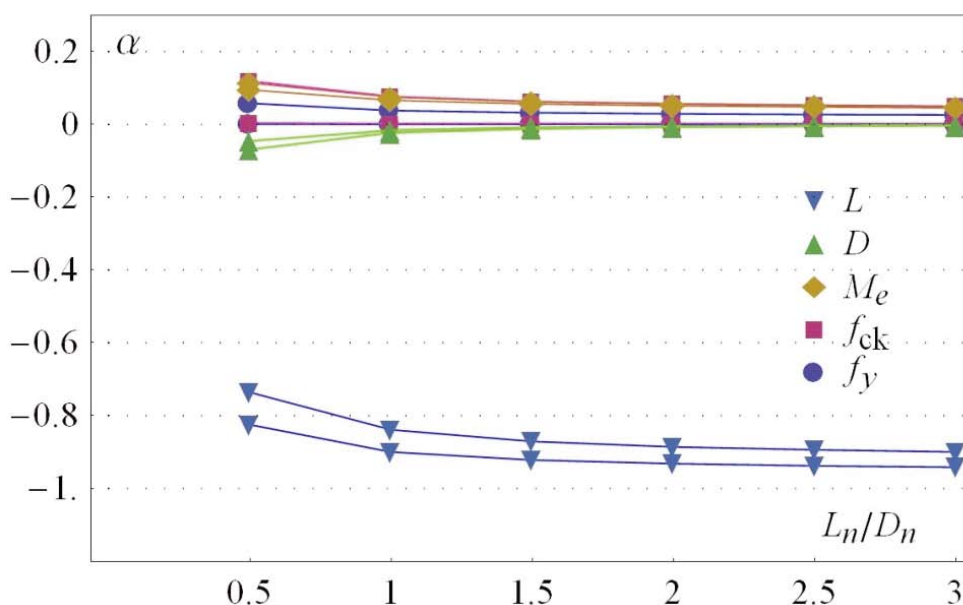
A norma européia de ações e segurança nas estruturas (prEN 1990, [22]) apresenta  $\beta_{ALVO}=3,8$  para vida útil de 50 anos e classe de conseqüências média (predios residenciais e comerciais). Este nível de segurança não é alcançado nem pela própria norma européia, como pode ser visto nas Figuras 4 a 6 (b), para os pilares considerados neste estudo. Resultados apresentados na ref. [23] confirmam que o índice de confiabilidade alvo da norma européia dificilmente é alcançado na prática.

Por fim, coeficientes de sensibilidade (cossenos diretores) das variáveis aleatórias do problema são ilustrados na Figura 7, em função da razão de carregamento. A Figura mostra a faixa de valores destes coeficientes (menor e maior valor) dentre as 3888 configurações de pilar analisadas. Os coeficientes de sensibilidade mostram a contri-

**Figura 6 – Índices de confiabilidade para a norma NBR 8800 em função de demais parâmetros analisados,  $L_n/D_n=1,0$ . Sem erro de modelo (linha tracejada), com erro de modelo (linha pontilhada) e com erro de modelo e correção de tendenciosidade (linha contínua)**



**Figura 7 - Coeficientes de sensibilidade da probabilidade de falha, norma NBR 8800, em função da razão de carregamento**



buição de cada variável aleatória na probabilidade de falha. Variáveis de solicitação aparecem com coeficiente negativo, enquanto que variáveis de resistência aparecem como positivas. A figura mostra como a incerteza na ação variável exerce um papel que é crescentemente dominante à medida que aumenta a razão de carregamento  $L_n/D_n$ . O segundo papel mais importante é o da ação permanente. O terceiro papel mais importante, especialmente na região de  $L_n/D_n$  pequeno, é o das variáveis erro de modelo e resistência do concreto.

## 7. Conclusões

Este trabalho apresentou uma investigação da segurança dos pilares mistos preenchidos de seção circular, dimensionados segundo as normas NBR8800:2008, ANSI/AISC 360:2005 e EN1994-1-1:4:2004. Para tal foram considerados os resultados experimentais de 32 pilares mistos preenchidos, correspondentes à aplicação da força na seção mista, que é a condição prevista pelas normas de dimensionamento. Com base nos resultados experimentais foram obtidas estatísticas de variáveis erro de modelo, as quais revelam a precisão das equações de dimensionamento destas normas na previsão da resistência dos pilares. Variáveis erro de modelo permitem uma avaliação dos modelos de resistência em função de tendenciosidade e variância. Resultados mostram uma tendenciosidade positiva (a favor da segurança) de 9,2% e 9,4% para o ANSI/AISC e a NBR, respectivamente, e uma tendenciosidade negativa de -4,4% para o EC4. O desvio-padrão dos erros de modelo variou entre um mínimo de 5,7% para as normas ANSI/AISC e NBR, e um máximo de 7,8% para o EC4.

O estudo apresentou índices de confiabilidade obtidos para um am-

pla gama de configurações de pilar. Resultados mostram índices de confiabilidade que podem ser considerados suficientes para as normas ANSI/AISC e NBR, mas que não são uniformes para a gama de situações de projeto analisadas. A norma europeia apresentou índices de confiabilidade abaixo do próprio índice alvo de 3,8, e que para muitos pilares estão até abaixo de 3,0.

