



Análise Paramétrica Comparativa entre Pontes Pré-moldadas, Semi-integrais e Integrais Esconsas

Aline Braga de Oliveira Menaget¹, Ricardo Valeriano Alves², Flávia Moll de Souza Judice³

¹Mestranda pela Universidade Federal do Rio de Janeiro/aline.braga@poli.ufrj.br

²Prof. Associado da Escola Politécnica da UFRJ/ Departamento de Estruturas/ valeriano@poli.ufrj.br

³Prof. Associado da Escola Politécnica da UFRJ/ Departamento de Estruturas/ flaviamoll@poli.ufrj.br

Resumo

Utilizadas em larga escala nos EUA, Canadá e Europa, pontes integrais são caracterizadas pela ausência de juntas de dilatação e de aparelhos de apoio nos encontros. A superestrutura e os apoios apresentam união monolítica, impedindo movimentação relativa com a mesoestrutura. Já as estruturas semi-integrais também apresentam a superestrutura contínua, porém são conectadas aos encontros por meio de aparelhos de apoio. Estes sistemas estruturais apresentam importantes vantagens em relação ao sistema convencional biapoiado, tais como menor custo de manutenção, ausência de descontinuidade na pista de rolamento e principalmente a eliminação da possibilidade de percolação de água através das juntas de dilatação, reduzindo expressivamente a manutenção da estrutura.

Nas pontes integrais e semi-integrais, assim como nas demais estruturas hiperestáticas, ações de protensão, empuxo de terra e indiretas (fluência, retração, recalque diferencial e variação térmica) despertam solicitações relevantes que devem ser consideradas em projeto. A análise dessas solicitações é relativamente trabalhosa e, na prática, estas podem ser controladas observando-se determinadas limitações de características geométricas como, por exemplo, a esconsidade. Nos EUA, os valores destas restrições variam de acordo com os Departamentos de Transporte de cada Estado e são fundamentadas empiricamente. A maioria destes Departamentos limita a esconsidade a 30°. Este valor visa controlar a tendência de rotação do tabuleiro provocada pelo empuxo de aterro nos extremos.

O objetivo deste trabalho é realizar um estudo paramétrico comparativo entre sistemas integrais, semi-integrais e convencionais esconsos, considerando a influência do ângulo de esconsidade e da consideração ou não de transversinas no meio do vão. Para isso, são analisados modelos computacionais tridimensionais de viadutos de dois vãos com longarinas pré-moldadas de concreto protendido.

Palavras-chave

Pontes integrais; Pontes semi-integrais; Esconsidade; Análise paramétrica.

1. Introdução

Segundo BURKE (2009), pontes integrais são estruturas contínuas, sem juntas de dilatação e com ligação monolítica entre a superestrutura e os encontros. Apresentam geralmente encontros mais curtos que os convencionais, apoiados sobre uma única linha de estacas que assim apresentam maior flexibilidade diante das ações que promovem deslocamentos longitudinais, tais como variação de temperatura, empuxo de terra e frenagem/ aceleração.

Pontes semi-integrais, similarmente, não possuem juntas de dilatação (estruturas contínuas), porém não apresentam continuidade entre a superestrutura e os encontros, sendo utilizados aparelhos de apoio de elastômero fretado na conexão entre estes elementos.

A eliminação das juntas de dilatação é a principal vantagem das pontes integrais e semi-integrais em relação às convencionais. Em termos econômicos, esses sistemas estruturais dispensam os custos de instalação e de manutenção das juntas; quanto ao desempenho, garantem vida útil prolongada pela ausência de descontinuidade do tabuleiro e, conseqüentemente, pela impossibilidade de passagem de água e de detritos nas juntas em mau estado de conservação. Outra vantagem da ponte integral é que a continuidade entre a

superestrutura e os encontros faz com que os momentos fletores (negativos) despertados nesta região reduzam os momentos (positivos) gerados no meio do vão, o que permite o uso de longarinas com seções transversais mais esbeltas e com menor altura, reduzindo assim os custos de materiais, fabricação, transporte e construção (PARK, BIGELOW e FELDMANN, 2017). Devido às vantagens oferecidas pelas pontes integrais, estruturas deste tipo, ortogonais e esconsas, têm sido priorizadas em relação às convencionais na maior parte dos Estados norte-americanos e na Europa (BURKE, 2009), observando-se as condições locais. Devido à continuidade da superestrutura e à ligação monolítica, entretanto, nas pontes integrais os efeitos secundários (gradiente térmico, recalque diferencial, retração e fluência) e o empuxo de terra provocam solicitações relevantes que devem ser consideradas em projeto, mas que tornam a análise mais complexa. Com o intuito de controlar estas solicitações, a maioria dos Departamentos de Estado norte-americanos impõe limites em aspectos geométricos, como comprimento, esconsidade e curvatura, baseados em dados empíricos.

A esconsidade em tabuleiros de pontes pode ser necessária na travessia de rios ou em viadutos com entroncamento rodoviário. Essas estruturas se caracterizam por apresentar encontros (linhas de apoio) não ortogonais em relação ao eixo longitudinal da ponte, com ângulo de esconsidade α (medido perpendicularmente à direção da travessia) variando, usualmente, entre 0° e 45° , como apresentado na Figura 1. Segundo a AASHTO (2014), aproximadamente 67% das pontes construídas nos EUA são esconsas.

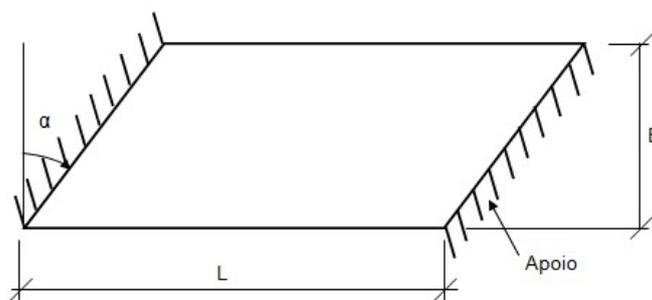


Figura 1 – Representação esquemática (em planta) de ponte esconsa.

