

INFLUÊNCIA DA FALHA DO CONTRAVENTAMENTO LATERAL NO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE UMA PONTE DE AÇO, COMPOSTA DE DUAS VIGAS PRINCIPAIS¹

*Carlos Eduardo da Silva Almeida²,
Enio Pontes Deus³*

Resumo

As pontes de Aço, assim como quaisquer outros tipos de estrutura, devem possuir ligações ou esquemas de travamento adequados para garantir a sua estabilidade. Essas formas de travamento são conhecidas como elementos de contraventamento. O objetivo desse trabalho foi estudar o comportamento de uma ponte aço, quando um desses elementos deixar de atuar, ou seja, ocorra uma falha. Então, primeiramente foi projetado uma ponte de aço com vigas-mistas segundo as normalizações existentes. Em seguida, foram modelados, computacionalmente, duas pontes, onde uma delas apresentava falha em dos elementos de contraventamento. Após a modelagem, foram feitas as simulações computacionais, a fim de observar o comportamento dos dois modelos, como os campos de tensões e os deslocamentos transversais. Desta forma, pode-se caracterizar o comportamento redundante da estrutura, diante da falha de um elemento, onde se pôde perceber a redistribuição das tensões de modo que a mesma continuasse em serviço.

Palavras-chave: Elemento de contraventamento; Redundância; Ponte de aço.

¹ *Contribuição técnica apresentada na 61º Congresso Anual da ABM, de 24 a 27 de julho de 2006, Rio de Janeiro – RJ*

² *Laboratório de Mecânica da Fratura e Fadiga*

³ *Departamento de Engenharia Metalúrgica e de Materiais/UFC.*

1 INTRODUÇÃO

Na concepção de um projeto estrutural é comum o projetista deparar-se com algumas dificuldades e limitações. Entretanto, com o avanço da tecnologia muitas dessas dificuldades estão sendo extintas. Atualmente, ferramentas computacionais de projeto, utilizando elementos finitos, tornaram-se bem mais acessíveis e com resultados muito próximo do real.

Era comum no projeto de um sistema estrutural, considerar apenas os estudos dos elementos isolados no dimensionamento e não o efeito de um carregamento na estrutura como um todo.^[1] Através das ferramentas de CAE (Computer Aided Engineering) foi possível o estudo do comportamento global da estrutura.

Com os códigos de cálculo de CAE observaram-se inovações em projetos de pontes aço, onde se passou a estudar o seu comportamento com seus elementos interligados. Dessa forma, observou-se a interação de cada componente da superestrutura, sendo possível assim, conhecer melhor o comportamento global.

As pontes de aço apresentam muitos elementos interligados, que são responsáveis pela distribuição de tensão para toda a estrutura. Dentre esses elementos existem aqueles que têm a função de dar estabilidade estrutural. Esses são conhecidos como elementos de contraventamento, onde esses resistem basicamente aos esforços horizontais e distribuem os esforços verticais pela superestrutura.

Existem casos nos quais um dos elementos de uma estrutura, como numa ponte, vem a falhar por um motivo qualquer, entretanto, a estrutura não entra em colapso. Esse fenômeno é conhecido como redundância. Nesse caso, ocorre uma redistribuição de carregamentos entre os elementos, para que a estrutura não falhe. O que confirma que nem sempre a falha de um componente de uma estrutura irá fazer com que o sistema estrutural seja condenado. Porém, existem também casos no qual a falha de um componente faz com que todo o sistema entre em colapso. Esse tipo de estrutura é conhecido como não-redundante.

Os primeiros estudos do comportamento de estruturas redundantes surgiram com o estudo realizado por Sweeney [2, 5] em vigas rebitadas e soldadas. Estudos posteriores de Daniels [8] e Sangare [9], que deram continuidade às pesquisas de Heins [6,7], verificaram a importância do contraventamento para redistribuição do carregamento.

Esse estudo tem a finalidade de avaliar o comportamento de uma ponte de aço sujeita à falha de um elemento. Para isso, foi simulada a falha de um elemento de contraventamento e observado o seu comportamento.

2. METODOLOGIA

Neste item foi projetado uma ponte mista, segundo exemplo sugerido por Deus[3], onde tem-se uma ponte simplesmente apoiada com um vão de 24 m. Na execução deste trabalho foram utilizados os procedimentos de projeto da AASTHO (*American Association of State Highway and Transportation Officials*)[4].

