

Análise da influência da variação da rigidez de ligação na estabilidade global de estruturas mistas aço/concreto

Analysis of the influence of the variation of the stiffness in overall stability of composite steel/concrete structures

Davi Aono Nunes(1); Renan Moura Guimarães(2); Rafael Dantas Pasquantonio(3)

(1)e (2) Mestrando, Universidade Federal de São Carlos, UFSCar

(3)Doutorando, Universidade Federal de São Carlos, UFSCar

Rod. Washington Luís, km 235 - São Carlos - SP - BR - CEP:13565-905

Resumo

Este trabalho tem como objetivo analisar o grau de influência da variação da rigidez de um determinado tipo de ligação mista na estabilidade global de uma estrutura mista aço/concreto. Os temas como estabilidade global em estruturas mistas, rigidez de rotação e subestruturas de contraventamento, foram abordados em uma breve revisão bibliográfica, para embasamento teórico do caso estudado. Também são apresentadas as características e dimensões da estrutura proposta, juntamente com os tipos de ligações utilizadas em três diferentes etapas de análise, sendo elas casos de ligações rígidas, semirrígidas e flexíveis. Os valores de deslocamento lateral, assim como a classificação em função do parâmetro B2 de estabilidade global em cada etapa, foram obtidos através do software SAP 2000. Como resultados, têm-se as soluções com ligações rígidas e semirrígidas como mais eficientes nos aspectos analisados, sendo que as semirrígidas se aproximam mais da realidade. A estrutura com ligações flexíveis necessitou de contraventamento com tirantes para manter estabilidade.

Palavras-chave: estabilidade global, ligações semirrígidas, contraventamento.

Abstract

This work aims to analyze the degree of influence of the variation of rigidity of a given type of mixed bond on the overall stability of a mixed steel / concrete structure. The topics such as global stability in composite structures, rotational stiffness and bracing substructures were addressed in a brief bibliographic review, for the theoretical basis of the case studied. Also presented are the characteristics and dimensions of the proposed structure, along with the types of connections used in three different stages of analysis, being they cases of rigid, semi-rigid and flexible connections. The lateral displacement values, as well as the classification according to the parameter B2 of global stability in each step, were obtained through SAP 2000 software. As results, the solutions with rigid and semi-rigid connections are considered as more efficient in the analyzed aspects, with the semi-rigid ones coming closer to reality. The structure with flexible connections required bracing with tie rods to maintain stability.

Keywords: overall stability, semi-rigid connection, bracing.

1 Introdução

1.1 Estabilidade global segundo ABNT NBR 8800:2008

De acordo com o item 4.9.4 da ABNT NBR 8800:2008, as estruturas mistas são classificadas quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais em estruturas de pequena deslocabilidade, média deslocabilidade e grande deslocabilidade. Esta classificação é dada pela relação entre o deslocamento lateral do andar, referente à sua base, obtido em análise de segunda ordem e o deslocamento lateral do andar em análise de primeira ordem, utilizando-se para isto as combinações no estado limite último. Ainda neste item a

norma sugere a adoção do coeficiente B2 para a determinação destas relações sendo, portanto, a estrutura classificada da seguinte maneira:

- Se B2 for menor ou igual a 1,1 a estrutura é considerada de pequena deslocabilidade
- Se B2 for maior do que 1,1 e menor ou igual a 1,4 a estrutura é considerada de média deslocabilidade
- Se B2 for maior do que 1,4 a estrutura é considerada de grande deslocabilidade

O coeficiente B2 é apresentado no anexo D da referida norma e visa levar em conta os efeitos de segunda ordem na estrutura de maneira aproximada, amplificando os esforços solicitantes de primeira ordem. Para o cálculo de B2 os pavimentos são considerados independentes uns dos outros.

A formulação do parâmetro B2 é dada pela Equação 1.1.

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{1}{R_S} \frac{\Delta_h \sum N_{Sd}}{h \sum H_{Sd}}} \quad (\text{Equação 1})$$

Sendo,

$\sum N_{Sd}$ é o somatório das cargas normais atuantes no pavimento

$\sum H_{Sd}$ é o somatório das forças horizontais atuantes na estrutura

h é a altura do pavimento

R_S é igual a 0,85 para estruturas aporricadas e 1 para as demais estruturas

Δ_h é a variação do deslocamento lateral entre pavimentos.

1.2 Comportamento de ligações

Na discretização estrutural, em elementos de barras, as ligações entre estes elementos são dadas na forma de “nós”, também chamados de “pontos nodais”, que são regiões de interligação dos elementos da estrutura. De forma tradicional, as ligações podem ser consideradas rígidas, onde absorvem uma parte do momento fletor e o transmite aos pilares (sendo que o ângulo da ligação sempre fica a 90°) ou podem ser flexíveis, no caso em que o ângulo de gira da ligação pode ser modificado e não há absorção de momento fletor na ligação. A Figura 1 mostra uma estrutura submetida aos dois tipos de ligações.

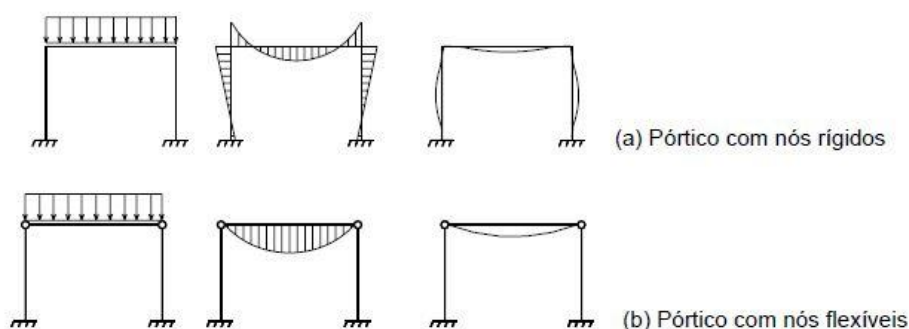


Figura 1 - Tipologia padrão de ligações. (FIGUEIREDO e GONÇALVES, 2007)

