

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO NORTE CENTRO DE TECNOLOGIA CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

OLÍMPIA LOURES VALE PUJATTI

ANÁLISE PARAMÉTRICA DAS DISTRIBUIÇÕES DE MOMENTOS FLETORES E DAS REAÇÕES DE APOIO DEVIDO À CARGA MÓVEL EM TABULEIROS DE PONTES ESCONSAS EM VIGAS (GRELHA) E EM LAJE

OLÍMPIA LOURES VALE PUJATTI

ANÁLISE PARAMÉTRICA DAS DISTRIBUIÇÕES DE MOMENTOS FLETORES E DAS REAÇÕES DE APOIO DEVIDO À CARGA MÓVEL EM TABULEIROS DE PONTES ESCONSAS EM VIGAS (GRELHA) E EM LAJE

Dissertação apresentada ao curso de Pósgraduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como requisito final à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. José Neres da Silva Filho

Universidade Federal do Rio Grande do Norte – UFRN Sistema de Bibliotecas – SISBI Catalogação de Publicação da Fonte. UFRN – Biblioteca Central Zila Mamede

SOBRENOME, Nome do autor.

Título da dissertação / Nome do autor. - Natal, RN, ano. Quantidade de páginas.

Orientador: Nome completo. Co-orientador: Nome completo

Dissertação (Mestrado) – UFRN. Centro de Tecnologia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

1. Palavra-chave - Dissertação 2. Palavra-chave - Dissertação 3. Palavra-chave - Dissertação. I. Nome do orientador. II. Nome do co-orientador. III. Título.

RN/UF/BCZM CDU 000.000

OLÍMPIA LOURES VALE PUJATTI

ANÁLISE PARAMÉTRICA DAS DISTRIBUIÇÕES DE MOMENTOS FLETORES E DAS REAÇÕES DE APOIO DEVIDO À CARGA MÓVEL EM TABULEIROS DE PONTES ESCONSAS EM VIGAS (GRELHA) E EM LAJE

Dissertação apresentada ao curso de Pósgraduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como requisito final à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Rodrigo Barros – Examinador Interno (UFRN)	
Prof. Dr. João da Costa Pantoja – Examinador Externo (UnB)	

Natal, 30 de março de 2020.

Ao meu pai Sérgio Pujatti. Dedico esse trabalho.

AGRADECIMENTOS

A Deus, por mais uma conquista, e por sempre iluminar meu caminho.

Aos meus pais, Ana Cândida e Sérgio, pelo exemplo e amor em todas as etapas da minha vida.

Ao meu marido, André, pelo incentivo e compreensão ao longo desta trajetória.

Ao meu orientador, professor José Neres da Silva Filho por toda ajuda, paciência, dedicação, empenho e disponibilidade em transmitir os conhecimentos necessários e fazer com que este trabalho fosse o melhor possível.

Aos membros da banca examinadora, por todas as sugestões e contribuições.

Aos colegas Valberllan Ribeiro, Yngrid Rayane Freitas, que contribuíram para o desenvolvimento do trabalho.

A Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), pela concessão da bolsa de estudo.

A todos os colegas, professores e funcionários do Programa de pós-graduação em Engenharia Civil pela cooperação e ajuda desde meu ingresso no mestrado.

ANÁLISE PARAMÉTRICA DAS DISTRIBUIÇÕES DE MOMENTOS FLETORES E DAS REAÇÕES DE APOIO DEVIDO À CARGA MÓVEL EM TABULEIROS DE PONTES ESCONSAS EM VIGAS (GRELHA) E EM LAJE

Olímpia Loures Vale Pujatti

Orientador: Prof. Dr. José Neres da Silva Filho

RESUMO

A análise estrutural de pontes com geometria longitudinal esconsa apresenta maior complexidade quando comparada ao de pontes com traçados retos. Por conta disso existe uma escassez de pesquisas acerca do tema tanto em nível nacional quanto internacional. Assim, o objetivo deste trabalho de pesquisa foi realizar um estudo paramétrico das distribuições de momentos fletores e das reações de apoio devido à carga móvel em tabuleiros de pontes esconsas em viga (grelha) e em laje. Para tanto, foram construídos modelos numéricos para sistemas estruturais de pontes com tabuleiros em vigas moldadas in loco (grelha) e em laje, via Método dos Elementos Finitos por meio do programa computacional CSiBridge v21, a fim de averiguar: (a) a influência da adição de transversinas de apoio e intermediária nas distribuições de momentos fletores e nas reações de apoio de pontes esconsas em vigas (grelha) e, (b) as distribuições de momentos fletores e reações de apoio nas pontes esconsas em lajes. Em complemento, também foi verificada a proposta de análise preconizada pela American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO LRFD, 2017), com o intuito de confrontar os resultados obtidos na modelagem. Os resultados mostraram nas situações da ponte ortogonal com longarinas uma distribuição simétrica dos FDMF's devido à carga móvel. Em todas as situações estudadas nas pontes com longarinas, com a introdução do ângulo de esconsidade ocorreram alterações na distribuição dos momentos fletores, ocorrendo tendência de redução em direção ao ângulo obtuso. As análises globais das reações de apoio devido à carga móvel mostraram que nos modelos de ponte ortogonal, as reações foram uniformemente distribuídas, apresentando valores iguais para os apoios posicionados na mesma distância em relação ao eixo central. A introdução da esconsidade gerou um comportamento desigual das reações ocorrendo uma tendência crescente em direção ao ângulo obtuso. Para alguns modelos a variação percentual entre o apoio próximo ao ângulo obtuso e o apoio usado como referência,

próximo ao ângulo agudo chegou a quase 50%. Nas pontes esconsas em laje, em todos os casos analisados, a esconsidade gerou uma redução significativa na reação no apoio próximo ao ângulo agudo, ocorrendo uma tendência crescente em direção ao ângulo obtuso, se apresentando de forma mais elevada no apoio mais próximo do ângulo obtuso. Quando analisado o comportamento do momento fletor, também pôde-se observar mudança de seu comportamento com a introdução da esconsidade. No geral o momento Mx e My, em módulo tornaram-se maiores próximos ao ângulo obtuso. Por fim, os percentuais e variações observados para o modelo em laje se apresentaram bem superiores ao observados nos modelos em grelha.

Palavras-chave: Pontes Esconsas; Influência das Transversinas; Rigidez do Tabuleiro; Método dos Elementos Finitos.

PARAMETRIC ANALYSIS OF DISTRIBUTION OF THE BENDING MOMENT AND SUPPORT REACTIONS DUE TO THE LIVE LOAD IN SKEWED BRIDGES OF DECKS WITH MULTIPLE GIRDERS AND SLABS.

Olímpia Loures Vale Pujatti

Orientador: Prof. Dr. José Neres da Silva Filho

ABSTRACT

The structural analysis of the bridges with skew longitudinal geometry presents greater complexity when compared to a straight bridge. Therefore, there is a shortage of research on the subject both nationally and internationally. The objective of this work was to perform a parametric study of the bending moment distribution according to the moving load and the support reactions in skew bridges made with grid and slab. To reach this purpose, numerical models were constructed for structural systems of bridges with trays in beams molded in loco and in slab, using the Finite Element Method using the computer program CSiBridge v21, in order to acheive: (a) the influence of the addition of supporting and intermediate crossbeams on the bending moment distribution and on the support reactions of skewed bridges with multiple grids and, (b) the distribution of bending moments and support reactions on the skewed bridges with slabs. The analysis proposal recommended by the American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO LRFD, 2017) was also applied, in order to compare the results with those obtained in the modeling. The results showed in the situations of the orthogonal bridge with longitudinal girders a symmetrical distribution of the bending moment distribution factor (BMDF's) due to the mobile load. In all the situations studied on the bridges with side members, with the introduction of the angle of skewed, changes occurred in the distribution of the bending moments. The global analytics of the support reactions due to the mobile load showed that in the orthogonal bridge models, the reactions were evenly distributed, presenting equal values for the supports positioned at the same distance in relation to the central axis. The introduction of obscurity generated an uneven behavior of the reactions, with an increasing trend towards the obtuse angle. For some models, the percentage variation between the support close to the obtuse angle and the support used as a reference, close to the acute angle reached almost 50%. In the hidden bridges in slab, in all the cases analyzed, the

ix

obscurity generated a significant reduction in the reaction of the support close to the acute angle,

with an increasing trend towards the obtuse angle, presenting itself higher in the support closer

to the obtuse angle. When the behavior of the bending moment was analyzed, it was also

possible to observe a change in its behavior with the introduction of skews. In general, the Mx

and My moment, in module, became larger close to the obtuse angle. Finally, the percentages

and variations observed for the slab model were much higher than those observed in the grid

models.

Keywords: Skewed Bridges; Crossbeams; Rigidity; Finite Element Method.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Inventário de OAE's federais	2
Figura 1.2 - Tipo de material empregado nas OAE's federais.	2
Figura 1.3 – Viaduto esconso BR-304/RN	3
Figura 2.1 – Partes Constituintes de uma ponte ou viaduto	9
Figura 2.2 – Evolução das seções transversais: (a) seção maciça; (b) seção vazada; (c) seção)
"T"; (d) seção "T" com alargamento da mesa inferior; (e) seção multicelular; (f) seção	
multicelular com redução de espessura nos balanços; (g) seção unicelular com redução de	
espessura nos balanços; (h) seção multicelular com maior eficiência estrutural	. 10
Figura 2.3 – (a) Ponte reta ortogonal. (b) Ponte Esconsa	. 11
Figura 2.4 – (a) Elementos acompanhando linha de esconsidade. (b) Disposição normal dos	
elementos	. 12
Figura 2.5 – Viaduto esconso Várzea Nova: Interseção BR-101/BR-230. a) Planta baixa; b))
Fundação.	
Figura 2.6 – Reação de apoio ao longo dos lados apoiados	
Figura 2.7 – Caminhamento de cargas em lajes esconsas	. 14
Figura 2.8 – Simulação de apoios esconsos: (a) Apoios lineares; (b) Hastes rígidas	. 15
Figura 2.9 – Simulação de apoios esconsos por meio de hastes rígidas: (a) Reações de apoio	э;
	. 15
Figura 2.10 – Efeito de torção e flexão produzido na viga: (a) Vista em planta; (b) Flexão; ((c)
Torção.	
Figura 2.11 – Simulação de apoios esconsos por meio de apoios lineares: (a) Momento	
produzido; (b) e (c) Decomposição do momento.	. 16
Figura 2.12 – Seção transversal de uma ponte em laje maciça: (a) sem balanço e (b) com	
balanço.	. 17
Figura 2.13 – Valores característicos de laje esconsa	. 18
Figura 2.14 – Momentos Principais.	. 18
Figura 2.15 – Localização dos pontos de dimensionamento	. 19
Figura 2.16 – Superfície de influência da reação da apoio A1 para diferentes espaçamentos	
entre aparelhos de apoio	
Figura 2.17 – Seções transversal de ponte em viga (grelha).	
Figura 2.18 – Armadura em leque na extremidade esconsa da ponte	. 22
Figura 2.19 – Flechas das vigas principais em seções ortogonais A e B	. 23
Figura 2.20 – (a) Balanço Longitudinal – 15°. (b) Balanço Longitudinal – 60°	
Figura 2.21 – Aplicação do trem-tipo HL-93, em uma linha de influência de momento fleto	
(a) Aplicação das cargas das rodas; (b) Aplicação da carga distribuída	
Figura 2.22 – Idealização da ponte como viga.	
Figura 2.23 – Analogia de grelha para vários tipos de tabuleiros	
Figura 2.24 – Posicionamento das barras longitudinais de grelha	
Figura 2.25 – Graus de Liberdade por nó de extremidade	
Figura 2.26 – Esforços internos nos elementos barra.	
Figura 2.27 – Tipos de elementos de casca na biblioteca do CsiBridge v21	
Figura 2.28 – Esforços internos e tensões nos elementos de casca.	
Figura 2.29 – Esforços internos e tensões nos elementos de casca.	
Figura 2.30 – Graus de liberdade do elemento de <i>link</i>	
Figura 3.1– Grupos de modelos idealizados.	. 43
Figura 3.2 – Vista superior típica do tabuleiro com superestrutura em vigas (grelha).	
(Dimensões em metros)	. 48

Figura 3.3 – Seção típica do tabuleiro de viga (grelha). (a) com 3 longarinas. (b) com 5	
longarinas. (c) com 7 longarinas. (Dimensões em metros)	49
Figura 3.4 – Características da longarina. (Dimensões em centímetros)	50
Figura 3.5 – Características geométricas da barreira lateral. (Dimensões em centímetros)	50
Figura 3.6 – (a) Vista superior típica do tabuleiro. (b) Seção transversal típica. (Dimensões	
cm)	
Figura 3.7 – Veículo-tipo TB-450	
Figura 3.8 – Trem-tipo longitudinal homogeneizado.	55
Figura 3.9 – Trem-tipo longitudinal segundo a norma brasileira NBR 7188 (2013): (a) Ser	
carga de multidão na região do trem-tipo; (b) Com carga de multidão na região do trem-tipo	
carga de manada na regido do trem tipo, (o) com carga de manada na regido do trem tipo	-
Figura 3.10 – Trem-tipo adaptado ao método da AASHTO LRFD (2017)	
Figura 3.11 – Envoltórias de Momentos devido ação do Trem-tipo adaptado ao método da	
AASHTO LRFD (2017)	
Figura 3.12 – Discretização do modelo de ponte em viga (grelha).	
Figura 3.13 – Representação da modelagem tipo <i>offset</i> do modelo G2-M11, construído atr	
do CSi Bridge v21	
Figura 3.14 – Modelo G2-M11 extrudado, construído através do <i>CSi Bridge v21</i> . a) Vista	
superior. b) Vista inferior.	
Figura 3.15 – Seção transversal Modelo G2-M11.	
Figura 3.16 – Modelo de discretização pontes em laje.	
Figura 3.17 – Modelo G4-M01 extrudado, construído através do <i>CSi Bridge v21</i>	
Figura 4.1 – Envoltória de Momento fletor, seções de análise nas longarinas nos modelos	
transversinas de apoio (TA's)	64
Figura 4.2 – Fluxograma de comparação entre os modelos propostos para avaliação da	
precisão entre os modelos de análise estrutural	
Figura 4.3 – Seção utilizada para análise comparativa entre os modelos de análise	
Figura 4.4 – Análise Global dos FDMF's das pontes do Grupo 3, sem TI's, com referênci	
para comparação na V7, obtido através da proposta AASHTO LRFD (2017). a) G3-M21;	
G3-M23; c) G3-M25; d) G3-M27; e) G3-M29	
Figura 4.5 – Análise Global dos FDMF's das pontes do Grupo 3, com 2 TI's, com referêr	
para comparação na V7, obtido através da proposta AASHTO LRFD (2017). a) G3-M21;	,
G3-M23; c) G3-M25; d) G3-M27; e) G3-M29	
Figura 4.6 – FDMF's em trechos das longarinas das pontes do Grupo 1, com 0 TI's, obtide	
através do CsiBridge v21. a) G1-M01; b) G1-M09	
Figura 4.7 – Momento fletor devido a carga móvel ao longo das longarinas V1 do Grupo 1	1,
obtido através do CsiBridge v21. a) Modelo sem TI; b) Modelo com 2 TI's	73
Figura 4.8 – FDMF's das pontes do Grupo 2, sem TI's, obtido através do CsiBridge v21. a	a)
G2-M11; b) G2-M19	
Figura 4.9 – Momento fletor devido a carga móvel ao longo das longarinas V1 do Grupo 2	2,
obtido através do CsiBridge v21. a) Modelo sem TI's; b) Modelo com 2 TI's	
Figura 4.10 - FDMF's das pontes do Grupo 3, sem TI's, obtido através do CsiBridge v21.	a)
G3-M21; b) G3-M29	
Figura 4.11 – Momento fletor devido a carga móvel ao longo das longarinas V1 do Grupo	3,
obtido através do <i>CsiBridge v21</i> . a) Modelo sem TI; b) Modelo com 2 TI's	
Figura 4.12 – Localização da seção analisada.	
Figura 4.13 – Fluxograma de comparação entre os modelos propostos para avaliação do es	
da esconsidade.	

Figura 4.14 – Análise Global dos FDMF's das pontes do Grupo 1, sem TI's, com referência
para comparação na V3, obtido através do CsiBridge v21. a) G1-M01; b) G1-M03; c) G1-
M05; d) G1-M07; e) G1-M09
Figura 4.15 – Análise Global dos FDMF's das pontes do Grupo 2, sem TI's, com referência
para comparação na V5, obtido através do CsiBridge v21. a) G2-M11; b) G2-M13; c) G2-
M15; d) G2-M17; e) G2-M19
Figura 4.16 – Análise Global dos FDMF's das pontes do Grupo 3, sem TI's, com referência
para comparação na V7, obtido através do CsiBridge v21. a) G3-M21; b) G3-M23; c) G3-
M25; d) G3-M27; e) G3-M29
Figura 4.17 – Análise Global dos FDMF's das pontes do Grupo 1, com 2 TI's, com referência
para comparação na V3, obtido através do CsiBridge v21. a) G1-M02; b) G1-M04; c) G1-
M06; d) G1-M08; e) G1-M10
Figura 4.18 – Análise Global dos FDMF's das pontes do Grupo 2, com 2 TI's, com referência
para comparação na V5, obtido através do CsiBridge v21. a) G2-M12; b) G2-M14; c) G2-
M16; d) G2-M18; e) G2-M20
Figura 4.19 – Análise Global dos FDMF's das pontes do Grupo 3, com 2 TI's, com referência
para comparação na V7, obtido através do CsiBridge v21. a) G3-M22; b) G3-M24; c) G3-
M26; d) G3-M28; e) G3-M30
Figura 4.20 – Fluxograma de comparação entre os modelos propostos para avaliação do efeito
da utilização de transversinas intermediárias (TI's)
Figura 4.21 – FDMF's das pontes do Grupo 1, obtido através do CsiBridge v21. a) Sem TI's;
b) Com 2 TI's
Figura 4.22 – Análise Local dos FDMF's ao comparar a ponte ortogonal versus ponte com
60° de esconsidade, para modelos com 3 longarinas, obtido através do CsiBridge v21. a) Sem
TI's; b) Com 2 TI's95
Figura 4.23 – FDMF's das pontes do Grupo 2, obtido através do <i>CsiBridge v21</i> . a) Sem TI; b)
96
Figura 4.24 – Análise Local dos FDMF's ao comparar a ponte ortogonal <i>versus</i> ponte com
60° de esconsidade, para modelos com 5 longarinas, obtido através do <i>CsiBridge v21</i> . a) Sem
TI; b) Com 2 TI's
Figura 4.25 – FDMF's das pontes do Grupo 2, obtido através do <i>CsiBridge v21</i> . a) Sem TI; b)
Com 2 TI's
Figura 4.26 – Análise Local dos FDMF's ao comparar a ponte ortogonal <i>versus</i> ponte com
60° de esconsidade, para modelos com 7 longarinas, obtido através do CsiBridge v21. a) Sem
TI; b) Com 2 TI's99
Figura 4.27 – Representação aparelhos de apoio analisados do Grupo 1
Figura 4.28 – Fluxograma de comparação entre os modelos propostos para avaliação do efeito
da esconsidade
Figura 4.29 – Análise Global das Reações de Apoio das pontes do Grupo 1, sem TI's, com
referência para comparação no apoio AI3, obtido através do CsiBridge v21. a) G1-M01; b)
G1-M03; c) G1-M05; d) G1-M07; e) G1-M09
Figura 4.30 – Análise Global das Reações de Apoio das pontes do Grupo 2, com 0 TI's, com
referência para comparação no apoio AI5, obtido através do CsiBridge v21. a) G2-M11; b)
G2-M13; c) G2-M15; d) G2-M17; e) G2-M19
Figura 4.31 – Análise Global das Reações de Apoio das pontes do Grupo 3, sem TI's, com
referência para comparação o apoio AI7, obtido através do CsiBridge v21. a) G3-M21; b) G3-
M23; c) G3-M25; d) G3-M27; e) G3-M29
Figura 4.32 – Fluxograma de comparação entre os modelos propostos para avaliação do efeito
da utilização de transversinas intermediárias (TI's)

Figura 4.33 – Reações de apoio das pontes do Grupo 1, obtido através do <i>CsiBridge v21</i> . a)
Sem TI's; b) Com 2 TI's
Figura 4.34 – Análise Local das reações de apoio ao comparar a ponte ortogonal <i>versus</i> ponte
com 60° de esconsidade, para modelos com 3 longarinas, obtido através do CsiBridge v21. a)
Sem TI's; b) Com 2 TI's
Figura 4.35 – Reações de apoio das pontes do Grupo 2, obtido através do <i>CsiBridge v21</i> . a)
Sem TI's; b) Com 2 TI's
Figura 4.36 – Análise Local das reações de apoio ao comparar a ponte ortogonal <i>versus</i> ponte
com 60° de esconsidade, para modelos com 5 longarinas, obtido através do <i>CsiBridge v21</i> . a)
Sem TI; b) Com 2 TI's
Figura 4.37 – Reações de apoio das pontes do Grupo 2, obtido através do <i>CsiBridge v21</i> . a)
Sem TI; b) Com 2 TI's
Figura 4.38 – Análise Local das reações de apoio ao comparar a ponte ortogonal <i>versus</i> ponte
com 60° de esconsidade, para modelos com 7 longarinas, obtido através do <i>CsiBridge v21</i> . a)
Sem TI; b) Com 2 TI's
Figura 4.39 – Representação aparelhos de apoio analisados do Grupo 4
Figura 4.40 – Reações de apoio devido à carga móvel, nas pontes do Grupo 4, obtido através
do CsiBridge v21
Figura 4.41 – Análise Local das reações de apoio ao comparar a ponte ortogonal <i>versus</i> ponte
com 60° de esconsidade, para modelos do Grupo 4, obtido através do CsiBridge v21 117
Figura 4.42 – Análise Local das reações de apoio ao comparar a ponte ortogonal <i>versus</i> ponte
com 15° de esconsidade, para modelos do Grupo 4, obtido através do CsiBridge v21 118
Figura 4.43 – Análise Global das Reações de Apoio devido a carga móvel, nas pontes do
Grupo 4, com referência para comparação o Apoio AI12, obtido através do CsiBridge v21. a)
G4-M31; b) G4-M32; c) G4-M35
Figura 4.44 – Localização dos pontos analisados do Grupo 4
Figura 4.45 – Momentos Mx devido à carga móvel nos pontos de análises, para modelos do
Grupo 4, obtido através do <i>CsiBridge v21</i>
Figura 4.46 – Análise Local dos momentos Mx ao comparar a ponte ortogonal <i>versus</i> ponte
com 60° de esconsidade, para modelos do Grupo 4, obtido através do CsiBridge v21 123
Figura 4.47 – Momento (Mx) devido a carga móvel para o Grupo 4, obtido através do
CsiBridge v21. a) G4-M31; b) G4-M32; c) G4-M33; d) G4-M34; e) G4-M35
Figura 4.48 – Momentos My devido à carga móvel nos pontos de análises, para modelos do
Grupo 4, obtido através do <i>CsiBridge v21</i>
Figura 4.49 – Análise Local dos momentos My, ao comparar a ponte ortogonal <i>versus</i> ponte
com 60° de esconsidade, para modelos do Grupo 4, obtido através do CsiBridge v21 126
Figura 4.50 – Momento (My) devido a Carga móvel para o Grupo 4, obtido através do
CsiBridge v21. a) G4-M31; b) G4-M32; c) G4-M33; d) G4-M34; e) G4-M35
Figura A.1 – FDMF's em trechos das longarinas: Grupo de Ponte com 3 Longarinas, 2
Transversinas de apoio e esconsidade de 0°
Figura A.2 – FDMF's em trechos das longarinas: Grupo de Ponte com 3 Longarinas, 2
Transversinas de apoio e esconsidade de 15°
Figura A.3 – FDMF's em trechos das longarinas: Grupo de Ponte com 3 Longarinas, 2
Transversinas de apoio e esconsidade de 30°
Figura A.4 – FDMF's em trechos das longarinas: Grupo de Ponte com 3 Longarinas, 2
Transversinas de apoio e esconsidade de 45°
Figura A.5 – FDMF's em trechos das longarinas: Grupo de Ponte com 3 Longarinas, 2
Transversinas de apoio e esconsidade de 60°
Figura A.6 – FDMF's em trechos das longarinas: Grupo de Ponte com 5 Longarinas, 2
Transversinas de apoio e esconsidade de 0°

Figura A.7 – FDMF's em trechos das longarinas: Grupo de Ponte com 5 Longarinas, 2
Transversinas de apoio e esconsidade de 15°
Figura A.8 – FDMF's em trechos das longarinas: Grupo de Ponte com 5 Longarinas, 2
Transversinas de apoio e esconsidade de 30°
Figura A.9 – FDMF's em trechos das longarinas: Grupo de Ponte com 5 Longarinas, 2
Transversinas de apoio e esconsidade de 45°
Figura A.10 – FDMF's em trechos das longarinas: Grupo de Ponte com 5 Longarinas, 2
Transversinas de apoio e esconsidade de 60°
Figura A.11 – FDMF's em trechos das longarinas: Grupo de Ponte com 7 Longarinas, 2
Transversinas de apoio e esconsidade de 0°
Figura A.12 – FDMF's em trechos das longarinas: Grupo de Ponte com 7 Longarinas, 2
Transversinas de apoio e esconsidade de 15°
Figura A.13 – FDMF's em trechos das longarinas: Grupo de Ponte com 7 Longarinas, 2
Transversinas de apoio e esconsidade de 30°
Figura A.14 – FDMF's em trechos das longarinas: Grupo de Ponte com 7 Longarinas, 2
Transversinas de apoio e esconsidade de 45°
Figura A.15 – FDMF's em trechos das longarinas: Grupo de Ponte com 7 Longarinas, 2
Transversinas de apoio e esconsidade de 60°
Figura A.16 – Análise Global das Reações de Apoio na ponte do Grupo G1-M02, com 0° de
esconsidade, tendo como referência para comparação o Apoio AI3
Figura A.17 – Análise Global das Reações de Apoio na ponte do Grupo G1-M04, com 15° de
esconsidade, tendo como referência para comparação o Apoio AI3
Figura A.18 – Análise Global das Reações de Apoio na ponte do Grupo G1-M06, com 30° de
esconsidade, tendo como referência para comparação o Apoio AI3
Figura A.19 – Análise Global das Reações de Apoio na ponte do Grupo G1-M08, com 45° de
esconsidade, tendo como referência para comparação o Apoio AI3
Figura A.20 – Análise Global das Reações de Apoio na ponte do Grupo G1-M10, com 60° de
esconsidade, tendo como referência para comparação o Apoio AI3
Figura A.21 – Análise Global das Reações de Apoio na ponte do Grupo G2-M12, com 0° de
esconsidade, tendo como referência para comparação o Apoio AI5145
Figura A.22 – Análise Global das Reações de Apoio na ponte do Grupo G2-M14, com 15° de
esconsidade, tendo como referência para comparação o Apoio AI5
Figura A.23 – Análise Global das Reações de Apoio na ponte do Grupo G2-M16, com 30° de
esconsidade, tendo como referência para comparação o Apoio AI5146
Figura A.24 – Análise Global das Reações de Apoio na ponte do Grupo G2-M18, com 45° de
esconsidade, tendo como referência para comparação o Apoio AI5146
Figura A.25 – Análise Global das Reações de Apoio na ponte do Grupo G2-M20, com 60° de
esconsidade, tendo como referência para comparação o Apoio AI5
Figura A.26 – Análise Global das Reações de Apoio na ponte do Grupo G3-M22, com 0° de
esconsidade, tendo como referência para comparação o Apoio AI7
Figura A.27 – Análise Global das Reações de Apoio na ponte do Grupo G3-M24, com 15° de
esconsidade, tendo como referência para comparação o Apoio AI7
Figura A.28 – Análise Global das Reações de Apoio na ponte do Grupo G3-M26, com 30° de
esconsidade, tendo como referência para comparação o Apoio AI7
Figura A.29 – Análise Global das Reações de Apoio na ponte do Grupo G3-M28, com 45° de
esconsidade, tendo como referência para comparação o Apoio AI7
Figura A.30 – Análise Global das Reações de Apoio na ponte do Grupo G3-M30, com 60° de
esconsidade, tendo como referência para comparação o Apoio AI7
Figura A.31 – Análise Global das Reações de Apoio devido a carga móvel, na ponte do Grupo
G4-M31, com 0° de esconsidade, tendo como referência para comparação o Apoio AI12 150

Figura A.32 – Análise Global das Reações de Apoio devido a carga móvel, na ponte do Grupo
G4-M32, com 15° de esconsidade, tendo como referência para comparação o Apoio AI12. 150
Figura A.33 – Análise Global das Reações de Apoio devido a carga móvel, na ponte do Grupo
G4-M33, com 30° de esconsidade, tendo como referência para comparação o Apoio AI12. 151
Figura A.34 – Análise Global das Reações de Apoio devido a carga móvel, na ponte do Grupo
G4-M34, com 45° de esconsidade, tendo como referência para comparação o Apoio AI12.151
Figura A.35 – Análise Global das Reações de Apoio devido a carga móvel, na ponte do Grupo
G4-M34, com 60° de esconsidade, tendo como referência para comparação o Apoio AI12. 152
Figura A.36 – Análise Global das Reações de Apoio devido a carga permanente, na ponte do
Grupo G4-M31, com 0° de esconsidade, tendo como referência para comparação o Apoio
AI12
Figura A.37 – Análise Global das Reações de Apoio devido a carga permanente, na ponte do
Grupo G4-M32, com 15° de esconsidade, tendo como referência para comparação o Apoio
AI12
Figura A.38 – Análise Global das Reações de Apoio devido a carga permanente, na ponte do
Grupo G4-M33, com 30° de esconsidade, tendo como referência para comparação o Apoio
AI12
Figura A.39 – Análise Global das Reações de Apoio devido a carga permanente, na ponte do
Grupo G4-M34, com 45° de esconsidade, tendo como referência para comparação o Apoio
AI12
Figura A.40 – Análise Global das Reações de Apoio devido a carga permanente, na ponte do
Grupo G4-M34, com 60° de esconsidade, tendo como referência para comparação o Apoio
AI12

LISTA DE QUADROS

Quadro 3.1 – Resumo dos modelos desenvolvidos	46
Quadro 3.2 – Características do Material	47
Quadro 4.1 – Variação percentual da Análise Global de todos os modelos propostos, sob	
referência da V3, para ponte com 3 longarinas e sem TI's	81
Quadro 4.2 – Variação percentual da Análise Global de todos os modelos propostos, sob	
referência da V5, para ponte com 5 longarinas e sem TI's	83
Quadro 4.3 – Variação percentual da Análise Global de todos os modelos propostos, sob	
referência da V7, para ponte com 7 longarinas e sem TI's	85
Quadro 4.4 – Variação percentual da Análise Global de todos os modelos propostos, sob	
referência da V3, para ponte com 3 longarinas e 2 TI's.	88
Quadro 4.5 – Variação percentual da Análise Global de todos os modelos propostos, sob	
referência da V5, para ponte com 5 longarinas e 2 TI's	89
Quadro 4.6 – Variação percentual da Análise Global de todos os modelos propostos, sob	
referência da V7, para ponte com 7 longarinas e 2 TI's.	92
Quadro 4.7 – Variação percentual da Análise Global de todos os modelos propostos, sob	
referência no apoio AI3, para ponte com 3 longarinas e sem TI's.	103
Quadro 4.8 – Variação percentual da Análise Global de todos os modelos propostos, sob	
referência no apoio AI5, para ponte com 5 longarinas e sem TI's	105
Quadro 4.9 – Variação percentual da Análise Global de todos os modelos propostos, sob	
1 /1 1	107
Quadro 4.10 – Variação percentual da Análise Global de todos os modelos propostos, sob	
referência o Apoio AI12, para o Grupo 4	121

LISTA DE EQUAÇÕES

(2.1)	16
(2.2)	
(2.3)	
(2.4)	
(2.5)	
(2.6)	
(3.1)	
(3.2)	
(3.3)	
(3.4)	54
(3.5)	56
(3.6)	
(3.7)	
(3.8)	56
(3.9)	
(3.10)	58
(3.11)	
(3.12)	
(4.1)	

LISTA DE ABREVIATURAS

A Área da viga isolada;

b Largura da Laje

CIA Coeficiente de impacto adicional;

CIV Coeficiente de impacto vertical;

CG Centro de Gravidade:

CNF Coeficiente do número de faixas;

 d_e Distância horizontal entre o CG da viga externa e a face interna do guarda

corpo;

e Fator de correção

 E_R Módulo de elasticidade do material da viga;

 E_{D} Módulo de elasticidade do material do tabuleiro;

FD Fator de distribuição

FDMF's Fator de Distribuição de Momento Fletor;

h altura

I Momento de inércia;

 K_q Parâmetro de rigidez longitudinal;

L Comprimento do vão;

LLDF Live Load Distribution Factor;

LLDF das vigas internas;

LLDF ext LLDF das vigas externas;

 $M_1 e M_2$ Momentos principais;

M₂ Momento fletor no plano 1-3;

 M_3 Momento fletor no plano 1-2;

M1D Momento fletor resultante da análise em uma dimensão;

 $M_{longarina}^{MEF,3D}$ Momento fletor resultante da análise em três dimensões;

 M_f Momento Fletor;

 M_t Momento torsor;

 M_x ; M_{11} Momento fletor na direção x;

 M_{v} ; M_{22} Momento fletor na direção y;

n Número de faixa

 N_h Número de vigas;

P	Carga poi	roda do	veículo	tipo;

p Carregamento de multidão;

Q Carga concentrada;

q Carga uniformemente distribuída;

S Espaçamento entre as vigas;

 t_s Espessura do tabuleiro;

U₁ Direção vertical no eixo global;

U₂ Direção local 2;

U₃ Direção local 3;

 V_2 Força cortante no plano 1-2;

 V_3 Força cortante no plano 1-3;

T Momento de torção;

TA e TA's Transversinas de apoio;

TI e TI's Transversinas intermediárias;

 α ; θ Ângulo de esconsidade;

 $\boldsymbol{\varphi}$ Coeficiente de impacto

LISTA DE SIGLAS

AASHTO American Association of State Highway and Transportation Officials

ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas

CNT Confederação Nacional do Transporte

cm Centímetros

DNIT Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes

DNER Departamento Nacional de Estradas de Rodagem

ELS Estado Limite de Serviço

ELU Estado Limite Último

HL-93 Trem-tipo AASTHO

IM Dynamic Load Allowance

kN Quilonewton

MPa Megapascal

MAC Modelos Analíticos Clássicos

MEF Método dos Elementos Finitos

m Metro

NBR Norma Brasileira

OAE Obras de Arte Especial

SNV Sistema Nacional da Viação

SAP2000 Programa de Elementos Finitos

STRAP2010 Programa de Elementos Finitos

TB-450 Veículo Tipo de 450 kN

2D Bidimensional

3D Tridimensional

SUMÁRIO

1	IN	INTRODUÇÃO			
	1.1	JUSTIFICATIV	/A	5	
	1.2		eral do Trabalho		
	1.3				
	1.4		DA PESQUISA		
2	RI	EVISÃO DE	LITERATURA	8	
_					
	2.1		GERAIS		
	2.2		CONSAS		
			prços solicitantes		
	2.3	_	as com apoios esconsos		
	2.3 2.4		JTURA EM LAJE		
	2.4		DISTRIBUIÇÃO TRANSVERSAL DE CARGAS SEGUNDO A AASHTO (<i>AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHN</i>		
			I DISTRIBUIÇAU TRANSVERSAL DE CARGAS SEGUNDO A AASH TO (AIMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHV FION OFFICIALS)		
	2.6		SOBRE REPARTIÇÃO DE CARGAS EM TABULEIROS DE PONTES EM VIGAS (GRELHA)		
	2.0		DE ANÁLISE ESTRUTURAL		
	,		odo de análise como viga isolada		
			odo de análise como grelha (Analogia de Grelha)		
			odo de análise utilizando elementos finitos		
	2.8		DISTRIBUIÇÃO DE ESFORÇOS		
	2.9		IUMÉRICOS DE ANÁLISE ESTRUTURAL		
			nento de barra (Frame)		
			nento de casca (Shell)		
			nento de conectividade (Links)		
_			·		
3	IVI	ATERIALE	MÉTODO	42	
	3.1	Introduçã	0	42	
	3.2	Modelage	M IDEALIZADA	42	
3.3 RESUMO DOS MODELOS DESENVOLVIDOS		OS MODELOS DESENVOLVIDOS	43		
	3.4		UTILIZADOS		
	3.5		DA PONTE		
		•	erestrutura em vigas (Grelha)		
		•	erestrutura em Laje		
		-	ANTES NA PONTE		
	3.	_	ga Permanente		
			ga móveis		
	3.7	•	DA PROPOSTA DA AASHTO		
3.8 MODELAGEM		erminação dos LLDF's			
		-	erestrutura em vigas (Grelha)		
	_		erestrutura em laje		
	3.6	8.3 Dist	ribuição de carga segundo o CsiBridge v21	63	
4	RE	ESULTADOS	5	64	
	4.1	PONTES EM	VIGAS (GRELHA)	64	
	4.		enção dos fatores de distribuição de momento fletor (FDMF's) e reações de apoio		
	4.		lise comparativa entre modelos de análise: MEF versus proposta da AASHTO LRFD (2017)		
4.1.2.1 Análise Global dos FDMF's (MEF versus proposta da AASHTO)					
	4.1.3 Efeito da esconsidade na distribuição do momento fletor devido de carga móvel ao longo do				
	co	•	o da longarina		
4.1.4 Efeito da esconsidade na distribuição do momento fletor devido de carga móvel					
	4.1.4.1 Análise Global dos FDMF's para modelos com 2 transversinas de apoio (TA's)				

4.1.4.2		4.1.4.	2 Análise Global dos FDMF's para modelos com 2 transversinas de apoio (TA's) e 2 transversinas	j
		intern	nediárias (TI's)	85
	4	.1.5	Efeito do número de transversinas na distribuição do momento fletor devido de carga móve	el92
		4.1.5.	Análise Local dos FDMF's para modelos sem e com transversinas intermediárias (TI's)	93
	4.	.1.6	Efeito da esconsidade nas reações de apoio	100
		4.1.6.	Análise Global das reações de apoio para modelos com 2 transversinas de apoio (TA's)	101
	4	.1.7	Efeito do número de transversinas nas reações de apoio	108
		4.1.7.	1 Análise Local das reações de apoio	108
	4.2	PONTE	S EM LAJE	115
	4.	.2.1	Efeito da esconsidade nas estruturas de pontes em Laje	115
	4.	.2.2	Análise do efeito da esconsidade nas reações de apoio	115
	4.	.2.3	Análise Local das reações de apoio	116
	4.	.2.4	Análise Global das reações de apoio	118
	4.	.2.5	Análise do efeito da esconsidade no momento fletor	121
5	C	ONCLU	SÕES E SUGESTÕES	129
	5.1	Conci	USÕES	129
	5.2	Suges	TÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	131
6	R	EFERÊN	NCIAS	132
7	^	DÊNIDI	CE A - RESULTADOS E GRÁFICOS	126

1 INTRODUÇÃO

Pontes são grandes construções usualmente classificadas como Obras-de-Arte Especiais (OAE's), cuja função em linhas gerais é permetir a transposição de obstáculos dando continuidade ao leito normal de uma via. Quando o objetivo é a transposição de obstáculos naturais, é denominada ponte, quando o obstáculo for construído pelo homem, é denominado viaduto. Segundo Vitório (2002), de modo geral, as várias definições de pontes encontradas na literatura podem ser consideradas corretas, diferenciando-se pela forma como estão escritas.