De acordo com o estudo paramétrico realizado por OLIVEIRA (2015), no qual foi analisado o comportamento estático de pontes esconsas de vigas múltiplas, observou-se que o aumento do ângulo de esconsidade proporcionou redução nos momentos fletores no meio do vão e acréscimo de solicitações cortantes nos apoios do canto obtuso, em relação à ponte sem esconsidade. Verificou-se também movimento de rotação da ponte no plano do tabuleiro em torno de um eixo perpendicular ao mesmo.

Face à atualidade do assunto e à escassez de estudos relacionados ao tema, este trabalho tem como objetivo apresentar análise paramétrica comparativa considerando sistemas integrais, semi-integrais e convencionais esconsos. Para isso, são variados o ângulo de esconsidade e a presença ou não de transversinas de meio de vão.

2. Estudo de Caso

Esse trabalho resume parte da Dissertação de Mestrado em Estruturas da autora, que se encontra em fase de conclusão no Programa de Projeto de Estruturas (PPE) da Escola Politécnica da UFRJ.

Para o desenvolvimento desse estudo, foram utilizados modelos tridimensionais esconsos de viadutos integrais, semi-integrais e convencionais com dois vãos, gerados no programa SAP2000 (versão 22.0.0). Adotaram-se, para o concreto, as seguintes características físicas: resistência à compressão característica de 35 MPa (longarinas) e 30 MPa (lajes); módulo de elasticidade de 29,0 GPa (longarinas) e 27,0 GPa (lajes) e coeficiente de Poisson igual a 0,20.

2.1 Dados da obra

O viaduto em estudo é constituído de dois vãos com 31,20 m de extensão e 14,40 m de largura cada. A seção transversal é composta por cinco vigas longarinas pré-moldadas com 1,70 m de altura e ligadas à laje em concreto armado com 0,22 m de espessura. A estrutura, cujos vãos típicos estão apresentados na Figura 2, foi dimensionada para a ação do trem-tipo classe 450 kN da NBR 7188. A seção transversal no meio do vão e a geometria das longarinas (no vão e no apoio) são ilustradas nas Figuras 3 e 4, respectivamente.

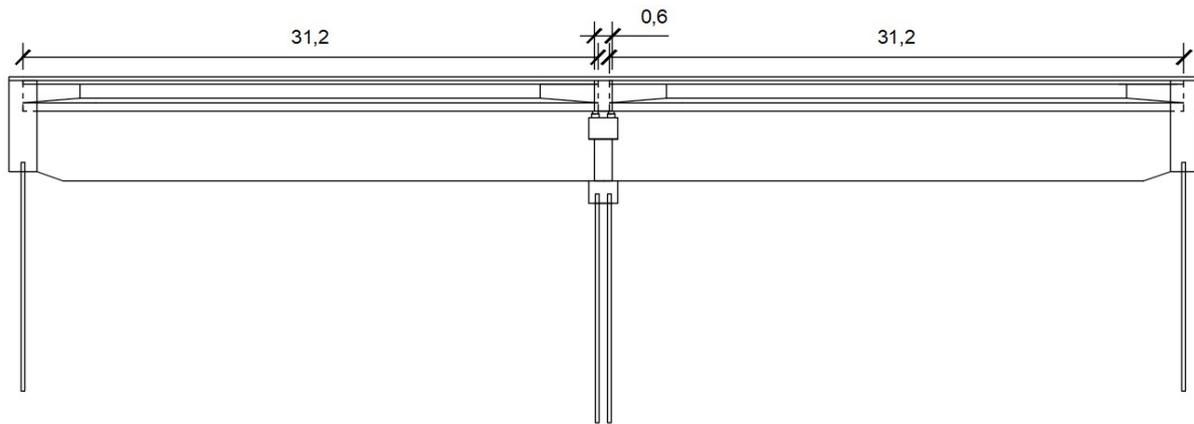


Figura 2 – Elevação do viaduto integral (medidas em metros).

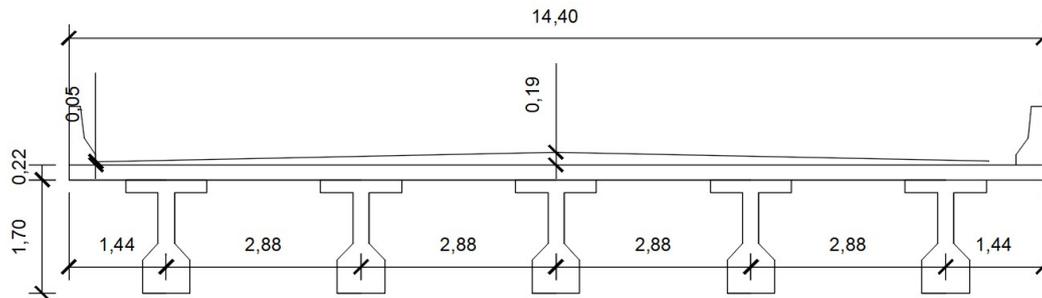


Figura3 – Seção transversal no meio do vão (medidas em metros).

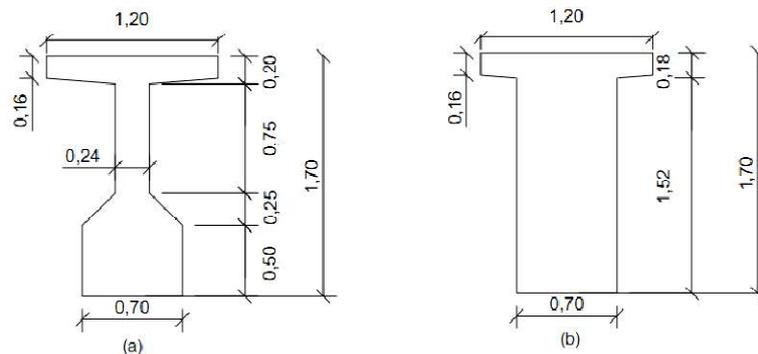


Figura 4 - Seção transversal da longarina: (a) no meio do vão e (b) no apoio (medidas em metros).

