



IX CONGRESSO BRASILEIRO DE PONTES E ESTRUTURAS
18 a 20 de maio, 2016 - Everest Rio Hotel

Análise da influência de transversinas no comportamento estrutural de pontes em vigas pré-moldadas e moldadas “in loco”

Gustavo Henrique Ferreira Cavalcante¹, Aline da Silva Ramos Barboza²

¹ Universidade Federal de Alagoas / Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil / ghenriquefc@hotmail.com

² Universidade Federal de Alagoas / Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil / aline@lccv.ufal.br

Resumo

O uso de transversinas em pontes de concreto armado, apesar de elas servirem como enrijecedores transversais, gera custos extras devido ao tempo onerado em sua execução e de maior consumo de material, o que compromete a viabilidade do sistema. A funcionalidade das transversinas ainda é contraditória nos meios acadêmicos e profissionais. Diversos autores apresentam respostas distintas para o comportamento global da estrutura mediante seu emprego. O presente trabalho propõe um estudo numérico realizado no programa SAP 2000, via método dos elementos finitos para pontes de vigas pré-moldadas e moldadas *in loco* para diferentes quantidades de transversinas, além de variar as ligações do tabuleiro com os pilares intermediários como flexíveis e monolíticas. A análise será elástica linear, considerando vigas e pilares como elementos de barra de pórtico espacial e lajes como elementos de cascas. As ações aplicadas serão as que provocam maiores deslocamentos, como as seguintes cargas, a saber: (a) permanentes; (b) devido ao vento, (c) móveis e (d) devido a frenagens e/ou aceleração. Tudo no intuito de estudar a influência das transversinas no desempenho estrutural das pontes. Foram verificados deslocamentos e esforços máximos nas longarinas e pilares. Conclui-se que o uso de transversinas intermediárias aumentou os deslocamentos verticais no tabuleiro, mas reduziu os deslocamentos relativos entre longarinas a partir da redistribuição de esforços, enquanto os esforços de tração nas longarinas foram reduzidos, nos pilares não houve variações nos deslocamentos, mas ocorreu redução dos esforços devido à ação do vento.

Palavras-chave

Método dos elementos finitos; Estruturas de pontes; Transversinas; Análise estrutural.

Introdução

A AASTHO STANDART SPECIFICATIONS (2002) define as transversinas como sendo enrijecedores transversais posicionados entre longarinas, com a função de manter suas seções transversais planas. As transversinas podem ser introduzidas nos apoios, sendo chamadas de transversinas de apoio (TA), e ao longo do vão, sendo chamadas de transversinas intermediárias (TI).

O emprego é justificado por CHANDOLU (2003), o qual afirma que, durante a fase de construção, previne possíveis torções nas longarinas e auxilia na redistribuição dos esforços na estrutura na fase de serviço. Em contrapartida, o uso das transversinas aumenta os custos e o tempo de execução, ocasionando perda de competitividade. CAI *et al.* (2007) *apud* GARCIA



(1992) acrescentam que cargas, devido a impactos laterais de caminhões pesados, distribuem-se para todas as vigas, reduzindo os danos totais. Todavia, não os limitam a pontos localizados, ou seja, ainda serão espalhados por todo o sistema estrutural. Por fim, estes asseveram que, devido ao trabalho oneroso de serem executadas, sua utilização deve ser justificada.

Dentro do âmbito acadêmico e profissional, existem diversas contradições e discussões quanto à funcionalidade das transversinas, dentre elas:

- a) O uso de transversinas diminui as deformações máximas do tabuleiro?
- b) Em sistemas moldados *in loco*, pode-se desprezar seu uso?
- c) Qual sua contribuição no tocante aos deslocamentos relativos entre as lajes e a longarinas do tabuleiro?

Esses questionamentos surgem para TI, enquanto nas TA seu uso é bastante comum, visto que se diminuem as deformações horizontais nesses pontos. A AASHTO GUIDE SPECIFICATIONS (2009) afirma que podem ser utilizadas como um sistema resistente transversal aos efeitos de terremotos e sismos.