A norma brasileira NBR 7188 (2013) apresenta as seguintes definições para pontes, viadutos e passarelas: "Ponte é uma estrutura que está sujeita a ação de carga em movimento, com posicionamento variável (carga móvel), utilizada para transpor um obstáculo natural (rio, córrego, vale, etc.). Viaduto é uma estrutura utilizada para transpor um obstáculo artificial (avenida, rodovia, etc.). E a Passarela é uma estrutura longilínea, destinada a transpor obstáculos naturais e/ou artificiais exclusivamente para pedestres e/ou ciclistas".

O Brasil é o 5º maior país do mundo em extensão territorial sendo, também, o 5º mais populoso. Aliando esse fato, a grande preponderância do modal rodoviário, que é responsável por 61,1% do transporte de cargas e mais de 90% dos deslocamentos de passageiros do Brasil (CNT, 2018), e a vasta rede hidrográfica que corta todas as regiões do país, percebe-se que as OAE's são primordiais ao funcionamento econômico do país. Apesar de demandarem muitos recursos para serem construídas, em longo prazo, essas estruturas geram uma considerável economia, por encurtar caminhos e facilitar a ligação entre localidades. De acordo com o Sistema Nacional de Viação (SNV) do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), o Brasil totaliza aproximadamente 65.512,2 km e 11.001,50 km de rodovias federais pavimentadas e não pavimentadas, respectivamente.

O Relatório Gerencial (Atlas de Manutenção Rodoviária) apresentado pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte (DNIT) no final de 2017 indica que até 2018 a malha rodoviária federal possuía 8.050 OAE's sendo 90% delas classificadas como pontes e viadutos e os 10% restantes como túneis, passarelas, pontilhões, passagens e pontes de madeira. Só as pontes e viadutos representam 90% das OAE's, com 7.191 obras, conforme representado na Figura 1.1. Ainda de acordo com esse relatório, do total das obras, 97,53% foram construídas em concreto armado e protendido conforme representado na Figura 1.2

Timerman (2017), em um de seus trabalhos voltado para a inspeção de pontes, estima que no Brasil seja provável que exista mais de 120 mil pontes e viadutos nas rodovias que

cruzam o país. Ainda de acordo com o autor, mais de nove mil destas Obras de Arte Especiais (OEA's) estariam sob os cuidados de concessionárias.

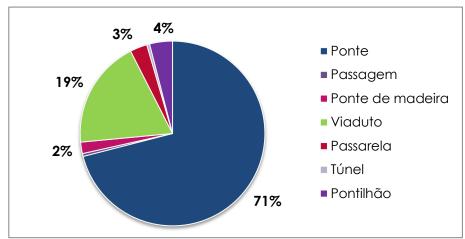


Figura 1.1 – Inventário de OAE's federais.

Fonte: Adaptado DNIT (2017).

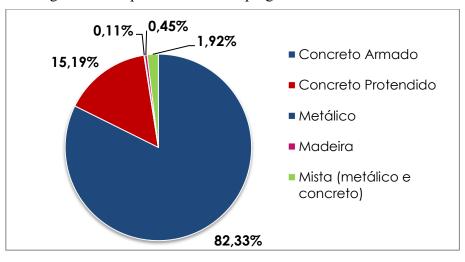


Figura 1.2 - Tipo de material empregado nas OAE's federais.

Fonte: Adaptado DNIT (2017).

As pontes e viadutos das rodovias federais, estaduais e municipais do Brasil, compõem um acervo público de valor inestimável, pela importância que representam para o desenvolvimento econômico e social do país.

As considerações citadas somadas com o constante crescimento dos centros urbanos indica a importância dos engenheiros civis dominarem a arte de projetar OAE's, que se fazem necessárias principalmente pelo fato da geografia brasileira ser recortada por diversos obstáculos (rios, vales, vias, entre outros) que precisam ser transpostos a fim de permitir a continuidade do fluxo modal.

No passado em virtude do alto custo relativo das obras de arte especiais e também devido a limitação de técnicas de construção e de menores exigências de tráfego, em fluxo e velocidade, as obras de arte eram que determinavam os traçados das rodovias. Os obstáculos, rios ou outras rodovias, eram transpostos, em sua grande maioria, em ângulo reto, em níveis baixos e com o menor comprimento possível, cabendo à rodovia, através de curvas e rampas, quase sempre forçadas, adaptar-se às obras de arte (DNER, 1996). Com a evolução das técnicas de construção, com as exigências cada vez maiores do tráfego, com a conscientização da necessidade de serem construídas obras de arte de boa aparência e integradas no meio ambiente, o projeto geométrico, definindo previamente o traçado da rodovia, em planta e perfil, passou a comandar os projetos de OAE's. Portanto, passaram a ser empregados em maior quantidade, nas concepções habituais de projetos em infraestrutura, projetos de pontes e viadutos com traçados curvos e esconsos conforme mostrado na Figura 1.3.



Figura 1.3 – Viaduto esconso BR-304/RN.

Fonte: Autor (2020).

As pontes e viadutos são fundamentais para o desenvolvimento econômico de um país ou região, portanto, a segurança dessas estruturas é um tema de grande importância para o meio técnico-científico. Para garantir um nível de segurança confiável nos projetos de OAE's, que tem caráter multidisciplinar por abranger várias áreas da engenharia moderna tais como: Estruturas, Geotecnia, Hidrologia, Topografia, dentre outras; é necessário conhecer todas as

complexidades técnicas envolvidas no dimensionamento. Esse conhecimento que no passado ocorria de forma quase sempre empírica, atualmente é desenvolvido em um ritmo acelerado, sobretudo pelo avanço das ferramentas computacionais e dos métodos numéricos envolvidos no processo de dimensionamento dessas estruturas. Vale salientar, por exemplo, que no passado, os cálculos dos esforços em pontes esconsas se apresentava como sendo bastante complexos pelas suas particularides e carências de modelos analíticos representativos. Com o avanço na capacidade de processamento dos computadores e desenvolvimento de programas de análise estrutural, essa dificuldade vem sendo reduzida, possibilitando o aumento da utilização de projetos empregando esses tipos de pontes.

Algumas normas brasileiras são derivadas de normas estrangeiras, tal como a NBR 7188 (2013) que foi embasada na norma alemã, DIN 1072, para a determinação das cargas móveis rodoviárias em pontes. Nessas normas, as cargas são consideradas através de trens-tipos idealizados, que não refletem necessariamente a realidade dos veículos que circulam nas rodovias do país (Luchi, 2006). Outro detalhe importante é que essas normas não definem nenhum método de análise da distribuição transversal de solicitações causadas pelas cargas móveis. Para obter essa distribuição diversos métodos analíticos simplificados são utilizados, como os de Engesser-Courbon, Leonhart (Métodos de Grelha) e o de Guyon-Massonet (Método de Placa Equivalente). Apesar de serem métodos consagrados e ainda bastante utilizados em escritórios de cálculo de OAE's, são baseados em teorias distintas e modelos simplicados, que podem fornecer resultados discrepantes para um mesmo tipo de superestrutura, resultando em maiores dificuldades nas verificações e com consequente diminuição dos seus níveis de segurança, sobretudo para estruturas mais arrojadas sob ponto de vista estrutural.

No tocante às pontes esconsas, as reações de apoio, as forças cortantes e os momentos fletores, variam dependendo do ângulo de esconsidade. As especificações da *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO LRFD, 2017), fornecem valores de correção para o ajuste das forças cortantes e momentos fletores, mas não especificam correções para as reações de apoio. Estudos apontam que as reações de apoio em uma ponte contínua esconsa são amplificadas e os fatores de correção para reações são diferentes daqueles para força cortante.

Segundo Huo & Zhang (2008), internacionalmente alguns estudos foram realizados para avaliar o efeito da esconsidade na força cortante, porém poucas pesquisas avaliaram o efeito da esconsidade da ponte nas reações de apoio e esforços de flexão, ou mesmo a distribuição de cargas móveis nos tabuleiros das pontes considerando variação de rigidez do tabuleiro. No Brasil, poucos são os estudos existentes. Além disso, nenhum tem como objetivo específico

analisar a distribuição de cargas devido à carga móvel em tabuleiros de pontes esconsas que levem em conta a quantidade de transversinas e a rigidez do tabuleiro.

1.1 Justificativa

A NBR 7188 (2013) caracteriza a estrutura de pontes pela peculiaridade de receber ação de cargas em movimento, sendo esta característica o maior objeto de estudo das obras de artes especiais. Dentro dos diversos tipos de sistemas estruturais que podem ser utilizados em uma ponte, destaca-se o uso de múltiplas longarinas em concreto armado e/ou protendido (ponte em grelha), devido, principalmente as vantagens econômicas quando há a necessidade de um maior número de faixas de tráfego. De acordo com Medino *et al.* (2017), a análise estrutural para a obtenção dos esforços solicitantes e reações de apoio neste tipo sistema estrutural é realizado, via de regra, por meio de modelos simplificados, onde a análise da superestrutura é realizada separadamente dos demais elementos constituintes da ponte. Além disso, não são muitos os estudos experimentais e/ou analíticos existentes que buscam a otimização da distribuição de carga nesse tipo de tabuleiros considerando uso de longarinas em conjunto com trasversinas.

Vale salientar que a distribuição transversal de cargas em tabuleiros de ponte é de extrema importância para o dimensionamento dos elementos da superestrutura. No entanto, essa distribuição tem relativa complexidade visto que o problema apresenta elevado grau de hiperestaticidade. Nos EUA a AASHTO LRFD (2017), o documento "AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges" apresenta um método para determinação dessa distribuição. Já as normas brasileiras, não especificam nenhum método para o cálculo da distribuição das cargas nas longarinas das pontes. Esse fato motiva o estudo e o aprimoramento dos modelos analíticos e numéricos existentes na literatura.

A utilização de estruturas de pontes esconsas com múltiplas longarinas é bastante difundida na construção de pontes em concreto armado e protendido no Brasil e no mundo. No entanto, a análise desses sistemas estruturais e, em especial, a distribuição de esforços devido à carga móvel nos tabuleiros dessas pontes, ainda necessitam de uma maior quantidade de estudos. Assim, este trabalho de pesquisa se justifica pelo fato de tentar investigar e compreender mais claramente como ocorre a distribuição dos momentos fletores e das reações de apoio devido à carga móvel no tabuleiro das pontes esconsas de concreto e como o ângulo de esconsidade e a quantidade de transversinas, no caso das pontes em vigas (grelha), e o ângulo de esconsidade, no caso de pontes em laje, influênciam nessa distribuição, a fim de promover dimensionamentos mais seguros e econômicos.

1.2 Objetivo Geral do Trabalho

O objetivo principal desta pesquisa é realizar um estudo paramétrico das distribuições de momentos fletores e das reações de apoio devido à carga móvel, em tabuleiros de pontes em vigas (grelha) e em laje com traçado longitudinal esconso no plano horizontal.

1.3 Objetivos Específicos do Trabalho

Os objetivos específicos são:

- Construir modelos numéricos para sistemas estruturais de pontes com traçado longitudinal esconso no plano horizontal com tabuleiros em viga (grelha) e em laje, via Método dos Elementos Finitos, por meio do programa computacional CSiBridge v21, a fim de averiguar como ocorrem as distribuições de momentos fletores e das reações de apoio devido à carga móvel.
- Comparar e analisar os resultados dos fatores de distribuição de momentos fletores (FDMF's) devido à carga móvel em pontes esconsas em vigas (grelha) obtidos por meio da proposta da AASHTO LRFD (2017) e pelo Método dos Elementos Finitos (MEF).
- Avaliar o efeito das adições de transversinas intermediárias nas distribuições de momentos fletores e nas reações de apoio em pontes esconsas em vigas (grelha);
- Verificar a influência das esconsidades nas distribuições de momentos fletores e nas reações de apoio em pontes esconsas em vigas (grelha) e em laje.

1.4 Estrutura da pesquisa

A pesquisa está desenvolvida em cinco partes, conforme apresentado a seguir:

A primeira parte apresenta uma introdução sobre o tema, abordando a justificativa e os objetivos da pesquisa.

A segunda parte trará uma revisão da literatura sobre as definições básicas de pontes esconsas, incluindo os tipos de esquemas estruturais mais utilizados e suas particularidades. Além disso, nesse capítulo será realizada uma revisão de algumas especificações da AASHTO LRFD (2017) e dos métodos de elementos finitos utilizados para análise estrutural de pontes.

Na terceira parte são apresenta as características físicas e geométricas dos modelos utilizados para representar a ponte em estudo através da modelagem no *software CsiBridge v21*. Nessa etapa é abordada a metodologia utilizada para construção dos modelos numéricos e é apresentado o a aplicação da proposta da AASHTO LRFD (2017).

Na quarta parte são apresentados os resultados obtidos através de análises e comparações realizadas para os modelos propostos. Discute-se efetivamente como ocorrem as distribuições de momentos fletores e das reações de apoio devido a carga móvel através de gráficos traçados de acordo com o estudo paramétrico objetivo deste trabalho.

Por fim, na quinta parte são feitas as conclusões e considerações finais da pesquisa pautadas no objetivo geral e nos objetivos específicos que norteiam o trabalho. Além disso, são apresentadas algumas sugestões para trabalhos futuros em relação às pontes esconsas.

2 REVISÃO DE LITERATURA

Um dos aspectos mais importante do processo de análise estrutural é conhecer bem o comportamento da estrutura com o propósito principal de determinar os esforços devidos às cargas aplicadas. El Debs & Takeya (2009) afirmam que é possível estudá-lo de forma simplificada através de duas análises conjuntas. Primeiramente, a análise da distribuição dos esforços na direção transversal da ponte e em seguida, a análise do efeito das cargas equivalentes obtidas da primeira análise, mas agora no sentido longitudinal. Apesar desse tipo de análise ser largamente utilizado na prática de projeto, nos últimos anos, muitos estudos sobre essa distribuição de carga têm sido realizados visando conhecer melhor a interdependência entre a distribuição de carga transversal e longitudinal em pontes, principalmente com relação às cargas móveis.

De acordo com Monzon *et al.* (2014), a precisão dos resultados depende do método selecionado. Portanto, para encontrar uma forma de análise estrutural realista, ou seja, que represente bem a estrutura que está sendo estudada deve ser feita uma avaliação prévia de três aspectos importantes: o modelo a ser adotado, as condições de contorno do modelo e o modo de aplicação das cargas.

2.1 Conceitos gerais

A ponte ou viaduto é contituido basicamente por três elementos, a superestrutura, a mesoestrutura e a infraestrutura (Figura 2.1). Além de transpor obstáculo a superestrutura tem também finalidade de receber diretamente as cargas provenientes do tráfego e as transferir para mesoestrutura, absorvendo diretamente os esforços do tráfego. Os principais elementos que a compõe são a laje, transversinas e as longarinas.

A Mesoestrutura é responsável pelo transporte vertical das cargas, é o caso dos aparelhos de apoio, vigas travessas e pilares. O aparelho de apoio é o elemento destinado a transmitir as reações de apoio da superestrutura para outro elemento da mesoestrutura ou diretamente para algum elemento da infraestrutura, permitindo determinados movimentos da superestrutura.

A Infraestrutura possui a função de transmitir ao solo os esforços provenientes da mesoestrutura, essa transmissão de esforços é feita pelas fundações.

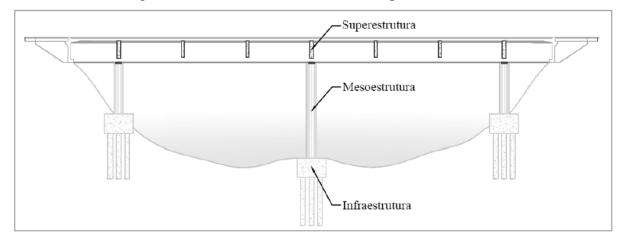


Figura 2.1 – Partes Constituintes de uma ponte ou viaduto.

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

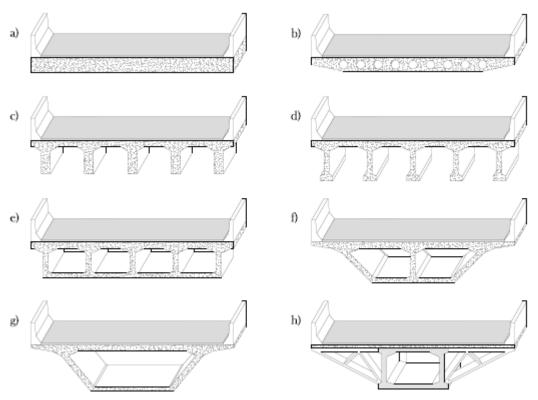
Segundo Mason (1977), as pontes podem receber diferentes tipos de classificação, obedecendo a diferentes critérios, como: finalidade a que se destinam; tipo de material empregado; processo de execução; tipo de sistema estrutural e desenvolvimento do eixo. Quanto ao desenvolvimento do eixo podem ser classificadas em eixo retilíneo ou em curva, podendo também ser classificada como ortogonais e esconsas.

De acordo com Pfeil (1990), as pontes em vigas e laje podem ser classificadas segundo a disposição das vigas na seção transversal, como:

- (a) Ponte em laje maciça;
- (b) Ponte em laje oca;
- (c) Pontes com duas vigas;
- (d) Pontes com três ou mais vigas (pontes em grelha);
- (e) Pontes em viga caixão, com uma célula;
- (f) Pontes em viga caixão, com duas ou mais células.

Schlaich & Scheef (1982) expõem a evolução da concepção das seções transversais com redução de massa e ganhos na eficiência estrutural (Figura 2.2). Cavalcante (2016) complementa que para se estudar a distribuição dos esforços ao longo da seção transversal nessas estruturas, devem-se simular diferentes posições de carregamentos para que seja possível caracterizar os momentos fletores e de torção, esforços cortantes e axiais.

Figura 2.2 – Evolução das seções transversais: (a) seção maciça; (b) seção vazada; (c) seção "T"; (d) seção "T" com alargamento da mesa inferior; (e) seção multicelular; (f) seção multicelular com redução de espessura nos balanços; (g) seção unicelular com redução de espessura nos balanços; (h) seção multicelular com maior eficiência estrutural.



Fonte: Schlaich & Scheef (1982, apud Cavalcante, 2016).

Devido às vantagens econômicas e construtivas, a utilização de sistema estrutural de pontes e viadutos com longarinas principais múltiplas retas em concreto armado e/ou protendido, ocupa lugar de destaque no Brasil e no mundo (Jovem, 2017). O estudo da ponte pode ser realizado de duas formas: acoplado à infraestrutura ou desacoplado.

Mason (1977) afirma que a superestrutura de uma ponte pode ser dividida em duas soluções básicas: superestrutura em viga (grelha) e superestrutura celular. O sistema em grelha é constituído por um conjunto de vigas principais, orientadas no sentido longitudinal, e um sistema de vigas secundárias, as transversinas, destinadas a regular a distribuição do carregamento das vigas principais. O tabuleiro constituído por uma laje consolidada a grelha, serve de superfície de rolamento e transmite as cargas de tráfego aos elementos da grelha. Já as superestruturas celulares são compostas por uma única peça formada por lâminas solidarizadas entre si, formando um conjunto rígido à torção.

2.2 Pontes Esconsas

Por definição, as pontes esconsas são aquelas cuja disposição dos elementos estruturais é de tal forma que não ocorre em direções ortogonais com o eixo da estrada ou fluxo d'água por debaixo dela (Mendes, 2003).

Conforme Tardivo (2014), a esconsidade é o complemento do ângulo formado pelo eixo longitudinal da ponte e o encontro. Em função desse ângulo, as pontes podem ser divididas em retas ortogonais, quando esse ângulo é 0° , e esconsas, quando esse ângulo for diferente de 0° , (Figura 2.3).

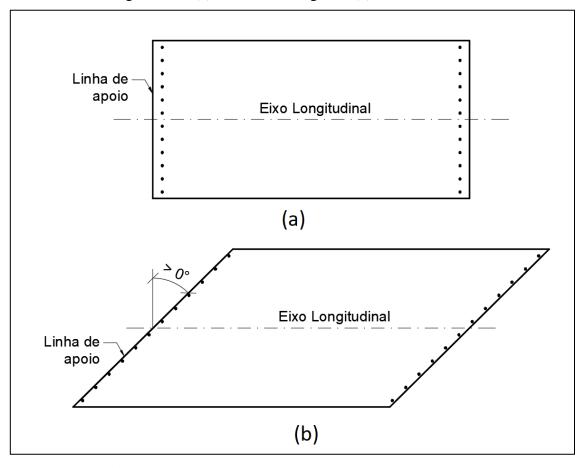


Figura 2.3 – (a) Ponte reta ortogonal. (b) Ponte Esconsa.

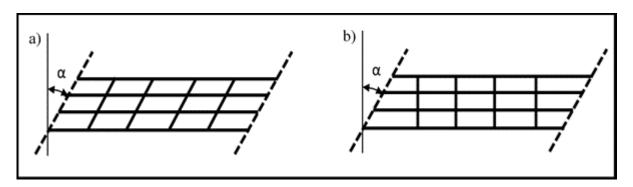
Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

As pontes esconsas são utilizadas devido às características peculiares do traçado das vias de tráfego, quando não ocorre um cruzamento normal sobre o obstáculo ultrapassado. Elas podem ser em laje, em vigas (grelha) ou em seção celular. A utilização do sistema em laje é um dos esquemas estruturais mais simples e indicados para pontes de pequenos vãos, onde o tabuleiro se confunde com uma única peça. Segundo Leonhardt (1979), o vão pode chegar a 20

m em tramo único ou 30 m em contínuo. De acordo com O'Brien & Keogh (1999), esse tipo de sistema estrutural possui uma melhor relação custo-benefício para vãos de até 20 metros. Já Chen & Duan (2000) indicam que se tornam econômicas em vãos simplesmente apoiados de até 9 metros e em vãos contínuos de até 12 metros. Para vãos maiores recomenda-se utilizar a solução de sistema em vigas (grelha) ou celular.

No geral os elementos estruturais da superestrutura são dispostos de forma a acompanhar o eixo da ponte e a linha de esconsidade. Para esconsidades maiores, pode ser conveniente a disposição normal dos elementos de distribuição transversal (Figura 2.4).

Figura 2.4 – (a) Elementos acompanhando linha de esconsidade. (b) Disposição normal dos elementos.



Fonte: Adaptado de Mason (1977).

As linhas de pilares, aparelho de apoio ou faces de encontro devem acompanhar a linha de esconsidade (Figura 2.5). Para pontes com apenas um vão e com encontros, é possível a solução normal para a superestrutura, devendo manter a esconsidade dos encontros.

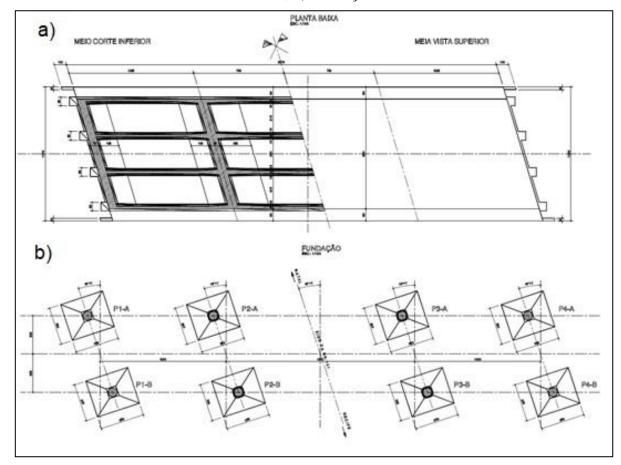


Figura 2.5 – Viaduto esconso Várzea Nova: Interseção BR-101/BR-230. a) Planta baixa; b) Fundação.

Fonte: DNIT / JBR Engenharia (2014).

2.2.1 Esforços solicitantes

Atualmente, para o caso de pontes em laje, a determinação dos esforços solicitantes é realizada com certa facilidade através da utilização de *softwares* utilizando o Método dos Elementos Finitos (MEF) que permitem determinar a superfície de influência dos deslocamentos, dos esforços e também das reações de apoio.

Alguns estudos tem mostrado que nas lajes esconsas a reação ao longo dos lados apoiados não é uniforme, ocorrendo um aumento na zona do ângulo obtuso. A reação pode ser negativa, junto ao ângulo agudo, para grandes esconsidades ocasionando um carregamento desigual nos aparelhos de apoio. Notam-se também nas regiões dos ângulos obtusos, zonas de momentos negativos, hachuradas na Figura 2.6.

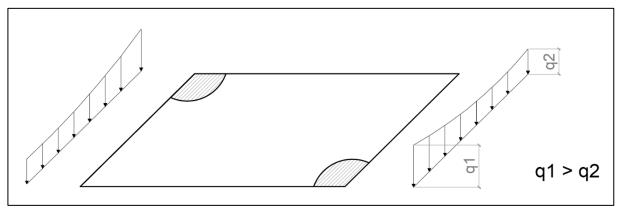


Figura 2.6 – Reação de apoio ao longo dos lados apoiados.

Fonte: Adaptado de Mason (1977).

Nas lajes esconsas os suportes das cargas ocorrem segundo a menor diagonal, ligando os pontos A e B. Os braços AD e BC são responsáveis pelo engastamento parcial da diagonal AB (Figura 2.7).

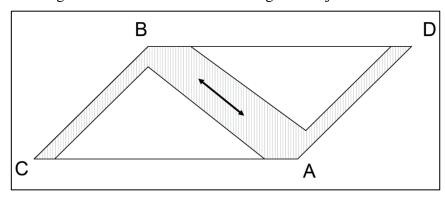


Figura 2.7 – Caminhamento de cargas em lajes esconsas.

Fonte: Adaptado de Mason (1977).

Segundo Mason (1977), no passado os momentos fletores principais, determinados para as lajes esconsas têm direções, que além de variáveis de ponto a ponto, não coincidem com as direções das armaduras passivas ou de protensão.

2.2.2 Vigas com apoios esconsos

A presença de apoios esconsos em vigas produz um efeito de torção acompanhado de um engastamento parcial nos apoios, do qual decorre uma redução de momentos nos vãos.

Mason (1977) sugere simular os apoios esconsos por meio de hastes rígidas, apoiadas transversamente ao eixo das vigas ou por meio de apoios lineares (Figura 2.8).

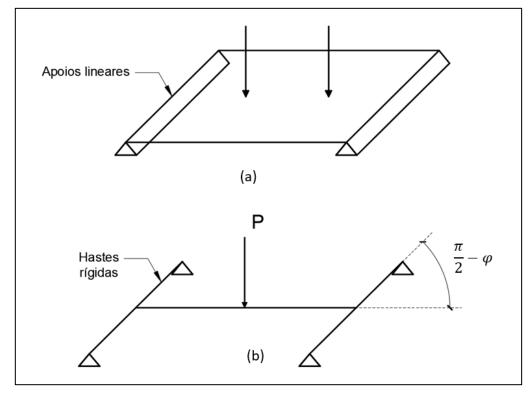
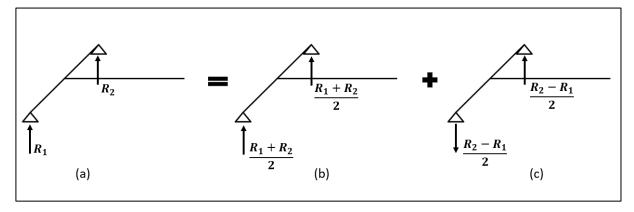


Figura 2.8 – Simulação de apoios esconsos: (a) Apoios lineares; (b) Hastes rígidas.

Fonte: Adaptado de Mason (1977).

No caso de hastes rígidas, o efeito de torção pode ser explicado pelo aparecimento de reações desiguais nos apoios das hastes transversais, que pode ser reduzida a uma força no eixo da viga e a um par de torção, conforme mostra a Figura 2.9.

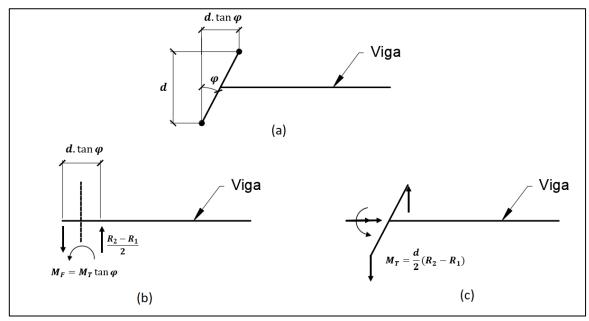
Figura 2.9 – Simulação de apoios esconsos por meio de hastes rígidas: (a) Reações de apoio; (b) e (c) Par de forças gerados.



Fonte: Adaptado de Mason (1977).

Devido ao fato da barra transversal estar esconsa em relação ao eixo da viga, o par de forças, representado na Figura 2.9-c, produz na sua extremidade um efeito de torção e um efeito de flexão, no sentido de um engastamento, conforme se observa na Figura 2.10.

Figura 2.10 – Efeito de torção e flexão produzido na viga: (a) Vista em planta; (b) Flexão; (c) Torção.



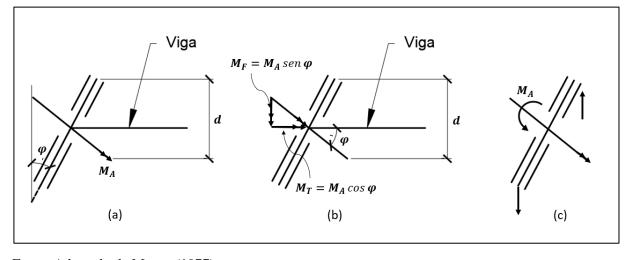
Fonte: Adaptado de Mason (1977).

Efeito análogo é observado no caso da simulação por meio de apoios lineares, conforme Figura 2.11. O único momento que pode ser resistido por um apoio deste tipo é o momento cujo vetor é normal à linha de apoio (Figura 2.11-a). Este momento pode ser decomposto em uma componente de flexão e numa componente de torção:

$$M_F = M_A \sin \varphi$$
 (Componente flexão) (2.1)

$$M_T = M_A \cos \varphi$$
 (Componente torção) (2.2)

Figura 2.11 – Simulação de apoios esconsos por meio de apoios lineares: (a) Momento produzido; (b) e (c) Decomposição do momento.



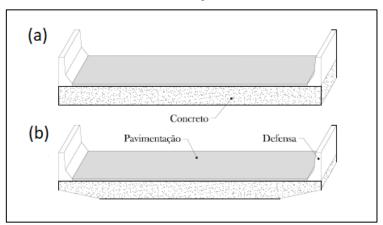
Fonte: Adaptado de Mason (1977).

Diante do apresentado, percebe-se que não há diferença conceitual entre o modelo de apoio linear e o de barra transversal. Além disso, a utilização do modelo de barra esconsa é melhor de ser empregado no cálculo, além de possibilitar a simulação direta em *softwares*, baseado no modelo de grelha plana.

2.3 Superestrutura em Laje

Para vencer pequenos vãos, são empregadas pontes com concepção estrutural de laje, por se tratar de esquema estrutural mais simples de superestrutura. O tabuleiro da ponte se apoia nos aparelhos de apoio elastomérico (Neoprene), que por sua vez apoiam nos encontros. A Figura 2.12, apresenta a seção transversal de uma ponte em laje.

Figura 2.12 – Seção transversal de uma ponte em laje maciça: (a) sem balanço e (b) com balanço.



Fonte: Cavalcante (2016).

Segundo Leonhardt (1979), os parâmetros que apresentam maiores influência sobre o comportamento estrutural das pontes esconsas, são:

- 1. Ângulo de esconsidade (α);
- Relação b:l, onde b é a largura da laje perpendicularmente ao eixo da ponte e l = vão medido na direção perpendicular às linhas de apoio;
- 3. Tipo de apoio, apoio articulado linear, na direção da linha de apoio ou apoio individual e, portanto, a distância entre aparelhos de apoio ou engastamento na parede do encontro. Esses elementos estão representados na Figura 2.13.

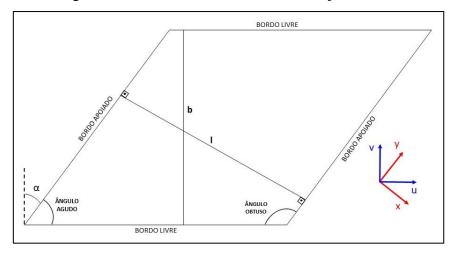


Figura 2.13 – Valores característicos de laje esconsa.

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Nestes casos, os esforços solicitantes são determinados com auxílio de *softwares* em elementos finitos, que permitem determinar a superfície de influência dos deslocamentos, esforços solicitantes e reação de apoio. O cálculo de solicitações é realizado pela Teoria das Placas, isótropa e ortótropa, com rigidezes longitudinal e transversal iguais.

Para a solicitação à flexão, é necessária a determinação dos momentos principais m1 e m2 e suas direções, Figura 2.14. Nas lajes esconsas, existe o momento principal negativo m2, que aparece junto ao canto obtuso, aumentando de intensidade com a esconsidade. Esse possui grande influência na distribuição das reações de apoio.

Y= linha de apoio
m2
m1

Figura 2.14 – Momentos Principais.

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Conforme Leonhardt (1979), os momentos principais são determinados a partir dos momentos **mx**, **my**, **mxy**, **mu**, **mv** e **muv**, que são obtidos através das superfícies de influência existentes na tabela de Rüsch, ou pelo Método dos Elementos Finitos (MEF). As tabelas de Rüsch servem de base para o dimensionamento de placas oblíquas de vão único, apoiadas

bilateralmente, o que constitui a estrutura principal de uma ponte esconsa. Para o dimensionamento à flexão da laje são utilizados cinco pontos, definidos por apresentarem os momentos fletores máximos, apresentados na Figura 2.15.

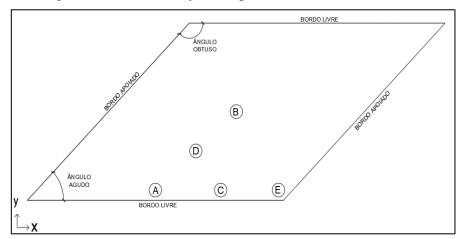


Figura 2.15 – Localização dos pontos de dimensionamento.

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Segundo Rüsch (1967), esses pontos representam os extremos de momentos principais:

A – Apresenta o maior momento fletor positivo no vão junto ao bordo livre para cargas móveis:

- B Apresenta o maior momento fletor positivo no vão central;
- C Apresenta o maior momento fletor positivo devido à carga permanente;
- D Valor intermediário entre A e B, importante para melhor detalhamento da armadura;
- E Apresenta maior momento fletor negativo junto ao canto de ângulo obtuso. Seu
 plano de ação é aproximadamente perpendicular à bissetriz do ângulo obtuso.

Nas tabelas de Rüsch, cada momento principal é descrito através dos coeficientes determinantes para as suas três componentes, momentos nas duas direções ortogonais e momento de torção, sendo este, dispensado nas tabelas de dimensionamento para placas retangulares usuais. Para placas oblíquas, a direção principal dos momentos principais, diverge sensivelmente da direção das coordenadas e varia com mais intensidade com a posição da carga do que no caso das placas retangulares.

Tardivo (2014) realizou um estudo onde comparou os dois métodos de cálculo dos esforços solicitantes em lajes esconsas: tabelas de Rüsch e o método dos elementos finitos através da modelagem em dois programas computacionais (SAP2000 e STRAP2010). Em sua análise observou pequenas variações dos momentos principais, sendo os resultados da tabela de Rüsch na maioria dos casos mais conservadores. O autor observou também que para

esconsidade até 15°, os valores dos esforços solicitantes apresentam pouca variação quando comparado a de 0°, concluindo que o cálculo da laje pode ser simplificado para uma ponte ortogonal. Nas regiões dos ângulos obtusos existe um momento principal negativo, esse possui grande influência no valor e na distribuição das reações de apoio. Esse momento aumenta com o aumento do efeito de engastamento, gerado pelo aumento da esconsidade, e por ter um valor alto provoca, no caso de apoio linear rígido resistente à tração, elevada compressão na extremidade do apoio correspondente ao ângulo obtuso e tração no outro extremo. Em complemento, o autor demostrou em sua modelagem que a compressão concentrada junto ao canto obtuso se torna menor quando se tem aparelhos de apoio individuais espaçados e flexíveis. Assim, à medida que se aumenta a quantidade de aparelhos de apoio e sua rigidez, as reações de apoio na região dos cantos obtusos vão ficando maiores.

Alguns estudos têm mostrado que ao se considerar apoios isolados igualmente espaçados, o segundo aparelho de apoio junto ao canto obtuso apresenta uma força de tração relativamente alta. Como os aparelhos de apoio não possuem a função de resistir a esforços de tração e, caso não ocorra seu escorregamento, pode ocorrer a redução da compressão no primeiro aparelho de apoio junto ao canto obtuso.

Para evitar elevada pressão e grandes momentos nos cantos obtusos, Leonhardt (1979), propôs a solução de aparelhos de apoio individuais bastante espaçados e sobre uma infraestrutura elástica e flexível, reduzindo o grau de engastamento. Esse efeito favorável está demonstrado na Figura 2.16.

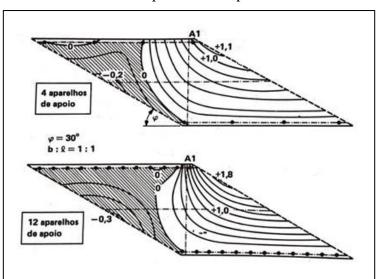


Figura 2.16 – Superfície de influência da reação da apoio A1 para diferentes espaçamentos entre aparelhos de apoio.

Fonte: Leonhardt (1979).

Comparando a reação de apoio A1, verifica-se que as ordenadas máximas diminuem de + 1,8 para +1,1 e de -0,3 para -0,2 quando se adotam quatro aparelhos de apoio em vez de 12. As superfícies de influência mostram também que podem surgir forças de levantamento, principalmente na extremidade no apoio de ângulo agudo.

As forças cortantes determinantes para o dimensionamento da capacidade resistente se obtêm a partir das reações de apoio. Para verificar a necessidade do uso de armadura de cisalhamento, deve-se determinar as tensões a uma distância de h/2 da face do aparelho de apoio. Em lajes de concreto armado, pode ser necessário o emprego de estribos nas zonas próximas aos apoios, principalmente nos cantos obtusos.

