

3 Validação do Modelo

3.1 Considerações Iniciais

Para a realização deste trabalho a primeira etapa a ser realizada é a validação do tipo de modelo de elementos finitos adotado. Como o objetivo deste trabalho é a análise de superestruturas de pontes, considera-se que os aparelhos de apoio, os pilares e a fundação não influenciam no seu comportamento, portanto, não foram modelados.

Foram escolhidos dois programas para uma comparação inicial, que são: *Autodesk Robot* e o *SAP2000*. Como esperado os resultados encontrados por ambos os programas foram similares e, portanto, apenas o *Robot* foi escolhido para a continuação do estudo.

A partir da definição do programa, o processo de validação do modelo é constituído por duas etapas. A primeira é uma análise básica que teve como objetivo comparar os resultados de análises de uma viga isolada modelada com diferentes elementos e verificar a diferença entre eles. Os elementos analisados foram o de viga com dois nós e o de casca com quatro nós. Também foi realizado um estudo de convergência para se determinar a discretização necessária da malha de elementos finitos para que produzam resultados satisfatórios.

Na segunda etapa duas pontes que receberam testes de carga foram modeladas e tiveram os resultados dos testes e das análises de elementos finitos comparados. Uma das pontes, projetada e construída em escala real no laboratório da Universidade de Nebraska nos EUA, tem todo o processo de projeto e construção e os resultados divulgados por Kathol *et al* (1995). A outra ponte foi construída na cidade de Flint, no estado americano de Michigan, e é uma das seis pontes analisadas por Nowak e Eom (2001). Ao comparar os resultados obtidos nas análises por EF realizadas neste trabalho com os resultados experimentais, foi possível validar o comportamento do modelo completo, onde todos os elementos estruturais da superestrutura das pontes trabalham em conjunto.

3.2 Análise Básica

Nesta primeira fase vários tipos de modelagem de pontes de viga foram considerados. Em todos os modelos usou-se uma combinação de elementos de viga e de casca. Uma vez selecionado o tipo de modelo a ser adotado no trabalho, foi realizado um estudo de convergência para se determinar a discretização necessária da malha. Primeiramente foram modeladas duas vigas bi-apoiadas de 5,00 m de comprimento, apresentadas na Figura 3.1, sendo uma com seção retangular (VR) para verificação do comportamento da viga isolada, e outra de seção T (VT) para verificação de forma representativa do comportamento em conjunto de uma faixa do tabuleiro de uma ponte com uma viga. Em ambas as análises considerou-se apenas um carregamento linearmente distribuído de $q = 10 \text{ kN} / \text{m}$ atuando nas vigas.

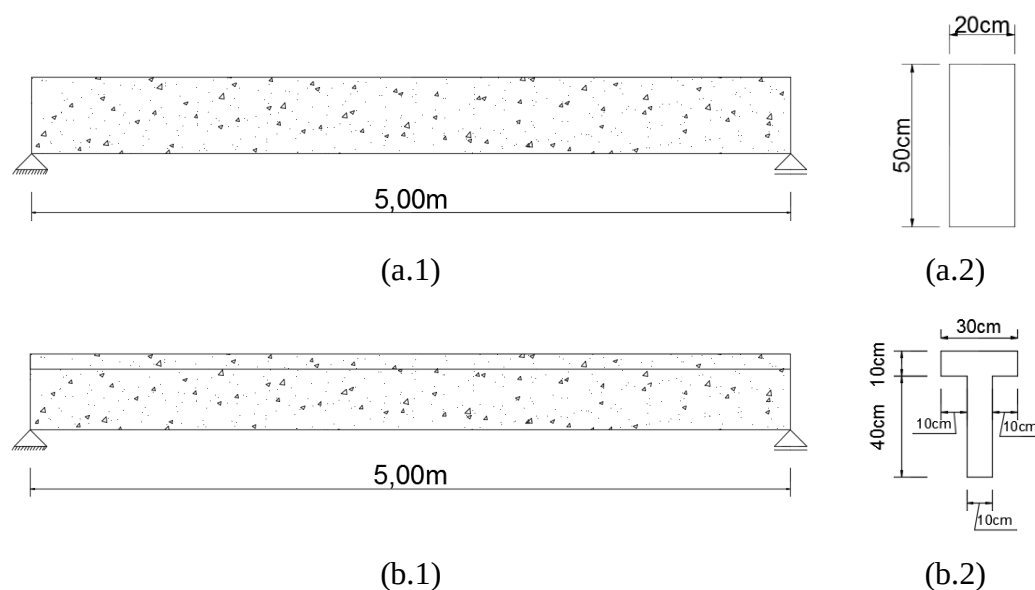


Figura 3.1 – Vigas analisadas: (a) viga retangular; (b) viga T.

Os vários modelos analisados nessa etapa são apresentados na Tabela 3.1 –, sendo dois para a VR e três para a VT.

Tabela 3.1 – Modelos das VR e VT

Modelo	Elemento do tabuleiro	Elemento da viga
VR. 1	-	Viga
VR. 2	-	Casca
VT. 1	Casca	Viga
VT. 2	Casca	Casca com ligação rígida
VT. 3	Casca	Casca sem ligação rígida

A consistência geométrica é mantida nos quatro primeiros modelos, porém, no VT.3, onde a viga é diretamente conectada ao tabuleiro, observa-se uma superposição de material, como era de se esperar. Na Figura 3.2 é apresentada a comparação física dos modelos extrudados VT.3 e VT.2.