Para o modelo foram utilizadas duas vigas principais de aço estrutural de alma cheia e soldada em forma de I, onde a mesa superior tem dimensões de 350 mm e a mesa inferior 720 mm. Essas vigas apresentam uma altura de 1400 mm. Na porção superior há uma laje de concreto (tabuleiro) com altura de 200 mm, como mostra as figuras 2.1 e 2.2.

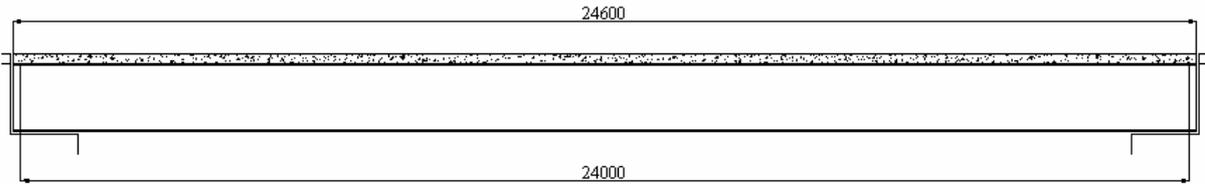


Figura 2.1 – Elevação da Viga-Mista em Forma de T

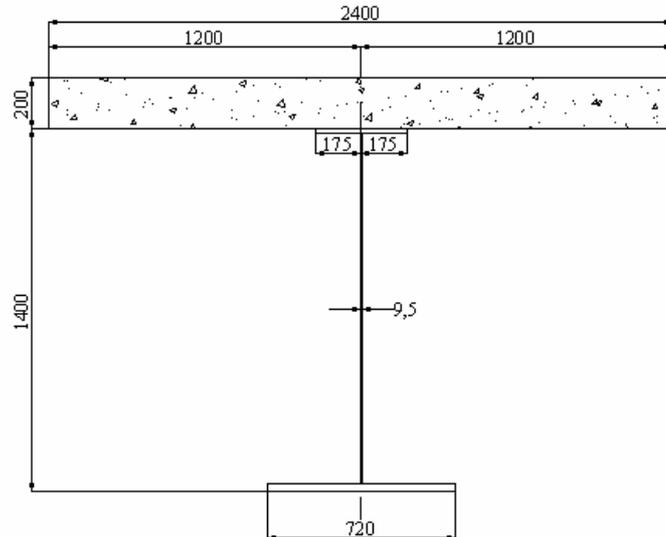


Figura 2.2 – Seção Transversal da Viga-Mista em Forma de T

Para os contraventamentos verticais foram adotadas cantoneiras de aço estrutural com as seguintes propriedades geométrica:

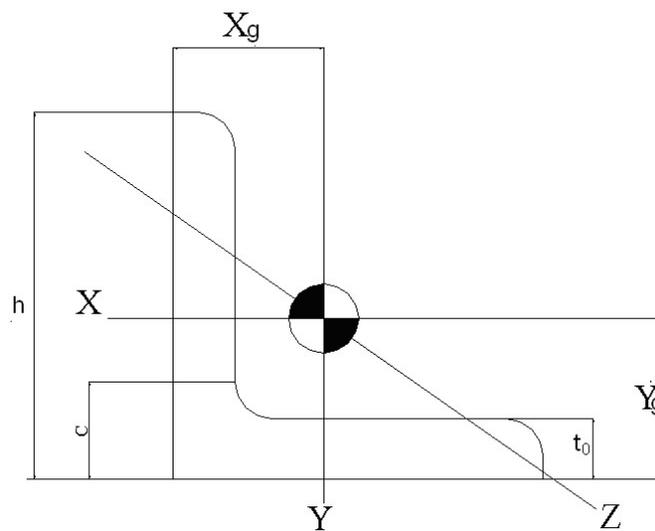


Figura 2.3 – Definições Geométricas da Cantoneira de Abas Iguais

Tabela 2.1 – Propriedades Geométricas das Cantoneiras do Contraventamento.

h (mm)	c (mm)	t_0 (mm)	Área (cm ²)	$I_x=I_y$ (cm ⁴)	$x_g = y_g$ (cm)
127	25,4	12,7	30,5	470,3	3,63

A ponte é formada por duas vigas principais de aço, espaçadas de 4250 mm como pode ser vista na figura 2.4.