2.4 Superestrutura em Vigas (Analogia de Grelha)

As superestruturas de pontes retas ortogonais ou esconsas em vigas (grelha) são compostas pelas longarinas, que são vigas longitudinais que sustentam o tabuleiro, e as transversinas, vigas transversais que podem ser ligadas à laje ou não, dispostas para aumentar a rigidez da estrutura e contribuir para a distribuição transversal das cargas móveis (Filho, 2008) (Figura 2.17). As longarinas se apoiam sobre os pilares sem transmissão de momentos fletores. Assim sendo, é comum o tratamento da análise estrutural separando a superestrutura da mesoestrutura, considerando os apoios indeformáveis. O dimensionamento dos esforços e deslocamentos das longarinas pode ser realizado analítica ou numericamente pela teoria de vigas, acrescida pelos métodos das forças ou deslocamentos para estruturas hiperestáticas. Em análises numéricas, é uma prática geral discretizar as lajes e vigas como elementos de barras, formando grelhas, ou utilizar soluções em elementos finitos para o tabuleiro (Cavalcante, 2016).

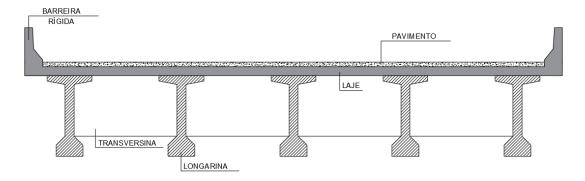


Figura 2.17 – Seções transversal de ponte em viga (grelha).

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Conforme comentado anteriormente, a análise estrutural para a obtenção dos esforços solicitantes e reações de apoio neste tipo de estrutura é realizado por meio de modelos simplificados, onde a análise da superestrutura é realizada separadamente dos demais elementos constituintes da ponte, a meso e a infraestrutura. Devido ao elevado grau de hiperasticidade, a análise do comportamento estrutural de grelhas se torna complexa. Esta complexidade motivou o desenvolvimento dos processos simplificados de cálculo de repartição de cargas em tabuleiros de pontes retas ortogonais com múltiplas longarinas. Recentemente com a utilização do Método dos Elementos Finitos (MEF), alguns pesquisadores vêem se dedicado no estudo da influência da utilização de transversinas internas na distribuição de cargas e também na discretização da superestrutura utilizando elementos finitos de barra e casca através do programa computacionais para modelar o comportamento plano e tridimensional dos tabuleiros de pontes hiperestáticas (Medino *et al.*, 2017).

Leonhardt (1979), afirma que para ângulo de até 30°, as pontes esconsas com longarinas constituídas por vigas T, podem ser dimensionadas como pontes retangulares. Nesses casos o apoio extremo do canto obtuso deve ser dimensionado para um acréscimo de cargas verticais de cerca de 1/senα. A armadura da laje é disposta em forma de leque na zona de extremidade, o que gera uma maior concentração de armadura no canto obtuso, cobrindo o engastamento de extremidade na transversina do apoio (Figura 2.18).

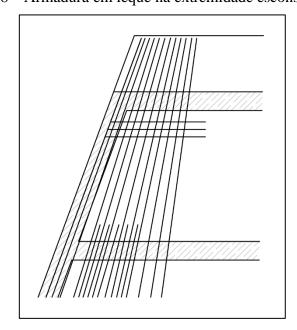


Figura 2.18 – Armadura em leque na extremidade esconsa da ponte.

Fonte: Adaptado de Leonhardt (1979).

As flechas geradas nas vigas principais em pontes esconsas, possuem valores distintos (Figura 2.19). Estas flechas causam momento de torção nas almas, de acordo com o grau de engastamento da laje do tabuleiro na longarina, que são maiores quanto maior for a relação de rigidez à torção e rigidez à flexão das longarinas.

A B B B

Figura 2.19 – Flechas das vigas principais em seções ortogonais A e B.

Fonte: Adaptado de Leonhardt (1979).

Para casos de vigas não protendidas, os momentos de torção não são críticos para o Estado Limite Último (ELU), devido a seus valores reduzidos. Já no Estado Limite de Serviço (ELS), esses momentos pode ocassionar o aparecimento de fissuras que devem ser verificadas. Por isso, deve-se evitar os momentos de torção de compatibilidade através de uma escolha adequada das rigidezes dos elementos resistentes.

Segundo Leonhardt (1979), isso é obtido através das seguintes medidas:

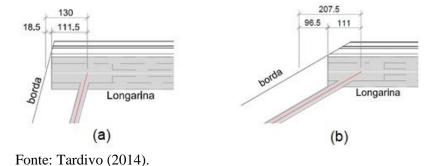
- 1. Não adotar transversina de apoio rígida, no bordo da laje do tabuleiro basta uma nervura transversal;
- 2. Adotar maiores espaçamentos entre as longarinas, de forma a tornar o tabuleiro mais flexível;
- 3. Adotar longarinas com almas delgadas, com pequena rigidez a torção;
- 4. Para as vigas de bordo nos cantos em ângulo agudo, adotar aparelho de apoio com capacidade de rotação e deslocável horizontalmente, para que a rotação por torção seja pouco dificultada;
- 5. No local onde o aparelho for fixo na direção transversal, a alma deve ser enrijecida, de forma a desviar as forças horizontais da laje do tabuleiro.

Tardivo (2014) através de modelagem computacional, estudou três casos de pontes esconsas em viga (grelha): com transversinas esconsas, com transversinas normais e sem transversinas. Na análise realizada observou-se que com o aumento da esconsidade, para todos os casos houve uma diminuição do momento positivo e aumento do momento negativo na viga junto ao canto obtuso. Observou-se também que houve um acréscimo de aproximadamente 20% nas reações de apoio junto desse canto.

Outro aspecto importante analisado, foi que quanto maior o grau de esconsidade, maior a força cortante da viga junto ao canto obtuso, quanto comparada as vigas intermediárias.

O autor adotou longarinas com o mesmo comprimento em todos os graus de esconsidade, o que gerou um balanço longitudinal em todas as longarinas, que é maior com o aumento da esconsidade (Figura 2.20).

Figura 2.20 – (a) Balanço Longitudinal – 15°. (b) Balanço Longitudinal – 60°.



Ao comparar as soluções, com transversinas esconsas, com transversinas normais e sem transversinas, esperava-se uma maior diminuição no momento negativo e da força cortante junto ao canto obtuso nesta ordem. Porém devido ao balanço de aproximadamente 2,0 m existente, esse efeito não foi observado. Na análise de três casos considerando esconsidade de 60°, porém sem considerar o balanço, e os resultados mostraram a redução do efeito da escosidade nesta ordem: transversinas esconsas, com transversinas normais e sem transversinas.

2.5 Fatores de Distribuição transversal de cargas segundo a AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials)

De acordo com Nascimento *et al.* (2019), o primeiro conjunto de especificações relativas ao projeto de pontes nos EUA foi publicado pela AASHTO (ou AASHO, como era então conhecida) em 1931, no documento intitulado *"Standard Specifications for Highway*

Bridges and Incidental Structures". Posteriormente, esse documento foi renomeado "AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges", sendo amplamente adotado não apenas pelos departamentos nacionais de estradas, mas também por outras autoridades responsáveis pelas pontes dentro e fora dos EUA (TALY, 2015).

De acordo com Sotelino *et al.* (2004), os fatores de distribuição transversal de cargas, também denominados LLDF (*Live Load Distribution Factor*), que foram apresentados nas especificações supracitadas, foram obtidos a partir das pesquisas de Newmark (1948) e não haviam passado por adequações desde então. Entretanto, as diversas mudanças nos processos de dimensionamento das pontes ocorridas ao longo dos anos levaram a identificação de inconsistências neste procedimento.

Nas especificações da AASHTO (*Standard Specifications for Highway Bridges*), as fórmulas para o cálculo dos LLDF's haviam sido desenvolvidas considerando longarinas internas de pontes simplesmente apoiadas, considerando apenas um parâmetro: o espaçamento entre as longarinas (S) e uma constante (D) que dependia do tipo de ponte e do número de linhas de carga. O cálculo era dado por:

$$LLDF = \frac{s}{D} \tag{2.3}$$

Diversos estudos apontaram a imprecisão do cálculo dos LLDF's, pois mesmo fornecendo resultados válidos para algumas pontes, fornece resultados inseguros para pontes com vãos e espaçamentos de vigas relativamente pequenos, e resultados ultraconservadores para pontes com vãos e espaçamentos de vigas relativamente grandes.

Esses fatores foram substituídos pelas especificações da nova e atual norma LRFD, cujas fórmulas foram produto de um projeto de pesquisa iniciado em 1985 e que durou duas décadas intitulado Projeto NCHRP 12-26 (National Cooperative Highway Research Program). Neste projeto, foram selecionadas centenas de pontes reais cujas características foram inseridas em um banco de dados, permitindo a modelagem de uma ponte com características médias (ZOKAIE, 2000). Para a análise da repartição de cargas propriamente dita, inicialmente foi desenvolvido um estudo de sensibilidade com o objetivo de determinar quais parâmetros da ponte apresentavam significativas influências no processo de distribuição de cargas. Em seguida, estes parâmetros foram considerados no desenvolvimento de fórmulas simplificadas. Tendo em vista que a obtenção destas fórmulas foi possibilitada pela adoção de algumas hipóteses simplificadoras, observou-se a necessidade de adotar medidas com vistas a determinar a acurácia dos fatores por estas obtidos. Para este fim, foram consideradas as pontes catalogadas no banco de dados do projeto, e estas foram submetidas a métodos de análise comprovadamente

mais precisos, como o Método dos Elementos Finitos (MEF). Este procedimento permitiu validar as fórmulas desenvolvidas, bem como determinar a faixas de aplicabilidade das mesmas.

No projeto NCHRP 12-26 ocorrem três níveis de análises: (1) o primeiro nível utilizou fórmulas simplificadas para prever a distribuição transversal, (2) o segundo envolveu métodos gráficos, superfícies de influência e análise de grelha e (3) o terceiro, as pontes catalogadas no banco de dados do projeto foram submetidas a métodos de análise comprovadamente mais precisos, como o Método dos Elementos Finitos (MEF). As análises de nível (2) e (3) foram utilizadas para determinar as expressões simplificadas do nível (1) a partir de estudos paramétricos. Esse procedimento permitiu validar as fórmulas desenvolvidas, bem como determinar a faixas de aplicabilidade das mesmas.

As expressões obtidas no projeto NCHRP 12-26 diferem entre si em função do tipo de ponte, da posição da longarina (interna ou externa), do número de faixas de rolamento e do esforço a ser analisado. Nessa pesquisa serão utilizadas as expressões referentes à uma ponte com sistema estrutural com longarinas e laje com múltiplas faixas de rolamento, apresentadas a seguir. A Tabela 2.1 apresenta formulações para obtenção do LLDF's para momento fletor e esforço cortante, e o intervalo de aplicabilidade.

Tabela 2.1 – LLDF para esforço cortante e momento fletor para pontes em vigas (grelha).

	Expressão para o LLDF	Faixa de aplicabilidade	
	Longarinas Internas (LLDF_{int})		
Cortante	$0,2+\frac{S}{12}-\left(\frac{S}{35}\right)^2$	$3,5 \le S \le 16$ $20 \le L \le 240$ $N_b \ge 4$	
Momento	$0,075 + \left(\frac{S}{9,5}\right)^{0,6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,2} \left(\frac{K_g}{12Lt_s^3}\right)^{0,1}$	$3.5 \le S \le 16$ $20 \le L \le 240$ $4.5 \le t_s \le 12$ $10^4 \le K_g \le 7 \times 10^6$ $N_b \ge 4$	

Fonte: Adaptado AASHTO LRFD (2017).

Onde:

 $LLDF_{int}$; $LLDF_{ext}$ – LLDF das vigas internas e externas, respectivamente;

S – Espaçamento entre as vigas (em ft);

 t_s – Espessura do tabuleiro (em *in*);

L – Comprimento do vão (em ft);

 N_b – Número de vigas;

 K_q – Parâmetro de rigidez longitudinal (em in^4).

O parâmetro K_g é dado por:

$$K_a = n(I + Ae_a^2) \tag{2.4}$$

Sendo:

$$n = \frac{E_B}{E_D} \tag{2.5}$$

Onde:

 E_B – Módulo de elasticidade do material da viga (em ksi.);

 E_D – Módulo de elasticidade do material do tabuleiro (em ksi.);

I – Momento de inércia da viga isolada (em in^4);

A – Área da viga isolada (em in^2);

 e_g – Distância vertical entre os centros de gravidade da viga e do tabuleiro (em in);

 d_e — Distância horizontal entre o CG da viga externa e a face interna do guarda corpo (em ft);

e – Fator de correção.

Segundo Zokaie (2000), depois de estabelecidas as fórmulas-base, os estudos foram direcionados no sentido de avaliar a influência de certas condições, tais como continuidade, a condição de longarinas externa e esconsidade. Nessa fase foi verificado que os fatores de distribuição em pontes contínuas eram ligeiramente superiores aos de pontes simplesmente apoiadas. Essa diferença foi menor que 5% para momentos positivos e menor que 10% para momentos negativos. No entanto, assumiu-se que a redistribuição de momentos cancelaria este efeito.

Nas longarinas externas, verificou-se maior sensibilidade ao posicionamento do veículo do que a qualquer outro fator. Para levar em conta esse efeito, foram desenvolvidos fatores de correção a serem aplicados nos valores provenientes das fórmulas-base, baseados no parâmetro d_e . As formulações para pontes em grelha, para momento e cortante, estão apresentadas na Tabela 2.2.

Tabela 2.2 – LLDF para cortante e momento nas longarinas externas, para pontes em viga (grelha).

	Expressão para o LLDF	Faixa de aplicabilidade	
	Longarinas Externas (LLDF_{ext})		
	$LLDF_{ext} = e \times LLDF_{int}$	$-1.0 \le \mathrm{d}_e \le 5.5$	
Cortante	$e=0,60+\frac{d_e}{10}$		
	$LLDF_{ext} = e \times LLDF_{int}$		
Momento	$e=0,77+\frac{d_e}{9,1}$	$-1.0 \le d_e \le 5.5$	

Fonte: Adaptado AASHTO LRFD (2017).

Para as pontes esconsas, os estudos apontaram alteração do caminho das cargas para os apoios esconsos, direcionando para os cantos obtusos. Portanto, os momentos são menores, e os esforços cisalhantes maiores. Assim as especificações AASHTO LRFD (2017), recomenda que, quando o eixo da ponte apresentar esconsidade, um fator de correção seja aplicado para o cálculo de momento e cortante na longarina do canto obtuso. Os fatores de correção para esse ajuste estão apresentados na Tabela 2.3.

Tabela 2.3 – Fatores de correção para o cálculo de momento e cortante na longarina do canto obtuso em pontes esconsas.

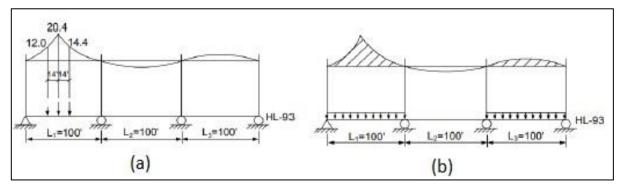
Ponte em viga	Ponte com qualquer nº de faixa	Intervalo de aplicabilidade	
Cortante	$1,0+0,20\left(\frac{12,0Lt_{s}^{3}}{K_{g}}\right)^{0,3}tan\theta$	$0^{\circ} \le \theta \le 60^{\circ}$ $3.5 \le S \le 16$ $20 \le L \le 240$ $N_b \ge 4$	
	$1 - c_1(\tan\theta)^{1,5}$		
Momento	$c_1 = 0.25 \left(\frac{K_g}{12Lt_s^3}\right)^{0.25} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.5}$	$30^{\circ} \le \theta \le 60^{\circ}$ $3.5 \le S \le 16$ $20 \le L \le 240$	
	Se $\theta < 30^{\circ}$:: $c_1 = 1.0$ Se $\theta > 60^{\circ}$:: $\theta = 60^{\circ}$	$N_b \ge 4$	

Fonte: Adaptado de Zokaie (2000).

Para obtenção dos esforços referentes às cargas dinâmicas em longarinas retas, o manual de referência para o dimensionamento de pontes da AASHTO LRFD (2017) recomenda a utilização de linhas de influência. Os esforços máximos são obtidos posicionando um dos eixos

do trem-tipo especificado pelo referido manual (denominado HL-93) na posição que provoca os efeitos mais desfavoráveis (Figura 2.21). Os esforços assim determinados são ajustados pelos LLDF e pelo IM (*Dynamic Load Allowance*), sendo este último equivalente ao coeficiente de impacto especificado pela NBR 7188 (2013).

Figura 2.21 – Aplicação do trem-tipo HL-93, em uma linha de influência de momento fletor: (a) Aplicação das cargas das rodas; (b) Aplicação da carga distribuída.



Fonte: FHWA (2015).

Para as reações de apoio em pontes esconsas, as especificações da AASHTO não abordam nenhuma correção específica. Portanto, pode-se empregar o mesmo fator de correção indicado para o esforço cortante. Porém, estudos mostram que as reações de apoio de uma ponte esconsa aumentam, e que os fatores de correção para as reações são diferentes daqueles especificados para os esforços cortantes.

Huo & Zhang (2008) realizaram um estudo utilizando na análise o Método dos Elementos Finitos (MEF), para avaliar o efeito do ângulo de esconsidade das pontes, variando de 0° a 60°, na reação de apoio e no esforço cortante devido à carga móvel. Eles constataram que os fatores de distribuição da reação em pontes esconsas aumentam com o aumento da esconsidade. Para os três casos de pontes analisadas, os fatores de distribuição de reação de apoio foram superiores aos fatores de distribuição de esforço cortante, sendo o aumento mais significativo para as vigas internas. Essa diferença apresentou-se mais significativa para angulação superior a 30°.

Com o objetivo de investigar métodos analíticos para determinação do fator de distribuição de reação, Huo & Zhang (2008) fizeram uma comparação dos resultados da análise via MEF com os resultados de métodos analíticos disponíveis. Dentre esses foram analisadas as equações de cortante da AASHTO LRFD, verificando que essas preveem de maneira conservadora a distribuição de reação de carga móvel nos apoios das vigas externas, mas subestimam a reação de carga móvel nos apoios das vigas internas.

2.6 Pesquisas sobre repartição de cargas em Tabuleiros de pontes em vigas (Grelha)

Nos últimos anos pesquisas vêm sendo realizadas com intuito de verificar o comportamento da distribuição de cargas em tabuleiros de pontes com longarinas retas, sendo a maior parte destes trabalhos direcionados à influência do número de transversinas e seus efeitos na repartição de carga transversal e efeito na rigidez formado pelas mesmas e o tabuleiro das pontes.

Almeida & Machado (1996) observaram a influência das transversinas nos tabuleiros em pontes com vigas múltiplas com seção transversal composta por oito vigas pré-fabricadas ligadas pela laje. De acordo com os resultados observados, os momentos fletores, nas vigas principais, não demonstraram mudanças na presença de uma, duas ou a ausência das transversinas intermediárias (TI's). O contrário ocorreu nos painéis da laje, tendo sido verificado a diminuição da rigidez do conjunto formado pelas lajes e transversinas.

Barr *et al.* (2001) avaliaram a distribuição das cargas em pontes formadas por vigas protendidas pré-moldadas. Os autores comparam os resultados obtidos em ensaios de estruturas reais com os modelos numéricos calculados. Foi concluído que a continuidade entre vãos e a presença das transversinas intermediárias (TI's) não apresentaram influência na distribuição de cargas, mas os fatores como esconsidade e o tipo de carregamento afetaram a distribuição das cargas de maneira significativa.

Araújo *et al.* (2005) comparam os fatores da distribuição das cargas, através de um modelo computacional com elementos finitos, de acordo com as prescrições da AASTHO LRFD (1998), da AASHTO (2002) e da NBR 6118 (2003), com a utilização ou não das transversinas de apoio (TA's) e intermediárias (TI's). Os pesquisadores concluíram que as mudanças na distribuição de cargas ocorreram quando a carga foi disposta sobre a longarina central com a presença da transversina intermediária (TI's).

Souza Lima *et. al.* (2008), mostraram um estudo de comportamento a respeito das cargas móveis em um viaduto sem a transversina central. Os resultados observados com a ausência da transversina central não exerceram qualquer esforço nas longarinas, contudo os esforços de flexão na laje tiveram seu valor alterado significativamente.

Judice *et al.* (2008) realizaram a distribuição de cargas em pontes e viadutos, com e sem transversinas internas. No estudo proposto, aplicou-se uma carga unitária distribuída ao longo da ponte, analisando modelos em elementos finitos, baseados em tabuleiros reais com seção transversal em vigas múltiplas e os resultados obtidos comparados com aqueles propostos na literatura técnica. Nesta pesquisa, concluíram que modelos realizados com modelagem

computacional, geraram resultados mais refinados, e que a utilização, ou não, das transversinas não interferiu ou teve pouca importância nos resultados dos carregamentos das longarinas.

Tardivo (2014) analisou a distribuição dos esforços em ponte composta por cinco Longarinas, com e sem as transversinas de apoio (TA's) e variando o ângulo de esconsidade de 0° a 60°. Na pesquisa, foi observada a diminuição dos momentos positivos e o aumento do momento negativo na longarina junto ao canto obtuso, conforme o aumento do grau de esconsidade. Também foi observado acréscimo de aproximadamente 20 % nas reações de apoio junto ao canto obtuso.

Cavalcante *et al.* (2016) propuseram um estudo numérico realizado nos programas SAP 2000 e *CSi Bridge v17* via método dos elementos finitos, para pontes de vigas pré-moldadas e moldadas in loco para diferentes quantidades de transversinas, variando as ligações do tabuleiro com os pilares intermediários como flexíveis e monolíticas, com o intuito de estudar a influência das transversinas no desempenho estrutural das pontes. Os autores verificaram deslocamentos e esforços máximos nas longarinas e pilares e concluíram que o uso de transversinas intermediárias aumentou os deslocamentos verticais no tabuleiro, mas reduziu os deslocamentos relativos entre longarinas a partir da redistribuição de esforços.

Jovem (2017) realizou a comparação de modelos analíticos Clássicos (MAC) de Engesser-Courbon, Leonhardt, Guyon-Massonet, Homberg-Trenks e o Processo de Fauchart, com os modelos numéricos idealizados no SAP2000 e no *CSi Bridge v18*. Verificando que a quantidade de longarinas foi um fator importante na repartição de cargas em todos os modelos, visto que ao aumentar o número de vigas principais e incluir o efeito de torção nas mesmas, obteve-se uma melhor distribuição de cargas, sobretudo nas vigas externas da ponte.

2.7 Métodos de análise estrutural

O principal objetivo da análise estrutural é determinar os esforços devido às cargas aplicadas. Portanto para encontrar um modelo que represente bem a estrutura que está sendo estudada, tornando a análise estrutural mais realista, deve ser feita uma avaliação prévia de três aspectos: o modelo matemático, as condições de contorno do modelo e o modo de aplicação das cargas.

Como já mencionado, a AASHTO LRFD (2017) ressalta que no sistema estrutural, toda superestrutura deve ser considerada, incluindo os aparelhos de apoio, com as condições de contorno representando de forma precisa as restrições promovidas por cada um deles.

De acordo com Fu & Wang (2015) um sistema estrutural de ponte pode ser modelado de três formas diferentes:

- Modelagem em uma dimensão, definida pela AASHTO LRFD (2017) como modelos de análise aproximada;
- II. Modelagem em duas dimensões, utilizando métodos numéricos de disposição plana;
- III. Modelagem em três dimensões, geralmente utilizando o método dos elementos finitos.

Os métodos mais utilizados nas modelagens de duas e três dimensões são os métodos de Analogia de grelha e o Método dos Elementos Finitos (MEF), por ser de fácil interpretação dos resultados e de construção prática e direta.

A análise do comportamento estrutural das pontes pode de uma forma simplificada, ser subdividida em duas etapas:

- Análise da distribuição dos esforços na direção transversal da ponte, que depende fundamentalmente do tipo de seção transversal;
- II. Análise do efeito das cargas equivalentes, obtidas a partir da análise da distribuição dos esforços na direção transversal, no sistema estrutural principal.

2.7.1 Método de análise como viga isolada

De acordo com a AASHTO LRFD (2017), se o comprimento do vão da superestrutura, com seção transversal fechada e alta rigidez a torção, exceder em 2,5 vezes a sua largura, a superestrutura pode ser idealizada como viga. Nesse modelo, a seção transversal da ponte é tratada como uma viga, traçada como uma linha única na posição do centro de gravidade da seção transversal (Figura 2.22).

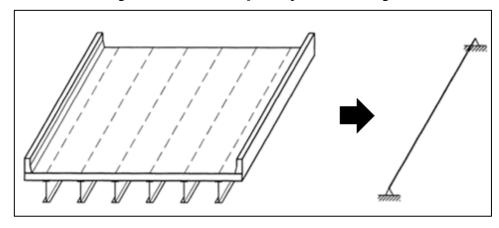


Figura 2.22 – Idealização da ponte como viga.

Fonte: Adaptado de Barker & Puckett (2014).

No modelo as cargas são aplicadas diretamente sobre essa viga e alguns efeitos de excentricidade de carga são adicionados como momentos de torção aplicados ao longo do comprimento. Conforme Chong (2012), como apenas a linha central da superestrutura é representada, a interação entre as longarinas é ignorada. Devido a isso, as análises dos esforços nos elementos que estão conectados devem ser realizadas separadamente, de forma a obter também uma estimativa do seu comportamento e do seu efeito sobre o sistema completo.

Fu & Wang (2015) apontam que ao adotar esse modelo simples de viga para análise de uma ponte com múltiplas longarinas, as cargas permanentes são distribuídas de acordo com a sua área de influência e as cargas móveis são definidas através dos fatores de distribuição carga móvel, que definem a porção de carga móvel que será resistida por cada viga, individualmente.

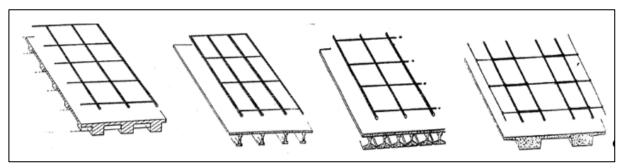
2.7.2 Método de análise como grelha (Analogia de Grelha)

No método de análise como grelha (Analogia de Grelha), o tabuleiro composto pela laje apoiada nas longarinas (vigas longitudinais) e transversinas (vigas transversais), forma uma grelha de vigas equivalentes. Tal sistema passou a ser bastante utilizado devido a fácil assimilação por parte dos engenheiros principalmente após o advento dos microcomputadores. De acordo com Gavioli (1998) a vantagem deste método é que a esconsidade, chaves de cisalhamento entre os elementos pré-moldados, diafragmas e rigidez da viga de borda podem ser facilmente modelados.

Conforme Hambly (1991, *apud* Rebouças, 2017), método de análise como grelha (Analogia de Grelha) representa o tabuleiro através de uma malha de vigas, e que, de acordo

com a sua posição no tabuleiro, podem ser equivalentes às longarinas, transversina ou a laje (Figura 2.23).

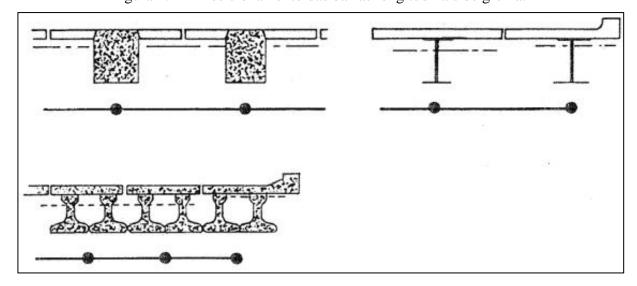
Figura 2.23 – Analogia de grelha para vários tipos de tabuleiros.



Fonte: Adaptado de Hambly (1991, apud Rebouças, 2017).

Apesar do método ser denominado uma análise 2D, a dimensão vertical é considerada, visto que no método a inércia a flexão de cada elemento da grelha é calculada em relação ao centroide da seção que ele representa. Isso possibilita a construção de modelos que representem toda a seção T considerando a área de contribuição da mesa, posicionando a barra no centro de gravidade dessa seção, como se observa na Figura 2.24.

Figura 2.24 – Posicionamento das barras longitudinais de grelha.



Fonte: Adaptado de Hambly (1991, apud Rebouças, 2017).

2.7.3 Método de análise utilizando elementos finitos

Na engenharia de estruturas, a análise numérica utilizando o Método dos Elementos Finitos (MEF) tem como objetivo a determinação do estado de tensão e de deformação de um

sólido de geometria arbitrária sujeito a ações externas. Para tanto, os elementos finitos são conectados entre si por pontos, denominados de nós, dando origem à malha.

Cabe ressaltar que o MEF é bastante conhecido por ter larga aplicação na análise de elementos estruturais. Contudo, segundo Fu & Wang (2015), ao aplicar o método para análise de estruturas de pontes, é necessário definir com precisão os tipos de elementos que serão utilizados no modelo, definir se um modelo 2D é suficiente ou se faz necessário um modelo 3D e, como interpretar os resultados fornecidos pelo método corretamente.

Com relação aos elementos, Fu & Wang (2015) destacam que a maioria das análises de pontes pode ser realizada utilizando elementos de treliça (*truss*), de barras (*frame*) e de casca (*shell*). Os autores ressaltam ainda que para uma análise detalhada, principalmente quando existem cargas móveis aplicadas, a maioria das pontes deveria ser modelada em três dimensões, não apenas pela melhor precisão fornecida, mas também por simplificação das simulações de elementos específicos.

A avaliação da distribuição de esforços nos tabuleiros por meio do conceito de superfícies de influência utilizando o Método dos Elementos Finitos (MEF) como ferramenta, parte do pressuposto que as lajes são representadas por elementos finitos de placa e as longarinas e transversinas pelo elemento finito de barra, de graus de liberdade que permitam o acoplamento com aqueles presentes nos nós da grelha.

No presente estudo numérico da pesquisa será utilizado o *software CsiBridge v21*, sendo feita uma modelagem em três dimensões. Essa modelagem representa melhor o comportamento da estrutura, pois simula o funcionamento do conjunto laje, longarinas e transversinas, levando em conta a excentricidade existente entre os elementos estruturais. Devido ao funcionamento conjugado, a laje funcionará, em termos globais e na direção longitudinal da ponte, como mesa de compressão.

2.8 Fatores de distribuição de esforços

Segundo Harris (2007), os fatores de distribuição de esforços (FD's) gerados pelas cargas móveis podem ser determinados de várias maneiras, mas como a definição geral para o método é a relação entre a máxima resposta em um sistema global captado por um método refinado e a resposta máxima de um único membro captado por um método simplificado, onde ambos estão sujeitos ao mesmo carregamento, diversos pesquisadores conceberam os fatores de distribuição em função da utilização do Método dos Elementos Finitos (MEF) como o método refinado para à análise.

Desse modo, os fatores de distribuição de esforços gerados pelas cargas móveis correlacionam o método de análise estrutural em uma dimensão (1D) e o método em duas ou três dimensões (2D ou 3D). De acordo com Barker & Puckett (2014), os fatores de distribuição (FD's) são definidos através da relação entre o esforço interno gerado, por exemplo, o momento fletor, em determinada posição longitudinal da ponte, geralmente na posição crítica, determinado através de um método refinado de análise (2D ou 3D) e o mesmo esforço interno definido através da análise 1D da ponte em estudo, como mostra a equação (2.6). Nas duas situações a ponte deve estar submetida ao mesmo carregamento.

$$FD = \frac{M_{refinado}}{M_{1D}} \tag{2.6}$$

Assim, conhecido os fatores de distribuição, a parcela de esforços devido à carga móvel que vai para cada uma das longarinas é determinada através da simples multiplicação do fator de distribuição pelo esforço interno obtido através da análise 1D da estrutura, sem a necessidade de modelar a largura da ponte ou sua altura, o que torna o processo de cálculo mais ágil, ideal para pontes de geometria e capacidade de carga usuais.

Contudo, essa metodologia possui algumas limitações. Assim, segundo a AASHTO LRFD (2017), ela só pode ser utilizada em sistemas estruturais de pontes com características específicas, sendo necessário, no caso de pontes esconsas, cautela na interpretação dos resultados de distribuição de esforços para pré-dimensionamento e/ou dimensionamento.

2.9 Modelos numéricos de análise estrutural

O *software* comercial *CsiBridge v21* possuí uma biblioteca pré-definida, composta pelos elementos mais utilizados na modelagem de pontes utilizando o Método dos Elementos Finitos (MEF).

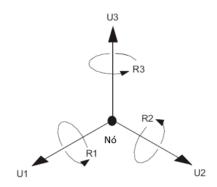
2.9.1 Elemento de barra (*Frame*)

O elemento de barra utiliza uma formulação tridimensional é indicado para modelar pórticos planos ou espaciais, grelhas ou vigas, além de grelhas e cabos. Neste trabalho, esse tipo de elemento foi utilizado para modelar as longarinas.

O CsiBridge v21 utiliza elementos de barra com 2 nós, com 6 graus de liberdade em cada nó, transmitindo assim 3 deslocamentos e 3 rotações, uma em cada eixo de referência

como mostra a Figura 2.25. O eixo longitudinal de cada barra é definido automaticamente como o de número 1 e os demais, de acordo com os eixos de referência.

Figura 2.25 – Graus de Liberdade por nó de extremidade.



Fonte: CSi Reference Manual (2015).

A rigidez de cada elemento é definida através da seção transversal e do material atribuídos a ele. O cálculo da rigidez é feito diretamente, através das formulações da mecânica vetorial. É importante salientar que ao construir um elemento de barra, ele será posicionado no centro de gravidade dessa seção, para fins de modelagem, entretanto, é possível definir que a barra esteja posicionada em outro ponto da seção.

Os esforços internos nas seções transversais elemento barra (frame) são:

- P: força axial;
- V2: força cortante no plano 1-2;
- V3: força cortante no plano 1-3;
- T: momento de torção;
- M2: momento fletor no plano 1-3 (em torno do eixo 2);
- M3: momento fletor no plano 1-2 (em torno do eixo 3).

As representações dos resultados seguem o disposto na Figura 2.26, bem como as convenções de sinal para os esforços positivos.

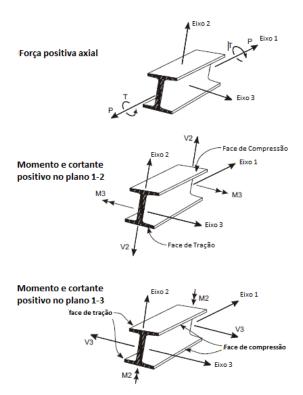


Figura 2.26 – Esforços internos nos elementos barra.

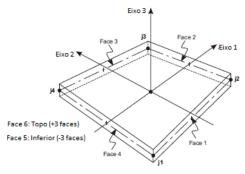
Fonte: Adaptado CSi Reference Manual (2019).

2.9.2 Elemento de casca (Shell)

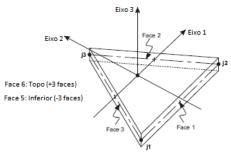
O elemento de casca (*shell*) é um objeto de área utilizado para modelar placas e membranas, sendo um elemento que se comporta no plano, devido a sua pequena espessura. Esse tipo de elemento foi utilizado para modelar as lajes do tabuleiro, transversinas intermediárias e de apoio.

O *CsiBridge v21*, possui formulações de elementos de casca de 3 e 4 nós, que combinam comportamento de membrana e de placa. Cada elemento possui seu sistema de coordenadas, definição de materiais e de cargas aplicadas, por isso, podem ter características isotrópicas e ortotrópicas, Figura 2.27.

Figura 2.27 – Tipos de elementos de casca na biblioteca do *CsiBridge v21*.



Elemento de casca quadrilátero de 4 nós



Elemento de casca triangular de 3 nós

Fonte: Adaptado CSi Reference Manual (2019).

Segundo o *CSi Reference Manual* (2019), o cálculo da rigidez desses elementos é feito através de uma integração numérica, em que as tensões e os esforços internos são avaliados nos pontos de integração de Gauss e posteriormente extrapolados para os nós do elemento.

Os elementos de casca têm sempre 6 graus de liberdade em cada nó. Quanto às restrições de movimento e a passagem de esforços, estas dependerão das condições de contorno aplicadas de acordo com os apoios da estrutura. Para a casca homogênea utilizada nesta pesquisa, as forças internas são:

- Forças axiais e esforços cortantes de membrana (F11, F22 e F12);
- Momentos fletores, momentos de torção e esforços cortantes de placa (M11, M22, M12, V13 e V23).

É importante destacar que todas as tensões resultantes são forças e momentos por unidade de comprimento no plano da casca, presentes em cada ponto da superfície média do elemento. As convenções de sinal e posicionamento dos esforços internos e tensões são apresentadas na Figura 2.28.

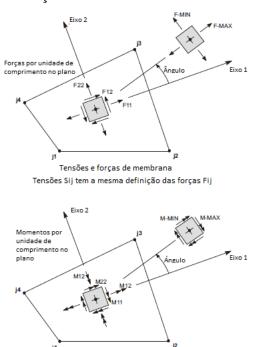


Figura 2.28 – Esforços internos e tensões nos elementos de casca.

Fonte: Adaptado CSi Reference Manual (2019).

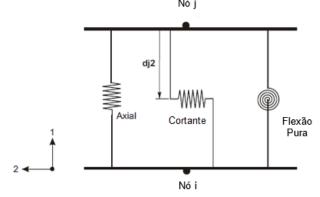
Flexão na placa e momentos de torção

2.9.3 Elemento de conectividade (Links)

Os elementos do tipo *links* são utilizados para conectar dois nós, podendo apresentar três tipos de comportamento: linear; não linear; e dependente da frequência, de acordo com o tipo de propriedades atribuídas a cada elemento e tipo de análise a ser realizada. Cada *link* é composto por seis molas, onde cada mola representa um grau de liberdade de um total de seis (axial, cortante, torção e momento fletor). Neste trabalho, os aparelhos de apoio foram modelados utilizando-se do elemento *link* do tipo linear (*linear link*). Este tipo de *link* possui uma relação linear entre a força aplicada sobre ele e seu correspondente deslocamento, sendo função da rigidez definida para cada grau de liberdade.

Os *links* são inseridos em relação ao seu sistema de coordenadas local. O eixo 1 represente o eixo longitudinal do *link* e corresponde à direção longitudinal do elemento de *link*, conforme apresentado na Figura 2.29.