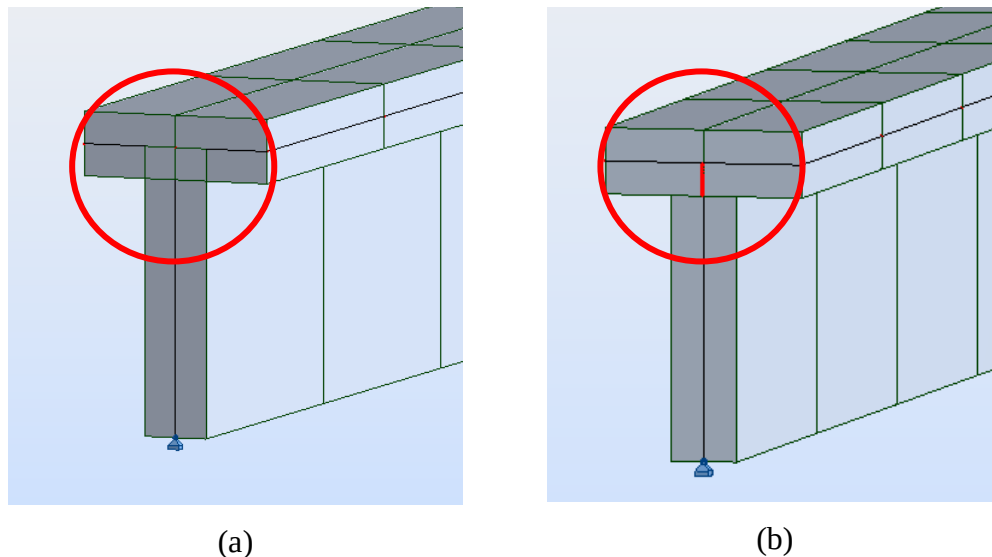


Figura 3.2 – Modelo extrudado: (a) inconsistência geométrica do VT.3; (b) VT.2.

Nos modelos que utilizam elementos de vigas os apoios são considerados em seus locais exatos utilizando também elementos de ligação rígida.

3.2.1 Descrição da Análise

Foram comparados os momentos fletores e os deslocamentos máximos encontrados no modelo de elementos finitos com os resultados encontrados de forma analítica, dados por:

$$M = \frac{ql^2}{8} \quad (4.1)$$

$$f = \frac{5ql^4}{384EI} \quad (4.2)$$

onde

M = momento fletor;

f = deslocamento máximo;

q = carregamento linearmente distribuído;

l = comprimento das vigas;

E = módulo de elasticidade do material;

I = momento de inércia da seção

Como este trabalho teve início antes da vigência da NBR 6118 (2014), o módulo de elasticidade E foi calculado como recomenda a NBR 6118 (2007) para um concreto com $F_{ck} = 26MPa$, onde:

$$E_{ci} = 5600F_{ck}^{1/2} \quad (4.3)$$

$$E_{cs} = 0,85E_{ci} \quad (4.4)$$

Portanto, $E = E_{cs} = 24,27GPa$ e I é o momento de inércia da seção transversal da viga. Sendo assim, os resultados analíticos que servirão como base para comparação são os seguintes:

$$M = 31,25kNm$$

$$f_{VR} = -1,61mm$$

$$f_{VT} = -2,06mm$$

onde

f_{VR} = deslocamento máximo da VR;

f_{VT} = deslocamento máximo da VT.

Como o vão e o carregamento são iguais, o momento fletor M é o mesmo para os dois casos.

3.2.1.1 Viga Retangular

Na análise da VR a viga foi analisada das seguintes formas:

- VR.1: Viga modelada com elemento de viga.
- VR.2: Viga modelada com elementos de casca
 - VR.2-1: Malha de 0,50 m x 1,00 m.
 - VR.2-2: Malha de 0,50 m x 0,50 m.
 - VR.2-3: Malha de 0,50 m x 0,25 m.
 - VR.2-4: Malha de 0,25 m x 0,25 m.

Os modelos VR.1 e VR.2-2 são apresentados na Figura 3.3.

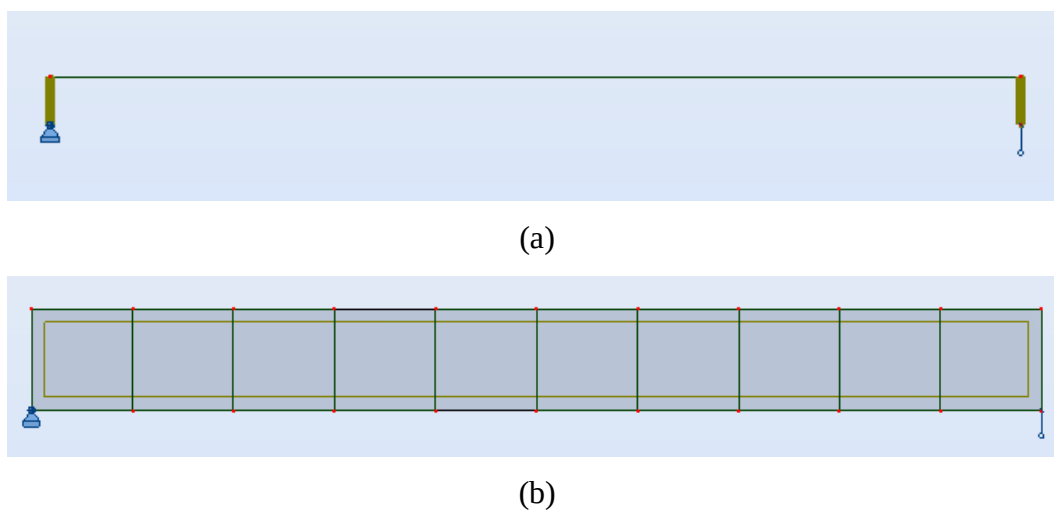


Figura 3.3 – Representação dos modelos: (a) VR.1; (b) VR.2-2.

3.2.1.1.1 Resultados

Os resultados das comparações dos momentos fletores são apresentados na Figura 3.4, e os resultados das comparações dos deslocamentos são apresentados na Figura 3.5.

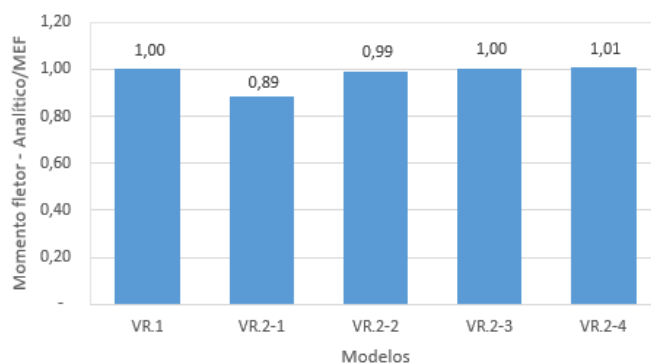


Figura 3.4 – Comparação de momentos fletores.