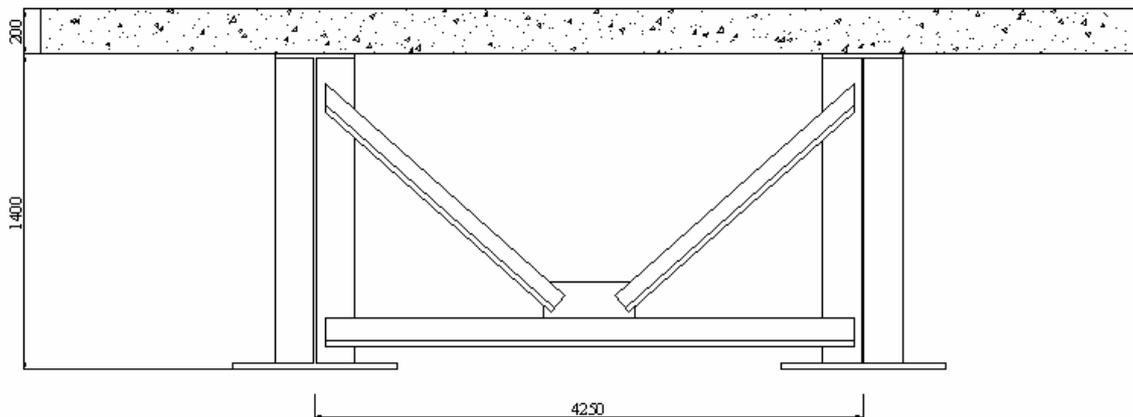


Figura 2.4 – Largura Efetiva e Detalhamento do Contraventamento Adotado

Após dimensionado a ponte, realizou-se a modelagem computacional da mesma. Nessa etapa foram executados dois modelos de pontes, onde uma delas apresentava todos os elementos de contraventamento de projeto. Enquanto na outra, foi retirado um desses elementos a fim de simular uma falha. Os modelos podem ser vistos na figura 2.5.

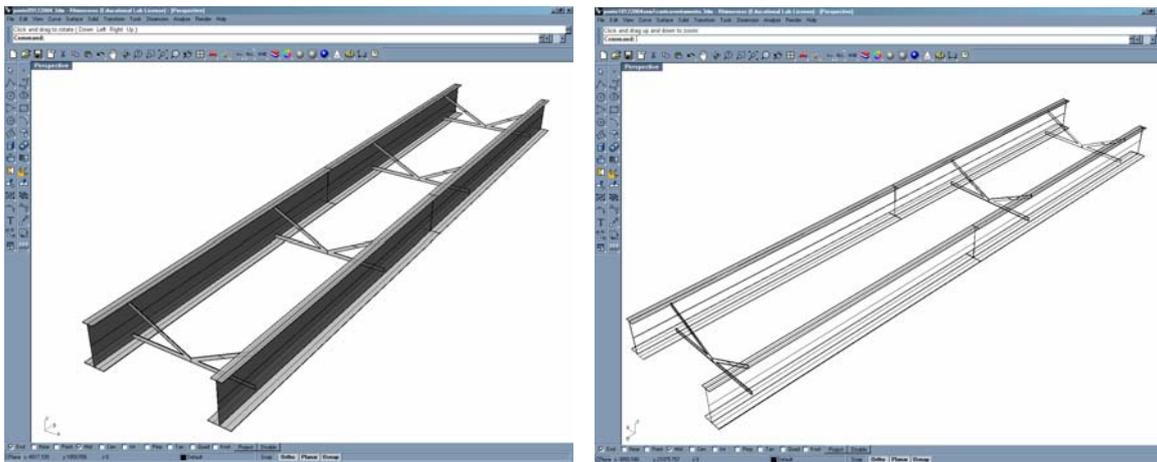


Figura 2.5 – Modelagem Computacional das Pontes

A distância entre os elementos de contraventamento foi baseada na norma AASTHO [4], onde a distância entre os elementos não pode ultrapassar 7620 mm (25 feet). Assim, foi adotado um espaçamento entre os contraventamentos de 7000 mm.

