



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

VALBERLLAN ALBUQUERQUE RIBEIRO

**AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DAS CURVATURAS E DAS
TRANSVERSINAS NA DISTRIBUIÇÃO DO MOMENTO FLETOR
DEVIDO À CARGA MÓVEL EM PONTES CURVAS DE CONCRETO
ARMADO**

**Natal
2019**

Valberllan Albuquerque Ribeiro

**AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DAS CURVATURAS E DAS
TRANSVERSINAS NA DISTRIBUIÇÃO DO MOMENTO FLETOR
DEVIDO À CARGA MÓVEL EM PONTES CURVAS DE CONCRETO
ARMADO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. José Neres da Silva Filho

Natal
2019

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

Ribeiro, Valberllan Albuquerque.

Avaliação da influência das curvaturas e das transversinas na distribuição do momento fletor devido à carga móvel em pontes curvas de concreto armado / Valberllan Albuquerque Ribeiro. - 2019.

351 f.: il.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Natal, RN, 2019.

Orientador: Prof. Dr. José Neres da Silva Filho.

1. Pontes curvas - Dissertação. 2. Influência das transversinas - Dissertação. 3. Distribuição de momento fletor - Dissertação. 4. Método dos elementos finitos - Dissertação. I. Silva Filho, José Neres da. II. Título.

RN/UF/BCZM

CDU 624.012.45

VALBERLLAN ALBUQUERQUE RIBEIRO

**AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DAS CURVATURAS E DAS
TRANSVERSINAS NA DISTRIBUIÇÃO DO MOMENTO FLETOR
DEVIDO À CARGA MÓVEL EM PONTES CURVAS DE CONCRETO
ARMADO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. José Neres da Silva Filho – Orientador (UFRN)

Prof. Dr. Rodrigo Barros – Examinador Interno (UFRN)

Prof. Dr. Lorenzo Augusto Ruschi e Luchi Examinador Externo (UFES)

Natal, 17 de junho de 2019.

AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DAS CURVATURAS E DAS TRANSVERSINAS NA DISTRIBUIÇÃO DO MOMENTO FLETOR DEVIDO À CARGA MÓVEL EM PONTES CURVAS DE CONCRETO ARMADO

Valberllan Albuquerque Ribeiro

Orientador: Prof. Dr. José Neres da Silva Filho

RESUMO

A análise estrutural destas pontes com geometria longitudinal curva apresenta maior complexidade quando comparado ao de pontes com traçados retos. Verifica-se esse fato devido a uma série de consequências ocasionadas pela interação entre o momento de flexão e o momento de torção, que tornam-se consideráveis as solicitações de torção, onde essas podem condicionar o dimensionamento e a estabilidade da peça, além de ocasionar o aumento da distorção da seção transversal do elemento, gerando esforços transversais e longitudinais que não podem ser desprezados. À vista disso, o objetivo principal desta pesquisa é realizar um estudo paramétrico sobre a Influência das curvaturas e das transversinas em pontes com traçado longitudinal curvo no plano horizontal, na distribuição de momento fletor nas longarinas devido à carga móvel. Assim, para a análise do comportamento de pontes e/ou viadutos com traçados curvos em planta serão utilizados modelos numéricos utilizando o MEF por meio do software *CsiBridge v20*, bem como validados através do método analítico de cálculo V-Load. Para ambos os métodos de cálculo serão utilizadas as cargas móveis referentes ao TB-450 definido pela NBR 7188 (2013). As análises dos resultados constataram que a inclusão de transversinas intermediárias (TI's) tornou a distribuição de momento fletor mais igualitária para maioria dos modelos analisados, visto que parte do esforço que nos modelos sem transversinas intermediárias estavam alocados nas longarinas mais carregadas, migrou-se para as menos carregadas. O efeito da curvatura alterou significativamente a distribuição dos FDMF nas vigas ao longo da seção transversal

de pontes curvas, apresentando tendência de progressão desses fatores à medida que se aproxima da viga longarina mais externa à curva. Tal comportamento é atribuído aos efeitos acoplados do momento fletor e momento torçor existentes nas vigas curvas. Além disso, a curvatura induz um complexo estado de tensões, visto que essas estruturas estão submetidas à torção combinada com flexão e cisalhamento. Ademais, no tocante a influência das TI's associadas ao efeito da monoliticidade dos sistemas, existe uma tendência de equivalência na distribuição das cargas das pontes à medida que se aumenta a quantidade de TI's tanto para métodos construtivos pré-moldados quanto moldados *in loco*. Por fim, com relação ao Método V-Load, apesar de ter sido utilizado no passado para dimensionamento de pontes curvas de seção aberta, apresenta-se resultados de distribuição de momento fletor muito discrepantes quando comparados com os resultados do MEF.

Palavras-chave: Pontes Curvas; Influência das Transversinas; Distribuição de momento fletor; Método dos Elementos Finitos.

EVALUATION OF THE INFLUENCE OF CURVATURES AND TRANSVERSINES IN THE DISTRIBUTION OF THE BENDING MOMENT DUE TO THE LIVE LOAD IN CURVED BRIDGES OF REINFORCED CONCRETE.

