



**Politécnica**  
UFRJ



**Universidade Federal do Rio de Janeiro**  
**Escola Politécnica**  
**Programa de Projeto de Estruturas**

Aline Braga de Oliveira Menaget

**ANÁLISE PARAMÉTRICA COMPARATIVA ENTRE PONTES PRÉ-  
MOLDADAS, SEMI-INTEGRAIS E INTEGRAIS ESCONSAS**



UFRJ

Aline Braga de Oliveira Menaget

ANÁLISE PARAMÉTRICA COMPARATIVA ENTRE PONTES PRÉ-  
MOLDADAS, SEMI-INTEGRAIS E INTEGRAIS ESCONSAS

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Projeto de Estruturas.

Orientadores:

Ricardo Valeriano Alves

Flávia Moll de Souza Júdice

Rio de Janeiro

2022

Menaget, Aline Braga de Oliveira

Análise Paramétrica Comparativa entre Pontes Pré-Moldadas, Semi-integrais e Integrais Esconsas / Aline Braga de Oliveira Menaget – 2022.

212. ; 30 cm.

Dissertação (Mestrado em Projeto de Estruturas) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Programa de Projeto de Estruturas, Rio de Janeiro, 2022.

Orientadores: Ricardo Valeriano Alves e Flávia Moll de Souza Júdice.

1. Pontes Integrais. 2. Pontes Semi-integrais. 3. Esconsidade. 4. Análise Paramétrica. I. Alves, Ricardo Valeriano e Júdice, Flávia Moll de Souza. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica. Escola Politécnica. III. Análise Paramétrica Comparativa entre Pontes Pré-Moldadas, Semi-integrais e Integrais Esconsas.



UFRJ

ANÁLISE PARAMÉTRICA COMPARATIVA ENTRE PONTES PRÉ-MOLDADAS,  
SEMI-INTEGRAIS E INTEGRAIS ESCONSAS

Aline Braga de Oliveira Menaget

Orientadores:

Ricardo Valeriano Alves

Flávia Moll de Souza Júdice

Dissertação de Mestrado apresentada Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Projeto de Estruturas.

Aprovada pela Banca:

---

Prof. Ricardo Valeriano Alves, D.Sc., UFRJ

---

Prof.<sup>a</sup> Flávia Moll de Souza Júdice, D.Sc., UFRJ

---

Prof.<sup>a</sup> Mayra Soares Pereira Lima Perlingeiro, D.Sc., UFF

---

Prof. Luiz Antônio Vieira Carneiro, D.Sc., UFF

Rio de Janeiro

2022

## **AGRADECIMENTOS**

Ao Senhor Jesus, em primeiro lugar, agradeço por ter me ajudado a ingressar neste programa de mestrado, do qual era meu sonho participar, além de ter provido todas as condições para cursá-lo até o final e me capacitado para escrever esta dissertação. Sem o auxílio do meu Salvador jamais teria conseguido esta grande realização em minha vida. Toda a honra, a glória e o louvor somente a Ele eternamente.

Agradeço ao meu amado esposo e colega de profissão, Vitor Hugo Menaget de Andrade, por todo o incentivo durante este curso e a escrita deste trabalho. Por todo seu amor, sua amizade e por me fazer mais feliz todos os dias, muito obrigada.

À minha mãe, Zenóbia Maria Braga de Oliveira, agradeço por seus conselhos, por sempre me dar força, por todo seu cuidado e amor para comigo. Ao meu pai, Pedro Marco de Oliveira, sou grata por seu carinho, seu apoio e por sempre me passar suas experiências.

À minha irmã, Viviane Braga de Oliveira Rodrigues, muito obrigada por sempre ter me encorajado a seguir em frente e enfrentar todas as situações.

Com grande carinho e reconhecimento, agradeço aos meus orientadores, professor Ricardo Valeriano Alves e professora Flávia Moll de Souza Júdice, que pela segunda vez (a primeira na graduação) me concederam a honra de absorver grandes aprendizados, por toda a paciência, por terem me dado ânimo e por todo o tempo dedicado a este trabalho. Vocês são muito especiais e grandes exemplos para mim.

À minha chefia no Escritório Técnico da Universidade (ETU/UFRJ), professor Roberto Machado Corrêa, Albertino Alves Ribeiro e Antônio Carlos Dias Rodrigues, por terem permitido e incentivado que eu realizasse este mestrado.

## RESUMO

MENAGET, Aline Braga de Oliveira. **Análise Paramétrica Comparativa entre Pontes Pré-Moldadas, Semi-integrais e Integrais Esconsas**. Rio de Janeiro. 2022. Dissertação (Mestrado) – Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 2022.

Pontes integrais são estruturas contínuas que prescindem de juntas de dilatação e contam com ligação monolítica entre a superestrutura e a infraestrutura. Estruturas semi-integrais, por sua vez, consideram a superestrutura contínua, porém a união com os encontros ocorre por meio de aparelhos de apoio. Devido às vantagens que apresentam frente aos sistemas convencionais isostáticos, mais de 90% dos Departamentos de Transporte dos EUA adotam as pontes integrais como a escolha prioritária para projeto e construção. Dentre essas vantagens, destacam-se: redução do valor da obra, diminuição do custo de manutenção, garantia de pista de rolamento uniforme e aumento da vida útil da mesoestrutura pela impossibilidade de infiltração de água em juntas em mau estado de conservação. Nas estruturas integrais, assim como nas demais estruturas hiperestáticas, as 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 limitação de certas características geométricas é fundamental para controlar a intensidade dessas solicitações como, por exemplo, a esconsidade. Este trabalho, em face destas condicionantes, realiza um estudo paramétrico comparativo entre estruturas integrais, semi-integrais e convencionais esconsas variando o ângulo de esconsidade, a orientação das estacas e a consideração ou não da presença de transversinas intermediárias, a fim de verificar a influência destes parâmetros nas solicitações despertadas. Os principais impactos da esconsidade verificados nos resultados foram a redução no momento fletor no meio do vão, o aumento do esforço cortante no canto obtuso e a tendência de rotação da ponte em torno de um eixo perpendicular ao plano da superestrutura.

### **Palavras-chave**

Pontes Integrais; Pontes Semi-integrais; Esconsidade; Análise Paramétrica.

## ABSTRACT

MENAGET, Aline Braga de Oliveira. **Comparative Parametric Analysis Among Pre-Cast, Semi-Integral and Integral Bridges**. Rio de Janeiro. 2022. Dissertação (Mestrado) – Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 2022.

Integral bridges are continuous structures, which don't require expansion joints and have a monolithic connection between the superstructure and the abutments. Semi-integral structures, in turn, have continuous superstructure, however the union with the abutments occurs through neoprene bearings. Due to its advantages over conventional isostatic systems, more than 90% of the Departments of USA adopt integral bridges as a priority choice for design and construction. Among these advantages, the most important are: lower construction cost, reduction in maintenance cost, guarantee of a uniform roadway and increase in the useful life of the mesostructure due to the impossibility of water infiltration in badly maintained joints. In integral structures, as well as in other hyperstatic structures, the prestress, the earth pressure and the secondary effects (creep, shrinkage, differential settlements and thermal gradient) originate important efforts that need to be considered in design. The limitation of geometric properties (i.e., the skew angle) is essential to control the intensity of these efforts. This study, in view of these constraints, performs a comparative parametric study between integral, semi-integral and conventional skewed structures, varying the skew angle, orientation of the piles and considering or not intermediate transverse beams, in order to verify the influence of skew on the generated stress. The main impacts of the skewness verified in the results were the reduction in the bending moment in the middle of the span, the increase of the shear force in the obtuse corner and the tendency of the bridge to rotate around an axis perpendicular to the superstructure plane.

### Keywords

Integral Bridges; Semi-integral Bridges; Skew; Parametric Analysis.

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	33
<b>2</b>	<b>PONTES INTEGRAIS E SEMI-INTEGRAIS</b>	35
	2.1 Definição do Sistema Estrutural	39
	2.2 Aspectos de Projeto	42
	2.2.1 Pontes Integrais	42
	2.2.2 Pontes Semi-integrais	52
	2.3 Aspectos Construtivos	56
	2.4 Limitações	58
	2.4.1 Estaqueamento	59
	2.4.2 Variação de Temperatura	61
	2.4.3 Escondidade e Curvatura	63
	2.4.4 Empuxo de Terra	64
	2.4.5 Empuxo de Água	64
<b>3</b>	<b>PONTES ESCONSAS</b>	65
	3.1 Comportamento Estrutural	66
	3.1.1 Pontes em Lajes Maciças	66
	3.1.2 Pontes em Vigas Múltiplas	67
	3.2 Métodos de Análise	70
	3.2.1 Pontes Convencionais Esconsas	71
	3.2.2 Pontes Integrais Esconsas	71
	3.3 Aspectos de Projeto e Construtivos	72
	3.3.1 Pontes Convencionais Esconsas	72
	3.3.2 Pontes Integrais Esconsas	75
<b>4</b>	<b>AÇÕES</b>	78
	4.1 Ações Permanentes	79
	4.1.1 Peso Próprio dos Elementos Estruturais	79
	4.1.2 Sobrecarga Permanente	79
	4.1.3 Empuxo de Terra	80
	4.1.4 Protensão	82
	4.1.5 Retração e Fluência do Concreto	87
	4.2 Ações Variáveis	88
	4.2.1 Carga Móvel	88
	4.2.2 Variação de Temperatura	90
	4.3 Combinações de Ações	92
<b>5</b>	<b>ESTUDO DE CASO</b>	93
	5.1 Geometria e Materiais	93
	5.2 Modelos Computacionais	95



5.2.1	Superestrutura Convencional .....	96
5.2.2	Superestrutura Semi-Integral .....	97
5.2.3	Superestrutura Integral .....	98
<b>5.3</b>	<b>Carregamentos</b> .....	<b>101</b>
5.3.1	Peso Próprio .....	101
5.3.2	Sobrecarga Permanente .....	101
5.3.3	Empuxo de Terra .....	102
5.3.4	Protensão .....	103
5.3.5	Retração e Fluência .....	104
5.3.6	Carga Móvel .....	105
5.3.7	Variação de Temperatura .....	109
<b>5.4</b>	<b>Fases Construtivas</b> .....	<b>111</b>
<b>5.5</b>	<b>Resultados</b> .....	<b>112</b>
5.5.1	Momentos Fletores .....	114
5.5.2	Solicitações Cortantes no Canto Obtuso .....	134
5.5.3	Deslocamentos Máximos .....	142
5.5.4	Momentos Fletores na Laje .....	152
<b>6</b>	<b>ANÁLISE DOS RESULTADOS</b> .....	<b>157</b>
<b>6.1</b>	<b>Momento Fletor</b> .....	<b>157</b>
6.1.1	Seção $S_0$ .....	159
6.1.2	Seções $S_4 / S_5$ (Máximo Positivo) .....	163
6.1.3	Seção $S_{10}$ (Máximo Negativo) .....	166
<b>6.2</b>	<b>Solicitação Cortante no Canto Obtuso</b> .....	<b>175</b>
6.2.1	Sobrecarga Permanente .....	176
6.2.2	Carga Móvel (Momentos Fletores Máximos Positivos na Seção $S_4 / S_5$ ) .....	177
6.2.3	Carga Móvel (Momentos Fletores Mínimos Negativos na Seção $S_{10}$ ) .....	179
6.2.4	Variação Uniforme de Temperatura .....	180
6.2.5	Variação Não-Uniforme de Temperatura .....	17781
6.2.6	Retração e Fluência .....	17982
6.2.7	Empuxo de Terra em Uma Extremidade .....	18083
6.2.8	Empuxo de Terra em Ambas as Extremidades .....	18084
<b>6.3</b>	<b>Deslocamento Transversal no Canto Obtuso</b> .....	<b>184</b>
<b>7</b>	<b>CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS</b> .....	<b>186</b>
7.1	Escondidade .....	186
7.2	Transversinas .....	187
7.3	Estaqueamento .....	187
7.4	Considerações Finais .....	188

7.5 Sugestões para Trabalhos Futuros .....	188
8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	190
9 SÍTIOS DA INTERNET .....	195
ANEXO 1 – DETERMINAÇÃO DAS RIJEZAS DOS APARELHOS DE APOIO .....	196
ANEXO 2 – VALIDAÇÃO DOS MODELOS COMPUTACIONAIS.....	1967
ANEXO 3 – MINIATURAS DOS RESULTADOS.....	20196

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1: Ponte integral com vãos múltiplos.....	35
Figura 2.2: Ponte semi-integral com vãos múltiplos. ....	36
Figura 2.3: Tipos de encontros. Fonte: WANG, LI e HU (2012), adaptado.....	36
Figura 2.4: Exemplo de encontro integral. Fonte: <i>NEW YORK STATE DEPARTMENT OF TRANSPORTATION</i> (2005), adaptado. ....	37
Figura 2.5: Exemplo de encontro semi-integral. Fonte: <i>NEW YORK STATE DEPARTMENT OF TRANSPORTATION</i> (2005), adaptado.....	37
Figura 2.6: Custos de construção e manutenção ao longo da vida útil. Fonte: <i>NATIONAL ACADEMIES OF SCIENCES, ENGINEERING, AND MEDICINE</i> (2013), adaptado.....	38
Figura 2.7: Custos totais de construção e manutenção. Fonte: <i>NATIONAL ACADEMIES OF SCIENCES, ENGINEERING, AND MEDICINE</i> (2013), adaptado....	39
Figura 2.8: Tipos de pontes viáveis em função da esconsidade e comprimento, Ohio DOT. Fonte: BURKE (2009), adaptado. ....	40
Figura 2.9: Fenômeno da retração em pontes com longarinas pré-moldadas de concreto protendido: (a) ponte convencional; (b) ponte integral. Fonte: PINHO <i>et al.</i> (2009). ....	43
Figura 2.10: Fenômeno da fluência em pontes com longarinas pré-fabricadas de concreto protendido: (a) ponte convencional; (b) ponte integral. Fonte: PINHO <i>et al.</i> (2009). ....	43
Figura 2. 12: Variação da retração e fluência ao longo do tempo. Fonte: MATTOCK (1961), adaptado. ....	44
Figura 2. 12: Efeito da dilatação devido à ação térmica em uma ponte integral. Fonte: WASSERMAN e WALKER (1996). ....	44
Figura 2. 13: Ação de recalque. ....	45
Figura 2. 14: Distribuição simplificada do empuxo de terra. Fonte: BURKE (2009), adaptado.....	45

Figura 2. 15: Tipos de ligação entre super e mesoestrutura para pontes sem juntas. Fonte: <i>NATIONAL ACADEMIES OF SCIENCES, ENGINEERING, AND MEDICINE</i> (2013), adaptado. ....	46
Figura 2. 16: Apoios provisórios para execução de continuidade da superestrutura no entorno de pilar intermediário (continua).....	46
Figura 2. 17: Sequência construtiva da ligação integral. Fonte: <i>NATIONAL ACADEMIES OF SCIENCES, ENGINEERING, AND MEDICINE</i> (2013), adaptado....	47
Figura 2. 18: Efeito dos movimentos longitudinais na conexão integral.....	48
Figura 2. 19: Efeito dos movimentos longitudinais na conexão deslizante. ....	49
Figura 2. 20: Laje de continuidade unindo vãos isolados. Fonte: SOUZA (2004), adaptado.....	49
Figura 2. 21: Processo de continuidade entre as longarinas. ....	50
Figura 2. 22: Continuidade entre vigas com armaduras passivas. Fonte: SOUZA (2004), adaptado. ....	50
Figura 2. 23: Ligação entre vigas com cabos de continuidade. Fonte: MENN (1990), adaptado.....	51
Figura 2. 24: Continuidade com pós-tensão na região dos apoios. Fonte: PINHO, REGIS e ARAÚJO (2011).....	51
Figura 2. 25: Atual padrão de encontro integral para superestruturas com vigas pré-moldadas em concreto protendido adotado pelo <i>New York State Department of Transportation</i> . Fonte: YANNOTTI <i>et al.</i> (2005), adaptado. ....	52
Figura 2. 26: Formas usuais de cortinas e alas: (a) oblíqua e (b) transversal. Fonte: ALVES (2021).....	53
Figura 2. 27: Detalhe do padrão de projeto adotado pelo Departamento de Transportes de Louisiana, EUA, para pontes semi-integrais. Fonte: BAKEER <i>et al.</i> (2005), adaptado.....	53
Figura 2. 28: Aparelho de apoio unidirecional de elastômero fretado. Fonte: Catálogo ZAOGIANG DACHENG RUBBER CO. LTDA. (2019), adaptado. ....	54
Figura 2. 29: Seção transversal de ponte semi-integral. Fonte: BURKE (2009), adaptado.....	55

Figura 2. 30: Encontro semi-integral. Fonte: <i>NATIONAL ACADEMIES OF SCIENCES, ENGINEERING, AND MEDICINE</i> (2013), adaptado. ....	55
Figura 2. 31: Barras de transferência longitudinal. Fonte: <i>CCANZ CONCRET ANSWERS</i> (2019), adaptado.....	58
Figura 2.32: Deslocamentos da estaca devido à variação de temperatura. ....	59
Figura 2. 33: Momento fletor na estaca devido ao deslocamento do topo. Fonte: <i>DICLELI e KARALAR</i> (2016), adaptado.....	60
Figura 2. 34: Deslocamento longitudinal da ponte Maple River (curva típica do hemisfério norte). Fonte: <i>GIRTON, HAWKINSON e GREIMANN</i> (1991), adaptado....	61
Figura 2. 35: Escondade e curvatura máximas em pontes integrais.....	63
Figura 2. 36: Movimento rotacional em ponte esconsa. Fonte: <i>PINHO et al.</i> (2009). ..	63
Figura 2. 37: Deformada de uma ponte curva devida à redução de temperatura. Fonte: <i>PINHO et al.</i> (2009). ....	63
Figura 3. 1: Vista em planta de uma ponte esconsa. ....	65
Figura 3. 2: Soluções para travessia de um rio a partir de alinhamento existente.....	65
Figura 3. 3: Seção transversal de ponte em laje maciça. Fonte: <i>ROCHA e SCHULZ</i> (2017).....	66
Figura 3. 4: Esquema de ponte esconsa.....	66
Figura 3. 5: Distribuição do carregamento em uma ponte esconsa em laje maciça. ...	67
Figura 3. 6: Seção transversal típica de ponte em vigas múltiplas. Fonte: <i>ROCHA e SCHULZ</i> (2017).....	68
Figura 3. 7: Distribuição de carga em pontes esconsas de vigas múltiplas.....	68
Figura 3. 8: Flechas das longarinas na seção transversal A, perpendicular ao eixo longitudinal. ....	69
Figura 3. 9: Modelo tridimensional de ponte esconsa: torção e deflexão diferencial. Fonte: <i>MAHMOUD</i> (2015), adaptado.....	73
Figura 3. 10: Posições das vigas e do contraventamento detalhadas para seu posicionamento. Fonte: <i>AASHTO/NSBA</i> (2011). ....	74

Figura 3. 11: Orientação de aparelhos de apoio típicos para ponte esconsa. Fonte: MAHMOUD (2015), adaptado.....	75
Figura 3. 12: Orientações adotadas para estacas em pontes integrais esconsas. Fonte: GREIMANN <i>et al.</i> (1983), adaptado.....	75
Figura 3. 13: Detalhamento de encontro integral adotado pelo Departamento de Transportes de Iowa. Fonte: CULMO (2009), adaptado.....	76
Figura 3. 14: Conexão entre lajes pré-fabricadas de concreto com chave de cisalhamento. Fonte: CULMO (2009).....	77
Figura 4. 1: Barreira tipo <i>New Jersey em concreto armado</i> , unidades em cm.....	79
Figura 4. 2: Módulo de guarda corpo, unidades em cm. Fonte: DNIT (2009). ....	80
Figura 4. 3: Distribuição simplificada do empuxo de terra sobre os encontros. Fonte: BURKE (2009), adaptado. ....	81
Figura 4. 4: Equilíbrio de empuxo de terra: (a) empuxo nas duas extremidades; (b) empuxo em uma única extremidade. ....	82
Figura 4. 5: Protensão por pré-tração aderente (trajetória retilínea): (a) pré-tração das cordoalhas no interior das formas e (b) implantação da protensão após a concretagem e liberação das ancoragens. Fonte: ALVES (2021). ....	84
Figura 4. 6: Sequência da protensão por pós-tração aderente: (a) posicionamento das ancoragens e bainhas no interior da forma e (b) protensão dos cabos após a cura do concreto, seguida de injeção da bainha. Fonte: ALVES (2021). ....	84
Figura 4. 7: Atrito nos cabos dentro da bainha. Fonte: VERÍSSIMO e CÉSAR JR (1998). ....	85
Figura 4. 8: Tensões ao longo do cabo de (a) pós-tensão aderente e pré-tensão (fora de proporção). Fonte: ALVES (2021). ....	87
Figura 4. 9: Disposição de cargas do trem tipo TB-450. Fonte: NBR 7188 (ABNT, 2013). ....	89
Figura 4. 10: Gradiente térmico e variação uniforme de temperatura em uma seção em viga.....	91

Figura 5. 1: Seção transversal no meio do vão (medidas em cm).....	93
Figura 5. 2: Elevação longitudinal - modelo integral (medidas em cm).....	93
Figura 5. 3: Elevação longitudinal - modelo semi-integral (medidas em cm).....	94
Figura 5. 4: Elevação longitudinal - modelo convencional (medidas em cm).....	94
Figura 5. 5: Seção transversal (medidas em cm): (a) no meio do vão e (b) no apoio..	94
Figura 5. 6: Orientações das estacas.....	95
Figura 5. 7: Vista em planta da laje.....	96
Figura 5. 8: Representação tridimensional do modelo convencional.....	96
Figura 5. 9: Dimensões (mm) dos aparelhos em elastômero fretado.....	97
Figura 5. 10: Representação tridimensional do modelo semi-integral.....	98
Figura 5. 11: Representação tridimensional do modelo integral.....	98
Figura 5. 12: Espaçamentos entre as molas (medidas em metro).....	99
Figura 5. 13: Carregamento referente às barreiras.....	102
Figura 5. 14: Distribuição de tensões devidas ao empuxo de terra (kN/m <sup>2</sup> ).....	103
Figura 5. 15: Primeira etapa de protensão.....	104
Figura 5. 16: Segunda etapa de protensão.....	104
Figura 5. 17: Variação uniforme de -25°C para simular os efeitos da retração e da fluência.....	105
Figura 5. 18: Aplicação do trem-tipo em estruturas contínuas. Fonte: Adaptado de ANGER (1949).....	106
Figura 5. 19: Seções de cálculo.....	106
Figura 5. 20: Cargas concentradas de 60 kN (veículo-tipo) para determinação do momento fletor máximo na seção S <sub>4</sub> (viadutos integrais e semi-integrais).....	106

Figura 5. 21: Carga uniformemente distribuída de 5 kN/m <sup>2</sup> para determinação do momento fletor máximo na seção S <sub>4</sub> (viadutos integrais e semi-integrais).....	107
Figura 5. 22: Cargas concentradas de 60 kN (veículo-tipo) para determinação do momento fletor mínimo negativo na seção S <sub>4</sub> (viadutos integrais e semi-integrais). .	107
Figura 5. 23: Carga uniformemente distribuída de 5 kN/m <sup>2</sup> para determinação do momento fletor mínimo negativo na seção S <sub>4</sub> (viadutos integrais e semi-integrais)..	108
Figura 5. 24: Cargas concentradas de 60 kN (veículo-tipo) para determinação do momento fletor mínimo negativo na seção S <sub>10</sub> (viadutos integrais e semi-integrais).	108
Figura 5. 25: Carga uniformemente distribuída de 5 kN/m <sup>2</sup> para determinação do momento fletor mínimo negativo na seção S <sub>10</sub> (viadutos integrais e semi-integrais).	109
Figura 5. 26: Variação uniforme de temperatura de 5°C. ....	109
Figura 5. 27: Variação linear equivalente de temperatura. ....	110
Figura 5. 28: Variação linear de temperatura correspondente ao gradiente térmico de 7°C. ....	110
Figura 5. 29: Esquema geral das etapas construtivas.....	111
Figura 5. 30: Posições dos resultados observados (um vão). ....	113
Figura 5. 31: Momentos fletores devidos à sobrecarga permanente nos modelos convencionais e semi-integrais sem transversinas intermediárias. ....	114
Figura 5. 32: Momentos fletores devidos à sobrecarga permanente nos modelos convencionais e integrais (menor inércia) sem transversinas intermediárias. ....	114
Figura 5. 33: Momentos fletores devidos à sobrecarga permanente nos modelos convencionais e integrais (maior inércia) sem transversinas intermediárias. ....	115
Figura 5. 34: Momentos fletores devidos à sobrecarga permanente nos modelos convencionais e semi-integrais com transversinas intermediárias. ....	116
Figura 5. 35: Momentos fletores devidos à sobrecarga permanente nos modelos convencionais e integrais (menor inércia) com transversinas intermediárias. ....	116



Figura 5. 36: Momentos fletores devidos à carga móvel (momentos fletores máximos positivos na seção $S_4/S_5$ ) nos modelos convencionais e semi-integrais sem transversinas intermediárias. ....	117
Figura 5. 37: Momentos fletores devidos à carga móvel (momentos fletores máximos positivos na seção $S_4/S_5$ ) nos modelos convencionais e integrais (menor inércia) sem transversinas intermediárias. ....	118
Figura 5. 38: Momentos fletores devidos à carga móvel (momentos fletores máximos positivos na seção $S_4/S_5$ ) nos modelos convencionais e integrais (maior inércia) sem transversinas intermediárias. ....	118
Figura 5. 39: Momentos fletores devidos à carga móvel (momentos fletores máximos positivos na seção $S_4/S_5$ ) nos modelos convencionais e semi-integrais com transversinas intermediárias. ....	119
Figura 5. 40: Momentos fletores devidos à carga móvel (momentos fletores máximos positivos na seção $S_4/S_5$ ) nos modelos convencionais e integrais (menor inércia) com transversinas intermediárias. ....	120
Figura 5. 41: Momentos fletores devidos à carga móvel (momentos fletores mínimos negativos na seção $S_{10}$ ) nos modelos semi-integrais sem transversinas intermediárias. ....	121
Figura 5. 42: Momentos fletores devidos à carga móvel (momentos fletores mínimos negativos na seção $S_{10}$ ) nos modelos integrais (menor inércia) sem transversinas intermediárias. ....	121
Figura 5. 43: Momentos fletores devidos à carga móvel (momentos fletores mínimos negativos na seção $S_{10}$ ) nos modelos integrais (maior inércia) sem transversinas intermediárias. ....	122
Figura 5. 44: Momentos fletores devidos à carga móvel (momentos fletores mínimos negativos na seção $S_{10}$ ) nos modelos semi-integrais com transversinas intermediárias. ....	123
Figura 5. 45: Momentos fletores devidos à carga móvel (momentos fletores mínimos negativos na seção $S_{10}$ ) nos modelos integrais (menor inércia) com transversinas intermediárias. ....	123

Figura 5. 46: Momentos fletores devidos à variação uniforme de temperatura nos modelos integrais (menor inércia) sem transversinas intermediárias. ....	124
Figura 5. 47: Momentos fletores devidos à variação uniforme de temperatura nos modelos integrais (maior inércia) sem transversinas intermediárias. ....	125
Figura 5. 48: Momentos fletores devidos à variação uniforme de temperatura nos modelos integrais (menor inércia) com transversinas intermediárias. ....	125
Figura 5. 49: Momentos fletores devidos à variação não-uniforme de temperatura nos modelos integrais (menor inércia) sem transversinas intermediárias. ....	126
Figura 5. 50: Momentos fletores devidos à variação não-uniforme de temperatura nos modelos integrais (maior inércia) sem transversinas intermediárias. ....	127
Figura 5. 51: Momentos fletores devidos à variação não-uniforme de temperatura nos modelos integrais (menor inércia) com transversinas intermediárias. ....	127
Figura 5. 52: Momentos fletores devidos ao empuxo de terra em uma extremidade nos modelos integrais (menor inércia) sem transversinas intermediárias. ....	128
Figura 5. 53: Momentos fletores devidos ao empuxo de terra em uma extremidade nos modelos integrais (maior inércia) sem transversinas intermediárias. ....	129
Figura 5. 54: Momentos fletores devidos ao empuxo de terra em uma extremidade nos modelos integrais (menor inércia) com transversinas intermediárias. ....	129
Figura 5. 55: Momentos fletores devidos ao empuxo de terra em ambas as extremidades nos modelos integrais (menor inércia) sem transversinas intermediárias. ....	130
Figura 5. 56: Momentos fletores devidos ao empuxo de terra em ambas as extremidades nos modelos integrais (maior inércia) sem transversinas intermediárias. ....	131
Figura 5. 57: Momentos fletores devidos ao empuxo de terra em ambas as extremidades nos modelos integrais (menor inércia) com transversinas intermediárias. ....	131
Figura 5. 58: Momentos fletores devidos à retração e à fluência nos modelos integrais (menor inércia) sem transversinas intermediárias. ....	132

Figura 5. 59: Momentos fletores devidos à retração e à fluência nos modelos integrais (maior inércia) sem transversinas intermediárias. ....	133
Figura 5. 60: Momentos fletores à retração e à fluência nos modelos integrais (menor inércia) com transversinas intermediárias. ....	133
Figura 5. 61: Solicitações cortantes no canto obtuso (Ponto 5) devidas à sobrecarga permanente nos modelos sem transversinas intermediárias. ....	134
Figura 5. 62: Solicitações cortantes no canto obtuso (Ponto 5) devidas à sobrecarga nos modelos com transversinas intermediárias. ....	135
Figura 5. 63: Solicitações cortantes no canto obtuso (Ponto 5) devidas à carga móvel (momentos fletores máximos positivos na seção $S_4/S_5$ ) nos modelos sem transversinas intermediárias. ....	136
Figura 5. 64: Solicitações cortantes no canto obtuso (Ponto 5) devidas à carga móvel (momentos fletores máximos positivos na seção $S_4/S_5$ ) nos modelos com transversinas intermediárias. ....	136
Figura 5. 65: Solicitações cortantes no canto obtuso (Ponto 5) devidas à carga móvel (momentos fletores mínimos negativos na seção $S_{10}$ ) nos modelos sem transversinas intermediárias. ....	137
Figura 5. 66: Solicitações cortantes no canto obtuso (Ponto 5) devidas à carga móvel (momentos fletores mínimos negativos na seção $S_{10}$ ) nos modelos com transversinas intermediárias. ....	137
Figura 5. 67: Solicitações cortantes no canto obtuso (Ponto 5) devidas à variação uniforme de temperatura nos modelos integrais. ....	138
Figura 5. 68: Solicitações cortantes no canto obtuso (Ponto 5) devidas à variação não-uniforme de temperatura nos modelos integrais. ....	139
Figura 5. 69: Solicitações cortantes no canto obtuso (Ponto 5) devidas ao empuxo de terra em uma extremidade nos modelos integrais. ....	140
Figura 5. 70: Solicitações cortantes no canto obtuso (Ponto 5) devidas ao empuxo de terra em ambas as extremidades nos modelos integrais. ....	140

Figura 5. 71: Solicitações cortantes no canto obtuso (Ponto 5) devidas à retração e à fluência nos modelos integrais.....	141
Figura 5. 72: Deslocamentos transversais no apoio do canto obtuso devidos à sobrecarga permanente nos modelos sem transversinas. ....	142
Figura 5. 73: Deslocamentos transversais no apoio do canto obtuso devidos à sobrecarga permanente nos modelos com transversinas intermediárias. ....	143
Figura 5. 74: Deslocamentos transversais no apoio do canto obtuso devidos à carga móvel (momentos fletores máximos positivos na seção $S_4/S_5$ ) nos modelos sem transversinas intermediárias. ....	144
Figura 5. 75: Deslocamentos transversais no apoio do canto obtuso devidos à carga móvel (momentos fletores máximos positivos na seção $S_4/S_5$ ) nos modelos com transversinas intermediárias. ....	144
Figura 5. 76: Deslocamentos transversais no apoio do canto obtuso devidos à carga móvel (momentos fletores mínimos negativos na seção $S_{10}$ ) nos modelos sem transversinas intermediárias. ....	145
Figura 5. 77: Deslocamentos transversais no apoio do canto obtuso devidos à carga móvel (momentos fletores mínimos negativos na seção $S_{10}$ ) nos modelos com transversinas intermediárias. ....	146
Figura 5. 78: Deslocamentos transversais no apoio do canto obtuso devidos à variação uniforme de temperatura nos modelos sem transversinas intermediárias. ....	147
Figura 5. 79: Deslocamentos transversais no apoio do canto obtuso devidos à variação uniforme de temperatura nos modelos com transversinas intermediárias. ....	147
Figura 5. 80: Deslocamentos transversais no apoio do canto obtuso devidos à variação não-uniforme de temperatura nos modelos sem transversinas intermediárias. ....	148
Figura 5. 81: Deslocamentos transversais no apoio do canto obtuso devidos à variação não-uniforme de temperatura nos modelos com transversinas intermediárias. ....	149
Figura 5. 82: Deslocamentos transversais no apoio do canto obtuso devidos ao empuxo de terra em uma extremidade nos modelos integrais. ....	150

Figura 5. 83: Deslocamentos transversais no apoio do canto obtuso devidos ao empuxo de terra em ambas as extremidades nos modelos integrais. ....	150
Figura 5. 84: Deslocamentos transversais no apoio do canto obtuso devidos à retração e à fluência nos modelos sem transversinas intermediárias.....	151
Figura 5. 85: Deslocamentos transversais no apoio do canto obtuso devidos à retração e à fluência modelos com transversinas intermediárias. ....	152
Figura 5. 86: Momento fletor ( $M_{22}$ ) na laje do modelo convencional devido à sobrecarga permanente.....	153
Figura 5. 87: Momento fletor ( $M_{22}$ ) na laje do modelo semi-integral devido à sobrecarga permanente. ....	153
Figura 5. 88: Momento fletor ( $M_{22}$ ) na laje do modelo integral devido à sobrecarga permanente. ....	153
Figura 5. 89: Momento fletor ( $M_{22}$ ) na laje do modelo convencional devido à carga móvel (momentos fletores máximos positivos na seção $S_4/S_5$ ). ....	153
Figura 5. 90: Momento fletor ( $M_{22}$ ) na laje do modelo semi-integral devido à carga móvel (momentos fletores máximos positivos na seção $S_4/S_5$ ). ....	154
Figura 5. 91: Momento fletor ( $M_{22}$ ) na laje do modelo semi-integral devido à carga móvel (momentos fletores máximos positivos na seção $S_4/S_5$ ). ....	154
Figura 5. 92: Momento fletor ( $M_{22}$ ) na laje do modelo semi-integral devido à carga móvel (momentos fletores mínimos negativos na seção $S_{10}$ ). ....	154
Figura 5. 93: Momento fletor ( $M_{22}$ ) na laje do modelo integral devido à carga móvel (momentos fletores mínimos negativos na seção $S_{10}$ ). ....	154
Figura 5. 94: Momento fletor ( $M_{22}$ ) na laje do modelo integral devido à variação uniforme de temperatura.....	155
Figura 5. 95: Momento fletor ( $M_{22}$ ) na laje do modelo integral devido à variação não-uniforme de temperatura.....	155
Figura 5. 96: Momento fletor ( $M_{22}$ ) na laje do modelo integral devido ao empuxo de terra em uma extremidade.....	155

Figura 5. 97: Momento fletor ( $M_{22}$ ) na laje do modelo integral devido ao empuxo de terra em ambas as extremidades.....	156
Figura 5. 98: Momento fletor ( $M_{22}$ ) na laje do modelo integral devido à retração e à fluência. ....	156
Figura 6. 1: Representação esquemática da redução da distância entre os pontos de apoios (pela diagonal) em uma ponte esconsa.....	157
Figura 6. 2: Desvio da distribuição de momentos fletores $M_{22}$ na laje devido à esconsidade. ....	157
Figura 6. 3: Comparação entre momentos fletores de diferentes tipos de sistemas estruturais.....	158
Figura 6. 4: Desvio das tensões máximas na direção do canto obtuso – viga externa do viaduto convencional, com esconsidade de $45^\circ$ .....	158
Figura 6. 5: Redistribuição de momentos fletores devido à presença de transversinas. ....	159
Figura 6. 6: Variação do fator de momento fletor na seção $S_0$ devido à sobrecarga permanente nos viadutos integrais. ....	159
Figura 6. 7: Variação do fator de momento fletor na seção $S_0$ devido à carga móvel (momentos fletores máximos positivos na seção $S_4$ ) nos viadutos integrais. ....	160
Figura 6. 8: Variação do fator de momento fletor na seção $S_0$ devido à carga móvel (momentos fletores mínimos negativos na seção $S_{10}$ ) nos viadutos integrais. ....	160
Figura 6. 9: Variação do fator de momento fletor na seção $S_0$ devido à variação uniforme de temperatura nos viadutos integrais.....	161
Figura 6. 10: Variação do fator de momento fletor na seção $S_0$ devido à variação não-uniforme de temperatura nos viadutos integrais.....	161
Figura 6. 11: Variação do fator de momento fletor na seção $S_0$ devido à retração e à fluência nos viadutos integrais. ....	162
Figura 6. 12: Variação do fator de momento fletor na seção $S_0$ devido ao empuxo de terra em uma extremidade nos viadutos integrais.....	162

Figura 6. 13: Variação do fator de momento fletor na seção $S_0$ devido ao empuxo de terra em ambas as extremidades nos viadutos integrais.....	163
Figura 6. 14: Variação do fator de momento fletor na seção $S_4/S_5$ devido à sobrecarga permanente nos modelos sem transversinas intermediárias.....	164
Figura 6. 15: Variação do fator de momento fletor na seção $S_4/S_5$ devido à sobrecarga permanente nos modelos com transversinas intermediárias.....	164
Figura 6. 16: Variação do fator de momento fletor na seção $S_4/S_5$ devido à carga móvel (momentos fletores máximos positivos na seção $S_4/S_5$ ) nos modelos sem transversinas intermediárias.....	165
Figura 6. 17: Variação do fator de momento fletor na seção $S_4/S_5$ devido à carga móvel (momentos fletores máximos positivos na seção $S_4/S_5$ ) nos modelos com transversinas intermediárias.....	166
Figura 6. 18: Variação do momento fletor na seção $S_{10}$ dos modelos sem transversinas devido à sobrecarga permanente.....	167
Figura 6. 19: Variação do momento fletor na seção $S_{10}$ dos modelos com transversinas devido à sobrecarga permanente.....	167
Figura 6. 20: Variação do fator de momento fletor na seção $S_{10}$ devido à carga móvel (momentos fletores mínimos negativos na Seção $S_{10}$ ) nos modelos sem transversinas intermediárias.....	168
Figura 6. 21: Variação do fator de momento fletor na seção $S_{10}$ devido à carga móvel (momentos fletores mínimos negativos na Seção $S_{10}$ ) nos modelos com transversinas intermediárias.....	169
Figura 6. 22: Variação do fator de momento fletor na seção $S_{10}$ devido à variação uniforme de temperatura nos viadutos integrais.....	170
Figura 6. 23: Variação do fator de momento fletor na seção $S_{10}$ devido à variação não-uniforme de temperatura nos viadutos integrais.....	171
Figura 6. 24: Variação do fator de momento fletor na seção $S_{10}$ devido à retração e à fluência nos viadutos integrais.....	172

Figura 6. 25: Variação do fator de momento fletor na seção $S_{10}$ devido ao empuxo de terra em uma extremidade nos viadutos integrais.....	173
Figura 6. 26: Variação do fator de momento fletor na seção $S_{10}$ devido ao empuxo de terra em ambas as extremidades nos viadutos integrais em função do ângulo de esconsidade. ....	174
Figura 6. 27: Solicitações cortantes de diferentes tipos de sistemas estruturais. ....	175
Figura 6. 28: Variação do fator de solicitação cortante no apoio do canto obtuso dos modelos sem transversinas intermediárias devido à sobrecarga permanente.....	176
Figura 6. 29: Variação de solicitação cortante no apoio do canto obtuso dos modelos com transversinas intermediárias devido à sobrecarga permanente.....	176
Figura 6. 30: Variação do fator de solicitação cortante no apoio do canto obtuso dos modelos sem transversinas intermediárias devido à carga móvel (momentos fletores máximos positivos na seção $S_4$ ). ....	177
Figura 6. 31: Variação de solicitação cortante no apoio do canto obtuso dos modelos com transversinas intermediárias devido à carga móvel (momentos fletores máximos positivos na seção $S_4$ ).....	178
Figura 6. 32: Variação do fator de solicitação cortante no apoio do canto obtuso dos modelos sem transversinas intermediárias devido à carga móvel (momentos fletores mínimos negativos na seção $S_{10}$ ).....	179
Figura 6. 33: Variação de solicitação cortante no apoio do canto obtuso dos modelos com transversinas intermediárias devido à carga móvel (momentos fletores mínimos negativos na seção $S_{10}$ ).....	179
Figura 6. 34: Variação do fator de solicitação cortante no apoio do canto obtuso, dos viadutos integrais devido à variação uniforme de temperatura.....	180
Figura 6. 35: Variação do fator de solicitação cortante no apoio do canto obtuso dos viadutos integrais devido à variação não-uniforme de temperatura.....	181
Figura 6. 36: Variação do fator de solicitação cortante no apoio do canto obtuso dos viadutos integrais devido à retração e a fluência.....	182



Figura 6. 37: Variação do fator de sollicitação cortante no apoio do canto obtuso dos viadutos integrais devido ao empuxo de terra em uma extremidade..... 183

Figura 6. 38: Variação do fator de sollicitação cortante no apoio do canto obtuso dos viadutos integrais devido ao empuxo de terra em ambas as extremidades..... 184

## ÍNDICE DE TABELAS

Quadro 2.1: Características principais para a seleção do tipo de ponte sem junta (pontes retas). Fonte: <i>NATIONAL ACADEMIES OF SCIENCES, ENGINEERING, AND MEDICINE</i> (2013), adaptado. ....	39
Quadro 2.2: Comprimentos e esconsidades limites adotados pelo Departamento de Transportes de Virginia, EUA. Fonte: HOPPE, WEAKLEY e THOMPSON (2016), adaptado.....	40
Quadro 2.3: Fundação dos encontros em pontes sem juntas (pontes retas). Fonte: <i>NATIONAL ACADEMIES OF SCIENCES, ENGINEERING, AND MEDICINE</i> (2013), adaptado.....	41
Quadro 2.4: Conexão entre pilares e superestrutura em pontes sem juntas (pontes retas). Fonte: <i>NATIONAL ACADEMIES OF SCIENCES, ENGINEERING, AND MEDICINE</i> (2013), adaptado. ....	42
Tabela 4. 1: Valores característicos da deformação específica de retração $\epsilon_{cs}(t_{\infty}, t_0)$ e do coeficiente de fluência $\phi(t_{\infty}, t_0)$ . Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014). ....	87
Tabela 4. 2: Variação linear de temperatura ao longo da altura da seção transversal. Fonte: NBR 7187 (ABNT, 2021). ....	91
Tabela 5. 1: Propriedades geométricas da seção da longarina pré-moldada. ....	94
Tabela 5. 2: Propriedades dos materiais empregados. ....	95
Tabela 5. 3: Parâmetros variados. ....	95
Tabela 5. 4: Reações no apoio do viaduto convencional. ....	97
Tabela 5. 5: Coeficientes de rigidez dos aparelhos de apoio. ....	97
Tabela 5. 6: Parâmetros adotados para as estacas. ....	99
Tabela 5. 7: Molas equivalentes para o aterro (areia medianamente compacta). Fonte: SOARES (2011). ....	99

Tabela 5. 8: Propriedades da argila rija pré-adensada. Fonte: SOARES (2011). .....	100
Tabela 5. 9: Molas equivalentes para o solo argiloso. Fonte: SOARES (2011). .....	100
Tabela 5. 10: Detalhamento das etapas construtivas. ....	111
Tabela 5. 11: Tipos de modelo adotados. ....	112
Tabela 5. 12: Posições para determinação dos resultados. ....	113
Tabela 5. 13: Momentos fletores na seção $S_0$ devidos à sobrecarga nos modelos sem transversinas intermediárias. ....	115
Tabela 5. 14: Momentos fletores na seção $S_4/S_5$ devidos à sobrecarga permanente nos modelos sem transversinas intermediárias. ....	115
Tabela 5. 15: Momentos fletores na seção $S_{10}$ devidos à sobrecarga permanente nos modelos sem transversinas intermediárias. ....	115
Tabela 5. 16: Momentos fletores na seção $S_0$ devidos à sobrecarga nos modelos com transversinas intermediárias. ....	116
Tabela 5. 17: Momentos fletores na seção $S_4 /S_5$ devidos à sobrecarga nos modelos com transversinas intermediárias. ....	117
Tabela 5. 18: Momentos fletores na seção $S_{10}$ devidos à sobrecarga nos modelos com transversinas intermediárias. ....	117
Tabela 5. 19: Momentos fletores na seção $S_0$ devidos à carga móvel (momentos fletores máximos positivos na seção $S_4/S_5$ ) nos modelos sem transversinas intermediárias. ....	118
Tabela 5. 20: Momentos fletores na seção $S_4/S_5$ devidos à carga móvel (momentos fletores máximos positivos na seção $S_4/S_5$ ) nos modelos sem transversinas intermediárias. ....	119
Tabela 5. 21: Momentos fletores na seção $S_{10}$ devidos à carga móvel (momentos fletores máximos positivos na seção $S_4/S_5$ ) nos modelos sem transversinas intermediárias. ....	119

Tabela 5. 22: Momentos fletores na seção $S_0$ devidos à carga móvel (momentos fletores máximos positivos na seção $S_4/S_5$ ) nos modelos com transversinas intermediárias.....	120
Tabela 5. 23: Momentos fletores na seção $S_4/S_5$ devidos à carga móvel (momentos fletores máximos positivos na seção $S_4/S_5$ ) nos modelos com transversinas intermediárias.....	120
Tabela 5. 24: Momentos fletores na seção $S_{10}$ devidos à carga móvel (momentos fletores máximos positivos na seção $S_4/S_5$ ) nos modelos com transversinas intermediárias.....	120
Tabela 5. 25: Momentos fletores na seção $S_0$ devidos à carga móvel (momentos fletores mínimos negativos na seção $S_{10}$ ) nos modelos sem transversinas intermediárias.....	122
Tabela 5. 26: Momentos fletores na seção $S_4$ devidos à carga móvel (momentos fletores mínimos negativos na seção $S_{10}$ ) nos modelos sem transversinas intermediárias.....	122
Tabela 5. 27: Momentos fletores na seção $S_{10}$ devidos à carga móvel (momentos fletores mínimos negativos na seção $S_{10}$ ) nos modelos sem transversinas intermediárias.....	122
Tabela 5. 28: Momentos fletores na seção $S_0$ devidos à carga móvel (momentos fletores mínimos negativos na seção $S_{10}$ ) nos modelos com transversinas intermediárias.....	124
Tabela 5. 29: Momentos fletores na seção $S_4$ devidos à carga móvel (momentos fletores mínimos negativos na seção $S_{10}$ ) nos modelos com transversinas intermediárias.....	124
Tabela 5. 30: Momentos fletores na seção $S_{10}$ devidos à carga móvel (momentos fletores mínimos negativos na seção $S_{10}$ ) nos modelos com transversinas intermediárias.....	124
Tabela 5. 31: Momentos fletores máximos devidos à variação uniforme de temperatura nos modelos integrais (menor inércia) sem transversinas.....	125

Tabela 5. 32: Momentos fletores máximos devidos à variação uniforme de temperatura nos modelos integrais (maior inércia) sem transversinas.....	126
Tabela 5. 33: Momentos fletores máximos devidos à variação uniforme de temperatura nos modelos integrais (menor inércia) com transversinas.....	126
Tabela 5. 34: Momentos fletores máximos devidos à variação não-uniforme de temperatura nos modelos integrais (menor inércia) sem transversinas intermediárias. ....	127
Tabela 5. 35: Momentos fletores máximos devidos à variação não-uniforme de temperatura nos modelos integrais (maior inércia) sem transversinas intermediárias. ....	128
Tabela 5. 36: Momentos fletores máximos devidos à variação não-uniforme de temperatura nos modelos integrais (menor inércia) com transversinas intermediárias. ....	128
Tabela 5. 37: Momentos fletores máximos devidos ao empuxo de terra em uma extremidade nos modelos integrais (menor inércia) sem transversinas intermediárias. ....	129
Tabela 5. 38: Momentos fletores máximos devidos ao empuxo de terra em uma extremidade nos modelos integrais (maior inércia) sem transversinas intermediárias. ....	130
Tabela 5. 39: Momentos fletores máximos devidos ao empuxo de terra em uma extremidade nos modelos integrais (menor inércia) com transversinas intermediárias. ....	130
Tabela 5. 40: Momentos fletores máximos devidos ao empuxo de terra em ambas as extremidades nos modelos integrais (menor inércia) sem transversinas intermediárias. ....	131
Tabela 5. 41: Momentos fletores máximos devidos ao empuxo de terra em ambas as extremidades nos modelos integrais (maior inércia) sem transversinas intermediárias. ....	132

Tabela 5. 42: Momentos fletores máximos devidos ao empuxo de terra em ambas as extremidades nos modelos integrais (menor inércia) com transversinas intermediárias. .....	132
Tabela 5. 43: Momentos fletores máximos devidos à retração e à fluência nos modelos integrais (menor inércia) sem transversinas intermediárias.....	133
Tabela 5. 44: Momentos fletores máximos devidos à retração e à fluência nos modelos integrais (maior inércia) sem transversinas intermediárias.....	134
Tabela 5. 45: Momentos fletores máximos devidos à retração e à fluência nos modelos integrais (menor inércia) com transversinas intermediárias.....	134
Tabela 5. 46: Solicitações cortantes no canto obtuso (Ponto 5) devidas à sobrecarga permanente nos modelos sem transversinas.....	135
Tabela 5. 47: Solicitações cortantes no canto obtuso (Ponto 5) devidas à sobrecarga permanente nos modelos integrais com transversinas.....	135
Tabela 5. 48: Solicitações cortantes no canto obtuso (Ponto 5) devidas à carga móvel (momentos fletores máximos positivos na seção $S_4/S_5$ ) nos modelos sem transversinas. ....	136
Tabela 5. 49: Solicitações cortantes no canto obtuso (Ponto 5) devidas à carga móvel (momentos fletores máximos positivos na seção $S_4/S_5$ ) nos modelos com transversinas. ....	137
Tabela 5. 50: Solicitações cortantes no canto obtuso (Ponto 5) devidas à carga móvel (momentos fletores mínimos negativos na seção $S_{10}$ ) nos modelos sem transversinas. .....	138
Tabela 5. 51: Solicitações cortantes no canto obtuso (Ponto 5) devidas à carga móvel (momentos fletores mínimos negativos na seção $S_{10}$ ) nos modelos com transversinas. .....	138
Tabela 5. 52: Solicitações cortantes no canto obtuso (Ponto 5) devidas à variação uniforme de temperatura nos modelos integrais. ....	139
Tabela 5. 53: Solicitações cortantes no canto obtuso (Ponto 5) devidas à variação não-uniforme de temperatura nos modelos integrais. ....	139

Tabela 5. 54: Solicitações cortantes no canto obtuso (Ponto 5) devidas ao empuxo de terra em uma extremidade nos modelos integrais.....	140
Tabela 5. 55: Solicitações cortantes no canto obtuso (Ponto 5) devidas ao empuxo de terra em ambas as extremidades nos modelos integrais. ....	141
Tabela 5. 56: Solicitações cortantes no canto obtuso (Ponto 5) devidas à retração e à fluência nos modelos integrais.....	141
Tabela 5. 57: Deslocamentos transversais no apoio do canto obtuso devidos à sobrecarga permanente nos modelos sem transversinas. ....	142
Tabela 5. 58: Deslocamentos transversais no apoio do canto obtuso devidos à sobrecarga permanente nos modelos com transversinas intermediárias.....	143
Tabela 5. 59: Deslocamentos transversais no apoio do canto obtuso devidos à carga móvel (momentos fletores máximos positivos na seção $S_4/S_5$ ) nos modelos sem transversinas. ....	144
Tabela 5. 60: Deslocamentos transversais no apoio do canto obtuso devidos à carga móvel (momentos fletores máximos positivos na seção $S_4/S_5$ ) nos modelos com transversinas intermediárias.....	145
Tabela 5. 61: Deslocamentos transversais no apoio do canto obtuso devidos à carga móvel (momentos fletores mínimos negativos na seção $S_{10}$ ) nos modelos sem transversinas. ....	145
Tabela 5. 62: Deslocamentos transversais no apoio do canto obtuso devidos à carga móvel (momentos fletores mínimos negativos na seção $S_{10}$ ) nos modelos com transversinas intermediárias.....	146
Tabela 5. 63: Deslocamentos transversais no apoio do canto obtuso devidos à variação uniforme de temperatura nos modelos sem transversinas intermediárias...	147
Tabela 5. 64: Deslocamentos transversais no apoio do canto obtuso devidos à variação uniforme de temperatura nos modelos com transversinas intermediárias...	148
Tabela 5. 65: Deslocamentos transversais no apoio do canto obtuso devidos à variação não-uniforme de temperatura nos modelos sem transversinas intermediárias. ....	148

Tabela 5. 66: Deslocamentos transversais no apoio do canto obtuso devidos à variação não-uniforme de temperatura nos modelos com transversinas intermediárias. ....	149
Tabela 5. 67: Deslocamentos transversais no apoio do canto obtuso devidos ao empuxo de terra em uma extremidade nos modelos integrais. ....	149
Tabela 5. 68: Deslocamentos transversais no apoio do canto obtuso devidos ao empuxo de terra em ambas as extremidades nos modelos integrais. ....	151
Tabela 5. 69: Deslocamentos transversais no apoio do canto obtuso devidos à retração e á fluência nos modelos sem transversinas intermediárias. ....	151
Tabela 5. 70: Deslocamentos transversais no apoio do canto obtuso devidos à retração e à fluência nos modelos com transversinas intermediárias. ....	152



## 1 INTRODUÇÃO

---

Pontes integrais são caracterizadas pela ausência de juntas de dilatação e de aparelhos de apoio nos encontros. Há algumas décadas, esta concepção estrutural surgiu motivada pelas vantagens econômicas e funcionais provenientes da eliminação das juntas de dilatação. Segundo BURKE (2009), nas pontes com vãos simples ou múltiplos com até cerca de 90 m, as manifestações patológicas provenientes de juntas em mal estado de conservação demandam soluções mais onerosas do que o custo adicional da estrutura monolítica, sem juntas, que deve resistir a solicitações devidas às ações indiretas (fluência, retração, recalque diferencial e variação térmica) e ao empuxo de terra. Isto ocorre porque, neste intervalo de comprimento, a soma das solicitações despertadas pelas ações indiretas é muito pequena em comparação às despertadas pelas cargas permanentes e móveis. Por conseguinte, os custos suplementares para que a estrutura possa resistir às ações indiretas são modestos.

Embora as pontes integrais tenham se tornado cada vez mais recorrentes na Europa e América do Norte, observa-se que o mesmo não ocorre no Brasil. Esta realidade pode ser atribuída ao atraso na incorporação desta técnica entre os projetistas brasileiros, além da carência de normatização específica.

Nas pontes integrais, a continuidade da superestrutura e a ligação monolítica com os encontros restringem sua deformação horizontal e despertam as solicitações decorrentes das ações indiretas. Além disso, a ligação monolítica com os encontros induz solicitações adicionais na superestrutura em decorrência dos empuxos de terra.

Um aspecto importante a ser considerado é a análise estrutural, que se torna bem mais complexa. Em geral, uma superestrutura tradicional (biapoiada) pode ser analisada com modelo de viga contínua, enquanto para a análise de uma ponte integral deve-se adotar um modelo de pórtico completo, que envolva as fundações e considere a interação solo-estrutura.

Embora as soluções de pontes integrais sejam bastante utilizadas em várias partes do mundo, ainda não existe uma normatização estabelecida e bem consolidada para este tipo de projeto. A definição das ações secundárias, as particularidades do comportamento estrutural, os limites adequados de parâmetros geométricos (extensão, curvatura, escuridade etc.) e os detalhes das ligações ainda são temas de artigos técnicos e constituem questões debatidas em Congressos. Como consequência, de acordo com DICLELI e ERHAN (2009), na falta de normas específicas nos EUA, alguns projetistas utilizam padrões de pontes convencionais constantes em especificações elaboradas pela AASTHO (*American Association of State Highway and Transportation Officials*) no projeto de estruturas integrais,

enquanto outros ainda tomam por base dados empíricos. Isso justifica a ampla variação nos parâmetros geométricos adotados em pontes integrais nos Departamentos de Transporte de diversos estados norte-americanos.

As superestruturas de pontes integrais com esconsidade em planta resultam em complexidade adicional na etapa de análise estrutural e no detalhamento das ligações. Este tipo de situação é bastante recorrente, podendo-se citar que, segundo a *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (AASHTO, 2014), em 67% das pontes construídas nos EUA os encontros não são ortogonais à direção longitudinal da superestrutura. Segundo SHARMA, KWATRA e SINGH (2017), geometrias com esconsidade são comuns em pontes, como também podem ser necessárias em viadutos rodoviários nos trechos de junções, alças e entroncamentos.

Em função do panorama exposto, justifica-se a necessidade de maior compreensão do comportamento estrutural de pontes integrais esconsas, visando identificar a influência dos principais parâmetros nas solicitações de cálculo e colaborar para a difusão desses tipos de projetos no Brasil. Com esta finalidade, o presente trabalho se propõe a realizar um estudo paramétrico comparativo de sistemas integrais, semi-integrais e convencionais (biapoiados) esconsos, investigando a influência da esconsidade, da geometria das estacas e da presença ou não de transversinas no meio do vão nas solicitações destes sistemas.

Em relação à organização do texto, o Capítulo 2 apresenta uma revisão das definições de pontes integrais e semi-integrais, seus principais atributos, algumas limitações e os critérios de projeto adotados em diversos estados norte-americanos.

O Capítulo 3 apresenta um resumo sobre pontes esconsas, considerando condições gerais de uso, comportamento estrutural e práticas de projeto.

As ações consideradas para o dimensionamento estrutural de pontes são detalhadas no Capítulo 4.

Um estudo de caso paramétrico comparativo entre estruturas integrais, semi-integrais e convencionais é desenvolvido no Capítulo 5. Para seu desenvolvimento, são utilizados modelos tridimensionais esconsos de viadutos integrais, semi-integrais e convencionais com dois vãos, empregando o método dos elementos finitos (MEF).

No Capítulo 6 são analisados os resultados numéricos provenientes do estudo (momentos fletores, solicitações cortantes e deslocamentos horizontais).

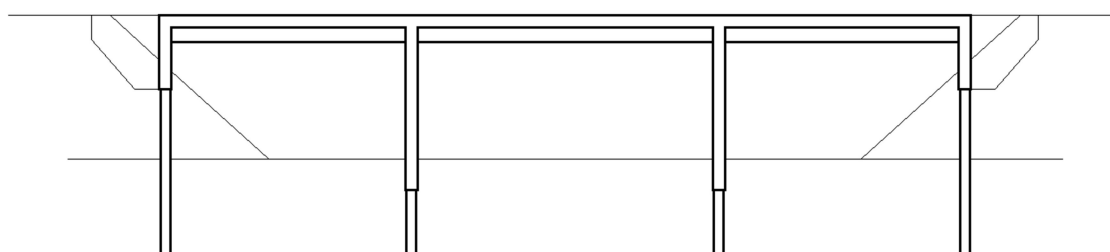
O Capítulo 7 apresenta as considerações finais e sugestões para trabalhos futuros.

## 2 PONTES INTEGRAIS E SEMI-INTEGRAIS

Segundo a definição de BURKE (2009), pontes integrais são estruturas de vão único ou vãos múltiplos contínuos, construídas sem juntas de dilatação e com ligação monolítica entre a superestrutura e os encontros. Geralmente apresentam encontros mais curtos que as pontes convencionais biapoiadas e se apoiam sobre uma única linha de estacas, o que promove maior flexibilidade diante das ações que provocam deslocamentos longitudinais, tais como variação de temperatura, empuxo de terra e frenagem/aceleração.

Pontes semi-integrais, analogamente, são estruturas sem juntas de dilatação, porém não apresentam ligação rígida (ou semirrígida) entre a superestrutura e os encontros, sendo utilizados aparelhos de apoio de elastômero fretado na transferência de cargas entre estes elementos. As pontes semi-integrais apresentam alguma liberdade de deslocamentos nos extremos e, assim, as cargas transmitidas para as fundações tendem a ser expressivamente menores do que nas pontes integrais (STEINBERG *et al.*, 2004).

As Figuras 2.1 e 2.2 apresentam, respectivamente, esquemas de pontes integral e semi-integral de vãos múltiplos. Em ambos os tipos de pontes, a ligação entre a superestrutura e os pilares intermediários pode ser realizada de forma contínua ou deslizante (por meio de aparelhos de apoio).



(a) Conexão integral com os pilares intermediários



(b) Conexão deslizante com os pilares intermediários

Figura 2. 1: Ponte integral com vãos múltiplos.



(a) Conexão integral com os pilares intermediários



(b) Conexão deslizante com os pilares intermediários

Figura 2. 2: Ponte semi-integral com vãos múltiplos.

Na ponte integral, a continuidade entre a superestrutura e a infraestrutura restringe a deformação longitudinal, despertando solicitações que, em geral, são desprezíveis nas pontes convencionais, com juntas e aparelhos de apoio. As solicitações decorrentes da variação uniforme e não-uniforme de temperatura, retração, fluência, recalque de apoio e empuxo de terra tornam-se, assim, relevantes para o dimensionamento das superestruturas dessas pontes.

No sistema integral, a expansão ou contração da superestrutura por variação uniforme e não-uniforme de temperatura faz com que a super e a infraestrutura movam-se unidas, despertando empuxo ativo ou passivo no solo do aterro das extremidades. Nas pontes semi-integrais com superestrutura apoiada sobre os pilares intermediários, assim como nas convencionais, a presença de aparelhos de apoio em elastômero fretado ou de ligações articuladas permite que as deformações devidas à variação uniforme e não-uniforme de temperatura ocorram livremente, sem o surgimento de solicitações adicionais. Uma comparação entre encontros de pontes convencionais biapoiadas, semi-integrais e integrais é apresentada na Figura 2.3.

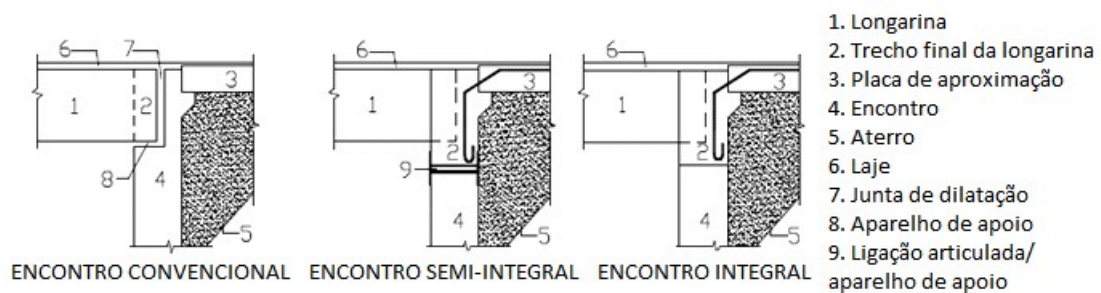


Figura 2. 3: Tipos de encontros. Fonte: WANG, LI e HU (2012), adaptado.

Detalhes construtivos de encontro integral e de encontro semi-integral são ilustrados nas Figuras 2.4 e 2.5, respectivamente.

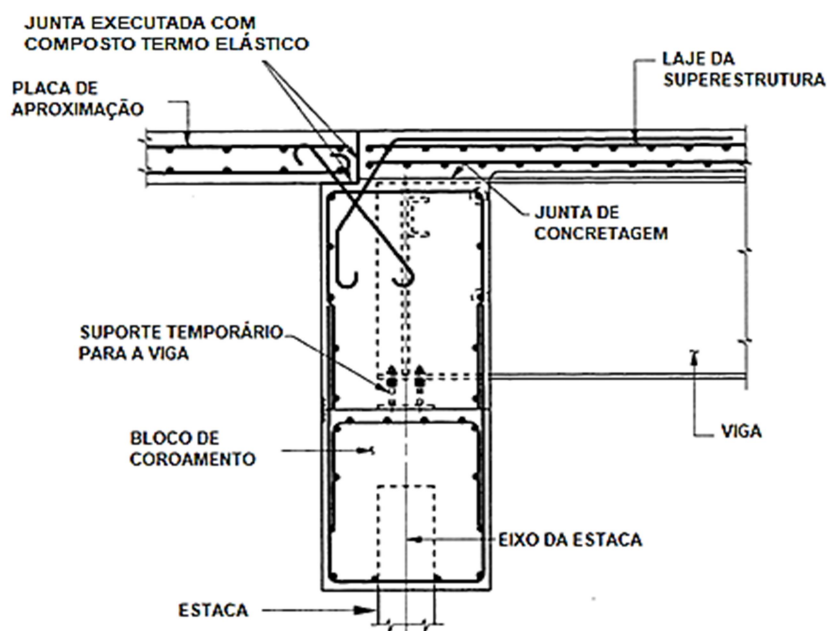


Figura 2. 4: Exemplo de encontro integral. Fonte: *NEW YORK STATE DEPARTMENT OF TRANSPORTATION* (2005), adaptado.

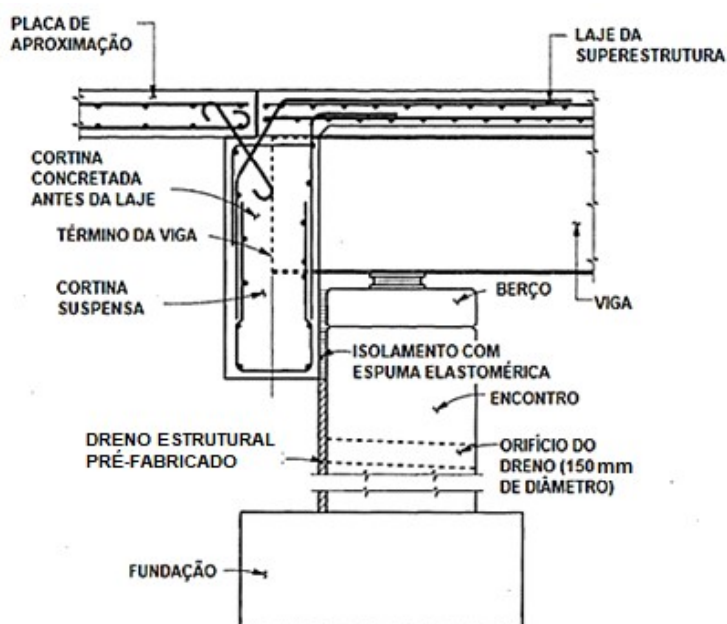


Figura 2. 5: Exemplo de encontro semi-integral. Fonte: *NEW YORK STATE DEPARTMENT OF TRANSPORTATION* (2005), adaptado.

A eliminação das juntas de dilatação é a principal vantagem das pontes integrais e semi-integrais em relação às convencionais. Sua ausência reduz os custos de instalação e de manutenção, uma vez que não há passagem de água e de detritos nas juntas em mau estado de conservação, o que poderia resultar na deterioração dos elementos estruturais e na redução do tempo de vida útil da ponte.

O fato de a ausência de manutenção nas juntas de dilatação poder acarretar risco de acidentes aos usuários motivou o Departamento de Transportes de Ohio, EUA, entre o fim de 1920 e o início de 1930, a adotar como padrão a solução estrutural contínua para pontes de múltiplos vãos. Tal procedimento foi o marco inicial para posterior disseminação da preferência pela construção de pontes integrais pela maioria dos Departamentos de Transporte dos EUA.

De acordo com PARK, BIGELOW e FELDMANN (2017), 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 fletores positivos gerados no meio do vão, o que permite o uso de longarinas com seções transversais mais esbeltas e com menor altura, reduzindo os custos de materiais, fabricação, transporte e construção.

Segundo a *NATIONAL ACADEMIES OF SCIENCES, ENGINEERING, AND MEDICINE* (2013), pontes sem juntas de dilatação apresentam redução significativa de custos quando comparadas às que apresentam juntas. Em relação aos custos de construção, a economia ocorre pela ausência das juntas de dilatação e dos aparelhos de apoio, como também pela redução do número de estacas de fundação (pois as pontes integrais são geralmente apoiadas sobre uma única linha de estacas). Quanto à manutenção, juntas de dilatação geralmente necessitam de reparo a cada intervalo de 8 anos a 12 anos e de, ao menos, uma substituição a cada 50 anos. Esta estimativa depende das condições ambientais do local da ponte. Além disto, os aparelhos de apoio necessitam ser substituídos ao menos uma vez ao longo do ciclo de vida da ponte. Uma comparação qualitativa de custos ao longo da vida útil entre uma ponte sem juntas e uma convencional é apresentada na Figura 2.6. A Figura 2.7 apresenta uma análise qualitativa do custo diferencial entre os dois tipos de ponte.

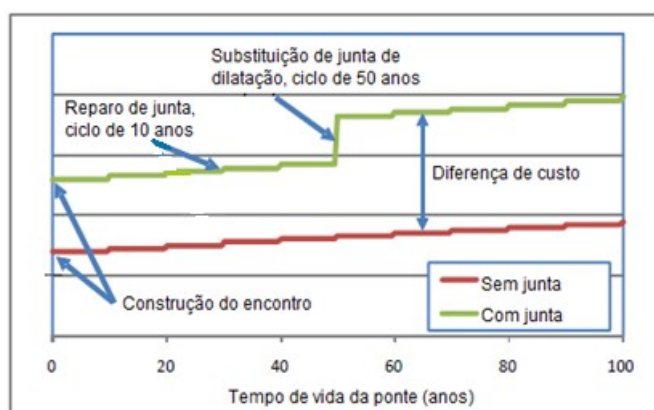


Figura 2. 6: Custos de construção e manutenção ao longo da vida útil. Fonte: *NATIONAL ACADEMIES OF SCIENCES, ENGINEERING, AND MEDICINE* (2013), adaptado.

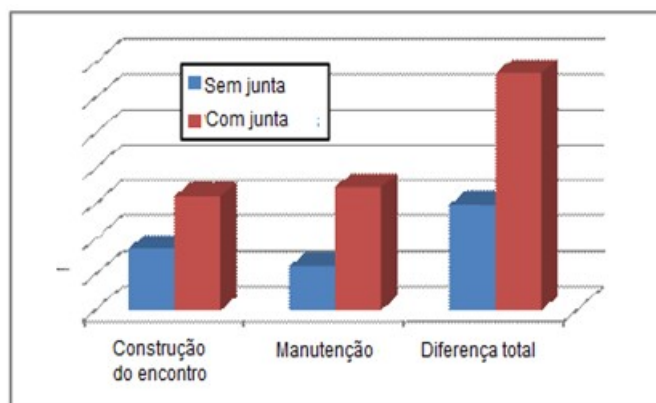


Figura 2. 7: Custos totais de construção e manutenção. Fonte: *NATIONAL ACADEMIES OF SCIENCES, ENGINEERING, AND MEDICINE* (2013), adaptado.

## 2.1 Definição do Sistema Estrutural

Diversos fatores influenciam a definição do sistema estrutural de uma ponte, tais como: custo, condições ambientais, geometria da ponte e deslocamento longitudinal máximo estimado.

O Quadro 2.1 apresenta as características principais dos sistemas integral e semi-integral, indicando vantagens, desvantagens, deslocamento longitudinal máximo, custos de manutenção e aplicação em pontes existentes.

Quadro 2. 1: Características principais para a seleção do tipo de ponte sem junta (pontes retas). Fonte: *NATIONAL ACADEMIES OF SCIENCES, ENGINEERING, AND MEDICINE* (2013), adaptado.

Sistema	Extensão máxima	Vantagens	Desvantagens	Deslocamento longitudinal permitido	Custo de manutenção	Aplicável para pontes existentes
Integral	Determinada em projeto	Elimina a necessidade de aparelhos de apoio	Dificuldade para inspecionar danos nas estacas decorrentes do movimento das mesmas	Baixo	Baixo	Sim
Semi-integral	Determinada em projeto	Provê redução da força longitudinal transferida para os pilares	Necessita de aparelhos de apoio	Médio	Médio	Sim

Em relação ao comprimento máximo permitido de uma ponte integral, não há consenso quanto a um valor. Nos EUA, os Departamentos de Transporte de cada estado indicam valores distintos, baseados em experiências anteriores. Os

comprimentos limites adotados pelo Departamento de Transportes de Virginia, EUA, são apresentados como exemplo no Quadro 2.2.

Quadro 2. 2: Comprimentos e esconsidades limites adotados pelo Departamento de Transportes de Virginia, EUA. Fonte: HOPPE, WEAKLEY e THOMPSON (2016), adaptado.

	<b>Integral</b>	<b>Semi-integral</b>
Pontes de aço	90 m para ponte sem esconsidade	135 m para ponte sem esconsidade
	45 m para esconsidade de 30°	65 m para esconsidade de 30°
Pontes de concreto	150 m para ponte sem esconsidade	230 m para ponte sem esconsidade
	75 m para esconsidade de 30°	115 m para esconsidade de 30°
Deslocamento total em cada encontro	40 mm	55 mm

Na prática, os fatores limitantes são analisados em conjunto. O Departamento de Transportes do Estado de Ohio, nos EUA, desenvolveu um gráfico, apresentado na Figura 2.8, que relaciona o comprimento e a esconsidade da superestrutura com os tipos de sistemas estruturais. Para um determinado par de valores (comprimento e esconsidade) pode-se verificar, preliminarmente, qual sistema estrutural é mais vantajoso.

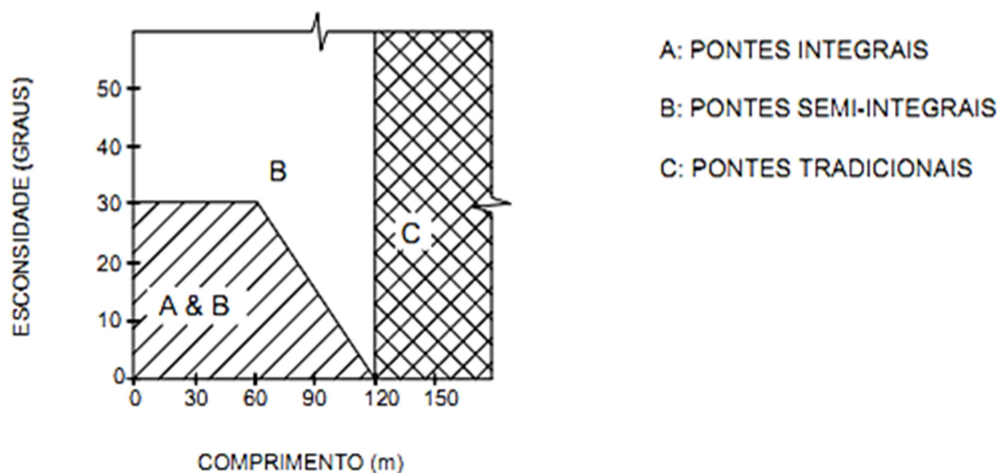


Figura 2. 8: Tipos de pontes viáveis em função da esconsidade e comprimento, Ohio DOT. Fonte: BURKE (2009), adaptado.

Nas pontes integrais e semi-integrais com continuidade entre longarinas, a dilatação do tabuleiro, quando do aumento de temperatura, é diretamente proporcional ao comprimento inicial da ponte. Logo, o comprimento inicial máximo deve ser limitado para evitar elevadas solicitações de tração, que pode causar fissuras no concreto. Por isto, estes tipos de pontes apresentam limitação na sua extensão. Nas estruturas tradicionais (biapoiadas), a dilatação de cada vão ocorre isoladamente, sendo sua magnitude significativamente inferior àquela apresentada pelas pontes contínuas.



A esconsidade resulta em tendência de rotação da ponte em torno de um eixo perpendicular ao plano da superestrutura, que aumenta em função do ângulo de esconsidade. Nas estruturas semi-integrais e tradicionais este movimento é permitido, visto que a superestrutura é apoiada nos encontros. Nas pontes integrais, por sua vez, a conexão entre a superestrutura e os encontros é realizada de forma contínua. Logo, valores elevados de esconsidade acarretam momentos fletores de grande magnitude nessa região. Isto explica a limitação do uso de pontes integrais para grandes esconsidades.

O Quadro 2.3 apresenta orientações sobre o tipo de fundação para diferentes sistemas estruturais sem juntas, enquanto o Quadro 2.4 fornece indicações das conexões e apoios usados nos pilares intermediários de pontes integrais e semi-integrais.

Quadro 2. 3: Fundação dos encontros em pontes sem juntas (pontes retas). Fonte: *NATIONAL ACADEMIES OF SCIENCES, ENGINEERING, AND MEDICINE* (2013), adaptado.

Sistema		Vantagens	Desvantagens	Deslocamento longitudinal permitido	Potencial para atingir mais de 100 anos de vida útil
Integral	Estaca metálica H	Econômica para deslocamentos longitudinais pequenos; Fácil de construir	Capacidade de flambagem, ductilidade e resistência relativamente baixas	Médio	Médio
	Estaca de concreto protendido	Muito rígida e com alta capacidade de carregamento axial	Susceptível à deterioração do concreto e a algum risco de corrosão das cordoalhas	Baixo	Médio
	Estaca circular maciça de concreto armado (CFT)	Possui grande resistência, ductilidade e alta capacidade de flambagem, sendo capaz de suportar pontes de grande comprimento	Alto custo inicial	Alto	Médio
Semi-integral	Qualquer tipo de fundação pode ser usado				

Quadro 2. 4: Conexão entre pilares e superestrutura em pontes sem juntas (pontes retas).  
 Fonte: NATIONAL ACADEMIES OF SCIENCES, ENGINEERING, AND MEDICINE (2013), adaptado.

Sistema		Vantagens	Desvantagens	Deslocamento longitudinal permitido	Custo de manutenção	Potencial para atingir mais de 100 anos de vida útil
Continuidade das vigas sobre os pilares.	Integral (Figura 2.15 a)	Elimina a necessidade de aparelhos de apoio elastoméricos sobre os pilares	Pode causar fissuras transversais nos pilares	Baixo	Baixo	Alto
	Articulação fixa (Figura 2.15 b)	Não requer apoio para movimento longitudinal sobre os pilares	Pode causar fissuras transversais nos pilares	Baixo	Médio	Médio
	Articulação móvel (Figura 2.15 c)	Reduz a flexão dos pilares	O apoio deve ser projetado para ambos movimentos longitudinal e rotacional	Alto	Médio	Baixo
Continuidade das vigas no entorno do pilar	Simple para peso próprio e contínua para carga móvel (Figuras 2.15 b ou 2.14 c)	Elimina juntas e protege as extremidades das vigas	Restrição a momentos fletores e possibilidade de fissuras nas transversinas	Varia com o tipo de apoio	Baixo	Alto
Vigas sem continuidade	Laje de continuidade (Figura 2.15 d)	Apresenta baixo custo	Pode fissurar e causar infiltração na junta	Varia com o tipo de apoio	Alto	Médio

## 2.2 Aspectos de Projeto

Neste item são apresentadas algumas considerações relevantes relativas ao projeto de pontes integrais e semi-integrais.

### 2.2.1 Pontes Integrais

Os principais aspectos a serem considerados nas pontes integrais são: as deformações impostas, o empuxo de terra, a continuidade da superestrutura e a ligação monolítica entre a superestrutura e os encontros.

### 2.2.1.1 Consideração das deformações impostas

Além das ações comumente consideradas na superestrutura de pontes convencionais, como peso próprio, sobrecarga permanente e carga móvel, nas pontes integrais, por serem hiperestáticas, torna-se importante considerar as deformações impostas, como retração e fluência do concreto, variação de temperatura e recalque dos apoios.

#### a) Retração e fluência do concreto

A retração do concreto é caracterizada pela redução de seu volume durante o processo de endurecimento devido à perda de água, enquanto a consideração da fluência no projeto de pontes está relacionada com o efeito da protensão. As forças de compressão impostas ao concreto nas primeiras idades acarretam o encurtamento do concreto, que ocorre de modo gradual. As Figuras 2.9 e 2.10 apresentam, respectivamente, os fenômenos de retração e fluência em pontes com vigas de concreto protendido.

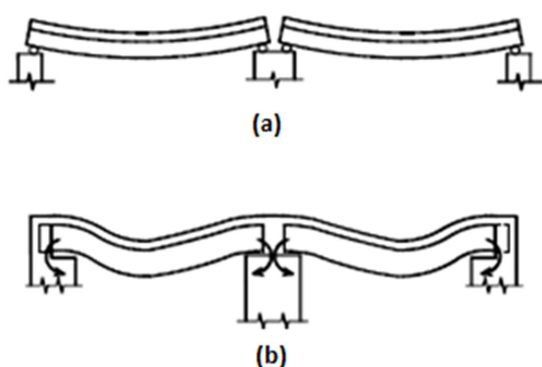


Figura 2. 9: Fenômeno da retração em pontes com longarinas pré-moldadas de concreto protendido: (a) ponte convencional; (b) ponte integral. Fonte: PINHO *et al.* (2009).

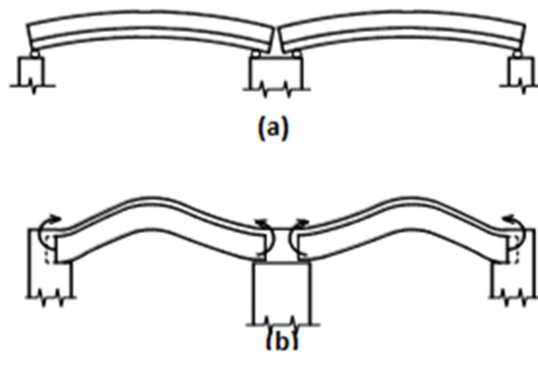


Figura 2. 10: Fenômeno da fluência em pontes com longarinas pré-fabricadas de concreto protendido: (a) ponte convencional; (b) ponte integral. Fonte: PINHO *et al.* (2009).

Segundo CHEN (1977), os maiores efeitos da retração ocorrem no momento fletor positivo, em pontes com um único vão, e no momento fletor negativo, na conexão monolítica entre o encontro e a superestrutura, em pontes com vãos contínuos. Os efeitos da fluência em pontes de um único vão são superiores àqueles devidos à retração. Ambas as ações são dependentes do tempo. De acordo com BURKE (2009), os momentos fletores máximos devidos à retração ocorrem dentro de 30 dias após a remoção das formas e os efeitos da fluência continuam por um período maior. A Figura 2.11 apresenta graficamente os efeitos da retração e fluência ao longo do tempo em pontes integrais de dois vãos (MATTOCK, 1961).

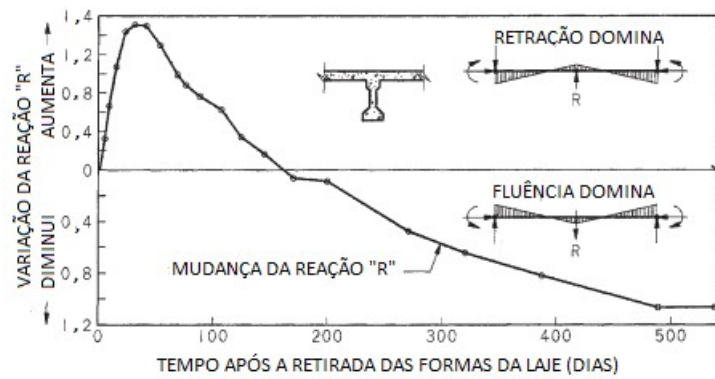


Figura 2. 11: Variação da retração e fluência ao longo do tempo. Fonte: MATTOCK (1961), adaptado.

### b) Variação de temperatura

Em decorrência da variação de temperatura, a superestrutura dilata ou contrai longitudinalmente (devido à elevação ou redução de temperatura, respectivamente). Nas pontes isostáticas e nas pontes semi-integrais com superestrutura apoiada sobre os pilares intermediários, as deformações devidas à variação uniforme e não-uniforme de temperatura podem ocorrer livremente, não induzindo solicitações cortantes ou de momentos fletores na estrutura. Todavia, no caso de pontes integrais, esses movimentos são restringidos pelos encontros e provocam esforços adicionais importantes. A Figura 2.12 apresenta a deformação devido ao aumento de temperatura uniforme em uma ponte integral.