Durante o trabalho foram utilizadas as seguintes simplificações para facilitar a simulação computacional:

- Foi utilizado no contraventamento um perfil retangular, ao invés da cantoneira, entretanto, manteve-se o momento de inércia citado na tabela 2.1.
- Durante a simulação não foi considerada a rigidez que o tabuleiro dava a estrutura. Utilizou-se apenas a massa para o cálculo do peso próprio da estrutura.

3. SIMULAÇÃO COMPUTACIONAL

Depois da concepção dos modelos, foi feita a análise da ponte no software de simulação. Nesta etapa, primeiramente definiram-se as propriedades do material, como pode ser vista abaixo, na tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Propriedades do Material.

Material	Aço Estrutural
Módulo de Elasticidade	205 GPa
Coefficiente de Poisson	0,3
Massa Específica	7850 kg/m ³

Na definição dos esforços na ponte, foi utilizada uma faixa de carregamentos que variavam de um ponto inferior definido pelo o peso próprio da estrutura e outro ponto superior definido pelo somatório do peso próprio mais um trem-tipo definido por norma.

No cálculo do peso próprio foi obtido um valor total de 953,4 kN.

Foi utilizado nesse trabalho o trem-tipo de classe H20-44 da norma AASTHO [4], que define um carregamento distribuído, dado por:

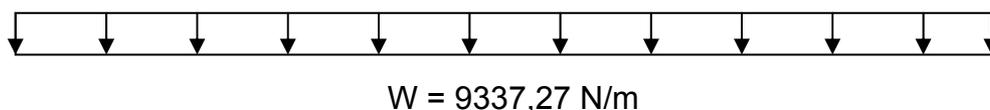


Figura 3.1 – Carregamento Distribuído Classe H20-44

Dessa forma, teve-se um carregamento $W = 224 \text{ kN}$. Também foi acrescido um fator de carga, que corresponde às cargas de impacto. Calculou-se então, um valor de $I_{\text{impacto}} = 0,29$, segundo à norma, que corresponde à $W_2 = 64,96 \text{ kN}$. Acrescentando esse valor, obteve-se um carregamento total do trem-tipo $W_{\text{total}} = 288,96 \text{ kN}$.

Por fim, obteve-se o patamar superior de carregamento $P_{\text{máx}} = 1242,4 \text{ kN}$.

Com esses valores extremos, cada modelo foi simulado utilizando 10 patamares diferentes de carregamento, dentro do intervalo.

Para dar entrada com esses dados no código de cálculo, os valores do carregamento foram transformados em carregamento de pressão, onde a área foi dada pela mesa superior das vigas. Assim temos, os carregamentos na tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Dados dos Carregamentos.

Nº.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Carregamento (N/mm ²)	0,057	0,059	0,061	0,062	0,064	0,066	0,068	0,070	0,072	0,074

Foi restringido em um dos pontos de apoio o deslocamento nas três direções (X,Y,Z), enquanto que na outra foi permitido o deslocamento longitudinal da estrutura. Também foram permitidos todos os movimentos de rotação. Como foi citado anteriormente no item 2, não foi feito nenhum tipo de restrição devido ao tabuleiro, apenas para simplificação do modelo.

Para discretizar o modelo utilizou-se um elemento tetragonal, podendo ser observado na figura 3.2.