Valberllan Albuquerque Ribeiro

Advisor: Prof. Dr. José Neres da Silva Filho

ABSTRACT

The structural analysis of bridges with curved longitudinal geometry presents greater complexity when compared to with straight bridges. This fact is due to a series of consequences caused by the interaction between the bending moment and the torsion moment. This makes torsion requests considerable, where they can condition the dimensioning and stability of the structure, as well as causing the increased distortion of the cross section of the element, generating transverse and longitudinal stresses that cannot be neglected. In view of this, the main objective of this research is to carry out a parametric study on the Influence of curvatures and the insertion of support transversal (diaphragm) in bridges with curved longitudinal trajectory in the horizontal plane, in the distribution of bending moment in the spars. Thus, for the analysis of the behavior of bridges, numerical models using the Finite Element Method (FEM) using the *software CsiBridge v20* will be used, as well as validated by the V-Load analytical method. The analysis of the results showed that the inclusion of the support transversal (diaphragm) made the bending moment distribution more balanced for most of the analyzed models. The curvature effect significantly altered the distribution of the BMDF in the beams along the cross section of curved bridges, showing a trend of progression of these factors as it approaches the girder most external to the curve. Such behavior is attributed to the coupled effects of the bending moment and torsion moment in the curved girders. In addition, the curvature induces a complex state of tensions, since these structures are subjected to twist combined with bending and shearing. In addition, regarding the influence of the TI's associated to the effect of the monolithic systems, there is a tendency of equivalence

in the load distribution of the bridges as the quantity of TIs is increased for both precast and in situ molded construction methods. Finally, with respect to the V-Load Method, although it has been used in the past for open-section curved bridges, results of very discrepant bending moment distribution are presented when compared with the MEF results.

Keywords: Bridges; Live Load Distribution Factor; Analytical Methods; Finite Element Method.

A conclusão que as pessoas têm é que
se você fizer o que ama, você vai ser bem sucedido.

E isso pode ser verdade, mas também pode ser que,
caso você seja bem sucedido, você amará o que você faz.

Afinal, você apenas ama ser bem sucedido.

(Ben Horowitz)

Dedico este trabalho a meus pais,
Valterlan e Maria, e à minha querida Jayara.

AGRADECIMENTOS

À Deus e Nossa Senhora Aparecida por todas as bênçãos concedidas em todos os momentos da minha vida.

À meus pais Valterlan Viana Ribeiro e Maria da Conceição Albuquerque, primeiramente, pela vida, pela abundância de amor e pelo exemplo, não falado, mas vivenciado, do que é ter valores e gana para lutar por seus objetivos.

À Jayara Aguiar, pelo amor, carinho, compreensão e incentivo ao longo da nossa trajetória, sobretudo nos momentos dedicados à realização desta etapa da minha vida. Sem você nada disso seria possível, apenas sua existência é essencial para meu sucesso.

Aos meus tios e primos, pelo apoio, incentivo e orações ao longo de todos os momentos da minha vida.

Aos meus amigos da minha terra natal, Fortaleza-CE, pelo companheirismo, apoio e incentivo.

À meus colegas de trabalho da obra Transposição do Rio São Francisco (PISF), em Salgueiro-PE, amigos estes com quem compartilhei e vivenciei marcante experiência profissional em engenharia de estruturas e, sobretudo, experiência de vida.

À meus amigos, engenheiros, de São Paulo (Felipe Alves e Caio Gregolis); e de Santa Catarina, Douglas Pereira, vocês detém à minha gratidão pelo incentivo e companheirismo sempre demonstrados.

À meus grandes amigos da área de estruturas do PEC-UFRN (Marcos Daian, Anna Christinna, Dylson Junyer e Jacilandio Segundo), fica a minha gratidão pela acolhida, disponibilidade em ajudar em todos os momentos, generosidade, incentivo, aprendizado e por terem compartilhado no cotidiano do Mestrado os difíceis, mas sempre divertidos, momentos ao longo desta intensa caminhada.

Ao meu orientador Jose Neres da Silva Filho, pela confiança e oportunidade de aceitar-me como seu orientado. Agradeço, também, sua disponibilidade e apoio sempre demonstrados, e sobretudo pelo ânimo transmitido que me ajudou a ultrapassar inúmeros obstáculos e me motivou a ambicionar sempre mais.

Aos professores do Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, pela dedicação e pelos conhecimentos transmitidos, em especial ao Rodrigo Barros, no qual tenho grande admiração, desde de quando foi meu professor na especialização, Joel Araujo do Nascimento Neto, Francisco Adriano de Araujo, Daniel Nelson Maciel e Osvaldo de Freitas Neto.

A todos os professores e mestres que passaram pela minha vida, bem como os que ao longo da minha trajetória acadêmica e profissional, fizeram-me encantar pela engenharia de estruturas, e não poderia deixar de cita-los: Roberto Carvalho Chust, Rodrigo Gustavo Delalibera, Emil Sanchez, Eduardo Cordeiro Leite, Marcelo Silveira, Ângelo Rubens Migliore Júnior, Flavia Moll de Souza Judice, Jose Herbert Faleiros, Thiago Bindilatti Inforsato, Luis Arturo B. Vargas, Matheus L. G. Marquesi, Antonio de Faria, Jose Ribamar (Maranhão), Alio Ernesto Kimura, Tiago Jose dos Santos, Iuri Alves Ferreira e Francisco Heber Lacerda de Oliveira.