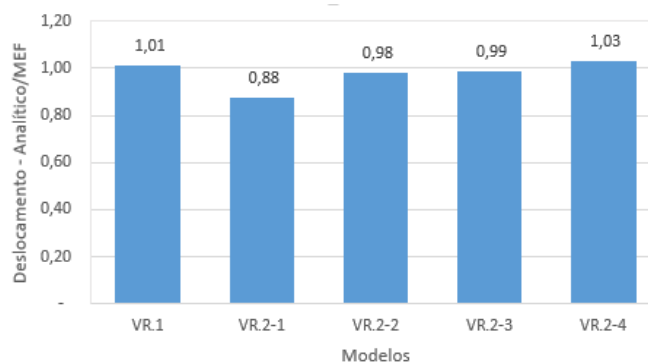


Figura 3.5 – Comparação de deslocamentos.

Como era esperado o modelo que usa elemento de viga praticamente reproduz o resultado analítico. A pequena diferença se deve ao fato que a solução analítica apresentada não considera contribuição da energia de deformação por cisalhamento, enquanto a formulação do elemento de viga no *Robot* considera esse efeito. Os resultados dos modelos que utilizam elementos de casca variam com o refinamento da malha. Neste trabalho considerou-se que a malha com elementos de casca com dimensões 0,50 m x 0,50 m fornece resultados razoáveis para uma tolerância de menos de 5%.

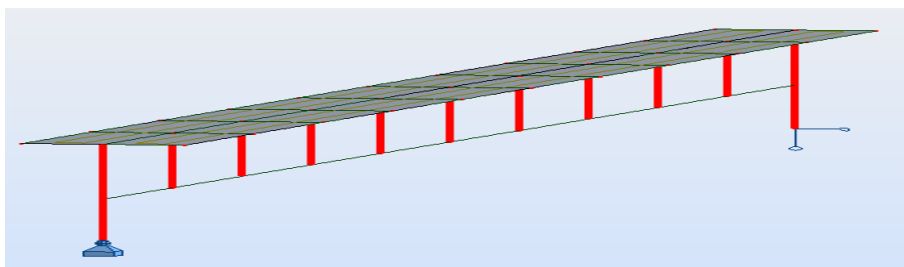
3.2.1.2 Viga T

A análise da VT mostra a influência ligações rígidas (LR), e o refinamento necessário da malha dos elementos para que a ação conjunta seja considerada da melhor forma possível.

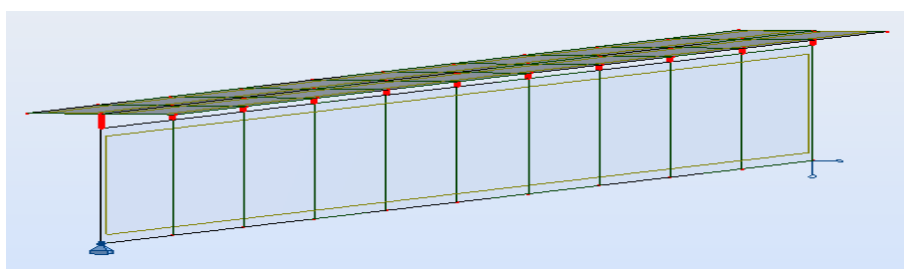
A viga foi analisada das seguintes formas:

- VT1: alma modelada com elemento de viga com LR conectando a mesa e a alma
 - VT.1-1: LR espaçados em 1,00 m.
 - VT.1-2: LR espaçados em 0,50 m.
 - VT.1-3: LR espaçados em 0,25 m.
- VT.2: alma modelada com elementos de casca com LR conectando a mesa e a alma
 - VT.2-1: Malha de 0,40 m x 1,00 m.
 - VT.2-2: Malha de 0,40 m x 0,50 m.
 - VT.2-3: Malha de 0,40 m x 0,25 m.
- VT.3: alma modelada com elementos de casca conectada diretamente à mesa
 - VT.3-1: Malha de 0,40 m x 0,50 m.
 - VT.3-2: Malha de 0,40 m x 0,25 m.

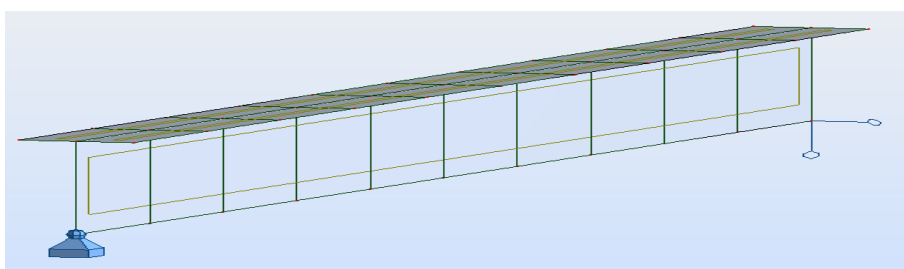
As imagens de modelos selecionados para cada grupo são apresentadas na Figura 3.6.



(a)



(b)



(c)

Figura 3.6 – Modelos: (a) VT.1; (b) VT.2; (c) VT.3.

3.2.1.2.1 Resultados

Os resultados das comparações dos momentos fletores são apresentados na Figura 3.7 e os resultados das comparações dos deslocamentos são apresentados na Figura 3.8.

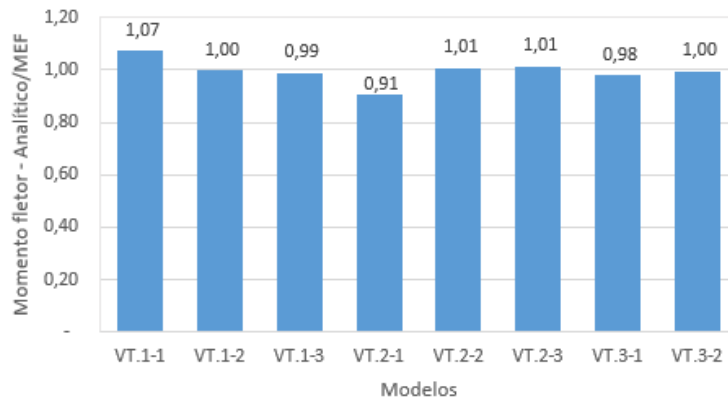


Figura 3.7 – Comparação de momentos fletores.