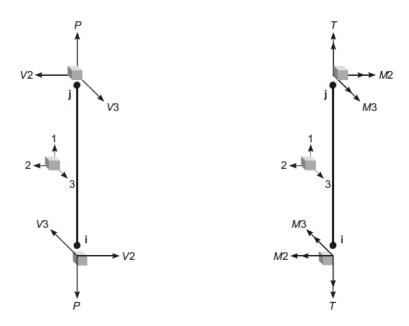
Figura 2.29 — Esforços internos e tensões nos elementos de casca. Nó j



Fonte: CSi Reference Manual (2019).

A Figura 2.30 apresenta os seis graus de liberdade de um *link*, cuja rigidez de cada grau de liberdade deve ser definida pelo usuário.

Figura 2.30 – Graus de liberdade do elemento de *link*.



Fonte: CSi Reference Manual (2019).

3 MATERIAL E MÉTODO

3.1 Introdução

Neste capítulo são apresentados os modelos propostos para análise, características dos materiais, condições de contorno e as ações atuantes em sua estrutura. Na segunda parte, apresenta-se a modelagem da superestrutura de uma ponte em concreto realizada no programa *CsiBridge v21*, via Método dos Elementos Finitos (MEF), com superestrutura em laje e em viga (grelha).

3.2 Modelagem idealizada

No estudo foram utilizados dois sistemas estruturais para a superestrutura de ponte em concreto: (a) em vigas (grelha) e (b) em laje.

No modelo em vigas (grelha), inicialmente buscou-se realizar uma análise paramétrica variando o ângulo de esconsidade (α), de zero a sessenta graus, com incrementos de quinze graus. Em complemento, também foi analisada a adição de duas transversinas intermediárias e três variações nas quantidades de longarinas. Posteriormente foram analisadas pontes com superestrutura em laje, com esconsidade variando de zero a sessenta graus, com incrementos de quinze graus. Desta forma foram criados 4 grupos de modelos para estudo:

Grupo 01: Superestrutura em viga (grelha) com 3 longarinas;

Grupo 02: Superestrutura em viga (grelha) com 5 longarinas;

Grupo 03: Superestrutura em viga (grelha) com 7 longarinas;

Grupo 04: Superestrutura em laje.

A Figura 3.1 ilustra os grupos de modelos desenvolvidos e suas variações.

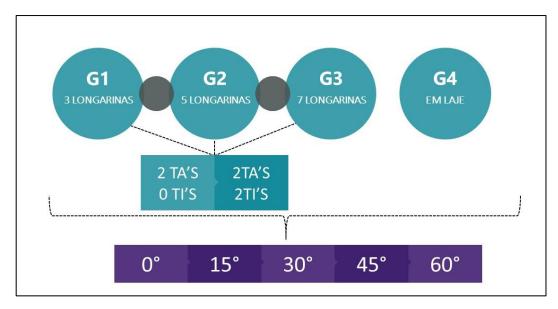


Figura 3.1– Grupos de modelos idealizados.

Fonte: Elaborado pelo Autor (2020).

3.3 Resumo dos modelos desenvolvidos

Como mencionado no item 3.2, foram definidos 4 grupos de modelos separados. Os três primeiros grupos apresentam a superestrutura em vigas (grelha), sendo separados de acordo com o número de longarinas. Já o quarto grupo presenta a superestrutura em laje. Suas nomenclaturas foram definidas de acordo com suas respectivas geometrias, conforme a seguir:

GRUPO G1:

 M01 – P3LR2T-α0°: Ponte com Três Longarinas Retas e Duas Transversinas com Ângulo de Esconsidade de 0°.

O modelo **M02** é igual ao modelo **M01** alterando apenas a quantidade de transversinas, para quatro.

 M03 – P3LR2T-α15°: Ponte com Três Longarinas Retas e Duas Transversinas com Ângulo de Esconsidade de 15°.

O modelo **M04** é igual ao modelo **M03** alterando apenas a quantidade de transversinas, para quatro.

 M05 – P3LR2T-α30°: Ponte com Três Longarinas Retas e Duas Transversinas com Ângulo de Esconsidade de 30°. O modelo **M06** é igual ao modelo **M05** alterando apenas a quantidade de transversinas, para quatro.

 M07 – P3LR2T-α45°: Ponte com Três Longarinas Retas e Duas Transversinas com Ângulo de Esconsidade de 45°.

O modelo **M08** é igual ao modelo **M07** alterando apenas a quantidade de transversinas, para quatro.

 M09 – P3LR2T-α60°: Ponte com Três Longarinas Retas e Duas Transversinas com Ângulo de Esconsidade de 60°.

O modelo **M10** é igual ao modelo **M09** alterando apenas a quantidade de transversinas, para quatro.

GRUPO G2:

 M11 – P5LR2T-α0°: Ponte com Cinco Longarinas Retas e Duas Transversinas com Ângulo de Esconsidade de 0°.

O modelo **M12** é igual ao modelo **M11** alterando apenas a quantidade de transversinas, para quatro.

 M13 – P5LR2T-α15°: Ponte com Cinco Longarinas Retas e Duas Transversinas com Ângulo de Esconsidade de 15°.

O modelo **M14** é igual ao modelo **M13** alterando apenas a quantidade de transversinas, para quatro.

 M15 – P5LR2T-α30°: Ponte com Cinco Longarinas Retas e Duas Transversinas com Ângulo de Esconsidade de 30°.

O modelo **M16** é igual ao modelo **M15** alterando apenas a quantidade de transversinas, para quatro.

 M17 – P5LR2T-α45°: Ponte com Cinco Longarinas Retas e Duas Transversinas com Ângulo de Esconsidade de 45°.

O modelo **M18** é igual ao modelo **M17** alterando apenas a quantidade de transversinas, para quatro.

 M19 – P5LR2T-α60°: Ponte com Cinco Longarinas Retas e Duas Transversinas com Ângulo de Esconsidade de 60°.

O modelo **M20** é igual ao modelo **M19** alterando apenas a quantidade de transversinas, para quatro.

GRUPO G3:

 M21 – P7LR2T-α0°: Ponte com Sete Longarinas Retas e Duas Transversinas com Ângulo de Esconsidade de 0°.

O modelo **M22** é igual ao modelo **M21** alterando apenas a quantidade de transversinas, para quatro.

 M23 – P7LR2T-α15°: Ponte com Sete Longarinas Retas e Duas Transversinas com Ângulo de Esconsidade de 15°.

O modelo **M24** é igual ao modelo **M23** alterando apenas a quantidade de transversinas, para quatro.

 M25 – P7LR2T-α30°: Ponte com Sete Longarinas Retas e Duas Transversinas com Ângulo de Esconsidade de 30°.

O modelo **M26** é igual ao modelo **M25** alterando apenas a quantidade de transversinas, para quatro.

 M27 – P5LR2T-α45°: Ponte com Cinco Longarinas Retas e Duas Transversinas com Ângulo de Esconsidade de 45°.

O modelo **M28** é igual ao modelo **M27** alterando apenas a quantidade de transversinas, para quatro.

 M29 – P7LR2T-α60°: Ponte com Sete Longarinas Retas e Duas Transversinas com Ângulo de Esconsidade de 60°.

O modelo **M30** é igual ao modelo **M29** alterando apenas a quantidade de transversinas, para quatro.

GRUPO G4:

- M31 PLAJE-α0°: Ponte em LAJE com Ângulo de Esconsidade de 0°.
- M32 PLAJE-α15°: Ponte em LAJE com Ângulo de Esconsidade de 15°.
- M33 PLAJE-α30°: Ponte em LAJE com Ângulo de Esconsidade de 30°.

- **M34** PLAJE-α30°: **P**onte em **LAJE** com Ângulo de Esconsidade de 45°.
- **M35** PLAJE-α60°: **P**onte em **LAJE** com Ângulo de Esconsidade de 60°.

O Quadro 3.1 apresenta um quadro resumo dos modelos que serão estudados.

Quadro 3.1 – Resumo dos modelos desenvolvidos.

GRUPO		MODELO	LONGARINAS	QUANTIDADE DE LONGARIANAS	QUANTIDADE DE TRANSVERSINAS AP/INT	ÂNGULO DE ESCONSIDADE (α)
	M01	P3LR2T-α0°	SEÇÃO I MOLDADA IN LOCO	3	2	0°
	M02	P3LR4T-α0°			4	
	M03	P3LR2T-α15°			2	15°
	M04	P3LR4T-α15°			4	
	M05	P3LR2T-α30°			2	30°
1	M06	P3LR4T-α30°			4	
	M07	P3LR2T-α45°			2	45°
	M08	P3LR4T-α45°			4	
	M09	P3LR2T-α60°			2	60°
	M10	P3LR4T-α60°			4	
	M11	P5LR2T-α0°			2	0°
	M12	P5LR4T-α0°			4	
	M13	P5LR2T-α15°	SEÇÃO I MOLDADA IN LOCO		2	15°
	M14	P5LR4T-α15°			4	
	M15	P5LR2T-α30°		5	2	30°
2	M16	P5LR4T-α30°			4	
	M17	P5LR2T-α45°			2	45°
	M18	P5LR4T-α45°			4	
	M19	P5LR2T-α60°			2	60°
	M20	P5LR4T-α60°			4	
	M21	P7LR2T-α0°	SEÇÃO I MOLDADA IN LOCO		2	0° 15°
	M22	P7LR4T-α0°		7	4	
	M23	P7LR2T-α15°			2	
	M24	P7LR4T-α15°			4	
	M25	P7LR2T-α30°			2	- 30°
3	M26	P7LR4T-α30°			4	
	M27	P7LR2T-α45°			2	45°
	M28	P7LR4T-α45°			4	
	M29	P7LR2T-α60°			2	- 60°
	M30	P7LR4T-α60°			4	
	M31	PLAJE-α0°	SUPERESTRUTURA EM LAJE			0°
	M32	PLAJE-α15°				15°
4	M33	PLAJE-α30°				30°
	M34	PLAJE-α45°				45°
	M35	PLAJE-α60°		60°		

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

3.4 Materiais utilizados

Em todos os modelos foram utilizadas as mesmas característica de material, definidas segundo a NBR 6118 (2014). As características mecânicas adotadas para o concreto estão apresentadas no Quadro 3.2:

Quadro 3.2 – Características do Material.

Propriedades Físicas e Mecânicas			
Resistência Característica (fck)	40 MPa		
Módulo de Elasticidade	31870 MPa		
Coeficiente de Poisson	0,2		
Peso Específico	25 kN/m³		

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

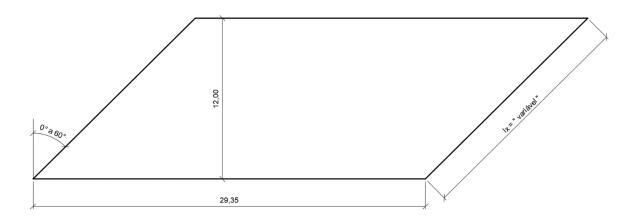
A análise estrutural será realizada em regime elástico-linear, não sendo consideradas fissurações ou plastificações do concreto. Portanto, fica válida a hipótese dos pequenos deslocamentos e a consideração da posição indeformada da estrutura. O escopo da pesquisa estará restrito a análise estrutural, não sendo, portanto, tratado o dimensionamento dos elementos da ponte.

3.5 Geometria da ponte

3.5.1 Superestrutura em vigas (Grelha)

Buscou-se realizar um estudo de modelos de pontes em concreto com geometrias típicas executadas no Brasil. As pontes analisadas apresentam uma extensão total de 29,35 m, tem um único vão e sua seção transversal apresenta 12,0 m de extensão (Figura 3.2).

Figura 3.2 – Vista superior típica do tabuleiro com superestrutura em vigas (grelha). (Dimensões em metros)



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Conforme a NBR 7187 (2003), em se tratando de lajes maciças destinadas à passagem de tráfego rodoviário, deve-se respeitar a altura mínima de 15 cm. Em face desta condição, optou-se por adotar espessura h da laje igual a 20 cm. O tabuleiro é apoiado por longarinas, sendo analisadas três situações: (a) ponte com três longarinas; (b) ponte com cinco longarinas; e (c) ponte com sete longarinas. As seções transversais típicas estão apresentadas na Figura 3.3.

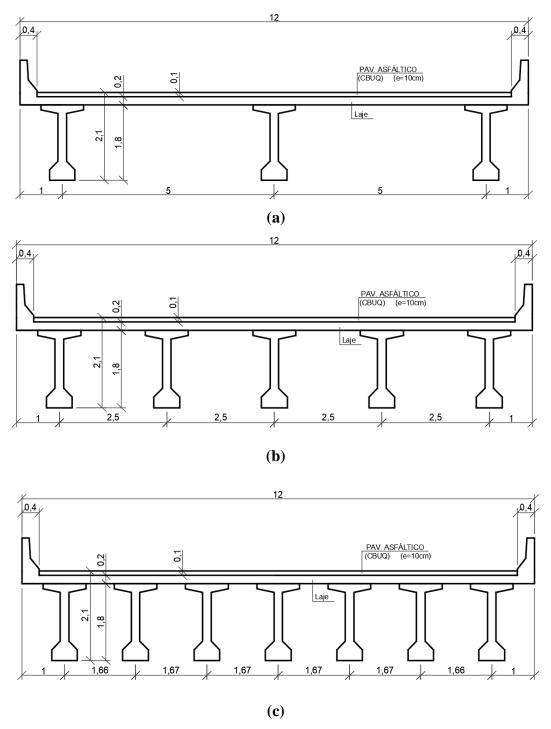


Figura 3.3 – Seção típica do tabuleiro de viga (grelha). (a) com 3 longarinas. (b) com 5 longarinas. (c) com 7 longarinas. (Dimensões em metros)

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

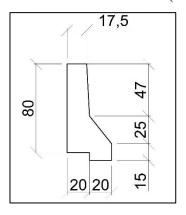
As longarinas apresentam seção I, suas características geométricas estão apresentadas na Figura 3.4.

25 20 115 8 12 20 00 25 20 00 25

Figura 3.4 – Características da longarina. (Dimensões em centímetros)

Serão empregadas barreiras laterais rígidas do tipo New Jersey, as quais seguem as prescrições estabelecidas pela Norma 109 do DNIT (2009) e cuja seção transversal encontra-se representada da Figura 3.5.

Figura 3.5 – Características geométricas da barreira lateral. (Dimensões em centímetros)



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Além disso, são previstas transversinas de apoios e intermediárias com a finalidade de promover o travamento das longarinas e impedir a rotação das mesmas em torno de seu eixo longitudinal. Alguns estudos tem mostrados que as transversinas servem de apoio para a laje do tabuleiro quando são ligadas a ela, e contribuem para a rigidez dos vigamentos sujeitos a cargas excêntricas. Estas também promovem a elevação da rigidez transversal do tabuleiro de modo a melhorar a distribuição transversal das cargas móveis pelas vigas principais. Em

complemento servem ainda para diminuição do vão longitudinal da laje e consequente redução de sua espessura.

Como um dos objetivos do estudo é a avaliação da influência das transversinas na distribuição do momento fletor devido à carga móvel nas pontes esconsas, serão concebidos modelos com a utilização apenas de transversinas de apoio (TA's) e modelos com o incremento de duas transversinas intermediárias (TI's) situadas no meio do vão.

Quanto à altura da seção transversal das transversinas intermediárias, pode-se citar a recomendação Leonhardt (1979) a qual propõe atribuir às mesmas pelo menos 75% da altura da longarina. Portanto, tem-se:

$$h_{transversina} = 75\% \times h_{longarina} = 0.75 \times 1.80 = 1.35 m$$
 (3.1)

Desta forma foi adotado para as transversinas intermediárias e de apoio 1,35 m de altura. A base das vigas transversais normalmente varia de 25 a 30 cm, tendo em vista que o mínimo permitido pela NBR 7187 (2003) é de 20 cm. Na pesquisa será adotada para as transversinas de apoio a dimensão de 35 cm e, no caso das intermediárias, a base terá 25 cm.

3.5.2 Superestrutura em Laje

Para a análise do comportamento da superestrutura em laje, foi utilizada a geometria proposta por Tardivo (2014). A estrutura apresenta uma extensão total de 12,0 m, com um vão, sua seção transversal também apresenta 12,0 m de extensão. A esconsidade foi variada de zero a sessenta graus, com incremento de quinze graus. Nos apoios foi considerado um espaçamento de 1,0 m, resultando em 12 apoios por borda apoiada. As características geométricas estão apresentadas na Figura 3.6.

Aparelho de apoio

O°als 60°

(a)

1200

Figura 3.6 – (a) Vista superior típica do tabuleiro. (b) Seção transversal típica. (Dimensões em cm)

3.6 Ações atuantes na ponte

É importante ressaltar que algumas ações serão introduzidas no programa *CsiBridge v21*, ao passo que outras são obtidas pelo próprio programa a partir de dados de entrada como: seção transversal (dimensões, tipo, quantidade de longarinas), tipo de material, resistência característica do concreto, classe da ponte, seção longitudinal (dimensões, quantidade de transversinas, quantidade e tamanho dos vãos), entre outras características. Nesta pesquisa, foram consideradas as ações verticais descritas a seguir.

(b)

3.6.1 Carga Permanente

Ações verticais permanentes consistem, basicamente, nas cargas oriundas do peso próprio dos elementos estruturais, tais como lajes em concreto, longarinas e transversinas e sobrecargas permanentes de barreiras laterais, revestimento asfáltico e guarda-corpos. O peso próprio foi calculado de forma automática pelo *CsiBridge v21*, a partir das definições geométricas e características dos materiais.

As cargas de barreiras, pavimentação e guarda-corpos foram calculadas conforme prescreve a NBR 7187 (2003). Na avaliação de cargas devidas ao peso próprio de elementos estruturais, assumiu-se um concreto armado o peso específico mínimo (γ_{conc}) de 25 kN/m³ e, para a pavimentação (γ_{pav}) adotou-se o valor de 24 kN/m³. Além disso, foi prevista uma carga acidental de 2 kN/m² para atender a um possível recapeamento asfáltico. Assim, conforme equação (3.2) a carga total de pavimentação considerada foi de 4,4 kN/m².

$$g_1 = 0.10 \times 24 \text{ kN/m}^2 + 2 \text{ kN/m}^2$$
 (3.2)
 $g_1 = 4.4 \text{ kN/m}^2$

Conforme apresentado na seção 3 foi adotada a barreira de proteção do tipo *New Jersey*, cuja seção transversal é mostrada na Figura 3.5. A área da seção transversal é de 0,232 m² e adotando-se o peso específico do concreto armado de 25 kN/m³. Assim a carga permanente distribuída ao longo da área de influência da barreira lateral foi de 5,8 kN/m.

$$g_2 = 0.242 \text{ } m^2 \times 25 \text{kN/m}^2$$
 (3.3)
 $g_2 = 5.8 \text{ kN/m}$

3.6.2 Carga móveis

Para as ações verticais móveis, a NBR 7188 (2013) prever a aplicação da carga móvel rodoviária padrão TB-450, definida por um veículo tipo de 450 kN, com seis rodas, P = 75 kN, três eixos de carga afastados entre si de 1,5 m, com área de ocupação de 18,0 m², circundada por uma carga uniformemente distribuída p =5kN/m², conforme a Figura 3.7.

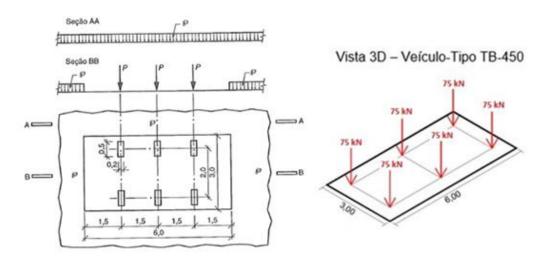


Figura 3.7 – Veículo-tipo TB-450

Fonte: Adaptado da NBR 7188 (2013).

O *CsiBridge v21* faz a carga móvel percorrer todo tabuleiro. Cabe salientar que o programa considera carga de multidão nos locais de aplicação das cargas pontuais do trem-tipo, ou seja, considera a carga de multidão abaixo do veículo, o que não é previsto na norma brasileira. Diante desta situação, o procedimento utilizado foi semelhante ao apresentado em Coutinho (2019), sendo criado um artifício para corrigir o valor do carregamento do veículotipo, recalculando-se as cargas "P" (carga por roda) e "p", para o TB-450, chegando-se a um valor para um trem tipo homogeneizado, reduzindo-se da carga do veículo a carga de multidão situada abaixo dele, da seguinte forma:

$$P = \frac{75kN \times 6 - (5 \times 3 \times 6)}{6} = 60kN/roda$$

$$p = 5kN/m^{2}$$
(3.4)

A Figura 3.8 mostra o TB-450 que foi utilizado no programa CsiBridge v21.

Figura 3.8 – Trem-tipo longitudinal homogeneizado.

3.7 Aplicação da proposta da AASHTO

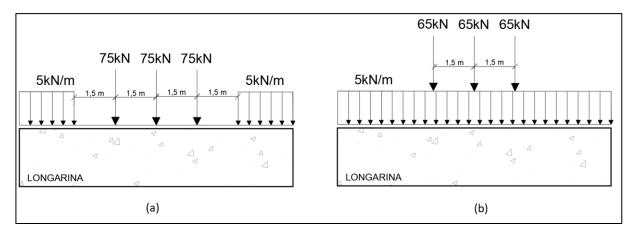
Conforme apresentado no item 2.5, a AASTHO LRFD (2017) apresenta formulações para fatores de distribuição de momento fletor e esforço cortante em pontes, bem como fatores de correção para a presença da esconsidade. Portanto, com intuito de validação dos resultados, definiu-se promover uma comparação entre os valores da norma americana e os obtidos via Método dos Elementos Finitos (MEF) através do *CsiBridge v21*.

O veículo tipo preconizado pela AASTHO LFRD (2017), assim como o da NBR 7188 (2013), é composto por duas parcelas, uma delas referente às cargas concentradas das rodas de um veículo padronizado e a outra parcela referente à carga distribuída (*Lane Road*), que equivale à carga de multidão apresentada pela norma brasileira. Entretanto, eles diferem principalmente no que diz respeito à distribuição da carga no tabuleiro. Enquanto a norma brasileira determina que a carga de multidão (5 kN/m²) não seja aplicada na região compreendida pelo veículo tipo, a norma americana prevê carregamento distribuído se sobrepondo às cargas concentradas do veículo.

O manual de referência para o dimensionamento de pontes da AASHTO LFRD (2017), entre outras especificações, introduz as características do trem-tipo que deve ser empregado na obtenção dos esforços de dimensionamento. Portanto, para aplicar o trem-tipo brasileiro, TB-450, devem ser feitas algumas alterações no mesmo, a fim de compatibilizá-lo com o HL-93, viabilizando a aplicação da proposta da norma americana. Em conformidade com a NBR 7188 (2013), a distribuição longitudinal de cargas, considerando um eixo que atravessa a região do trem-tipo, é dada na Figura 3.9-a. A primeira modificação é considerar a carga de multidão distribuída também dentro da área do trem-tipo e atuando e uma faixa longitudinal unitária, Figura 3.9-b. O acréscimo de carga decorrente desta mudança é compensado pela redução das cargas das rodas, tal como apresentado a seguir.

$$5 \times 6 = 30 \ kN \rightarrow \Delta = \frac{10 \ kN}{eixo} \rightarrow P = 75 - 10 = 65kN/roda$$
 (3.5)

Figura 3.9 – Trem-tipo longitudinal segundo a norma brasileira NBR 7188 (2013): (a) Sem carga de multidão na região do trem-tipo; (b) Com carga de multidão na região do trem-tipo.



As cargas móveis podem ser assimiladas a cargas estáticas através de um coeficiente de impacto. Para a NBR 7187 (2013), a majoração dos esforços pelo coeficiente de impacto é feita através da seguinte equação:

$$\varphi = CIV. CNF. CIA \tag{3.6}$$

Onde:

CIV é o coeficiente de impacto vertical, e no caso de vãos entre 10 e 200 m, é dado por:

$$CIV = 1 + 1,06 \left(\frac{20}{L_{iv} + 50}\right) = 1 + 1,06 \left(\frac{20}{29,35 + 50}\right) = 1,27$$
 (3.7)

CNF é o coeficiente de número de faixas, obtido por:

$$CNF = 1 - 0.05 \times (n - 2) > 0.9 \rightarrow CNF = 1 - 0.05 \times (n - 2) = 1.0$$
 (3.8)

CIA é o coeficiente de impacto adicional, destinado à majoração da carga móvel característica devido à imperfeição e/ou deslocamento da pista de rolamento, no caso de juntas de dilatação e nas extremidades das obras. Ele assume os valores de 1,25 para obras em concreto ou mistas e de 1,15 para obras em aço, conforme a NBR 7188 (2013).

Aplicando os coeficientes na equação (3.6), o coeficiente de impacto será $\varphi = 1,58$. Resultando no trem-tipo longitudinal adaptado, apresentado na Figura 3.10, que aplicado longitudinalmente na longarina resulta a envoltória de momento apresentado na Figura 3.11.

7,92kN/m

7,92kN/m

1,5 m
1,5 m
1,5 m

1,5 m

1,5 m

1,5 m

1,5 m

Figura 3.10 – Trem-tipo adaptado ao método da AASHTO LRFD (2017).

Fonte: Elaborada pelo autor (2020).



Figura 3.11 – Envoltórias de Momentos devido ação do Trem-tipo adaptado ao método da

•

Fonte: Elaborada pelo autor (2020).

Na envoltória apresentada na Figura 3.11 deverão ser aplicados os fatores de correção (LLDF's), descrito no item 2.5. Os cálculos desses fatores serão apresentados a seguir.

3.7.1 Determinação dos LLDF's

Considerando as características geométricas da longarina, apresentados na Figura 3.4, tem-se seus parâmetros geométricos apresentados na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Parâmetros geométricos das longarinas.

b (in)	23,62 e g (in)		26,0
h (in)	70,87	S (ft)	5,5
A (in²)	1674,00	L (ft)	96,3
I (in4)	1294127,14	ts (in)	7,9

Fonte: Elaborada pelo autor (2020)

O parâmetro de rigidez longitudinal, calculado conforme equação (2.4), é:

$$K_g = n(I + Ae_g^2) = 1 (405121,48 + 496.25,7^2) = 733793,54 in^4$$
 (3.9)

O fator LLDF para momento fletor para as longarinas internas, conforme formulações apresentadas na Tabela 2.1 vale:

$$LLDF_{int} = 0.075 + \left(\frac{S}{9.5}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{12Lt_s^3}\right)^{0.1} = 0.5439$$
 (3.10)

Para as longarinas externas (L1 e L7), os LLDF's são calculados conforme apresentado na Tabela 2.2. Tem-se que d_e é igual à 3,281 $\it ft$ (1,0 m), assim:

$$e_{momento} = 0.77 + \frac{d_e}{9.1} = 1.1305$$
 (3.11)

Portanto, o fator de correção para as longarinas externas para momento será:

$$LLDF_{ext} = 0.0,6148 (3.12)$$

A Tabela 3.2, apresenta os valores dos LLDF's para esforço cortante e momento fletor:

Tabela 3.2 – LLDF's para momento fletor em Pontes Ortogonal.

Longarina	V1 e V7	V2 e V6	V3 e V5	V4
LLDF - momento	0,6148	0,5439	0,5439	0,5439

Fonte: Elaborada pelo autor (2020).

Para as pontes que apresentam esconsidade, conforme apresentado no 2.5, a AASHTO LRFD (2017) apresenta fatores de correção para o cálculo de momento e cortante na longarina do canto obtuso. Assim, aplicando as formulações apresentadas na Tabela 2.3, tem-se:

Tabela 3.3 – LLDF's para momento fletor na longarina do canto obtuso.

Ângulo(θ)	15°	30°	45°	60°
LLDF - momento	1,0000	0,9623	0,9141	0,8042

Fonte: Elaborada pelo autor (2020).

Aos fatores apresentados na Tabela 3.2 devem ser aplicados os fatores de correção apresentados na Tabela 3.3. Assim têm-se os fatores que deverão ser aplicados ao momento fletor das Longarinas de acordo com a esconsidade da ponte (Tabela 3.4).

Tabela 3.4 – LLDF's para momento fletor nas longarinas conforme esconsidade.

Longarina	o°	15°	30°	45°	60°
V1	0,6148	0,6148	0,5917	0,5620	0,4944
V2	0,5439	0,5439	0,5439	0,5439	0,5439
V3	0,5439	0,5439	0,5439	0,5439	0,5439
V4	0,5439	0,5439	0,5439	0,5439	0,5439
V5	0,5439	0,5439	0,5439	0,5439	0,5439
V6	0,5439	0,5439	0,5439	0,5439	0,5439
V7	0,6148	0,6148	0,6148	0,6148	0,6148

Fonte: Elaborada pelo autor (2020).

Por fim, os momentos fletores apresentado na Figura 3.11 deverão ser multiplicados pelos fatores apresentados na Tabela 3.4, sendo obtida a envoltória de momento para cada longarina de acordo com a esconsidade da ponte.

3.8 Modelagem

O *CsiBridge v21* é um programa de análise estrutural específico para a modelagem numérica de estruturas de pontes e viadutos, que possibilita a discretização da estrutura de forma tridimensional via MEF considerando o acoplamento da laje, longarinas, transversinas e pilares, levando em conta a excentricidade existente entre esses elementos estruturais. Como consequência deste funcionamento conjunto, a laje funciona em termos globais e na direção longitudinal da ponte, na maioria das vezes como mesa de compressão (Jovem, 2017).

De acordo com Fu & Wang (2015), a escolha do método de modelagem mais apropriado depende do tipo de informação que se deseja encontrar. Como se buscava analisar a distribuição de esforços transversal em pontes esconsas através dos fatores de distribuição de momento fletor (FDMF's) devido à carga móvel, optou-se por utilizar modelos tridimensionais via MEF, devido a sua precisão, grande difusão em *softwares* comerciais e principalmente por sua capacidade de visualização concisa dos resultados. Além disso, observou-se através da vasta revisão sobre o tema, que diversos estudos concluíram que essa metodologia fornece resultados de fatores de distribuição de momento fletor devido à carga móvel, mais próximos daqueles medidos em ensaios de campo.

3.8.1 Superestrutura em vigas (Grelha)

Esse tipo de modelagem foi utilizado em todos os modelos dos Grupos G1, G2 e G3. As longarinas foram modeladas como elementos de barra (*frame*) mostrados no item 2.9.1, enquanto a laje e as transversinas foram modeladas com o uso de elementos planos de casca (*Shell*), item 2.9.2.

A ligação dos nós entre os elementos finitos que representa a ponte com as barras rígidas de interligação foi feita através da metodologia de nó-mestre – nó-escravo ("body constraint"), em que o deslocamento do nó escravo acompanha o do mestre simulando um comportamento de corpo rígido entre eles. Já a ligação da longarina com os apoios foi realizada através de barras rígidas, com comprimento suficiente para transpor o elemento de casca no plano YZ (representando as transversinas de apoio) para conectar-se aos aparelhos de apoio. Nos aparelhos de apoios foram introduzidos elementos *links* de rigidez elevada (K = 10¹¹ kN/m) nos graus de liberdade que deveriam ser restringidos. Na Figura 3.12 é possível visualizar a discretização dos elementos. Na Figura 3.13 observa-se a modelagem tipo *offset* realizada no *CsiBridge v21* e nas Figura 3.14 e Figura 3.15, verifica-se o modelo extrudado obtido através do *software*.

Figura 3.12 – Discretização do modelo de ponte em viga (grelha).

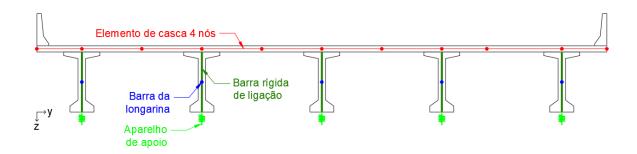
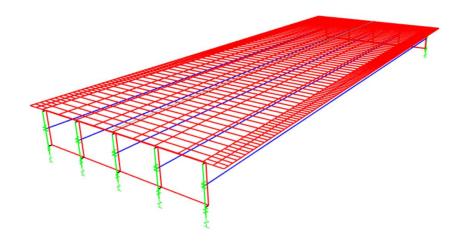
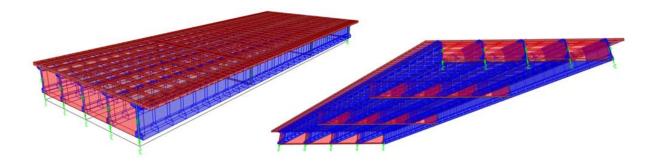


Figura 3.13 – Representação da modelagem tipo *offset* do modelo G2-M11, construído através do *CSi Bridge v21*.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Figura 3.14 – Modelo G2-M11 extrudado, construído através do *CSi Bridge v21*. a) Vista superior. b) Vista inferior.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Figura 3.15 – Seção transversal Modelo G2-M11.

3.8.2 Superestrutura em laje

O tipo de modelagem que será apresentado foi utilizado para os modelos do Grupo G4. Em todos os modelos citados adotou-se elementos de casca com 4 nós para representar as lajes. A laje foi dividida em uma malha de elementos quadrados com lados de aproximadamente 50 cm de comprimento, Figura 3.16.

Os apoios foram simulados por *link* do tipo linear (*linear link*). Este tipo de *link* possui uma relação linear entre a força aplicada sobre ele e seu correspondente deslocamento, sendo função da rigidez definida para cada grau de liberdade. Para simular um aparelho de apoio do tipo neoprene foi definida a rigidez transversal de 100.000 kN/m.

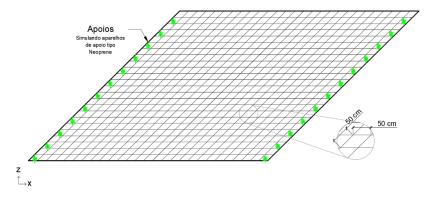


Figura 3.16 – Modelo de discretização pontes em laje.

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

A Figura 3.17, apresentam a modelagem realizada no CsiBridge v21.

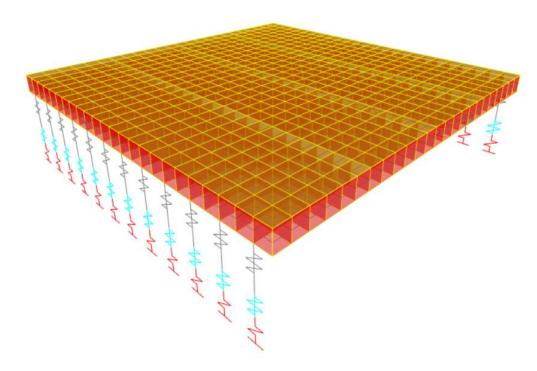


Figura 3.17 – Modelo G4-M01 extrudado, construído através do *CSi Bridge v21*.

3.8.3 Distribuição de carga segundo o CsiBridge v21

O *software* comercial *CsiBridge v21* fornece ao usuário 4 métodos de distribuição de carga móvel para longarinas:

- Método 1: Os fatores de distribuição podem ser especificados diretamente pelo usuário.
- Método 2: O CsiBridge v21 calcula os fatores de distribuição de carga móvel através dos procedimentos de cálculo fornecido pela seção 4.6.2.2. da AASHTO LRFD (2017).
- Método 3: O *CsiBridge v21* lê as demandas de carga móvel calculadas diretamente de cada uma das longarinas através de sua rigidez.
 - Método 4: O *software* distribui a carga móvel uniformemente para todas as longarinas.

Nesta pesquisa foi utilizado o Método 3, visto que se deseja conhecer a distribuição de cargas em pontes esconsas.

4 RESULTADOS

Este capítulo apresenta na primeira parte os resultados dos fatores de distribuição de momento fletor (FDMF's) e nas reações de apoio nas diversas análises realizadas nas pontes em vigas (grelha). Foram utilizados como referência para a obtenção dos FDMF's os momentos fletores devido à carga móvel encontrados através dos modelos refinados (3D), construídos através do *software CsiBridge v21*, utilizando o Método dos Elementos Finitos (MEF). Na segunda parte são apresentados os resultados dos estudos sobre a influência da esconsidade nas distribuições de momentos fletores e nas reações de apoio de pontes esconsas em laje.

4.1 Pontes em vigas (Grelha)

4.1.1 Obtenção dos fatores de distribuição de momento fletor (FDMF's) e reações de apoio

Após a modelagem no programa *CsiBridge v21*, foram extraídos os momentos fletores devido a carga móvel nas longarinas de todos os modelos dos Grupos G1 a G3. Os esforços foram analisados em cinco seções de cada longarina espaçados a cada 5 metros contados a partir do apoio do lado esquerdo da ponte, tanto para os modelos com apenas transversinas de apoio (TA's) quanto para os modelos com transversinas de apoio (TA's) e transversinas intermediárias (TI's), conforme mostra a Figura 4.1.

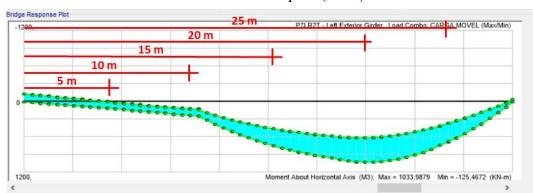


Figura 4.1 – Envoltória de Momento fletor, seções de análise nas longarinas nos modelos com transversinas de apoio (TA's)

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Com objetivo de averiguar a distribuição de carga móvel em tabuleiros de pontes esconsas, admitiu-se a possibilidade de se utilizar os fatores de distribuição de momento fletor

(FDMF's) determinados através da relação entre os resultados dos momentos fletores nas seções de análise supracitadas para cada longarina, obtidos através dos modelos 3D, e o resultado do momento fletor para toda a ponte obtida através de uma modelagem da ponte como uma viga (*Spine Model*), nas mesmas seções, submetido às mesmas cargas móveis. Esse modelo tem como concepção o princípio da viga equivalente (*Equivalent Beam*), onde um único elemento linear (barra), posicionado no centro de gravidade do tabuleiro, representa toda a superestrutura da ponte a ser analisada, no qual esse elemento resiste ao conjunto de carregamentos (permanentes e móveis) aplicados à superestrutura, onde esses são posicionados na linha central do elemento, e por critérios de simplificação a análise estrutural é aproximada do comportamento real. Cabe salientar que mesmo esse modelo não sendo capaz de captar efeitos devido a traçados não retilíneos de pontes e viadutos, como esconsidades, curvas no plano horizontal e elevação no plano vertical, além dos efeitos inerentes da interação entre os elementos da superestrutura e das juntas de dilatação, estudos têm mostrado que sua utilização em análise paramétrica de pontes permite obter valores de comparação de esforços seccionais com razoável acurácia.

Na idealização do modelo "Spine Model" para finalidade da obtenção dos FDMF's, utilizou-se CsiBridge v21, alterando o modelo estrutural da ponte para a opção "Modelo Spine" utilizando elementos de barra (Spine Model Using Frame Objects). A modelagem da ponte como modelo "Spine" foi utilizada em todos modelos dos Grupos G1 a G3.

