



VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL DE PÓRTICOS METÁLICOS PLANOS COM AUXÍLIO DO SOFTWARE SAP2000

André Luis Riqueira Brandão

Delmo Junio Quinelato Lopes

Washington Batista Vieira

Cláudio Ernani Martins Oliveira

andrerieira@unifei.edu.br

delmo_junio@yahoo.com.br

vieira@unifei.edu.br

ceмо@unifei.edu.br

Universidade Federal de Itajubá – *Campus* de Itabira

Rua Ivone Drumond, 200 – Distrito Industrial II, 35903-087 – Itabira – MG, Brasil.

Marcílio Sousa da Rocha Freitas

marcilio@em.ufop.br

Universidade Federal de Ouro Preto

Campus Universitário Morro do Cruzeiro, 35400-000, Ouro Preto - MG, Brasil.

Resumo. *Este artigo apresenta uma investigação da segurança de pórticos planos em aço dimensionados segundo as normas AISC-LRFD (2005) e NBR8800:2008. O estudo permite uma comparação do dimensionamento pelo método dos estados limites com a confiabilidade estrutural de pórticos. Os exemplos analisados foram obtidos da literatura com índices de confiabilidade já avaliados pelo método FORM. No dimensionamento estrutural utilizou-se o método dos estados limites. O estado limite de último foi representado pela relação solicitação/resistência enquanto no estado limite de serviço verificou-se o deslocamento de um ponto específico quanto ao limite definido por norma. Resultados da presente investigação mostram que o dimensionamento estrutural corresponde aos índices de confiabilidade associados a cada pórtico.*

Palavras-chave: *Verificação estrutural, índice de confiabilidade, confiabilidade estrutural, método FORM.*

1 INTRODUÇÃO

As estruturas devem ser dimensionadas respeitando a segurança estrutural e boas condições de utilização. A segurança estrutural significa que a estrutura deve atender condições para suportar determinada carga, para que não haja falha de sua função ou o rompimento da mesma durante a sua vida útil. As condições de utilização são aferidas para determinadas situações em que a estrutura deve sustentar, sem que ocorram deformações ou deslocamentos excessivos, que prejudiquem ou impeçam seu uso. Dessa forma, foram criadas normas com o objetivo de regulamentar o dimensionamento da estrutura e de seus componentes, a fim de torná-la segura, útil e econômica.

As normas de projeto estabelecem requisitos de segurança que devem ser respeitados em um projeto estrutural. Esses requisitos são chamados de estados limites e determinam estágios, dos quais são avaliados de acordo com seu desempenho, podendo ser adequado ou inadequado para uma situação. A ABNT NBR 8800 (2008) adota coeficientes parciais de segurança, que são utilizados para ponderar os efeitos das ações atuantes na estrutura e sobre as resistências nominais dos elementos estruturais, que objetivam para retratar todas as possibilidades de ocorrência na vida útil da estrutura.

A Teoria da Confiabilidade Estrutural oferece a partir do conhecimento das incertezas inerentes às variações de projeto, por meio de distribuições de probabilidade, a definição da probabilidade de falha de um estado limite (estado limite ultimo ou estado limite de serviço). Além de parâmetros, que distinguem a importância de cada variável para o método, que são fundamentais para a tomada de decisões para a segurança da estrutura (Motta, 2002).

Neste trabalho, a segurança estrutural é estudada através do índice de confiabilidade estrutural, que é aferido pelo método de confiabilidade de primeira ordem (FORM, *First Order Reliability Method*), em relação à capacidade estrutural obtida com o *software* SAP2000 V17. Foram analisados seis exemplos de pórticos metálicos planos, em diferentes situações que envolvam os estados limites último (ELU) e de serviço (ELS). Assim, o trabalho tem por justificativa, conciliar a teoria de cálculo probabilístico ao dimensionamento estrutural trazido pelas normas técnicas, ou seja, tornar possível uma relação entre a teoria e a prática de dimensionamento estrutural.

2 CONFIABILIDADE ESTRUTURAL

Na engenharia, definem-se problemas de confiabilidade como a determinação da capacidade de um sistema em atender a determinadas condições. Desta forma, engenheiros ao dimensionar um projeto estrutural devem ser atentos para que a resistência de uma estrutura seja suficiente para suportar a atuação da máxima solicitação, que é derivada das combinações de ações durante a vida útil do projeto.

Portanto, a principal necessidade de um projeto estrutural é mensurar a máxima solicitação e a resistência disponível do material, de forma que a resistência seja maior que a solicitação. Dessa forma, definem-se as variáveis aleatórias envolvidas na análise como $\mathbf{X} = (X_1, X_2, X_n)$, que formam a função de falha ou função do estado limite $G(\mathbf{X})$. A função de

falha $G(\mathbf{U})$ deve ser definida de maneira que o limite $G(\mathbf{X})=0$ separe o domínio de falha ($G(\mathbf{X})<0$) e o domínio de segurança ($G(\mathbf{X})>0$).