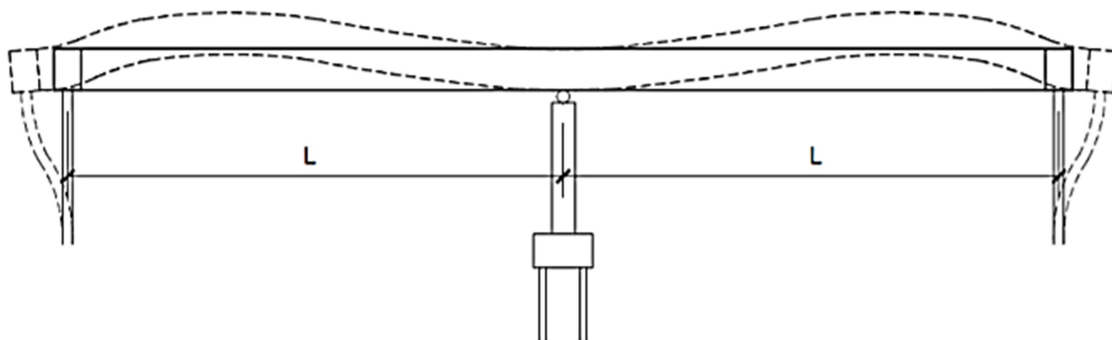


Figura 2. 12: Efeito da dilatação devido à ação térmica em uma ponte integral. Fonte: WASSERMAN e WALKER (1996).

### c) Recalque diferencial

Em pontes integrais, o movimento vertical ou longitudinal da fundação introduz tensões adicionais na superestrutura, visto que sua rotação é impedida devido à ligação monolítica da superestrutura e encontros. A Figura 2.13 apresenta uma comparação entre os efeitos do deslocamento diferencial da fundação em uma ponte

convencional e em uma ponte integral. Importante notar que a superestrutura convencional é isostática e, assim, não sofre tensões por recalque ou rotação.

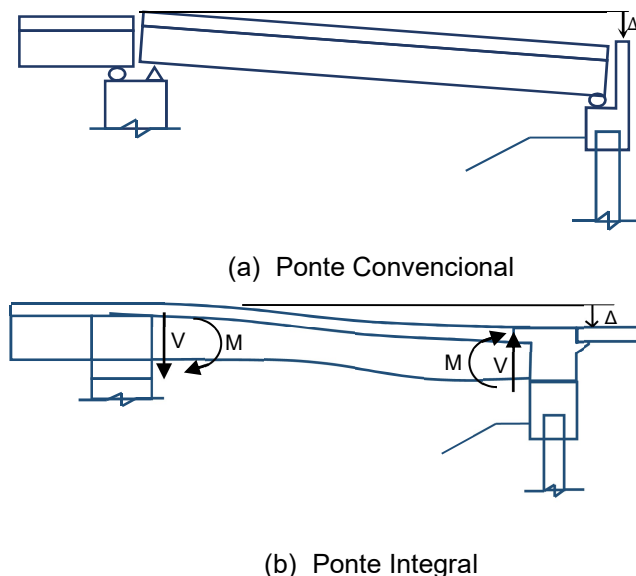


Figura 2. 13: Ação de recalque.

### 2.2.1.2 Consideração do empuxo de terra

De acordo com ARSOY, BARKER e DUNCAN (1999), dependendo do deslocamento dos encontros - decorrente da expansão ou contração da superestrutura - o valor do empuxo pode ser pequeno, como o valor das pressões ativas mínimas, ou grande, como o das pressões passivas máximas. Este deslocamento envolve translação e rotação. A Figura 2.14 ilustra a distribuição de empuxo de terra simplificada despertada pelo deslocamento do encontro ( $\Delta L$ ).

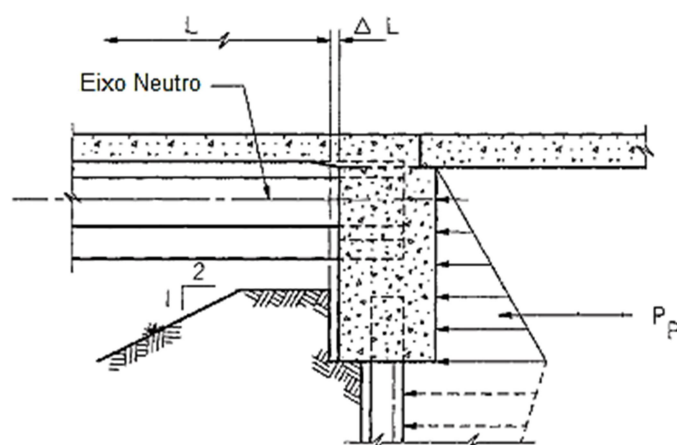


Figura 2. 14: Distribuição simplificada do empuxo de terra. Fonte: BURKE (2009), adaptado.

CHEN (1997) recomenda adotar uma abordagem conservadora em relação ao empuxo de terra nos encontros. Tipicamente, os momentos fletores despertados pelo empuxo nos encontros aliviam os momentos fletores devidos ao peso próprio e à

carga móvel em vãos simples. Segundo Chen, o projetista deve ser cauteloso e considerar apenas 2/3 desta pressão passiva total.

### 2.2.1.3 Conexão entre superestrutura e pilares intermediários

A ligação entre pilares intermediários e superestrutura, tanto nas pontes integrais como nas semi-integrais, pode ocorrer de quatro maneiras distintas. São elas: conexão integral; com apoio do segundo gênero (livre rotação); com apoio do primeiro gênero (livres rotação e translação) ou com laje de continuidade. A Figura 2.15 ilustra essas situações.

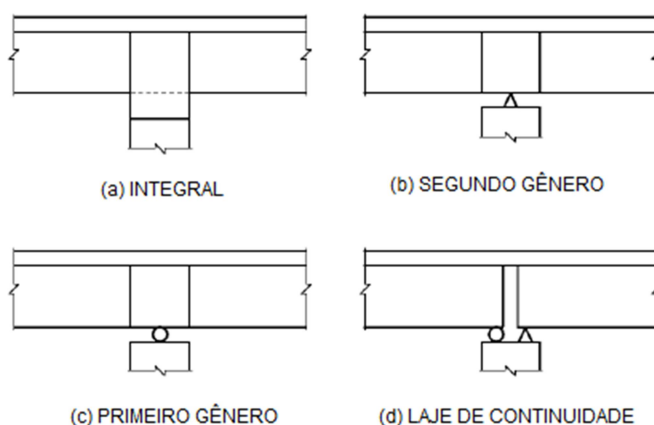


Figura 2. 15: Tipos de ligação entre super e mesoestrutura para pontes sem juntas. Fonte: NATIONAL ACADEMIES OF SCIENCES, ENGINEERING, AND MEDICINE (2013), adaptado.

Na Figura 2.15 (itens a, b, c), a continuidade da superestrutura é representada sobre o pilar. Alternativamente, pode-se efetuar a continuidade no entorno do pilar, nas proximidades dos pontos de inflexão do diagrama de momentos fletores. A Figura 2.16 (a) mostra, em destaque, os pontos de inflexão nas proximidades do pilar intermediário e a Figura 2.16 (b) ilustra a posição dos apoios provisórios necessários ao processo executivo.

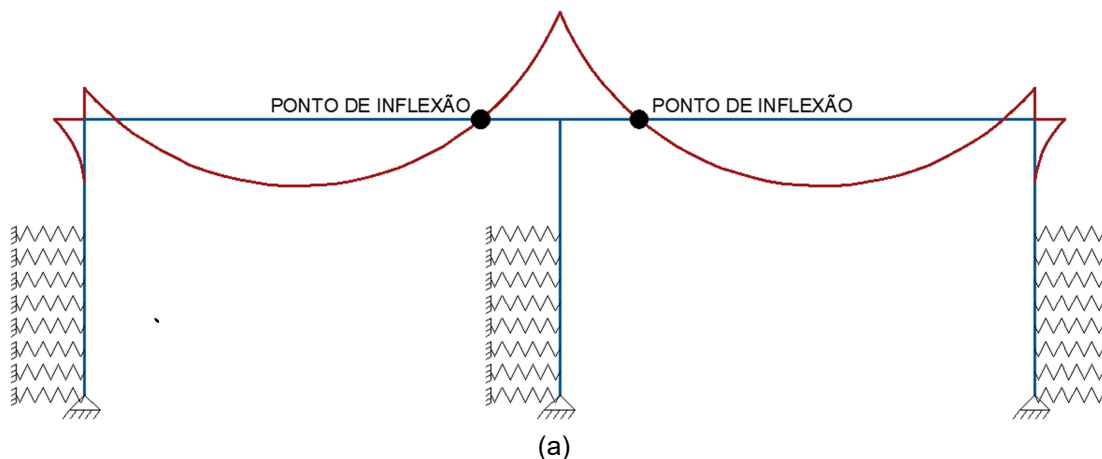


Figura 2. 16: Apoios provisórios para execução de continuidade da superestrutura no entorno de pilar intermediário (continua).

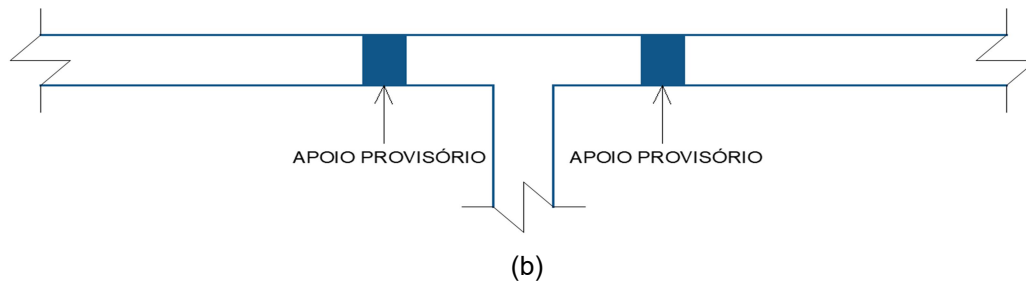


Figura 2.16: Apoios provisórios para execução de continuidade da superestrutura no entorno de pilar intermediário (continuação).

Os tipos de ligação indicados na Figura 2.15 são detalhados a seguir.

#### a) Conexão integral

Neste tipo de conexão, momentos fletores são despertados na união entre o pilar e a superestrutura devido à sobrecarga permanente, ao peso próprio da laje, às cargas móveis e às deformações impostas. Estas últimas introduzem solicitações complexas de serem determinadas.

A Figura 2.17 apresenta, esquematicamente, o método de construção de conexão integral. Inicialmente, as vigas são simplesmente apoiadas sobre a travessa; em seguida, são unidas utilizando-se reforço de armadura passiva (visando transferência de momentos fletores) e, por último, a concretagem da ligação integral é executada. A continuidade entre as vigas pode ser realizada também com uso de protensão.

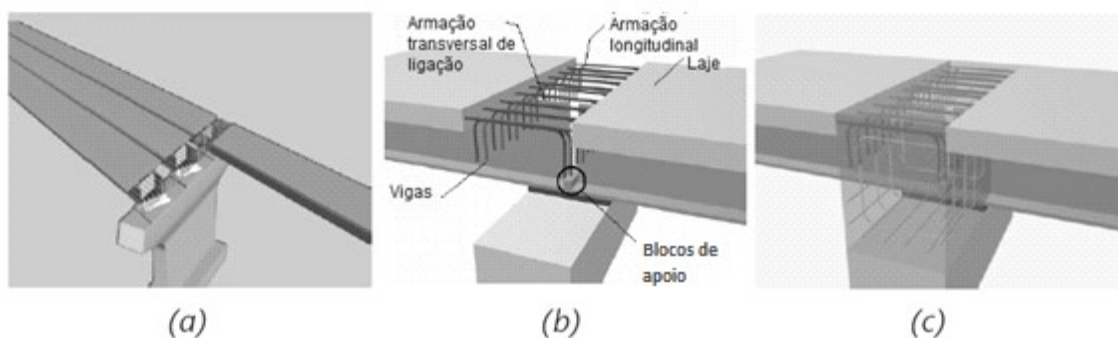


Figura 2.17: Sequência construtiva da ligação integral. Fonte: NATIONAL ACADEMIES OF SCIENCES, ENGINEERING, AND MEDICINE (2013), adaptado.

Os movimentos longitudinais da superestrutura decorrentes das ações de variação de temperatura, de empuxo de terra, bem como de aceleração e frenagem são acomodados pela flexão longitudinal das estacas de fundação e dos pilares intermediários, conforme apresentado esquematicamente na Figura 2.18. O projeto da conexão integral entre superestrutura e pilares e entre superestrutura e encontros deve apresentar rigidez suficiente para transferir os momentos fletores resultantes dessa flexão.

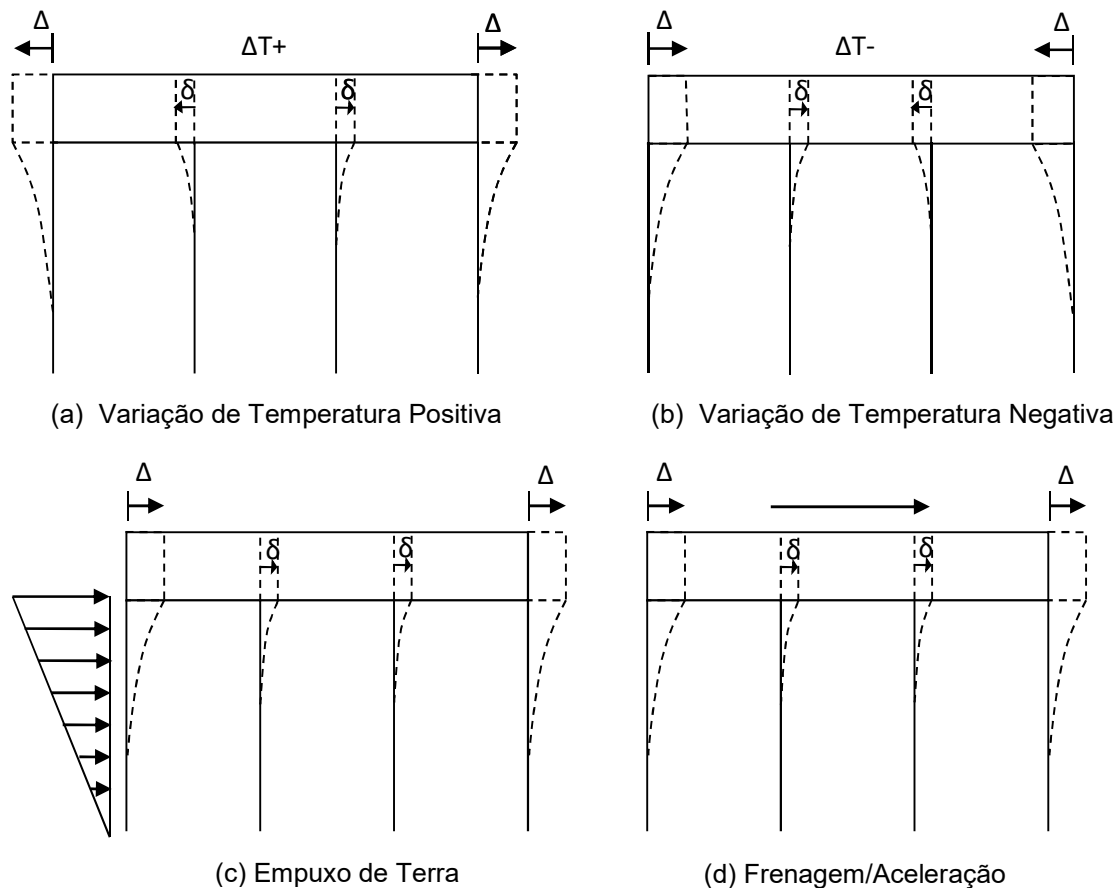
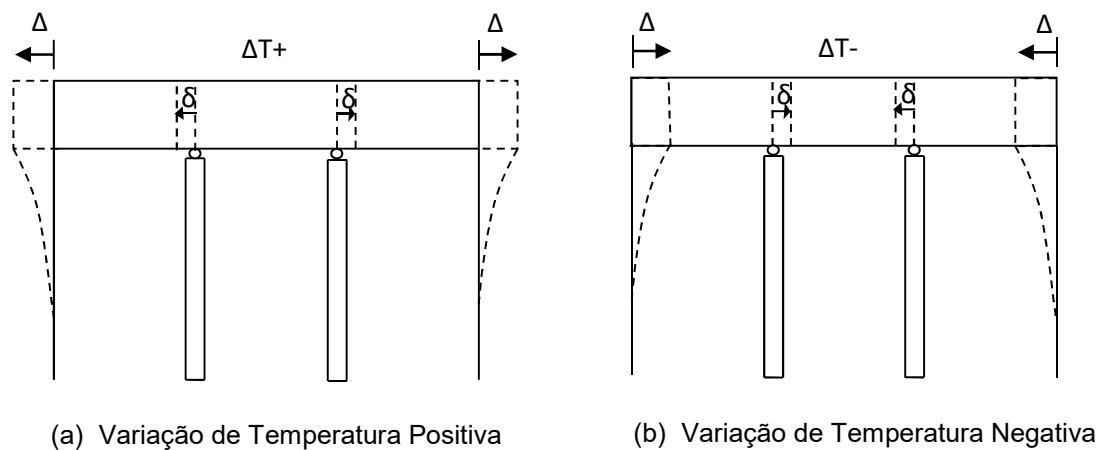


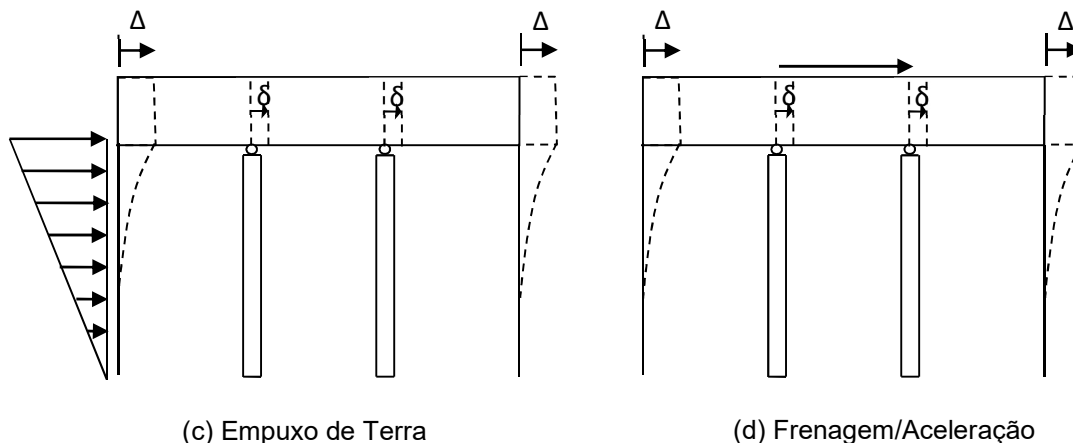
Figura 2. 18: Efeito dos movimentos longitudinais na conexão integral.

b) Conexão por meio de apoios de primeiro e segundo gêneros

Nesse caso, a ligação entre a superestrutura e os pilares intermediários é realizada por meio de aparelhos de apoio elastoméricos. Desta forma, havendo movimentação longitudinal da superestrutura, esta desliza sobre os pilares, sem provocar solicitações nestes elementos (ver Figura 2.19). Os aparelhos de apoio devem ser suficientemente flexíveis para acomodar este deslocamento.







(c) Empuxo de Terra

(d) Frenagem/Aceleração

Figura 2. 19: Efeito dos movimentos longitudinais na conexão deslizante.

### c) Laje de continuidade

Nesta solução, as longarinas não são unidas entre si, sendo uma delas apoiada sobre aparelho de apoio fixo e outra sobre aparelho móvel. A continuidade da laje é provida por meio da laje de continuidade (laje elástica).

A laje de continuidade não promove a continuidade dos momentos fletores oriundos dos carregamentos verticais, apenas transmite as solicitações horizontais. Deste modo, a superestrutura é projetada e construída como ponte convencional (vãos isostáticos). A Figura 2.20 apresenta um detalhe conceitual de uma laje de continuidade.

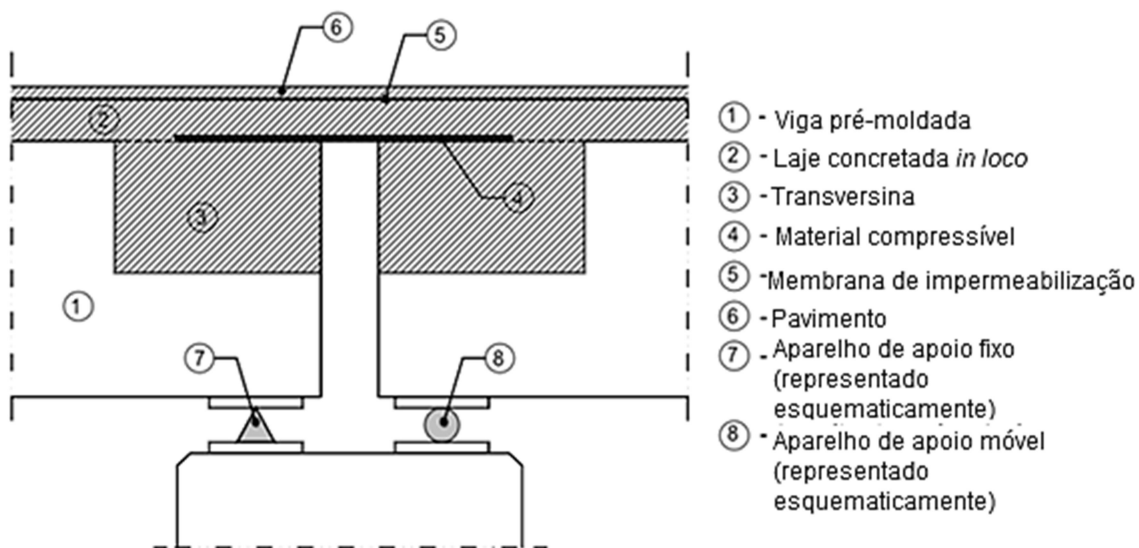


Figura 2. 20: Laje de continuidade unindo vãos isolados. Fonte: SOUZA (2004), adaptado.

#### 2.2.1.4 Continuidade da superestrutura

A continuidade entre vãos pode ocorrer pela laje de continuidade ou pela continuidade entre vigas.

No segundo caso, considera-se o peso próprio atuando nas vigas isoladas, conforme apresentado na Figura 2.21 (a). Após o posicionamento das vigas sobre os apoios, é realizada a continuidade entre as longarinas e entre estas e os encontros. Assim, a sobrecarga permanente, a carga móvel e as demais ações atuam sobre a estrutura contínua, conforme representado na Figura 2.21 (b) (OESTERLE *et al*, 1998).

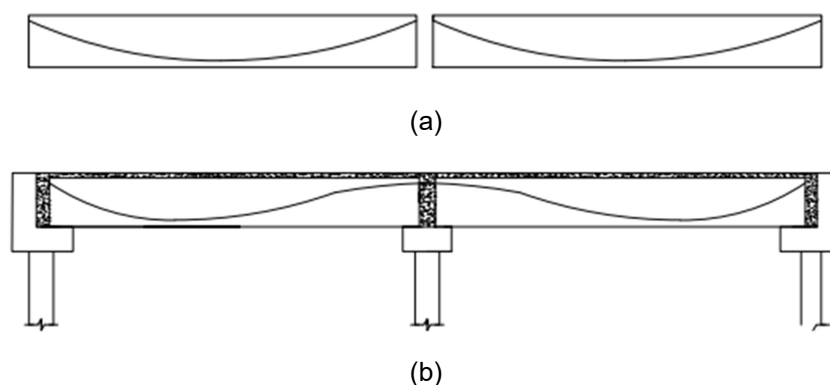


Figura 2. 21: Processo de continuidade entre as longarinas.

A continuidade entre as longarinas pode ser executada por meio de armaduras passivas ou de protensão.

O sistema mais simples e de menor custo é o de armaduras passivas. Nesta solução, a continuidade é atingida com armadura passiva de traspasse na laje para combater o momento fletor negativo e próximo à face inferior das longarinas, para se opor ao momento fletor positivo (que ocorre, por exemplo, devido à variação uniforme de temperatura negativa). Essa solução é apresentada na Figura 2.22.

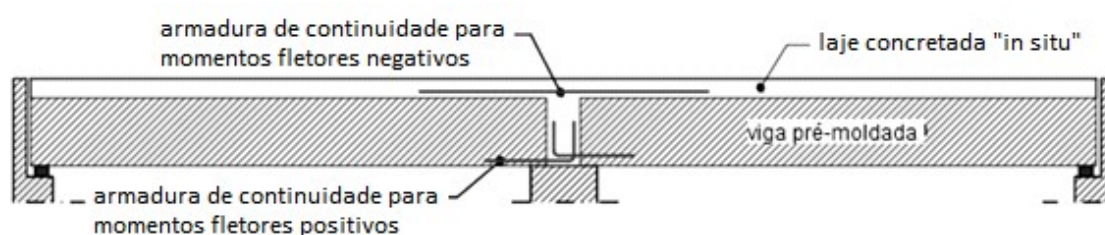


Figura 2. 22: Continuidade entre vigas com armaduras passivas. Fonte: SOUZA (2004), adaptado.

No sistema de continuidade com protensão, esta pode ocorrer com o uso de cabos, em toda a extensão da ponte, que são protendidos posteriormente à concretagem das lajes e transversinas, conforme ilustra a Figura 2.23, ou apenas na região dos apoios, utilizando-se cabos ou barras *Dywidag* inseridos na laje executada *"in loco"*, assim como mostrado na Figura 2.24.

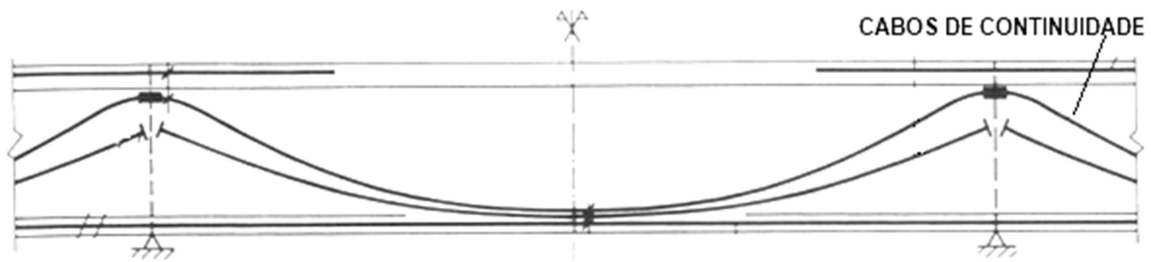


Figura 2. 23: Ligação entre vigas com cabos de continuidade. Fonte: MENN (1990), adaptado.

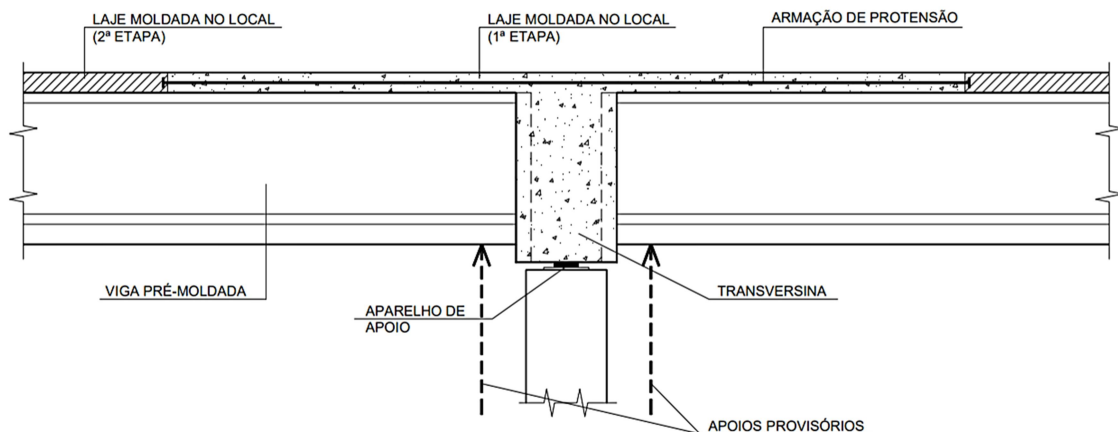


Figura 2. 24: Continuidade com pós-tensão na região dos apoios. Fonte: PINHO, REGIS e ARAÚJO (2011).

### 2.2.1.5 Encontros integrais

A transferência de momentos fletores entre encontros e fundações é garantida pelo engastamento da estaca no encontro. Quando se empregam estacas de aço, a maioria dos Departamentos de Transporte dos EUA adota engastamento mínimo de 30 cm a 75 cm. Para estacas de concreto, é realizada a ancoragem da armação das estacas no encontro.

A conexão integral entre a superestrutura e os encontros apresenta reforço de armadura passiva entre estes componentes. O padrão de encontro integral adotado pelo Departamento de Transportes de Nova Iorque, EUA, por exemplo, utiliza armadura inclinada em 45° dentro da laje e da placa de aproximação (ver Figura 2.4).

A Figura 2.25, apresenta a ligação monolítica entre encontro e superestrutura com longarinas pré-moldadas protendidas. Neste caso, são deixadas armaduras de espera na extremidade das longarinas para proporcionar a ligação rígida com o encontro.

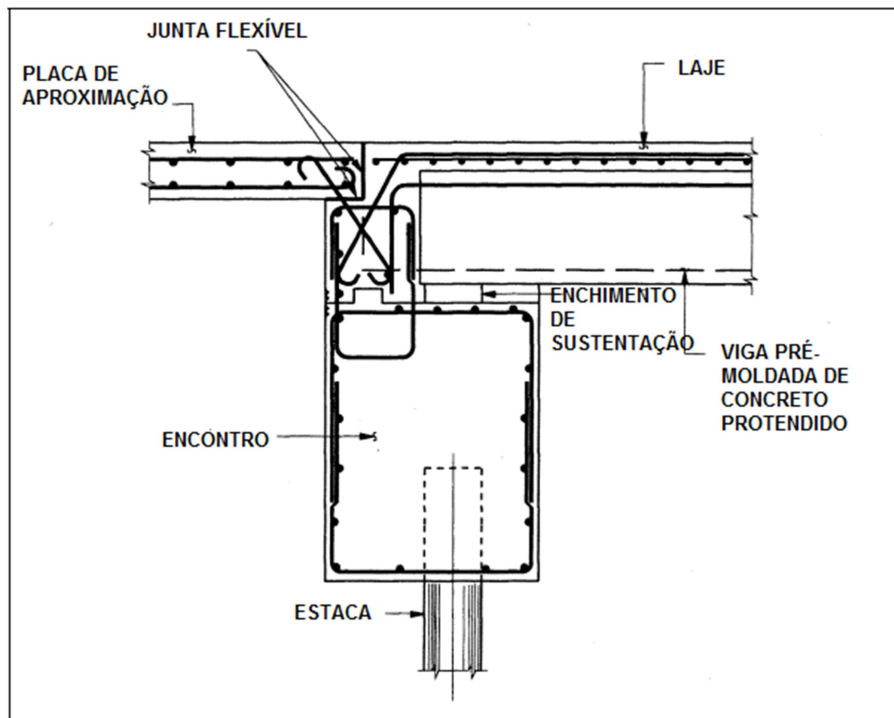


Figura 2. 25: Atual padrão de encontro integral para superestruturas com vigas pré-moldadas em concreto protendido adotado pelo *New York State Department of Transportation*. Fonte: YANNOTTI *et al.* (2005), adaptado.

### 2.2.2 Pontes Semi-integrais

Devido à liberdade relativa de movimento da superestrutura em relação aos encontros, pontes semi-integrais necessitam de meios para assegurar sua estabilidade longitudinal e lateral. De acordo com BURKE (2009), a restrição aos deslocamentos é uma das características mais relevantes do projeto deste tipo de sistema estrutural.

#### 2.2.2.1 Restrição longitudinal

Quando ocorre dilatação da superestrutura e a ligação entre os pilares intermediários e a superestrutura é do tipo deslizante, como ilustrado na Figura 2.15 (itens b, c, d), a restrição a este movimento é realizada pelos seguintes elementos:

- Aterro atrás das cortinas (pressão passiva);
- Placa de aproximação e aterro (atrito entre as partes);
- Aparelhos de apoio elastoméricos (cisalhamento).

Havendo encurtamento da superestrutura, estes três elementos também atuam no sentido de limitar o movimento. Porém, neste caso, o empuxo de terra a se considerar no aterro é devido à pressão ativa, de valor significativamente inferior ao da passiva.

Por este motivo, é desejável que o material granular do aterro atrás dos encontros seja lançado e compactado durante estações frias, ou durante a noite em estações quentes, quando a superestrutura se encontra encurtada. Deste modo, o aterro pode contribuir com maior restrição.

Além disso, o uso de alas oblíquas (Figura 2.26 a), em vez de alas transversais (Figura 2.26 b), pode participar com certa restrição longitudinal adicional por meio da mobilização da resistência por atrito do aterro.

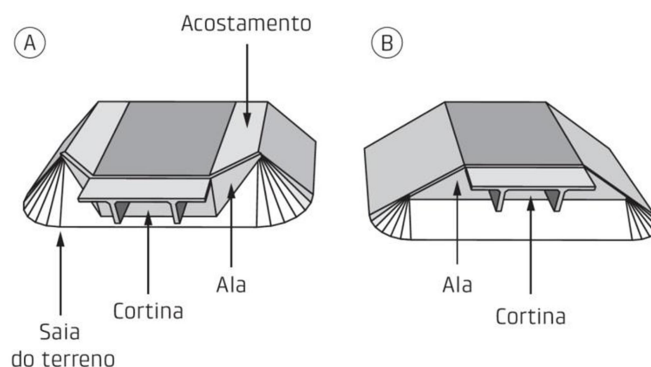


Figura 2. 26: Formas usuais de cortinas e alas: (a) oblíqua e (b) transversal. Fonte: ALVES (2021).

Outra solução que auxilia na restrição aos movimentos longitudinais da ponte é utilizar aterro reforçado com material geossintético. Na execução do aterro, é deixada uma lacuna entre o encontro e o material granular, de modo a acomodar o movimento do encontro (devido à expansão da superestrutura) até que este entre em contato com o aterro, o qual resistirá ao deslocamento devido à sua rigidez. Esta solução é adotada pelo Departamento de Transportes de Louisiana, EUA, a qual utiliza uma lacuna de aproximadamente 150 mm entre o aterro e o encontro, como ilustrado na Figura 2.27 (BAKEER *et al.*, 2005).

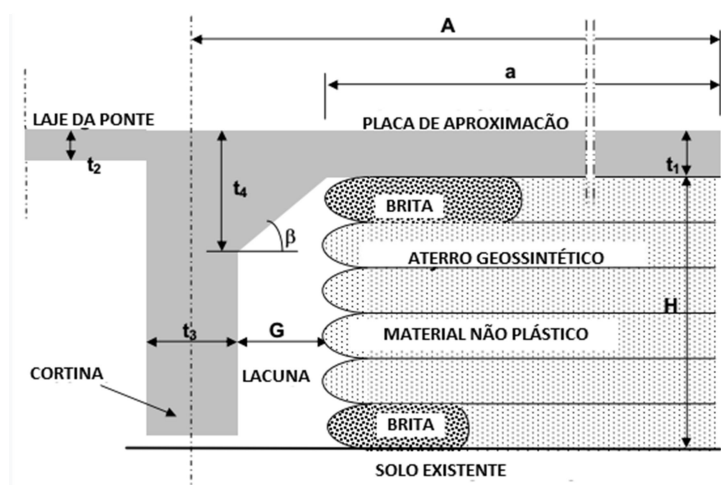


Figura 2. 27: Detalhe do padrão de projeto adotado pelo Departamento de Transportes de Louisiana, EUA, para pontes semi-integrais. Fonte: BAKEER *et al.* (2005), adaptado.

### 2.2.2.2 Restrição lateral

Nas situações em que resistência lateral adicional é necessária, tal como em pontes esconsas ou em estruturas expostas à correnteza ou à ação de forças sísmicas, são empregados aparelhos de apoio elastoméricos unidirecionais (os quais restringem a movimentação na direção lateral) nos encontros e/ou entre as longarinas e os pilares intermediários. A Figura 2.28 apresenta, esquematicamente, este tipo de aparelho de apoio.

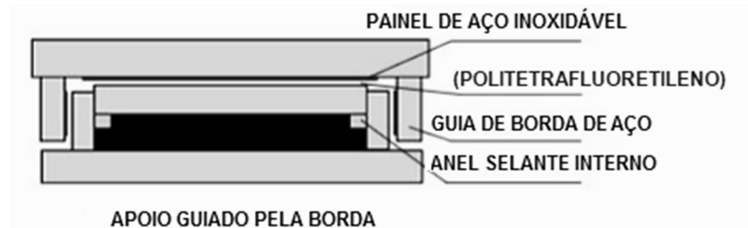


Figura 2. 28: Aparelho de apoio unidirecional de elastômero fretado. Fonte: Catálogo ZAOGIANG DACHENG RUBBER CO. LTDA. (2019), adaptado.

Pontes com superelevação são exemplos de obras de arte especiais que empregam aparelhos de apoio elastoméricos inclinados em relação à superfície da laje, e, portanto, necessitam de apoios guiados para resistir à componente de reação lateral da superestrutura.

### 2.2.2.3 Juntas de apoio

Nas pontes semi-integrais, são providas juntas entre a superestrutura e os encontros e entre a superestrutura e as alas, as quais são denominadas juntas de apoio, como ilustrado na Figura 2.29.

Em geral, são utilizados selantes elastoméricos de elevada durabilidade no preenchimento dessas juntas. Isso se deve ao fato de se ter acesso limitado aos mesmos, o que dificulta seu reparo ou sua substituição.

A característica mais relevante destes selantes é a capacidade de evitar que o aterro seja forçado para dentro das juntas. Seu uso permite ainda movimentos longitudinais diferenciais entre a superestrutura e os encontros, mesmo em pontes com grandes esconsidades.

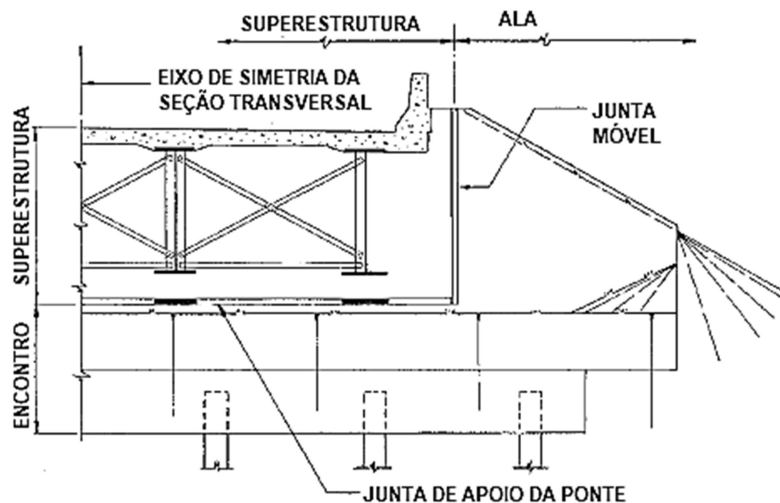


Figura 2. 29: Seção transversal de ponte semi-integral. Fonte: BURKE (2009), adaptado.

#### 2.2.2.4 Encontros semi-integrais

A Figura 2.30 apresenta um detalhe típico de encontro semi-integral que tem sido empregado em vários estados nos EUA.

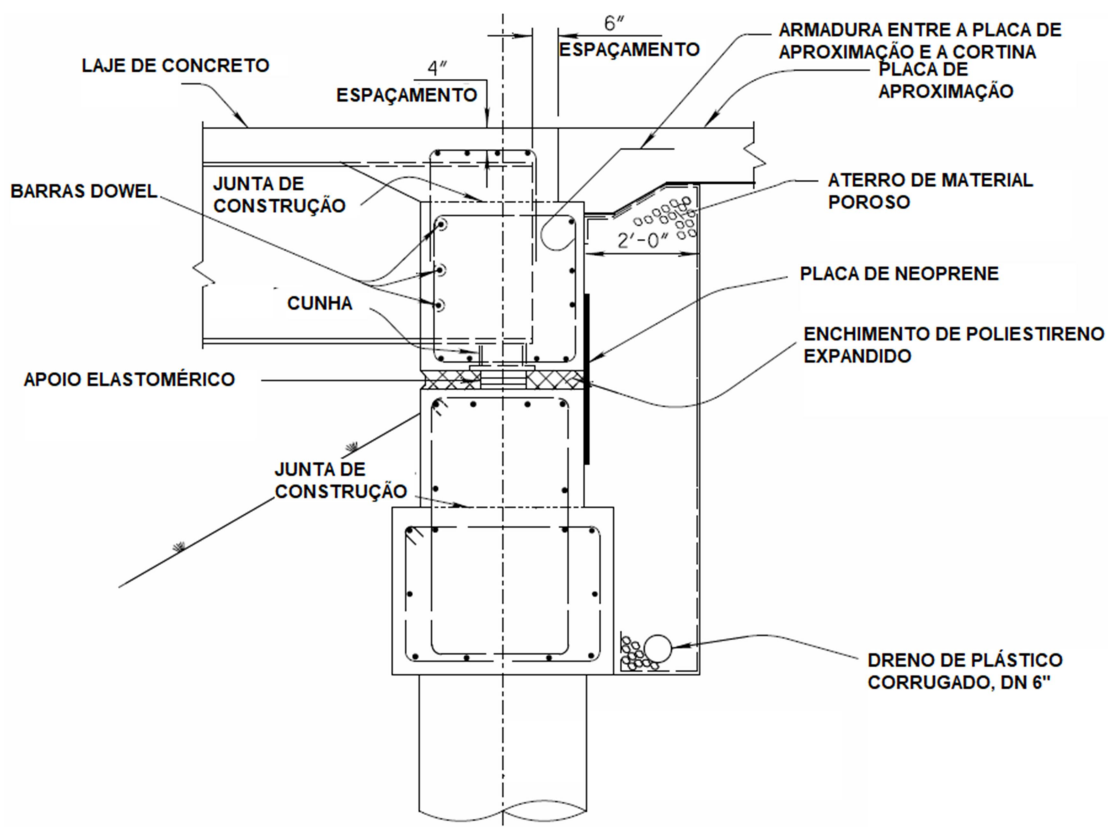


Figura 2. 30: Encontro semi-integral. Fonte: NATIONAL ACADEMIES OF SCIENCES, ENGINEERING, AND MEDICINE (2013), adaptado.

Tal como mostra essa figura, a ligação entre as longarinas e a cortina pode ser executada com o uso de barras posicionadas transversalmente às longarinas (*dowel*

bars). Aparelhos de apoio são usados para acomodar o movimento entre a superestrutura e a fundação. O fechamento do espaço entre o bloco de fundação e a cortina deve ser feito com material selante. Esta selagem pode ser realizada com enchimento de poliestireno expandido pré-posicionado em torno do aparelho de apoio e com o emprego de material impermeabilizante aplicado na face posterior da cortina (placa de neoprene), antes da colocação do aterro.

#### 2.2.2.5 Placas de aproximação

Segundo *BAKEER et al.*(2005), utilizam-se dormentes ou vigas de fundação para apoiar as placas de aproximação na interface da rodovia. Chapas de plástico ou de materiais similares, em alguns casos, são colocados sobre o solo do aterro, abaixo da placa de aproximação, para permitir o movimento longitudinal quando da expansão ou contração da superestrutura. O comprimento típico das placas de aproximação varia de 6,0 m a 7,6 m.

### 2.3 Aspectos Construtivos

Segundo *NATIONAL ACADEMIES OF SCIENCES, ENGINEERING, AND MEDICINE* (2013), em pontes sem juntas de dilatação, a sequência construtiva deve ocorrer como descrito a seguir:

- 1) Execução da terraplenagem;
- 2) Execução do estaqueamento;
- 3) Construção dos blocos de ancoragem das estacas e alas;
- 4) Construção dos pilares intermediários;
- 5) Instalação dos aparelhos de apoio (pontes semi-integrais) ou execução de apoios para as vigas;
- 6) Posicionamento das vigas;
- 7) Moldagem da laje e dos encontros. As extremidades da laje devem ser lançadas por último para minimizar solicitações de retração do concreto na ligação com os apoios;
- 8) Execução da drenagem e do aterro atrás dos encontros, após a laje ter atingido resistência à compressão do concreto apropriada;
- 9) Moldagem da placa de aproximação, se possível quando a ponte se encontra sob contração térmica. Isso evita submeter a laje a tensões



térmicas até que o concreto tenha adquirido resistência à compressão suficiente.

Segundo BURKE (2009), encontros e pilares intermediários de pontes integrais, que geralmente são apoiados sobre uma única linha de estacas para prover maior flexibilidade diante dos carregamentos que promovem deslocamentos longitudinais na superestrutura, apresentam resistência muito limitada a carregamentos laterais. Por isso, os aterros sob os encontros e a maior parte da terraplanagem principal para este tipo de ponte necessitam ser lançados e compactados previamente à execução da fundação. Deste modo, garante-se que os movimentos de consolidação lateral do subsolo abaixo e no interior do aterro ocorram antes da colocação das estacas. Por outro lado, nas pontes semi-integrais este cuidado não é necessário, pois não há restrição para o tipo de fundação.

Com a finalidade de minimizar as solicitações de coerção do concreto, deve-se realizar a concretagem dos encontros e das placas de aproximação preferencialmente em horários noturnos ou quando a temperatura ambiente se afastar da máxima diária.

Pontes semi-integrais apresentam cortinas que são integrais com a superestrutura, porém não com a fundação (BAKEER *et al.*, 2005), conforme apresentado na Figura 2.5. Deste modo, estes elementos acompanham os mesmos movimentos da superestrutura (translação e rotação).

De acordo com BURKE (2009), durante a execução das cortinas, ocorre movimento diferencial entre as extremidades das longarinas e o concreto fresco da cortina. Isto se deve à variação de temperatura ambiente, sendo desejável limitar o lançamento do concreto aos dias em que não são previstas mudanças de temperatura grandes e súbitas e em períodos do dia em que a movimentação da superestrutura é menor.

Nas estruturas semi-integrais longas (comprimento superior a aproximadamente 120 m), as cortinas podem ser construídas em etapas, tendo em vista que o controle da temperatura de lançamento não é suficiente para proteger o concreto fresco. O primeiro lançamento, até um pouco abaixo das longarinas, pode ser realizado sem preocupação com a movimentação da superestrutura. Após cura adequada, realiza-se o segundo lançamento, quando as longarinas e as cortinas são conectadas entre si e o trecho previamente executado.

Pontes semi-integrais de comprimento moderado (inferior a aproximadamente 120 m) devem ter o lançamento do concreto da placa de aproximação realizado em

dias em que não são previstas variações súbitas de temperatura, para evitar que o movimento da superestrutura interfira na ligação desta com o concreto fresco da placa.

Tratando-se de pontes semi-integrais longas, a concretagem da placa de aproximação deve ser realizada em duas etapas. O primeiro lançamento pode se estender do fim da placa até uma junta de construção localizada a cerca de 0,90 m da superestrutura. Após o término da cura deste primeiro segmento, o mesmo pode ser conectado com a superestrutura por meio de barras de transferência longitudinal, conforme ilustrado esquematicamente na Figura 2.31. A porção restante da placa pode ser lançada utilizando-se procedimento similar ao realizado em pontes semi-integrais de tamanho moderado (BURKE, 2009).

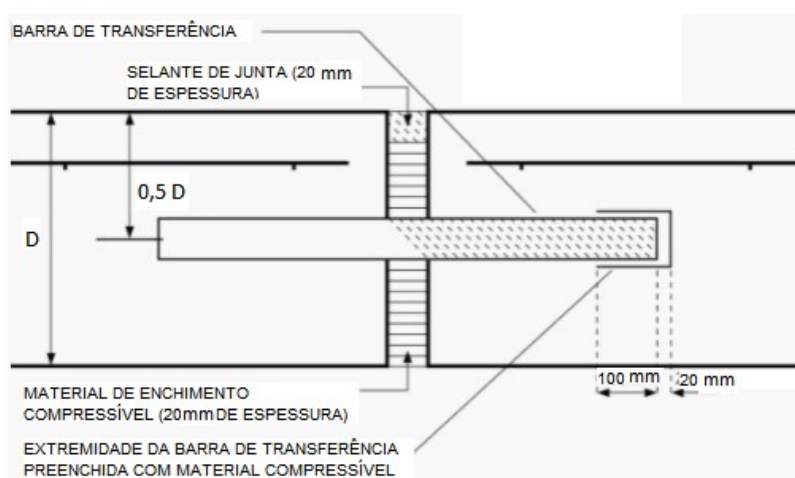


Figura 2. 31: Barras de transferência longitudinal. Fonte: CCANZ CONCRETE ANSWERS (2019), adaptado.

## 2.4 Limitações

KUNIN e ALAMPALLI (2000) realizaram uma pesquisa comparativa com 39 dos 50 Departamentos de Transporte norte-americanos e de Quebec, Canadá, sobre projeto e construção de pontes integrais.

O estudo revelou que as premissas relativas aos limites de deslocamento por variação de temperatura e ao projeto das estacas apresentam grande dispersão entre os Departamentos de Transporte. Estas decisões são majoritariamente baseadas em experiências prévias. Por isso, é necessária investigação a partir de ensaios e análises computacionais para garantir a eficiência e a segurança dos projetos.

Outros importantes estudos também foram realizados por DICLELI e ALBHAISI (2004), BURKE (2009), KALAYCI, CIVJAN e BREÑA (2012) e KIRUPAKARAN e

MURALEETHARAN (2017) com o propósito de se estabelecer limites e/ou entender o comportamento de pontes integrais.

#### 2.4.1 Estaqueamento

Segundo BURKE (2009), as estacas verticais, devido à sua resistência à flexão, contrapõem-se ao alongamento e ao encurtamento da superestrutura das pontes integrais na região dos encontros, como mostrado na Figura 2.32.

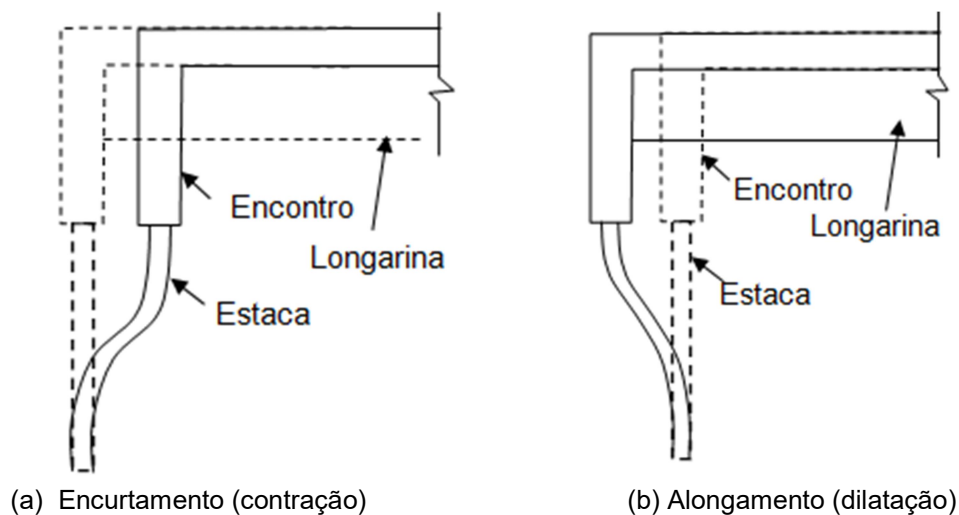


Figura 2. 32: Deslocamentos da estaca devido à variação de temperatura.

Deste modo, conforme o autor supracitado neste item, em pontes integrais longas (comprimento maior que cerca de 90 m), o estaqueamento pode ficar sujeito a tensões de flexão significativamente maiores que aquelas encontradas em pontes com juntas de dilatação. Pesquisas em pontes integrais longas com encontros suportados por estacas metálicas têm revelado que as tensões despertadas podem superar a tensão de escoamento do material da estaca, resultando na formação de rótulas plásticas que limitarão a resistência à flexão da estaca ao alongamento adicional da superestrutura.

A Figura 2.33 ilustra um sistema típico encontro-estaca de ponte integral e o diagrama de momento fletor despertado ao longo da estaca devido à variação de comprimento da superestrutura induzida por uma variação de temperatura.

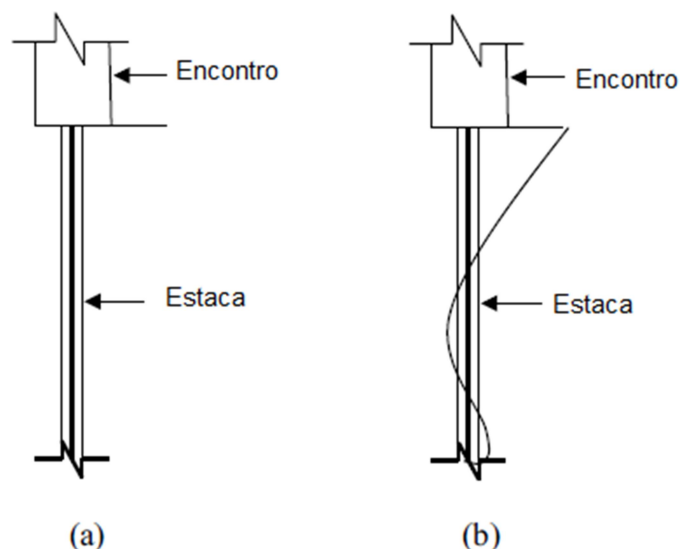


Figura 2. 33: Momento fletor na estaca devido ao deslocamento do topo. Fonte: DICLELI e KARALAR (2016), adaptado.

Apenas determinados tipos de estacas são adequados para fundações de pontes integrais longas, tais como as metálicas de perfil H ou estacas de concreto protendido que sejam capazes de conservar suficiente capacidade de carregamento axial quando da formação de rótulas plásticas.

Nas pontes de comprimentos menores, os níveis de tensão de flexão despertados no estaqueamento geralmente não ultrapassam os limites de tensão do material utilizado. Por isso, a maioria das estacas metálicas ou de concreto protendido podem ser usadas nessas estruturas.

Além da escolha apropriada do tipo de estaca, outras medidas têm sido empregadas para prover maior resistência à força longitudinal decorrente da movimentação da superestrutura:

- Orientação de estacas metálicas de perfil H com o eixo de menor inércia paralelo aos encontros;
- Limitação da escurvidade da superestrutura (geralmente até 30°);
- Perfuração do solo anterior à introdução das estacas (pré-furos) com preenchimento de material granular;
- Conexão entre estaca e encontros com armação suficiente para garantir a resistência adequada para essa região que fica sujeita a elevadas tensões.

#### 2.4.2 Variação de Temperatura

Segundo ARSOY, BARKER e DUNCAN (1999), cada variação térmica diária corresponde a um ciclo de expansão e contração da superestrutura (Figura 2.34), que se repetem ao longo do tempo. A maior dilatação ocorre durante os dias de verão, enquanto a maior contração ocorre nos dias de inverno. Essas variações máximas de temperatura definem os deslocamentos extremos das pontes integrais.

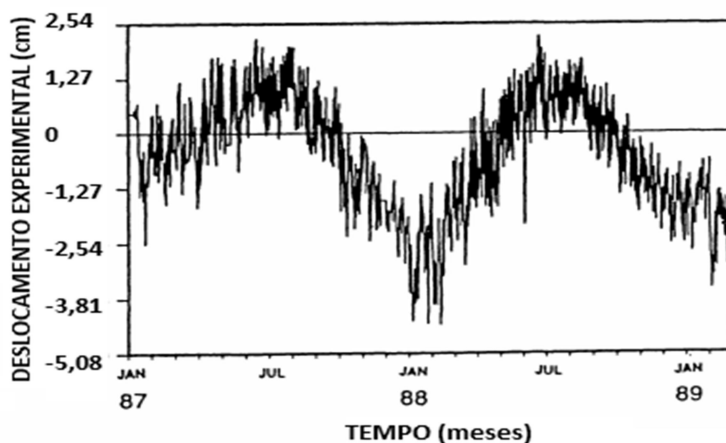


Figura 2. 34: Deslocamento longitudinal da ponte Maple River (curva típica do hemisfério norte). Fonte: GIRTON, HAWKINSON e GREIMANN (1991), adaptado.

Devido à hiperestaticidade das pontes integrais, quanto maior a variação de comprimento, maiores são as solicitações despertadas na estrutura. Por isso, como revelado na pesquisa realizada por KUNIN e ALAMPALLI (2000), muitos Departamentos de Transporte norte-americanos estabelecem limites para os deslocamentos devidos à variação uniforme e não-uniforme de temperatura, bem como adotam comprimentos máximos para as pontes integrais, visto que tais movimentos são diretamente proporcionais ao comprimento inicial das pontes (Tabela 2.1). Destaca-se ainda que o material da ponte (aço ou concreto) e a sua geometria (curva ou esconsa) são fatores importantes que afetam o deslocamento das pontes integrais.

Tabela 2.1: Limites máximos permitidos. Fonte: KUNIN e ALAMPALLI (2000), adaptado.

Estado ou Província	Deslocamento térmico (cm)	Comprimento (m)			Ângulo de esconsidade (graus)	Tolerância para locação de estaca (cm)	Altura (m)	
		Viga de aço	Viga de concreto pré-moldado	Viga de concreto fabricada "in loco"			Encontro	Cortina
Alasca	-	-	61,0	-	30	7,6	-	-
Arkansas	-	91,5	91,5	-	15	Por especificação	NL	NL
California	1,3	31,1	50,9	50,9	21	10,2	4,3	2,7
Colorado	10,2	91,5	183,0	152,5	NL	15,2	NL	NL
Georgia	NL	NL	NL	NL	30	SE	NL	NL
Illinois	NL	83,9	114,4	114,4	30	Padrão	NL	NL
Iowa	LT	Não determinado	152,5	152,5	30	7,6	0,9 - 1,5	DC
Kansas	5,1	91,5	152,5	152,5	45	7,6	Por projeto	Por projeto
Kentucky	NL	91,5	122,0	122,0	30	15,2	NL	0,9m / tamanho mínimo do bloco da estaca
Maine	9,5	90,0	150,0	150,0	25	5,1	3,6	-
Maryland	2,5	-	18,3	-	30	15,2	3,1 - 4,6	3,1
Massachusetts	Não definido	99,1	99,1	99,1	30	7,6	Minimizar	Minimizar
Michigan	NL	NL	NL	NL	30	15,2	-	-
Minnesota	NL	61,0	61,0	61,0	20	SE	1,0	1,0
Nevada	2,5	76,3	122,0	122,0	20 - 45	-	Por projeto	Por projeto
New Hampshire	3,8	45,8	24,4	-	10	-	-	-
New York	LT	140,0	140,0	140,0	30	2,5	-	0,3 - 0,6
North Dakota	LT	122,0	122,0	48,8	30	SE	3,7	1,5 - 1,8
Oklahoma	-	91,5	122,0	-	Sem esconsidade	15,2	3,1	1,8
Oregon	NL	NL	NL	NL	45	SE	NL	NL
Pensilvania	5,1	91,5 - 122,0	122,0	Não usada	20	-	-	-
Quebec	NL	-	78,1	-	20° 15'	5,0	3,0	1,9
South Dakota	LT	106,8	213,5	213,5	30	15,2	NL	-
Tennessee	5,1	130,8	244,0	244,0	NL	SE	-	NL
Vermont	LT	24,4	-	-	15	Padrão	NL	NL
Virginia	3,8	91,5/46,8*	152,5/79,3*	-	30	7,6	NL	NL
Washington	NL	Não usada	106,8	61,0	30	15,2	-	3,7
West Virginia	5,1	**	**	**	30	7,6	NL	NL
Wyoming	5,0	100,0	130,0	100,0	45	2,0	NL	NL

Notas: NL: Não apresenta limite estabelecido.

LT: Limitado pelo comprimento da ponte.

\*: Menor valor usado com esconsidade máxima.

\*\* : O movimento é limitado, não o comprimento.

SE: Sem especificação.

### 2.4.3 Escondidade e Curvatura

BURKE (2009) recomenda que o ângulo de escondidade e o ângulo de curvatura de pontes integrais devem ser limitados em  $30^\circ$  e  $5^\circ$ , respectivamente, tal como mostra a Figura 2.35.

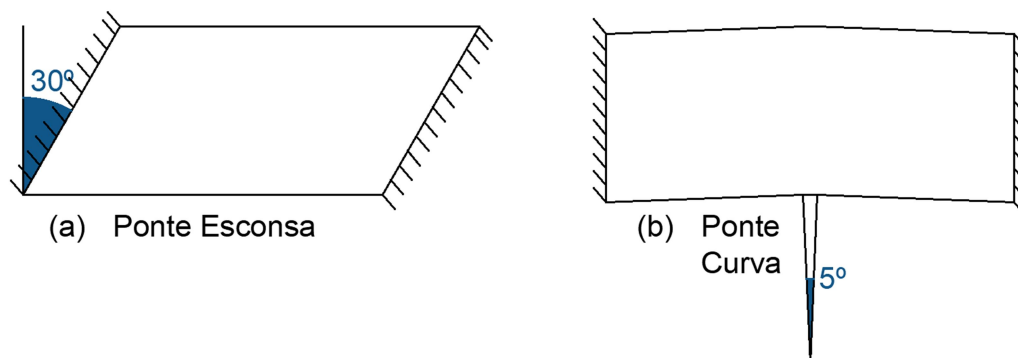


Figura 2. 35: Escondidade e curvatura máximas em pontes integrais.

Além de sua influência na variação de comprimento da ponte sob variação de temperatura, a escondidade resulta em tendência de rotação da ponte em torno de um eixo perpendicular ao plano da superestrutura provocada pela componente transversal do empuxo, conforme apresentado na Figura 2.36.

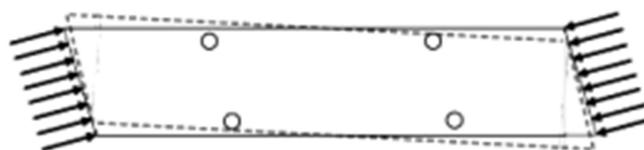


Figura 2. 36: Movimento rotacional em ponte esconsa. Fonte: PINHO *et al.* (2009).

Segundo KALAYCI, CIVJAN e BREÑA (2012), apesar do número de pontes curvas ter aumentado expressivamente nas últimas décadas, a construção de pontes integrais curvas é limitada principalmente devido à falta de avaliação de seu comportamento estrutural. Neste tipo de ponte, quando da variação de temperatura, o deslocamento da superestrutura ocorre em direção intermediária, e não na tangente à curva, conforme ilustra a Figura 2.37. Por conta desta incerteza na direção, torna-se complexa a determinação das solicitações resultantes (CORREIA, 2015).

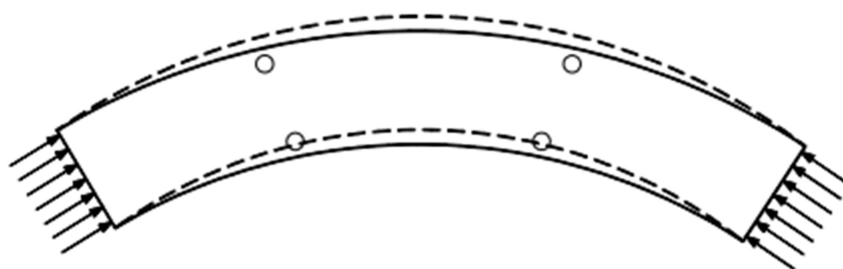


Figura 2. 37: Deformada de uma ponte curva devida à redução de temperatura. Fonte: PINHO *et al.* (2009).

Geralmente, projetos de pontes integrais com ângulo de curvatura superior a 10° não são permitidos pelos Departamentos de Transporte norte-americanos (MARURI e PETRO, 2005). Entretanto, o alinhamento curvilíneo nas pontes integrais provê certa flexibilidade lateral e pode proporcionar redução adicional das solicitações internas devidas à variação de temperatura (uniforme e não-uniforme).

#### 2.4.4 *Empuxo de Terra*

Para minimizar o empuxo gerado no aterro pela dilatação da ponte devido ao aumento de temperatura, engenheiros projetistas têm adotado alguns procedimentos tais como (BURKE, 2009):

- Limitar o tamanho da ponte;
- Limitar a esconsidade da ponte;
- Utilizar encontros mais curtos que em pontes convencionais e apoiados sobre uma única linha de estacas;
- Prover material granular com facilidade de drenagem para o aterro dos encontros;
- Utilizar alas em forma de U para minimizar a pressão longitudinal total nos encontros;
- Prover placas de aproximação para evitar sobrecarga no aterro e minimizar sua compactação devido à carga móvel;

#### 2.4.5 *Empuxo de Água*

Devido à ausência de juntas de dilatação, pontes integrais ficam sujeitas à “flutuação” quando se encontram totalmente submersas. Por isto, seu uso deve ser limitado a regiões onde o greide da ponte é mais elevado do que o maior nível de inundação esperado (ARSOY, BARKER e DUNCAN, 1999).

Segundo BURKE (2009), para pontes com um único vão, os encontros devem ter peso suficiente para conferir à superestrutura adequada resistência ao empuxo de água. Nas pontes com vãos múltiplos, além das medidas de peso adicional, podem ser previstos furos da ordem de 75 mm de diâmetro nas almas das longarinas de seção I, localizados próximos das mesas superiores e espaçados ao longo do comprimento da superestrutura, de modo que contrapesos poderiam ser ali fixados ou conexões com fixadores poderiam ser executadas nos pilares intermediários.



### 3 PONTES ESCONSAS

Pontes esconsas são aquelas em que os encontros não são ortogonais à direção longitudinal da ponte. Denomina-se ângulo de esconsidade o ângulo agudo ( $\theta$ ) entre a linha perpendicular ao eixo longitudinal da ponte e o encontro, como apresentado na Figura 3.1.

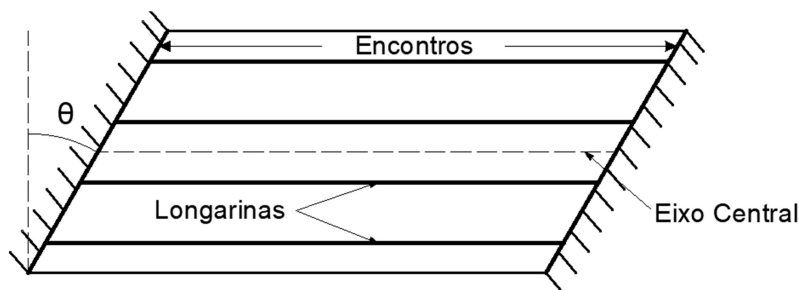


Figura 3. 1: Vista em planta de uma ponte esconsa.

Nos projetos de pontes para travessia de rios, ou em viadutos com entroncamento rodoviário ou ainda em viadutos com junção de duas ou mais vias de transporte em alturas diferentes, geralmente ocorrem problemas de concordância em tangente, seja pelo desalinhamento das vias pré-existentes, seja pela limitação de espaço no local. Esses fatores levam ao uso das pontes esconsas pelos projetistas (SHARMA *et al.*, 2017).

A Figura 3.2 exemplifica a travessia de um rio a partir de um determinado alinhamento viário pré-existente. Observa-se que a solução com tabuleiro esconso é preferível por manter o alinhamento, evitando a necessidade de curvas nas proximidades da ponte.

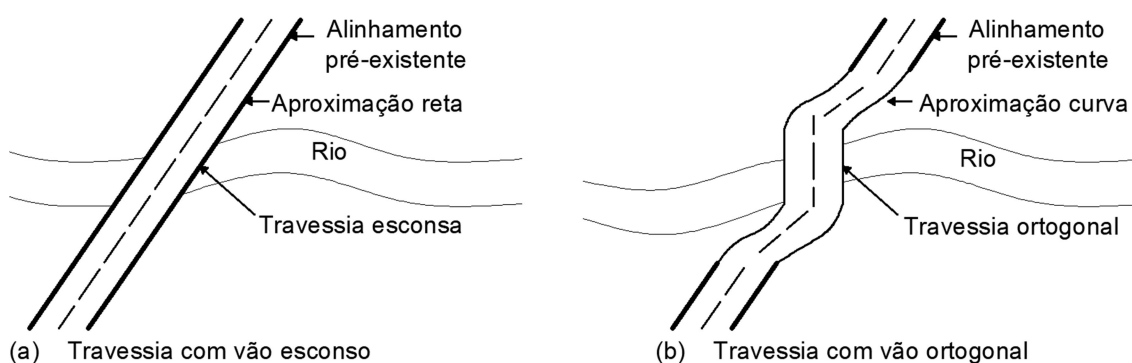


Figura 3. 2: Soluções para travessia de um rio a partir de alinhamento existente.

Segundo a *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (AASHTO, 2014), aproximadamente 67% das pontes construídas nos EUA são esconsas.

### 3.1 Comportamento Estrutural

#### 3.1.1 Pontes em Lajes Maciças

Trata-se de um esquema estrutural simples, de fácil execução e que assegura uma boa distribuição transversal das solicitações. Todavia, sendo a seção transversal maciça, torna-se necessário o uso de maior volume de concreto, resultando no aumento do peso próprio. Uma seção transversal típica deste tipo de ponte é apresentada na Figura 3.3.

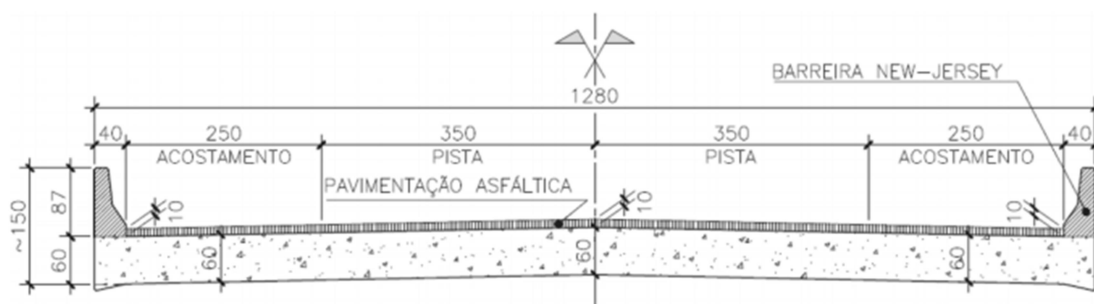


Figura 3. 3: Seção transversal de ponte em laje maciça. Fonte: ROCHA e SCHULZ (2017).

Os parâmetros que mais influenciam o comportamento estrutural de uma ponte em laje esconsa (ilustrados na Figura 3.4), segundo LEONHARDT (1979), são:

- O ângulo de esconsidade  $\theta$  (entre  $20^\circ$  e  $70^\circ$ );
- A relação entre a largura da laje, perpendicular ao eixo longitudinal da ponte, e o comprimento do vão, medido na direção perpendicular aos apoios (B/L);
- O tipo de apoio: apoio articulado linear (por exemplo, articulação de concreto ou uma tira contínua de neoprene) na direção da linha de apoio ou apoio individual (articulação esférica).

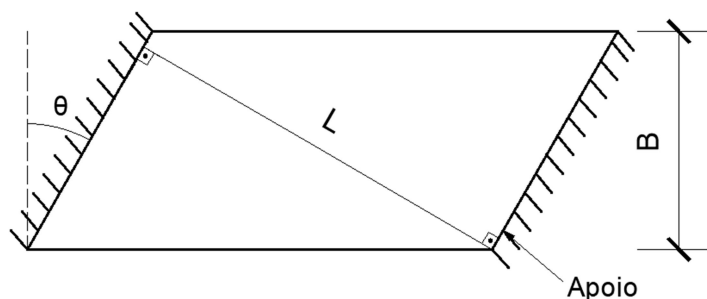


Figura 3. 4: Esquema de ponte esconsa.

O efeito da esconsidade pode ser desconsiderado quando o referido ângulo for inferior a  $20^\circ$ .

Na literatura técnica, grande parte dos estudos relacionados a pontes esconsas trata da análise estrutural e do dimensionamento de pontes em lajes maciças. Isso se deve ao fato de que até meados dos anos 70, o projeto de pontes com esse sistema estrutural era mais simples e não requeria cálculos sofisticados até então indisponíveis no mercado.

Conforme descrito em HAMBLY (1991), o caminho que um determinado carregamento segue em uma ponte esconsa em laje maciça tende a ser a menor distância do ponto de aplicação da carga até os cantos obtusos da ponte, conforme apresentado na Figura 3.5.

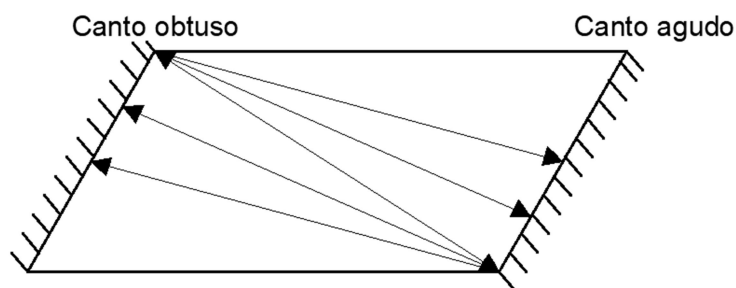


Figura 3. 5: Distribuição do carregamento em uma ponte esconsa em laje maciça.

De acordo com SHARMA *et al.*(2017), essa distribuição determina algumas características nas solicitações geradas nas pontes em laje maciça esconsas, tais como:

- a) Momentos torsores significativos na laje;
- b) Redução do momento fletor longitudinal e aumento do momento fletor transversal na laje;
- c) Aumento das reações e momentos fletores negativos nos cantos obtusos;
- d) Possibilidade de forças reativas no sentido de levantar os cantos agudos.

Com o intuito de evitar grandes momentos fletores de engastamento nos cantos obtusos de pontes em laje com grande esconsidade, LEONHARDT (1979) orienta que aparelhos de apoio individuais elastoméricos ou bastante espaçados devem ser previstos de modo a reduzir o grau de engastamento.

### 3.1.2 Pontes em Vigas Múltiplas

Com uso bastante expressivo no Brasil, as pontes em vigas múltiplas apresentam, em geral, seções em T, I ou U.

A Figura 3.6 apresenta um vão típico constituído por cinco vigas de concreto de seção I. As vigas e a laje trabalham de forma conjunta, sendo os momentos fletores negativos combatidos pela laje e pelo banzo superior das vigas e os positivos pelo banzo inferior destas.

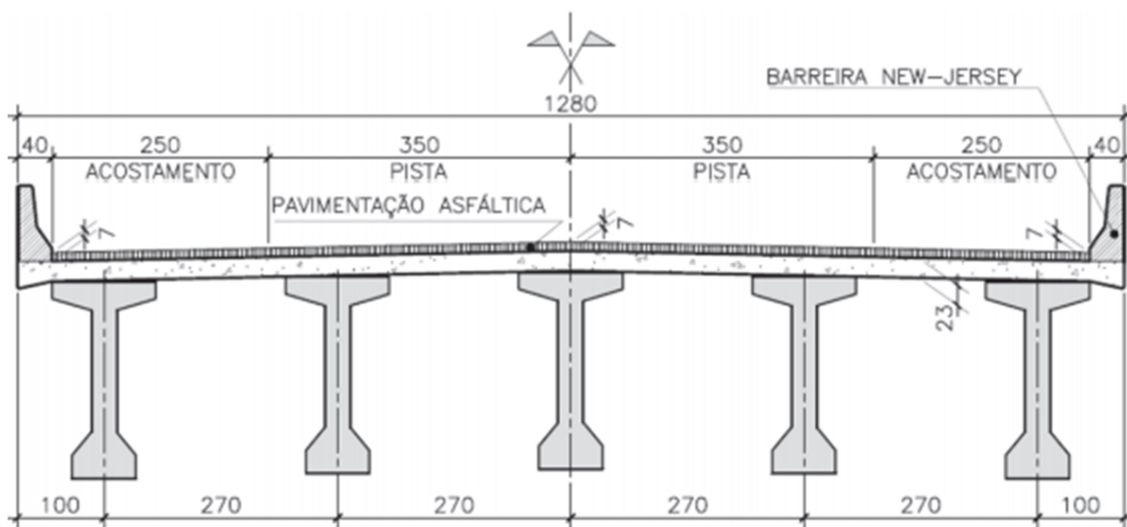


Figura 3. 6: Seção transversal típica de ponte em vigas múltiplas. Fonte: ROCHA e SCHULZ (2017).

Nas pontes esconsas em vigas múltiplas, o carregamento aplicado na laje tende a seguir a direção longitudinal das vigas, do centro em direção às extremidades (HAMBLY, 1991), consoante ao apresentado na Figura 3.7.

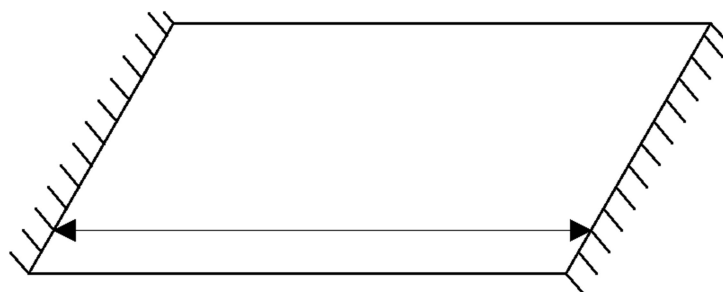


Figura 3. 7: Distribuição de carga em pontes esconsas de vigas múltiplas.

Segundo TARDIVO (2014), com o incremento da esconsidade da ponte ocorre razoável elevação dos momentos torsores nas almas das vigas devido às diferentes flechas nas longarinas, em uma mesma seção transversal, como ilustrado na Figura 3.8. Estas solicitações aumentam em função da elevação da relação entre as rizezas à torção e à flexão das longarinas. No Estado Limite Último (ELU), os momentos torsores não são críticos, pois, em consequência da fissuração, seus valores são reduzidos (não se aplica no caso de vigas protendidas). No Estado Limite de Serviço (ELS), deve-se verificar a fissuração desses elementos estruturais gerada em decorrência dos momentos torsores.

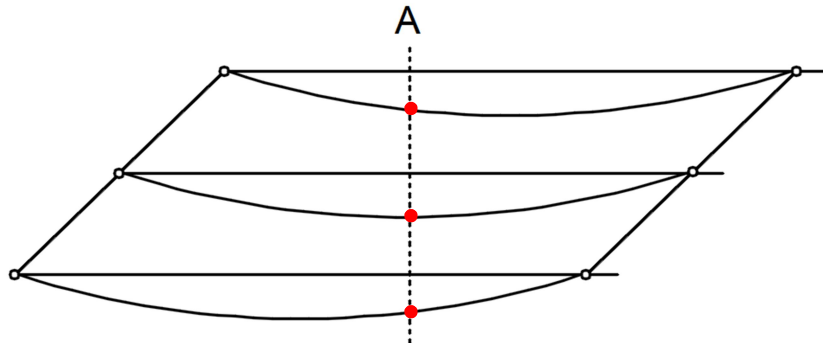


Figura 3. 8: Flechas das longarinas na seção transversal A, perpendicular ao eixo longitudinal.

Para evitar que sejam despertados momentos de torção, LEONHARDT (1979) orienta realizar uma escolha adequada das rizezas dos elementos resistentes, tais como:

- a) Não utilizar transversinas de apoio com elevada rigidez;
- b) Ter um afastamento grande entre as longarinas, com o propósito de tornar a laje da superestrutura mais flexível;
- c) Adotar longarinas esbeltas (pequena rigidez à torção);
- d) Nas vigas de bordo nos cantos em ângulo agudo, utilizar aparelhos de apoio com liberdade de rotação e de deslocamento horizontal, de modo que a rotação por torção seja pouco dificultada.

OLIVEIRA (2015) realizou um estudo paramétrico com pontes esconsas de concreto armado com um único vão (de múltiplas vigas mistas) e com três vãos (seção II). Resumidamente, o autor observou o seguinte comportamento:

- a) Redução nos momentos fletores no meio do vão com o aumento do ângulo de esconsidade;
- b) Acréscimo das solicitações cortantes nos apoios do canto obtuso com o incremento do ângulo de esconsidade;
- c) Movimento de rotação da ponte em torno de um eixo perpendicular ao plano do tabuleiro;
- d) Redução dos momentos fletores no meio do vão e aumento das reações nos apoios dos cantos obtusos com o aumento da relação B/L (largura sobre comprimento) para um mesmo ângulo de esconsidade;
- e) Melhor desempenho estrutural com a utilização de transversinas intermediárias ortogonais ao eixo longitudinal da ponte em comparação ao uso de transversinas paralelas às linhas dos apoios ou pontes sem transversinas;

f) Redução dos momentos fletores no meio do vão das longarinas externas e aumento das reações nos apoios das longarinas externas junto aos cantos obtusos, quando da aplicação da carga móvel distribuída e do aumento da esconsidade.

### **3.2 Métodos de Análise**

A determinação das solicitações para lajes esconsas pode ser feita pela teoria Clássica ou Teoria de Kirchhoff. De acordo com as hipóteses preconizadas por esta teoria, uma placa com geometria qualquer, isotrópica, homogênea e de comportamento linear-elástico apresenta, na composição dos deslocamentos (pequenos) transversais, apenas deformações por flexão. O procedimento de cálculo para solução das equações diferenciais é bastante trabalhoso e requer acurado conhecimento da Teoria da Elasticidade.

O avanço da capacidade de processamento computacional e o desenvolvimento de programas especializados em análise estrutural muito contribuíram para o uso do Método dos Elementos Finitos (MEF) que, atualmente, é amplamente empregado nos projetos de pontes.

Nas pontes esconsas, em particular, a determinação das solicitações é mais complexa e requer avaliação adequada das superfícies de influência e das posições críticas de atuação das cargas.

A norma NBR 7187 (ABNT, 2021) não atribui às pontes esconsas exigência de cálculo pormenorizado ou particularidades próprias dessas estruturas, com exceção dos destaques na determinação dos empuxos de terra e de carga móvel (itens 7.2.5.2 e 7.3.5). Nos EUA, todavia, a norma *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (AASHTO, 2017), no item 4.6.2.2, apresenta um método simplificado para determinação da distribuição transversal em pontes esconsas. Essa norma estabelece fatores de distribuição obtidos a partir da relação entre a solicitação máxima em uma longarina (devida a todas as ações) e a solicitação devida à carga móvel.

Nas pontes esconsas, fatores de momento fletor (FM) e de solicitação cortante (FC), determinados para pontes ortogonais, são multiplicados por fatores de correção, que dependem do ângulo de esconsidade, do material, das características geométricas da superestrutura e da seção de análise.

O fator de correção de momento fletor (FCM) produz redução das solicitações, enquanto o de solicitação cortante (FCC), no canto obtuso, promove aumento das solicitações nas vigas em relação ao correspondente valor da ponte sem esconsidade.

### 3.2.1 Pontes Convencionais Esconsas

Diversos trabalhos concluíram que os fatores de distribuição de carregamento definidos pela *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (AASHTO, 2017) são muito conservadores.

KHALOO e MIRZABOZORG (2003) realizaram um estudo paramétrico considerando pontes biapoiadas com cinco vigas de concreto de seção I, variando o espaçamento entre as vigas (1,80 m; 2,40 m e 2,70 m), o tamanho do vão (25,0 m, 30,0 m e 35,0 m), o ângulo de esconsidade ( $0^\circ$ ,  $30^\circ$ ,  $45^\circ$  e  $60^\circ$ ) e o arranjo das transversinas internas. Notou-se que, quando não foram utilizadas transversinas intermediárias, o fator de distribuição de momentos fletores (FM) das vigas internas das pontes sem esconsidade foi, no máximo, 10,4% do fator equivalente da AASHTO. Nas pontes esconsas, este valor chegou a 23,7%. Nas vigas externas, tanto nas pontes ortogonais quanto nas esconsas, a diferença máxima atingiu 41,3%. Nas pontes com transversinas intermediárias, tanto paralelas aos apoios como perpendiculares ao eixo longitudinal da ponte, essas diferenças aumentaram ligeiramente.

BISHARA *et al.* (1993) determinaram fatores de distribuição de carga móvel para vigas internas e externas de pontes de vigas múltiplas mistas. Os parâmetros utilizados foram: tamanho do vão (23,0 m, 30,0 m e 38,0 m), largura da seção transversal (12,0 m, 17,0 m e 20,0 m), ângulo de esconsidade ( $0^\circ$ ,  $20^\circ$ ,  $40^\circ$  e  $60^\circ$ ), bem como dimensão e espaçamento entre transversinas intermediárias. Os resultados revelaram que os fatores de distribuição das longarinas internas variaram entre 30% e 85% dos fatores de distribuição da AASHTO. Em relação às longarinas externas, observou-se variação de 30% a 70%.