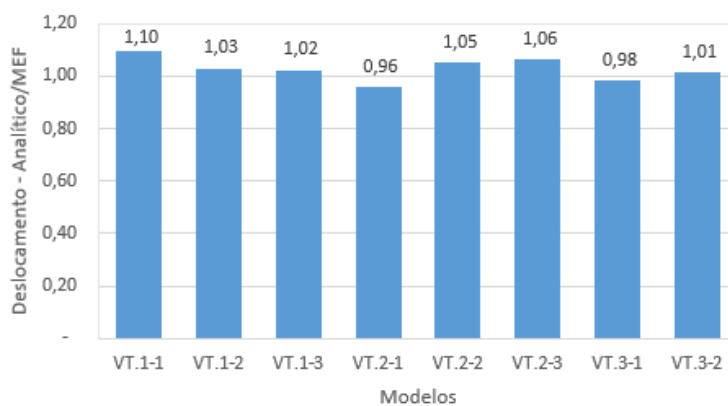


Figura 3.8 – Comparação de deslocamentos.

Os resultados obtidos são similares aos resultados da VR. Uma discretização de 0,50 m da malha também é considerada suficiente para representar a ação conjunta dos elementos, tanto para os modelos com elementos de casca quanto para os modelos com elementos de viga.

3.2.2 Conclusão

Conclui-se a partir dos resultados obtidos que a modelagem de uma viga pode ser realizada efetivamente tanto com elementos de viga de dois nós quanto com elementos de casca de quatro nós. Com o devido refinamento da malha os dois estilos de modelagem fornecem resultados semelhantes. Portanto, neste trabalho a modelagem utilizando-se elementos de viga é selecionada pelas seguintes razões:

- aproximação dos resultados;
- maior facilidade de modelagem;

- menor esforço computacional exigido;
- maior simplicidade na obtenção e processamento de resultados.

Assim, foram analisadas as duas pontes com o método de modelagem escolhido, que é tabuleiro modelado com elementos de casca, vigas modeladas com elementos de viga e ligação rígidas com espaçamento máximo de 0,50 m conectando o tabuleiro com as vigas e as vigas com os apoios.

3.3

Ponte Nebraska – EUA

Kathol *et al.* (1995) realizaram um estudo na Universidade de Nebraska no qual uma ponte de vigas metálicas em escala real com vigas metálicas e tabuleiro em concreto foi projetada, construída e testada em laboratório. O projeto, patrocinado pelo Nebraska Department of Roads (NDOR), tinha diversos objetivos específicos, entre eles:

- investigar a contribuição do diafragma no comportamento global e local de pontes metálicas;
- investigar a viabilidade do uso do método empírico da AASHTO LRFD para projetos de laje de concreto;
- avaliar a capacidade de distribuição de carga na direção transversal da ponte, para um grande espaçamento entre as vigas;
- investigar as causas de fissuras transversais nas pontes metálicas;
- avaliar a flecha de pontes metálicas devido ao encolhimento da laje de concreto, e avaliar a tensão desenvolvida nos membros da estrutura durante o período de cura;
- avaliar a capacidade de carga última na ausência de diafragmas;
- comparar resultados de cargas de serviço com testes de laboratório;
- desenvolver um pacote de análise em elementos finitos 3-D para análise de pontes com vigas metálicas.

Foram realizadas várias séries de testes com diferentes casos de carregamento em diversas configurações geométricas da ponte. A Tabela 3.2 mostra alguns dados dos testes de carga realizados naquele trabalho.

Tabela 3.2 – Configurações de carregamento (adaptada de Kathol *et al.*, 2005)

Série de Testes	Espaçamento do Diafragma (m)	Tipo do Diafragma	Situação de Carregamento	Carregamento Máximo
1	3,41	K	Em duas faixas	2,50 x HS-20
2	6,83	K	Em duas faixas	2,50 x HS-20
	6,83	K	Em uma faixa	2,50 x HS-20
	6,83	K	No centro	2,50 x HS-20
3	–	–	Em duas faixas	2,50 x HS-20
	–	–	Em duas faixas	2,50 x HS-20
	–	–	Em uma faixa	2,50 x HS-20
4	6,83	X	No centro	2,50 x HS-20
	6,83	X	Em duas faixas	2,50 x HS-20
	6,83	X	Em duas faixas	2,50 x HS-20

De maneira aleatória foi escolhida a série de teste de número 3 como representativa para validação do modelo. Essa série é caracterizada pela ausência dos diafragmas internos.

3.3.1 Descrição da Estrutura

3.3.1.1 Levantamento Geométrico

A superestrutura da ponte é formada pela laje de tabuleiro, longarinas e diafragmas nos seus extremos. A ponte tem 21,40 m de comprimento e tabuleiro com 7,90 m de largura e 19 cm de espessura, e é apoiado por três vigas metálicas de 137 cm de altura. As vigas são espaçadas a cada 3,04 m. A seção transversal da ponte e a das vigas são mostradas na Figura 3.9.

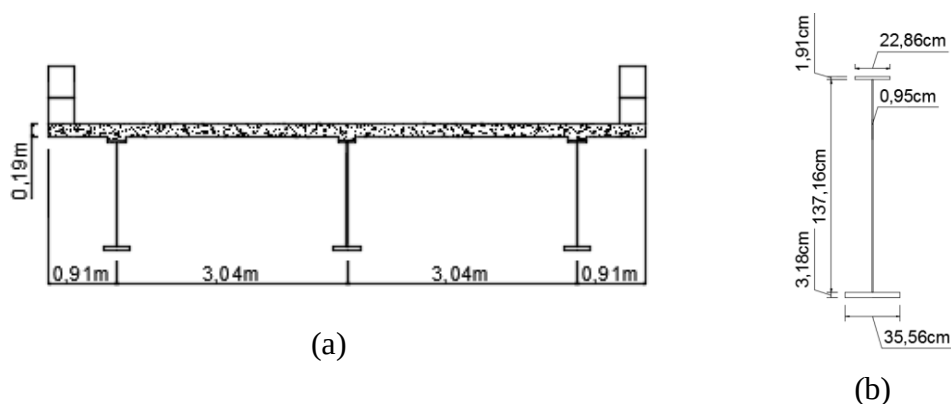


Figura 3.9 – (a) Seção transversal da ponte; (b) detalhe da seção transversal da viga.