INDICE

1.	Introdução.....	1
1.1.	Justificativa.....	4
1.2.	Objetivo geral do trabalho.....	7
1.3.	Objetivos específicos do trabalho.....	7
1.4.	Metodologia.....	8
1.5.	Estrutura da pesquisa.....	9
2.	Revisão bibliográfica.....	10
2.1.	Definições e Elementos Constituintes das Pontes.....	10
2.2.	Características das Pontes Curvas.....	11
2.2.1.	Generalidades.....	11
2.2.2.	Deslocamentos.....	16
2.2.3.	Fatores Geométricos.....	18
2.2.4.	Propriedades Geométricas das Pontes Curvas.....	18
2.2.4.1.	Centro de Gravidade de Vigas Curvas.....	18
2.2.4.2.	Centro de Gravidade de Superfícies (lajes) em Pontes Curvas...	19
2.3.	Comportamento das Pontes Curvas de Concreto.....	20
2.3.1.	Vigas Curvas Submetidas à Torção.....	20
2.3.2.	Interação entre Torção, Cisalhamento e Flexão em Vigas de Pontes Curvas.....	23
2.4.	Comportamento das Transversinas (Diaphragms).....	29
2.5.	Métodos de Análise Estrutural.....	31
2.5.1.	Método de análise em uma dimensão (1D)	33
2.5.1.1.	Método de análise como viga.....	33
2.5.1.2.	Métodos Analíticos Aproximados.....	35
2.5.1.2.1.	Método V-Load.....	36
2.5.1.2.2.	Método M/R.....	46
2.5.2.	Método de análise em duas dimensões	46
2.5.2.1.	Método da analogia de grelha.....	46
2.5.3.	Método de análise em três dimensões	52
2.5.3.1.	Método dos elementos finitos.....	52
2.6.	Fatores de distribuição de esforços.....	54
2.7.	Concepção Estrutural em Pontes Curvas.....	58
2.7.1.	Pontes de Seção Aberta.....	60
2.7.1.1.	Pontes em Vigas com Seção T.....	60
2.7.1.2.	Longarinas retas com lajes curvas.....	63
2.7.1.3.	Longarinas curvas com lajes curvas.....	63
2.8.	Revisão de Estudos em Pontes Curvas.....	64

2.8.1. Conclusões acerca da revisão bibliográfica.....	71
3. Modelagem numérica via MEF.....	73
3.1. Introdução.....	73
3.1.1. Modelo concêntrico no CG.....	75
3.1.2. Modelo de viga excêntrica (<i>Eccentric beam model</i>).....	76
3.1.3. Modelo de viga detalhado (<i>Detailed beam model</i>).....	78
3.1.4. Modelo de casca (<i>shell model</i>).....	79
3.1.5. Modelo de tabuleiro sólido (<i>Solid deck model</i>).....	80
3.2. Modelagem idealizada.....	81
3.2.1. Materiais utilizados.....	82
3.2.2. Geometria dos modelos.....	83
3.2.2.1. Geometria transversal.....	83
3.2.2.2. Geometria longitudinal.....	84
3.2.2.3. Transversinas.....	85
3.2.2.4. Aparelhos de apoio e condições de contorno.....	85
3.3. Resumo dos modelos utilizados.....	86
3.4. Ações.....	92
3.5. Modelagem.....	95
3.5.1. Elementos finitos empregados.....	96
3.5.1.1. Barra (<i>frame</i>).....	96
3.5.1.2. Casca (<i>shell</i>).....	98
3.5.2. Modelos.....	101
3.5.2.1. Modelo com longarinas curvas pré-moldadas (Seção 01).....	102
3.5.2.2. Modelo com longarinas curvas moldadas <i>in loco</i> (Seção 02).....	105
3.5.2.3. Modelos com geometria longitudinal reta.....	108
3.6. Obtenção dos fatores de distribuição de momento fletor.....	112
3.6.1. Distribuição de carga segundo o CsiBridge v20.....	115
4. . Análise dos resultados.....	116
4.1. Efeito do número de transversinas na distribuição do momento fletor devido à carga móvel.....	118
4.1.1. Análise Global dos FDMF.....	119
4.1.2. Análise Local dos FDMF.....	128
4.2. Efeito da curvatura variando o número de transversinas na distribuição do momento fletor devido à carga móvel.....	138
4.2.1. Análise Global dos FDMF.....	139
4.2.2. Análise Local dos FDMF.....	148
4.3. Efeito da monoliticidade do tabuleiro variando a curvatura e o número de transversinas na distribuição do momento fletor devido à carga móvel.....	158
4.3.1. Análise Global dos FDMF.....	160
4.3.2. Análise Local dos FDMF.....	167

4.4.	Análise comparativa entre métodos de análise estrutural: MEF versus Método V-Load.....	176
4.4.1.	Análise Global dos FDMF.....	177
4.4.2.	Análise Local dos FDMF.....	180
4.4.3.	Análise Local dos FDMF: Comparativo entre MEF versus V-Load.....	183
5.	Conclusões e sugestões.....	197
5.1.	Conclusões.....	197
5.1.1.	Efeito do número de transversinas na distribuição do momento fletor devido à carga móvel em pontes curvas.....	197
5.1.2.	Efeito da curvatura na distribuição do momento fletor devido à carga móvel em pontes curvas.....	198
5.1.3.	Efeito da monoliticidade do tabuleiro na distribuição do momento fletor devido à carga móvel em pontes curvas.....	198
5.1.4.	Análise comparativa entre métodos de análise estrutural: MEF versus V-Load.....	199
5.2.	Sugestões para trabalhos futuros.....	200
ANEXO A.	209
ANEXO B.	296