### 3.2.2 Pontes Integrais Esconsas

A norma *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (AASHTO, 2017) não prevê fatores de correção de esconsidade para pontes integrais.

DICLELI e YALCIN (2018) desenvolveram fatores de correção de esconsidade para longarinas, encontros e estacas de pontes integrais esconsas para ajustar as fórmulas de fatores de distribuição determinados pela *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (AASHTO, 2017). Modelos bi e tridimensionais foram construídos utilizando-se o MEF para o cálculo dos fatores de correção em função do ângulo de esconsidade e de outros parâmetros.

Os autores concluíram que o uso dos fatores de correção de esconsidade, juntamente com as fórmulas de distribuição de carga móvel disponíveis para pontes

integrais ortogonais (AASHTO, 2017), produziram estimativas razoavelmente boas de momento fletor e de solicitação cortante devido à carga móvel em componentes de pontes integrais esconsas.

O estudo revelou também que o efeito dos parâmetros da ponte (por exemplo, a espessura da laje e o espaçamento entre vigas) nos fatores de distribuição de carga móvel para as longarinas e elementos da subestrutura das pontes integrais esconsas se mostrou mais relevante com o aumento do ângulo de esconsidade.

Os momentos fletores das vigas internas, os momentos fletores e as solicitações cortantes nos encontros e os momentos fletores nas estacas mantiveram-se constantes até o ângulo de esconsidade de 30°, ou seja, a esconsidade não provocou alteração nas solicitações devidas à carga móvel. Para ângulos maiores que 30°, os valores destes decresceram à medida que se aumentou o ângulo de esconsidade.

Isso se deve ao fato de que a carga atuante sobre a laje segue o caminho mais curto até os apoios (cantos obtusos), o que resulta em menores solicitações.

### **3.3 Aspectos de Projeto e Construtivos**

Os Departamentos de Transporte (DOT) dos EUA têm desenvolvido, ao longo do tempo, recomendações para projeto e construção de pontes esconsas, incluindo limitações e critérios de projeto.

#### *3.3.1 Pontes Convencionais Esconsas*

Em geral, o uso de vigas metálicas de seção I tem apresentado um bom desempenho em pontes esconsas e curvas, sendo a primeira opção de projeto para estes tipos de ponte. Entretanto, problemas associados ao procedimento de içamento das vigas e a processos construtivos têm ocorrido com frequência.

Segundo COLETTI *et. al* (2013), algumas considerações são de extrema relevância no projeto de pontes convencionais esconsas, tais como:

- a) Geometria dos componentes da superestrutura após as deformações ocorridas durante e ao fim das etapas construtivas;
- b) Estabilidade estrutural;
- c) Encaixe das peças de aço, entre si e com demais componentes estruturais;



- d) Tensões nos componentes estruturais durante as fases de construção e em serviço.

MAHMOUD (2015) discorre sobre diretrizes de projeto e construção desenvolvidas pelo Departamento de Transportes de Nova Jersey (NJDOT) em conjunto com a *Cambridge Systematics (CS)* e *Greenman – Pedersen Inc. (GPI)* para pontes convencionais esconsas e curvas com vigas de aço. Dentre elas, destacam-se: deflexões diferenciais e carregamento térmico.

### 3.3.1.1 Flechas diferenciais

As deformações (flechas) das longarinas na seção transversal de pontes esconsas não são iguais (como ocorre nas pontes ortogonais), pois se encontram longitudinalmente contrabalanceadas umas pelas outras devido à esconsidade, conforme apresentado na Figura 3.9.

Segundo BECKMANN *et al.* (2008), como as longarinas são ligadas entre si por contraventamentos rígidos (nas vigas metálicas) ou por transversinas (nas vigas em concreto), estas deflexões diferenciais ocorrem acompanhadas de torção. Nas pontes com grande esconsidade, recomenda-se que as vigas sejam apumadas após a finalização da construção da laje, isto é, ficam fora de prumo antes da concretagem da laje, e, após seu término, deformam-se e se distorcem atingindo a condição de prumo.

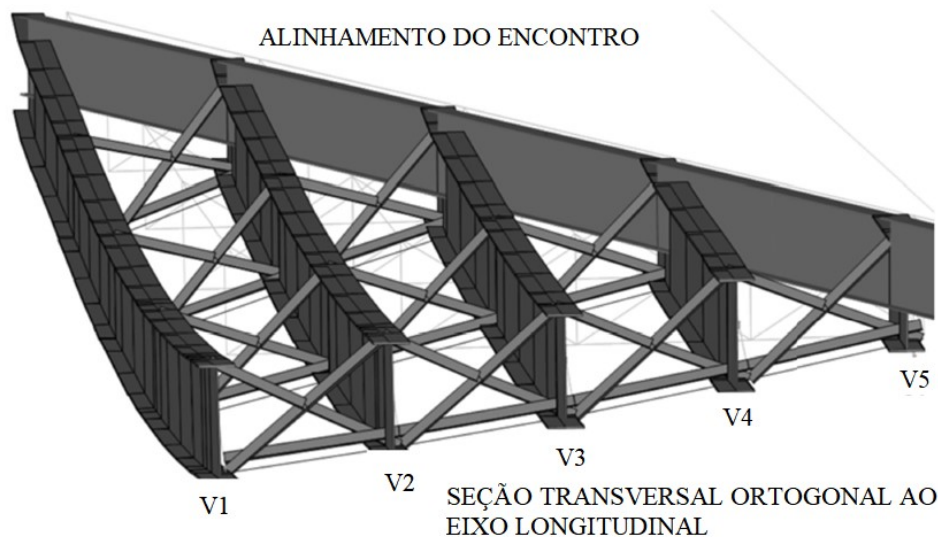


Figura 3. 9: Modelo tridimensional de ponte esconsa: torção e deflexão diferencial. Fonte: MAHMOUD (2015), adaptado.

A *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (AASHTO, 2014) especifica que, em relação à falta de prumo inicial, a tolerância permitida é  $D/96$  ou 0,01 radianos, sendo  $D$  a altura da alma da viga em polegadas.

Para minimizar as deformações diferenciais, o projetista pode aumentar a altura da viga, o que resulta em incremento de sua rigidez, ou alargar a seção transversal da viga em alguns locais estratégicos.

A flecha diferencial causa estiramento na seção transversal ortogonal ao eixo longitudinal da ponte, com tendência a torcer o contraventamento (nas vigas metálicas). Todavia, devido à rigidez do contraventamento ser expressiva em relação à rigidez lateral das vigas, estas tendem a rotacionar. Para aliviar a rotação, o projetista pode estabelecer a posição de içamento das vigas e a condição de carregamento sob a qual esta posição deve ser teoricamente alcançada, a fim de obter o prumo das vigas após a laje ter sido concretada, conforme apresentado pela Figura 3.10.

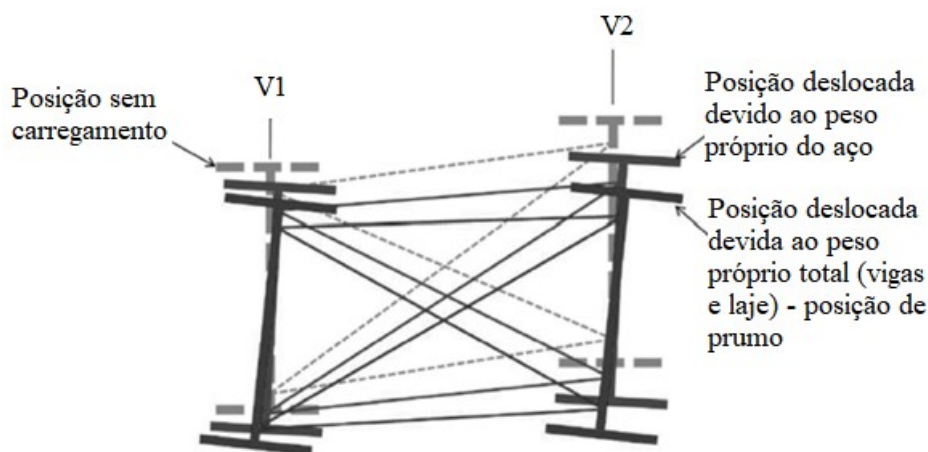


Figura 3. 10: Posições das vigas e do contraventamento detalhadas para seu posicionamento.  
Fonte: AASHTO/NSBA (2011).

### 3.3.1.2 Carregamento térmico

Sob carregamento térmico, a estrutura de ponte se expande ou contrai tanto longitudinalmente quanto lateralmente. Os movimentos nos ângulos agudos podem ser bastante diferentes dos verificados nos obtusos. Por isto, a orientação dos aparelhos de apoio deve permitir tais movimentos, em vez de restringi-los.

Na Figura 3.11 são apresentados a orientação e os tipos de aparelhos de apoio propostos para uma ponte esconsa. Pode-se notar que, nas vigas centrais, são utilizados aparelhos fixos e unidirecionais. As vigas mais externas, que apresentam maior movimento, são apoiadas em aparelhos multidirecionais, os quais permitem que se movam livremente.

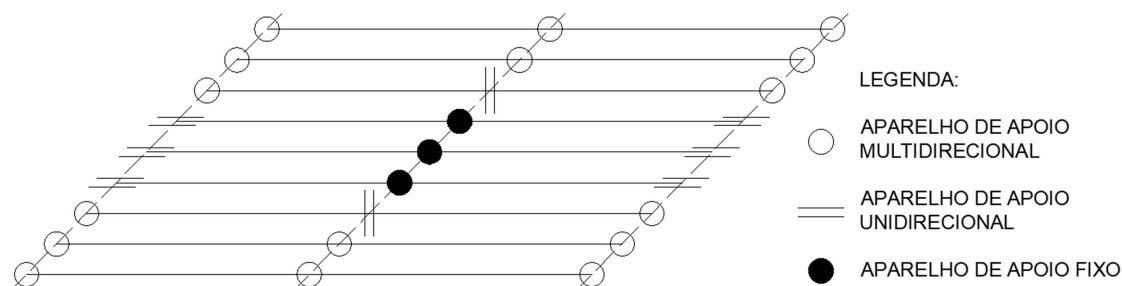


Figura 3. 11: Orientação de aparelhos de apoio típicos para ponte esconsa. Fonte: MAHMOUD (2015), adaptado.

### 3.3.2 Pontes Integrais Esconsas

GREIMANN *et al.* (1983) realizaram extensa pesquisa com os Departamentos de Transporte dos 50 estados norte-americanos para obter informações sobre o projeto e desempenho de pontes integrais esconsas. O objetivo foi estabelecer recomendações de comprimento máximo e ângulos de esconsidade para pontes esconsas integrais com vigas múltiplas em concreto ou aço.

Este estudo indicou que 26 estados usavam encontros integrais em pontes esconsas e que a maior parte projetava este tipo de ponte baseada em experiência.

Os principais aspectos de projeto e construtivos encontram-se resumidos a seguir:

#### a) Orientação das estacas

A maioria dos Departamentos de Transporte adota estacas metálicas de perfil H em variadas configurações: alma da estaca perpendicular ao eixo longitudinal da ponte (Figura 3.12 - 1a), alma da estaca paralela ao eixo longitudinal da ponte (Figura 3.12 – 1b), alma da estaca paralela ao alinhamento dos encontros (Figura 3.12 – 2a) e alma da estaca perpendicular ao alinhamento dos encontros (Figura 3.12 – 2b). Alternativamente, constatou-se, em sua minoria, o uso de estacas de concreto com seção circular (Figura 3.12 – 3).

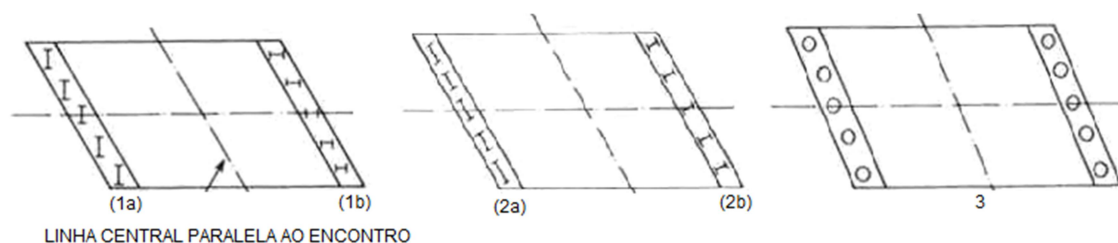


Figura 3. 12: Orientações adotadas para estacas em pontes integrais esconsas. Fonte: GREIMANN *et al.*(1983), adaptado.

Observou-se que a configuração utilizada com mais frequência consiste na alma da estaca perpendicular ao alinhamento dos encontros. Esta orientação da

estaca resulta na sua flexão em torno do eixo de maior inércia (maior rigidez). Os principais motivos para a adoção dessa orientação são:

- A restrição proporcionada pelo encontro integral é maior, o que reduz a magnitude dos deslocamentos devidos à variação de temperatura;
- O empuxo do solo atua perpendicularmente ao eixo de maior inércia.

#### b) Restrições de apoio no topo das estacas

Foram observados diferentes tipos de ligação das estacas com encontros, sendo eles: apoios do primeiro gênero, apoios do segundo gênero e apoios do tipo engaste. A Figura 3.13 ilustra detalhamento típico de engastamento da estaca no encontro por meio de armadura em espiral. O engastamento da estaca no pilar deve variar entre 30 cm e 60 cm.

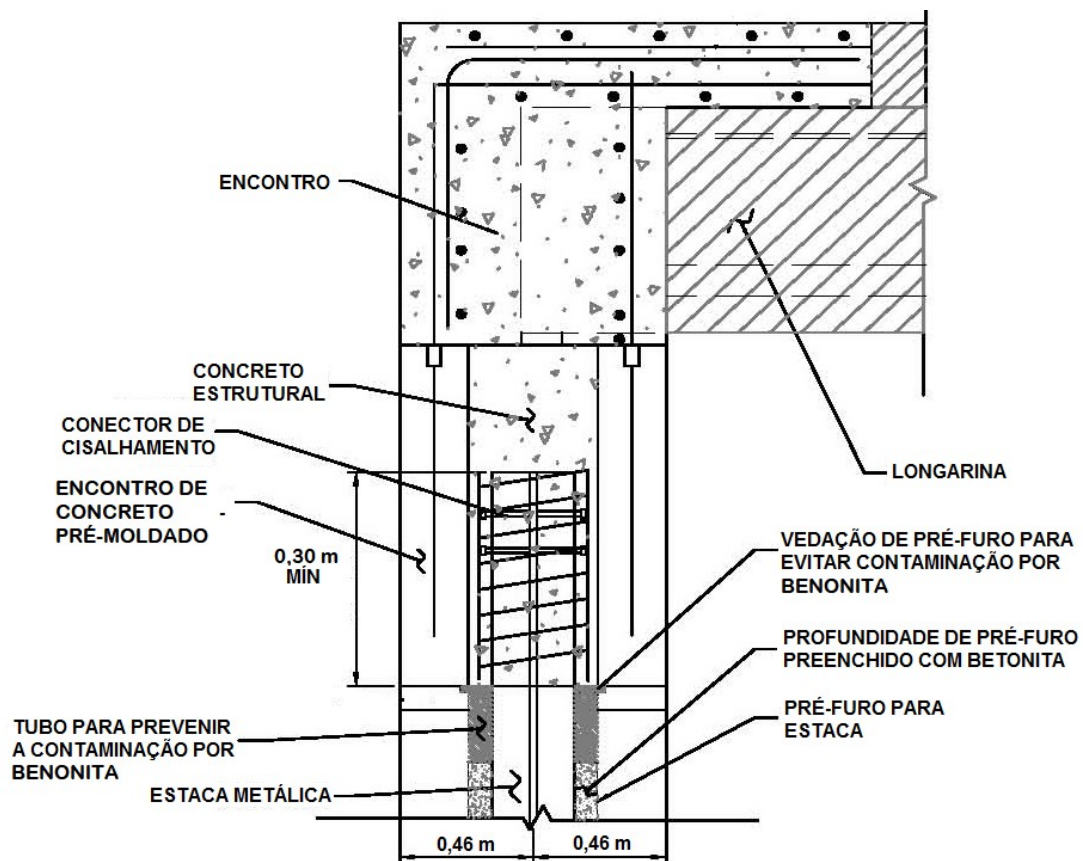


Figura 3. 13: Detalhamento de encontro integral adotado pelo Departamento de Transportes de Iowa. Fonte: CULMO (2009), adaptado.

Nas conexões de segundo gênero, utiliza-se o topo da estaca encamisado com material flexível antes da concretagem do encontro.

c) Redução dos efeitos da variação de temperatura

Algumas das soluções adotadas em relação aos efeitos térmicos em encontros de pontes integrais esconsas são:

- Uso de algumas estacas inclinadas para resistir à rotação devida ao movimento lateral da ponte, no caso de grande ângulo de esconsidade;
- Adoção de chaves de cisalhamento na região inferior dos encontros para prevenir movimento lateral em pontes com esconsidade superior a  $40^\circ$ . A Figura 3.14 exemplifica o uso da chave de cisalhamento na conexão de lajes pré-fabricadas.

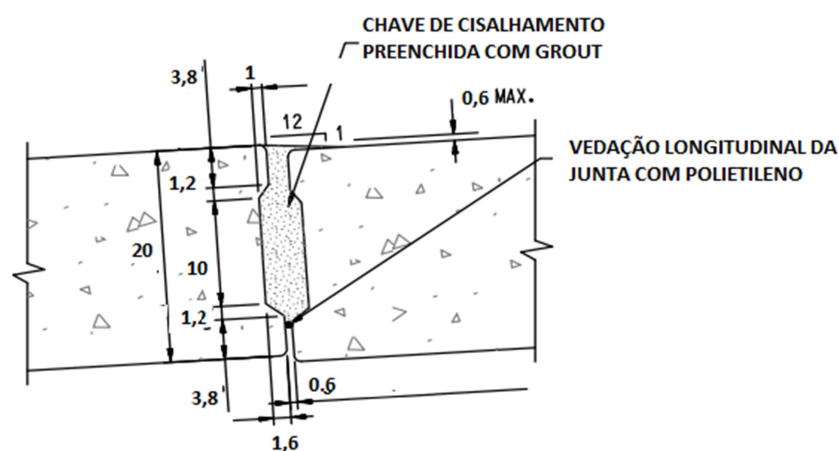


Figura 3. 14: Conexão entre lajes pré-fabricadas de concreto com chave de cisalhamento.  
Fonte: CULMO (2009).

d) Aterro atrás dos encontros

Constata-se a preferência pelo uso de material granular com drenagem livre.

e) Placa de aproximação

Em geral, adota-se placa de aproximação fixada ao encontro por meio de pequenas barras metálicas, as quais proporcionam ligação mecânica sem restringir o movimento longitudinal.

## 4 AÇÕES

---

A ABNT NBR 7187 (2021) e a ABNT NBR 7188 (2013) definem, respectivamente, as ações a serem consideradas em estruturas de pontes e as cargas móveis rodoviárias e de pedestres.

Estas ações são classificadas segundo a ABNT NBR 8681 (2003) em permanentes, variáveis e excepcionais. As ações permanentes são aquelas que apresentam intensidades constantes ou de pequena variação decrescente praticamente em toda a vida útil da construção. As ações variáveis são aquelas que não apresentam magnitude constante ao longo do tempo. As ações excepcionais, por sua vez, têm duração extremamente curta e muito baixa probabilidade de ocorrência durante a vida da construção, tais como choques de objetos móveis, explosões, sismos, ventos e enchentes catastróficas.

As ações de peso próprio estrutural, de sobrecarga permanente, de carga móvel e de protensão (se aplicada) sempre despertam solicitações nas vigas das pontes biapoiadas e contínuas.

Nas pontes isostáticas (biapoiadas), as ações de temperatura, de fluência e de retração do concreto, embora presentes, provocam exclusivamente deformações na superestrutura, sem despertar solicitações na super e/ou na mesoestrutura. Isto se deve à ausência de restrição aos deslocamentos e rotações nos aparelhos de apoio.

Nas pontes semi-integrais, a ação da protensão sobre a estrutura contínua (hiperestática) desperta hiperestáticos de protensão nos apoios intermediários. Nas pontes de dois vãos contínuos (de mesmos comprimentos), onde o centro elástico coincide com o apoio central, as ações de temperatura, de fluência e de retração do concreto também despertam deformações na superestrutura, sem despertar solicitações na super e/ou na mesoestrutura (pela ausência de restrição aos deslocamentos e rotações nos apoios extremos). Todavia, em estruturas contínuas com três ou mais vãos, estas ações devem ser levadas em consideração, uma vez que os apoios intermediários impedem o movimento, fazendo surgir solicitações nas vigas pela continuidade dos vãos.

Nas estruturas integrais, devido às restrições nos apoios extremos (ligação rígida com os encontros) e intermediários, todas as ações que atuam sobre a superestrutura despertam deformações e solicitações na super e mesoestruturas. Adicionalmente, a ação do empuxo de terra nos encontros também provoca solicitações nas vigas. Isso se deve à monoliticidade estrutural das pontes integrais.

## 4.1 Ações Permanentes

Neste item são abordadas as principais ações permanentes consideradas nos projetos de pontes.

### 4.1.1 Peso Próprio dos Elementos Estruturais

Trata-se da primeira ação permanente de natureza gravitacional a atuar na superestrutura. Para seu cálculo em elementos de concreto armado e protendido, deve ser adotado, no mínimo, o peso específico estabelecido pela norma NBR 7187 (ABNT, 2021), de  $25,0 \text{ kN/m}^3$ .

Levando-se em conta que podem ser utilizadas vigas de aço como longarinas, a norma NBR 8800 (ABNT, 2008) estabelece que a massa específica do aço pode ser considerada como  $7850 \text{ kg/m}^3$ , o que corresponde a um peso específico de  $78,5 \text{ kN/m}^3$ , aproximadamente.

### 4.1.2 Sobrecarga Permanente

Corresponde ao peso dos elementos não estruturais, tais como o pavimento, as barreiras e os guarda-corpos.

#### 4.1.2.1 Pavimentação

A norma NBR 7187 (ABNT, 2021) define que deve ser adotado para peso específico do material empregado na pavimentação o valor mínimo de  $24,0 \text{ kN/m}^3$ . Segundo esta norma, deve-se prever ainda uma carga adicional de  $2,0 \text{ kN/m}^2$  para atender a um possível recapeamento.

#### 4.1.2.2 Barreira

Esse componente destina-se a manter o veículo no interior da via, servindo de barreira caso ocorra algum acidente. No Brasil, é comum a adoção do padrão *New Jersey*, cuja seção transversal é mostrada na Figura 4.1.

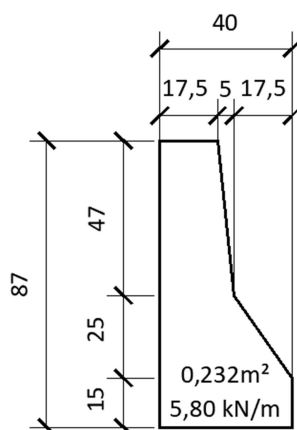


Figura 4. 1: Barreira tipo *New Jersey* em concreto armado, unidades em cm.

Sabendo-se que a área da seção transversal da barreira é 0,232 m<sup>2</sup> e que peso específico do concreto armado é 25,0 kN/m<sup>3</sup>, a carga longitudinal distribuída a ser considerada para representar seu peso é 5,80 kN/m.

#### 4.1.2.3 Guarda-corpo

Este componente destina-se à proteção dos transeuntes. Um módulo típico é apresentado na Figura 4.2

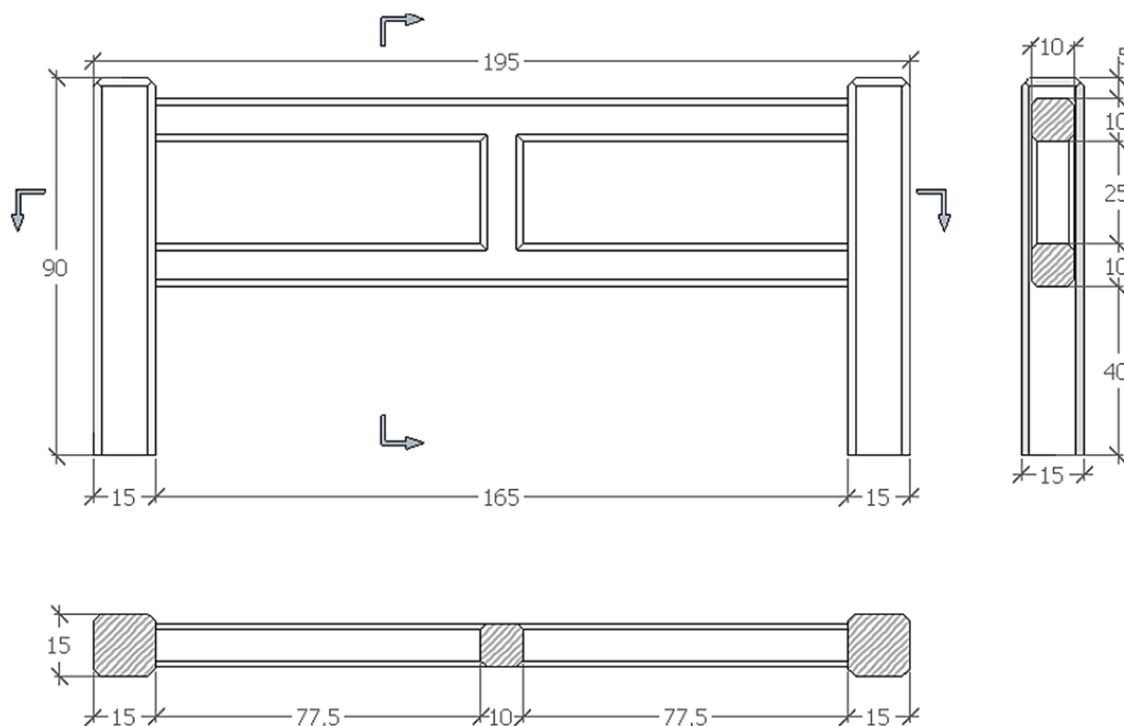


Figura 4. 2: Módulo de guarda corpo, unidades em cm. Fonte: DNIT (2009).

A partir das medidas especificadas na Figura 4.2, obtém-se o peso próprio de um módulo de guarda-corpo:

$$[2 \times (0,15 \times 0,15) \times 0,90 + 2 \times (0,10 \times 0,10) \times 1,65 + (0,10 \times 0,10) \times 0,25] \times 25 = 1,90 \text{ kN} \quad (4.1)$$

Considerando-se um módulo a cada 2,00 m, o peso por unidade de comprimento é de 0,95 kN/m. Para simplificação, adota-se 1,00 kN/m.

#### 4.1.3 Empuxo de Terra

A norma NBR 7187 (ABNT, 2021) estabelece, no seu item 7.2.5, que o empuxo de terra deve ser determinado de acordo com os princípios da mecânica dos solos, em função de sua natureza (ativo, passivo ou repouso), das características geomecânicas e geométricas do maciço (aterro, solo natural ou sobrecarga), da presença do nível d'água e da rigidez dos parâmetros.



A Figura 4.3 apresenta a distribuição do empuxo de terra dos maciços sobre os encontros de pontes integrais.

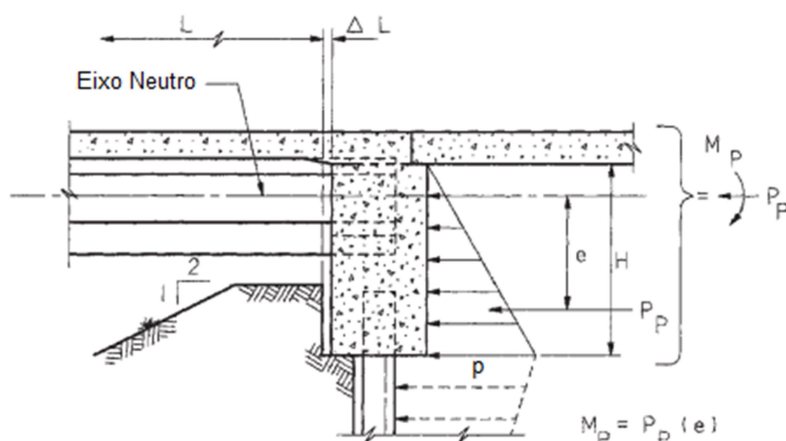


Figura 4. 3: Distribuição simplificada do empuxo de terra sobre os encontros. Fonte: BURKE (2009), adaptado.

De acordo com a Figura 4.3, os parâmetros indicados são:

$L$  é o comprimento do vão;

$\Delta L$  é o aumento de comprimento do vão;

$e$  é a distância do eixo neutro da longarina à força de empuxo resultante;

$H$  é a altura de ação do empuxo de terra;

$P_p$  é a força de empuxo resultante;

$p$  é a tensão devida ao empuxo na base do encontro;

$M_p$  é o momento fletor da força de empuxo resultante em relação ao eixo neutro da longarina.

A norma supracitada admite que, por simplificação, pode ser suposto que o solo não apresente coesão (areias) e que não haja atrito entre o terreno e a estrutura, desde que as solicitações estejam a favor da segurança. O peso específico do solo ( $\gamma$ ) deve ser, no mínimo, igual a  $18 \text{ kN/m}^3$  e o ângulo de atrito interno  $\phi$  deve ser, no máximo, igual a  $30^\circ$ .

Os valores dos coeficientes de empuxo ativo ( $k_a$ ) e passivo ( $k_p$ ) são dados por:

$$k_a = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right) = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) = \frac{1}{3} \quad (4.2)$$

$$k_p = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{30^\circ}{2} \right) = 3 \quad (4.3)$$

O valor do empuxo atuante na cortina  $p$ , mostrado na Figura 4.3, é obtido pela Eq. (4.4):

$$p = k_a \cdot \gamma \cdot H \quad (4.4)$$

A força resultante do empuxo  $P_p$ , mostrada na Figura 4.3, é dada pela Eq. (4.5).

$$P_p = \frac{p \cdot L_e \cdot H}{2} \quad (4.5)$$

onde:  $L_e$  é o comprimento do encontro.

Quando a superestrutura funciona como muro de arrimo dos aterros de acesso, a ação do empuxo de terra proveniente desses aterros deve ser considerada apenas em um dos lados (em ambos os lados alternadamente). Para pontes curvas ou esconsas, a norma exige que seja considerada a atuação simultânea do empuxo em ambas as extremidades, quando for mais desfavorável. A Figura 4.4 ilustra a atuação do empuxo nestes dois casos.

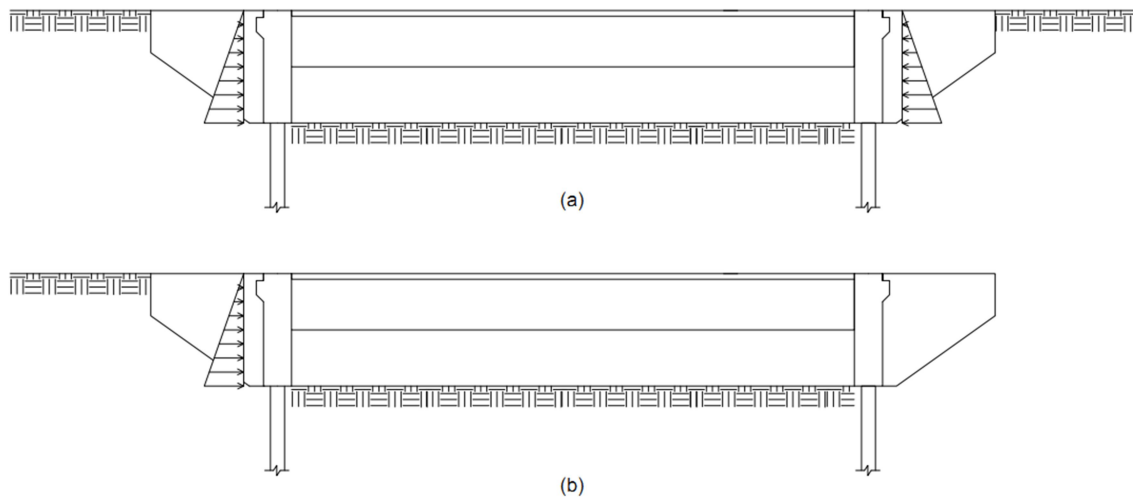


Figura 4. 4: Equilíbrio de empuxo de terra: (a) empuxo nas duas extremidades; (b) empuxo em uma única extremidade.

#### 4.1.4 Protensão

Conforme o item 11.3.3.5 da norma NBR 6118 (ABNT, 2014), a protensão é tratada como uma ação permanente indireta devendo ser considerada em todas as estruturas protendidas incluindo, além dos elementos protendidos, aqueles que sofrem a ação indireta da protensão, isto é, as solicitações dos hiperestáticos de protensão. O valor da força de protensão deve ser calculado a partir da força inicialmente aplicada nos cabos e das perdas de protensão definidas no item 9.6.3 desta norma.

As solicitações isostáticas geradas pela ação de protensão podem ser calculadas diretamente a partir da excentricidade do cabo e da força de protensão ou por intermédio de um conjunto de cargas externas equivalentes ou, ainda, por meio da introdução de deformações impostas correspondentes ao pré-alongamento das

armaduras (que pode ser substituído por uma variação térmica que provoca o mesmo efeito, de maneira simplificada). As solicitações hiperestáticas podem ser obtidas pelos dois últimos métodos citados.

#### 4.1.4.1 Aço de armadura ativa

Na protensão de vigas, a armadura ativa comumente utilizada é constituída por cordoalhas compostas por um fio central e outros seis fios encordoados em torno do fio central, com passo constante. As cordoalhas de sete fios, com diâmetros nominais de 12,7 mm e 15,2 mm, são produzidas na condição de baixa relaxação e com tensão de ruptura de 190 kgf/mm<sup>2</sup> ( $\approx$  1900 MPa) ou 210 kgf/mm<sup>2</sup> ( $\approx$  2100 MPa), respectivamente, CP 190 RB e CP 210 RB.

#### 4.1.4.2 Sistemas de protensão

Os sistemas de protensão podem ser classificados observando-se os aspectos apresentados a seguir.

##### a) Quanto à etapa de protensão dos cabos

Caso o tensionamento das cordoalhas ocorra antes da concretagem, tem-se a chamada pré-tensão (ou pré-tração) (Figura 4.5); caso contrário, é conhecida como pós-tensão (ou pós-tração) (Figura 4.6).

##### b) Quanto à aderência do cabo com o concreto estrutural

Quando a ligação aço-concreto ocorre ao longo da trajetória do cabo, ocorre a chamada protensão aderente; caso os cabos se apresentem desligados do concreto envolvente, o sistema é denominado protensão não aderente.

##### c) Quanto à posição do cabo no concreto estrutural

Os cabos de protensão podem ficar envolvidos pela massa do concreto, sendo o sistema classificado como protensão interna, ou podem se posicionar externamente a este, na chamada protensão externa.

Nas pontes integrais e semi-integrais é comum o uso do sistema de pós-tensão aderente, conforme apresentado na Figura 4.6, tanto para a protensão das longarinas pré-moldadas como para a execução da continuidade entre os vãos.

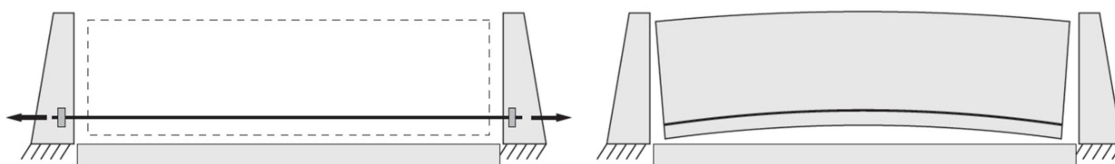


Figura 4. 5: Protensão por pré-tração aderente (trajetória retilínea): (a) pré-tração das cordoalhas no interior das formas e (b) implantação da protensão após a concretagem e liberação das ancoragens. Fonte: ALVES (2021).

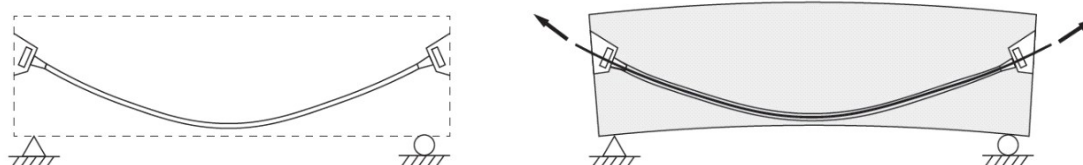


Figura 4. 6: Sequência da protensão por pós-tração aderente: (a) posicionamento das ancoragens e bainhas no interior da forma e (b) protensão dos cabos após a cura do concreto, seguida de injeção da bainha. Fonte: ALVES (2021).

#### 4.1.4.3 Força de protensão

O item 9.6.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece que a força média na armadura de protensão, na abscissa  $x$  e no tempo  $t$ , é dada por:

$$P_t(x) = P_0(x) - \Delta P_t(x) = P_i - \Delta P_0(x) - \Delta P_t(x) \quad (4.6)$$

onde:

$P_i$  é a força de protensão inicial aplicada pelo equipamento de tração;

$\Delta P_0(x)$  são as perdas de protensão imediatas, medidas a partir de  $P_i$ , no tempo  $t=0$ ;

$\Delta P_t(x)$  são as perdas de protensão no instante  $t$ , calculadas após o tempo  $t=0$ .

#### 4.1.4.4 Perdas de protensão

Ocorrem durante a transferência da força de protensão ao concreto, denominadas perdas imediatas, e ao longo do tempo, conhecidas como perdas progressivas.

##### 4.1.4.4.1 Perdas imediatas

As perdas de protensão imediatas são aquelas devidas ao atrito entre as cordoalhas e a bainha, à acomodação da ancoragem e à deformação imediata do concreto.

##### 1) Perdas por atrito dos cabos

Nas vigas protendidas com pós-tensão, os cabos, ao serem tracionados por macaco hidráulico, sofrem alongamento gradativo. Devido a esse alongamento, e pelo

fato de a bainha geralmente apresentar desenvolvimento curvo e sinuosidade inevitável, ocorre atrito entre o aço de protensão e a bainha. O atrito se dá também entre os fios ou cordoalhas que constituem o cabo. A Figura 4.7 ilustra os pontos onde ocorre atrito.

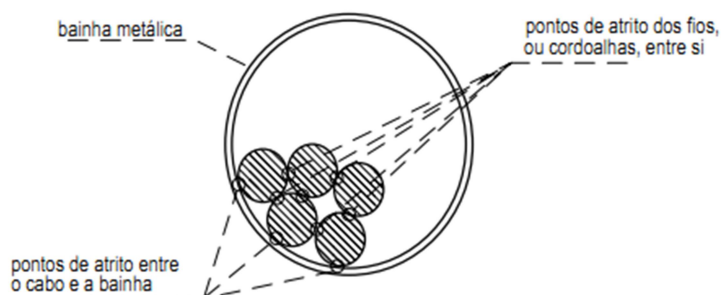


Figura 4. 7: Atrito nos cabos dentro da bainha. Fonte: VERÍSSIMO e CÉSAR JR (1998).

## 2) Perdas por acomodação da ancoragem

Acontecem pelo recuo do cabo no instante de sua liberação do macaco hidráulico, com conseqüente transferência das forças de protensão para a peça de concreto. A magnitude dessa perda depende do tipo de ancoragem, do sistema de protensão adotado e do comprimento dos cabos pelo qual se distribui a distância de acomodação da ancoragem.

## 3) Perdas por deformação imediata do concreto

Na protensão com aderência inicial, a armadura ativa é pré-tracionada com certo valor de tensão. Posteriormente, a armadura é liberada das ancoragens nas cabeceiras da pista e a força de protensão é transferida ao concreto, que sofre deformação (encurtamento), a qual provoca perda de tensão na armadura.

No caso da pós-tração, o macaco de protensão se apoia em parte na própria peça a ser protendida. Assim, à medida que se traciona a armadura, o concreto vai sofrendo compressão, não ocorrendo, portanto, queda de tensão por deformação imediata do concreto, quando se tem apenas um cabo de protensão.

Quando se utiliza mais de um cabo, porém, e se eles forem tracionados sucessivamente (protensão sucessiva), a deformação no concreto provocada pelo cabo que está sendo tracionado acarreta perda de tensão nos cabos previamente ancorados. Perdas progressivas

As perdas de protensão progressiva são devidas à retração e à fluência do concreto e à relaxação do aço de protensão.

## 1) Retração e fluência do concreto

A retração do concreto corresponde à redução de seu volume por evaporação de água não utilizada na reação de hidratação do cimento. Depende da umidade relativa do ambiente, da consistência do concreto no lançamento e da espessura fictícia da peça.

A fluência diz respeito ao encurtamento do concreto ao longo do tempo, enquanto a tensão de protensão é mantida constante.

Em ambos os casos, a protensão sofre as consequências do encurtamento do concreto na região da armadura protendida, ocorrendo a progressiva diminuição da força de protensão instalada.

## 2) Relaxação do aço

Também denominada de fluência do aço, diz respeito ao alongamento que este sofre em longo prazo quando tracionado por uma força constante. Para aços de alta resistência, a relaxação é função do tratamento mecânico durante a usinagem (aço de baixa relaxação – RB ou de relaxação normal – RN) e da temperatura. Pode ser desprezada quando as tensões forem menores que 50% da tensão característica de ruptura à tração ( $f_{ptk}$ ).

Para a determinação dos valores parciais e totais das perdas progressivas de protensão, a norma NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece que deve ser considerada a interação dessas causas, podendo ser utilizados os processos indicados nos itens 9.6.3.4.2 a 9.6.3.5.4 da referida norma. Nesses processos, é admitido que o uso de protensão aderente e que o elemento estrutural permaneça no Estádio I.

### 4.1.4.4.2 Determinação simplificada dos valores das perdas de protensão

Segundo ALVES (2021), para fins de pré-dimensionamento, no caso de cabos pós-tracionados, é possível estimar a ordem de grandeza média das perdas imediatas em 10%, enquanto as perdas lentas podem ser estimadas em 15%. Tais valores podem sofrer variação em virtude do comprimento, das ancoragens e das curvaturas.

Nos cabos pré-tracionados não existem perdas por atrito, pois são usadas cordoalhas sem revestimento. As perdas por recuo das ancoragens também podem ser ignoradas, visto que a pré-tensão é aplicada geralmente em pistas longas e o recuo, da ordem de grandeza de milímetros, pode ser desprezado. Sendo assim, em termos de pré-dimensionamento, as perdas imediatas podem ser estimadas em 5%, enquanto as lentas em 15%.

As distribuições de tensões em cabos pós e pré-tracionados, considerando-se as perdas, podem ser esquematicamente representadas pelas Figuras 4.8 (a) e 4.8 (b).

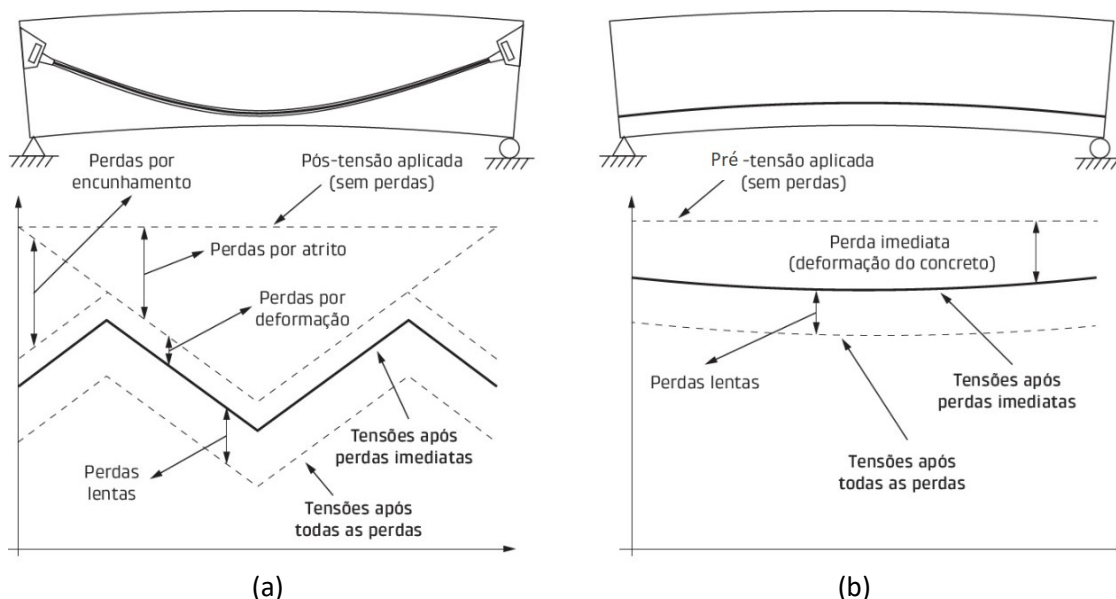


Figura 4. 8: Tensões ao longo do cabo de (a) pós-tensão aderente e pré-tensão (fora de proporção). Fonte: ALVES (2021).

#### 4.1.5 Retração e Fluência do Concreto

A NBR 6118 (ABNT, 2014), em seu item 8.2.11, admite que, para os casos em que não é necessária grande precisão, os valores finais do coeficiente de fluência  $\varphi(t_{\infty}, t_0)$  e da deformação específica de retração  $\epsilon_{cs}(t_{\infty}, t_0)$  do concreto, submetidos a tensões menores que  $0,5 f_c$  quando do primeiro carregamento, podem ser obtidos, por interpolação linear, a partir de sua Tabela 8.2, aqui apresentada como Tabela 4.1.

Tabela 4. 1: Valores característicos da deformação específica de retração  $\epsilon_{cs}(t_{\infty}, t_0)$  e do coeficiente de fluência  $\varphi(t_{\infty}, t_0)$ . Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014).

Umidade média ambiente %		40		55		75		90		
		20	60	20	60	20	60	20	60	
<b><math>\varphi(t_{\infty}, t_0)</math></b> <b>Concreto das classes C20 a C45</b>	$t_0$ dias	5	4,6	3,8	3,9	3,3	2,8	2,4	2,0	1,9
		30	3,4	3,0	2,9	2,6	2,2	2,0	1,6	1,5
		60	2,9	2,7	2,5	2,3	1,9	1,8	1,4	1,4
<b><math>\varphi(t_{\infty}, t_0)</math></b> <b>Concreto das classes C50 a C90</b>	$t_0$ dias	5	2,7	2,4	2,4	2,1	1,9	1,8	1,6	1,5
		30	2,0	1,8	1,7	1,6	1,4	1,3	1,1	1,1
		60	1,7	1,6	1,5	1,4	1,2	1,2	1,0	1,0
<b><math>\epsilon_{cs}(t_{\infty}, t_0)</math> ‰</b>	$t_0$ dias	5	-0,53	-0,47	-0,48	-0,43	-0,36	-0,32	-0,18	-0,15
		30	-0,44	-0,45	-0,41	-0,41	-0,33	-0,31	-0,17	-0,15
		60	-0,39	-0,43	-0,36	-0,40	-0,30	-0,31	-0,17	-0,15

Na Tabela 4.2, a espessura fictícia é dada pela relação  $2 \cdot A_c / u$ , onde  $A_c$  é a área da seção transversal de concreto e  $u$  é o perímetro da seção em contato com o ar.

Os esforços devidos à fluência e à retração podem ser determinados de modo simples por meio de variações de temperatura equivalentes. No caso da retração, a determinação é direta, bastando utilizar o valor da deformação específica,  $\varepsilon_{cs}(t_\infty, t_0)$ , no lugar da razão  $\Delta L / L$  na Eq.(4.7). Considerando que o coeficiente de dilatação térmica  $\alpha$  do concreto é de  $10^{-5}/^\circ\text{C}$ , a única incógnita é a variação de temperatura  $\Delta T$ , como mostrado a seguir:

$$\frac{\Delta L}{L} = \alpha \cdot \Delta T \quad (4.7)$$

$$\varepsilon_{cs}(t_\infty, t_0) = 10^{-5} \cdot \Delta T \quad (4.8)$$

$$\Delta T = \frac{\varepsilon_{cs}(t_\infty, t_0)}{10^{-5}} \quad (4.9)$$

O Anexo A da NBR 6118 (ABNT, 2014) indica que a deformação específica por fluência do concreto,  $\varepsilon_c(t, t_0)$ , pode ser obtida pela Eq. (4.10). Após sua determinação, o cálculo da variação de temperatura equivalente à deformação por fluência é análogo ao mostrado na Eq. (4.9).

$$\varepsilon_c(t, t_0) = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_{ci28}} \cdot \varphi(t, t_0) \quad (4.10)$$

onde:

$\sigma_c(t_0)$  é a tensão de compressão no concreto, no tempo  $t_0$ ;

$E_{ci28}$  é o módulo de elasticidade tangencial do concreto, aos 28 dias.

$\varphi(t, t_0)$  é o coeficiente de fluência do concreto, obtido de maneira simplificada, para  $t = t_\infty$ , da Tabela 4.2.

Deformações mais precisas podem ser calculadas segundo o procedimento mostrado no Anexo A da norma NBR 6118 (ABNT, 2014).

## 4.2 Ações Variáveis

Neste item são apresentadas as ações variáveis mais comumente consideradas nos projetos de pontes.

### 4.2.1 Carga Móvel

Conforme prescreve a norma NBR 7188 (ABNT, 2013), nas pontes e viadutos rodoviários deve-se considerar a ação da carga móvel padrão TB 450, que corresponde a um veículo de peso 450 kN com seis rodas (75 kN por roda) dispostas em três eixos afastados entre si de 1,50 m e área de ocupação de 18,00 m<sup>2</sup>,



circundado por carga distribuída uniforme ( $p$ ) de 5,00 kN/m<sup>2</sup>. Esse padrão é mostrado na Figura 4.9.

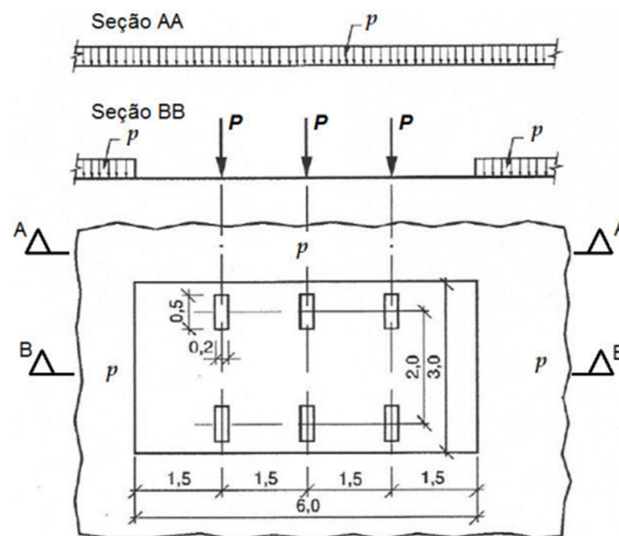


Figura 4. 9: Disposição de cargas do trem tipo TB-450. Fonte: NBR 7188 (ABNT, 2013).

- Coeficiente de Impacto

Para fins de simplificação, a norma NBR 7188 (ABNT, 2013) recomenda majorar as cargas estáticas para simular o efeito das cargas móveis dinâmicas. Esse fator de majoração, chamado de coeficiente de impacto, deve ser calculado segundo a Eq. (4.11).

$$\varphi = CIV \cdot CNF \cdot CIA \quad (4.11)$$

onde:

CIV é o coeficiente de impacto vertical;

CNF é o coeficiente de número de faixas;

CIA é o coeficiente de impacto adicional.

O coeficiente de impacto vertical (CIV) é definido em função do comprimento do vão.

Para estruturas com vão menor que 10,0m, CIV = 1,35.

Para estruturas com vãos entre 10,0m e 200,0m:

$$CIV = 1 + 1,06 \cdot \frac{20}{(L_{iv} + 50)} \quad (4.12)$$

onde  $L_{iv}$  é o vão em metros, o qual assume diferentes valores em função do sistema estrutural adotado.

Nas pontes isostáticas,  $L_{iv}$  é o vão entre os apoios; nas pontes contínuas,  $L_{iv}$  é a média aritmética dos vãos; para estruturas em balanço,  $L_{iv}$  é o comprimento do próprio balanço.

Para estruturas com vãos acima de 200,0 m, deve ser realizado estudo específico.

O coeficiente do número de faixas (CNF) é dado por:

$$CNF = 1 - 0,05 \cdot (n - 2) \geq 0,9 \quad (4.13)$$

onde  $n$  é número de faixas de tráfego rodoviário. Acostamentos e faixas de segurança não são levados em conta.

O coeficiente de impacto adicional (CIA) estabelece que as seções com distância inferior a 5,00 m da junta ou descontinuidade estrutural devem ser dimensionadas com as solicitações das cargas móveis majoradas por:

$$CIA = 1,25 \text{ (para obras em concreto armado ou mistas)} \quad (4.14)$$

$$CIA = 1,15 \text{ (para obras em aço)} \quad (4.15)$$

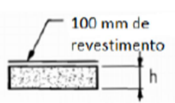
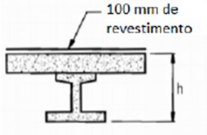
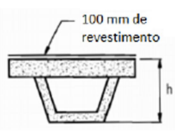
Caso a distância à seção de descontinuidade (junta) seja superior a 5,00 m, considerar  $CIA = 1,00$ .

#### 4.2.2 *Variação de Temperatura*

A norma NBR 7187 (ABNT, 2021), no seu item 7.3.8, prescreve que as variações de temperatura ao longo da altura de cada seção transversal devem ser consideradas conforme os Métodos 1 ou 2 e devem ser combinadas com as variações uniformes de temperatura.

De acordo com o Método 1, as variações não-uniformes de temperatura (gradiente térmico) podem ser consideradas por meio de uma variação linear equivalente, tal como indicado na Tabela 2 da norma NBR 7187 (ABNT, 2021) apresentada neste trabalho na Tabela 4.2. Para seções em viga de concreto, a variação de temperatura linearizada ( $\Delta T_{eq}$ ) é tomada com o valor de 7°C.

Tabela 4. 2: Variação linear de temperatura ao longo da altura da seção transversal. Fonte: NBR 7187 (ABNT, 2021).

Tipo de seção em concreto	Variação de temperatura linearizada	
	$\Delta T_{eq}$ (°C)	obs
 Seção em laje ou retangular	5	$h \geq 1,5$ m
	7	$h < 1,5$ m
 Seção em viga	7	–
 Seção celular	5	–

Para valores de espessura de revestimento menores que 100 mm, a variação de temperatura deve ser multiplicada por: 1,2 para  $h_{revestimento} = 70$  mm, 1,4 para  $h_{revestimento} = 50$  mm e 1,5 caso não haja revestimento. Para espessuras intermediárias, permite-se interpolar linearmente o fator de multiplicação.  
 Não usar variação de temperatura menor que 5 °C, exceto no caso de linearização por meio do método 2.

A NBR 6118 (ABNT, 2014), por sua vez, prevê, no seu item 11.4.2.1, que elementos estruturais maciços cuja menor dimensão seja superior a 70 cm devam ser carregados com variação uniforme de temperatura de 5°C.

A Figura 4.10 ilustra, respectivamente, as variações não-uniforme e uniforme de temperatura em uma seção em viga, conforme descrito anteriormente.

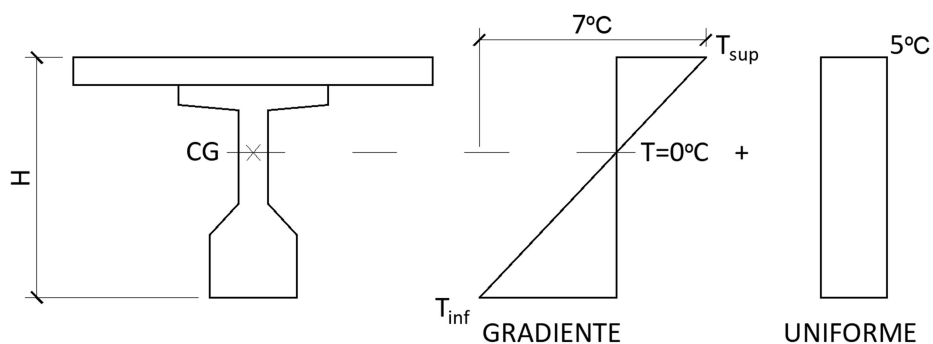


Figura 4. 10: Gradiente térmico e variação uniforme de temperatura em uma seção em viga.

As temperaturas extremas da distribuição linearizada podem ser calculadas a partir das expressões.

$$T_{sup} = y_s \frac{(T_{sup} - T_{inf})}{H} \quad (4.16)$$

$$T_{inf} = y_i \frac{(T_{sup} - T_{inf})}{H} \quad (4.17)$$

onde:

$T_s$  é a temperatura superior da distribuição linearizada ( $^{\circ}\text{C}$ );

$T_i$  é a temperatura inferior da distribuição linearizada ( $^{\circ}\text{C}$ );

$y_s$  é a distância do centro de gravidade ao bordo superior da seção em viga;

$y_i$  é a distância do centro de gravidade ao bordo inferior da seção em viga;

$H$  é a altura da seção.

### **4.3 Combinações de Ações**

Segundo a norma NBR 8681 (ABNT, 2003), para a verificação da segurança da estrutura em relação às situações em que esta apresenta desempenho inadequado às suas finalidades, chamadas de estados-limites, devem ser consideradas todas as combinações de ações que possam acarretar os efeitos mais desfavoráveis nas seções críticas da estrutura.

As ações permanentes devem ser sempre consideradas. Entre as ações variáveis, são consideradas apenas as parcelas que produzem efeitos desfavoráveis para a segurança.

As cargas móveis devem estar em suas posições mais desfavoráveis para a segurança.

Nas combinações, as ações são adotadas com seus valores representativos, multiplicados pelos respectivos coeficientes de ponderação das ações.

## 5 ESTUDO DE CASO

Neste capítulo são apresentados os modelos computacionais desenvolvidos para a avaliação da influência da esconsidade e da continuidade em viadutos e/ou pontes.

Os modelos tridimensionais empregados neste estudo foram gerados com o uso de programa comercial baseado nos elementos finitos.

As unidades utilizadas são: m, kN, kN/m<sup>2</sup>, kN/m e °C.

### 5.1 Geometria e Materiais

A superestrutura consiste de um viaduto de dois vãos com 31,20 m de extensão e 14,40 m de largura. A seção transversal é composta por cinco longarinas pré-moldadas em concreto protendido com resistência à compressão característica do concreto ( $f_{ck}$ ) de 35 MPa e 1,70 m de altura. Barreiras do tipo New Jersey fazem a proteção lateral. A laje é executada em concreto armado com  $f_{ck}$  de 30 MPa e espessura de 0,22 m.

A Figura 5.1 ilustra a seção transversal no meio do vão, enquanto as Figuras 5.2, 5.3 e 5.4 apresentam os modelos integral, semi-integral e convencional, respectivamente.

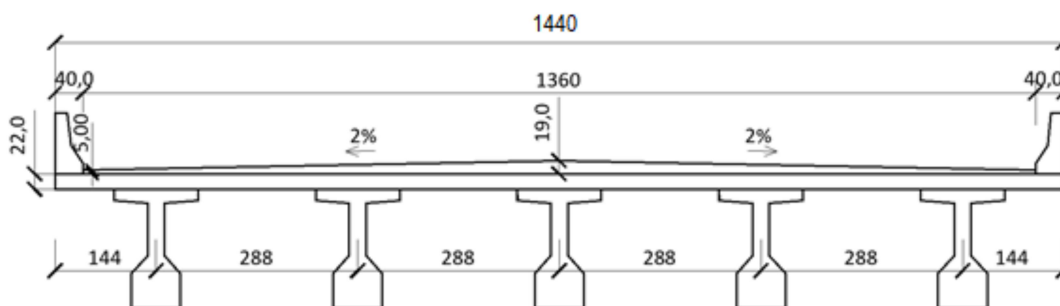


Figura 5. 1: Seção transversal no meio do vão (medidas em cm).

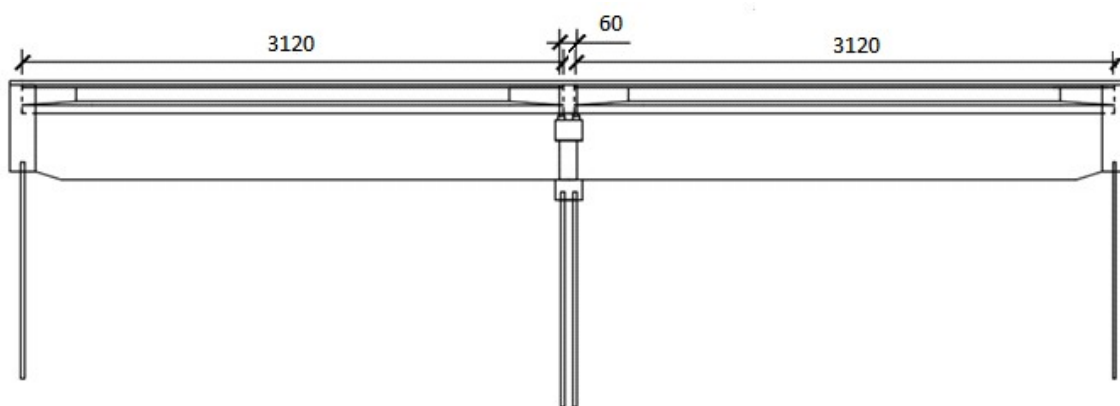


Figura 5. 2: Elevação longitudinal - modelo integral (medidas em cm).

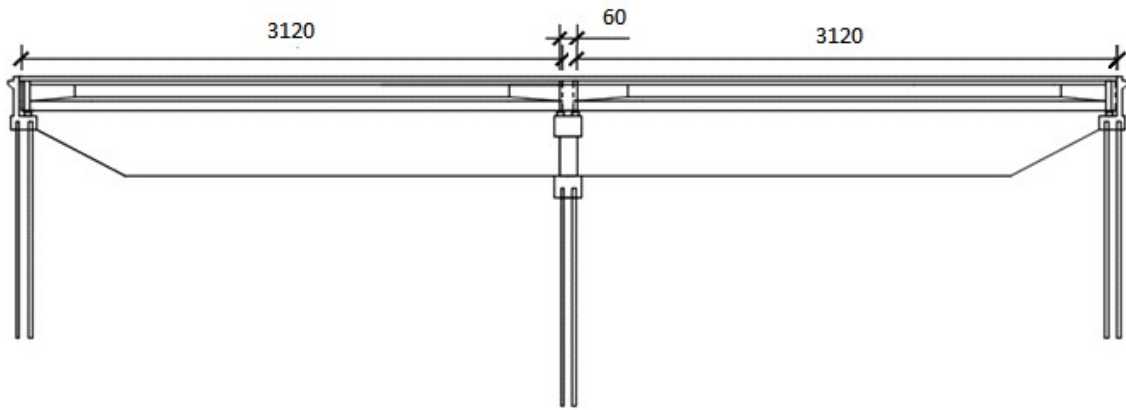


Figura 5.3: Elevação longitudinal - modelo semi-integral (medidas em cm).

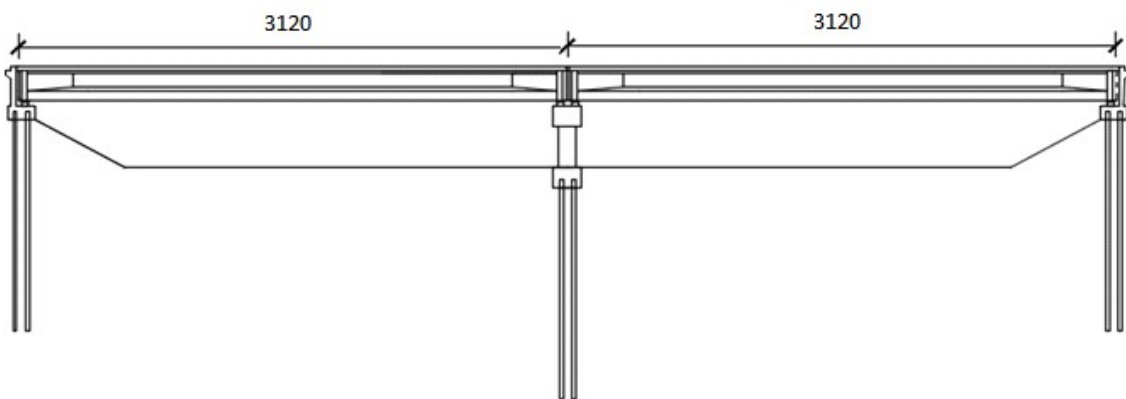


Figura 5.4: Elevação longitudinal - modelo convencional (medidas em cm).

As dimensões e as propriedades geométricas da viga pré-moldada são apresentadas na Figura 5.5 e na Tabela 5.1, respectivamente.

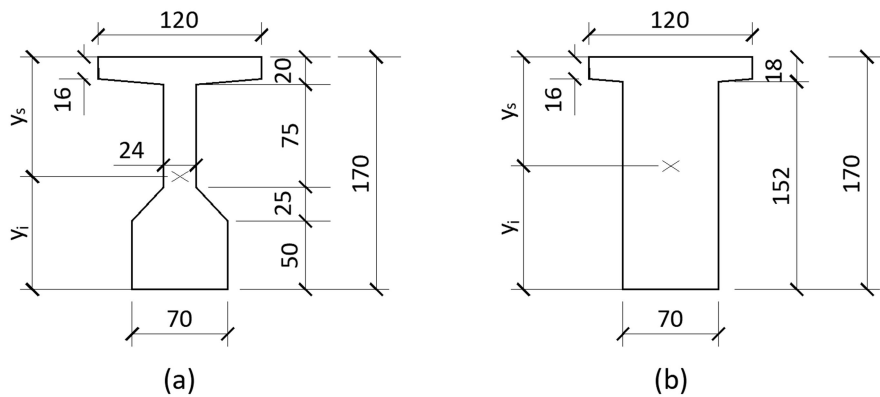


Figura 5.5: Seção transversal (medidas em cm): (a) no meio do vão e (b) no apoio.

Tabela 5.1: Propriedades geométricas da seção da longarina pré-moldada.

Propriedade	Meio do vão	Apoio
Altura (m)	1,700	1,700
Área (m <sup>2</sup> )	0,868	1,280
$y_s$ (m)	0,875	0,797
$y_i$ (m)	0,825	0,903
Inércia (m <sup>4</sup> )	0,290	0,335

As propriedades dos materiais são apresentadas na Tabela 5.2.

Tabela 5. 2: Propriedades dos materiais empregados.

<b>Concreto</b>	<b><math>f_{ck}</math> (MPa)</b>	<b><math>E_{cs}</math> (MPa)*</b>
Concreto Protendido (vigas)	35	29000
Concreto Armado (lajes, encontros, pilar e placas de aproximação)	30	27000
<b>Aço</b>	<b>Resistência à tração (MPa)</b>	<b><math>E_{cs}</math> (MPa)</b>
Armadura Ativa (CP 190RB)	1900 ( $f_{ptk}$ – ruptura do aço)	200000
Armadura Passiva (CA 50)	500 ( $f_{yk}$ – escoamento do aço)	210000

\* Módulo de elasticidade secante do concreto, calculado de acordo com a NBR 6118:2014.

## 5.2 Modelos Computacionais

O estudo de caso aqui apresentado compreende a modelagem computacional de 12 viadutos integrais, oito viadutos semi-integrais e oito convencionais, totalizando 28 modelos. A validação destes modelos é apresentada no Anexo 2.

Os parâmetros variados foram: o ângulo de esconsidade, a presença ou não de transversinas intermediárias e a orientação das estacas, tal como mostra a Tabela 5.3.

Tabela 5. 3: Parâmetros variados.

<b>Parâmetro</b>	<b>Valores</b>
Ângulo de esconsidade	0°, 15°, 30° e 45°
Arranjos de transversinas	Paralelas aos encontros e sem transversinas
Orientação das estacas	Eixo de menor inércia perpendicular ou paralelo à direção longitudinal do viaduto

As transversinas intermediárias, com dimensões de 0,20 m x 1,70 m, quando existentes, apresentavam-se paralelas aos encontros e afastadas entre si e dos apoios de 7,80m (em um total de três por vão). As estacas tiveram sua orientação variada em relação à direção longitudinal do viaduto: eixo de menor inércia paralelo (Figura 5.6 (a)) ou perpendicular (Figura 5.6 (b)), conforme ilustra a Figura 5.6.

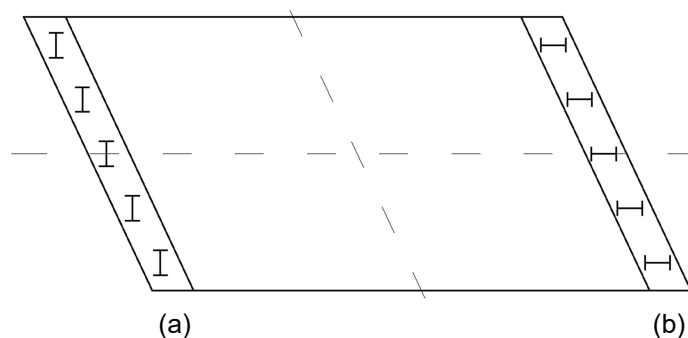


Figura 5. 6: Orientações das estacas.

Na modelagem foram adotados elementos de casca (*shells*) retangulares, com lados de até 0,25 m, para a representação das longarinas, laje e transversinas de

apoio. A união entre laje e longarinas e entre laje e transversinas foi realizada por meio de elementos de *links* rígidos, com altura de 0,11 m, correspondente à distância entre o plano médio da laje e o bordo superior das vigas. Os cabos de protensão foram modelados como *tendons*. Por simplificação, não foram consideradas as placas de aproximação nos modelos tridimensionais.

A Figura 5.7 apresenta o modelo em planta. Os eixos globais adotados nos modelos encontram-se indicados na ilustração (o eixo z, não representado, é ortogonal à superestrutura, apontando para cima).

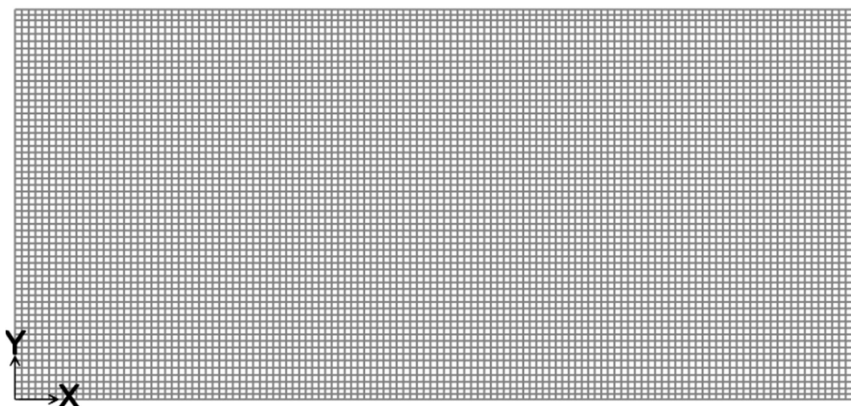


Figura 5. 7: Vista em planta da laje.

### 5.2.1 Superestrutura Convencional

Na modelagem do viaduto convencional, por simplificação, foi discretizada apenas a superestrutura, como apresentada na Figura 5.8. As transversinas nos apoios, com dimensões de 0,20 m x 1,70 m, asseguram a rigidez do tabuleiro. Como os vãos biapoiados são independentes (separados por junta de dilatação), modelou-se apenas um vão.

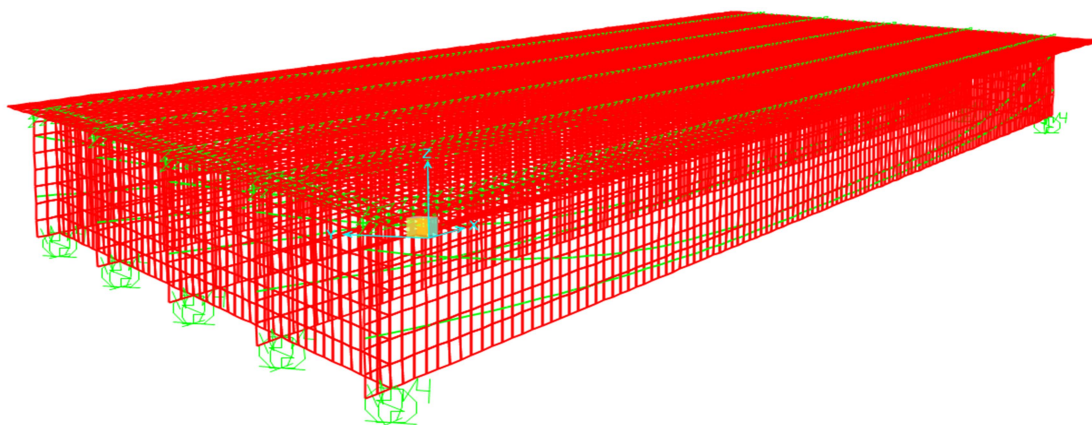


Figura 5. 8: Representação tridimensional do modelo convencional.

As dimensões dos aparelhos de apoio foram adotadas, de forma preliminar, a partir da reação máxima no apoio (Tabela 5.4).



Tabela 5. 4: Reações no apoio do viaduto convencional.

Carregamento	Reação no apoio (kN)
Peso próprio	636
Sobrecarga	267
Carga Móvel S <sub>10</sub>	449
Total (Valor Característico)	1352
<b>Total (Valor de Projeto)</b>	<b>1893</b>

Considerando a tensão admissível do aparelho de apoio ( $\sigma_{adm}$ ) igual a 10 MPa, a área mínima do aparelho de apoio pode ser estimada como:

$$A_{ap} = \frac{V_d}{\sigma_{adm}} = 0,1893 \text{ m}^2 \quad (5.1)$$

A Figura 5.9 apresenta as características dos aparelhos de apoio empregados.

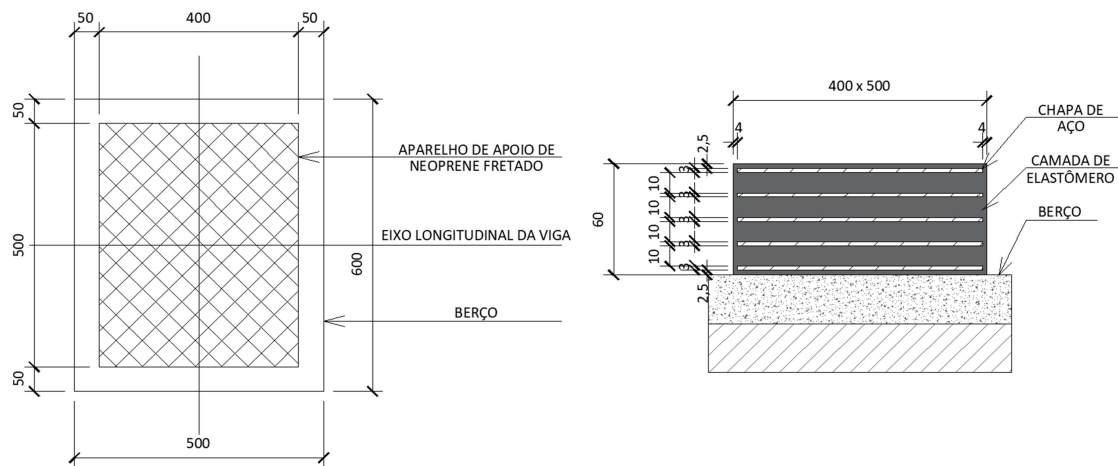


Figura 5. 9: Dimensões (mm) dos aparelhos em elastômero fretado.

Os aparelhos de apoio foram representados por meio de elementos de mola. Para a determinação dos coeficientes de rigidez, foi utilizado o método descrito na norma europeia EN 1337-3 (EUROCODE, 2005), apresentado no Anexo 1 desta dissertação. As rijezas calculadas são apresentadas na Tabela 5.5.

Tabela 5. 5: Coeficientes de rigidez dos aparelhos de apoio.

<b>k<sub>v</sub> (kN/m)</b>	2292834
<b>k<sub>h</sub> (kN/m)</b>	5000
<b>k<sub>m</sub> (kN/rad)</b>	14357

### 5.2.2 Superestrutura Semi-Integral

Nesse modelo, apresentado na Figura 5.10, a continuidade entre longarinas é feita com o uso de transversina com razoável espessura sobre o apoio intermediário, de modo a alojar as armaduras passivas de continuidade, conforme indicado no Capítulo 2 (ver Figura 2.22). Aparelhos de apoio elastoméricos transferem os carregamentos da superestrutura para os encontros e o pilar central.

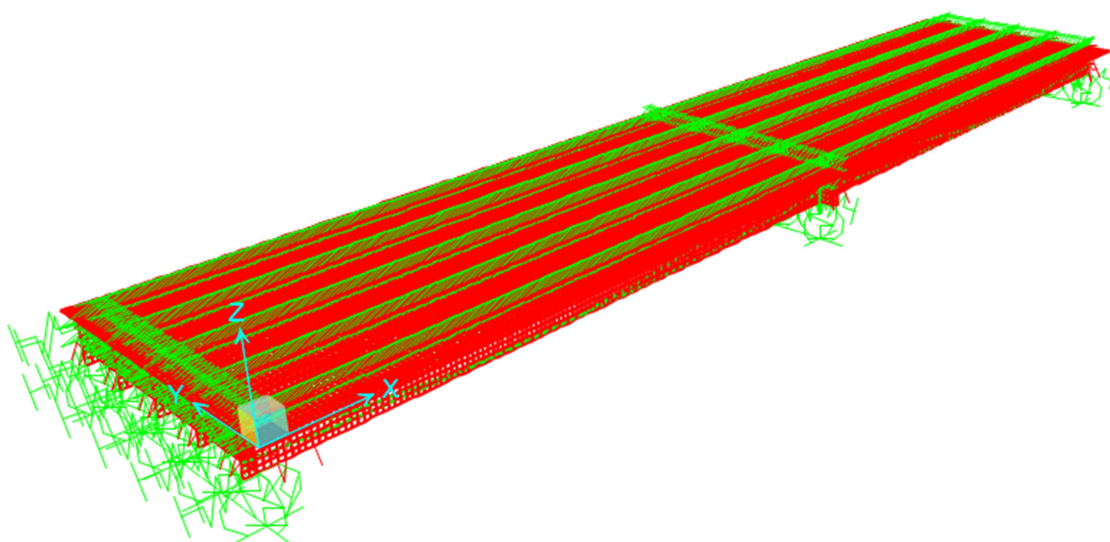


Figura 5. 10: Representação tridimensional do modelo semi-integral.

### 5.2.3 Superestrutura Integral

A superestrutura integral foi discretizada em conjunto com a meso e a infraestrutura, de forma a representar a continuidade entre estes componentes e o tabuleiro. Foram adotados encontros em concreto armado, com 5,00 m de altura e espessura de 1,50 m, apoiados em uma linha de estacas constituídas por perfis metálicos HP 310 x 125, com o eixo de menor inércia paralelo à direção longitudinal do viaduto. Os encontros, modelados com elementos de casca, são unidos à laje com o uso de *links* rígidos. A Figura 5.11 ilustra o modelo computacional.

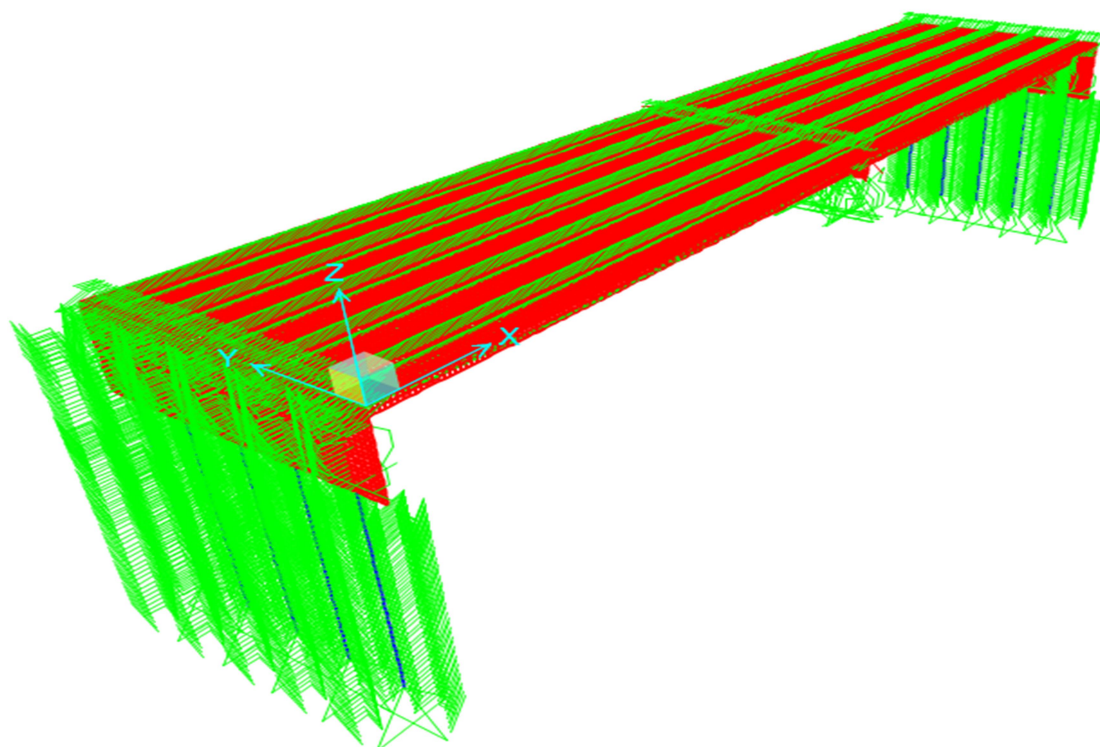


Figura 5. 11: Representação tridimensional do modelo integral.

A Tabela 5.6 apresenta os parâmetros adotados para as estacas.

Tabela 5. 6: Parâmetros adotados para as estacas.

<b>Altura (m)</b>	12,00
<b>Perfil</b>	HP 310 x 125
<b>Área (m<sup>2</sup>)</b>	0,0159
<b>Momento de inércia I<sub>xx</sub> (m<sup>4</sup>)</b>	2,70 x 10 <sup>-4</sup>
<b>Momento de inércia I<sub>yy</sub> (m<sup>4</sup>)</b>	8,82 x 10 <sup>-5</sup>

Para a representação do aterro arenoso atrás dos encontros e do solo de fundação (argila rija) 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), tal como mostra a Figura 5.12.

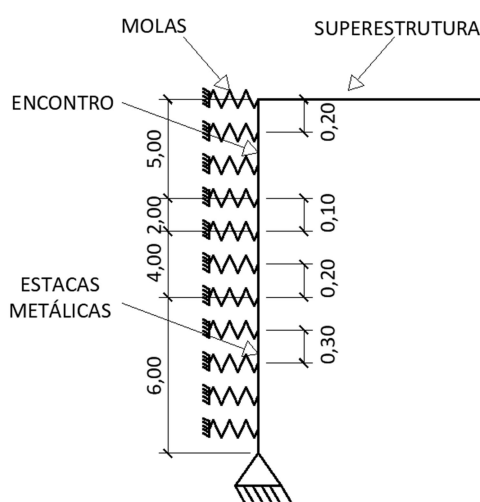


Figura 5. 12: Espaçamentos entre as molas (medidas em metro).

Os valores das constantes elásticas das molas que simulam o aterro são apresentados na Tabela 5.7. Nos modelos, a posição  $z = 0,00$  m corresponde ao plano médio da laje. O aterro inicia na posição  $z = 0,11$  m, porém, por simplificação, para utilizar o espaçamento de molas supracitado, foram adotadas as molas a partir de  $z = 0,20$  m.

Na Tabela 5.7,  $\eta_h$  corresponde à taxa de crescimento do coeficiente de reação horizontal com a profundidade incluindo a dimensão transversal.

Tabela 5. 7: Molas equivalentes para o aterro (areia medianamente compacta). Fonte: SOARES (2011).

$\eta_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	z(m)	l(m)	$k_{mola}$ (kN/m)
8000	0,20	0,20	320
8000	0,40	0,20	640
8000	0,60	0,20	960
8000	0,80	0,20	1280
8000	1,00	0,20	1600
8000	1,20	0,20	1920
8000	1,40	0,20	2240
8000	1,60	0,20	2560
8000	1,80	0,20	2880
8000	2,00	0,20	3200
8000	2,20	0,20	3520
8000	2,40	0,20	3840
8000	2,60	0,20	4160
8000	2,80	0,20	4480
8000	3,00	0,20	4800
8000	3,20	0,20	5120
8000	3,40	0,20	5440
8000	3,60	0,20	5760
8000	3,80	0,20	6080
8000	4,00	0,20	6400
8000	4,20	0,20	6720
8000	4,40	0,20	7040
8000	4,60	0,20	7360
8000	4,80	0,20	7680

As Tabelas 5.8 e 5.9 apresentam, respectivamente, as propriedades do solo argiloso e os valores das constantes elásticas das molas empregadas ao longo da altura das estacas.