Em síntese, os fatores de distribuição de momento fletor (FDMF's) foram calculados como:

$$FDMF = \frac{M_{longarina}^{MEF,3D}}{M_{total}^{1D}}$$
(4.1)

Onde:

 $M_{longarina}^{MEF,3D}$ — Modelagem em 3D, análise em cada longarina;

 M_{total}^{1D} – Modelagem da ponte em 1D.

Para análise dos resultados adotou-se duas formas de captar as diferenças percentuais entre os FDMF's e reações de apoio dos modelos concebidos: (1) uma Análise Global e (2) uma Análise Local das pontes esconsas. Em síntese, estas formas são comparações das diferenças percentuais entre a parcela de esforço captado em uma longarina, quando posteriormente comparada a outras longarinas do mesmo grupo (Análise Global) ou a mesma longarina, porém de grupo distintos (Análise Local), verificando, sobretudo, o comportamento

da distribuição dos momentos fletores e reações de apoio frente à variação dos parâmetros envolvidos.

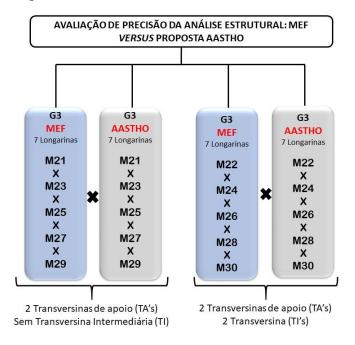
Vale ressaltar que para a análise das reações de apoio, foram extraídos os valores dos elementos finitos localizados nas proximidades dos aparelhos de apoio obtidos da modelagem 3D.

4.1.2 Análise comparativa entre modelos de análise: MEF *versus* proposta da AASHTO LRFD (2017)

Conforme visto no item 2.5 desta pesquisa, a AASHTO LRFD (2017) apresenta um procedimento analítico de análise estrutural para pontes. No procedimento proposto os esforços máximos são obtidos posicionando um dos eixos do trem-tipo especificado pelo referido manual na posição que provoca os efeitos mais desfavoráveis. Os esforços assim determinados são ajustados por um fator de distribuição de cargas denominado LLDF (*Live Load Distribution Factor*).

Com a finalidade promover a comparação entre o método de análise estrutural via MEF e a proposta da AASHTO LRFD (2017), propôs-se avaliar as diferenças percentuais globais dos FDMF's obtidos em cada caso. Para captar essa diferença no comportamento entre ambos, definiu-se analisar os modelos do Grupo 3, realizando as comparações apresentadas no fluxograma da Figura 4.2.

Figura 4.2 – Fluxograma de comparação entre os modelos propostos para avaliação da precisão entre os modelos de análise estrutural.

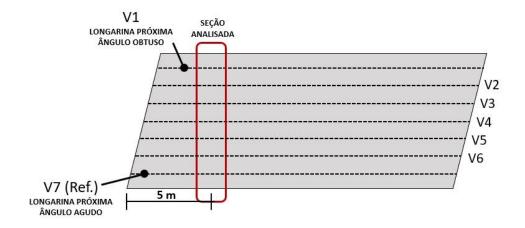


Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

A análise foi realizada nas sete longarinas, na seção localizada a 5 metros do apoio, conforme apresentado na Figura 4.3.

A longarina V7, localizada próxima ao ângulo agudo, foi utilizada como referência.

Figura 4.3 – Seção utilizada para análise comparativa entre os modelos de análise.



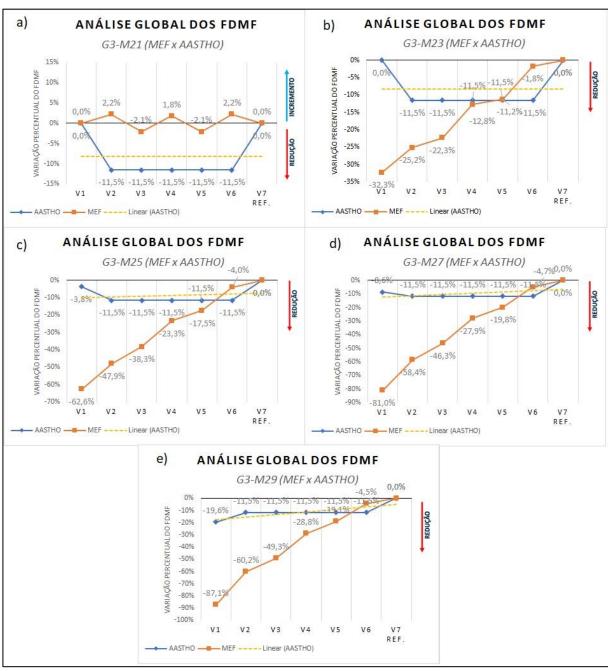
Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

4.1.2.1 Análise Global dos FDMF's (MEF versus proposta da AASHTO)

Neste item será apresentada a Análise Global dos FDMF's obtidos através da proposta da AASHTO LRFD (2017) para as pontes do Grupo 3, modelos com 7 longarinas, sem e com transversinas intermediárias (TI's). A Análise Global desses fatores visou compreender a variação percentual de acréscimo (valores positivos) ou decréscimo (valores negativos) dos FDMF's ao ter como referência a longarina mais próxima ao ângulo agudo (V7).

A Figura 4.4 apresenta os resultados para os modelos do Grupo 3, sem transversinas intermediárias (TI's).

Figura 4.4 – Análise Global dos FDMF's das pontes do Grupo 3, sem TI's, com referência para comparação na V7, obtido através da proposta AASHTO LRFD (2017). a) G3-M21; b) G3-M23; c) G3-M25; d) G3-M27; e) G3-M29.



Ao analisar as variações percentuais dos FDMF's apresentados na Figura 4.4-a, no modelo ortogonal, verificou-se um comportamento linear dos resultados obtidos pela proposta da AASHTO (2017) onde as longarinas externas apresentam o mesmo fator e as longarinas internas apresentam um fator menor que a longarina de referência (V7), de -11,5%. Os resultados obtidos pelo MEF apresentaram um comportamento simétrico, onde as longarinas externas apresentaram o mesmo valor e as internas (V3 e V5) valor de -2,1%, ou seja, inferiores ao da longarina de referência (V7). Porém, as longarinas internas (V2, V4 e V6) apresentaram valores superiores ao da longarina de referência, de 2,2%, 1,8% e 2,2%, respectivamente.

Como a introdução da esconsidade, a partir da Figura 4.4-b, analisando o comportamento da longarina (V1), localizada próxima ao ângulo obtuso, verificou-se em ambos os métodos, redução dos percentuais dos FDMF's com o aumento da esconsidade. Porém percebeu-se que no MEF essa variação foi bem mais expressiva. Para o Grupo G3-M29, com 60° de esconsidade, a variação pela proposta da AASHTO LRFD (2017) foi de -19,6%, já pelo MEF essa variação foi de -87,1%.

Para as longarinas internas, a proposta da AASHTO LRFD (2017) não apresenta fatores de correção dos LLDF devido à presença da esconsidade. Dessa forma, os fatores obtidos para as longarinas internas em todos os modelos com esconsidade foram os mesmos do modelo ortogonal G3-M21. Esse comportamento pôde ser observado na Figura 4.4, onde a variação percentual dos FDMF's apresentou o mesmo valor de redução, de -11,5%, para todas as longarinas internas em todos os grupos de análise.

Ao analisar a variação percentual dos FDMF's obtida pelo MEF, comparando o Grupo G3-M23 (Figura 4.4-b), que apresenta 15° de esconsidade, com o Grupo G3-M29 (Figura 4.4-e), com 60° de esconsidade, foi possível perceber que as variações percentuais dos FDMF's foram distintas para as longarinas internas, e que o aumento da esconsidade elevou essa diferença.

Em complemento foi analisada as variações percentuais dos FDMF's obtidas através da proposta da AASHTO (2017) (Figura 4.5) para os modelos com duas transversinas intermediárias (TI's).

a) ANÁLISE GLOBAL DOS FDMF ANÁLISE GLOBAL DOS FDMF G3-M22 (MEF x AASTHO) G3-M24 (MEF x AASTHO) 0.0% 0,0% -5.9% ARIAÇÃO PERCENTUAL DO FDMF VARIAÇÃO PERCENTUAL DO FDMF -6,3% REDUÇÃO -5% -5% -10% -10% -15% 11,5% -11,5% -11,5% -11,5% -11,5% -11,5% -11,5% -11,5% -11,5% -11,5% -15% -20% -20% -25% -25% -30% V7 REF. AASTHO AASTHO d) ANÁLISE GLOBAL DOS FDMF ANÁLISE GLOBAL DOS FDMF c) G3-M26 (MEF x AASTHO) G3-M28 (MEF x AASTHO) 0.0% 0.0% VARIAÇÃO PERCENTUAL DO FDMF -6,9% ARIACÃO PERCENTUAL DO FDMF REDUÇÃO -5% -10% -10% -11,5% -11,5% -11,5% -11,5% -15% -11,5% -12,4% -13,4% -14,7% -20% -20% -25% -25% -30% V3 V5 V6 V7 REF. AASTHO -- AASTHO MEF ----- Linear (AASTHO) e) ANÁLISE GLOBAL DOS FDMF G3-M30 (MEF x AASTHO) 0,0% 098 VARIAÇÃO PERCENTUAL DO FDMF -11,5% -11,5% -11,5% -11,5% -10% -15% -13,1% -20% 17,1% -25% -30%

Figura 4.5 – Análise Global dos FDMF's das pontes do Grupo 3, com 2 TI's, com referência para comparação na V7, obtido através da proposta AASHTO LRFD (2017). a) G3-M21; b) G3-M23; c) G3-M25; d) G3-M27; e) G3-M29.

Analisando os resultados da AASHTO LRFD (2017), verificou-se que os valores obtidos foram os mesmos apresentados para os modelos sem transversinas intermediárias (TI's). Esse resultado já era esperado visto que nas formulações dessa norma os parâmetros empregados não levaram em consideração a presença de transversinas.

V2

AASTHO — MEF ---- Linear (AASTHO)

V3

V4

V5

V 6

V7 REF.

Observou-se que com a introdução da esconsidade (Figura 4.5-b), a longarina (V1) localizada próxima ao ângulo obtuso, experimentou um comportamento semelhante aos

resultados obtidos com MEF, com redução dos percentuais dos FDMF's com o aumento da esconsidade. Essa redução apresentou-se próxima nos dois estudos, sendo que pelo MEF essa variação foi maior para todos os modelos quando comparada com a obtida pela proposta da AASHTO LRFD (2017). Para o Grupo G3-M30, com 60° de esconsidade, a variação pela proposta da norma americana foi de -19,6%, já pelo MEF essa variação foi de -23,6%.

Nas longarinas internas, os momentos fletores obtido dos modelos com esconsidade foram os mesmos do modelo ortogonal G3-M22. Esse comportamento pode ser observado na Figura 4.5-a onde a variação percentual dos FDMF's apresentou o mesmo valor de redução de -11,5% para todas as longarinas internas em todos os grupos de análise. Contudo, vale salientar que a introdução das transversinas intermediárias (TI's) na análise via MEF fez alterar os FDMF's quando comparados com os valores obtidos sem essas transversinas.

Em complemento, observou-se nos resultados obtidos pela AASHTO LRFD (2017), que o aumento da esconsidade ocasionou a redução dos FDMF's na longarina (V1) localizada próximo ao canto obtuso. Tendência similar foi apresentada nos resultados obtidos através do MEF. No entanto, para os modelos sem transversinas intermediárias (TI's) os valores apresentaram grandes diferenças, ao passo que para os modelos com transversinas intermediárias (TI's) os valores se apresentaram mais próximos.

Essa variabilidade de resultados mostra, baseado nas respostas dos modelos propostos nesta pesquisa, que há necessidade de uma ampliação dos fatores de distribuição propostos pela AASHTO LRFD (2017) a fim de considerar a mudança de rigidez do tabuleiro devido à presença das transversinas e também a presença da esconsidade.

O estudo que segue visa, através de uma análise paramétrica, verificar o efeito tanto da variação do ângulo de esconsidade quanto da variação da rigidez do tabuleiro devido à presença das transversinas nos fatores de distribuição (FDMF's) e nas reações de apoio de pontes esconsas em vigas (grelha).

4.1.3 Efeito da esconsidade na distribuição do momento fletor devido de carga móvel ao longo do comprimento da longarina

Mediante aos estudos apresentados na revisão bibliográfica e análise realizada no item 4.1.2, verificou-se que a esconsidade é apontada como um dos parâmetros que afetam a distribuição do momento fletor. Há estudos que mostram que o aumento da esconsidade acarreta a redução do momento fletor positivo próximo ao ângulo obtuso nas longarinas mais externas quando comparadas as longarinas mais internas.

Desta forma, decidiu-se avaliar a distribuição e variação dos fatores de distribuição de momento fletor (FDMF's) devido à ação das cargas móveis parametrizando a esconsidade. A análise foi realizada ao longo do comprimento das longarinas, sendo consideradas as cinco seções definidas conforme apresentado na Figura 4.1.

Inicialmente foi analisado o comportamento do Grupo 1 com três longarina e sem transversinas intermediárias (TI's). Verificou-se que na ponte ortogonal os fatores (FDMF's) foram igualmente distribuídos nas três longarinas (Figura 4.6-a). Ao promover a variação da esconsidade da ponte, essa igualdade começou a ser afetada principalmente nas longarinas da extremidade (V1 e V3), diminuindo nas seções localizadas próximas ao ângulo obtuso e aumentando no sentido do ângulo agudo. Já na longarina central (V2), esses fatores foram pouco afetados, ficando bem similares (Figura 4.6-b). Essa tendência foi observada nos 4 modelos, G1-M03, G1-M05, G1-M07 e G1-M09, sendo mais pronunciada com o aumento do ângulo de esconsidade. Os demais dados e gráficos podem ser verificados no anexo A desta pesquisa.

a) G1-M09-P3LR2T-α60° G1-M01-P3LR2T-α0° 0.6 0.6 0,5 Longarina 1 Longarina 1 0,3 0,3 Longarina 2 0,2 Longarina 2 0.1 0,0 10 15 15 Posição (m) Posição (m)

Figura 4.6 – FDMF's em trechos das longarinas das pontes do Grupo 1, com 0 TI's, obtido através do *CsiBridge v21*. a) G1-M01; b) G1-M09.

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

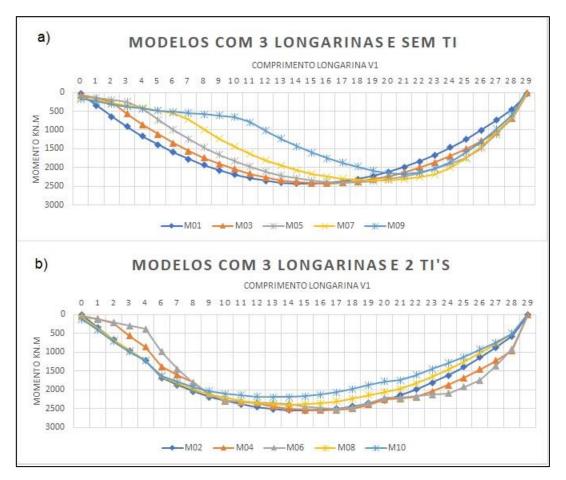
Neste contexto, considerou-se importante analisar o comportamento do momento fletor devido à carga móvel ao longo de todo o comprimento da longarina. Para análise foi escolhida a longarina mais externa (V1), devido ao comportamento ser mais pronunciado nas longarinas da extremidade (Figura 4.7).

Na Figura 4.7-a observou-se o comportamento dos modelos com 3 longarinas e sem transversinas intermediárias. No gráfico foi possível perceber que o aumento da esconsidade afetou a posição do momento fletor máximo. Na ponte ortogonal o momento máximo ocorreu no meio da longarina e o comportamento foi no formato de uma única parábola. Com a presença da esconsidade foi possível notar dois trechos com comportamento distintos. O trecho com

comportamento de parábola semelhante ao verificado na ponte ortogonal (G1-M01), à medida que aumentou a esconsidade ficou localizado em uma seção mais próxima do final da ponte. Assim, com o aumento da esconsidade a posição do momento fletor máximo ficou mais próximo ao ângulo agudo ocorrendo um a redução do momento próximo ao ângulo obtuso.

Nos modelos com 3 longarinas e 2 TI's (Figura 4.7-b), também foram observadas alterações dos momentos fletores com a inclusão da esconsidade, porém os valores ficaram mais próximos e com comportamentos semelhantes aos observados na ponte ortogonal (G1-M02).

Figura 4.7 – Momento fletor devido a carga móvel ao longo das longarinas V1 do Grupo 1, obtido através do *CsiBridge v21*. a) Modelo sem TI; b) Modelo com 2 TI's.

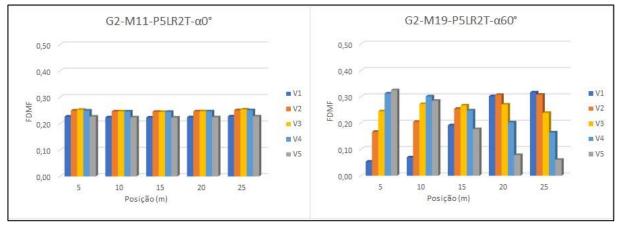


Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Valores semelhantes foram encontrado para os modelos do Grupo 2 com 5 longarinas sem e com sem TI's. A Figura 4.8 mostra os resultados para as cinco seções de estudo. Nesse caso, ao promover a variação da esconsidade da ponte, a igualdade foi afetada nas longarinas

V1, V2, V4 e V5, reduzindo nas proximidades do ângulo obtuso e aumentando no sentido do ângulo agudo, sendo esse efeito mais pronunciado nas longarinas mais externas (V1 e V5). Já na longarina central (V3) esse comportamento não foi observado, ficando os FDMF's bem similares, principalmente nas seções centrais da longarina (Figura 4.8-b). Esse comportamento foi observado nos 4 modelos, G2-M13, G2-M15, G2-M17 e G2-M19, sendo acentuado com o aumento do ângulo de esconsidade. Os demais dados e gráficos podem ser verificados no Anexo A.

Figura 4.8 – FDMF's das pontes do Grupo 2, sem TI's, obtido através do *CsiBridge v21*. a) G2-M11; b) G2-M19.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

A Figura 4.9 apresenta os resultados ao longo dos modelos com 5 longarinas e sem transversinas intermediárias que teve comportamento semelhante ao ocorrido no Grupo 1.

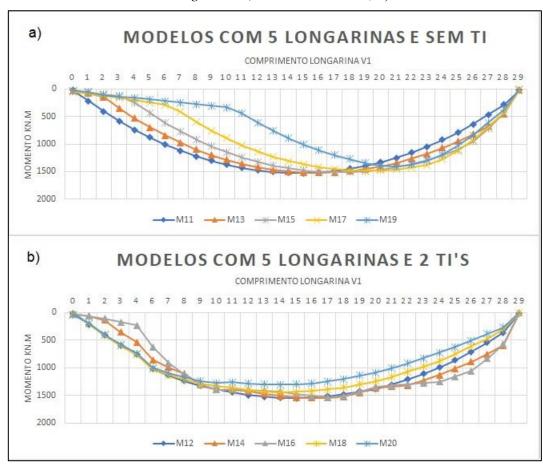


Figura 4.9 – Momento fletor devido a carga móvel ao longo das longarinas V1 do Grupo 2, obtido através do *CsiBridge v21*. a) Modelo sem TI's; b) Modelo com 2 TI's.

Por fim, no Grupo 3 também foi verificada a variação dos FDMF's em cinco seções das sete longarinas. Na análise, também foi observado comportamento semelhante aos dos Grupos 1 e 2, onde na ponte ortogonal os fatores foram igualmente distribuídos nas cinco seções das longarinas (Figura 4.10-a). Ao promover a variação da esconsidade da ponte, essa igualdade foi significantemente afetada nas longarinas V1, V2, V3, V5, V6 e V7, diminuindo nas proximidades do ângulo obtuso e com tendência crescente no sentido do ângulo agudo, efeito mais pronunciado nas longarinas mais externas (V1, V2, V6 e V7). Já na longarina central (V4) esse comportamento não foi observado, ficando os FDMF's bem similares (Figura 4.10-b). Essa tendência foi observada nos 4 modelos, G3-M23, G3-M25, G3-M27 e G3-M29, sendo acentuada com o aumento da esconsidade. Os demais dados e gráficos podem ser verificados no anexo A.

G3-M21-P7LR2T-α0° G3-M29-P7LR2T-α60° 0,50 0,50 0,45 0,45 0,40 0,40 ■ V1 ■V1 0,35 0,35 ■ V2 **■**V2 0.30 0,30 ■ V3 ■V3 0,25 0,25 0,20 ■ V4 0,20 0,15 0,15 ■ V5 0,10 0,10 ■ V6 ■ V6 0,05 0,05 **■** V7 **■** V7 0.00 0,00 5 15 20 Posição (m) Posição (m)

Figura 4.10 – FDMF's das pontes do Grupo 3, sem TI's, obtido através do *CsiBridge v21*. a) G3-M21; b) G3-M29.

Na análise ao longo do comprimento da longarina V1 (Figura 4.11) sem e com TI's, observou também semelhança com os demais grupos. Neste caso, para os modelos sem TI, o aumento da esconsidade também afetou a posição do momento fletor máximo onde foi possível notar a presença de um trecho inicial com comportamento diferente e momentos menores. O trecho com comportamento de parábola semelhante ao na ponte ortogonal (G3-M21), à medida que se elevou a escosidade, ficou cada vez mais próximo do final da ponte. Já nos modelos com 2 TI's.

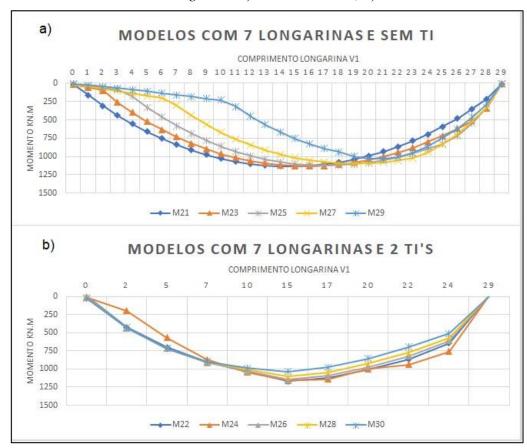


Figura 4.11 – Momento fletor devido a carga móvel ao longo das longarinas V1 do Grupo 3, obtido através do *CsiBridge v21*. a) Modelo sem TI; b) Modelo com 2 TI's.

4.1.4 Efeito da esconsidade na distribuição do momento fletor devido de carga móvel

Visando ampliar a análise do comportamento do momento fletor devido à ação das cargas móveis, foi realizada uma análise paramétrica dos FDMF's em uma seção específica das longarinas. Diante do comportamento apresentado no item 4.1.3 onde observou-se maiores alterações do comportamento do momento fletor nas proximidades dos apoios com o aumento da esconsidade, foi escolhida para análise a seção localizada a 5 metros do apoio esquerdo da ponte conforme mostra a Figura 4.12. Para a verificação do comportamento de tais efeitos, vislumbraram-se as seguintes comparações entre os modelos, apresentadas no fluxograma da Figura 4.13.

V1

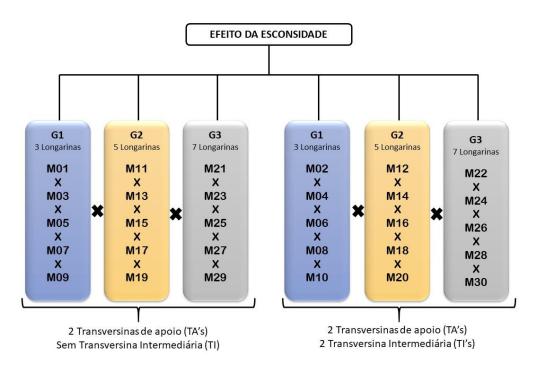
LONGARINA PRÓXIMA
ÂNGULO OBTUSO

EIXO CENTRAL DA
SUPERESTRUTU RA

SUPE

Figura 4.12 – Localização da seção analisada.

Figura 4.13 – Fluxograma de comparação entre os modelos propostos para avaliação do efeito da esconsidade.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

4.1.4.1 Análise Global dos FDMF's para modelos com 2 transversinas de apoio (TA's)

Neste item será apresentada a Análise Global dos FDMF's na seção supracitada, para pontes em vigas (grelha), em modelos com 2 transversinas de apoio (TA's) e sem transversinas intermediárias (TI's). A Análise Global desses fatores visou compreender a variação percentual

de acréscimo (valores positivos) ou decréscimo (valores negativos) dos FDMF's ao ter como referência a longarina localizada próxima ao ângulo agudo (Figura 4.12), tendo como parâmetro principal a variação da esconsidade, em 15°, 30°, 45° e 60°, comparando seus resultados com a ponte reta de referência.

A Figura 4.14 apresenta os resultados para os modelos do Grupo 1, com 3 longarinas. Ao analisar as variações percentuais dos FDMF's apresentados na Figura 4.14-a, no modelo G1-M01, verificou-se preliminarmente um comportamento simétrico das vigas externas (V1 e V3) para o modelo de ponte reta. Tal comportamento já era prenunciado, visto que tal análise se tratou de uma ponte ortogonal, não havendo a presença da esconsidade que altera a distribuição dos fatores de distribuição entre as longarinas externas e internas da ponte.

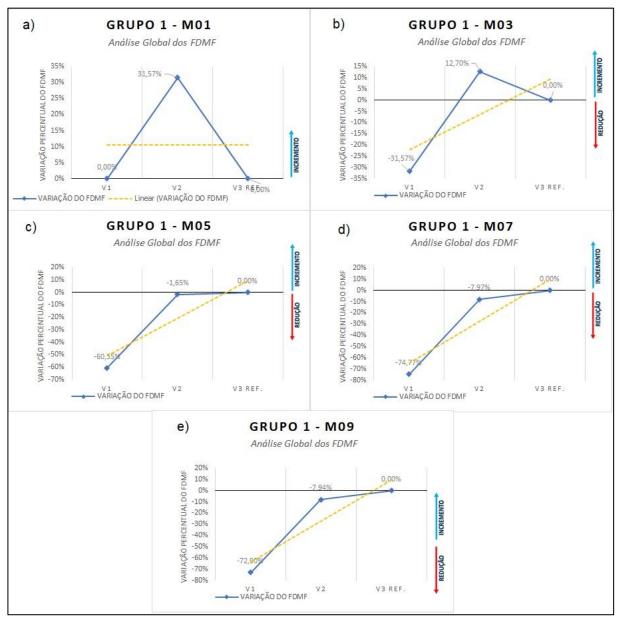
Na Figura 4.14-b são mostradas as variações percentuais dos FDMF's para o mesmo modelo, mas agora com esconsidade de 15° (G1-M03). Nesta análise, observou-se um comportamento desigual e assimétrico do percentual para a longarina V1 e a longarina de referência (V3), tal efeito foi consequência da esconsidade imposta nesse modelo. A distribuição desses fatores expressou uma linha de tendência decrescente à medida que se aproximava da viga mais próxima do ângulo obtuso (V1), essa com valor de -31,57%, contudo verificou-se valor percentual positivo para a viga central (V2) de 12,70%. Observou-se ainda que, apesar da viga central apresentar valor positivo, houve uma redução desse percentual quando comparado à viga central (V2) do modelo ortogonal, que apresentou um valor de 31,57%.

Na sequência, quando analisada as variações percentuais para ponte com esconsidade de 30° (Figura 4.14-c), para o mesmo modelo com 0 TI (G1-M05), constatou-se uma reta de tendência decrescente mais acentuada à medida que se aproximava da viga mais próxima ao ângulo obtuso (V1), valores esses de -1,65% e -60,55% para a viga central V2 e para viga externa V1, respectivamente.

A mesma tendência decrescente com a aproximação do ângulo obtuso foi observada para as pontes de mesmo modelo e com esconsidade de 45° (G1-M07) e 60°(G1-M09), representada na Figura 4.14-d e Figura 4.14-e. Porém a tendência foi relativamente mais acentuada para o modelo de 45°, apresentando valores de -7,97% para a viga V2 e -74,77% para viga V1, ao passo que para o modelo de 60° os valores apresentados foram de -7,94% e -72,90%.

O Quadro 4.1 apresenta o resumo geral dos percentuais da Análise Global de todos os modelos propostos nos estudos.

Figura 4.14 – Análise Global dos FDMF's das pontes do Grupo 1, sem TI's, com referência para comparação na V3, obtido através do *CsiBridge v21*. a) G1-M01; b) G1-M03; c) G1-M05; d) G1-M07; e) G1-M09.



Quadro 4.1 – Variação percentual da Análise Global de todos os modelos propostos, sob referência da V3, para ponte com 3 longarinas e sem TI's.

	VIGAS				
MODELO	V1	V2	V3 (REFERÊNCIA)		
G1-M01	0,00%	31,57%	0,00%		
G1-M03	G1-M03 -31,57%		0,00%		
G1-M05	-60,55%	-1,65%	0,00%		
G1-M07	-74,77%	-7,97%	0,00%		
G1-M09	-72,90%	-7,94%	0,00%		

Na sequência, verificou-se as variações percentuais dos FDMF's, para os modelos do Grupo 2, com 5 longarinas, os resultados estão apresentados na Figura 4.15. A longarina V5, foi utilizada como referência para análise.

Na análise do modelo G2-M11 (Figura 4.15-a), verificou-se preliminarmente um comportamento simétrico das vigas externas (V1 e V5) e internas (V2 e V4) para o modelo de ponte reta. Tal comportamento foi semelhante ao da ponte do Grupo 1 onde o efeito da esconsidade não alterou a distribuição dos fatores de distribuição entre as longarinas externas e internas da ponte.

Na Figura 4.15-b são verificadas as variações percentuais dos FDMF's para o mesmo modelo, mas agora com esconsidade de 15° (G2-M13). Aqui também foi observado, como no caso G1-M03, o efeito da esconsidade do modelo. A distribuição desses fatores expressou uma linha de tendência decrescente à medida que se aproximava da viga próxima ao ângulo obtuso (V1), essa com valor de -38,39% verificou-se valor positivo apenas para a viga central (V4) de 3,13%.

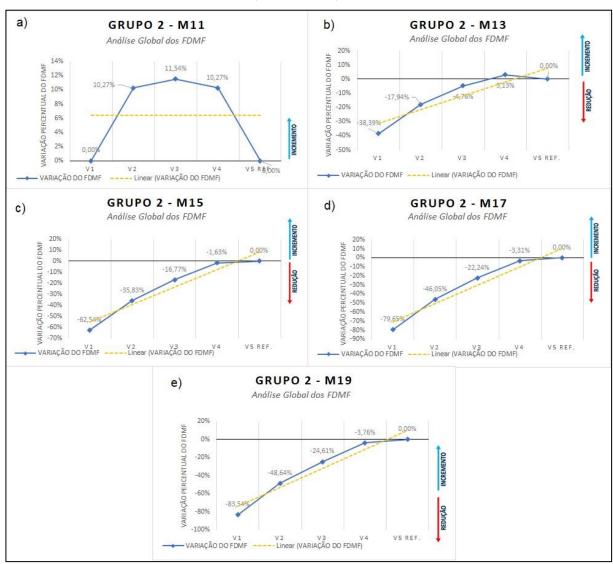
Ao se analisar as variações percentuais globais para ponte com esconsidade de 30° (Figura 4.15-c), para mesmo modelo (G2-M15), constatou-se uma reta de tendência decrescente mais acentuada à medida que se aproximava do ângulo obtuso (V1), como ocorrido na ponte G1-M05, essa com valor de -62,54%. Para esse modelo todos os percentuais ficaram abaixo do percentual da longarina de referência V5.

A mesma tendência decrescente com a aproximação do ângulo obtuso foi observada para as pontes de mesmo modelo e com esconsidade de 45° (G2-M17) e 60°(G2-M19), representada na Figura 4.15-d e Figura 4.15-e. Sendo a tendência relativamente mais acentuada

para o modelo de 60°, apresentando valor de -79,65% para a viga V1, ao passo que para o modelo de 45° o valor apresentado foi de -83,54%.

O Quadro 4.2 mostra o resumo geral dos percentuais da Análise Global de todos os modelos propostos nos estudos.

Figura 4.15 – Análise Global dos FDMF's das pontes do Grupo 2, sem TI's, com referência para comparação na V5, obtido através do *CsiBridge v21*. a) G2-M11; b) G2-M13; c) G2-M15; d) G2-M17; e) G2-M19.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Quadro 4.2 – Variação percentual da Análise Global de todos os modelos propostos, sob referência da V5, para ponte com 5 longarinas e sem TI's.

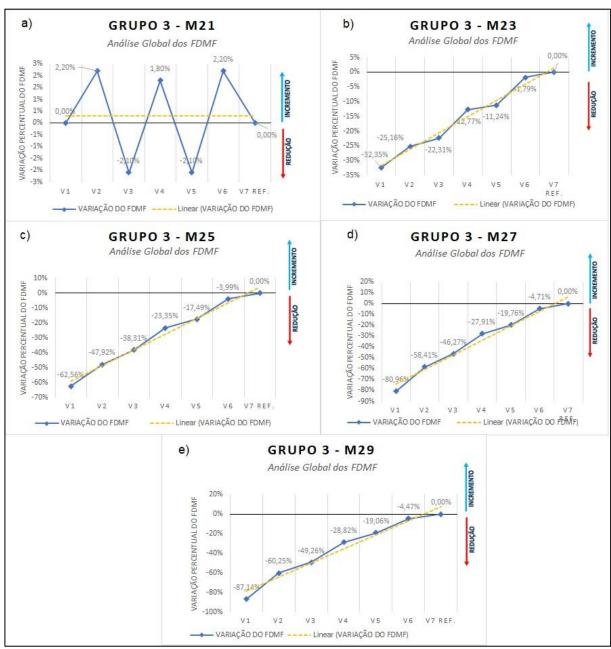
	VIGAS						
MODELO	V1	V2	V3	V4	V5 (REFERÊNCIA)		
G2-M11	0,00%	10,27%	11,54%	10,27%	0,00%		
G2-M13	-38,39%	-17,94%	-4,76%	3,13%	0,00%		
G2-M15	-62,54%	-35,83%	-16,77%	-1,63%	0,00%		
G2-M17	-79,65%	-46,05%	-22,24%	-3,31%	0,00%		
G2-M19	-83,54%	-48,64%	-24,61%	-3,76%	0,00%		

Por fim, foram verificadas as variações percentuais dos FDMF's para os modelos do Grupo 3, com 7 transversinas, os resultados estão apresentados na Figura 4.16. A longarina V7, foi utilizada como referência para análise.

Na análise do modelo G3-M21 (Figura 4.16-a), verificou-se um comportamento simétrico das vigas externas (V1 e V7) e internas (V2 com V6 e V3 com V5) para o modelo de ponte reta. Tal comportamento é semelhante aos das pontes do Grupo 1 e Grupo 2, visto que apesar da variação na quantidade de longarinas, a análise em questão se trata, também, de uma ponte reta.

Na sequência, ao analisar o comportamento dos modelos com o incremento da esconsidade, o comportamento foi semelhante ao ocorrido nos modelos dos Grupos 1 e e 2, ocorrendo redução dos percentuais para todas as longarinas quando comparadas a longarina de referência, V7, tal efeito é consequência da esconsidade do modelo. Para todos os modelos com esconsidade, 15° (G3-M23), 30° (G3-M25), 45° (G3-M27) e 60° (G3-M29), houve uma tendência decrescente com a aproximação do ângulo obtuso. Essa tendência foi acentuada com o aumento da esconsidade, apresentando os valores para a longarina V1, de -32,35%, -62,56%, -80,96% e -87,14%, respectivamente para ângulos de 15°, 30°, 45° e 60°. O Quadro 4.3 mostra o resumo geral dos percentuais da Análise Global de todos os modelos propostos nos estudos.

Figura 4.16 – Análise Global dos FDMF's das pontes do Grupo 3, sem TI's, com referência para comparação na V7, obtido através do *CsiBridge v21*. a) G3-M21; b) G3-M23; c) G3-M25; d) G3-M27; e) G3-M29.



Quadro 4.3 – Variação percentual da Análise Global de todos os modelos propostos, sob referência da V7, para ponte com 7 longarinas e sem TI's.

	VIGAS						
MODELO	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7 (Ref.)
G3-M21	0,00%	2,20%	-2,10%	1,80%	-2,10%	2,20%	0,00%
G3-M23	-32,35%	-25,16%	-22,31%	-12,77%	-11,24%	-1,79%	0,00%
G3-M25	-62,56%	-47,92%	-38,31%	-23,35%	-17,49%	-3,99%	0,00%
G3-M27	-80,96%	-58,41%	-46,27%	-27,91%	-19,76%	-4,71%	0,00%
G3-M29	-87,14%	-60,25%	-49,26%	-28,82%	-19,06%	-4,47%	0,00%

Os resultados mostraram nas situações da ponte ortogonal, uma distribuição simétrica dos FDMF's devido à carga móvel. Após a introdução da esconsidade, ocorreu alteração na distribuição do momento fletor afetando o comportamento simétrico, apresentando uma tendência de decréscimo dos fatores em direção ao ângulo obtuso para todos os casos, tendência que se intensificou com aumento da esconsidade. Nos modelos com esconsidade, todas as longarinas apresentaram variações percentuais negativas, exceto a longarina V2 do modelo G1-M03 e a longarina V4 do modelo G2-M13. Esse resultado mostra que os FDMF's nas longarinas foram inferiores ao da longarina de referência, próximo ao ângulo agudo.

4.1.4.2 Análise Global dos FDMF's para modelos com 2 transversinas de apoio (TA's) e 2 transversinas intermediárias (TI's)

Neste item será apresentada a Análise Global dos FDMF's na seção definida no item 4.1.4, para pontes em vigas (grelha), em modelos com duas transversinas de apoio (TA's) e com duas transversinas intermediárias (TI's). A Análise Global desses fatores visou compreender a variação percentual de acréscimo (valores positivos) ou decréscimo (valores negativos) dos FDMF's ao ter como referência a longarina mais próxima ao ângulo agudo (Figura 4.12), tendo como parâmetro principal a variação da esconsidade, em 15°, 30°, 45° e 60°, comparando seus resultados com uma ponte reta de referência.

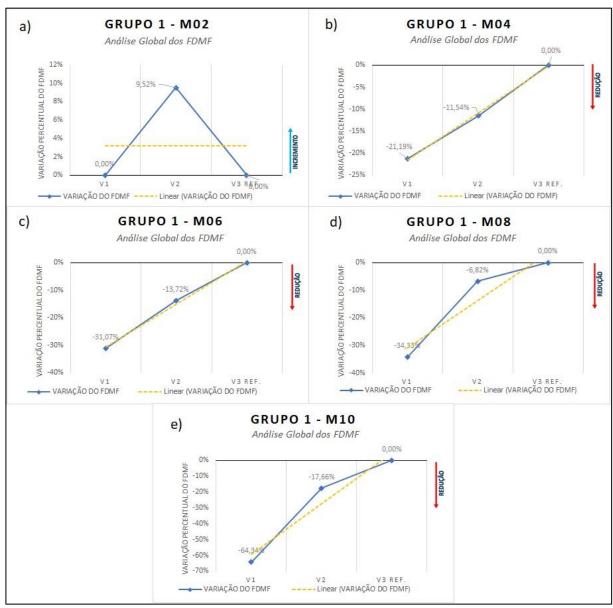
Ao analisar as variações percentuais dos FDMF's apresentados na Figura 4.17-a, no modelo de ortogonal, G1-M02, a presença de transversinas internas não modificou o comportamento das longarinas sendo mantida simetria de esforços nas longarinas externas (V1 e V3) para o modelo de ponte reta, com três longarina.