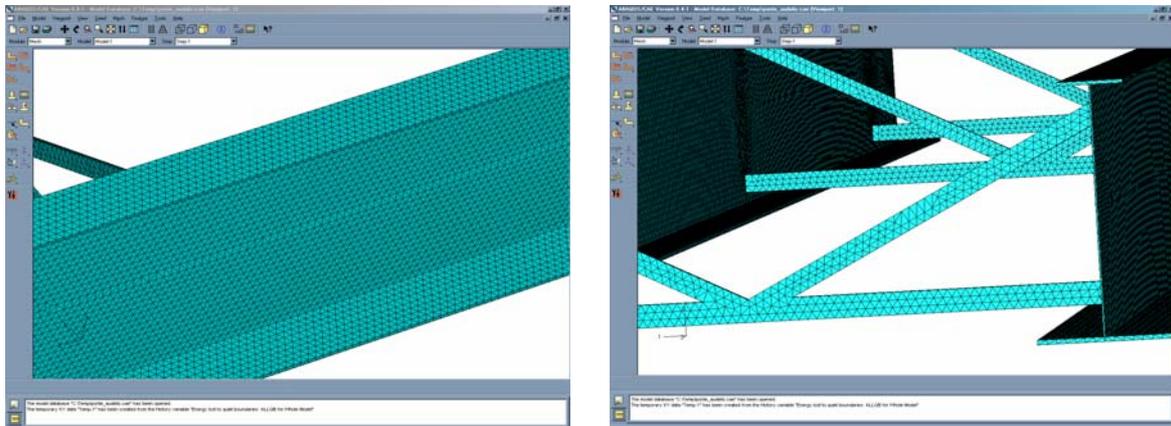


Figura 3.2 – Visualização da malha dos elementos finitos

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Após a realização das simulações, observaram-se os deslocamentos máximos para cada carregamento. Bem como, os níveis de tensão nas regiões mais críticas, as ligações. As figuras 4.1 e 4.2 mostram o comportamento dos modelos.