3.3.1.2

Caracterização dos Materiais

Os materiais foram ensaiados para a determinação de suas propriedades. Chung e Sotelino (2005) reuniram as informações que são expostas na Tabela 3.3 –:

Tabela 3.3 – Propriedade dos materiais (adaptado de Chung e Sotelino, 2005)

Propriedades dos materiais	Concreto		Aço			
	Laje	Parapeito	Mesa Superior	Mesa Inferior (interna)	Mesa Inferior (externa)	Alma
Módulo de Elasticidade (Gpa)	–	–	193,7	180,6	191,0	200,6
Resistência de Compressão (Mpa)	43,0	41,8	–	–	–	–

De acordo com a NBR 6118 (2007) o módulo de elasticidade do concreto do tabuleiro calculado é $E_{conc} = 31,21GPa$. Como as vigas são modeladas com apenas um elemento de viga, o seu módulo de elasticidade é calculado como uma média ponderada dos módulos de elasticidade de cada parte da viga, resultando em $E_{viga} = 194,40GPa$.

3.3.2

Prova de Carga

3.3.2.1

Veículo Utilizado

Das cinco situações de carregamento testadas na série 3, apenas para as três primeiras os deslocamentos foram medidos, os quais serão utilizados como base de verificação e comparação com os resultados encontrados da análise por EF.

O carregamento utilizado nas três situações é derivado do veículo HS20 da AASHTO (1973), que é apresentado na Figura 3.10. No teste realizado pela Universidade de Nebraska o carregamento utilizado é equivalente a 2,5 vezes o HS20.

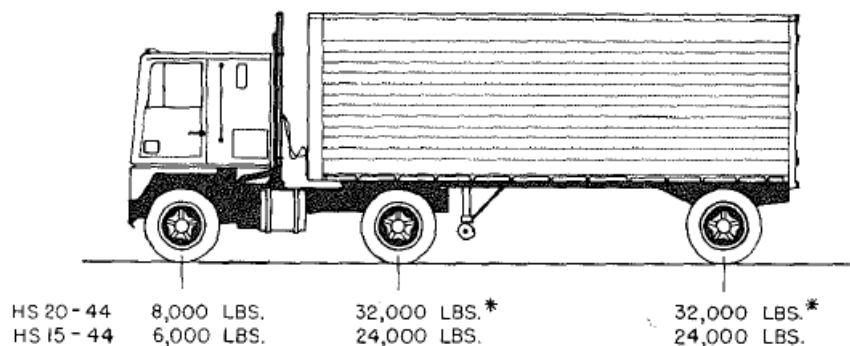


Figura 3.10 – Veículo HS20 da AASHTO (AASHTO, 1973).

Portanto, convertendo-se as unidades, cada roda do eixo dianteiro, central e traseiro do veículo são equivalentes a uma carga concentrada de 43,75 kN, 181,25 kN e 181,25 kN, respectivamente.

3.3.2.2 Plano de Instrumentação

Potenciômetros foram utilizados para medir as flechas devido às cargas móveis e todas as flechas encontradas foram corrigidas com a flecha dos apoios elásticos. A Figura 3.11 mostra a localização dos potenciômetros utilizados nos ensaios.

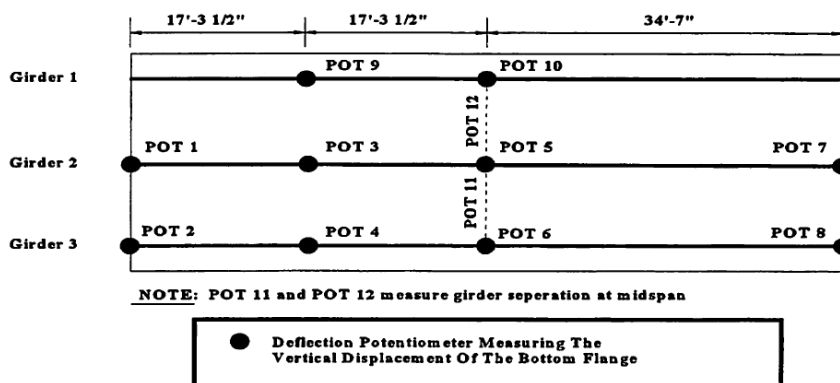


Figura 3.11 – Planta de instrumentação da ponte: imagem retirada do relatório original.

3.3.2.3 Posicionamento do Veículo

Os três casos analisados neste trabalho são detalhados na Figura 3.12. No caso 1 dois veículos são colocados lado a lado na ponte, no caso 2 apenas um veí-

culo foi colocado em uma das pistas, e no caso 3 um veículo foi colocado na linha central do tabuleiro.

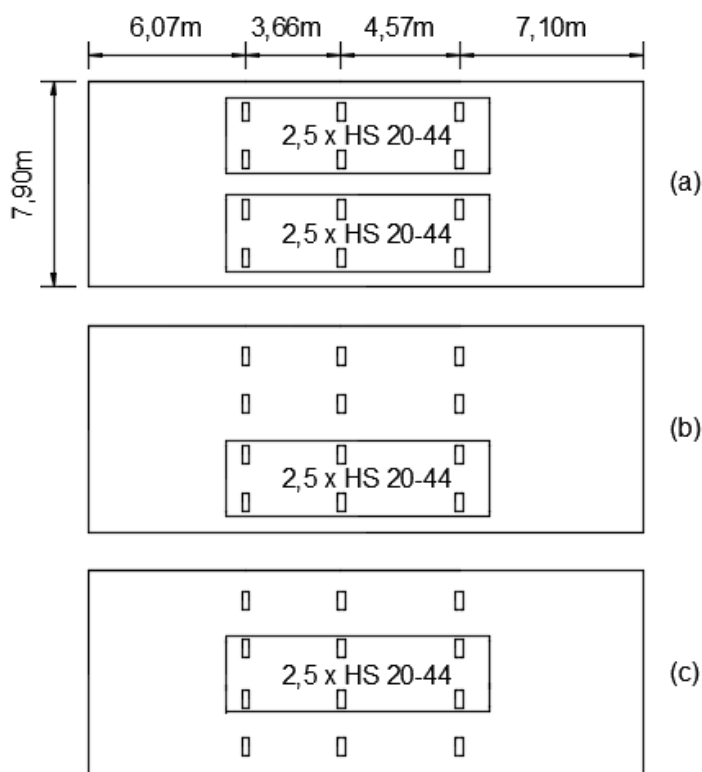


Figura 3.12 – Configuração de carregamento simulando 2,5xHS20: (a) caso 1: nas duas pistas; (b) caso 2: em uma pista; (c) caso 3: na linha central do tabuleiro.

