



COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE PONTES ESCONSAS

Marcos José dos Santos Oliveira

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do Título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientadores: Michèle Schubert Pfeil

Ronaldo Carvalho Battista

Rio de Janeiro
Setembro de 2015

COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE PONTES ESCONSAS

Marcos José dos Santos Oliveira

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO ALBERTO LUIZ COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE ENGENHARIA (COPPE) DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Examinada por:

Prof^ª. Michèle Schubert Pfeil, D.Sc.

Prof. Ronaldo Carvalho Battista, Ph.D.

Prof^ª. Eliane Maria Lopes Carvalho, D.Sc.

Prof. Francisco de Assis das Neves, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

SETEMBRO DE 2015

Oliveira, Marcos José dos Santos

Comportamento Estrutural de Pontes Esconsas / Marcos José dos Santos Oliveira. – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2015.

XX, 96 p.: il.; 29,7 cm.

Orientadores: Michèle Schubert Pfeil

Ronaldo Carvalho Battista

Dissertação (mestrado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2015.

Referências Bibliográficas: p. 95-96.

1. Análise Estrutural. 2. Pontes Rodoviárias Esconsas. I. Pfeil, Michèle Schubert *et al.* II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título.

À minha avó Helenita (in memoriam),
sempre presente! Aos meus pais: Ana Helena
e José Moura e à minha querida esposa
Claudia. Sem vocês não seria possível!

AGRADECIMENTOS

A Deus por iluminar o meu caminho e me manter firme na busca por este sonho.

Aos meus orientadores, Prof^ª Michèle Schubert Pfeil e Prof. Ronaldo Carvalho Battista, que foram verdadeiros espíritos de luz nesta minha caminhada. Por toda dedicação, motivação, paciência e principalmente pelos valiosos conhecimentos transmitidos no decorrer do curso, assim como no desenvolvimento desta dissertação de mestrado.

A todos os professores do Programa de Engenharia civil da COPPE pelos conhecimentos transmitidos durante o curso.

À minha esposa que acreditou no meu sonho e embarcou comigo nessa caminhada se dedicando plenamente nesse objetivo.

Aos meus pais pela minha educação e por serem meus exemplos de integridade e respeito ao próximo.

Aos meus avós (in memoriam) que com muita sabedoria me ensinaram que as vitórias da vida são construídas com perseverança e paciência.

À minha irmã Mônica pelas suas orações e incentivo, pelo exemplo de garra e pelo cuidado com meus pais, principalmente enquanto estive fora de Salvador e assim poder buscar essa realização. Ao meu irmão Fábio, pelo incentivo nesta dura caminhada.

À minha madrinha Gina e tia Ita, pelo carinho, dedicação e cuidado comigo, como se filho fosse e pela grande contribuição na minha educação desde a minha infância.

Aos meus sobrinhos, tios e primos que sempre me incentivaram e torceram por mim.

Aos meus amigos e companheiros de mestrado: Priscilla Maiolino, Juan Sebastian e Andrea Araújo, por toda ajuda nos momentos difíceis deste mestrado e principalmente pela grande amizade que construímos.

Ao meu enteado e amigo Felipe Aranha, por toda sua ajuda no decorrer do mestrado, mesmo em alguns momentos a distância suas palavras de apoio valeram muito.

Ao meu amigo Tiago Limoeiro por ter sido meu maior incentivador a fazer o mestrado na COPPE.

A todos os meus amigos, em especial aos amigos da Pedra do Sal, que sempre torceram por mim e me deram muita força nesta caminhada.

Resumo da Dissertação apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.)

COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE PONTES ESCONSAS

Marcos José dos Santos Oliveira

Setembro/2015

Orientadores: Michèle Schubert Pfeil

Ronaldo Carvalho Battista

Programa: Engenharia Civil

Os cruzamentos esconsos de rodovias e ferrovias sobre rios, canais e outras linhas viárias demandam pontes com tabuleiros esconsos, cujo comportamento estático e dinâmico é distinto do das pontes sobre linhas de apoio ortogonais ao eixo, em função de vários parâmetros geométricos e condições de contorno em termos de deslocamentos e forças. Este trabalho apresenta um estudo paramétrico sobre o comportamento estrutural de pontes rodoviárias esconsas elaborado por meio de análise estática de modelos numéricos de três tipos de seção transversal do tabuleiro: múltiplas vigas mistas aço-concreto, seção celular singela e seção Π , ambas em concreto armado. Dentre os parâmetros considerados destacam-se o ângulo de esconsidade, a razão entre a largura do tabuleiro e o comprimento do vão e a distribuição espacial do carregamento, além da ação de variação de temperatura. Os principais efeitos da esconsidade observados nos resultados foram a redução de momentos fletores e o acréscimo de esforços cortantes em relação aos correspondentes valores máximos encontrados na ponte sem esconsidade, além do movimento de rotação da ponte no plano do tabuleiro em torno de um eixo perpendicular a este plano.

Abstract of Dissertation presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

STRUCUTRAL BEHAVIOR OF SKEWED BRIDGE

Marcos José dos Santos Oliveira

September/2015

Advisors: Michèle Schubert Pfeil

Ronaldo Carvalho Battista

Department: Civil Engineering

Highways and railways skew crossings over rivers, channels and other road lines require skew bridges, whose static and dynamic behavior is distinct from that of bridges over support lines orthogonal to the axis, depending on various geometrical parameters and boundary conditions in terms of displacements and forces. This work presents a parametric study on the structural behavior of skew bridges performed through static analyses of numerical models of three kinds of deck sections: multiple composite girders, reinforced concrete single cell section and Π section. Among the considered parameters are the skew angle, the ratio between the width of the deck and the span length and the spatial load distribution, in addition to the action of temperature variation. The main behavior characteristics observed from the results are the bending moment reduction and the increasing of the shear force in relation to the corresponding maximum values of the straight bridge and the deck rotation around a vertical axis.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
1.1 Considerações Gerais.....	1
1.2 Pontes em Lajes Maciças Esconsas	1
1.3 Pontes com Tabuleiro Esconso e Seções Π , Celular e Vigas Múltiplas.....	4
1.4 Motivação e Objetivos do presente Trabalho	5
1.5 Apresentação do trabalho.....	6
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	8
3. CASOS DE ESTUDO	13
3.1 Ponte em Vigas Mistas	13
3.1.1 Dados Físicos e Geométricos da Estrutura da Ponte	14
3.1.2 Modelo Numérico de Elementos Finitos	18
3.1.3 Modelos das Pontes Esconsas.....	23
3.1.4 Carregamentos	29
3.2 Ponte em Seção Celular	32
3.2.1 Dados físicos e Geométricos da Estrutura da Ponte	32
3.2.2 Modelo Numérico de Elementos Finitos	36
3.2.3 Modelos para o Estudo Paramétrico	36
3.2.4 Carregamentos	37
3.3 Ponte com Tabuleiro de Seção Π	39
3.3.1 Dados Físicos e Geométricos da Estrutura da Ponte	39
3.3.2 Modelo Numérico de Elementos Finitos	43
3.3.3 Modelos para o Estudo Paramétrico	44
3.3.4 Carregamentos	48

4.	RESULTADOS E ANÁLISE	50
4.1	Ponte em Vigas Mistas	51
4.1.1	Parâmetros e Resultados Observados	51
4.1.2	Efeito do Ângulo de Escondidade	52
4.1.3	Efeito da relação B/L ou do Comprimento do Vão	58
4.1.4	Efeito do Arranjo das Transversinas.....	61
4.1.5	Efeito da Distribuição Espacial do Carregamento	67
4.1.6	Efeito da Rigidez Horizontal dos Apoios	69
4.1.7	Comparação Modelo Numérico X Fator da AASHTO	73
4.2	Ponte em Seção Celular	76
4.2.1	Parâmetros e Resultados Observados	76
4.2.2	Efeito do Ângulo de Escondidade	77
4.2.3	Efeito da Distribuição Espacial do Carregamento	80
4.2.4	Efeito da Rigidez Horizontal dos Apoios	82
4.3	Ponte com Tabuleiro de Seção Π	82
4.3.1	Parâmetros e Resultados Observados	82
4.3.2	Efeito do Ângulo de Escondidade	84
4.3.3	Efeito da Continuidade do Vão.....	86
4.3.4	Efeito da Distribuição Espacial do Carregamento	87
4.3.5	Efeito da Rigidez Horizontal dos Apoios	89
4.3.6	Efeito da relação B/L ou comprimento do vão	90
5.	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	91
5.1	Conclusões	91
5.2	Sugestões para trabalhos futuros.....	93
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	95

LISTA DE FIGURAS

<i>Figura 1.1 – Esquema de ponte esconsa onde α representa a esconsidade da ponte.....</i>	<i>1</i>
<i>Figura.1.2 - Esquema de distribuição de carga em pontes esconsas do tipo tabuleiro com vigas e laje maciça (adaptado de AKTAN et ali, 2011).....</i>	<i>3</i>
<i>Figura.1.3- Características de tabuleiros de laje maciça esconsos (adaptado de HAMBLY, 1991)</i>	<i>3</i>
<i>Figura 3.1 - Seção transversal no meio do vão da ponte em vigas mista (adaptado de BELLEI e PINHO, 2007). Dimensões em mm.....</i>	<i>15</i>
<i>Figura 3.2- Seção transversal nos apoios da ponte da ponte em vigas mistas (adaptado de BELLEI e PINHO, 2007). Dimensões em mm.</i>	<i>15</i>
<i>Figura 3.3 – Vista em planta do modelo da ponte ortogonal em vigas mistas (adaptado de BELLEI e PINHO, 2007). Dimensões em mm.</i>	<i>16</i>
<i>Figura 3.4 – Distribuição dos perfis da longarina da ponte em vigas mistas para o vão de 40 m (adaptado de BELLEI e PINHO, 2007). Dimensões em mm.</i>	<i>16</i>
<i>Figura 3.5 – Arranjo das transversinas da ponte em vigas mistas (adaptado de BELLEI e PINHO, 2007).....</i>	<i>17</i>
<i>Figura 3.6 – Seção transversal da laje de tabuleiro da ponte em vigas mistas.....</i>	<i>18</i>
<i>Figura 3.7 – Esquema do aparelho de apoio de neoprene fretado (adaptado de MASON, 1976)</i>	<i>18</i>
<i>Figura 3.8 - Modelos numéricos. (a) modelo de grelha utilizado por TOLEDO (2011); (b) modelo refinado utilizado por TOLEDO (2011); (c) modelo de grelha ajustado utilizado no presente trabalho.....</i>	<i>20</i>
<i>Figura 3.9 – Seção das vigas mistas externas (no vão e no apoio) e seção equivalente de aço (adaptado de TOLEDO, 2010). Dimensões em mm.....</i>	<i>21</i>
<i>Figura 3.10 – Seção das vigas mistas internas (no vão e no apoio) e seção equivalente de aço (adaptado de TOLEDO, 2010). Dimensões em mm.....</i>	<i>22</i>
<i>Figura 3.11 – Modelos estruturais da ponte com transversinas paralelas aos apoios, para ângulos de esconsidade variando entre 0 e 60°; vão de 40m.</i>	<i>24</i>
<i>Figura 3.12 – Modelos estruturais da ponte com transversinas ortogonais ao eixo principal, para ângulos de esconsidade variando entre 0 e 60°; vão de 40m.</i>	<i>25</i>
<i>Figura 3.13 – Modelos estruturais da ponte com transversinas ortogonais ao eixo principal, para ângulos de esconsidade variando entre 0 e 60°; vão de 30m.</i>	<i>27</i>

<i>Figura 3.14 – Modelos estruturais da ponte com transversinas ortogonais ao eixo principal, para ângulos de esconsidade variando entre 0° e 60°; vão de 20m.....</i>	<i>28</i>
<i>Figura 3.15 – Trem tipo para pontes de classe 45. Dimensões em m.....</i>	<i>30</i>
<i>Figura 3.16 – Posição do veículo para solicitações máximas na viga externa. Dimensões em mm.</i>	<i>30</i>
<i>Figura 3.17 – Posição do veículo para solicitações máximas na viga interna. Dimensões em mm.....</i>	<i>31</i>
<i>Figura 3.18 – Posição da carga distribuída carregando 1/2 pistas. Dimensões em mm.</i>	<i>31</i>
<i>Figura 3.19 – Viaduto sobre a BR-324</i>	<i>33</i>
<i>Figura 3.20 - Seção Transversal no meio do vão da ponte em seção celular (adaptado de CONTROLLATO, 2010a). Dimensões em cm.</i>	<i>33</i>
<i>Figura 3.21 - Seção transversal nos apoios da ponte em seção celular (adaptado de CONTROLLATO, 2010a). Dimensões em cm.</i>	<i>34</i>
<i>Figura 3.22 – Locação dos apoios da ponte em seção celular (adaptado de CONTROLLATO, 2010a). Dimensões em cm.</i>	<i>34</i>
<i>Figura 3.23 - Vista em planta da ponte em seção celular (adaptado de CONTROLLATO, 2010a). Dimensões em cm.</i>	<i>35</i>
<i>Figura 3.24 – Modelo unifilar aperticado 3D da ponte em seção mono-celular.</i>	<i>36</i>
<i>Figura 3.25 – Modelos estruturais da ponte para ângulos de esconsidade: (a) $\alpha= 0^\circ$;</i>	<i>37</i>
<i>Figura 3.26 – Posição do veículo para cargas concentradas das 6 rodas/pneus do.....</i>	<i>38</i>
<i>Figura 3.27 – Posição da carga de distribuída de multidão carregando 1/2 pista. Dimensão em cm.....</i>	<i>38</i>
<i>Figura 3.28 - Seção transversal no meio do vão da ponte (adaptado de CONTROLLATO, 2010b). Dimensões em cm.</i>	<i>40</i>
<i>Figura 3.29 - Seção transversal nos apoios da ponte (adaptado de CONTROLLATO, 2010b). Dimensões em cm.</i>	<i>40</i>
<i>Figura 3.30 – Locação dos apoios da ponte (adaptado de CONTROLLATO, 2010b). Dimensões em cm.</i>	<i>41</i>
<i>Figura 3.31 – Vista em planta do tabuleiro da ponte (adaptado de CONTROLLATO, 2010b).....</i>	<i>42</i>
<i>Figura 3.32 – Modelo de grelha da ponte com tabuleiro de seção transversal II, com três vãos contínuos.</i>	<i>43</i>
<i>Figura 3.33 – Ponte sobre a linha férrea na BA-524/Km-19 (adaptado de CONTROLLATO, 2010b).....</i>	<i>44</i>

<i>Figura 3.34 – Modelo de grelha da ponte com tabuleiro de seção transversal II, vão central; biapioado.</i>	45
<i>Figura 3.35 – Modelos estruturais da ponte para ângulos de esconsidade variando entre (a) 0°, (b) 10°, (c) 20°, (d) 30°, (e) 40°, (f)50° e (g) 60°; Comprimento total: 66,0 m (continua).....</i>	46
<i>Figura 3.36 – Modelos estruturais da ponte para ângulos de esconsidade variando (a) 0°, (b) 30°, (c) 40°, (d) 50° e (e) 60°; comprimento do vão: 26,6m (continua).</i>	47
<i>Figura 3.37 – Posição do veículo para cargas concentradas das 6 rodas/pneus.....</i>	49
<i>Figura 3.38 – Posição da carga de multidão distribuída carregando ½ pistas. Dimensões em cm.</i>	49
<i>Figura 4.1 – Posição dos resultados observados da ponte em vigas mistas.</i>	51
<i>Figura 4.2 – Variação do fator de momento fletor no meio do vão das longarinas externa e interna devido à ação da carga permanente, em função do grau de esconsidade. Ponte em vigas mistas com 40 m de vão, arranjo ortogonal de transversinas, apoios elásticos.</i>	53
<i>Figura 4.3 – Diagramas de momento fletor com valores no meio do vão e máximo da viga externa devido a ação da carga permanente; ponte de 40m de vão; $\alpha=60^\circ$.</i>	53
<i>Figura 4.4 – Variação do fator de esforço cortante nos apoios da longarina externa devido à ação da carga permanente, em função do grau de esconsidade. Ponte em vigas mistas com 40 m de vão, arranjo ortogonal de transversinas, apoios elásticos.</i>	54
<i>Figura 4.5a – Imagens das deformadas devido às ações da carga permanente para os ângulos de esconsidade $\alpha=0^\circ$, $\alpha=30^\circ$, e $\alpha=60^\circ$; ponte com vão de 40m.....</i>	56
<i>Figura 4.5b – Imagens das deformadas devido às ações da carga CCE para os ângulos de esconsidade $\alpha=0^\circ$, $\alpha=30^\circ$, e $\alpha=60^\circ$; ponte com vão de 40m.</i>	57
<i>Figura 4.6 – Variação do deslocamento transversal ao eixo da ponte no apoio do canto obtuso da longarina externa devido à ação da carga permanente, em função do grau de esconsidade. Ponte em vigas mistas com 40 m de vão, arranjo ortogonal de transversinas, apoios elásticos.</i>	58
<i>Figura 4.7 – Variação do fator de momento fletor no meio do vão da longarina externa devido à ação da carga permanente, em função do comprimento do vão. Ponte em vigas mistas, arranjo ortogonal de transversinas, apoios elásticos.</i>	59

<i>Figura 4.8 – Variação do fator de momento fletor no meio do vão da longarina interna devido à ação da carga permanente, em função do comprimento do vão. Ponte em vigas mistas, arranjo ortogonal de transversinas, apoios elásticos.</i>	<i>59</i>
<i>Figura 4.9 – Variação do fator de esforço cortante no apoio do canto obtuso (ponto 3 da Fig. 4.1) da longarina externa devido à ação da carga permanente, em função do comprimento do vão. Ponte em vigas mistas, arranjo ortogonal de transversinas, apoios elásticos.</i>	<i>60</i>
<i>Figura 4.10 - Variação do deslocamento transversal ao eixo da ponte no apoio do canto obtuso da longarina externa devido à ação da carga permanente, em função do comprimento do vão. Ponte em vigas mistas, arranjo ortogonal de transversinas, apoios elásticos.</i>	<i>60</i>
<i>Figura 4.11 - seção transversal da ponte com indicação da posição de carga (ver Tabelas 4.6 e 4.7)</i>	<i>63</i>
<i>Figura 4.12 – Linhas de influência transversal (LIT) da viga externa da ponte de 40m de vão. (a) LIT's para ponte com arranjo paralelo de transversinas; (b) LIT's para ponte com arranjo ortogonal de transversinas.</i>	<i>63</i>
<i>Figura 4.13 – Linhas de influência transversal (LIT) da viga interna da ponte de 40m de vão. (a) LIT's para ponte com arranjo paralelo de transversinas; (b) LIT's para ponte com arranjo ortogonal de transversinas.</i>	<i>64</i>
<i>Figura 4.14 – Variação do fator de momento fletor no meio do vão da longarina externa devido à ação da carga permanente, em função do arranjo das transversinas. Ponte em vigas mistas com 40 m de vão, apoios elásticos.....</i>	<i>65</i>
<i>Figura 4.15 – Variação do fator de momento fletor no meio do vão da longarina externa devido à ação da carga concentrada na viga externa, em função do arranjo das transversinas. Ponte mista com 40 m de vão, apoios elásticos.</i>	<i>65</i>
<i>Figura 4.16 – Variação do fator de momento fletor no meio do vão da longarina interna devido à ação da carga concentrada na viga interna, em função do arranjo das transversina. Ponte mista com 40 m de vão, apoios elásticos.</i>	<i>65</i>
<i>Figura 4.17 – Variação do fator de esforço cortante no apoio do canto obtuso da longarina externa devido à ação da carga móvel concentrada na viga externa, em função do arranjo das transversinas. Ponte mista com 40 m de vão, apoios elásticos.</i>	<i>66</i>
<i>Figura 4.18 – Variação do deslocamento transversal ao eixo da ponte no apoio do canto obtuso da longarina externa devido à ação da carga móvel concentrada na viga</i>	

<i>externa, em função do arranjo das transversinas. Ponte mista com 40 m de vão, apoios elásticos.</i>	<i>67</i>
<i>Figura 4.19 – Variação do fator de momento fletor no meio do vão da longarina externa devido às ações das cargas permanentes, concentrada na viga externa e carga de multidão, em função do grau de esconsidade. Ponte mista com 40 m de vão, arranjo ortogonal dos transversinas, apoios elásticos.</i>	<i>67</i>
<i>Figura 4.20 – Variação do fator de esforço cortante no apoio do canto obtuso da longarina externa devido à ação da carga móvel concentrada na viga externa, às ações das cargas permanentes e concentrada na viga externa e carga de multidão, em função do grau de esconsidade. Ponte mista com 40 m de vão, arranjo ortogonal dos transversinas, apoios elásticos.</i>	<i>68</i>
<i>Figura 4.21 – Variação do deslocamento transversal ao eixo da ponte no apoio do canto obtuso da longarina externa devido às ações das cargas permanentes, concentrada na viga externa e carga de multidão, em função do grau de esconsidade. Ponte mista com 40 m de vão, arranjo ortogonal dos transversinas, apoios elásticos.</i>	<i>69</i>
<i>Figura 4.22 – Variação do fator de momento fletor no meio do vão da longarina externa devido à ação da carga permanente, em função da rigidez horizontal dos apoios. Ponte mista com 40 m de vão, arranjo ortogonal das transversinas.</i>	<i>70</i>
<i>Figura 4.23 – Variação do fator de momento fletor no meio do vão da longarina interna devido à ação da carga permanente, em função da rigidez horizontal dos apoios. Ponte mista com 40 m de vão, arranjo ortogonal das transversinas.</i>	<i>70</i>
<i>Figura 4.24 – Variação do fator de momento fletor no meio do vão da longarina externa devido à ação da carga móvel concentrada na viga externa, em função da rigidez horizontal dos apoios. Ponte mista com 40 m de vão, arranjo ortogonal das transversinas.</i>	<i>71</i>
<i>Figura 4.25 – Variação do fator de momento fletor no meio do vão da longarina interna devido à ação da carga móvel concentrada na viga interna, em função da rigidez horizontal dos apoios. Ponte mista com 40 m de vão, arranjo ortogonal das transversinas.</i>	<i>71</i>
<i>Figura 4.26 – Variação do fator de esforço cortante no apoio do canto obtuso da longarina externa devido à ação da carga permanente, em função da rigidez horizontal dos apoios. Ponte mista com 40 m de vão, arranjo ortogonal das transversinas.</i>	<i>72</i>
<i>Figura 4.27 – Variação do deslocamento transversal ao eixo da ponte no apoio do cantos obtuso e agudo da longarina externa (pontos 3 e 6 da Fig. 4.1) devido a ação</i>	

<i>da carga permanente, em função do grau de esconsidade. Ponte mista com 40 m de vão, arranjo ortogonal das transversinas, apoios: RL, Elástico.</i>	<i>72</i>
<i>Figura 4.28 – Variação do deslocamento transversal ao eixo da ponte no apoio do canto obtuso e agudo da longarina externa (pontos 3 e 6 da Fig. 4.1) devido a ação da variação de temperatura, em função do grau de esconsidade. Ponte mista com 40 m de vão, arranjo ortogonal das transversinas, apoios: RL, Elástico.</i>	<i>73</i>
<i>Figura 4.29 – Variação do fator de momento fletor no meio do vão da longarina nas vigas externa e interna devido às ações das cargas concentrada na viga externa + multidão e concentrada na viga interna + multidão, além do fator AASHTO, em função do grau de esconsidade. Ponte mista com 40 m de vão, arranjo ortogonal das transversinas, apoios elásticos.</i>	<i>74</i>
<i>Figura 4.30 – Variação do fator de momento fletor no meio do vão da longarina nas vigas externa e interna devido às ações das cargas concentrada na viga externa + multidão e concentrada na viga interna + multidão, além do fator AASHTO, em função do grau de esconsidade. Ponte mista com 20 m de vão, arranjo ortogonal das transversinas, apoios elásticos.</i>	<i>74</i>
<i>Figura 4.31 – Variação do fator de esforço cortante no apoio do canto obtuso das longarinas externa e interna devido às ações das cargas concentrada na viga externa + multidão e concentrada na viga interna + multidão, além do fator AASHTO, em função do grau de esconsidade. Ponte mista com 40 m de vão, arranjo ortogonal dos transversinas, apoios elásticos.</i>	<i>75</i>
<i>Figura 4.32 – Variação do fator de esforço cortante no apoio do canto obtuso das longarinas externa e interna devido às ações das cargas concentrada na viga externa + multidão e concentrada na viga interna + multidão, além do fator AASHTO, em função do grau de esconsidade. Ponte mista com 20 m de vão, arranjo ortogonal dos transversinas, apoios elásticos.</i>	<i>75</i>
<i>Figura 4.33 – Posição dos resultados observados da ponte em seção celular.</i>	<i>76</i>
<i>Figura 4.34 – Variação do fator de momento fletor no meio do vão da longarina principal devido à ação da carga permanente, em função do grau de esconsidade. Ponte em seção celular com 36 m de vão, apoios elásticos.</i>	<i>78</i>
<i>Figura 4.35 – Variação do fator de momento torsor no apoio da seção celular devido à ação da carga permanente, em função do grau de esconsidade. Ponte em seção celular com 36 m de vão, apoios elásticos.</i>	<i>78</i>

<i>Figura 4.36 – Variação do fator de reação vertical nos apoios dos cantos obtuso e agudo devido à ação da carga permanente, em função do grau de esconsidade. Ponte em seção celular com 36 m de vão, apoios elásticos</i>	79
<i>Figura 4.37 – Variação do deslocamento transversal ao eixo da ponte no apoio do canto obtuso da longarina externa devido à ação da carga permanente, em função do grau de esconsidade. Ponte em seção celular com 36 m de vão, apoios elásticos.</i>	79
<i>Figura 4.38 – Variação do fator de momento fletor no meio do vão da longarina principal devido às ações das cargas permanentes, concentrada e carga de multidão, em função do grau de esconsidade. Ponte em seção celular com 36 m de vão, apoios elásticos.</i>	80
<i>Figura 4.39 – Variação do fator de reação vertical no apoio do canto obtuso devido às ações das cargas permanentes, concentrada e carga de multidão, em função do grau de esconsidade. Ponte em seção celular com 36 m de vão, apoios elásticos.</i>	81
<i>Figura 4.40 – Variação do deslocamento transversal ao eixo da ponte no apoio do canto obtuso às ações das cargas permanentes, concentrada, carga de multidão e variação de temperatura, em função do grau de esconsidade. Ponte em seção celular com 36 m de vão, apoios elásticos.</i>	81
<i>Figura 4.41 – Variação do fator de momento fletor no meio do vão da longarina devido à ação da carga permanente, em função da rigidez horizontal dos apoios. Ponte em seção celular com 36 m de vão.</i>	82
<i>Figura 4.42a – Posições dos resultados observados da ponte com três vãos contínuos.</i>	83
<i>Figura 4.42b – Posições dos resultados observados da ponte de vão único biapoiado.</i>	83
<i>Figura 4.43 – Variação do fator de momento fletor no meio do vão central da longarina devido à ação da carga permanente, em função do grau de esconsidade. Ponte tabuleiro de seção II, três vãos contínuos, apoios elásticos.</i>	85
<i>Figura 4.44 – Variação do fator de esforço cortante no apoio do canto obtuso devido à ação da carga permanente, em função do grau de esconsidade. Ponte tabuleiro de seção II, três vãos contínuos, apoios elásticos.</i>	85
<i>Figura 4.45 – Variação do deslocamento transversal ao eixo da ponte no apoio do canto obtuso da longarina principal devido à ação da carga permanente, em função do</i>	

<i>grau de esconsidade. Ponte tabuleiro de seção II, três vãos contínuos, apoios elásticos.</i>	85
<i>Figura 4.46 – Variação do fator de momento fletor no meio do vão da longarina principal devido à ação da carga permanente, em função da continuidade do vão. Ponte tabuleiro de seção II, apoios elásticos.</i>	86
<i>Figura 4.47 – Variação do fator de esforço cortante no apoio do canto obtuso devido à ação da carga permanente, em função da continuidade do vão. Ponte tabuleiro de seção II, apoios elásticos.</i>	86
<i>Figura 4.48 - Variação do deslocamento transversal ao eixo da ponte no apoio do canto obtuso da longarina principal devido à ação da carga permanente, em função da continuidade do vão. Ponte tabuleiro de seção II, apoios elásticos.</i>	87
<i>Figura 4.49 – Variação do fator de momento fletor no meio do vão da longarina principal devido às ações das cargas permanentes, concentrada e carga de multidão, em função do grau de esconsidade. Ponte tabuleiro de seção II, três vãos contínuos, apoios elásticos.</i>	87
<i>Figura 4.50 – Variação do fator de esforço cortante no apoio do canto obtuso devido às ações das cargas permanentes, concentrada e carga de multidão, em função do grau de esconsidade. Ponte tabuleiro de seção II, três vãos contínuos, apoios elásticos.</i>	88
<i>Figura 4.51 – Variação do deslocamento transversal ao eixo da ponte no apoio do canto obtuso devido às ações das cargas permanentes, concentrada, carga de multidão e temperatura, em função do grau de esconsidade. Ponte tabuleiro de seção II, três vãos contínuos, apoios elásticos.</i>	88
<i>Figura 4.52 – Variação do fator de momento fletor no meio do vão da longarina devido à ação da carga permanente, em função da rigidez horizontal dos apoios. Ponte tabuleiro de seção II, três vãos contínuos.</i>	89
<i>Figura 4.53 – Variação do fator de esforço cortante no apoio do canto obtuso da longarina externa devido à ação da carga permanente, em função da rigidez horizontal dos apoios. Ponte tabuleiro de seção II, três vãos contínuos.</i>	89
<i>Figura 4.54 - Variação do fator de momento fletor no meio do vão da longarina devido à ação da carga permanente, em função da relação B/L. Ponte com tabuleiro em seção II, apoios elásticos.</i>	90

Figura 4.55 - Variação do fator de esforço cortante no apoio da longarina junto ao canto obtuso, devido à ação da carga permanente, em função da relação B/L. Ponte com tabuleiro em seção II, apoios elásticos. 90

LISTA DE TABELAS

<i>Tabela 3.1 – Propriedades dos materiais da ponte em vigas mistas</i>	14
<i>Tabela 3.2 – Seção transversal das longarinas da ponte em vigas mistas para 40m de vão.</i>	16
<i>Tabela 3.3 – Seção transversal das longarinas da ponte em vigas mistas para os vãos de 20m e 30m.</i>	17
<i>Tabela 3.4 – Propriedades dos elementos das transversinas da ponte em vigas mistas</i>	17
<i>Tabela 3.5 – Comparação entre os modelos da ponte em vigas mistas</i>	22
<i>Tabela 3.6 – Parâmetros adotados na análise de elementos finitos da ponte em vigas mistas.</i>	23
<i>Tabela 3.7 – Arranjo das transversinas da ponte em vigas mistas</i>	23
<i>Tabela 3.8 – Modelos ortogonais adotados para a ponte em vigas mistas</i>	26
<i>Tabela 3.9 – Cargas dos veículos tipo – NBR 7188.....</i>	29
<i>Tabela 3.10 – Propriedades dos materiais da ponte com seção celular.....</i>	32
<i>Tabela 3.11 – Propriedades dos materiais da ponte com tabuleiro</i>	40
<i>Tabela 3.12 – Condições de apoio e esconsidade dos modelos da ponte com tabuleiro em seção II, com três vãos contínuos.</i>	45
<i>Tabela 3.13 – Condições de apoio e esconsidade dos modelos da ponte com tabuleiro em seção II, biapoiado.</i>	45
<i>Tabela 3.14 – Comprimentos de vão, largura entre as vigas principais e esconsidade de outros modelos da ponte com tabuleiro em seção II, biapoiado.</i>	48
<i>Tabela 4.1 Resultados observados no estudo paramétrico para o caso-exemplo de ponte em vigas mistas.</i>	51
<i>Tabela 4.2 - Parâmetros do estudo com o exemplo de ponte em vigas mistas.</i>	52
<i>Tabela 4.3 – Esforço cortante em 4 apoios para esconsidades $\alpha=30^\circ$ e $\alpha=60^\circ$; 40 m.</i>	54
<i>Tabela 4.4 – Amplitudes de deslocamentos horizontais em 4 apoios, $\alpha=30^\circ$, 40m.</i>	55
<i>Tabela 4.5 – Amplitudes de deslocamentos horizontais em 4 apoios, $\alpha=60^\circ$, 40m.</i>	55
<i>Tabela 4.6 – Ordenadas das Linhas de influência transversal da viga externa da ponte em vigas mista com 40 m de vão e apoios elásticos (ver posição de carga na Fig.4.12).</i>	62

<i>Tabela 4.7 – Ordenadas das Linhas de influência transversal na viga interna da ponte em vigas mista com 40 m de vão e apoios elásticos (ver posição de carga na Fig.4.13).</i>	62
<i>Tabela 4.8 - Resultados observados no estudo paramétrico para o caso-exemplo de ponte em seção celular.</i>	76
<i>Tabela 4.9 - Parâmetros do estudo para o caso-exemplo de ponte em seção celular.</i>	77
<i>Tabela 4.10 - Resultados observados no estudo paramétrico para o caso-exemplo da ponte.</i>	83
<i>Tabela 4.11 - Parâmetros do estudo com o exemplo da ponte.</i>	84

1. INTRODUÇÃO

1.1 Considerações Gerais

Em rodovias e ferrovias são comuns os cruzamentos esconsos sobre rios, canais e outras linhas viárias. Nesses cruzamentos são usuais as pontes com tabuleiro esconso, as quais exigem do projetista o perfeito entendimento do comportamento estático e dinâmico do sistema estrutural que melhor atenda as características topográficas, geotécnicas e hidrológicas, além dos demais aspectos normativos prescritos pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) ou Departamentos de Estradas e Rodagens (DER) estaduais.

Define-se o ângulo de esconsidade (em geral medido em graus) como sendo aquele entre a linha perpendicular ao eixo longitudinal da ponte e o eixo ao longo dos apoios da superestrutura, denominado α na Fig. 1.1.

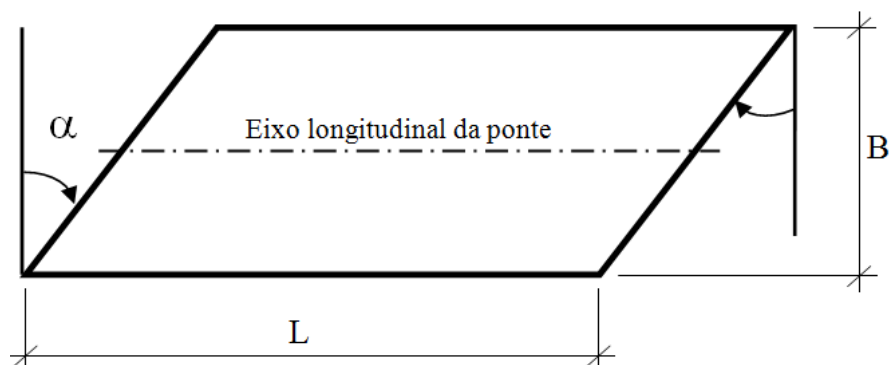


Figura 1.1 – Esquema de ponte esconsa onde α representa a esconsidade da ponte.

Um grande número de pontes nas Rodovias Federais e Estaduais Brasileiras são esconsas, não sendo aqui possível quantificar este número por falta de levantamento mais recente do DNIT. Nos EUA este número alcança cerca de dois-terços do número total de pontes no país (AASHTO LRFD, 2010).

1.2 Pontes em Lajes Maciças Esconsas

A maior parte dos estudos realizados sobre esse tipo de ponte é dedicado à análise do comportamento estático, distribuição de esforços internos e dimensionamento e disposição das armaduras de pontes em lajes maciças esconsas de um único vão, com

extensões a casos de vãos múltiplos. Em parte, isso se deve à maior facilidade encontrada pelos projetistas no passado (até meados dos anos 1970) para o cálculo manual com base nos resultados disponíveis na literatura clássica sobre a análise de deformações e de esforços em lajes maciças de variadas geometrias (inclusive esconsas) com diversas condições de apoio, submetidas a carregamentos estáticos distribuídos e concentrados. As muitas publicações sobre pontes em lajes esconsas, com linhas de apoios paralelas, mostram que os principais fatores que influenciam o comportamento estrutural são (LEONHARDT,1979):

- Ângulo de esconsidade da ponte, $20^\circ \leq \alpha \leq 70^\circ$; para $\alpha < 20^\circ$ o efeito de esconsidade pode ser desprezado.
- Relação geométrica B/L; sendo B a largura da laje medida perpendicularmente ao eixo da ponte e L o vão medido na direção perpendicular às linhas de apoio (ver a Fig.1.1).
- Tipo de apoio: (i) articulado (contínuo ao longo da linha de apoio da laje); (ii) articulações esféricas pontuais conferindo, em função da distância entre estas, um certo grau de engastamento nas travessas de apoio. A influência do tipo de apoio é particularmente grande no caso de lajes esconsas de um único vão.

Expressões práticas, baseadas em resultados da teoria clássica de placas finas e espessas, são encontradas na literatura para cálculo de deslocamentos, tensões e esforços solicitantes (momento fletor, cortante) e reações de apoio, para dimensionamento das lajes esconsas (de concreto armado e protendido) e dos aparelhos de apoio.

Nas pontes em lajes maciças esconsas a “linha de carga”, ou fluxo de tensões de flexão (ver a Fig. 1.2), se desenvolve na direção definida pelos cantos obtusos (i.e. na direção da menor distância entre os apoios, ou do “vão esconso”). As principais características do comportamento estrutural estático dessas estruturas (ver a Fig. 1.3) são (HAMBLY, 1991; LEONHARDT, 1979):

- Variação da direção do momento de flexão ao longo da seção transversal;
- Momentos negativos junto aos cantos obtusos;
- Torção da laje;
- Grandes reações e esforços cortantes próximo aos cantos obtusos;

- Pequenas reações e possível levantamento da laje nos cantos agudos.