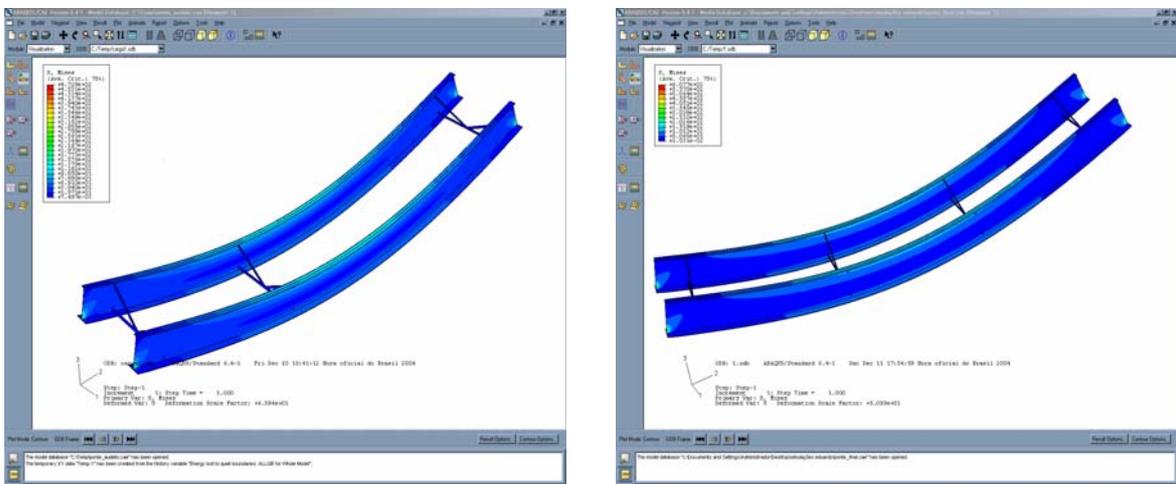


Figura 4.1 – Visualização dos Níveis de Tensão

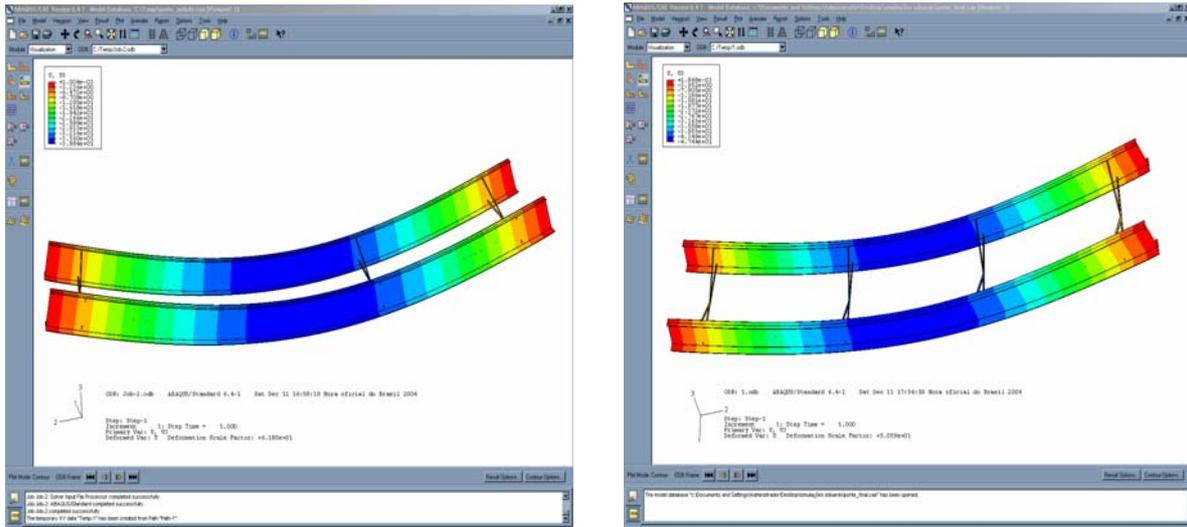


Figura 4.2 – Visualização dos deslocamentos

Analisando os deslocamentos obtiveram-se os seguintes deslocamentos, mostrados logo abaixo na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Deslocamentos Verticais.

Carregamento (N/mm ²)	0,057	0,059	0,061	0,062	0,064	0,066	0,068	0,070	0,072	0,074
Deslocamento (mm)	36,4	37,6	38,8	40	41,3	42,6	43,8	45	46,2	47,4

O comportamento do deslocamento pode ser visto melhor na figura 4.3.

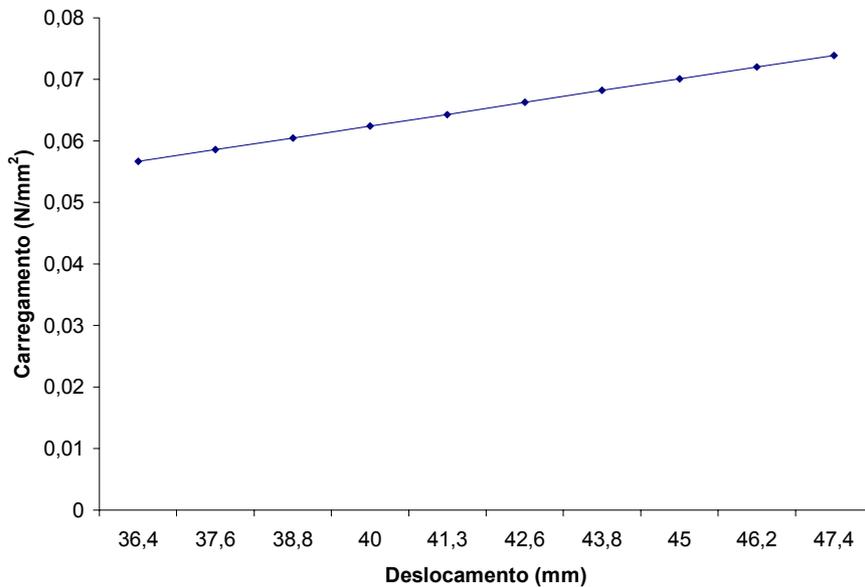


Figura 4.3 – Gráfico do Deslocamento versus Carregamento

Os valores dos deslocamentos, como podem ser visto na figura à cima, apresentaram um comportamento linear com relação ao deslocamento. Durante essa análise do deslocamento percebeu-se que os valores de deslocamento foram exatamente iguais para os dois tipos de modelos. Tal fato conduziu para a análise dos campos de tensões nas regiões de ligação, onde as tensões eram mais críticas, como pode ser vista na figura 4.4.