A Figura 4.17-b, apresenta as variações percentuais dos FDMF's para o mesmo modelo, porém com esconsidade de 15° (G1-M04). Nesta análise, observou-se um comportamento desigual e assimétrico do percentual para a longarina V1 e a longarina de referência V3, onde tal efeito foi atribuído à esconsidade imposta nesse modelo. A distribuição desses fatores expressou uma linha de tendência decrescente à medida que se aproximava da longarina próxima do ângulo obtuso (V1), apresentando o valor de -11,54%, e a viga central (V2) que para a ponte ortogonal apresentava um percentual positivo de 9,52%, passou a apresentar um valor negativo de -11,54%.

Na sequência, ao se analisar os demais modelos, a mesma tendência decrescente com a aproximação do ângulo obtuso foi observada para as pontes de mesmo modelo e com esconsidade de 30°(G1-M06), 45° (G1-M08) e 60°(G1-M10), representada nas Figura 4.17-c, Figura 4.17-d e Figura 4.17-e, respectivamente. Essa tendência é acentuada com o aumento da esconsidade, apresentando os valores para a longarina V1, de -31,07%, -34,33% e -64,34%, respectivamente para ângulos de 30°, 45° e 60°.

O Quadro 4.3 mostra o resumo geral dos percentuais da Análise Global de todos os modelos propostos nos estudos.

Figura 4.17 – Análise Global dos FDMF's das pontes do Grupo 1, com 2 TI's, com referência para comparação na V3, obtido através do *CsiBridge v21*. a) G1-M02; b) G1-M04; c) G1-M06; d) G1-M08; e) G1-M10.



Quadro 4.4 – Variação percentual da Análise Global de todos os modelos propostos, sob referência da V3, para ponte com 3 longarinas e 2 TI's.

	VIGAS					
MODELO	V1	V2	V3 (REFERÊNCIA)			
G1-M02	G1-M02 0,00%		0,00%			
G1-M04	G1-M04 -21,19%		0,00%			
G1-M06	G1-M06 -31,07%		0,00%			
G1-M08	G1-M08 -34,33%		0,00%			
G1-M10	-64,34%	-17,66%	0,00%			

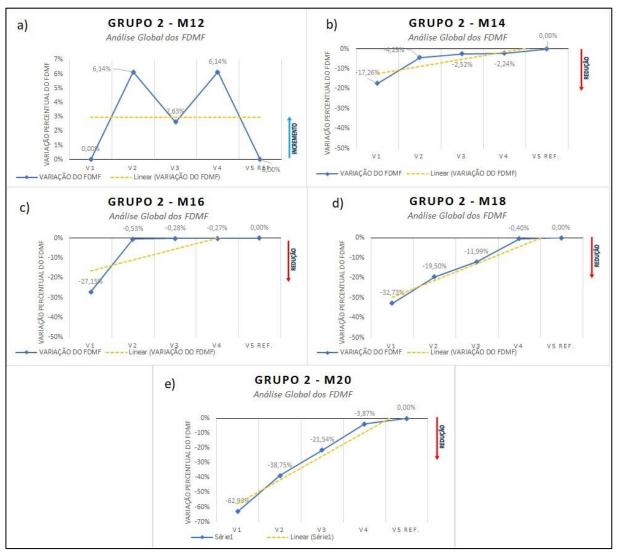
Na sequência, verificou-se as variações percentuais dos FDMF's, para os modelos do Grupo 2, com 5 longarinas, resultados apresentados na Figura 4.18. A longarina V5, foi utilizada como referência para análise.

Na Figura 4.18-b, observou-se que a distribuição desses fatores expressou uma linha de tendência decrescente à medida que se aproximava da longariana próxima ao ângulo obtuso (V1), essa com valor de -17,26%.

Ao se analisar os demais modelos, a mesma tendência decrescente com a aproximação do ângulo obtuso foi observada para as pontes de mesmo modelo e com esconsidade de 30°(G2-M16), 45° (G2-M18) e 60°(G2-M20), representada nas Figura 4.18-c, Figura 4.18-d e Figura 4.18-e, respectivamente. Essa tendência foi acentuada com o aumento da esconsidade, apresentando os valores para a longarina V1, de -27,15%, -32,73% e -62,93%, respectivamente para ângulos de 30°, 45° e 60°.

O Quadro 4.5 mostra o resumo geral dos percentuais da Análise Global de todos os modelos propostos nos estudos.

Figura 4.18 – Análise Global dos FDMF's das pontes do Grupo 2, com 2 TI's, com referência para comparação na V5, obtido através do *CsiBridge v21*. a) G2-M12; b) G2-M14; c) G2-M16; d) G2-M18; e) G2-M20.



Quadro 4.5 – Variação percentual da Análise Global de todos os modelos propostos, sob referência da V5, para ponte com 5 longarinas e 2 TI's.

MODELO	VIGAS							
	V1	V2	V3	V4	V5			
G2-M12	0,00%	6,14%	2,63%	6,14%	0,00%			
G2-M14	-17,26%	-4,25%	-2,52%	-2,24%	0,00%			
G2-M16	-27,15%	-0,53%	-0,28%	-0,27%	0,00%			
G2-M18	-32,73%	-19,50%	-11,99%	-0,40%	0,00%			
G2-M20	-62,93%	-38,75%	-21,54%	-3,87%	0,00%			

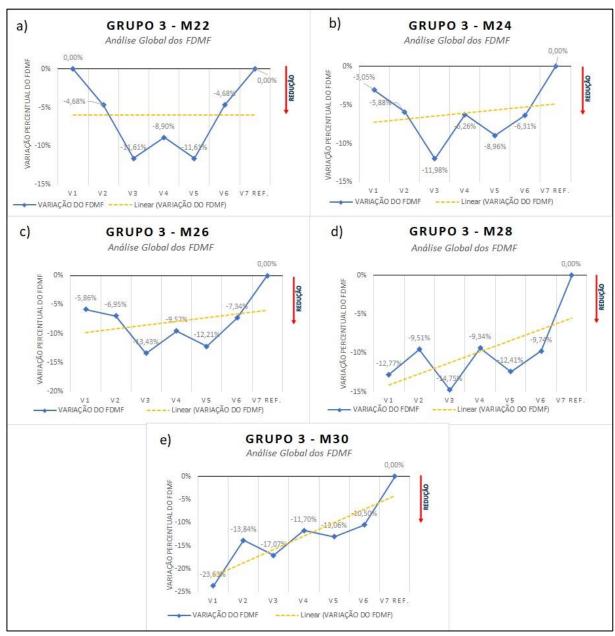
Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Por fim, foi verificada as variações percentuais dos FDMF's, para os modelos do Grupo 3, com 7 transversinas, conforme apresentados na Figura 4.19. A longarina V7, foi utilizada como referência para análise.

Na análise observou-se comportamento semelhante ao dos modelos do Grupo 1 e Grupo 2. Para o modelo ortogonal G3-M22 (Figura 4.19-a), ocorreu um comportamento simétrico das vigas externas (V1 e V7) e internas (V2 com V6 e V3 com V5). O comportamento foi distinto apenas na variação percentual das longarinas internas, que para esse modelo se apresentaram negativas. Também de forma semelhante ao ocorrido nos modelos dos Grupos 1 e 2, com a introdução da esconsidade, foi observada tendência decrescente dos FDMF's, com a aproximação do ângulo obtuso para todos os modelos com esconsidade, (G2-M24), (G2-M26), (G2-M28) e (G2-M30). Essa tendência foi acentuada com o aumento da esconsidade, apresentando os valores para a longarina V1, de -3,05%, -5,86%, -12,77% e -23,63%, respectivamente para ângulos de 15°, 30°, 45° e 60°. Observa-se também um aumento das reduções percentuais nas longarinas internas.

O Quadro 4.6 mostra o resumo geral dos percentuais da Análise Global de todos os modelos propostos nos estudos.

Figura 4.19 – Análise Global dos FDMF's das pontes do Grupo 3, com 2 TI's, com referência para comparação na V7, obtido através do *CsiBridge v21*. a) G3-M22; b) G3-M24; c) G3-M26; d) G3-M28; e) G3-M30.



			′ 1 I							
	VIGAS									
MODELO	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7 (Ref.)			
G3-M21	0,00%	-4,68%	-11,61%	-8,90%	-11,61%	-4,68%	0,00%			
G3-M23	-3,05%	-5,88%	-11,98%	-6,26%	-8,96%	-6,31%	0,00%			
G3-M25	-5,86%	-6,95%	-13,43%	-9,57%	-12,21%	-7,34%	0,00%			
G3-M27	-12,77%	-9,51%	-14,75%	-9,34%	-12,41%	-9,74%	0,00%			
G3-M29	-23.63%	-13.84%	-17.07%	-11.70%	-13.06%	-10.50%	0.00%			

Quadro 4.6 – Variação percentual da Análise Global de todos os modelos propostos, sob referência da V7, para ponte com 7 longarinas e 2 TI's.

Diante do exposto, torna-se evidente que o comportamento das pontes ortogonais foi semelhante aos modelos do mesmo grupo que não apresentavam transversinas internas (TI's), ocorrendo a distribuição simétrica dos FDMF's.

Da mesma maneira, a introdução do ângulo de esconsidade ocasionou alteração na distribuição do momento fletor, afetando o comportamento simétrico, ocorrendo uma tendência de decréscimo dos fatores em direção ao ângulo obtuso para todos os casos; tendência que se intensificou com o aumento da esconsidade. Nos modelos com esconsidade, todas as longarinas apresentaram variações percentuais negativas, o que mostra que os FDMF's nas longarinas foram inferiores ao da longarina de referência, próximo ao ângulo agudo.

4.1.5 Efeito do número de transversinas na distribuição do momento fletor devido de carga móvel

As transversinas têm um papel relevante na distribuição transversal dos esforços de pontes, pois são capazes de aumentar substancialmente a rigidez do tabuleiro. No entanto, dentro do âmbito da pesquisa existem inúmeros questionamentos e discussões acerca da real efetividade da utilização das transversinas, sobretudo as intermediárias (TI's), em pontes de concreto. Judice *et al.* (2008) enfatiza que nos últimos anos vem sendo prática usual a não utilização de transversinas intermediárias (TI's) em pontes de concreto. Sua utilização vem decrescendo por apresentar certa dificuldade de execução principalmente quando se têm vigas longarinas pré-moldadas.

Portanto, mediante ao exposto, definiu-se avaliar a real influência da utilização das transversinas intermediárias (TI's) para pontes esconsas no plano horizontal, devido à aplicação das cargas móveis, realizando uma variação paramétrica no número de transversinas aplicadas nos modelos propostos e verificando a distribuição e variação dos FDMF's.

Para a verificação do comportamento de tais efeitos, vislumbraram-se as comparações entre os modelos apresentadas no fluxograma da Figura 4.20.

EFEITO DO NÚMERO DE TRANSVERSINAS G3 G1 G1 G2 G3 Sem TI Sem TI 2 TI's Sem TI M22 M01 M02 M12 M11 M21 M24 M03 M04 M13 M14 M23 M26 M05 × M06 M16 M15 M25 M28 M07 **M08** M17 M18 M27 M30 M09 M10 M19 M29 M20 5 Longarinas 7 Longarinas 3 Longarinas

Figura 4.20 – Fluxograma de comparação entre os modelos propostos para avaliação do efeito da utilização de transversinas intermediárias (TI's).

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

4.1.5.1 Análise Local dos FDMF's para modelos sem e com transversinas intermediárias (TI's)

Neste item será apresentado a Análise Local dos FDMF's para pontes retas e esconsas, para pontes com 0 TI e 2 TI's, mantendo padrão em todos os modelos as transversinas de apoio (TA's). Os fatores de distribuição de momento fletor devido à carga móvel foram calculados em todos os modelos de estudo dos grupos, em situações sem e com transversinas intermediárias (0 TI e 2 TI's). A análise foi realizada no meio do vão da ponte esconsa. A Figura 4.21-a-b apresenta o gráfico com o resultado dos modelos do Grupo 1 sem e com TI's, com três longarinas.

Ao comparado os dois gráficos, observou-se que nos modelos sem transversinas intermediárias, os FDMF's foram afetados com o aumento da esconsidade, havendo sua redução nas longarinas externas (V1 e V3) e seu aumento na longarina interna (V2). Com a adição das duas transversinas intermediárias (Figura 4.21-b), o comportamento foi semelhante, porém as variações foram mais sutis do que nos modelos sem TI's.

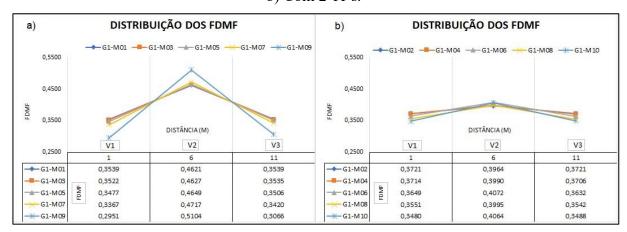


Figura 4.21 – FDMF's das pontes do Grupo 1, obtido através do *CsiBridge v21*. a) Sem TI's; b) Com 2 TI's.

Neste contexto, considerou-se importante avaliar a variação percentual, localmente em cada viga, de acréscimo (valores positivos) ou decréscimo (valores negativos) dos FDMF's. A análise foi feita comparando a ponte ortogonal com a modelo de maior grau de esconsidade, 60°, analisando os fatores locais (por longarina).

A Figura 4.22, apresenta as variações percentuais obtidas na Análise Local. Verificouse que na longarina externa (V1) ocorreu um decréscimo percentual com a inclusão da esconsidade, apresentando um valor de -16,62% para pontes sem TI. Já para o modelo com 2 TI's essa variação reduziu para -6,49%. Resultado semelhante foi observado na longarina externa (V3), com valores de -13,36% e -6,27%, respectivamente para os modelos sem e com transversinas intermediárias.

Na sequência, quando observada a variação ocorrida na longarina central (V2), percebeu-se um acréscimo do percentual com a inclusão da esconsidade. Da mesma maneira que ocorreu nas longarinas externas, a variação foi mais significativa para o modelo sem TI, com aumento de 10,47%, ao passo que para o modelo com TI's foi de 2,52%.

a) G1-M01 X G1-M09 b) G1-M02 X G1-M10 ANÁLISE LOCAL DOS FDMF ANÁLISE LOCAL DOS FDMF 10,47% PERCENTUAL LOCAL DOS FDMF (%) INCREMENTO DOS FDMF (%) INCREMENTO 10% 5% 2,52% PERCENTUAL LOCAL REDUÇÃO -5% -6.27% -6,49% -10% -10% -15% -15% -16,62% -20% V2 V2 V3 V3 V1

V1

■V1

■ V2 ■ V3

Figura 4.22 – Análise Local dos FDMF's ao comparar a ponte ortogonal *versus* ponte com 60° de esconsidade, para modelos com 3 longarinas, obtido através do CsiBridge v21. a) Sem TI's; b) Com 2 TI's.

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

■ V1 ■ V2 ■ V3

Na sequência, a análise dos FDMF's foi realizada para os modelos do Grupo 2 com cinco longarinas. Na Figura 4.23-a estão os resultados dos modelos sem TI's e na Figura 4.23b encontram-se os modelos com 2 TI's.

Quando analisado o comportamento dos dois gráficos, observou-se que nos modelos sem transversinas intermediárias (Figura 4.23-a), os FDMF's foram afetados com o aumento da esconsidade, havendo redução dos fatores nas longarinas externas (V1 e V5). Nas longarinas internas (V2 e V4) ocorram decréscimos para todas as esconsidades, exceto para 60° onde ocorreu um pequeno acréscimo. Já na longarina interna (V3) ocorreu um acréscimo para todos os casos. Com a adição das duas transversinas intermediárias (Figura 4.23-b), a variação dos FDMF's com o aumento da esconsidade foi bem sutil, sendo que na maioria dos casos ocorreu o decréscimo, inclusive para a longarina interna (V3).

DISTRIBUIÇÃO DOS FDMF a) GRUPO 2 - 5 LONGARINAS E 2 TRANSVERSINAS G2-M11 G2-M13 - G2-M15 G2-M17 -G2-M19 0,3000 0,2000 FDMF DISTÂNCIA (M) V2 V1 V3 V4 V5 0,1000 3.5 8,5 11 G2-M11 0,2233 0,2452 0,2447 0,2452 0,2233 G2-M13 0,2222 0,2448 0,2451 0,2453 0,2230 G2-M15 0,2192 0,2439 0,2463 0,2451 0,2210 G2-M17 0,2114 0,2432 0,2499 0,2450 0,2147 **₩** G2-M19 0,1806 0,2494 0,2668 0,2525 0,1876 DISTRIBUIÇÃO DOS FDMF b) GRUPO 2 - 5 LONGARINAS E 4 TRANSVERSINAS -G2-M12 **■**G2-M14 G2-M16 G2-M18 ₩-G2-M20 0.3000 0,2000 FDMF DISTÂNCIA (M) V2 V1 V3 V4 V5 0,1000 1 3,5 6 8,5 11 G2-M12 0,2270 0,2402 0,2264 0,2402 0,2270 G2-M14 0,2261 0,2406 0,2275 0.2402 0,2253 G2-M16 0,2204 0,2412 0,2314 0,2401 0,2198 G2-M18 0,2135 0.2317 0,2221 0,2318 0,2112 G2-M20 0,2059 0,2282 0,2205 0,2295 0,2017

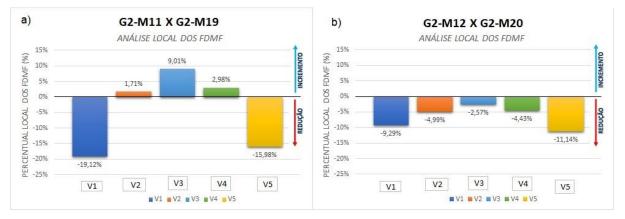
Figura 4.23 – FDMF's das pontes do Grupo 2, obtido através do *CsiBridge v21*. a) Sem TI; b) Com 2 TI's.

Para o Grupo 2 também foi realizada a análise da variação percentual, localmente em cada longarina, de acréscimo (valores positivos) ou decréscimo (valores negativos) do FDMF's. A Análise Local (por longarina) foi feita comparando a ponte ortogonal com a modelo de maior grau de esconsidade, 60°.

Verificou-se na Figura 4.24 que nas longarinas externas (V1 e V5) ocorreram um decréscimo percentual com a inclusão da esconsidade, apresentando um valor de -19,12% e -15,98% para pontes sem TI. Já para o modelo com 2 TI's essa variação apresentou-se menor

de -9,29% e -11,14%. Na sequência, observa-se que nas longarinas internas (V2, V3 e V4) o comportamento foi distinto para os dois casos, com e sem TI's. No modelo sem TI's, a esconsidade ocasionou um aumento dos fatores, respectivamente de 1,71%, 9,01% e 2,98%, já no modelo com 2 TI's a esconsidade gerou o decréscimo, de -4,99%, -2,57% e -4,43%.

Figura 4.24 – Análise Local dos FDMF's ao comparar a ponte ortogonal *versus* ponte com 60° de esconsidade, para modelos com 5 longarinas, obtido através do *CsiBridge v21*. a) Sem TI; b) Com 2 TI's.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Por fim, foi verificado o comportamento dos FDMF's para os modelos do Grupo 3, com sete longarinas. Na Figura 4.25-a estão os modelos sem TI e na Figura 4.25-b encontra-se os modelos com 2 TI's.

Nos modelos sem TI (Figura 4.25-a) observou-se que o aumento da esconsidade, gerou um decréscimo dos FDMF's para as longarinas V1, V2, V6 e V7, sendo mais pronunciado para a esconsidade de 60°. Já nas longarinas mais centrais, V3, V4 e V5, ocorreu um acréscimo dos fatores que também foi mais pronunciado para 60° de esconsidade.

A análise dos modelos com 2 TI's, mostram um comportamento distinto, onde ocorreu o decréscimo dos FDMF's para praticamente todas as longarinas com o aumento da esconsidade.

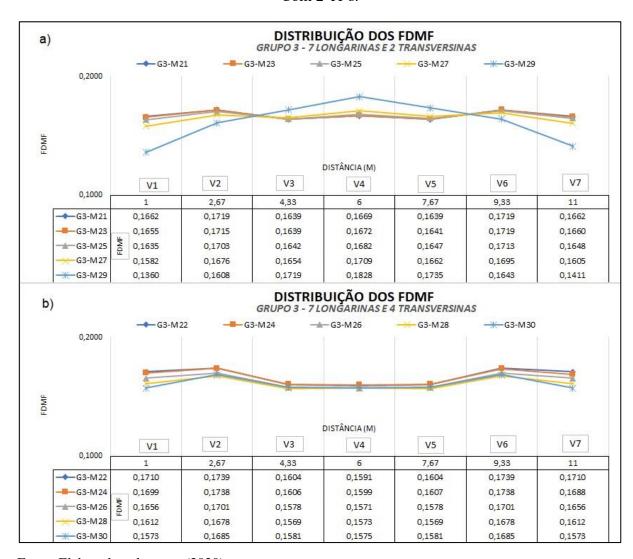


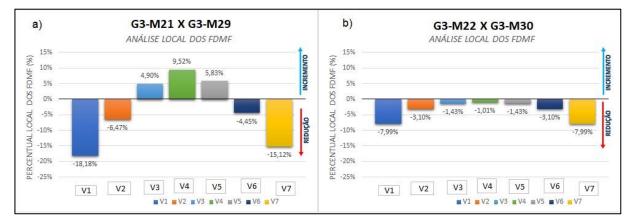
Figura 4.25 – FDMF's das pontes do Grupo 2, obtido através do *CsiBridge v21*. a) Sem TI; b) Com 2 TI's.

Em seguida, para o Grupo 3, foi realizada a análise da variação percentual, localmente em cada viga, de acréscimo (valores positivos) ou decréscimo (valores negativos) do FDMF's. A análise foi realizada comparando a ponte ortogonal, com a modelo de maior grau de esconsidade, 60°, comparando seus fatores locais (por longarina).

A Figura 4.26, apresenta as variações percentuais obtidas na Análise Local. Verificouse que nas longarinas mais externas (V1, V2, V6 e V7), o comportamento foi semelhante para ambos os casos, sem e com TI's. Com a presença da esconsidade ocorreu um decréscimo percentual, apresentando os valores de -18,18%, - 6,47%, 4,45% e -15,12% para pontes sem TI. Para o modelo com 2 TI's a redução ocorreu com intensidade menor e foram simétricas, os valores foram de -7,99%, -3,10%, -3,10% e -7,99%.

Na sequência, observou-se que nas longarinas centrais (V3, V4 e V5) o comportamento foi distinto para os dois casos, com e sem TI. No modelo sem TI, a esconsidade ocasionou um aumento dos fatores, respectivamente, de 4,90%, 9,52% e 5,83%, já no modelo com 2 TI's, a esconsidade gerou o decréscimo, de -1,43%, -1,01% e -1,43%.

Figura 4.26 – Análise Local dos FDMF's ao comparar a ponte ortogonal *versus* ponte com 60° de esconsidade, para modelos com 7 longarinas, obtido através do *CsiBridge v21*. a) Sem TI; b) Com 2 TI's.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Os resultados mostraram em todas as situações estudadas que a variação do ângulo de esconsidade acarretou alteração da distribuição do momento fletor, em alguns casos gerando seu decréscimo e em outros seu acréscimo. No geral, os maiores decréscimos tenderam a ocorrerem nas longarinas externas e os maiores acréscimos nas longarinas centrais.

Após a inserção das transversinas intermediárias (TI's), a variação do ângulo de esconsidade continuou afetando a distribuição do momento fletor, e no geral o comportamento se mostrou semelhante aos modelos sem TI's. Porém a diferença entre os FDMF's tornou-se menor para todos os modelos analisados e consequentemente os percentuais na análise local se apresentaram bem menores. Desta forma, para os modelos em análise, ficou evidenciada a influência da presença de transversinas intermediárias (TI's) em todos os modelos analisados. Vale salientar que nas pontes com ângulo de esconsidade de 60°, foi constatado grande influência das transversinas intermediárias, pois houve uma maior redução de momento fletor nas longarinas mais solicitadas e, consequentemente, maiores aumentos de momento fletor nas menos solicitadas, já que as maiores diferenças percentuais foram identificadas nesses modelos.

4.1.6 Efeito da esconsidade nas reações de apoio

Mediante aos estudos apresentados na revisão bibliográfica, verificou-se que a esconsidade foi apontada como um dos parâmetros que afetam os esforços ao longo dos apoios das pontes. Isso ocasiona um aumento próximo à zona do ângulo obtuso e uma redução próxima ao ângulo agudo; o que gera como consequência um carregamento desigual nos aparelhos de apoio. Estudos apontam que a reação pode ser negativa junto ao ângulo agudo, para grandes esconsidades. Dessa forma, decidiu-se avaliar a variação das reações de apoio, devido a ação das cargas móveis, parametrizando a esconsidade.

Para a verificação do comportamento de tais efeitos, foram escolhidos para análise os aparelhos de apoio localizados no início do tabuleiro, visto que as reações do final do tabuleiro se repetem, porém de maneira inversa.

Os aparelhos de apoios foram nomeados conforme sua posição, início do tabuleiro (I), final do tabuleiro (F) e com a numeração da longarina correspondente. Os aparelhos analisados, bem como suas nomenclaturas estão representados na Figura 4.27.

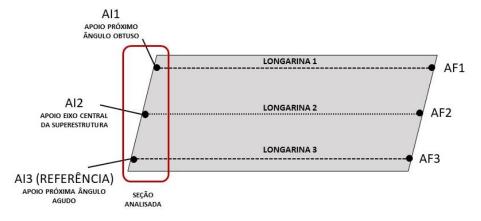


Figura 4.27 – Representação aparelhos de apoio analisados do Grupo 1.

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Vislumbraram-se as seguintes comparações entre os modelos, apresentadas no fluxograma da Figura 4.28.

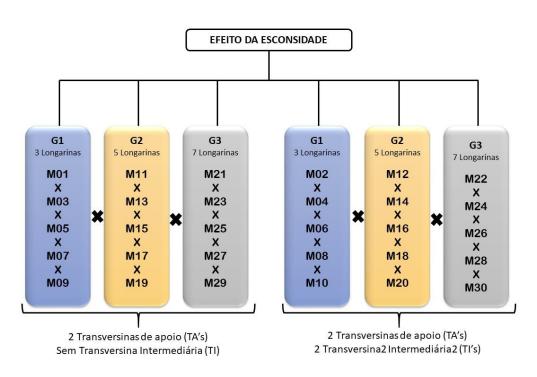


Figura 4.28 – Fluxograma de comparação entre os modelos propostos para avaliação do efeito da esconsidade.

4.1.6.1 Análise Global das reações de apoio para modelos com 2 transversinas de apoio (TA's)

Neste item será apresentada a Análise Global das reações de apoio para pontes em vigas (grelha), em modelos com transversinas de apoio (TA's) e sem transversinas intermediárias (TI's).

A Análise Global desses esforços visou compreender a variação percentual de acréscimo (valores positivos) ou decréscimo (valores negativos) das reações ao ter como referência o apoio mais próximo ao ângulo agudo (Figura 4.27), tendo como parâmetro principal a variação da esconsidade, em 15°, 30°, 45° e 60°, comparando seus resultados com uma ponte reta de referência.

Inicialmente foi realizada análise do Grupo 1, composto de 3 transversinas conforme mostra a Figura 4.29.

GRUPO 1 - M01 b) a) **GRUPO 1 - M03** Análise Global das reações de apoio Análise Global das reações de apoio 70% 70% 60% 60% VARIAÇÃO PERCENTUAL ARIAÇÃO PERCENTUAI REACÃO DE APOIO 50% 50% 39.86% 32 99% 40% 40% 30% 30% 20% 20% 10% AI2 AI3 REF A I 1 Variação Reação de Apoio AI3 REF Variação Reação de Apoio - Linear (Variação Reação de Apoio Linear (Variação Reação de Apoio) d) c) **GRUPO 1 - M05 GRUPO 1 - M07** Análise Global das reações de apoio Análise Global das reações de apoio 70% 70% 60% 60% VARIAÇÃO PERCENTUAL VARIAÇÃO PERCENTUAL REACÃO DE APOIO 50% 50% 40% 40% 30% 30% 20% 20% 10% A12 AI3 REF ALS REF Variação Reação de Apoio ar (Variação Reação de Apoio) Variação Reação de Apoio Linear (Variação Reação de Apoio) **GRUPO 1 - M09** e) Análise Global das reações de apoio 70% 60% VARIAÇÃO PERCENTUAL REAÇÃO DE APOIO 44 43% 50% 40% 30% NCREMENTO 20% 10% ALS REF - Variação de Reação de Apoio Linear (Variação de Reação de Apoio)

Figura 4.29 – Análise Global das Reações de Apoio das pontes do Grupo 1, sem TI's, com referência para comparação no apoio AI3, obtido através do *CsiBridge v21*. a) G1-M01; b) G1-M03; c) G1-M05; d) G1-M07; e) G1-M09.

Ao analisar as variações percentuais das reações de apoio no modelo ortogonal (G1-M01) apresentadas na Figura 4.29-a, verificou-se preliminarmente um comportamento simétrico das reações (AI1 e AI3) e a reação no apoio central (AI2) foi 32,99% maior que dos apoios AI1 e AI3.

A Figura 4.29-b, apresenta as variações percentuais das reações para o mesmo modelo, mas agora com esconsidade de 15° (G1-M03). Nesta análise, observou-se um comportamento desigual e assimétrico do percentual para o apoio AI1 e o apoio de referência AI3, onde tal efeito foi atribuído à esconsidade imposta nesse modelo. A distribuição desses fatores expressou uma linha de tendência crescente à medida que se aproximava do apoio mais próximo

do ângulo obtuso (AII), esse com valor de 6,00%. Observou-se também um acréscimo do percentual para o apoio central (AI2) elevando para 39,86%.

Na sequência, ao analisar as variações percentuais globais para a ponte com esconsidade de 30° (G1-M05) (Figura 4.29-c), observou-se uma reta de tendência crescente mais acentuada à medida que se aproximava do apoio mais próximo ao ângulo obtuso (AI1) apresentando valores de 50,50% e 13,45% para o apoio central (AI2) e para o apoio externo (AI1), respectivamente.

A mesma tendência crescente com a aproximação do ângulo obtuso foi observada para a ponte de mesmo modelo e com esconsidade de 45° (G1-M07), onde o apoio central (AI2) continuou apresentando o maior valor, com 67,25% e o apoio externo (AI1) apresentou valor de 25,99% (Figura 4.29-d). Já o modelo de 60° (G1-M09), os apoios externos e centrais apresentaram o mesmo valor percentual de 44,43%.

O Quadro 4.7 mostra o resumo geral dos percentuais da Análise Global de todos os modelos propostos nos estudos.

Quadro 4.7 – Variação percentual da Análise Global de todos os modelos propostos, sob referência no apoio AI3, para ponte com 3 longarinas e sem TI's.

	APOIOS					
MODELO	Al1	Al2	AI3 (REFERÊNCIA)			
G1-M01	0,00%	32,99%	0,00%			
G1-M03	6,00%	39,86%	0,00%			
G1-M05	13,45%	50,50%	0,00%			
G1-M07	25,99%	67,25%	0,00%			
G1-M09	44,43%	44,43%	0,00%			

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Na sequência, verificou-se as variações percentuais das reações de apoio, agora para os modelos do Grupo 2, com 5 transversinas e sem transversinas de apoio (TA's), conforme apresentados na Figura 4.30. O apoio AI5 foi novamente utilizado como referência.

GRUPO 2 - M13 GRUPO 2 - M11 a) b) Análise Global das reações de apoio Análise Global das reações de apoio 50% VARIAÇÃO PERCENTUAL REAÇÃO DE APOIO VARIAÇÃO PERCENTUAL 40% REACÃO DE APOIO 30% 30% 20% 20% 13 17% 10.13% 10% 1.86% 1.86% 0.009 0.00% AI1 A14 ALS REE Variação da Reação de Apoio **GRUPO 2 - M15** d) **GRUPO 2 - M17** c) Análise Global das reações de apoio Análise Global das reações de apoio 50% 50% 40% 40% REACÃO DE APOIO 28,11% 30% 30% 25.20% 19.58% 18,34% 14.12% 10% 10% ALS REF AIS A13 ação da Reação de Apoio **GRUPO 2 - M19** e) Análise Global das reações de apoio ARIAÇÃO PERCENTUAL REAÇÃO DE APOIO 30% 20% AI1 A12 Variação da Reação de Apoio

Figura 4.30 – Análise Global das Reações de Apoio das pontes do Grupo 2, com 0 TI's, com referência para comparação no apoio AI5, obtido através do *CsiBridge v21*. a) G2-M11; b) G2-M13; c) G2-M15; d) G2-M17; e) G2-M19.

A análise do modelo G2-M11 (Figura 4.30-a) mostrou-se semelhante ao da ponte do Grupo 1 com 3 longarinas (G1-M01), visto que apesar da variação na quantidade de longarinas, a análise em questão se trata, também, de uma ponte reta. O apoio central (AI3) apresenta o maior valor, com percentual de 5,36%.

Na Figura 4.30-b, foram verificadas as variações percentuais das para pontes com esconsidade de 15° (G2-M13). A esconsidade também foi responsável pela variação dos percentuais para todos os apoios quando comparadas ao apoio de referência (AI5). Aqui também houve uma linha de tendência crescente à medida que se aproximava do apoio próximo ao ângulo obtuso (AI1), esse com valor de 8,26%, o apoio central continua apresentando maior valor, com variação percentual de 13,17%.

Na sequência, analisando as variações percentuais globais para ponte com esconsidade de 30° (Figura 4.30-c) para mesmo modelo (G2-M15), constatou-se uma reta de tendência crescente mais acentuada à medida que se aproximava do ângulo obtuso (AI1), esse com valor de 14,47%. O maior percentual, de 19,58%, ocorre no apoio central (AI3).

A mesma tendência crescente com a aproximação do ângulo obtuso foi observada para as pontes de mesmo modelo e com esconsidade de 45° (G2-M17) e 60°(G2-M19), representadas nas Figura 4.30-d e Figura 4.30-e, sendo a tendência mais acentuada para o modelo de 60°, apresentando valor de 43,97% para o apoio AI1, ao passo que para o modelo de 45° o valor apresentado foi de 22,22%. Nesses dois modelos a maior reação ocorre no apoio AI2, com 28,11% para o G2-M17 e 44,85% para o G2-M19. O Quadro 4.8 mostra o resumo geral dos percentuais da Análise Global de todos os modelos propostos nos estudos.

Quadro 4.8 – Variação percentual da Análise Global de todos os modelos propostos, sob referência no apoio AI5, para ponte com 5 longarinas e sem TI's.

	APOIOS							
MODELO	Al1	AI2	AI3	Al4	AI5 (REFERÊNCIA)			
G2-M11	0,00%	0,02%	0,05%	0,02%	0,00%			
G2-M13	0,08%	0,10%	0,13%	0,03%	0,00%			
G2-M15	0,14%	0,18%	0,20%	0,04%	0,00%			
G2-M17	22,22%	28,11%	25,20%	14,12%	0,00%			
G2-M19	43,97%	44,85%	39,16%	24,54%	0,00%			

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Por fim, verificou-se as variações percentuais das reações de apoio, para os modelos do Grupo 3, com 7 transversinas e sem transversinas de apoio (TA's), conforme apresentados na Figura 4.31.

GRUPO 3 - M21 GRUPO 3 - M23 a) b) Análise Global das reações de apoio Análise Global das reações de apoio 40% 40% VARIAÇÃO PERCENTUAL REAÇÃO DE APOIO REAÇÃO DE APOIO 30% 30% 13.23% 20% 20% 10% 10% 0,00% 0,00% 1.22% 0.009 0% 0% -10% -10% -20% -20% -30% -30% Linear (Variação da Reação de Apoio Variação da Reação de Apoio Linear (Variação da Reação de Apoio **GRUPO 3 - M25 GRUPO 3 - M27** c) d) Análise Global das reações de apoio Análise Global das reações de apoio 50% 50% 32,87% 40% 40% VARIAÇÃO PERCENTUAL REAÇÃO DE APOIO VARIAÇÃO PERCENTUAI REACÃO DE APOIO 30% 30% 12,86% 20% 20% 3.92% 10% 10% 0.00% 0,00% -2.60% 0% 0% -10% -10% -20% -20% -30% -30% A14 Linear (Variação da Reação de Apoio Linear (Variação da Reação de Apoio **GRUPO 3 - M29** e) Análise Global das reações de apoio 54 51% 60% 50% REAÇÃO DE APOIO 40% 24.30% 30% 20% 10% 0,00% -1,14% 0% -10% -20% Variação da Reação de Apoio Linear (Variação da Reação de Apoio

Figura 4.31 – Análise Global das Reações de Apoio das pontes do Grupo 3, sem TI's, com referência para comparação o apoio AI7, obtido através do *CsiBridge v21*. a) G3-M21; b) G3-M23; c) G3-M25; d) G3-M27; e) G3-M29.

Na análise do modelo G3-M21 (Figura 4.31-a), verificou-se um comportamento simétrico dos apoios externos (AI1 e AI7) e internos (AI2 com AI6 e AI3 com AI5) para o modelo de ponte reta. Tal comportamento foi semelhante aos das pontes dos Grupos 1 e 2, visto que apesar da variação na quantidade de longarinas, a análise em questão se tratou, também, de uma ponte reta. Na Figura 4.31-b são verificadas as variações percentuais das reações de apoio para o mesmo modelo, porém com esconsidade de 15° (G3-M23). Como nos casos anteriores, nesta análise também foi observado um comportamento desigual e assimétrico desses percentuais para todos os apoios quando comparados ao apoio de referência AI7, onde tal efeito é consequência da esconsidade do modelo. A variação percentual expressou uma linha de tendência crescente à medida que se aproximava do apoio próximo ao ângulo obtuso (AI1),

esse apresentou o maior percentual, de 13,23%. Os demais apoios, exceto o Apoio central (AI4), apresentaram percentuais negativos em comparação ao apoio de referência.