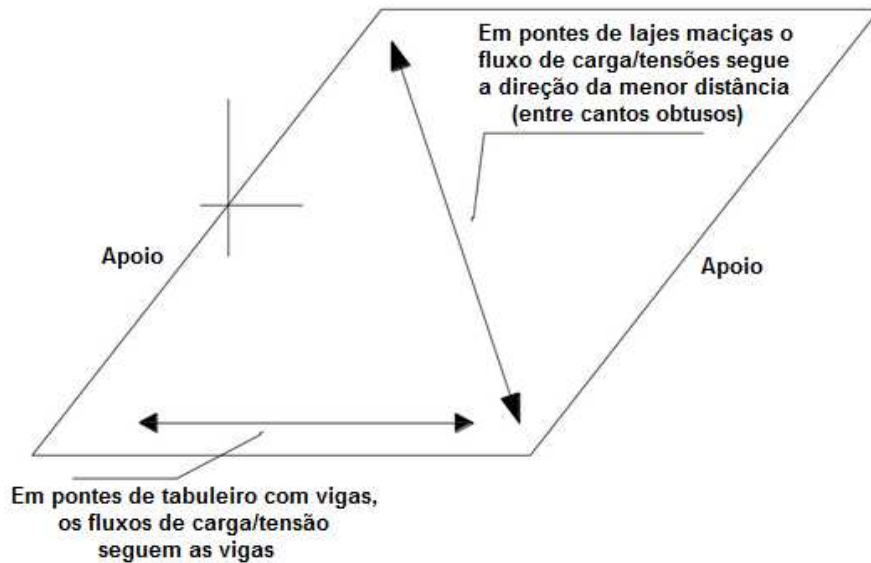


Figura.1.2 - Esquema de distribuição de carga em pontes esbeltas do tipo tabuleiro com vigas e laje maciça (adaptado de AKTAN et ali, 2011)

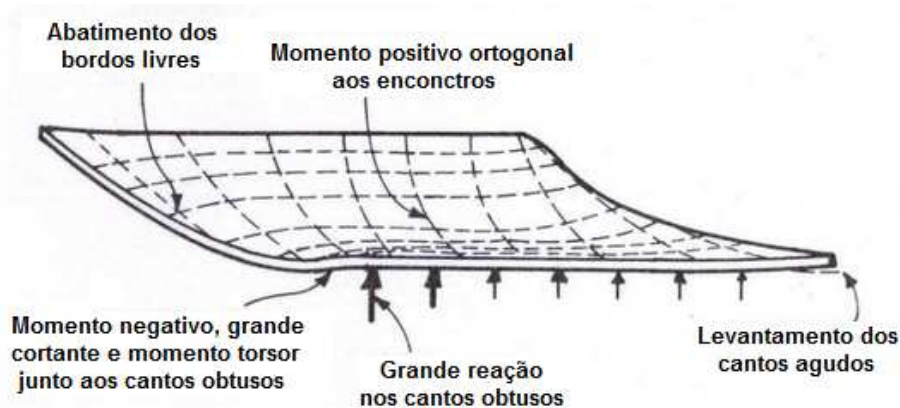


Figura.1.3- Características de tabuleiros de laje maciça esbelta (adaptado de HAMBLBY, 1991)

No caso mais estudado de lajes esbeltas de um vão sobre apoios contínuos articulados, um dos resultados mais relevantes é que nos cantos obtusos (particularmente para $\alpha > 50^\circ$) surgem momentos negativos com valor maior que o maior momento positivo. Em modelos teóricos idealizados esses momentos (em torno de eixo perpendicular às linhas de apoio) devem ser absorvidos por engastamento da laje nesta direção angular ao longo de toda a linha de apoio (articulado em tronco de eixo paralelo a linha de apoio). Quanto maior a esbelteza mais acentuado se torna o efeito

desse engastamento, produzindo compressão muito elevada junto ao canto obtuso e forças de tração/levantamento nos cantos agudos.

Para evitar a elevada compressão e grandes momentos de engastamento nos cantos obtusos de lajes esconsas devem ser adotados:

- Aparelhos de apoio discretos bastante espaçados;
- Aparelhos de apoio discretos com menor espaçamento mas sobre uma infraestrutura elástica e flexível.

No caso de lajes esconsas de vão múltiplos o tipo de apoio não tem a grande influência demonstrada para lajes de um único vão; mas o espaçamento entre apoios discretos tem importância fundamental. Aparelhos de apoio mecânicos com articulação esférica, ou aparelhos de apoio de elastômero fretado circulares são preferíveis, de modo a evitar esforços de coação nas linhas de apoio das pontes em laje maciça esconsa de um único vão ou de vãos múltiplos.

1.3 Pontes com Tabuleiro Esconso e Seções Π , Celular e Vigas Múltiplas

Os efeitos da esconsidade também ocorrem em pontes esconsas de seção transversal aberta (tabuleiro sobre vigas) ou fechada (celular) mas com intensidade menor que em pontes em lajes maciças esconsas. No caso de pontes esconsas de seção aberta, o efeito da esconsidade sobre a distribuição transversal das cargas nas vigas e, portanto, sobre as solicitações de flexão é bastante significativo (com relação a pontes ortogonais) e não pode ser desprezado no projeto dessas estruturas.

Contrariamente as pontes em lajes maciças esconsas, cujas características principais e comportamento estrutural estático foram no passado bastante estudados e entendidos com clareza, as pontes com tabuleiros esconsos de seção aberta ou fechada requerem estudo específico, caso a caso, em face da grande diversidade de soluções estruturais possíveis:

- (i) Em seção Π com ou sem transversinas nos vãos (ligadas ou desligadas da laje do tabuleiro), com vigas de altura constante ou variável e com distintos tipos de aparelho de apoio;

- (ii) Em seção com vigas múltiplas e variações similares às mencionadas em (i), além dos possíveis maiores valores das relações B/L em relação aos usuais nas pontes em seção Π ;
- (iii) Em seção celular com uma ou mais células, com altura constante ou variável e relações acentuadas B/L no caso de seção multi-celular, além dos tipos de aparelho de apoio.

Deve-se observar, entretanto, que a literatura técnica sobre este assunto não oferece resultados de estudos do comportamento estrutural de pontes esconsas que englobem todas as possíveis combinações práticas das diversas características citadas em (i) a (iii).

A instituição norte-americana American Association State Highway and Transportation Officials (AASHTO) - Load and Resistance Factor Design (LRFD) - Bridge Design Specifications, (2007) prevê através de métodos simplificados fatores de correção para momentos fletores no meio do vão e esforço cortante no canto obtuso das pontes esconsas. Estes fatores são definidos como funções de parâmetros de projeto, tais como a ângulo de esconsidade, comprimento do vão, etc, para certas tipologias de pontes; não sendo contemplados vários outros tipos de pontes. Contudo, resultados de modelos teórico-numéricos e observações experimentais têm mostrado (CHUN e FU, 2013) que as especificações AASHTO não são suficientemente precisas.

1.4 Motivação e Objetivos do presente Trabalho

A diversidade das características estruturais, citadas anteriormente, é que constitui a principal motivação para o estudo do comportamento estrutural de tipos específicos de pontes com tabuleiros esconsos com seção transversal aberta ou fechada. O estudo de apenas alguns tipos específicos é uma limitação imposta pelo intervalo de tempo para desenvolvimento de um trabalho de pesquisa de mestrado.

Assim, para o presente estudo, os tipos específicos de estruturas de pontes esconsas foram selecionados em função da quantidade existente nas rodovias brasileiras:

- (a) pontes de concreto armado com seção Π ;

(b) pontes de concreto protendido com seção monocelular;

(c) ponte de seção aberta mista (tabuleiro em concreto e vigas de aço), um tipo encontrado em quantidade muito menor, mas por outro lado de emprego crescente.

No presente trabalho, para cada um desses tipos estruturais é feito um estudo paramétrico variando o ângulo de esconsidade e outros parâmetros a partir da geometria de duas pontes de concreto existentes para as quais estão disponíveis resultados de medições experimentais da CONTROLLATO (2012a e 2012b) e uma ponte mista projetada e usada na prática como referência de cálculo (TOLEDO, 2010, BELLEY e PINHO, 2007).

A outra grande motivação para o estudo do comportamento estrutural de pontes esconsas é uma das consequências mais importantes do efeito de esconsidade: a rotação da ponte no plano do tabuleiro em torno de um eixo perpendicular a este plano.

A tendência desta rotação já se mostra para a ponte sob ação das cargas permanentes e é acentuada sob ação de cargas dinâmicas produzidas pelo tráfego de veículos pesados e, particularmente forte sob ação sísmica levando a estrutura ao colapso, inúmeras vezes ocorrido em regiões de grande intensidade sísmica (CATACOLI et ali, 2012).

1.5 Apresentação do trabalho

Para cumprir os citados objetivos este trabalho de pesquisa é apresentado em cinco capítulos, descritos a seguir:

O capítulo um apresenta uma breve introdução com a motivação para o desenvolvimento deste trabalho, especificando os seus principais objetivos.

O segundo capítulo está dedicado à pesquisa bibliográfica e tem o objetivo de apresentar conhecimento e práticas relacionadas à análise e projeto de pontes esconsas.

O terceiro capítulo apresenta os casos típicos de pontes analisados neste estudo, considerações de carregamento, especificações dos materiais, parâmetros adotados tais como vão, esconsidade, espaçamento entre vigas, tipos de apoio, além da descrição dos modelos estruturais e método da análise numérica adotado.

O capítulo quatro é dedicado à apresentação e análise dos resultados numéricos obtidos para as pontes estudadas. Analisam-se os comportamentos das estruturas sob os efeitos da alteração na esconsidade, do comprimento do vão e de outros vários parâmetros. Para o caso da ponte com tabuleiro em estrutura mista, os resultados do presente estudo são comparados com aqueles obtidos via método simplificado da AASHTO.

O capítulo cinco faz um resumo e as conclusões e contribuições deste trabalho de pesquisa, assim como recomendações para futuros trabalhos de pesquisa sobre aspectos relevantes para o projeto de pontes esconsas.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

As referências bibliográficas utilizadas para o desenvolvimento deste trabalho de pesquisa são representativas das técnicas empregadas na prática para o projeto de pontes esconsas e tem a finalidade de analisar e investigar os métodos empregados na análise do comportamento estrutural.

Grande parte dos trabalhos de pesquisa sobre este assunto encontrados na literatura técnica faz uso do método dos elementos finitos para elaborar modelos numéricos e fazer comparações de resultados com os do método de análise aproximado da norma norte-americana AASHTO – *American Association of State Highway and Transportation Officials* (2007) sobre distribuição transversal de solicitações devido às cargas móveis entre as longarinas, aplicado em pontes ortogonais quanto esconsas. Denomina-se aqui “ponte ortogonal” aquela cujos eixos longitudinal e transversal são ortogonais e, portanto, tem tabuleiro retangular, não esconso.

A referida norma, em sua seção sobre métodos aproximados de análise estrutural de pontes, apresenta expressões para fatores de distribuição transversal de carga móvel para tabuleiros de vigas múltiplas paralelas (sendo o número de vigas N_b maior ou igual a 4) de mesma rigidez em pontes ortogonais, além de outras restrições. O fator de distribuição é definido como a razão entre o máximo esforço solicitante em uma viga-longarina e o correspondente esforço devido à passagem da carga móvel em uma viga. Estes fatores são apresentados para momentos fletores máximo no meio do vão e esforços cortantes em vigas internas e vigas externas. Por exemplo, para pontes em vigas múltiplas de aço, de concreto ou mistas, o fator de distribuição (FDM) de carga móvel em uma faixa para momento fletor de uma viga interna é dado por

- para uma faixa carregada

$$FDM = 0,06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0,4} \left(\frac{S}{4L}\right)^{0,3} \left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0,4} \quad (2.1.a)$$

- para duas ou mais faixas carregadas

$$FDM = 0,075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0,6} \left(\frac{S}{4L}\right)^{0,2} \left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0,1} \quad (2.1.b)$$

onde $K_g = n(I + A e_g^2)$, é o parâmetro de rigidez longitudinal,

$$n = \frac{E_B}{E_D}; \text{ sendo}$$

E_B = Módulo de elasticidade da viga de aço;

E_D = Módulo de elasticidade da laje do tabuleiro;

L = comprimento do vão onde se está calculando o momento positivo ou o esforço cortante (em mm);

S = espaçamento entre as vigas (em mm);

t_s = espessura da laje em concreto (em mm);

A e I são respectivamente a área (mm^2) e o momento de inércia (mm^4) da seção de aço de uma longarina e e_g é a distância entre o centro de gravidade da seção de aço e a linha média da laje (em mm).

No caso de pontes esconsas, com ângulo de esconsidade α , fatores FDM da norma *AASHTO* são corrigidos por expressões que dependem do tipo de seção transversal do tabuleiro. Por exemplo, para pontes esconsas em vigas mistas aço-concreto esconsas o fator de distribuição de carga móvel para momento fletor FDM^* é dado por:

$$FDM^* = FDM \times C_M \quad (2.2)$$

$$\text{onde } C_M = 1 - c_1(\text{tg}\alpha)^{1,5} \quad (2.3)$$

$$\text{sendo } c_1 = 0,25 \left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right) \left(\frac{S}{L}\right)^{0,5}$$

As condições de aplicabilidade do fator de redução da eq. (2.3) são as seguintes:

$30^\circ \leq \alpha < 60^\circ$; $1100\text{mm} < S < 4900\text{mm}$; $6000\text{mm} < L < 73000\text{mm}$ e $N_b \geq 4$.

Se $\alpha < 30^\circ$, $c_1=0$; se $\alpha > 60^\circ$ usa-se $\alpha=60^\circ$.

O fator de correção C_V para o esforço cortante no apoio do canto obtuso é dado por (para pontes em viga mista):

$$C_V = 1,0 + 0,2 \left(\frac{L t_s^3}{K_g} \right)^{0,3} \operatorname{tg} \alpha \quad (2.4)$$

Observa-se nas equações (2.3) e (2.4) que o fator de correção do momento fletor produz redução enquanto que o do esforço cortante gera um acréscimo em relação ao correspondente valor da ponte ortogonal.

KHALOO e MIRZABOZORG (2003) e BISHARA *et al.* (1993) analisaram a distribuição transversal de momento fletor em vigas múltiplas de seção I devido a ação da carga móvel em pontes simplesmente apoiadas em concreto e mistas aço-concreto, com vãos na faixa entre 22,5m e 37,5m e vários ângulos de esconsidade até 60°. Além do comprimento do vão e do ângulo de esconsidade foram considerados outros parâmetros nos estudos de Khaloo e Mirzabozorg: espaçamento entre longarinas e arranjos das transversinas intermediárias (paralelas às linhas de apoio e ortogonais ao eixo da ponte); e nos estudos de Bishara *et al.* o número de faixas carregadas e o espaçamento e rigidez das transversinas em X. Observaram que os máximos momentos fletores em pontes esconsas são menores do que os correspondentes valores nas pontes ortogonais de mesmo vão e largura e que as longarinas externas são menos sensíveis do que as internas aos efeitos do ângulo de esconsidade. Os resultados mostraram que em geral os fatores de distribuição de carga móvel da AASHTO são conservadores, mesmo no caso de pontes ortogonais sem transversinas intermediárias; e que em pontes esconsas esses fatores são ainda mais conservadores. Verificaram que o arranjo das transversinas intermediárias tem um grande efeito sobre o padrão de distribuição de carga que também varia para diferentes ângulos de esconsidade.

Com um modelo numérico validado experimentalmente FU e CHUN (2013) analisaram 18 pontes típicas simplesmente apoiadas, constituídas de longarinas mistas aço-concreto, com o objetivo de estudar o comportamento de pontes esconsas em relação ao momento fletor e esforço cortante máximos tomando como parâmetros, além dos já mencionados (comprimento do vão, espaçamento entre longarinas etc.), as condições de contorno em termos de deslocamentos e rotações nos apoios e condições das transversinas de extremidade. Como nos estudos anteriores, nesse também foi

observado que os fatores de distribuição indicados na AASHTO superestimam o momento fletor nas vigas internas devido as cargas móveis; além disso, foi verificado que o fator de correção para os esforços cortantes pode subestimar os esforços cortantes nas vigas externas do canto obtuso em pontes esconsas. Em relação às condições de contorno constatou que os fatores de correção de esconsidade fornecidos pela AASHTO são consistentes com o caso de ponte com deslocamentos horizontais livres mas não cobrem os casos de apoio horizontal elástico e o fixo (impedimento à rotação e deslocamento horizontal). Neste mesmo trabalho os autores propõem um ajuste, ou seja, novos fatores de correção para momento fletor e esforço cortante.

MENASSA *et al.* (2007) estudaram pontes em laje de concreto armado biapoiadas e concluíram que as pontes com ângulo de esconsidade igual ou inferior a 20° podem ser tratadas como ortogonais utilizando as especificações da AASHTO. Com o aumento do ângulo de esconsidade as especificações da AASHTO superestimam em até 100% o valor do momento fletor (para ângulo de 50°) e por isso os autores recomendam a modelagem e análise através do método de elementos finitos.

EBEIBO e KENNEDY (1996a, 1996b) também utilizaram modelos numéricos validados experimentalmente para abordar pontes contínuas de dois vãos desiguais em vigas mistas e o efeito conjunto da esconsidade e da continuidade. Os parâmetros adotados no estudo são o ângulo de esconsidade, relação de aspecto (razão entre o comprimento do vão e a altura da seção), número de longarinas e seu espaçamento, número de faixas carregadas e a razão entre os comprimentos dos vãos, entre outros. Concluíram que tanto no vão como nos apoios os momentos fletores diminuem significativamente com o aumento da esconsidade a partir de 30° e que a esconsidade tem maior influência nas vigas principais internas do que nas externas. EBEIBO e KENNEDY (1996b) afirmam que a distribuição das reações nos apoios de pontes em vigas mistas com dois vãos iguais é quase uniforme e não influenciada pela esconsidade, contudo para vãos desiguais pode ser significativamente influenciada pela esconsidade. O crescimento da esconsidade aumenta as reações nas vigas externas e diminui nas vigas internas. O extenso estudo paramétrico permitiu o desenvolvimento de fórmulas empíricas para fatores de distribuição transversal de momento fletor nos apoios internos e nos vãos.

HUANG, SHENTON e CHAJES (2004) apresentam um estudo sobre distribuição transversal de carga em vigas mistas de pontes contínuas com ângulo de 60° de esconsidade. Os resultados dos testes de campo e resultados da análise de modelos numéricos foram comparados com os fatores da AASHTO mostrando mais uma vez que estes últimos são conservadores para o momento positivo e, por outro lado, não-conservadores e melhor correlacionados para o momento negativo.

Em relação a patologias típicas de pontes esconsas relacionadas com deslocamentos horizontais dos apoios e reações em apoios elásticos devidos às ações térmicas, TINDAL e YOO (1998) utilizam modelos numéricos de pontes constituídas de vigas mistas para estudar o assunto. O estudo é justificado por problemas atribuídos a ações térmicas tais como *spalling* do concreto no entorno dos apoios, arrancamento e flexão de chumbadores em apoios ancorados, além de bloqueio de juntas expansivas.

3. CASOS DE ESTUDO

São desenvolvidos e analisados modelos de ponte esconsa com três tipos de seção transversal: tabuleiro com quatro vigas mistas, seção celular de concreto armado, seção Π em concreto armado. Com o auxílio do programa SAP 2000 foram elaborados modelos numéricos da estrutura em elementos finitos. Nas seções 3.1, 3.2 e 3.3 são apresentados e detalhados os modelos utilizados neste estudo.

3.1 Ponte em Vigas Mistas

A fim de apresentar neste estudo modelos de pontes esconsas já empregados em trabalhos referenciados e que pudessem ser avaliados segundo as recomendações da AASHTO, escolheu-se o modelo de ponte com tabuleiro de concreto armado e quatro vigas de aço.

O exemplo aqui adotado é uma ponte rodoviária em tabuleiro com quatro vigas mistas, de eixo reto e com vão biapoado de 40 m de comprimento, extraído do Manual de Construção em Aço da CBCA (BELLEI e PINHO, 2007). Para aproveitar alguns resultados, inclusive a validação do modelo, fez-se algumas modificações no exemplo do manual, conforme encontrado em TOLEDO (2011).

Para a análise de comportamento estrutural foram elaborados outros modelos estruturais distintos mantendo a seção transversal, porém variando comprimento do vão, arranjos das transversinas, ângulo de esconsidade e condições cinemáticas e de rigidez dos apoios. A análise dos esforços foi feita para as vigas externas e internas da seção transversal, do lado carregado, uma vez que estas duas vigas são as mais solicitadas pelos carregamentos considerados.

Com o objetivo de estudar o efeito do arranjo das transversinas em pontes com vigas mistas, dois arranjos de transversinas intermediárias foram utilizados neste estudo, porém para o trabalho não ficar muito extenso, a comparação de resultados foi feita apenas para o vão de 40,0 m, uma vez que, após alguns testes, verificou-se que a variação do comprimento do vão não interferia nos resultados. Adotaram-se transversinas paralelas à linha dos apoios espaçadas aproximadamente de 5,63 m e transversinas ortogonais ao eixo longitudinal, espaçadas aproximadamente de 5,6 m.

Para todos os casos propostos neste estudo adotaram-se apoios elásticos de neoprene fretado. Considera-se nos modelos numéricos que esses apoios impedem os deslocamentos verticais, impõem restrição parcial elástica aos deslocamentos horizontais e liberam as rotações nos três eixos coordenados locais,

3.1.1 Dados Físicos e Geométricos da Estrutura da Ponte

Este estudo utilizou diversos modelos de uma ponte rodoviária com vão bi-apoiado de comprimentos de 40,0 m, 30,0 m e 20,0 m, sendo seus vãos teóricos aproximadamente 39,4 m, 29,4 m e 19,4 m. Estes modelos apresentam pontes de tabuleiro com vigas em seção mista e ângulo de esconsidade 0°, 30°, 40°, 50° e 60°. A seção transversal é formada por laje de concreto armado e 4 vigas metálicas em perfil “T” de alma cheia, espaçadas de 3,5 m, formando um tabuleiro de 13,0 m de largura, com balanços laterais de 1,25 m. A espessura média da laje é de 22,5 cm e da camada de asfalto é de 12,5 cm.

A fim de simplificar os estudos, as meso e infra-estrutura não são representadas no modelo estrutural.

As propriedades físicas e a geometria da estrutura com vão de 40m estão indicadas na Tabela 3.1 e nas Figs. 3.1 a 3.3, com detalhes da seção transversal e vista em planta da ponte e locações das emendas. São utilizadas duas seções distintas para composição das longarinas. A Fig. 3.4 mostra a variação do perfil da seção transversal das longarinas ao longo do vão.

Tabela 3.1 – Propriedades dos materiais da ponte em vigas mistas

Propriedades	Aço	Concreto
Módulo de Elasticidade (E)	200000 MPa	23800 MPa
Coefficiente de Poisson (ν)	0,3	0,2
Coefficiente de dilatação térmica (ν)	$1,2 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$	$1,0 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
Massa Específica (γ)	7850 kg/m ³	2500 kg/m ³
Resistência (f_y, f_u, f_{ck})	$f_y = 350 \text{ MPa}$ e $f_u = 485 \text{ MPa}$	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

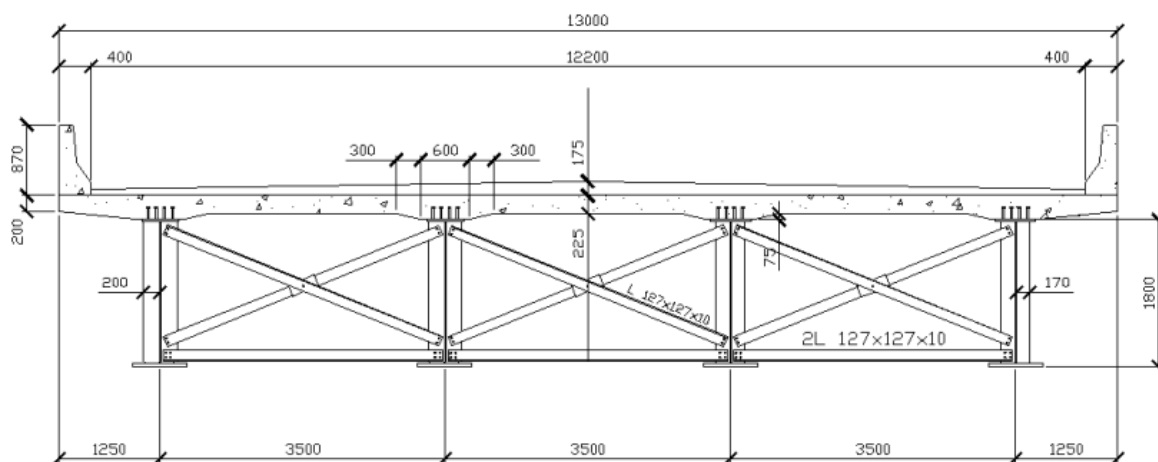


Figura 3.1 - Seção transversal no meio do vão da ponte em vigas mista (adaptado de BELLEI e PINHO, 2007). Dimensões em mm.

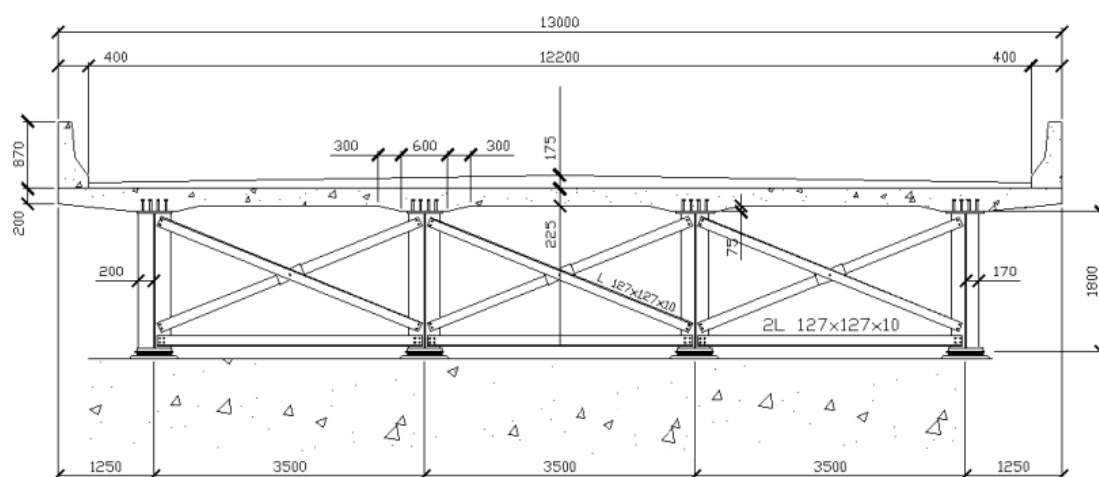


Figura 3.2- Seção transversal nos apoios da ponte da ponte em vigas mistas (adaptado de BELLEI e PINHO, 2007). Dimensões em mm.

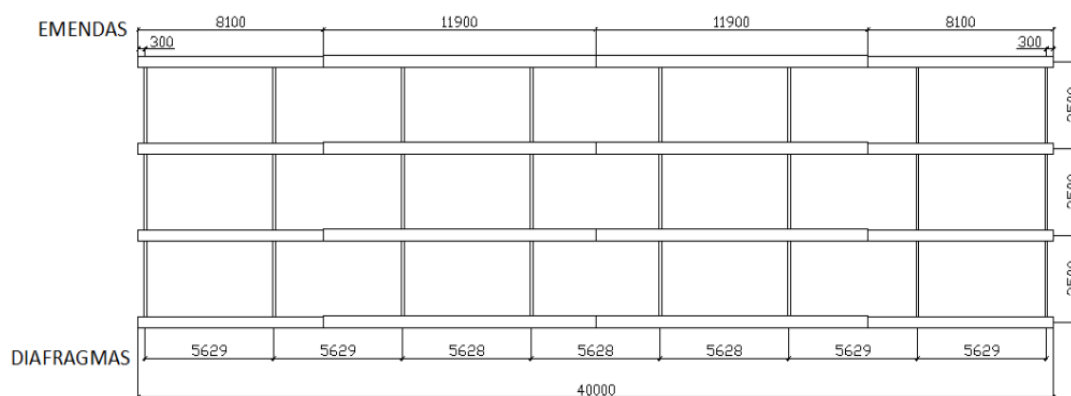


Figura 3.3 – Vista em planta do modelo da ponte ortogonal em vigas mistas (adaptado de BELLEI e PINHO, 2007). Dimensões em mm.

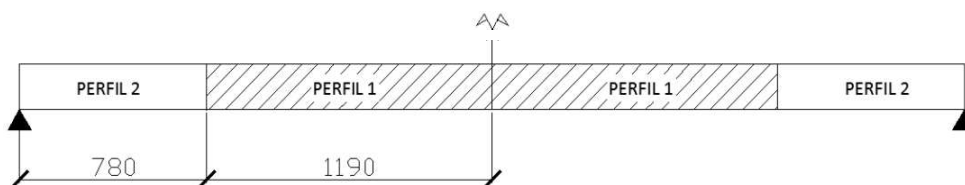


Figura 3.4 – Distribuição dos perfis da longarina da ponte em vigas mistas para o vão de 40 m (adaptado de BELLEI e PINHO, 2007). Dimensões em mm.

No modelo de referência (TOLEDO, 2011) que corresponde ao vão de 40m de comprimento, as longarinas são compostas por dois tipos de perfis soldados de aço ao longo do vão. Nas extremidades do vão é utilizado o perfil 2, e no trecho central o perfil 1, conforme Fig. 3.4 e propriedades indicadas na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Seção transversal das longarinas da ponte em vigas mistas para 40m de vão.

Propriedades	Perfil 1 (trecho central)	Perfil 2 (Extremos)
A (cm ²)	594,2	496,2
I (cm ⁴)	3087031	2561488

Para os modelos com vãos de 20 m e 30 m são adotados perfis únicos em toda a extensão dos vãos, mantendo a relação vão/altura do modelo de referência (igual a ~22) e as dimensões da laje do tabuleiro e das transversinas. As seções transversais das

longarinas são compostas pelos perfis de aço soldado com as propriedades indicadas na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 – Seção transversal das longarinas da ponte em vigas mistas para os vãos de 20m e 30m.

Propriedades	Perfil p/ vão de 20 m	Perfil p/ vão de 30 m
A (cm ²)	247,8	405,0
I (cm ⁴)	332247,4	1230469,9

As transversinas são compostas por diagonais de cantoneiras simples de abas iguais e banzo inferior de cantoneiras duplas. A Fig. 3.5 e a Tabela 3.4 mostram os detalhes para os perfis do banzo inferior e das diagonais.

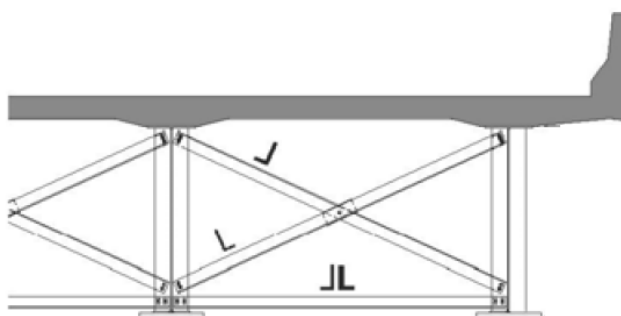


Figura 3.5 – Arranjo das transversinas da ponte em vigas mistas (adaptado de BELLEI e PINHO, 2007)

Tabela 3.4 – Propriedades dos elementos das transversinas da ponte em vigas mistas

Propriedades	Diagonais	Banzo
A (cm ²)	23,2	45,5
I _x (mm ⁴)	3631285	7171540
I _y (mm ⁴)	3631285	13201318

Conforme ilustrado na Fig. 3.6, a laje possui espessura variável ao longo de sua seção transversal, apresentando mísulas nas ligações com as longarinas. O guarda rodas é do tipo “New Jersey”.

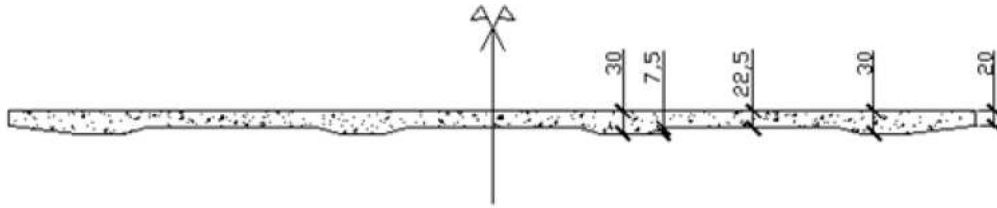


Figura 3.6 – Seção transversal da laje de tabuleiro da ponte em vigas mistas

Os aparelhos de apoio da ponte são retangulares em elastômero fretado com chapas de aço (ver Fig. 3.7), cujas dimensões estão indicadas à seguir:

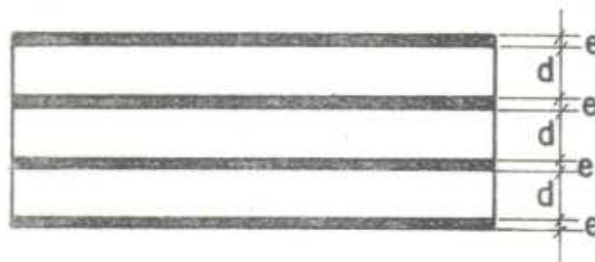


Figura 3.7 – Esquema do aparelho de apoio de neoprene fretado (adaptado de MASON, 1976)

Adotando:

G (módulo de cisalhamento)= 1300000 N/m² ; $e= 4$ mm (chapas de aço); $d= 11$ mm (camadas de neoprene)

$$h= 4 \times 4 + 3 \times 11 = 49 \text{ mm} = 4,9 \text{ cm}$$

$$A= 1575 \text{ cm}^2 \text{ (Área da superfície de contato)}$$

$$K = \frac{G \cdot A}{h} \tag{3.1}$$

O coeficiente de rigidez cisalhante nas direções longitudinal e transversal é dado por

$$K= 4179,0 \text{ kN/m.}$$

3.1.2 Modelo Numérico de Elementos Finitos

Esta estrutura foi modelada por TOLEDO (2011) de duas formas:

- (i) com o modelo de grelha ilustrado na Fig.3.8a em que elementos de pórtico espacial representam as longarinas consideradas de seção mista homogeneizada (já incorporando a contribuição da laje na rigidez à flexão da longarina) e as transversinas (também de seção mista) e
- (ii) com o modelo refinado (ver Fig. 3.8b) em que a laje é simulada por elementos de casca, as longarinas por elementos de pórtico espacial dispostos no plano médio da laje porém com centro de gravidade da seção excêntrico em relação a este plano e os componentes das transversinas também por elementos de pórtico espacial. A comparação de resultados entre estes dois modelos (mostrada mais adiante) em termos de momento fletor e deslocamentos no meio do vão mostrou diferenças da ordem de 20%.

Para o presente trabalho interessa o uso de um modelo simplificado do tipo grelha (elementos de pórtico são melhores para a obtenção de esforços), porém com uma melhor correlação de resultados com o modelo refinado, considerado mais representativo do comportamento da estrutura. Para isto, seguindo as indicações descritas por ARAUJO (2014), acrescentou-se ao modelo de grelha as seguintes características (ver a Fig. 3.8c):

- excentricidade dos apoios na direção vertical em relação à linha de eixo das longarinas;
- efeito da grande rigidez da laje em seu próprio plano através dos travamentos diagonais ligando linhas de apoio;
- discretização das transversinas.

Nos pontos de apoio das longarinas os nós são restringidos na direção vertical e duas condições de contorno na direção horizontal foram consideradas, gerando modelos assim denominados:

- Modelo RL, que significa rígido – livre, possui os nós 1 e 2 (ilustrado na Fig. 3.8c) restringido a translação horizontal na direção x (longitudinal) e os nós 1 e 3 restringindo a translação no sentido y (transversal). Os demais nós dos apoios estão livres em deslocamento horizontal nas duas direções.

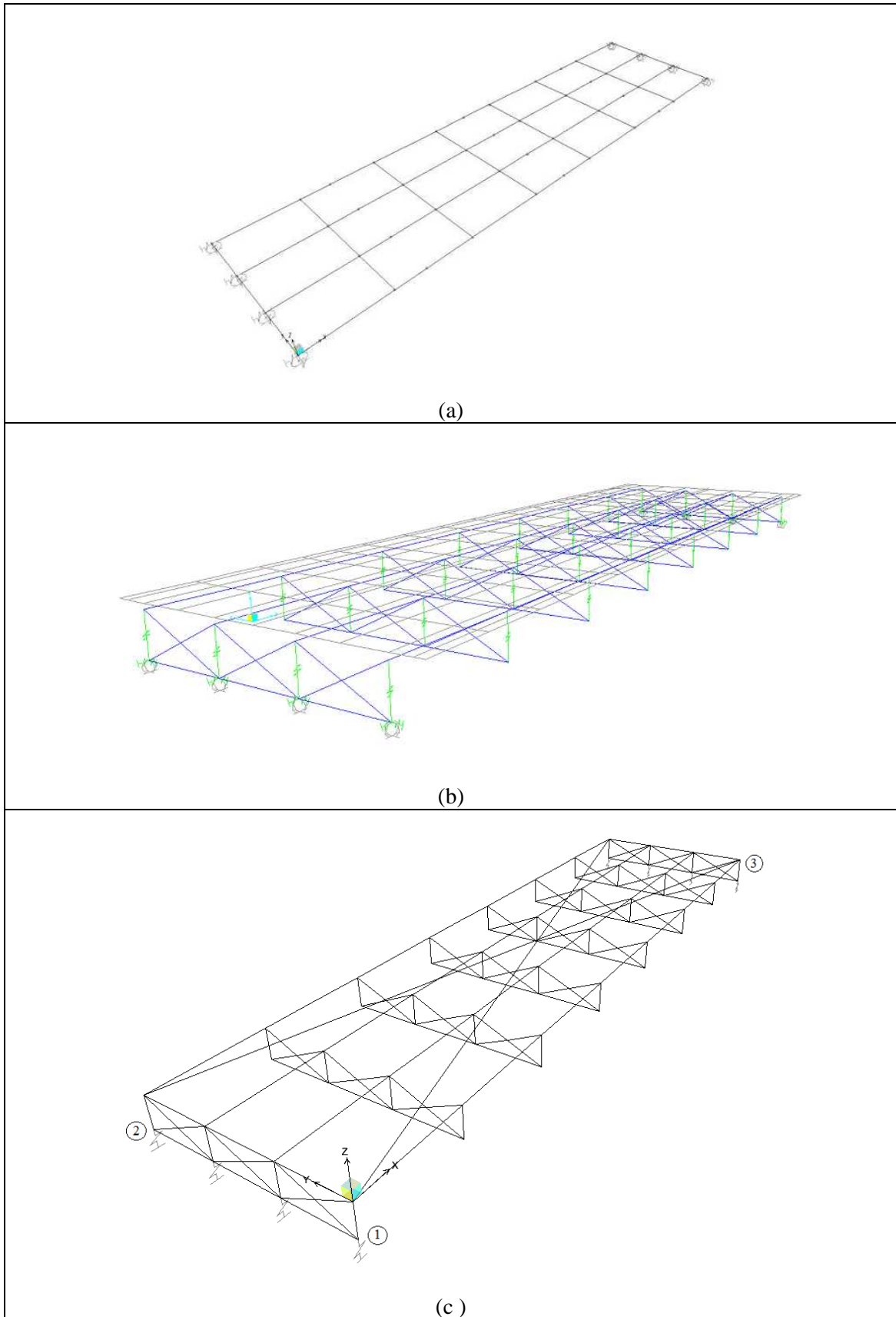


Figura 3.8 - Modelos numéricos. (a) modelo de grelha utilizado por TOLEDO (2011); (b) modelo refinado utilizado por TOLEDO (2011); (c) modelo de grelha ajustado utilizado no presente trabalho.