As ligações rígidas tendem a restringir a maioria dos vínculos da ligação, incluindo esforços cortantes, compressão, tração, flexão e deslocamentos. Por sua vez as ligações articuladas restringem apenas os esforços cortantes, compressão e tração, apresentando elevada deformabilidade aos esforços de flexão e aos deslocamentos. O tipo de ligação interfere diretamente no comportamento da estrutura, em particular, na redistribuição de esforços ao longo da estrutura, nos deslocamentos laterais e nas flechas locais das vigas. Ambas as ligações apresentam vantagens e desvantagens, as ligações rígidas são mais caras e de execução mais complexa, porém proporcionam melhor distribuição de esforços na estrutura e contribui para a estabilidade global das estruturas através do efeito de pórtico, já as ligações flexíveis são mais baratas e fáceis de executar, porém não contam com uma boa distribuição de esforços na estrutura e não contribuem para a estabilidade global. O detalhamento das ligações devem ser coerentes com as considerações de cálculo, devendo-se para isso realizar pesquisas e ensaios de laboratório para a devida análise dos seus parâmetros. As estruturas mistas apresentam ligações intermediárias entre as ligações rígidas e as flexíveis denominadas ligações semirrígidas. Para a determinação dos parâmetros das ligações semirrígidas é necessário conhecer a resposta rotacional da ligação através da “Curva Momento-Rotação”, na qual trata-se de uma curva de rigidez rotacional da ligação analisada onde são considerados o momento e a rotação relativa entre os eixos da viga e do pilar, podendo-se prever, assim, mais precisamente os esforços em cada elemento componente da estrutura devido ao melhor conhecimento da transmissão de esforços.

Segundo FIGUEIREDO e GONÇALVES (2007), a relação entre o momento e a rotação é a rigidez rotacional “K”, dada por:

$$M = K * \phi \quad (\text{Equacao 2})$$

Em resumo os parâmetros principais da curva momento-rotação são o momento resistente, a rigidez rotacional e a capacidade rotacional, conforme Figura 2.

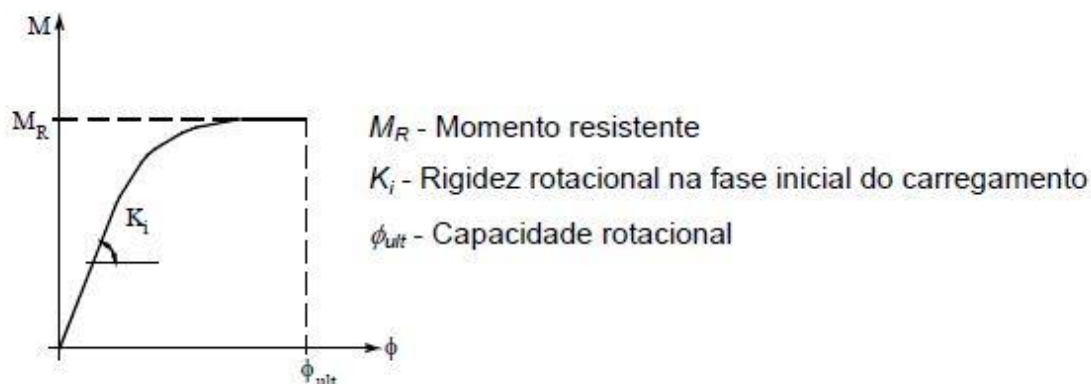


Figura 2 - Curva momento-rotação e seus parâmetros. (FIGUEIREDO e GONÇALVES, 2007)

Ainda segundo FIGUEIREDO e GONÇALVES (2007), pode-se classificar o tipo de ligação a partir dos parâmetros de rigidez (flexível, rígido e semirrígido), resistência e ductilidade, que podem ser obtidos da curva momento-rotação. A classificação é mostrada na Figura 3.

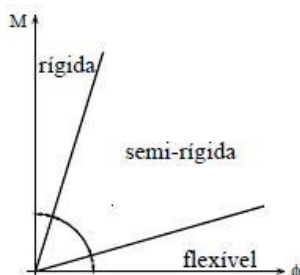


Figura 3 - Classificação da ligação, FIGUEIREDO e GONÇALVES (2007)

Segundo FIGUEIREDO (2004), a curva momento-rotação para estruturas mistas pode ser dada pela Figura 4.

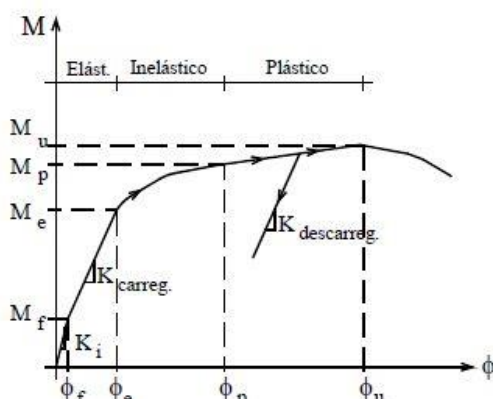


Figura 4 - Curva momento-rotação típica para ligações mistas. (FIGUEIREDO, 2004)

A norma brasileira ABNT NBR 8800:2008, no item 6.1.2 define o parâmetro “ S_i ” como sendo a rigidez da ligação correspondente a $2/3$ do momento resistente de cálculo da ligação e afirma que se S_i for menor do que $0,5.E.I_v/L_v$ a ligação pode ser considerada rotulada, onde E é o módulo de elasticidade do material, I_v é o momento de inércia da seção transversal no plano da estrutura e L_v é o comprimento da viga conectada à ligação. Se S_i for maior do que $25.E.I_v/L_v$, a ligação pode ser considerada engastada e para casos intermediários a ligação é considerada semirrígida (mantendo S_i constante). A norma ainda afirma que a rigidez da ligação, S_i , pode ser determinada de acordo com o Eurocode 3 Part1-8 ou baseada em resultados experimentais.

1.3 Sistemas de contraventamento

Os sistemas de contraventamento (Figura 5) são utilizados a fim de proporcionar estabilidade global das estruturas, evitando que a estrutura atinja determinados estados limites de serviço ou mesmo que a estrutura entre em colapso por perda de estabilidade global. Conforme ilustração seguinte, os principais tipos de sistemas de contraventamento para edificações em aço ou mistas aço/concreto são as estruturas aporticadas, as estruturas treliçadas e os núcleos rígidos.