Na sequência, ao se analisar os demais modelos o mesmo comportamento crescente com a aproximação do ângulo obtuso foi observado para as pontes de mesmo modelo e com esconsidade de 30°(G3-M25), 45° (G3-M27) e 60°(G3-M29), representada na Figura 4.31-c, Figura 4.31-d e Figura 4.31-e, respectivamente. Essa tendência foi acentuada com o aumento da esconsidade, apresentando os valores para os apoios AI1, de 18,07%, 32,87% e 54,51%, respectivamente para ângulos de 30°, 45° e 60°. O Quadro 4.9 mostra o resumo geral dos percentuais da Análise Global de todos os modelos propostos nos estudos.

Quadro 4.9 – Variação percentual da Análise Global de todos os modelos propostos, sob referência no apoio AI7, para ponte com 7 longarinas e sem TI's.

MODELO	APOIOS								
	Al1	AI2	AI3	AI4	AI5	AI6	AI7 (Ref.)		
G3-M21	0,00%	-19,31%	-25,44%	-8,37%	-25,44%	-19,31%	0,00%		
G3-M23	13,23%	-10,75%	-17,56%	1,22%	-18,69%	-15,12%	0,00%		
G3-M25	18,07%	-6,87%	-15,00%	3,92%	-18,05%	-15,64%	0,00%		
G3-M27	32,87%	2,89%	-6,17%	12,86%	-13,84%	-2,60%	0,00%		
G3-M29	54,51%	15,96%	3,25%	24,30%	-7,00%	-1,14%	0,00%		

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

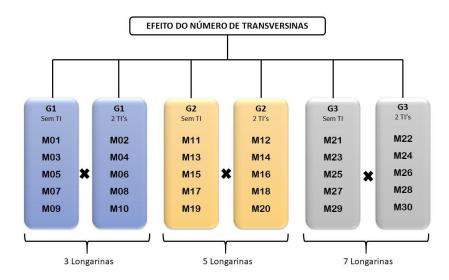
Após as análises realizadas, pôde-se observar que nos modelos de ponte ortogonal, as reações foram distribuídas de maneira uniforme. Assim os apoios com mesma distância em relação ao eixo central apresentaram valores iguais. O incremento da esconsidade nos modelos gerou a alteração das reações que passaram a ser assimétricas e desiguais, ocorrendo uma tendência crescente em direção ao ângulo obtuso. Esse comportamento foi observado em todos os Grupos estudados. Vale ressaltar que quanto maior o ângulo de esconsidade, maiores foram os valores das variações percentuais.

Percebeu-se nas análises realizadas das reações de apoio para modelos com 2 transversinas de apoio (TA's) e 2 transversinas intermediárias (TI's) que o comportamento foi bem semelhante com os modelos do mesmo grupo e que não apresentavam transversinas intermediárias (TI's), ou seja, o incremento da esconsidade nos modelos gerou a alteração das reações que passaram a ser assimétricas e desiguais, ocorrendo uma tendência crescente em direção ao ângulo obtuso (ver Anexo A). Contudo, uma avaliação local com maior acurácia das variações percentuais das reações de apoio será apresentada no próximo item desta pesquisa.

4.1.7 Efeito do número de transversinas nas reações de apoio

Decidiu-se avaliar qual a influência da utilização das transversinas intermediárias (TI's) para pontes esconsas no plano horizontal, devido à aplicação das cargas móveis, fazendo uma variação paramétrica no número de transversinas aplicadas nos modelos propostos, verificando os seus efeitos nas reações de apoio. Para a verificação do comportamento de tais efeitos, vislumbraram-se as seguintes comparações entre os modelos, apresentadas no fluxograma da Figura 4.32.

Figura 4.32 – Fluxograma de comparação entre os modelos propostos para avaliação do efeito da utilização de transversinas intermediárias (TI's).



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

4.1.7.1 Análise Local das reações de apoio

Será apresentado aqui a Análise Local das reações de apoio para pontes retas e esconsas, para pontes sem transversinas intermediárias (TI's) e com 2 transversinas intermediárias (TI's), mantendo padrão em todos os modelos as transversinas de apoio (TA's). A análise foi realizada nos apoios localizados no início do tabuleiro, conforme mostrado anteriormente na Figura 4.27.

A Figura 4.33 apresenta o gráfico para os modelos do Grupo 1 com três longarinas.

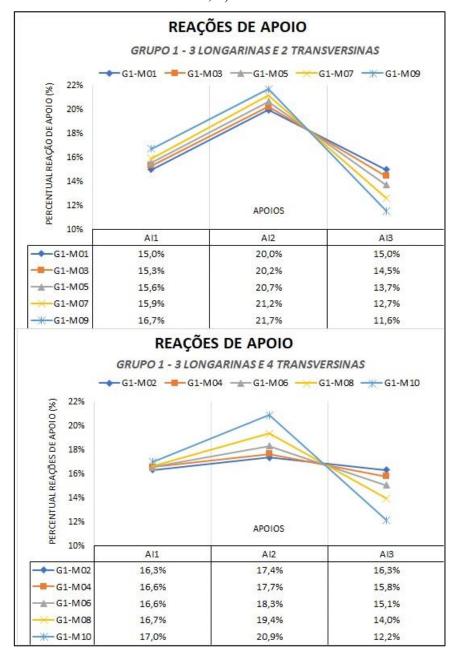


Figura 4.33 – Reações de apoio das pontes do Grupo 1, obtido através do *CsiBridge v21*. a) Sem TI's; b) Com 2 TI's.

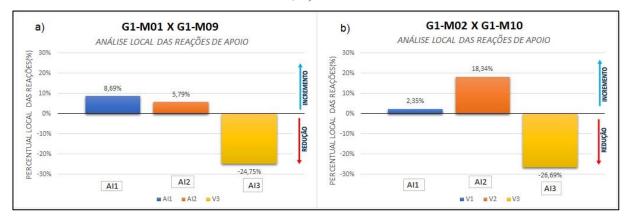
Na Figura 4.33-a estão os modelos sem TI's e na Figura 4.33-b encontra-se os modelos com 2 TI's.

Ao se comparar os dois gráficos apresentados, observou-se que em todos os modelos, sem e com transversinas intermediárias (TI's), as reações de apoio foram afetadas com o aumento da esconsidade. Nos apoios próximos ao ângulo agudo, AI3, ocorreram reduções das

reações. Já nos apoios AI2 e AI1 ocorreram aumentos. Porém é notório que para os casos com TI's a diferença nos apoios AI3 e AI2 foram mais acentuadas.

Diante do exposto, considerou-se relevante avaliar a variação percentual, localmente em cada viga, de acréscimo (valores positivos) ou decréscimo (valores negativos) das reações de apoio. A análise foi feita comparando a ponte ortogonal, com a modelo de maior grau de esconsidade, 60°, comparando suas reações locais (por apoio). A Figura 4.34, apresenta as variações percentuais obtidas na Análise Local.

Figura 4.34 – Análise Local das reações de apoio ao comparar a ponte ortogonal *versus* ponte com 60° de esconsidade, para modelos com 3 longarinas, obtido através do *CsiBridge v21*. a) Sem TI's; b) Com 2 TI's.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Diante dos resultados apresentados, verificou-se que no apoio externo próximo ao ângulo obtuso (AII), ocorreu um incremento do percentual com a inclusão da esconsidade, apresentando um valor de 8,69% para pontes sem TI's. Já para o modelo com 2 TI's esse incremento foi menor, com percentual de 2,35%. No apoio central (AI2) também foi observado incremento do percentual, porém esse se apresentou maior para o modelo com TI's, com valores de 5,79% e 18,34%, respectivamente para ponte sem e com transversinas intermediárias. Observou-se também a variação ocorrida no apoio próximo ao ângulo agudo, verificando sua redução com a inclusão da esconsidade. As reduções foram próximas, porém mais significativa para o modelo com TI's, com valor de -26,69%, ao passo que para o modelo sem TI a redução foi de -24,75%.

Na sequência, a análise foi realizada para as reações de apoio dos modelos do Grupo 2, com cinco longarinas. A Figura 4.35-a apresenta os resultados dos modelos sem TI's e a Figura 4.35-b dos modelos com 2 TI's.

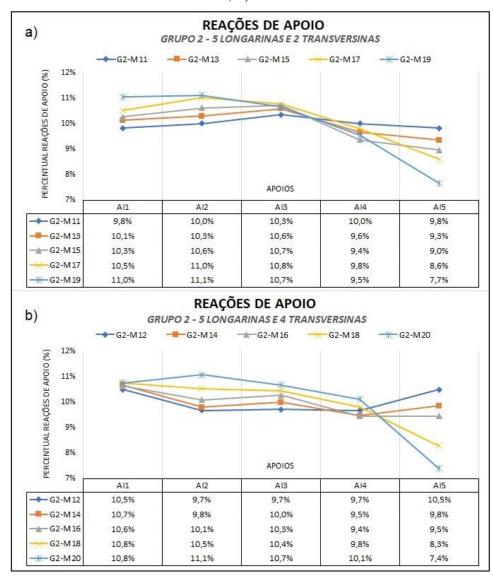
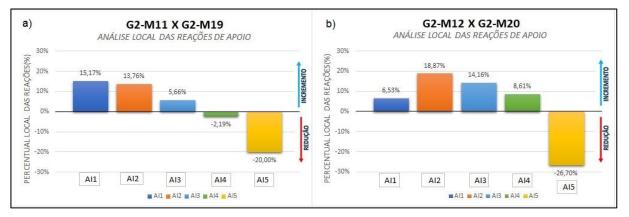


Figura 4.35 – Reações de apoio das pontes do Grupo 2, obtido através do *CsiBridge v21*. a) Sem TI's; b) Com 2 TI's.

Comparando os gráficos apresentados, observou-se que nos modelos sem transversinas intermediárias (Figura 4.35-a) as reações de apoio foram afetadas com o aumento da esconsidade, havendo redução das reações nos dois apoios próximos ao ângulo agudo, AI5 e AI4. Nos demais apoios ocorreram aumento das reações de apoio. Com a adição das duas transversinas intermediárias (Figura 4.35-b), a redução da reação de apoio ocorreu em todos os modelos no Apoio AI5, que fica mais próximo ao ângulo agudo, redução também observada no Apoio AI4, dos modelos G2-M14 e G2-M16, respectivamente com 15° e 30° de esconsidade. Nos demais apoios ocorreram aumento das reações de apoio.

Para o Grupo 2 também foi realizada a análise da variação percentual, localmente em cada apoio, a análise foi feita comparando a ponte ortogonal, com a modelo de maior grau de esconsidade, 60°, comparando seus fatores locais (por apoio). A Figura 4.36, apresenta as variações percentuais obtidas na Análise Local.

Figura 4.36 – Análise Local das reações de apoio ao comparar a ponte ortogonal *versus* ponte com 60° de esconsidade, para modelos com 5 longarinas, obtido através do *CsiBridge v21*. a) Sem TI; b) Com 2 TI's.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Avaliando as variações percentuais obtidas, verificou-se que, partido do apoio central (AI3) em direção ao ângulo obtuso, todos os apoios apresentaram um aumento do percentual com a inclusão da esconsidade. Para o modelo sem transversina ocorreu um incremento maior no apoio AI1, com aumento de 15,17%, já o modelo com 2 TI's, o aumento foi de 6,53%. Nos apoios AI2 e AI3, os incrementos foram maiores para o modelo com 2 TI's, com percentuais de 18,87%, no Apoio AI2 e 14,16%, no apoio AI3. No modelo sem TI, os percentuais foram de 13,76%, no Apoio AI2 e 5,66%, no apoio AI3.

Na sequência, observou-se no apoio próximo ao ângulo agudo (AI5), que para ambos os casos, ocorreu a redução do percentual com o aumento da esconsidade. O Apoio AI4 foi o único que apresentou comportamento distinto comparando os dois casos, com redução de -2,19%, no modelo sem TI e incremento de 8,61% no modelo com 2 TI's.

Por fim, foram analisadas as reações de apoio dos modelos do Grupo 3, com 7 longarinas. A Figura 4.37-a apresenta os resultados dos modelos sem TI's e a Figura 4.37-b dos modelos com 2 TI's.

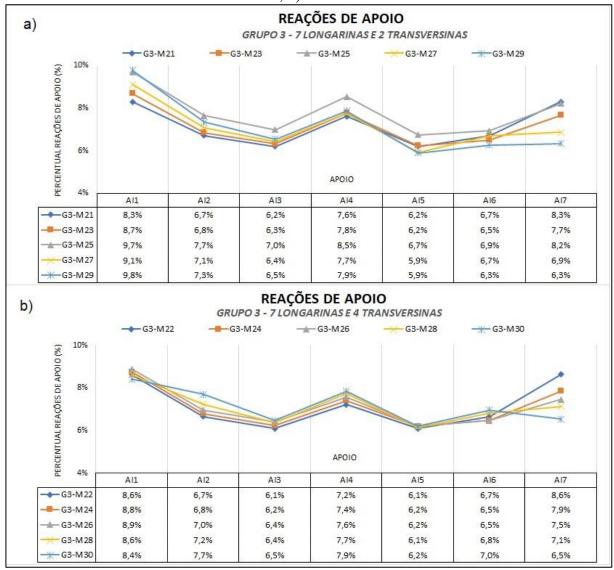


Figura 4.37 – Reações de apoio das pontes do Grupo 2, obtido através do *CsiBridge v21*. a) Sem TI; b) Com 2 TI's.

Nos modelos sem TI's (Figura 4.37-a) observou-se que o aumento da esconsidade, gerou um decréscimo das reações de apoio em todos os modelos nos apoios AI7 e AI5. A redução também foi observada no apoio AI6, dos modelos G3-M23 e G3-M25, respectivamente, com 15° e 30° de esconsidade. Nos demais apoios ocorreram aumentos das reações de apoio.

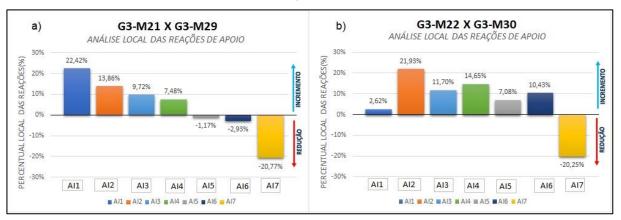
A análise dos modelos com 2 TI's, mostrou um comportamento semelhante, ocorrendo a redução das reações de apoio em todos os modelos, no Apoio AI7. No Apoio AI6 ocorreu redução nos modelos G3-M24 e G3-M26, respectivamente com 15° e 30° de esconsidade. Em todos os demais apoios ocorreu o aumento das reações de apoio.

Para o Grupo 3 também foi realizada a análise da variação percentual, localmente em cada apoio, a análise foi feita comparando a ponte ortogonal, com a modelo de maior grau de esconsidade, 60°, comparando seus fatores locais (por apoio). A Figura 4.38, apresenta as variações percentuais obtidas na Análise Local.

Verificou-se que nos quatro apoios mais próximos ao ângulo obtuso (AI1, AI2, AI3 e AI4), para ambos os casos, sem e com TI's, ocorreu um acréscimo da reação de apoio com a esconsidade. No modelo sem TI o maior acréscimo ocorreu no apoio AI1, com valor de 22,42%. Já no modelo com TI's o maior valor ocorreu no apoio AI2, com 21,93%.

Com a presença da esconsidade ocorreu um decréscimo percentual no apoio próximo ao ângulo agudo (AI7), de -20,77% para o modelo sem TI e -20,25% para o modelo com 2 TI's. Os apoios AI5 e AI6 apresentaram redução apenas para o modelo sem TI, de -1,17% e -2,93%, respectivamente. No modelo com TI ocorreu incremento, de 7,08% no AI5 e 10,43% no AI6.

Figura 4.38 – Análise Local das reações de apoio ao comparar a ponte ortogonal *versus* ponte com 60° de esconsidade, para modelos com 7 longarinas, obtido através do *CsiBridge v21*. a) Sem TI; b) Com 2 TI's.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Os resultados mostraram em todas as situações estudadas que a variação do ângulo de esconsidade acarretou alteração das reações de apoio, em alguns casos gerando decréscimos e em outros acréscimos. Para todos os casos ocorreram decréscimos no apoio mais próximo ao ângulo agudo e acréscimos no apoio mais próximo ao ângulo obtuso.

Para os modelos sem transversinas intermediárias (TI's), as maiores reações foram observadas no apoio mais próximo ao ângulo obtuso (AII), onde notou-se uma tendência crescente em direção a esse apoio. Nos modelos com TI's, as maiores reações de apoio ocorreram no segundo apoio próximo ao ângulo obtuso (AI2). Nos modelos com 3 e 5 longarinas, as maiores reduções percentuais no apoio próximo ao ângulo agudo ocorreram nos

modelos com 2 TI's. Já no modelo com 7 longarinas essa redução foi bem similar para os dois casos, sem e com TI's.

4.2 Pontes em Laje

4.2.1 Efeito da esconsidade nas estruturas de pontes em Laje

Mediante aos estudos apresentados na revisão bibliográfica, verificou-se que nas pontes com concepção estrutural de tabuleiro em laje, a esconsidade é apontada como um parâmetro que afeta os esforços solicitantes nessas estruturas. Tardivo (2014), em seu estudo observou que até 15°, os valores dos esforços solicitantes apresentaram pouca variação quando comparado a de 0°, dessa forma o cálculo da laje pode ser simplificado para uma ponte ortogonal. Outros pesquisadores relatam que nas regiões dos ângulos obtusos existe um momento fletor principal negativo. Esse momento fletor possui grande influência no valor e na distribuição das reações de apoio. Em complemento foi observado que esse momento aumenta com o aumento do efeito de engastamento, gerado pelo aumento da esconsidade, e por ter um valor alto provoca, no caso de apoio linear rígido resistente à tração, elevada compressão na extremidade do apoio correspondente ao ângulo obtuso e tração no outro extremo. Diante do exposto, julgou-se importante a análise do comportamento das reações de apoio e do momento fletor, em pontes com superestrutura em laje.

4.2.2 Análise do efeito da esconsidade nas reações de apoio

Para a verificação do comportamento de tais efeitos, foram escolhidos para análise os aparelhos de apoio localizados no início do tabuleiro, visto que as reações do final do tabuleiro se repetem, porém na ordem invertida (ver Figura 4.42).

Os aparelhos de apoios foram nomeados conforme sua posição, início do tabuleiro (I), final do tabuleiro (F) e com a numeração de 1 a 12. Os aparelhos analisados, bem como suas nomenclaturas estão representados na Figura 4.39. Para esse esforço foram realizados dois tipos de análise (Global e Local).

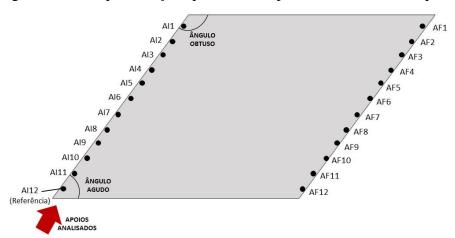


Figura 4.39 – Representação aparelhos de apoio analisados do Grupo 4.

4.2.3 Análise Local das reações de apoio

Neste item será apresentado a Análise Local das reações de apoio devido à carga móvel, para pontes retas e esconsas, com estrutura do tabuleiro em laje. Os esforços foram obtidos em todos os modelos de estudo do Grupo 4. A análise foi realizada nos apoios localizados no início do tabuleiro, conforme mostrado na Figura 4.39. Na Figura 4.40 estão apresentados os resultados, para todos os modelos do Grupo 4.

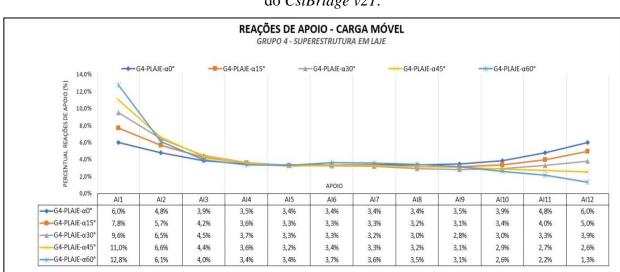


Figura 4.40 – Reações de apoio devido à carga móvel, nas pontes do Grupo 4, obtido através do *CsiBridge v21*.

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Avaliando os resultados obtidos, observou-se que no modelo de referência (G4-PLAJE- $\alpha 0^{\circ}$), onde não havia a presença da esconsidade, as reações de apoio comportaram de forma simétrica e uniforme, onde os apoios com a mesma distância relativa ao eixo central apresentaram o mesmo valor de reação.

Com a presença da esconsidade, esse comportamento foi afetado, e foi agravando com seu aumento. Em todos os modelos, nos apoios próximos ao ângulo agudo (AI12), ocorreram reduções das reações. Já nos apoios mais próximos do ângulo obtuso (AI1), ocorreram os maiores aumentos das reações.

Diante do exposto, considerou-se importante avaliar a variação percentual, localmente em cada apoio, de acréscimo (valores positivos) ou decréscimo (valores negativos) das reações de apoio. A análise foi feita comparando as reações locais (por apoio) da ponte ortogonal com o modelo de maior grau de esconsidade, 60°. A Figura 4.41, apresenta as variações percentuais obtidas na Análise Local.

G4-M31 X G4-M35 ANÁLISE LOCAL DAS REAÇÕES DE APOIO - CARGA MÓVEL 300% 261,24% PERCENTUAL LOCAL DAS REACÕES(%) 200% 116.63% 100% 72 65% 53.91% 13,04% 0% -62 24% -100% -200% ■ Al1 ■ Al2 ■ Al3 ■ Al4 ■ Al5 ■ Al6 ■ Al7 ■ Al8 ■ Al9 ■ Al10 ■ Al11 ■ Al12

Figura 4.41 – Análise Local das reações de apoio ao comparar a ponte ortogonal *versus* ponte com 60° de esconsidade, para modelos do Grupo 4, obtido através do *CsiBridge v21*.

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Analisando os percentuais locais das reações, verificou-se que no apoio externo próximo ao ângulo obtuso (AI1) ocorreu o maior aumento do percentual com a inclusão da esconsidade, apresentando um incremento de 261,24%. Ao caminhar em direção ao apoio externo próximo ao ângulo agudo (AI12) os percentuais foram reduzindo, se apresentando negativo nos apoios AI11 e AI12.

Diante de alguns autores relatarem que a variação das reações para pequenas esconsidades de até $15\,^\circ$ se apresentam pequenas, decidiu-se realizada a comparação da ponte

ortogonal com a modelo com 15°. A Figura 4.42, apresenta as variações percentuais obtidas na Análise Local.

G4-M31 X G4-M32

ANÁLISE LOCAL DAS REAÇÕES DE APOIO - CARGA MÓVEL

100%

50%

-4,53% -4,28% -4,68% -8,23% -11,70% -14,91% -18,48% -19,64%

100%

-4,53% -4,28% -4,68% -8,23% -11,70% -14,91% -18,48% -19,64%

100%

-4,53% -4,28% -4,68% -8,23% -11,70% -14,91% -18,48% -19,64%

Figura 4.42 – Análise Local das reações de apoio ao comparar a ponte ortogonal *versus* ponte com 15° de esconsidade, para modelos do Grupo 4, obtido através do *CsiBridge v21*.

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Após analisar os percentuais das reações nos apoios, observou-se que no apoio externo próximo ao ângulo obtuso (AII), ocorreu um incremento do percentual com a inclusão da esconsidade, apresentando um valor de 25,69%. Ao caminhar em direção ao apoio externo próximo ao ângulo agudo (AII2) os percentuais foram reduzindo, se apresentando negativos a partir do apoio AI6 até o AII2.

Após realizar análise local das reações, pôde-se observar que a presença da esconsidade gerou alteração das reações de apoio, quando comparado aos valores na ponte ortogonal de referência. A alteração ocorreu conforme relatado nos estudos, ocasionando seu aumento no apoio próximo ao ângulo obtuso e redução no apoio próximo ao ângulo agudo. É importante destacar, em contraponto com alguns estudos de outros pesquisadores, que tal comportamento já se apresentou de forma significativa para o modelo com ângulo de 15°, com aumento de cerca de 25% no apoio AII e redução de quase 20% no apoio AII2.

4.2.4 Análise Global das reações de apoio

A fim de analisar o comportamento das reações de apoio com o aumento da esconsidade, foi realizada a Análise Global das reações de apoio. A Análise Global visou compreender a variação percentual de acréscimo (valores positivos) ou decréscimo (valores negativos) das

reações ao ter como referência o aparelho de apoio mais próxima ao ângulo agudo (AI12), tendo como parâmetro principal a variação da esconsidade, em 15°, 30°, 45° e 60°, comparando seus resultados com a ponte ortogonal de referência.

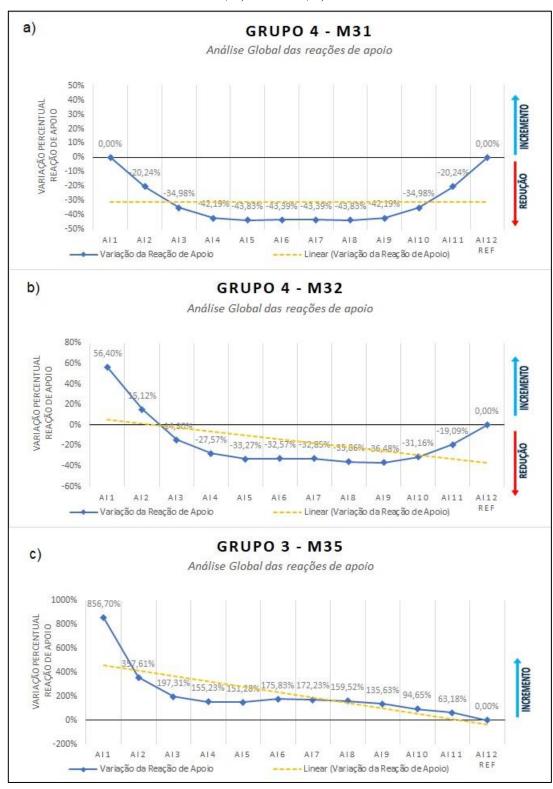
Inicialmente foi realizada análise das reações devido à ação da carga móvel (Figura 4.43). Ao se analisar as variações percentuais das reações de apoio apresentados na Figura 4.43-a, no modelo G4-M31, verificou-se preliminarmente um comportamento simétrico e uniforme das reações nos apoios. Tal comportamento já era prenunciado, visto que tal análise se tratou de uma ponte ortogonal, não havendo a presença da esconsidade.

Na Figura 4.43-b, verificam-se as variações percentuais das reações para o mesmo modelo, mas agora com esconsidade de 15° (G4-M32). Nesta análise, observou-se um comportamento desigual e assimétrico do percentual. Tal efeito foi consequência da esconsidade imposta nesse modelo. A variação percentual dos esforços expressou uma linha de tendência crescente à medida que se aproximava do apoio mais próximo do ângulo obtuso (AI1), esse apresentando um incremento de 56,40%. O apoio (AI2) também apresenta incremento de 25,12%. Nos demais apoios, a variação se apresentou negativa, porém verificouse a redução do percentual quando comparado ao Modelo G4-M31.

Ao analisar o modelo que apresenta o maior grau de esconsidade (60°) (Figura 4.43-c), a mesma tendência crescente com a aproximação do ângulo obtuso foi observada, porém com variações mais expressivas. Por exemplo, a variação percentual entre o apoio AI1 (próximo ao ângulo obtuso) e o apoio de referência (AI12), chegou a um percentual bem elevado, de 856,70%, e no geral os demais apoios apresentaram percentuais superiores a 100%, o que demonstra que as reações nesses apoios chegaram a ser mais que o dobro da reação do apoio próximo ao ângulo agudo.

A tendência crescente em direção ao ângulo obtuso, também pôde ser observada nos demais modelos, G4-M33 e G4-M34, sendo acentuada com o aumento do ângulo de esconsidade. O Quadro 4.10 mostra o resumo geral dos percentuais da Análise Global dos modelos propostos nos estudos. Os demais gráficos podem ser verificados no anexo A.

Figura 4.43 – Análise Global das Reações de Apoio devido a carga móvel, nas pontes do Grupo 4, com referência para comparação o Apoio AI12, obtido através do *CsiBridge v21*. a) G4-M31; b) G4-M32; c) G4-M35.



Quadro 4.10 – Variação percentual da Análise Global de todos os modelos propostos, sob referência o Apoio AI12, para o Grupo 4. **APOIOS** MODELO AI3 AI4 AI1 AI2 AI5 AI6 0,00% -20,24% -34,98% -42,19% -43,83% -43,39% G4-M31

G4-M32 56,40% -14,30% -27,57% -33,27% -32,57% 15,12% 147,92% -14,42% G4-M33 68,03% 16,96% -5,17% -13,98% 331,14% 70,50% 31,59% G4-M34 158,28% 40,32% 26,90% G4-M35 856,70% 357,61% 197,31% 155,23% 151,28% 175,83% **APOIOS** MODELO AI7 AI8 AI9 AI10 AI11 AI7 (Ref.) -43,39% -43,83% -34,98% 0,00% G4-M31 -42,19% -20,24% -32,85% -36,48% -19,09% 0,00% G4-M32 -35,86% -31,16% G4-M33 -16,30% -22,64% -26,08% -23,16% -13,79% 0,00% G4-M34 29,04% 23,39% 22,22% 12,18% 7,38% 0,00% G4-M35 172,23% 159,52% 135,63% 94,65% 63,18% 0,00%

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Após as análises realizadas, pôde-se observar que nos modelos de ponte ortogonal as reações foram distribuídas de maneira uniforme. Assim os apoios com mesma distância em relação ao eixo central apresentaram valores iguais. O incremento da esconsidade em todos os modelos gerou a alteração das reações, que passaram a ser assimétricas e desiguais, ocorrendo uma tendência crescente em direção ao ângulo obtuso.

Análise do efeito da esconsidade no momento fletor

Nas pontes do Grupo 4 foram utilizados elementos de casca com 4 nós para modelagem das lajes, conforme apresentado no item 3.8.2. Nesse tipo de elemento, o momento fletor foi dado pelo M11 que atua no eixo local x, portanto corresponde ao Mx, e o M22 que atua no eixo local y, correspondendo ao My, ambos foram obtidos na unidade de kN.m/m.

Na prática corrente, o dimensionamento à flexão das lajes esconsas se limita a alguns pontos, conforme apresentado no item 2.3, pois são locais onde as pesquisas apontam como regiões de momentos fletores máximos (Leonhardt, 1979; Tardivo, 2014). Esses pontos foram selecionados para análise. Além deles foi escolhido mais um ponto (Ponto F), localizado próximo ao ângulo obtuso, visto que se esperava uma alteração dos esforços nesse ponto, devido à esconsidade. A Figura 4.44 apresenta os pontos de análise.

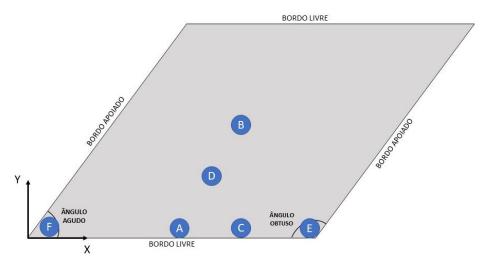


Figura 4.44 – Localização dos pontos analisados do Grupo 4.

Inicialmente, foram extraídos os momentos Mx, devido à ação da carga móvel, nos pontos escolhidos para a análise. Os resultados estão apresentados na Figura 4.45.

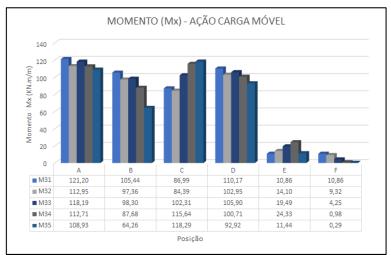


Figura 4.45 – Momentos Mx devido à carga móvel nos pontos de análises, para modelos do Grupo 4, obtido através do *CsiBridge v21*.

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Na análise do modelo ortogonal (G4-M31), verificou-se o maior momento no ponto A, na sequência os pontos D, B e C. Os pontos E e F apresentaram os mesmos valores, sendo bem menores que os demais pontos. Com a introdução da esconsidade e seu incremento, os pontos A, B, D e F apresentaram redução do momento. Já os pontos C e E apresentaram aumento dos esforços.

A fim de melhor compreender o comportamento, foi realizada a análise da variação percentual, localmente em cada ponto, de acréscimo (valores positivos) ou decréscimo (valores negativos) das reações de apoio. A análise foi feita comparando a ponte ortogonal, com a modelo de maior grau de esconsidade, 60°, comparando os momentos locais (por ponto).

A Figura 4.46, apresenta as variações percentuais obtidas na Análise Local. Na análise, verificou-se que o ponto F localizado próximo ao ângulo agudo foi o mais afetado, onde ocorreu a redução de -97,30%. Também ocorreu redução significativa no ponto B, de -39,06%. Já as reduções observadas nos pontos A e D foram menos expressivas, de -10,12% e -15,66%, respectivamente. No Ponto C e E ocorreram aumentos dos percentuais, respectivamente, de 35,98% e 5,28%.

ANÁLISE LOCAL DOS MX G4-M31 X G4-M35 100% PERCENTUAL LOCAL M11 (%) 60% 35 98% 40% 20% 5 28% -20% -15.66% -39,06% -60% -80% -100% -97,30% ■ A ■ B ■ C ■ D ■ E ■ F

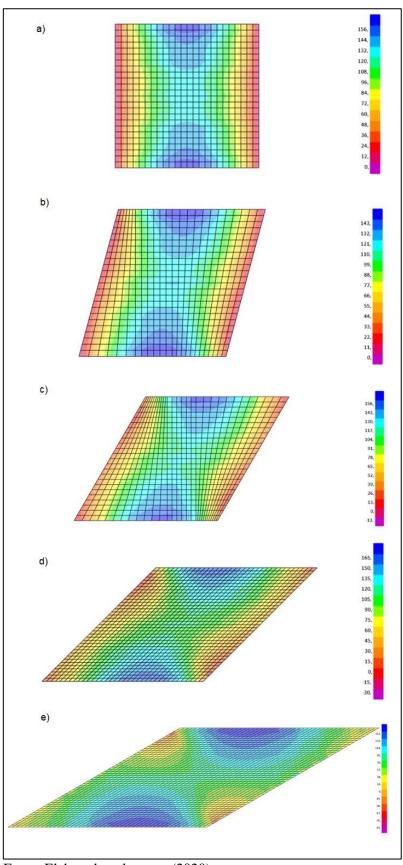
Figura 4.46 – Análise Local dos momentos Mx ao comparar a ponte ortogonal *versus* ponte com 60° de esconsidade, para modelos do Grupo 4, obtido através do *CsiBridge v21*.

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

A Figura 4.50 apresenta a distribuição Momento Mx no tabuleiro da ponte para todos os modelos. Nesta análise pôde-se observar que na ponte reta os maiores momentos ocorreram bem na região central dos bordos livres, e os menores ao longo dos bordos apoiados. Vale salientar que a região do meio do vão também apresentou valores de momento mais elevados.

Com a introdução da esconsidade, e com seu aumento, pôde-se observar nos bordos livres o deslocamento dos maiores momentos, ficando cada vez mais próximos ao ângulo obtuso e distante do ângulo agudo. Outra característica apresentada é nos bordos apoiados, que começam a apresentam acréscimo do momento na região central desses bordos. Na região central do tabuleiro os valores apresentaram reduções.

Figura 4.47 – Momento (Mx) devido a carga móvel para o Grupo 4, obtido através do *CsiBridge v21*. a) G4-M31; b) G4-M32; c) G4-M33; d) G4-M34; e) G4-M35.



Na sequência, foram extraídos os momentos My, devido à ação da carga móvel, nos pontos de análise apresentados na Figura 4.44. Os resultados estão apresentados na Figura 4.48.

MOMENTO (My) - AÇÃO CARGA MÓVEL 50 40 Momento My (KN.m/m) 30 20 10 0 -10 -20 -30 -40 ■ M31 3,60 22,69 2,70 18,77 -7,18 -7,18 ■ M32 3,40 21,92 1,09 14,80 -8,76 -1,74 ■ M33 3.87 25.69 2.14 21.09 -19.57 -0,75 ■ M34 3,77 35,82 2,98 28,78 -27,30 -0,57 ■ M35 2.71 2,49 48,35 32,48 -38,00 -0.17Posicão

Figura 4.48 – Momentos My devido à carga móvel nos pontos de análises, para modelos do Grupo 4, obtido através do *CsiBridge v21*.

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Na análise do modelo ortogonal (G4-M31), verificou-se o maior momento no ponto B, seguido dos pontos D, A e C. Já os pontos E e F apresentaram os mesmos valores, sendo negativos. Com a introdução da esconsidade e seu incremento, os pontos A e F apresentaram reduções dos momentos. Já os pontos B, D e E tiveram aumento dos esforços.

Para esse esforço, também foi realizada a análise da variação percentual, localmente em cada ponto.

Na Figura 4.49, observa-se as variações percentuais obtidas na Análise Local. Verificou-se que o ponto mais afetado foi o Ponto E, localizado próximo ao canto obtuso, onde ocorreu o aumento de 429,04%. Também ocorreu aumento significativa no Ponto B, de 113,06% e Ponto D, de 73,04%. No Ponto F foi observada uma redução significativa, de -97,66%, e no Ponto A ocorreu a redução de -30,82%. No Ponto C a variação percentual não foi significante.

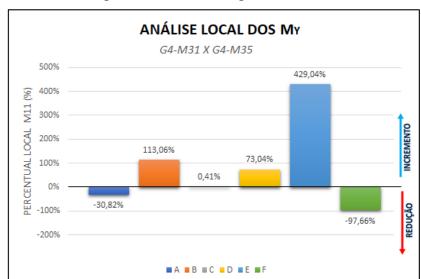
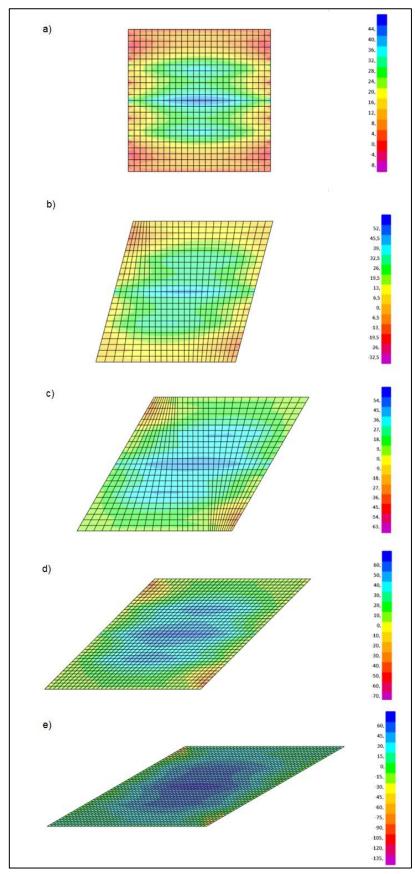


Figura 4.49 – Análise Local dos momentos My, ao comparar a ponte ortogonal *versus* ponte com 60° de esconsidade, para modelos do Grupo 4, obtido através do *CsiBridge v21*.