2.2 Modelo Computacional

A modelagem do viaduto convencional foi realizada com o uso de elementos de casca representando as longarinas, lajes e transversinas de apoio (com dimensões de 0,20 m x 1,70 m). A união entre laje e longarinas e entre laje e transversinas foi realizada por meio de elementos de ligação rígida (*links*), com altura de 0,11 m, correspondente à distância entre o plano médio da laje e o bordo superior da viga. Devido ao fato de os vãos biapoiados serem independentes (separados por junta de dilatação), modelou-se, por simplificação, apenas um vão, conforme apresentado na Figura 5.

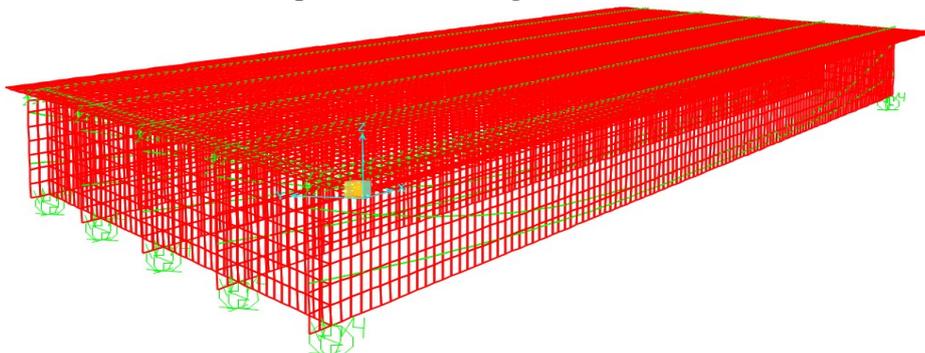


Figura 5 – Representação tridimensional do modelo de viaduto convencional.

No modelo semi-integral, ilustrado na Figura 6, adotou-se transversina com espessura de 0,60 m entre os dois vãos, de modo a acomodar adequadamente as armaduras passivas necessárias para a execução da continuidade entre as longarinas e suficiente para garantir a rigidez da conexão.

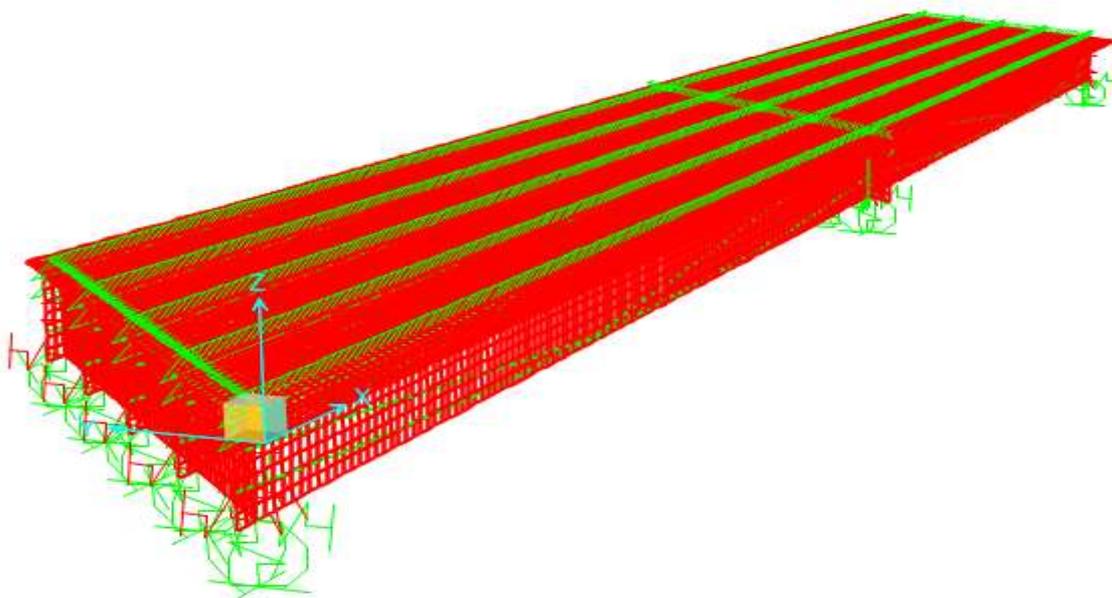


Figura 6 - Representação tridimensional do modelo de viaduto semi-integral.

O viaduto integral foi modelado considerando a meso e a infraestrutura nas extremidades, de forma a representar a continuidade entre estes componentes e a superestrutura. Foram adotados encontros nas extremidades, com 5,00 m de altura e espessura de 1,50 m, em concreto armado, modelados como elementos de casca, apoiados em uma linha de estacas, constituídas por perfis metálicos HP 310 x 125, apresentando o eixo de menor momento de inércia paralelo à direção longitudinal da obra.

Para a representação do solo (argila rija) na região das estacas e encontros foram empregadas molas, cujas constantes elásticas foram obtidas conforme a metodologia de SOARES (2011). O espaçamento entre as molas seguiu o modelo de DICLELI *et al* (2003). A Figura 7 ilustra o modelo em estudo.