- Modelo elástico, no qual todos os nós de apoio possuem restrição parcial aos deslocamentos horizontais através de molas elásticas com rigidez “K” simulando aparelhos de apoio, de modo a não impedir o movimento do corpo rígido.

Propriedades geométricas das seções equivalentes

Como se tem na seção transversal da ponte materiais distintos (aço e concreto) com diferentes módulos de elasticidade, optou-se pela utilização de uma seção teórica de aço. A seção teórica equivalente foi obtida a partir da determinação da largura efetiva da mesa de concreto de cada viga, dividindo a área da seção de concreto pela razão entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto.

$$A_{eq} = A_c \frac{E_c}{E_s} \quad (3.2)$$

As Figs. 3.9 e 3.10 apresentam a seção mista e sua equivalente de aço.

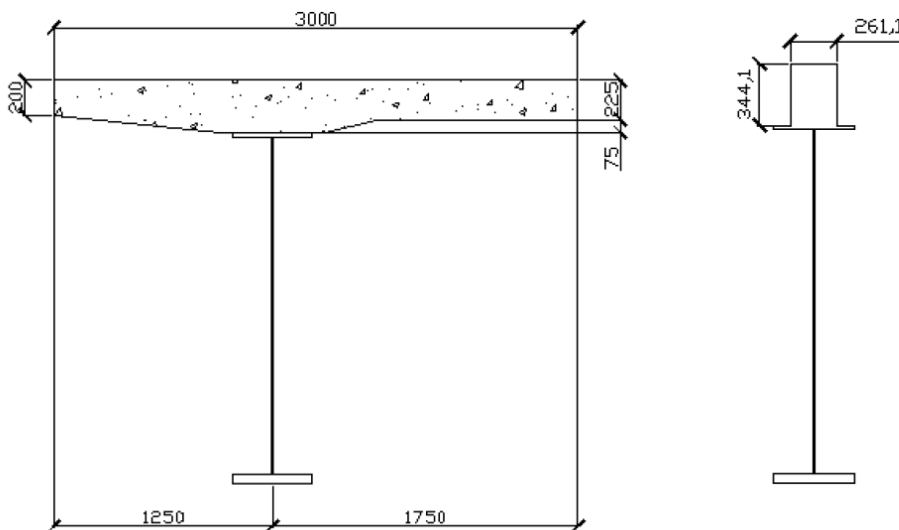


Figura 3.9 – Seção das vigas mistas externas (no vão e no apoio) e seção equivalente de aço (adaptado de TOLEDO, 2010). Dimensões em mm.

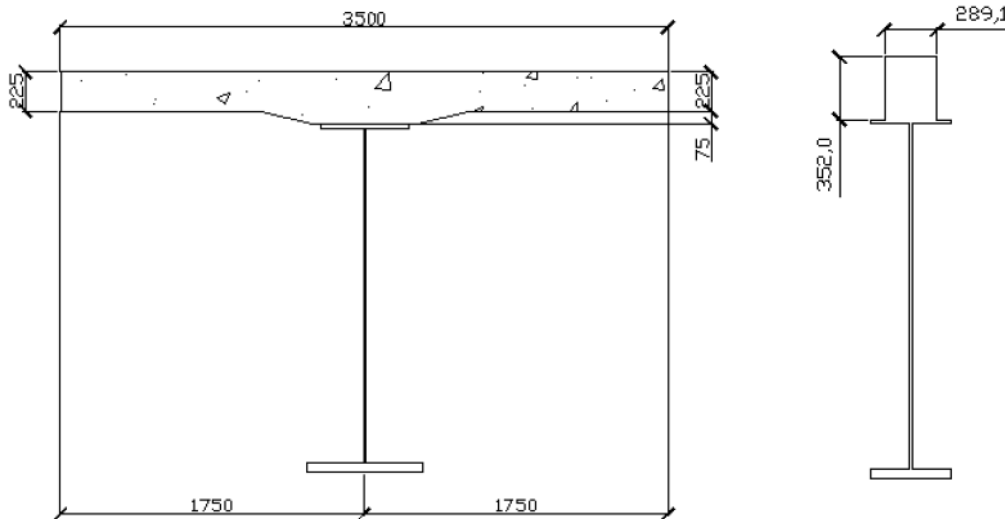


Figura 3.10 – Seção das vigas mistas internas (no vão e no apoio) e seção equivalente de aço (adaptado de TOLEDO, 2010). Dimensões em mm.

Validação do modelo

A Tabela 3.5 apresenta a comparação de resultados obtidos com os três modelos da Fig. 3.8 em termos de valores máximos de momento fletor e deslocamento vertical obtidos para a viga extrema, devidos ao carregamento do trem tipo TB-45. Verifica-se que o modelo de grelha ajustado promoveu uma grande melhoria em termos de correlação com o modelo refinado (considerado como o mais representativo da estrutura real) em relação ao modelo de grelha da Fig. 3.8. Conclui-se que o modelo de grelha ajustado é igualmente representativo do comportamento estrutural.

Tabela 3.5 – Comparação entre os modelos da ponte em vigas mistas para o vão de 40 m (TOLEDO, 2011).

MODELO	M_{max} (kNm)	$\frac{M}{M_{REFINADO}}$	δ_{max} (mm)	$\frac{\delta}{\delta_{REFINADO}}$
Refinado (Fig. 3.8.b)	4856		38,6	
Grelha (Fig. 3.8a)	5495	13,2%	46,2	19,7%
Grelha ajustado (Fig. 3.8c)	4800	1,17%	38,9	0,08%

3.1.3 Modelos das Pontes Esconsas

Para o tipo de ponte em estudo foram elaborados 15 modelos, variando ângulo de esconsidade e comprimento do vão, conforme Tabela 3.6.

Tabela 3.6 – Parâmetros adotados na análise de elementos finitos da ponte em vigas mistas.

Esconsidade	0°, 30°, 40°, 50°, 60°
Espaçamento entre as longarinas	3,5 m
Vão entre os apoios	20 m, 30 m, 40 m

Com esses 15 modelos foram feitas diversas análises. A primeira análise, em que os parâmetros adotados estão na Tabela 3.7, diz respeito ao comportamento da ponte mista devido ao arranjo das transversinas. Neste estudo, elegeu-se o vão de 40 m para expor os resultados neste trabalho, pois os comportamentos observados para os vãos de 20 m e 30 m são similares. A distância entre as longarinas também é constante e o ângulo de esconsidade tem variação de 0°, 30°, 40°, 50° e 60°. Para esta análise considerou-se somente apoios elásticos.

Tabela 3.7 – Arranjo das transversinas da ponte em vigas mistas

Arranjo das transversinas	Ângulo de esconsidade (α)
Paralelo	0°(*); 30°; 40°; 50°; 60°
Ortogonal	0°(*); 30°; 40°; 50°; 60°
Sem transversina	0; 30°; 40°; 50°; 60°

(*) Modelo $\alpha = 0^\circ$ é o comum para os dois arranjos de transversinas.

As Figs. 3.11 e 3.12 apresentam os esquemas dos modelos de grelha para o vão de 40 m.

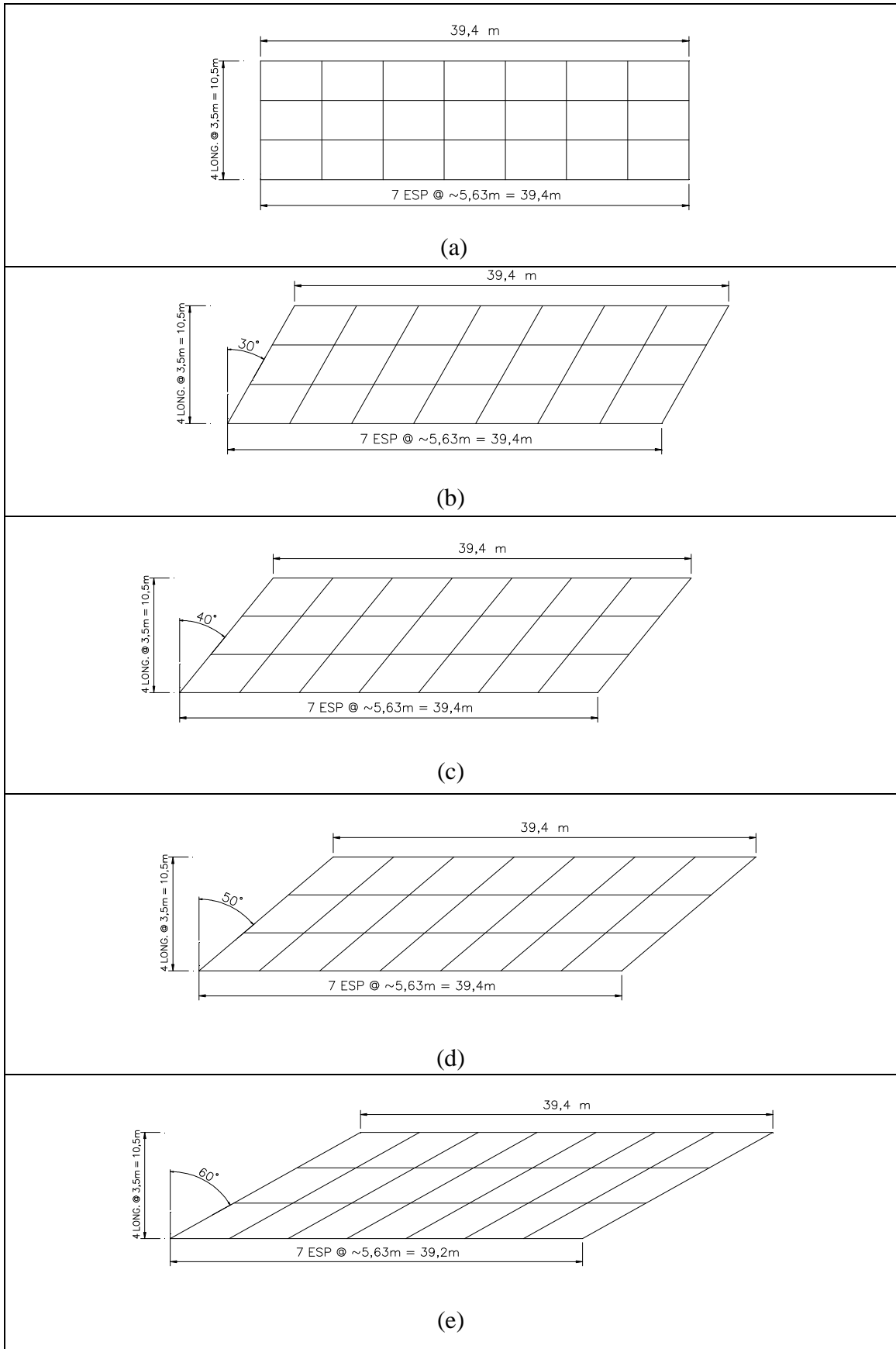


Figura 3.11 – Modelos estruturais da ponte com transversinas paralelas aos apoios, para ângulos de escondidade variando entre 0 e 60°; vão de 40m.

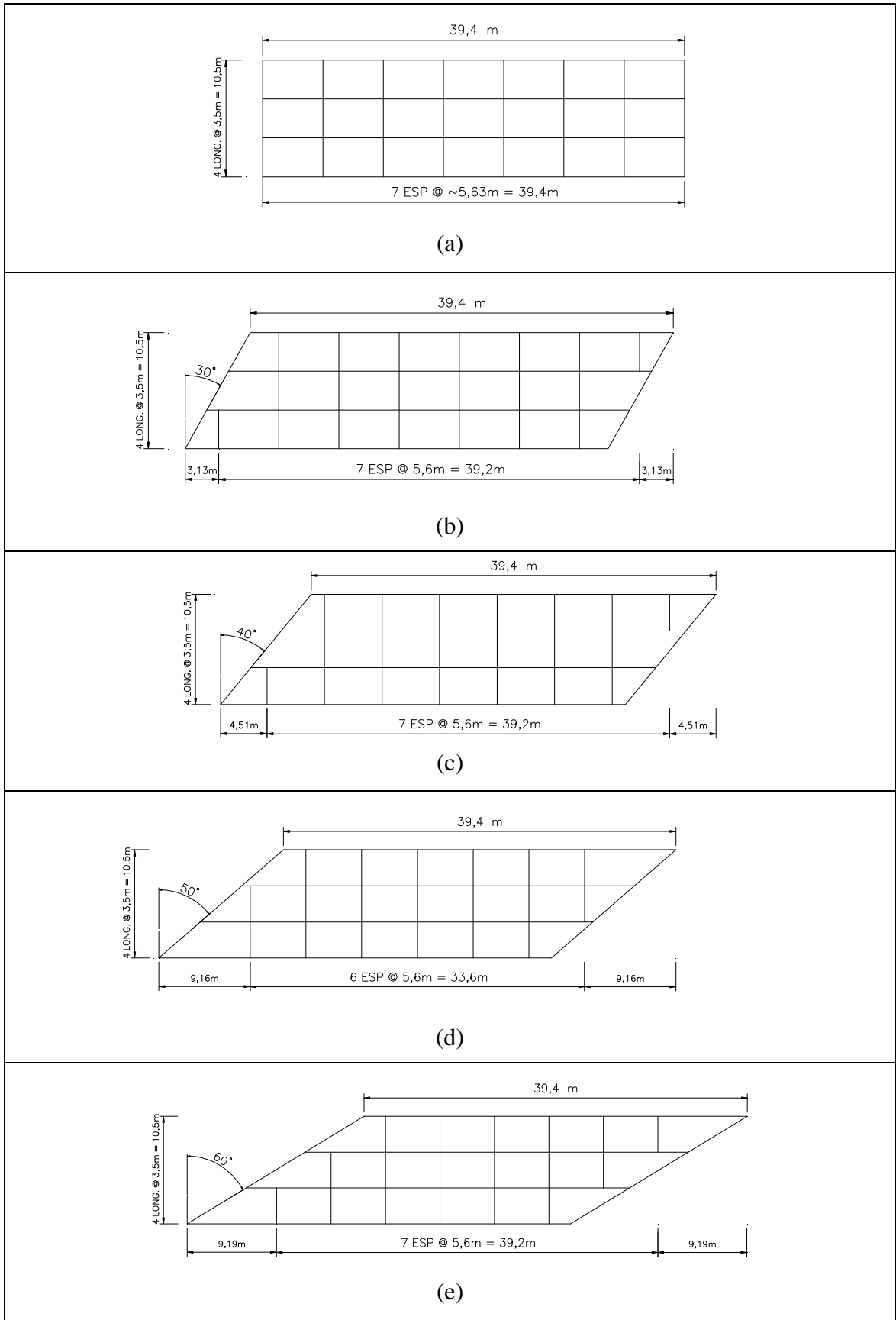


Figura 3.12 – Modelos estruturais da ponte com transversinas ortogonais ao eixo principal, para ângulos de esconsidade variando entre 0 e 60°; vão de 40m.

Para as demais análises adotaremos 30 modelos, listados na Tabela 3.8, apenas com arranjos de transversinas ortogonais ao eixo. Neste estudo, tem-se o objetivo de analisar os efeitos da esconsidade, comprimento do vão e condições de contorno (apoios rígido-livre e elásticos). As Figs. 3.13 e 3.14 apresentam os esquemas dos modelos de grelha para os vãos de 20 e 30 m.

Tabela 3.8 – Modelos ortogonais adotados para a ponte em vigas mistas

Tipos de apoio	Vão (m)	Ângulo de esconsidade (α)
RL	20, 30, 40	0°; 30°, 40°, 50°, 60°.
Elástico	20, 30, 40	0°; 30°, 40°, 50°, 60°.

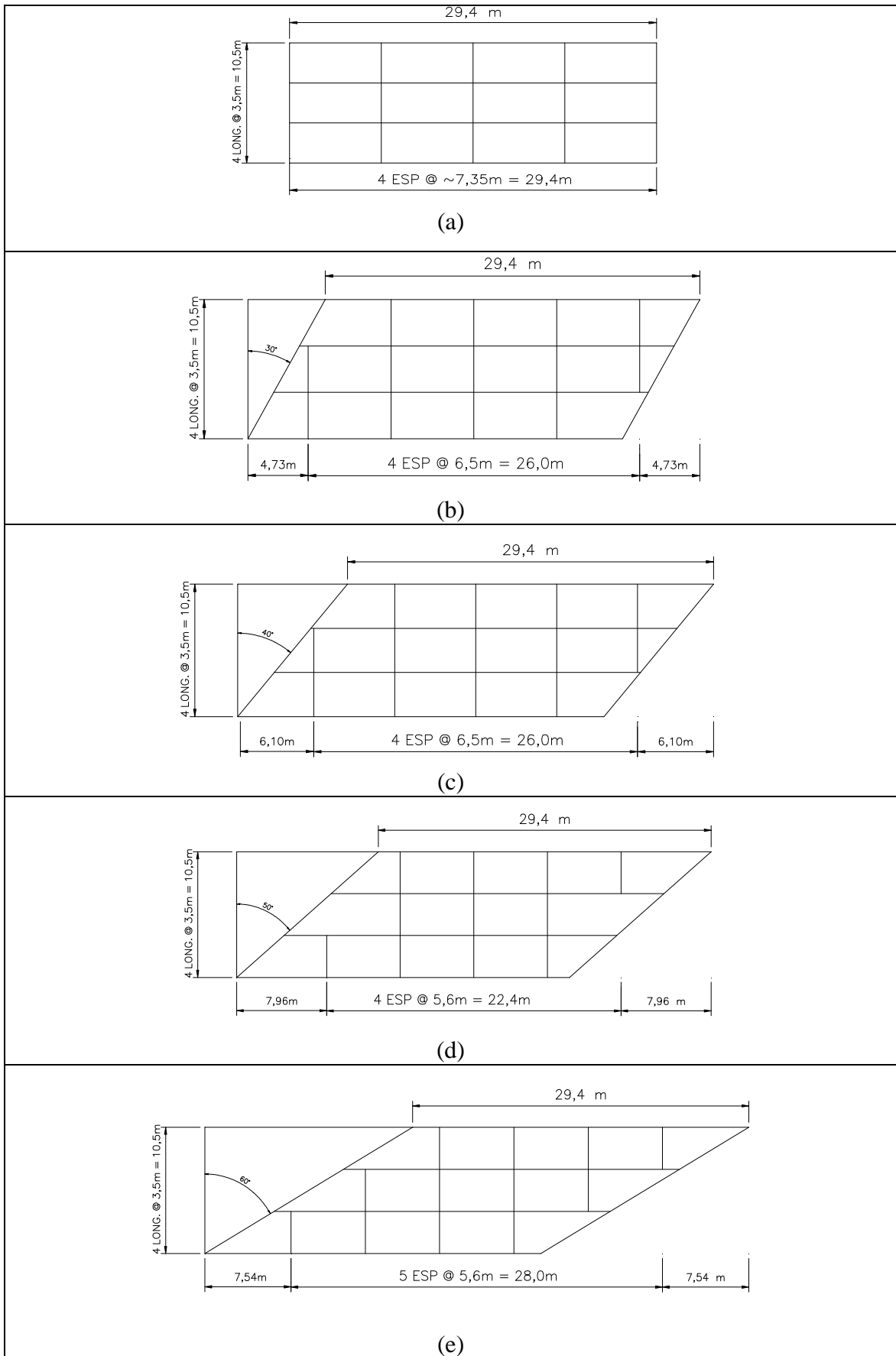


Figura 3.13 – Modelos estruturais da ponte com transversinas ortogonais ao eixo principal, para ângulos de escuridade variando entre 0 e 60°; vão de 30m.

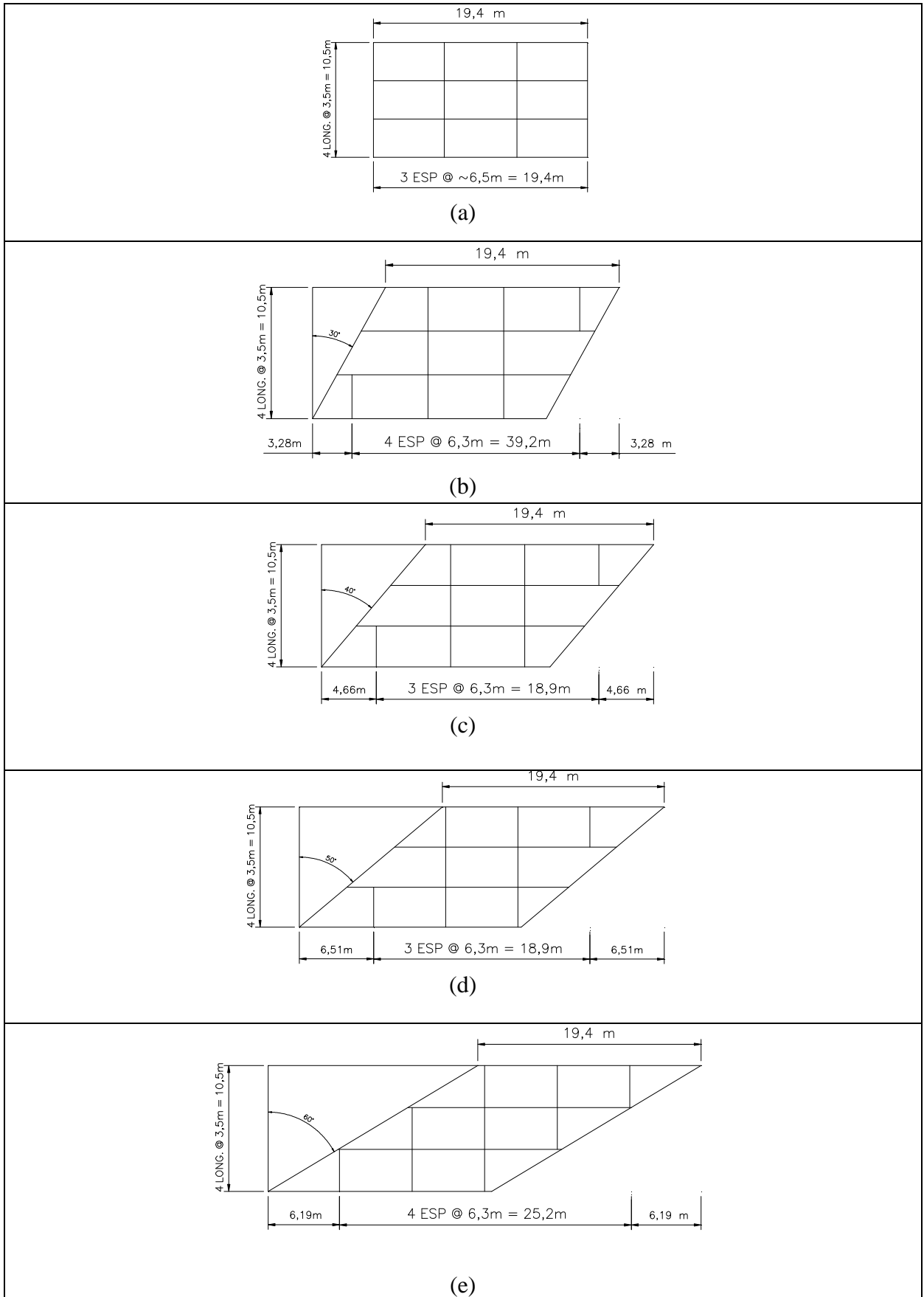


Figura 3.14 – Modelos estruturais da ponte com transversinas ortogonais ao eixo principal, para ângulos de esconsidade variando entre 0° e 60° ; vão de 20m.

3.1.4 Carregamentos

Neste estudo verificam-se as ações das cargas permanentes, cargas móveis concentradas e distribuídas, e efeitos da temperatura.

Cargas permanentes

Para este estudo, utilizando como referência as recomendações da norma NBR-7187, considerou-se como cargas permanentes as ações provenientes do peso próprio da estrutura, barreiras e da pavimentação.

Desta forma, verificou-se a estrutura metálica pelo programa utilizado para análise numérica. Para a laje de concreto, devido à adoção de seções equivalentes, parte do carregamento foi executado diretamente pelo programa e parte foi adicionado ao carregamento da viga. Revestimento asfáltico e barreiras foram atribuídos no carregamento das longarinas.

Cargas móveis

As cargas móveis teoricamente podem ocupar qualquer posição sobre o tabuleiro da ponte, contudo para este estudo definiu-se a posição do carregamento de modo a provocar as solicitações mais desfavoráveis tanto nas vigas externas quanto nas vigas internas. Dessa forma, utilizou-se neste estudo o conceito de trem-tipo da norma NBR-7188, o qual simplifica o carregamento sobre as longarinas.

Tabela 3.9 – Cargas dos veículos tipo – NBR 7188

Classe da Ponte	Peso Total do Veículo (kN)	Carga Uniforme p (kN/m ²)	Carga Uniforme p' (kN/m ²)	Disposição das Cargas
45	450	5	3	“p” em toda a pista
30	300	5	3	“p” em toda a pista
12	120	4	3	“p” em toda a pista

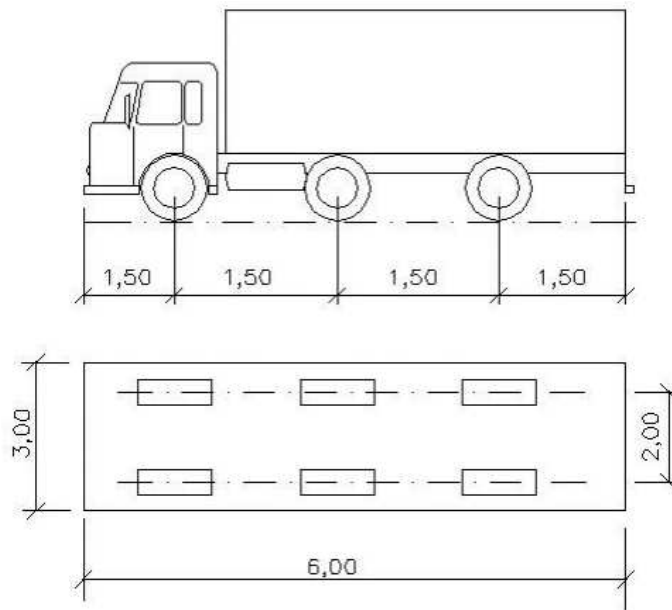


Figura 3.15 – Trem tipo para pontes de classe 45. Dimensões em m.

Carga móvel concentrada na viga externa (CCE)

Para a verificação dos efeitos nas vigas externas definiu-se o carregamento concentrado na parte mais extrema da pista conforme Fig. 3.16.

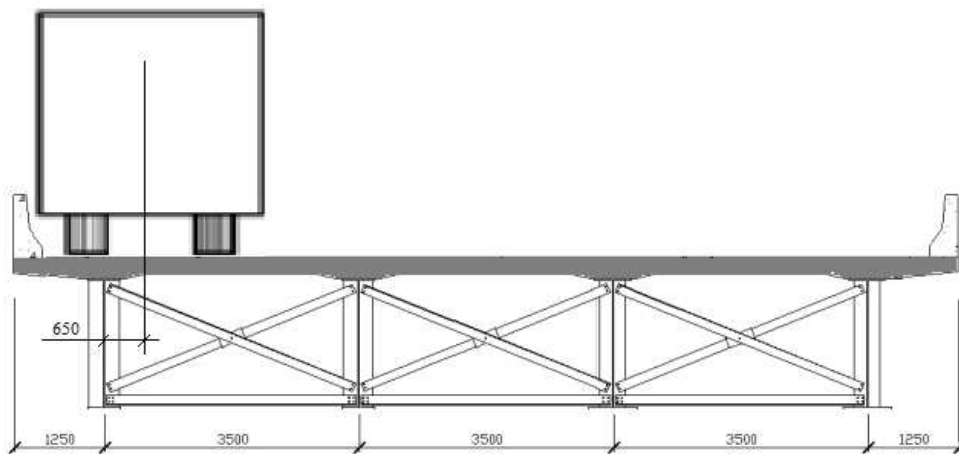


Figura 3.16 – Posição do veículo para solicitações máximas na viga externa.

Dimensões em mm.

Carga móvel concentrada na viga interna (CCI)

Para verificação dos efeitos dos esforços nas vigas internas definiu-se o carregamento concentrado na parte central da pista, mais precisamente sobre a viga interna da pista conforme Fig 3.17.

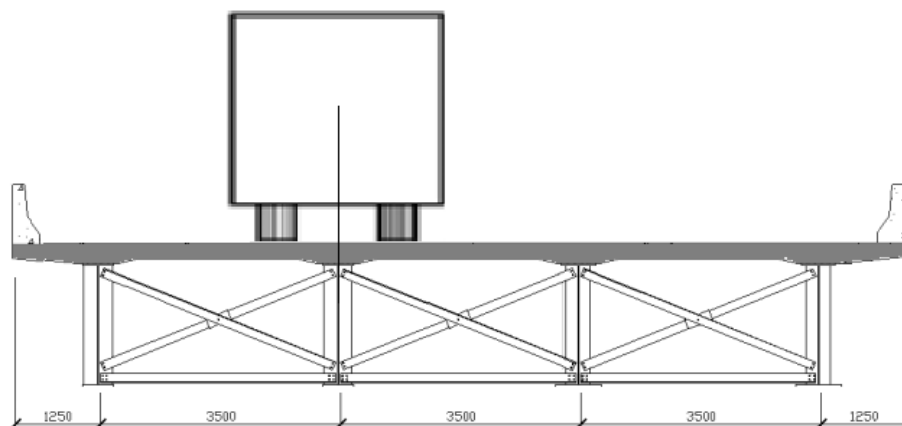


Figura 3.17 – Posição do veículo para solicitações máximas na viga interna. Dimensões em mm.

Cargas distribuídas em 1/2 pistas.

Neste carregamento tem-se interesse nos efeitos da carga distribuída nas vigas internas e externas, conforme Fig. 3.18.

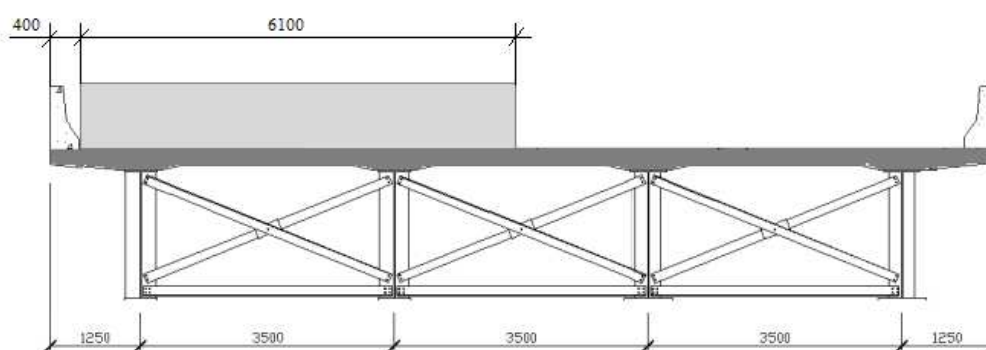


Figura 3.18 – Posição da carga distribuída carregando 1/2 pistas. Dimensões em mm.

Efeito de variação de temperatura

Adotou-se uma ação de variação de temperatura ambiente de $\Delta t = +30^{\circ}\text{C}$.

3.2 Ponte em Seção Celular

Escolheu-se como modelo estrutural um viaduto no Estado da Bahia, situado na rodovia estadual BA-524, sobre a rodovia federal BR-324. A partir do projeto (CONTROLLATO, 2012a) de alargamento do tabuleiro e reforço estrutural da ponte com esconsidade de 34° , foram elaborados outros modelos com vários graus de esconsidade e também sem esconsidade ($\alpha=0^\circ$) a fim de observar alguns efeitos da esconsidade sobre o momento fletor máximo no meio do vão, além das reações e deslocamentos horizontais nos apoios elásticos.

Para a análise foram elaborados modelos estruturais distintos, variando ângulo de esconsidade e condições de contorno nos apoios.

3.2.1 Dados físicos e Geométricos da Estrutura da Ponte

Este estudo utilizou uma ponte rodoviária bi-apoiada, com balanços de extremidade, comprimento total de 52,0 m, sendo o vão teórico bi-apoiado de 36,0 m. Esta ponte, conforme foto apresentada na Fig. 3.19, apresenta seção transversal em viga mono-celular de concreto armado, com tabuleiro de largura de 13,0 m e com esconsidade de 34° . Adotaram-se apoios rígido-livre e elásticos, (elastômeros fretados) simulados com restrição total aos deslocamentos verticais e restrição parcial elástica aos deslocamentos horizontais. A fim de simplificar os estudos, as meso e infra-estrutura não são representadas no modelo estrutural.

As propriedades dos materiais estão indicadas na Tabela 3.10, e as geometrias da seção transversal e de projeção em planta da estrutura são apresentadas nas Fig. 3.20 a 3.23.

Tabela 3.10 – Propriedades dos materiais da ponte com seção celular

Propriedades	Concreto
Módulo de Elasticidade (E)	23800 MPa
Coefficiente de Poisson (ν)	0,2
Coefficiente de dilatação térmica (ν)	$1,0 \times 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$
Massa Específica (γ)	2500 kg/m ³
Resistência (f_{ck})	31,1 MPa



Figura 3.19 – Viaduto sobre a BR-324

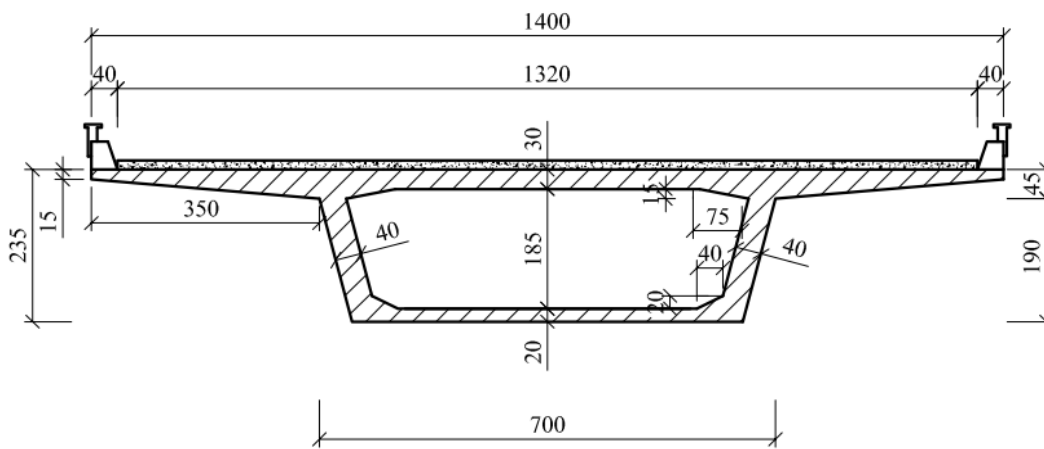


Figura 3.20 - Seção Transversal no meio do vão da ponte em seção celular (adaptado de CONTROLLATO, 2010a). Dimensões em cm.

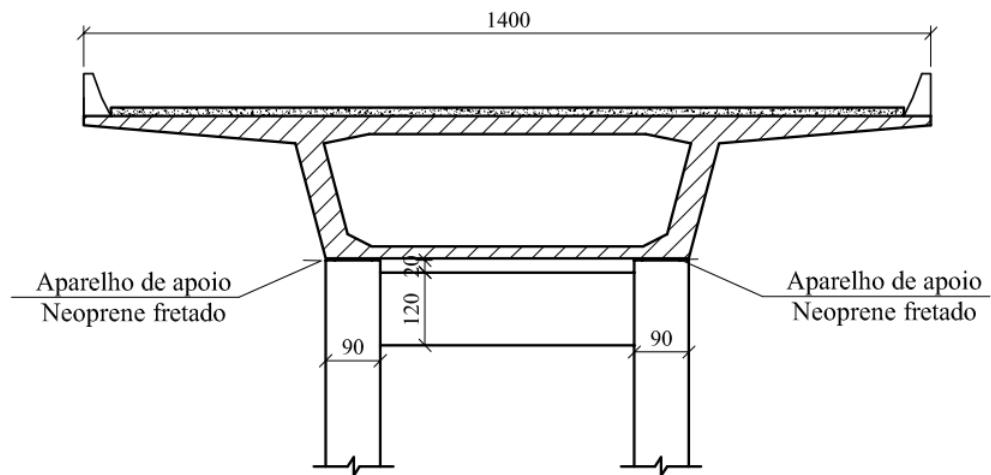


Figura 3.21 - Seção transversal nos apoios da ponte em seção celular (adaptado de CONTROLLATO, 2010a). Dimensões em cm.

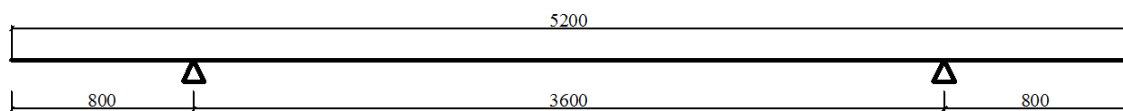


Figura 3.22 – Localização dos apoios da ponte em seção celular (adaptado de CONTROLLATO, 2010a). Dimensões em cm.

Os aparelhos de apoio da ponte são retangulares em elastômero fretado com chapas de aço, conforme Fig. 3.7, cujas dimensões estão indicadas à seguir:

Adotando:

$$e = 3 \text{ mm}; d = 8 \text{ mm}$$

$$h = 4 \times 3 + 3 \times 8 = 36 \text{ mm} = 3,6 \text{ cm}$$

$$A = 2500 \text{ cm}^2$$

O coeficiente de rigidez cisalhante longitudinal e transversal é $K = 9028 \text{ kN/m}$.