3.3.2.4 Resultados Experimentais

Foram comparados apenas os deslocamentos máximos no meio do vão das vigas. A Tabela 3.4 – os apresenta para os três casos de carga analisados, que serão comparados com os resultados dos modelos de elementos finitos.

Tabela 3.4 – Deslocamentos máximos obtidos

Caso	Deslocamento (cm)	Viga
Caso 1	1,90	Interna
Caso 2	1,26	Externa
Caso 3	1,29	Interna

3.3.3 Modelagem e Comparação

3.3.3.1 Processo de Modelagem

Partindo-se do princípio que a integridade geométrica da ponte necessita ser mantida, é necessário considerar cada elemento na sua devida posição e da forma mais exata possível. A ponte foi modelada com base nas conclusões obtidas na análise básica. A Figura 3.13 mostra o modelo analítico, a malha utilizada e a distribuição das LR.

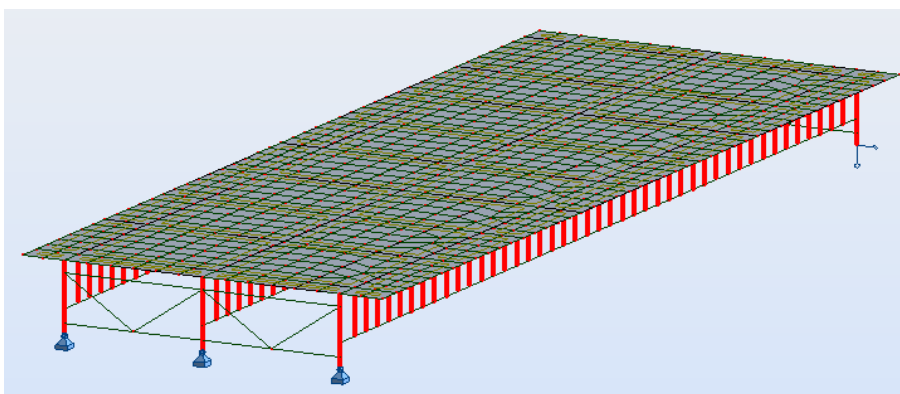


Figura 3.13 – Modelo analítico da ponte de Nebraska.

3.3.3.2 Comparação de Resultados

São apresentadas na Figura 3.14 as comparações entre os resultados encontrados na análise por EF e no teste de carga.

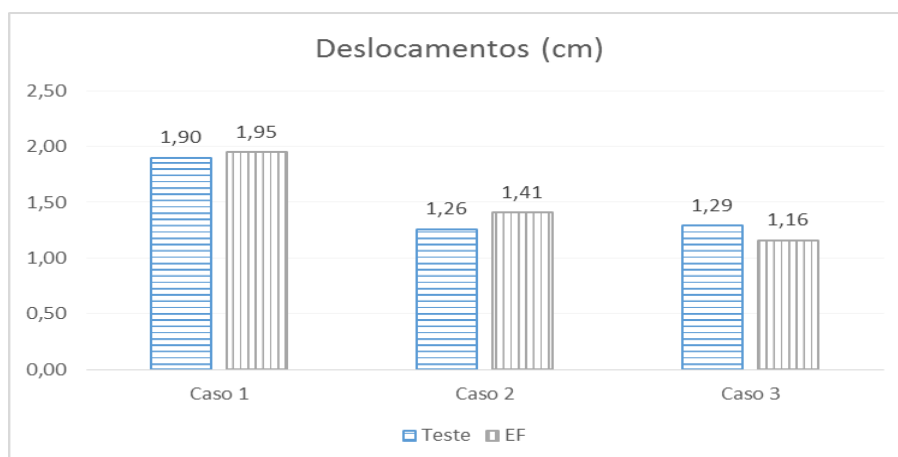


Figura 3.14 – Comparação de deslocamentos.

Para o caso 1 a variação foi de apenas 2,60%. Para os casos 2 e 3 houveram diferenças maiores, porém, dentro de uma margem aceitável, de aproximadamente 10%. Portanto, conclui-se que o modelo de elementos finitos escolhido conseguiu representar bem o comportamento da ponte.

3.4 Ponte Michigan – EUA

Em 2001 a Universidade do Michigan em conjunto com o Departamento de Transporte de Michigan estudou em campo diversas pontes com vãos variando entre 10 e 40 m. O objetivo dos testes era fornecer uma base para fatores de distribuições de cargas para vigas internas e fatores de carga dinâmica adequado para pontes existentes. Além disso foi realizada uma análise dos veículos para se determinar a frequência da ocorrência simultânea de dois veículos em uma pista e de veículos lado a lado.

3.4.1

Descrição da Estrutura

3.4.1.1

Levantamento Geométrico

A ponte estudada nesse trabalho é localizada em Flint, no estado americano de Michigan. Sua superestrutura é bi apoiada e formada pela laje de tabuleiro de concreto, longarinas metálicas e diafragmas a cada 6,4 m. A ponte tem 38,40 m de comprimento e 14,70 m de largura do tabuleiro, divididos entre duas faixas de rolamento centrais de 3,65 m, dois acostamentos laterais de 3,10 m e dois guarda-

corpos nos extremos com 0,60 m. O tabuleiro de concreto tem 20 cm de espessura e é apoiado por sete vigas metálicas de 122 cm de altura. Essas vigas são espaçadas a cada 2,20 m. A seção transversal da ponte e a das vigas são mostradas na Figura 3.15.