Tabela 5. 8: Propriedades da argila rija pré-adensada. Fonte: SOARES (2011).

Propriedades	Argila Rija
$C_u$ (kN/m <sup>2</sup> ) – Resistência não drenada	75
$\phi'$ [°] – Ângulo de atrito (em termos de tensões efetivas)	33
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> ) – Peso específico do solo	16

Tabela 5. 9: Molas equivalentes para o solo argiloso. Fonte: SOARES (2011).

1° Trecho				2° Trecho				3° Trecho			
z (m)	k (kN/m <sup>2</sup> )	l (m)	$k_{mola}$ (kN/m)	z (m)	k (kN/m <sup>2</sup> )	l (m)	$k_{mola}$ (kN/m)	z (m)	k (kN/m <sup>2</sup> )	l (m)	$k_{mola}$ (kN/m)
5,00 a 7,00	19500	0,10	1950	7,20 a 11,00	19500	0,20	3900	11,30 a 17,00	19500	0,30	5850

Na Tabela 5.9, tem-se as seguintes notações:

$z$  é a profundidade (a partir do topo do encontro);

$l$  é a distância entre molas;

$k$  é a constante de mola por unidade de área;

$k_{\text{mola}}$  é a constante de mola por unidade de comprimento.

### 5.3 Carregamentos

Apresentam-se, a seguir, os carregamentos aplicados nos modelos computacionais.

#### 5.3.1 *Peso Próprio*

O peso próprio dos elementos estruturais foi determinado automaticamente pelo programa computacional, bastando definir previamente a geometria dos elementos estruturais e o peso específico dos materiais que os constituem, tal como descrito no item 4.1.1 deste trabalho.

#### 5.3.2 *Sobrecarga Permanente*

Os carregamentos considerados foram devidos à pavimentação e às barreiras (ver item 4.1.2).

##### 5.3.2.1 *Pavimentação*

O carregamento uniformemente distribuído devido à pavimentação foi aplicado sobre a área da laje. Seu valor foi obtido a partir do produto da altura média da camada de asfalto pelo seu peso específico, como calculado na Eq. 5.2. O valor do carregamento devido à repavimentação é apresentado na Eq. 5.3. O carregamento total é de 4,88 kN/m<sup>2</sup>.

$$g_{2\_pav} = \frac{(0,19 \text{ m} + 0,05 \text{ m})}{2} \cdot 24 \text{ kN/m}^3 = 2,88 \text{ kN/m}^2 \quad (5.2)$$

$$g_{2\_repav} = 2,00 \text{ kN/m}^2 \quad (5.3)$$

##### 5.3.2.2 *Barreira tipo New Jersey*

Esse carregamento foi aplicado nos nós internos dos elementos de casca dos bordos do tabuleiro. Sendo a carga longitudinal distribuída a ser considerada para a barreira de 5,80 kN/m, e a medida do lado de cada elemento de casca de 0,25 m, a carga aplicada por nó foi de 1,45 kN. A Figura 5.13 apresenta a aplicação deste carregamento na superestrutura.

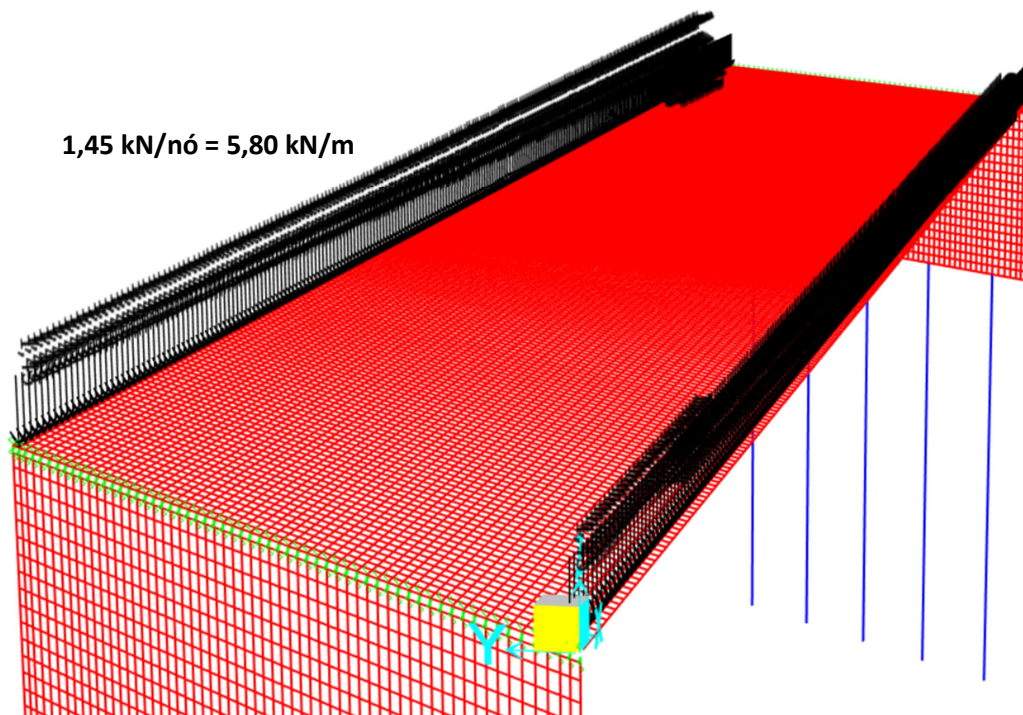


Figura 5. 13: Carregamento referente às barreiras.

### 5.3.3 Empuxo de Terra

A ação do empuxo de terra sobre os encontros foi representada por um conjunto de valores numéricos escalares atribuídos a cada nó da estrutura e determinados segundo a Eq. 4.4, substituindo-se a profundidade do encontro pela profundidade do nó (Eq. 5.4).

$$p = h \cdot k_a \cdot \gamma \quad (5.4)$$

onde:

$h$  é a profundidade do nó (m), sendo o nível 0,00 m correspondente à superfície do tabuleiro;

$k_a$  é o coeficiente de empuxo ativo, com valor igual a 1/3;

$\gamma$  é o peso específico do solo, igual a 18 kN/m<sup>3</sup>.

A distribuição de tensão devida ao empuxo de terra no encontro é apresentada na Figura 5.14. Nesta figura, os valores escalares foram multiplicados por 1,00 kN/m<sup>2</sup> e não foram mostradas as longarinas para proporcionar uma melhor visualização dos encontros.

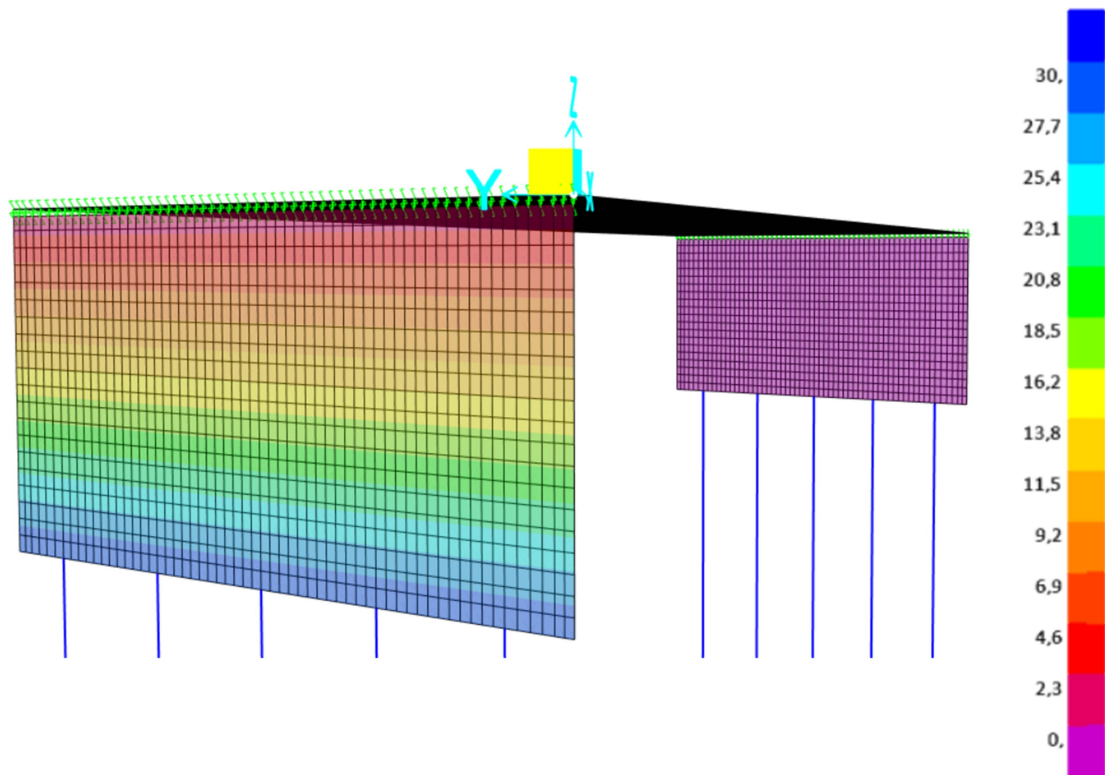


Figura 5. 14: Distribuição de tensões devidas ao empuxo de terra (kN/m<sup>2</sup>).

O empuxo de terra foi considerado unilateralmente e em ambas as extremidades simultaneamente, com o objetivo de se avaliar em qual situação são despertadas as maiores solicitações.

#### 5.3.4 Protensão

A força de protensão foi analisada em duas etapas: força inicial aplicada na viga pré-moldada (viga isolada) e força na viga em sua posição final (constituindo a superestrutura da ponte).

O aço de protensão adotado foi do tipo CP-190 RB, com tensão de ruptura de 1900 MPa e módulo de elasticidade de 200 GPa.

O carregamento utilizado foi do tipo *Tendon Load*, sendo aplicadas as forças iniciais de protensão em ambas as extremidades dos cabos. Na primeira etapa, foi realizada a protensão de três cabos com 10 cordoalhas de diâmetro 15,2 mm. Cada cabo apresenta força de protensão inicial de 1963 kN, totalizando uma força de 5889 kN.

Os coeficientes de atrito aparente e de perda provocada por curvatura não intencional são, respectivamente, 0,20 e 0,002 (1/m). Para fins de perda por acomodação da ancoragem, adotou-se 6 mm.

#### 5.3.4.1 Protensão na viga isolada (primeira etapa)

Nesta etapa, a função da protensão é balancear o peso da viga e da laje. O desenho do cabo médio relativo à primeira etapa de protensão é apresentado na Figura 5.15.

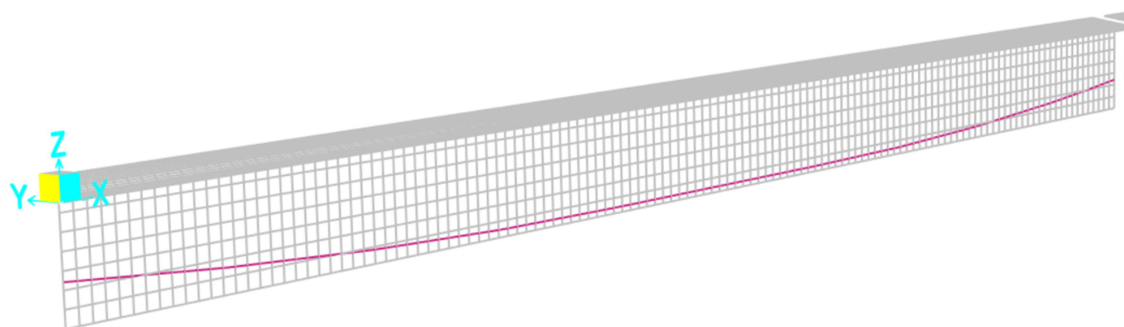


Figura 5. 15: Primeira etapa de protensão.

#### 5.3.4.2 Protensão na viga em sua posição final

A segunda etapa de protensão foi determinada de modo a atender às tensões máximas de tração e de compressão definidas no item 17.2.4.3.2 da norma NBR 6118 (ABNT, 2014).

No viaduto convencional, faz-se necessária a protensão de um cabo de 10 cordoalhas de 15,2 mm, com força inicial de 1963 kN para atender às solicitações adicionais decorrentes da sobrecarga permanente e da carga móvel.

Nos modelos semi-integrais e integrais, foram utilizados dois cabos com 10 cordoalhas, o que corresponde a uma força inicial de protensão de 3926 kN. O desenho do cabo médio referente à segunda etapa de protensão nos viadutos semi-integrais/integrais é apresentado na Figura 5.16.

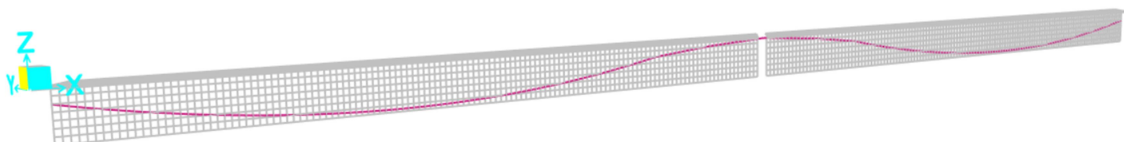


Figura 5. 16: Segunda etapa de protensão.

#### 5.3.5 Retração e Fluência

Devido à complexidade na determinação destas ações, foi adotada neste trabalho variação de temperatura uniforme de  $-15^{\circ}\text{C}$ , referente à retração e de  $-10^{\circ}\text{C}$ , referente à fluência, tal como recomendação da antiga norma NBR 7197 (ABNT, 1987), totalizando  $-25^{\circ}\text{C}$ .



A Figura 5.17 ilustra a aplicação da referida variação de temperatura na ponte integral. A aplicação desta variação de temperatura não desperta solicitações nos viadutos convencional e semi-integral.

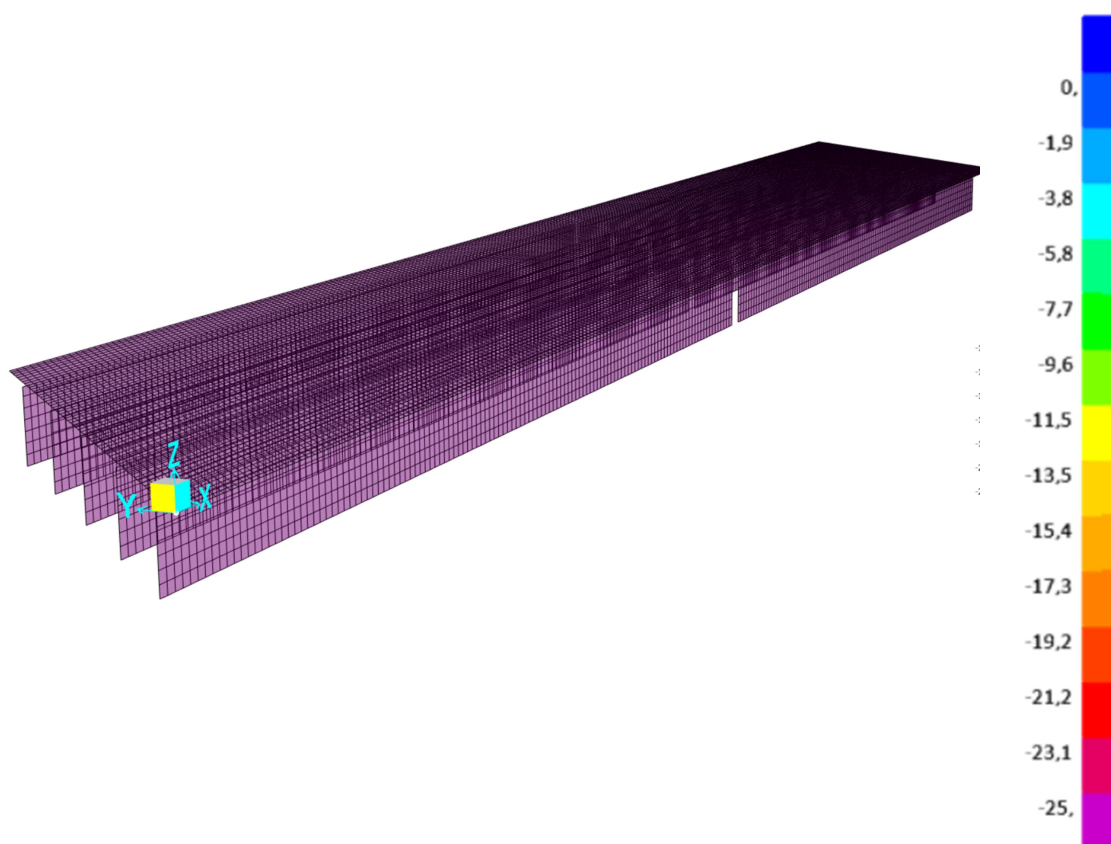


Figura 5. 17: Variação uniforme de  $-25^{\circ}\text{C}$  para simular os efeitos da retração e da fluência.

### 5.3.6 Carga Móvel

Por simplificação, adotou-se o trem-tipo homogeneizado, de acordo com a NBR 7188 (ABNT, 1984), no qual a carga das rodas é reduzida para 60 kN e a carga distribuída de 5 kN/m<sup>2</sup> atua também na área do veículo.

Para fins de obtenção dos efeitos mais desfavoráveis para a longarina mais solicitada (viga de bordo), dispôs-se o veículo-tipo (na seção transversal) com seu eixo longitudinal afastado de 0,50 m da face da barreira.

Longitudinalmente, a carga móvel foi posicionada nas seções de cálculo que acarretam solicitações extremas (momentos fletores máximos e mínimos). Isto foi possível a partir das linhas de influência de momentos fletores (seção  $S_4$  – Figura 5.18 (a) e (b); seção  $S_{10}$  – Figura 5.18 (c)) de uma estrutura contínua de dois vãos, tal como mostra a Figura 5.11. As seções de cálculo são ilustradas na Figura 5.19.

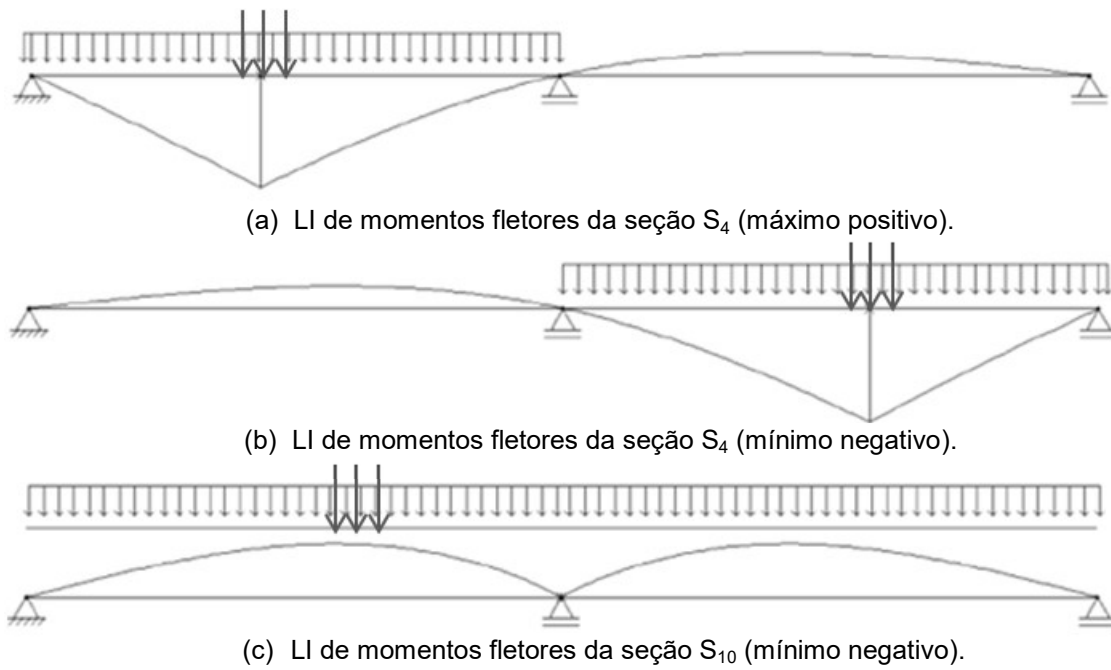


Figura 5. 18: Aplicação do trem-tipo em estruturas contínuas. Fonte: Adaptado de ANGER (1949).

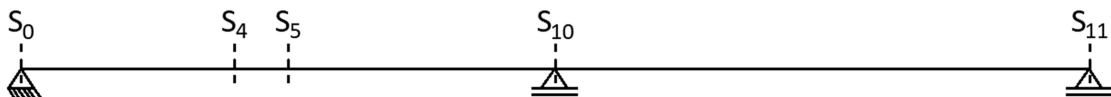


Figura 5. 19: Seções de cálculo.

As Figuras 5.20 a 5.25 ilustram a aplicação da carga móvel nos modelos integrais/semi-integrais, segundo o esquema indicado na Figura 5.18.

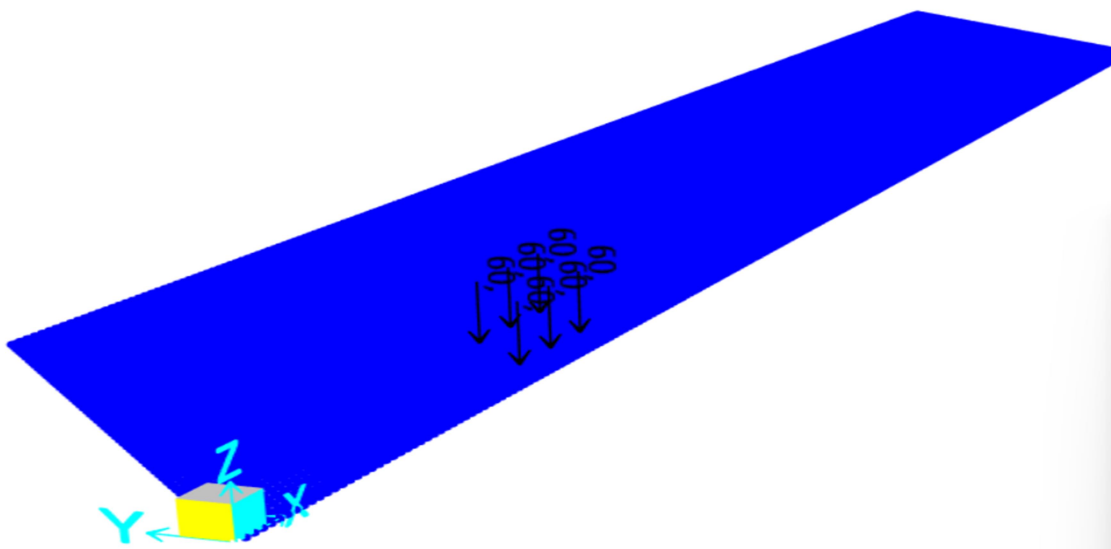


Figura 5. 20: Cargas concentradas de 60 kN (veículo-tipo) para determinação do momento fletor máximo na seção  $S_4$  (viadutos integrais e semi-integrais).



Figura 5. 21: Carga uniformemente distribuída de 5 kN/m<sup>2</sup> para determinação do momento fletor máximo na seção S<sub>4</sub> (viadutos integrais e semi-integrais).

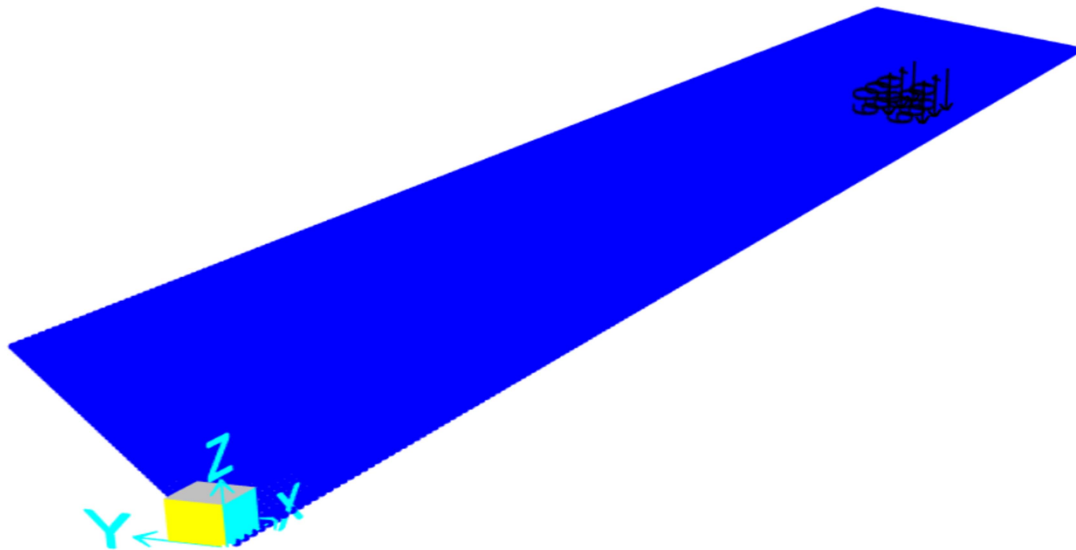


Figura 5. 22: Cargas concentradas de 60 kN (veículo-tipo) para determinação do momento fletor mínimo negativo na seção S<sub>4</sub> (viadutos integrais e semi-integrais).



Figura 5. 23: Carga uniformemente distribuída de 5 kN/m<sup>2</sup> para determinação do momento fletor mínimo negativo na seção S<sub>4</sub> (viadutos integrais e semi-integrais).

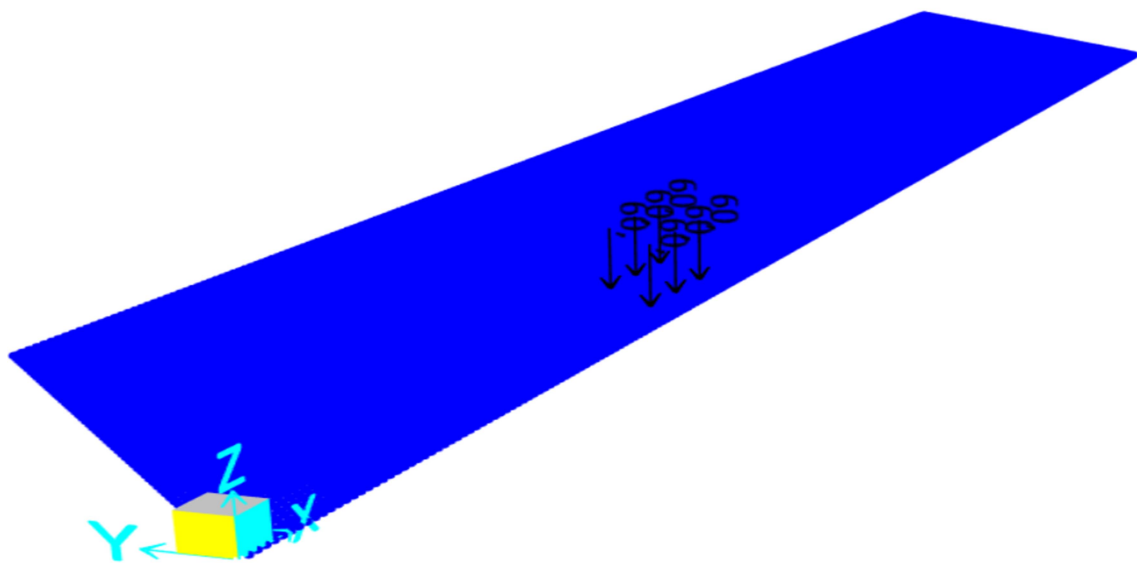


Figura 5. 24: Cargas concentradas de 60 kN (veículo-tipo) para determinação do momento fletor mínimo negativo na seção S<sub>10</sub> (viadutos integrais e semi-integrais).



Figura 5. 25: Carga uniformemente distribuída de 5 kN/m<sup>2</sup> para determinação do momento fletor mínimo negativo na seção S<sub>10</sub> (viadutos integrais e semi-integrais).

No modelo convencional (biapoiado), a carga móvel foi aplicada no meio do vão de modo a despertar as máximas solicitações na seção S<sub>5</sub>.

### 5.3.7 Variação de Temperatura

A aplicação da variação uniforme se faz de forma simples, atribuindo-se o carregamento térmico de 5°C nas longarinas e laje, conforme mostrado na Figura 5.26.

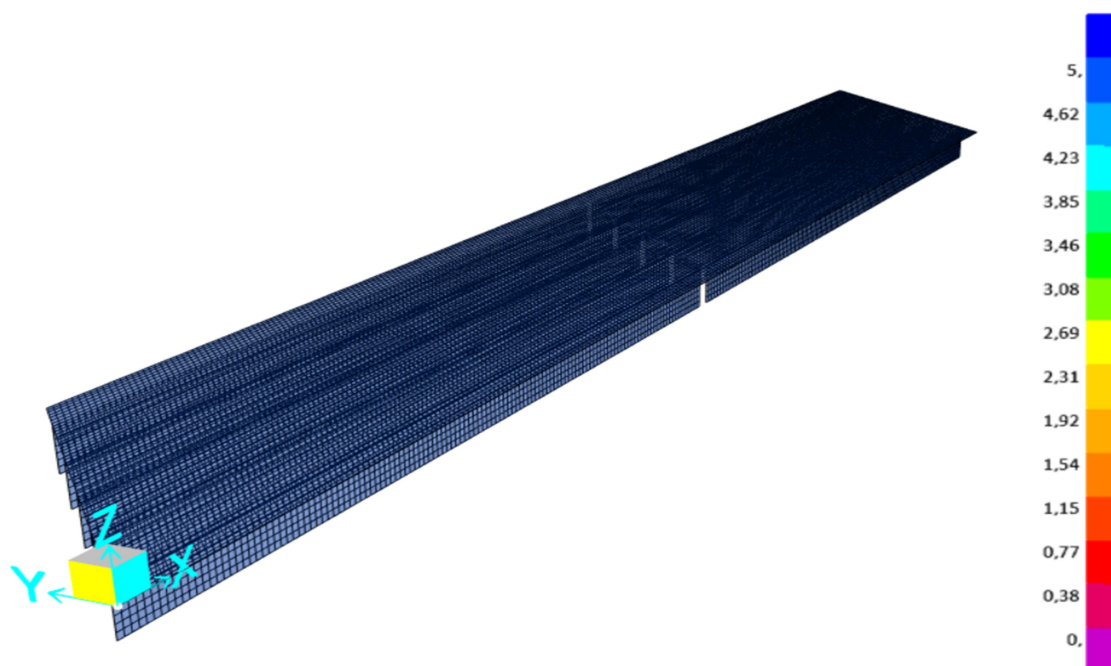


Figura 5. 26: Variação uniforme de temperatura de 5°C.

Para a definição dos valores extremos de temperatura da variação linear equivalente, foram utilizadas as Eq. 4.16 e 4.17 definidas no capítulo anterior, conforme exposto a seguir:

$$T_{sup} = 0,680 \frac{(7)}{1,92} = 2,48 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (5.5)$$

$$T_{inf} = 1,240 \frac{(7)}{1,92} = -4,52 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (5.6)$$

A equação que define a variação de temperatura ao longo da altura da viga é dada por:

$$T_i = 3,65z + 2,08 \quad (5.7)$$

onde:  $z$  é a ordenada do nó na direção do eixo global  $z$  (negativo para baixo). No plano médio da laje, tem-se que  $z = 0$ .

A Figura 5.27 apresenta a distribuição de temperatura linear equivalente ao longo da altura da seção da viga composta.

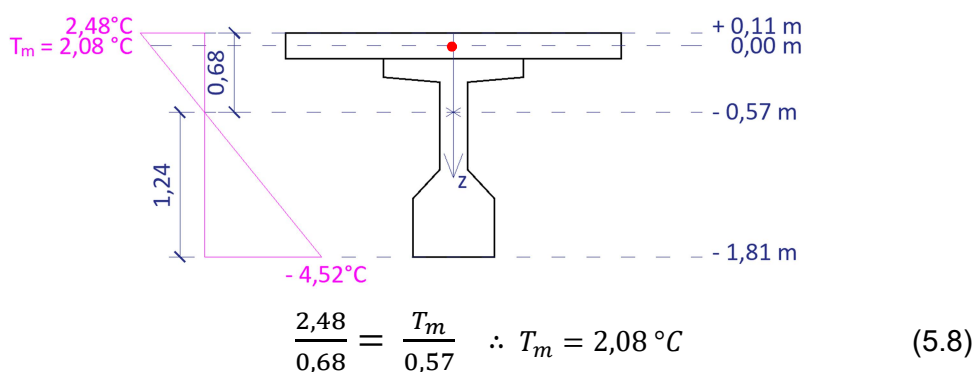


Figura 5. 27: Variação linear equivalente de temperatura.

A Figura 5.28 mostra a aplicação do gradiente térmico no modelo estrutural.

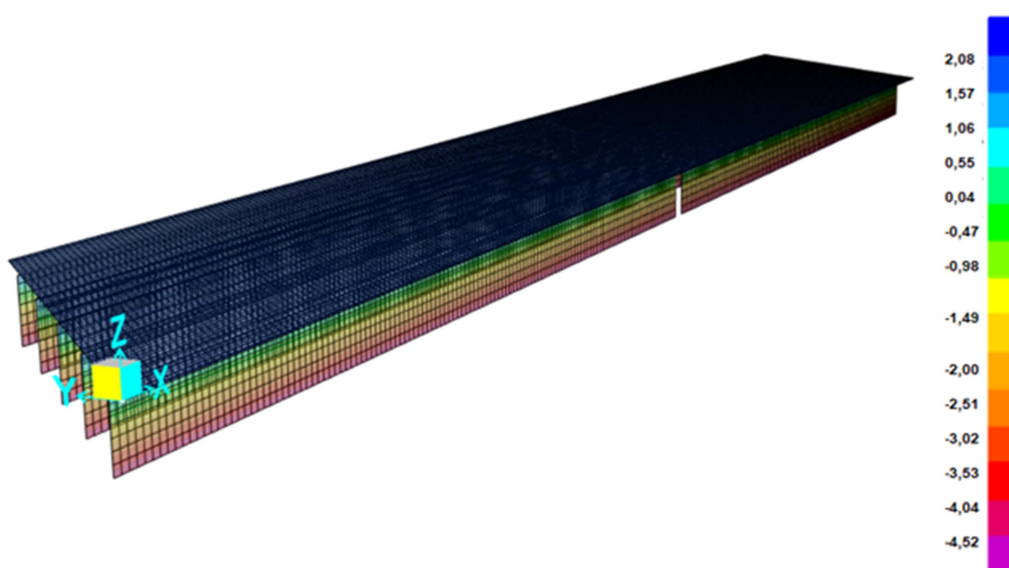


Figura 5. 28: Variação linear de temperatura correspondente ao gradiente térmico de  $7^\circ\text{C}$ .

## 5.4 Fases Construtivas

Resumidamente, pode-se considerar que a construção dos viadutos utilizados neste estudo de caso ocorre em duas fases, tal como mostra a Figura 5.29.

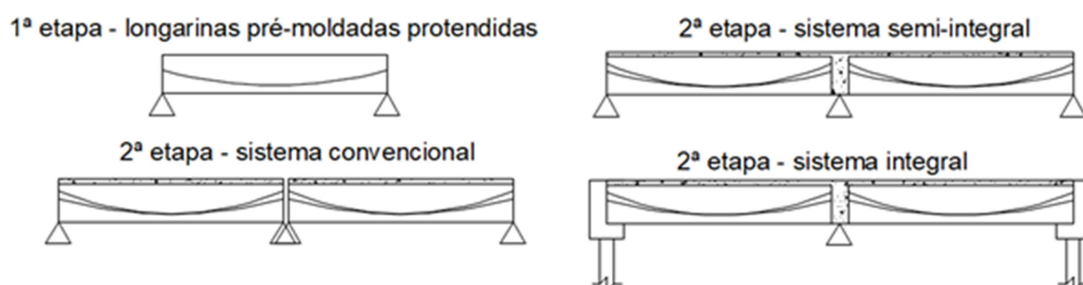


Figura 5. 29: Esquema geral das etapas construtivas.

A primeira fase consiste na execução das longarinas pré-moldadas protendidas. Nesta fase, é considerado o peso próprio e a protensão como carregamentos atuantes (estrutura isostática).

A segunda fase compreende a concretagem da laje, da transversina de continuidade (nos viadutos semi-integrais e integrais) e da ligação monolítica entre a superestrutura e os encontros (no caso do viaduto integral), bem como a realização da segunda etapa de protensão. Nesta fase, as estruturas semi-integrais e integrais tornam-se hiperestáticas.

A Tabela 5.10 detalha as etapas construtivas.

Tabela 5. 10: Detalhamento das etapas construtivas.

Etapa	Descrição
1	Concretagem das longarinas pré-moldadas
2	Aplicação da primeira etapa de protensão
3	Concretagem da laje, da transversina de continuidade e da ligação monolítica com os encontros
4	Aplicação da segunda etapa de protensão
5	Execução das barreiras e do pavimento
6	Início da utilização

Para levar em conta as etapas construtivas no programa computacional, foi utilizado o carregamento denominado “*Staged Construction*”, o qual permite introduzir os diversos carregamentos (peso próprio, temperatura, protensão etc.) tal como ocorrem ao longo da sequência construtiva. Neste tipo de abordagem, é possível definir tanto o tempo de duração de cada etapa como aquele decorrido entre elas, o que torna a análise mais realista, inclusive no que concerne aos efeitos reológicos, tais como a retração e a fluência do concreto.

Por simplificação, adotou-se uma abordagem estacionária, considerando as fases construtivas dos viadutos sem a observação do comportamento reológico do

concreto. Essa conduta visou restringir este estudo ao seu propósito principal, que é o de avaliar os efeitos da esconsidade nos viadutos.

## 5.5 Resultados

Neste item são apresentados os resultados obtidos da modelagem computacional, entre eles: momentos fletores ao longo do vão; solicitações cortantes e deslocamento transversal no apoio do canto obtuso em função do ângulo de esconsidade.

O Anexo 3 reúne os gráficos (resultados) apresentados neste item em miniatura, de modo a facilitar a comparação visual das solicitações despertadas nos diferentes modelos computacionais.

Em relação aos modelos desenvolvidos, considerando os parâmetros apresentados na Tabela 5.3, a denominação utilizada para se referir aos mesmos é explicitada na Tabela 5.11.

Tabela 5. 11: Tipos de modelo adotados.

<b>Transversinas intermediárias</b>	<b>Sistema</b>	<b>Esconsidade [°]</b>	<b>Orientação das estacas*</b>	<b>Nomenclatura</b>
Sem	Convencional	0, 15, 30, 45	-	S/T-C-0°, S/T-C-15°, S/T-C-30°, S/T-C-45°
	Semi-integral	0, 15, 30, 45	-	S/T-SI-0°, S/T-SI-15°, S/T-SI-30°, S/T-SI-45°
	Integral	0, 15, 30, 45	Menor Inércia	S/T-I-0°-Menor I, S/T-I-15°-Menor I, S/T-I-30°-Menor I, S/T-I-45°-Menor I
			Maior Inércia	S/T-I-0°-Maior I, S/T-I-15°-Maior I, S/T-I-30°-Maior I, S/T-I-45°-Maior I
Com	Convencional	0, 15, 30, 45	-	C/T-C-0°, C/T-C-15°, C/T-C-30°, C/T-C-45°
	Semi-integral	0, 15, 30, 45	-	C/T-SI-0°, C/T-SI-15°, C/T-SI-30°, C/T-SI-45°
	Integral	0, 15, 30, 45	Menor Inércia	C/T-I-0°-Menor I, C/T-I-15°-Menor I, C/T-I-30°-Menor I, C/T-I-45°-Menor I

\*paralela à direção longitudinal do viaduto.

Na Tabela 5.11, a orientação das estacas se refere ao eixo de menor ou maior inércia paralelo à direção longitudinal do viaduto.

Em relação aos modelos integrais, não foram gerados sistemas com transversinas e orientação das estacas com eixo de maior inércia paralelo à direção longitudinal do viaduto, porque o objetivo deste estudo foi apenas de avaliar separadamente a influência do uso de transversinas e da mudança de orientação das estacas nas solicitações em relação aos modelos “base”, ou seja, sem transversinas e com orientação das estacas do tipo menor inércia.



Por simplificação, são mostrados apenas as solicitações e os deslocamentos horizontais transversais da longarina externa (mais solicitada).

A Figura 5.30 ilustra as posições em que são obtidas as solicitações máximas e mínimas. A Tabela 5.12 resume estas informações.

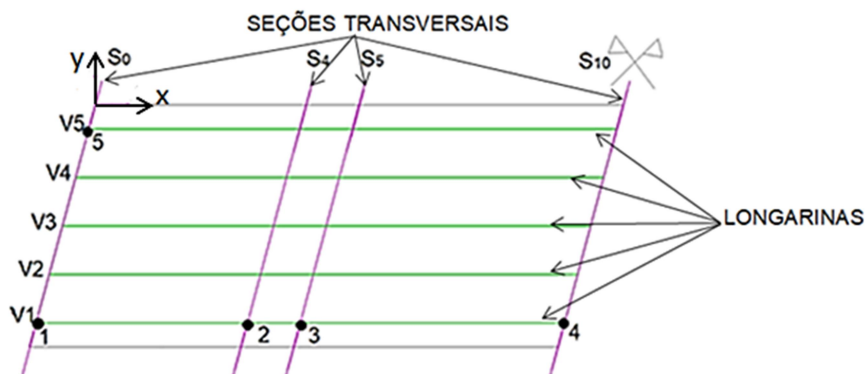


Figura 5. 30: Posições dos resultados observados (um vão).

Tabela 5. 12: Posições para determinação dos resultados.

Solicitação	Sistema	Posição	
Momento Fletor	Integral	Longarina Externa (V1)	Pontos 1 e 4 (mínimos negativos) e Ponto 2 (máximo positivo)
	Semi-integral	Longarina Externa (V1)	Ponto 4 (máximo negativo) e Ponto 2 (máximo positivo)
	Convencional	Longarina Externa (V1)	Ponto 3 (máximo positivo)
Solicitação Cortante	Todos	Canto obtuso (V5)	Ponto 5
Deslocamento Transversal (direção y)	Todos	Canto obtuso (V5)	Ponto 5

Visando exclusivamente o estudo comparativo entre o comportamento estrutural dos diferentes sistemas, não foram analisados os seguintes carregamentos:

- a) Peso próprio e primeira etapa de protensão, pois despertam esforços apenas na estrutura isostática (vigas isoladas pré-moldadas);
- b) Segunda etapa de protensão, visto que a magnitude da força de protensão aplicada nos modelos convencionais foi diferente da empregada nos semi-integrais e integrais.

Destaca-se ainda que nos sistemas convencionais e semi-integrais as deformações decorrentes da variação de temperatura, bem como da retração e da fluência do concreto podem ocorrer livremente, não induzindo solicitações cortantes ou momentos fletores na estrutura.

### 5.5.1 Momentos Fletores

Os diagramas apresentados neste item mostram a influência da variação do ângulo de esconsidade nos momentos fletores. Os valores indicados não se encontram majorados e se referem à viga de bordo (V1) da seção transversal.

#### 5.5.1.1 Sobrecarga permanente

São mostrados, nas Figuras 5.31 a 5.35, os momentos fletores devidos à sobrecarga permanente e, nas Tabelas 5.13 a 5.18, as suas magnitudes máximas.

##### 5.5.1.1.1 Modelos sem transversinas intermediárias

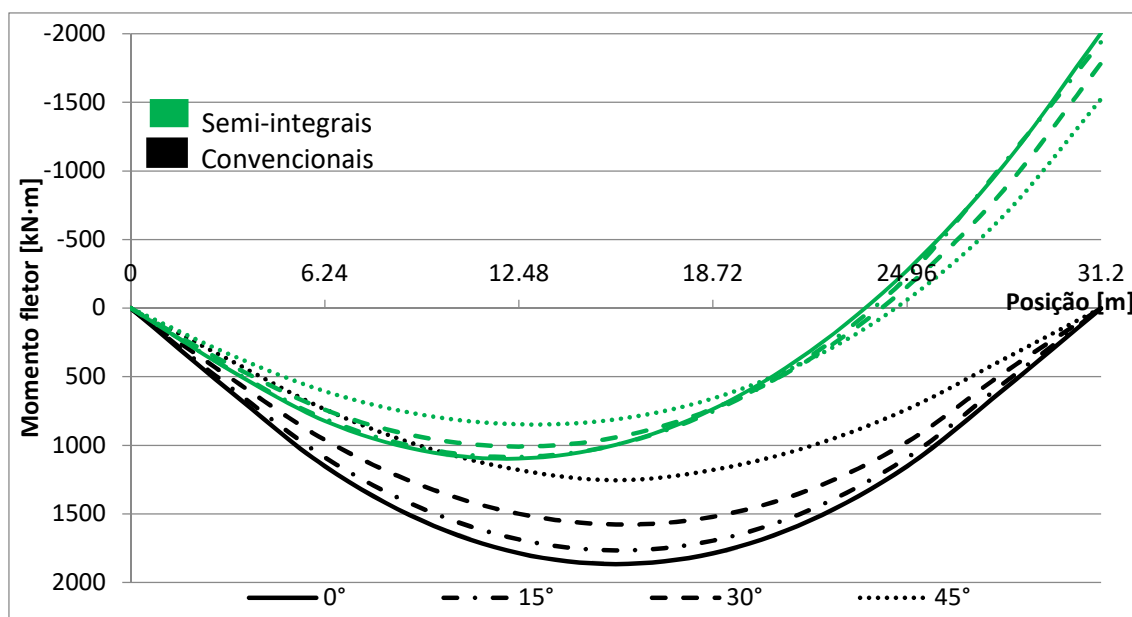


Figura 5. 31: Momentos fletores devidos à sobrecarga permanente nos modelos convencionais e semi-integrais sem transversinas intermediárias.

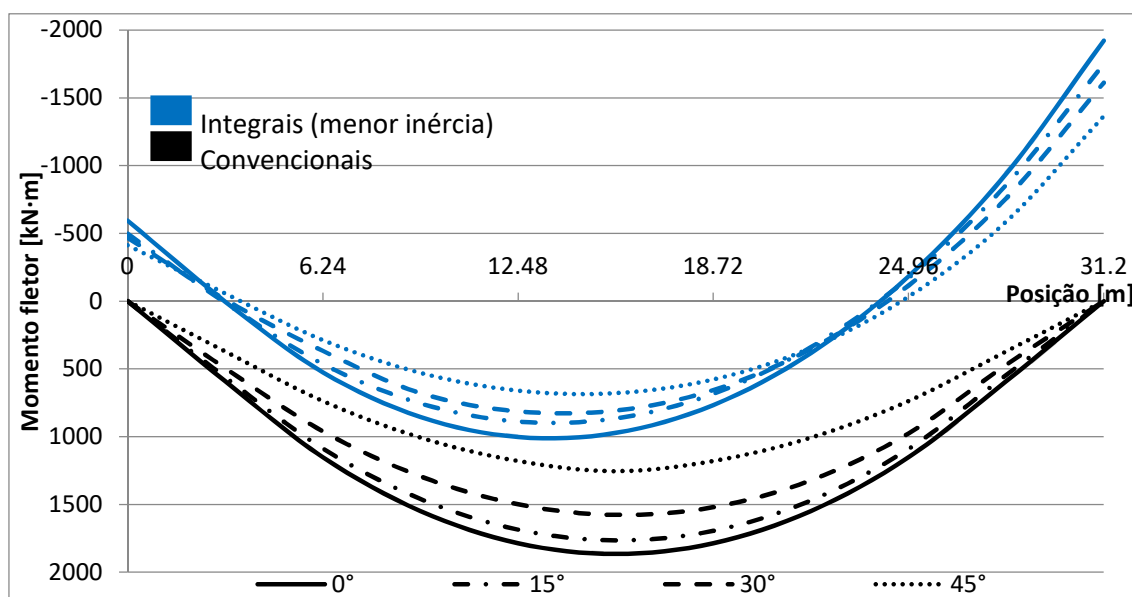


Figura 5. 32: Momentos fletores devidos à sobrecarga permanente nos modelos convencionais e integrais (menor inércia) sem transversinas intermediárias.

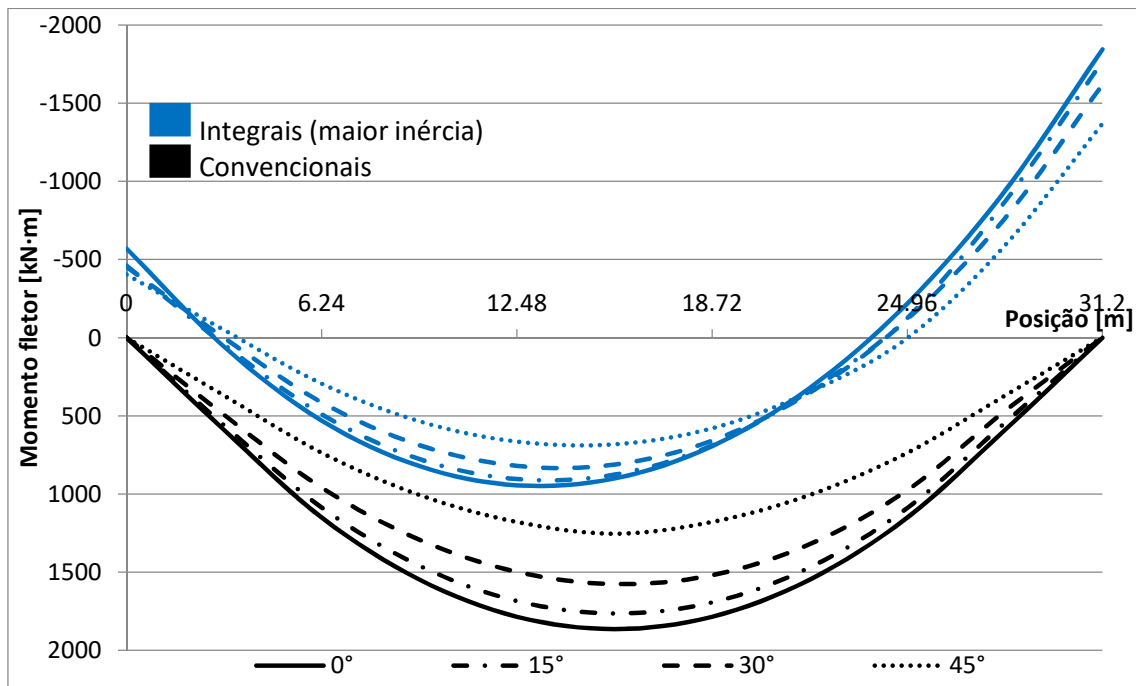


Figura 5. 33: Momentos fletores devidos à sobrecarga permanente nos modelos convencionais e integrais (maior inércia) sem transversinas intermediárias.

Tabela 5. 13: Momentos fletores na seção  $S_0$  devidos à sobrecarga nos modelos sem transversinas intermediárias.

Esconsidade [°]	Integral (Menor inércia) [kN·m]	Integral (Maior inércia) [kN·m]	Semi-integral [kN·m]	Convencional [kN·m]
0	-595	-569	-	-
15	-497	-461	-	-
30	-468	-453	-	-
45	-412	-405	-	-

Tabela 5. 14: Momentos fletores na seção  $S_4/S_5$  devidos à sobrecarga permanente nos modelos sem transversinas intermediárias.

Esconsidade [°]	Integral (Menor inércia) [kN·m]	Integral (Maior inércia) [kN·m]	Semi-integral [kN·m]	Convencional [kN·m]
0	1002	945	1096	1865
15	888	905	1085	1765
30	813	821	1009	1577
45	660	665	847	1255

Tabela 5. 15: Momentos fletores na seção  $S_{10}$  devidos à sobrecarga permanente nos modelos sem transversinas intermediárias.

Esconsidade [°]	Integral (Menor inércia) [kN·m]	Integral (Maior inércia) [kN·m]	Semi-integral [kN·m]	Convencional [kN·m]
0	-1921	-1845	-2005	-
15	-1750	-1769	-1941	-
30	-1612	-1620	-1785	-
45	-1365	-1370	-1524	-

### 5.5.1.1.2 Modelos com transversinas intermediárias

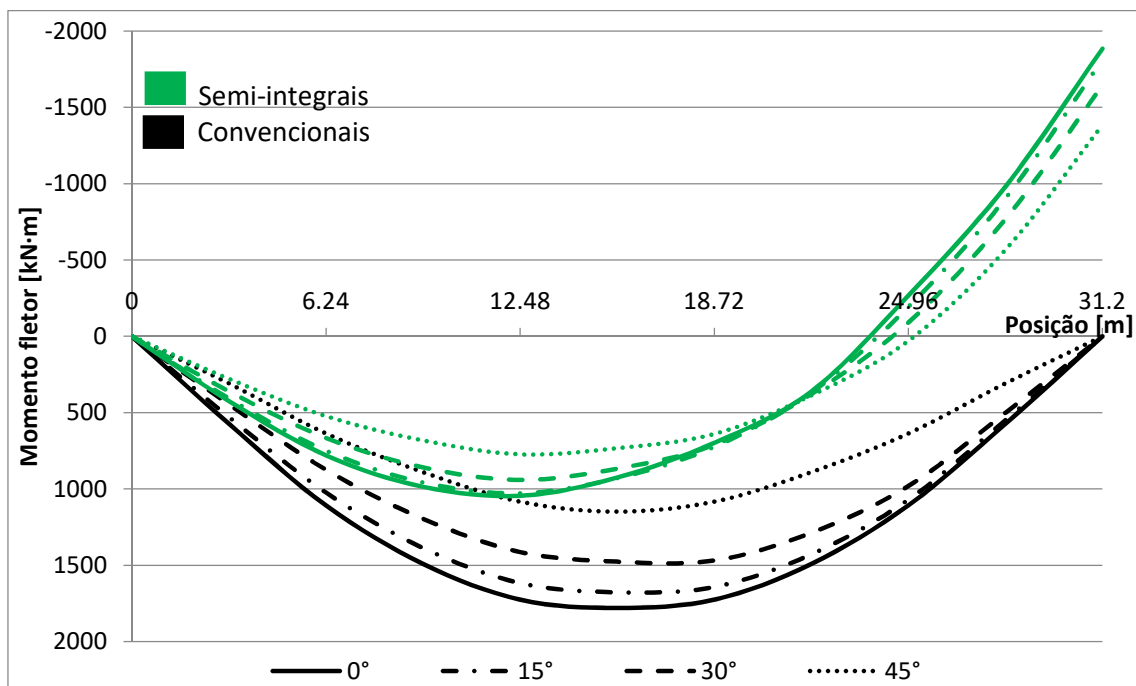


Figura 5. 34: Momentos fletores devidos à sobrecarga permanente nos modelos convencionais e semi-integrais com transversinas intermediárias.

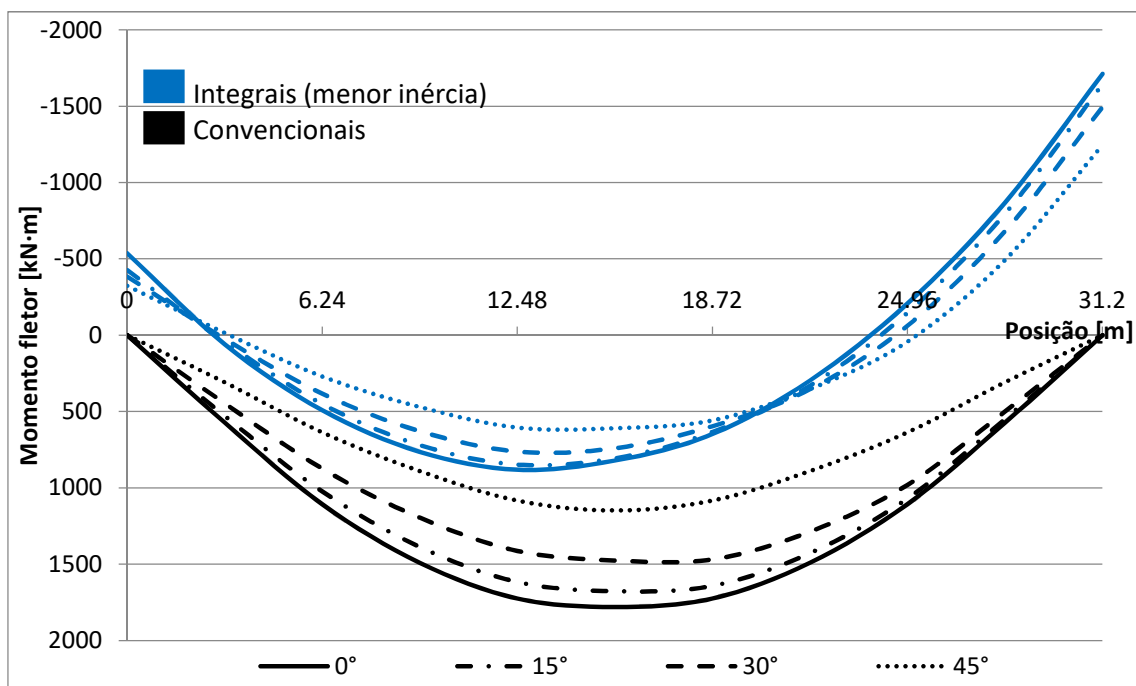


Figura 5. 35: Momentos fletores devidos à sobrecarga permanente nos modelos convencionais e integrais (menor inércia) com transversinas intermediárias.

Tabela 5. 16: Momentos fletores na seção  $S_0$  devidos à sobrecarga nos modelos com transversinas intermediárias.

Escondidade [°]	Integral (Menor inércia) [kN·m]	Semi-integral [kN·m]	Convencional [kN·m]
0	-537	-	-
15	-426	-	-
30	-385	-	-
45	-323	-	-

Tabela 5. 17: Momentos fletores na seção  $S_4/S_5$  devidos à sobrecarga nos modelos com transversinas intermediárias.

Esconsidade [°]	Integral (Menor inércia) [kN·m]	Semi-integral [kN·m]	Convencional [kN·m]
0	881	1045	1780
15	848	1028	1677
30	763	941	1476
45	605	773	1148

Tabela 5. 18: Momentos fletores na seção  $S_{10}$  devidos à sobrecarga nos modelos com transversinas intermediárias.

Esconsidade [°]	Integral (Menor inércia) [kN·m]	Semi-integral [kN·m]	Convencional [kN·m]
0	-1712	-1884	-
15	-1645	-1813	-
30	-1493	-1645	-
45	-1246	-1384	-

#### 5.5.1.2 Carga móvel (momentos fletores máximos positivos na seção $S_4/S_5$ )

São mostrados, nas Figuras 5.36 a 5.40, os momentos fletores devidos à configuração da carga móvel que desperta momentos fletores máximos positivos. As Tabelas 5.19 a 5.24 apresentam as suas magnitudes máximas.

##### 5.5.1.2.1 Modelos sem transversinas intermediárias

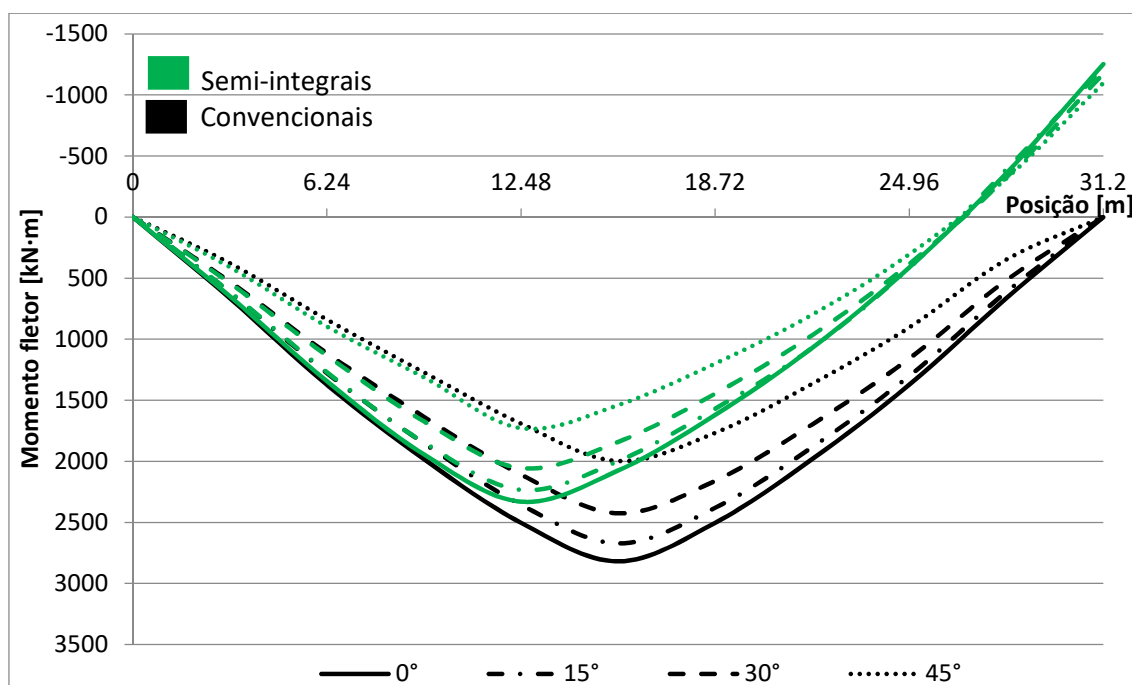


Figura 5. 36: Momentos fletores devidos à carga móvel (momentos fletores máximos positivos na seção  $S_4/S_5$ ) nos modelos convencionais e semi-integrais sem transversinas intermediárias.

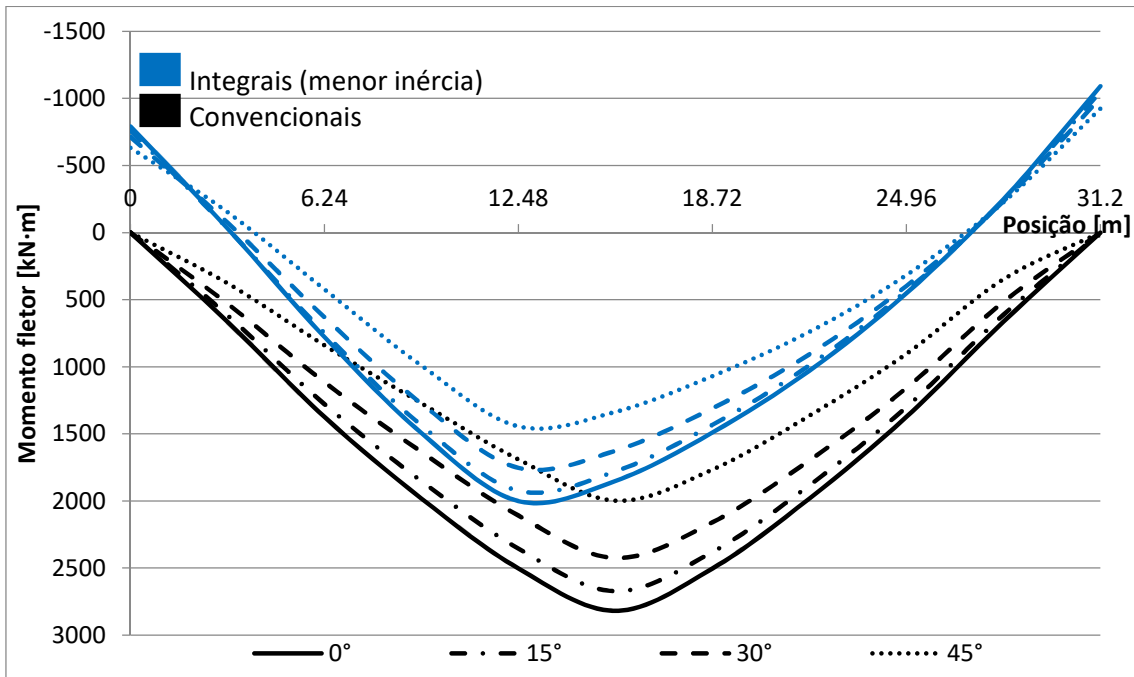


Figura 5. 37: Momentos fletores devidos à carga móvel (momentos fletores máximos positivos na seção  $S_4/S_5$ ) nos modelos convencionais e integrais (menor inércia) sem transversinas intermediárias.

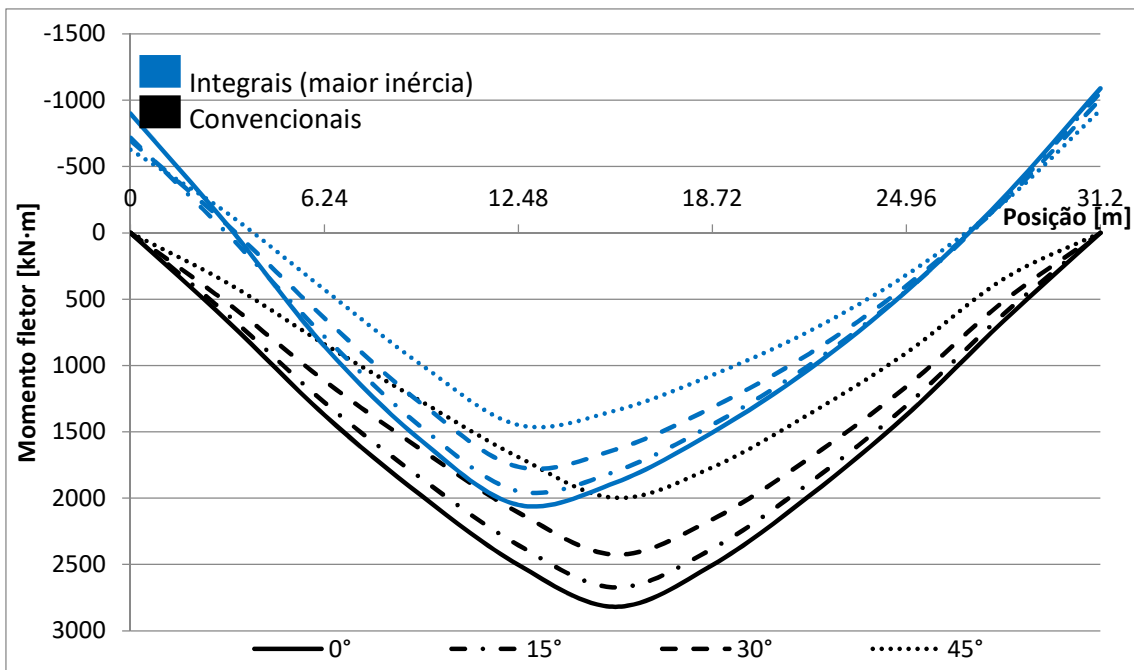


Figura 5. 38: Momentos fletores devidos à carga móvel (momentos fletores máximos positivos na seção  $S_4/S_5$ ) nos modelos convencionais e integrais (maior inércia) sem transversinas intermediárias.

Tabela 5. 19: Momentos fletores na seção  $S_0$  devidos à carga móvel (momentos fletores máximos positivos na seção  $S_4/S_5$ ) nos modelos sem transversinas intermediárias.

Escondidade [°]	Integral (Menor inércia) [kN·m]	Integral (Maior inércia) [kN·m]	Semi-integral [kN·m]	Convencional [kN·m]
0	-790	-899	-	-
15	-760	-747	-	-
30	-713	-695	-	-
45	-632	-626	-	-

Tabela 5. 20: Momentos fletores na seção  $S_4/S_5$  devidos à carga móvel (momentos fletores máximos positivos na seção  $S_4/S_5$ ) nos modelos sem transversinas intermediárias.

Escondidade [°]	Integral (Menor inércia) [kN·m]	Integral (Maior inércia) [kN·m]	Semi-integral [kN·m]	Convencional [kN·m]
0	2001	2051	2330	2819
15	1924	1949	2234	2673
30	1754	1764	2056	2425
45	1445	1448	1729	1998

Tabela 5. 21: Momentos fletores na seção  $S_{10}$  devidos à carga móvel (momentos fletores máximos positivos na seção  $S_4/S_5$ ) nos modelos sem transversinas intermediárias.

Escondidade [°]	Integral (Menor inércia) [kN·m]	Integral (Maior inércia) [kN·m]	Semi-integral [kN·m]	Convencional [kN·m]
0	-1090	-1090	-1253	-
15	-1048	-1060	-1222	-
30	-1003	-1009	-1175	-
45	-924	-927	-1098	-

#### 5.5.1.2.2 Modelos com transversinas intermediárias

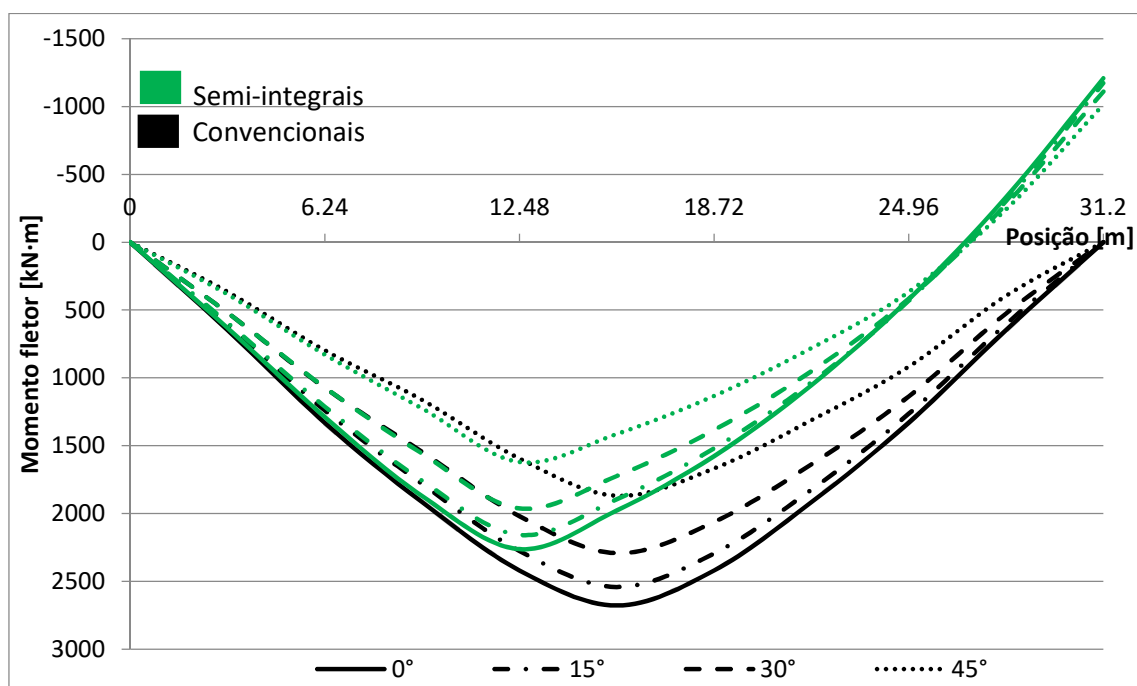


Figura 5. 39: Momentos fletores devidos à carga móvel (momentos fletores máximos positivos na seção  $S_4/S_5$ ) nos modelos convencionais e semi-integrais com transversinas intermediárias.

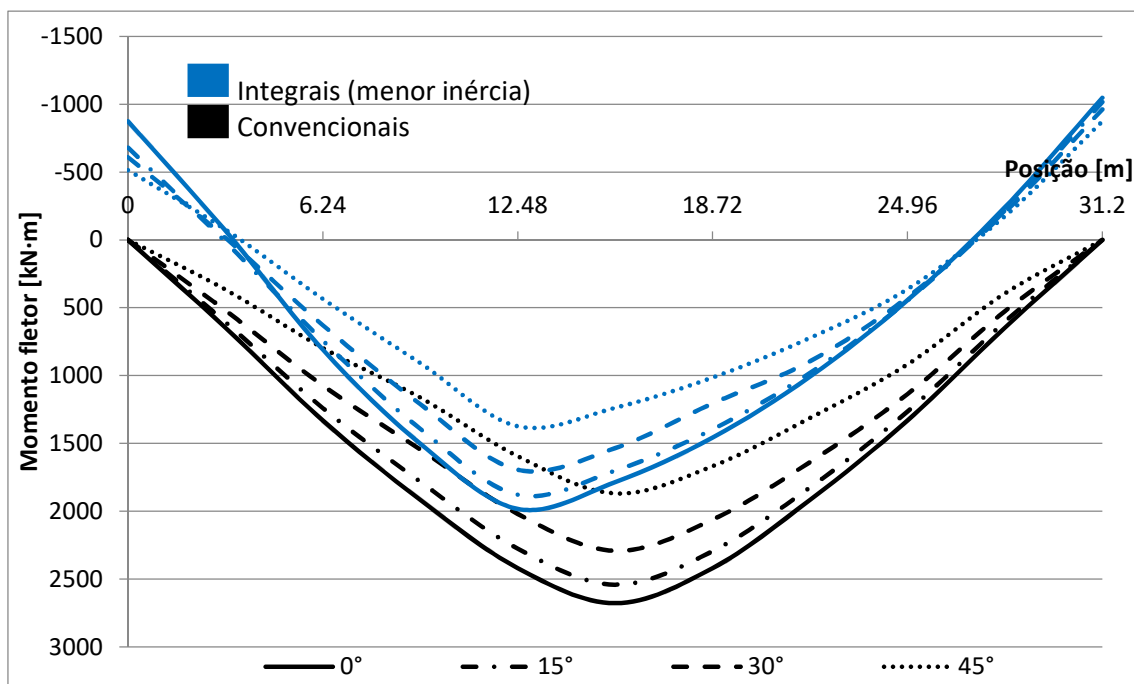


Figura 5. 40: Momentos fletores devidos à carga móvel (momentos fletores máximos positivos na seção  $S_4/S_5$ ) nos modelos convencionais e integrais (menor inércia) com transversinas intermediárias.

Tabela 5. 22: Momentos fletores na seção  $S_0$  devidos à carga móvel (momentos fletores máximos positivos na seção  $S_4/S_5$ ) nos modelos com transversinas intermediárias.

Esconsidade [°]	Integral (Menor inércia) [kN·m]	Semi-integral [kN·m]	Convencional [kN·m]
0	-874	-	-
15	-680	-	-
30	-610	-	-
45	-514	-	-

Tabela 5. 23: Momentos fletores na seção  $S_4/S_5$  devidos à carga móvel (momentos fletores máximos positivos na seção  $S_4/S_5$ ) nos modelos com transversinas intermediárias.

Esconsidade [°]	Integral (Menor inércia) [kN·m]	Semi-integral [kN·m]	Convencional [kN·m]
0	1983	2262	2678
15	1878	2157	2541
30	1694	1962	2292
45	1374	1620	1869

Tabela 5. 24: Momentos fletores na seção  $S_{10}$  devidos à carga móvel (momentos fletores máximos positivos na seção  $S_4/S_5$ ) nos modelos com transversinas intermediárias.

Esconsidade [°]	Integral (Menor inércia) [kN·m]	Semi-integral [kN·m]	Convencional [kN·m]
0	-1047	-1209	-
15	-1016	-1172	-
30	-962	-1110	-
45	-873	-1014	-



### 5.5.1.3 Carga móvel (momentos fletores mínimos negativos na seção $S_{10}$ )

São mostrados, nas Figuras 5.41 a 5.45, os momentos fletores devidos à configuração da carga móvel que desperta momentos fletores mínimos negativos. As Tabelas 5.25 a 5.30 apresentam as suas magnitudes máximas.

#### 5.5.1.3.1 Modelos sem transversinas intermediárias

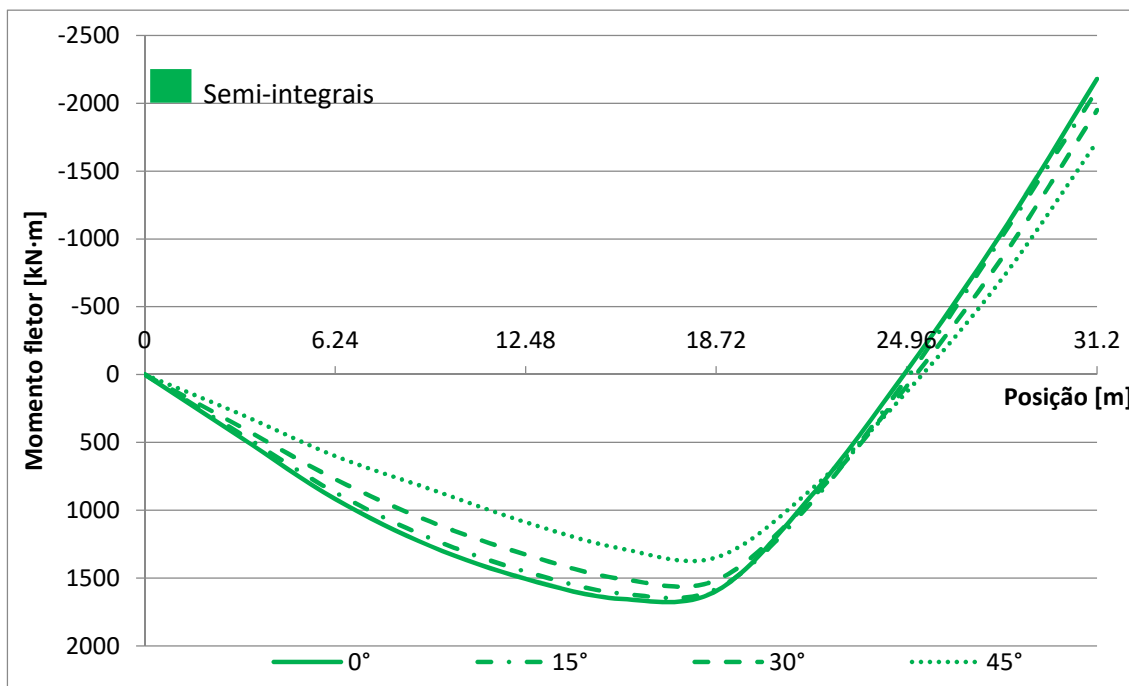


Figura 5. 41: Momentos fletores devidos à carga móvel (momentos fletores mínimos negativos na seção  $S_{10}$ ) nos modelos semi-integrais sem transversinas intermediárias.

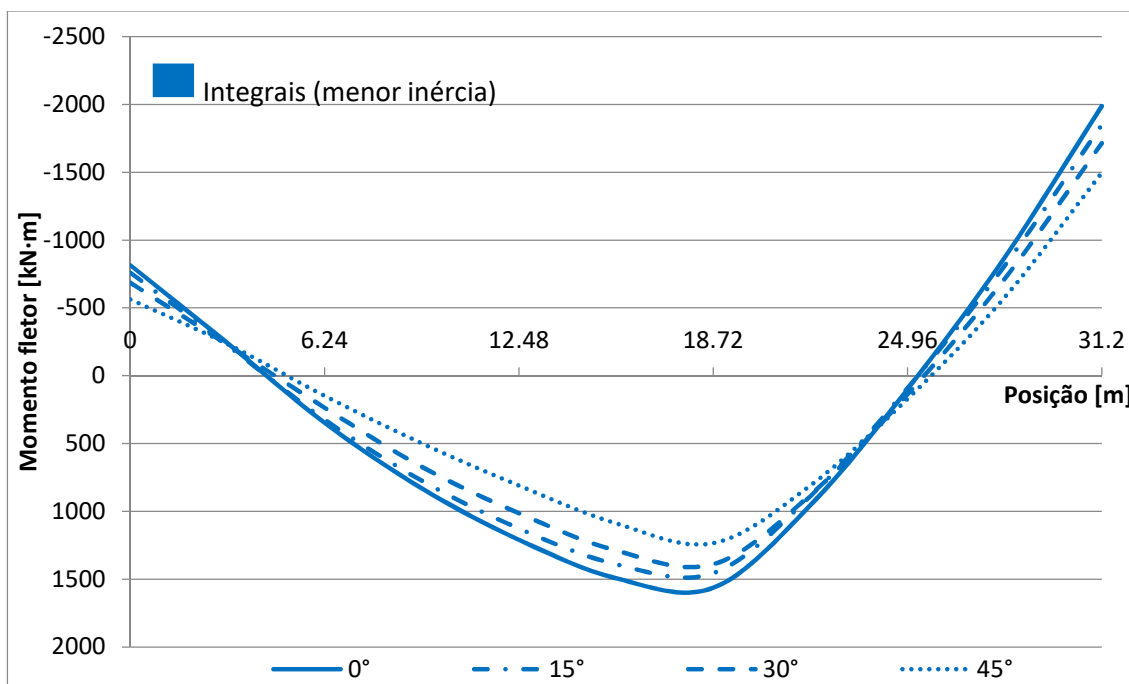


Figura 5. 42: Momentos fletores devidos à carga móvel (momentos fletores mínimos negativos na seção  $S_{10}$ ) nos modelos integrais (menor inércia) sem transversinas intermediárias.

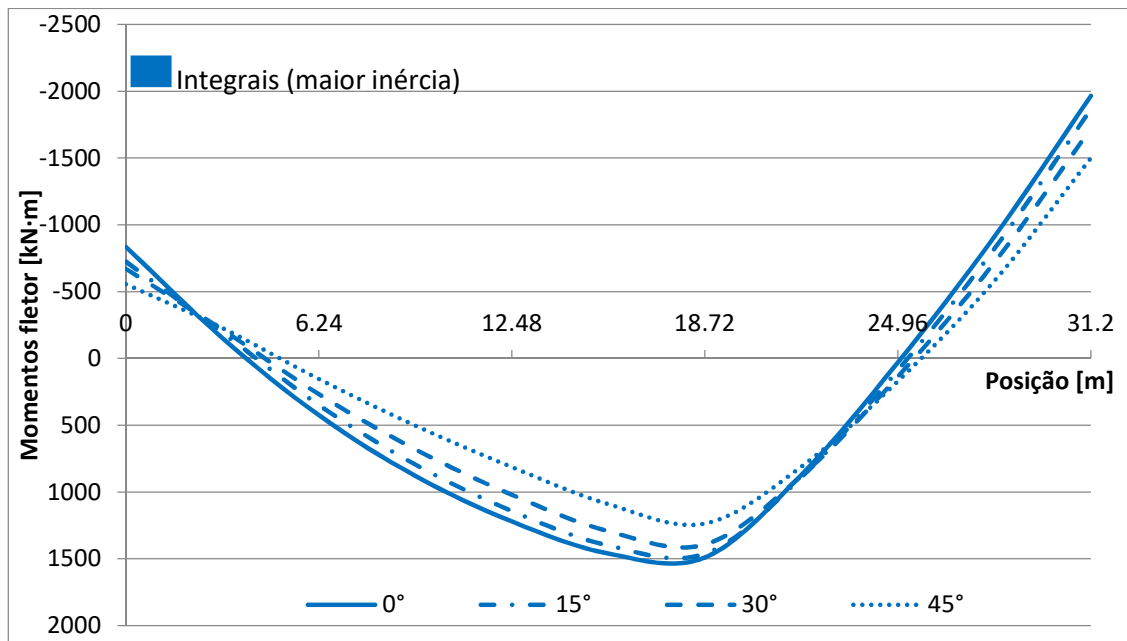


Figura 5. 43: Momentos fletores devidos à carga móvel (momentos fletores mínimos negativos na seção  $S_{10}$ ) nos modelos integrais (maior inércia) sem transversinas intermediárias.

Tabela 5. 25: Momentos fletores na seção  $S_0$  devidos à carga móvel (momentos fletores mínimos negativos na seção  $S_{10}$ ) nos modelos sem transversinas intermediárias.

Esconsidade [°]	Integral (Menor inércia) [kN·m]	Integral (Maior inércia) [kN·m]	Semi-integral [kN·m]	Convencional [kN·m]
0	-815	-834	-	-
15	-759	-754	-	-
30	-685	-671	-	-
45	-563	-556	-	-

Tabela 5. 26: Momentos fletores na seção  $S_4$  devidos à carga móvel (momentos fletores mínimos negativos na seção  $S_{10}$ ) nos modelos sem transversinas intermediárias.

Esconsidade [°]	Integral (Menor inércia) [kN·m]	Integral (Maior inércia) [kN·m]	Semi-integral [kN·m]	Convencional [kN·m]
0	1209	1221	1506	-
15	1126	1143	1452	-
30	1014	1021	1326	-
45	809	814	1088	-

Tabela 5. 27: Momentos fletores na seção  $S_{10}$  devidos à carga móvel (momentos fletores mínimos negativos na seção  $S_{10}$ ) nos modelos sem transversinas intermediárias.