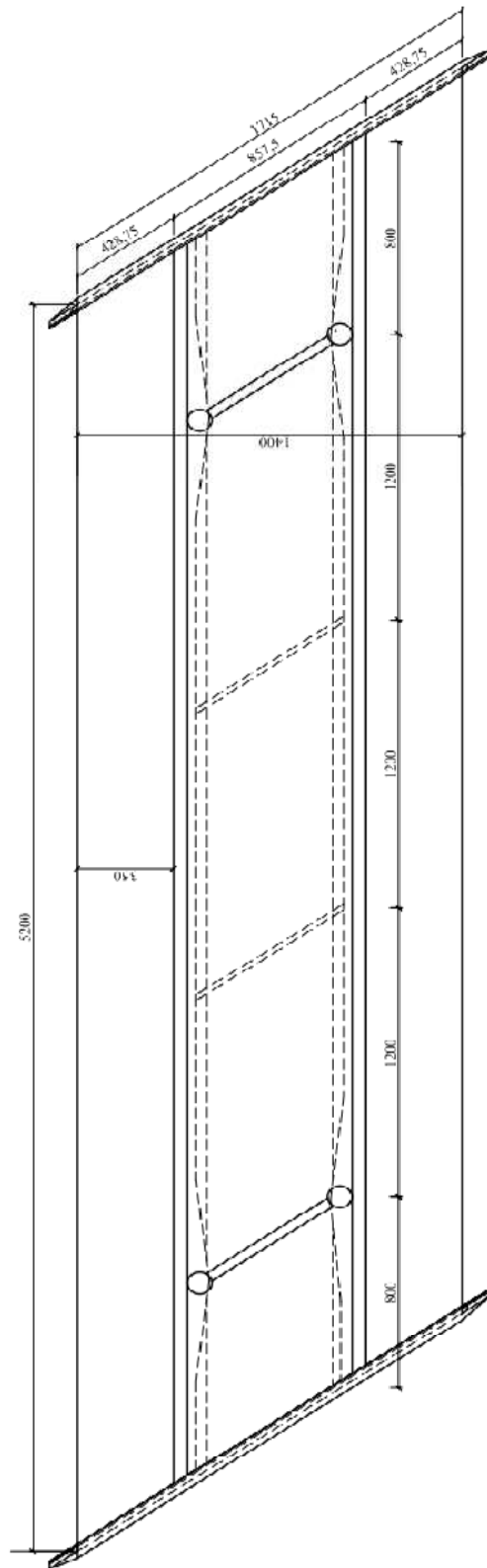


Figura 3.23 - Vista em planta da ponte em seção celular (adaptado de CONTROLLATO, 2010a). Dimensões em cm.

3.2.2 Modelo Numérico de Elementos Finitos

Objetivando uma análise simplificada e direta dos esforços seccionais a estrutura foi representada por um modelo unifilar aperticado 3D formado por elementos barra de pórtico espacial representando a viga celular. Dois pórticos com elementos barra sem massa foram modelados para simular a meso-estrutura. A Fig. 3.24 ilustra o modelo estrutural na qual a viga mono-celular se apoia nas travessas rígidas dos dois pórticos esconsos simulando as condições cinemáticas e de rigidez oferecida pela meso-estrutura.

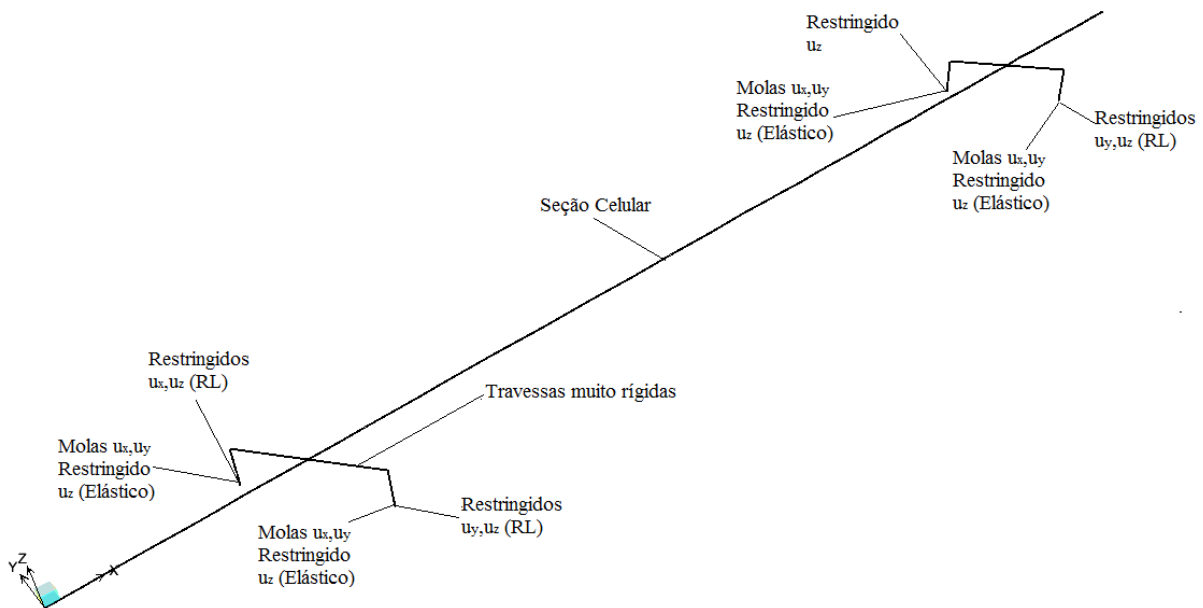


Figura 3.24 – Modelo unifilar aperticado 3D da ponte em seção mono-celular.

Os apoios foram modelados simulando dois casos: RL e elástico, conforme definido na seção 3.1.2.

Validação do modelo

Para a validação do modelo unifilar aperticado 3D foram utilizados os resultados de medições obtidos durante provas de carga (CONTROLLATO, 2012a).

3.2.3 Modelos para o Estudo Paramétrico

Para o tipo de ponte estudado nesta seção, adotaram-se 14 modelos (ver Fig. 3.25), com seção transversal e comprimento de vão constantes, variando o ângulo de

escondidade de 0° a 60° e considerando dois casos de rigidez horizontal nos apoios: RL, elástico.

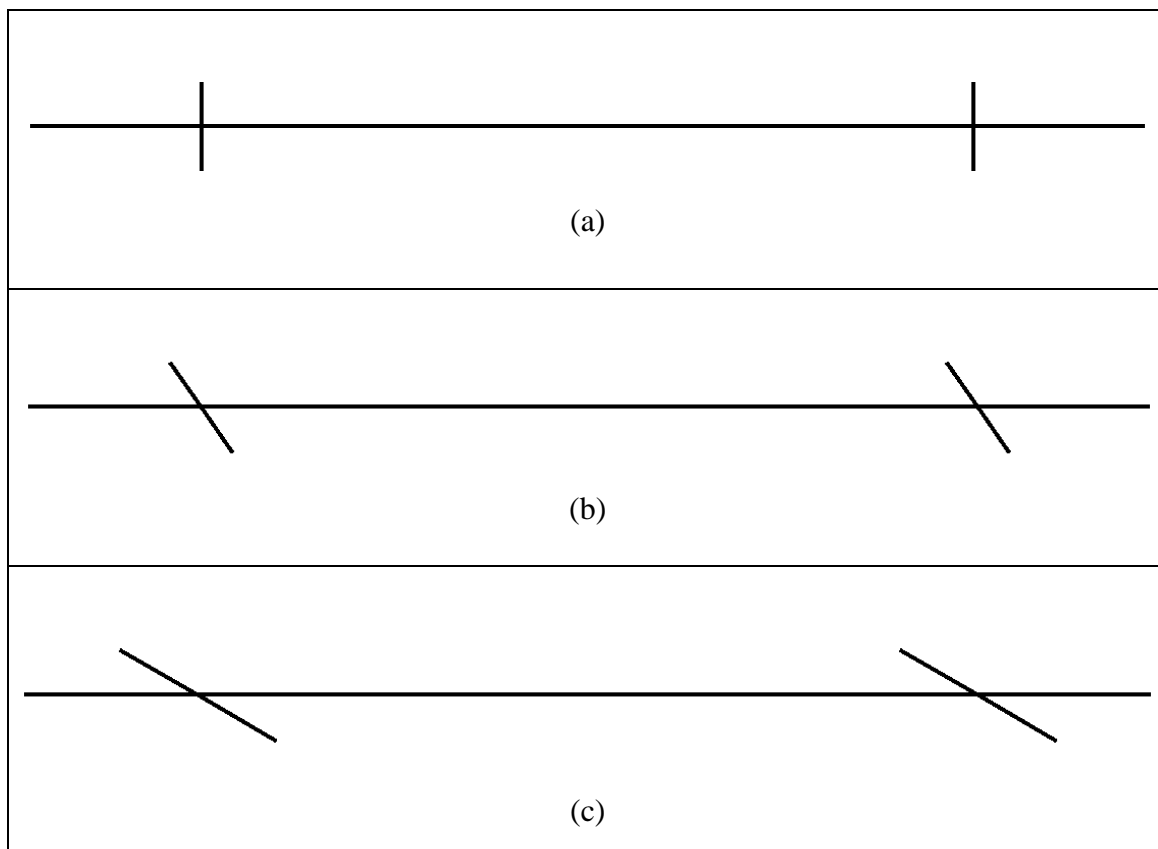


Figura 3.25 – Modelos estruturais da ponte para ângulos de escondidade: (a) $\alpha= 0^\circ$; (b) $\alpha= 30^\circ$ (original); (c) $\alpha= 60^\circ$.

3.2.4 Carregamentos

Foram consideradas as cargas permanentes, cargas móveis concentradas e distribuídas, apresentadas nas Fig. 3.26 e 3.27, além dos efeitos da temperatura.

Cargas permanentes

Utilizando como referência as recomendações da norma NBR-7187, foram consideradas as cargas permanentes as ações provenientes do peso próprio da estrutura, peso das barreiras e do pavimento.

O peso próprio de toda a estrutura é calculado pelo programa de análise estrutural utilizado. As demais cargas permanentes de elementos não estruturais

(pavimento e barreiras) são atribuídas diretamente com carregamento externo sobre as vigas.

Cargas móveis

A carga móvel foi aplicada na forma de um carregamento em meia-pista, de modo a provocar a sollicitação de flexo-torção mais desfavorável na seção transversal da ponte. Foi utilizado o conceito de trem-tipo da norma NBR-7188, (Tabela 3.9 e Fig. 3.15), o qual simplifica o carregamento sobre as longarinas.

Carga móvel concentrada em meia-pista

Para a verificação dos efeitos nas vigas da seção mono-celular definiu-se o carregamento concentrado (áreas dos pneus com o pavimento) na parte mais extrema da pista, conforme Fig. 3.26.

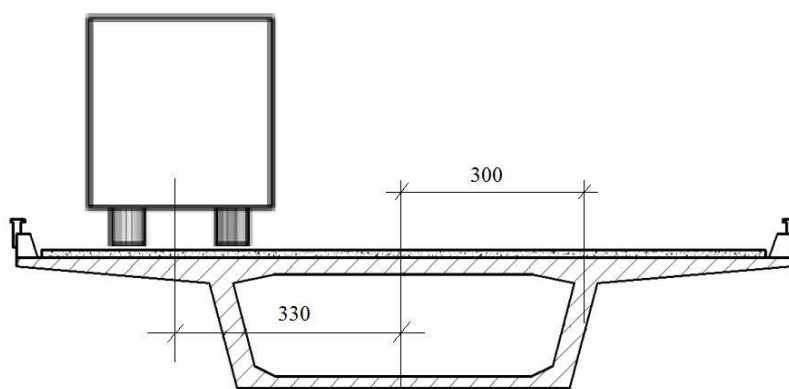


Figura 3.26 – Posição do veículo para cargas concentradas das 6 rodas/pneus do TB-45. Dimensão em cm.

Carga distribuída em meia-pista.

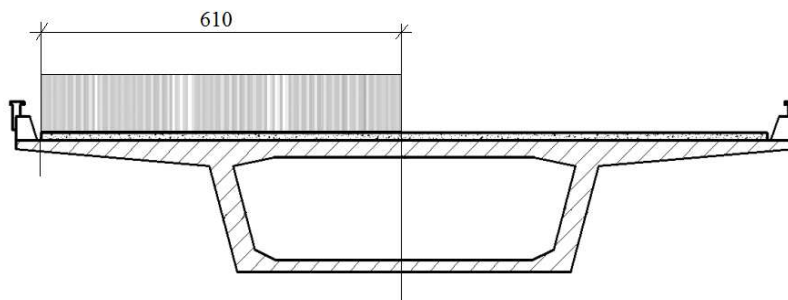


Figura 3.27 – Posição da carga de distribuída de multidão carregando ½ pista. Dimensão em cm.

Variação de temperatura

Adotou-se uma ação de variação de temperatura ambiente de $\Delta t = +30^{\circ}\text{C}$.

3.3 Ponte com Tabuleiro de Seção Π

Trata-se de um viaduto com três vãos contínuos e esconsidade $\alpha = 34^{\circ}$ sobre uma linha férrea, situado na rodovia NA-524, Km 19, no Estado da Bahia. Também para este modelo não foram encontrados métodos simplificados para comparação de resultados, então, analisou-se seus resultados e comparou-se com os problemas encontrados neste tipo de estrutura.

A partir dos desenhos de projeto (CONTROLLATO, 2012b) de alargamento do tabuleiro e reforço estrutural da ponte foram criados outros modelos da estrutura com vãos contínuos para várias esconsidades. Analisou-se também um modelo bi-apoiado com mesma seção transversal e mesmo comprimento do vão central. O objetivo desta análise foi observar os efeitos devido a esconsidade, ao tipo de apoio e o comprimento do vão, nos momentos fletores meio do vão, reações e deslocamentos laterais sobre os apoios das longarinas.

3.3.1 Dados Físicos e Geométricos da Estrutura da Ponte

A ponte rodoviária de concreto armado tem seção transversal do tipo Π e superestrutura com três vãos contínuos desiguais, comprimento total de 66,0 m, tendo o vão central 26,6 m e os vãos da extremidade 19,7 m. Esta ponte tem largura do tabuleiro de 12,2 m e esconsidade de 34° . Transversinas intermediárias nos vãos e nos apoios, existentes na estrutura original e são representadas nos modelos desenvolvidos. Neste estudo foram considerados dois tipos de apoios: RL e elásticos. Estes últimos do tipo elastômeros fretados; modelados com restrição total aos deslocamentos verticais e restrição parcial elástica aos deslocamentos horizontais.

A fim de simplificar os estudos, as meso e infra-estrutura não são representadas no modelo estrutural.

As propriedades dos materiais e geometria da estrutura estão indicadas na Tabela 3.12 e nas Figs. 3.28 a 3.31, onde estão mostrados detalhes da seção transversal e vista em planta da ponte.

Tabela 3.11 – Propriedades dos materiais da ponte com tabuleiro de seção transversal II.

Propriedades	Concreto
Módulo de Elasticidade (E)	23800 MPa
Coefficiente de Poisson (ν)	0,2
Coefficiente de dilatação térmica (α)	$1,0 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
Massa Específica (γ)	2500 kg/m ³
Resistência (f_{ck})	31,1 MPa

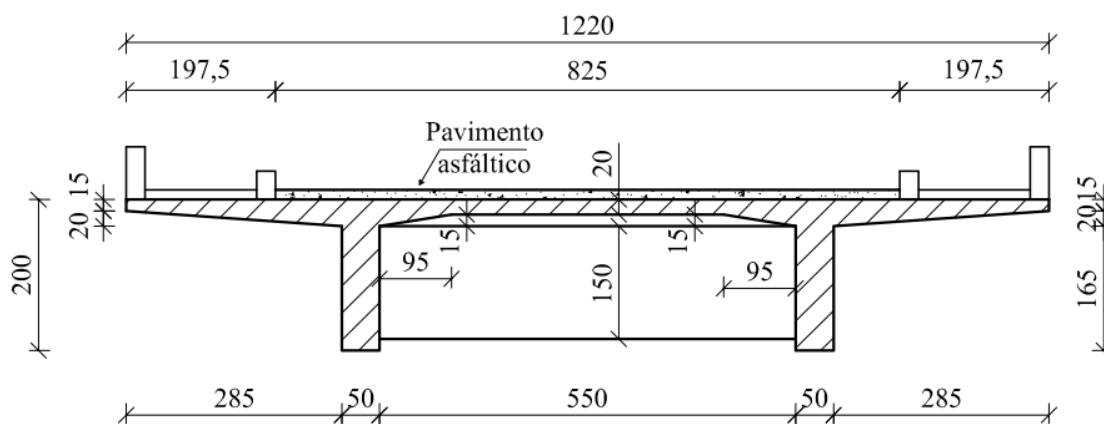


Figura 3.28 - Seção transversal no meio do vão da ponte (adaptado de CONTROLLATO, 2010b). Dimensões em cm.

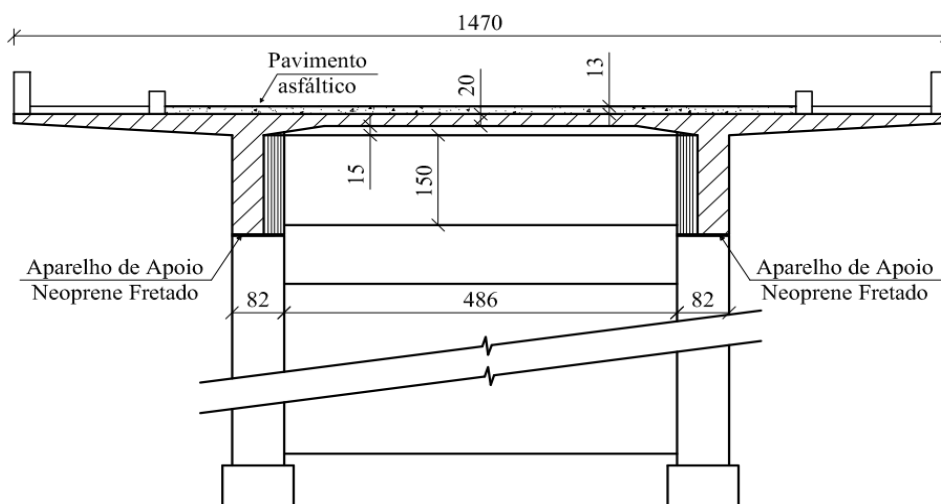
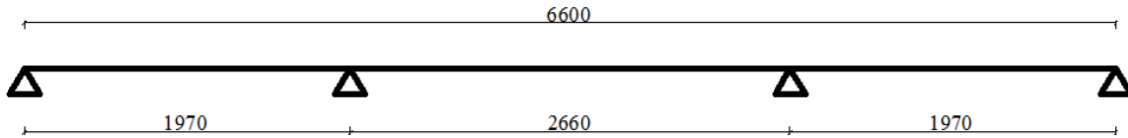


Figura 3.29 - Seção transversal nos apoios da ponte (adaptado de CONTROLLATO, 2010b). Dimensões em cm.

As Figs. 3.30 e 3.31 apresentam a locação dos apoios e vista em planta do modelo esconso com $\alpha=34^\circ$, com três vãos contínuos (CONTROLATTO, 2012b). Neste estudo não são apresentadas vistas em plantas com os demais comprimentos do vão e ângulos de esconsidade.



*Figura 3.30 – Locação dos apoios da ponte (adaptado de CONTROLLATO, 2010b).
Dimensões em cm.*

Os aparelhos de apoio da ponte são retangulares em elastômero fretado com chapas de aço, cujas dimensões, conforme Fig. 3.7, estão indicadas à seguir:

Adotando:

$$e = 4 \text{ mm}; d = 11 \text{ mm}$$

$$h = 4 \times 4 + 3 \times 11 = 49 \text{ mm} = 4,9 \text{ cm}$$

$$A = 2700 \text{ cm}^2$$

$$K = \frac{G \cdot A}{h}$$

O coeficiente de rigidez cisalhante longitudinal e transversal é dada por

$$K = 7163 \text{ kN/m.}$$

3.3.2 Modelo Numérico de Elementos Finitos

Objetivando uma análise simplificada da estrutura, adotou-se o modelo do tipo grelha com elementos barra de pórtico espacial, representando as longarinas e transversinas. Para melhor distribuição das cargas do tabuleiro nas vigas principais foram acrescentados travejamentos horizontais. Pórticos com elementos sem massa foram modelados para simular as transversinas nos apoios. A Fig. 3.32 ilustra o modelo adotado.

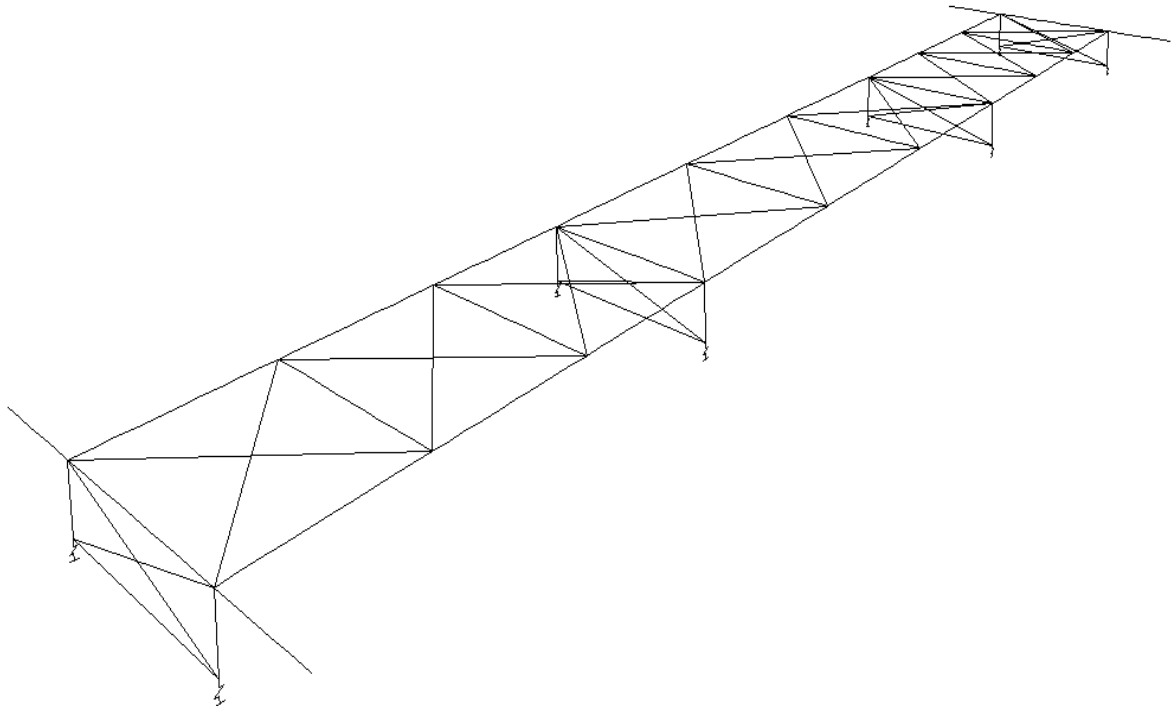


Figura 3.32 – Modelo de grelha da ponte com tabuleiro de seção transversal II, com três vãos contínuos.

Os travejamentos horizontais foram modelados com elementos barra com grande rigidez e sem massa, onde as diagonais são elementos equivalentes que simulam a rigidez do tabuleiro de concreto em seu próprio plano. Já os apoios foram modelados simulando dois casos: RL e elástico, conforme definido na seção 3.1.2. A Fig. 3.33 ilustra a ponte estudada.



Figura 3.33 – Ponte sobre a linha férrea na BA-524/Km-19 (adaptado de CONTROLLATO, 2010b)

Validação do modelo

A validação do modelo estrutural em grelha foi feita por meio da correlação entre os resultados teóricos e os resultados obtidos nas provas de carga (CONTROLLATO, 2012b).

3.3.3 Modelos para o Estudo Paramétrico

Para o tipo de estrutura analisada nesta seção, foram inicialmente adotados 14 modelos para estudo, mantendo-se o comprimento original da ponte, os comprimentos dos vãos e a seção transversal, variando ângulo de esconsidade e condições de apoio (RL e elástico). Os ângulos de esconsidade adotados são 0° , 10° , 20° , 30° , 40° , 50° e 60° . Posteriormente, foi analisada a estrutura do vão central, transformando o modelo contínuo em biapoiado (ver Fig 3.34). Para esta análise, adotou-se 10 modelos com o mesmo comprimento e seção transversal, mas variando esconsidade de 0° , 30° , 40° , 50° e 60° . As Tabelas 3.12 e 3.13 resumem os 24 modelos estruturais adotados para análise, os quais são apresentados nas Figs. 3.35 e 3.36.

Tabela 3.12 – Condições de apoio e esconsidade dos modelos da ponte com tabuleiro em seção II, com três vãos contínuos.

Tipos de apoio	Ângulo de esconsidade
RL	0°, 10°, 20°, 30°, 40°, 50°, 60°
Elástico	0°, 10°, 20°, 30°, 40°, 50°, 60°

Tabela 3.13 – Condições de apoio e esconsidade dos modelos da ponte com tabuleiro em seção II, biapioado.

Tipos de apoio	Ângulo de esconsidade
RL	0°, 30°, 40°, 50°, 60°
Elástico	0°, 30°, 40°, 50°, 60°

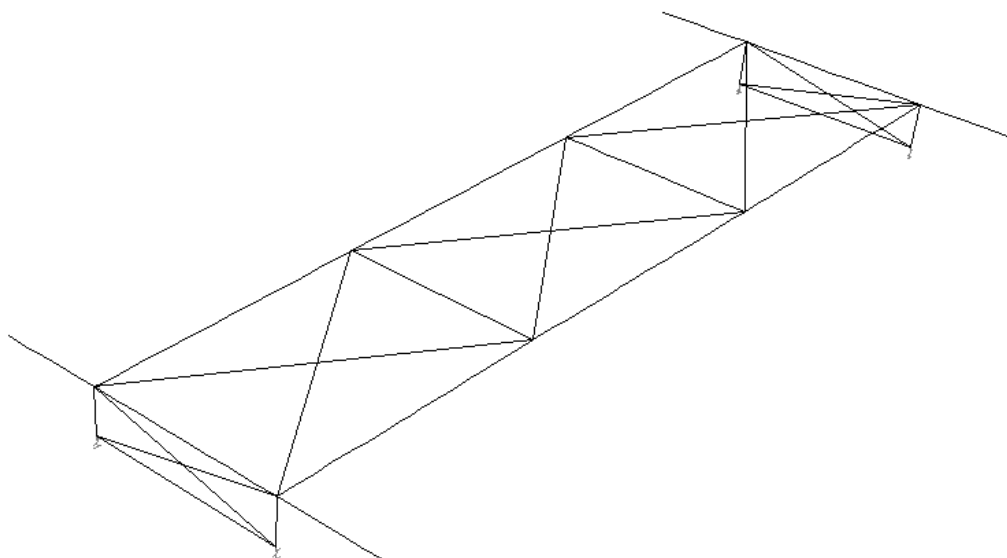


Figura 3.34 – Modelo de grelha da ponte com tabuleiro de seção transversal II, vão central; biapioado.

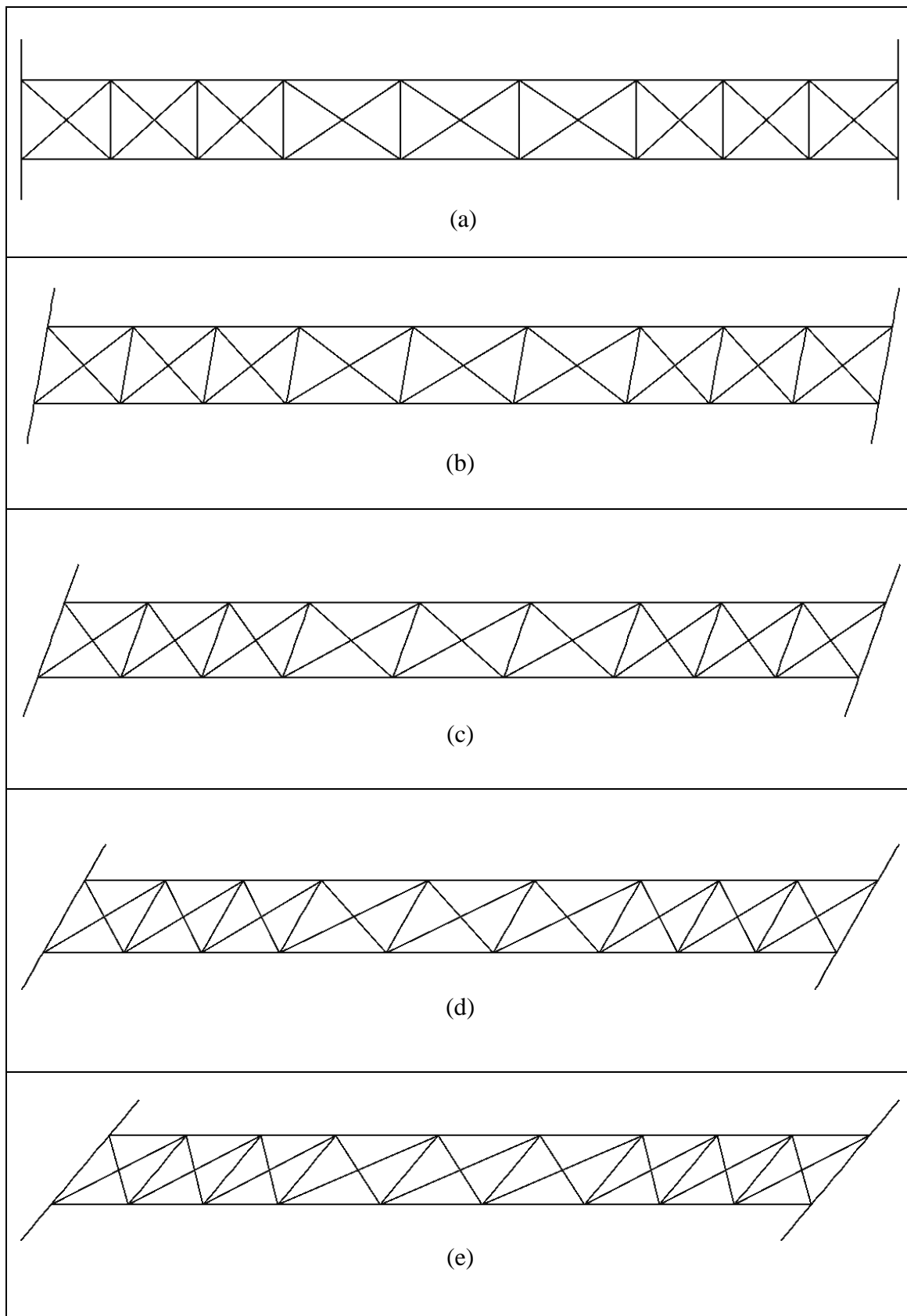


Figura 3.35 – Modelos estruturais da ponte para ângulos de esconsidade variando entre (a) 0° , (b) 10° , (c) 20° , (d) 30° , (e) 40° , (f) 50° e (g) 60° ; Comprimento total: 66,0 m (continua).

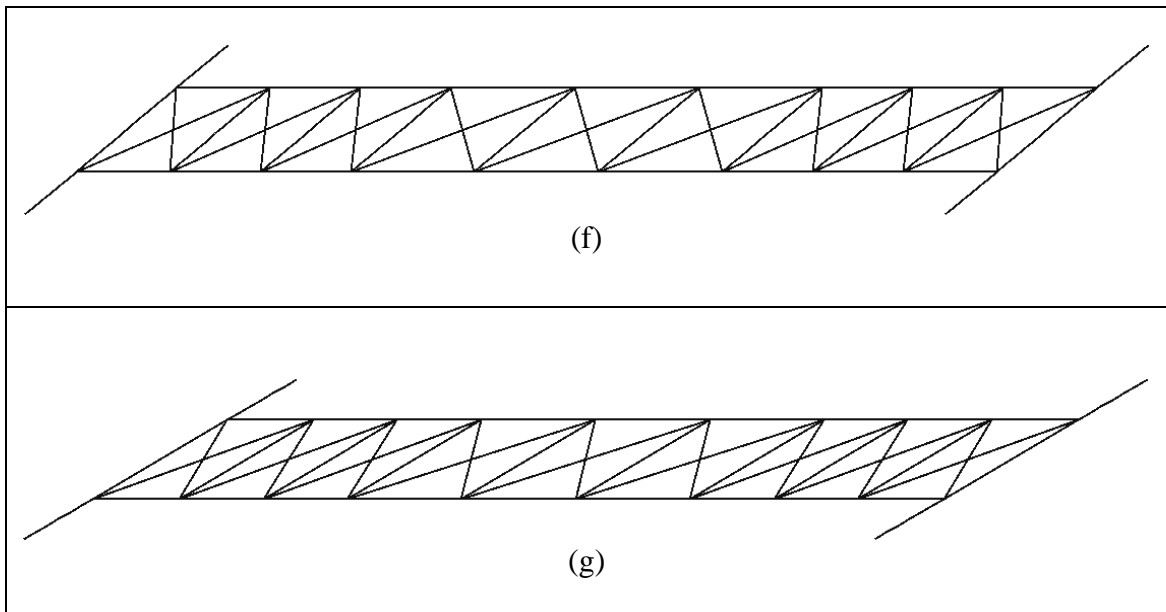


Figura 3.35 – Modelos estruturais da ponte para ângulos de esconsidade variando a) 0° , (b) 10° , (c) 20° , (d) 30° , (e) 40° , (f) 50° e (g) 60° ; Comprimento total: 66,0 m (continuação).

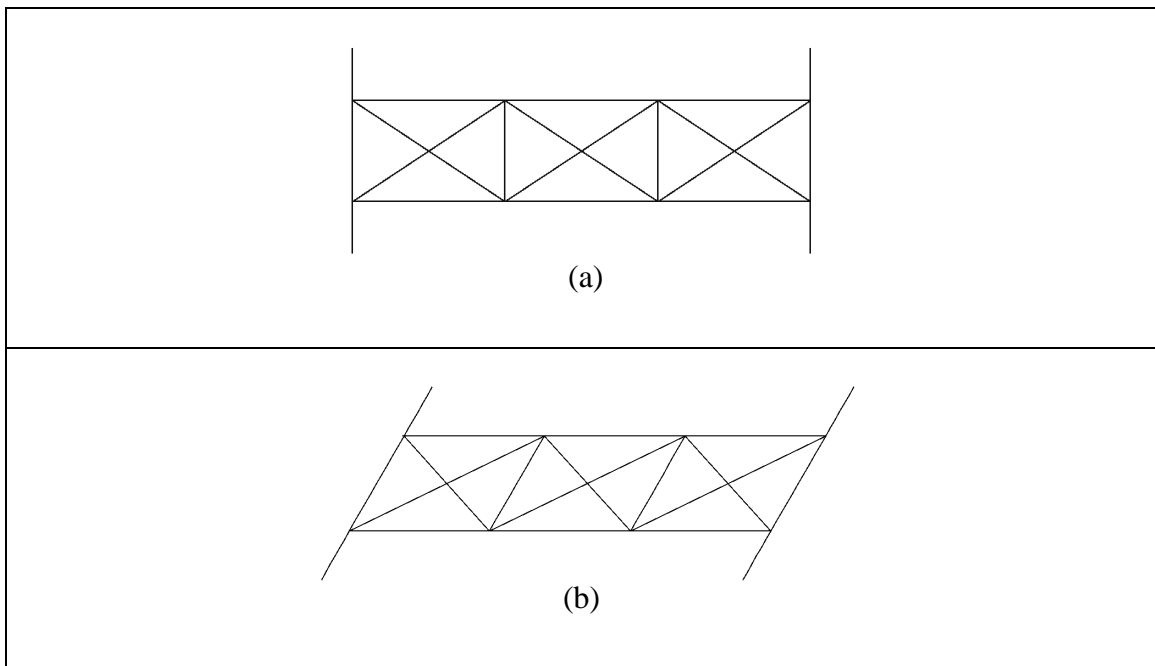


Figura 3.36 – Modelos estruturais da ponte para ângulos de esconsidade variando (a) 0° , (b) 30° , (c) 40° , (d) 50° e (e) 60° ; comprimento do vão: 26,6m (continua).

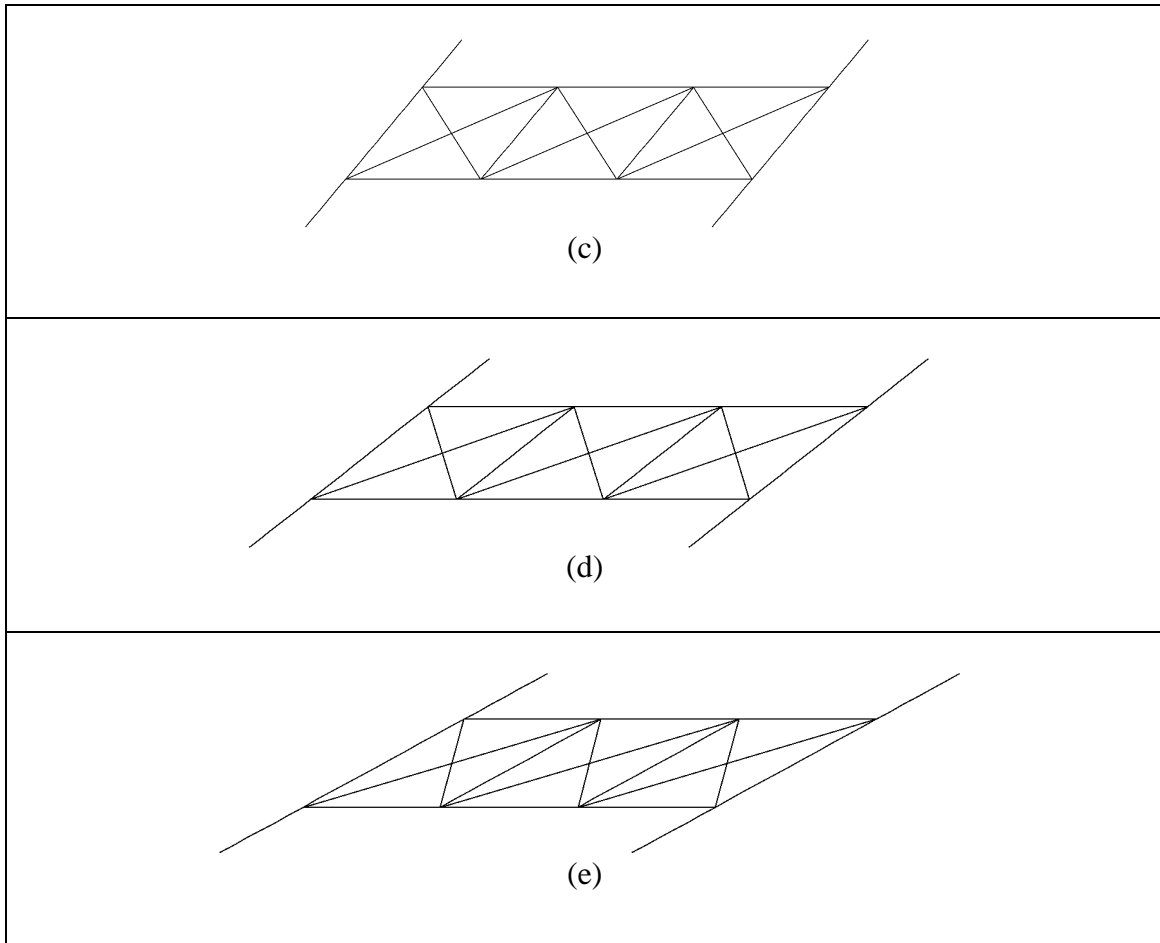


Figura 3.36 – Modelos estruturais da ponte para ângulos de esconsidade variando 0°, 30°, 40°, 50° e 60°; comprimento do vão: 26,6m (continuação).