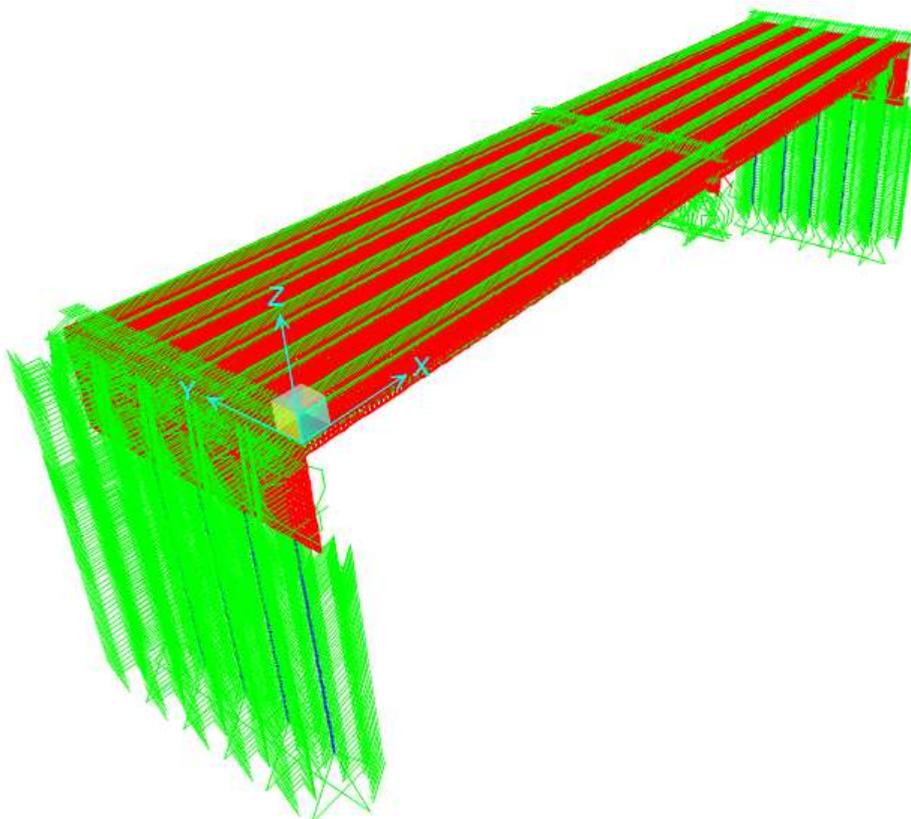


Figura 7 - Representação tridimensional do modelo de viaduto integral.

2.3 Ações

Para este estudo de caso foram consideradas as ações de sobrecarga permanente, carga móvel e variação de temperatura. Para fins de cálculo das solicitações nas estruturas integral e semi-integral, a ação de peso próprio não foi considerada por despertar esforços apenas na estrutura isostática (vigas isoladas pré-moldadas).

2.3.1 Sobrecarga permanente

Considera-se como sobrecarga permanente as ações devidas à pavimentação, às barreiras e aos guarda-corpos. A NBR 7187 (ABNT, 2003) especifica que deve ser adotado como peso específico o valor mínimo de 24 kN/m³ para o material empregado no pavimento. Segundo esta norma, deve-se prever ainda uma carga adicional de 2 kN/m² relativa ao recapeamento. A Tabela 1 apresenta os valores determinados para a sobrecarga permanente.

Tabela 1 – Sobrecarga Permanente.

Carregamento	Valor
Pavimentação	2,88kN/m ²
Repavimentação	2,00kN/m ²
Barreiras	5,80kN/m

2.3.2 Carga móvel

Para a determinação desta ação, foi considerado o veículo-tipo TB-450 da NBR 7188 (ABNT, 2013). No modelo integral, a carga móvel foi aplicada de modo a gerar os valores extremos de momentos fletores – máximo positivo e mínimo negativo na seção S₄ e mínimo negativo na seção S₁₀. Já no modelo convencional, este carregamento foi aplicado de modo a despertar solicitações máximas na seção S₅. O veículo-tipo foi posicionado de forma a despertar solicitação máxima na viga mais externa (de bordo), isto é, justaposto à barreira, na seção do meio do vão.

2.3.3 Variação térmica

A variação uniforme considerada foi de ±15° C, conforme recomendação da norma NBR 6118 (ABNT, 2014). Por simplificação, não foi estudada a variação não uniforme de temperatura (gradiente térmico).

2.4 Parâmetros adotados

Os parâmetros considerados estão indicados na Tabela 2.

Tabela 2 – Parâmetros.

Parâmetro	Valores
Ângulo de escondidade	0°, 15°, 30° e 45°
Arranjos de transversinas	Paralelas aos encontros ou sem transversinas

A Figura 8 indica as posições das transversinas (dimensões 0,20 m × 1,70 m).

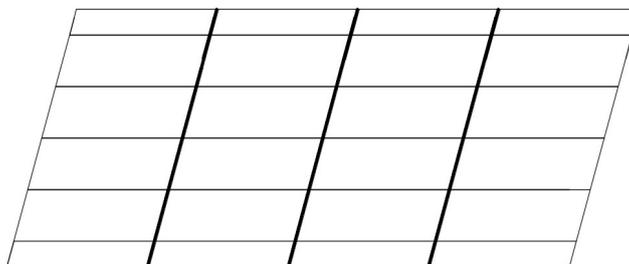


Figura 8 – Representação em planta de um vão, com destaque para as três transversinas paralelas aos apoios, separadas entre si e dos apoios de 7,80m.

3. Resultados

Foram analisados os valores dos momentos fletores ao longo do vão e das solicitações cortantes no canto obtuso, em função do ângulo de esconsidade.

Como os momentos e cortantes despertados pela carga móvel apresentam o mesmo comportamento daqueles devidos à sobrecarga permanente, por simplificação, são apresentados apenas os diagramas referentes à sobrecarga permanente e variação uniforme de temperatura.

Destaca-se ainda que nos sistemas convencionais e semi-integrais as deformações decorrentes da variação uniforme de temperatura podem ocorrer livremente, não induzindo cortantes ou momentos fletores na estrutura.

3.1 Momentos Fletores

Os diagramas apresentados neste item mostram a influência da variação do ângulo de esconsidade no momento fletor.

3.1.1 Modelos sem Transversinas

As Figuras 9 a 12 apresentam a variação do momento fletor nos modelos sem transversinas em função do ângulo de esconsidade.