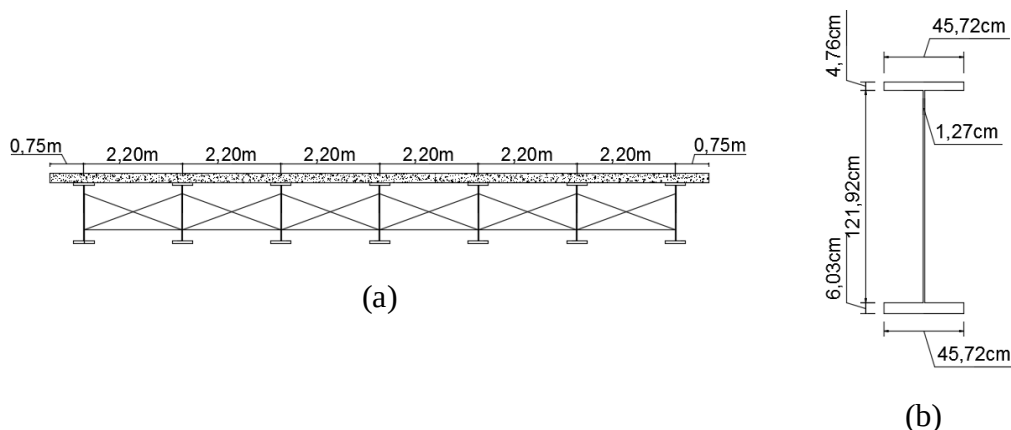


Figura 3.15 – (a) Seção transversal da ponte; (b) detalhe da seção transversal da viga.

3.4.1.2 Caracterização dos Materiais

Não foram dados detalhes dos materiais utilizados nas análises em Nowak e Eon (2001), porém, de acordo com Shann (2012) o concreto da laje de tabuleiro desta ponte tem resistência de 4 ksi ou 27,58 MPa. Utilizando-se esse valor, de acordo com a NBR 6118 (2007) tem-se o seu módulo de elasticidade $E_{conc} = 24,99 GPa$. Não é fornecida a resistência do aço das vigas, mas como não existe grandes variações entre os módulos de elasticidade do aço foi considerado $E_{viga} = 200,00 GPa$.

3.4.2 Prova de Carga

3.4.2.1 Veículo Utilizado

Dois veículos foram utilizados na prova de carga. Os dois são caminhões de 11 eixos que foram pesados e tinham algumas variações na distribuição de carga por eixo e no peso total. A Figura 3.16 mostra a distribuição de carga dos eixos para os dois veículos.

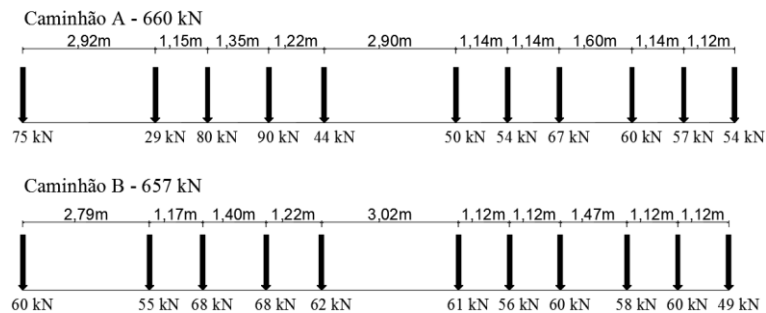


Figura 3.16 – Caminhões de 11 eixos (retirado de Nowak e Eon, 2001).

3.4.2.2 Plano de Instrumentação

Foram utilizados *strain gages* para medir as deformações específicas das longarinas no meio do vão. A Figura 3.17 apresenta a localização dos instrumentos de medição.

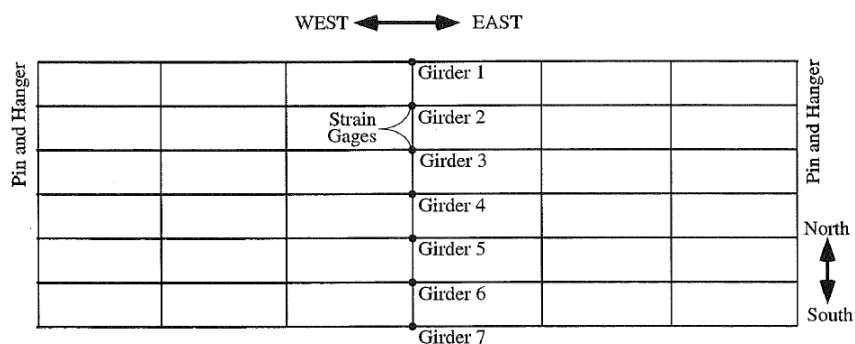


Figura 3.17 – Planta de instrumentação da ponte (retirado de Nowak e Eon, 2001).

3.4.2.3 Posicionamento do Veículo

Foram realizados testes com diferentes configurações de carregamento. A Tabela 3.5 – apresenta as configurações dos carregamentos testados.

Tabela 3.5 – Configurações de carregamento (adaptada de Nowak e Eom, 2001)

Situação	Caminhões	Faixas de tráfego	Posição na faixa	Velocidade
1	Caminhão A	1	Centro	Mínima
2	Caminhão A	1	Junto ao parapeito	Mínima
3	Caminhão B	1	Centro	Mínima
4	Caminhão B	1	Junto ao parapeito	Mínima
5	Caminhão B	1	Centro	Normal
6	Caminhão A	1	Centro	Normal
7	Caminhão A	2	Centro	Mínima
8	Caminhão A	2	Junto ao parapeito	Mínima
9	Caminhão B	2	Centro	Mínima
10	Caminhão B	2	Junto ao parapeito	Mínima
11	Caminhão B	2	Centro	Normal
12	Caminhão A	2	Centro	Normal
13	Caminhão A e B	1 e 2	Centro	Mínima
14	Caminhão B e A	1 e 2	Centro	Mínima
15	Caminhão A e B	1 e 2	Centro	Normal
16	Caminhão B e A	1 e 2	Centro	Normal

Como o objetivo desse trabalho não é fazer uma análise dinâmica, apenas os testes estáticos são considerados. A validação do modelo de elementos finitos deste trabalho foi realizada comparando-se as deformações específicas das vigas com os resultados experimentais apresentados. Nowak e Eom (2001) apresentam as deformações específicas obtidas nos testes estáticos para todos os casos, porém, como a ponte é simétrica transversal e longitudinalmente e os carregamentos são similares, os resultados encontrados na análise com o carregamento da faixa de rolamento 1 e da faixa de rolamento 2 são praticamente os mesmos. Dessa forma foram escolhidos os casos 1 e 13 para serem representativos. O caso 1 é caracterizado por ter um caminhão no centro de uma das faixas, e o caso 13 é caracterizado por ter dois caminhões lado a lado, cada um no centro de uma das faixas de rolamento.

3.4.3 Modelagem e Comparação

3.4.3.1 Modelo de Elementos Finitos

Assim como a ponte de Nebraska essa ponte também foi modelada partindo-se do princípio que a sua integridade geométrica necessita ser mantida. Sendo assim sua modelagem também seguiu as mesmas recomendações encontradas na análise básica. A Figura 3.18 apresenta a malha de elemento finitos utilizada.