Outros 9 modelos foram adotados para este tipo de ponte variando comprimento do vão e distância entre as vigas principais. A Tabela 3.14 apresenta os modelos estudados.

Tabela 3.14 – Comprimentos de vão, largura entre as vigas principais e esconsidade de outros modelos da ponte com tabuleiro em seção II, biapioado.

Comprimentos do vão (m)	Distância entre as vigas principais (m)	Ângulo de esconsidade
26, 20, 15	8	0°, 30°, 60°

3.3.4 Carregamentos

Foram consideradas as cargas permanentes e as cargas móveis (concentradas e distribuídas) e efeitos da temperatura.

Cargas permanentes

Foram consideradas as cargas permanentes devido ao peso próprio da estrutura, das barreiras e do pavimento. O peso próprio de toda a estrutura é calculado automaticamente pelo programa utilizado para a análise estrutural. As demais cargas permanentes como pavimento e barreiras são atribuídas diretamente como carregamento externo sobre as vigas.

Cargas móveis

Para as cargas móveis foi adotado carregamento em meia-pista de modo a provocar a sollicitação de flexo-torção mais desfavorável na estrutura do tabuleiro. O conceito de trem-tipo da norma NBR-7188, (Tabela 3.9 e Figs. 3.37 e 3.38), foi utilizado para simplificar o carregamento sobre as longarinas.

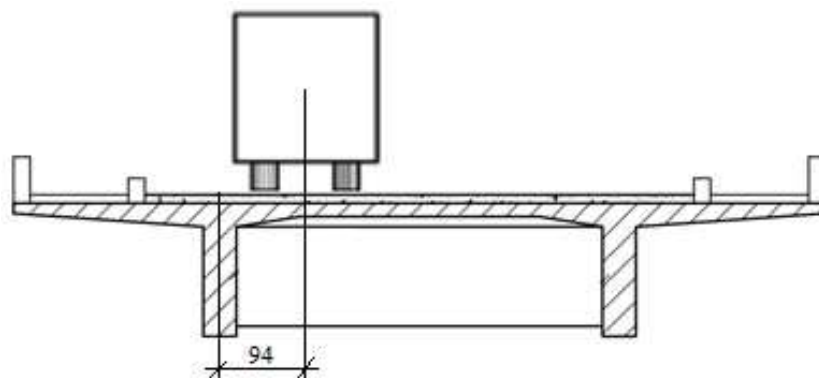


Figura 3.37 – Posição do veículo para cargas concentradas das 6 rodas/pneus do TB-45. Dimensões em cm.

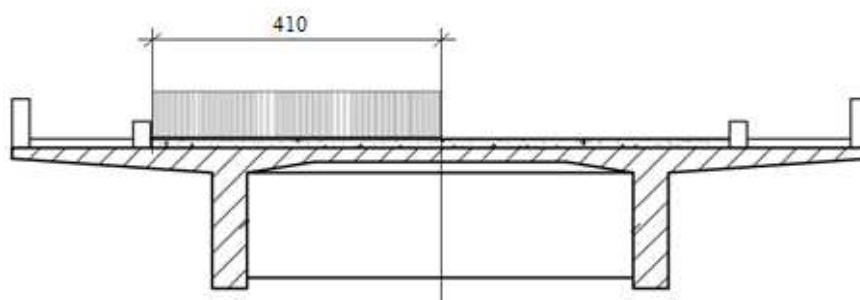


Figura 3.38 – Posição da carga de multidão distribuída carregando 1/2 pistas. Dimensões em cm.

Variação de temperatura

Foi definida uma variação de temperatura ambiente de $\Delta t = +30^{\circ}\text{C}$.

4. RESULTADOS E ANÁLISE

Neste capítulo são analisados os efeitos das cargas permanentes, cargas móveis (concentradas e distribuídas) e efeitos da variação de temperatura sobre os modelos das pontes descritas no capítulo 3. Analisaram-se os valores máximos de momento fletor no meio do vão das vigas principais, esforço cortante e deslocamentos horizontais. Os resultados em termos de esforços solicitantes são em geral apresentados através de fatores definidos pela razão entre o valor do esforço no modelo da ponte esconsa (M_α e V_α) e o esforço no modelo da ponte ortogonal, i.e., sem esconsidade (M_0 e V_0):

$$\text{Fator de Momento} = \frac{M_\alpha}{M_0}; \quad \text{Fator de Cortante} = \frac{V_\alpha}{V_0} \quad (4.1)$$

onde M se refere a momento fletor e V a esforço cortante.

Os resultados em termos de deslocamentos horizontais nos apoios são apresentados com valores absolutos já que para as pontes ortogonais, estes deslocamentos são praticamente nulos. Além disso, os valores absolutos dos deslocamentos são importantes para se avaliar o dano potencial aos aparelhos de apoio.

Devido a grande rigidez a torção apresentado pelo exemplo de ponte em seção celular os resultados do momento torsor também são apresentados com valores absolutos.

Para cada exemplo de ponte, será apresentada uma figura com a localização dos pontos de observação de resultados e uma tabela associada com os resultados observados e parâmetros adotados.

4.1 Ponte em Vigas Mistas

4.1.1 Parâmetros e Resultados Observados

A Fig. 4.1 mostra o posicionamento dos pontos nos modelos de ponte em viga mista nos quais foram extraídos os resultados detalhados na Tabela 4.1. A Tabela 4.2 apresenta os parâmetros considerados no estudo e suas faixas de variação. Os itens a seguir apresentam os resultados para cada um destes parâmetros.

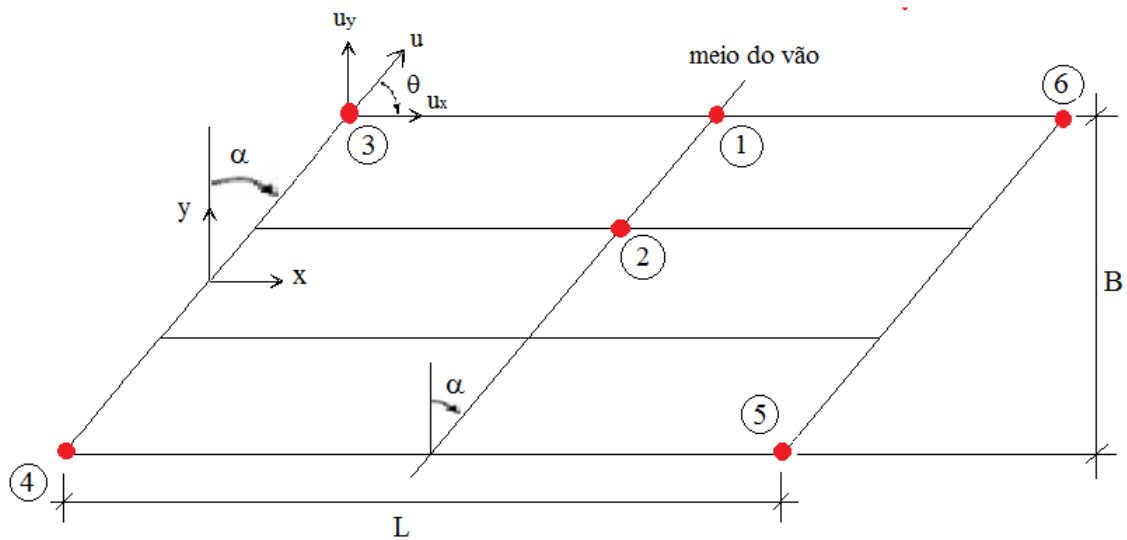


Figura 4.1 – Posição dos resultados observados da ponte em vigas mistas.

Tabela 4.1 Resultados observados no estudo paramétrico para o caso-exemplo de ponte em vigas mistas.

Resultados observados	Posição
Momento fletor (M)	Meio do vão da longarina externa (1)
	Meio do vão da longarina interna (2)
Esforço Cortante (V)	Longarina externa junto ao apoio no canto obtuso (3) e agudo (6)
Deslocamentos horizontais (u)	Longarina externa junto ao apoio nos cantos obtusos (3 e 5) e cantos agudos (4 e 6)

Tabela 4.2 - Parâmetros do estudo com o exemplo de ponte em vigas mistas.

Parâmetros	Variação
Ângulo de esconsidade α	0°, 30°, 40°, 50° e 60°
Comprimento do vão L	20m, 30m, 40m
B/L (ver Fig. 4.1)	$\frac{10,5}{20} = 0,53$; $\frac{10,5}{30} = 0,35$; $\frac{10,5}{40} = 0,26$
Tipos de arranjo de transversinas	Paralela (Fig.3.11) Ortogonal (Fig.3.12) Sem transversina
Distribuição espacial do carregamento	Carga Permanente (PERM) Carga móvel concentrada sobre a viga externa (CCE, Fig.3.16) Carga móvel concentrada sobre a viga interna (CCI, Fig.3.17) Carga móvel distribuída em meia pista (MULT; Fig. 3.18) Variação uniforme de temperatura (TEMP)
Rigidez dos apoios nas direções horizontais longitudinal e transversal	Apoios RL: rígido - livre Apoios elásticos ($k=4179$ kN/m)

4.1.2 Efeito do Ângulo de Esconsidade

a) Momento fletor máximo no meio do vão

A Fig. 4.2 apresenta gráficos da variação do momento fletor devido à carga permanente no meio do vão de 40m de comprimento das vigas externa e interna (pontos 1 e 2 da Fig. 4.1), em função do ângulo de esconsidade. Esta figura mostra que há diminuição dos esforços de momento fletor no meio do vão com o aumento da esconsidade. Nota-se também que as vigas internas sofrem maior influência da esconsidade do que as vigas externas.

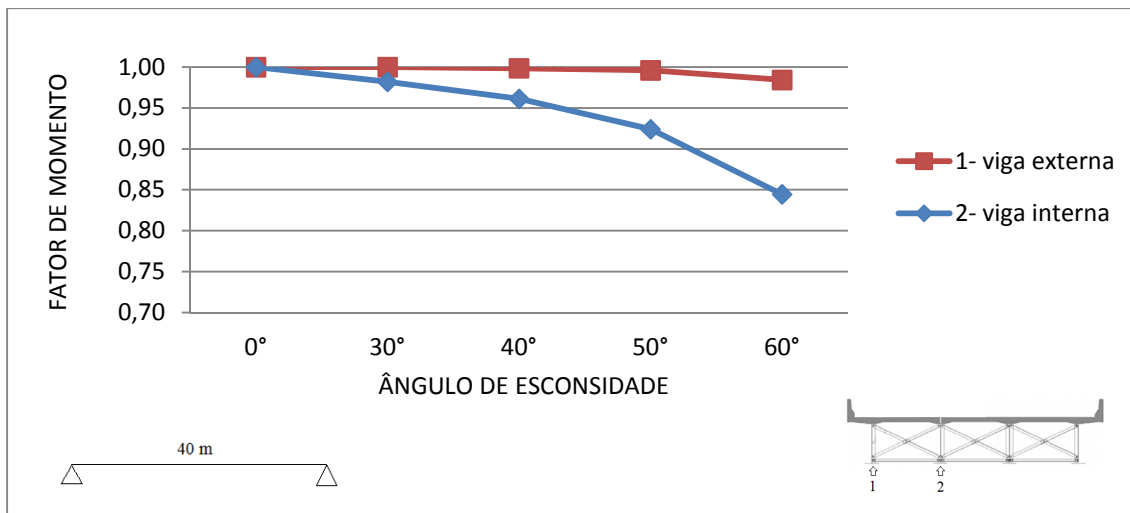


Figura 4.2 – Variação do fator de momento fletor no meio do vão das longarinas externa e interna devido à ação da carga permanente, em função do grau de esconsidade. Ponte em vigas mistas com 40 m de vão, arranjo ortogonal de transversinas, apoios elásticos.

Os momentos fletores no meio do vão diferem muito pouco dos valores máximos de momento fletor os quais ocorrem em pontos próximos ao centro do vão para ponte esconsas. Por exemplo, para o vão de 40m analisado o ponto de momento fletor máximo devido às cargas permanentes na longarina externa ocorreu a distâncias do centro de 0,3m e 0,7m respectivamente para $\alpha = 50^\circ$ e $\alpha = 60^\circ$. A Fig. 4.3 mostra o correspondente diagrama da viga externa da ponte com $\alpha = 60^\circ$.

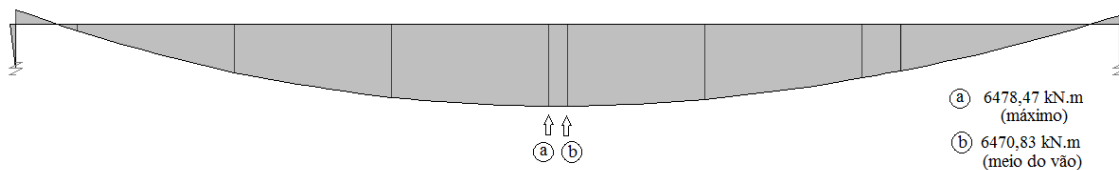


Figura 4.3 – Diagramas de momento fletor com valores no meio do vão e máximo da viga externa devido a ação da carga permanente; ponte de 40m de vão; $\alpha=60^\circ$.

b) Esforço cortante junto aos apoios da longarina externa

A Fig. 4.4 apresenta gráficos da variação do esforço cortante devido à carga permanente nos apoios da longarina externa, em função do grau de esconsidade. Esta figura mostra que a intensidade do esforço cortante no apoio do canto obtuso tem aumento crescente com o ângulo de esconsidade, de até 40% em relação ao modelo da

ponte ortogonal, enquanto que houve redução de pouco mais de 10% do esforço cortante no canto agudo.

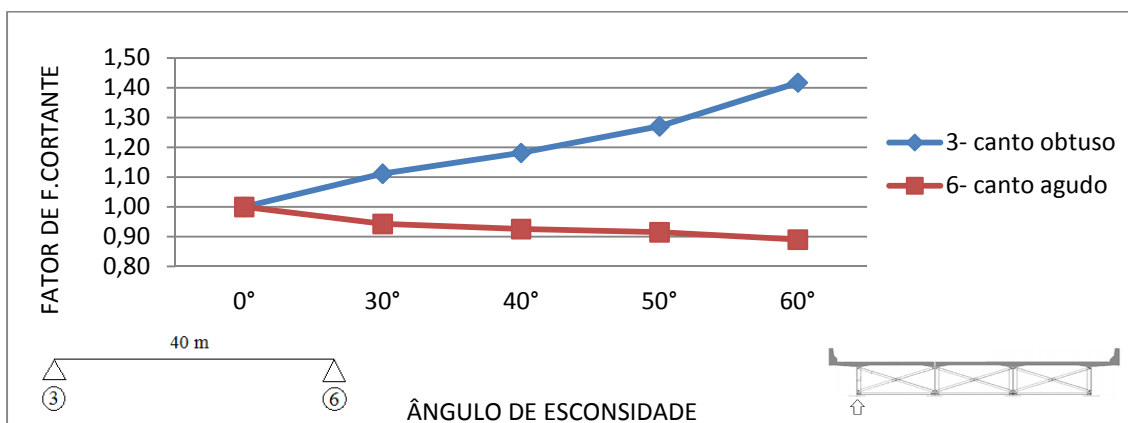


Figura 4.4 – Variação do fator de esforço cortante nos apoios da longarina externa devido à ação da carga permanente, em função do grau de esconsidade. Ponte em vigas mistas com 40 m de vão, arranjo ortogonal de transversinas, apoios elásticos.

A redução do esforço cortante no canto agudo poderia eventualmente levar a uma condição de levantamento do tabuleiro neste canto para a ponte sob a ação de veículo em posição excêntrica. A Tabela 4.3 apresenta os valores de esforço cortante junto aos apoios (iguais às reações) para valores de ângulo de esconsidade iguais a 30° e 60° devidos aos carregamentos permanente e móvel. Verificam-se reações negativas no lado oposto ao da aplicação da carga móvel reduzindo a reação de apoio total sem, entretanto, apresentar situação de levantamento para este caso de vão de 40m.

Tabela 4.3 – Esforço cortante em 4 apoios para esconsidades $\alpha=30^\circ$ e $\alpha=60^\circ$; 40 m.

Pontos	$\alpha=30^\circ$			$\alpha=60^\circ$		
	Carga Permanente	Carga (CCE)	Carga de Multidão	Carga Permanente	Carga (CCE)	Carga de Multidão
	Vz (kN)	Vz (kN)	Vz (kN)	Vz (kN)	Vz (kN)	Vz (kN)
3	759	707	320	968	716	428
4	644	-7	63	608	18	61
5	759	-121	-38	968	-92	44
6	644	673	175	608	675	109

c) Deslocamento horizontal no apoio

As Tabelas 4.4 e 4.5 apresentam, respectivamente para os ângulos de esconsidade de 30° e 60°, os valores de deslocamentos horizontais na direção do eixo da

ponte u_x e transversais u_y além do deslocamento resultante u e sua direção θ em relação ao eixo da ponte nos quatro cantos da ponte (ver a Fig. 4.1) para carregamentos permanente e móvel da ponte com apoios elásticos. Observa-se que os valores de deslocamentos resultantes podem chegar a 10mm para ação de carga permanente (pontos 3 e 5, $\alpha=60^\circ$) e a 8,2 mm para a combinação das cargas móveis distribuída e concentrada. Considerando que este último valor não está afetado do coeficiente de impacto pode-se concluir que os deslocamentos horizontais obtidos para as pontes de grande esconsidade devem ser motivo de preocupação em relação ao projeto dos aparelhos de apoio.

Tabela 4.4 – Amplitudes de deslocamentos horizontais em 4 apoios, $\alpha=30^\circ$, 40m.

Ponto	$\alpha=30^\circ$											
	Carga Permanente				Carga CCE				Carga de Multidão			
	u_x (cm)	u_y (cm)	u (cm)	θ ($^\circ$)	u_x (cm)	u_y (cm)	u (cm)	θ ($^\circ$)	u_x (cm)	u_y (cm)	u (cm)	θ ($^\circ$)
3	-0,84	0,07	0,84	5	-0,37	0,10	0,38	15	-0,35	0,06	0,36	10
4	-0,63	-0,05	0,63	5	0,04	-0,08	0,09	63	-0,08	-0,08	0,11	84
5	0,84	-0,07	0,84	5	0,03	0,06	0,07	63	0,15	0,03	0,15	11
6	0,63	0,05	0,63	5	0,32	-0,08	0,33	14	0,27	0,01	0,27	2

Tabela 4.5 – Amplitudes de deslocamentos horizontais em 4 apoios, $\alpha=60^\circ$, 40m.

Ponto	$\alpha=60^\circ$											
	Carga Permanente				Carga CCE				Carga de Multidão			
	u_x (cm)	u_y (cm)	u (cm)	θ ($^\circ$)	u_x (cm)	u_y (cm)	u (cm)	θ ($^\circ$)	u_x (cm)	u_y (cm)	u (cm)	θ ($^\circ$)
3	-0,92	0,41	1,01	24	-0,35	0,21	0,41	31	-0,35	0,22	0,41	32
4	-0,46	-0,27	0,53	30	0,02	-0,17	0,17	83	-0,04	-0,20	0,20	79
5	0,92	-0,41	1,01	24	0,07	0,06	0,09	41	0,19	0,07	0,2	20
6	0,46	0,27	0,53	30	0,26	-0,11	0,28	23	0,16	0,06	0,17	21

A Fig. 4.5 mostra as deformadas para dois casos de carregamento: devido às ações das cargas CCE (a) e Multidão (b), onde são mais acentuadas a tendência de rotação no plano do tabuleiro em torno de um eixo perpendicular a este plano. São apresentadas duas figuras para cada caso: uma em perspectiva e outra a vista no plano dos apoios, para $\alpha=0^\circ$, 30° e 60° .

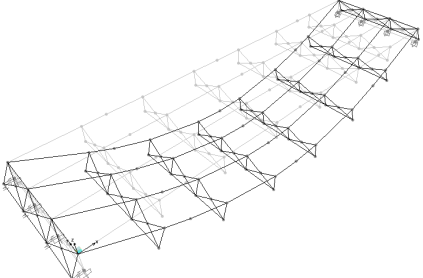

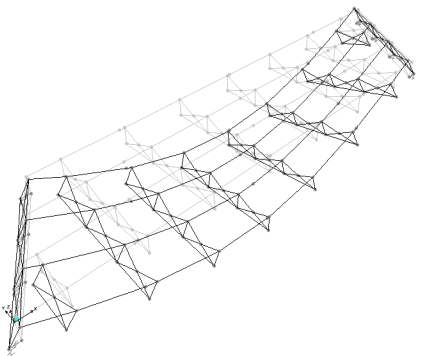

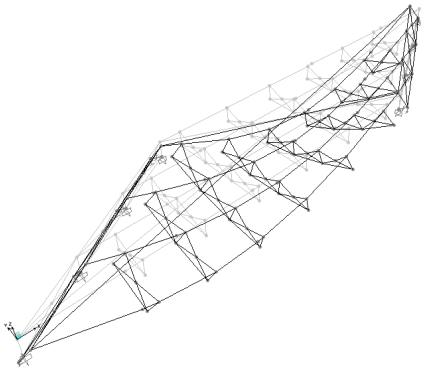
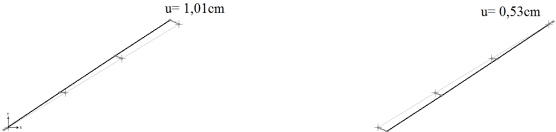
Carga/ Apoio/ Ângulo	Vista em perspectiva	Vista no plano dos apoios
P E R M $\alpha=0^\circ$		
P E R M $\alpha=30^\circ$		
P E R M $\alpha=60^\circ$		

Figura 4.5a – Imagens das deformadas devido às ações da carga permanente para os ângulos de esconsidade $\alpha=0^\circ$, $\alpha=30^\circ$, e $\alpha=60^\circ$; ponte com vão de 40m.

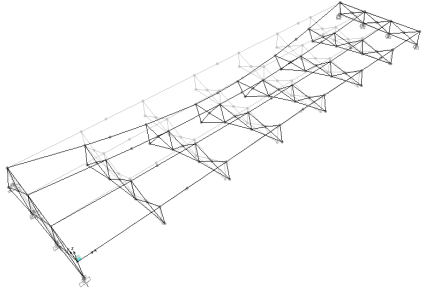

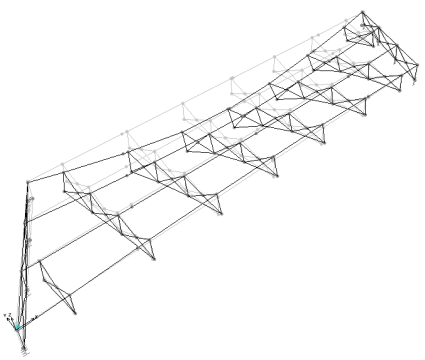

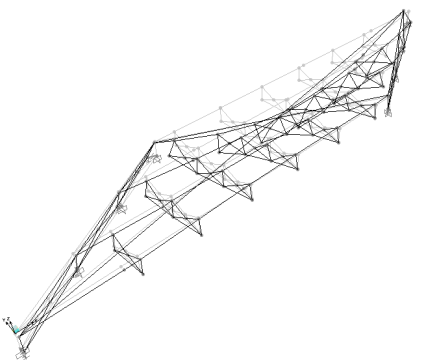
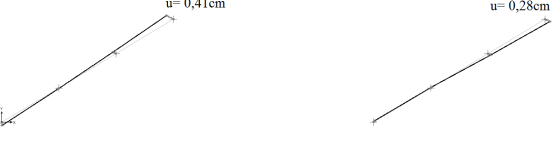
Carga/ Apoio/ Ângulo	Vista em perspectiva	Vista no plano dos apoios
C C E EL $\alpha=0^\circ$		
C C E $\alpha=30^\circ$		
C C E $\alpha=60^\circ$		

Figura 4.5b – Imagens das deformadas devido às ações da carga CCE para os ângulos de esconsidade $\alpha=0^\circ$, $\alpha=30^\circ$, e $\alpha=60^\circ$; ponte com vão de 40m.

A Fig. 4.6 apresenta gráfico da variação do deslocamento transversal u_y , no apoio do canto obtuso ponto 3 para a ponte sob ação de carga permanente, em função do ângulo de esconsidade. Esta figura mostra que a ponte sem esconsidade não apresenta deslocamentos transversais para esta carga e que quanto mais esconsa é a ponte maiores são os valores de u_y .

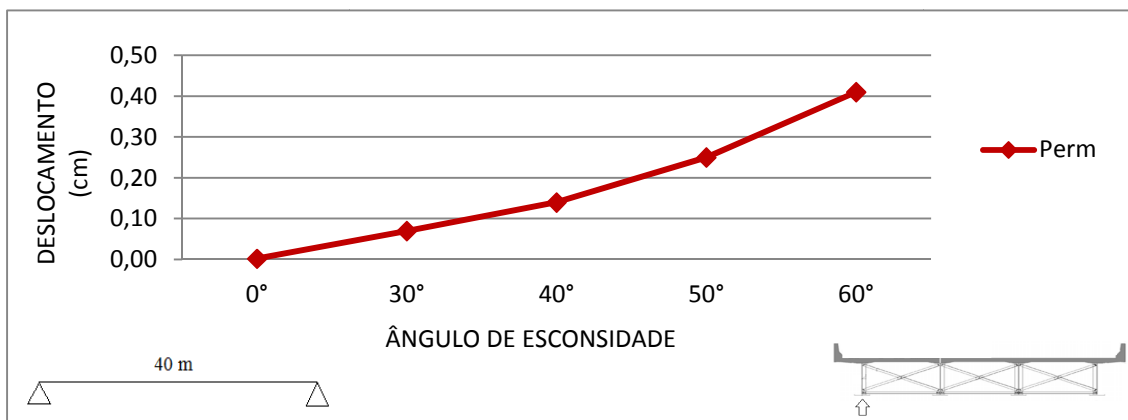


Figura 4.6 – Variação do deslocamento transversal ao eixo da ponte no apoio do canto obtuso da longarina externa devido à ação da carga permanente, em função do grau de esconsidade. Ponte em vigas mistas com 40 m de vão, arranjo ortogonal de transversinas, apoios elásticos.

4.1.3 Efeito da relação B/L ou do Comprimento do Vão

a) Momento fletor no meio do vão

As Figs. 4.7 e 4.8 apresentam gráficos da variação do momento fletor no meio do vão das vigas externa e interna, respectivamente, em função do ângulo de esconsidade para três valores de comprimento do vão: 20, 30 e 40m. Estas figuras mostram que pontes esconsas mais curtas sofrem maior influência da esconsidade. Dentre os três vãos analisados a maior redução do momento fletor ocorreu na ponte de menor vão. Em outras palavras quanto maior a relação B/L maior é o efeito do ângulo de esconsidade na redução do momento fletor no meio do vão nas longarinas.

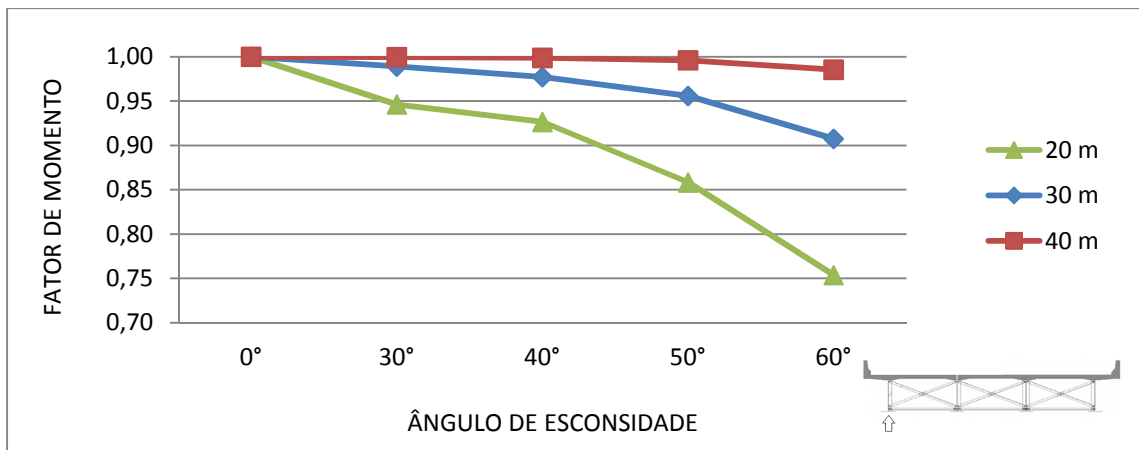


Figura 4.7 – Variação do fator de momento fletor no meio do vão da longarina externa devido à ação da carga permanente, em função do comprimento do vão. Ponte em vigas mistas, arranjo ortogonal de transversinas, apoios elásticos.

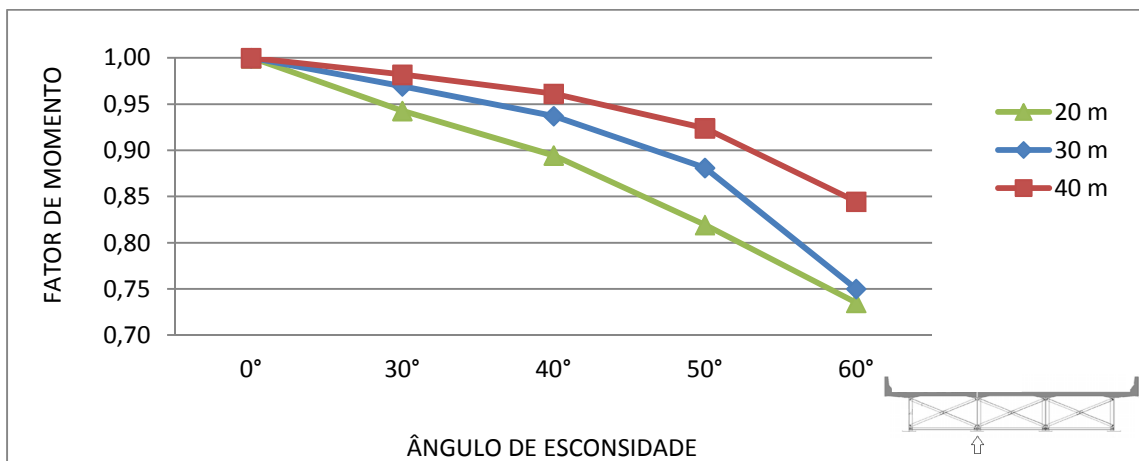


Figura 4.8 – Variação do fator de momento fletor no meio do vão da longarina interna devido à ação da carga permanente, em função do comprimento do vão. Ponte em vigas mistas, arranjo ortogonal de transversinas, apoios elásticos.

b) Esforço cortante junto ao apoio obtuso da longarina externa

A Fig. 4.9 apresenta gráfico da variação do esforço cortante no apoio do canto obtuso da longarina externa, em função do grau de esconsidade para três valores de comprimento do vão. Da mesma forma que para o momento fletor, esta figura mostra que os efeitos do ângulo de esconsidade no esforço cortante são mais intensos em pontes mais curtas: para o vão de 20m, o acréscimo no esforço cortante do canto obtuso foi de 70% em relação ao modelo ponte ortogonal.

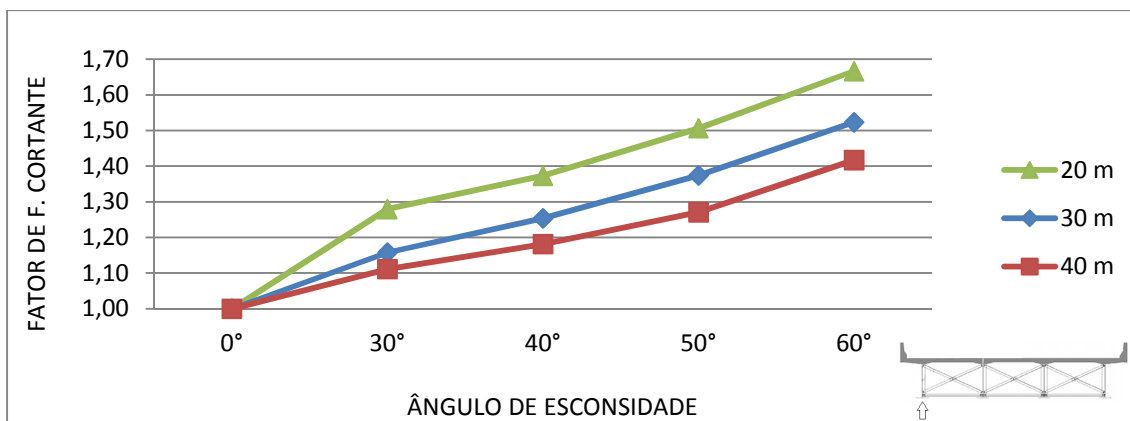


Figura 4.9 – Variação do fator de esforço cortante no apoio do canto obtuso (ponto 3 da Fig. 4.1) da longarina externa devido à ação da carga permanente, em função do comprimento do vão. Ponte em vigas mistas, arranjo ortogonal de transversinas, apoios elásticos.

c) Deslocamento horizontal no apoio

A Fig. 4.10 apresenta gráfico da variação do deslocamento transversal no apoio do canto obtuso, em função do comprimento do vão. Esta figura mostra que vão maiores sofrem maior influência com o aumento da escurisidade.

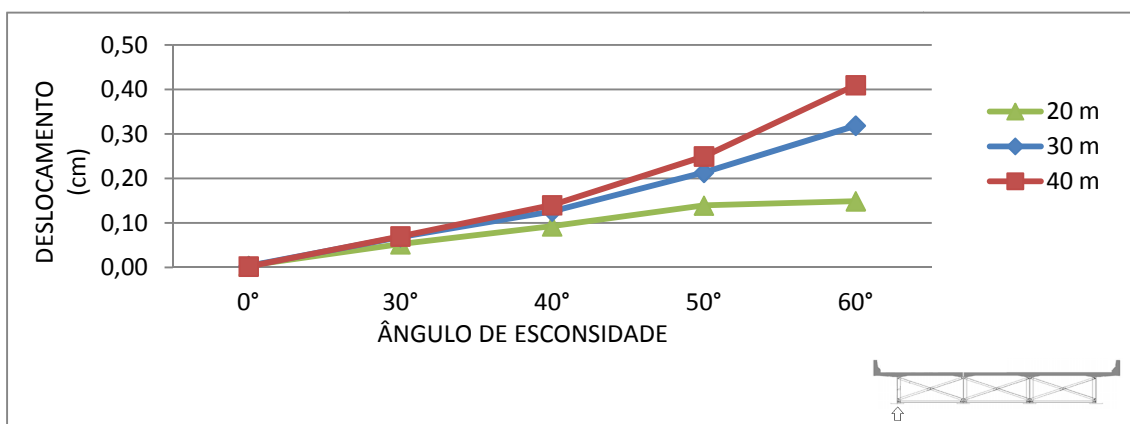


Figura 4.10 - Variação do deslocamento transversal ao eixo da ponte no apoio do canto obtuso da longarina externa devido à ação da carga permanente, em função do comprimento do vão. Ponte em vigas mistas, arranjo ortogonal de transversinas, apoios elásticos.

4.1.4 Efeito do Arranjo das Transversinas

O objetivo deste estudo é entender o efeito das transversinas neste modelo de ponte e identificar o arranjo mais adequado. Entre os modelos adotados o vão de 40 m foi escolhido para as análises já que o comportamento foi semelhante para os outros vãos estudados.

a) Momento fletor no meio do vão

As linhas de influência transversal das longarinas externa e interna, mostradas respectivamente nas Figs. 4.11 e 4.12 foram obtidas através do carregamento do modelo numérico com carga unitária uniformemente distribuída ao longo do vão nas posições indicadas na Fig. 4.11 e observando o momento fletor no meio do vão. As Tabelas 4.6 e 4.7 apresentam os valores numéricos das ordenadas destas linhas de influência para dois casos de arranjos de transversinas: paralelo à linha dos apoios e ortogonal ao eixo longitudinal.

Estes diagramas foram definidos da seguinte forma:

- a) Aplicou-se uma carga distribuída de 1 kN/m em uma longarina de cada vez;
- b) Para cada aplicação desta carga foi obtido o momento fletor máximo na viga extrema;
- c) Cada valor de momento foi dividido pelo momento devido à carga unitária em uma viga biapoiada simples ($qL^2/8$);
- d) Estes valores encontrados correspondem às ordenadas da linha de influência de repartição transversal nas respectivas abscissas das longarinas;
- e) A linha de influência foi traçada ligando as ordenadas com segmentos de reta;
- f) Nos balanços, a linha de influência foi prolongada a partir da ordenada das vigas de extremidade.
- g) Este procedimento foi executado para as vigas externa e interna.

Inicialmente pode-se observar das Figs. 4.12 e 4.13 referentes a $\alpha = 0^\circ$ que o grande número de transversinas adotadas nesta ponte permitiu uma distribuição

transversal linear compatível com as hipóteses do Método de Courbon (MASON, 1976). Vê-se que o aumento do ângulo de esconsidade mantém este padrão em ambos os tipos de arranjos de transversinas. Observando-se os valores indicados nas Tabelas 4.6 e 4.7 é possível verificar que o aumento da esconsidade em geral reduz os coeficientes de distribuição, mas para o arranjo paralelo ocorre acréscimo no caso de viga interna.