Esconsidade [°]	Integral (Menor inércia) [kN·m]	Integral (Maior inércia) [kN·m]	Semi-integral [kN·m]	Convencional [kN·m]
0	-1987	-1965	-2180	-
15	-1850	-1866	-2098	-
30	-1714	-1721	-1950	-
45	-1496	-1500	-1716	-

### 5.5.1.3.2 Modelos com transversinas intermediárias

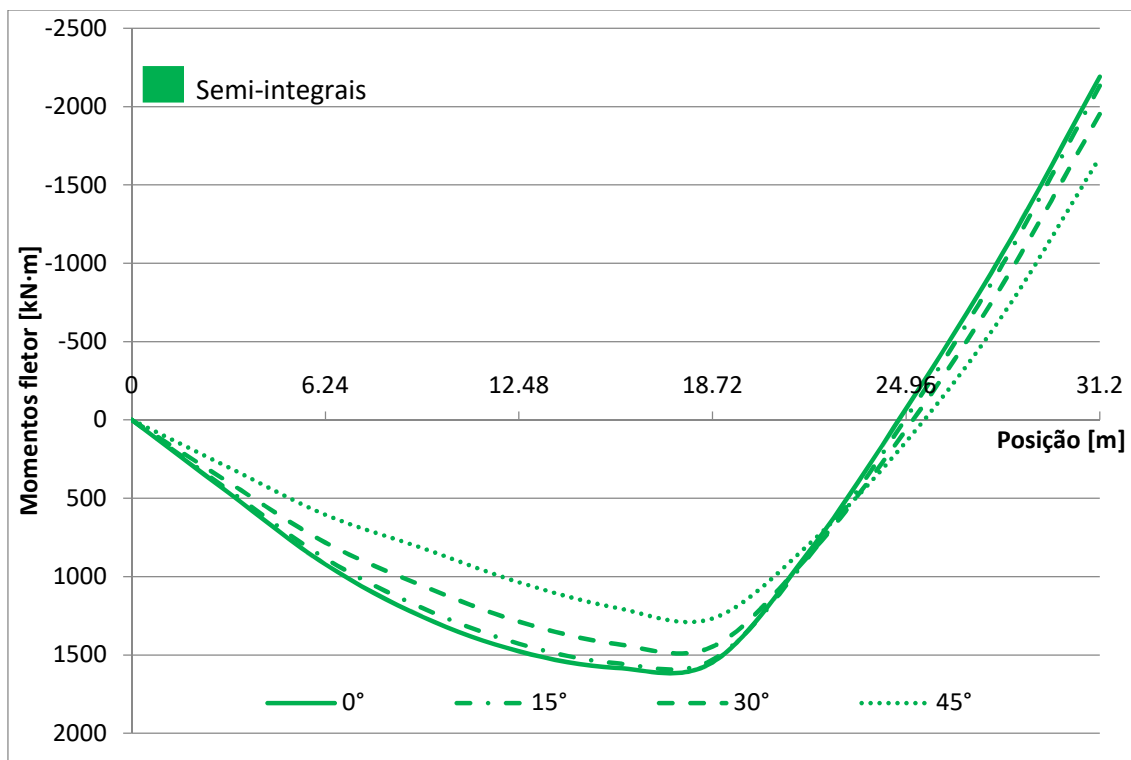


Figura 5. 44: Momentos fletores devidos à carga móvel (momentos fletores mínimos negativos na seção  $S_{10}$ ) nos modelos semi-integrais com transversinas intermediárias.

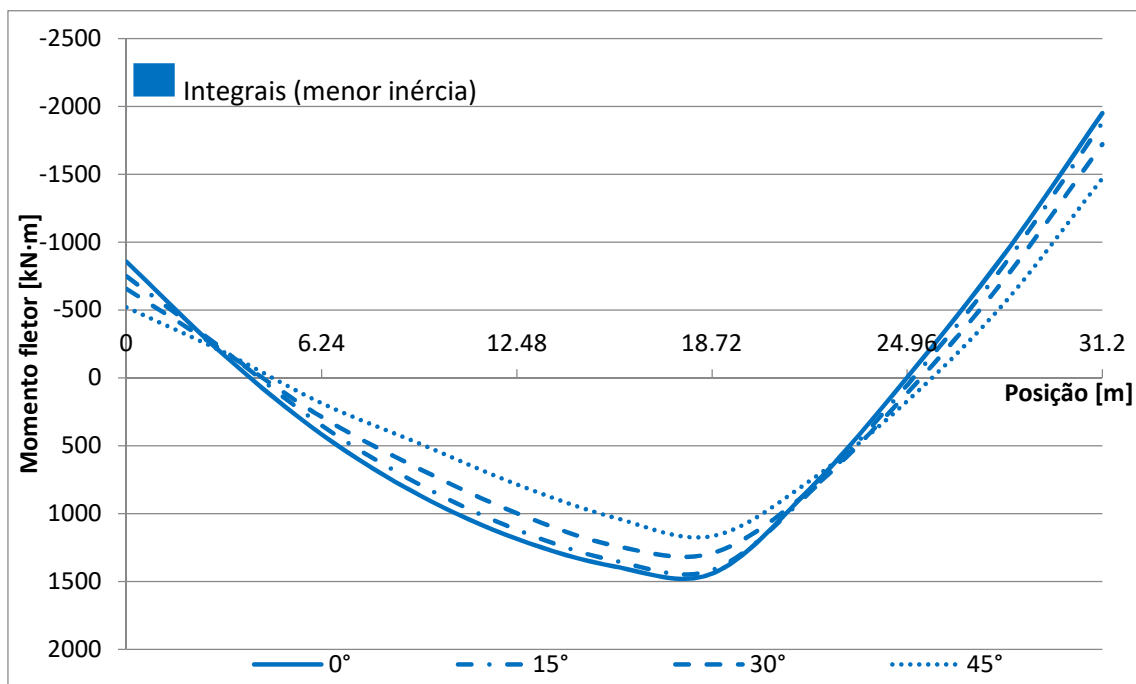


Figura 5. 45: Momentos fletores devidos à carga móvel (momentos fletores mínimos negativos na seção  $S_{10}$ ) nos modelos integrais (menor inércia) com transversinas intermediárias.

Tabela 5. 28: Momentos fletores na seção  $S_0$  devidos à carga móvel (momentos fletores mínimos negativos na seção  $S_{10}$ ) nos modelos com transversinas intermediárias.

Escondidade [°]	Integral (Menor inércia) [kN·m]	Semi-integral [kN·m]	Convencional [kN·m]
0	-856	-	-
15	-748	-	-
30	-656	-	-
45	-519	-	-

Tabela 5. 29: Momentos fletores na seção  $S_4$  devidos à carga móvel (momentos fletores mínimos negativos na seção  $S_{10}$ ) nos modelos com transversinas intermediárias.

Escondidade [°]	Integral (Menor inércia) [kN·m]	Semi-integral [kN·m]	Convencional [kN·m]
0	1186	1477	-
15	1119	1428	-
30	997	1287	-
45	785	1036	-

Tabela 5. 30: Momentos fletores na seção  $S_{10}$  devidos à carga móvel (momentos fletores mínimos negativos na seção  $S_{10}$ ) nos modelos com transversinas intermediárias.

Escondidade [°]	Integral (Menor inércia) [kN·m]	Semi-integral [kN·m]	Convencional [kN·m]
0	-1951	-2191	-
15	-1882	-2133	-
30	-1722	-1952	-
45	-1471	-1675	-

#### 5.5.1.4 Variação uniforme de temperatura

São mostrados, nas Figuras 5.46 a 5.48, os momentos fletores devidos à variação uniforme de temperatura (viadutos integrais) e, nas Tabelas 5.31 a 5.33, as suas magnitudes máximas.

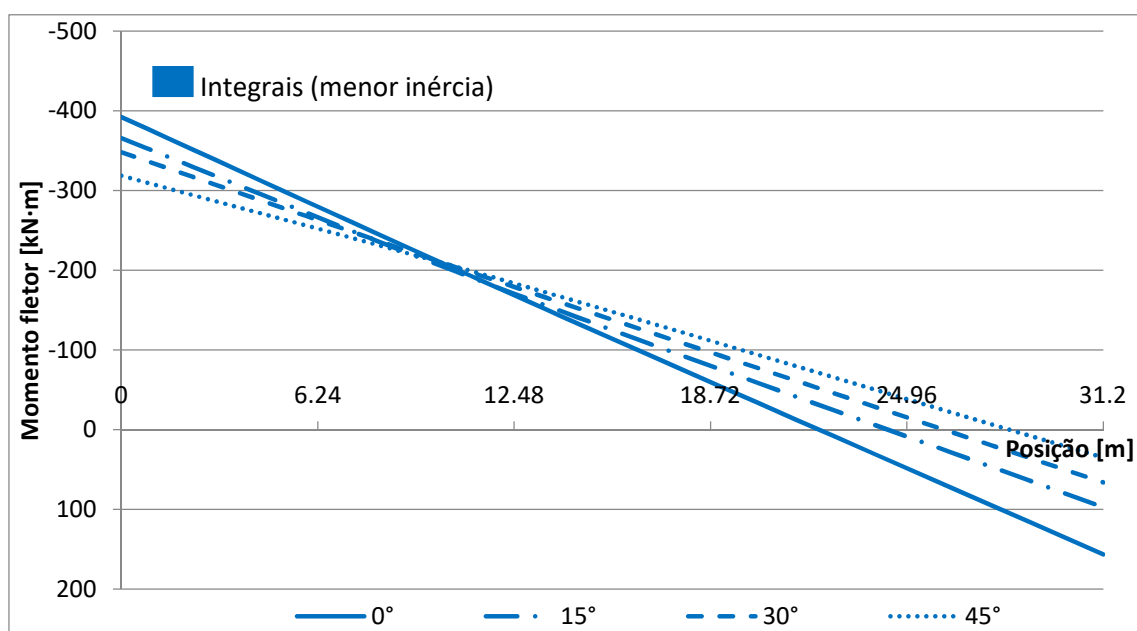


Figura 5. 46: Momentos fletores devidos à variação uniforme de temperatura nos modelos integrais (menor inércia) sem transversinas intermediárias.

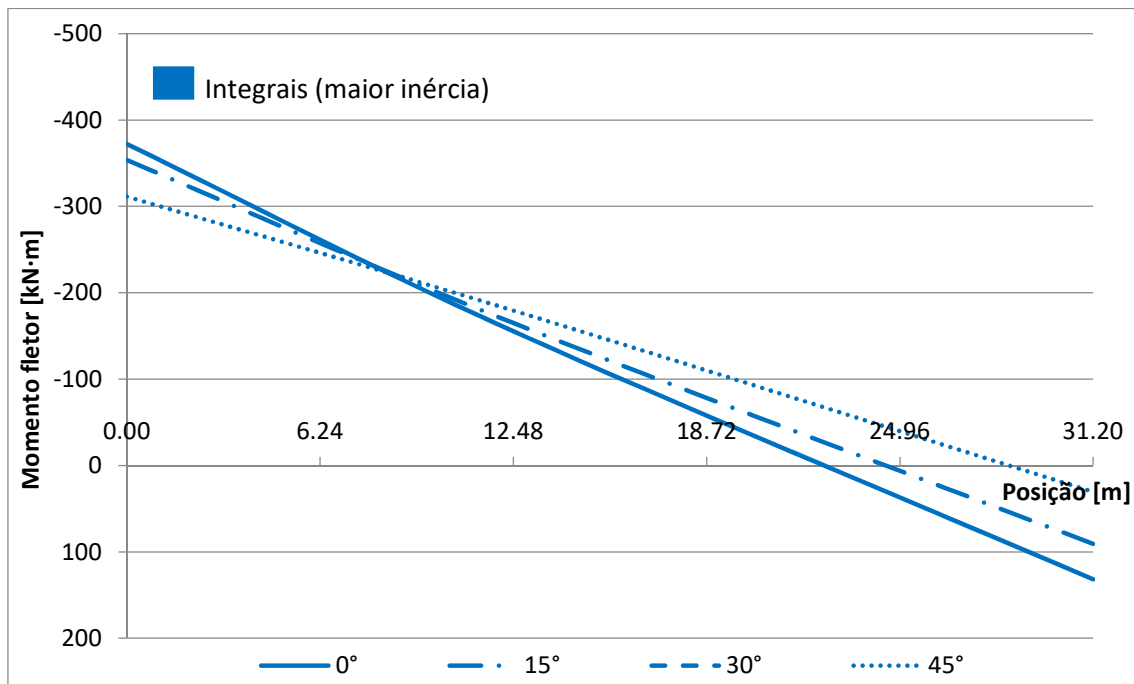


Figura 5. 47: Momentos fletores devidos à variação uniforme de temperatura nos modelos integrais (maior inércia) sem transversinas intermediárias.

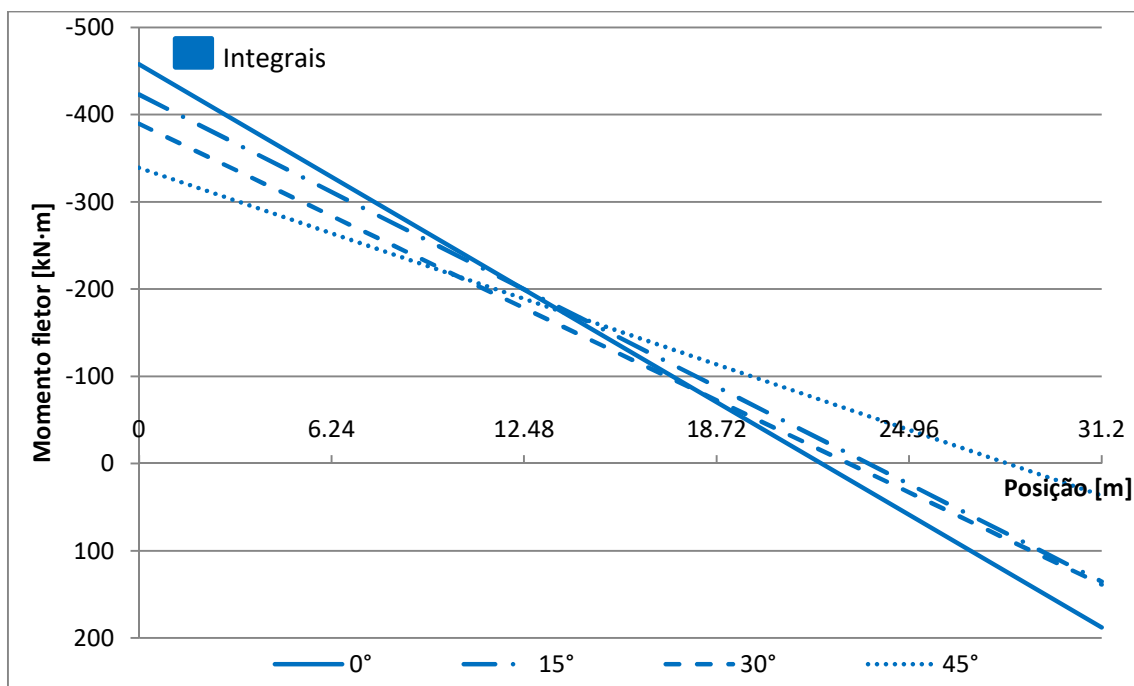


Figura 5. 48: Momentos fletores devidos à variação uniforme de temperatura nos modelos integrais (menor inércia) com transversinas intermediárias.

Tabela 5. 31: Momentos fletores máximos devidos à variação uniforme de temperatura nos modelos integrais (menor inércia) sem transversinas.

Escondidade [°]	Momentos fletores na seção [kN·m]		
	S <sub>0</sub>	S <sub>4</sub>	S <sub>10</sub>
0	-392	-169	157
15	-366	-171	97,3
30	-348	-179	66,1
45	-319	-184	34,9

Tabela 5. 32: Momentos fletores máximos devidos à variação uniforme de temperatura nos modelos integrais (maior inércia) sem transversinas.

Esconsidade [°]	Momentos fletores na seção [kN·m]		
	S <sub>0</sub>	S <sub>4</sub>	S <sub>10</sub>
0	-372	-155	132
15	-354	-165	90,9
30	-342	-176	63,0
45	-311	-179	30,6

Tabela 5. 33: Momentos fletores máximos devidos à variação uniforme de temperatura nos modelos integrais (menor inércia) com transversinas.

Esconsidade [°]	Momentos fletores na seção [kN·m]		
	S <sub>0</sub>	S <sub>4</sub>	S <sub>10</sub>
0	-458	-130	188
15	-424	-129	135
30	-390	-141	98,7
45	-339	-151	46,7

### 5.5.1.5 Variação não-uniforme de temperatura

São mostrados, nas Figuras 5.49 a 5.51, os momentos fletores devidos à variação não-uniforme de temperatura (viadutos integrais) e, nas Tabelas 5.34 a 5.36, as suas magnitudes máximas.

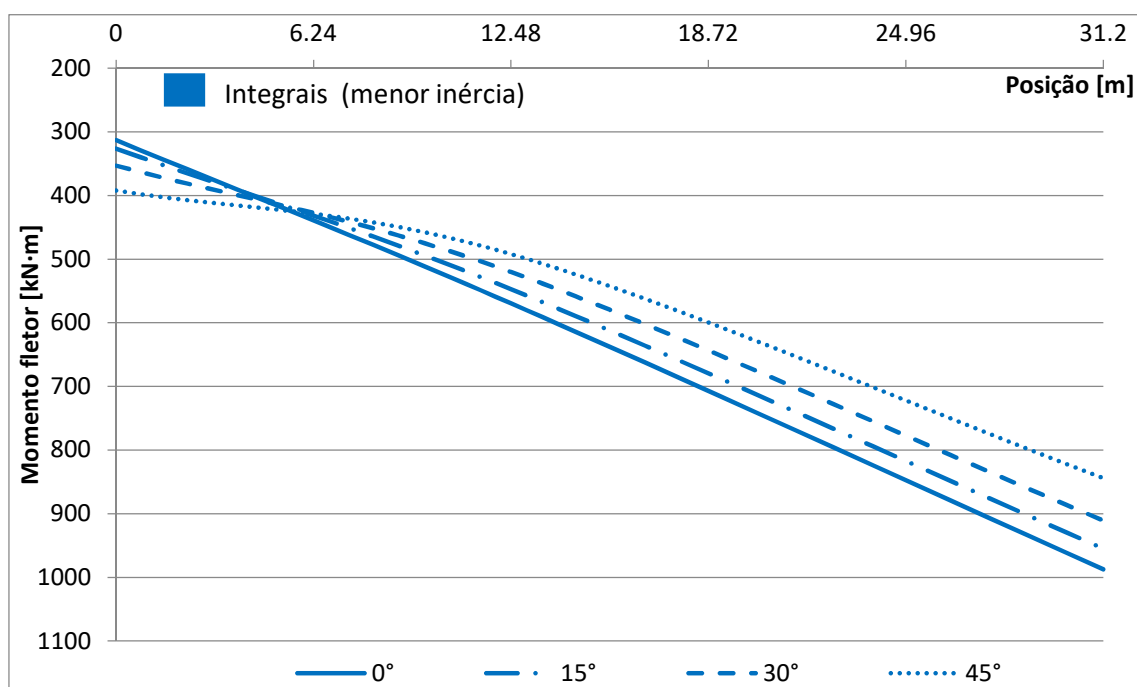


Figura 5. 49: Momentos fletores devidos à variação não-uniforme de temperatura nos modelos integrais (menor inércia) sem transversinas intermediárias.

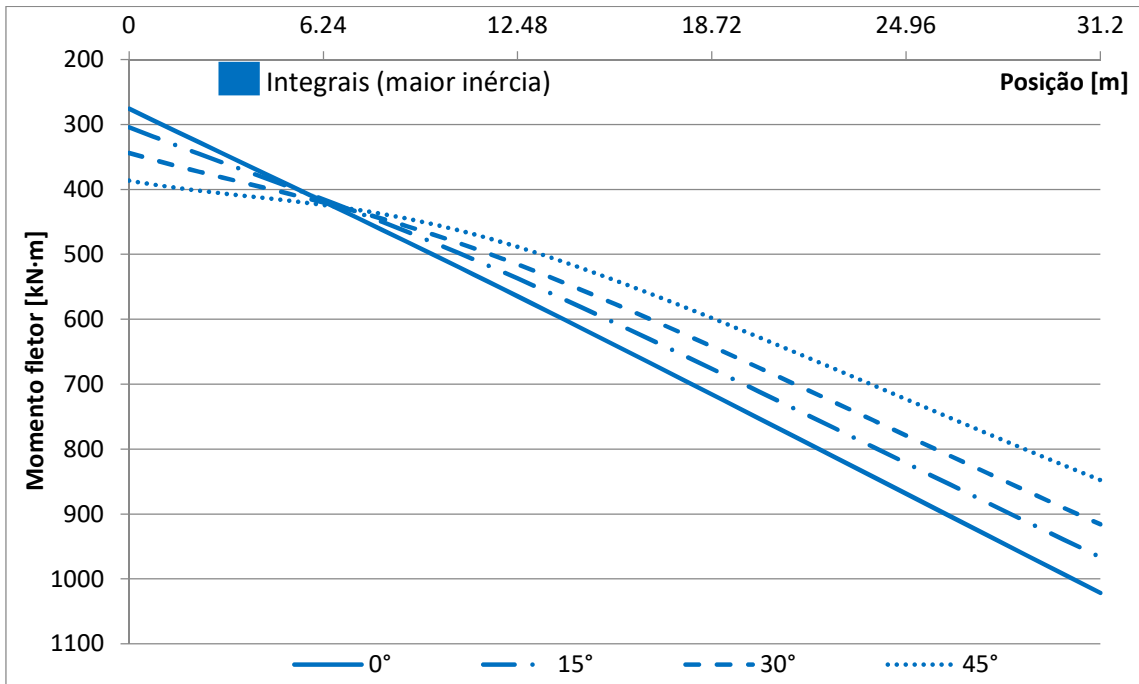


Figura 5. 50: Momentos fletores devidos à variação não-uniforme de temperatura nos modelos integrais (maior inércia) sem transversinas intermediárias.

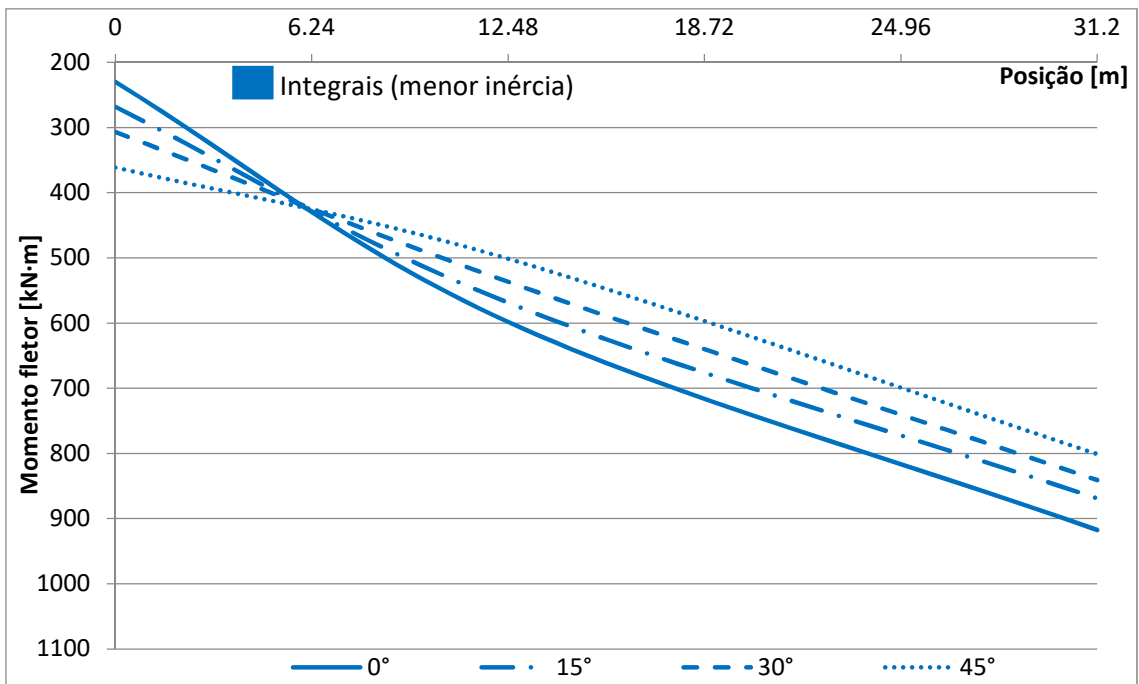


Figura 5. 51: Momentos fletores devidos à variação não-uniforme de temperatura nos modelos integrais (menor inércia) com transversinas intermediárias.

Tabela 5. 34: Momentos fletores máximos devidos à variação não-uniforme de temperatura nos modelos integrais (menor inércia) sem transversinas intermediárias.

Escondidade [°]	Momentos fletores na seção [kN·m]		
	$S_0$	$S_4$	$S_{10}$
0	313	570	988
15	326	547	955
30	353	520	911
45	392	492	844

Tabela 5. 35: Momentos fletores máximos devidos à variação não-uniforme de temperatura nos modelos integrais (maior inércia) sem transversinas intermediárias.

Esconsidade [°]	Momentos fletores na seção [kN·m]		
	S <sub>0</sub>	S <sub>4</sub>	S <sub>10</sub>
0	276	565	1022
15	304	537	967
30	344	516	916
45	387	489	848

Tabela 5. 36: Momentos fletores máximos devidos à variação não-uniforme de temperatura nos modelos integrais (menor inércia) com transversinas intermediárias.

Esconsidade [°]	Momentos fletores na seção [kN·m]		
	S <sub>0</sub>	S <sub>4</sub>	S <sub>10</sub>
0	230	598	918
15	268	569	869
30	307	537	841
45	361	501	801

#### 5.5.1.6 Empuxo de terra em uma extremidade

São mostrados, nas Figuras 5.52 a 5.54, os momentos fletores devidos ao empuxo de terra em uma extremidade (viadutos integrais) e, nas Tabelas 5.37 a 5.39, suas magnitudes máximas.

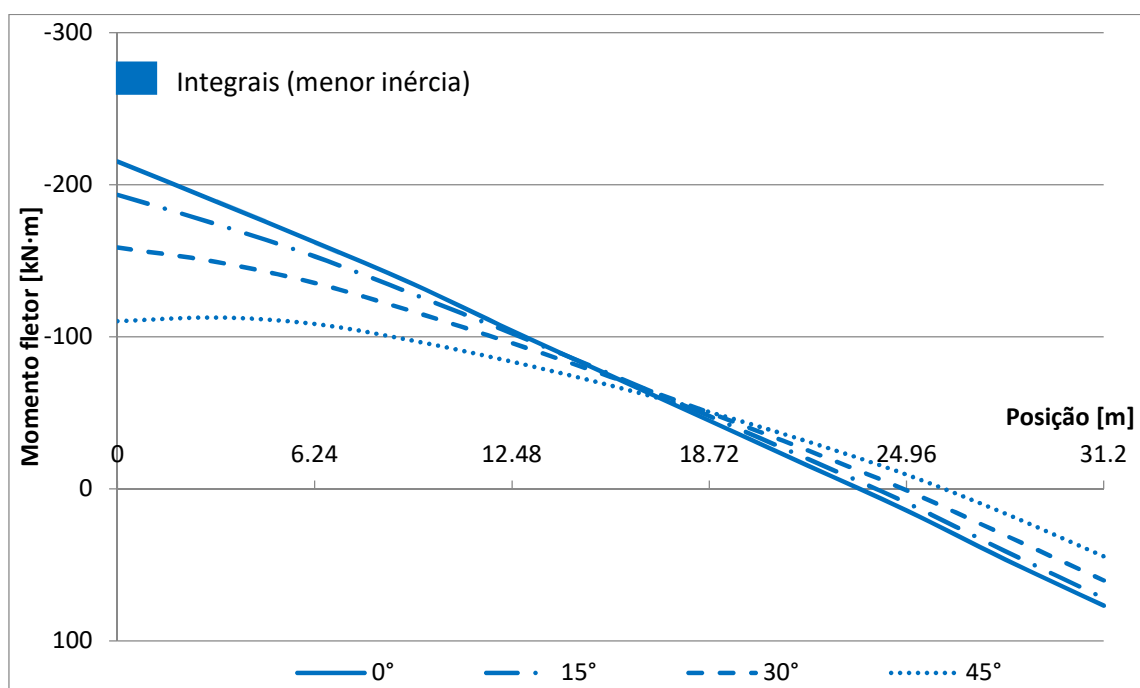


Figura 5. 52: Momentos fletores devidos ao empuxo de terra em uma extremidade nos modelos integrais (menor inércia) sem transversinas intermediárias.



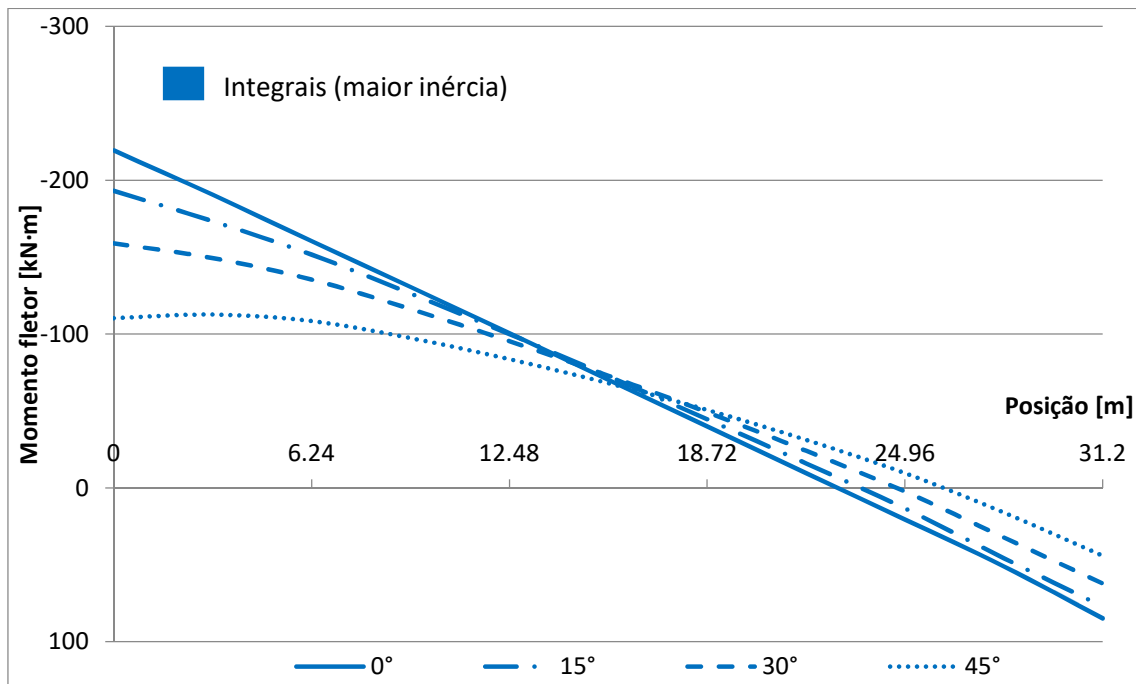


Figura 5. 53: Momentos fletores devidos ao empuxo de terra em uma extremidade nos modelos integrais (maior inércia) sem transversinas intermediárias.

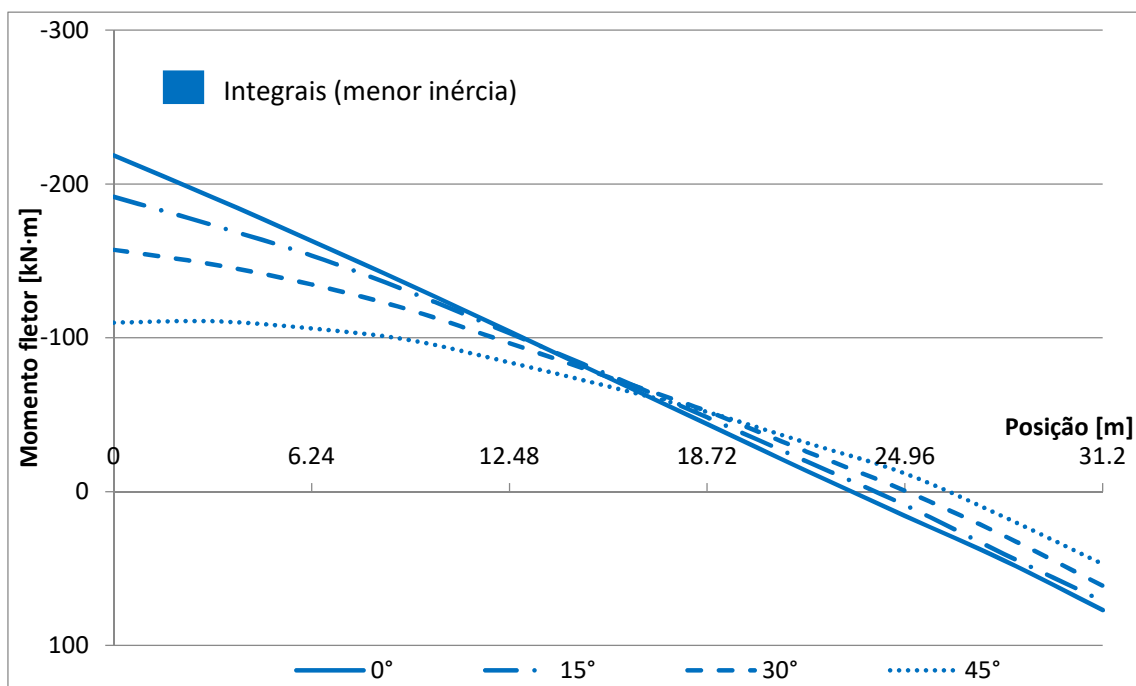


Figura 5. 54: Momentos fletores devidos ao empuxo de terra em uma extremidade nos modelos integrais (menor inércia) com transversinas intermediárias.

Tabela 5. 37: Momentos fletores máximos devidos ao empuxo de terra em uma extremidade nos modelos integrais (menor inércia) sem transversinas intermediárias.

Escondidade [°]	Momentos fletores na seção [kN·m]		
	S <sub>0</sub>	S <sub>4</sub>	S <sub>10</sub>
0	-215	-104	76,8
15	-193	-102	71,9
30	-159	-95,9	60,2
45	-110	-83,6	44,4

Tabela 5. 38: Momentos fletores máximos devidos ao empuxo de terra em uma extremidade nos modelos integrais (maior inércia) sem transversinas intermediárias.

Esconsidade [°]	Momentos fletores na seção [kN·m]		
	S <sub>0</sub>	S <sub>4</sub>	S <sub>10</sub>
0	-219	-101	84,9
15	-193	-100	77,2
30	-159	-95,4	62,2
45	-110	-83,7	44,1

Tabela 5. 39: Momentos fletores máximos devidos ao empuxo de terra em uma extremidade nos modelos integrais (menor inércia) com transversinas intermediárias.

Esconsidade [°]	Momentos fletores na seção [kN·m]		
	S <sub>0</sub>	S <sub>4</sub>	S <sub>10</sub>
0	-219	-104	77,0
15	-192	-103	71,2
30	-157	-96,5	61,2
45	-110	-84,0	47,1

#### 5.5.1.7 Empuxo de terra em ambas as extremidades

São mostrados, nas Figuras 5.55 a 5.57, os momentos fletores devidos ao empuxo de terra em ambas as extremidades (viadutos integrais) e, nas Tabelas 5.40 a 5.42, as suas magnitudes máximas.

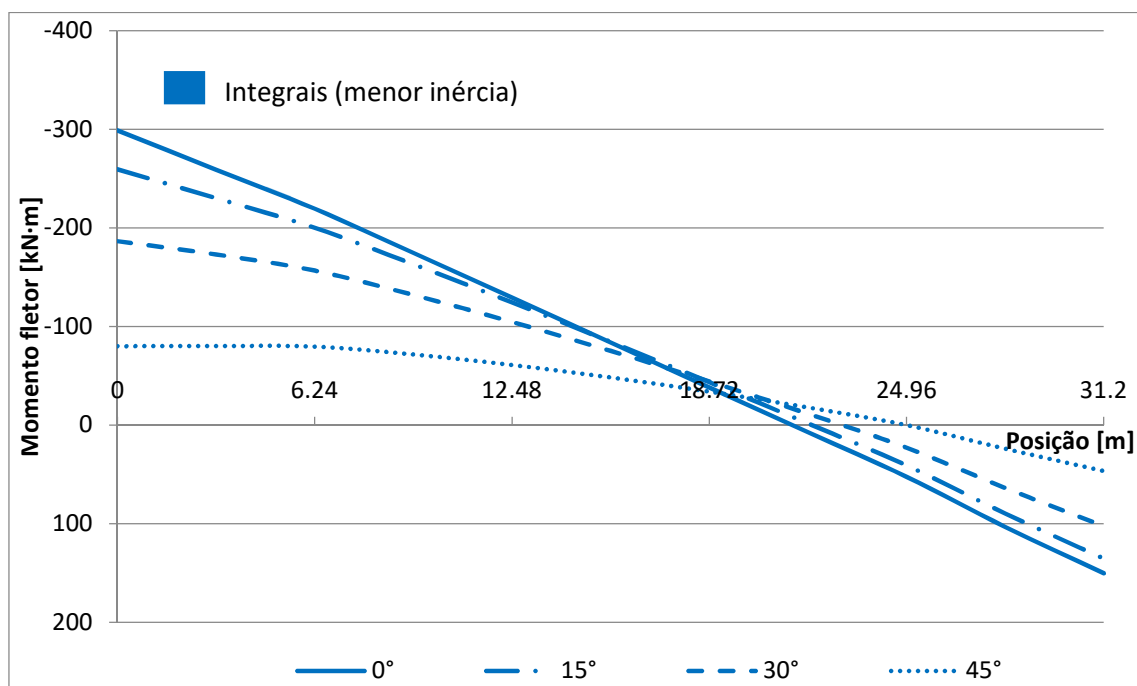


Figura 5. 55: Momentos fletores devidos ao empuxo de terra em ambas as extremidades nos modelos integrais (menor inércia) sem transversinas intermediárias.

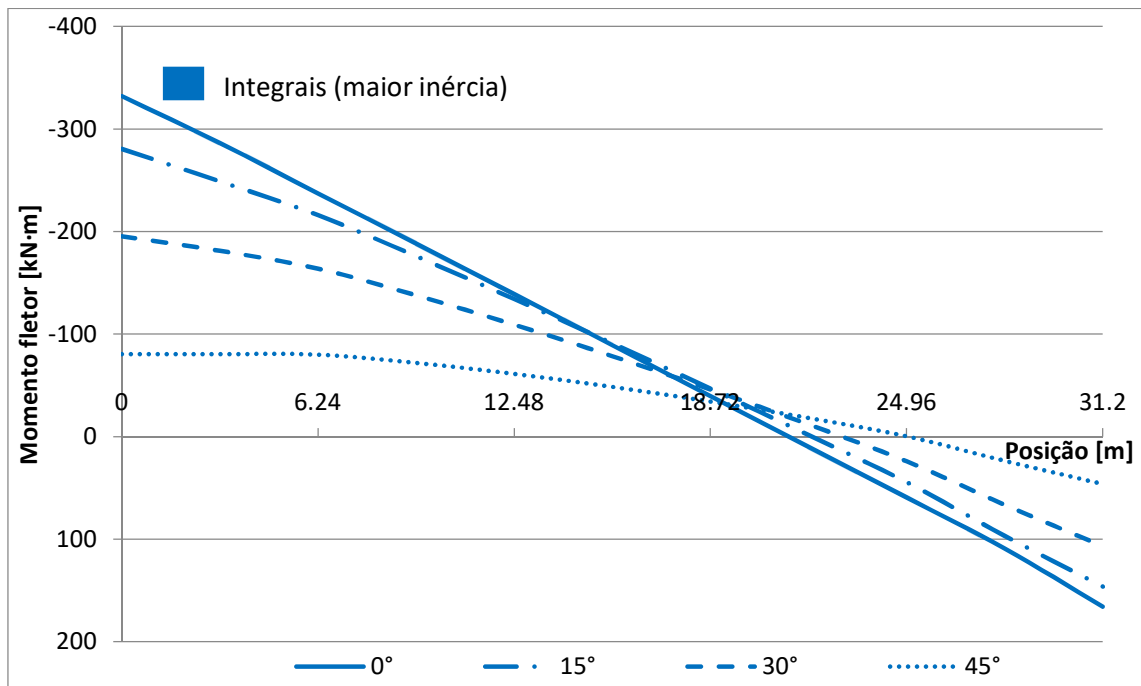


Figura 5. 56: Momentos fletores devidos ao empuxo de terra em ambas as extremidades nos modelos integrais (maior inércia) sem transversinas intermediárias.

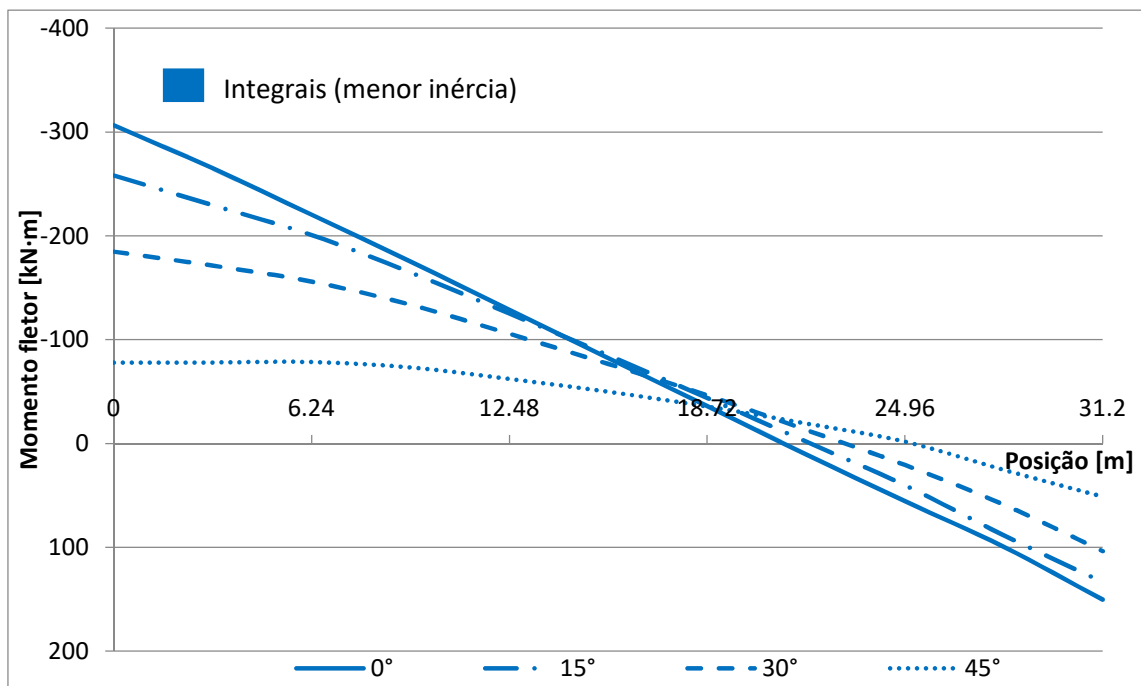


Figura 5. 57: Momentos fletores devidos ao empuxo de terra em ambas as extremidades nos modelos integrais (menor inércia) com transversinas intermediárias.

Tabela 5. 40: Momentos fletores máximos devidos ao empuxo de terra em ambas as extremidades nos modelos integrais (menor inércia) sem transversinas intermediárias.

Escondidade [°]	Momentos fletores na seção [kN·m]		
	$S_0$	$S_4$	$S_{10}$
0	-299	-129	150
15	-259	-125	135
30	-187	-105	103
45	-80,0	-61,0	46,6

Tabela 5. 41: Momentos fletores máximos devidos ao empuxo de terra em ambas as extremidades nos modelos integrais (maior inércia) sem transversinas intermediárias.

Esconsidade [°]	Momentos fletores na seção [kN·m]		
	S <sub>0</sub>	S <sub>4</sub>	S <sub>10</sub>
0	-322	-139	166
15	-281	-134	146
30	-195	-109	107
45	-80,5	-61,1	46,3

Tabela 5. 42: Momentos fletores máximos devidos ao empuxo de terra em ambas as extremidades nos modelos integrais (menor inércia) com transversinas intermediárias.

Esconsidade [°]	Momentos fletores na seção [kN·m]		
	S <sub>0</sub>	S <sub>4</sub>	S <sub>10</sub>
0	-306	-129	150
15	-258	-125	134
30	-185	-106	104
45	-77,8	-62,1	51,3

#### 5.5.1.8 Retração e fluência

São mostrados, nas Figuras 5.58 a 5.60, os momentos fletores devidos à retração e à fluência (viadutos integrais) e, nas Tabelas 5.43 a 5.45, as suas magnitudes máximas.

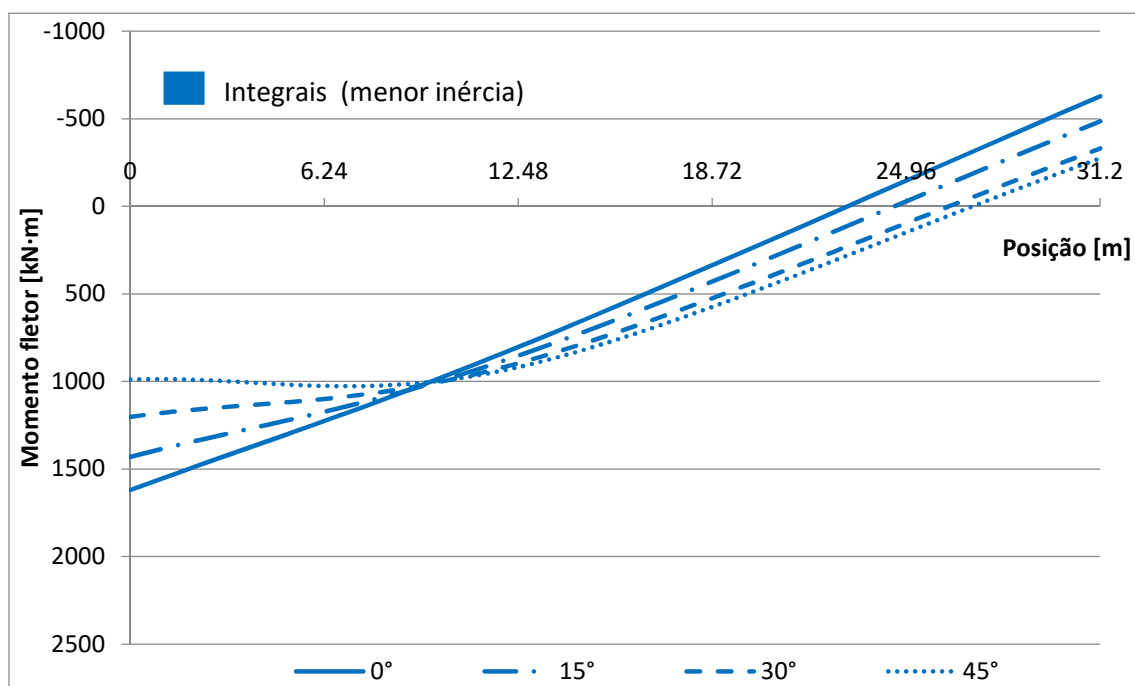


Figura 5. 58: Momentos fletores devidos à retração e à fluência nos modelos integrais (menor inércia) sem transversinas intermediárias.

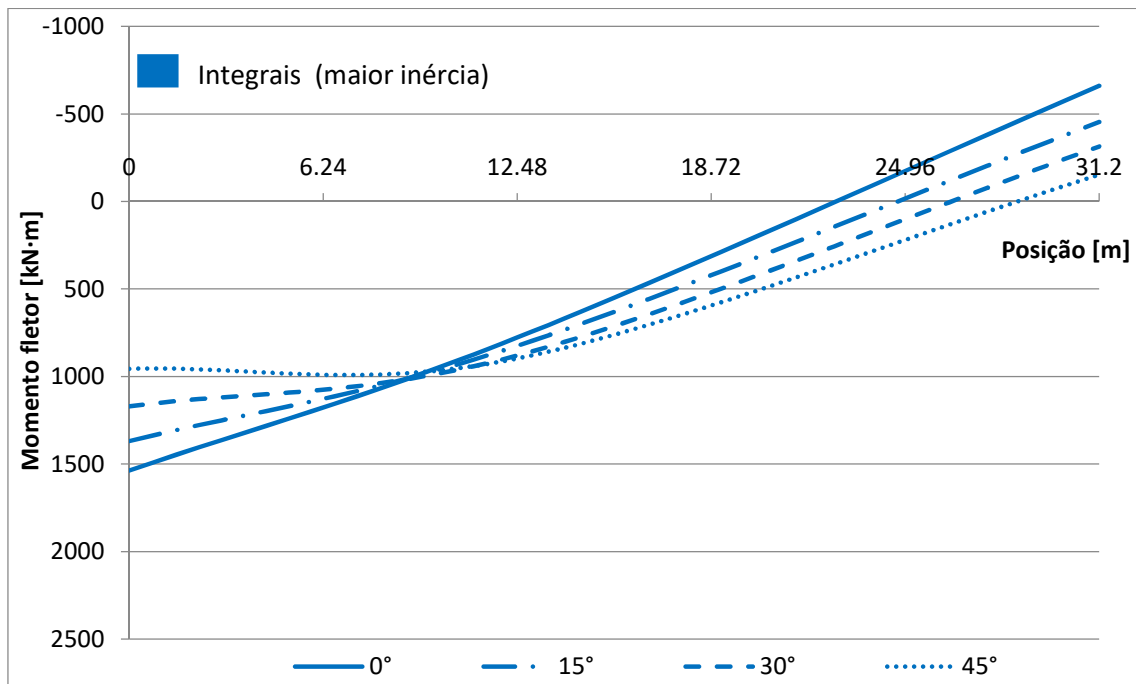


Figura 5. 59: Momentos fletores devidos à retração e à fluência nos modelos integrais (maior inércia) sem transversinas intermediárias.

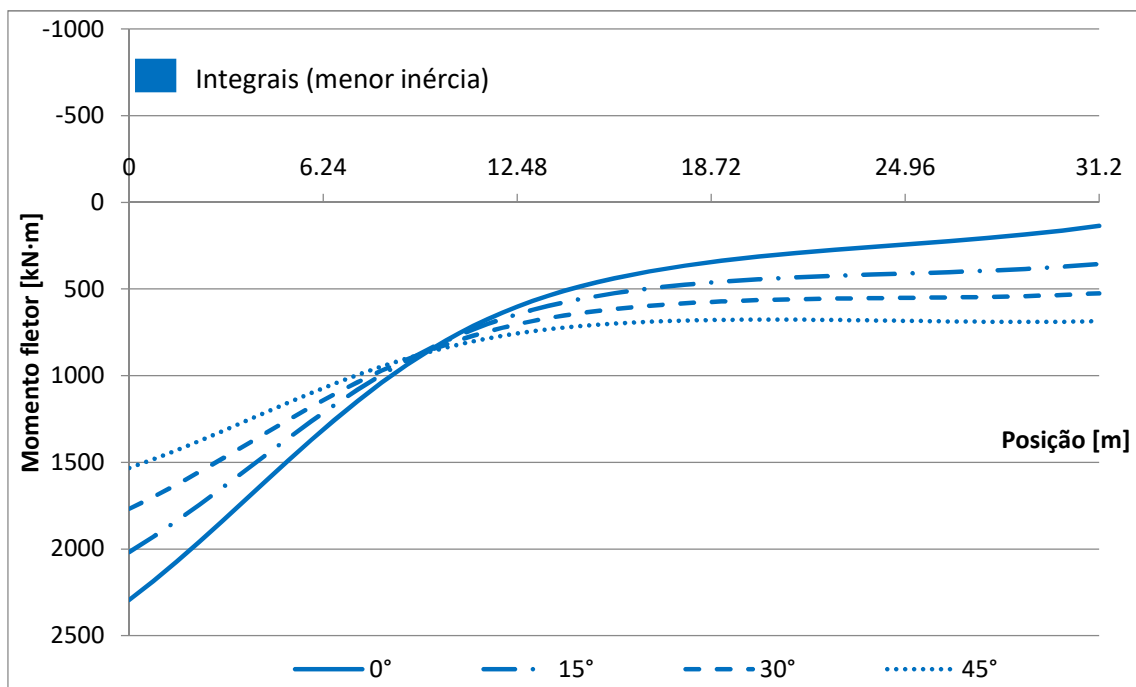


Figura 5. 60: Momentos fletores à retração e à fluência nos modelos integrais (menor inércia) com transversinas intermediárias.

Tabela 5. 43: Momentos fletores máximos devidos à retração e à fluência nos modelos integrais (menor inércia) sem transversinas intermediárias.

Escondidade [°]	Momentos fletores na seção [kN·m]		
	$S_0$	$S_4$	$S_{10}$
0	1621	804	-629
15	1431	853	-486
30	1202	896	-331
45	989	919	-275

Tabela 5. 44: Momentos fletores máximos devidos à retração e à fluência nos modelos integrais (maior inércia) sem transversinas intermediárias.

Esconsidade [°]	Momentos fletores na seção [kN·m]		
	S <sub>0</sub>	S <sub>4</sub>	S <sub>10</sub>
0	1537	777	-661
15	1369	825	-454
30	1170	880	-315
45	956	897	-153

Tabela 5. 45: Momentos fletores máximos devidos à retração e à fluência nos modelos integrais (menor inércia) com transversinas intermediárias.

Esconsidade [°]	Momentos fletores na seção [kN·m]		
	S <sub>0</sub>	S <sub>4</sub>	S <sub>10</sub>
0	2294	601	136
15	2017	645	355
30	1768	703	525
45	1532	756	686

### 5.5.2 Solicitações Cortantes no Canto Obtuso

Os diagramas apresentados neste item mostram a influência da variação do ângulo de esconsidade nas solicitações cortantes. Os valores indicados não encontram-se majorados e referem-se ao Ponto 5 da viga de bordo (V5) da seção transversal.

#### 5.5.2.1 Sobrecarga permanente

São mostradas, nas Figuras 5.61 e 5.62, as solicitações cortantes no canto obtuso (Ponto 5) devidas à sobrecarga permanente e, nas Tabelas 5.46 e 5.47, as suas magnitudes.

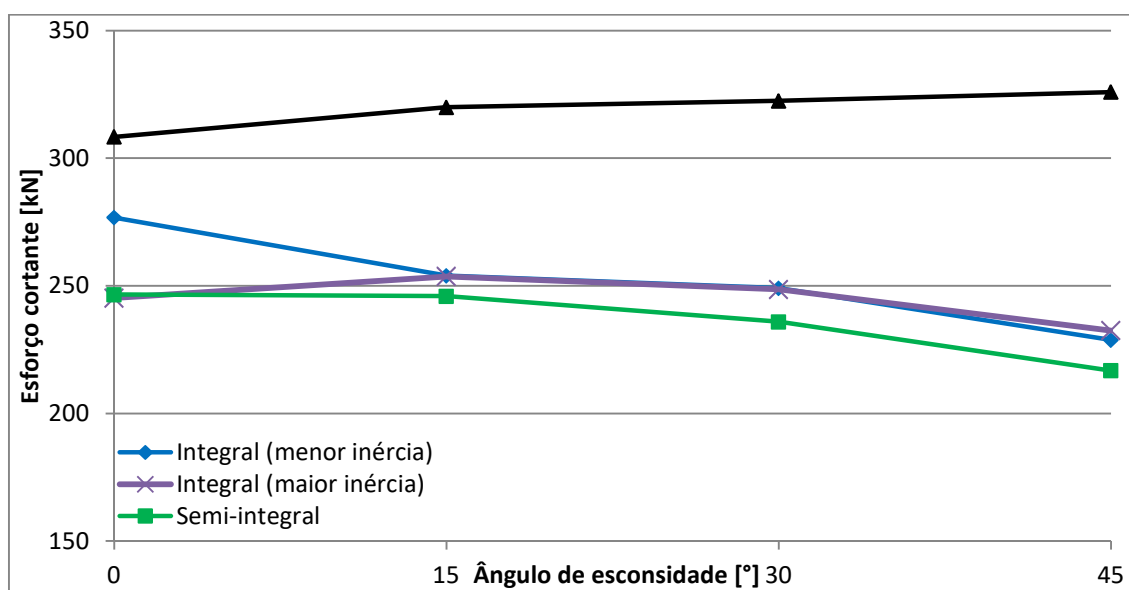


Figura 5. 61: Solicitações cortantes no canto obtuso (Ponto 5) devidas à sobrecarga permanente nos modelos sem transversinas intermediárias.

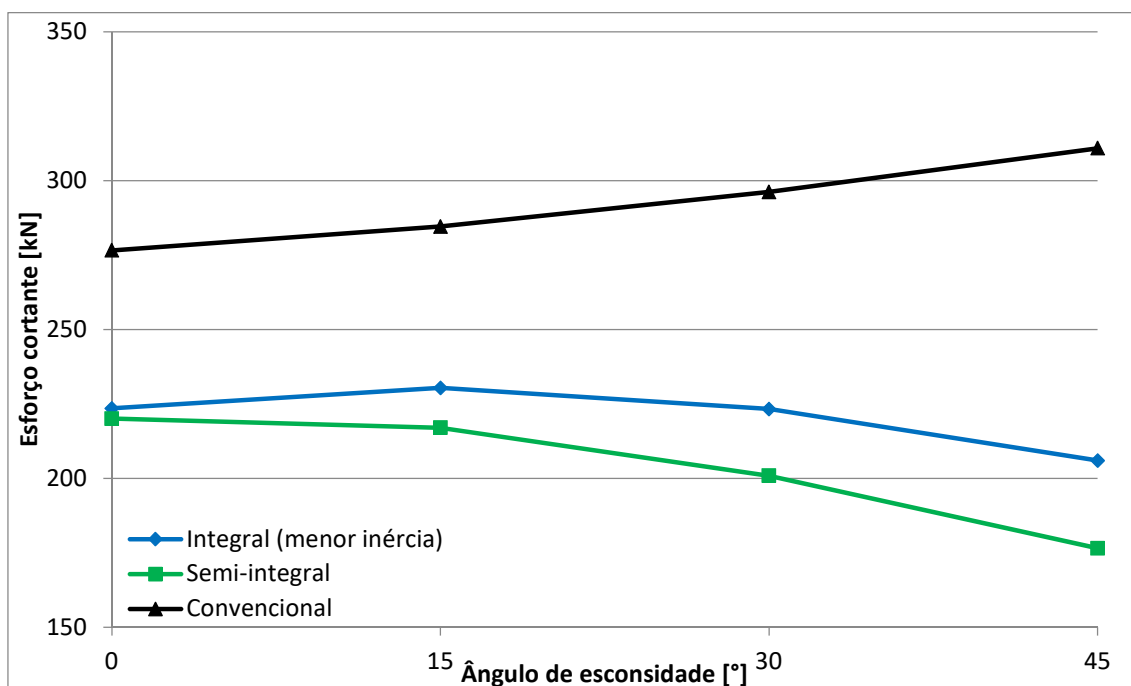


Figura 5. 62: Solicitações cortantes no canto obtuso (Ponto 5) devidas à sobrecarga nos modelos com transversinas intermediárias.

Tabela 5. 46: Solicitações cortantes no canto obtuso (Ponto 5) devidas à sobrecarga permanente nos modelos sem transversinas.

Esconsidade [°]	Integral (Menor inércia) [kN]	Integral (Maior inércia) [kN]	Semi-integral [kN]	Convencional [kN]
0	247	245	247	308
15	254	254	246	320
30	249	249	236	323
45	229	233	217	326

Tabela 5. 47: Solicitações cortantes no canto obtuso (Ponto 5) devidas à sobrecarga permanente nos modelos integrais com transversinas.

Esconsidade [°]	Integral (Menor inércia) [kN]	Semi-integral [kN]	Convencional [kN]
0	224	220	277
15	230	217	285
30	223	201	296
45	206	177	311

#### 5.5.2.2 Carga móvel (momentos fletores máximos positivos na seção $S_4/S_5$ )

São mostradas, nas Figuras 5.63 a 5.64, as solicitações cortantes no canto obtuso (Ponto 5) devidas à carga móvel que desperta momentos fletores máximos positivos na seção  $S_4/S_5$  e, nas Tabelas 5.48 e 5.49, as suas magnitudes.

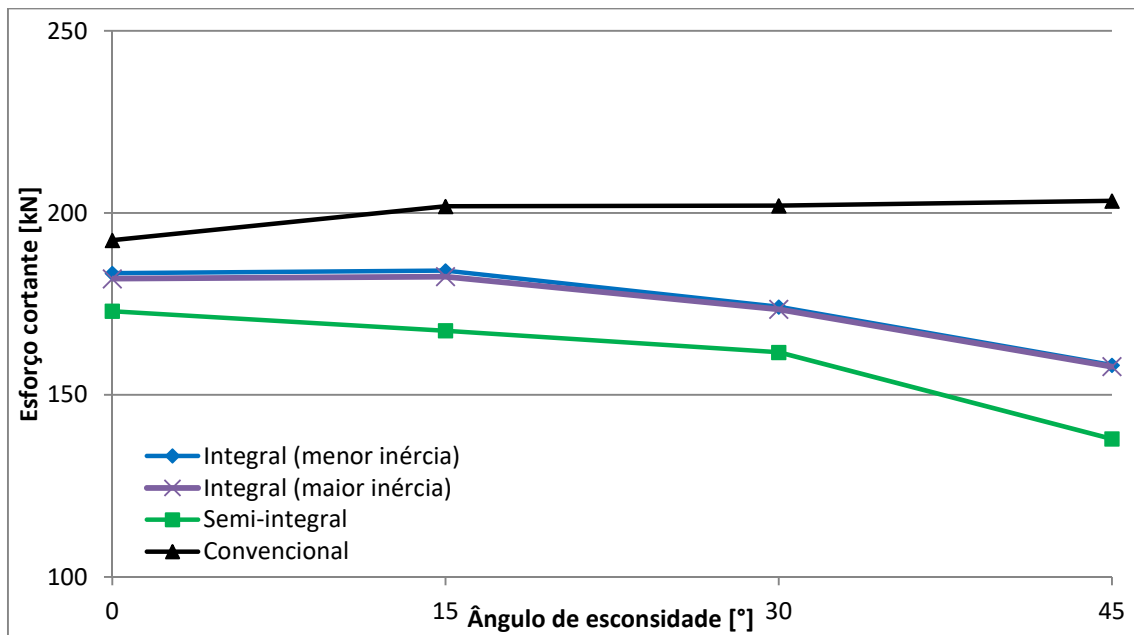


Figura 5. 63: Solicitações cortantes no canto obtuso (Ponto 5) devidas à carga móvel (momentos fletores máximos positivos na seção  $S_4/S_5$ ) nos modelos sem transversinas intermediárias.

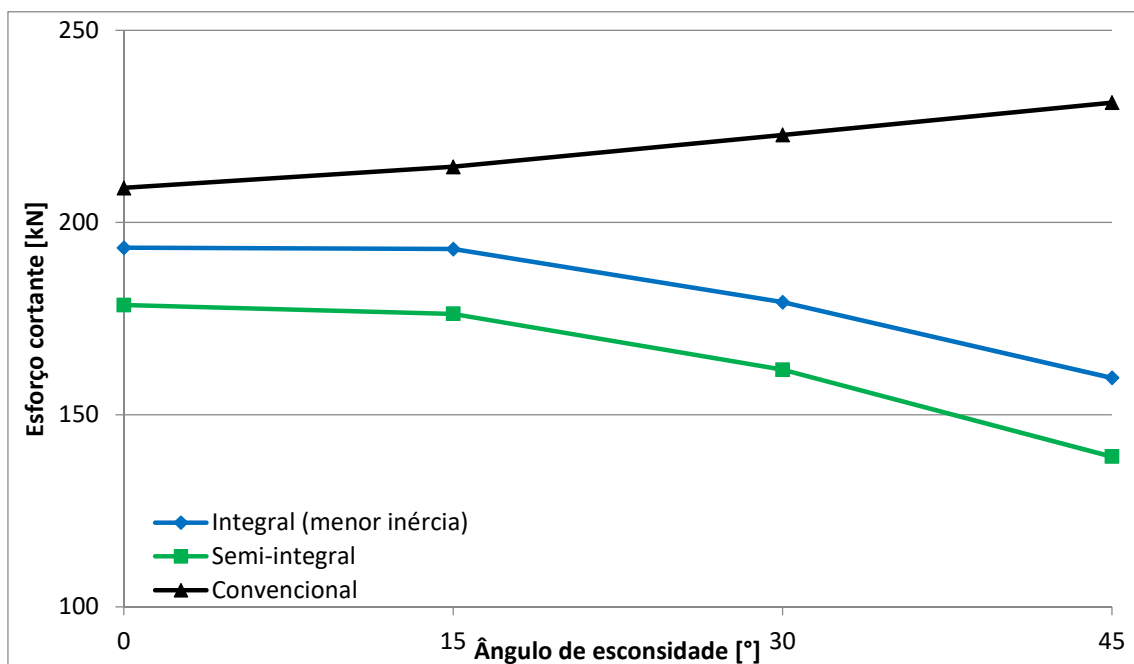


Figura 5. 64: Solicitações cortantes no canto obtuso (Ponto 5) devidas à carga móvel (momentos fletores máximos positivos na seção  $S_4/S_5$ ) nos modelos com transversinas intermediárias.

Tabela 5. 48: Solicitações cortantes no canto obtuso (Ponto 5) devidas à carga móvel (momentos fletores máximos positivos na seção  $S_4/S_5$ ) nos modelos sem transversinas.

Esconsidade [°]	Integral (Menor inércia) [kN]	Integral (Maior inércia) [kN]	Semi-integral [kN]	Convencional [kN]
0	183	182	173	193
15	184	183	168	202
30	174	174	162	202
45	158	158	138	203



Tabela 5. 49: Solicitações cortantes no canto obtuso (Ponto 5) devidas à carga móvel (momentos fletores máximos positivos na seção  $S_4/S_5$ ) nos modelos com transversinas.

Esconsidade [°]	Integral (Menor inércia) [kN]	Semi-integral [kN]	Convencional [kN]
0	193	179	209
15	193	176	215
30	179	162	223
45	160	139	231

### 5.5.2.3 Carga móvel (momentos fletores mínimos negativos na seção $S_{10}$ )

São mostradas, nas Figuras 5.65 e 5.66, as solicitações cortantes no canto obtuso (Ponto 5) devidas à carga móvel que desperta momentos fletores mínimos negativos na seção  $S_{10}$  e, nas Tabelas 5.50 a 5.51, as suas magnitudes.

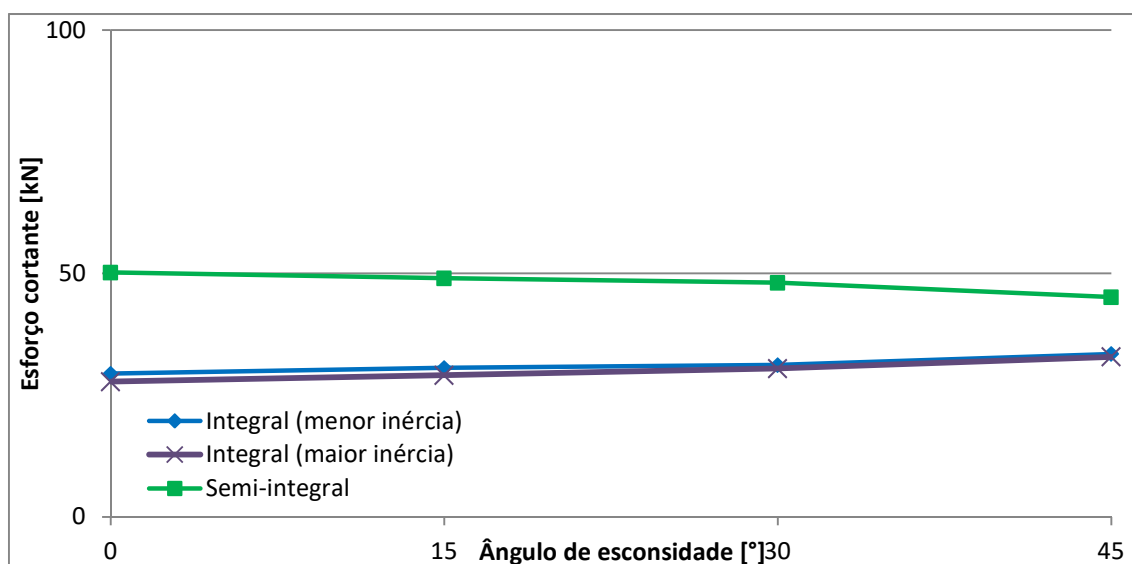


Figura 5. 65: Solicitações cortantes no canto obtuso (Ponto 5) devidas à carga móvel (momentos fletores mínimos negativos na seção  $S_{10}$ ) nos modelos sem transversinas intermediárias.

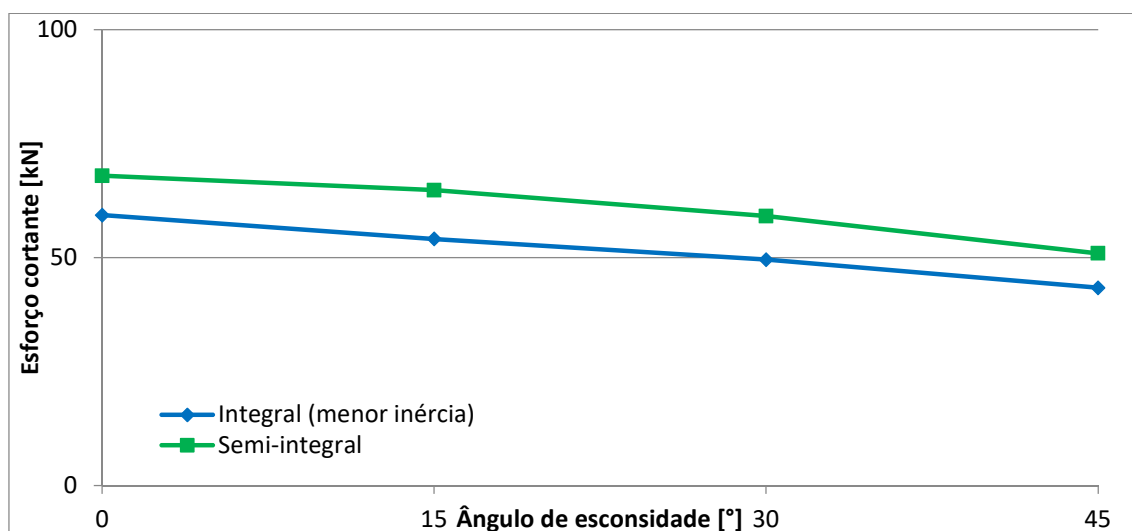


Figura 5. 66: Solicitações cortantes no canto obtuso (Ponto 5) devidas à carga móvel (momentos fletores mínimos negativos na seção  $S_{10}$ ) nos modelos com transversinas intermediárias.

Tabela 5. 50: Solicitações cortantes no canto obtuso (Ponto 5) devidas à carga móvel (momentos fletores mínimos negativos na seção  $S_{10}$ ) nos modelos sem transversinas.

Esconsidade [°]	Integral (Menor inércia) [kN]	Integral (Maior inércia) [kN]	Semi-integral [kN]	Convencional [kN]
0	33,5	32,9	50,2	-
15	31,2	30,5	49,0	-
30	30,6	29,1	48,1	-
45	29,4	27,8	45,1	-

Tabela 5. 51: Solicitações cortantes no canto obtuso (Ponto 5) devidas à carga móvel (momentos fletores mínimos negativos na seção  $S_{10}$ ) nos modelos com transversinas.

Esconsidade [°]	Integral (Menor inércia) [kN]	Semi-integral [kN]	Convencional [kN]
0	59,3	68,0	-
15	54,1	64,8	-
30	49,5	59,1	-
45	43,4	50,9	-

#### 5.5.2.4 Variação uniforme de temperatura

São mostradas, na Figura 5.67, as solicitações cortantes no canto obtuso (Ponto 5) devidas à variação uniforme de temperatura (viadutos integrais) e, na Tabela 5.52, as suas magnitudes.

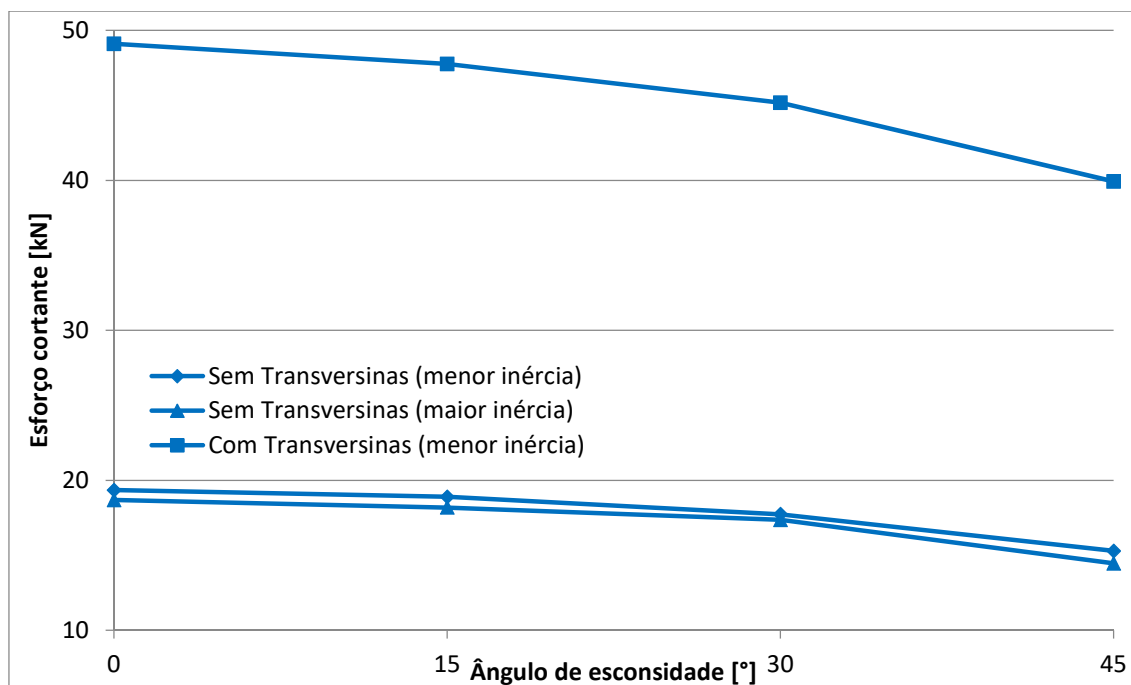


Figura 5. 67: Solicitações cortantes no canto obtuso (Ponto 5) devidas à variação uniforme de temperatura nos modelos integrais.

Tabela 5. 52: Solicitações cortantes no canto obtuso (Ponto 5) devidas à variação uniforme de temperatura nos modelos integrais.

Escondidade [°]	Sem Transversinas (menor inércia) [kN]	Sem Transversinas (maior inércia) [kN]	Com Transversinas (menor inércia) [kN]
0	19,3	18,7	49,1
15	18,9	18,2	47,8
30	17,7	17,4	45,2
45	15,3	14,5	39,9

#### 5.5.2.5 Variação não-uniforme de temperatura

São mostradas, na Figura 5.68, as solicitações cortantes no canto obtuso devidas à variação não-uniforme de temperatura (viadutos integrais) e, na Tabela 5.53, as suas magnitudes.

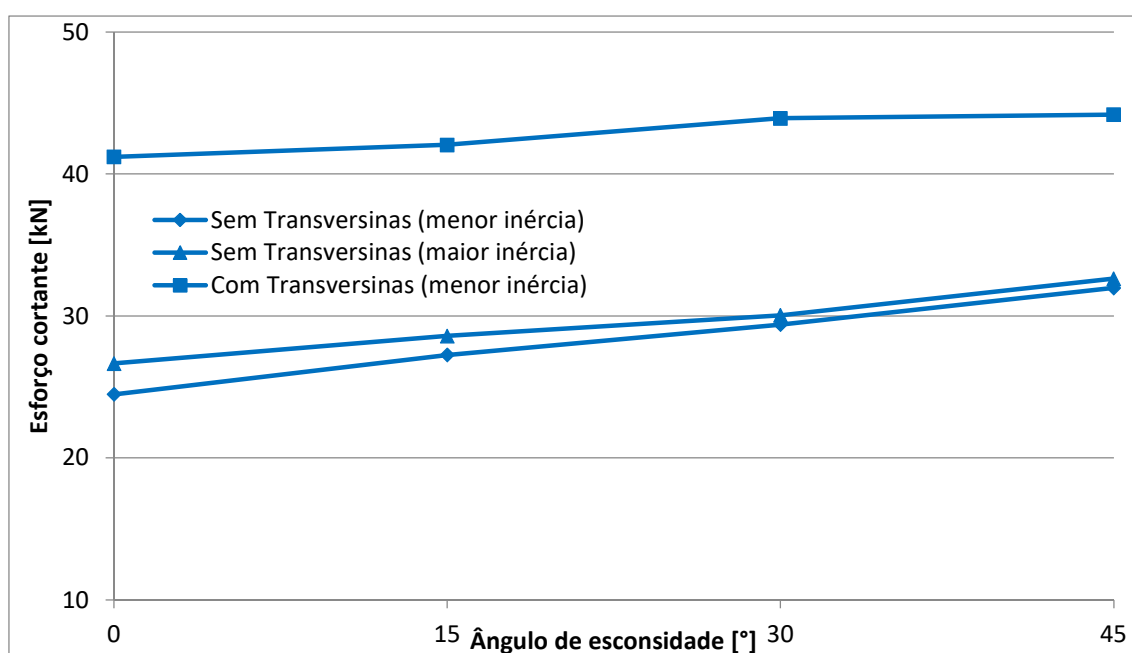


Figura 5. 68: Solicitações cortantes no canto obtuso (Ponto 5) devidas à variação não-uniforme de temperatura nos modelos integrais.

Tabela 5. 53: Solicitações cortantes no canto obtuso (Ponto 5) devidas à variação não-uniforme de temperatura nos modelos integrais.

Escondidade [°]	Sem Transversinas (menor inércia) [kN]	Sem Transversinas (maior inércia) [kN]	Com Transversinas (menor inércia) [kN]
0	24,5	26,7	41,2
15	27,3	28,6	42,1
30	29,4	30,0	43,9
45	32,0	32,6	44,2

#### 5.5.2.6 Empuxo de terra em uma extremidade

São mostradas, na Figura 5.69, as solicitações cortantes no canto obtuso (Ponto 5) devidas ao empuxo de terra em uma extremidade (viadutos integrais) e, na Tabela 5.54, as suas magnitudes.

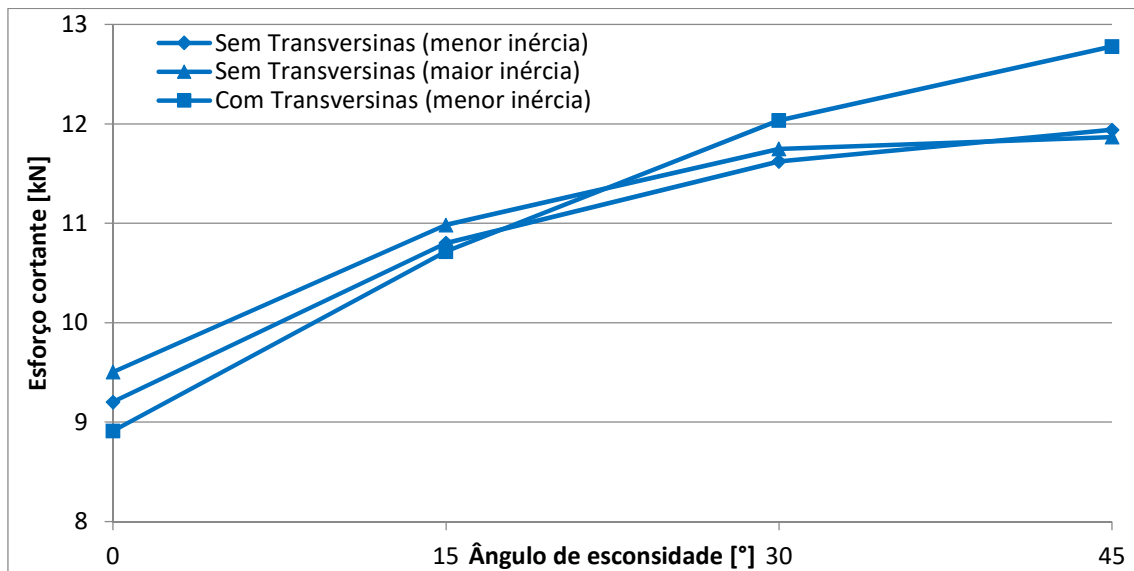


Figura 5. 69: Solicitações cortantes no canto obtuso (Ponto 5) devidas ao empuxo de terra em uma extremidade nos modelos integrais.

Tabela 5. 54: Solicitações cortantes no canto obtuso (Ponto 5) devidas ao empuxo de terra em uma extremidade nos modelos integrais.

Esconsidade [°]	Sem Transversinas (menor inércia) [kN]	Sem Transversinas (maior inércia) [kN]	Com Transversinas (menor inércia) [kN]
0	9,20	9,50	8,91
15	10,8	11,0	10,7
30	11,6	11,8	12,0
45	11,9	11,9	12,8

#### 5.5.2.7 Empuxo de terra em ambas as extremidades

São mostradas, na Figura 5.70, as solicitações cortantes no canto obtuso (Ponto 5) devidas ao empuxo de terra em ambas as extremidades (viadutos integrais) e, na Tabela 5.55, as suas magnitudes.

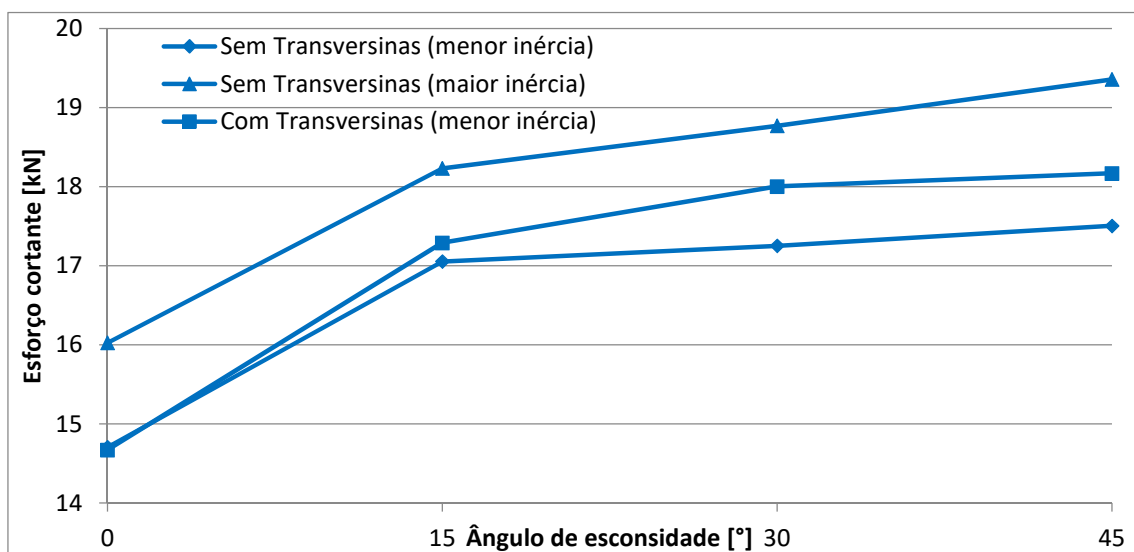


Figura 5. 70: Solicitações cortantes no canto obtuso (Ponto 5) devidas ao empuxo de terra em ambas as extremidades nos modelos integrais.

Tabela 5. 55: Solicitações cortantes no canto obtuso (Ponto 5) devidas ao empuxo de terra em ambas as extremidades nos modelos integrais.

Esconsidade [°]	Sem Transversinas (menor inércia) [kN]	Sem Transversinas (maior inércia) [kN]	Com Transversinas (menor inércia) [kN]
0	14,7	16,0	14,7
15	17,1	18,2	17,3
30	17,3	18,8	18,0
45	17,5	19,4	18,2

#### 5.5.2.8 Retração e fluência

São mostradas, na Figura 5.71, as solicitações cortantes no canto obtuso (Ponto 5) devidas à retração e à fluência (viadutos integrais) e, na Tabela 5.56, as suas magnitudes.