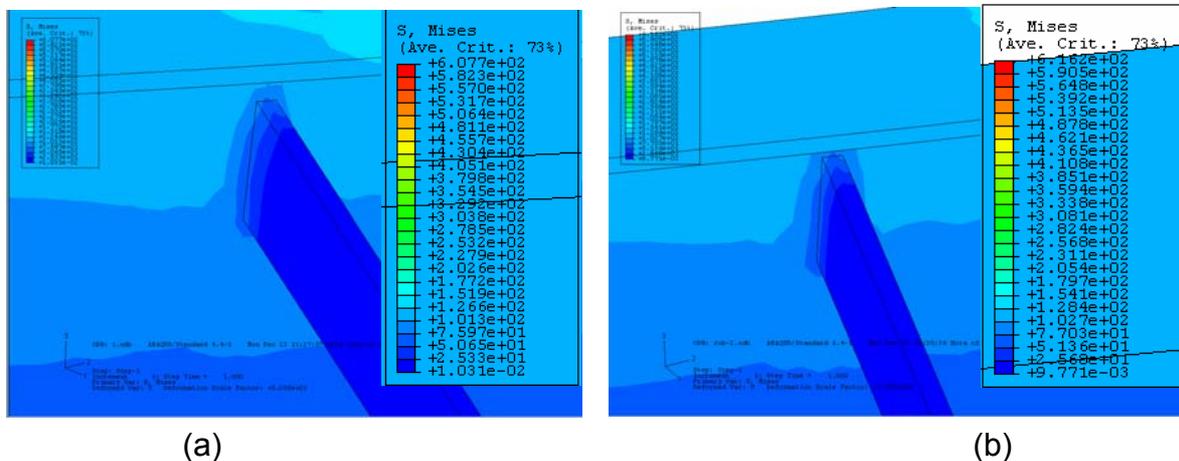


Figura 3.4 – Campo de Tensões (a) Modelo Íntegro, (b) Modelo com Falha no Contraventamento

Através da figura anterior, pode observar a variação dos valores no campo de tensões devido à retirada do contraventamento. Observa-se então, a redistribuição das tensões para que a ponte com falha mantivesse o mesmo comportamento da ponte íntegra.

Afim de uma melhor visualização dessa variação do campo de tensão, obteve-se um gráfico da variação da tensão ao longo do contraventamento. O ponto de origem do plano cartesiano pode ser visto na figura 4.5.

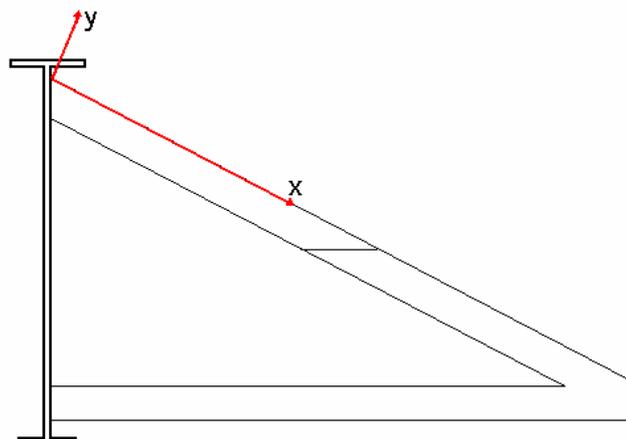


Figura 4.5 – Origem das Coordenadas dos Gráficos Tensão versus Distância

Nas figuras 4.6 e 4.7 pode-se perceber a diferença entre os campos de tensões para os dois modelos, já citados, de pontes. Utilizou-se na obtenção dos gráficos o valor máximo de carregamento, definido na tabela 3.2.