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Ponte Coalbrookdale, Inglaterra. Fonte: Lopes <i>et al.</i> (2006).....	2
Figura 1.2 - Forth bridge, Escócia. Fonte: Argan (1999).....	2
Figura 1.3 - Interseção Harry Pregerson (Califórnia, EUA). Fonte: Blog Engenharia civil.com (2017).....	3
Figura 1.4 - Viaduto de Fortaleza. Fonte: Mota <i>et al.</i> (2016).....	4
Figura 2.1 - Elementos constituintes de uma ponte. Fonte: Chust (2007).....	10
Figura 2.2 – Classificação quanto a forma da seção transversal. Seção Aberta em laje (a,b); seção aberta em viga (c,d); seção fechada (d,e). Fonte: Pfeil (1979).....	11
Figura 2.3 – Superestrutura de uma ponte curva. Autor.....	12
Figura 2.4 – Sistema de apoios para pontes curvas em um só vão. Fonte: Leonhardt (1979).....	13
Figura 2.5 - Sistema de apoios para pontes curvas de vários vãos. Fonte: Leonhardt (1979).....	13
Figura 2.6 – Vigas curvas no plano horizontal sujeitas a momentos de torção elevados nessas extremidades. Fonte: Autor.....	14
Figura 2.7 - Efeito de uma carga excêntrica numa seção em caixão de um tabuleiro de uma ponte curva. Fonte: Martins (2012).....	14
Figura 2.8 - Deslocamento do centro de gravidade da superestrutura em pontes curvas. Fonte: Adaptado de Martins (2012).....	15
Figura 2.9 – Momento de torção provocado pela protensão em superestrutura em pontes curvas. Fonte: Adaptado de Martins (2012).....	16
Figura 2.10 – Deslocamentos em uma viga curva. Adaptado de Alawneh (2013).....	17
Figura 2.11 – Centro de gravidade de uma viga curva. Fonte: Autor.....	19
Figura 2.12 – Centro de gravidade de uma superfície curva. Fonte: Autor.....	20
Figura 2.13 – Na torção de equilíbrio o segmento curvo AS somente consegue equilibrar as cargas se também houver momento torçor em S. Fonte: Buchaim (2015).....	21
Figura 2.14 - Torção circulatoria, seção cheia ou vazada. Fonte: Buchaim (2015).....	21
Figura 2.15 - Flexo-Torção ou Torção de Empenamento. Fonte: Buchaim (2015).....	23
Figura 2.16 - Superposição das Tensões Normais em vigas curvas tipo I. Alawneh (2013).....	24
Figura 2.17 - Superposição das Tensões Cisalhantes em vigas curvas tipo I. Alawneh(2013).....	24

Figura 2.18 - Parâmetros geométricos. Fonte: Rebouças (2016).....	25
Figura 2.19 - Elemento infinitesimal de viga curva. Fonte: Rebouças (2016).....	26
Figura 2.20 – Decomposição das solicitações em elemento infinitesimal de uma viga curva. Fonte: Autor.....	27
Figura 2.21 - (a) e (b) Diagrama de corpo livre de um elemento de infinitesimal viga (reta e curva); (c) Vista superior de um elemento infinitesimal de viga curva. Fonte: Rebouças <i>et al.</i> (2017).....	28
Figura 2.22 - Ponte rodoviária sobre o Rio Parnaíba, em Teresina/PI, Projeto de 1969, com vão de 120m e uso de longarinas protendidas pré-moldadas com 40m. Nesse caso foram usadas quatro transversinas intermediárias. Araújo (2005).....	30
Figura 2.23 – Idealização da ponte como viga. Fonte: Adaptado de Barker & Puckett (2014).....	34
Figura 2.24 – Trecho de ponte curva com duas longarinas. Fonte: Adaptado de Fiechtl <i>et al.</i> (1987).....	38
Figura 2.25 - Flexão longitudinal e forças na mesa da seção transversal de uma viga. Fonte: Fiechtl <i>et al.</i> (1987).....	38
Figura 2.26 – Trecho entre transversinas com mesa superior da longarina submetida a momento fletor. Fonte: Fiechtl <i>et al.</i> (1987).....	39
Figura 2.27 – Representação da projeção das forças atuantes em uma longarina. Fonte: Autor.....	39
Figura 2.28 – Representação do comprimento de arco (d) entre as transversinas. Fonte: Autor.....	40
Figura 2.29 - Seção transversal da ponte com foga nas transversinas. Fonte: Adaptado de Fiechtl <i>et al.</i> (1987).....	41
Figura 2.30 - Esforços atuantes na transversina. (a) Esforços horizontais gerando um momento fletor (MF.HOR) no sentido horário. (b) Esforço cortante vertical gerando um momento fletor no sentido anti-horário. Fonte: Autor.....	42
Figura 2.30 - Seção transversal de ponte com múltiplas vigas. Fonte: Adaptado de Fiechtl <i>et al.</i> (1987).....	44
Figura 2.31 – Representação dos três graus de liberdade de um elemento da grelha. Fonte: Kimura (2007).....	47
Figura 2.32 – Representação de uma malha da grelha formada por vigas e lajes. Fonte: Figueiredo <i>et al.</i> (2010).....	48
Figura 2.33 - Representação esquemática do elemento de dois nós implementado em softwares de computador para análise de grelha 2D de viga de pontes. Fonte: Chong (2012).....	49
Figura 2.34 – Analogia da grelha para vários tipos de tabuleiros com barras de diferentes rigidezes. Fonte: Adaptado de Hambly (1991).....	50