Tabela 4.6 – Ordenadas das Linhas de influência transversal da viga externa da ponte em vigas mista com 40 m de vão e apoios elásticos (ver posição de carga na Fig.4.12).

Posição do carregamento	Tipo de transversina	Esconsidade (em graus).	Coeficientes de distribuição transversal			
			Posição 1	Posição 2	Posição 3	Posição 4
Viga externa	Transversina paralela ao apoio	0°	0,64	0,31	0,08	-0,06
		30°	0,64	0,28	0,07	-0,04
		40°	0,65	0,26	0,06	-0,03
		50°	0,66	0,23	0,04	-0,01
		60°	0,66	0,19	0,03	0,01
	Transversina ortogonal ao eixo	0°	0,64	0,31	0,08	-0,06
		30°	0,61	0,30	0,09	-0,04
		40°	0,60	0,29	0,09	-0,02
		50°	0,58	0,27	0,09	0,00
		60°	0,57	0,25	0,10	0,03

Tabela 4.7 – Ordenadas das Linhas de influência transversal na viga interna da ponte em vigas mista com 40 m de vão e apoios elásticos (ver posição de carga na Fig.4.13).

Posição do carregamento	Tipo de transversina	Esconsidade	Coeficientes de distribuição transversal			
			Posição 1	Posição 2	Posição 3	Posição 4
Viga interna	transversina paralelo ao apoio	0°	0,31	0,35	0,24	0,08
		30°	0,29	0,37	0,25	0,07
		40°	0,27	0,39	0,25	0,06
		50°	0,24	0,43	0,24	0,05
		60°	0,19	0,48	0,22	0,03
	transversina ortogonal ao eixo	0°	0,31	0,35	0,24	0,08
		30°	0,30	0,34	0,24	0,09
		40°	0,29	0,33	0,23	0,09
		50°	0,28	0,32	0,20	0,10
		60°	0,26	0,27	0,20	0,10

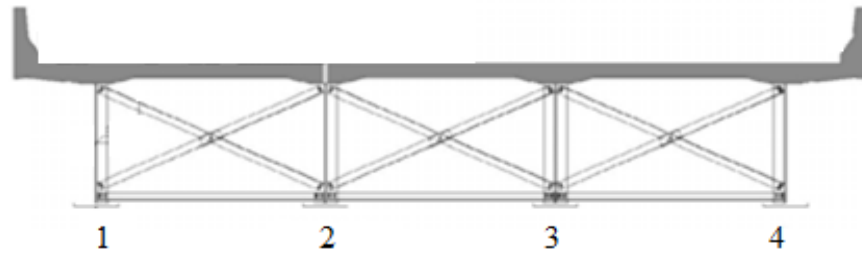


Figura 4.11 - seção transversal da ponte com indicação da posição de carga (ver Tabelas 4.6 e 4.7)

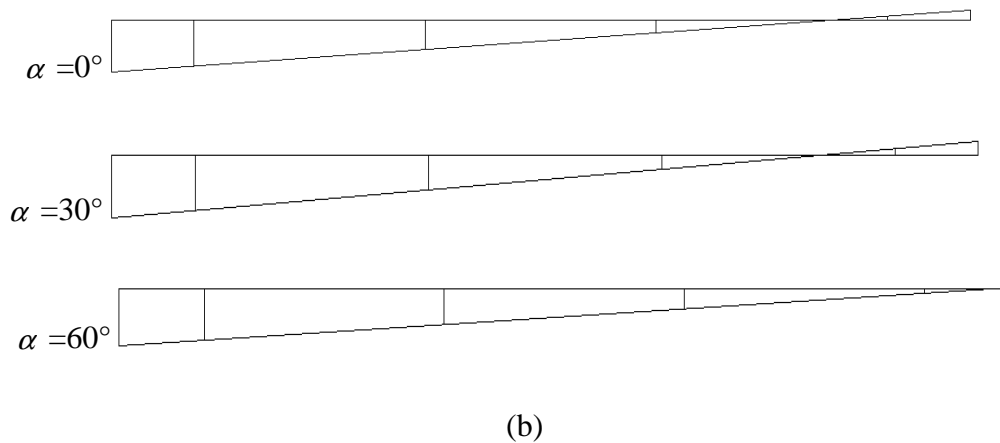
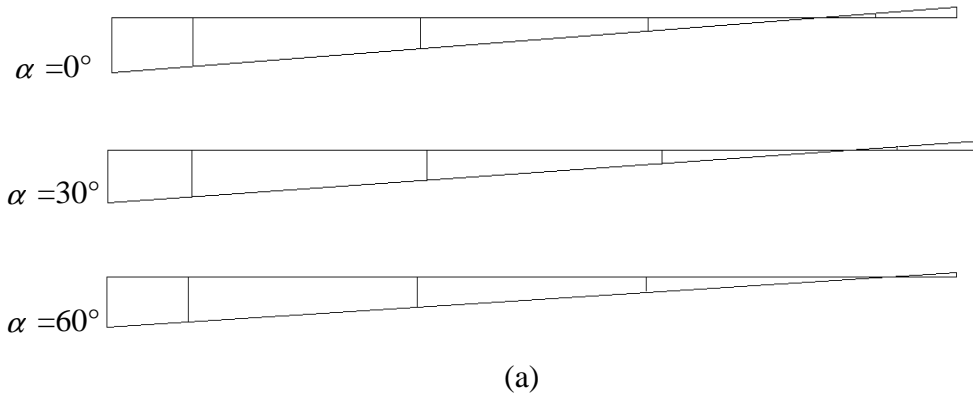


Figura 4.12 – Linhas de influência transversal (LIT) da viga externa da ponte de 40m de vão. (a) LIT's para ponte com arranjo paralelo de transversinas; (b) LIT's para ponte com arranjo ortogonal de transversinas.

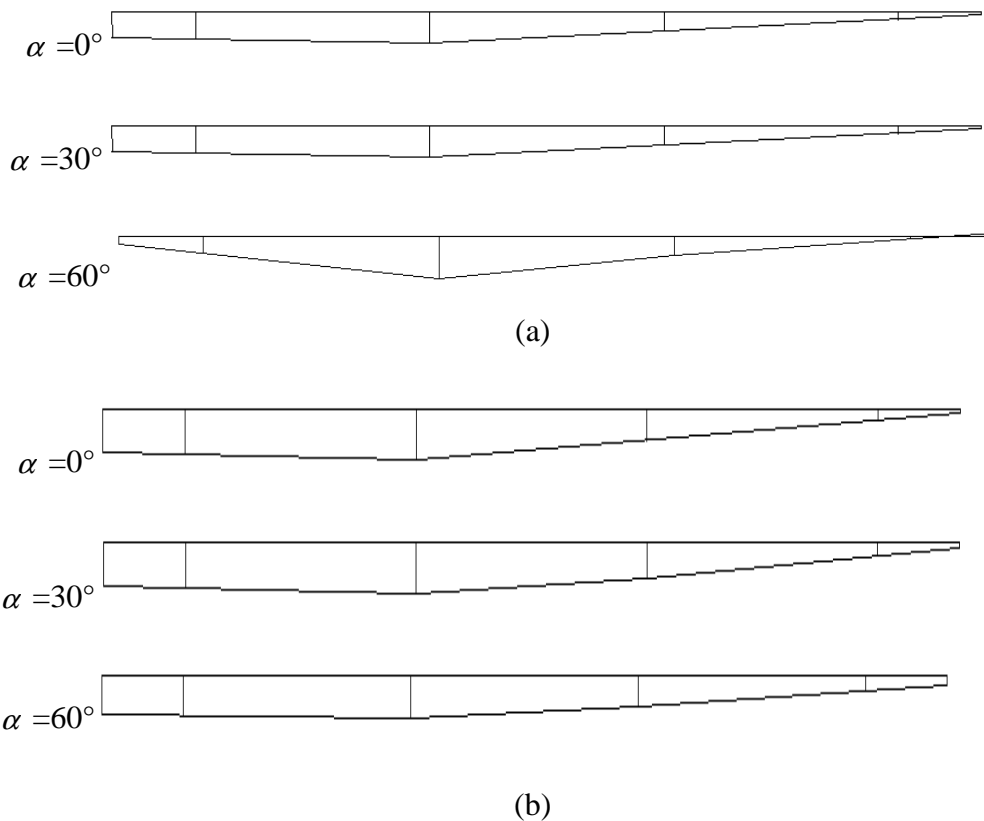


Figura 4.13 – Linhas de influência transversal (LIT) da viga interna da ponte de 40m de vão. (a) LIT's para ponte com arranjo paralelo de transversinas; (b) LIT's para ponte com arranjo ortogonal de transversinas.

As Figs. 4.14, 4.15 e 4.16 apresentam gráficos da variação do momento fletor no meio do vão das vigas externa e interna, respectivamente, em função do arranjo de transversina. Estas figuras mostram que arranjos de transversina ortogonais produzem melhor desempenho na estrutura, pois há redução de esforços de momento fletor nas vigas principais. Nota-se ainda que na viga interna da ponte com arranjo paralelo tem-se até um ligeiro acréscimo do momento fletor em relação ao do caso da ponte sem esconsidade. Para a ponte sem transversinas o aumento do ângulo de esconsidade também produz pouca variação no momento fletor no meio do vão.

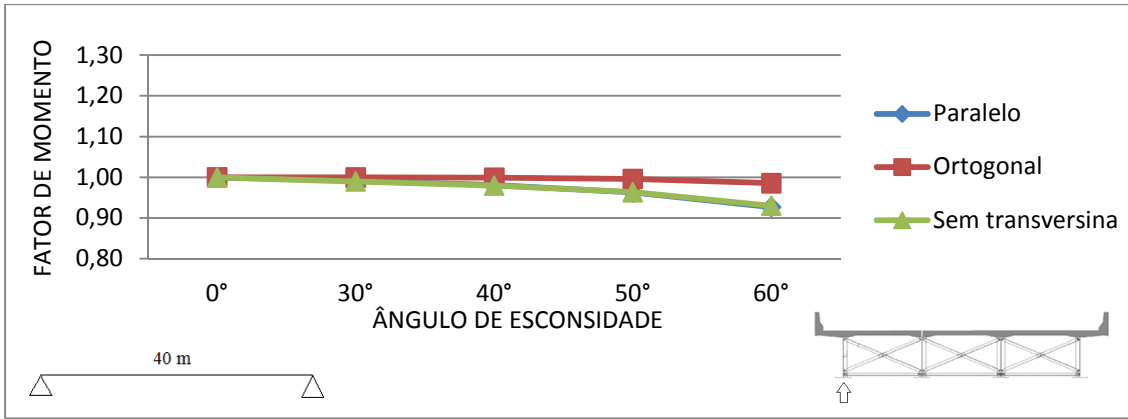


Figura 4.14 – Variação do fator de momento fletor no meio do vão da longarina externa devido à ação da carga permanente, em função do arranjo das transversinas. Ponte em vigas mistas com 40 m de vão, apoios elásticos.

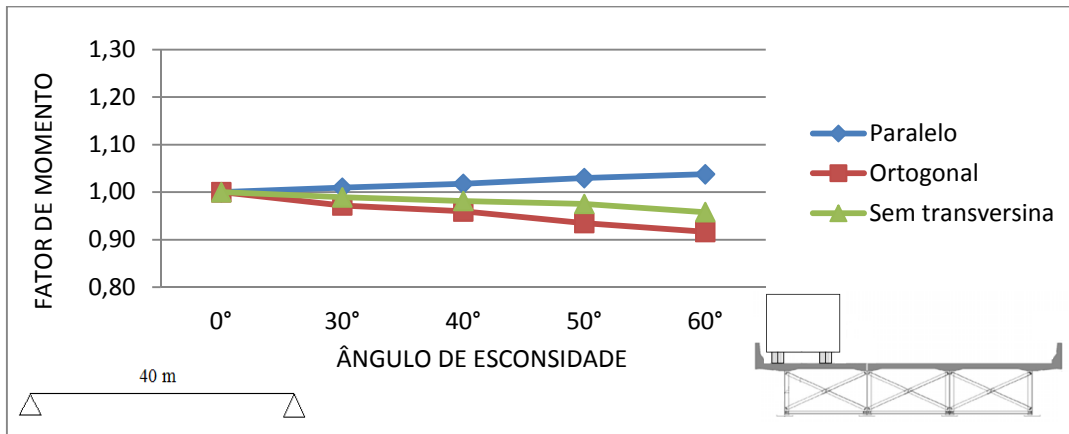


Figura 4.15 – Variação do fator de momento fletor no meio do vão da longarina externa devido à ação da carga concentrada na viga externa, em função do arranjo das transversinas. Ponte mista com 40 m de vão, apoios elásticos.

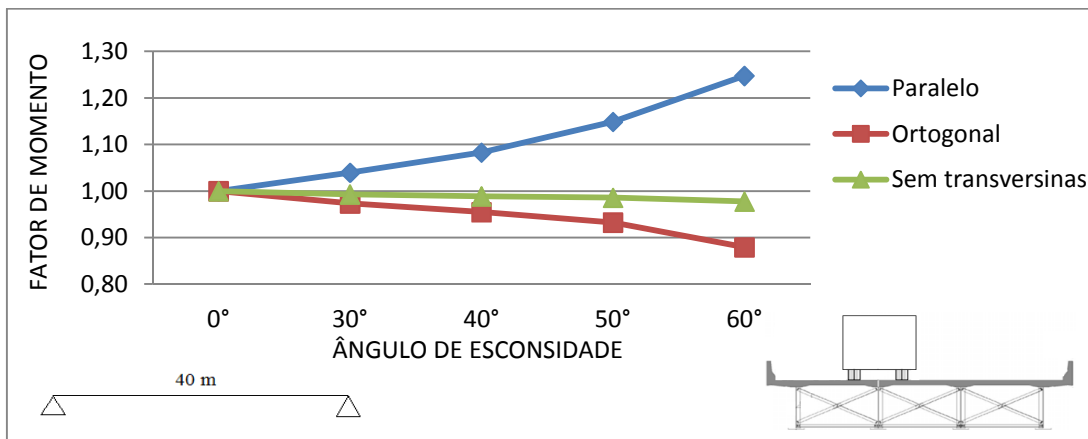


Figura 4.16 – Variação do fator de momento fletor no meio do vão da longarina interna devido à ação da carga concentrada na viga interna, em função do arranjo das transversina. Ponte mista com 40 m de vão, apoios elásticos.

b) Esforço cortante junto ao apoio obtuso da longarina externa

A Fig. 4.17 apresenta gráfico da variação do esforço cortante no apoio do canto obtuso da longarina externa, em função do arranjo de transversina. Esta figura mostra que até o ângulo de 30° não há diferença entre os modelos e que à partir de 40° de esconsidade há uma discreta vantagem do modelo ortogonal em relação modelo com transversinas paralelas.

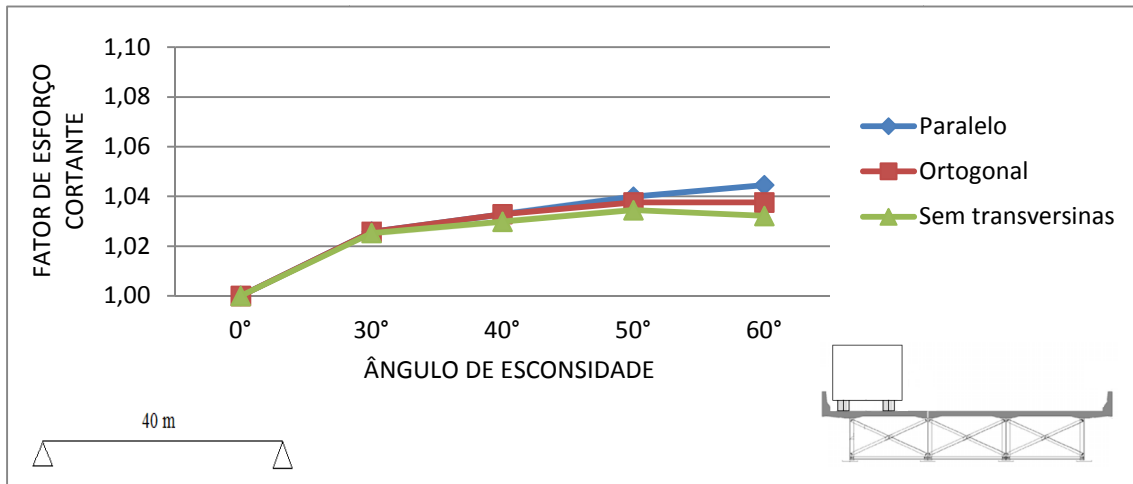


Figura 4.17 – Variação do fator de esforço cortante no apoio do canto obtuso da longarina externa devido à ação da carga móvel concentrada na viga externa, em função do arranjo das transversinas. Ponte mista com 40 m de vão, apoios elásticos.

A Fig. 4.18 apresenta gráficos da variação do deslocamento transversal no apoio do canto obtuso devido à ação de carga móvel concentrada (CCE) em função do ângulo de esconsidade para os modelos com os dois arranjos das transversinas e também sem transversinas. Estas figuras mostram que há maior influência da esconsidade no modelo sem transversinas seguido do modelo com arranjo paralelo de transversinas. A ponte com arranjo ortogonal de transversinas é que apresentou os menores deslocamentos sendo, portanto, mais favorável em termos de comportamento estrutural.

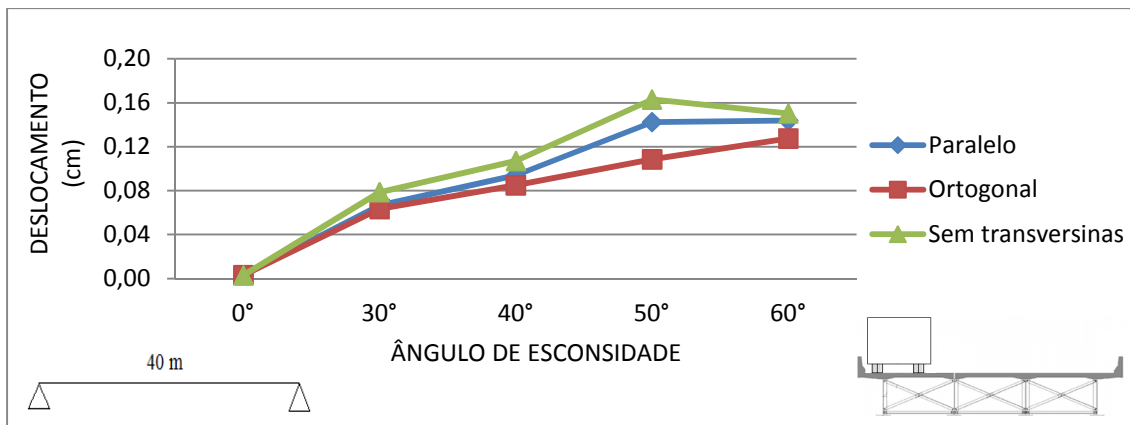


Figura 4.18 – Variação do deslocamento transversal ao eixo da ponte no apoio do canto obtuso da longarina externa devido à ação da carga móvel concentrada na viga externa, em função do arranjo das transversinas. Ponte mista com 40 m de vão, apoios elásticos.

4.1.5 Efeito da Distribuição Espacial do Carregamento

As Figs. 4.19 e 4.20 apresentam gráficos da variação do momento fletor no meio do vão da viga externa e do esforço cortante no apoio do canto obtuso da longarina externa, respectivamente, em função da distribuição espacial do carregamento. Estas figuras mostram que os esforços de momento fletor no meio do vão e de esforço cortante no apoio do canto obtuso devidos à carga móvel distribuída (em meia pista), aqui chamada de “multidão”, sofrem maior influência do aumento da esconsidade do que aqueles devidos aos outros carregamentos.

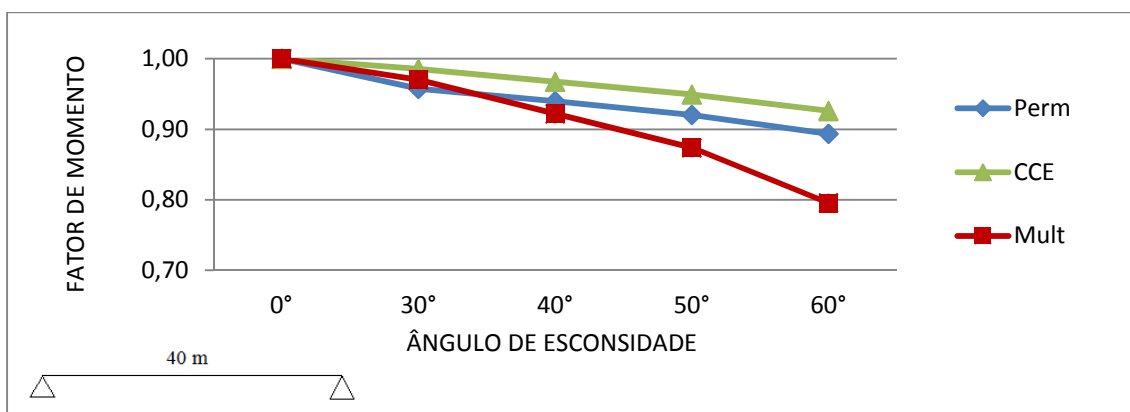


Figura 4.19 – Variação do fator de momento fletor no meio do vão da longarina externa devido às ações das cargas permanentes, concentrada na viga externa e carga de multidão, em função do grau de esconsidade. Ponte mista com 40 m de vão, arranjo ortogonal dos transversinas, apoios elásticos.

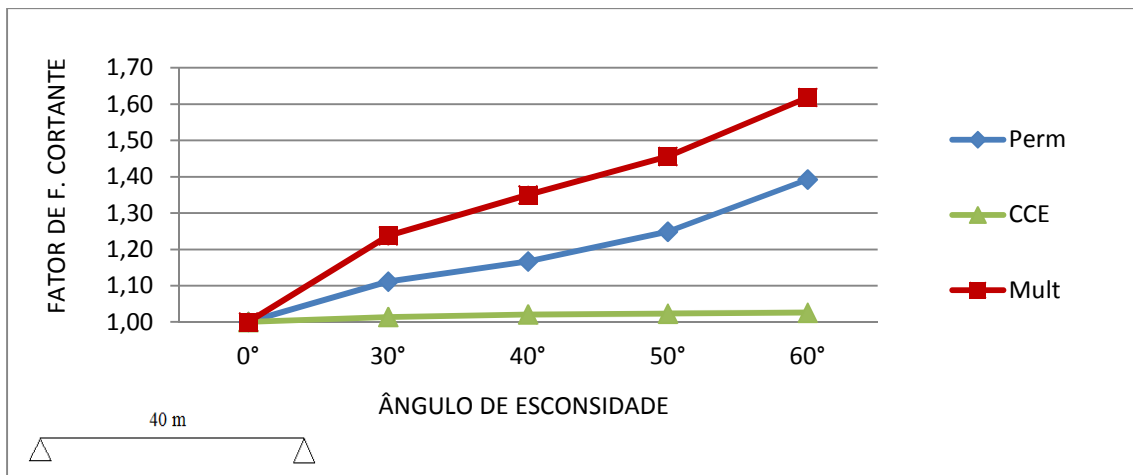


Figura 4.20 – Variação do fator de esforço cortante no apoio do canto obtuso da longarina externa devido à ação da carga móvel concentrada na viga externa, às ações das cargas permanentes e concentrada na viga externa e carga de multidão, em função do grau de esconsidade. Ponte mista com 40 m de vão, arranjo ortogonal dos transversinas, apoios elásticos.

A Fig. 4.21 apresenta gráficos da variação do deslocamento transversal u_y no apoio do canto obtuso (ponto 3 da Fig. 4.1) com o aumento do ângulo de esconsidade para diferentes tipos de ação: variação de temperatura e carregamentos Perm, Mult e CCE. Na ponte sem esconsidade ($\alpha=0^\circ$) os deslocamentos transversais devidos aos carregamentos são praticamente nulos enquanto que para a ação de variação de temperatura resultou valor próximo a 5mm. Este valor praticamente não sofre acréscimo para esconsidade até 30° e chega a 28mm para α igual a 60°. O deslocamento para ação de carga permanente é o que sofre maior acréscimo em função do aumento da esconsidade, mas esta influência dependerá da metodologia construtiva (o modelo numérico considera o carregamento aplicado inteiramente na ponte acabada). Os carregamentos móveis produzem deslocamentos de até 13mm para a maior esconsidade considerada, apresentando uma variação praticamente linear.

Dos gráficos da Fig. 4.21 pode-se inferir que a combinação da ação de variação de temperatura e ação de cargas móveis pode causar nas pontes de grande esconsidade e vãos moderados deslocamentos transversais suficientemente grandes para causar danos aos aparelhos de apoio.

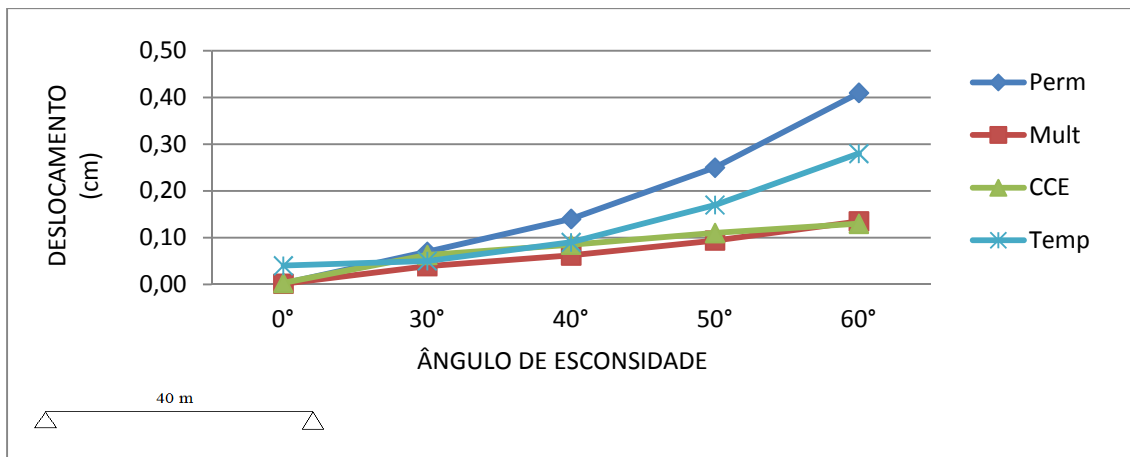


Figura 4.21 – Variação do deslocamento transversal ao eixo da ponte no apoio do canto obtuso da longarina externa devido às ações das cargas permanentes, concentrada na viga externa e carga de multidão, em função do grau de esconsidade. Ponte mista com 40 m de vão, arranjo ortogonal dos transversinas, apoios elásticos.

4.1.6 Efeito da Rigidez Horizontal dos Apoios

a) Momento fletor no meio do vão

As Figs. 4.22 e 4.23 apresentam gráficos da variação do momento fletor no meio do vão das vigas externa e interna respectivamente, devidos à carga permanente para duas condições de apoio horizontal: rígido – livre e elástico (ver o item 3.1.2). As Figs. 4.24 e 4.25 apresentam os mesmos gráficos para ação de carga móvel concentrada. Para a ação de carga permanente o tipo de apoio horizontal considerado gera pequenas diferenças no comportamento do momento fletor em função do grau de esconsidade. Para a ação de carga móvel concentrada no vão de 40m as duas condições de apoio horizontal produziram o mesmo tipo de variação com a esconsidade.

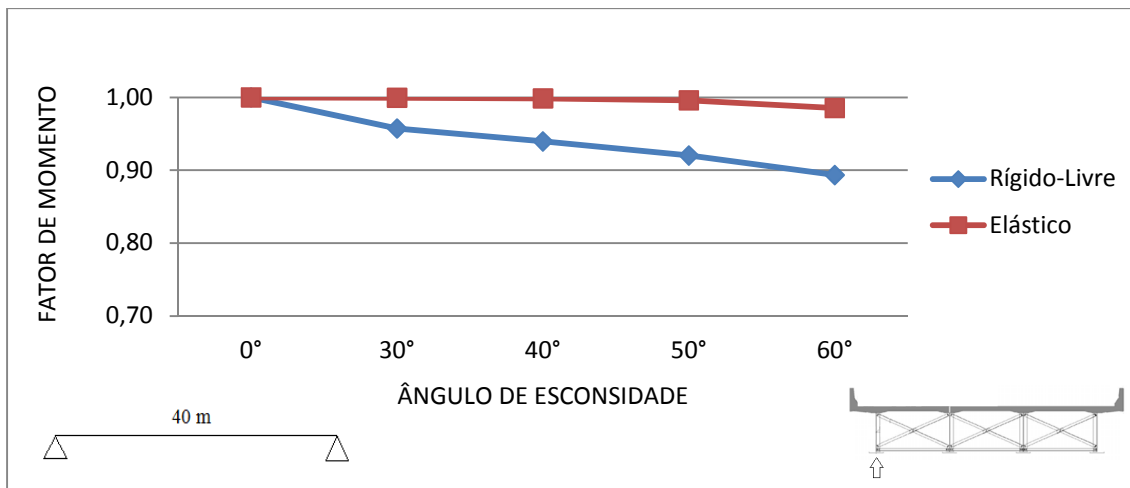


Figura 4.22 – Variação do fator de momento fletor no meio do vão da longarina externa devido à ação da carga permanente, em função da rigidez horizontal dos apoios. Ponte mista com 40 m de vão, arranjo ortogonal das transversinas.

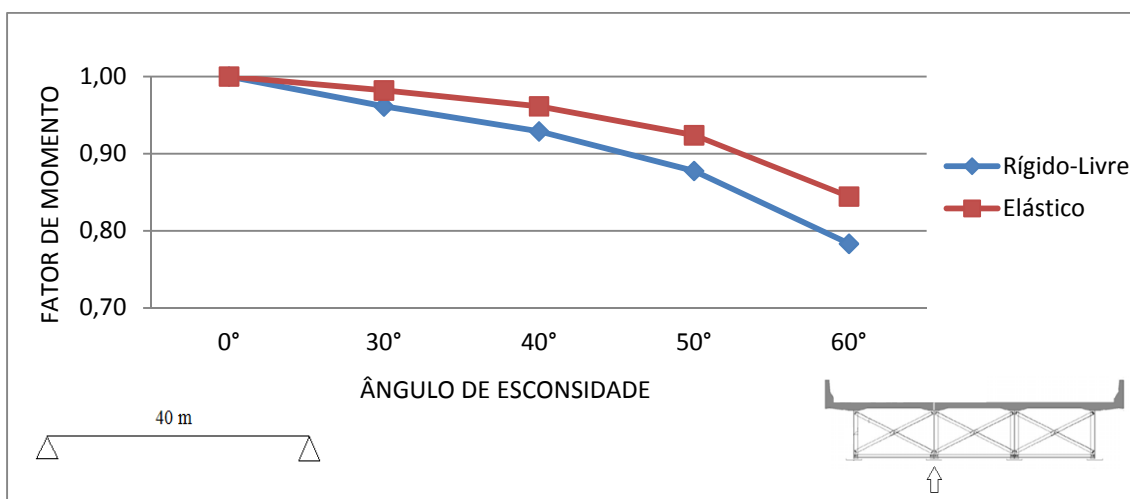


Figura 4.23 – Variação do fator de momento fletor no meio do vão da longarina interna devido à ação da carga permanente, em função da rigidez horizontal dos apoios. Ponte mista com 40 m de vão, arranjo ortogonal das transversinas.

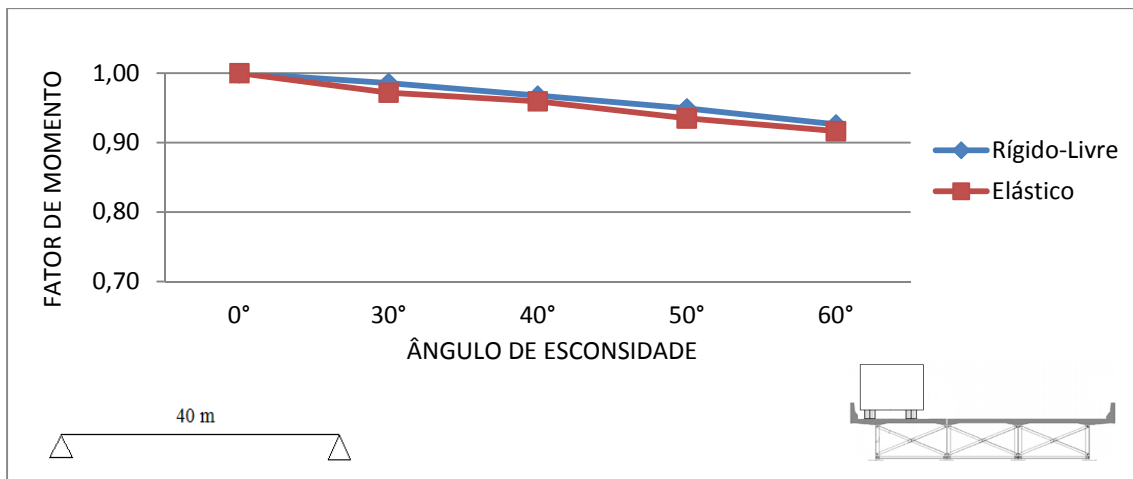


Figura 4.24 – Variação do fator de momento fletor no meio do vão da longarina externa devido à ação da carga móvel concentrada na viga externa, em função da rigidez horizontal dos apoios. Ponte mista com 40 m de vão, arranjo ortogonal das transversinas.

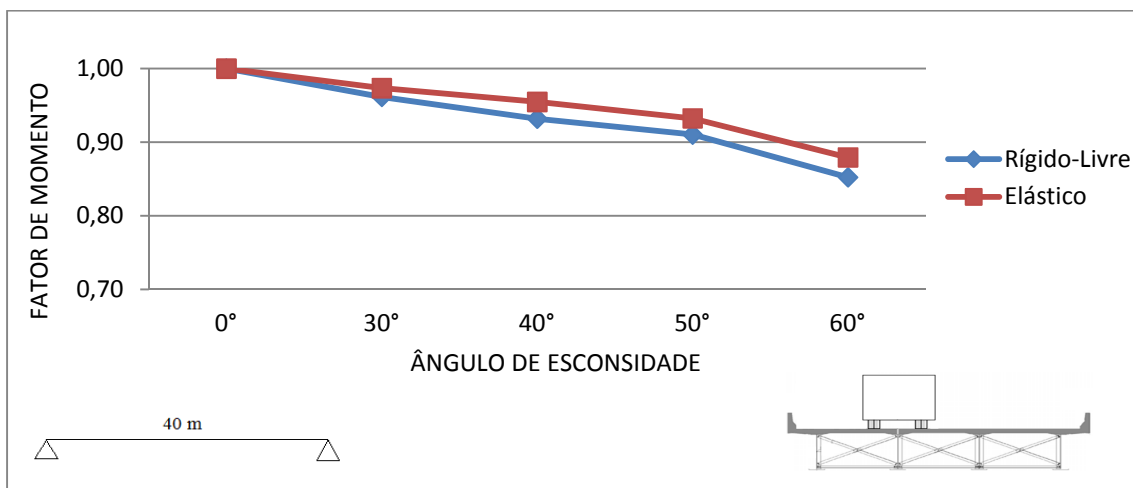


Figura 4.25 – Variação do fator de momento fletor no meio do vão da longarina interna devido à ação da carga móvel concentrada na viga interna, em função da rigidez horizontal dos apoios. Ponte mista com 40 m de vão, arranjo ortogonal das transversinas.

b) Esforço cortante junto ao apoio obtuso

A Fig. 4.26 apresenta gráfico da variação do esforço cortante no apoio do canto obtuso das vigas externa e interna devido à ação de carga permanente, em função do ângulo de esconsidade para duas condições de rigidez horizontal dos apoios. Estas

figuras mostram que não há diferença de resultado em termos da influência da esconsidade entre os modelos estudados.

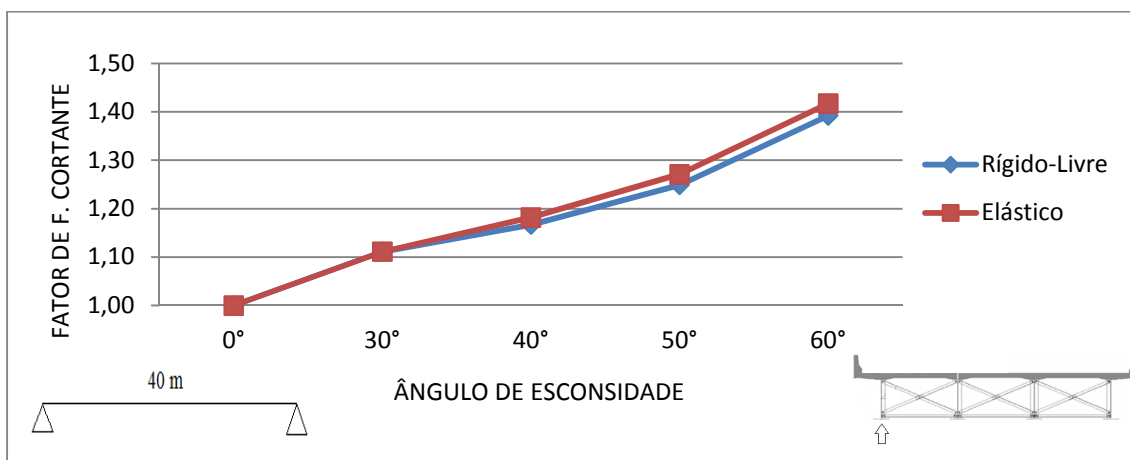


Figura 4.26 – Variação do fator de esforço cortante no apoio do canto obtuso da longarina externa devido à ação da carga permanente, em função da rigidez horizontal dos apoios. Ponte mista com 40 m de vão, arranjo ortogonal das transversinas.

c) Deslocamentos horizontais nos apoios

As Figs. 4.27 e 4.28 apresentam gráficos da variação do deslocamento transversal no apoio do canto obtuso, em função da rigidez horizontal dos apoios. Estas figuras mostram pequenas diferenças entre os tipos estudados.