O sistema de estruturas aporticadas consiste na criação de pórticos rígidos com ligações rígidas de forma a criar pórticos planos resistentes a esforços solicitantes laterais e verticais, é constituído apenas de vigas, pilares e lajes (efeito diafragma rígido), a rigidez lateral do pórtico depende da rigidez a flexão dos elementos de viga e de pilar, e os

deslocamentos horizontais devem ser mantidos pequenos, em geral para estruturas mais altas faz-se necessário também a utilização de paredes de diafragmas (também denominadas de parede de cisalhamento), para ajudar na estabilidade lateral.

O sistema de treliças consiste em pórticos formados por ligações flexíveis onde o contraventamento é feito por tirantes, geralmente em forma de “X”, responsáveis pela estabilidade global da estrutura. O sistema de treliças é mais eficiente e barato do que o sistema de pórticos, porém necessita de melhor interação entre estrutura e arquitetura tendo em vista que o contraventamento em “X” ocasiona grande interferência arquitetônica, como, por exemplo, a obstrução oferecida para posicionamento das janelas e portas da edificação. Este inconveniente às vezes pode ser contornado com a adoção de tipologias diferentes de contraventamento, como os do tipo “K”. Neste sistema também ocorre a concentração de cargas horizontais em suas fundações, enquanto no pórtico as forças horizontais se distribuem pelas fundações de todos os pilares. Em termos de deslocabilidade lateral, a comparação entre os dois tipos de sistemas de contraventamento, considerando os mesmos tipos de seção mista, dependerá da rigidez deste sistema, em geral sendo a estrutura treliçada apresentando-se mais rígida.

Por fim, o sistema de núcleo rígido de concreto é comum para edificações altas, onde proporciona boa estabilidade global. Geralmente o núcleo rígido é feito na caixa do elevador ou na caixa das escadas e permite que todos os elementos ligados à ele sejam feitos com ligações flexíveis, diminuindo assim o custo final da estrutura.

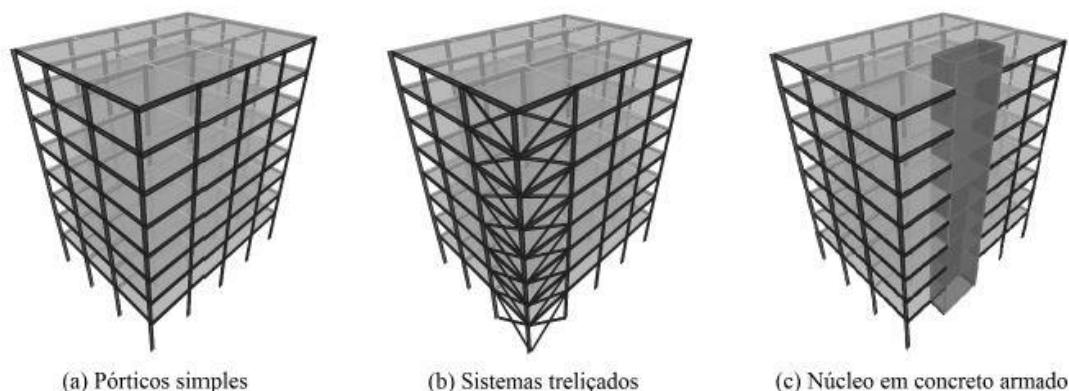


Figura 5 - Sistemas de contraventamento (BASTOS, 2014)

2 Definição da estrutura

2.1 Apresentação da edificação

O edifício a ser considerado é uma adaptação do que foi apresentado em BASTOS (2014), no qual trata-se de uma edificação em estrutura mista que faz parte do novo complexo acadêmico CFCH-CCJE-CLA/URFJ, localizado no Campus da Cidade Universitária da UFRJ, na Ilha do Fundão. Para a edificação a ser considerada foi uniformizado a planta baixa da edificação e o pé-direito dos pavimentos, no qual foi considerado de 3 m para todos os pavimentos. A edificação é uma edificação aporticada de 6 pavimentos, constituído por 3 linhas de eixos de pilares na horizontal espaçados de 6 m e 7 linhas de eixos de pilares na vertical espaçados de 7 m, conforme Figura 6 e Figura 7.

Não existe nenhum outro tipo de sistema de contraventamento na edificação a ser os pórticos rígidos, sendo assim a estabilidade global é bastante afetada pela rigidez das ligações. O aço utilizado na edificação é do tipo ASTM A572 Gr50 e os perfis são do tipo I e H constantes no catálogo da Gerdau. O concreto é do tipo C30, com f_{ck} de 30 MPa e módulo de elasticidade $E = 0,85 \times 5600 \sqrt{f_{ck}} = 26071$ MPa, o aço das armaduras são do tipo CA-50/60 e as lajes são do tipo forma de aço incorporada (steel deck). A sobrecarga accidental, conforme ABNT NBR 6120, é de 3 kN/m² considerando que a edificação será utilizada como salas de aula. Além da sobrecarga foi considerado o peso das alvenarias de densidade 18 kN/m³ e carga permanente de revestimento da laje de 1 kN/m².

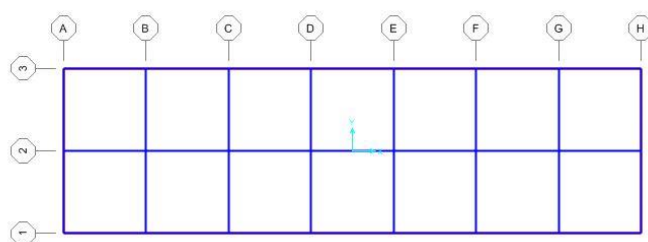


Figura 6 - Planta baixa da edificação, adaptado de BASTOS (2014)

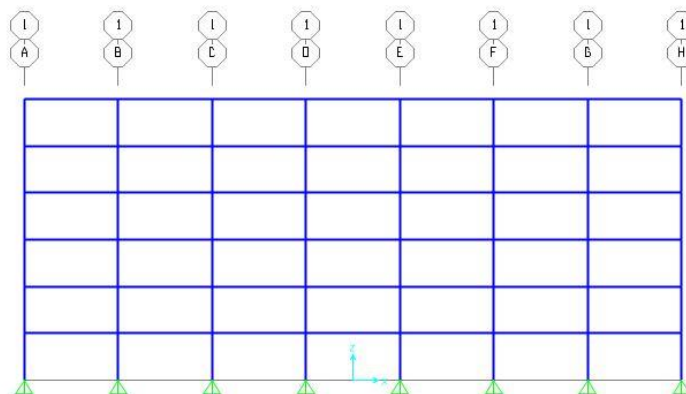


Figura 7 - Elevação da edificação, adaptado de BASTOS (2014)