Figura 2.35 – Posicionamento das barras longitudinais de grelha no centroide do tabuleiro. Fonte: Adaptado de Hambly (1991)	50
Figura 2.36 - Seleção de seção transversal de pontes curvas. Fonte: Adaptado de Nagoya Expressway Corporation (1984) <i>apud</i> Lin & Yoda (2010).....	59
Figura 2.37 - Seções transversais em vigas T. Fonte: Fu & Wang (2015).....	60
Figura 2.38 – Elemento de tabuleiro em laje e vigas. Fonte: Adaptado de Hambly (1991).....	62
Figura 2.39 - Elemento de tabuleiro em grelha ou tabuleiro em vigas e laje com transversina. Fonte: Adaptado de Hambly (1991).....	62
Figura 2.40 – Tipos de modelagens. Fonte: Kim <i>et al.</i> (2007).....	67
Figura 2.41 – Modelo de grelha plana. Fonte: Cho <i>et al.</i> (2014).....	69
Figura 2.42 – Modelo 3D em MEF. Fonte: Cho <i>et al.</i> (2014).....	69
Figura 3.1 – Modelo bidimensional via MEF (Modelo concêntrico no CG). Fonte: Bapat (2009).....	76
Figura 3.2 – Modelo tridimensional via MEF (Modelo de viga excêntrica). Fonte: Adaptado de Bapat (2009).....	77
Figura 3.3 – Modelo tridimensional via MEF (Modelo de viga excêntrica). Fonte: Adaptado de Bapat (2009).....	78
Figura 3.4 – Modelo tridimensional via MEF (Modelo de viga detalhado). Fonte: Brockenbrough (1986) <i>apud</i> Sotelino (2004).....	79
Figura 3.5 – Modelo tridimensional via MEF constituído por elementos de casca. Fonte: Wolek <i>et al.</i> (1996).....	79
Figura 3.6 – Elemento finito sólido de oito nós com geometria arbitrária.). Fonte: Azevedo (2003).....	80
Figura 3.7 – Modelo tridimensional via MEF (Modelo de tabuleiro sólido). Fonte: Tarhini & Frederick (1992) <i>apud</i> Sotelino (2004).....	81
Figura 3.8 - Seção transversal em vigas T pré-moldadas (seção 01). Fonte: Autor.....	84
Figura 3.9 Seção transversal em vigas T moldadas in loco (seção 02). Fonte: Autor....	84
Figura 3.10 – Condições de contorno e posicionamento das transversinas. Fonte: Rebouças (2017).....	86
Figura 3.11 – Veículo-tipo TB-450. Fonte: Adaptado de NBR 7188 (2013).....	92
Figura 3.12 – Passagem do veículo-tipo no tabuleiro para o caso geral.....	93
Figura 3.13 -Caso de carga 01 – veículo-tipo no lado externo da curva.....	94.
Figura 3.14 – Caso de carga 02 – veículo-tipo na linha central da curva.....	94

Figura 3.15 – Caso de carga 03 – veículo-tipo no lado interno da curva.....	95
Figura 3.16 – Graus de Liberdade por nó de extremidade. Fonte: CSi Reference Manual (2015).....	96
Figura 3.17 – Eixos centrais dos elementos de barra e características de posicionamento. Fonte: Adaptado de CSi Reference Manual (2015).....	97
Figura 3.18 – Esforços internos nos elementos barra. Fonte: Adaptado de CSi Reference Manual (2015).....	98
Figura 3.19 – Tipos de elementos de casca na biblioteca do CsiBridge v20. Fonte: Adaptado de CSi Reference Manual (2015).....	99
Figura 3.20 – Esforços internos e tensões nos elementos de casca. Fonte: CSi Reference Manual (2015).....	101
Figura 3.21 – Discretização do modelo da ponte pré-moldada que utiliza a seção 01. Fonte: Autor.....	103
Figura 3.22 – Representação da modelagem tipo offset no plano ZX (plano lateral) da seção 01 (pré-moldada) do modelo G4-M5, construído através do CSi Bridge v20. Fonte: Autor.....	104
Figura 3.23 – Representação da modelagem tipo offset da seção 01 (pré-moldada) do modelo G4-M5, construído através do CSi Bridge v20. Fonte: Autor.....	104
Figura 3.24 – Modelo G4-M7 extrudado, que utiliza a seção 01 (pré-moldada), construído através do CSi Bridge v20. a) Vista superior. b) Vista inferior. Fonte: Autor.....	105
Figura 3.25 – Seção transversal do Modelo G4-M7 extrudado, que utiliza a seção 01 (pré-moldada), construído através do CSi Bridge v20. Fonte: Autor.....	105
Figura 3.26 - Discretização do modelo da ponte moldada in loco que utiliza a seção 02. Fonte: Autor.....	106
Figura 3.27 – Representação no plano YZ da modelagem tipo offset da seção 02 (moldado in loco) do modelo G4-M8, construído através do CSi Bridge v20. Fonte: Autor.....	106
Figura 3.28 – Representação da modelagem tipo offset no plano ZX da seção 02 (moldado in loco) do modelo G4-M8, construído através do CSi Bridge v20. Fonte: Autor.....	107
Figura 3.29 – Modelo G4-M8 extrudado, que utiliza a seção 02 (moldado in loco), construído através do CSi Bridge v20. a) Vista superior. b) Vista inferior. Fonte: Autor.....	107