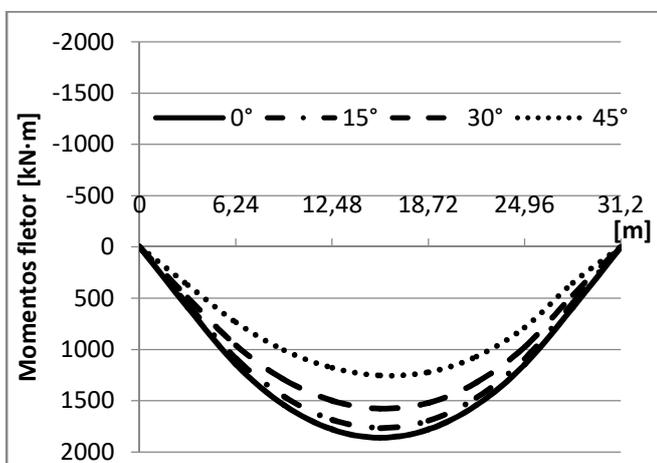


Figura 9 – Diagramas de momento fletor devido à sobrecarga permanente nos modelos convencionais sem transversinas.

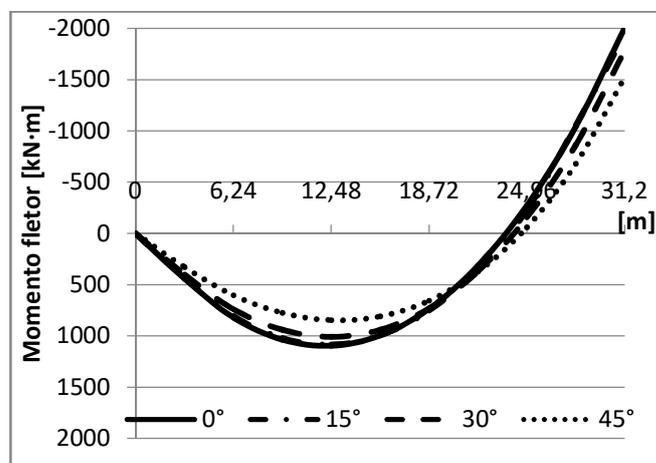


Figura 10 - Diagramas de momento fletor devido à sobrecarga permanente nos modelos semi-integrais sem transversinas.

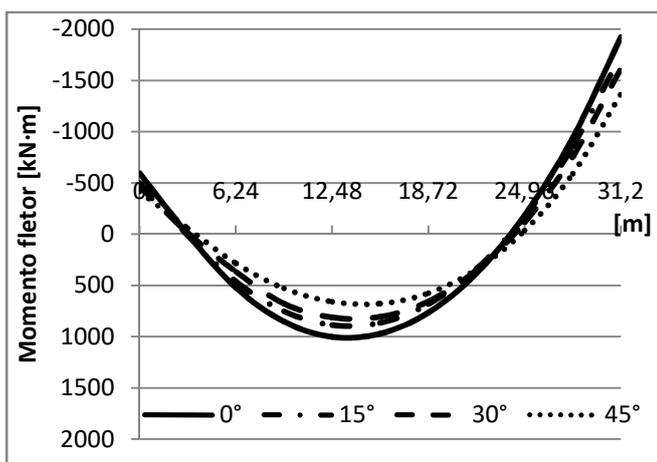


Figura 11 - Diagramas de momento fletor devido à sobrecarga permanente nos modelos integrais sem transversinas.

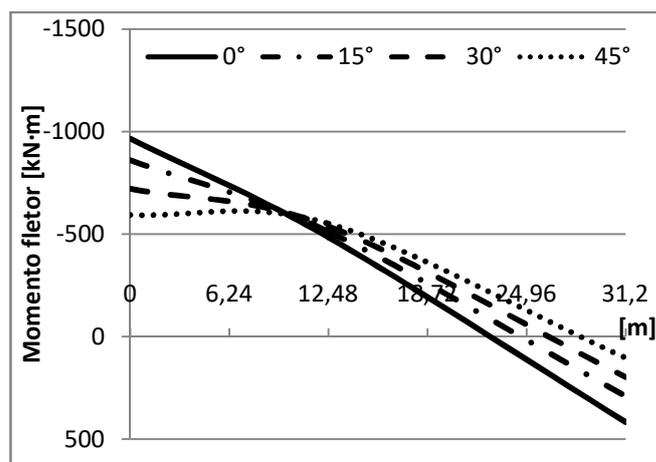


Figura 12 - Diagramas de momento fletor devido à variação uniforme de temperatura nos modelos integrais sem transversinas.

3.1.2 Modelos com Transversinas

As Figuras 13 a 16 apresentam a variação do momento fletor nos modelos com transversinas em função do ângulo de esconsidade.

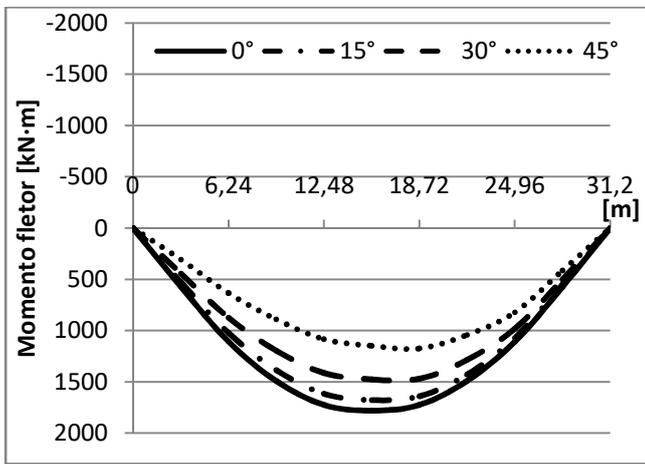


Figura 13 - Diagramas de momento fletor devido à sobrecarga permanente nos modelos convencionais com transversinas.