Na análise do índice de confiabilidade estrutural busca-se encontrar qual a probabilidade de falha de uma estrutura. Assim, a partir da função do estado limite é possível encontrar valores que pertencem ao domínio de falha e contabilizá-los. A Eq. (1) define a probabilidade de falha.

$$P_f = P[G(\mathbf{X}) \leq 0] \quad (1)$$

Sabendo-se que $f_x(\mathbf{X})$ representa a função densidade de probabilidade conjunta de todas as variáveis $\mathbf{X}$ envolvidas na análise, a probabilidade de falha pode ser descrita pela Eq. (2).

$$P_f = \int f_x(\mathbf{X}) d\mathbf{X} \quad (2)$$

Portanto, a confiabilidade é definida como:

$$C = 1 - P_f \quad (3)$$

A Eq. (2), da probabilidade de falha é calculada pela integral multidimensional, que é representada pela figura abaixo para duas variáveis. A Figura 1 mostra a função de densidade de probabilidade conjunta e suas curvas de nível projetada da superfície de no plano X_1X_2 . Todos os pontos contidos numa mesma curva de nível possuem o mesmo valor, ou seja, a mesma densidade de probabilidade.

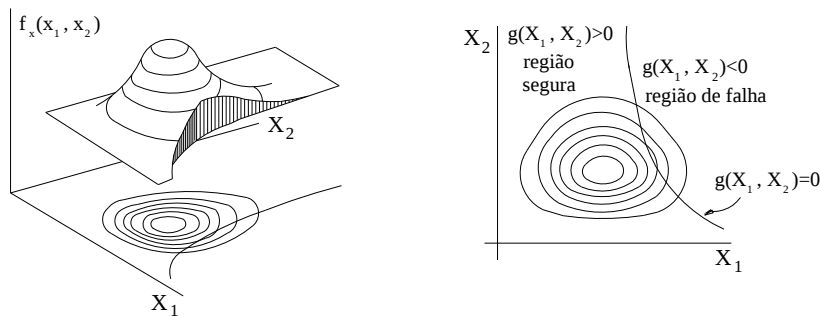


Figura 1. Integral de probabilidade de falha no espaço das variáveis básicas

A função de falha pode ser definida com as variáveis de resistência e solicitação, como:

$$G(\mathbf{X}) = Z = R - S \quad (4)$$

onde R e S representam variáveis aleatórias da resistência e da solicitação, respectivamente.

Sabendo-se que R deve ser maior S para que o projeto esteja em conformidade estrutural. O grande número de variáveis aleatórias envolvidas em muitos problemas práticos torna bastante difícil a obtenção da função conjunta de densidade de probabilidade e a integração da equação é quase sempre inviável. Alternativamente, mede-se a segurança estrutural em função do índice de confiabilidade β , definido como a menor distância da origem do espaço das variáveis padronizadas, ou variáveis reduzidas, até a superfície de falha (Rackwitz e Fiessler, 1978).

O método de confiabilidade de primeira ordem (FORM) do inglês *First Order Reliability Method* apresenta boa precisão, redução do tempo de processamento computacional e não apresenta dificuldades de programação, por isso tem sido amplamente aceito devido à sua eficiência. O índice de confiabilidade β nesse método é a distância da função de falha à origem no espaço das variáveis normais do tipo padrão U , estatisticamente independentes, como pode ser observado na Figura 2.

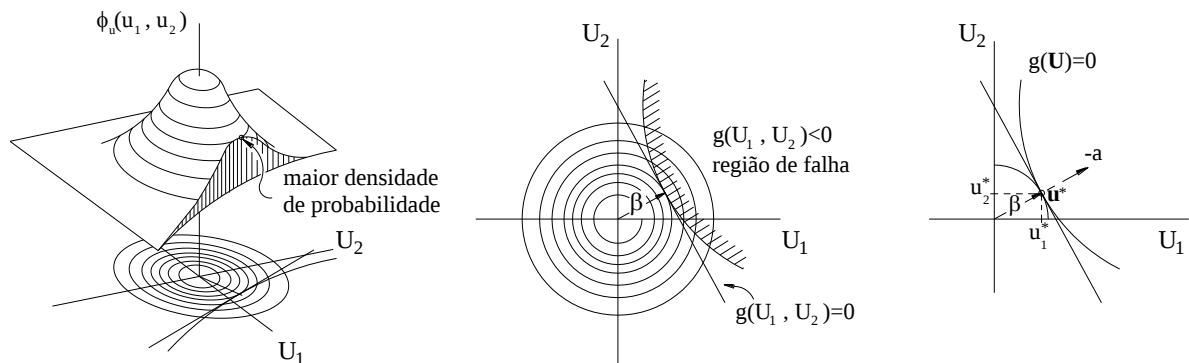


Figura 2. Representação gráfica do método FORM.

3 METODOLOGIA

A verificação estrutural do presente trabalho se baseia em aplicações para pórticos planos desenvolvidas por Mapa (2016), para análise da segurança estrutural de pórticos planos, onde foram calculados índices de confiabilidade estrutural através do método FORM. As funções de falha foram constituídas a partir do estado limite último e estado limite de serviço.

O dimensionamento estrutural foi realizado com auxílio *software* SAP2000 V17 com as combinações de ações da norma brasileira ABNT NBR 8800 (2008) e da norma americana AISC LRFD (2005), sendo as últimas geradas automaticamente pelo *software*.

O resultado do dimensionamento de pórticos com índices de confiabilidade conhecidos, permite uma análise racional dos critérios de segurança adotados nas normas de projeto.