Objetivos

O objetivo do trabalho foi desenvolver um estudo comparativo de pontes rodoviárias em vigas de concreto armado, variando a quantidade de TI. Foram estudados dois sistemas construtivos: pré-moldado e moldado *in loco*, com o intuito de averiguar as diferenças de comportamento nos sistemas que possuem ligações entre o tabuleiro e os pilares com diferentes graus de restrições cinemáticas. A análise numérica foi realizada com o programa SAP 2000, com o auxílio do modo específico para pontes, *Bridge*. O programa é amplamente utilizado profissionalmente e academicamente, conforme citam FULGÊNCIO *et al.* (2014).

O estudo foi conduzido com finalidade de serem obtidas as variações dos deslocamentos e esforços nas longarinas e nos pilares com a adição das TI e, por fim, auxiliar os projetistas de pontes na escolha de se usar ou não TI em projetos de pontes de concreto armado.

Revisão da Literatura

CHANDOLU (2003) propôs análises de diversos parâmetros em pontes de vigas pré-moldadas, os quais pudessem interferir no efeito de transversinas no comportamento do tabuleiro e verificou que é função do tamanho dos vãos, esconsidade, rigidez e localização, enquanto outros aspectos, como continuidade, espaçamento das vigas e número de vãos possuem pouca influência. Para os deslocamentos, entendeu que as longarinas externas sofreram aumento, enquanto as internas diminuíram, fazendo com que as cargas fossem melhor distribuídas.

No trabalho de GREEN *et al.* (2004) para pontes em vigas, foram estudados os efeitos de TI para diferentes esconsidades, rigidezes e variações de temperaturas. Com o aumento da rigidez, houve uma maior rigidez da ponte, diminuindo as deformações máximas, mas tal efeito se reduz



com o crescimento do ângulo de escuridade da ponte. O mesmo ocorre para variações de temperatura.

Para estruturas espaciais com integrações dos pilares na superestrutura, destacam-se AMORIM *et al.* (2010), os quais modelaram uma estrutura de ponte em vigas rigidamente ligadas a quatro pilares e simplesmente apoiadas nos encontros. Foi experimentado um algoritmo próprio baseado no método dos deslocamentos com associação grelha-pórtico. Encontraram como respostas que o acréscimo de TI aumentou os deslocamentos verticais e diminuiu os deslocamentos horizontais no tabuleiro, servindo como contraventamento na presença do vento. No tocante aos pilares, os esforços axiais e cortantes ampliaram-se, mas os momentos fletores, devido à ação do vento, decresceram.

Ocorreram divergências no estudo desenvolvido por FULGÊNCIO *et al.* (2014), que observaram a diminuição das flechas máximas na ponte em vigas protendidas, com acréscimo de TI, devido ao enrijecimento do conjunto estrutural. Entretanto, os esforços cresceram nas longarinas.