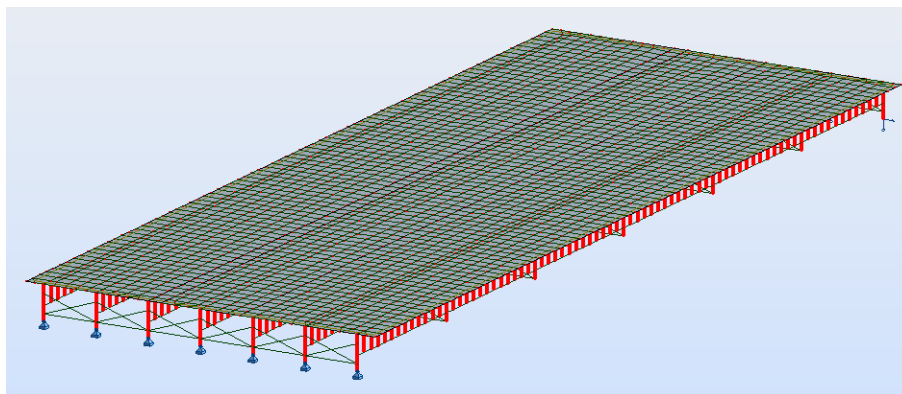


Figura 3.18 – Modelo analítico da ponte de Michigan.

Construída em 1972 a ponte de Flint é bi apoiada, porém, por ser uma estrutura antiga, com quase 30 anos na época dos testes, a deterioração dos apoios causa restrições adicionais para as rotações e para os deslocamentos longitudinais. De acordo com Nowak e Eom (2001), Bakht e Jaeger (1988) e Schultz *et al.* (1995) afirmam que até pequenas variações nas condições de contorno têm efeito considerável nos resultados.

Então, Nowak e Eom (2001) utilizaram três condições de contorno diferentes nos seus modelos de elementos finitos, mostradas na Figura 3.19. **Erro! Fonte de referência não encontrada..** Em (a), os apoios são representados por um apoio de segundo gênero e um de primeiro gênero. Em (b), são representados os dois apoios são considerados do segundo gênero, sem liberação de movimentos longitudinais. E em (c), para representar a deterioração dos apoios, o movimento longitudinal é parcialmente restringido no topo e na base das vigas, utilizando-se um elemento de mola com rigidez K , calculada a partir dos dados obtidos nos testes de carga.

Espera-se que os resultados encontrados nos testes estejam dentro da margem da diferença entre os modelos (a) e (b), confirmando a presença de uma certa restrição nos apoios.

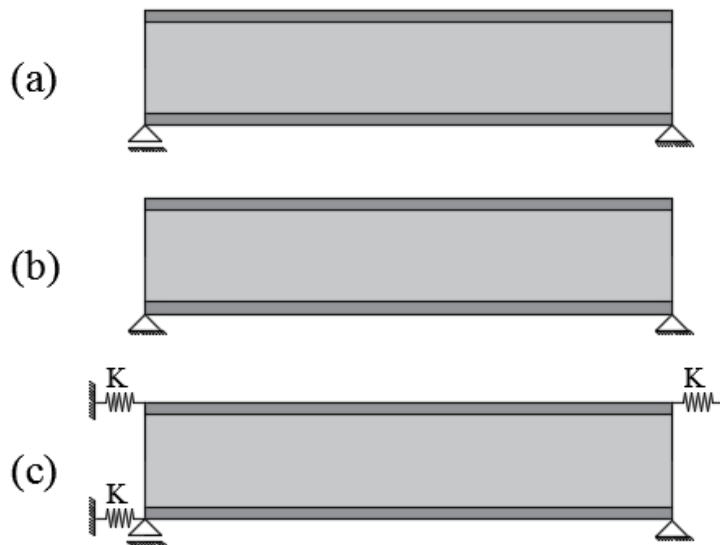


Figura 3.19 – Condições de contorno (adaptado de Nowak e Eom, 2001).

3.4.3.2 Comparação de Resultados

Foram comparados os resultados obtidos nas análises por elementos finitos dos modelos (a) e (b) da Figura 3.19 com os resultados do teste de carga. A comparação é apresentada na Figura 3.20.

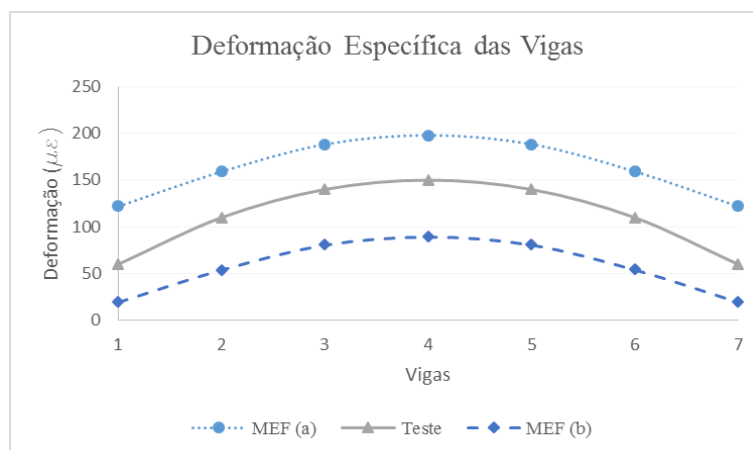


Figura 3.20 – Deformação específica das vigas.

Os resultados representam bem o comportamento de uma ponte antiga sem manutenção constante e ainda mostra um grande problema que não é levado em consideração nos projetos elaborados atualmente. A consideração de maiores restrições nos apoios de pontes antigas resulta em um aumento das suas rigidezes e

na diminuição dos deslocamentos e momentos positivos em uma ponte bi apoiada, porém, resulta em um aumento dos momentos negativos próximos aos apoios. Portanto, como as condições de contorno reais não são conhecidas, o resultado é afetado significativamente.

3.5

Conclusão

Conclui-se que o método de modelagem escolhido neste trabalho é capaz de representar o comportamento de uma ponte, sem exigir um elevado esforço computacional. Portanto, esse método é adotado nos estudos apresentados nos capítulos seguintes.