O estudo mostra que a norma brasileira está bem calibrada, com uma tendência conservadora de 9,4%, o que representa uma margem de segurança adicional. Índices de confiabilidade são aceitáveis e razoavelmente uniformes em termos de esbeltez, resistência de aço e concreto, espessura e diâmetro do tubo de aço. Índices de confiabilidade apresentam razoável não-uniformidade quando todos estes parâmetros variam simultaneamente, e grande falta de uniformidade em termos da razão entre ação variável e ação permanente.

Os resultados mostram ainda que a faixa de resistências de concreto admitida pela norma brasileira pode ser ampliada para admitir concretos de maior resistência.

## 8. Agradecimentos

Os autores agradecem ao CNPq (Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico) e à FAPESP (Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo) pelo apoio financeiro a esta pesquisa.

## 9. Referências bibliográficas

- [01] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 8800:2008. Projeto e execução de estruturas de

- aço e de estruturas mistas aço-concreto de edifícios: Procedimento. Rio de Janeiro, 2008.
- [02] Fakury, R.H. (2007). Sobre a revisão da norma brasileira de projeto de estruturas de aço e estruturas mistas de aço e concreto, a NBR 8800. Revista Escola de Minas – REM, Ouro Preto, v. 60, n. 02, p. 233-239. Abr. – Jun. 2007.
- [03] American Institute of Steel Construction. ANSI/AISC 360: Specification for Structural Steel Buildings. Chicago, Illinois. 2005.
- [04] EN 1994-1-1:2004. Design of composite steel and concrete structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings. EUROCODE 4, European Committee for Standardization, 2004.
- [05] Johansson, M.; Gylltoft, K. (2001). Structural behavior of slender circular steel-concrete composite columns under various means of load application. Steel and Composite Structures, v.1, n.4, p.393-410.
- [06] De Nardin, S.; El Debs, A.L.H.C. (2007). Axial load behaviour of concrete-filled steel tubular columns. Structures and Buildings, v. 160, p. 13-22.
- [07] De Nardin, S.; El Debs, A.L.H.C. (2004). An experimental study of connections between I-beams and concrete filled steel tubular columns. Steel and Composite Structures, v.04, n.04, p. 303-315.
- [08] Roeder, C.W.; Cameron, B.; Brown, C.B. (1999). Composite action in concrete filled tubes. Journal of Structural Engineering, ASCE, v.125, n.5, p.477-484. May.
- [09] Elremaily, A.; Azizinamini, A. (2002). Behavior and strength of circular concrete-filled tube columns. Journal of Constructional Steel Research. v.58, n.12, p.1567-1591. Dec.
- [10] Giakoumelis, G.; Lam, D. (2004). Axial capacity of circular concrete-filled tube columns. Journal of Constructional Steel Research. v.60, n.7, p.1049-1068. July.
- [11] Zeghiche, J.; Chaoui, K. (2005). An experimental behaviour of concrete-filled steel tubular columns. Journal of Constructional Steel Research. v.61, n.1, p.53-66. Jan.
- [12] Gupta, P.K.; Sarda, S.M.; Kumar, M.S. (2007). Experimental and computational study of concrete filled steel tubular columns under axial loads. Journal of Constructional Steel Research. v.63, n.2, p.182-193.
- [13] Yu, Z.; Ding, F.; Cai, C.S. (2007). Experimental behavior of circular concrete-filled steel tube stub columns. Journal of Constructional Steel Research. v.63, n.2, p.165-174. Feb.
- [14] O'Shea, M.D.; Bridge, R.Q. (2000). Design of circular thin-walled concrete filled steel tubes. Journal of Structural Engineering, ASCE, v.126, n.11, p.1295-1303.
- [15] American Society for Testing and Materials. (1992). ASTM A370: Standard test methods for tension testing of metallic materials. Philadelphia.
- [16] Oliveira, W.L.A. (2008). Análise teórico-experimental de pilares mistos preenchidos de seção circular. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.
- [17] Faber, M.H. (2006). Risk and Safety in Civil, Surveying and Environmental Engineering, Swiss Federal Institute of Technology, ETHZ, Switzerland.
- [18] Ellingwood, B. and Galambos, T.V. (1982). Probability-based criteria for structural design, Structural Safety 1, pp. 15-26.
- [19] Melchers, R.E. (1999). Structural Reliability Analysis and Prediction, 2<sup>nd</sup> edition, John Wiley and Sons, NY.
- [20] Beck, A.T. and Rosa, E. (2006). Structural Reliability Analysis Using Deterministic Finite Element Programs”, Latin American Journal of Solids and Structures. v.3, p.197-222.
- [21] Beck, A. T. (2007) Computer-aided teaching of structural reliability. XXVIII Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering, Porto - Portugal.
- [22] prEN 1990: Basis of Structural Design – Annex C: Basis for Partial Factor Design and Reliability Analysis”. European Committee for Standardization, Brussels, “Final Draft”, 2001.
- [23] Beck, A.T. and Doria, A.S. (2008). Reliability Analysis of I-section Steel Columns Designed According to New Brazilian Building Codes, J. of the Braz. Soc. of Mech. Sci. and Eng., Vol. 30, No. 2. p. 152-159.