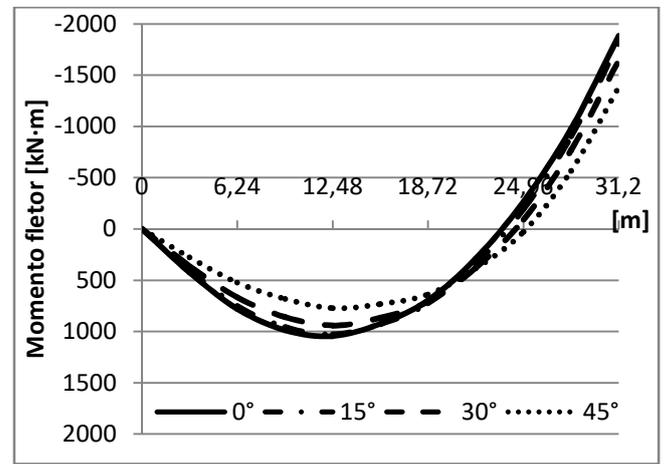


Figura 14 - Diagramas de momento fletor devido à sobrecarga permanente nos modelos semi-integrais com transversinas.

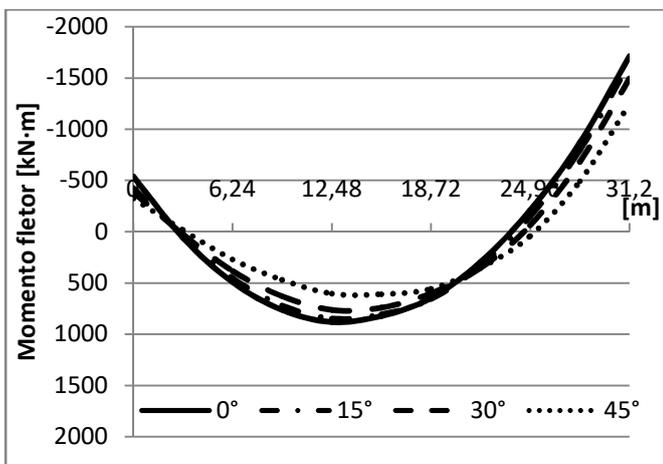


Figura 15 - Diagramas de momento fletor devido à sobrecarga permanente nos modelos integrais com transversinas.

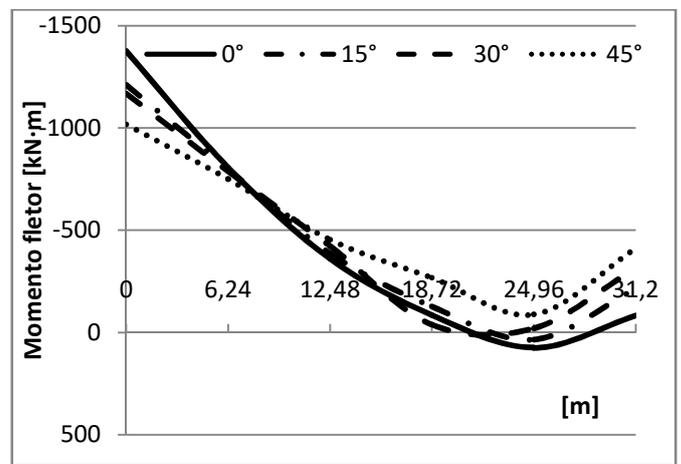


Figura 16 - Diagramas de momento fletor devido à variação uniforme de temperatura nos modelos integrais com transversinas.

3.2 Solicitações Cortantes no Canto Obtuso

As Figuras 17 a 19 apresentam a variação dos cortantes no canto obtuso em função do ângulo de esconsidade.

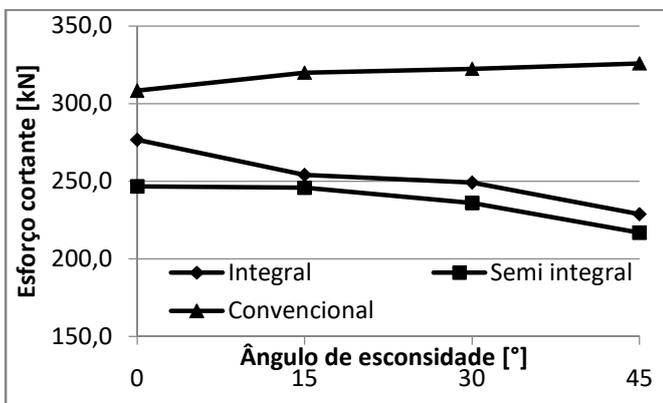


Figura 17 - Cortantes devidos à sobrecarga permanente em função do ângulo de esconsidade nos modelos sem transversinas.

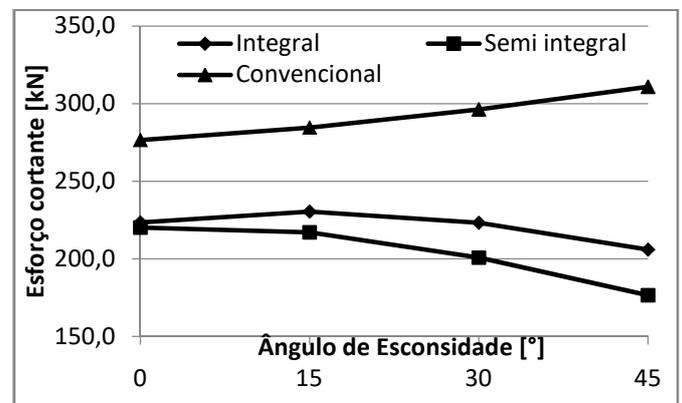


Figura 18 - Cortantes devidos à sobrecarga permanente em função do ângulo de esconsidade nos modelos com transversinas.

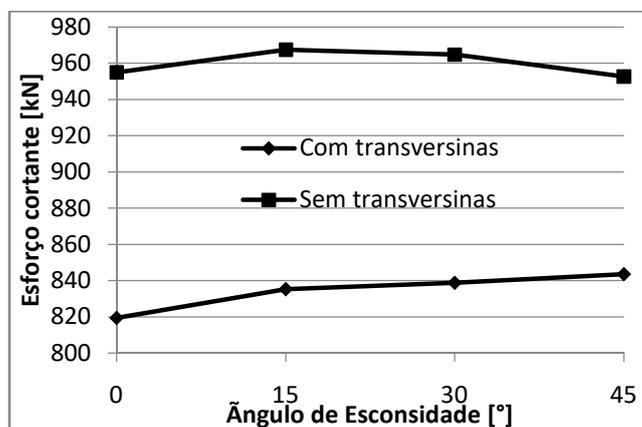


Figura 19 - Cortantes devidos à variação uniforme de temperatura em função do ângulo de escondidade nos modelos integrais.