Os coeficientes de ponderação das resistências e das ações de uma norma são definidos para um certo nível de confiabilidade, representado por um índice de confiabilidade alvo (β_o). Ellingwood *et al.* (1982) estabeleceram um índice de confiabilidade alvo (β_o) igual a 3,0 determinado para cargas gravitacionais e para 50 anos de vida útil da estrutura. Este valor corresponde razoavelmente bem à faixa de valores obtidos nos estudos das normas americanas de estruturas de aço e estão associados a componentes submetidos à flexão ou compressão. No presente trabalho, este valor será adotado como referência nas análises de pórticos planos analisados para um estado limite último (ELU).

3.1. Funções do estado limite último

Os estados limites últimos (ELU) são associados à segurança da estrutura sujeita às combinações mais desfavoráveis de ações que são previstas para toda a vida útil, ou durante a construção, ou quando atuar uma ação especial ou excepcional (ABNT NBR 8800, 2008).

Neste trabalho, os exemplos representam barras que compõem a estrutura de um pórtico plano que estão submetidas à combinação de ações, derivadas de peso próprio, sobrecarga e vento. Neste tipo de estrutura ocorre com frequência a força axial (de tração ou compressão), flexão e a interação destes esforços. A força cortante não foi levada em consideração, tendo em vista os tipos de carregamentos e a forma como agem sobre a estrutura.

As barras submetidas à atuação combinada de força axial (de tração ou compressão) e de momento fletor, precisam atender determinados limites de interação. Mapa (2016) apresentou as Eqs.(5) e (6), que representam a função de falha, com base na descrição do referido ELU das normas brasileira e americana. Para o caso de flexão pura, a função de falha está representada pela Eq. (7).

$$G(U) = 1 - \left[\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \right] \text{ para } \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \geq 0,2 \quad (5)$$

$$G(U) = 1 - \left[\frac{N_{Sd}}{2 N_{Rd}} + \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \right] \text{ para } \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} < 0,2 \quad (6)$$

$$G(U) = 1 - \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \quad (7)$$

sendo:

N_{Sd} , a força axial solicitante de cálculo de tração ou de compressão, a que for aplicável;
 N_{Rd} , a força axial resistente de cálculo de tração ou de compressão, a que for aplicável;
 $M_{x,Sd}$ e $M_{y,Sd}$, os momentos fletores solicitantes de cálculo, respectivamente em relação aos eixos x e y da seção transversal;
 $M_{x,Rd}$ e $M_{y,Rd}$, os momentos fletores resistentes de cálculo, respectivamente em relação aos eixos x e y da seção transversal.

3.2. Funções do estado limite de serviço

Os estados limites de serviço (ELS) são associados ao desempenho da estrutura sob condições normais de utilização. A não conformidade da estrutura em durabilidade, aparência, conforto do usuário e boa utilização funcional é causada por danos que comprometam em parte ou totalmente o uso para o qual a estrutura foi projetada (ABNT NBR 6118, 2014).

Assim como, para as funções de desempenho de ELU, as normas AISC LRFD (1993) e ABNT NBR 8800 (2008) em ELS definem limites que devem ser seguidos para o dimensionamento estrutural. A função de falha pode ser definida pela Eq. (8).

$$G(U) = 1 - \frac{\delta_{ser}}{\delta_{lim}} \quad (8)$$

sendo:

δ_{ser} os valores dos deslocamentos de acordo com as combinações de ações para o estado limite de serviço;

δ_{lim} os valores limites adotados para esses efeitos.

Essa função de desempenho, utilizada por Mapa (2016) pode ser interpretada de forma que as variáveis δ_{ser} e δ_{lim} sejam os deslocamentos calculado e máximo admissível do nó, podendo ser deslocamentos verticais ou horizontais. Os deslocamentos horizontais são analisados para os topos dos elementos de coluna do pórtico plano, limitados pela altura do pórtico. A normas brasileira e americana definem o deslocamento horizontal limite no topo da coluna igual a 1/400 da altura da coluna e o deslocamento vertical limite no vão da viga igual a 1/360 do vão.

3.3. Combinações de ações

Segundo a ABNT NBR 8800 (2008), um carregamento é determinado pela combinação de ações que é diretamente relacionada à probabilidade dessas ações atuarem simultaneamente na estrutura, durante um período pré-determinado. Dessa forma, a combinação de ações deve estar relacionada aos estados limites último e de serviço, pois eles garantem a segurança e a funcionalidade do projeto estrutural.

Portanto, as combinações de ações são combinações últimas e de serviço, podendo ser diferenciadas a respeito de suas finalidades. As combinações últimas são classificadas em normais, especiais, de construção e excepcional e as combinações de serviço são combinações quase permanentes, frequentes e raras.

Para cada combinação de ações são atribuídos coeficientes de ponderação para que cada carregamento seja majorado ou minorado, a fim de efetuar de fato as possibilidades existentes durante a vida útil do projeto estrutural. Para os exemplos estudados foram definidas diferentes combinações que se referem às normas americana e brasileira, com seus respectivos coeficientes de ponderação das ações.

Neste trabalho foram definidas as combinações de ações para o ELU e o ELS a partir das normas técnicas AISC LRFD (1993, 2005) e ABNT NBR 8800 (2008). As combinações de ações, com referência ao AISC LRFD (1993) e a CSA S16 (2009), foram geradas automaticamente pelo *software* SAP2000.