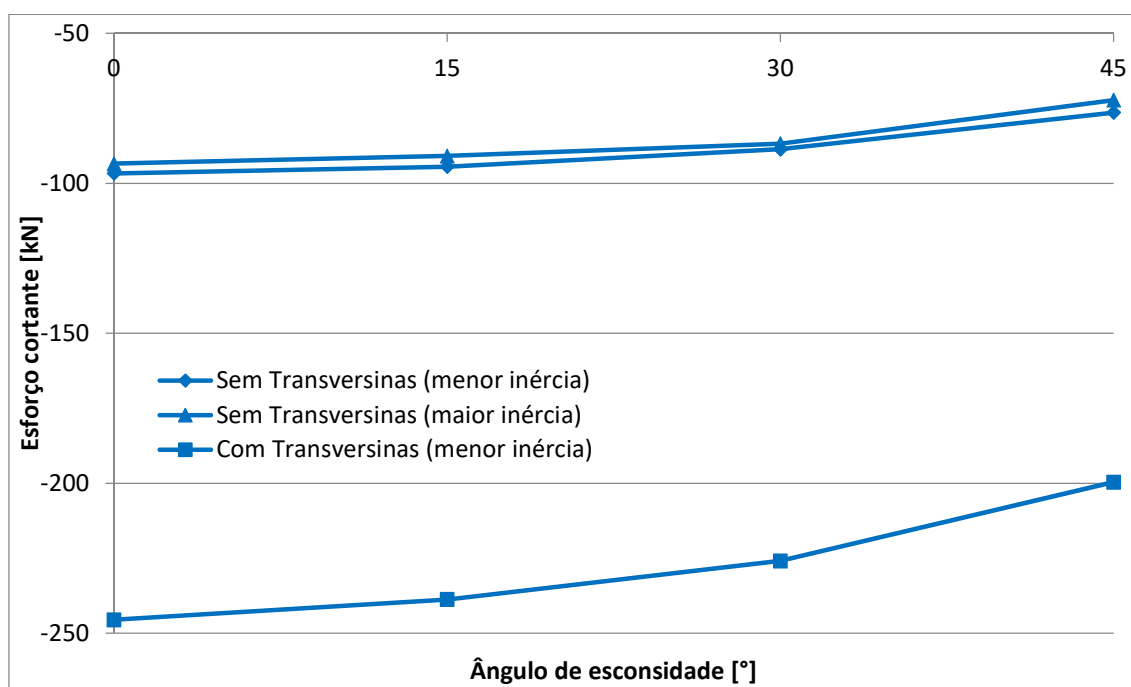


Figura 5. 71: Solicitações cortantes no canto obtuso (Ponto 5) devidas à retração e à fluência nos modelos integrais.

Tabela 5. 56: Solicitações cortantes no canto obtuso (Ponto 5) devidas à retração e à fluência nos modelos integrais.

Esconsidade [°]	Sem Transversinas (menor inércia) [kN]	Sem Transversinas (maior inércia) [kN]	Com Transversinas (menor inércia) [kN]
0	-96,7	-93,4	-246
15	-94,5	-90,9	-239
30	-88,7	-86,8	-226
45	-76,4	-72,3	-200

### 5.5.3 Deslocamentos Transversais Máximos

Neste item são expostos os deslocamentos na direao transversal em funao do ângulo de esconsidade no apoio do canto obtuso (Ponto 5).

#### 5.5.3.1 Sobrecarga permanente

São mostrados, nas Figuras 5.72 e 5.73, os deslocamentos transversais no canto obtuso (Ponto 5) devidos à sobrecarga permanente e, nas Tabelas 5.57 e 5.58, as suas magnitudes.

##### 5.5.3.1.1 Modelos sem transversinas intermediárias

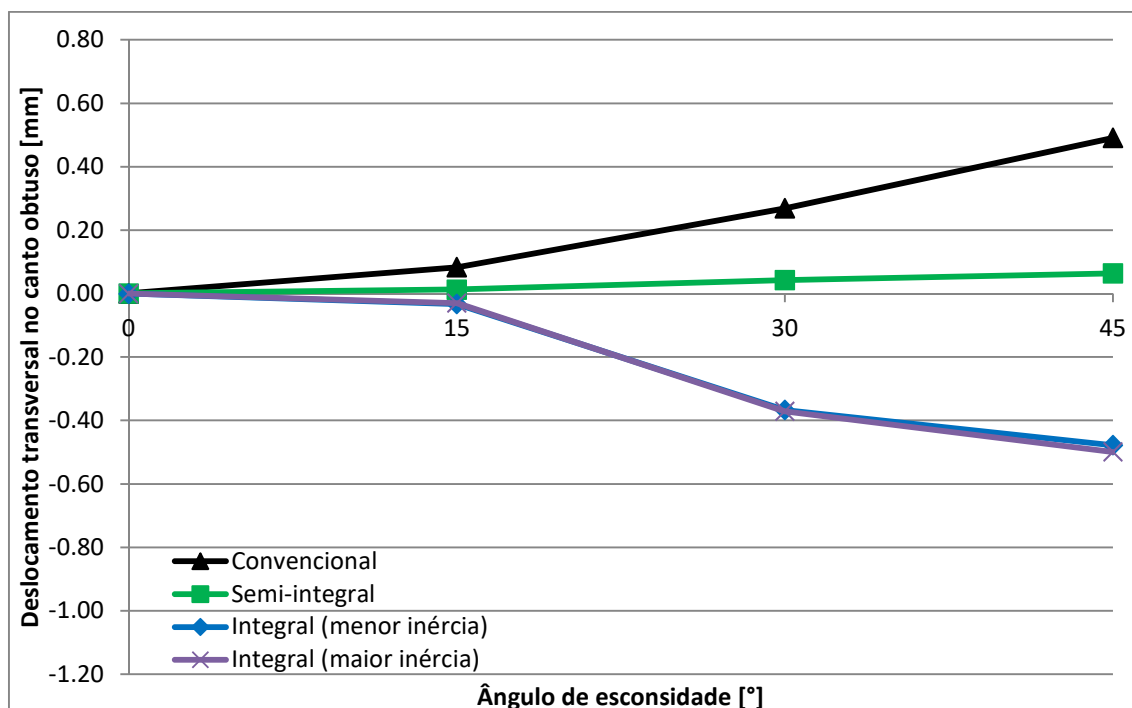


Figura 5. 72: Deslocamentos transversais no apoio do canto obtuso devidos à sobrecarga permanente nos modelos sem transversinas.

Tabela 5. 57: Deslocamentos transversais no apoio do canto obtuso devidos à sobrecarga permanente nos modelos sem transversinas.

Esconsidade []	Integral (Menor inércia) [mm]	Integral (Maior inércia) [mm]	Semi-integral [mm]	Convencional [mm]
0	0,000	0,000	0,001	0,001
15	-0,033	-0,030	0,013	0,083
30	-0,367	-0,371	0,043	0,269
45	-0,478	-0,499	0,064	0,491

### 5.3.1.2 Modelos com transversinas intermediárias

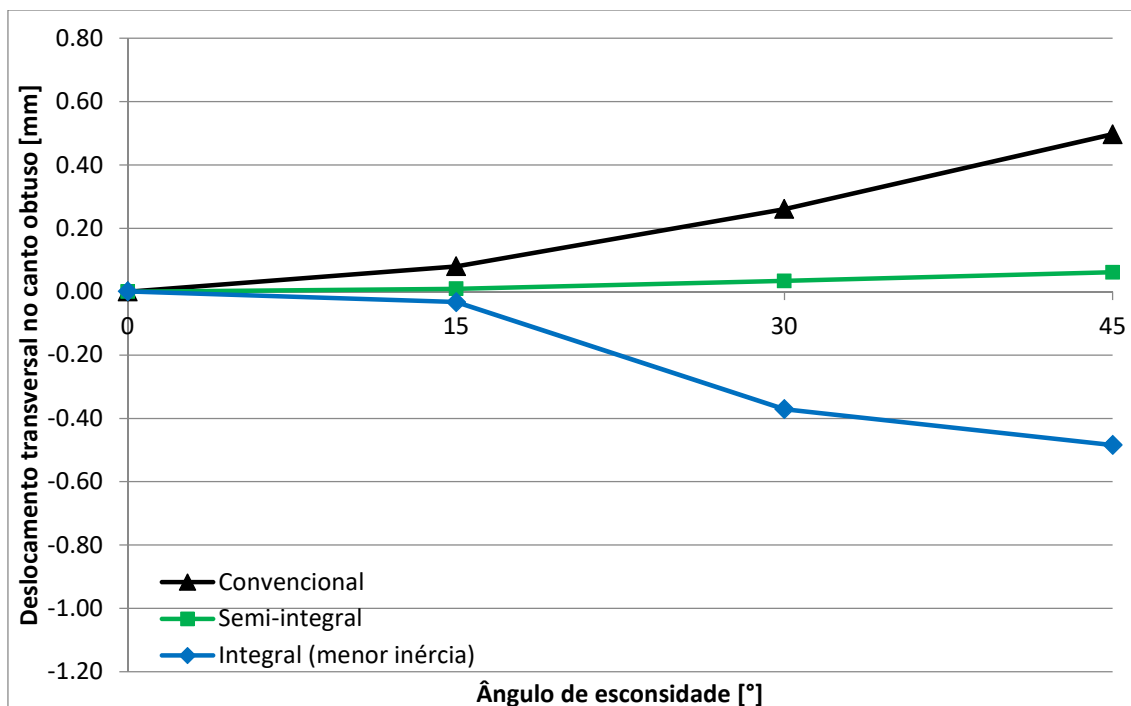


Figura 5. 73: Deslocamentos transversais no apoio do canto obtuso devidos à sobrecarga permanente nos modelos com transversinas intermediárias.

Tabela 5. 58: Deslocamentos transversais no apoio do canto obtuso devidos à sobrecarga permanente nos modelos com transversinas intermediárias.

Esconsidade [°]	Integral (Menor inércia) [mm]	Semi-integral [mm]	Convencional [mm]
0	0,001	0,000	0,000
15	-0,033	0,009	0,080
30	-0,371	0,034	0,261
45	-0,484	0,061	0,497

### 5.5.3.2 Carga móvel (momentos fletores máximos positivos na seção $S_4/S_5$ )

São mostrados, nas Figuras 5.74 e 5.75, os deslocamentos transversais no canto obtuso (Ponto 5) devidos à carga móvel (momentos fletores máximos positivos na seção  $S_4/S_5$ ) e, nas Tabelas 5.59 e 5.60, as suas magnitudes.

### 5.5.3.2.1 Modelos sem transversinas intermediárias

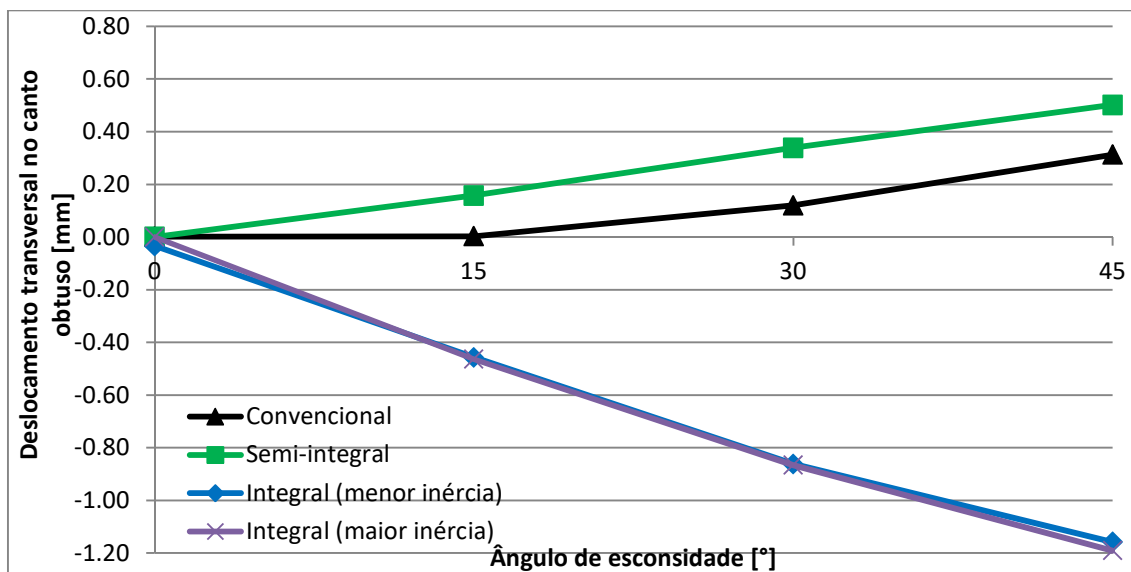


Figura 5. 74: Deslocamentos transversais no apoio do canto obtuso devidos à carga móvel (momentos fletores máximos positivos na seção  $S_4/S_5$ ) nos modelos sem transversinas intermediárias.

Tabela 5. 59: Deslocamentos transversais no apoio do canto obtuso devidos à carga móvel (momentos fletores máximos positivos na seção  $S_4/S_5$ ) nos modelos sem transversinas.

Esconsidade [°]	Integral (Menor inércia) [mm]	Integral (Maior inércia) [mm]	Semi-integral [mm]	Convencional [mm]
0	-0,034	0,000	0,000	0,002
15	-0,457	-0,464	0,158	0,003
30	-0,862	-0,866	0,339	0,120
45	-1,158	-1,191	0,502	0,313

### 5.5.3.2.2 Modelos com transversinas intermediárias

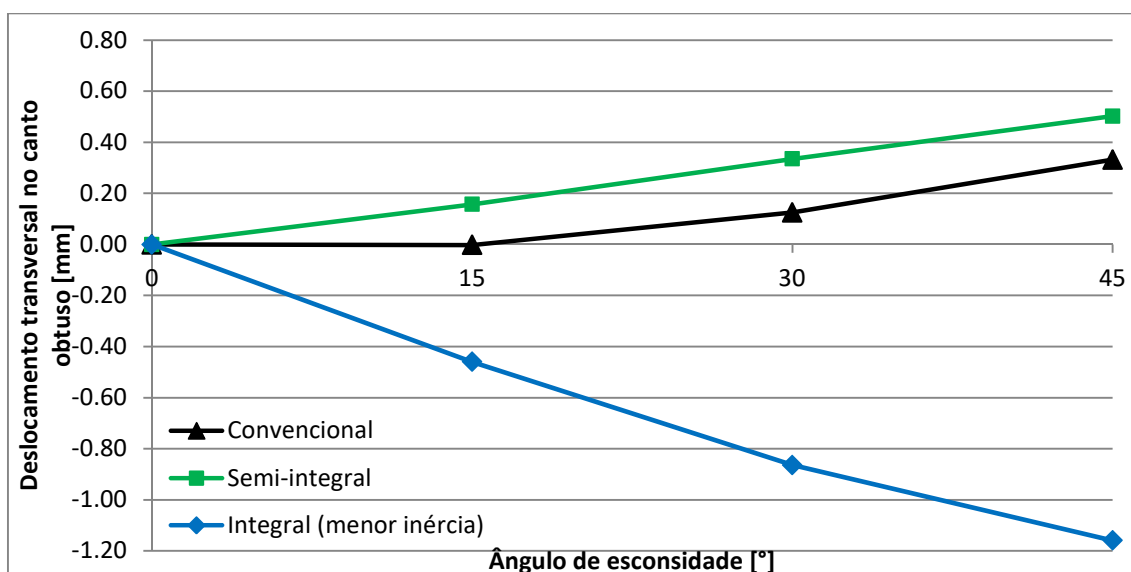


Figura 5. 75: Deslocamentos transversais no apoio do canto obtuso devidos à carga móvel (momentos fletores máximos positivos na seção  $S_4/S_5$ ) nos modelos com transversinas intermediárias.



Tabela 5. 60: Deslocamentos transversais no apoio do canto obtuso devidos à carga móvel (momentos fletores máximos positivos na seção  $S_4/S_5$ ) nos modelos com transversinas intermediárias.

Esconsidade [°]	Integral (Menor inércia) [mm]	Semi-integral [mm]	Convencional [mm]
0	0,000	0,000	0,000
15	-0,460	0,157	-0,002
30	-0,864	0,335	0,125
45	-1,159	0,502	0,332

### 5.5.3.3 Carga móvel (momentos fletores mínimos negativos na seção $S_{10}$ )

São mostrados, nas Figuras 5.76 e 5.77, os deslocamentos transversais no canto obtuso (Ponto 5) devidos à carga móvel que desperta momentos fletores mínimos negativos na seção  $S_{10}$  e, nas Tabelas 5.61 e 5.62, as suas magnitudes.

#### 5.5.3.3.1 Modelos sem transversinas intermediárias

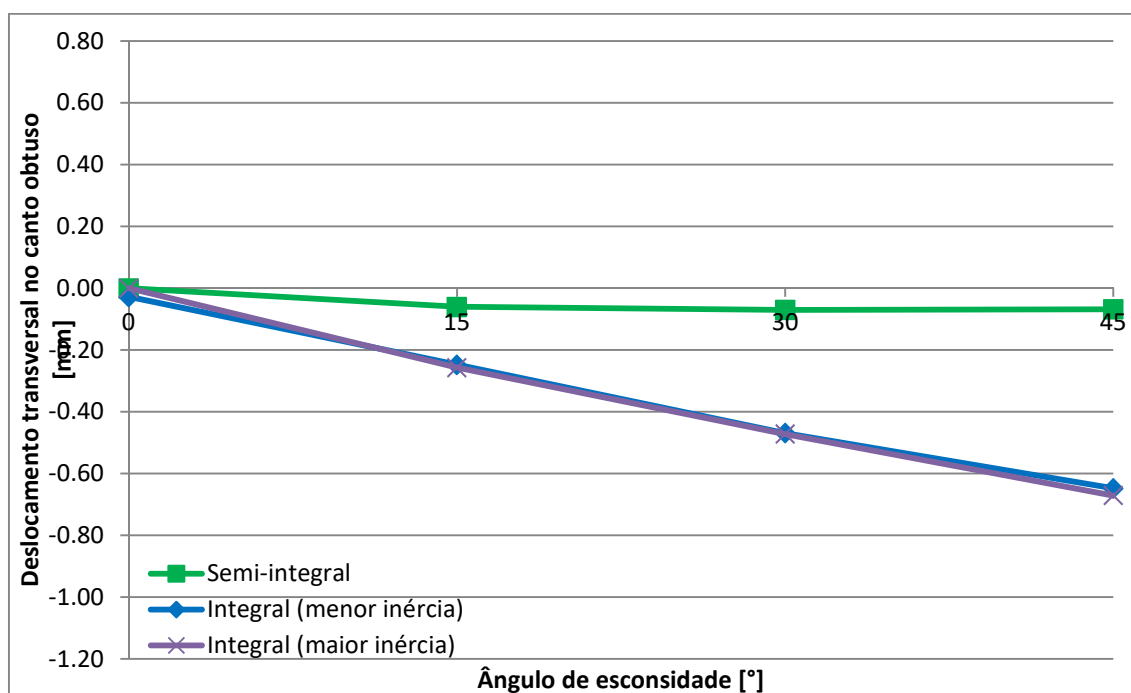


Figura 5. 76: Deslocamentos transversais no apoio do canto obtuso devidos à carga móvel (momentos fletores mínimos negativos na seção  $S_{10}$ ) nos modelos sem transversinas intermediárias.

Tabela 5. 61: Deslocamentos transversais no apoio do canto obtuso devidos à carga móvel (momentos fletores mínimos negativos na seção  $S_{10}$ ) nos modelos sem transversinas.

Esconsidade [°]	Integral (Menor inércia) [mm]	Integral (Maior inércia) [mm]	Semi-integral [mm]	Convencional [mm]
0	-0,028	0,000	0,000	-
15	-0,248	-0,257	-0,060	-
30	-0,469	-0,472	-0,070	-
45	-0,648	-0,671	-0,068	-

### 5.5.3.3.2 Modelos com transversinas intermediárias

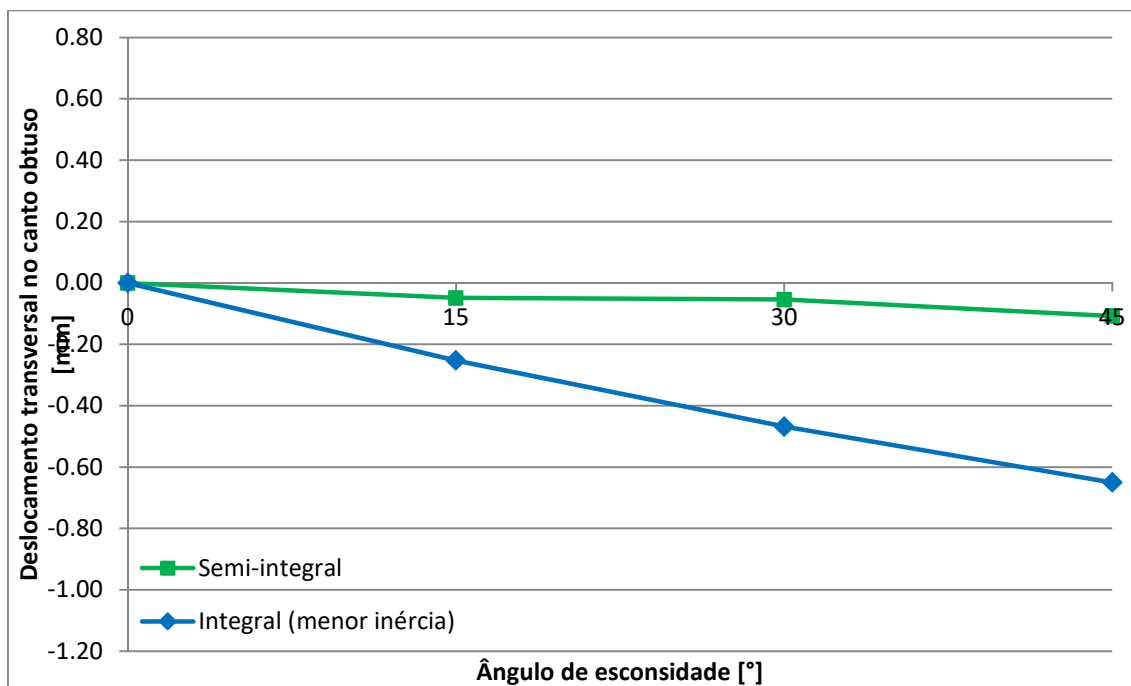


Figura 5. 77: Deslocamentos transversais no apoio do canto obtuso devidos à carga móvel (momentos fletores mínimos negativos na seção  $S_{10}$ ) nos modelos com transversinas intermediárias.

Tabela 5. 62: Deslocamentos transversais no apoio do canto obtuso devidos à carga móvel (momentos fletores mínimos negativos na seção  $S_{10}$ ) nos modelos com transversinas intermediárias.

Esconsidade [°]	Integral (Menor inércia) [mm]	Semi-integral [mm]	Convencional [mm]
0	0,000	0,000	-
15	-0,253	-0,049	-
30	-0,468	-0,054	-
45	-0,650	-0,108	-

### 5.5.3.4 Variação uniforme de temperatura

São mostrados, nas Figuras 5.78 e 5.79, os deslocamentos transversais no apoio do canto obtuso (Ponto 5) devidos à variação uniforme de temperatura e, nas Tabelas 5.63 e 5.64, as suas magnitudes.

### 5.5.3.4.1 Modelos sem transversinas intermediárias

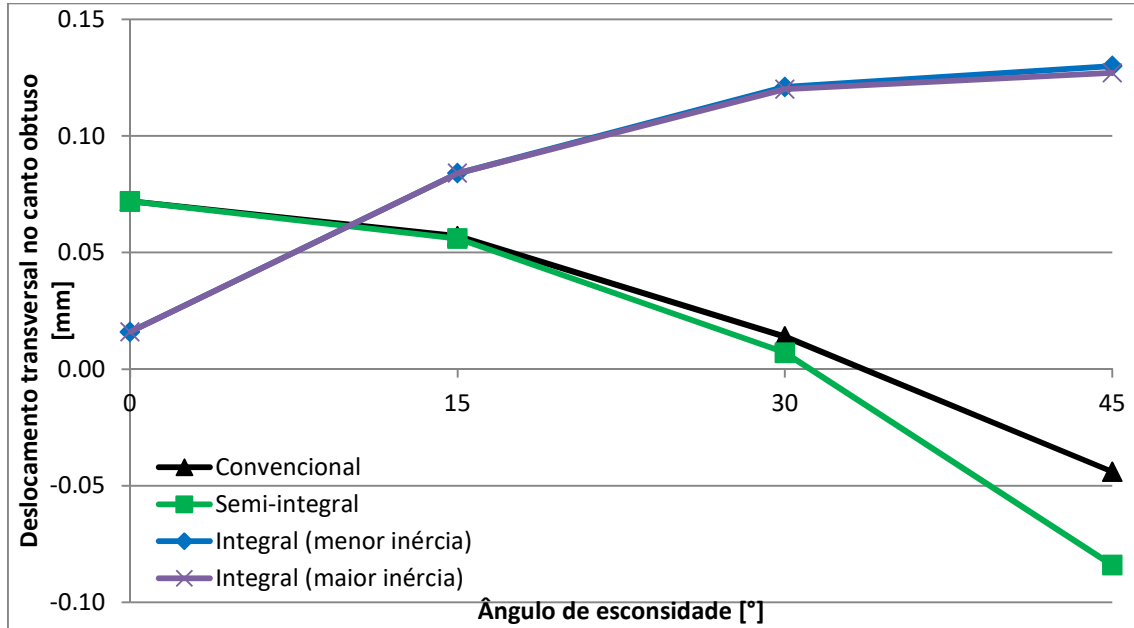


Figura 5. 78: Deslocamentos transversais no apoio do canto obtuso devidos à variação uniforme de temperatura nos modelos sem transversinas intermediárias.

Tabela 5. 63: Deslocamentos transversais no apoio do canto obtuso devidos à variação uniforme de temperatura nos modelos sem transversinas intermediárias.

Esconsidade [°]	Integral (Menor inércia) [mm]	Integral (Maior inércia) [mm]	Semi-integral [mm]	Convencional [mm]
0	0,016	0,016	0,072	0,072
15	0,084	0,084	0,056	0,057
30	0,121	0,120	0,007	0,014
45	0,130	0,127	-0,084	-0,044

### 5.5.3.4.2 Modelos com transversinas intermediárias

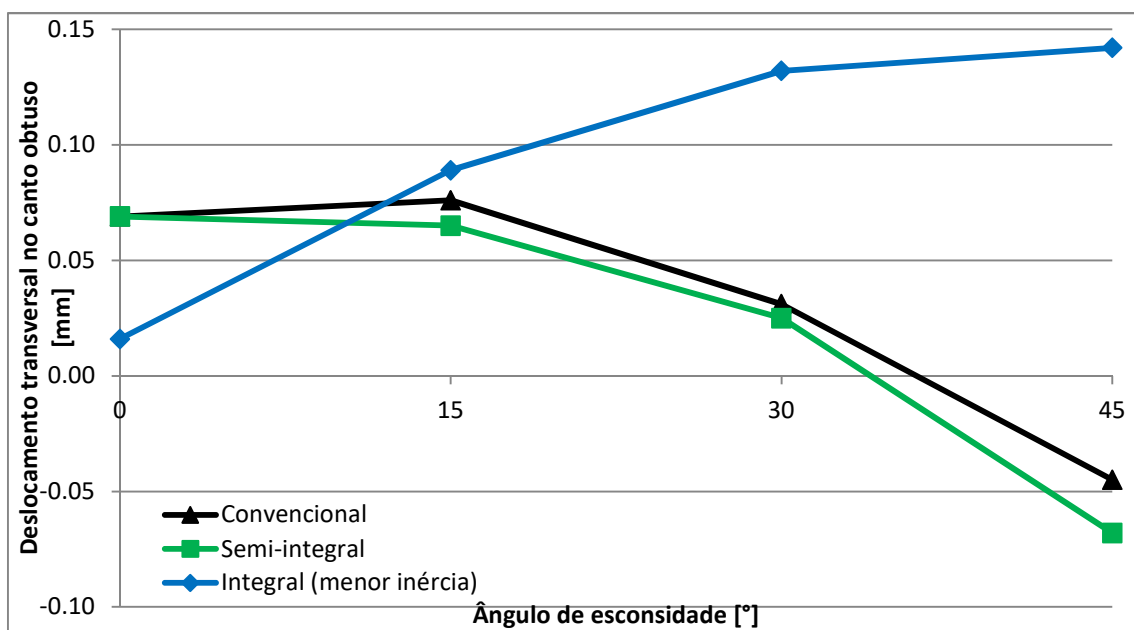


Figura 5. 79: Deslocamentos transversais no apoio do canto obtuso devidos à variação uniforme de temperatura nos modelos com transversinas intermediárias.

Tabela 5. 64: Deslocamentos transversais no apoio do canto obtuso devidos à variação uniforme de temperatura nos modelos com transversinas intermediárias.

Esconsidade [°]	Integral (Menor inércia) [mm]	Semi-integral [mm]	Convencional [mm]
0	0,016	0,069	0,069
15	0,089	0,065	0,076
30	0,132	0,025	0,031
45	0,142	-0,068	-0,045

### 5.5.3.5 Variação não-uniforme de temperatura

São mostrados, nas Figuras 5.80 e 5.81, os deslocamentos transversais no apoio do canto obtuso (Ponto 5) devidos à variação não-uniforme de temperatura e, nas Tabelas 5.65 e 5.66, as suas magnitudes.

#### 5.5.3.5.1 Modelos sem transversinas intermediárias

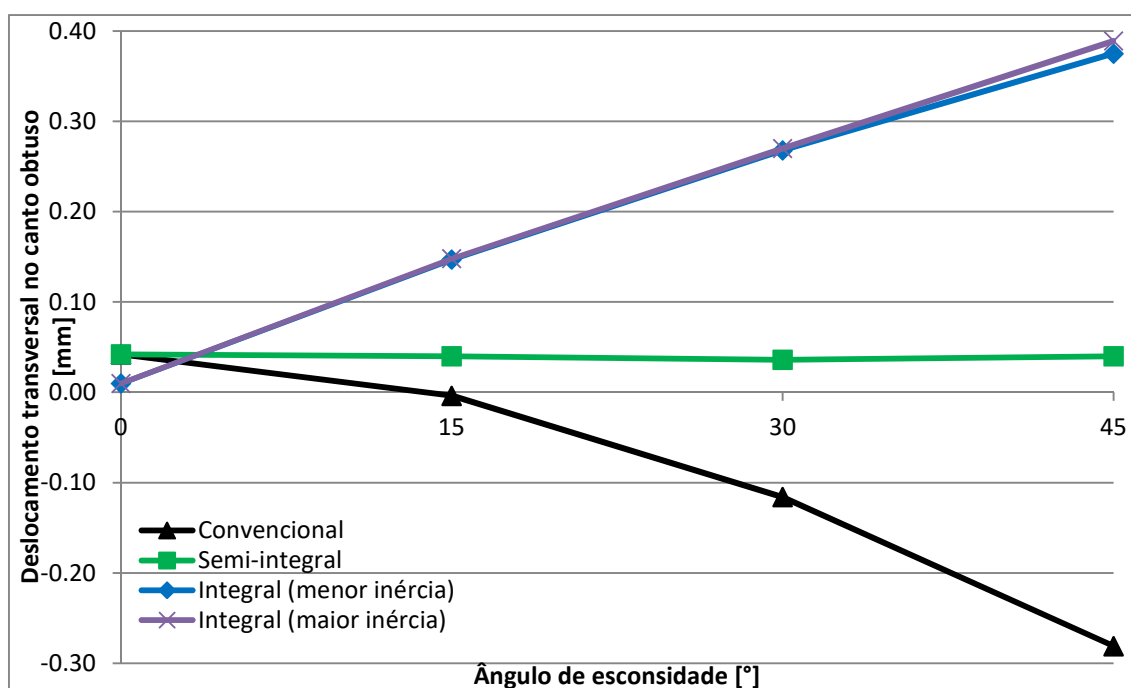


Figura 5. 80: Deslocamentos transversais no apoio do canto obtuso devidos à variação não-uniforme de temperatura nos modelos sem transversinas intermediárias.

Tabela 5. 65: Deslocamentos transversais no apoio do canto obtuso devidos à variação não-uniforme de temperatura nos modelos sem transversinas intermediárias.

Esconsidade [°]	Integral (Menor inércia) [mm]	Integral (Maior inércia) [mm]	Semi-integral [mm]	Convencional [mm]
0	0,010	0,010	0,042	0,042
15	0,147	0,148	0,040	-0,004
30	0,268	0,270	0,036	-0,116
45	0,375	0,389	0,040	-0,281

### 5.5.3.5.2 Modelos com transversinas intermediárias

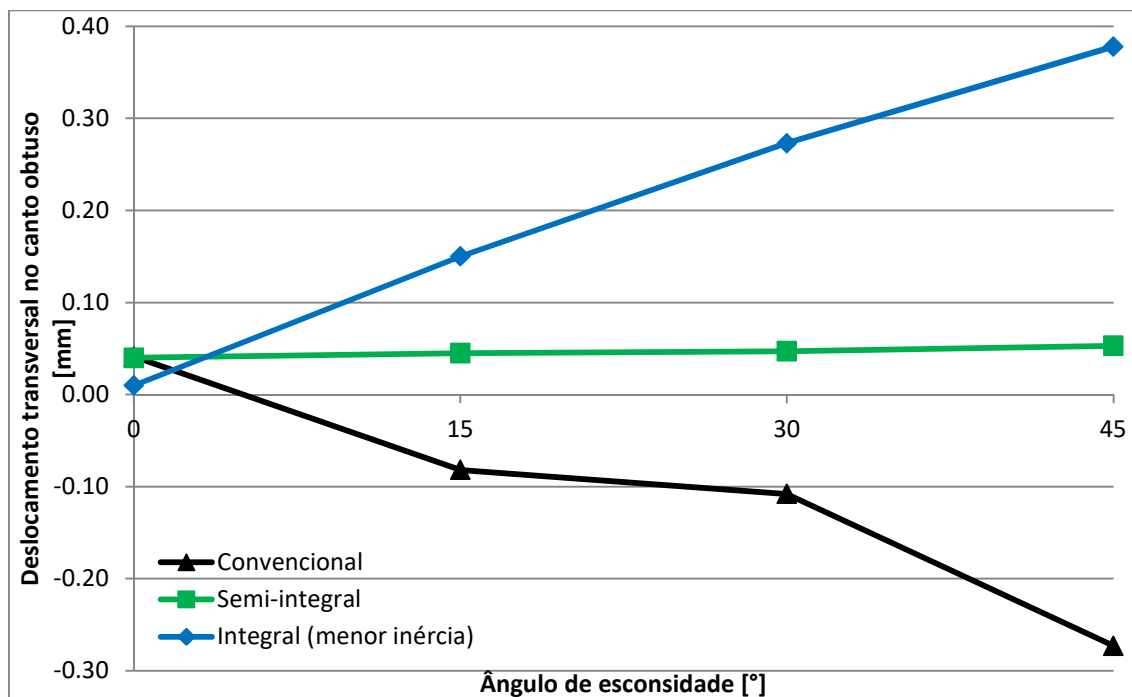


Figura 5. 81: Deslocamentos transversais no apoio do canto obtuso devidos à variação não-uniforme de temperatura nos modelos com transversinas intermediárias.

Tabela 5. 66: Deslocamentos transversais no apoio do canto obtuso devidos à variação não-uniforme de temperatura nos modelos com transversinas intermediárias.

Esconsidade [°]	Integral (Menor inércia) [mm]	Semi-integral [mm]	Convencional [mm]
0	0,010	0,040	0,041
15	0,150	0,045	-0,082
30	0,273	0,047	-0,108
45	0,378	0,053	-0,273

### 5.5.3.6 Empuxo de terra em uma extremidade

São mostrados, na Figura 5.82, os deslocamentos transversais no apoio do canto obtuso (Ponto 5) devidos ao empuxo de terra em uma extremidade (viadutos integrais) e, na Tabela 5.67, as suas magnitudes.

Tabela 5. 67: Deslocamentos transversais no apoio do canto obtuso devidos ao empuxo de terra em uma extremidade nos modelos integrais.

Esconsidade [°]	Sem Transversinas (Menor Inércia) [mm]	Sem Transversinas (Maior Inércia) [mm]	Com Transversinas Intermediárias [mm]
0	0,000	0,000	0,000
15	0,073	0,073	0,073
30	0,165	0,165	0,165
45	0,269	0,269	0,268

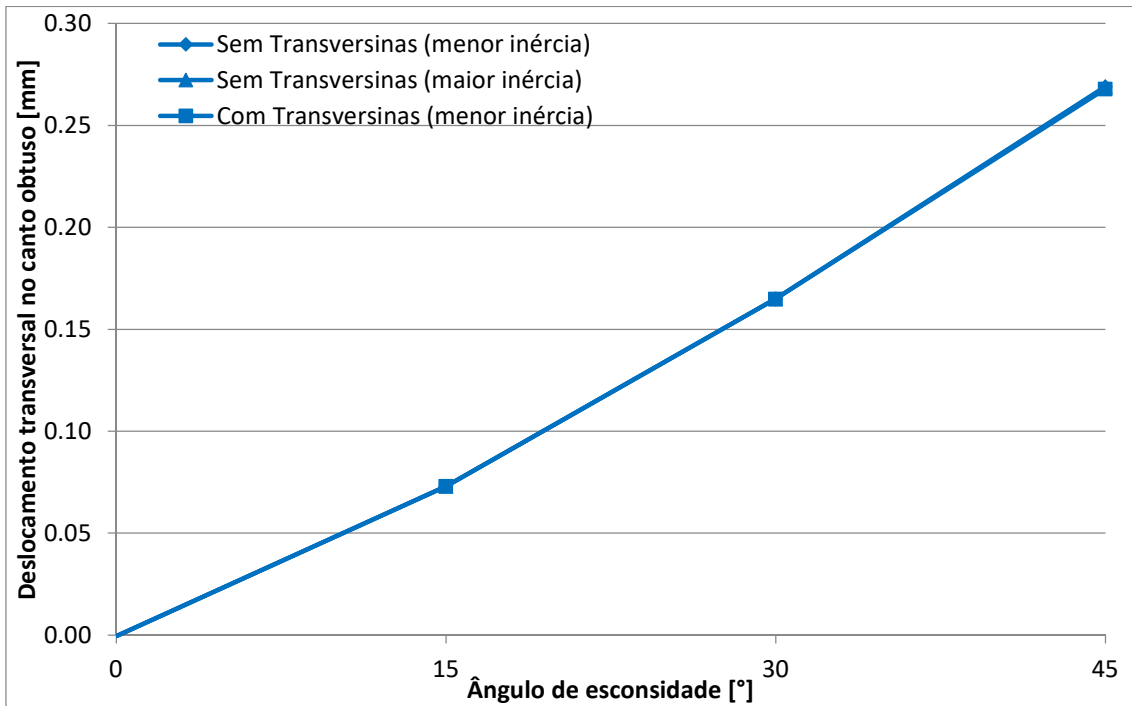


Figura 5. 82: Deslocamentos transversais no apoio do canto obtuso devidos ao empuxo de terra em uma extremidade nos modelos integrais.

#### 5.5.3.7 Empuxo de terra em ambas as extremidades

São mostrados, na Figura 5.83, os deslocamentos transversais no apoio do canto obtuso (Ponto 5) devidos ao empuxo de terra em ambas as extremidades (viadutos integrais) e, na Tabela 5.68, as suas magnitudes.

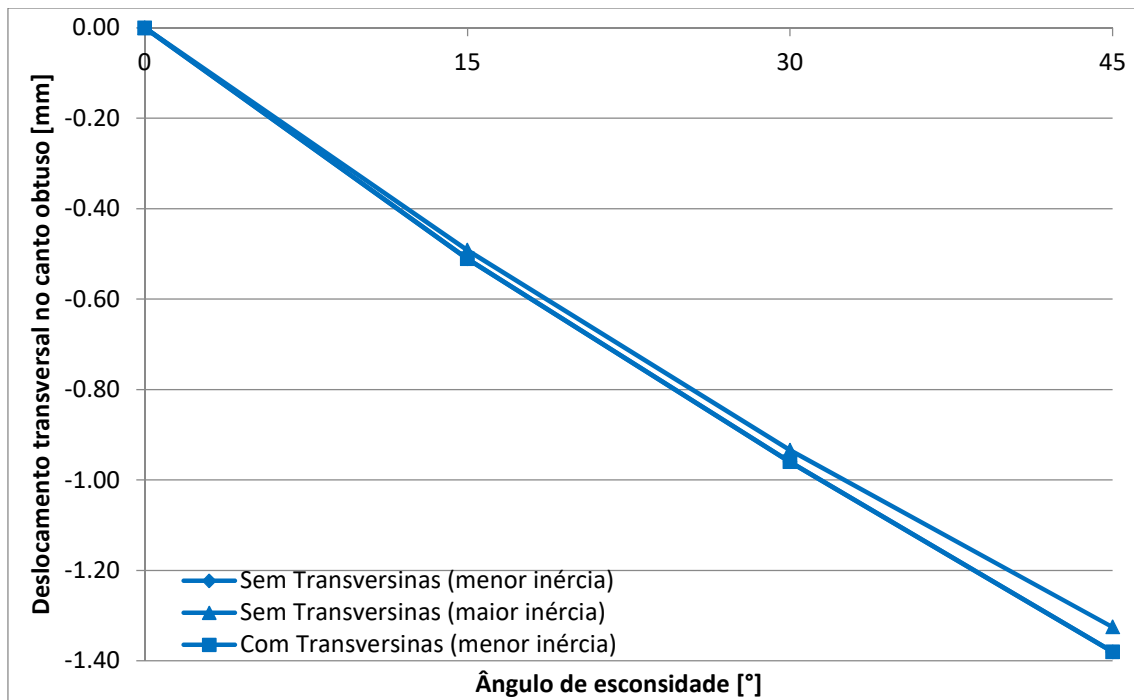


Figura 5. 83: Deslocamentos transversais no apoio do canto obtuso devidos ao empuxo de terra em ambas as extremidades nos modelos integrais.

Tabela 5. 68: Deslocamentos transversais no apoio do canto obtuso devidos ao empuxo de terra em ambas as extremidades nos modelos integrais.

Esconsidade [°]	Sem Transversinas (Menor Inércia) [mm]	Sem Transversinas (Maior Inércia) [mm]	Com Transversinas Intermediárias [mm]
0	0,000	-0,001	0,000
15	-0,511	-0,492	-0,511
30	-0,960	-0,934	-0,960
45	-1,380	-1,325	-1,380

### 5.5.3.8 Retração e fluência

São mostrados, nas Figuras 5.84 e 5.85, os deslocamentos transversais no apoio do canto obtuso (Ponto 5) devidos à retração e à fluência e, nas Tabelas 5.69 e 5.70, as suas magnitudes.

#### 5.5.3.8.1 Modelos sem transversinas intermediárias

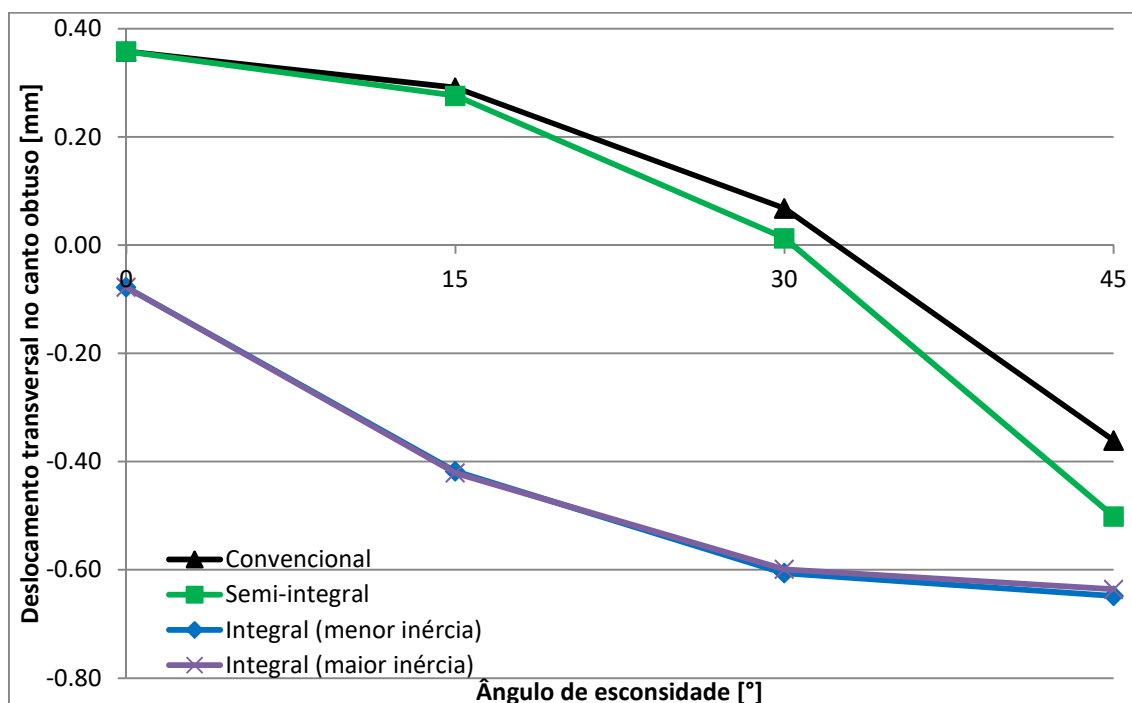


Figura 5. 84: Deslocamentos transversais no apoio do canto obtuso devidos à retração e à fluência nos modelos sem transversinas intermediárias.

Tabela 5. 69: Deslocamentos transversais no apoio do canto obtuso devidos à retração e à fluência nos modelos sem transversinas intermediárias.

Esconsidade [°]	Integral (Menor inércia) [mm]	Integral (Maior inércia) [mm]	Semi-integral [mm]	Convencional [mm]
0	-0,078	-0,078	0,358	0,358
15	-0,418	-0,421	0,276	0,291
30	-0,606	-0,599	0,013	0,068
45	-0,648	-0,636	-0,501	-0,361

### 5.5.3.8.2 Modelos com transversinas intermediárias

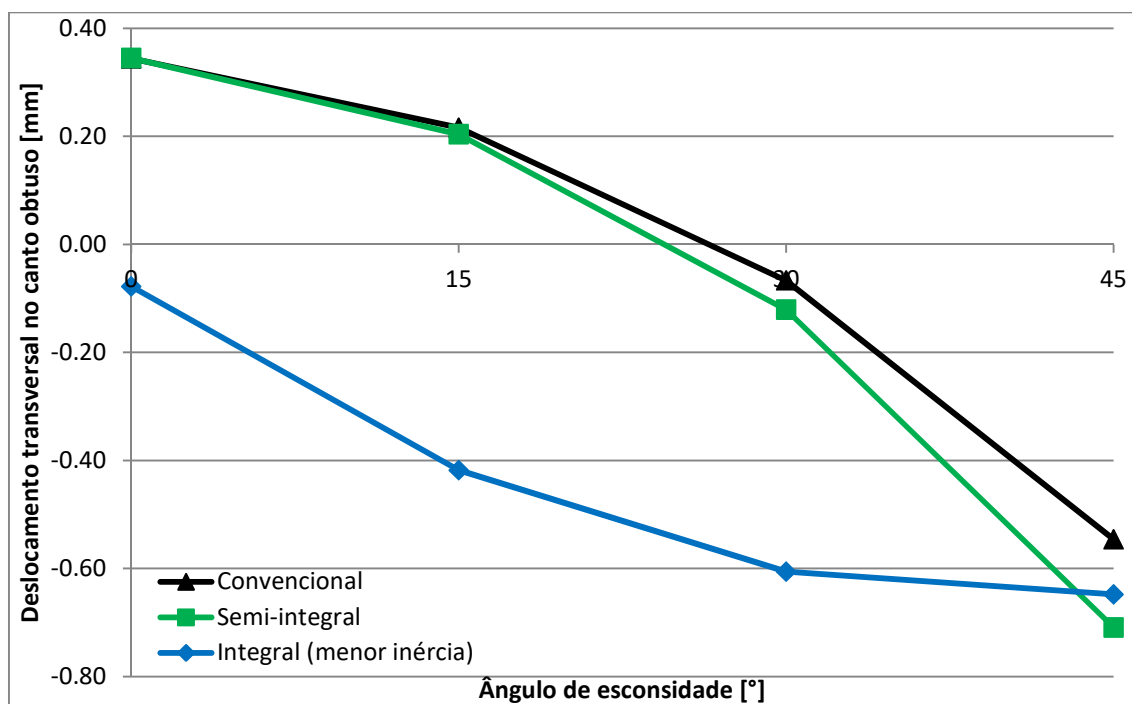


Figura 5. 85: Deslocamentos transversais no apoio do canto obtuso devidos à retração e à fluência modelos com transversinas intermediárias.

Tabela 5. 70: Deslocamentos transversais no apoio do canto obtuso devidos à retração e à fluência nos modelos com transversinas intermediárias.

Esconsidade [°]	Integral (Menor inércia) [mm]	Semi-integral [mm]	Convencional [mm]
0	-0,078	0,345	0,344
15	-0,418	0,204	0,216
30	-0,606	-0,121	-0,067
45	-0,648	-0,709	-0,546

### 5.5.4 Momentos Fletores na Laje

Com o propósito de ilustrar a distribuição dos momentos fletores na laje de sistemas estruturais esconsos com vigas múltiplas, são apresentadas as solicitações despertadas nos modelos sem transversinas e com esconsidade de 45°.

Observa-se que a distribuição dos momentos fletores tende a seguir a direção longitudinal das vigas, corroborando com o exposto na Figura 3.7.

#### 5.5.4.1 Sobrecarga permanente

São mostradas, nas Figuras 5.86 a 5.88, as distribuições de momentos fletores na laje devidas à sobrecarga permanente.



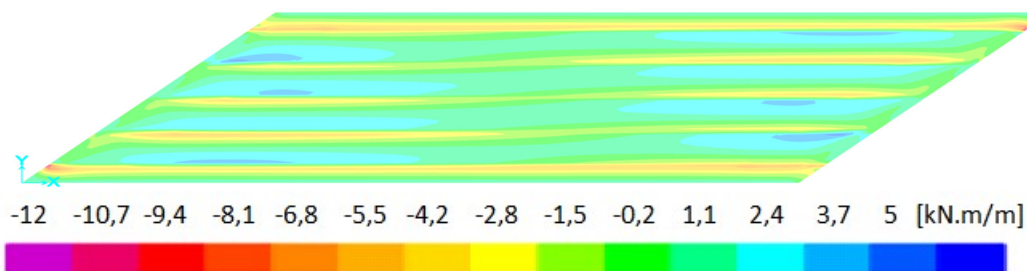


Figura 5. 86: Momento fletor ( $M_{22}$ ) na laje do modelo convencional devido à sobrecarga permanente.

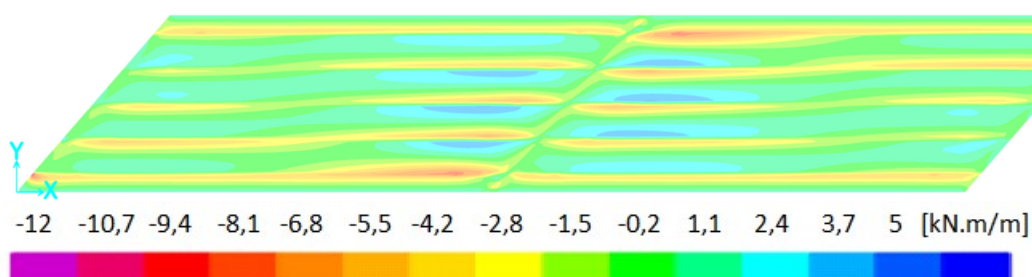


Figura 5. 87: Momento fletor ( $M_{22}$ ) na laje do modelo semi-integral devido à sobrecarga permanente.

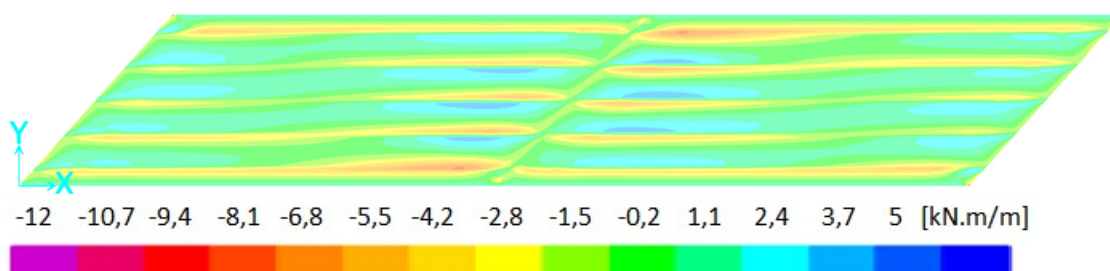


Figura 5. 88: Momento fletor ( $M_{22}$ ) na laje do modelo integral devido à sobrecarga permanente.

#### 5.5.4.2 Carga móvel (momentos fletores máximos positivos na seção $S_4/S_5$ )

São mostradas, nas Figuras 5.89 a 5.91, as distribuições de momentos fletores na laje devidas à carga móvel (momentos fletores máximos positivos na seção  $S_4/S_5$ ).

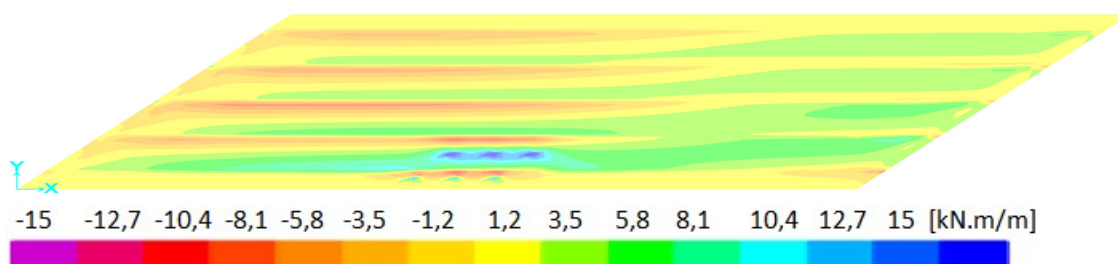


Figura 5. 89: Momento fletor ( $M_{22}$ ) na laje do modelo convencional devido à carga móvel (momentos fletores máximos positivos na seção  $S_4/S_5$ ).

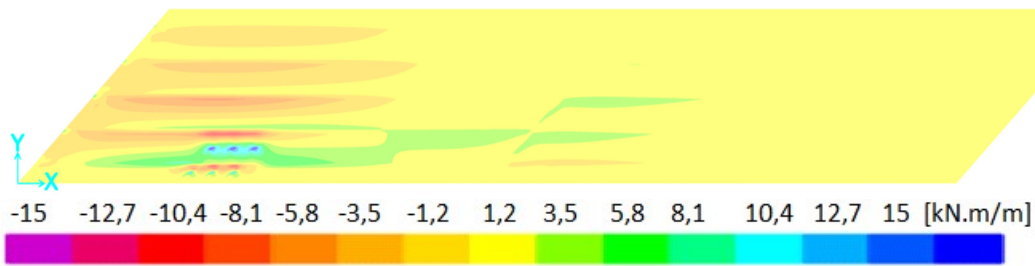


Figura 5. 90: Momento fletor ( $M_{22}$ ) na laje do modelo semi-integral devido à carga móvel (momentos fletores máximos positivos na seção  $S_4/S_5$ ).

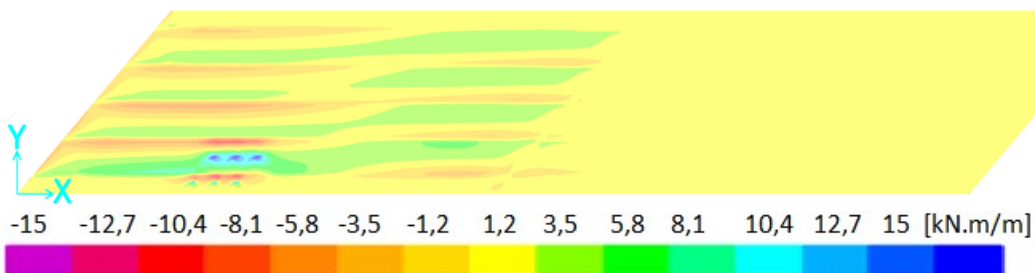


Figura 5. 91: Momento fletor ( $M_{22}$ ) na laje do modelo semi-integral devido à carga móvel (momentos fletores máximos positivos na seção  $S_4/S_5$ ).

#### 5.5.4.3 Carga móvel (*momentos fletores* mínimos negativos na seção $S_{10}$ )

São mostradas, nas Figuras 5.92 e 5.93, as distribuições de momentos fletores na laje devidas à carga móvel (momentos fletores mínimos negativos na seção  $S_{10}$ ).

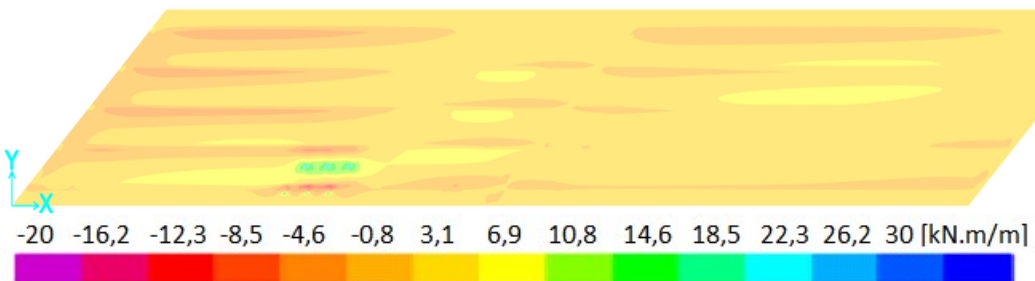


Figura 5. 92: Momento fletor ( $M_{22}$ ) na laje do modelo semi-integral devido à carga móvel (momentos fletores mínimos negativos na seção  $S_{10}$ ).

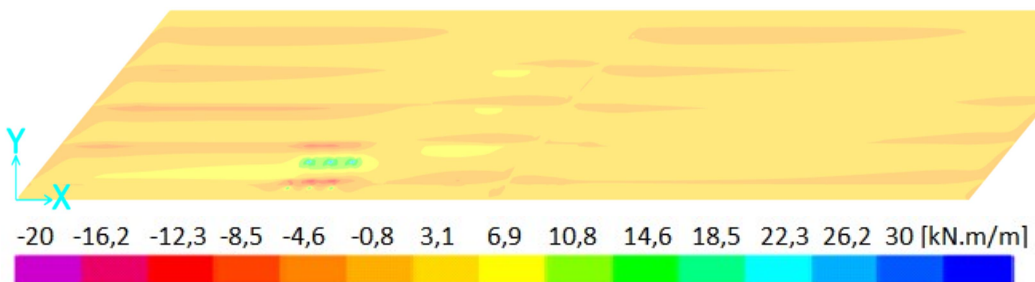


Figura 5. 93: Momento fletor ( $M_{22}$ ) na laje do modelo integral devido à carga móvel (momentos fletores mínimos negativos na seção  $S_{10}$ ).

#### 5.5.4.4 Variação uniforme de temperatura

É mostrada, na Figura 5.94, a distribuição de momentos fletores na laje devida à variação uniforme de temperatura.

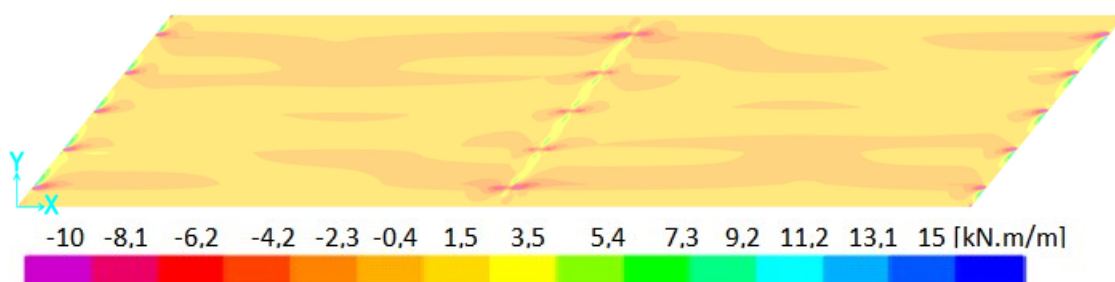


Figura 5. 94: Momento fletor ( $M_{22}$ ) na laje do modelo integral devido à variação uniforme de temperatura.

#### 5.5.4.5 Variação não-uniforme de temperatura

É mostrada, na Figura 5.95, a distribuição de momentos fletores na laje devida à variação não-uniforme de temperatura.

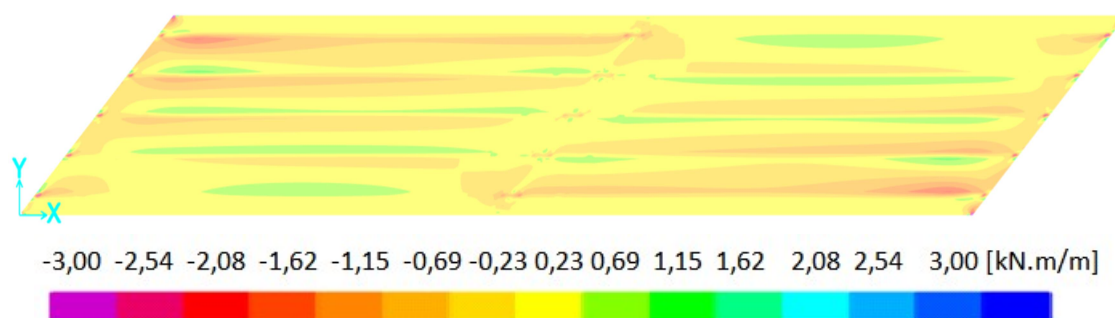


Figura 5. 95: Momento fletor ( $M_{22}$ ) na laje do modelo integral devido à variação não-uniforme de temperatura.

#### 5.5.4.6 Empuxo de terra em uma extremidade

É mostrada, na Figura 5.96, a distribuição de momentos fletores na laje devida ao empuxo de terra em uma extremidade.

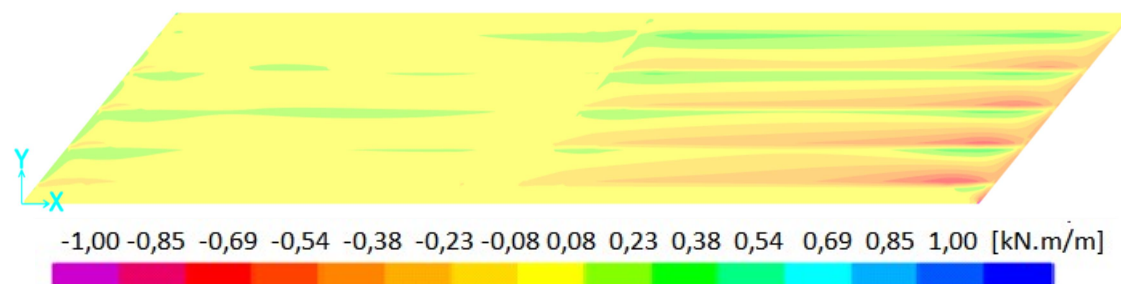


Figura 5. 96: Momento fletor ( $M_{22}$ ) na laje do modelo integral devido ao empuxo de terra em uma extremidade.

#### 5.5.4.7 Empuxo de terra em ambas as extremidades

É mostrada, na Figura 5.97, a distribuição de momentos fletores na laje devida ao empuxo de terra em ambas as extremidades.

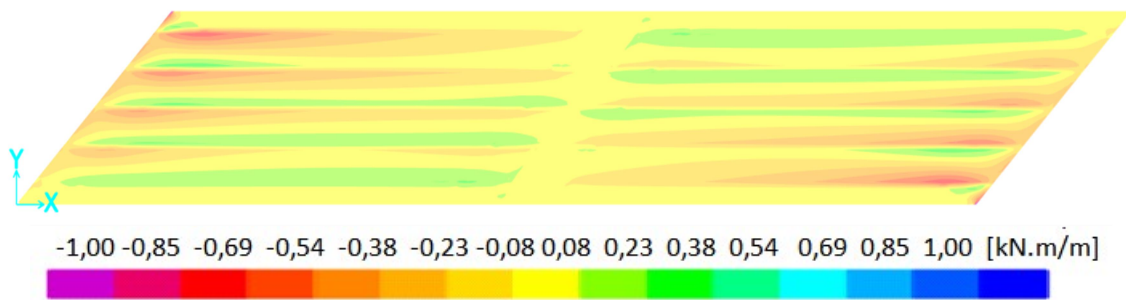


Figura 5. 97: Momento fletor ( $M_{22}$ ) na laje do modelo integral devido ao empuxo de terra em ambas as extremidades.

#### 5.5.4.8 Retração e fluência

É mostrada, na Figura 5.98, a distribuição de momentos fletores na laje devida à retração e à fluência.

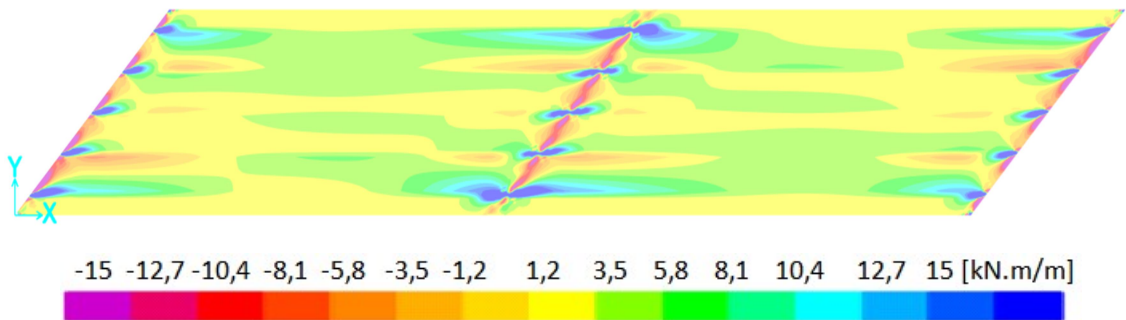


Figura 5. 98: Momento fletor ( $M_{22}$ ) na laje do modelo integral devido à retração e à fluência.

## 6 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Os resultados apresentados no capítulo anterior são aqui analisados visando avaliar a influência da esconsidade e das transversinas nas solicitações dimensionantes (momentos fletores e solicitações cortantes).

Os resultados são apresentados por meio de relações adimensionais aqui denominadas de fatores de momento fletor e de solicitação cortante, apresentados, respectivamente, nas Eq. 6.1 e 6.2 a seguir:

$$\text{Fator de Momento Fletor} = \frac{M_e}{M_0} \quad (6.1)$$

$$\text{Fator de Solicitação Cortante} = \frac{V_e}{V_0} \quad (6.2)$$

onde:

$M_e$  e  $V_e$  são as magnitudes de momento fletor e de solicitação cortante, respectivamente, obtidas nos modelos esconsos;

$M_0$  e  $V_0$  são as magnitudes de momento fletor e de solicitação cortante, respectivamente, obtidas nos modelos ortogonais.

### 6.1 Momento Fletor

Neste item são apresentados os gráficos da variação do fator de momento fletor na longarina externa em função do ângulo de esconsidade.

Como pode ser observado na Tabela 5.14, ocorre redução do momento fletor no meio do vão (máximo positivo) com o aumento da esconsidade em todos os modelos, corroborando com os resultados obtidos por OLIVEIRA (2015), KHALOO e MIRZABOZORG (2003) e BISHARA *et al.* (1993).

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 6.1. 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 6.2.

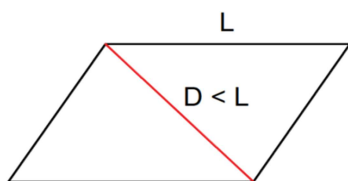


Figura 6. 1: Representação esquemática da redução da distância entre os pontos de apoios (pela diagonal) em uma ponte esconsa.

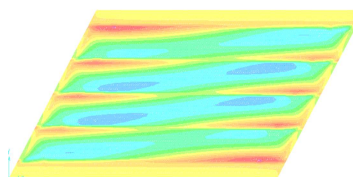


Figura 6. 2: Desvio da distribuição de momentos fletores  $M_{22}$  na laje devido à esconsidade.

Baseado no estudo paramétrico, observou-se que a influência da escondidade torna-se desprezível para ângulos de escondidade de até 15°.

Os momentos fletores máximos positivos apresentados nos viadutos convencionais (seção S<sub>5</sub>) são superiores aos apresentados nos modelos semi-integrais (seção S<sub>4</sub>) em média 59%, sob a ação da sobrecarga permanente, e 19%, sob a ação da carga móvel (momentos fletores máximos positivos na seção S<sub>4</sub>/S<sub>5</sub>).

Os momentos fletores máximos positivos despertados nos viadutos semi-integrais (seção S<sub>4</sub>) são superiores aos apresentados nos modelos integrais (seção S<sub>4</sub>) em média 21%, sob a ação da sobrecarga permanente, e 17%, sob a ação da carga móvel (momentos fletores máximos positivos na seção S<sub>4</sub>/S<sub>5</sub>).

Este comportamento é decorrente da presença de momentos fletores negativos nos apoios, como indicado na Figura 6.3.

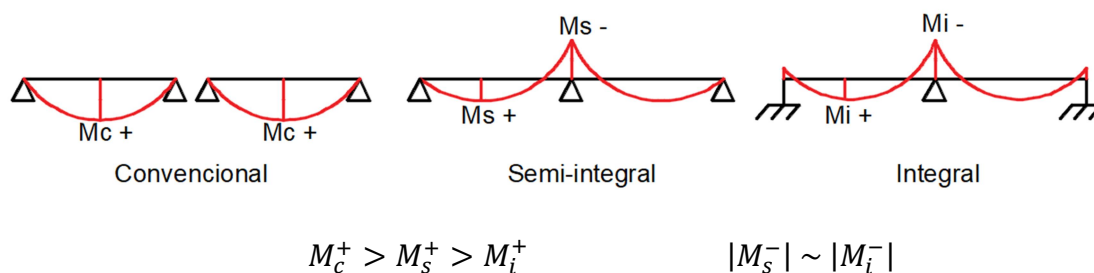


Figura 6. 3: Comparação entre momentos fletores de diferentes tipos de sistemas estruturais.

Os momentos fletores mínimos negativos (seção S<sub>10</sub>) nos viadutos semi-integrais são superiores (em módulo) aos verificados nos integrais, em média 9%, sob a ação da sobrecarga permanente, e 17%, sob a ação da carga móvel (momentos fletores máximos positivos na seção S<sub>4</sub>/S<sub>5</sub>).

Constata-se também uma acentuação tênue do momento fletor nos cantos obtusos à medida que se aumenta o ângulo de escondidade, conforme apresentado na Figura 6.4. A presença de transversinas intermediárias intensifica esse efeito.

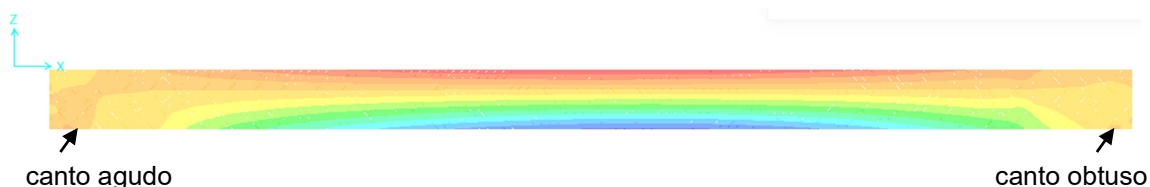


Figura 6. 4: Desvio das tensões máximas na direção do canto obtuso – viga externa do viaduto convencional, com escondidade de 45°.

A presença de transversinas paralelas aos encontros proporcionou ainda 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 tenderam a se aproximar, como representado na Figura 6.5.

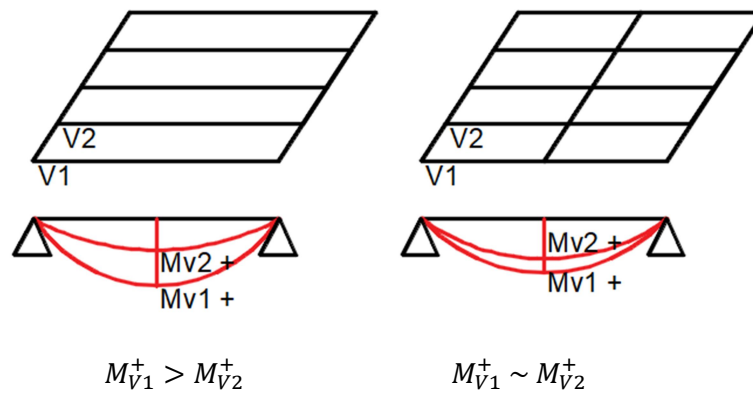


Figura 6. 5: Redistribuição de momentos fletores devido à presença de transversinas.

A mudança da orientação das estacas metálicas praticamente não alterou os momentos fletores despertados.

### 6.1.1 Seção $S_0$

As Figuras 6.6 a 6.13 mostram a variação do fator de momento fletor na seção  $S_0$  da viga externa dos viadutos integrais em função do ângulo de esconsidade.

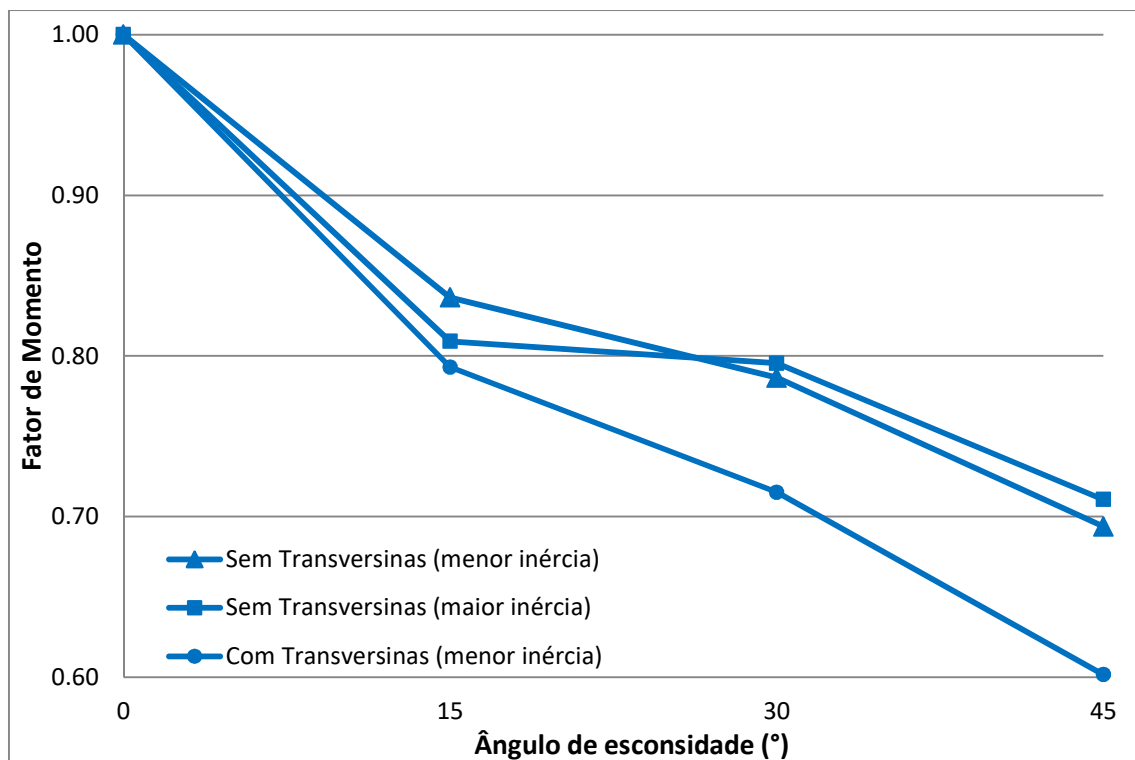


Figura 6. 6: Variação do fator de momento fletor na seção  $S_0$  devido à sobrecarga permanente nos viadutos integrais.

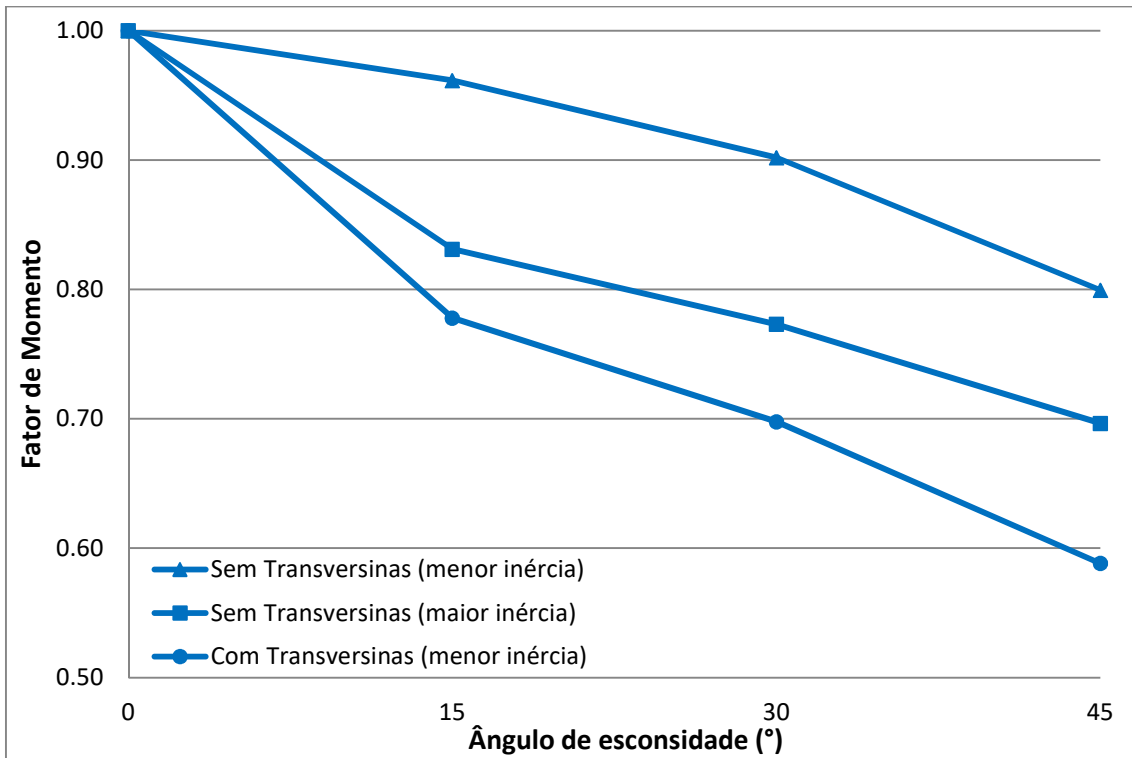


Figura 6. 7: Variação do fator de momento flexor na seção  $S_0$  devido à carga móvel (momentos fletores máximos positivos na seção  $S_4$ ) nos viadutos integrais.

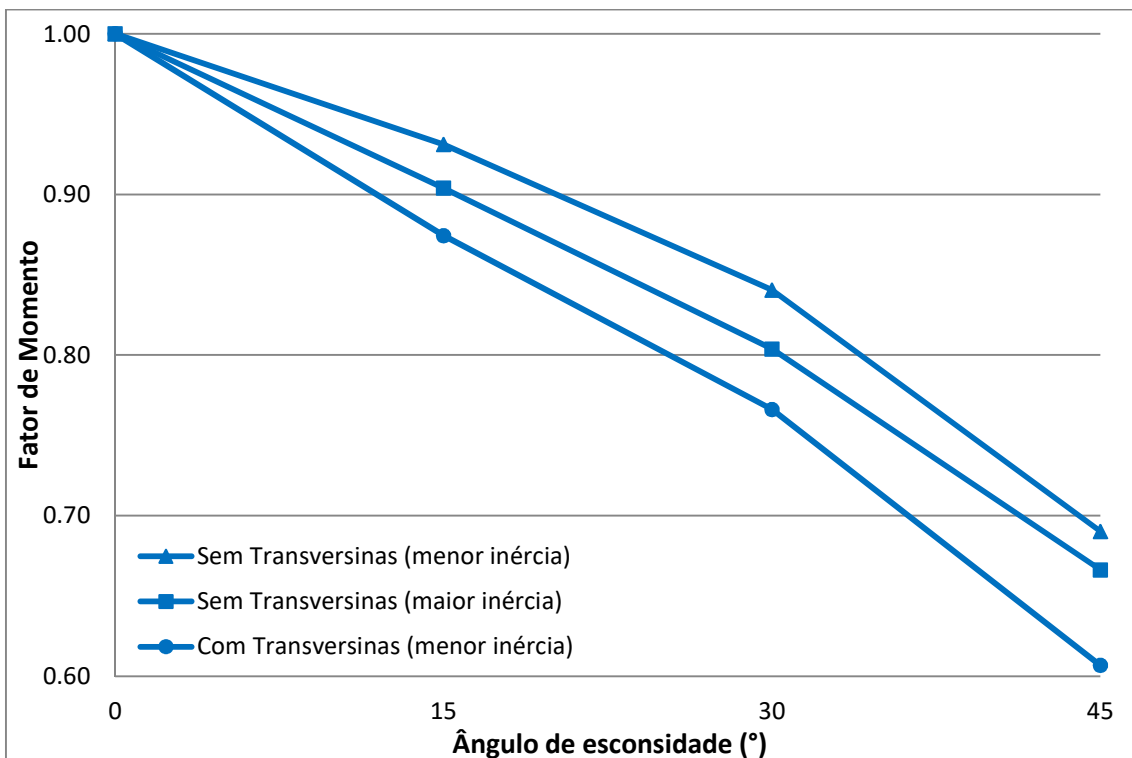


Figura 6. 8: Variação do fator de momento flexor na seção  $S_0$  devido à carga móvel (momentos fletores mínimos negativos na seção  $S_{10}$ ) nos viadutos integrais.



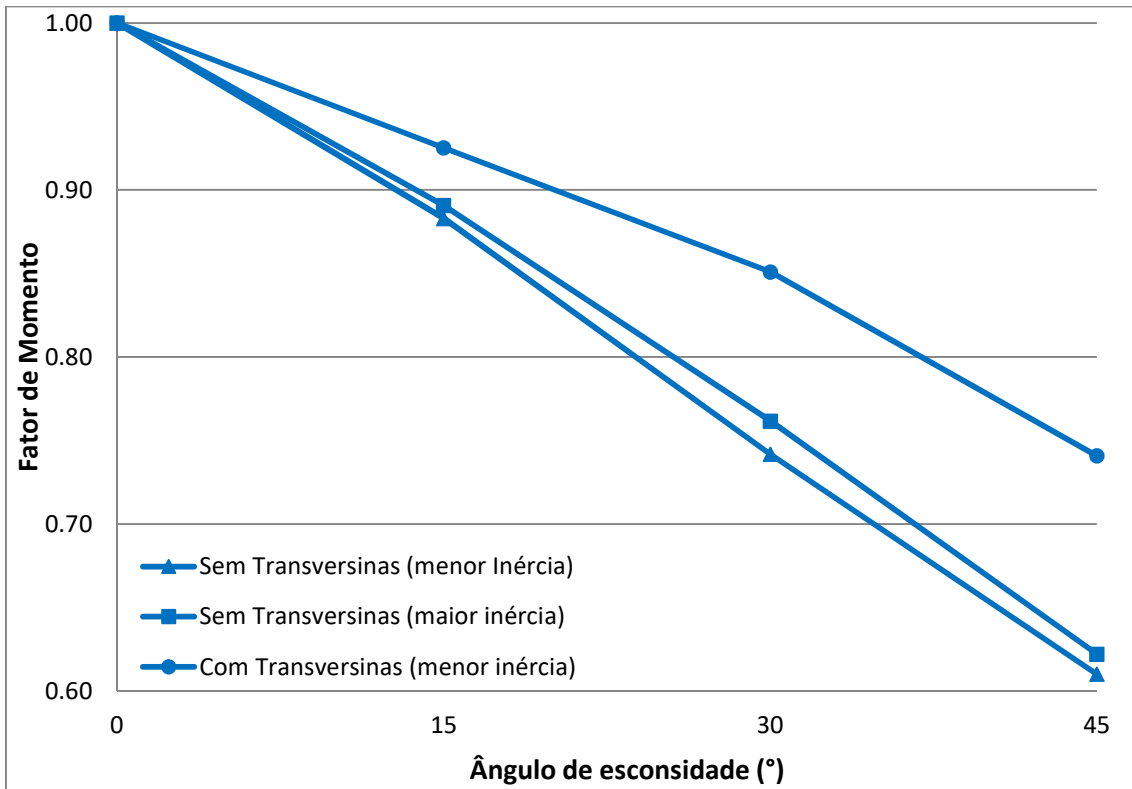


Figura 6. 9: Variação do fator de momento fletor na seção S<sub>0</sub> devido à variação uniforme de temperatura nos viadutos integrais.