Caracterização Física dos Modelos

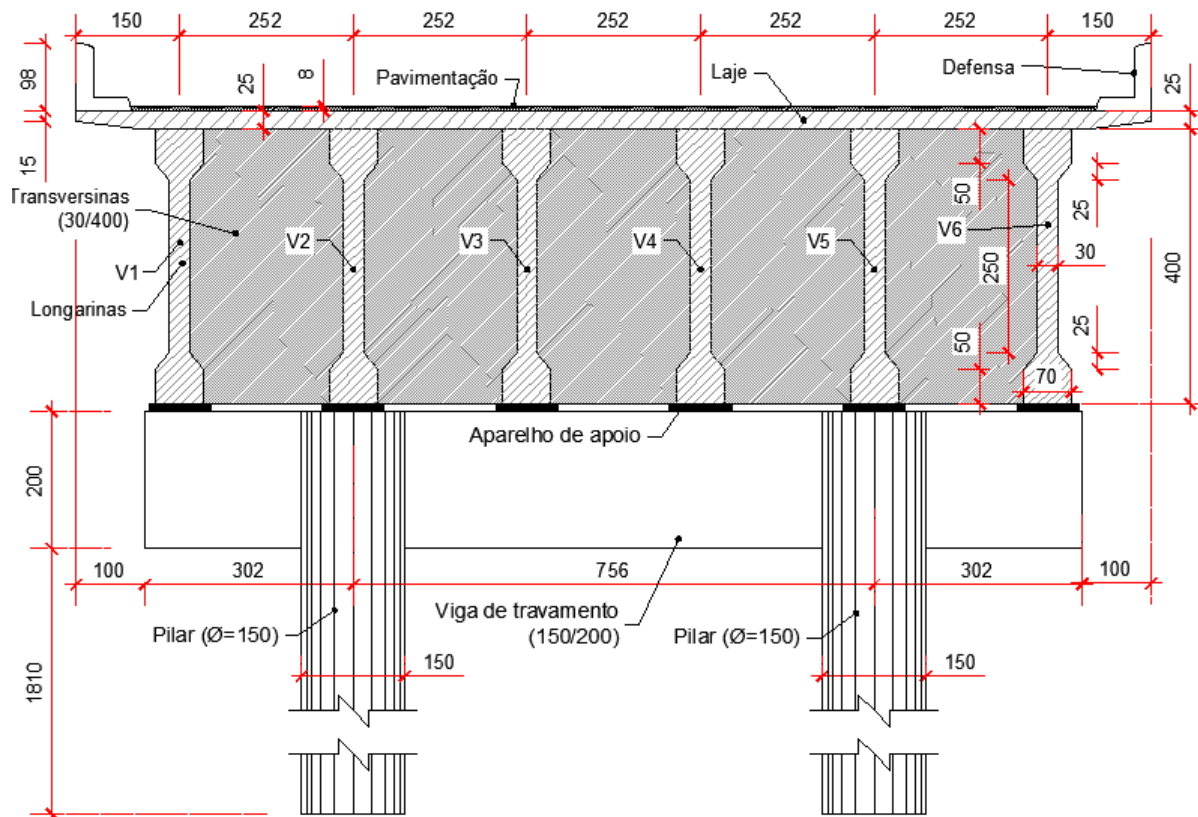
Para os modelos em estudo, foi considerado que o concreto de toda a ponte é do tipo C40, constituídos por agregados, sendo granitos e gnaisse. Gera, assim, o módulo de elasticidade longitudinal igual a 31,87 GPa.

Caracterização Geométrica da Estrutura Pré-moldada

A seção transversal da ponte foi composta por 6 transversinas iguais, com seções transversais em perfis I. A laje do tabuleiro apresenta espessura variável entre 15 e 25 centímetros e a largura total é de 1.560 centímetros. As transversinas foram introduzidas com 30 centímetros de largura e 400 centímetros de altura, tornando uma seção cheia.

Nos apoios centrais, foram utilizados dois pilares, com diâmetros de 150 centímetros ligados por uma viga de travamento com 150 centímetros de largura e 200 centímetros de altura. Admitiu-se que a ligação entre as longarinas e a viga de travamento será através de aparelhos de apoio que tornem a ligação rotulada (rotações livres). As longarinas apresentam juntas de dilatação no apoio central, tornando-as descontínuas.

Nos apoios extremos, foi posto que existirão transversinas de apoio e a ligação nos encontros será rotulada e com deslocamento longitudinal livre, sendo desconsiderado qualquer deslocamento dos apoios.



Seção transversal na região do apoio central
Cotas em cm

Figura 1 – Seção transversal do modelo pré-moldado na região do apoio central.