4 RESULTADOS

Foram analisados pórticos planos para os ELU de flexão composta e flexão pura e para os ELS de deslocamentos horizontal e vertical. No dimensionamento estrutural, travamentos laterais foram aplicados no pórtico para evitar flambagem lateral com torção, seguindo a mesma consideração empregada por Mapa (2016), que realizou as análises de confiabilidade dos pórticos.

Nesta seção são apresentados os resultados de seis exemplos numéricos definidos a partir de dois modelos de pórticos metálicos planos (Figura 3). O pórtico representado pelo Modelo I (Figura 3a) é composto pelo perfil laminado W10x15 (equivalente ao perfil W250x22,3 no Sistema Internacional de Unidades) e o pórtico representado pelo Modelo II

(Figura 3b) é composto pelo perfil laminado W16x67 (equivalente ao perfil W410x100 no Sistema Internacional de Unidades).

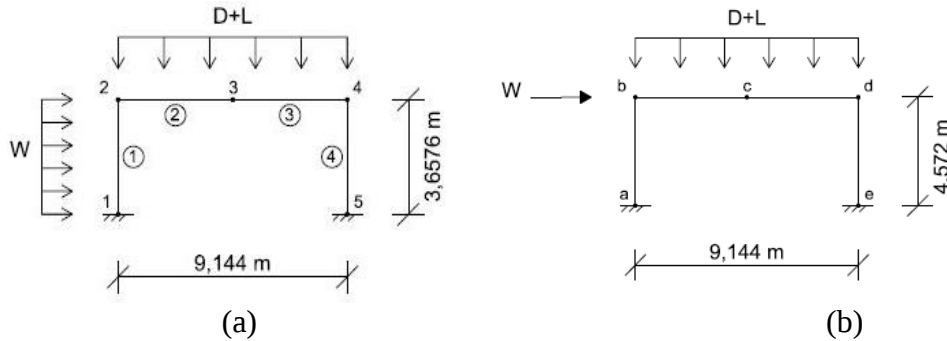


Figura 3. Modelos de pórticos planos analisados: (a) Modelo I e (b) Modelo II.

Em ambos os modelos de pórtico, os valores nominais das ações, dos materiais e das propriedades geométricas foram estimados com base nas informações estatísticas disponíveis na dissertação de Mapa (2016). A Tabela 1 e a Tabela 2 apresentam os valores nominais utilizados no dimensionamento, além dos dados estatísticos para o Modelo I e Modelo II, respectivamente. Os carregamentos atuantes nos pórticos são representados pelas iniciais dos termos em inglês, D (ação permanente, *Dead Load*), L (ação variável, *Live Load*) e W (vento, *Wind Load*). Os demais parâmetros apresentados nas tabelas são o módulo de elasticidade longitudinal (E); a tensão de escoamento do aço (f_y); a área da seção transversal (A); o momento de inércia (I); e o módulo plástico da seção (Z_x), que na análise de confiabilidade desenvolvida por Mapa (2016), foram tratadas como variáveis aleatórias.

Tabela 1. Propriedades estatísticas das variáveis aleatórias para o Modelo I (Mapa, 2016).

Variável	Unidade	Valor nominal	Valor médio	Coefficiente de variação	Tipo de Distribuição
D	kN/m	6,11	6,42	0,10	Normal
L	kN/m	0,73	0,73	0,25	Ext. Tipo 1
W	kN/m	7,67	5,98	0,37	Ext. Tipo 1
A	cm ²	28,45	28,45	0,05	Normal
I	cm ⁴	2867,83	2867,83	0,05	Normal
Z	cm ³	262,19	262,19	0,05	Normal
E	MPa	199947,96	199947,96	0,06	Normal
f_y	MPa	228,00	273,03	0,11	Normal

Tabela 2. Propriedades estatísticas das variáveis aleatórias para o Modelo II (Mapa, 2016).

Variável	Unidade	Valor nominal	Valor médio	Coefficiente de variação	Tipo de Distribuição
D	kN/m	43,78	45,97	0,10	Lognormal
L	kN/m	16,05	16,05	0,25	Ext. Tipo 1
W	kN/m	28,91	22,55	0,37	Ext. Tipo 1
A	cm ²	127,10	127,10	0,05	Lognormal
I	cm ⁴	39708,48	39708,48	0,05	Lognormal
Z_x	cm ³	2130,32	2130,32	0,05	Lognormal
E	MPa	199948,04	199948,04	0,06	Lognormal
f_y	MPa	248,21	260,62	0,10	Lognormal

4.1. Modelo I. Caso A. ELU do nó 4 da coluna sujeito à flexão composta

A Tabela 3 apresenta os resultados da relação Solicitação/Resistência (S/R) para cada combinação de ações, bem como a influência da carga axial e do momento fletor. Contensões laterais foram aplicadas na estrutura, seguindo o mesmo procedimento apresentado por Mapa (2016).

Tabela 3. Combinações de ações no ELU para o Caso A (Modelo I).