A Figura 4.50 apresenta a distribuição momento My no tabuleiro da ponte para todos os modelos. Ao se analisar as imagens, observou-se que na ponte reta os maiores momentos ocorreram na região central do tabuleiro, reduzindo em direção aos quatro bordos, os dois apoiados e os dois livres.

Com a introdução da esconsidade, e com seu aumento, pôde-se observar que a região central do tabuleiro onde apresentavam os maiores momentos, foi aumentando de tamanho e seus valores foram ficando maiores. Outra característica apresentada foi o aumento do momento nos bordos apoiados e livres. Apenas uma pequena região próxima ao ângulo obtuso passou a apresentar valores de momentos negativos.

Figura 4.50 – Momento (My) devido a Carga móvel para o Grupo 4, obtido através do *CsiBridge v21*. a) G4-M31; b) G4-M32; c) G4-M33; d) G4-M34; e) G4-M35.



Diante das análises realizadas, pôde-se observar que o momento devido à carga móvel foi afetado com a esconsidade. No momento Mx, a esconsidade deslocou a região onde se tinha os maiores momentos no sentido do ângulo obtuso, reduziu os momentos no meio do vão e aumentou o momento na região central do bordo apoiado. As principais alterações no momento My, foi o aumento da região central do tabuleiro que apresentava valores de momentos mais elevados, e um aumento do momento negativo nas proximidades do ângulo obtuso.

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

O estudo desenvolvido nesta pesquisa avaliou o efeito da esconsidade em pontes, nas distribuições dos momentos fletores e nas reações de apoio. Foram realizadas modelagens, via método dos elementos finitos (MEF), do tabuleiro das pontes considerando 4 grupos:

- Grupo 1: estrutura em vigas (grelha) 3 longarinas;
- Grupo 2: estrutura em vigas (grelha) 5 longarinas;
- Grupo 3: estrutura em vigas (grelha) 7 longarinas;
- Grupo 4: estrutura em laje.

Na primeira parte, nos modelos em viga (grelha) (G1 a G3), realizou-se uma análise paramétrica variando o ângulo de esconsidade (α), de zero a sessenta graus, com incremento de quinze graus. Em complemento também foi analisado o incremento de duas transversinas intermediárias (TI's). Na segunda parte, no grupo com superestrutura em laje (G4), foram criados modelos variando a esconsidade de zero a sessenta graus, também com incremento de quinze graus.

A seguir são apresentadas as principais conclusões obtidas da Análise Local e Análise Global dos parâmetros estudados. Por fim, são apresentadas as sugestões para trabalhos futuros.

5.1 Conclusões

Na Análise comparativa entre o MEF e a proposta da AASHTO LRFD (2017), verificou-se ao analisar as variações percentuais dos FDMF's obtidos através da proposta da AASHTO LRFD (2017), um comportamento semelhante aos resultados obtidos com MEF, visto que ocorreu uma tendência de decréscimo dos fatores em direção ao ângulo obtuso nos modelos obtidos via MEF e AASHTO LRFD (2017). No entanto, ocorreu variação percentual diferente entre ambos os métodos. Para os modelos sem transversinas intermediárias (TI's) os valores apresentaram grandes discrepâncias, ao passo que para os modelos com tranversinas intermediárias (TI's), os valores se apresentaram mais próximos. Essa variabilidade de resultados mostra, baseado nas respostas dos modelos propostos nesta pesquisa, que há necessidade de uma ampliação dos fatores de distribuição propostos pela AASHTO LRFD (2017) a fim de considerar a mudança de rigidez do tabuleiro devido à presença das transversinas e também a presença da esconsidade e seus efeitos.

Com relação ao efeito da esconsidade na distribuição do momento fletor devido à carga móvel em pontes esconsas com longarinas retas, os resultados mostraram nas situações da ponte ortogonal, uma distribuição simétrica dos FDMF's devido à carga móvel. Em todas as situações estudadas, com a introdução do ângulo de esconsidade ocorreram alterações na distribuição dos momentos fletores afetando seu comportamento simétrico, ocorrendo uma tendência de decréscimo dos fatores em direção ao ângulo obtuso para todos os casos, tendência que se intensificou com o aumento da esconsidade. Nos modelos com esconsidade, todas as longarinas apresentaram variações percentuais negativas, o que mostra que o momento fletor nas longarinas foram inferiores ao da longarina de referência, próximo ao ângulo agudo.

Já com relação efeito do número de transversinas na distribuição do momento fletor devido à carga móvel em pontes esconsas com longarinas retas, os resultados mostraram em todas as situações estudadas que a adição de transversinas intermediárias tornou a distribuição de momento fletor mais igualitária entre as longarinas. Ou seja, de forma geral, houve uma redistribuição de momento fletor com o uso das transversinas intermediárias, visto que parte do esforço das longarinas mais solicitadas migrou para as menos solicitadas. Essa contribuição foi mais efetiva em pontes que apresentaram maiores graus de esconsidade, visto que seu aumento afetou de maneira mais significativa a distribuição do momento fletor.

O efeito da esconsidade nas reações de apoio devido à carga móvel em pontes esconsas com longarinas retas mostrou nas análises globais que nos modelos de ponte ortogonal, as reações foram distribuídas de forma uniforme, apresentando valores iguais para os apoios posicionados na mesma distância em relação ao eixo central. A introdução da esconsidade gerou um comportamento desigual das reações ocorrendo uma tendência crescente em direção ao ângulo obtuso. Já com relação ao efeito do número de transversinas nas reações de apoio, pôdese observar um comportamento semelhante das reações de apoio, nos modelos sem e com TI's. Ambos apresentaram, com o aumento da esconsidade, uma tendência de acréscimo do valor da reação de apoio em direção aos apoios próximos ao ângulo obtuso e uma grande redução no apoio próximo ao ângulo agudo.

Para as pontes em laje, em todos os casos analisados, os resultados mostraram que a presença da esconsidade gerou alteração das reações de apoio, quando comparado aos valores da ponte ortogonal de referência, que apresentava reações distribuídas de forma uniforme e simétrica. A esconsidade gerou uma redução significativa na reação no apoio próximo ao ângulo agudo, ocorrendo uma tendência crescente em direção ao ângulo obtuso, se apresentando de forma mais elevada no apoio mais próximo do ângulo obtuso. Os percentuais e variações observados para o modelo em laje se apresentaram bem superiores ao observados

nos modelos em grelha (longarinas retas). Quando analisado o comportamento do momento fletor, também pôde-se observar mudança de seu comportamento com a introdução da esconsidade. No geral o momento Mx e My, em módulo tornaram-se maiores próximos ao ângulo obtuso.

5.2 Sugestões para trabalhos futuros

Para continuidade da pesquisa, sugere-se que os modelos aqui analisados sejam utilizados para outras situações, tais quais:

- Estudar os fatores de distribuição de cisalhamento e momento de torsão em pontes esconsas, visto que podem levar a novas conclusões sobre o comportamento estrutural desse tipo de estrutura;
- Avaliar do efeito da carga móvel combinada com outras ações de cálculo sobre as pontes esconsas, medindo deslocamentos limites e computando o real efeito desses carregamentos sobre o dimensionamento das longarinas.
- Fazer uma análise experimental em modelo reduzido de distribuição de cargas em tabuleiros de pontes esconsas, comparando os resultados com valores analíticos e numéricos.

6 REFERÊNCIAS

AASHTO. **AASHTO LRFD Bridge Design Specifications.** (8th ed.), Washington, USA, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT/ NBR 6118. **Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, Brasil, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT/ NBR 7187. **Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido - Procedimento**. Rio de Janeiro, Brasil, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT/ NBR 7188. Carga Móvel Rodoviária e de Pedestres em Pontes, Viadutos, Passarelas e outras Estruturas. Rio de Janeiro, Brasil, 2013.

ALMEIDA, S. M. F.; MACHADO, A. C. M. Influência das Transversinas nos Tabuleiros de Pontes em Vigas Múltiplas. 2º Seminário Fluminense de Engenharia da Universidade Federal Fluminense, UFF, Niterói, Rio de Janeiro, Brasil, 1996.

ARAUJO, M. C.; CAI, S. C. S.; TEIXEIRA, P. W. G. N.; VANÊSSA, M. N. Distribuição transversal de cargas em ponte de concreto protendido pré-moldada – avaliação da influência das transversinas com uso de procedimentos da NBR 6118/2003, do LaDOTD e de modelos elementos finitos sólidos. In: Encontro Nacional de Pesquisa-Projeto-Produção em Concreto Pré-Moldado, 1, São Carlos, Brasil, 2005.

BARKER, R.M.; PUCKETT, J.A. **Design of Highway Bridges: An LRFD Approach.** John Wiley & Sons, 3^a ed, Hoboken, New Jersey, USA, 2014.

BARR, J. P.; EBERHARD, M. O.; STANTON, J. F. Live-Load Distribution Factor in Prestressed Concrete Girder Bridges. Journal of Brisge Engineering, Sept/Oct 2001, USA, p. 98-306.

CAVALCANTE, G. H. F. Contribuição ao estudo da influência de transversinas no comportamento de sistemas estruturais de pontes. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Alagoas – UFAL, Maceió, Brasil, 2016, 251 p.

CAVALCANTE, G. H.; BARBOZA, A. S. R. Análise da Influência de Transversinas no Comportamento Estrutural de Pontes Pré-moldadas em Vigas e Moldadas "in loco". IX Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas (CBPE), Rio de Janeiro, Brasil, 2016.

CHEN, W.; DUAN, L. Bridge Engineering Handbook. CRC Press LLC. USA, 2000.

CHONG, J. M. J. Construction Engineering of Steel Tub-Girder Bridge Systems for Skew Effects. PhD Dissertation. School of Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology, Atlanta, USA, 2012.

CNT. Confederação Nacional do Transporte. Disponível em < http://www.cnt.org.br/Modal/modal-rodoviario-cnt >. Acesso em: 10 de Novembro de 2019.

COUTINHO, P. M. Análise numérica comparativa entre pontes integrais e convencionais de concreto armado sujeitas às ações indiretas de temperatura, retração e fluência. Dissertação de mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, Brasil, 2019.

CSI Reference Manual. CSI Analysis Reference Manual 2016 for SAP2000, ETABS, SAFE, CSiBridge and SAPFire. Berkeley, Califórnia, USA, 2019.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (DNER). Manual de projeto de obras-de-arte especiais. Rio de Janeiro, Brasil, 1996.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). **DNIT PRO 109 - Obras complementares – Segurança no tráfego rodoviário - Projeto de barreiras de concreto – Procedimento.** Rio de janeiro, Brasil, 2009. 16 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT): Superintendência Regional do Estado da Paraíba - Construtora JBR Engenharia. **Projeto de Restauração e Reforço do Viaduto na Interseção BR-230/BR-101/PB e rebaixo na BR-101/PB.** João Pessoa, Brasil, 2014.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT): **Relatórios Gerenciais.** Coordenação-Geral de Operações Rodoviárias. Rio de Janeiro, Brasil. 2017.

EL DEBS, M. K.; TAKEYA, T. Notas de aula da disciplina: Introdução a Pontes de Concreto. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2009.

FHWA (Federal Highway Administration). **Load and Resistance Factor Design (LRFD) for Highway Bridge Superstructures** – **Reference Manual**. NHI (National Highway Institute). n° FHWA-NHI-15-047. 2015. 1698 p.

FILHO, W. N. F. Avaliação dos coeficientes de impacto utilizados no cálculo de pontes rodoviária via análise dinâmica de estruturas. Universidade Federal de Juiz de Fora, Brasil, 2008.

FU, C. C.; WANG, S. Computational Analysis and Design of Bridge Structures. 1^a ed, CRC Press, Boca Raton, Flórida, 2015.

GAVIOLI, E.R. Análise de tabuleiro de pontes formados por elementos pré-moldados mediante método da grelha: recomendações de projeto e comparações dos valores teóricos com experimentais. São Carlos, Brasil, 1998.

HARRIS, D. K. Lateral Load Distribution and Deck Design Recommendations for the Sandwich Plate System (SPS) in Bridge Applications. Doctoral Dissertation, Virginia Tech, Blacksburg, USA, 2007.

HUO X. S.; ZHANG Q. Effect of skewness on the distribution of live load reaction at piers of skewed continuous bridges. Journal of Science Engineering. Vol. 13, p. 110-114, USA, 2008.

- JOVEM, T. P. Estudo analítico e numérico de repartição de carga em tabuleiros de pontes retas com longarinas múltiplas de concreto armado. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, Brasil, 2017.
- JÚDICE, F.M; PERLINGEIRO, M. S. P. L; DIAZ, E. M; SOUZA L. **Avaliação da distribuição transversal de cargas em tabuleiros de pontes sem transversinas internas**. Anais do 50° Congresso Brasileiro do Concreto, Salvador, Brasil, 2008.
- LEONHARDT, F. Construções de Concreto Volume VI: Princípios Básico da Construção de Pontes de Concreto. Editora Interciência, 1ª ed., São Paulo, Brasil, 1979.
- LUCHI, L. A. R. E. Reavaliação do trem-tipo à luz das cargas reais nas rodovias brasileiras. Tese (Doutorado): Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, 2006.
- MASON, J. **Pontes em concreto armado e protendido.** 1ªed, Livros Técnicos e Científicos Editora S.A, São Paulo, Brasil, 1977.
- MEDINO, U. A.; SILVA FILHO, J. N.; MARQUES, S. O.; PUJATT, O. L. V. & REBOUÇAS, A. S. Análise comparativa das taxas de armadura de flexão em pontes com longarinas retas com esforços obtidos a partir da repartição de cargas utilizando modelos analítico e numérico. Anais do XXXVIII Ibero-Latin American Congress on Computational Methods in Engineering (CILAMCE), Florianópolis, Santa Catarina, Brasil, 2017.
- MENDES, L. C. Pontes. 1ª edição. Editora EdUFF, Rio de Janeiro, Brasil, 2003.
- MONZON, E.V.; ITANI, A.M.; RENO, M.L. Horizontally Curved Girder Bridges. Chen, W. & Duan, L. Bridge Engineering Handbook, CRC Press, Boca Raton, 2ed, p.259-280, USA, 2014.
- NASCIMENTO, Y. R. F.; SILVA FILHO, J. N.; Costa, F. K. M.; Barros, R.; REBOUÇAS, A. S. Análise comparativa da distribuição de cargas e de esforços internos em pontes com longarinas múltiplas obtidos com métodos analíticos clássicos e pela norma americana AASHTO/NCHRP 12-26. Anais do 61° Congresso Brasileiro do Concreto, Fortaleza, Brasil, 2019.
- O'BRIEN, E.; KEOGH, D. Bridge Deck Analysis. E & FN Spon. London, England, 1999.
- PFEIL, W. Pontes em concreto armado: Elementos de projeto, Solicitações e Superestrutura. 4ª ed, Livros Técnicos e Científicos Editora, Rio de Janeiro, Brasil, 1990.
- TALY, N. Highway Bridge Superstructure Engeneering: LRFD Approaches to Desing and Analysis. CRC Press, USA, 2015.
- TARDIVO, F. G. Estudo de esquemas estruturais e modelagem de tabuleiros de pontes esconsas. Dissertação de mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo São Paulo, Brasil, 2014.
- TIMERMAN, J. **Obras de Arte no Brasil, Concrete Show South América.** São Paulo, Brasil, 2017.

REBOUÇAS, A. S. Análise da distribuição de momento fletor devido a carga móvel em pontes curvas de concreto armado. Dissertação de mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, Brasil, 2017.

RÜSCH, H. Berechnungstafeln für schiefwinklige Fahrbahnplatten von Strabenbrücken. Berlin, Verlag von Withelm Ernst &Sohn, 1967.

SANTOS, M. S. Estudo da aplicabilidade do método simplificado da aashto para distribuição transversal de cargas móveis para pontes no brasil. Dissertação de mestrado, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil do Departamento de Engenharia Civil da PUC-Rio. Rio de Janeiro, Brasil, 2015.

SCHLAICH, J.; SCHEEF, H. Concrete Box-Girder Bridges. International Association for Bridge and Structural Engineering. 1 ed. Zurich, Switzerland, 1982.

SOTELINO, E. D.; LIU, J.; CHUNG, W.; PHUVORAVAN, K. Simplified Load Distribution Factor For the Use In LRFD Design. Purdue University. West Lafayette, Indiana, USA, 2004.

SOUZA LIMA, S.; JUDICE, F.M.; PERLINGEIRO, M.S.P.L. Avaliação da distribuição transversal de cargas em tabuleiros de pontes sem transversinas internas. 50° Congresso Brasileiro de Concreto, Rio de Janeiro, Brasil, 2008.

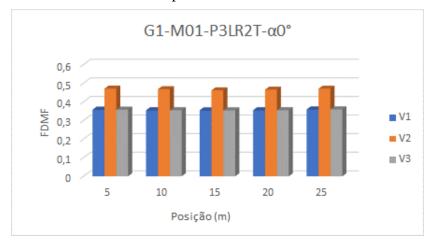
VITÓRIO, Afonso. **Pontes Rodoviárias. Fundamentos, Conservação e Gestão.** CREA-PE, Recife, Brasil, 2002.

ZOKAIE, T. **AASHTO-LRFD Live Load Distribution Specifications.** Journal of Bridge Engineering, Vol.5, No 2, Maio, p.131-138, USA 2000.

7 APÊNDICE A – RESULTADOS E GRÁFICOS

Neste anexo contemplam-se todos os dados e gráficos, pormenorizados de cada comparação, inerentes aos resultados obtidos acerca das análises realizadas.

Figura A.1 – FDMF's em trechos das longarinas: Grupo de Ponte com 3 Longarinas, 2 Transversinas de apoio e esconsidade de 0°.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Figura A.2 – FDMF's em trechos das longarinas: Grupo de Ponte com 3 Longarinas, 2 Transversinas de apoio e esconsidade de 15°.

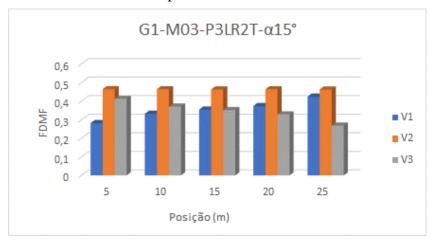


Figura A.3 – FDMF's em trechos das longarinas: Grupo de Ponte com 3 Longarinas, 2 Transversinas de apoio e esconsidade de 30°.

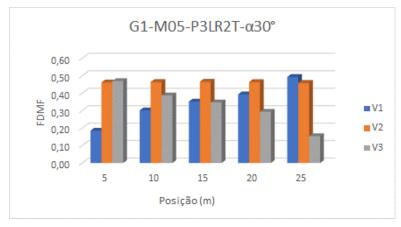
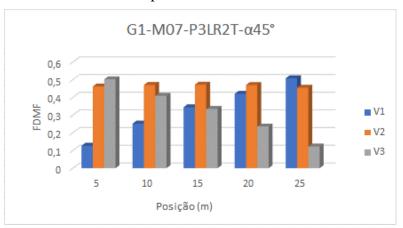


Figura A.4 – FDMF's em trechos das longarinas: Grupo de Ponte com 3 Longarinas, 2 Transversinas de apoio e esconsidade de 45°.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Figura A.5 – FDMF's em trechos das longarinas: Grupo de Ponte com 3 Longarinas, 2 Transversinas de apoio e esconsidade de 60°.

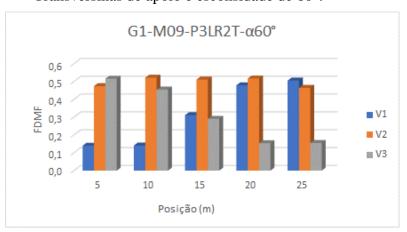


Figura A.6 – FDMF's em trechos das longarinas: Grupo de Ponte com 5 Longarinas, 2 Transversinas de apoio e esconsidade de 0°.

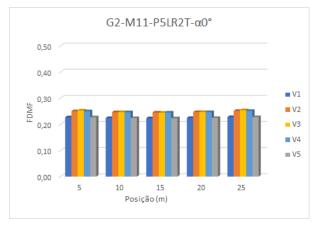
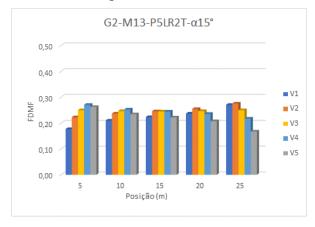


Figura A.7 – FDMF's em trechos das longarinas: Grupo de Ponte com 5 Longarinas, 2 Transversinas de apoio e esconsidade de 15°.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Figura A.8 – FDMF's em trechos das longarinas: Grupo de Ponte com 5 Longarinas, 2 Transversinas de apoio e esconsidade de 30°.

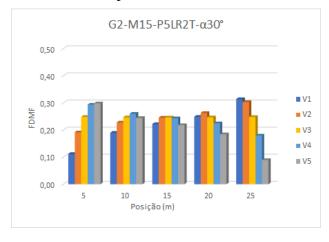


Figura A.9 – FDMF's em trechos das longarinas: Grupo de Ponte com 5 Longarinas, 2 Transversinas de apoio e esconsidade de 45°.

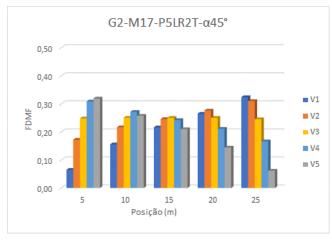
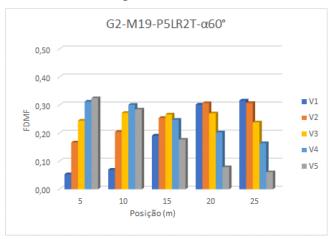


Figura A.10 – FDMF's em trechos das longarinas: Grupo de Ponte com 5 Longarinas, 2 Transversinas de apoio e esconsidade de 60°.



G3-M21-P7LR2T-α0° 0,50 0,45 0,40 ■ V1 0,35 0,30 V3 0,25 ■ V4 0,20 **■** V5 0,10 0,05 **■ V7** 0,00 20 Posição (m)

Figura A.11 – FDMF's em trechos das longarinas: Grupo de Ponte com 7 Longarinas, 2 Transversinas de apoio e esconsidade de 0°.

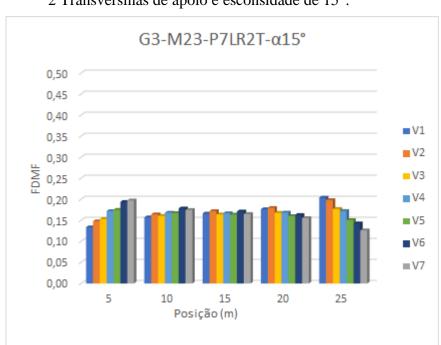


Figura A.12 – FDMF's em trechos das longarinas: Grupo de Ponte com 7 Longarinas, 2 Transversinas de apoio e esconsidade de 15°.

G3-M25-P7LR2T-α30° 0,50 0,45 0,40 ■ V1 0,35 V2 0,30 V3 0,25 0,20 ■ V4 ■ V5 0,15 0,10 ■ V6 0,05 ■ V7 0,00 5 20 25 Posição (m)

Figura A.13 – FDMF's em trechos das longarinas: Grupo de Ponte com 7 Longarinas, 2 Transversinas de apoio e esconsidade de 30°.

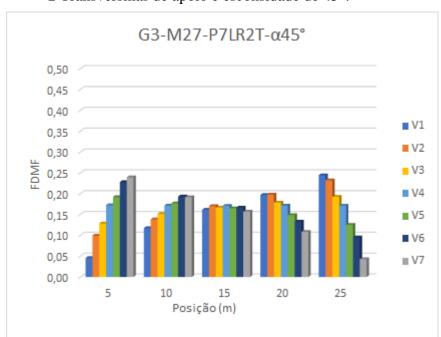


Figura A.14 – FDMF's em trechos das longarinas: Grupo de Ponte com 7 Longarinas, 2 Transversinas de apoio e esconsidade de 45°.

G3-M29-P7LR2T-α60° 0,50 0,45 ■V1 0,35 V2 0,30 V3 0,25 V4 0,20 ■ V5 0,15 0,10 ■ V6 0,05 **■** V7 0,00 5 20 25 Posição (m)

Figura A.15 – FDMF's em trechos das longarinas: Grupo de Ponte com 7 Longarinas, 2 Transversinas de apoio e esconsidade de 60°.

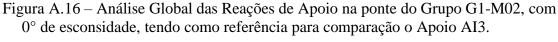




Figura A.17 – Análise Global das Reações de Apoio na ponte do Grupo G1-M04, com 15° de esconsidade, tendo como referência para comparação o Apoio AI3.

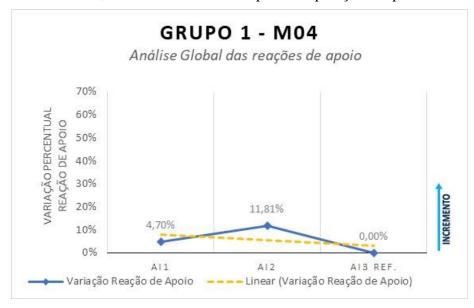


Figura A.18 – Análise Global das Reações de Apoio na ponte do Grupo G1-M06, com 30° de esconsidade, tendo como referência para comparação o Apoio AI3.

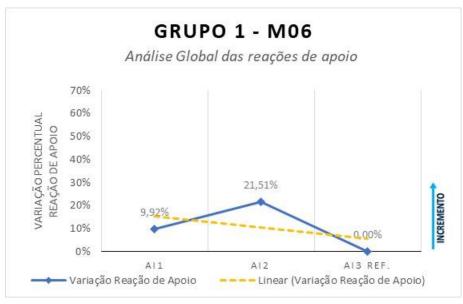


Figura A.19 – Análise Global das Reações de Apoio na ponte do Grupo G1-M08, com 45° de esconsidade, tendo como referência para comparação o Apoio AI3.

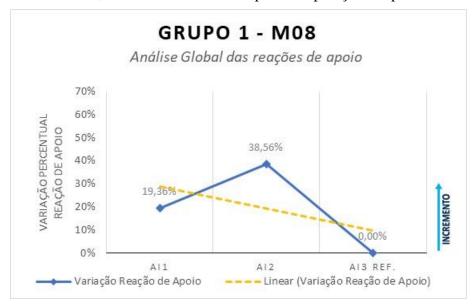
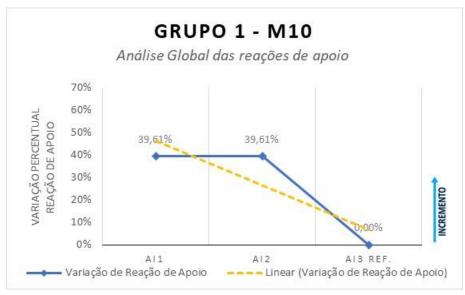


Figura A.20 – Análise Global das Reações de Apoio na ponte do Grupo G1-M10, com 60° de esconsidade, tendo como referência para comparação o Apoio AI3.



AI5 REF

Linear (Variação da Reação de Apoio)

GRUPO 2 - M12 Análise Global das reações de apoio 50% VARIAÇÃO PERCENTUAL 40% REAÇÃO DE APOIO 30% 20% 10% 0,00% 0,00% 0% REDUÇÃO

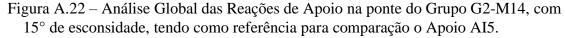
Figura A.21 – Análise Global das Reações de Apoio na ponte do Grupo G2-M12, com 0° de esconsidade, tendo como referência para comparação o Apoio AI5.

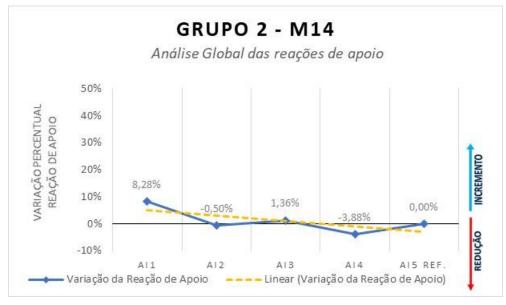
Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

A13

-10%

Variação da Reação de Apoio





AI5 REF

A14

Linear (Variação da Reação de Apoio)

GRUPO 2 - M16 Análise Global das reações de apoio 50% VARIAÇÃO PERCENTUAL 40% REAÇÃO DE APOIO 30% 20% 12,45% 8,60% 6,66% 10% -0,13% 0,00% 0% REDUÇÃO

Figura A.23 – Análise Global das Reações de Apoio na ponte do Grupo G2-M16, com 30° de esconsidade, tendo como referência para comparação o Apoio AI5.

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

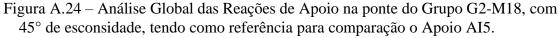
A13

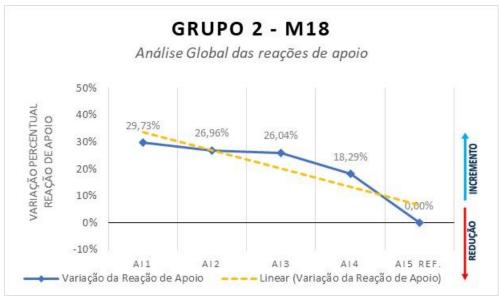
AI2

-10%

AI1

Variação da Reação de Apoio



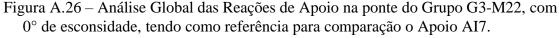


GRUPO 2 - M20 Análise Global das reações de apoio 60% 49,61% 45.34% VARIAÇÃO PERCENTUAL 50% 44,21% REAÇÃO DE APOIO 36,69% 40% 30% 20% INCREMENTO 10% 0% AI1 A12 AI3 A14 AIS REF

Figura A.25 – Análise Global das Reações de Apoio na ponte do Grupo G2-M20, com 60° de esconsidade, tendo como referência para comparação o Apoio AI5.

Variação da Reação de Apoio

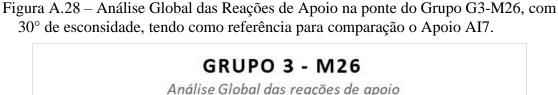
Linear (Variação da Reação de Apoio)





GRUPO 3 - M24 Análise Global das reações de apoio 50% 40% VARIAÇÃO PERCENTUAL REAÇÃO DE APOIO 30% INCREMENTO 20% 11,61% 10% 0,00% 5,59% 0% -10% REDUÇÃO -20,61 -20% -30% AI1 A12 AI4 A15 A16 AI7 REF A13 Variação da Reação de Apoio Linear (Variação da Reação de Apoio)

Figura A.27 – Análise Global das Reações de Apoio na ponte do Grupo G3-M24, com 15° de esconsidade, tendo como referência para comparação o Apoio AI7.





GRUPO 3 - M28 Análise Global das reações de apoio 50% 40% VARIAÇÃO PERCENTUAL REAÇÃO DE APOIO 30% 20,93% 20% 8,67% 10% 0,00% 4,59% 0% REDUÇÃO -10% -20%

Figura A.29 – Análise Global das Reações de Apoio na ponte do Grupo G3-M28, com 45° de esconsidade, tendo como referência para comparação o Apoio AI7.

A14

A15

Linear (Variação da Reação de Apoio)

AI6

AI7 REF

A12

Variação da Reação de Apoio



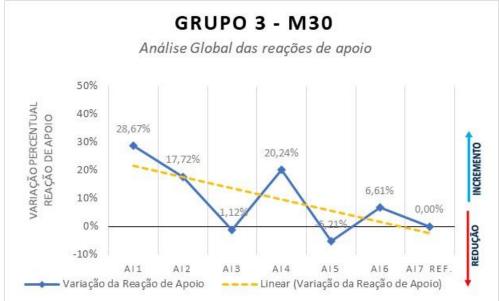


Figura A.31 – Análise Global das Reações de Apoio devido a carga móvel, na ponte do Grupo G4-M31, com 0° de esconsidade, tendo como referência para comparação o Apoio AI12.

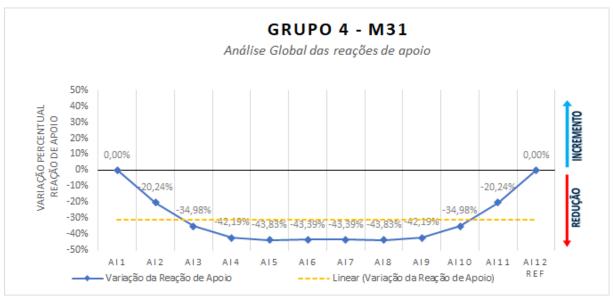


Figura A.32 – Análise Global das Reações de Apoio devido a carga móvel, na ponte do Grupo G4-M32, com 15° de esconsidade, tendo como referência para comparação o Apoio AI12.

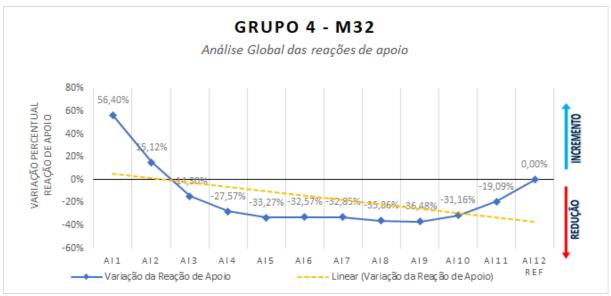


Figura A.33 – Análise Global das Reações de Apoio devido a carga móvel, na ponte do Grupo G4-M33, com 30° de esconsidade, tendo como referência para comparação o Apoio AI12.

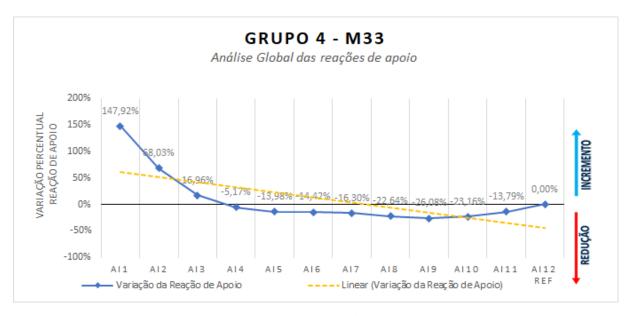


Figura A.34 – Análise Global das Reações de Apoio devido a carga móvel, na ponte do Grupo G4-M34, com 45° de esconsidade, tendo como referência para comparação o Apoio AI12.

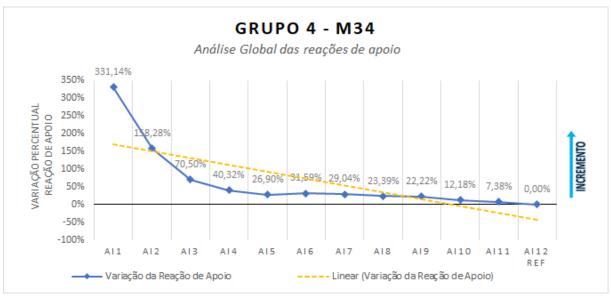


Figura A.35 – Análise Global das Reações de Apoio devido a carga móvel, na ponte do Grupo G4-M34, com 60° de esconsidade, tendo como referência para comparação o Apoio AI12.

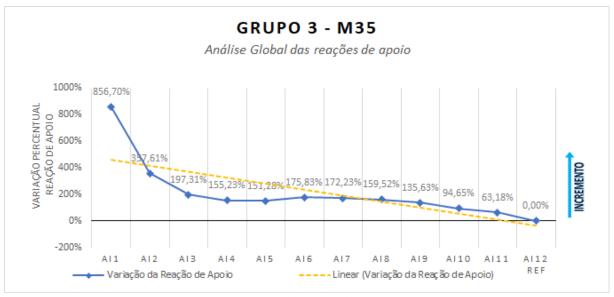


Figura A.36 – Análise Global das Reações de Apoio devido a carga permanente, na ponte do Grupo G4-M31, com 0° de esconsidade, tendo como referência para comparação o Apoio AI12.

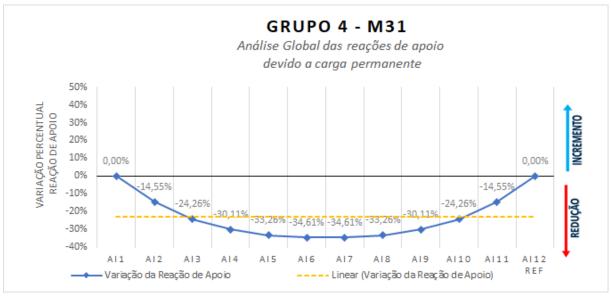


Figura A.37 – Análise Global das Reações de Apoio devido a carga permanente, na ponte do Grupo G4-M32, com 15° de esconsidade, tendo como referência para comparação o Apoio AI12.

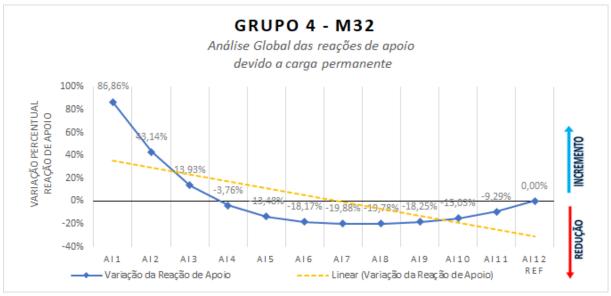


Figura A.38 – Análise Global das Reações de Apoio devido a carga permanente, na ponte do Grupo G4-M33, com 30° de esconsidade, tendo como referência para comparação o Apoio AI12.

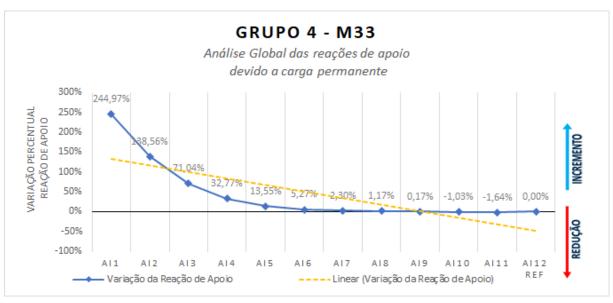


Figura A.39 – Análise Global das Reações de Apoio devido a carga permanente, na ponte do Grupo G4-M34, com 45° de esconsidade, tendo como referência para comparação o Apoio AI12.

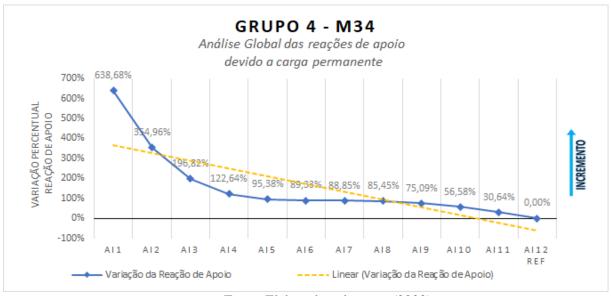


Figura A.40 – Análise Global das Reações de Apoio devido a carga permanente, na ponte do Grupo G4-M34, com 60° de esconsidade, tendo como referência para comparação o Apoio AI12.