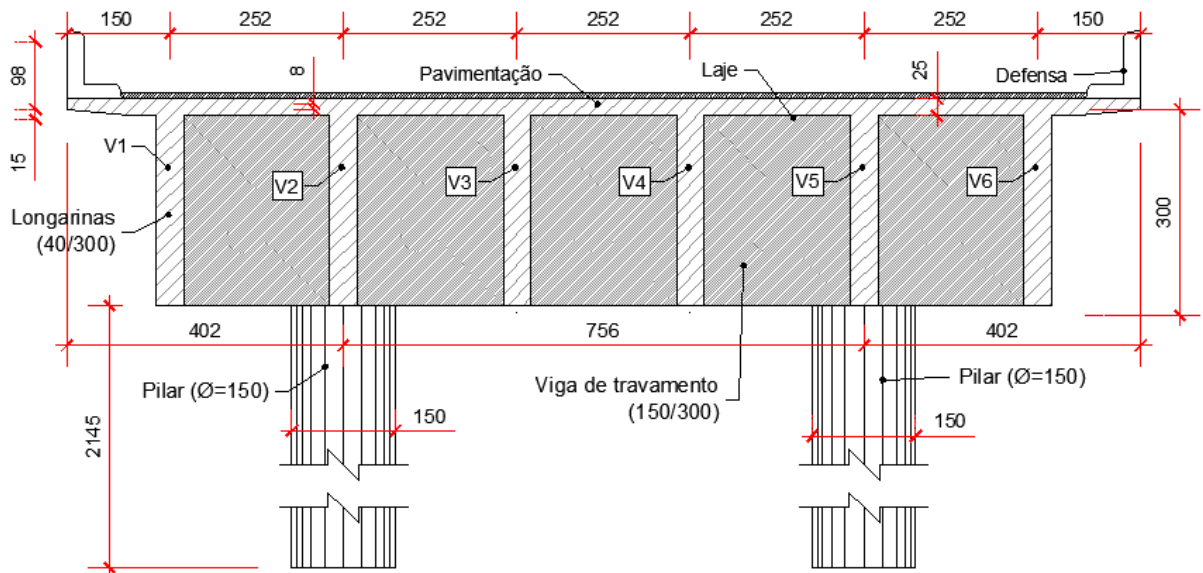
Caracterização Geométrica da Estrutura Moldada *in loco*

A seção transversal da estrutura moldada *in loco* foi composta por 6 transversinas iguais, com seções transversais retangulares de 40 centímetros de largura e 300 centímetros de altura. A laje do tabuleiro apresenta espessura variável entre 15 e 25 centímetros e a largura total é de 1.560 centímetros.

As transversinas intermediárias e de apoio nas extremidades foram introduzidas com 30 centímetros de largura e 300 centímetros de altura, tornando uma seção cheia conforme exibido na figura 3.

Nos apoios centrais, foi criada uma viga de apoio, com dimensões de 150 centímetros de largura e 300 centímetros de altura, ligando monoliticamente dois pilares com diâmetros de 150 centímetros e as longarinas descritas anteriormente. Dessa forma, a ligação é monolítica e as longarinas serão contínuas nessa região, conforme a figura 2.

Nos apoios extremos, a ligação com os encontros será idêntica ao modelo pré-moldado com as TA tendo as mesmas dimensões das TI.

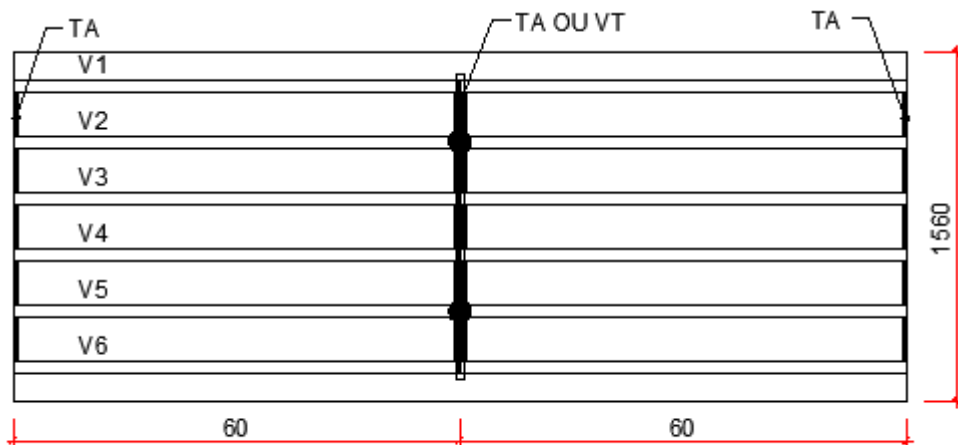


Seção transversal na região do apoio central
Cotas em cm

Figura 2 – Seção transversal do modelo moldado *in loco* na região do apoio central.

Caracterização dos Parâmetros Variáveis

A vista superior dos modelos é ilustrada na figura 3.



Vista superior do tabuleiro
Cotas em metros

Figura 3 – Vista superior do tabuleiro.