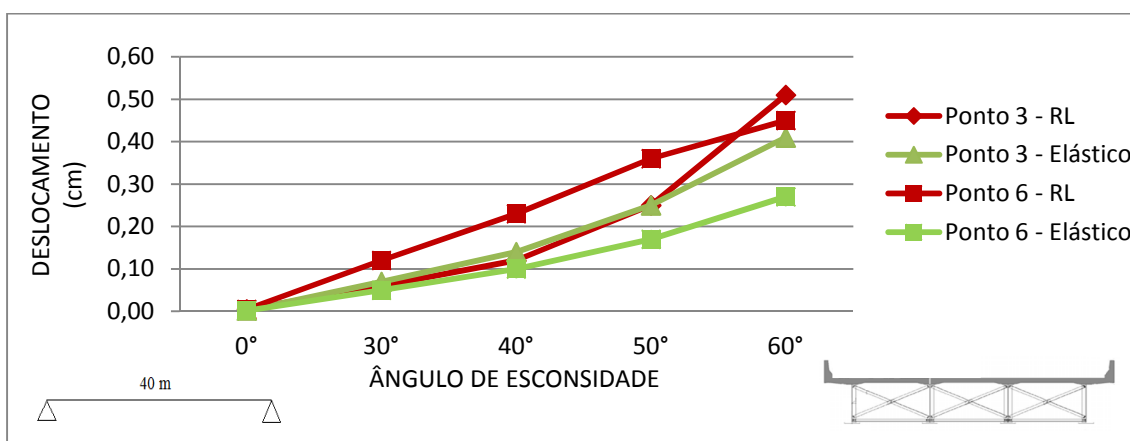


Figura 4.27 – Variação do deslocamento transversal ao eixo da ponte no apoio do cantos obtuso e agudo da longarina externa (pontos 3 e 6 da Fig. 4.1) devido a ação da carga permanente, em função do grau de esconsidade. Ponte mista com 40 m de vão, arranjo ortogonal das transversinas, apoios: RL, Elástico.

Os deslocamentos horizontais no caso de apoios elásticos são inferiores aos obtidos no modelo com apoios livres ao movimento horizontal, como esperado.

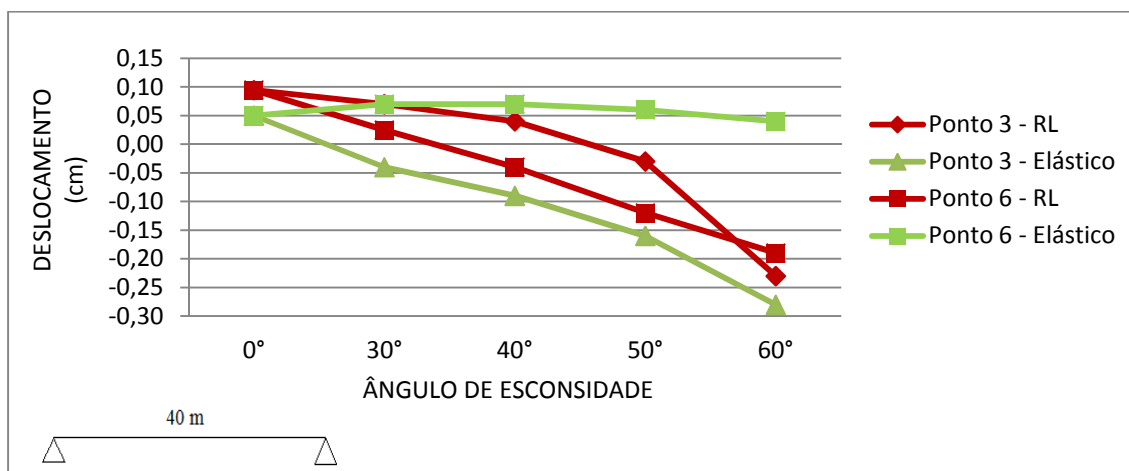


Figura 4.28 – Variação do deslocamento transversal ao eixo da ponte no apoio do cantos obtuso e agudo da longarina externa (pontos 3 e 6 da Fig. 4.1) devido a ação da variação de temperatura, em função do grau de esconsidade. Ponte mista com 40 m de vão, arranjo ortogonal das transversinas, apoios: RL, Elástico.

4.1.7 Comparação Modelo Numérico X Fator da AASHTO

a) Momento fletor no meio do vão

As Figs. 4.29 e 4.30 apresentam gráficos da variação do fator de momento fletor no meio do vão nas vigas externa e interna das pontes com 40m e 20m de vão respectivamente, sob ação de carga móvel, obtidos com os resultados dos modelos numéricos e com a eq. 2.3 do fator de correção da AASHTO. Observa-se que o fator da AASHTO segue a mesma tendência dos resultados numéricos mas produz coeficientes de redução menores do que os numéricos para a ponte de 40m e no intervalo dos valores numéricos obtidos para as longarinas externa e interna da ponte com 20m. Conclui-se que para o presente exemplo o fator da eq. 2.3 apresenta melhor correlação com os resultados da ponte de 20m e que pode ser considerado não conservador.

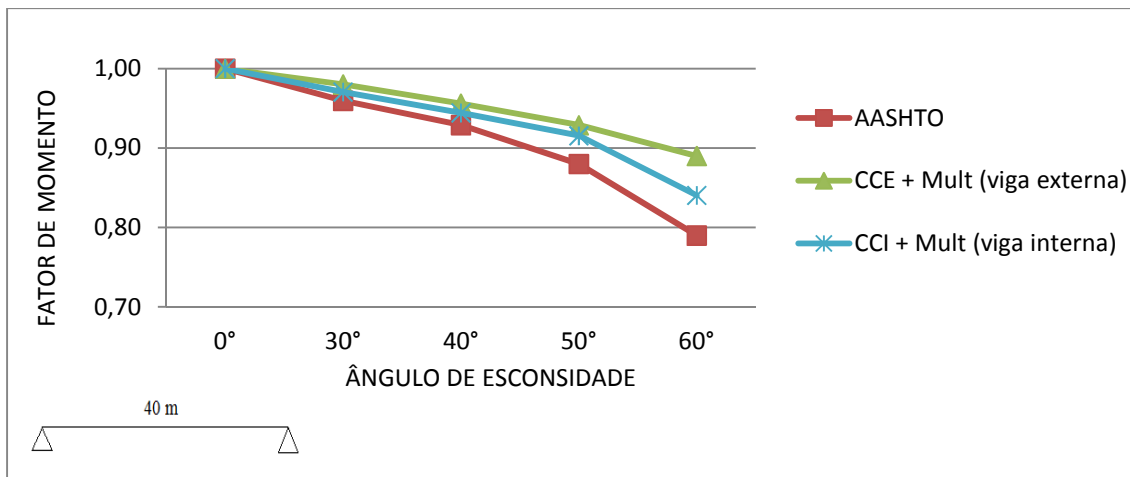


Figura 4.29 – Variação do fator de momento fletor no meio do vão da longarina nas vigas externa e interna devido às ações das cargas concentrada na viga externa + multidão e concentrada na viga interna + multidão, além do fator AASHTO, em função do grau de escondidade. Ponte mista com 40 m de vão, arranjo ortogonal das transversinas, apoios elásticos.

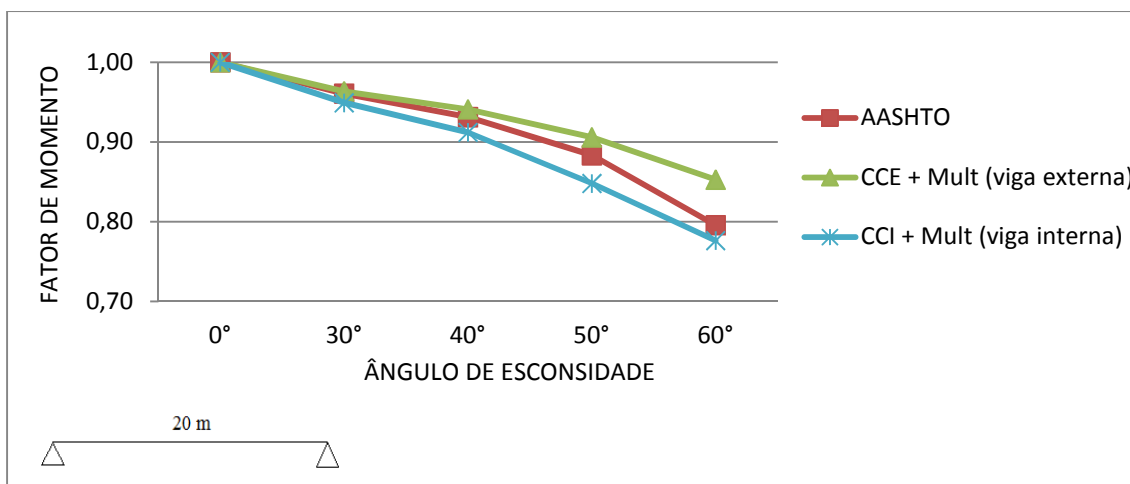


Figura 4.30 – Variação do fator de momento fletor no meio do vão da longarina nas vigas externa e interna devido às ações das cargas concentrada na viga externa + multidão e concentrada na viga interna + multidão, além do fator AASHTO, em função do grau de escondidade. Ponte mista com 20 m de vão, arranjo ortogonal das transversinas, apoios elásticos.

b) Esforço cortante junto ao apoio

As Figs. 4.31 e 4.32 apresentam gráficos da variação do esforço cortante nos apoios dos cantos obtusos das vigas externa e interna das pontes com 40m e 20m de vão

respectivamente, sob a ação de carga móvel, obtidos com os resultados dos modelos numéricos e com a eq. 2.4 do fator de correção da AASHTO. Vê-se que o fator apresenta valores muito conservadores para viga interna e valores bem ajustados aos numéricos da ponte de 40m. Para a ponte de 20m os fatores da AASHTO são muito conservadores para ambas as vigas, externa e interna.

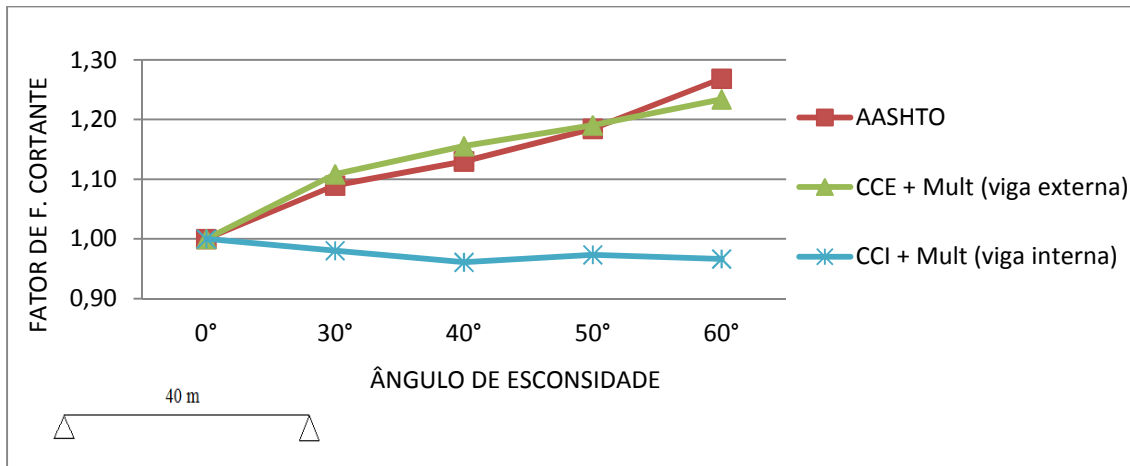


Figura 4.31 – Variação do fator de esforço cortante no apoio do canto obtuso das longarinas externa e interna devido às ações das cargas concentrada na viga externa + multidão e concentrada na viga interna + multidão, além do fator AASHTO, em função do grau de esconsidade. Ponte mista com 40 m de vão, arranjo ortogonal dos transversinas, apoios elásticos.

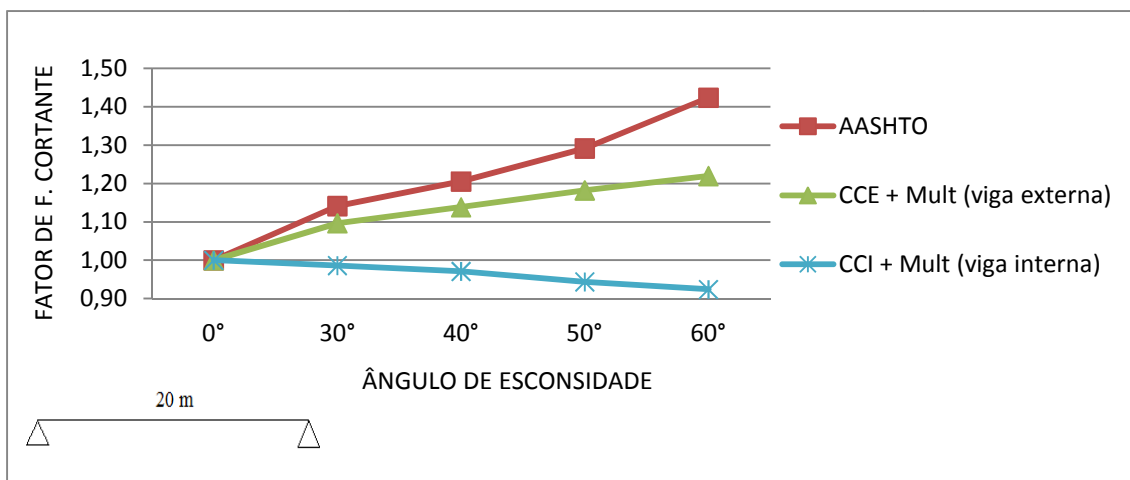


Figura 4.32 – Variação do fator de esforço cortante no apoio do canto obtuso das longarinas externa e interna devido às ações das cargas concentrada na viga externa + multidão e concentrada na viga interna + multidão, além do fator AASHTO, em função do grau de esconsidade. Ponte mista com 20 m de vão, arranjo ortogonal dos transversinas, apoios elásticos.

4.2 Ponte em Seção Celular

4.2.1 Parâmetros e Resultados Observados

A Fig. 4.33 mostra os pontos nos modelos de ponte em seção mono-celular nos quais foram extraídos os resultados detalhados na Tabela 4.8. A Tabela 4.9 apresenta os parâmetros considerados no estudo e sua faixa de variação. Os itens a seguir apresentam os resultados para cada um destes parâmetros.

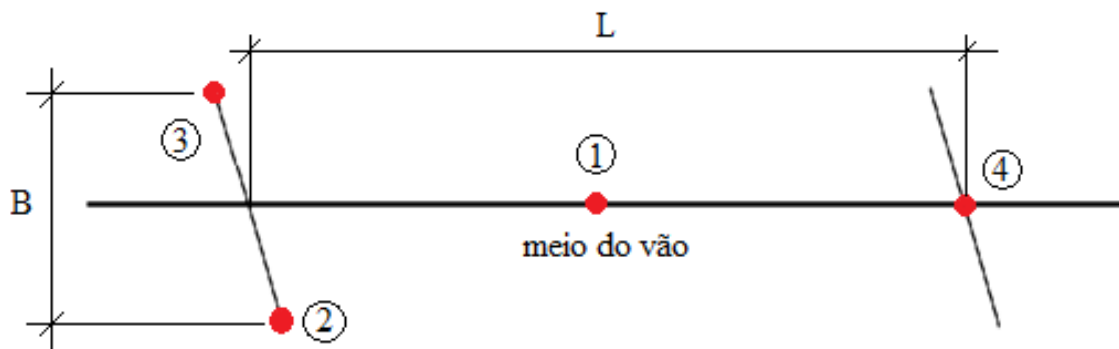


Figura 4.33 – Posição dos resultados observados da ponte em seção celular.

B = distância entre almas (ver Fig. 3.26).

Tabela 4.8 - Resultados observados no estudo paramétrico para o caso-exemplo de ponte em seção celular.

Resultados observados	Posição
Momento fletor (M)	Meio do vão da longarina (1)
Momento Torsor (T)	Extremidade do vão biapoiado (4)
Reação de Apoio (V)	Canto obtuso (2) Canto agudo (3)
Deslocamento transversal ao eixo ortogonal da ponte (u_y)	Canto obtuso (2)

Tabela 4.9 - Parâmetros do estudo para o caso-exemplo de ponte em seção celular.

Parâmetros	Variação
Ângulo de esconsidade α	0°, 10°, 20°, 30°, 40°, 50° e 60°.
Comprimento do vão L	36 m
B/L (ver Fig. 4.32)	$\frac{6}{36} = 0,17$
Distribuição espacial do carregamento	Carga Permanente (PERM) Carga móvel concentrada (CC, Fig.3.26) Carga móvel distribuída em meia pista (MULT; Fig. 3.27) Variação uniforme de temperatura (TEMP)
Rigidez dos apoios nas direções horizontais longitudinal e transversal	Apoio rígido - livre Apoio elástico ($k=9028$ kN/m)

4.2.2 Efeito do Ângulo de Esconsidade

As Figs. 4.34 e 4.35 apresentam respectivamente os gráficos de variação do momento fletor no meio do vão e do momento torsor em uma seção de apoio, em função do ângulo de esconsidade. A Fig. 4.34 mostra que há diminuição de esforços de momento fletor no meio do vão com o aumento da esconsidade, como já descrito no caso da ponte em vigas mistas com muitas transversinas internas ao vão.

Na seção 4.1.3 destacou-se a influência do parâmetro B/L sobre os efeitos do grau de esconsidade, observando-se nas Figs. 4.7 e 4.8 que quanto maior o B/L maior o efeito da esconsidade na ponte em vigas mistas. Por exemplo, na Fig. 3.8 os fatores de momento (eq.4.1) para $\alpha=60^\circ$ são da ordem de 0,85 e 0,75 correspondentes a relações B/L iguais a 0,26 e 0,35 respectivamente. Para a ponte em seção celular, com $B/L = 0,17$, portanto bem menor do que os anteriores, o fator de momento fletor nas mesmas condições chegou a 0,57 (Fig. 4.34), evidenciando, ao contrário do esperado, uma maior influência da esconsidade. Isto ocorre porque a seção celular tem grande rigidez à torção, esforço que é progressivamente mobilizado com o acréscimo do ângulo de esconsidade, como se mostra na Fig. 4.35.

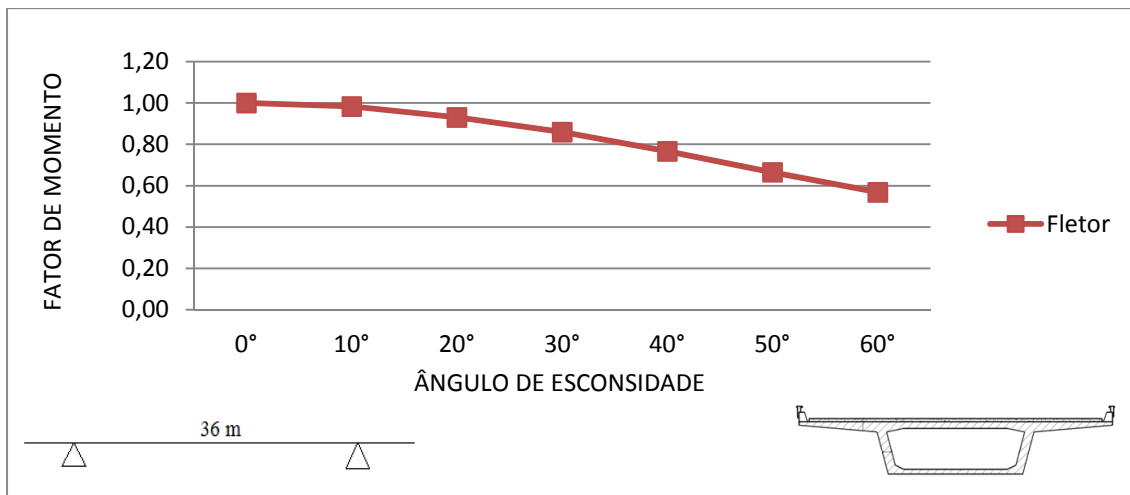


Figura 4.34 – Variação do fator de momento fletor no meio do vão da longarina principal devido à ação da carga permanente, em função do grau de esconsidade.

Ponte em seção celular com 36 m de vão, apoios elásticos.

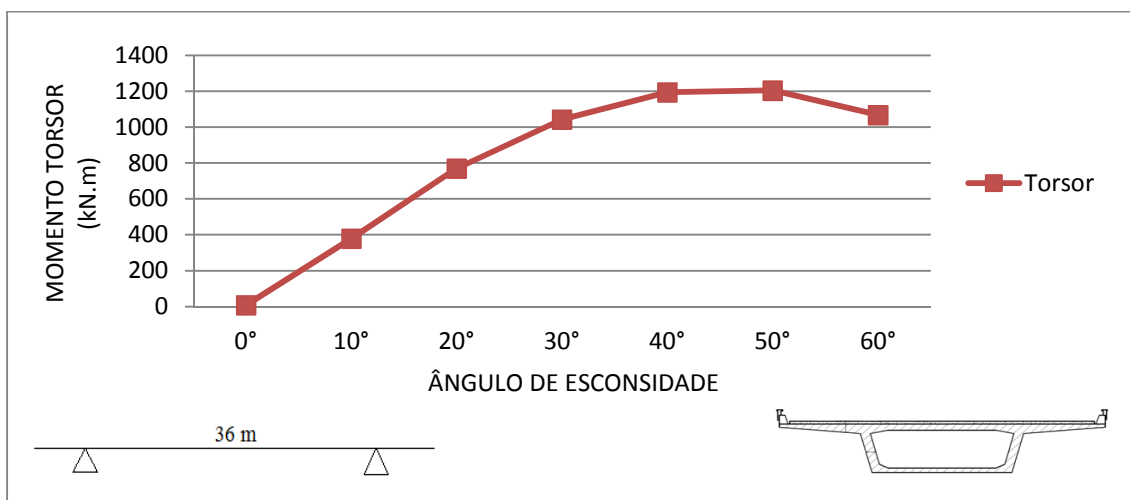


Figura 4.35 – Variação do fator de momento torsor no apoio da seção celular devido à ação da carga permanente, em função do grau de esconsidade. Ponte em seção celular com 36 m de vão, apoios elásticos.

A Fig. 4.36 apresenta o gráfico da variação da reação vertical nos apoios dos cantos obtuso e agudo (pontos 2 e 3 da Fig. 4.33), em função do ângulo de esconsidade. Esta figura mostra que há aumento no valor da reação no apoio do canto obtuso com o aumento da esconsidade e diminuição no canto agudo. Comparados aos acréscimos e reduções do esforço cortante junto ao apoio das longarinas externas encontrados para os casos de ponte em viga mista observa-se uma maior influência da esconsidade na ponte em seção celular em função da sua grande rigidez à torção, conforme discutido anteriormente.

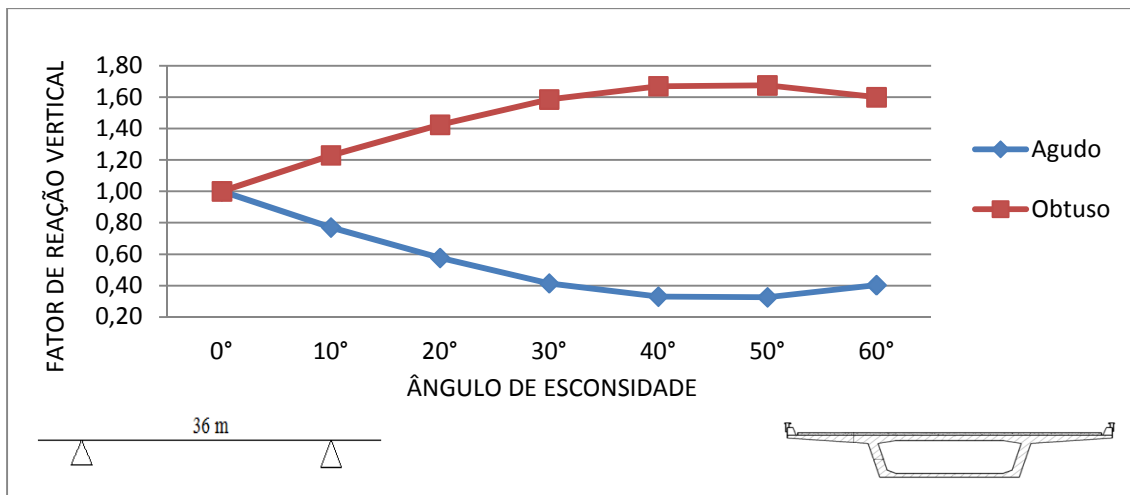


Figura 4.36 – Variação do fator de reação vertical nos apoios dos cantos obtuso e agudo devido à ação da carga permanente, em função do grau de esconsidade. Ponte em seção celular com 36 m de vão, apoios elásticos

A Fig. 4.37 apresenta o gráfico da variação do deslocamento transversal no apoio do canto obtuso (ponto 2), para a ponte devido à carga permanente, em função do ângulo de esconsidade. Esta figura mostra que para esta carga os valores absolutos dos deslocamentos transversais u_y , embora pequenos, apresentam crescimento com o aumento da esconsidade.

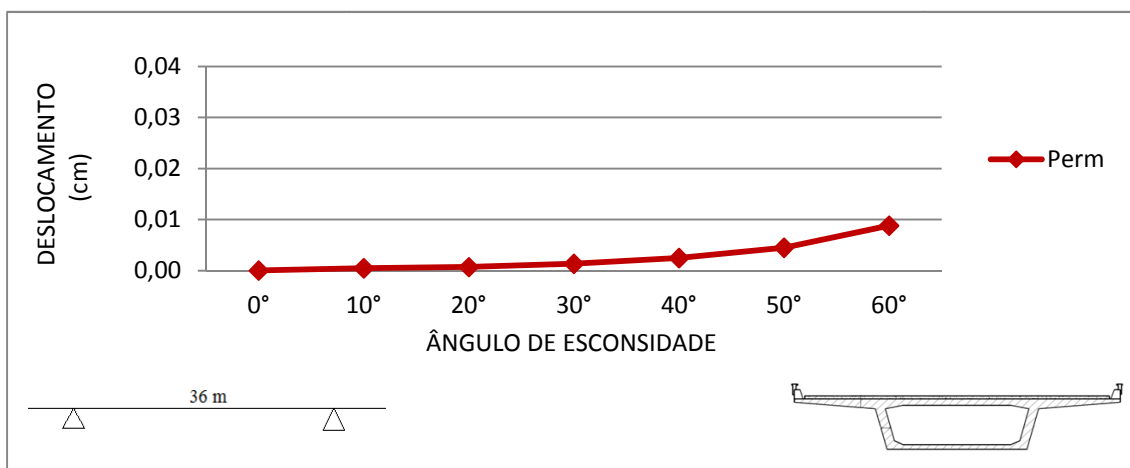


Figura 4.37 – Variação do deslocamento transversal ao eixo da ponte no apoio do canto obtuso da longarina externa devido à ação da carga permanente, em função do grau de esconsidade. Ponte em seção celular com 36 m de vão, apoios elásticos.

4.2.3 Efeito da Distribuição Espacial do Carregamento

A Fig. 4.38 apresenta o gráfico da variação do momento fletor no meio do vão, em função da distribuição espacial do carregamento. Esta figura mostra que as cargas uniformemente distribuídas produzem maior influência nos esforços de momento fletor no meio do vão com o aumento da esconsidade, do que as cargas concentradas.

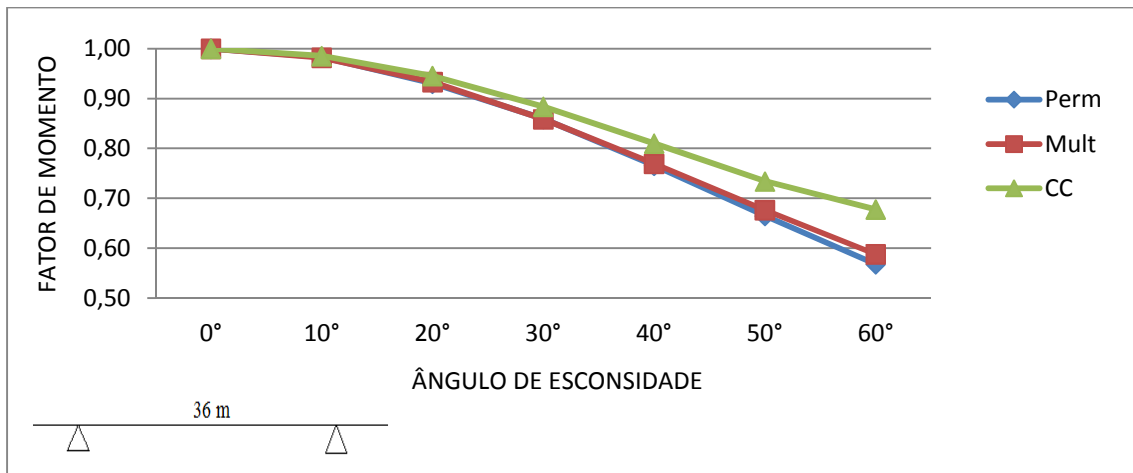


Figura 4.38 – Variação do fator de momento fletor no meio do vão da longarina principal devido às ações das cargas permanentes, concentrada e carga de multidão, em função do grau de esconsidade. Ponte em seção celular com 36 m de vão, apoios elásticos.

A Fig. 4.39 apresenta o gráfico da variação da reação vertical no apoio do canto obtuso, em função da distribuição espacial do carregamento. Esta figura mostra que a carga móvel concentrada excêntrica produz maior influência neste apoio com o aumento da esconsidade, do que os outros tipos de carregamento. Este comportamento se mostrou bastante distinto daquele obtido para a ponte mista em que a reação de apoio do canto obtuso não teve influência significativa da esconsidade para carga concentrada excêntrica. Isto se deve mais uma vez à grande rigidez à torção da seção celular.

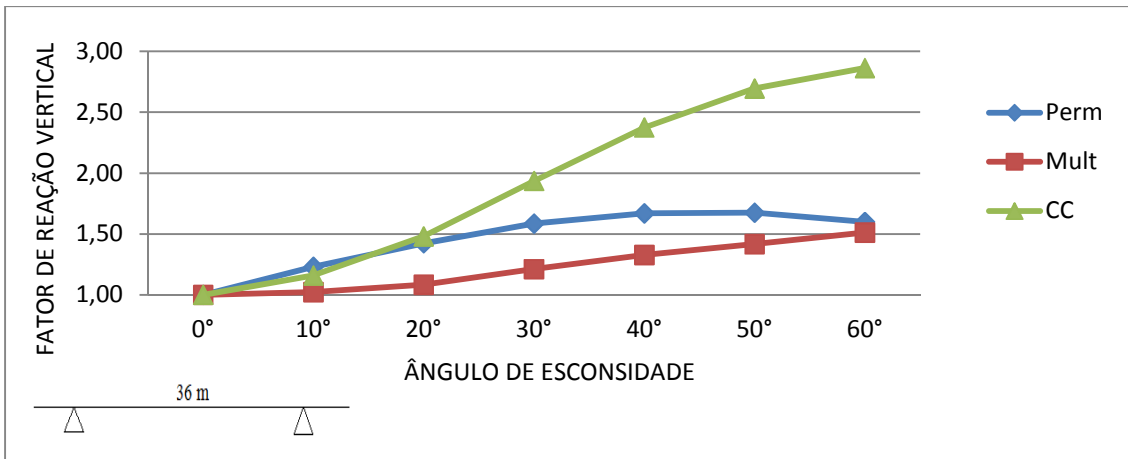


Figura 4.39 – Variação do fator de reação vertical no apoio do canto obtuso devido às ações das cargas permanentes, concentrada e carga de multidão, em função do grau de esconsidade. Ponte em seção celular com 36 m de vão, apoios elásticos.

A Fig. 4.40 apresenta gráfico da variação do deslocamento horizontal no apoio do canto obtuso (ponto 2). Esta figura mostra que a variação de temperatura produz maior influência nos deslocamentos neste ponto com o aumento da esconsidade.

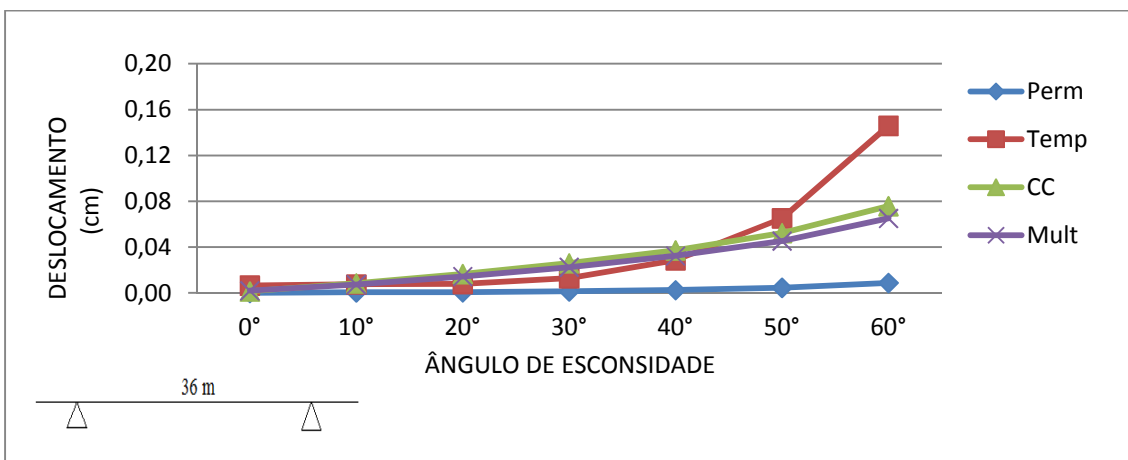


Figura 4.40 – Variação do deslocamento transversal ao eixo da ponte no apoio do canto obtuso às ações das cargas permanentes, concentrada, carga de multidão e variação de temperatura, em função do grau de esconsidade. Ponte em seção celular com 36 m de vão, apoios elásticos.

4.2.4 Efeito da Rigidez Horizontal dos Apoios

A Fig. 4.41 apresenta o gráfico da variação do momento fletor no meio do vão, em função da rigidez horizontal dos apoios. Esta figura mostra que não há influência da rigidez nos resultados. Da mesma forma a resposta em termos de momento torsor e reação de apoio vertical foram similares para os dois casos considerados de rigidez horizontal dos apoios.

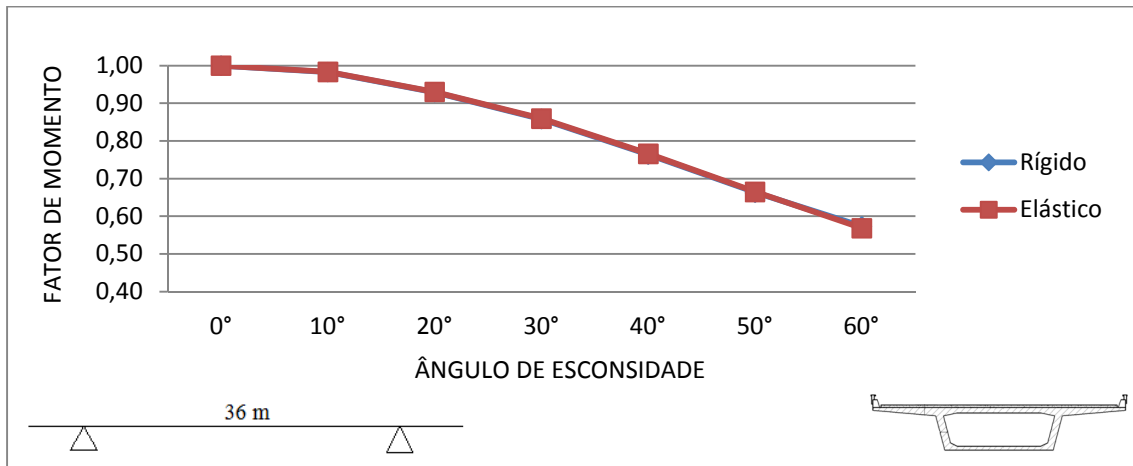


Figura 4.41 – Variação do fator de momento fletor no meio do vão da longarina devido à ação da carga permanente, em função da rigidez horizontal dos apoios. Ponte em seção celular com 36 m de vão.

4.3 Ponte com Tabuleiro de Seção II

4.3.1 Parâmetros e Resultados Observados

A Fig. 4.42 mostra os pontos nos modelos de ponte em seção II com três vãos contínuos e vãos biapoiados, nos quais foram extraídos os resultados detalhados na Tabela 4.11. A Tabela 4.10 apresenta os parâmetros considerados no estudo e sua faixa de variação. Os itens a seguir apresentam os resultados para cada um destes parâmetros.

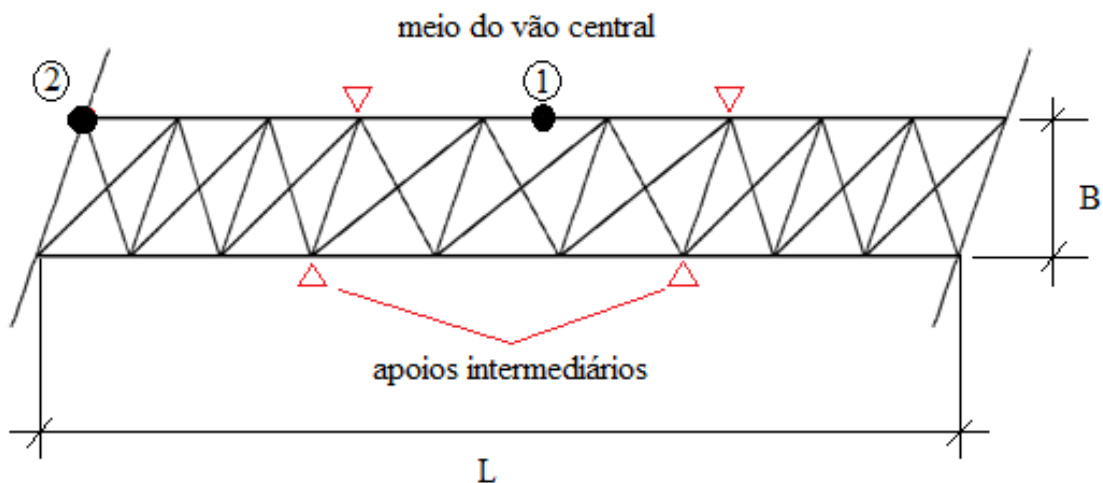


Figura 4.42a – Posições dos resultados observados da ponte com três vãos contínuos.

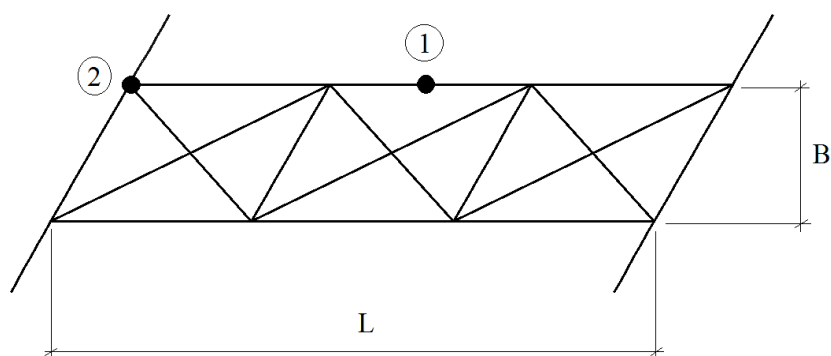


Figura 4.42 b – Posições dos resultados observados da ponte de vão único biapoiado.