#	Referências Normativas	Combinação de ações	Influência da carga axial	Influência do momento fletor	S/R
ELU 1	CSA S16 (2009)	1,25D+1,50L+0,40W	0,306	1,633	1,939
ELU 2	CSA S16 (2009)	0,90D+1,50L+0,40W	0,232	1,251	1,483
ELU 3	CSA S16 (2009)/NBR 8800 (2008)	1,25D+0,50L	0,277	1,42	1,697
ELU 4	CSA S16 (2009)	1,25D+0,40W	0,268	1,437	1,705
ELU 5	CSA S16 (2009)	0,90D+0,50L	0,203	1,038	1,241
ELU 6	CSA S16 (2009)	0,90D+0,40W	0,097	1,188	1,285
ELU 7	CSA S16 (2009)/NBR 8800 (2008)	1,25D+0,50L+1,40W	0,291	1,709	2,000
ELU 8	CSA S16 (2009)	0,90D+0,50L+1,40W	0,217	1,326	1,543
ELU 9	CSA S16 (2009)/NBR 8800 (2008)	1,25D+1,50L	0,302	1,551	1,853
ELU 10	CSA S16 (2009)	0,90D+1,50L	0,228	1,168	1,396
ELU 11	AISC-LRFD (1993, 2005)	1,40D	0,296	1,519	1,815
ELU 12	AISC-LRFD (1993, 2005)	1,20D+1,60L	0,294	1,509	1,803
ELU 13	AISC-LRFD 1993	1,20D+0,50L+1,30W	0,279	1,633	1,912
ELU 14	AISC-LRFD 1993	1,20D+0,50L-1,30W	0,253	1,098	1,351
ELU 15	AISC-LRFD (1993, 2005)	1,20D+1,30W	0,286	1,47	1,756
ELU 16	AISC-LRFD (1993, 2005)	1,20D-1,30W	0,240	1,033	1,273
ELU 17	AISC-LRFD 1993	0,90D+1,30W	0,203	1,241	1,444
ELU 18	AISC-LRFD 1993	0,90D-1,30W	0,089	0,794	0,883

Observa-se na Tabela 3 que a influência dos coeficientes de ponderação e a influência do momento fletor são altas na maioria dos casos. Na combinação ELU 7, a ação solicitante é

duas vezes maior que o valor da resistência do pórtico, onde as ações permanentes e devidas ao vento possuem coeficientes de ponderação maior que a unidade, exercendo forte influência na flexão composta. Além disso, verifica-se nos dados apresentados na Tabela 2 que a intensidade das ações permanentes e devidas ao vento são bem superiores à da ação variável da sobrecarga.

Na combinação ELU 18, onde há a combinação do peso próprio e vento, com coeficiente de ponderação inferior à unidade para o peso próprio e a atuação majorada da ação devida ao vento no sentido inverso ao apresentado na Figura 3, percebe-se que a relação S/R está dentro dos padrões de norma, ou seja, inferior à unidade. Portanto, a estrutura está segura ao ELU considerando a norma correspondente nesta combinação.

Portanto, com os dados do dimensionamento estrutural do pórtico em questão, observa-se certa inadequação em termos de segurança estrutural. Os índices de confiabilidade estrutural (β) avaliados por Mapa (2016), de 2,507 (β_{FORM}), que correspondem a uma probabilidade de falha P_f de 0,61%, refletem a inadequação da estrutura, sendo estes valores relativamente baixos quando comparados aos índices de confiabilidade alvo (β_o).

4.2. Modelo I. Caso B. ELU do nó 2 da viga sujeito a flexão pura

Na Tabela 4 são apresentados os resultados da relação S/R para cada combinação, além das informações dos momentos atuantes e resistente. Contensões laterais foram aplicadas no pórtico, para que o momento resistente fosse o próprio momento plástico. Observa-se que o momento resistente da estrutura para o nó 2 do elemento 2 (viga) é igual em todas as situações pois o seu cálculo não está relacionado à aplicação da combinação de ações.

Tabela 4. Combinações de ações no ELU para o Caso B (Modelo I).

#	Referências Normativas	Combinação de ações	Influência da carga axial	Influência do momento fletor	S/R
ELU 1	CSA S16 (2009)	1,25D+1,50L+0,40W	49,970	53,802	0,929
ELU 2	CSA S16 (2009)	0,90D+1,50L+0,40W	36,915	53,802	0,686
ELU 3	CSA S16 (2009)/NBR 8800 (2008)	1,25D+0,50L	47,453	53,802	0,882
ELU 4	CSA S16 (2009)	1,25D+0,40W	43,261	53,802	0,804
ELU 5	CSA S16 (2009)	0,90D+0,50L	34,511	53,802	0,641
ELU 6	CSA S16 (2009)	0,90D+0,40W	30,307	53,802	0,563
ELU 7	CSA S16 (2009)/NBR 8800 (2008)	1,25D+0,50L+1,40W	40,590	53,802	0,754
ELU 8	CSA S16 (2009)	0,90D+0,50L+1,40W	27,490	53,802	0,511
ELU 9	CSA S16 (2009)/NBR 8800 (2008)	1,25D+1,50L	51,916	53,802	0,965
ELU 10	CSA S16 (2009)	0,90D+1,50L	38,907	53,802	0,723
ELU 11	AISC-LRFD (1993, 2005)	1,40D	50,802	53,802	0,944
ELU 12	AISC-LRFD (1993, 2005)	1,20D+1,60L	50,493	53,802	0,938
ELU 13	AISC-LRFD 1993	1,20D+0,50L+1,30W	39,198	53,802	0,729
ELU 14	AISC-LRFD 1993	1,20D+0,50L-1,30W	52,779	53,802	0,981
ELU 15	AISC-LRFD (1993, 2005)	1,20D+1,30W	49,153	53,802	0,914
ELU 16	AISC-LRFD (1993, 2005)	1,20D-1,30W	49,805	53,802	0,926
ELU 17	AISC-LRFD 1993	0,90D+1,30W	27,223	53,802	0,506
ELU 18	AISC-LRFD 1993	0,90D-1,30W	38,874	53,802	0,723