2.1.2 Pilares

Os pilares são do tipo HP 310x125 constituídos de perfis laminados e são parcialmente revestidos com concreto tipo C30. As armaduras longitudinais são constituídas de 12 barras de 25mm e os estribos de barras dobradas de 6.3mm espaçadas a cada 20 cm. Por simplicidade e também de acordo com o item P.1.3-j do anexo P da ABNT NBR8800, as armaduras serão desconsideradas no cálculo. A seção final do pilar e suas propriedades são apresentadas na Figura 8.

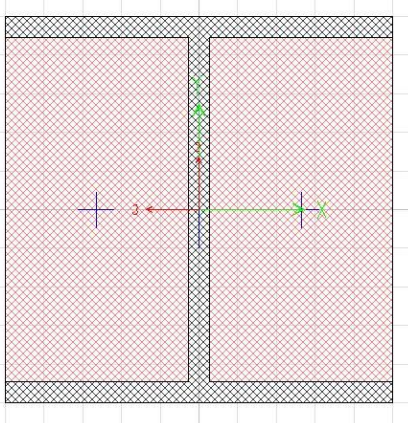


Figura 8 - Seção final dos pilares. (AUTORES)

As propriedades do perfil são mostradas na figura 9. O aço considerado é do tipo ASTM A572 Grau 50.

Figura 9 - Propriedades do perfil de aço, TABELA DE BITOLAS GERDAU

Bitola	Massa Linear	d	bf	Espessura				Área	EIXO X-X				EIXO Y-Y			
				tw	tf	h	d'		Ix	Wx	rx	Zx	Iy	Wy	ry	Zy
mm x kg/m	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³
HP 310 x 125,0 (H)	125	312	312	17	17	277	245	159	27.076	1.735,60	12,1	1.963,30	8.823	566	7,45	871

Os pilares por serem constituídos de perfis de aço e revestidos de concreto necessitam de um método de cálculo diferente. A ABNT NBR 8800:2008, no item P.3.4 do anexo P, apresenta as fórmulas (Eq. 2.1; Eq. 2.2) de cálculo da rigidez equivalente para os pilares mistos.

$$(EI)_e = E_a I_a + 0,6 E_{c,red} I_c + E_s I_s \quad (\text{Equacao 3})$$

$$(EA)_e = E_s A_a + E_{c,red} A_c + E_s A_s \quad (\text{Equacao 4})$$

Sendo,

Ia o momento de inércia da seção transversal do perfil de aço

Aa a área da seção transversal do perfil de aço

Is o momento de inércia da seção transversal da armadura do concreto

As a área da seção transversal da armadura do concreto

Ic o momento de inércia da seção transversal do concreto não-fissurado

Ac a área da seção transversal do concreto não-fissurado

Ea o módulo de elasticidade do aço estrutural

Es o módulo de elasticidade do aço da armadura

Ec,red o módulo de elasticidade reduzido do concreto, dado pela Eq. 2.3:

$$E_{c,red} = \frac{E_c}{1 + \varphi \left(\frac{N_{G,Sd}}{N_{Sd}} \right)} \quad (\text{Equacao 5})$$

Sendo,

ϕ o coeficiente de fluência do concreto conforme ABNT NBR 6118:2014, pode-se tomar simplificadamente como 2,5 para seções total ou parcialmente revestidas com concreto.

NSd é a força axial solicitante de cálculo.

NG,Sd é a parcela da força axial solicitante de cálculo devida à ação permanente e à ação decorrente do uso de atuação quase permanente.

Ec é o módulo de elasticidade do concreto.

A relação NG,Sd/ NSd pode ser tomada igual a 0,6.

Portanto, para o pilar considerado, tem-se a rigidez equivalente dada abaixo:

$$E_c = 0,85 \times 5600 \times \sqrt{30} = 2607 \text{ Mpa}; I_c = 14,7 \times (27,72^3) / 12 = 26092 \text{ cm}^4$$

$$I_a = 27076 \text{ cm}^4; E_a = 20000 \text{ kN.cm}^2$$

$$E I_e = 20000 \times 27076 + 0,6 \times 2607 \times 26092 = 582333106 \text{ kN.cm}^2$$

2.1.3 Vigas

Segundo BASTOS (2014), no projeto da edificação foram usados diferentes tipos de perfis laminados tipo I para o vigamento, sendo que as vigas principais são da classe W460, ocorrendo variação apenas no seu peso linear e as vigas mais leves são da classe W410. Por simplificação será usado o perfil W460x60, que foi o perfil utilizado para as principais vigas no projeto, como perfil para todas as vigas.

2.1.4 Lajes

Segundo BASTOS (2014), as lajes metálicas com formas incorporadas foram utilizadas em todos os pavimentos, sendo adotado o modelo MF 50 do fabricante Metform, com chapa metálica de espessura de 0,8 mm. A altura total da laje é de 140 mm para as lajes do primeiro pavimento e 110 para os demais pavimentos.

Como a finalidade do presente trabalho é avaliar a magnitude dos deslocamentos laterais, fazem-se simplificações para as seções das lajes considerando-as como lajes de concreto maciças.

2.1.5 Ligações

A ligação (Figura 10) a ser considerada é a apresentada em FIGUEIREDO (2004), que consiste em uma ligação mista com chapa de topo estendida, na qual é considerada a contribuição da laje no estado limite último.

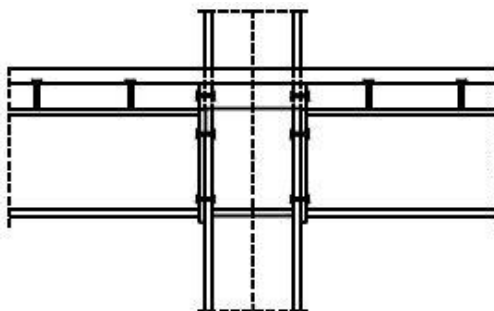


Figura 10 - Ligação com chapa de topo estendida. (FIGUEIREDO, 2004).