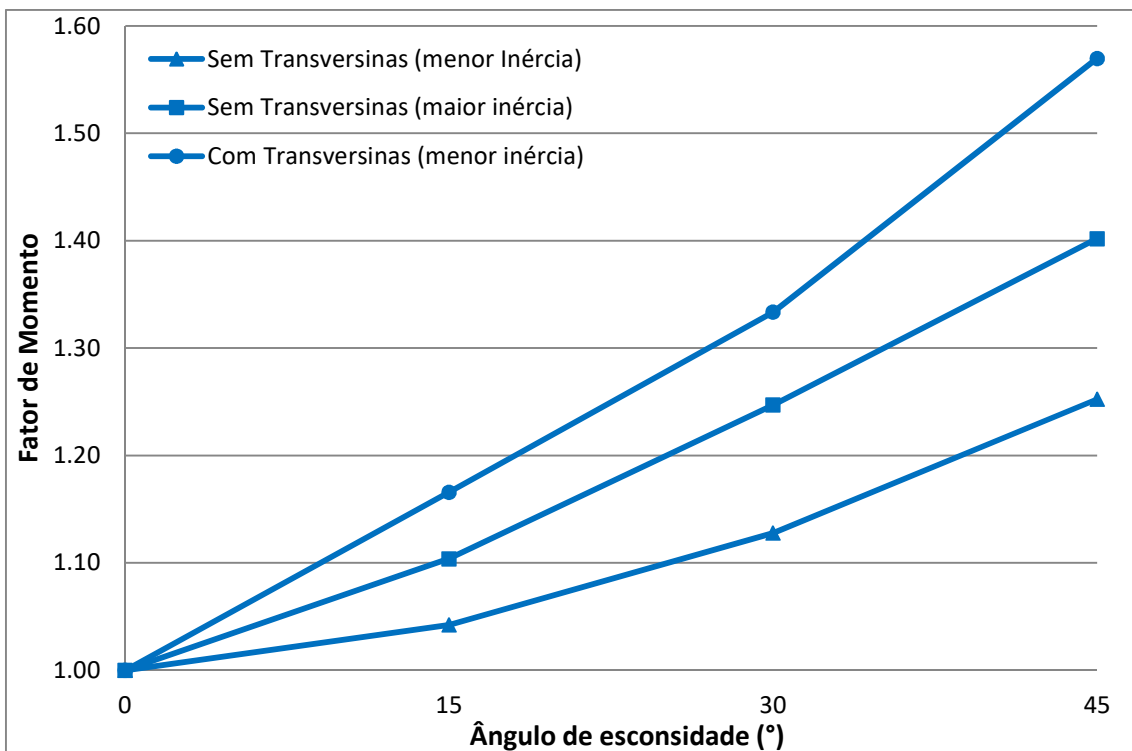


Figura 6. 10: Variação do fator de momento fletor na seção S<sub>0</sub> devido à variação não-uniforme de temperatura nos viadutos integrais.

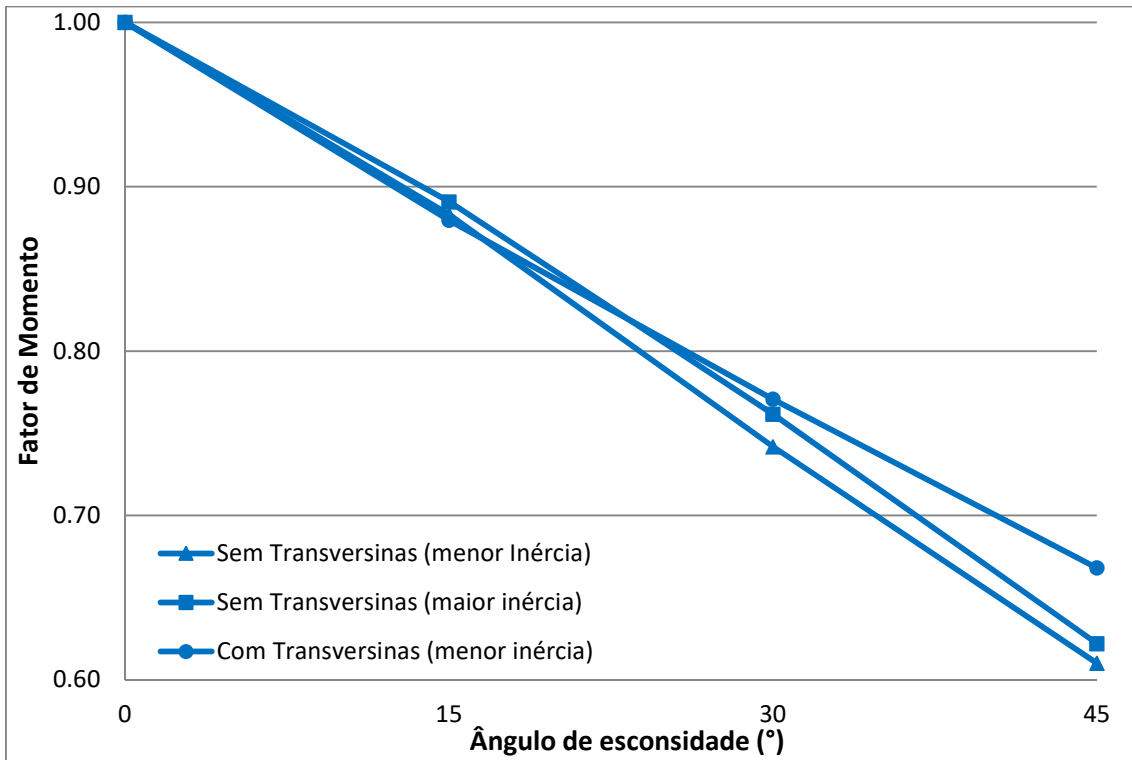


Figura 6. 11: Variação do fator de momento fleter na seção  $S_0$  devido à retração e à fluência nos viadutos integrais.

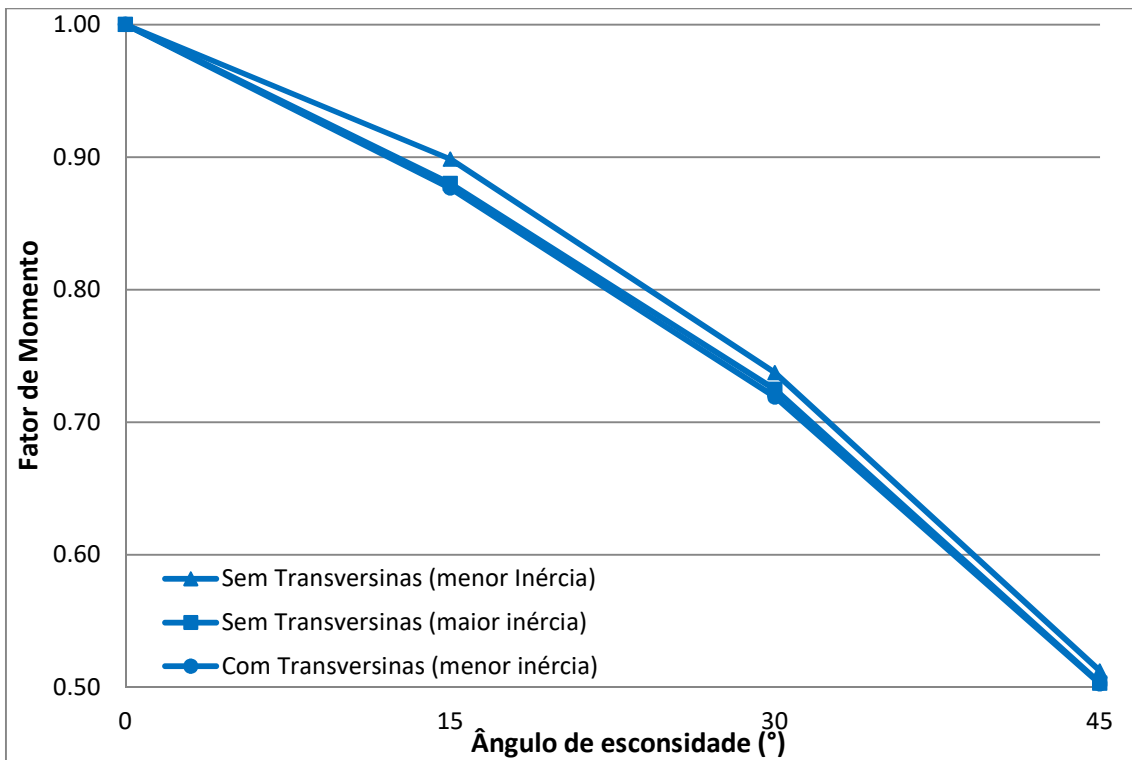


Figura 6. 12: Variação do fator de momento fleter na seção  $S_0$  devido ao empuxo de terra em uma extremidade nos viadutos integrais.

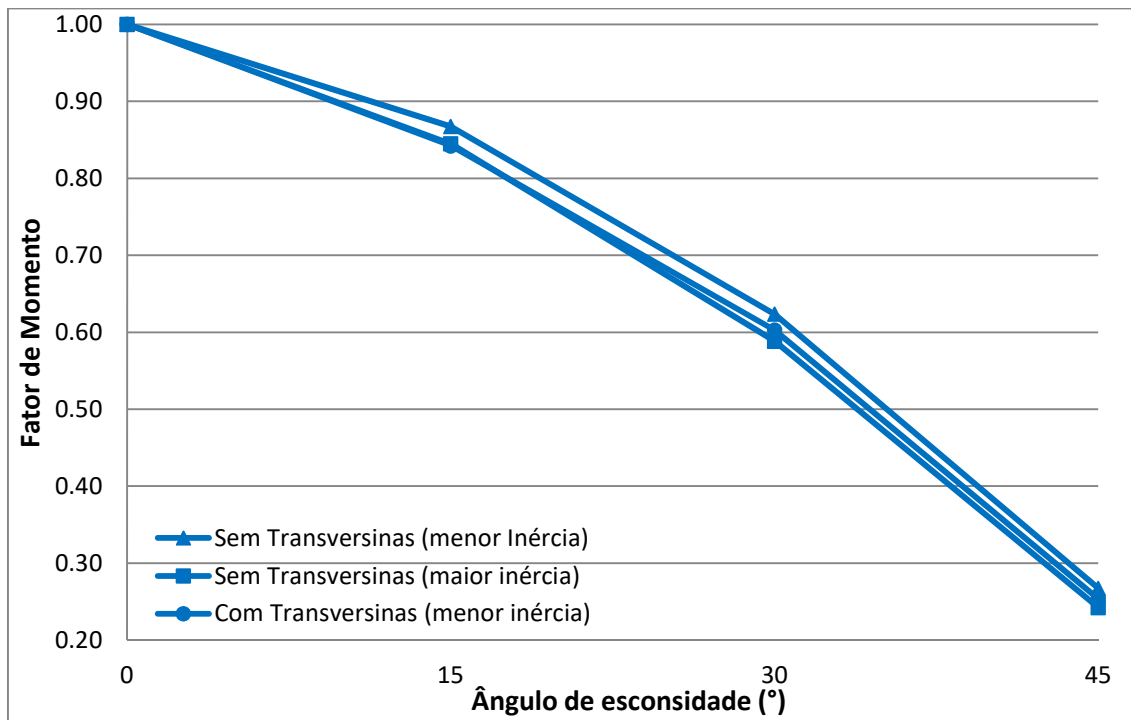


Figura 6. 13: Variação do fator de momento fletor na seção  $S_0$  devido ao empuxo de terra em ambas as extremidades nos viadutos integrais.

A partir da análise dos momentos fletores na seção  $S_0$ , pode-se concluir que:

- Os momentos fletores tendem a apresentar redução à medida que a esconsidade aumenta, exceto em relação ao carregamento de variação não-uniforme de temperatura;
- A presença de transversinas induz acentuação na redução dos fatores de momento fletor (exceto naqueles despertados pela variação uniforme, pela variação não-uniforme de temperatura e pela retração e fluência);
- A orientação das estacas com eixo de maior inércia paralelo à direção longitudinal do viaduto provoca:
  - Expressiva acentuação no decréscimo dos fatores de momento fletor despertados pela carga móvel (momentos fletores máximos positivos na seção  $S_4$ ), em média de 10%;
  - Aumento médio de 7% dos fatores de momento fletor despertados pela variação não-uniforme de temperatura;
  - Nas demais ações, os fatores de momento fletor despertados nos modelos sem transversinas possuem valores próximos.

#### 6.1.2 Seções $S_4/S_5$ (Máximo Positivo)

Neste item apresenta-se a variação do fator de momento fletor na seção  $S_4$  da viga externa dos viadutos integrais e semi-integrais e na seção  $S_5$  dos viadutos convencionais em função do ângulo de esconsidade.

### 6.1.2.1 Sobrecarga Permanente

As Figuras 6.14 e 6.15 apresentam a variação do fator de momento devida à sobrecarga permanente fletor em função do ângulo de escuridade.

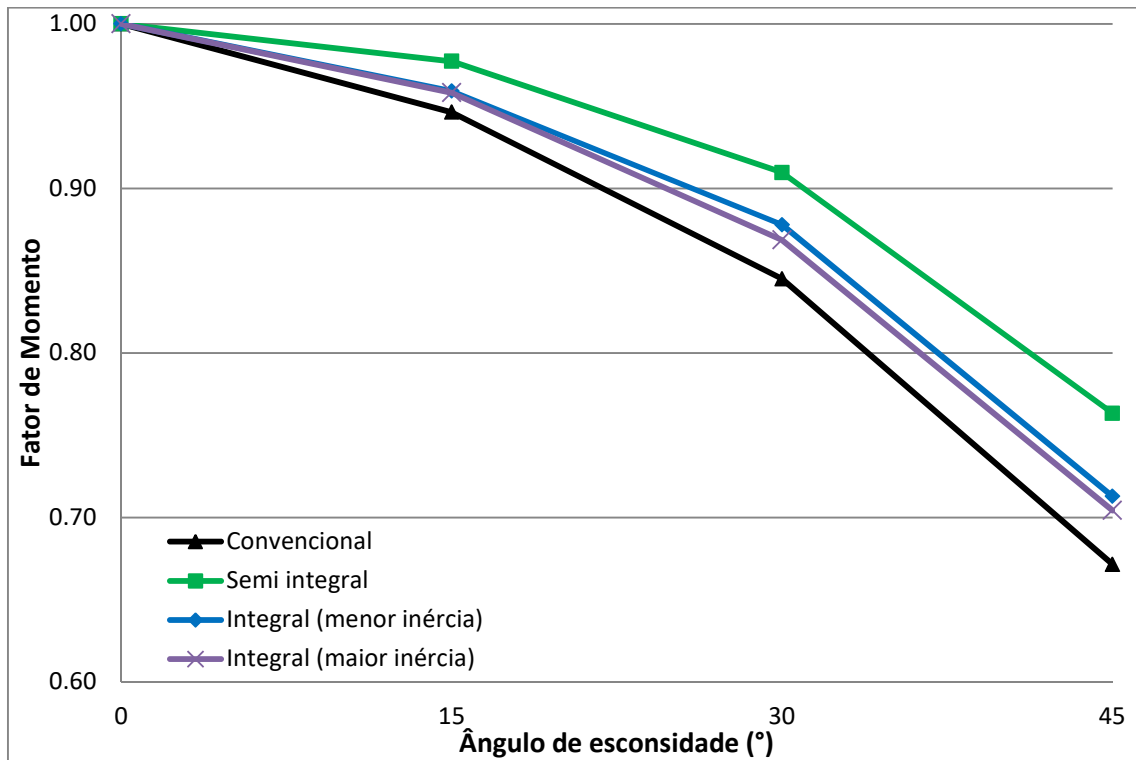


Figura 6. 14: Variação do fator de momento fletor na seção  $S_4/S_5$  devido à sobrecarga permanente nos modelos sem transversinas intermediárias.

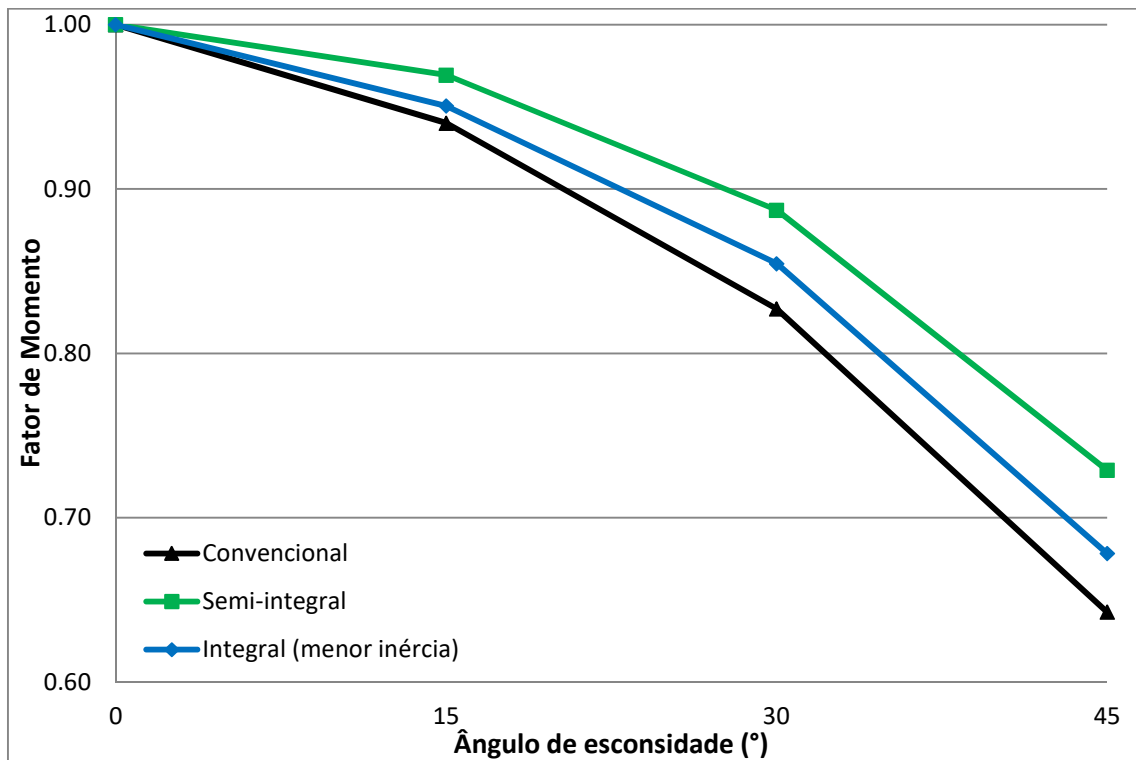


Figura 6. 15: Variação do fator de momento fletor na seção  $S_4/S_5$  devido à sobrecarga permanente nos modelos com transversinas intermediárias.

A partir da análise dos momentos fletores na seção  $S_4/S_5$  por ação de sobrecarga permanente, pode-se concluir que:

- Os momentos fletores tendem a apresentar redução à medida que a esconsidade aumenta, sendo a redução máxima (esconsidade de  $45^\circ$ ) de aproximadamente 30% em relação aos modelos ortogonais;
- A presença de transversinas induz redução um pouco mais acentuada dos fatores de momento fletor, em média 3% superior à apresentada pelos modelos sem transversinas;
- A orientação das estacas não influencia esta solicitação.

#### 6.1.2.2 Carga Móvel (Momentos Fletores Máximos Positivos na Seção $S_4/S_5$ )

As Figuras 6.16 e 6.17 apresentam a variação do fator de momento fletor devida à carga móvel (momentos fletores máximos positivos na seção  $S_4/S_5$ ) em função do ângulo de esconsidade.

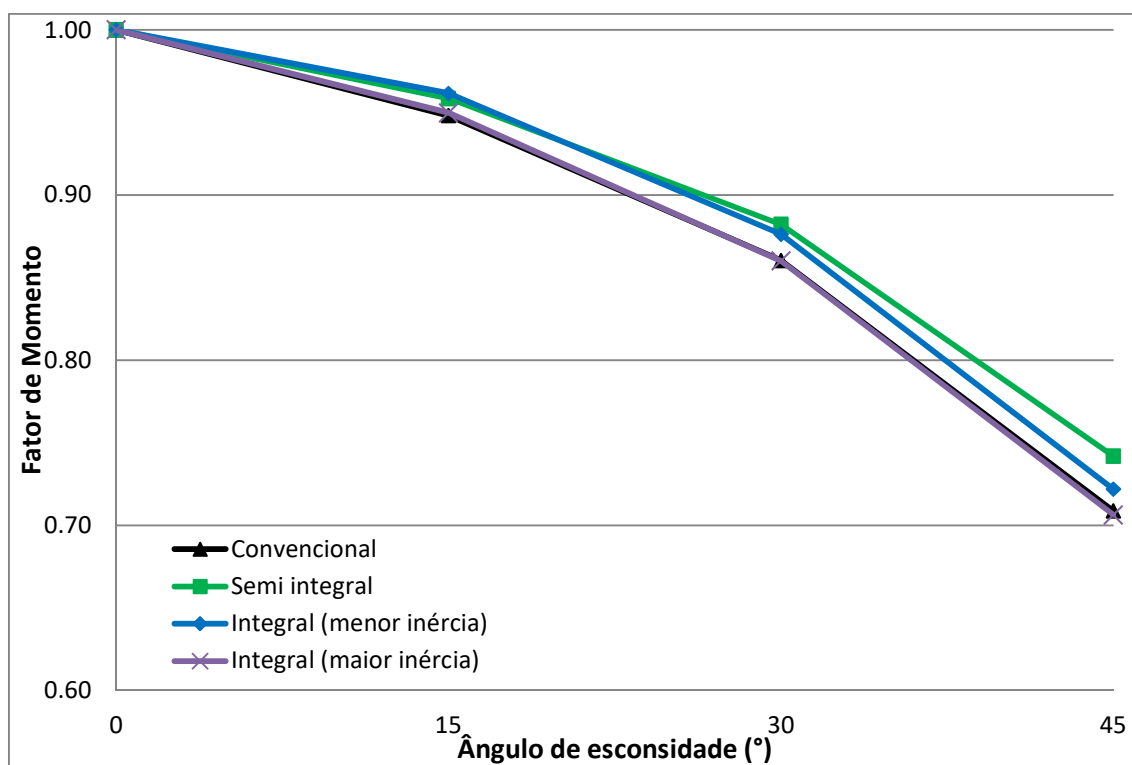


Figura 6. 16: Variação do fator de momento fletor na seção  $S_4/S_5$  devido à carga móvel (momentos fletores máximos positivos na seção  $S_4/S_5$ ) nos modelos sem transversinas intermediárias.

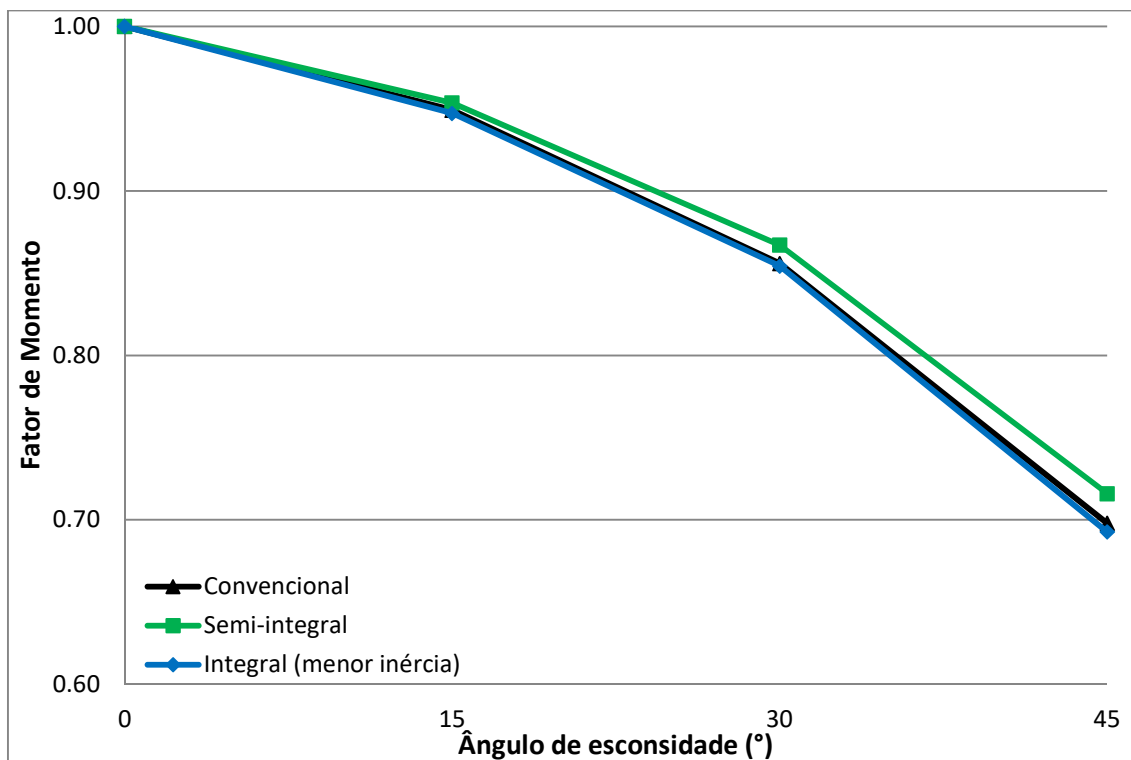


Figura 6. 17: Variação do fator de momento fletor na seção  $S_4/S_5$  devido à carga móvel (momentos fletores máximos positivos na seção  $S_4/S_5$ ) nos modelos com transversinas intermediárias.

A partir da análise dos momentos fletores na seção  $S_{10}$  por ação da carga móvel (momentos fletores máximos positivos na seção  $S_4/S_5$ ), pode-se concluir que:

- Os momentos fletores tendem a apresentar redução à medida que a esconsidade aumenta, sendo a redução máxima (esconsidade de  $45^\circ$ ) de aproximadamente 30% em relação aos modelos ortogonais;
- A presença de transversinas induz redução um pouco mais acentuada nos fatores de momento fletor, em média 2% superior à apresentada pelos modelos sem transversinas;
- A orientação das estacas não influencia esta solicitação.

### 6.1.3 Seção $S_{10}$ (Máximo Negativo)

Neste item apresenta-se a variação do fator de momento fletor na seção  $S_{10}$  da viga externa dos viadutos integrais e semi-integrais em função do ângulo de esconsidade.

#### 6.1.3.1 Sobrecarga Permanente

As Figuras 6.18 e 6.19 apresentam a variação do fator de momento fletor devida à sobrecarga permanente em função do ângulo de esconsidade.

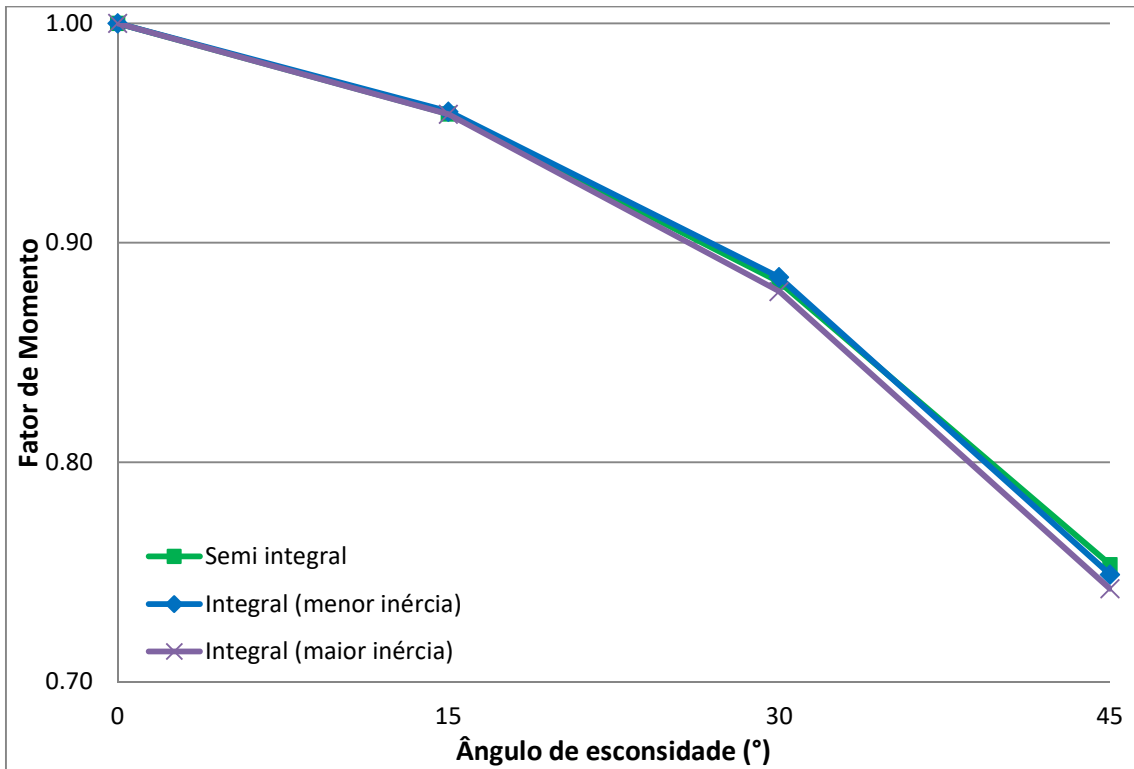


Figura 6. 18: Variação do momento fletor na seção  $S_{10}$  dos modelos sem transversinas devido à sobrecarga permanente.

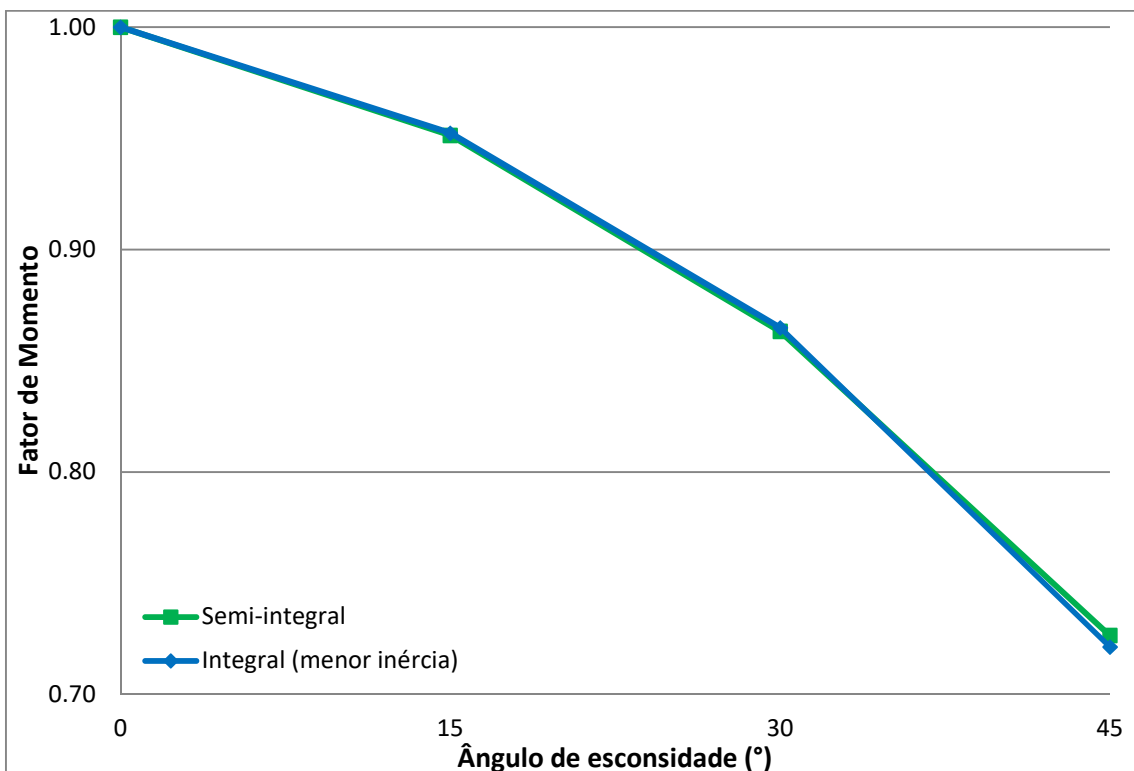


Figura 6. 19: Variação do momento fletor na seção  $S_{10}$  dos modelos com transversinas devido à sobrecarga permanente.

A partir da análise dos momentos fletores na seção  $S_{10}$  por ação de sobrecarga permanente, pode-se concluir que:

- Os momentos fletores em  $S_{10}$  tendem a apresentar redução à medida que a esconsidade aumenta, sendo a redução máxima (esconsidade de  $45^\circ$ ) de aproximadamente 25% em relação aos modelos ortogonais;
- A presença de transversinas induz redução um pouco mais acentuada nos fatores de momento fletor, em média 3% superior à apresentada pelos modelos sem transversinas;
- A orientação das estacas praticamente não influencia esta solicitação.

#### 6.1.3.2 Carga Móvel (Momentos Fletores Mínimos Negativos na Seção $S_{10}$ )

As Figuras 6.20 e 6.21 apresentam a variação do momento fletor devida à carga móvel (momentos fletores mínimos negativos na seção  $S_{10}$ ) em função do ângulo de esconsidade.

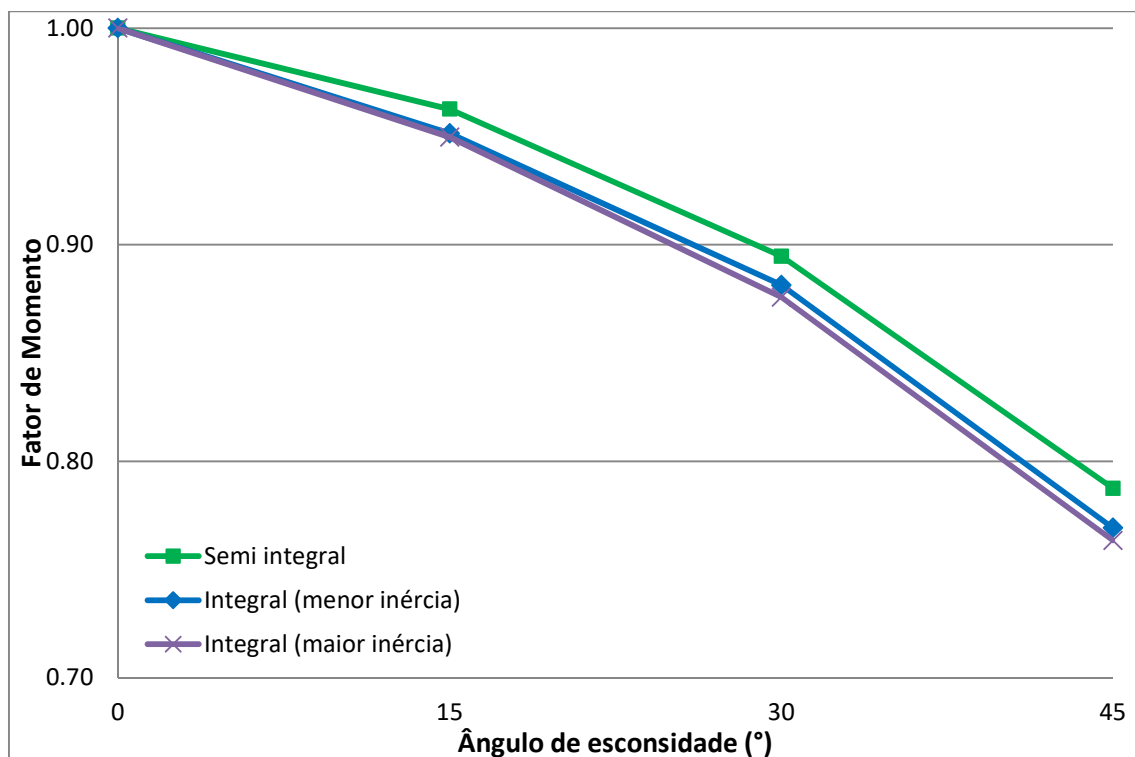


Figura 6. 20: Variação do fator de momento fletor na seção  $S_{10}$  devido à carga móvel (momentos fletores mínimos negativos na Seção  $S_{10}$ ) nos modelos sem transversinas intermediárias.



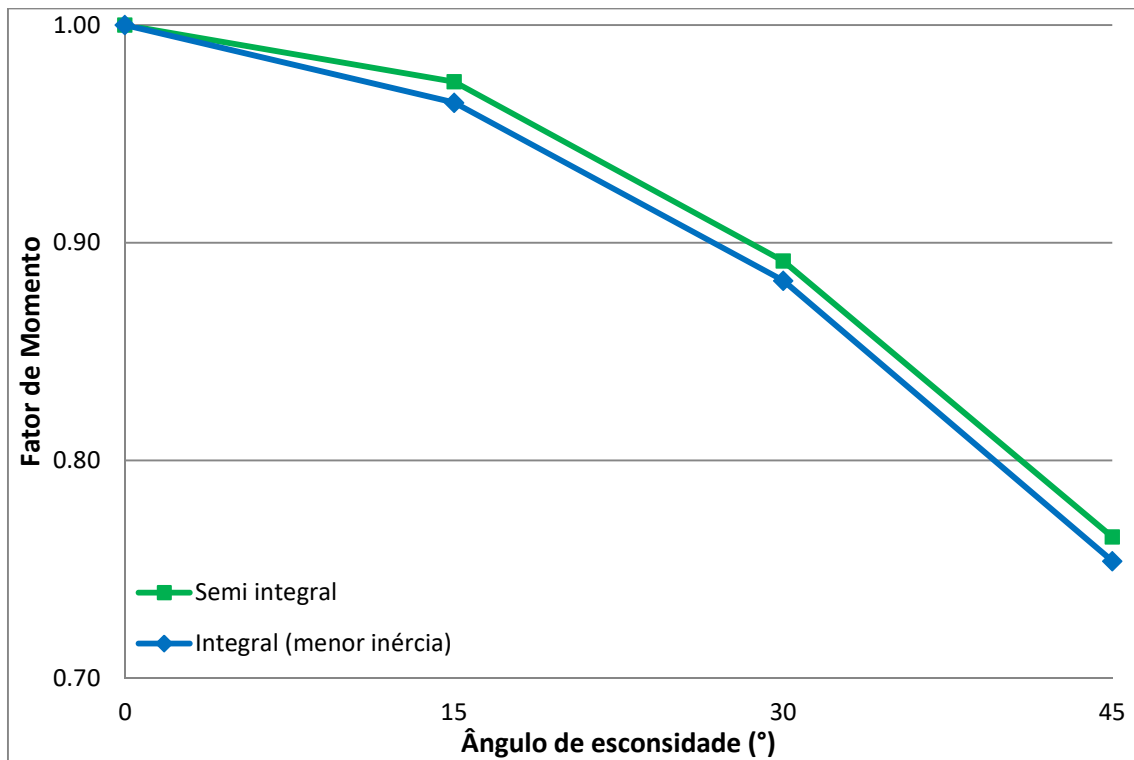


Figura 6. 21: Variação do fator de momento fletor na seção  $S_{10}$  devido à carga móvel (momentos fletores mínimos negativos na Seção  $S_{10}$ ) nos modelos com transversinas intermediárias.

A partir da análise dos momentos fletores na seção  $S_{10}$  por ação de carga móvel, pode-se concluir que:

- Os momentos fletores tendem a apresentar redução à medida que a esconsidade aumenta, sendo a redução máxima (esconsidade de  $45^\circ$ ) de aproximadamente 25% em relação aos modelos ortogonais;
- A presença de transversinas e a orientação das estacas pouco influenciam esta solicitação.

### 6.1.3.3 Variação Uniforme de Temperatura

A Figura 6.22 apresenta a variação do fator de momento fletor nos viadutos integrais devida à variação uniforme de temperatura em função do ângulo de esconsidade.

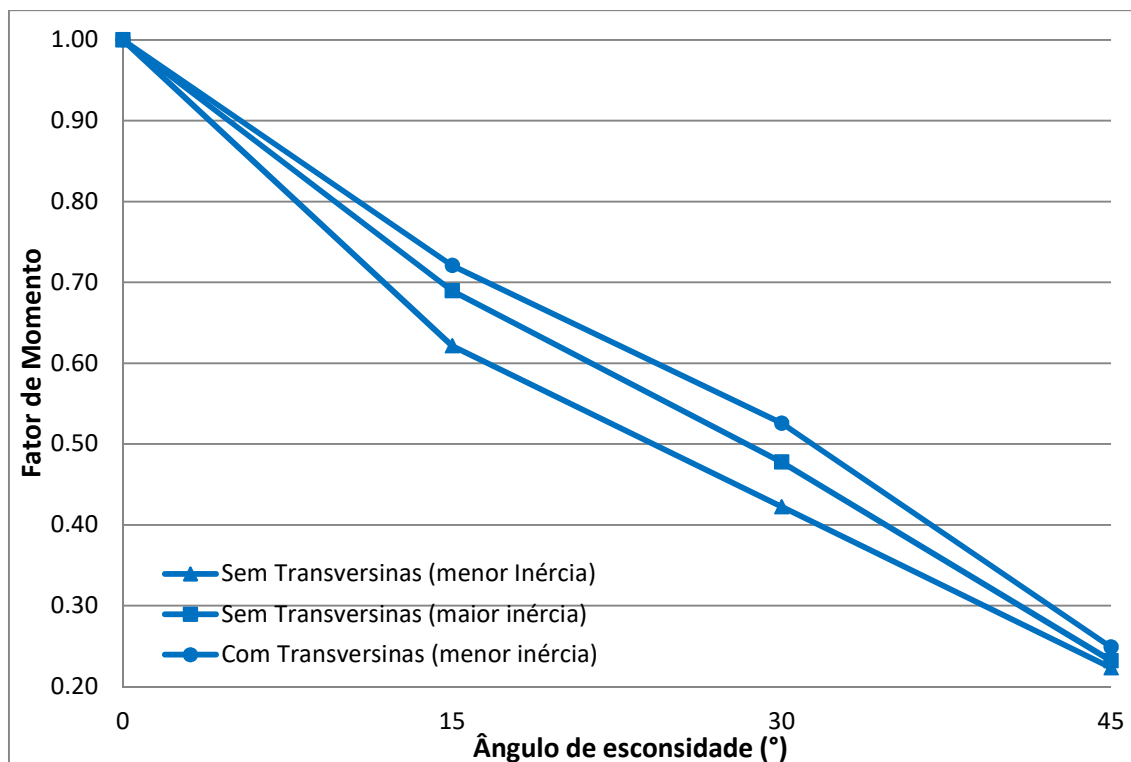


Figura 6. 22: Variação do fator de momento fletor na seção S<sub>10</sub> devido à variação uniforme de temperatura nos viadutos integrais.

A partir da análise dos momentos fletores na seção S<sub>10</sub> devidos à variação uniforme de temperatura, pode-se concluir que:

- Os momentos fletores nos viadutos sem transversinas apresentam redução à medida que a esconsidade aumenta, sendo a redução máxima (esconsidade de 45°) de aproximadamente 80% em relação aos modelos ortogonais;
- A presença de transversinas resulta em redução média de 5% dos fatores de momento em relação aos modelos sem transversinas;
- A orientação das estacas provoca uma diminuição média de 3% dos fatores de momento fletor.

#### 6.1.3.4 Variação Não-Uniforme de Temperatura

A Figura 6.23 apresenta a variação do fator de momento fletor nos viadutos integrais devida à variação não-uniforme de temperatura em função do ângulo de esconsidade.

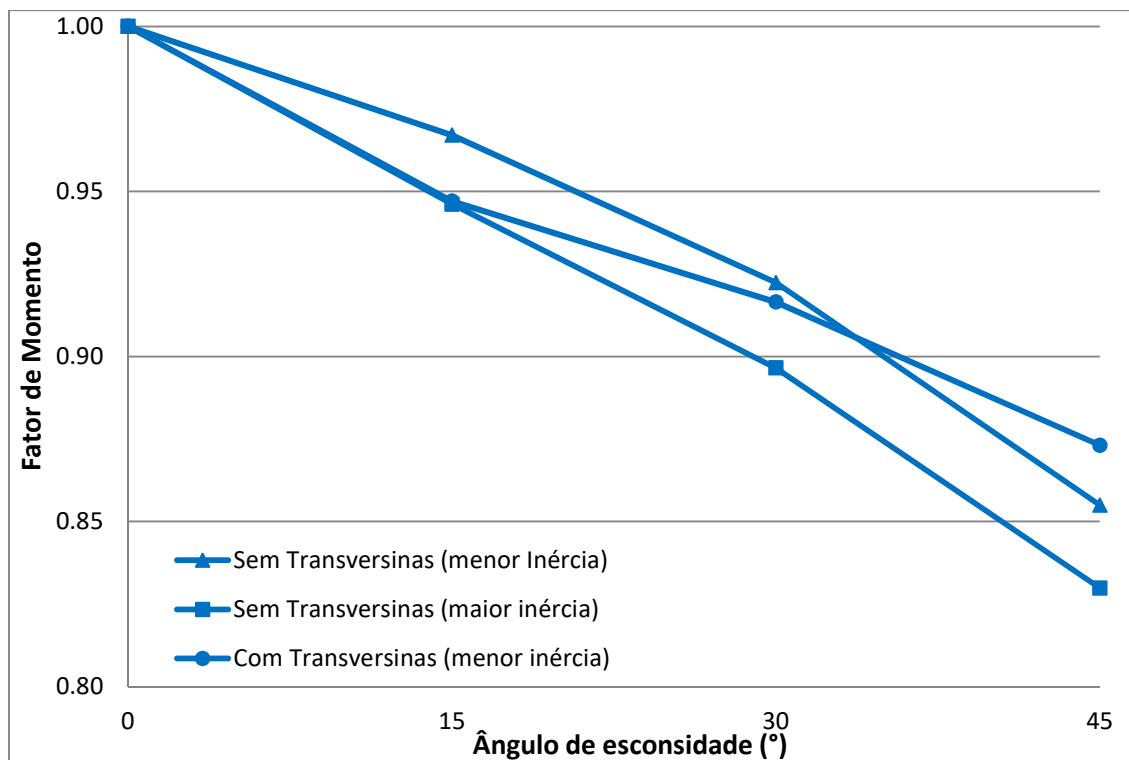


Figura 6. 23: Variação do fator de momento fletor na seção  $S_{10}$  devido à variação não-uniforme de temperatura nos viadutos integrais.

A partir da análise dos momentos fletores na seção  $S_{10}$  devidos à variação não-uniforme de temperatura, pode-se concluir que:

- Os momentos fletores tendem a apresentar redução à medida que a esconsidade aumenta, sendo a redução máxima (esconsidade de  $45^\circ$ ) de aproximadamente 15% em relação aos modelos ortogonais;
- A orientação das estacas com o eixo de maior inércia paralelo à direção longitudinal do viaduto induz decréscimo mais acentuado dos fatores de momento fletor, com valor médio de 2%.

### 6.1.3.5 Retração e Fluência

A Figura 6.24 apresenta a variação do fator de momento fletor nos viadutos integrais devida à ação da retração e da fluência em função do ângulo de esconsidade.

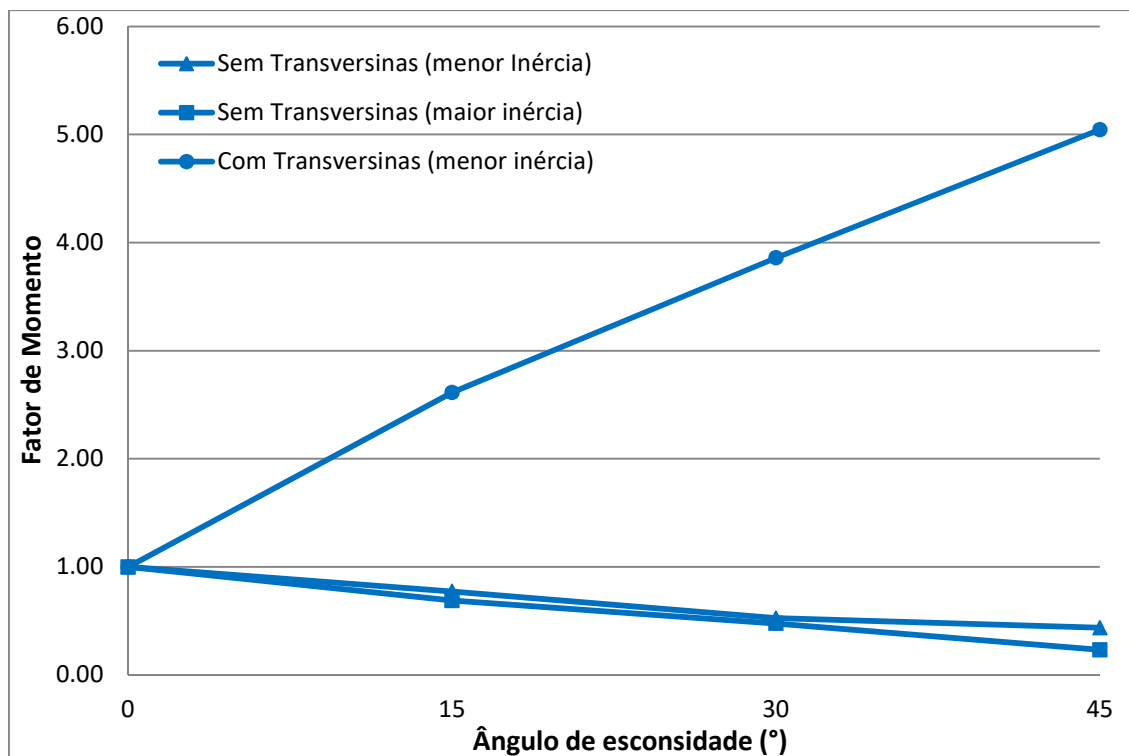


Figura 6. 24: Variação do fator de momento fletor na seção S<sub>10</sub> devido à retração e à fluência nos viadutos integrais.

A partir da análise dos momentos fletores na seção S<sub>10</sub> devidos à retração e à fluência, pode-se concluir que:

- Os momentos fletores nos viadutos sem transversinas apresentam redução à medida que a esconsidade aumenta, sendo a redução máxima (esconsidade de 45°) de aproximadamente 70% em relação aos modelos ortogonais;
- A presença de transversinas resulta em acentuado acréscimo nas magnitudes de momentos fletores (em módulo);
- A orientação das estacas praticamente não influencia nesta solicitação.

### 6.1.3.6 Empuxo de Terra em Uma Extremidade

A Figura 6.25 apresenta a variação do fator de momento fletor nos viadutos integrais devida ao empuxo de terra em uma extremidade em função do ângulo de esconsidade.

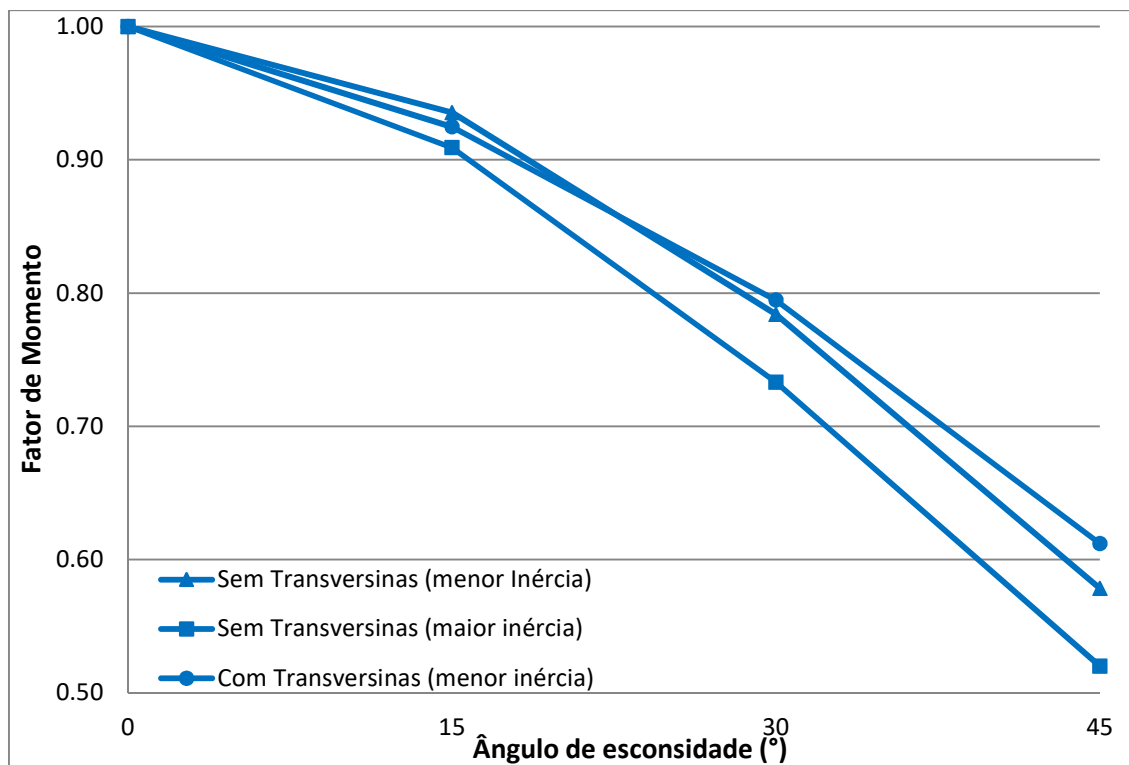


Figura 6. 25: Variação do fator de momento fletor na seção S<sub>10</sub> devido ao empuxo de terra em uma extremidade nos viadutos integrais.

A partir da análise dos momentos fletores na seção S<sub>10</sub> devidos ao empuxo de terra em uma extremidade, pode-se concluir que:

- Os momentos fletores apresentam redução à medida que a esconsidade aumenta, sendo a redução máxima (esconsidade de 45°) de aproximadamente 45% em relação aos modelos ortogonais;
- A presença de transversinas tem pouca influência nesta solicitação;
- A orientação das estacas com o eixo de maior inércia paralelo à direção longitudinal do viaduto provoca decréscimo mais acentuado dos fatores de momento fletor, em média 6% (esconsidade de 45°) em relação aos modelos sem transversinas.

### 6.1.3.7 Empuxo de Terra em Ambas as Extremidades

A Figura 6.26 apresenta a variação do fator de momento fletor nos viadutos integrais devida ao empuxo de terra em ambas as extremidades em função do ângulo de esconsidade.

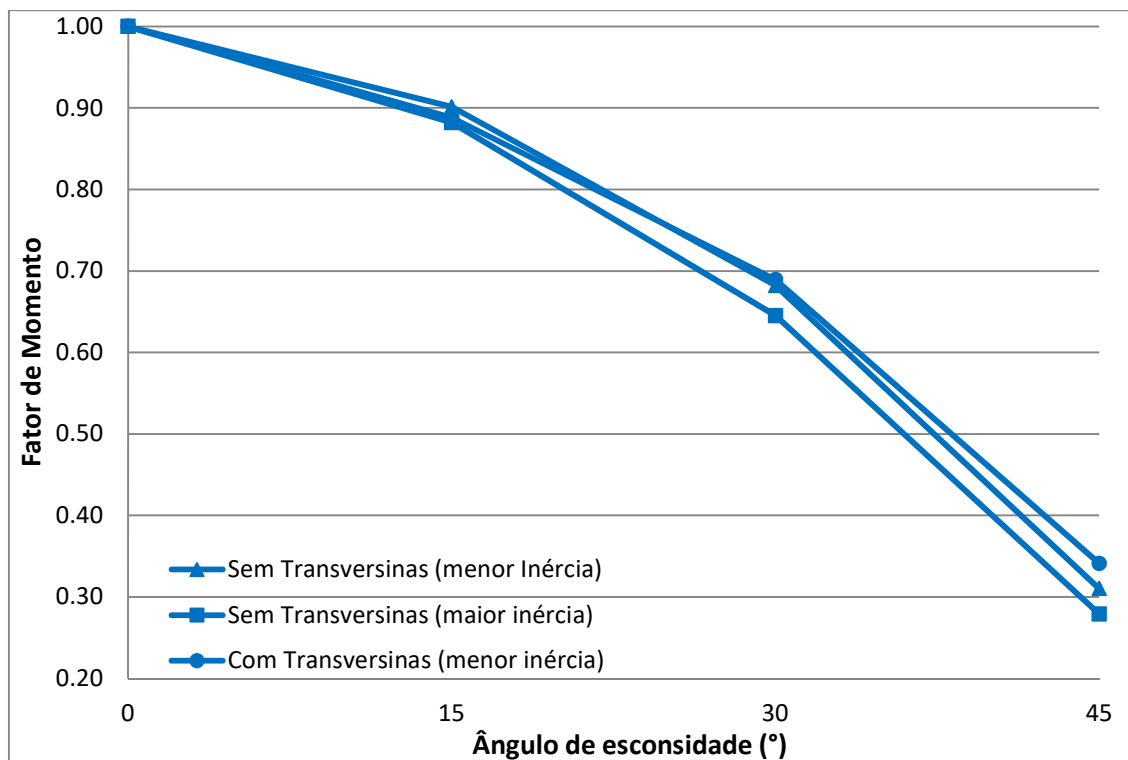


Figura 6. 26: Variação do fator de momento fletor na seção  $S_{10}$  devido ao empuxo de terra em ambas as extremidades nos viadutos integrais em função do ângulo de esconsidade.

A partir da análise dos momentos fletores na seção  $S_{10}$  devidos ao empuxo de terra em ambas as extremidades, pode-se concluir que:

- Os momentos fletores apresentam redução à medida que a esconsidade aumenta, sendo a redução máxima (esconsidade de  $45^\circ$ ) de aproximadamente 70% em relação aos modelos ortogonais;
- A presença de transversinas tem pouca influência nesta solicitação;
- A orientação das estacas com o eixo de maior inércia paralelo à direção longitudinal do viaduto induz decréscimo um pouco mais acentuado dos fatores de momento fletor, em média 4% (esconsidade de  $45^\circ$ ) em relação aos modelos sem transversinas.

## 6.2 Solicitação Cortante no Canto Obtuso

Neste item são apresentados os gráficos com a variação do fator de solicitação cortante no canto obtuso (viga V5, seção S<sub>0</sub>).

Com base nos resultados apresentados nas Tabelas 5.46 a 5.49, verifica-se um pequeno aumento das solicitações cortantes no apoio do canto obtuso em função do ângulo de esconsidade nos viadutos convencionais. O aumento verificado entre o modelo ortogonal e o com esconsidade de 45° variou entre 6%, nas estruturas sem transversinas e 12%, nas estruturas com transversinas.

Nos modelos integrais e semi-integrais, entretanto, essas solicitações reduzem em média 10% (esconsidade de 45°) com o aumento da esconsidade. Aparentemente este comportamento seria contraditório às variações de momentos fletores, como resumidas no ponto anterior. Entretanto, o apoio intermediário na seção de continuidade entre as longarinas (transversina de grande rigidez) absorve parcela expressiva das solicitações cortantes que deveria migrar para os cantos obtusos, como representado esquematicamente na Figura 6.27.

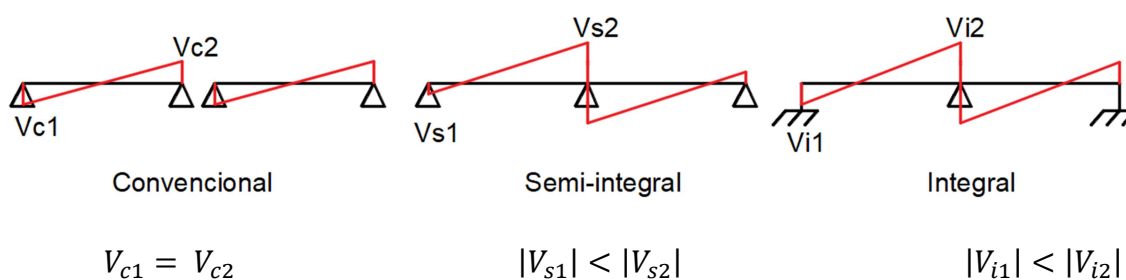


Figura 6. 27: Solicitações cortantes de diferentes tipos de sistemas estruturais.

Pode ser observado também que as solicitações cortantes no apoio do canto obtuso nos viadutos convencionais são superiores às apresentadas nos modelos semi-integrais e integrais em média 35%, sob a ação da sobrecarga permanente e 25% sob a ação da carga móvel (momentos máximos positivos na seção S<sub>4</sub>/S<sub>5</sub>).

Nos viadutos com transversinas, observou-se também, a acentuação do aumento das solicitações cortantes na proximidade do ângulo obtuso em relação aos modelos sem transversinas.

A mudança da orientação das estacas metálicas praticamente não alterou as solicitações cortantes despertadas.

### 6.2.1 Sobrecarga Permanente

As Figuras 6.28 e 6.29 apresentam a variação do fator de solicitação cortante no canto obtuso devido à sobrecarga permanente.

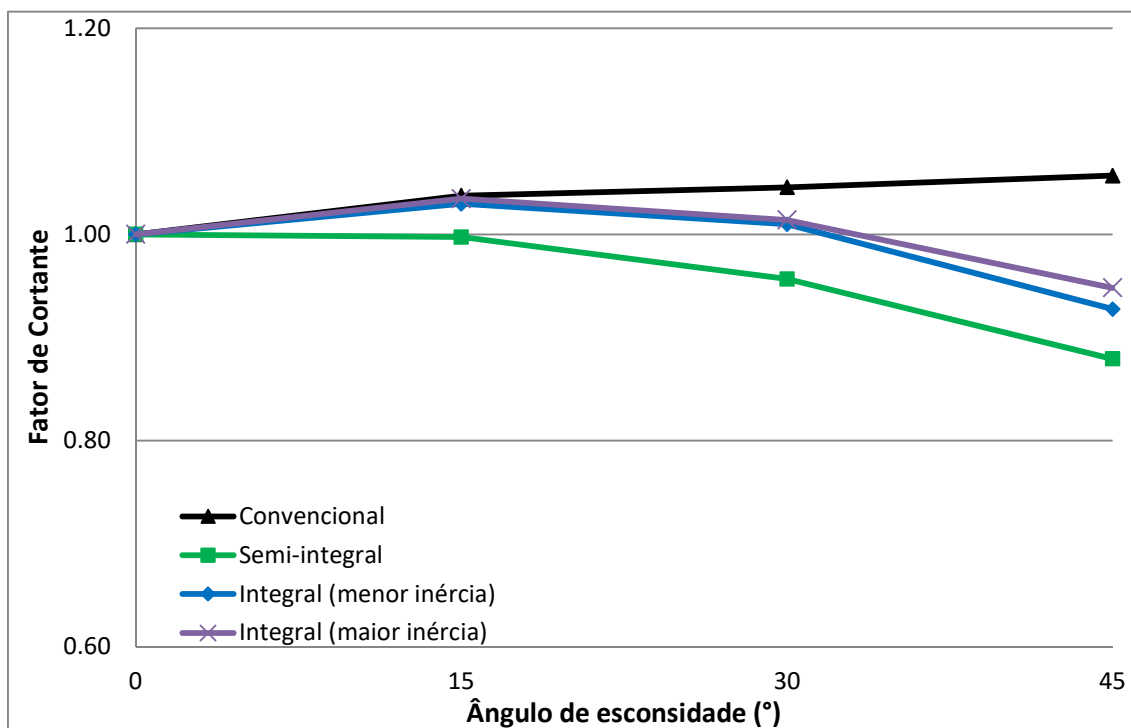


Figura 6. 28: Variação do fator de solicitação cortante no apoio do canto obtuso dos modelos sem transversinas intermediárias devido à sobrecarga permanente.

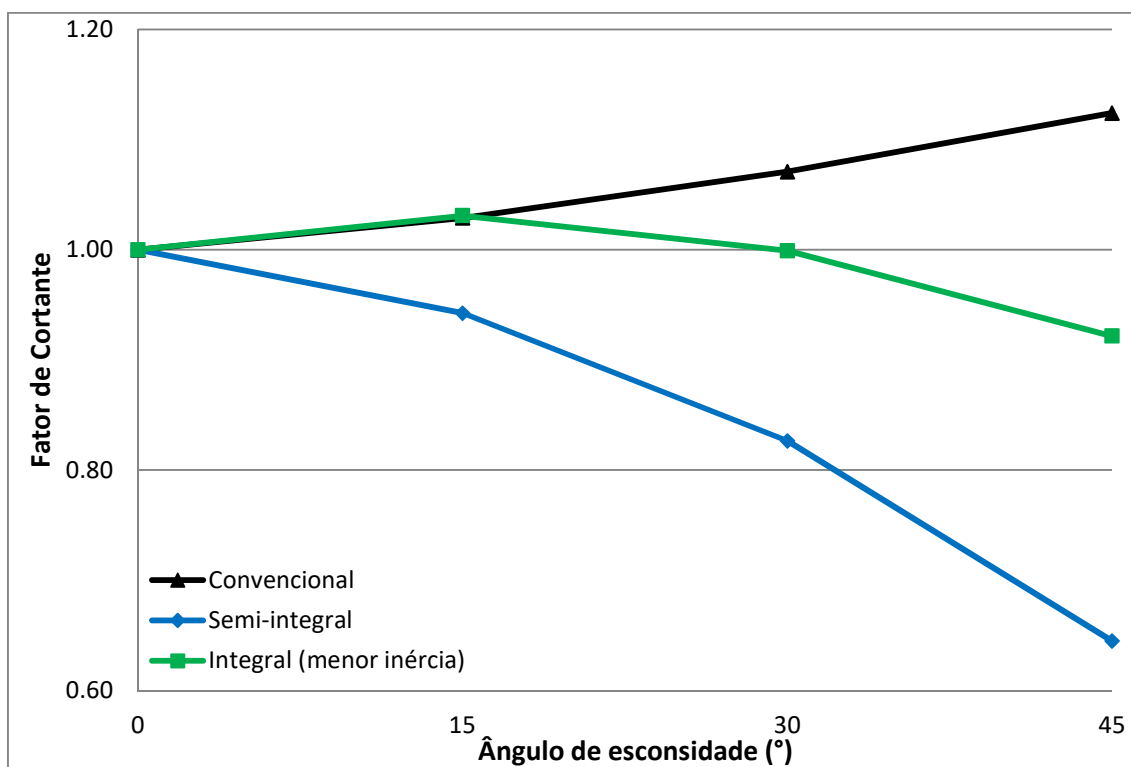


Figura 6. 29: Variação de solicitação cortante no apoio do canto obtuso dos modelos com transversinas intermediárias devido à sobrecarga permanente.



A partir da análise das solicitações cortantes no canto obtuso por ação da sobrecarga permanente, pode-se concluir que:

- As solicitações cortantes tendem a apresentar incremento à medida que a esconsidade aumenta nos modelos convencionais, sendo o aumento máximo (esconsidade de 45°) de 6% nos modelos sem transversinas e 12% nos modelos com transversinas, em relação aos modelos ortogonais;
- Nos modelos integrais e semi-integrais, as solicitações cortantes tendem a reduzir à medida que a esconsidade aumenta, sendo a redução máxima média (esconsidade de 45°) de 10%, em relação aos modelos ortogonais;
- A presença de transversinas provoca aumento de 6% (esconsidade de 45°) nos fatores de solicitação cortante nos modelos convencionais;
- Nos semi-integrais, entretanto, a presença de transversinas induz redução de 8% (esconsidade de 45°) nos fatores de solicitação cortante;
- Nos modelos integrais, a presença de transversinas e a orientação das estacas praticamente não influenciam esta solicitação.

#### 6.2.2 Carga Móvel (Momentos Fletores Máximos Positivos na Seção S<sub>4</sub>/ S<sub>5</sub>)

As Figuras 6.30 e 6.31 apresentam a variação do fator de solicitação cortante no canto obtuso devido à carga móvel (momentos fletores máximos positivos na seção S<sub>4</sub>/ S<sub>5</sub>).

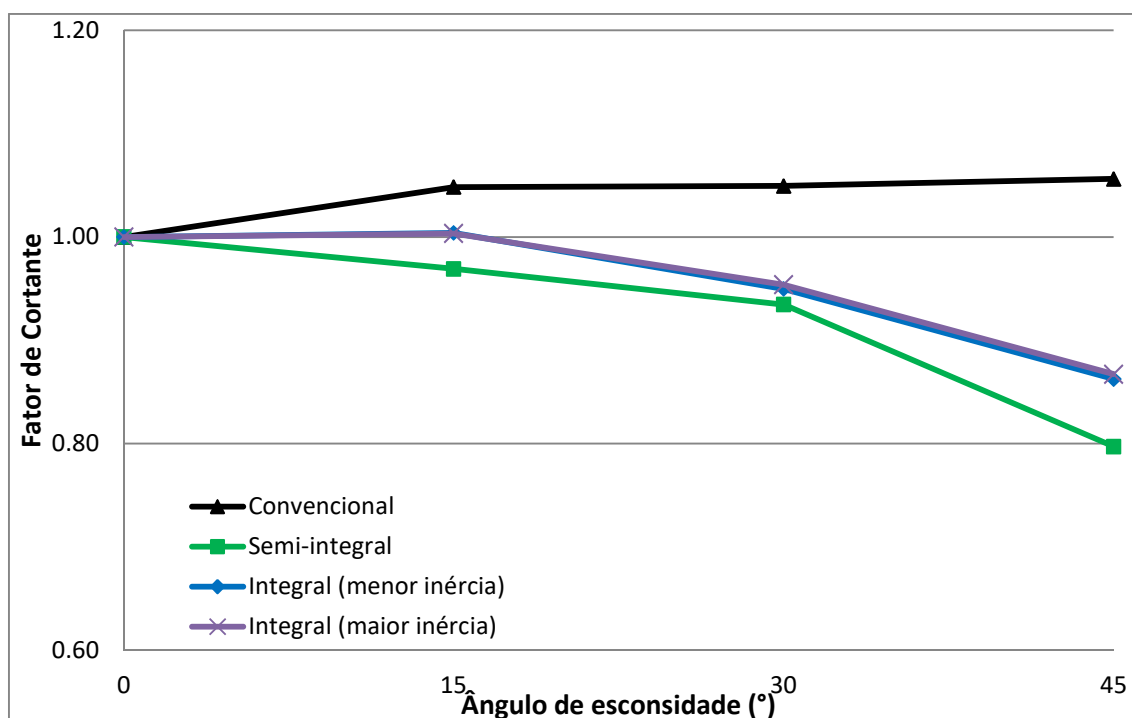


Figura 6. 30: Variação do fator de solicitação cortante no apoio do canto obtuso dos modelos sem transversinas intermediárias devido à carga móvel (momentos fletores máximos positivos na seção S<sub>4</sub>).

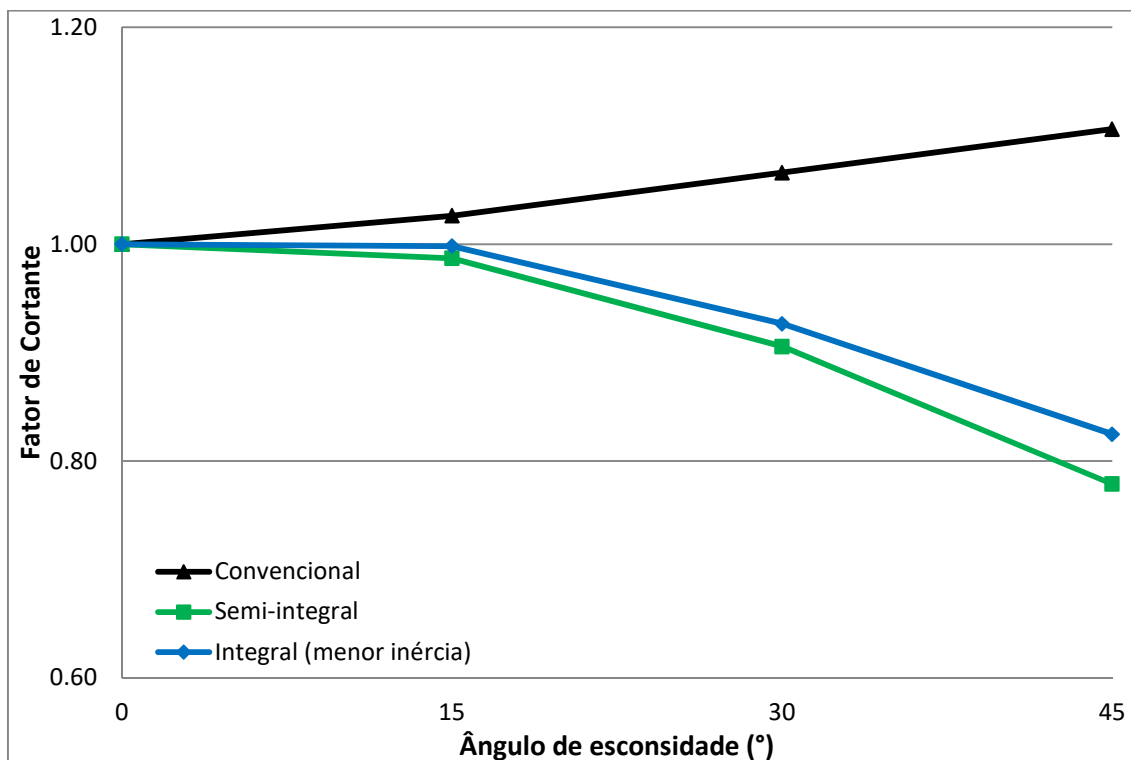


Figura 6. 31: Variação de solicitação cortante no apoio do canto obtuso dos modelos com transversinas intermediárias devido à carga móvel (momentos fletores máximos positivos na seção  $S_4$ ).

A partir da análise das solicitações cortantes no canto obtuso por ação da carga móvel que desperta momentos fletores máximos positivos, pode-se concluir que:

- As solicitações cortantes tendem a apresentar incremento à medida que a esconsidade aumenta nos modelos convencionais, sendo o aumento máximo (esconsidade de  $45^\circ$ ) de 6% nos modelos sem transversinas e 11% nos modelos com transversinas, em relação aos modelos ortogonais;
- Nos modelos integrais e semi-integrais, as solicitações cortantes tendem a reduzir à medida que a esconsidade aumenta, sendo a redução máxima média (esconsidade de  $45^\circ$ ) de 18%, em relação aos modelos ortogonais;
- A presença de transversinas acarreta aumento de 5% (esconsidade de  $45^\circ$ ) nos fatores de solicitação cortante nos modelos convencionais;
- Nos semi-integrais, entretanto, a presença de transversinas induz redução de 2% (esconsidade de  $45^\circ$ ) nos fatores de solicitação cortante;
- Nos modelos integrais, a presença de transversinas e a orientação das estacas praticamente não influenciam esta solicitação.

### 6.2.3 Carga Móvel (Momentos Fletores Mínimos Negativos na Seção $S_{10}$ )

As Figuras 6.32 e 6.33 apresentam a variação do fator de sollicitação cortante no canto obtuso devido à carga móvel (momentos fletores mínimos negativos na seção  $S_{10}$ ).

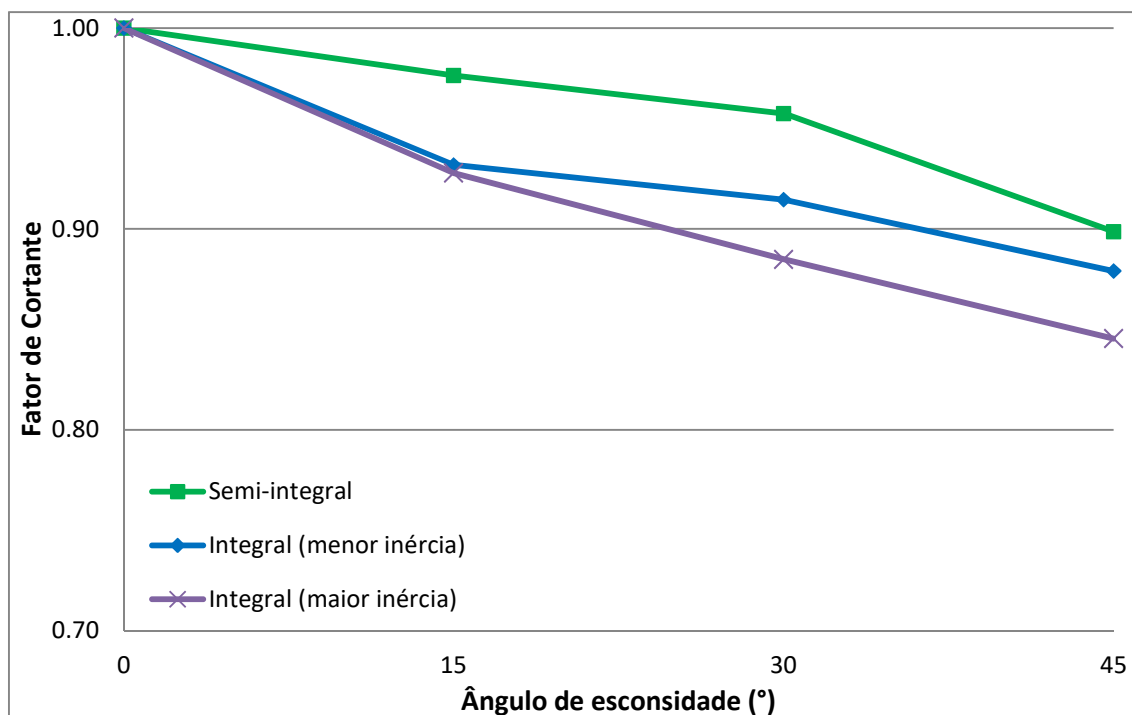


Figura 6. 32: Variação do fator de sollicitação cortante no apoio do canto obtuso dos modelos sem transversinas intermediárias devido à carga móvel (momentos fletores mínimos negativos na seção  $S_{10}$ ).

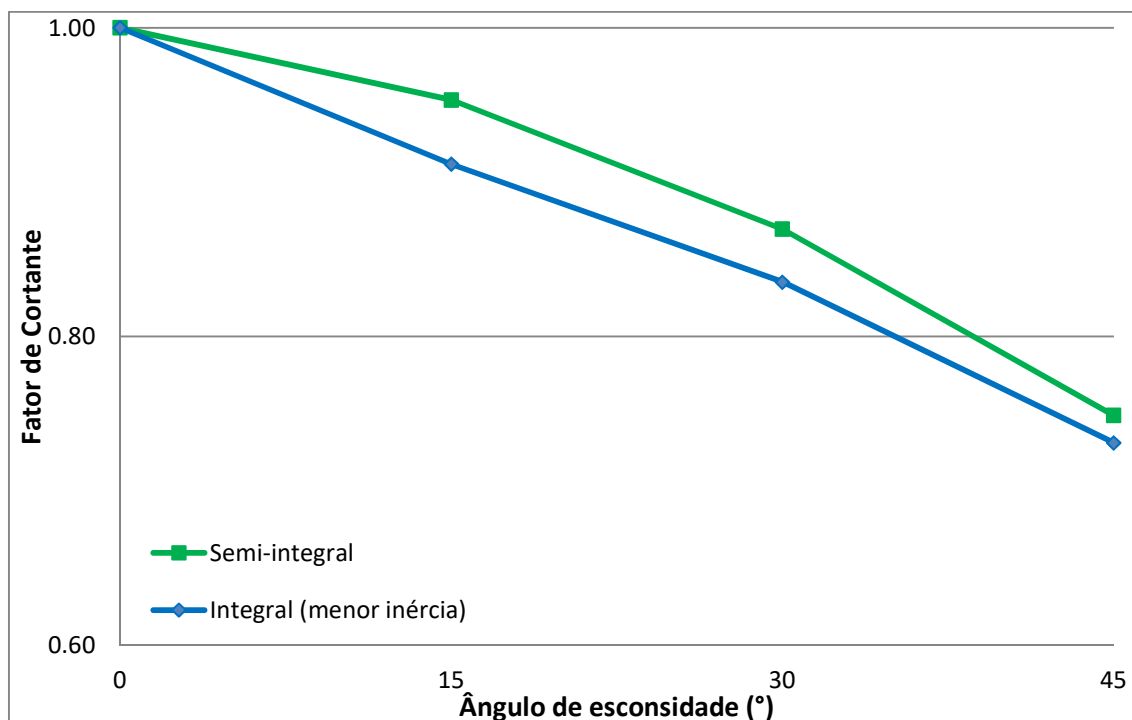


Figura 6. 33: Variação de sollicitação cortante no apoio do canto obtuso dos modelos com transversinas intermediárias devido à carga móvel (momentos fletores mínimos negativos na seção  $S_{10}$ ).

A partir da análise das solicitações cortantes no canto obtuso por ação da carga móvel que desperta momentos fletores mínimos negativos, pode-se concluir que:

- As solicitações cortantes tendem a apresentar redução à medida que a esconsidade aumenta, sendo a redução máxima (esconsidade de 45°) de 13% nos modelos sem transversinas e 26% nos modelos com transversinas, em relação aos modelos ortogonais;
- A presença de transversinas induz redução de 7% (esconsidade de 45°) nos fatores de solicitação cortante;
- A orientação das estacas com eixo de maior inércia paralelo a direção longitudinal do viaduto promove redução de 5% (esconsidade de 45°) nos fatores de solicitação cortante.

#### 6.2.4 Variação Uniforme de Temperatura

A Figura 6.34 apresenta a variação do fator de solicitação cortante no canto obtuso devido à variação uniforme de temperatura.

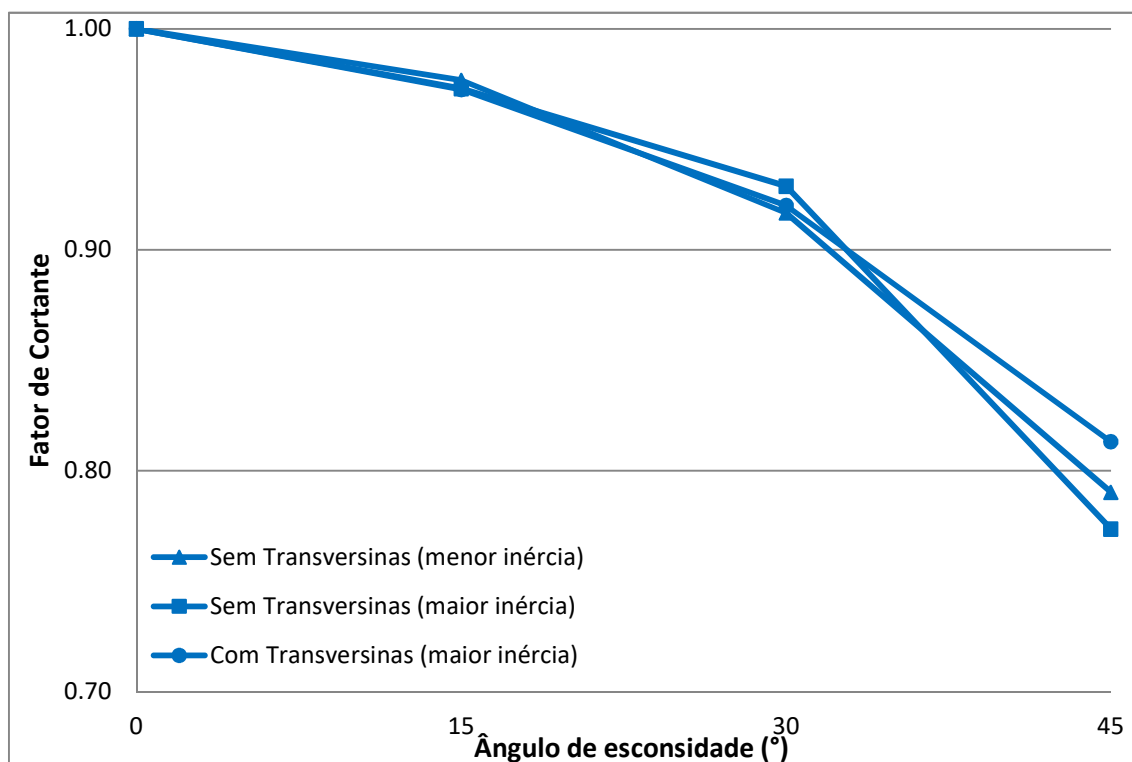


Figura 6. 34: Variação do fator de solicitação cortante no apoio do canto obtuso, dos viadutos integrais devido à variação uniforme de temperatura.