4. Análise

A seguir é ponderada a influência da variação do ângulo de escondidade e da presença ou não de transversinas nos esforços despertados nos modelos convencionais, semi-integrais e integrais.

4.1 Escondidade

Verifica-se a redução do momento fletor no meio do vão (máximo positivo) com o aumento da escondidade em todos os modelos, corroborando com os resultados obtidos por OLIVEIRA (2015), KHALOO e MIRZABOZORG (2003) e BISHARA *et al.* (1993). As reduções observadas entre os modelos ortogonais e os com escondidade de 45° foram em torno de 30%. Os momentos máximos positivos apresentados nos viadutos convencionais (seção S₅) foram em média 60% superiores aos apresentados nos modelos semi-integrais (seção S₄) e 90% maiores que os obtidos nos integrais (seção S₄).

Em relação aos momentos fletores, nota-se um aumento tênue dessas solicitações nos cantos obtusos à medida que se aumenta o ângulo de escondidade, conforme apresentado na Figura 20.



Figura 20 - Desvio das tensões máximas na longarina na direção do canto obtuso.

Outra constatação relevante é um pequeno aumento dos cortantes no apoio do canto obtuso em função do ângulo de escondidade nos viadutos convencionais. O aumento verificado entre o modelo ortogonal e o com escondidade de 45° foi em torno de 6%.

Já nos modelos integrais e semi-integrais, essas solicitações reduzem com o aumento da escondidade. Isso se deve aos apoios intermediários na seção de continuidade entre as longarinas (presença de transversina de grande rigidez), os quais reagem a um considerável valor das solicitações cortantes.

4.2 Transversinas

A presença de transversinas paralelas aos encontros provocou uma ligeira redução dos momentos fletores na longarina externa ao longo do vão, devido à redistribuição de momentos, em relação aos modelos sem transversinas.

Observa-se também a acentuação do aumento do valor de momento fletor na proximidade do ângulo obtuso, em relação aos modelos sem transversinas.

Os esforços cortantes no apoio do canto obtuso reduziram cerca de 10%, no caso da sobrecarga permanente, e 15%, no caso da variação uniforme de temperatura, com a presença de transversinas.

5. Conclusões

Neste trabalho foram estudadas as solicitações despertadas em alguns modelos representativos de viadutos integrais, semi-integrais e convencionais. Foram consideradas a variação do ângulo de esconsidade e a presença ou não de transversinas intermediárias. A partir destes modelos podem-se apresentar resumidamente as seguintes conclusões:

- As magnitudes dos momentos fletores na seção de meio do vão mostram tendência de redução com o aumento da esconsidade. Este comportamento é esperado em função da redução da distância entre pontos de apoios, medida na direção da diagonal definida entre os ângulos obtusos, conforme esquematizado na Figura 21. Este fato dá origem a uma tendência de desvio das solicitações principais, como se houvesse redução do vão, simultaneamente a um aumento da rigidez na região do canto obtuso, conforme apresentado na Figura 22;

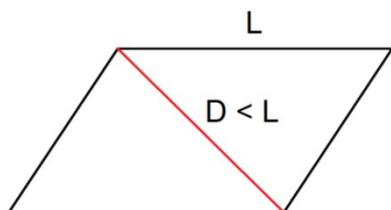


Figura 21 – Representação esquemática da redução da distância entre os pontos de apoios (pela diagonal) em uma ponte esconsa.

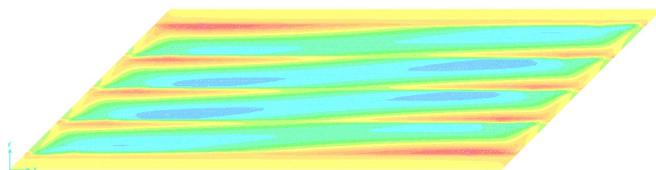


Figura 22 - Desvio da distribuição de momentos fletores na laje devido à esconsidade.

- Pode-se considerar que a influência da esconsidade torna-se desprezível para ângulos de esconsidade de até 15° ;
- Os momentos máximos positivos despertados nos viadutos convencionais são superiores aos despertados nos semi-integrais, que por sua vez, são superiores aos apresentados nos integrais. Este comportamento, também esperado, é decorrente da presença de momentos negativos nos apoios, como indicado na Figura 23;

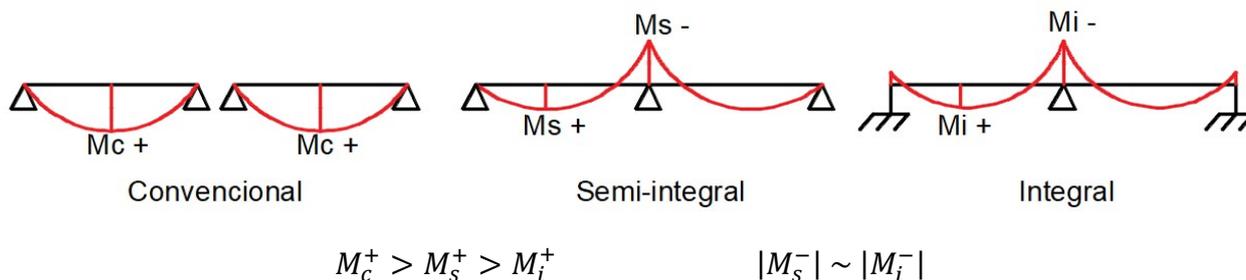


Figura 23 – Comparação entre momentos fletores de diferentes tipos de sistemas estruturais.