O tamanho dos vãos foi definido como sendo 60 metros, variando as ligações com os pilares, apresentando vigas de travamento (VT) no modelo moldado *in loco* e vigas de apoio (VA) no modelo pré-moldado, e o número de TI por vão. Desta forma, foram definidos 4 modelos com TI igualmente espaçadas: (i) sem TI, (ii) 1 TI por vão, (iii) 3 TI por vão e (iv) 5 TI por vão.

Ações Consideradas

Ações Devido as Cargas Permanentes

As cargas permanentes são compostas por: (a) peso próprio da estrutura, (b) peso das defensas e (c) pavimentação. O peso específico a ser considerado é de 25 kN/m³, logo, a carga, devido à pavimentação, é igual a 2 kN/m² e às defensas é de 7,5 kN/m. O peso próprio da estrutura é calculado automaticamente pelo programa.

Ações Devido a Carga Móvel

Foi adotado o trem-tipo rodoviário padrão TB-450 e a carga de multidão igual a 5 kN/m². O coeficiente de impacto vertical foi utilizado como sendo 1,193, o coeficiente de número de faixas como 0,9 e o coeficiente de impacto adicional como 1,25 para toda a ponte. Deste modo, as cargas concentradas devido ao veículo e à sobrecarga foram majorados em 34,21%.

Ações Devido a Carga de Frenagem e Aceleração

A carga de frenagem e/ou aceleração foi utilizada segundo a NBR 7188 (2013) e se encontrou uma força de 378 kN. A força foi aplicada horizontalmente em cada roda do trem-tipo, ou seja, a magnitude da força por eixo foi de 126 kN.

Ações Devido a Carga de Vento

A carga de vento foi dimensionada segundo os preceitos da NBR 6123 (1988). A velocidade básica considerada foi de 30 m/s e a pressão dinâmica calculada de 0,578 kN/m². Por fim, a carga de vento horizontal incidindo no tabuleiro foi de 3,468 kN/m.

Combinações

Combinações Normais Últimas

Os coeficientes de ponderação e redução das ações permanentes e variáveis foram adotados seguindo a NBR 8681 (2003). Assim sendo, a primeira combinação normal última, que considera a carga móvel como carregamento principal, é definida como:

$$F_{1d} = 1,35 (F_{G,pp} + F_{G,pav} + F_{G,def}) + 1,5 (F_{Q,mov} + F_{Q,fa}) + 0,84 F_{Q,v} \quad (1)$$



A segunda combinação normal última, a qual considera a carga do vento como carregamento principal, é:

$$F_{2d} = 1,35 (F_{G,pp} + F_{G,pav} + F_{G,def}) + 1,4 F_{Q,v} + 1,05 F_{Q,mov} + 1,05 F_{Q,fa} \quad (2)$$

Nos quais, as forças são devido: ao peso próprio ($F_{G,pp}$), à pavimentação ($F_{G,pav}$), às defensas ($F_{G,def}$), ao vento ($F_{Q,v}$), à carga móvel ($F_{Q,mov}$) e à aceleração e/ou frenagem ($F_{Q,fa}$).

Combinação Quase Permanente

A combinação quase permanente é utilizada para se obter os deslocamentos da estrutura em estado de serviço. Os coeficientes de redução das ações variáveis foram adotados seguindo a NBR 8681 (2003).

$$F_{1d,uti} = F_{G,pp} + F_{G,pav} + F_{G,def} + 0,3 (F_{Q,mov} + F_{Q,fa}) \quad (3)$$

Modelagem Numérica

A modelagem numérica foi realizada no programa SAP 2000. Os modelos pré-moldados foram discretizados como: (a) lajes e transversinas como elementos de cascas e (b) longarinas, viga de travamento e pilares como elementos de barras de pórtico espacial. Já os modelos moldados *in loco*, foram discretizados como: (a1) lajes, longarinas e transversinas como elementos de cascas e (b1) viga de travamento e pilares como elementos de barras de pórtico espacial.

O espaçamento dos nós longitudinal (sentido do tráfego), vertical dos pilares e horizontal das vigas foi de aproximadamente 2 metros. Os modelos geraram aproximadamente entre 5 e 7 mil nós.