Neste tipo de ligação, com contribuição das lajes, a rigidez rotacional geralmente é maior do que em ligações onde a contribuição das lajes é desprezada, conforme Figura 11.

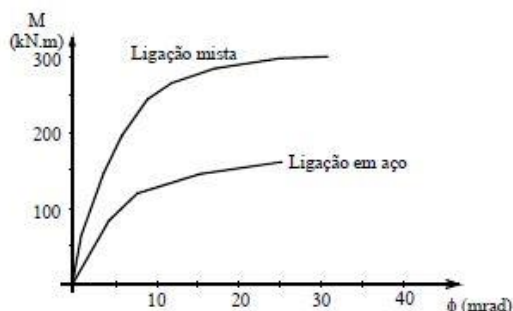


Figura 11 - Comparação entre ligações mistas e metálicas. (FIGUEIREDO, 2004)

Esta ligação foi ensaiada e analisada e a sua curva momento-rotação final foi estabelecida como resultado final da dissertação de FIGUEIREDO (2004). A ligação analisada é constituída por laje de concreto maciça com 10 barras de diâmetro de 12,5 mm para a armação longitudinal e barras de diâmetro de 10 mm espaçadas a cada 15 cm para a armação transversal, 10 conectores de cisalhamento do tipo pino com cabeça em cada trecho da viga, sendo estes com diâmetro de 19 mm com altura de 75 mm e espaçados a cada 15 cm. A curva momento-rotação para esta ligação é mostrada abaixo e serão utilizados os resultados da curva experimental no presente trabalho. Demais detalhes e métodos de ensaio podem ser conferidos em FIGUEIREDO (2004).

A rigidez da ligação será variada de maneira a ser caracterizada ligação flexível, rígida e semirrígida. A título de exemplo a caracterização da ligação flexível poderia ser dada ao ser desprezada a influência da laje e adoção de chapa de topo estendida de pequena espessura, já a caracterização da ligação rígida seria o oposto, ou seja, adoção de chapa de topo estendida de grande espessura e adoção da contribuição da laje na ligação e, por fim, para a caracterização da ligação semirrígida será o intermediário entre os exemplos dados e sua curva momento-rotação (Figura 12).

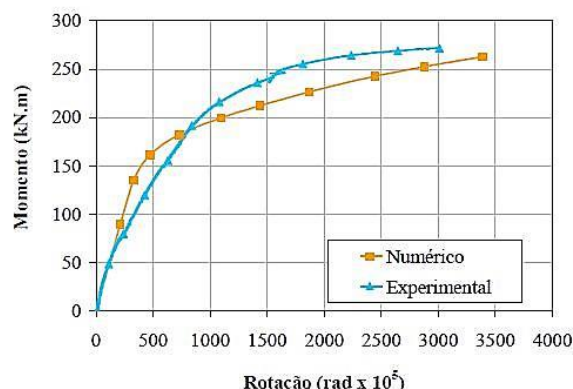


Figura 12 - Curva momento-rotação da ligação adotada. (FIGUEIREDO, 2004)

2.1.6 Vento

Para a ação do vento na edificação foi utilizado a ABNT NBR 6123:1988, Ação do vento em edificações. A velocidade básica escolhida foi de 35 m/s, os fatores $S1 = 1$, $S2$ por simplificação foi tomado igual a 1 e $S3 = 1$, sendo, portanto, a velocidade característica $V_k = 35 \times 1 \times 1 \times 1 = 35$ m/s.

A pressão dinâmica do vento é $q = 0,613 \times V_k^2 = 0,613 \times 352 = 751 \text{ N/m}^2 = 0,751 \text{ kN/m}^2$. Considerando a largura da edificação de 12 m, comprimento de 42 m e altura de 18 m e utilizando a Figura 5 da ABNT NBR 6123 para ventos de alta turbulência, têm-se que o coeficiente de arrasto é de aproximadamente 1,1. Portanto o vento na face lateral da edificação é de $0,751 \times 1,1 = 0,826 \text{ kN/m}^2$. A área de influência de um nó na face lateral da edificação é de $6 \text{ m} \times 3 \text{ m} = 18 \text{ m}^2$. Finalmente, a força de arrasto por nó na face da edificação é de $0,826 \times 18 = 14,9 \text{ kN}$ para os nós que não pertencem aos extremos e $3,72 \text{ kN}$ para os nós das extremidades, conforme Figura 13.

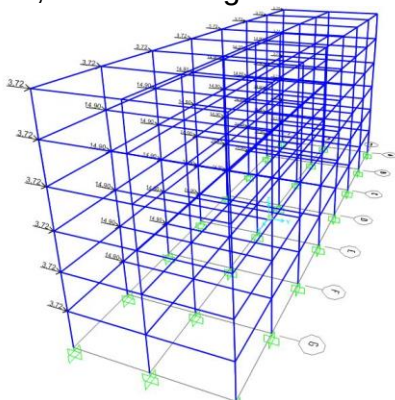


Figura 13 - Cargas de vento no modelo estrutural. (AUTORES)

3 Modelo Estrutural

Para a análise da estrutura será adotado o software SAP 2000 por ser um software tradicionalmente empregado na prática em análise de estruturas e também pela UFSCar ter licença de utilização do software. A Figura 14 mostra a estrutura modelada no software.

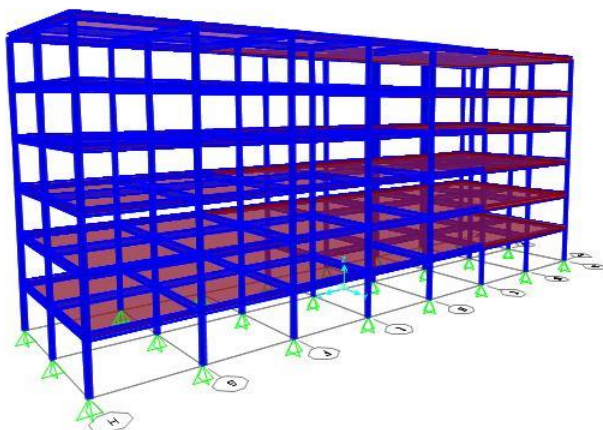


Figura 14 - Estrutura lançada no SAP 2000. (AUTORES)

No software, os pilares e vigas foram lançadas como “frames” e a laje como elemento de casca “shell”. Para a composição da seção mista dos pilares foi utilizado o “section designer”.