Figura 3.30 – Seção transversal do Modelo G4-M8 extrudado, que utiliza a seção 02 (moldado in loco), construído através do CSi Bridge v20. Fonte: Autor.....	107
Figura 3.31 – Representação no plano YZ da modelagem tipo offset da seção 01 (pré-moldada) do modelo G1-M7, construído através do CSi Bridge v20. Fonte: Autor.....	108
Figura 3.32 – Representação isométrica da modelagem tipo offset da seção 01 (pré-moldada) do modelo G1-M7, construído através do CSi Bridge v20. Fonte: Autor.....	109
Figura 3.33 – Modelo G1-M7 extrudado, que utiliza a seção 01 (pré-moldado), construído através do CSi Bridge v20. Fonte: Autor.....	109
Figura 3.34 – Seção transversal do Modelo G1-M7 extrudado, que utiliza a seção 01 (pré-moldado), construído através do CSi Bridge v20. Fonte: Autor.....	110
Figura 3.35 – Representação isométrica da modelagem tipo offset da seção 02 (moldada in loco) do modelo G1-M8, construído através do CSi Bridge v20. Fonte: Autor.....	110
Figura 3.36 – Representação no plano YZ da modelagem tipo offset da seção 02 (moldada in loco) do modelo G1-M8, construído através do CSi Bridge v20. Fonte: Autor.....	111
Figura 3.37 – Modelo G1-M8 extrudado, que utiliza a seção 02 (moldada in loco), construído através do CSi Bridge v20. Fonte: Autor.....	111
Figura 3.38 – Seção transversal do Modelo G1-M8 extrudado, que utiliza a seção 02 (moldada in loco), construído através do CSi Bridge v20. Fonte: Autor.....	111
Figura 3.39 – Formas de modelagem da superestrutura. Fonte: Adaptado de Priestley, et al. 1996.....	112
Figura 3.40 – Seção transversal do modelo spine, que utiliza a seção 01 (pré-moldada) G4-M7, construído através do CSi Bridge v20. a) Modelo spine extrudado; b) Modelo spine offset. Fonte: Autor.....	114
Figura 3.41 – Seção transversal do modelo spine, que utiliza a seção 02 (moldada in loco), modelo G4-M8, construído através do CSi Bridge v20. a) Modelo spine extrudado; b) Modelo spine offset. Fonte: Autor.....	114
Figura 3.42 – Seção transversal do modelo spine, que utiliza a seção 02 (moldada in loco), modelo G1-M8, construído através do CSi Bridge v20. a) Modelo spine extrudado; b) Modelo spine offset. Fonte: Autor.....	115
Figura 4.1 – Metodologia de avaliação para Análise Global dos FDMF. Fonte: Autor.....	117
Figura 4.2 – Metodologia de avaliação para análise local dos FDMF. Fonte: Autor.....	118

Figura 4.3 – Fluxograma de comparação entre os modelos propostos para avaliação do efeito do número de transversinas. Fonte: Autor.....	119
Figura 3.4 – Análise Global dos FDMF da ponte reta pré-moldada, com referência para comparação na V4, obtido através do CsiBridge v20. a) G1-M1; b) G1-M3; c) G1-M5; d) G1-M7. Fonte: Autor.....	121
Figura 3.5 – Representação das vigas extremas da ponte curva (R100m). Fonte: Autor.....	122
Figura 3.6 – Análise Global dos FDMF da ponte curva (R100m) pré-moldada, com referência para comparação na V4, obtido através do CsiBridge v20. a) G4-M1; b) G4-M3; c) G4-M5; d) G4-M7. Fonte: Autor.....	123
Figura 3.7 – Análise Global dos FDMF da ponte reta moldada in loco, com referência para comparação na V4, obtido através do CsiBridge v20. a) G1-M2; b) G1-M4; c) G1-M6; d) G1-M8. Fonte: Autor.....	125
Figura 3.8 – Análise Global dos FDMF da ponte curva (R100m) moldada in loco, com referência para comparação na V4, obtido através do CsiBridge v20. a) G4-M2; b) G4-M4; c) G4-M6; d) G4-M8. Fonte: Autor.....	126
Figura 3.9 – Análise local dos FDMF por longarina, ao comparar uma ponte reta pré-moldada versus curva (R100m), para modelos com 0 TI, 1 TI, 4 TI's e 11 TI's, obtido através do CsiBridge v20. a) G1-M1xG4-M1; b) G1-M3xG4-M3; c) G1-M5xG4-M5; d) G1-M7xG4-M7 Fonte: Autor.....	130
Figura 3.10 – Análise local dos FDMF por longarina, ao comparar uma ponte reta moldada in loco versus curva (R100m), para modelos com 0 TI, 1 TI, 4 TI's e 11 TI's, obtido através do CsiBridge v20. a) G1-M2xG4-M2; b) G1-M4xG4-M4; c) G1-M6xG4-M6; d) G1-M8xG4-M8. Fonte: Autor.....	132
Figura 3.11 – Análise local dos FDMF por longarina pré-moldada, ao comparar a ponte reta versus curva (R100m), variando o número de TI's, obtido através do CsiBridge v20. a) V1; b) V2; c) V3; d) V4; Fonte: Autor.....	134
Figura 3.12 – Análise local dos FDMF por longarina moldada in loco, ao comparar a ponte reta versus curva (R100m), variando o número de TI's, obtido através do CsiBridge v20. a) V1; b) V2; c) V3; d) V4; Fonte: Autor.....	136
Figura 3.13 – Análise local dos FDMF por longarina, ao comparar uma ponte curva (R100m), para modelos com 0 TI e 11 TI's, obtido através do CsiBridge v20. a) G4-M1xG4-M7 (pré-moldada); b) G4-M2xG4-M8 (moldada in loco); Fonte: Autor.....	137
Figura 4.14 – Fluxograma de comparação entre os modelos propostos para avaliação do efeito da curvatura. Fonte: Autor.....	139