Resultados

Resultados da Estrutura Pré-moldada

Os resultados coletados foram obtidos a partir das envoltórias nos pontos máximos das combinações normais últimas para determinação dos esforços e quase permanentes para o cálculo dos deslocamentos.

Para as longarinas, os esforços axiais de tração e torsões sofreram reduções significativas com o aumento do número de TI, apresentados na figura 4. Já os esforços cortantes e momentos fletores laterais, naquelas oscilaram e não apresentam alterações relevantes. Os momentos fletores, esforços cortantes e os deslocamentos aumentaram com o acréscimo das TI.

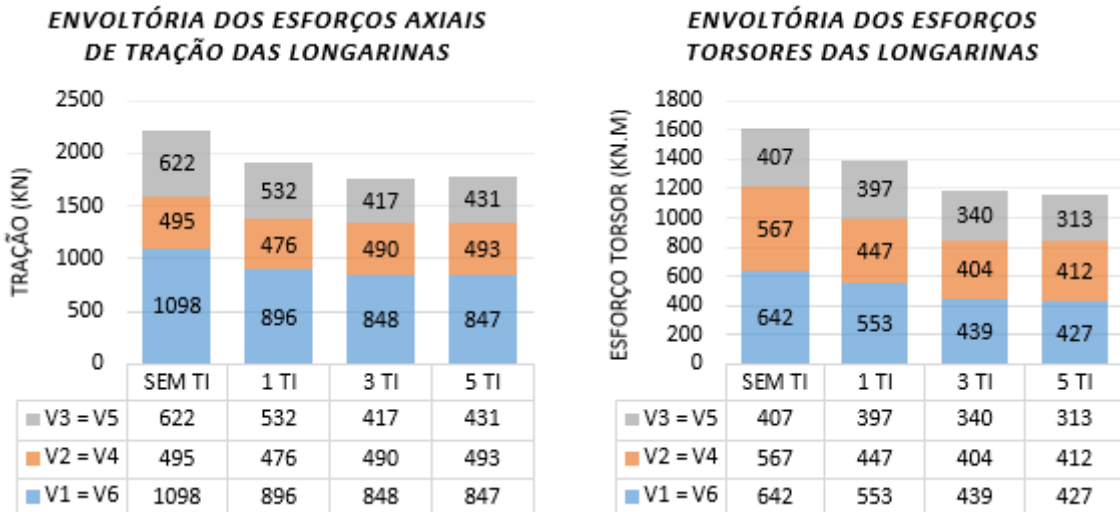


Figura 4 – Esforços de tração e torsões nas longarinas no modelo pré-moldado.

Nas longarinas externas, os momentos fletores máximos nas longarinas externas foram: (a) sem TI: 57290 kN.m e (b) com 5 TI: 60580 kN.m e Os esforços cortantes máximos foram: (a1) sem TI: 4000 kN e (b1) com 5 TI: 4160 kN.

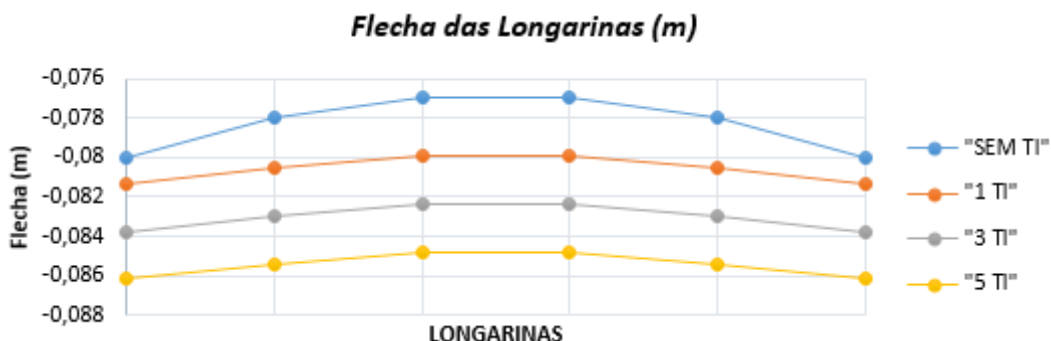


Figura 5 – Deslocamento vertical das longarinas no modelo pré-moldado.