Mapa (2016) obteve o índice de confiabilidade estrutural (β_{FORM}) de 3,734 que corresponde a uma probabilidade de falha (P_f) de $9,43 \times 10^{-5}$ (0,000943%).

Como pode ser observado na Tabela 4 em nenhuma combinação de ações o valor de momento atuante é maior que o momento resistente da estrutura para o nó 2 da viga, ou seja, a flexão pura neste caso satisfaz os requisitos de dimensionamento das normas. A influência dos coeficientes de ponderação das ações pode ser notada quando se comparam resultados de duas combinações com reduzido coeficiente de ponderação aplicado à ação de vento. Neste caso, a relação S/R se aproxima da unidade, pois as ações gravitacionais (D e L) têm maior relevância para flexão da viga em análise. Além disso, observam-se maiores valores de S/R , para a combinação constituída apenas por ações gravitacionais, ou seja, sem a ação devida ao vento.

4.3. Modelo I. Caso C. ELS referente ao deslocamento horizontal do nó 2

Neste exemplo, o índice de confiabilidade estrutural (β_{FORM}) obtido por Mapa (2016) foi de 1,19, sendo correspondente a probabilidade de falha (P_f) de 11,71%.

Na Tabela 5 são apresentados os deslocamentos horizontais encontrados com o auxílio do SAP2000 para cada combinação de ações. Considerando o ELS, o deslocamento horizontal limite não deve exceder 9,144 milímetros que é 1/400 da altura, conforme a prescrição da norma americana AISC LRFD (1993).

Tabela 5. Combinações de ações no ELS para o Caso C (Modelo I).

#	Referências Normativas	Combinação de ações	Deslocamento horizontal
ELS 1	NBR 8800 (2008) / AISC LRFD (1993, 2005) / CSA S16 (2009)	D	0,1145
ELS 2	NBR 8800 (2008) / AISC LRFD (1993, 2005) / CSA S16 (2009)	D+0,50L	0,1213
ELS 3	CSA S16 (2009)	D+L+0,40W	3,4114
ELS 4	NBR 8800 (2008) / AISC LRFD (1993, 2005) / CSA S16 (2009)	D+0,50L+W	8,3294
ELS 5	CSA S16 (2009)	D+0,40W	3,3977
ELS 6	NBR 8800 (2008) / AISC LRFD (1993, 2005) / CSA S16 (2009)	D+L	0,1282
ELS 7	NBR 8800 (2008) / AISC LRFD (1993, 2005) / CSA S16 (2009)	D+W	8,3225

A influência da ação do vento é notável nas combinações de ações ELS 4 e ELS 7, onde os deslocamentos calculados ficaram próximos dos deslocamentos limites. Observa-se que a ação do vento exerce forte influência nos deslocamentos avaliados, uma vez que o coeficiente de ponderação aplicado na ação do vento é igual à unidade. Os casos ELS 3 e ELS 5, onde ocorre a atuação da ação do vento com o coeficiente de ponderação igual a 0,40, percebe-se uma significativa diferença em relação as combinações ELS 1, ELS 2 e ELS 6, que possuem apenas ações gravitacionais.

Diante dos dados obtidos com auxílio do *software* SAP2000, percebe-se que em nenhuma das combinações de ações houve deslocamento horizontal maior que o deslocamento limite. De certa forma, os valores para os índices de confiabilidade estrutural para o estado limite de serviço são mais flexíveis, pois ao mesmo tempo em que uma estrutura apresenta deformações ou deslocamentos aparentes ela pode continuar a exercer sua função. Dessa forma, a estrutura está adequada em termos de segurança estrutural, apesar de os valores dos índices de confiabilidade estrutural (β) em casos de ELS serem expressivamente menores que os de ELU deste mesmo exemplo. Em uma estrutura é possível a ocorrência ELS, ainda longe

de atingir um ELU. Tal ocorrência é considerada uma inadequação em relação aos dispositivos normativos, sem que o evento seja considerado catastrófico. Ressalta-se ainda, que a predominância da ação de vento, tem grande influência no cálculo de deslocamento horizontal.

4.4. Modelo II. Caso A. ELU da viga *bd* sujeita a flexão composta

Para a viga *bd* sujeita a flexão composta, Mapa (2016) obteve o índice de confiabilidade estrutural (β_{FORM}) de 3,04, que corresponde a uma probabilidade de falha P_f de 0,12%.

Na Tabela 6 são apresentados os resultados da relação S/R para cada combinação de ações, bem como a influência da carga axial e do momento fletor.

Tabela 6. Combinações de ações no ELU para o Caso A (Modelo II).