3.1 Validação do modelo

Com a finalidade de validar o modelo computacional foi feito um cálculo manual e depois comparado com o resultado emitido pelo software. Para isto foi considerado um pilar engastado na base e livre na outra extremidade (Figura 15), com altura de 3,0 m, foi aplicado uma força de 1 kN no topo de pilar e calculado e comparado o deslocamento manual e o deslocamento obtido com o software.

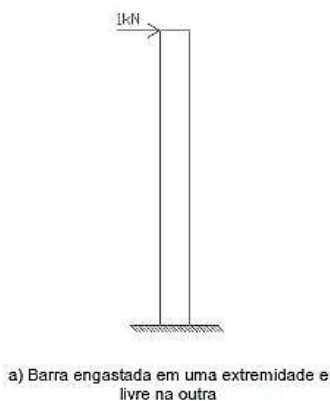


Figura 15 - Pilar modelo utilizado para validar o modelo estrutural. (VALE, 2012).

O deslocamento no topo do pilar é dado por:

$$Desl = \frac{P L^3}{3EI} \quad (\text{Equacao 6})$$

Sendo,

P é a força aplicada

L é o comprimento da barra

E x I é a rigidez do pilar

A rigidez equivalente do pilar já foi calculada em 2.1.2.1 e vale 582333106 kN.cm², portanto:

$$Desl = 1 \times 3003 / 3 \times 582333106 = 0,0154 \text{ cm}$$

O software emite como resultado 0,0143 cm, sendo o acerto de 93%, índice considerado aceitável.

4 Análise da estrutura

A estrutura será analisada inicialmente considerando as ligações perfeitamente rígidas e depois classificada em função do parâmetro B2, com a finalidade de obter a sensibilidade da estrutura a deslocamentos laterais em função da rigidez da ligação adotada. A partir do cálculo do parâmetro B2 a estrutura será classificada em relação ao deslocamento lateral em pequena, média ou grande deslocabilidade.

De acordo com o item 4.9.4.7 da ABNT NBR 8800 as imperfeições geométricas iniciais não precisam ser levadas em consideração para a classificação da estrutura.

4.1 Estrutura com ligação rígida

Tabela 1 - Estrutura inicial de 6 pavimentos, ligação rígida. (AUTORES)

Valores do parâmetro B2 e classificação da estrutura									
Pav.	h (cm)	δ (cm)	Δ (cm)	ΣN_{sd} (kN)	ΣH_{sd} (kN)	B2	Classificação	Desloc H. Máx.	
1	300	0,1073	0,1073	5122	78,22	1,028	Pequena Desloc.	Limite	4,5 cm
2	300	0,309	0,2017	4267	63,32	1,056	Pequena Desloc.		
3	300	0,5098	0,2008	3412	48,42	1,059	Pequena Desloc.	Obtido	0,8558 cm
4	300	0,672	0,1622	2557	33,52	1,051	Pequena Desloc.		OK!
5	300	0,7852	0,1132	1702	18,62	1,042	Pequena Desloc.		
6	300	0,8558	0,0706	847	3,72	1,067	Pequena Desloc.		

Analisando a Tabela 1, a estrutura apresentou a classificação de pequena deslocabilidade, ou seja, os efeitos globais podem ser desconsiderados para esta estrutura se os esforços axiais solicitantes de todas as barras dos pórticos responsáveis pela estabilidade global não forem superiores a 50% da força resistente de cada barra e se os efeitos das imperfeições geométricas iniciais (forças nocionais) forem considerados nas combinações. Não há necessidade de redução da rigidez a flexão e a compressão para esta estrutura.

4.2 Estrutura com ligação semirrígida

Foi considerado agora a ligação com rigidez de 21000kNm/rad obtido da curva momento-rotação no item 2.1.5, apresentando por FIGUEIREDO (2004).

Tabela 2 - Estrutura inicial de 6 pavimentos, ligação semirrígida. (AUTORES)

Valores do parâmetro B2 e classificação da estrutura									
Pav.	h (cm)	δ (cm)	Δ (cm)	ΣN_{sd} (kN)	ΣH_{sd} (kN)	B2	Classificação	Desloc H. Máx.	
1	300	0,1754	0,1754	5122	78,22	1,047	Pequena Desloc.	Limite	4,5 cm
2	300	0,5466	0,3712	4267	63,32	1,109	Média Desloc.		
3	300	0,9572	0,4106	3412	48,42	1,128	Média Desloc.	Obtido	1,8401 cm
4	300	1,3243	0,3671	2557	33,52	1,123	Média Desloc.		OK!
5	300	1,6159	0,2916	1702	18,62	1,117	Média Desloc.		
6	300	1,8401	0,2242	847	3,72	1,25	Média Desloc.		

Pode-se observar, conforme Tabela 2, que a consideração da ligação semirrígida na estrutura afetou diretamente o cálculo do parâmetro B2 e a estrutura passou a ser classificada como estrutura de média deslocabilidade, sendo de pequena deslocabilidade apenas no primeiro pavimento. Observa-se, também, que o deslocamento horizontal da estrutura aumentou em 115% passando de 0,8558 cm para 1,8401 cm, porém ainda encontra-se dentro dos limites normativos aceitáveis.

Como efeito da classificação da estrutura em média deslocabilidade, para o seu dimensionamento deve-se fazer a redução da rigidez a flexão e da rigidez axial para 80% do seu valor inicial e recalculer a estrutura. O parâmetro B2 deve então ser recalculado

considerando as rigidezes reduzidas. Para simular este efeito no modelo estrutural foi reduzido o módulo de elasticidade do concreto e do aço para 80% do valor inicial e a estrutura foi recalculada agora com as rigidezes reduzidas.