- Figura 3.15 – Análise Global dos FDMF da ponte moldada in loco, com 0 TI's e referência para comparação na V4, obtido através do CsiBridge v20. a) G1-M2; b) G1-M2; c) G3-M2; d) G4-M2. Fonte: Autor.....141
- Figura 3.16 – Evolução dos percentuais globais de FDMF por viga, para ponte moldada in loco, com 0 TI's e referência de comparação na viga V4, obtido através do CsiBridge v20. a) V1 com referência na V4; b) V2 com referência na V4; c) V3 com referência na V4; Fonte: Autor.....143
- Figura 3.17 – Análise Global dos FDMF da ponte moldada in loco, com 11 TI's e referência para comparação na V4, obtido através do CsiBridge v20. a) G1-M8; b) G1-M8; c) G3-M8; d) G4-M8. Fonte: Autor.....145.
- Figura 3.18 – Evolução dos percentuais globais de FDMF por viga, para ponte moldada in loco, com 11 TI's e referência de comparação na viga V4, obtido através do CsiBridge v20. a) V1 com referência na V4; b) V2 com referência na V4; c) V3 com referência na V4; Fonte: Autor.....147
- Figura 3.19 – Análise Local dos FDMF ao comparar a ponte reta versus ponte curva com diferentes curvaturas (R300m, R150m e R100m), para modelos com 0 TI, obtido através do CsiBridge v20. a) G1-M2 x G2-M2; b) G1-M2 x G3-M2; c) G1-M2 x G4-M2; Fonte: Autor.....150
- Figura 3.20 – Análise Local dos FDMF ao comparar a ponte reta versus ponte curva com diferentes curvaturas (R300m, R150m e R100m), para modelos com 11 TI's, obtido através do CsiBridge v20. a) G1-M8 x G2-M8; b) G1-M8 x G3-M8; c) G1-M8 x G4-M8; Fonte: Autor.....152
- Figura 3.21 – Análise local dos FDMF para cada viga moldada in loco (com 0 TI), ao comparar a ponte reta versus curva, variando a curvatura, obtido através do CsiBridge v20. a) V1; b) V2; c) V3; d) V4; Fonte: Autor.....155
- Figura 3.22 – Análise local dos FDMF para cada viga moldada in loco (com 11 TI's) ao comparar a ponte reta versus curva, variando a curvatura, obtido através do CsiBridge v20. a) V1; b) V2; c) V3; d) V4; Fonte: Autor.....157
- Moldada in loco. Fonte: Adaptado de El Debs (2017).....159
- Figura 4.24 – Fluxograma de comparação entre os modelos propostos para avaliação do efeito da monoliticidade do tabuleiro. Fonte: Autor.....160
- Figura 3.25 – Análise Global dos FDMF da ponte reta pré-moldada e moldada in loco, com referência para comparação na V4, obtido através do CsiBridge v20. a) G1-M1; b) G1-M2; c) G1-M3; d) G1-M4. Fonte: Autor.....162

- Figura 3.26 – Análise Global dos FDMF da ponte reta pré-moldada e moldada in loco, com referência para comparação na V4, obtido através do CsiBridge v20. a) G1-M5; b) G1-M6; c) G1-M7; d) G1-M8. Fonte: Autor.....163
- Figura 3.27 – Análise Global dos FDMF da ponte reta pré-moldada e moldada in loco, com referência para comparação na V4, obtido através do CsiBridge v20. a) G4-M1; b) G4-M2; c) G4-M3; d) G4-M4. Fonte: Autor.....165
- Figura 3.28 – Análise Global dos FDMF da ponte reta pré-moldada e moldada in loco, com referência para comparação na V4, obtido através do CsiBridge v20. a) G4-M5; b) G4-M6; c) G4-M7; d) G4-M8. Fonte: Autor.....166
- Figura 3.29 – Análise local dos FDMF ao comparar uma ponte reta pré-moldada versus moldada in loco, para modelos com 0 TI, 1 TI, 4 TI's e 11 TI's, obtido através do CsiBridge v20. a) G1-M1xG1-M2; b) G1-M3xG1-M4; c) G1-M5xG1-M6; d) G1-M7xG1-M8. Fonte: Autor.....169
- Figura 3.30 – Análise local dos FDMF ao comparar uma ponte curva (R100m) pré-moldada versus moldada in loco, para modelos com 0 TI, 1 TI, 4 TI's e 11 TI's, obtido através do CsiBridge v20. a) G4-M1xG4-M2; b) G4-M3xG4-M4; c) G4-M5xG4-M6; d) G4-M7xG4-M8. Fonte: Autor.....171
- Figura 3.31 – Análise local dos FDMF para cada viga, obtida através da comparação de uma ponte reta pré-moldada versus ponte reta moldada in loco, para modelos com 0 TI, 1 TI, 4 TI's e 11 TI's, obtido através do CsiBridge v20. a) V1; b) V2; c) V3; d) V4; Fonte: Autor.....172
- Figura 3.32 – Análise local dos FDMF para cada viga, obtida através da comparação de uma ponte curva (R100m) pré-moldada versus ponte curva (R100m) moldada in loco, para modelos com 0 TI, 1 TI, 4 TI's e 11 TI's, obtido através do CsiBridge v20. a) V1; b) V2; c) V3; d) V4; Fonte: Autor.....175
- Figura 4.33 – Fluxograma de comparação entre os modelos propostos para avaliação da precisão entre os métodos de análise estrutural. Fonte: Autor.....177
- Figura 4.34 - Análise Global dos FDMF para pontes curvas moldada in loco, variando o número de TI's, com referência para comparação na V4, obtido através do Método V-Load. a) G2-M2; b) G2-M8; c) G3-M2; d) G3-M8; e) G4-M2; G4-M8. Fonte: Autor.....179
- Figura 3.35 – Análise local dos FDMF obtido através do Método V-Load, para pontes curvas (G2; G3; G4), moldada in loco, para modelos com 0 TI e 11 TI's. a) G2-M2xG2-M8; b) G3-M2xG3-M8; c) G4-M2xG4-M8; Fonte: Autor.....182
- Figura 3.36 – Análise local dos FDMF: Comparativo entre MEF versus V-Load, para ponte curva com raio de 300m (G2), moldada in loco, para modelos com 0 TI, 1 TI, 4 TI's e 11 TI's. a) G2-M2; b) G2-M4; c) G2-M6; d) G2-M8; Fonte: Autor.....184.