#	Referências Normativas	Combinação de ações	Influência da carga axial	Influência do momento fletor	S/R
ELU 1	CSA S16 (2009)	1,25D+1,50L+0,40W	0,077	0,993	1,070
ELU 2	CSA S16 (2009)	0,90D+1,50L+0,40W	0,063	0,804	0,867
ELU 3	CSA S16 (2009)/NBR 8800 (2008)	1,25D+0,50L	0,059	0,773	0,832
ELU 4	CSA S16 (2009)	1,25D+0,40W	0,055	0,696	0,751
ELU 5	CSA S16 (2009)	0,90D+0,50L	0,045	0,584	0,629
ELU 6	CSA S16 (2009)	0,90D+0,40W	0,040	0,507	0,547
ELU 7	CSA S16 (2009)/NBR 8800 (2008)	1,25D+0,50L+1,40W	0,070	0,850	0,920
ELU 8	CSA S16 (2009)	0,90D+0,50L+1,40W	0,055	0,661	0,716
ELU 9	CSA S16 (2009)/NBR 8800 (2008)	1,25D+1,50L	0,074	1,162	1,236
ELU 10	CSA S16 (2009)	0,90D+1,50L	0,060	0,983	1,043
ELU 11	AISC-LRFD (1993, 2005)	1,40D	0,058	0,755	0,813
ELU 12	AISC-LRFD (1993, 2005)	1,20D+1,60L	0,074	1,172	1,246
ELU 13	AISC-LRFD 1993	1,20D+0,50L+1,30W	0,067	0,818	0,885
ELU 14	AISC-LRFD 1993	1,20D+0,50L-1,30W	0,047	0,818	0,865
ELU 15	AISC-LRFD (1993, 2005)	1,20D+1,30W	0,060	0,719	0,779
ELU 16	AISC-LRFD (1993, 2005)	1,20D-1,30W	0,039	0,719	0,758
ELU 17	AISC-LRFD 1993	0,90D+1,30W	0,047	0,557	0,604
ELU 18	AISC-LRFD 1993	0,90D-1,30W	0,027	0,558	0,585

Observa-se, dos resultados das análises realizadas, que a relação de S/R excede à unidade em três combinações de ações. No caso da combinação ELU 12, a solicitação é cerca de 24,6% superior à resistência do pórtico. Essa situação ocorre quando os coeficientes de ponderação do carregamento do peso próprio e da sobrecarga são majorados, ou seja, superior à unidade. Nessa combinação, a influência da carga axial é pequena em relação à influência do momento fletor. Observações similares podem ser feitas para a combinação de ações ELU 9.

A combinação ELU 6, onde há a atuação minorada do carregamento do peso próprio e para a ação devida ao vento percebe-se que a relação de S/R está adequada. A partir da análise da influência dos coeficientes de ponderação para este caso, percebe-se que o carregamento de peso próprio e sobrecarga tem maior relevância para a flexão da viga em análise.

Portanto, com os resultados do dimensionamento estrutural do pórtico para esta situação pode-se afirmar que o pórtico se comporta de maneira adequada para a maioria das combinações. Este comportamento também pode ser observado através da obtenção de índices de confiabilidade bem próximos ao valor sugerido por Ellingwood *et al.* (1982), ou seja, $\beta \approx 3,0$.

4.5. Modelo II. Caso B. ELS referente ao deslocamento horizontal em *b*

Neste exemplo, o índice de confiabilidade estrutural (β_{FORM}) obtido por Mapa (2016) foi de 5,08, sendo correspondente a probabilidade de falha (P_f) de 0,000019%.

Na Tabela 7 são apresentados os deslocamentos horizontais encontrados na análise realizada com o SAP2000. Considerando o ELS, o deslocamento horizontal limite não deve exceder a 1/400 da altura do pórtico que corresponde a 11,438 milímetros, conforme a formulação da norma americana AISC LRFD (1993).

Tabela 7. Combinações de ações no ELS para o Caso B (Modelo II).

#	Referências Normativas	Combinação de ações	Deslocamento horizontal
ELS 1	NBR 8800 (2008) / AISC LRFD (1993, 2005) / CSA S16 (2009)	D	0,1332
ELS 2	NBR 8800 (2008) / AISC LRFD (1993, 2005) / CSA S16 (2009)	D+0,50L	0,1576
ELS 3	CSA S16 (2009)	D+L+0,40W	1,2861
ELS 4	NBR 8800 (2008) / AISC LRFD (1993, 2005) / CSA S16 (2009)	D+0,50L+W	2,9179
ELS 5	CSA S16 (2009)	D+0,40W	1,2373
ELS 6	NBR 8800 (2008) / AISC LRFD (1993, 2005) / CSA S16 (2009)	D+L	0,1820
ELS 7	NBR 8800 (2008) / AISC LRFD (1993, 2005) / CSA S16 (2009)	D+W	2,8935

Como pode ser observado na Tabela 7, em todas as combinações de ações, o valor de deslocamento horizontal é muito inferior ao valor de deslocamento limite da estrutura para o ponto *b*. A influência da ação horizontal em sua totalidade pode ser notada nos casos ELS 4 e ELS 7. A influência das ações gravitacionais é pequena para essas combinações na avaliação do deslocamento horizontal do pórtico.