Tabela 3 - Estrutura inicial de 6 pavimentos, ligação semirrígida com rigidezes reduzidas.
(AUTORES)

Valores do parâmetro B2 e classificação da estrutura									
Pav.	h (cm)	δ (cm)	Δ (cm)	ΣN_{sd} (kN)	ΣH_{sd} (kN)	B2	Classificação	Desloc H. Máx.	
1	300	0,2077	0,2077	5122	78,22	1,056	Pequena Desloc.	Limite	4,5 cm
2	300	0,6411	0,4334	4267	63,32	1,129	Média Desloc.		
3	300	0,1132	0,4721	3412	48,42	1,150	Média Desloc.	Obtido	2,0901 cm
4	300	1,5281	0,4149	2557	33,52	1,142	Média Desloc.		OK!
5	300	1,8500	0,3219	1702	18,62	1,130	Média Desloc.		
6	300	2,0901	0,2401	847	3,72	1,270	Média Desloc.		

Conforme esperado, conforme Tabela 3, foi obtido um aumento no deslocamento lateral da edificação e maiores deslocamentos entre os pavimentos devido à redução das rigidezes a flexão e axial. A estrutura ainda é considerada de média deslocabilidade e o deslocamento lateral ainda está dentro dos limites normativos.

4.3 Estrutura com ligação flexível

Será considerada agora a mesma estrutura agora com ligações totalmente flexíveis. No modelo estrutural a ligação foi considerada conforme **Erro! Fonte de referência não encontrada.**

Tabela 4 - Estrutura inicial de 6 pavimentos, ligação flexível. (AUTORES)

Valores do parâmetro B2 e classificação da estrutura									
Pav.	h (cm)	δ (cm)	Δ (cm)	ΣN_{sd} (kN)	ΣH_{sd} (kN)	B2	Classificação	Desloc H. Máx.	
1	300	0,4896	0,4896	5122	78,22	1,144	Média Desloc.	Limite	4,5 cm
2	300	1,7285	1,2389	4267	63,32	1,487	Alta Desloc.		
3	300	3,4220	1,6935	3412	48,42	1,880	Alta Desloc.	Obtido	9,4118 cm
4	300	5,3516	1,9296	2557	33,52	2,365	Alta Desloc.		Não Passa
5	300	7,3723	2,0207	1702	18,62	3,628	Alta Desloc.		
6	300	9,4118	2,0395	847	3,72	-1,218	--		

Conforme esperado, a Tabela 4 mostra que a estrutura apresentou um significativo aumento nos deslocamentos laterais, onde em relação à estrutura com ligações rígidas apresentou um aumento de quase 1000%, passando de 0,8558 cm para 9,4118 cm e em relação à estrutura com ligação semirrígida apresentou um aumento de 350%, passando de 2,0901 cm para 9,4118 cm.

Observou-se o curioso resultado do parâmetro B2 em relação ao pavimento 6, onde este apresentou resultado negativo (-1,218). Analisando a equação de B2, verifica-se que tal resultado foi devido ao elevado deslocamento relativo entre pavimentos, ocasionado pela flexibilidade da ligação adotada possivelmente caracterizando instabilidade no último pavimento.

Devido à influência da ligação flexível a estrutura passou a ser classificada como estrutura de alta deslocabilidade e, em geral, este tipo de estrutura não é recomendada pelo meio técnico. Esta estrutura deve ser analisada de maneira rigorosa, considerando redução das rigidezes axial e a flexão para 80% do inicial e levando em consideração ainda as não-linearidades física e geométrica, efeitos de segunda ordem globais e locais. A estrutura analisada deve ser contraventada com algum dos tipos de contraventamentos apresentados em 1.3.

A estrutura foi então contraventada e reanalisada de modo a ser determinada a eficiência do contraventamentos em estruturas mistas em relação à estabilidade global. Para os contraventamentos foram utilizados tirantes de 12,5 mm de diâmetro em perfil circular e foram contraventados os pórticos de extremidade e o pórtico central que está sendo analisado. Caso se tratasse de uma solução real a interferência dos contraventamentos com a arquitetura também deveria ser analisada. A Figura 16 mostra a estrutura contraventada.

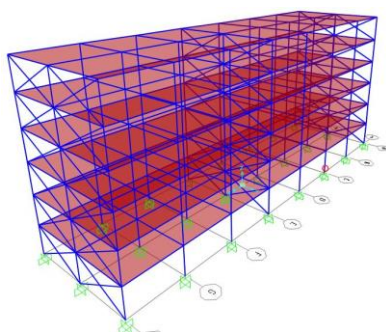


Figura 16 - Estrutura com ligações flexíveis contraventada. (AUTORES)

Tabela 5 - Estrutura inicial de 6 pavimentos, ligação flexível, diâmetro $d=12,5$ mm, AUTORES.

Valores do parâmetro B2 e classificação da estrutura									
Pav.	h (cm)	δ (cm)	Δ (cm)	ΣN_{sd} (kN)	ΣH_{sd} (kN)	B2	Classificação	Desloc. H. Máx.	
1	300	0,2572	0,2572	5122	78,22	1,071	Pequena Desloc.	Limite	4,5 cm
2	300	0,8430	0,5858	4267	63,32	1,183	Média Desloc.		
3	300	1,4652	0,6222	3412	48,42	1,208	Média Desloc.	Obtido	2,8622 cm
4	300	2,0277	0,5625	2557	33,52	1,202	Média Desloc.		Ok!
5	300	2,4869	0,4592	1702	18,62	1,197	Média Desloc.		
6	300	2,8622	0,3753	847	3,72	1,504	Alta Desloc.		

Com a utilização dos tirantes de 12,5 mm a estrutura apresentou deslocamento laterais menores do que anteriormente. Conforme a Tabela 5, o deslocamento lateral diminuiu 228 % passando de 9,4118 cm para 2,8622 cm, valor final que se encontra dentro dos limites de deslocamento lateral normativos. A estrutura ainda possui a classificação de alta deslocabilidade devida, unicamente, ao último pavimento, não sendo recomendada a execução deste tipo de estrutura.

Com a finalidade de analisar a influência do diâmetro dos tirantes de contraventamento na estabilidade global de estruturas mistas, a estrutura foi reanalisada com tirantes de 25,4 mm. Os resultados são apresentados na Tabela 6.