Os deslocamentos máximos dos pilares não sofreram alterações significativas com o acréscimo das TI, mas os esforços normais aumentaram. Os esforços cortantes transversais, momentos fletores transversais e esforços torsões reduziram e os demais não sofreram mudanças consideráveis.

Nos pilares, os esforços de compressão máximos foram: (a) sem TI: 23950 kN e (b) com 5 TI: 25250 kN, os esforços torsões máximos foram: (a1) sem TI: 30,6 kN.m e (b1) com 5 TI: 22,5 kN.m, os esforços cortantes transversais máximos foram: (a2) sem TI: 94,2 kN e (b2) com 5 TI: 90 kN e os momentos fletores transversais máximos foram: (a3) sem TI: 840 kN.m e (b3) com 5 TI: 813 kN.m.

Resultados da Estrutura Moldada *in loco*

Os resultados foram coletados a partir das combinações citadas para a estrutura pré-moldada. As solicitações máximas se encontraram nas ligações das longarinas com os pilares. Nesta região verificou-se que a introdução de TI não teve influência significativa.

Para as longarinas, os esforços axiais de tração, assim como para o modelo pré-moldado, reduziram com o aumento do número de TI. Já os esforços cortantes laterais, momentos fletores laterais, torsões naquelas oscilaram e não apresentaram variações apreciáveis. Os momentos fletores, esforços cortantes e os deslocamentos aumentaram com o acréscimo das TI, analogamente ao modelo anterior.

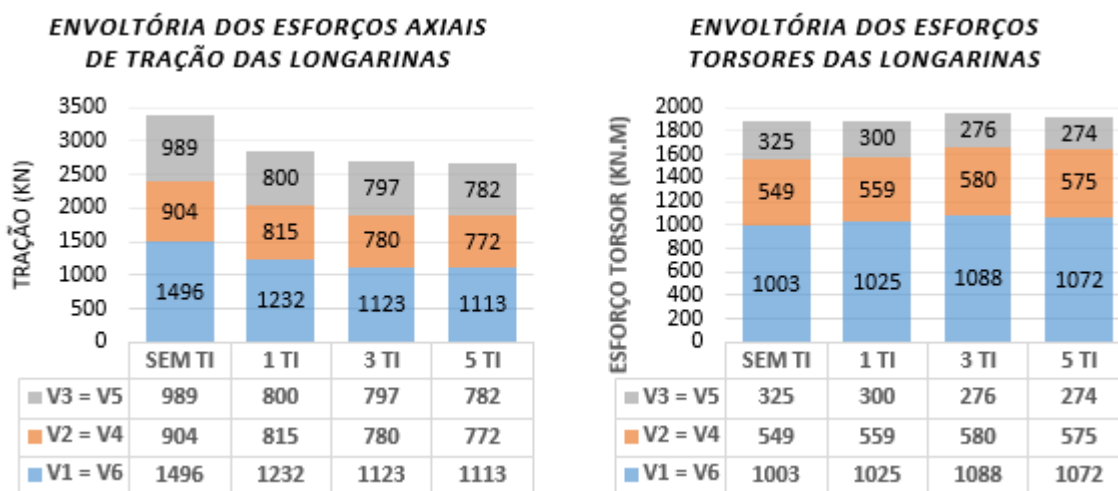


Figura 6 – Esforços de tração e torsões nas longarinas do modelo moldado *in loco*.

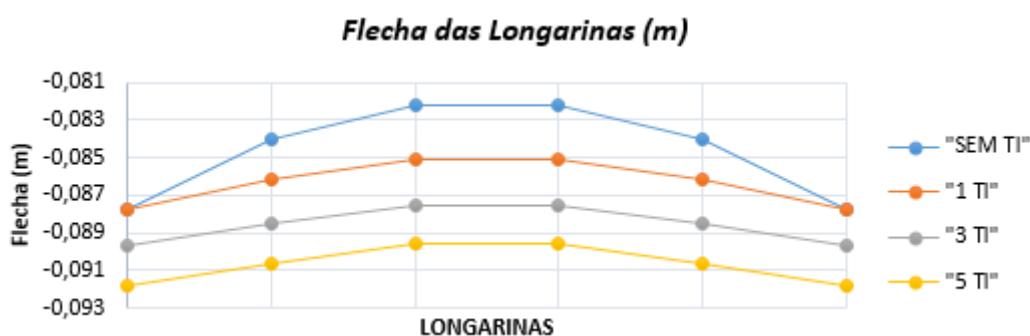


Figura 7 – Deslocamento vertical das longarinas no modelo moldado *in loco*.