Portanto, pode-se afirmar que a estrutura está adequada de acordo com as normas técnicas. Os valores do índice de confiabilidade estrutural (β) em casos de estado limite de serviço são expressivamente menores em relação às análises para o estado limite último. Porém, neste exemplo a atuação da ação do vento é pontual e assim não gera grande momento ao ponto *b*, o que possibilita o valor alto para o índice de confiabilidade estrutural para deslocamento horizontal. Dessa forma, pode-se afirmar que os dados aferidos por Mapa (2016) estão condizentes com a verificação estrutural.

4.6. Modelo II. Caso C. ELS referente ao deslocamento vertical em *c*

Mapa (2016) encontrou o índice de confiabilidade estrutural (β_{FORM}) igual a 4,72, que corresponde a uma probabilidade de falha (P_f) de 0,00012%.

Na Tabela 8 são apresentados os deslocamentos verticais em *c* encontrados com o auxílio do SAP2000. O deslocamento vertical para esse ELS não deve exceder o limite de 25,40 milímetros, o que equivale a 1/360 do comprimento do vão (AISC LRFD, 1993).

Tabela 8. Combinações de ações no ELS para o Caso C (Modelo II).

#	Referências Normativas	Combinação de ações	Deslocamento vertical
ELS 1	NBR 8800 (2008) / AISC LRFD (1993, 2005) / CSA S16 (2009)	D	20,2846
ELS 2	NBR 8800 (2008) / AISC LRFD (1993, 2005) / CSA S16 (2009)	D+0,50L	24,0028
ELS 3	CSA S16 (2009)	D+L+0,40W	27,7268
ELS 4	NBR 8800 (2008) / AISC LRFD (1993, 2005) / CSA S16 (2009)	D+0,50L+W	24,0172
ELS 5	CSA S16 (2009)	D+0,40W	20,2903
ELS 6	NBR 8800 (2008) / AISC LRFD (1993, 2005) / CSA S16 (2009)	D+L	27,7210
ELS 7	NBR 8800 (2008) / AISC LRFD (1993, 2005) / CSA S16 (2009)	D+W	20,2990

Como pode ser observado na Tabela 8, o valor de deslocamento vertical é superior ao deslocamento limite em duas combinações de ações da estrutura para o ponto *c*. A influência do carregamento do peso próprio é notória, pois na combinação de ações ELS 1, onde ocorre somente a ação permanente, o deslocamento vertical é próximo do limite. Pela combinação de ações ELS 7, percebe-se que a influência da ação do vento para este caso é baixa, pois não há substancial diferença com a ELS 1. Outro carregamento significativo é a sobrecarga, pois nas combinações de ações ELS 3 e ELS 6, onde ocorre o carregamento accidental em sua totalidade o deslocamento vertical limite é excedido.

5 CONCLUSÕES

Este trabalho teve por finalidade relacionar e discutir os índices de confiabilidade estrutural (β), obtidos por Mapa (2016) com a verificação estrutural de pórticos metálicos planos. A verificação estrutural foi realizada pela análise estrutural no *software* SAP2000, que permite o emprego da norma americana AISC LRFD (1993, 2005) e da norma canadense CSA S16 (2009).

Os índices de confiabilidade estrutural (β) em todos os casos foram condizentes com a relação de solicitação por resistência (S/R). Com o índice de confiabilidade alvo ($\beta_o = 3,0$), estabelecido por Ellingwood *et al.* (1982), para situações de estado limite último, percebe-se que os casos onde o índice de confiabilidade foi menor ao proposto o pórtico está inadequado e para índices maiores o pórtico está adequado para as normas técnicas. Não foi encontrado na literatura um índice de confiabilidade alvo para o estado limite de serviço.

No caso dos exemplos avaliados para o estado limite de serviço não se adotou um índice de confiabilidade alvo. Entretanto, verificou-se uma melhor condição de segurança o Caso B do Modelo II, que apresentou maior índice de segurança, e seu dimensionamento apresentou deslocamentos significativamente inferiores ao valor limite.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à CAPES, à FAPEMIG, ao CNPq e ao PROPEC (UFOP).

REFERÊNCIAS

- American Institute of Steel Construction (AISC). *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings*, Chicago, 1993.
- American Institute of Steel Construction (AISC). *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings*, Chicago, 2005.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). *NBR 6118: Projeto de estrutural de concreto – Procedimentos*, Rio de Janeiro, 2014.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). *NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios*, Rio de Janeiro, 2008.
- Canadian Standards Association (CSA). *Design of steel structures*, Ottawa, 2009.
- Computers and Structures, Inc. (CSI), SAP2000 V19. Disponível em: <<https://www.csiamerica.com/products/sap2000>>. Acesso em: 07 out. 2017.
- Ellingwood, B., Macgregor, J.G., Galambos, T.V., Cornell, C.A. Probability-Based Load Criteria: Load Factors and Load Combinations. *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 108, n. 5, p. 978-997, 1982.
- Mapa, D. L. S. Confiabilidade estrutural de pórticos metálicos planos. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2016.
- Motta, L. A. C.; Malite, M. Análise da segurança no projeto de estruturas: método dos estados limites. *Cadernos de Engenharia das Estruturas*, São Carlos, n. 20, p. 1-32, 2002.
- Rackwitz, R.; Fiessler, B. Structural reliability under combined random load sequences. *Computer and Structures*, v. 9, p. 489-494, 1978.