A partir da análise das solicitações cortantes no canto obtuso por ação da variação uniforme de temperatura, pode-se concluir que:

- As solicitações cortantes tendem a apresentar decréscimo à medida que a esconsidade aumenta, sendo a redução máxima (esconsidade de 45°) de aproximadamente 20% em relação aos modelos ortogonais;
- A presença de transversinas e a orientação das estacas pouco influenciam nessa solicitação.

### 6.2.5 Variação Não-uniforme de Temperatura

A Figura 6.35 apresenta a variação do fator de solicitação cortante no canto obtuso devido à variação uniforme de temperatura.

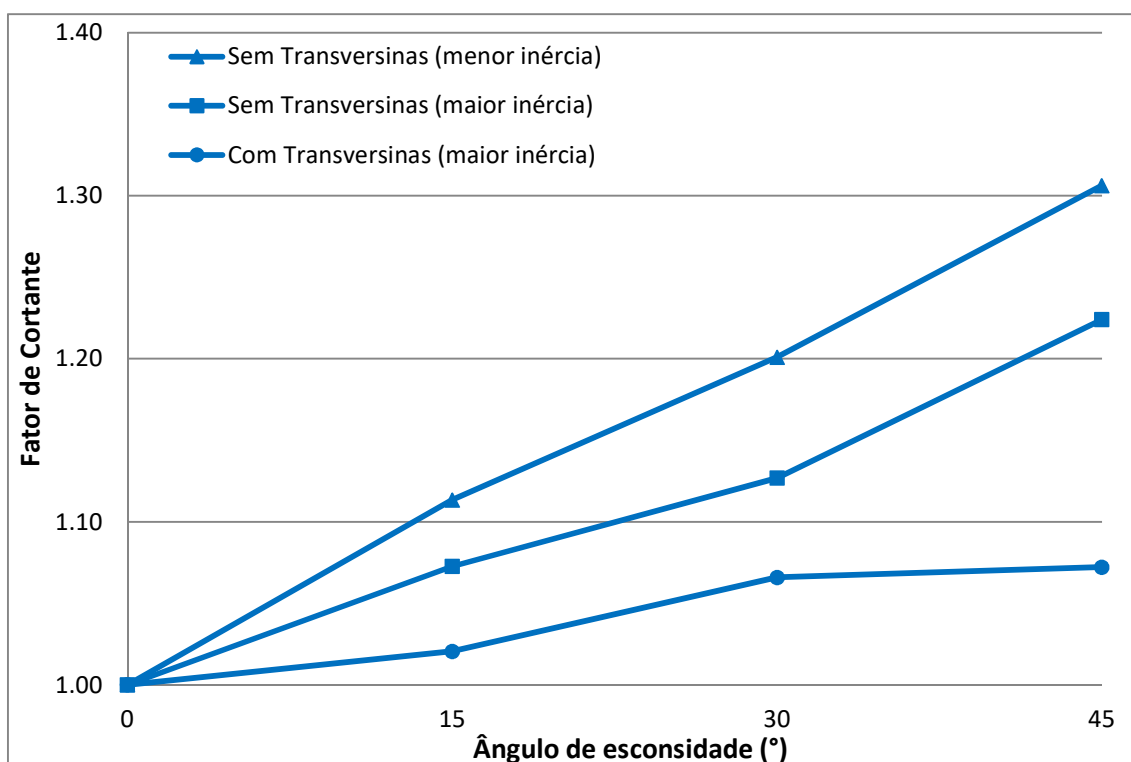


Figura 6. 35: Variação do fator de solicitação cortante no apoio do canto obtuso dos viadutos integrais devido à variação não-uniforme de temperatura.

A partir da análise das solicitações cortantes no canto obtuso por ação da variação não-uniforme de temperatura, pode-se concluir que:

- As solicitações cortantes tendem a apresentar incremento à medida que a esconsidade aumenta, sendo o aumento máximo (esconsidade de 45°) médio de 27% nos modelos sem transversinas e de 7% nos modelos com transversinas, em relação aos modelos ortogonais;
- A presença de transversinas induz um incremento nos fatores de solicitação cortante 23% inferior (esconsidade de 45°) aos apresentados pelos modelos sem transversinas (menor inércia);

- A orientação das estacas com eixo de maior inércia paralelo a direção longitudinal do viaduto promove um incremento 9% inferior (esconsidade de 45°) nos fatores de sollicitação cortante.

### 6.2.6 Retração e Fluência

A Figura 6.36 apresenta a variação do fator de sollicitação cortante no canto obtuso devido à retração e à fluência.

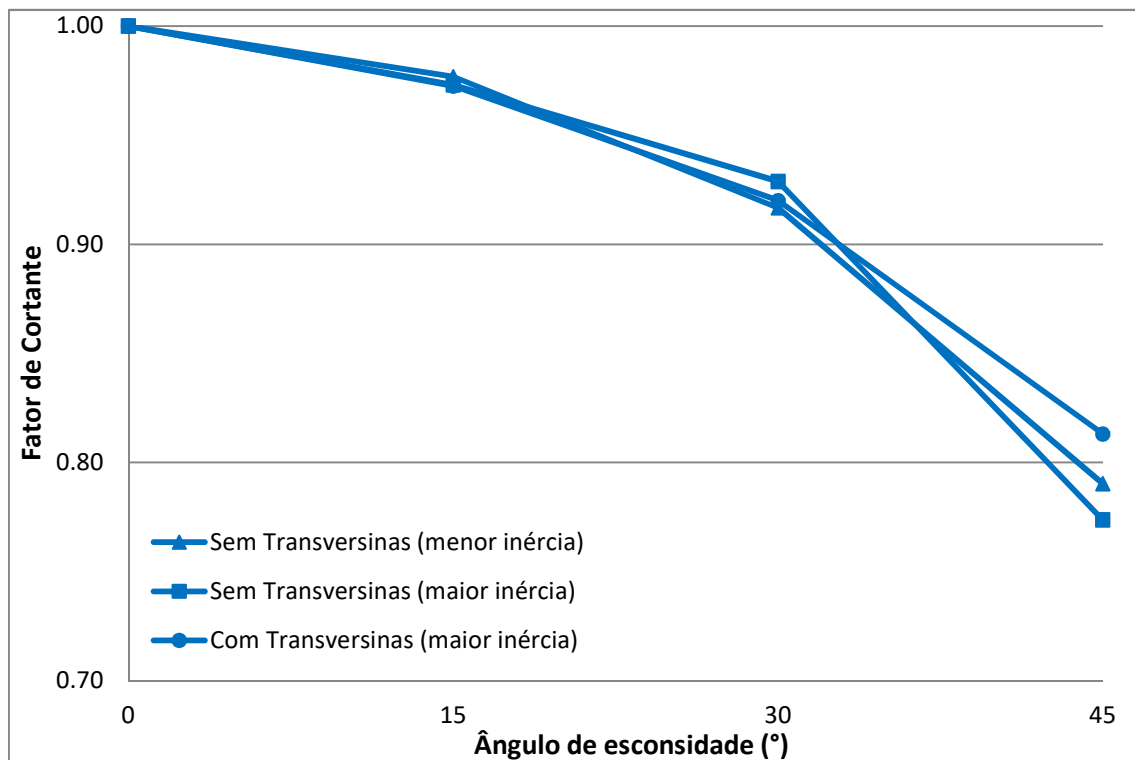


Figura 6. 36: Variação do fator de sollicitação cortante no apoio do canto obtuso dos viadutos integrais devido à retração e a fluência.

A partir da análise das sollicitações cortantes no canto obtuso devidos à retração e à fluência, pode-se concluir que:

- As sollicitações cortantes tendem a apresentar decréscimo à medida que a esconsidade aumenta, sendo a redução máxima (esconsidade de 45°) de aproximadamente 30% em relação aos modelos ortogonais;
- A presença de transversinas e a orientação das estacas pouco influenciam nessa sollicitação.

### 6.2.7 Empuxo de Terra em Uma Extremidade

A Figura 6.37 apresenta a variação do fator de sollicitação cortante no canto obtuso devido ao empuxo de terra em uma extremidade.

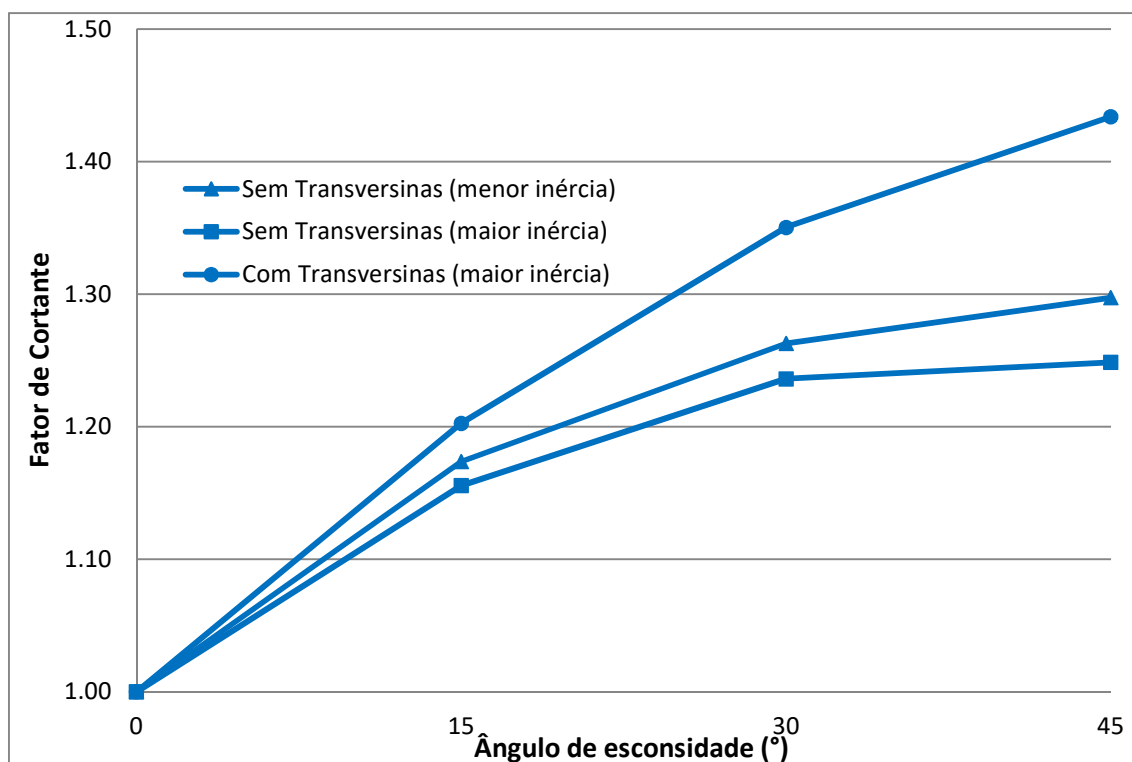


Figura 6. 37: Variação do fator de sollicitação cortante no apoio do canto obtuso dos viadutos integrais devido ao empuxo de terra em uma extremidade.

A partir da análise das sollicitações cortantes no canto obtuso devido ao empuxo de terra em uma extremidade, pode-se concluir que:

- As sollicitações cortantes tendem a apresentar incremento à medida que a esconsidade aumenta, sendo o aumento máximo (esconsidade de 45°) médio de 27% nos modelos sem transversinas e de 43% nos modelos com transversinas, em relação aos modelos ortogonais;
- A presença de transversinas induz incremento de 13% (esconsidade de 45°) nos fatores de sollicitação cortante, em relação aos modelos sem transversinas;
- A orientação das estacas com eixo de maior inércia paralelo a direção longitudinal do viaduto promove um incremento 5% (esconsidade de 45°) inferior dos fatores de sollicitação cortante.

### 6.2.8 Empuxo de Terra em Ambas as Extremidades

A Figura 6.38 apresenta a variação do fator de sollicitação cortante no canto obtuso devido ao empuxo de terra em ambas as extremidades.

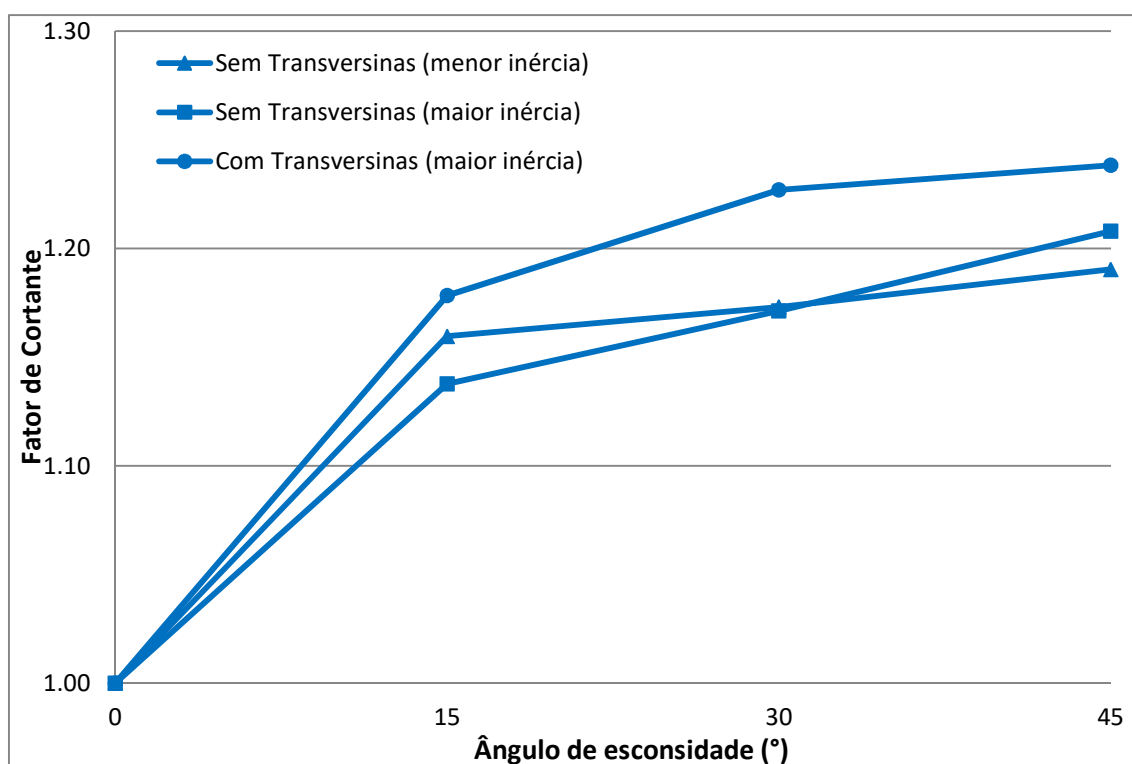


Figura 6. 38: Variação do fator de sollicitação cortante no apoio do canto obtuso dos viadutos integrais devido ao empuxo de terra em ambas as extremidades.

A partir da análise das sollicitações cortantes no canto obtuso por ação do empuxo de terra em ambas as extremidades, pode-se concluir que:

- As sollicitações cortantes tendem a apresentar incremento à medida que a esconsidade aumenta, sendo o aumento máximo (esconsidade de 45°) de 20% em relação aos modelos ortogonais;
- A presença de transversinas induz incremento de 5% (esconsidade de 45°) nos fatores de sollicitação cortante;
- A orientação das estacas pouco influencia nesta sollicitação.

### 6.3 Deslocamento Transversal no Canto Obtuso

De acordo com os resultados observados, a presença de transversinas intermediárias e a orientação das estacas praticamente não influenciam nos deslocamentos transversais.



Os modelos sem esconsidade apresentam deslocamento transversal no canto obtuso nulos ou muito próximos a zero. Estes deslocamentos aumentam (em módulo) à medida que a esconsidade aumenta.

Conforme explicado no item 2.4.3, este deslocamento transversal é devido à tendência de rotação das pontes esconsas em torno de um eixo perpendicular ao plano da superestrutura provocada pela componente transversal do empuxo de terra nos encontros.

Os deslocamentos transversais máximos observados foram da ordem de 0,12 cm, os quais são bem inferiores aos limites adotados pelos Departamentos de Transportes norte-americanos, expostos na Tabela 2.1.

## **7 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS**

---

Pontes integrais e semi-integrais apresentam inúmeras vantagens em relação às pontes convencionais com vãos isostáticos, tais como: redução dos custos de construção, eliminação de juntas de dilatação, utilização de pista de rolamento uniforme, eliminação do risco de deterioração da mesoestrutura por percolação de água nas juntas em mau estado de conservação, entre outros. Todavia, devido à continuidade da superestrutura e da conexão monolítica entre a superestrutura das pontes integrais e os encontros, os efeitos secundários das deformações impostas, por protensão, variação de temperatura, recalque diferencial, retração e fluência do concreto, despertam esforços importantes que necessitam ser considerados. Visando reduzir estas solicitações, os Departamentos de Transportes norte-americanos adotam limitações nos parâmetros geométricos das pontes como, por exemplo, a esconsidade máxima da ordem de  $30^\circ$  (BURKE, 2009).

Face ao exposto, este trabalho teve por objetivo avaliar a influência que a esconsidade e a continuidade exercem nos esforços em viadutos integrais, semi-integrais e convencionais biapoiados. Para isso, efetuou-se um estudo paramétrico comparativo entre estes sistemas estruturais, variando-se os seguintes parâmetros: ângulo de esconsidade ( $0^\circ$ ,  $15^\circ$ ,  $30^\circ$  e  $45^\circ$ ), presença ou não de transversinas intermediárias e orientação das estacas metálicas. Foram desenvolvidos, ao todo, 28 modelos tridimensionais utilizando-se programa comercial em elementos finitos, sendo: 12 modelos de viadutos integrais, 8 de viadutos semi-integrais e 8 de viadutos convencionais.

Apresentam-se, na sequência, as conclusões obtidas sobre a influência da esconsidade, da presença de transversinas e da orientação das estacas nas estruturas integrais, semi-integrais e convencionais.

### **7.1 Esconsidade**

As magnitudes dos momentos fletores na seção de meio do vão apresentaram tendência de redução com o aumento da esconsidade.

Os momentos fletores máximos positivos despertados nos viadutos convencionais foram superiores aos despertados nos semi-integrais que, por sua vez, foram superiores aos apresentados nos viadutos integrais.

A influência da esconsidade torna-se desprezível para ângulos de esconsidade de até 15°.

Constatou-se ainda um aumento tênue da magnitude do momento fletor na proximidade dos cantos obtusos à medida que se aumentou o ângulo de esconsidade, em congruência com o estudo de LEONHARDT (1979).

As solicitações cortantes no canto obtuso dos modelos convencionais apresentaram acréscimo com o aumento da esconsidade. Nos modelos semi-integrais e integrais, porém, houve redução.

Verificou-se, ainda, o movimento de rotação dos viadutos no plano horizontal em torno de um eixo vertical (deslocamentos transversais ao eixo longitudinal dos viadutos), que aumentou em função do ângulo de esconsidade.

## **7.2 Transversinas**

A presença de transversinas paralelas aos encontros proporcionou uma pequena melhora na distribuição transversal de cargas em relação aos modelos sem transversinas.

Nos viadutos com transversinas, observou-se também, a acentuação do aumento dos momentos fletores e das solicitações cortantes na proximidade do ângulo obtuso em relação aos modelos sem transversinas.

O uso de transversinas praticamente não alterou os valores dos deslocamentos transversais.

## **7.3 Estaqueamento**

A consideração de estacas para suportar os encontros nas extremidades deu-se apenas nos modelos integrais por conta da conexão contínua entre a super e a mesoestrutura.

A mudança da orientação das estacas metálicas praticamente não alterou as solicitações (momentos fletores e solicitações cortantes) despertadas. O mesmo observou-se em relação aos deslocamentos transversais.

## **7.4 Considerações Finais**

A partir dos resultados obtidos da análise estrutural dos diversos modelos desenvolvidos nesse estudo de caso, verificou-se que a mudança de orientação das estacas (viadutos integrais) teve pouca influência nas solicitações e nos deslocamentos despertados. Notou-se também que a presença de transversinas paralelas aos apoios proporcionou uma melhora no comportamento estrutural, sendo preferível ao modelo sem transversinas.

Outra constatação importante é que os modelos integrais e semi-integrais esconsos apresentaram melhor comportamento estrutural que os convencionais, uma vez que as solicitações tenderam a se distribuir melhor, resultando em valores extremos (máximos) com menor magnitude e mais próximos entre as diferentes longarinas.

Em contrapartida, a análise das estruturas integrais e semi-integrais requereu modelos mais elaborados para a determinação das solicitações hiperestáticas levando-se em conta a sequência construtiva da estrutura.

Observados estes cuidados, pode-se afirmar que as estruturas integrais e semi-integrais apresentam vantagens econômicas (menor custo de construção e manutenção), estruturais (maior redundância, permitindo melhor distribuição dos carregamentos) e de utilização (presença de pista de rolamento uniforme, devido à ausência de juntas) em relação às convencionais.

## **7.5 Sugestões para Trabalhos Futuros**

Como sugestões para trabalhos futuros, citam-se:

- Desenvolver análise não-linear de estruturas integrais, semi-integrais e convencionais esconsas com a consideração das etapas construtivas e o comportamento reológico dos materiais (aço e concreto);
- Ampliar os parâmetros utilizados no estudo, tais como: o comprimento do vão, o tipo de conexão entre a superestrutura e os pilares intermediários (integral, do segundo gênero, do primeiro gênero ou através de laje de continuidade), as dimensões das estacas, a distância entre as longarinas e da espessura da laje, de modo a verificar sua influência no comportamento de pontes/viadutos integrais, semi-integrais e convencionais esconsos;
- Adotar diferentes tipos de solos de fundação (areia compacta, areia fofa, argila mole e argila rija) nos modelos de viadutos integrais esconsos e realizar a representação da rigidez lateral do solo utilizando metodologias distintas, como

molhas de Winkler e curvas P-Y. Trabalhos como o de OLIVEIRA (2017) e o de BOECKER (2019) mostraram diferenças significativas nos esforços despertados em viadutos integrais ortogonais ao serem utilizados diferentes tipos de solo e de metodologias de modelagem do terreno;

- Estudar fatores de momento e de sollicitação cortante para pontes integrais esconsas, visto que não há proposição destes fatores pelas normas da AASHTO, até os dias atuais.

## 9 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

---

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS/NATIONAL STEEL BRIDGE ALLIANCE, AASHTO/NSBA, **G13.1 Guidelines for Steel Girder Bridge Analysis**. 1<sup>st</sup> Edition, Washington, DC, 2011.

AASHTO, **AASHTO LRFD Bridge Design Specifications**, 7<sup>th</sup> Edition, 2014.

AASHTO, **AASHTO LRFD Bridge Design Specifications**, 8<sup>th</sup> Edition, 2017.

ALVES, R. V., **Pontes**, 1<sup>a</sup> Edição, Ed. Oficina de Textos, São Paulo, Brasil, 2021.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NOTAS TÉCNICAS, ABNT, **NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.

\_\_\_\_\_, **NBR 7187: Projeto e Execução de Pontes de Concreto Armado e Protendido**. Rio de Janeiro, 1987.

\_\_\_\_\_, **NBR 7187: Projeto e Execução de Pontes de Concreto Armado e Protendido**. Rio de Janeiro, 2021.

\_\_\_\_\_, **NBR 7188: Carga Móvel Rodoviária e de Pedestres em Pontes, Viadutos, Passarelas e Outras Estruturas**. Rio de Janeiro, 1984.

\_\_\_\_\_, **NBR 7188: Carga Móvel Rodoviária e de Pedestres em Pontes, Viadutos, Passarelas e Outras Estruturas**. Rio de Janeiro, 2013.

\_\_\_\_\_, **NBR 8800: Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios**. Rio de Janeiro, 2008.

\_\_\_\_\_, **NBR 8681: Ações e Segurança nas Estruturas - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2003.

ANGER, G., **Linhas de Influência para Vigas Contínuas**. 1<sup>a</sup>ed., São Paulo, 1949.

ARSOY, S., BARKER, R. M., DUNCAN, J. M., **The Behavior of Integral Abutment Bridges**. FHWA and Virginia Department of Transportation, FHWA/VTRC 00-CR3, Virginia, EUA, November 1999.

BAKEER, R. M., MATTEI N. J., ALMALIK, B. K., HOMES D., **Evaluation of DOTD Semi-Integral Bridge and Abutment System**. Department of Civil and Environmental Engineering Tulane University, New Orleans, Louisiana, March, 2005.

BECKMANN, F., CISNEROS, B., NEDLOCK, R., WHITE, D. **A Skewed Perspective**. Modern Steel Construction, December, 2008.

- 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): 399-419, 1993.
- BOECKER, C., N., **Pontes Integrais: Estudo Comparativo de Solicitações e Comportamento Estrutural, Monografia de Graduação**. Escola Politécnica/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2017.
- BURKE, M. P., **Integral and Semi-integral Bridges**. 1<sup>st</sup> ed., Oxford, United Kingdom, Wiley-Blackwell, 2009.
- CHEN, Y. (1997). **Important considerations, guidelines, and practical details of integral bridges**. Journal of Engineering Technology, Vol. 14, pp. 16-19, 1997.
- COLETTI D., CHAVEL B. W., WHITE D. W., SANCHEZ A., OZGUR C., CHONG J. M. J., **Construction Engineering Recommendations for Curved and Skewed Steel Girder Bridges – Summary of NCHRP Report 725: Appendix B**. Transportation Research Record 2374, pp 99-106, January, 2013.
- CORREIA, J. F. N., **Pontes Integrais – Estado da Arte**. Tese de M.Sc. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa (ISEL), Lisboa, Portugal, 2015.
- CULMO, M. P., **Connection Details for Prefabricated Bridge Elements and Systems**. FHWA-IF-09-010, 2009.
- DICLELI, M., ALBHAISI, S. M., **Estimation of Length Limits for Integral Bridges Built on Clay**. J. Bridge Eng., 9(6): 572-581, 2004.
- DICLELI, M., ERHAN, S., **Live Load Distribution Formulas for Single-Span Prestressed Concrete Integral Abutment Bridge Girders**. J. Bridge Eng., 14(6): 472-486, 2009.
- DICLELI, M., KARALAR. M., **Effect of thermal induced flexural strain cycles on the low cycle fatigue performance of integral bridge steel H-piles**. Engineering Structures 124, 388–404, 2016.
- DICLELI, M., YALCIN. O. F., **Incorporation of Skew Effects in Live-Load Distribution Factors Developed for Typical Integral Bridges**. J. Bridge Eng., Vol. 23, Issue 2, 2018.
- DNIT, Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes, **Norma DNIT 109 – Obras Complementares – Segurança no Tráfego Rodoviário – Projeto de Barreiras de Concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2009.
- EUROCODE EN 1337-3: **Structural bearings - Part 3: Elastomeric bearings**, 2005.

GIRTON, D. D.; HAWKINSON, T.R.; AND GREIMANN, L.F., **Validation of Design Recommendations for Integral-Abutment Piles**. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 117, No.7, pp. 2117-2134, July, 1991.

GREIMANN,L.F., WOLDE-TINSAE,A.M., YANG,P.S., **Skewed Bridges with Integral Abutments**. Transportation Research Record 903, pp.64 -72, 1983.

HAMBLY, E. C., **Bridge Deck Behavior**, 2<sup>nd</sup> ed., E & FN SPON, Chapman & Hall, London, 1991.

HOPPE. E., WEAKLEY K., THOMPSON, P., **Jointless bridge design at the Virginia Department of Transportation**. Transportation Research Procedia 14, 3943 – 3952, 2016.

KALAYCI, E., CIVJAN, S. A., BREÑA, S. F., **Parametric study on the thermal response of curved integral abutment bridges**. Engineering Structures 43, 129–138, 2012.

KHALOO, A. R., MIZABOZORG, H., **Load Distribution Factors in Simply Supported Skew Bridges**. Journal of Bridge Engineering, 8 (4): 241-244, 2003.

KIRUPAKARAN, K., MURALEETHARAN, K. K., **Parametric Study for Understanding the Behavior of Integral Abutment Bridges**. Geotechnical Frontiers, 2017, GSP 279: 164-173.

KUNIN, J., ALAMPALLI, S., **Integral Abutment Bridges: Current Practice in United States and Canada**. J. Perform. Constr. Facil., 14(3): 104-111, 2000.

LEONHARDT, F., **Princípios Básicos da Construção de Pontes de Concreto**, CONSTRUÇÕES DE CONCRETO Vol. 6, Ed. Interciência, Rio de Janeiro, 1979 (original em Alemão, edição Springer – Verlag, 1979).

MAHMOUD, M., **Sustainable Bridge Structures**. Taylor& Francis Group, London, UK, 2015.

MARURI, R. F., PETRO, S. H., **Integral Abutments and Jointless Bridges (IAJB) 2004 Survey Summary**. In: The 2005 – FHWA Conference, pp.12-29 Baltimore, Maryland, EUA, March, 2005.

MATTOCK , A. H., **Precast – Prestressed Concrete Bridges – 5, Creep and Shrinkage Studies**. Journal of the PCA Research and Development Laboratories, v. 3, n. 2, Portland Cement Association, Skokie, Illinois, May, 1961.

MENN, C., **Prestressed Concrete Bridges**, Birkhäuser Verlag AG, Berlin, 1990.



NATIONAL ACADEMIES OF SCIENCES, ENGINEERING, AND MEDICINE, **Design Guide for Bridges for Service Life**. Washington, DC: The National Academies Press. 2013.

NEW YORK STATE DEPARTMENT OF TRANSPORTATION (NYSDOT), **NYSDOT Bridge Manual**. 3<sup>rd</sup> Edition, 2005.

OESTERLE, R. G.; TABATABAI, H.; LAWSON, T. J.; REFAI, T.M.; VOLZ, J. S.; AND SCANLON, A., **Jointless and Integral Abutment Bridges Summary Report**. CTL of Skokie, IL, to be published, under review by FHWA, 1998.

OLIVEIRA, A. B., **Pontes Integrais – Análise, Projeto e Métodos Construtivos**. Monografia de Graduação, Escola Politécnica/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2017.

OLIVEIRA, M. J. S., **Comportamento Estrutural de Pontes Esconsas**. Dissertação 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, No. 1, 2017.

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.

PINHO, M. F., REGIS, P. A., ARAÚJO, E. R., **Pontes de encontros integrais – Conceitos e aspectos de projeto**. ANAIS DO 51º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO - CBC2009, IBRACON, 2011.

ROCHA, B. F., SCHULZ, M., **Lajes esconsas em concreto armado**. IBRACON Structures and Materials Journal, vol. 10, nº1, p.192-219, February 2017.

SANG-HYO K., JI-HYUN Y., JUN-HWAN K., WOO-JIN C., JIN-HEE A., **Structural details of steel girder–abutment joints in integral bridges: An experimental study**. Journal of Constructional Steel Research, Volume 70, Pages 190-212, ISSN 0143-974X, 2012.

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**. Monografia de Graduação, Escola Politécnica/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2011.

SOUZA, C. F. F., ***Continuidade estrutural em tabuleiros de pontes construídos com vigas pré-fabricadas. Soluções com ligação em betão armado.*** Tese de M.Sc. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), Porto, Portugal, 2004.

STEINBERG, P. E., SARGAND, S. M., BETTINGER, C., ***Forces in Wingwalls of Skewed Semi-Integral Bridges.*** Journal of Bridge Engineering, 9 (6): 563-571, 2004.

TARDIVO, F. G., ***Estudo de Esquemas Estruturais e Modelagem de Tabuleiros de Pontes Esconsas.*** Dissertação de mestrado Escola Politécnica – Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brasil, 2014.

WANG, T., LI, Q., HU, D., ***The Review about a New Type of Bridge Structure– Semi-Integral Abutment Jointless Bridge.*** Advanced Materials Research Vols. 368-373, pp 72-75, 2012.

WASSERMAN, E. P., WALKER, J. H., ***Integral Abutment for Steel Bridges,*** American Iron and Steel Institute, 1996.

YANNOTTI, A. P., ALAMPALLI, S., WHITE, H. L., ***New York State Department of Transportation's Experience with Integral Abutments Bridges.*** In: The 2005 – FHWA Conference, pp.41-49 Baltimore, Maryland, EUA, March, 2005.

## 10 SÍTIOS DA INTERNET

---

CCANZ CONCRET ANSWERS, *Joint – Design Process for Selection of Joint Types*. Disponível em: <<https://www.ccanz.org.nz/page/Joints-Architecture-and-Design.aspx>>. Acesso 10/05/2019.

VERÍSSIMO, G. S., CÉSAR JR, K. M. L., *Concreto Protendido – Perdas de Protensão*, Departamento de Engenharia Civil – Centro de Ciências Exatas e Tecnológicas – Universidade Federal de Viçosa, 4ª edição, Julho, 1998. Disponível em: <<http://www.feb.unesp.br/lutt/Concreto%20Protendido/CP-vol2.pdf>>. Acesso em: 20/03/2021.

ZAOGIANG DACHENG RUBBER CO. LTDA., *Pot Bearing*. Disponível em: <<https://www.bridgebearing.org/bridgebearing/pot-bearing.html>>. Acesso em: 06/06/2019.

## ANEXO 1 – DETERMINAÇÃO DAS RIJEZAS DOS APARELHOS DE APOIO

O cálculo da rigidez dos aparelhos de apoio foi realizado segundo a norma europeia EN 1337-3 (2005). Segundo a referida norma, determina-se a rigidez vertical pela seguinte equação:

$$k_v = \left[ \frac{\sum t_i}{A} \cdot \left( \frac{1}{5 \cdot G \cdot S^2} + \frac{1}{E_b} \right) \right]^{-1} \quad (\text{A1.1})$$

onde:

A é a área em planta do aparelho de apoio;

$t_i$  é a espessura de uma camada de elastômero;

G é o módulo de deformação por cisalhamento do elastômero, igual a 1 MPa;

$E_b$  é o módulo de elasticidade do elastômero, igual a 2000 MPa;

S é o fator de esconidade, calculado por:

$$S = \frac{a' \cdot b'}{2 \cdot (a' + b') \cdot t_i} \quad (\text{A1.2})$$

onde:

$a'$  é a largura efetiva do elastômero (largura das chapas de aço);

$b'$  é o comprimento efetivo do elastômero (comprimento das chapas de aço).

A rigidez horizontal é obtida por:

$$k_h = \frac{A \cdot G}{n \cdot t_i} \quad (\text{A1.3})$$

A rigidez de rotação é calculada por:

$$k_m = \frac{(G \cdot a'^5 \cdot b')}{n \cdot t_i^3 \cdot K_s} \quad (\text{A1.4})$$

onde:

$K_s$  é o fator de restauração de momento fletor, cujos valores são obtidos na Tabela A1.1;

n é o número de camadas de elastômero.

Tabela A1. 1: Fator de restauração do momento fletor. Fonte: EN 1337-3 (2005).

<b>b'/a'</b>	0,5	0,75	1	1,2	1,25	1,3	1,4	1,5
<b>K<sub>s</sub></b>	137	100	86,2	80,4	79,3	78	76,7	75,3
<b>b'/a'</b>	1,6	1,7	1,8	1,9	2	2,5	10	∞
<b>K<sub>s</sub></b>	74,1	73,1	72,2	71,5	70,8	68	61,9	60

A Tabela A1.2 apresenta os valores das rijezas dos aparelhos de apoio e das variáveis necessárias para determiná-las.

Tabela A1. 2: Determinação das rijezas dos aparelhos de apoio.

<b><math>t_i</math> (m)</b>	0,010
<b>A (m<sup>2</sup>)</b>	0,200
<b>G (KPa)</b>	1000
<b>E<sub>b</sub> (kPa)</b>	2000000
<b>a' (m)</b>	0,392
<b>b' (m)</b>	0,492
<b>S</b>	10,909
<b>K<sub>v</sub> (kN/m)</b>	2292834
<b>K<sub>h</sub> (kN/m)</b>	5000
<b>K<sub>m</sub> (kN/rad)</b>	14357

## ANEXO 2 – VALIDAÇÃO DOS MODELOS COMPUTACIONAIS

Para fins de validação dos modelos em casca, foram desenvolvidos modelos computacionais simplificados (bidimensionais e em grelha) com o propósito de comparar os resultados obtidos, tal como apresentado a seguir.

### A2.1 Modelo Bidimensional: Viga Pré-Moldada Isostática

Neste modelo, utilizado para avaliar o peso próprio e a primeira etapa de protensão (Figura A2.1), foram empregados elementos de barra para representar a viga isolada. As características geométricas e as propriedades mecânicas dos materiais são as mesmas resumidas nas Tabelas 5.1 e 5.2, respectivamente.



Figura A2. 1: Modelo bidimensional de viga pré-moldada isostática.

### A2.2 Modelo Bidimensional: Viaduto Integral Ortogonal

O modelo aperticado (hiperestático) da Figura A2.2 representa o viaduto integral sem esconsidade.

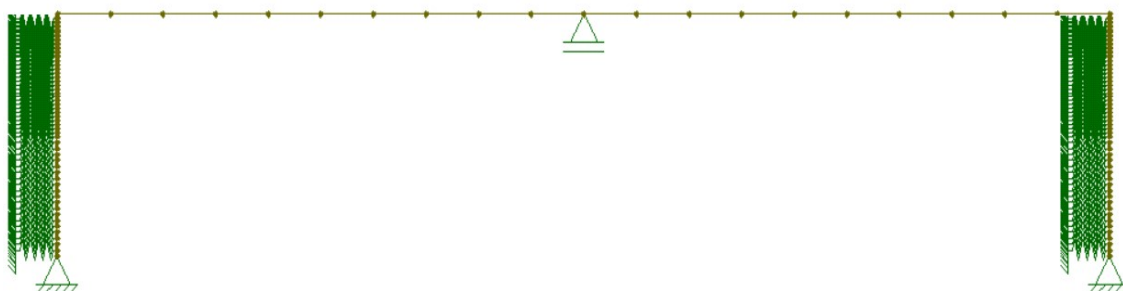


Figura A2. 2: Modelo bidimensional do viaduto integral ortogonal.

A seção transversal da viga composta, no vão e nos apoios, é ilustrada na Figura A2.3.

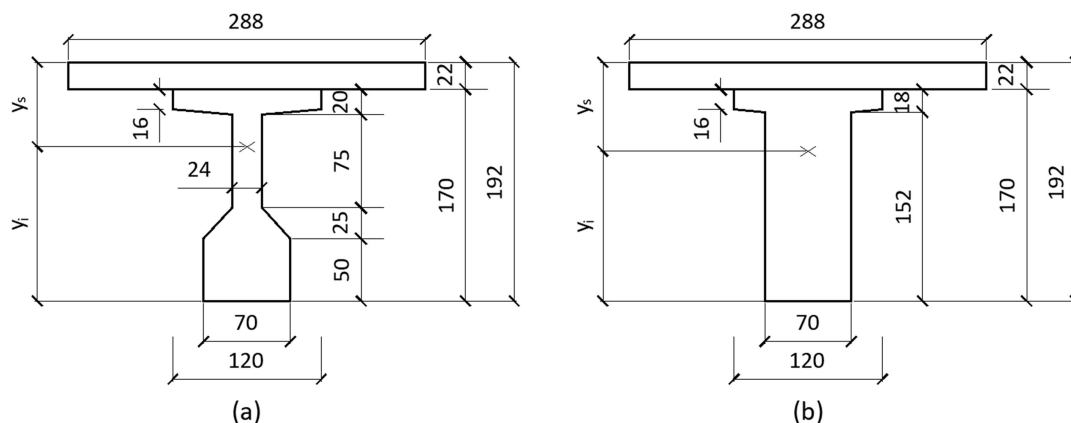


Figura A2. 3: Seção transversal da longarina completa (medidas em cm): (a) no meio do vão e (b) no apoio.

A Tabela A2.1 resume as propriedades geométricas da viga composta.

Tabela A2. 1: Propriedades geométricas da seção da viga composta.

Propriedade	Meio do vão	Apoio
Altura (m)	1,920	1,920
Área (m <sup>2</sup> )	1,502	1,914
y <sub>s</sub> (m)	0,680	0,716
y <sub>i</sub> (m)	1,240	1,204
Inércia (m <sup>4</sup> )	0,648	0,686

Os encontros e as estacas foram representados com elementos de barra, com seção transversal retangular e perfil H, respectivamente. A Tabela A2.2 apresenta as características geométricas do encontro.

Tabela A2. 2: Parâmetros adotados para os encontros.

Altura (m)	5,00
Espessura (m)	1,50
Largura (m)	14,40
Largura considerada por longarina = 1/5 da Largura total (m)	2,88

As características geométricas das estacas, bem como os coeficientes de rigidez das molas, encontram-se indicados nas Tabelas 5.6, 5.8 e 5.9.

### A2.3 Modelo em Grelha: Viaduto Integral com Esconsidade de 30°

Para a representação do viaduto integral com 30° de esconsidade, adotou-se o modelo em grelha, apresentado na Figura A2.4.

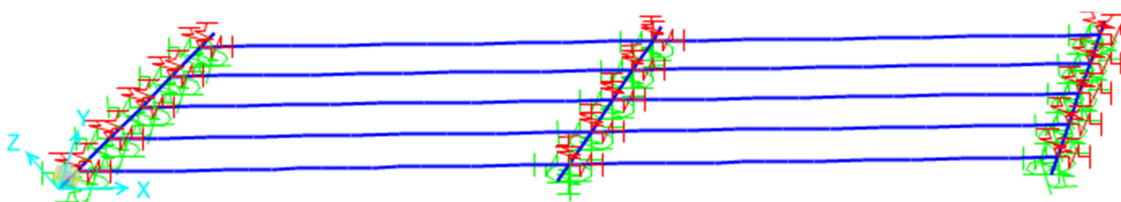


Figura A2. 4: Modelo em grelha do viaduto integral com esconsidade de 30°.

Nesse modelo, as longarinas com seção composta (Figura A2.3), a transversina e os encontros foram modelados com o uso de elementos de barra. As dimensões da transversina e dos encontros são apresentadas na Tabela A2.3. Não é levada em consideração a excentricidade entre os elementos estruturais.

Tabela A2. 3: Parâmetros adotados.

Propriedade	Transversina	Encontro
Altura (m)	1,920	5,00
Espessura (m)	0,60	1,500

Foram adotados apoios de primeiro gênero e molas para restringir o deslocamento ou a rotação, de modo a simular a estrutura real. Os cálculos dos coeficientes de rigidez das molas encontram-se no Anexo 1.

Na transversina sobre o apoio central, os coeficientes de rigidez das molas permitem deslocamento nas direções longitudinal e transversal e rotação liberada em todas as direções. Nos apoios extremos, o deslocamento e a rotação são impedidos em todas as direções, de modo a simular a rigidez da ligação monolítica entre a superestrutura e os encontros.

Os coeficientes de rigidez dos aparelhos de apoio são os mesmos apresentados na Tabela 5.5.

#### A2.4 Comparação entre Resultados

Para avaliação das solicitações, foram considerados o peso próprio e primeira etapa de protensão aplicados na estrutura isostática (vigas isoladas), enquanto as demais ações foram aplicadas à estrutura hiperestática (viaduto completo). As Tabelas A2.4 a A2.6 apresentam os resultados nas seções críticas ( $S_5$  – viga biapoiada;  $S_4$  e  $S_{10}$  – viga hiperestática). As seções de cálculo encontram-se ilustradas na Figura 5.16.

Tabela A2. 4: Momentos fletores despertados nas vigas pré-moldadas isoladas.

Seção	Carregamento	Momento fletores (kN·m)		
		Modelo em Barra	Modelo Casca	Diferença
$S_5$	Peso próprio das vigas	2657	2591	3%
$S_5$	1ª Etapa de protensão	-4020	-3899	3%

Tabela A2. 5: Momentos fletores despertados nos viadutos integrais sem esconsideade.

Seção	Carregamento	Momento fletores (kN·m)		
		Modelo em Barra	Modelo Casca	Diferença
$S_4$	Peso próprio da laje	749	741	1%
$S_4$	Pavimentação	709	706	0%
$S_4$	Barreiras	216	217	0%
$S_4$	2ª Etapa de protensão	-2407	-2564	-6%
$S_0$	Temperatura +15°C mín.	-1155	-1176	-2%
$S_{10}$	Temperatura +15°C máx.	515	470	10%
$S_4$	Carga móvel máx.	2063	2001	3%
$S_{10}$	Carga móvel mín.	-2017	-1987	2%



Tabela A2. 6: Momentos fletores despertados nos viadutos integrais com esconsidade de 30°.

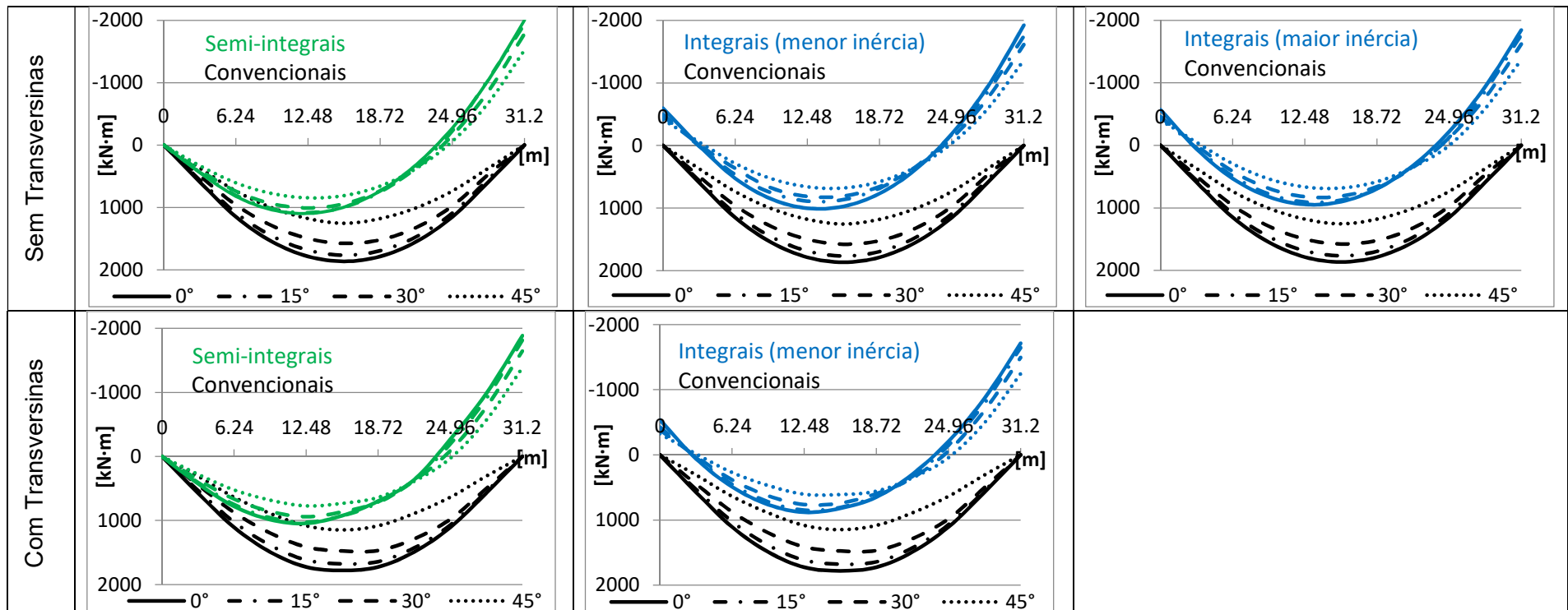
Seção	Carregamento	Momento fletores (kN·m)		
		Modelo em Barra	Modelo Casca	Diferença
S <sub>4</sub>	Peso próprio da laje	755	757	0%
S <sub>4</sub>	Pavimentação	674	666	1%
S <sub>4</sub>	Barreiras	207	206	0%
S <sub>4</sub>	2ª Etapa de protensão	-2792	-2979	-6%
S <sub>0</sub>	Temperatura +15°C mín.	-992	-1044	-5%
S <sub>10</sub>	Temperatura +15°C máx.	186	198	-6%
S <sub>4</sub>	Carga móvel máx.	1693	1830	-7%
S <sub>10</sub>	Carga móvel mín.	-1951	-1879	4%

## ANEXO 3 – MINIATURAS DOS RESULTADOS

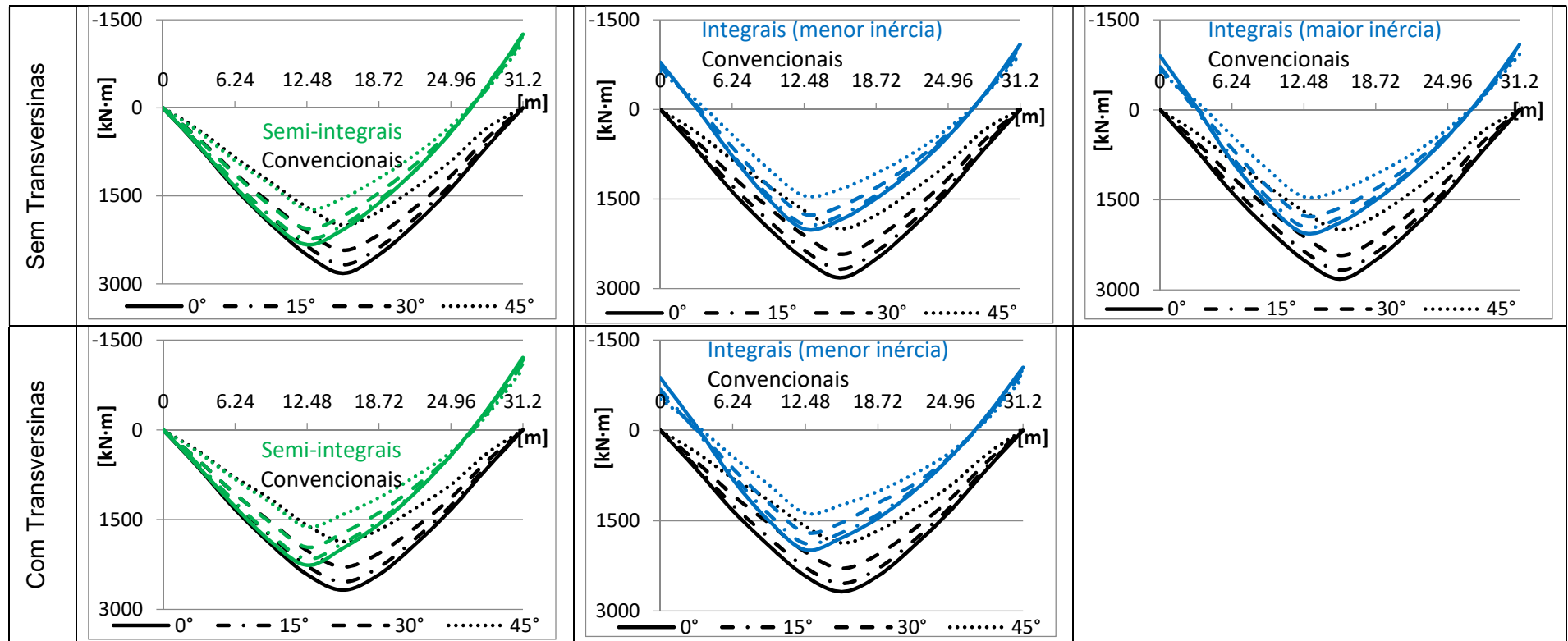
Este anexo reúne miniaturas dos resultados provenientes do estudo de caso, apresentados no item 5.5 deste trabalho. O objetivo é facilitar a comparação visual entre diferentes sistemas estruturais.

### A3.1 Momentos Fletores

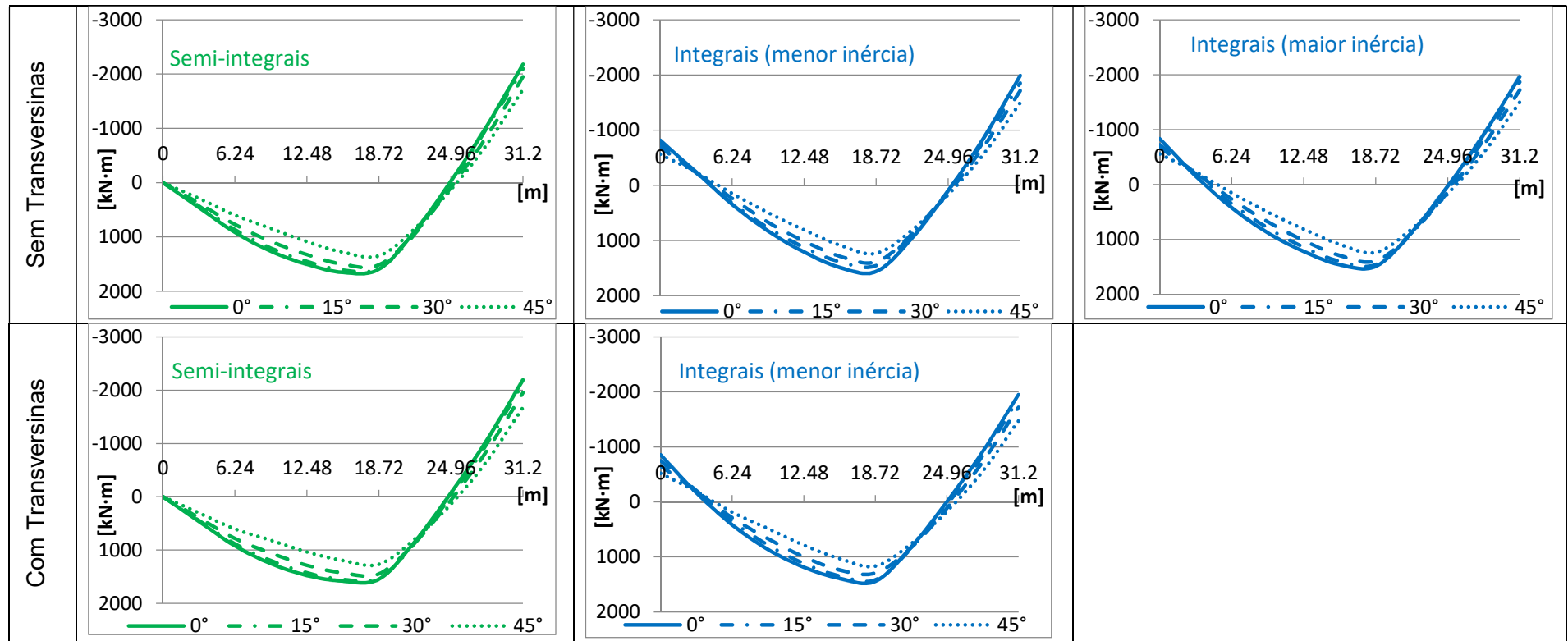
#### A3.1.1 Sobrecarga permanente



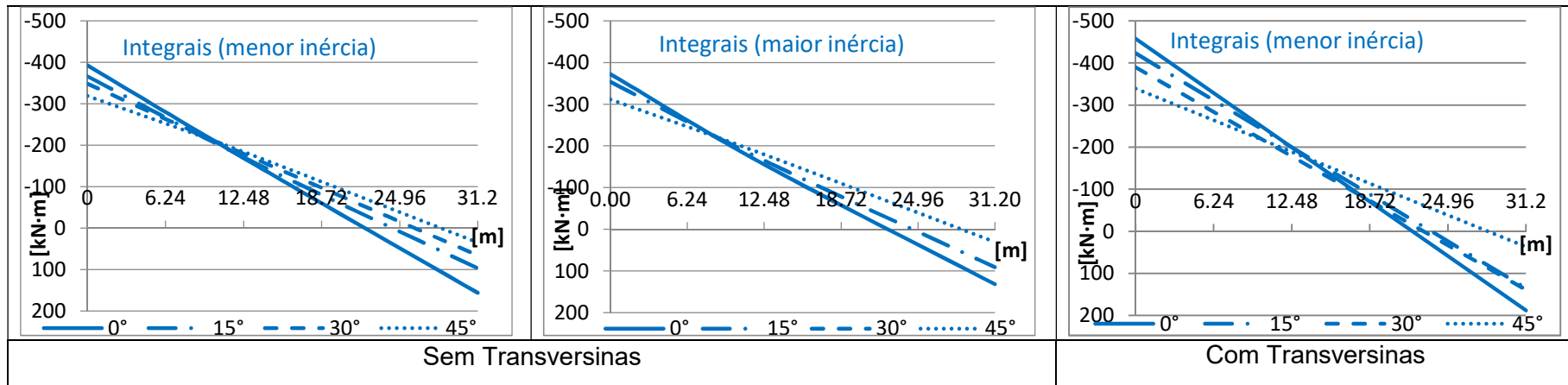
A3.1.2 Carga móvel (momentos fletores máximos positivos na seção S<sub>4</sub>/S<sub>5</sub>)



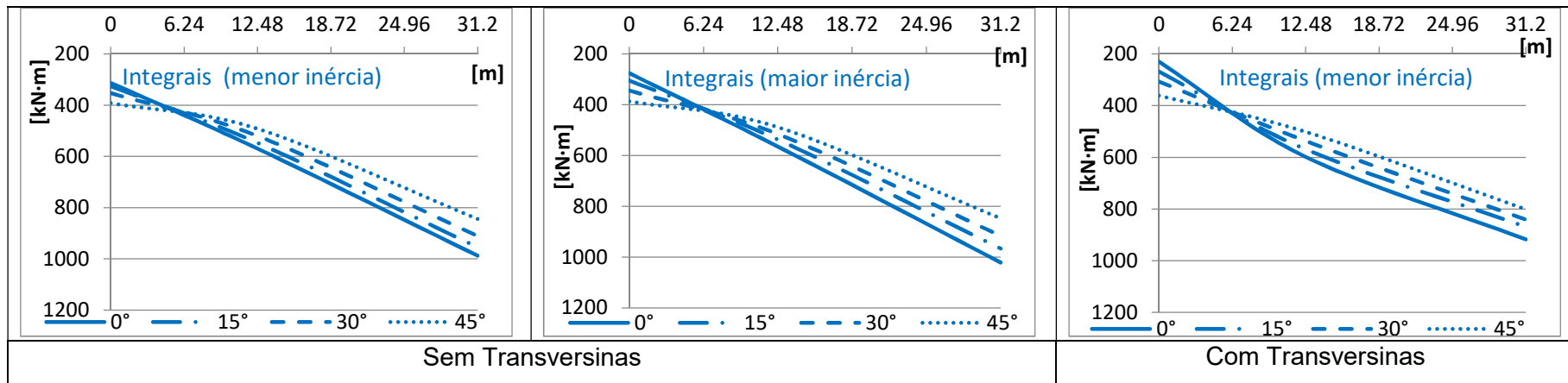
A3.1.3 Carga móvel (momentos fletores mínimos negativos na seção S<sub>10</sub>)



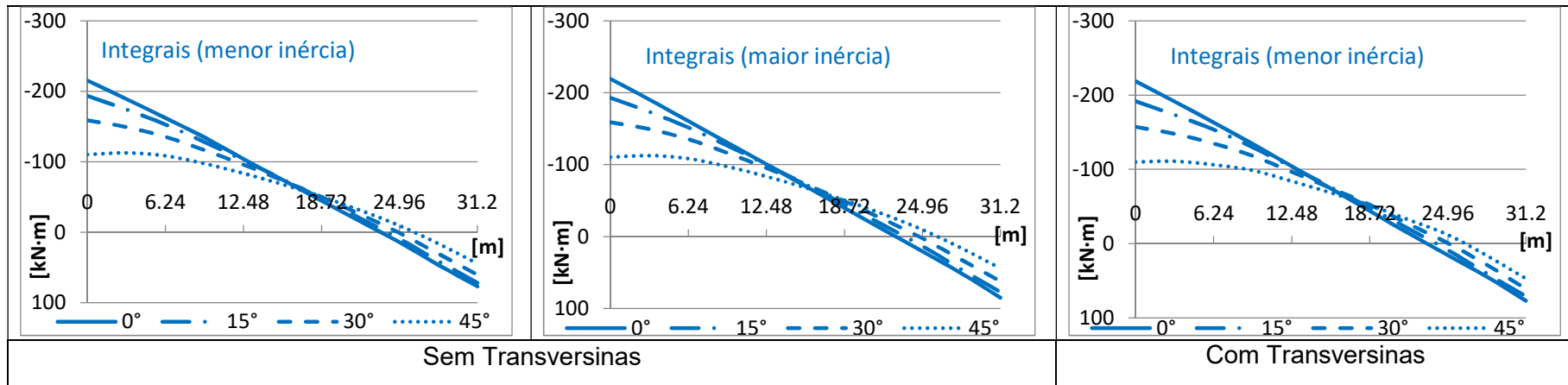
### A3.1.4 Variação uniforme de temperatura



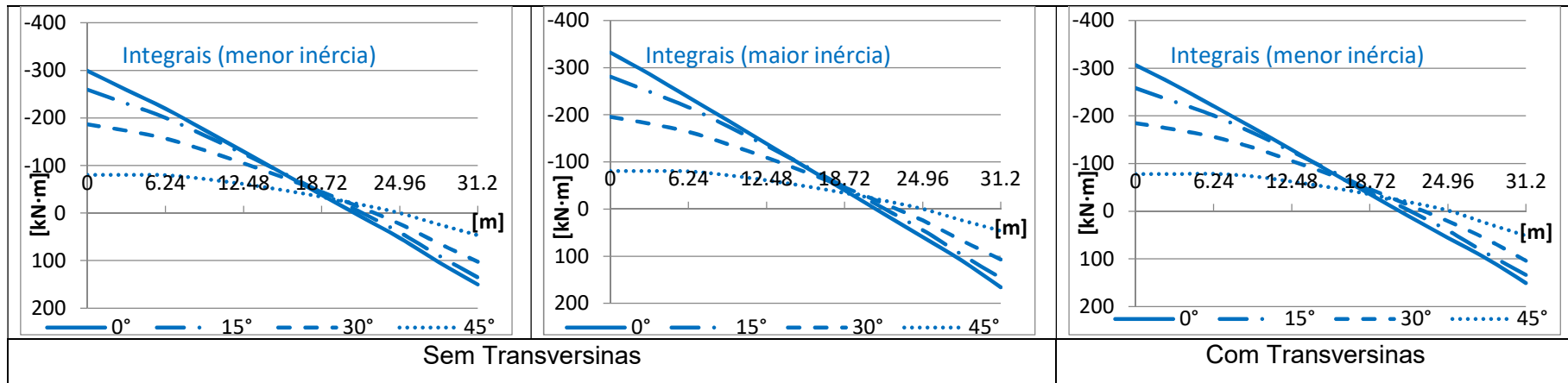
### A3.1.5 Variação não-uniforme de temperatura



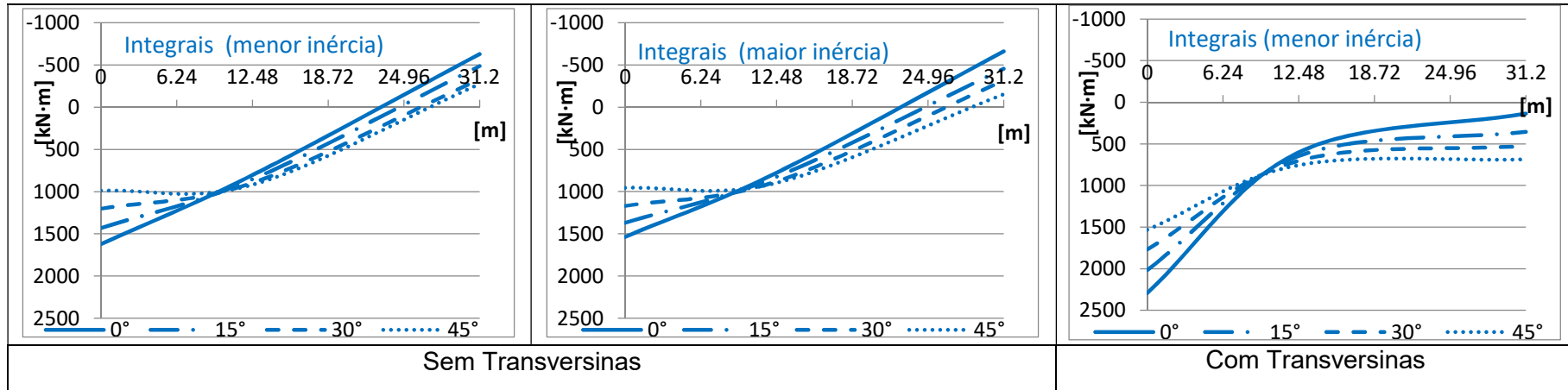
### A3.1.6 Empuxo de terra em uma extremidade



### A3.1.7 Empuxo de terra em ambas as extremidades

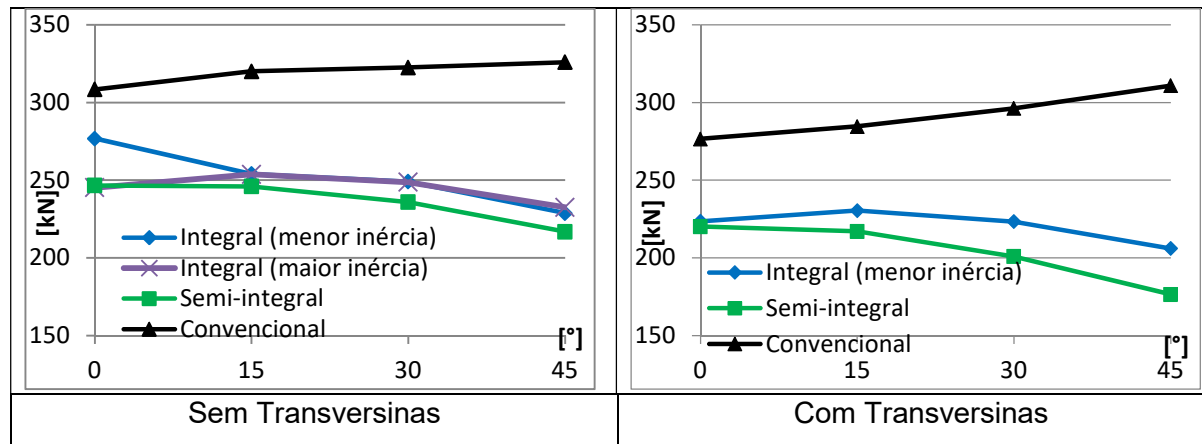


### A3.1.8 Retração e fluência

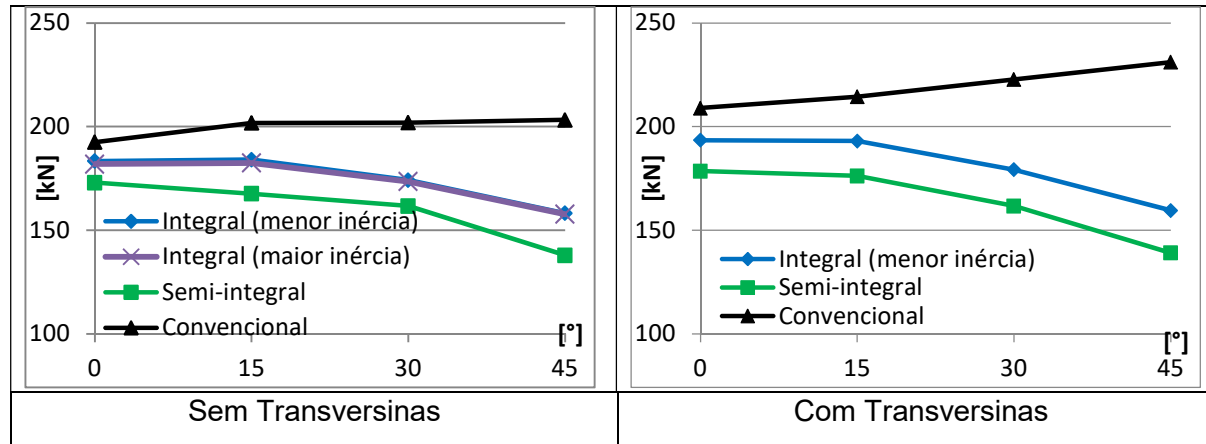


### A3.2 Solicitações Cortantes

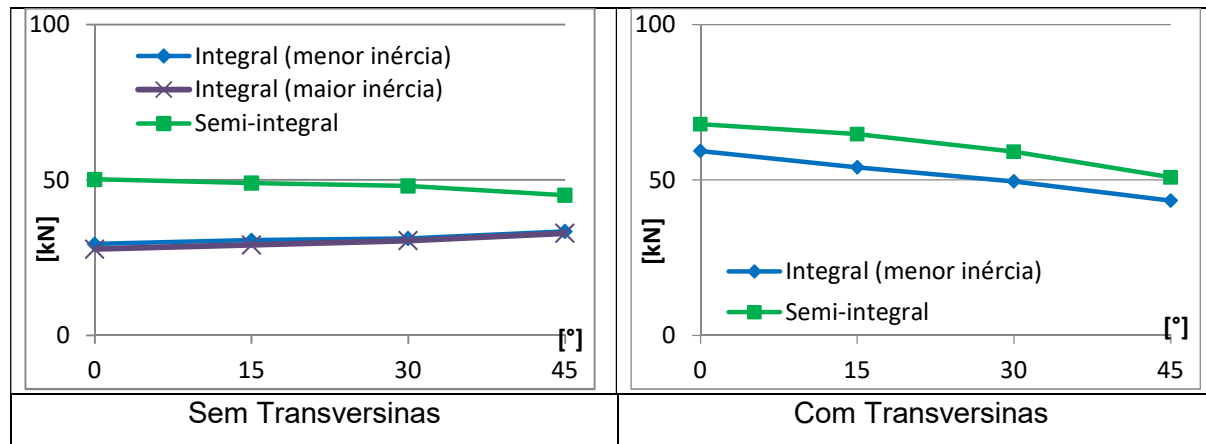
#### A3.2.1 Sobrecarga permanente



A3.2.2 Carga móvel (momentos fletores máximos positivos na seção S<sub>4</sub>/S<sub>5</sub>)

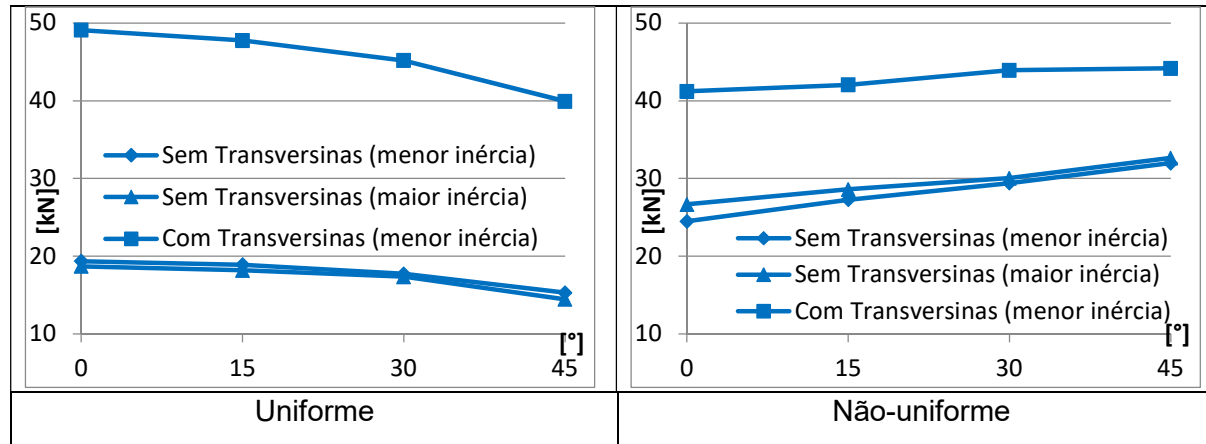


A3.2.3 Carga móvel (momentos fletores mínimos negativos na seção S<sub>10</sub>)

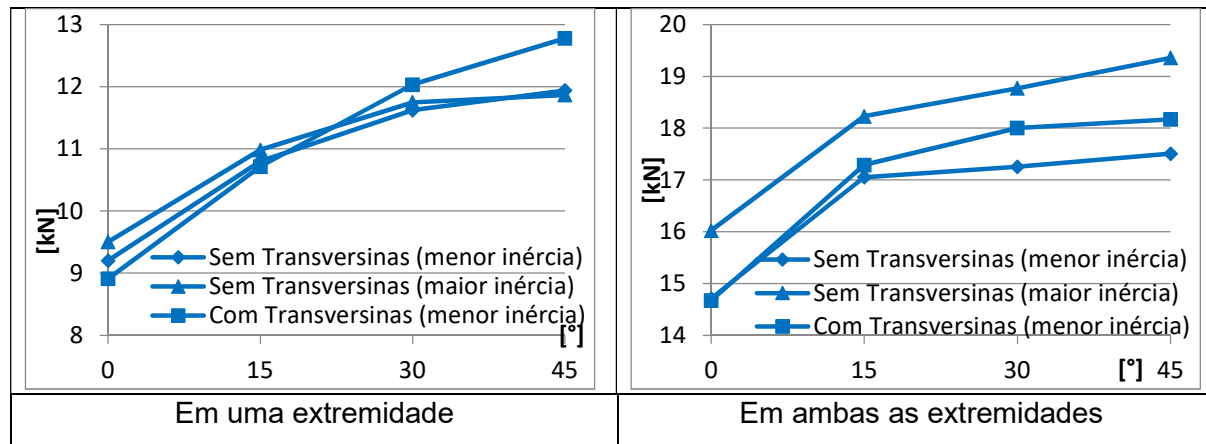




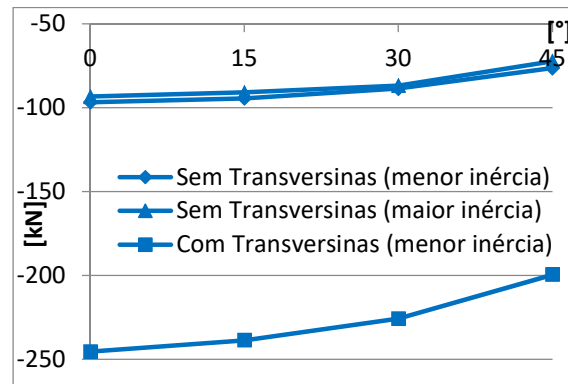
### A3.2.4 Variação de temperatura



### A3.2.5 Empuxo de terra

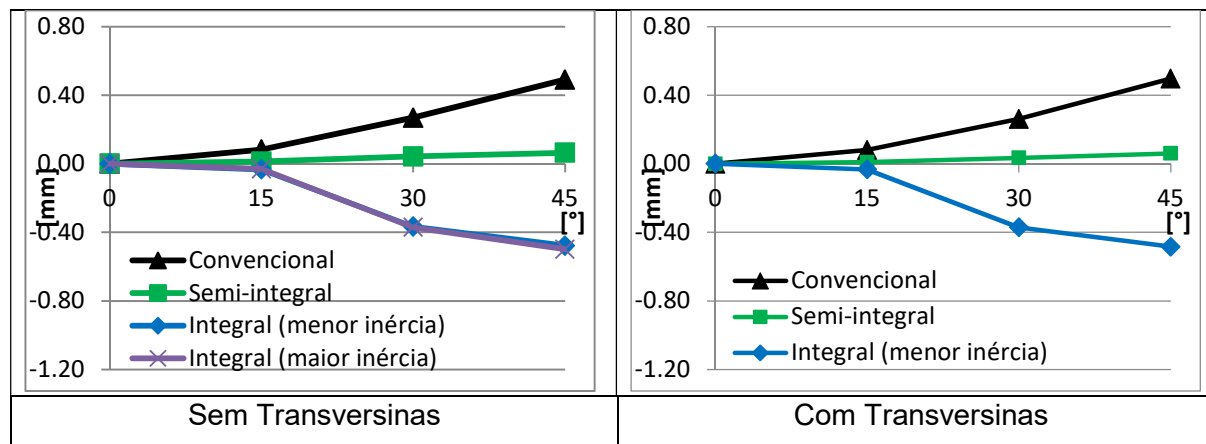


### A3.2.6 Retração e fluência

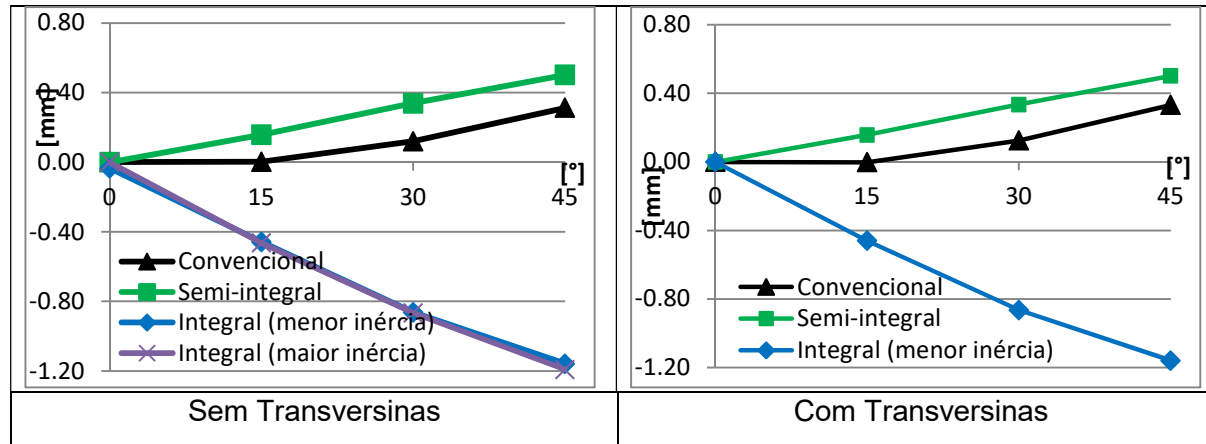


### A3.3 Deslocamentos Transversais Máximos

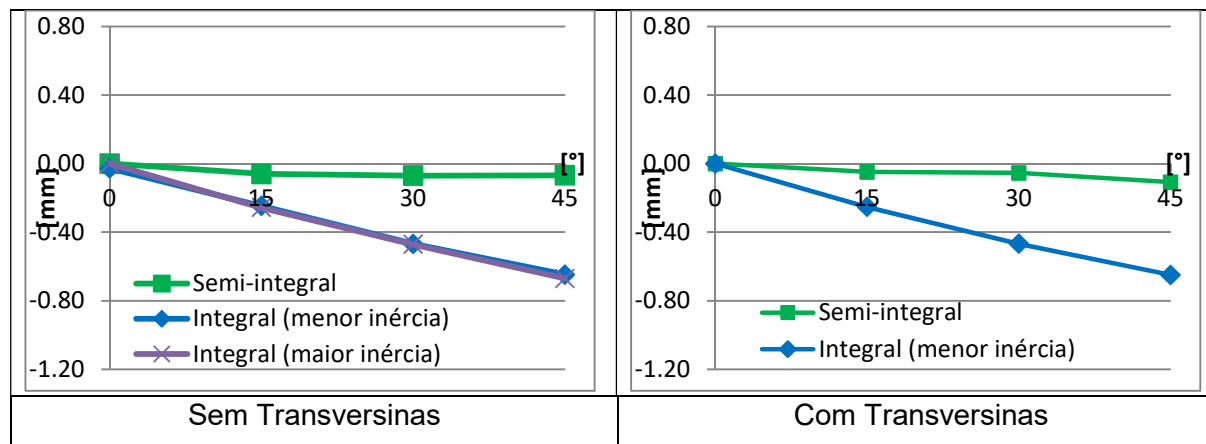
#### A3.3.1 Sobrecarga permanente



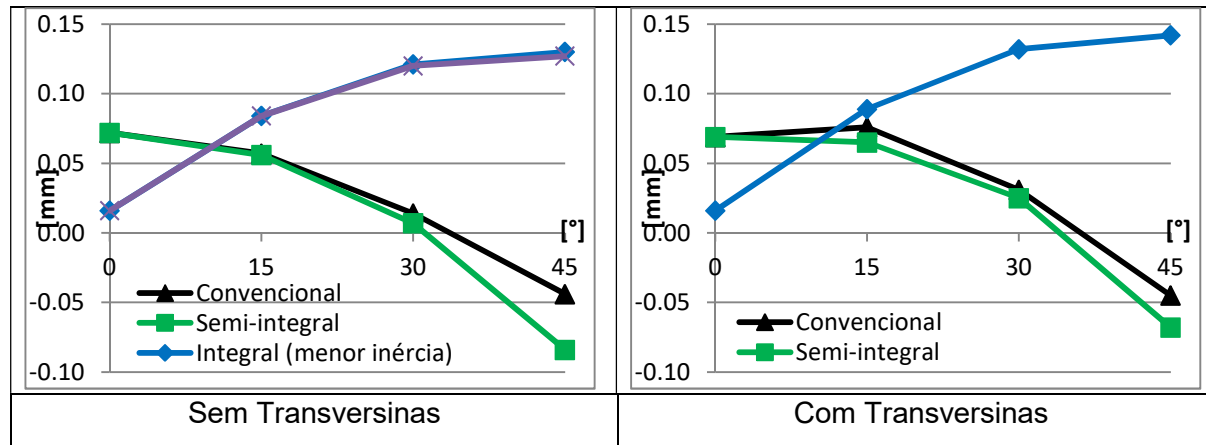
A3.3.2 Carga móvel (momentos fletores máximos positivos na seção S<sub>4</sub>/S<sub>5</sub>)



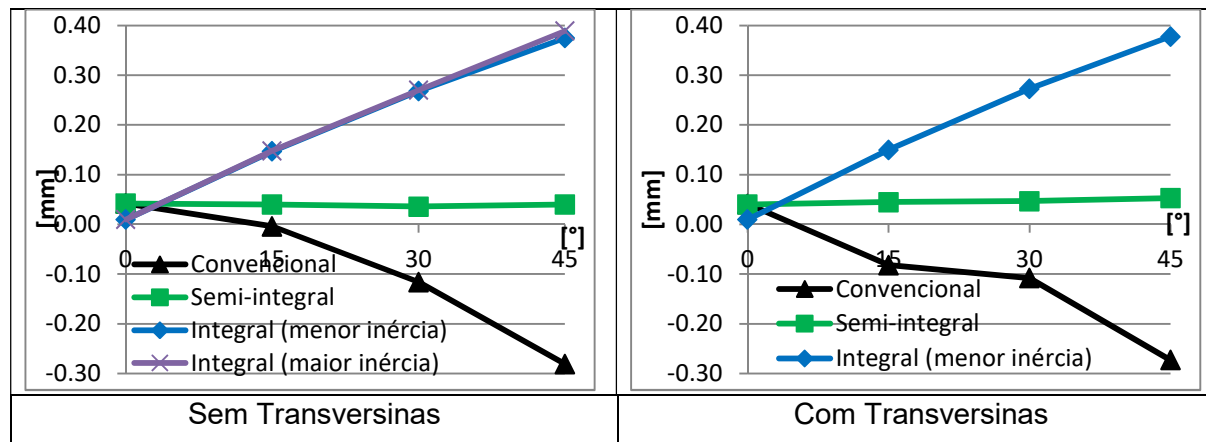
A3.3.3 Carga móvel (momentos fletores mínimos negativos na seção S<sub>10</sub>)



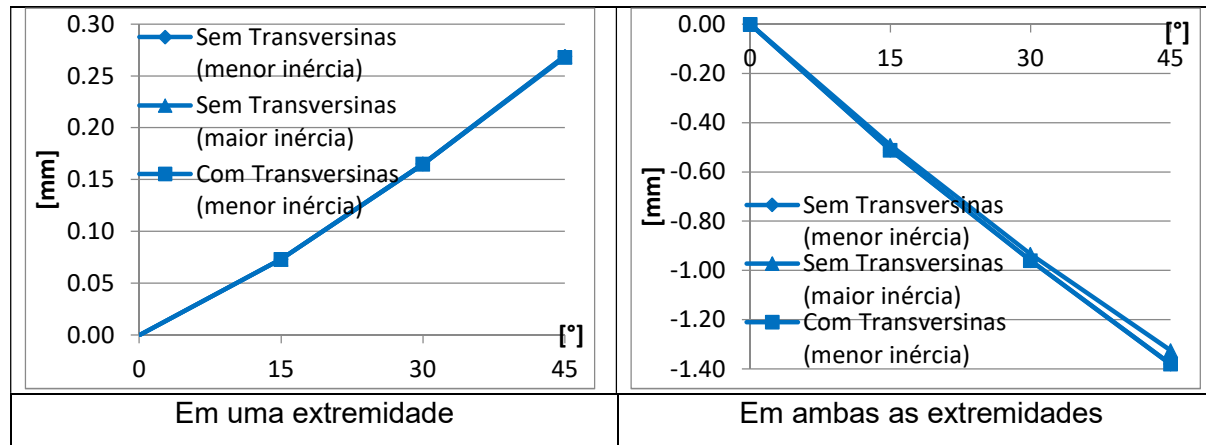
### A3.3.4 Variação uniforme de temperatura



### A3.3.5 Variação não-uniforme de temperatura



### A3.3.6 Empuxo de terra



### A3.3.7 Retração e fluência