- Os cortantes no canto obtuso dos modelos convencionais apresentam acréscimo com o aumento da esconsidade. Nos modelos semi-integrais e integrais, porém, sofrem redução. Aparentemente este comportamento seria contraditório às variações de momentos, como resumidas no ponto anterior. Entretanto, o apoio intermediário na seção de continuidade entre as longarinas (transversina de grande rigidez) absorve parcela expressiva dos cortantes, como representado esquematicamente na Figura 24.

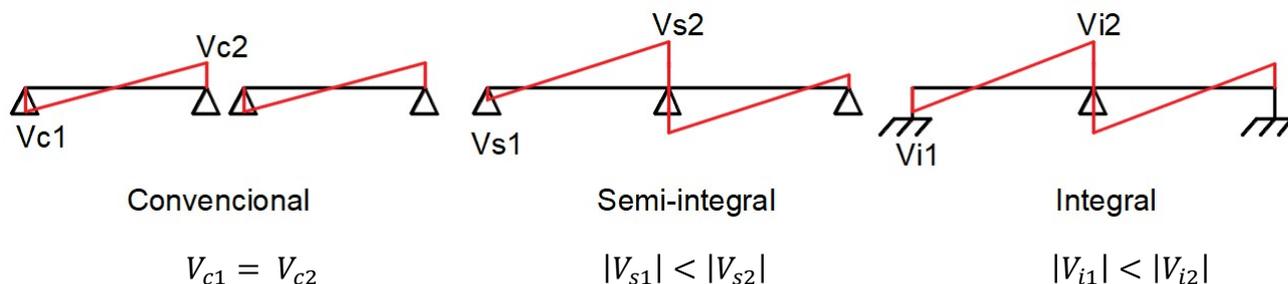


Figura 24 – Cortantes de diferentes tipos de sistemas estruturais.

- A presença de transversinas paralelas aos encontros proporciona uma pequena melhora na distribuição transversal de cargas, em relação aos modelos sem transversinas. Desta forma, as magnitudes dos momentos fletores máximos em cada longarina tendem a se aproximar, como representado na Figura 25;

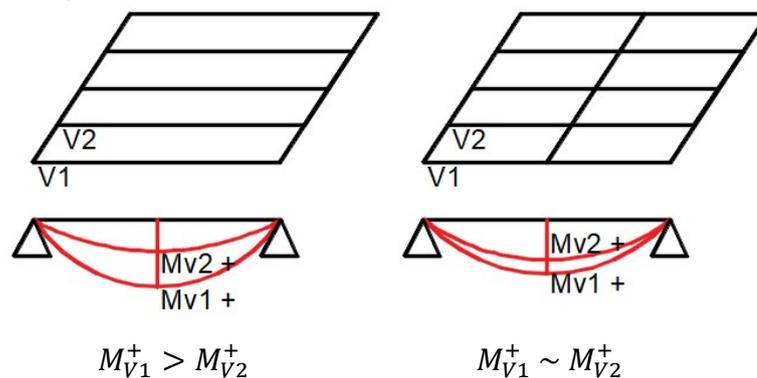


Figura 25 – Redistribuição de momentos fletores devido à presença de transversinas.

Com base nos resultados apresentados, pode-se concluir que os modelos integrais e semi-integrais esconsos apresentam melhor comportamento estrutural que os convencionais, uma vez que as solicitações dimensionantes tendem a se distribuir melhor, resultando em valores extremos (máximos) não só com menor magnitude, mas também mais próximos entre as diferentes longarinas. Nota-se também que a presença de transversinas paralelas aos apoios contribui para este melhor comportamento, sendo assim preferível aos modelos sem transversinas.

Referências

- AASHTO, LRFD Bridge Design Specifications. 7th Ed. Washington, DC, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT, NBR 7197: Projeto de Estruturas de Concreto Protendido. Rio de Janeiro, 2003.
- _____, NBR 7188: Carga Móvel Rodoviária e de Pedestres em Pontes, Viadutos, Passarelas e outras Estruturas. Rio de Janeiro, 2013.
- _____, NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- BISHARA, A.G., LIU, M.C., EL-ALI, N.D., Wheel Load Distribution on Simply Supported Skew I-Beam Composite Bridges, *Journal of Structural Engineering*, 119(2), pp.399-419, 1993.
- BURKE, M. P., *Integral and Semi-integral Bridges*. 1st ed., Oxford, United Kingdom, Wiley- Blackwell, 2009.
- DICLELI, M., ALBHAISI S. M., 2003, Maximum length of integral bridges supported on steel H-Piles driven in sand. *Engineering Structures*, Elsevier, v. 25, n.21, pp. 1491- 1504, USA, October, 2003.
- GREIMANN, L. F., WOLDE-TINSAE, A. M., YANG, P.S., Skewed Bridges with Integral Abutments. *Transportation Research Record* 903, 1983, pp.64 -72.
- KHALOO, A.R., MIRZABOZORG, H., Load Distribution Factors in Simply Supported Skew Bridges, *Journal of Bridge Engineering*, 8, pp.241-244, 2003.
- OLIVEIRA, S. J. M., *Comportamento Estrutural de Pontes Esconsas*. Projeto de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2015.
- PARK, D., BIGELOW, H., FELDMANN, M., *Design of composite bridges with integral abutments*. Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin · Steel Construction 10 (2017), No. 1.
- PINHO, M. F., REGIS, P. A., ARAÚJO, E. R., Tabuleiros de pontes em vigas pré-moldadas protendidas com continuidade – Aspectos de projeto e construção. *Anais do 51º Congresso Brasileiro do Concreto - CBC2009 – 51CBC0057*, IBRACON, 2009.
- SAP2000 (v22.0.0), Computers and Structures, Inc., Berkeley, CA.
- SHARMA, M., KWATRA, N. e SINGH, H., Skew Slab Bridges – A Review. *Int. J. Civil Eng. Conc. Structs*, ISSN 2455-7714, Vol. 2, No. 3, July 2017.
- SOARES, R. W., *Efeito da Variação de Temperatura em Pontes Integrais de Concreto com Fundações em Estacas de Aço*. Projeto de Graduação, Escola Politécnica/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2011.