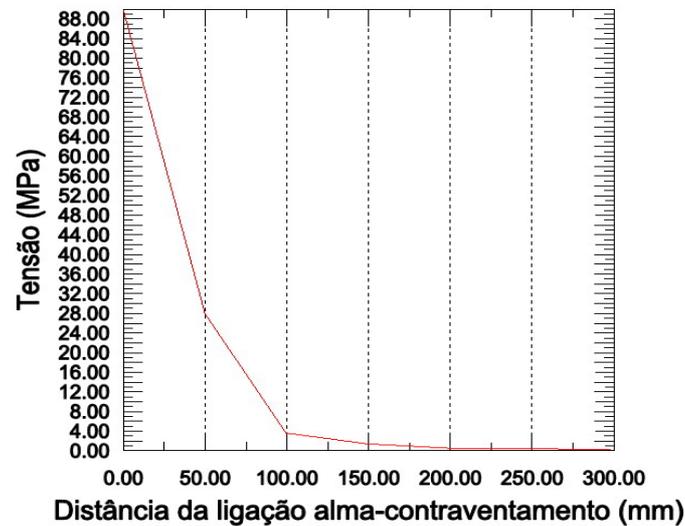


Figura 4.6 – Gráfico Tensão versus Distância da Ponte Inteira

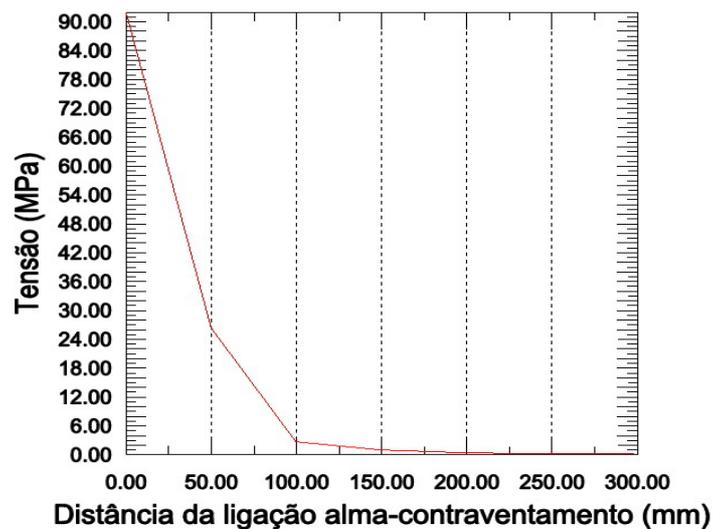


Figura 4.7 – Gráfico Tensão versus Distância da Ponte com Falha

Obteve-se então uma tensão máxima na região de ligação de 89,8 MPa para o primeiro modelo, enquanto que o segundo modelo apresentou uma tensão maior de 91,9 MPa, devido à redistribuição das tensões.

5. CONCLUSÕES

Procurou-se nesse estudo, verificar o comportamento de uma ponte de aço, quando sujeita à falha de um dos elementos de contraventamento, através de simulação computacional. Então, buscou-se traçar o gráfico do carregamento versus o deslocamento para os dois modelos de ponte. Entretanto, observou-se que os

deslocamentos, para cada ponto de carregamento, são iguais, desta forma obtiveram-se os mesmos gráficos.

Tal resultado conduziu a análise da alteração no campo de tensão nos dois modelos. Foi então, observado as tensões de Von Mises na região de ligação entre o contraventamento e a alma da viga.

Analisando o campo de tensão observou-se a sua alteração, apesar de não muito grande, Onde na ponte íntegra apresentou um máximo de 89,8 MPa, enquanto na outra 91,9 MPa. Esse resultado mostra o que havia sido discutido no item 4, onde se comentou a respeito da redistribuição de esforços nos elementos de uma estrutura para que a ponte não entrasse em colapso.

Dessa forma, conclui-se que, para os níveis de tensão aplicados, a estrutura se apresentou como uma estrutura redundante, capaz de redistribuir os esforços.

REFERÊNCIAS

- 1 IMHOF, D.; MIDDLETON, C. R. & PALMER, A. C. Redundancy quantification in the safety assessment of existing concrete beam-and-slab bridges. 5th International PhD Symposium in Civil Engineering. London, 2004.
- 2 DEUS, E. P.; GONÇALVES, R. M.; & VENTURINI, W. S. Estudo da redundância estrutural em pontes-mistas. 27^a Jornadas Sudamericanas de Ingenieria Estructural. Argentina, 1995.
- 3 DEUS, E. P. Análise do processo de fraturamento em vigas de pontes de aço sob efeito da fadiga. Escola de Engenharia de São Carlos. São Carlos – SP, 1997.
- 4 AASHTO – AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS – Standard Specification for Highway Bridges Washington D.C. 17th, 2002.
- 5 SWEENEY, R.A.P. Importance of redundancy in bridge-fracture control. Transportation Research Board. Transportation Research Record 711, 1979.
- 6 HEINS, C. P. & HOU, C. K. Bridge redundancy: Effects of bracing. J. Struct. Div., Vol. 106, No. ST6, 1980.
- 7 HEINS, C. P. & KATO, H. Load redistribution of cracked girders. J. Struct. Div., Vol. 108, No. ST8, 1982.
- 8 DANIELS, J.H.; WILSON, J.L. & CHEN, S. S. Redundancy of simple Span and Two-Span Welded Steel Two-Girder Bridges. Final Report, Commonwealth of Pennsylvania, Department of Transportation Research Project, 1987.
- 9 SANGARE, M. Computer study of redundancy of a 3-D Steel Deck Truss Bridge. Report presented in partial fulfillment of M.S. degree requerimentes. Lehigh University, Bethlehem, Penn, 1983.
- 10 ABAQUS/CAE. User Manual, Version 6.2, 2001