Tabela 6 - Estrutura inicial de 6 pavimentos, ligação flexível, diâmetro $d=25,4$ mm. (AUTORES)

Valores do parâmetro B2 e classificação da estrutura									
Pav.	h (cm)	δ (cm)	Δ (cm)	ΣN_{sd} (kN)	ΣH_{sd} (kN)	B2	Classificação	Desloc. H. Máx.	
1	300	0,1363	0,1363	5122	78,22	1,036	Pequena Desloc.	Limite	4,5 cm
2	300	0,3617	0,2254	4267	63,32	1,063	Pequena Desloc.		
3	300	0,5702	0,2085	3412	48,42	1,061	Pequena Desloc.	Obtido	0,9317 cm
4	300	0,7376	0,1674	2557	33,52	1,053	Pequena Desloc.		Ok!
5	300	0,8553	0,1177	1702	18,62	1,044	Pequena Desloc.		
6	300	0,9317	0,0764	847	3,72	1,073	Pequena Desloc.		

Observa-se a grande influência do aumento do diâmetro dos contraventamentos de 12,5 mm para 25,4 mm. Com tirantes mais rígidos a estrutura pôde ser classificada em estrutura de pequena deslocabilidade, e assim como a estrutura de ligações rígidas, pode ter seus esforços globais de segunda ordem desprezados dentro das condições já apresentadas para estas estruturas. O deslocamento lateral foi reduzido em 207%, passando de 2,8622 cm para 0,9317 cm e a estrutura de alta para pequena deslocabilidade unicamente aumentando a rigidez dos tirantes.

5 Conclusão

Com este estudo pudemos concluir que a rigidez da ligação tem, assim como nas estruturas metálicas, grande influência nos parâmetros de estabilidade global das estruturas mistas. Utilizando-se o parâmetro B2, foi mostrado que para estruturas com ligações rígidas os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados dentro de certas condições e a estrutura apresenta classificação de pequena deslocabilidade, sendo seu deslocamento lateral baixo, ou seja, o contraventamento constituído por pórticos rígidos apresenta-se como boa solução. Já para estruturas com ligações semirrígidas, que são as ligações que mais se aproximam da realidade, a estrutura analisada foi classificada como estrutura de média deslocabilidade, tendo que assim ser feita uma análise mais rigorosa, com a diminuição das rigidezes a flexão e axiais em 20% e consideração de imperfeições geométricas iniciais, porém ainda é uma estrutura viável tecnicamente, onde o deslocamento lateral encontra-se dentro dos limites normativos aceitáveis e o contraventamento constituído por pórticos semirrígidos oferece resistência satisfatória. A estrutura constituída por ligação flexível mostrou-se inviável tecnicamente, apresentando elevado deslocamento lateral que está fora dos limites técnicos normativos e foi classificada como estrutura de alta deslocabilidade em função do parâmetro B2, sendo este tipo de estrutura não recomendada dentro do meio técnico. Como solução para a estrutura constituída por ligações flexíveis foi proposta a solução de contraventamento com tirantes de 12,5 mm de diâmetro, sendo contraventados os pórticos da extremidade da estrutura e o pórtico central. Para esta solução a estrutura ainda foi classificada como sendo de alta deslocabilidade, porém com deslocamentos laterais consideravelmente menores do que a estrutura não contraventada. Como melhoria da solução e também para analisar a influência do aumento da rigidez dos tirantes na análise de estabilidade global de estruturas mistas, foi proposto o aumento dos tirantes de 12,5 mm para 25,4 mm. Esta solução apresentou grande eficiência, pois a estrutura passou a ser classificada

como estrutura de pequena deslocabilidade e os deslocamentos laterais finais ficaram próximos dos deslocamentos da estrutura com ligações rígidas.

Conclui-se que para a estrutura mista apresentada, as soluções com ligações rígidas e semirrígidas são as mais eficientes, sendo que as ligações semirrígidas são as que mais se aproximam da realidade. Para a estrutura com ligações flexíveis, a estrutura tornou-se inviável e necessitou de contraventamento com tirantes. Não existe uma única solução ideal para todas as situações de projeto, pois as ligações rígidas e semirrígidas apesar de mostrarem-se mais eficientes são mais trabalhosas e onerosas para execução. O contraventamento com tirantes permite a utilização de ligações flexíveis que são mais simples de executar e custo relativo menor, porém os tirantes podem ocasionar interferências na arquitetura.

6 Referências bibliográficas

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6120:** Cargas para o cálculo de estruturas de edificações, Rio de Janeiro, 5 p. 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6123:** Forças devido ao vento em edificações, Rio de Janeiro, 5 p. 1988.

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, 237 p. 2008.

BASTOS, André M. C. Quito. **Análise do efeito da deslocabilidade lateral em edifícios de múltiplos andares em estrutura mista de aço e concreto**, Rio de Janeiro, 76 p. 2014.

EUROPEAN COMMITTEE OF STANDARDIZATION (2005). Eurocode 3 - Design of steel structures; Part 1-8: Design of joints. Brussels.

FIGUEIREDO, Luciana Maria Bonvino. **Ligações mistas viga-pilar – análise teórica e experimental**. São Carlos, 206 p. 2004.

FIGUEIREDO, Luciana Maria Bonvino; GONÇALVES, Roberto Martins. **Comportamento de ligações mistas viga-pilar**. São Carlos, v. 9, n 36, p. 95-116, 2007.

GALAMBOS, Theodore V.; SUROVEK, Andrea E. **Structural Stability of Steel**, New Jersey, 384 p. 2008.

KISHI, N.; CHEN, W. **Moment-rotation relations of semirigid connections with angles**. Journal of Structural Engineering, Vol 116, N. 7, 1990.

VALE, Heloisa C. V. Vincentin. **Análise da estabilidade de pórticos planos formados por vigas mistas e pilares mistos parcialmente revestidos**. São Carlos, 102 p. 2012.

YEE, Y.; MELCHERS, R. **Moment-rotation curves for bolted connections**. Journal of Structural Engineering, Vol 112, N. 3, pag 615-635, 1986.

ZIEMIAN, Ronald D. **Guide to stability design criteria for metal structures**. Sixth Edition, New Jersey, 1120 p. 2010.