Nas longarinas externas, os momentos fletores positivos máximos foram: (a) sem TI: 29060 kN.m e (b) com 5 TI: de 29940 kN.m. Já os negativos máximos, foram: (a) sem TI: 46350 kN.m e (b) com 5 TI: 47240 kN.m. Os esforços cortantes máximos nas longarinas centrais foram: (a) sem TI: 3866 kN e (b) com 5 TI foi de 4073 kN.



IX CONGRESSO BRASILEIRO DE PONTES E ESTRUTURAS
18 a 20 de maio, 2016 - Everest Rio Hotel

Os resultados nos pilares foram análogos ao modelo pré-moldado. Os esforços de compressão máximos foram: (a) sem TI: 24650 kN e (b) com 5 TI: 25850 kN, os esforços torsores máximos foram: (a) sem TI: 33 kN.m e (b) com 5 TI: 29 kN.m, os esforços cortantes transversais máximos foram: (a) sem TI: 309 kN e (b) com 5 TI: 308 kN e os momentos fletores transversais máximos foram: (a) sem TI: 329 kN.m e (b) com 5 TI: 29,3 kN.m.

Conclusão

A inclusão das TI aumentou os deslocamentos, esforços cortantes e momentos fletores das longarinas em ambos os modelos, mas houve redistribuição das cargas, reduzindo os deslocamentos relativos entre longarinas. No tocante aos esforços torsores, o uso de TI no modelo pré-moldado os reduziu significativamente, porém não teve efeito relevante no modelo moldado *in loco*, pois os esforços na ligação monolítica entre os pilares, viga de travamento e longarinas não se alteraram com o uso de TI. Em ambos os casos, ocorreu redução dos esforços de tração nas longarinas. Os pilares não sofreram alterações nos deslocamentos, mas os esforços, devido à ação do vento, reduziram com o enrijecimento do tabuleiro a partir do acréscimo de TI.

Referências

- AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO). Standard Bridge Design Specifications. 2002.
- AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO). Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design. 2009.
- AMORIM, D. L. N. F.; BARBOZA, A. S. R.; BARBIRATO, J. C. Análise do Comportamento de Sistemas Estruturais de Pontes em Vigas Utilizando a Técnica de Analogia de Grelha Aplicada ao Tabuleiro Associada a um Modelo de Pórtico. Asociación Argentina de Mecánica Computacional, 2010.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT NBR 6123). Forças Devido ao Vento em Edificações. 1988.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT NBR 7188). Carga Móvel Rodoviária e de Pedestres em Pontes, Viadutos, Passarelas e outras Estruturas. 2013.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT NBR 8681). Ações e Segurança nas Estruturas - Procedimento. 2003.
- CAI, C. S.; ARAUJO, M.; CHANDOLU, A. Diaphragm Effects of Concrete Girder Bridges: Review and Discussion. Practical Periodical on Structural Design and Construction, p. 161-167, 2007.
- CHANDOLU, A. Assessing the Needs for Intermediate Diaphragms in Prestressed Concrete Girder Bridges. 2003.
- FULGÊNCIO, J. P. T. O. R.; PAULA, F. A.; AZEVEDO, C. P. B. Análise do Uso de Transversinas em Pontes de Concreto Armado. VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas, 2014.
- GREEN, T.; YAZDANI, N.; SPAINHOUR, L. Contribution of Intermediate Diaphragms in Enhancing Precast Bridge Girder Performance. Journal of Performance of Constructed Facilities, Vol. 18, p. 142-146, 2004.
- SAP 2000. Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures. 2016.