Tabela 4.10 - Resultados observados no estudo paramétrico para o caso-exemplo da ponte.

Resultados observados	Posição
Momento fletor (M)	Meio do vão central (1)
Esforço Cortante (V)	Longarina junto ao apoio no canto obtuso (2)
Deslocamento transversal ao eixo da ponte (u_y)	Longarina junto ao apoio no canto obtuso (2)

Tabela 4.11 - Parâmetros do estudo com o exemplo da ponte.

Parâmetros	Variação
Ângulo de esconsidade α	0°, 10°, 20°, 30°, 40°, 50° e 60°.
Comprimento do vão L	Vãos contínuos: 19,7m; 26,6 m; 19,7m; Vão biapoiado: 26,6m
B/L (ver Fig. 4.3)	$\frac{6}{66} = 0,09$ viga contínua / $\frac{6}{26,6} = 0,23$, $\frac{8}{26,6} = 0,30$, $\frac{8}{20} = 0,40$, $\frac{8}{15} = 0,53$ vãos biapoiado.
Distribuição espacial do carregamento	Carga Permanente (PERM) Carga móvel concentrada (CCE, Fig.3.37) Carga móvel distribuída em meia pista (MULT; Fig. 3.38) Variação uniforme de temperatura (TEMP)
Rigidez dos apoios nas direções horizontais longitudinal e transversal	Apoio rígido - livre Apoio elástico (k=7163 kN/m)

4.3.2 Efeito do Ângulo de Esconsidade

As Figs. 4.43, 4.44 e 4.45 apresentam, respectivamente, os gráficos das variações do momento fletor no meio do vão, do esforço cortante junto ao apoio no canto obtuso e dos deslocamentos transversais do mesmo apoio, em função da esconsidade. Observa-se que para este tipo de ponte, com seção II, de pequena rigidez a torção, o ângulo de esconsidade não tem influência nos resultados de momento fletor e deslocamentos transversais nos apoios, contudo os fatores para esforços cortantes nos apoios são aumentados em até 28%.

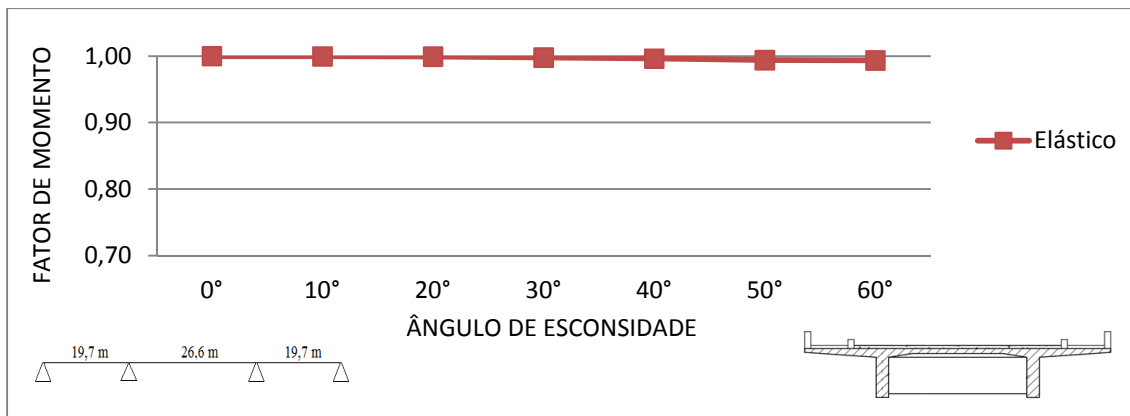


Figura 4.43 – Variação do fator de momento fletor no meio do vão central da longarina devido à ação da carga permanente, em função do grau de esconsidade. Ponte tabuleiro de seção II, três vãos contínuos, apoios elásticos.

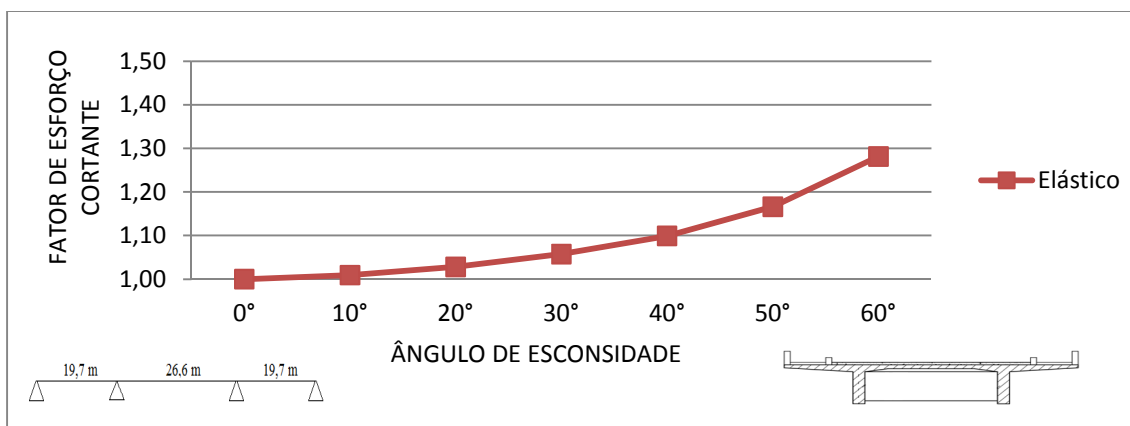


Figura 4.44 – Variação do fator de esforço cortante no apoio do canto obtuso devido à ação da carga permanente, em função do grau de esconsidade. Ponte tabuleiro de seção II, três vãos contínuos, apoios elásticos.

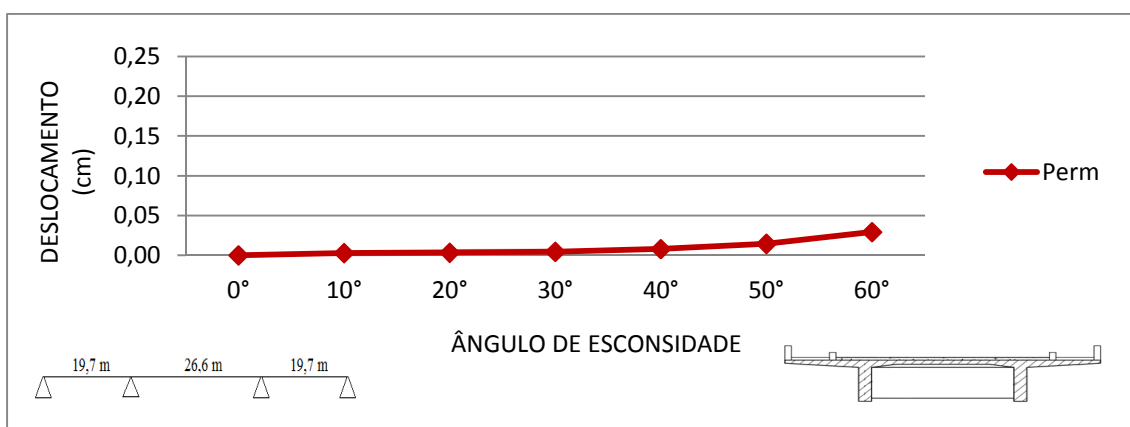


Figura 4.45 – Variação do deslocamento transversal ao eixo da ponte no apoio do canto obtuso da longarina principal devido à ação da carga permanente, em função do grau de esconsidade. Ponte tabuleiro de seção II, três vãos contínuos, apoios elásticos.

4.3.3 Efeito da Continuidade do Vão

As Figs. 4.46, 4.47 e 4.48 apresentam, respectivamente, os gráficos das variações do momento fletor no meio do vão, do esforço cortante junto ao apoio no canto obtuso e dos deslocamentos transversais do mesmo apoio, em função do número de vãos: 3 vãos contínuos, ou um único vão. Observa-se nestas figuras que a ponte biapoiada sofreu maior influência da esconsidade do que a pontes com três vãos contínuos para esforços de momento fletor e deslocamentos nos apoios. Para os esforços cortantes os resultados mostraram pequenas diferenças entre os modelos.

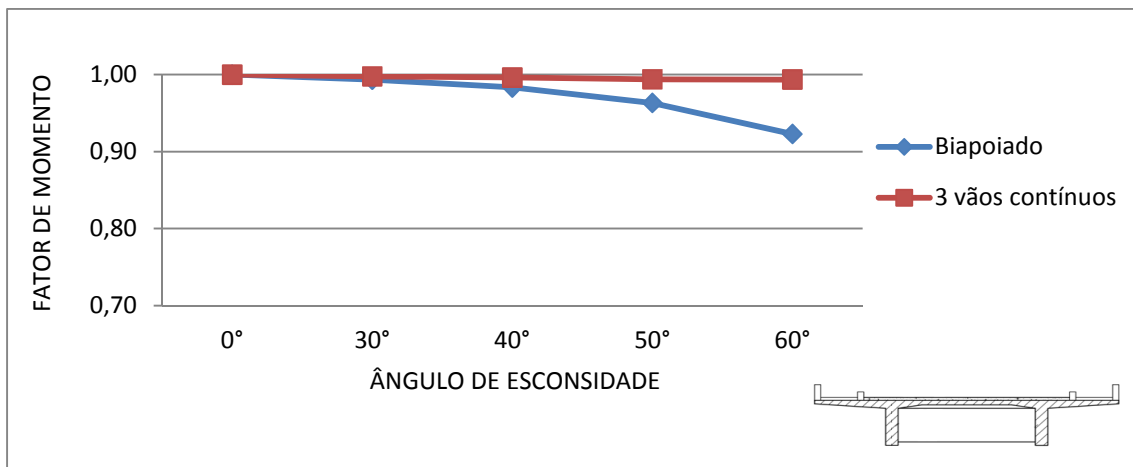


Figura 4.46 – Variação do fator de momento fletor no meio do vão da longarina principal devido à ação da carga permanente, em função da continuidade do vão.

Ponte tabuleiro de seção II, apoios elásticos.

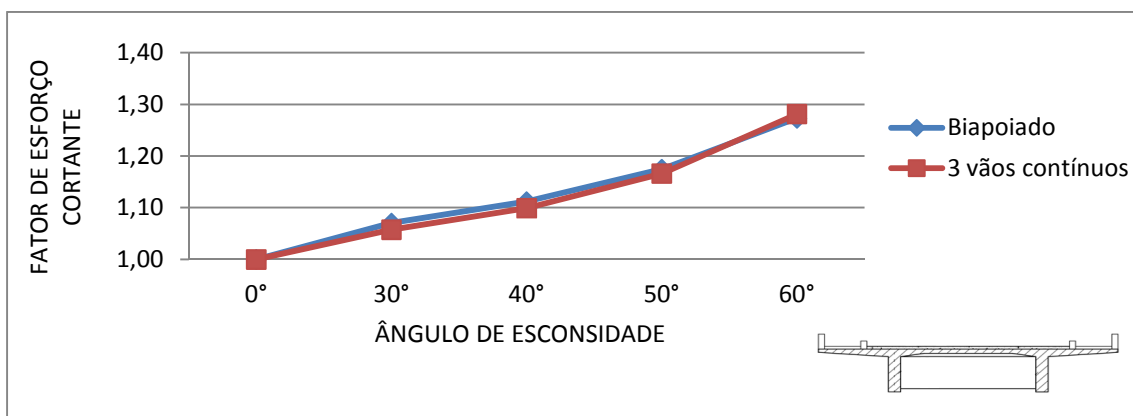


Figura 4.47 – Variação do fator de esforço cortante no apoio do canto obtuso devido à ação da carga permanente, em função da continuidade do vão. Ponte tabuleiro de seção II, apoios elásticos.

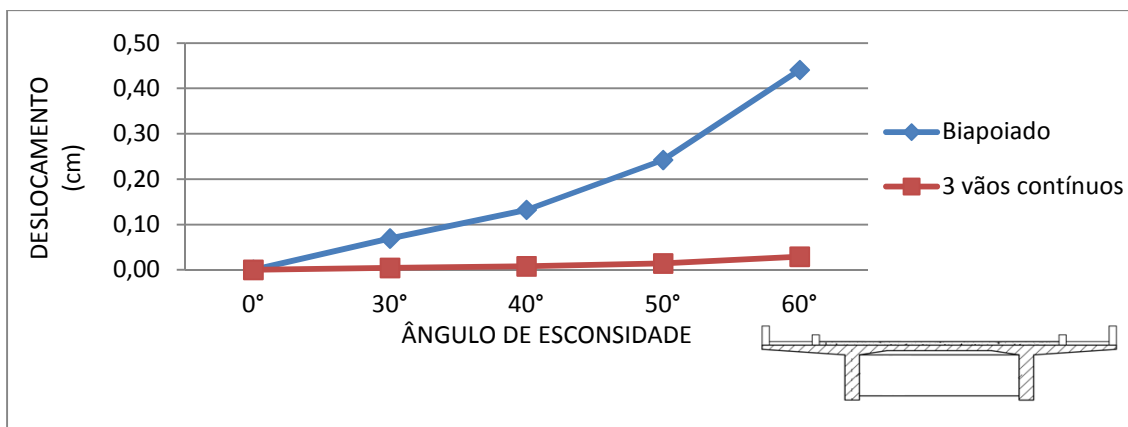


Figura 4.48 - Variação do deslocamento transversal ao eixo da ponte no apoio do canto obtuso da longarina principal devido à ação da carga permanente, em função da continuidade do vão. Ponte tabuleiro de seção II, apoios elásticos.

4.3.4 Efeito da Distribuição Espacial do Carregamento

A Fig. 4.49 apresenta o gráfico da variação do momento fletor no meio do vão, em função da distribuição espacial do carregamento. Esta figura mostra que o ângulo de esconsidade tem pouca influência nos resultados.

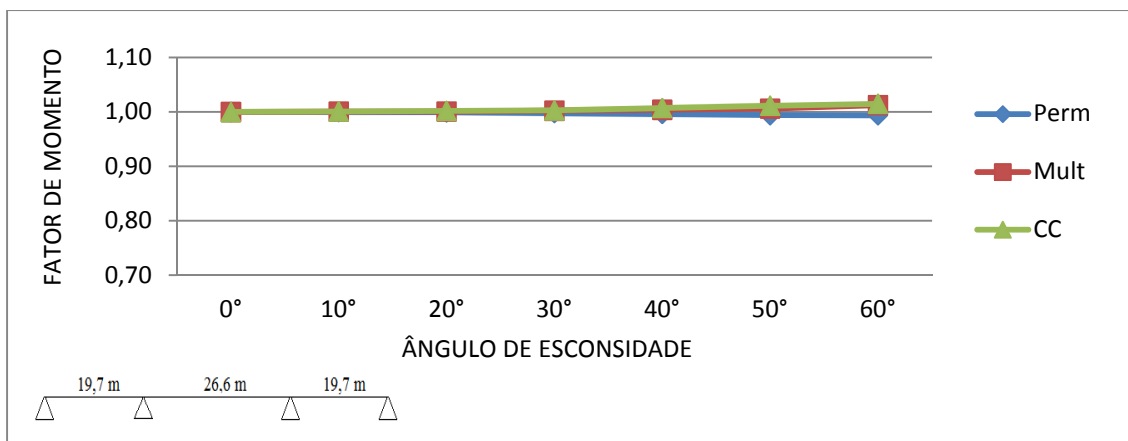


Figura 4.49 – Variação do fator de momento fletor no meio do vão da longarina principal devido às ações das cargas permanentes, concentrada e carga de multidão, em função do grau de esconsidade. Ponte tabuleiro de seção II, três vãos contínuos, apoios elásticos.

A Fig. 4.50 apresenta o gráfico da variação do fator de esforço cortante no apoio do canto obtuso, em função da distribuição espacial do carregamento. Esta figura mostra

que apenas a carga permanente teve influência significativa da esconsidade. Este efeito atribui-se à tipologia da ponte.

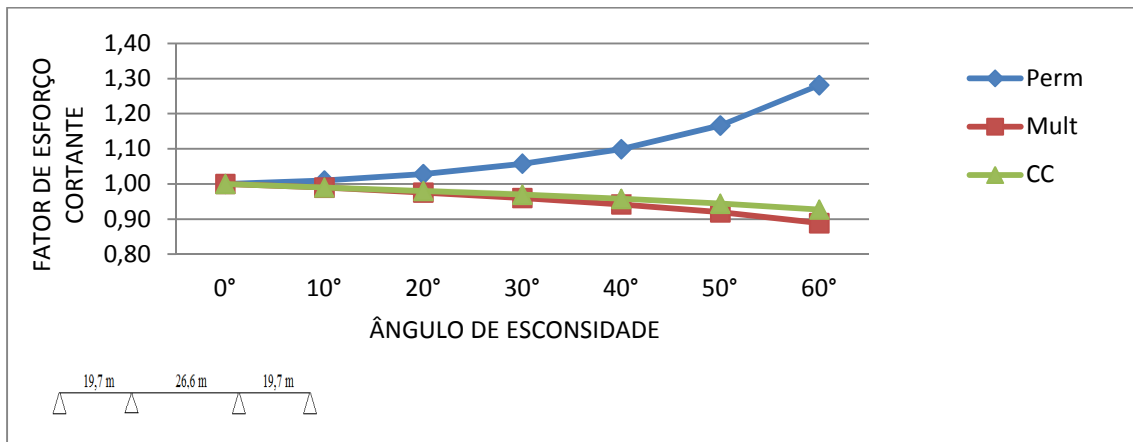


Figura 4.50 – Variação do fator de esforço cortante no apoio do canto obtuso devido às ações das cargas permanentes, concentrada e carga de multidão, em função do grau de esconsidade. Ponte tabuleiro de seção II, três vãos contínuos, apoios elásticos.

A Fig. 4.51 apresenta gráfico da variação do deslocamento horizontal no apoio do canto obtuso (ponto 2). Esta figura mostra que a variação de temperatura produz maior influência nos deslocamentos neste ponto, com o aumento da esconsidade.

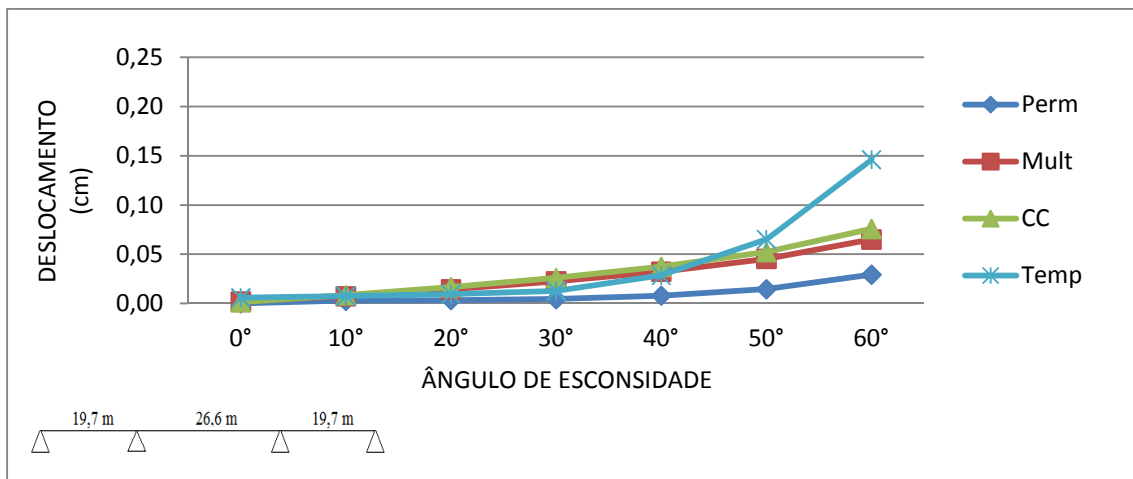


Figura 4.51 – Variação do deslocamento transversal ao eixo da ponte no apoio do canto obtuso devido às ações das cargas permanentes, concentrada, carga de multidão e temperatura, em função do grau de esconsidade. Ponte tabuleiro de seção II, três vãos contínuos, apoios elásticos.

4.3.5 Efeito da Rigidez Horizontal dos Apoios

As Figs. 4.52 e 4.53 apresentam, respectivamente, os gráficos das variações do momento fletor no meio do vão e do esforço cortante junto ao apoio no canto obtuso, em função da rigidez horizontal dos apoios. Observa-se que o ângulo de esconsidade não tem influência nos resultados para esta ponte.

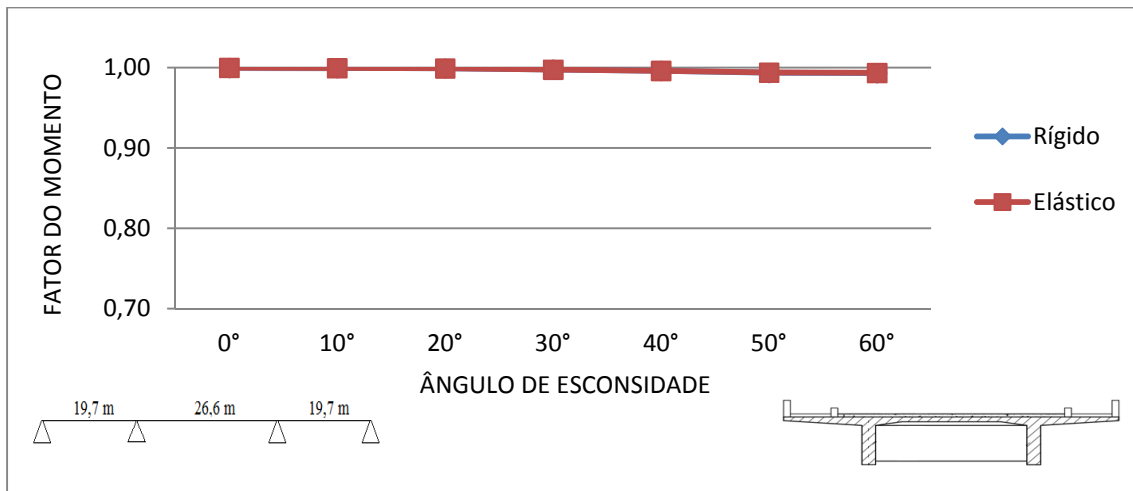


Figura 4.52 – Variação do fator de momento fletor no meio do vão da longarina devido à ação da carga permanente, em função da rigidez horizontal dos apoios. Ponte tabuleiro de seção II, três vãos contínuos.

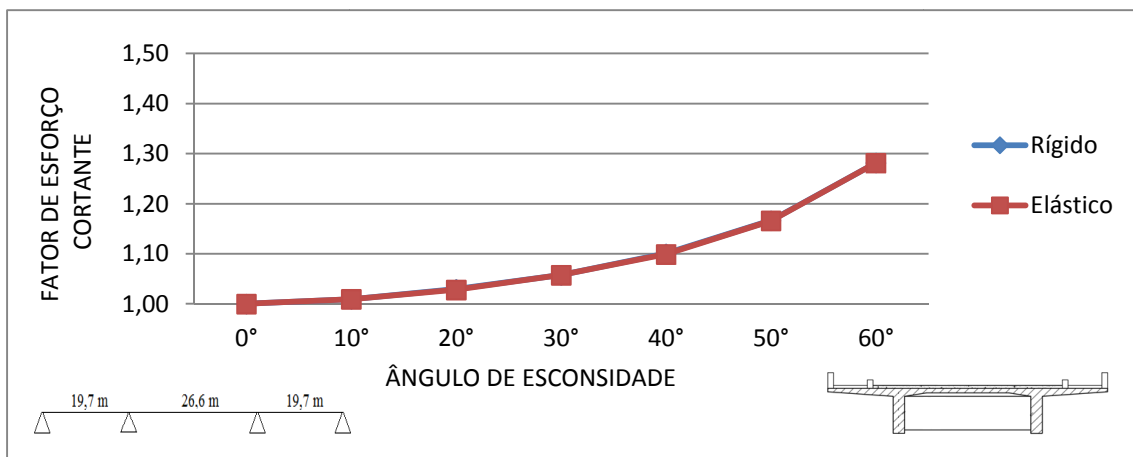


Figura 4.53 – Variação do fator de esforço cortante no apoio do canto obtuso da longarina externa devido à ação da carga permanente, em função da rigidez horizontal dos apoios. Ponte tabuleiro de seção II, três vãos contínuos.

4.3.6 Efeito da relação B/L ou comprimento do vão

As Figs. 4.54 e 4.55 apresentam, respectivamente, os gráficos das variações do momento fletor no meio do vão e do esforço cortante junto ao apoio no canto obtuso, em função da relação entre largura entre as vigas e o comprimento do vão. Observa-se que esta relação tem pouca influência nos resultados para esta ponte.

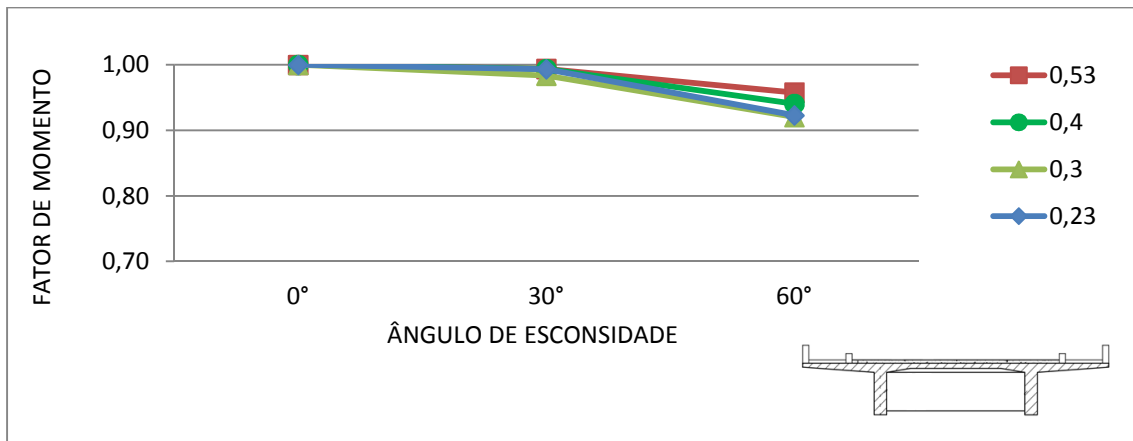


Figura 4.54 - Variação do fator de momento fletor no meio do vão da longarina devido à ação da carga permanente, em função da relação B/L. Ponte com tabuleiro em seção II, apoios elásticos.

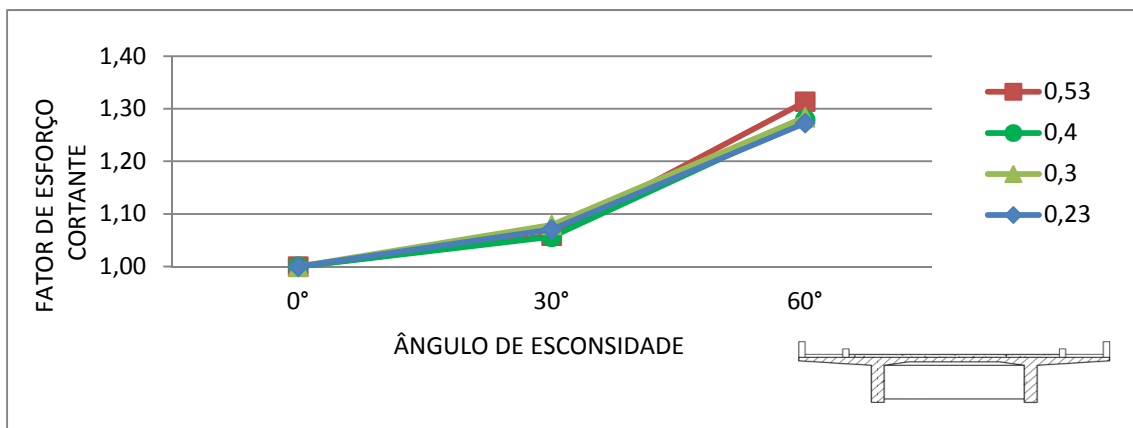


Figura 4.55 - Variação do fator de esforço cortante no apoio da longarina junto ao canto obtuso, devido à ação da carga permanente, em função da relação B/L. Ponte com tabuleiro em seção II, apoios elásticos.

5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Este capítulo resume os aspectos relevantes do comportamento estático de duas pontes esconsas de vão único (múltiplas vigas mistas e seção monocelular de concreto armado) e uma de vãos múltiplos (seção II de concreto armado) e sugere pesquisas futuras relacionadas ao comportamento estrutural de pontes esconsas.

Analisa-se os comportamentos das estruturas sob os efeitos da alteração no ângulo de esconsidade, do comprimento do vão, arranjo das transversinas, distribuição espacial do carregamento, rigidez horizontal dos apoios e continuidade dos vãos, sendo este último apenas para o modelo com três vãos contínuos. Para o caso da ponte com tabuleiro em estrutura mista, os resultados do presente estudo são comparados com aqueles obtidos via método simplificado da AASHTO.

5.1 Conclusões

As principais conclusões relacionadas aos efeitos da esconsidade observados nos resultados dos modelos biapoiados foram a redução de momentos fletores no meio do vão e o acréscimo de esforços cortantes nos apoios do canto obtuso, em relação aos correspondentes valores máximos encontrados na ponte sem esconsidade, além do movimento de rotação da ponte no plano do tabuleiro em torno de um eixo perpendicular a este plano.

A variação do momento de torção foi analisada no modelo de seção monocelular, em função da esconsidade, e verificou-se que até o ângulo de $\alpha=45^\circ$ há aumento deste esforço em relação ao da ponte sem esconsidade, com reversão de tendência para esconsidade acima deste valor.

A análise dos efeitos do comprimento do vão mostrou que as pontes esconsas com múltiplas vigas mistas mais curtas sofrem maior influência da esconsidade, i.e., quanto maior a relação B/L maior é o efeito do ângulo de esconsidade na redução do momento fletor e no aumento das reações no apoio do canto obtuso. No modelo de ponte com tabuleiro em seção II a variação desta relação teve pouca influência.

O efeito do arranjo das transversinas tem grande importância no comportamento estrutural de pontes esconsas e neste estudo este efeito foi verificado na ponte com múltiplas vigas mistas. Foram analisados a flexão nas vigas mais solicitadas e o esforço cortante nas vigas externas junto aos cantos obtusos do tabuleiro, concluindo-se que arranjos de transversinas internas ortogonais ao eixo longitudinal da ponte resultam em melhor desempenho da estrutura, quando comparados a arranjos de transversinas internas paralelas às linhas dos apoios ou pontes sem transversinas.

Na análise dos efeitos da distribuição do carregamento nas pontes biapoiadas observou-se que as cargas móveis, em especial a carga de multidão, produziram as maiores influências com o aumento da esconsidade: maior redução de momento fletor no meio do vão e aumento das reações no apoio das vigas junto aos cantos obtusos. Com relação aos deslocamentos transversais nos apoios observou-se, também, que as cargas móveis produzem rotações significativas do tabuleiro em torno de um eixo perpendicular ao seu próprio plano.

Sobre os efeitos da rigidez horizontal dos aparelhos de apoio (nas duas condições adotadas neste estudo; ver item 3.1.2), verificaram-se pequenas diferenças entre os resultados obtidos dos modelos de ponte analisados, observando-se pouca variação com o aumento da esconsidade.

Na comparação dos resultados obtidos com os modelos de ponte de vigas mistas com os fatores da norma norte-americana AASHTO (obtidos de expressões dadas apenas para este tipo de ponte), observou-se que a aplicação do fator referente a solicitações de flexão a pontes analisadas como não-esconsas com vão de 40m, resultou em momentos fletores reduzidos cujos valores são menores que os seus correspondentes obtidos dos modelos numéricos utilizados no presente estudo. Conclui-se, portanto, que para vãos dessa ordem de comprimento os momentos fletores obtidos com as prescrições da AASHTO resultam não conservadores. Apenas para o vão de 20m o fator AASTHO resultou em valores bem correlacionados com os do modelo numérico. Com relação aos esforços cortantes nos extremos das vigas externas junto aos cantos obtusos do tabuleiro, os resultados obtidos com os fatores da AASHTO e com os modelos numéricos têm boa correlação para as pontes com vãos de 30m e 40m, sendo, contudo, conservadores os resultados obtidos com o fator AASHTO para a ponte com vão de 20m.

Com base nos resultados obtidos da análise do modelo numérico de pontes esconsas com múltiplas vigas mistas, pode-se concluir que os fatores de correção estimados com as expressões analíticas da AASHTO, conduzem a projetos por vezes conservadores e por vezes, não conservadores, implicando em dimensionamento estrutural contra a segurança. Deve-se enfatizar que este tipo de estrutura pode ser melhor projetada com auxílio de modelagem numérica tridimensional em elementos finitos da estrutura.

Deve-se observar e enfatizar aqui que a norma AASHTO não apresenta expressões para cálculo desses fatores para pontes com seção Π ou monocelular.

No modelo de ponte com tabuleiro de seção Π e três vãos contínuos, o ângulo de esconsidade teve pouca influência nos resultados dos esforços de momento fletor no meio do vão. Contudo, no modelo de mesma seção transversal com vão único biapoiado, a influência da esconsidade foi mais significativa, semelhante ao que ocorreu nos outros modelos biapoiados. Embora este tipo de estrutura deva ainda ser melhor estudada, os resultados aqui apresentados indicam que em pontes com tabuleiro de seção Π os maiores efeitos da esconsidade ocorrem para a ponte de único vão biapoiado.

A distribuição transversal das cargas nas vigas nos modelos estruturais estudados não seguiu uma regra, levando a conclusão que esta característica é particular de cada tipo estrutural.

5.2 Sugestões para trabalhos futuros

Para futuras pesquisas recomenda-se a análise do comportamento dinâmico destas estruturas considerando a interação veículo-pavimento-estrutura, principalmente sob a ação de veículos pesados, que possibilitem: melhores resultados sobre a tendência de rotação da ponte no plano do tabuleiro em torno de um eixo perpendicular a este plano; avaliação de vida útil à fadiga e estimativa de danos nos aparelhos de apoio. Entende-se que esses efeitos e consequentes danos são potencializados por ações sísmicas mesmo de intensidade moderada.

Recomenda-se também estudar comportamento estático e dinâmico de outros tipos de seções, incluindo pontes esconsas à partir de dois vãos contínuos com vãos iguais e desiguais.

Recomenda-se ainda a análise de tensões cisalhantes nas lajes de tabuleiro e de fundo de pontes esconsas em vigas caixão mono e multicelular. Em face da grande rigidez a torção desse tipo de estrutura as tensões cisalhantes podem ser determinantes dessas lajes de espessuras bem menores que as almas de uma viga celular.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 4th Edition, 2007
- AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 5th Edition, 2010
- ABNT NBR 7188 Carga Móvel em Ponte Rodoviária e Passarela de Pedestre, 1982
- ABNT NBR 7187 Carga Móvel em Ponte Rodoviária e Passarela de Pedestre, 2003
- ABNT NBR8800 – Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios, ABNT, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2008.
- ARAÚJO, A. O., Modelos Analítico-Numéricos para Interação Dinâmica Veículo-Pavimento-Estrutura de Ponte Rodoviária. Dissertação de mestrado COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2014.
- BELLEI, I.H., PINHO, F.O., Pontes e Viadutos em Vigas Mistas – Série Manual de Construção em Aço, Vol. 6, IBS/CBCA, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, Editora Interciência, 2007.
- BISHARA, A.G., LIU, M.C., EL-ALI, N.D., "Wheel Load Distribution on Simply Supported Skew I-Beam Composite Bridges", Journal of Structural Engineering, 119(2), pp.399-419, 1993
- CATACOLI, S.S.; VENTURA, C.E.; FINN, W.D.L.; "Displacement Demands for Performance Based Design of Skewed Bridges", 15th WCEE, Lisboa, 2012
- CHUN, P., FU, G., "Skewed Highway Bridges", Final Report to Michigan Department of Transportation, 2013
- CONTROLLATO - Projeto de alargamento de tabuleiro e reforço de estrutura para classe 45 - "Relatório técnico OAE N°16_CL650A-RT10", 2012a.
- CONTROLLATO - Projeto de alargamento de tabuleiro e reforço de estrutura para classe 45 - "Relatório técnico OAE n°19 CL650A-RT05", 2012b.
- EBEIDO, T., KENNEDY, J.B., "Girder moments in continuous skew composite bridges", Journal of Bridge Engineering, 1(1), 37-45, 1996a.
- EBEIDO, T., KENNEDY, J.B., "Shear and Reaction Distributions in Continuous Skew Composite Bridges", Journal of Bridge Engineering, 1(4), pp.155-165, 1996b.
- HAMBLY, E. C., "Bridge Deck Behavior" 2nd ed., E & FN SPON, Chapman & Hall, London, 1991.
- HUANG, H., SHENTON, H.W., CHAJES, M.J., "Load Distribution for a Highly Skewed Bridge: Testing and Analysis", Journal of Bridge Engineering, 9(6), pp.558-562, 2004

KHALOO, A.R., MIRZABOZORG, H., "Load Distribution Factors in Simply Supported Skew Bridges", Journal of Bridge Engineering, 8, pp.241-244, 2003

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).

MASON, J., Pontes Metálicas e Mistas em Viga Reta – Projeto e Cálculo, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, Editora LTC, 1976

MENASSA, C., MABSOUT, M., TARHINI, K., FREDERICK, G., "Influence of Skew Angle on Reinforced Concrete Slab Bridges", Journal of Bridge Engineering, 12, pp.205-214, 2007

PFEIL, M.S., PFEIL, W., "Estruturas de Aço – Dimensionamento Prático", 8 ed., Rio de Janeiro, RJ, Brasil, Editora LTC, 2009

PINHO, F.O.; BELLEI, I.H., "Pontes e viadutos em vigas mistas" – IBS/CBCA – 2007.

TINDAL T.; YOO, C.; "Thermal effects on skewed highway bridges including bearing orientation", Auburn University, Alabama, EUA, 1998.

TOLEDO, R. L. S., Avaliação de Vida Útil à Fadiga em Ponte Mista Aço-Concreto Considerando o Espectro de Veículos Reais. Projeto de Graduação ao Curso de Engenharia civil, UFRJ/Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2011.