Figura 3.37 – Análise local dos FDMF: Comparativo entre MEF versus V-Load, para ponte curva com raio de 150m (G3), moldada in loco, para modelos com 0 TI, 1 TI, 4 TI's e 11 TI's. a) G3-M2; b) G3-M4; c) G3-M6; d) G3-M8; Fonte: Autor.....186

Figura 3.38 – Análise da variação dos percentuais locais dos FDMF: Comparativo entre MEF versus V-Load, para ponte curva com raio de 100m (G4), moldada in loco, para modelos com 0 TI, 1 TI, 4 TI's e 11 TI's. a) G4-M2; b) G4-M4; c) G4-M6; d) G4-M8;

Fonte: Autor.....188

Figura 3.39 – Análise da variação dos percentuais locais dos FDMF (por viga): Comparativo entre MEF versus V-Load, para ponte curva com raio de 300m (G2), moldada in loco, para modelos com 0 TI, 1 TI, 4 TI's e 11 TI's. a) V1; b) V2; c) V3; d) V4; Fonte: Autor.....192

Figura 3.40 – Análise da variação dos percentuais locais dos FDMF (por viga): Comparativo entre MEF versus V-Load, para ponte curva com raio de 150m (G3), moldada in loco, para modelos com 0 TI, 1 TI, 4 TI's e 11 TI's. a) V1; b) V2; c) V3; d) V4; Fonte: Autor.....194

Figura 3.41 – Análise da variação dos percentuais locais dos FDMF (por viga): Comparativo entre MEF versus V-Load, para ponte curva com raio de 100m (G4), moldada in loco, para modelos com 0 TI, 1 TI, 4 TI's e 11 TI's. a) V1; b) V2; c) V3; d) V4; Fonte: Autor.....196

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Coeficiente C para aplicação na Equação 2.34. Adaptado de Fiechtl et al. (1987).....	45
Tabela 2.2 - Relação entre o momento de flexão e torção de uma ponte curva para o momento de flexão de uma ponte reta. Adaptado de DeSantiago et al (2005).....	66
Tabela 2.3 – Resumo da revisão de estudos em pontes curvas.....	72
Tabela 3.1 – Características do material Concreto.....	82
Tabela 3.2 – Propriedades geométricas e mecânicas do tabuleiro pré-moldado.....	83
Tabela 3.3 – Propriedades geométricas e mecânicas do tabuleiro moldado in loco.....	84
Tabela 3.4 – Tabela síntese dos modelos utilizados.....	91
Tabela 4.1 – Variação percentual global de todos os modelos propostos para ponte reta pré-moldada. Fonte: Autor.....	120
Tabela 4.2 – Variação percentual global de todos os modelos propostos para ponte curva pré-moldada. Fonte: Autor.....	122
Tabela 4.3 – Variação percentual global de todos os modelos propostos para ponte reta moldada in loco. Fonte: Autor.....	124
Tabela 4.4 – Variação percentual global de todos os modelos propostos para ponte curva moldada in loco. Fonte: Autor.....	126
Tabela 4.5 – Variação percentual local (por viga) de todos os modelos propostos para ponte pré-moldada. Fonte: Autor.....	134
Tabela 4.7 – Variação percentual da Análise Global de todos os modelos propostos, sob referência da V4, para ponte moldada in loco com 0 TI. Fonte: Autor.....	141
Tabela 4.8 – Variação percentual da Análise Global de todos os modelos propostos, sob referência da V4, para ponte moldada in loco com 11 TI's. Fonte: Autor.....	145
Tabela 4.9 – Variação percentual (por viga) de todos os modelos propostos para ponte moldada in loco com 0 TI. Fonte: Autor.....	150
Tabela 4.10 – Variação percentual local de todos os modelos propostos para ponte moldada in loco com 11 TI's. Fonte: Autor.....	152
Tabela 4.11 – Variação percentual local dos modelos propostos, obtidos através da comparação entre ponte reta pré-moldada versus ponte reta moldada in loco, variando a quantidade de TI's em cada modelo. Fonte: Autor.....	173

- Tabela 4.12 – Variação percentual local dos modelos propostos, obtidos através da comparação entre ponte curva (R100m) pré-moldada versus ponte curva (R100m) moldada in loco, variando a quantidade de TI's em cada modelo. Fonte: Autor.....175
- Tabela 4.13 – Variação percentual da Análise Global de todos os modelos propostos, sob referência da V4, para ponte curva (G2; G3; G4), moldada in loco, para modelos com 0 TI e 11 TI's, obtido através do Método V-Load. Fonte: Autor.....180
- Tabela 4.14 – Variação percentual local dos modelos propostos, obtidos através do Método V-Load, para pontes curvas (R300m, R150m e R100m), moldada in loco, variando a quantidade de TI's entre 0 TI e 11 TI's. Fonte: Autor.....182
- Tabela 4.15 – Variação percentual local dos modelos propostos, obtidos através da comparação entre MEF versus V-Load, para ponte curva (R300m), moldada in loco, variando a quantidade de TI's em cada modelo. Fonte: Autor.....184
- Tabela 4.16 – Variação percentual local dos modelos propostos, obtidos através da comparação entre MEF versus V-Load, para ponte curva (R150m), moldada in loco, variando a quantidade de TI's em cada modelo. Fonte: Autor.....186
- Tabela 4.17 – Variação percentual local dos modelos propostos, obtidos através da comparação entre MEF versus V-Load, para ponte curva (R100m), moldada in loco, variando a quantidade de TI's em cada modelo. Fonte: Autor.....188
- Tabela 4.18 – Variação percentual local dos modelos propostos, obtidos através da comparação entre MEF versus V-Load, para ponte curva (R300m), moldada in loco, variando a quantidade de TI's em cada modelo. Fonte: Autor.....192
- Tabela 4.19 – Variação percentual local dos modelos propostos, obtidos através da comparação entre MEF versus V-Load, para ponte curva (R150m), moldada in loco, variando a quantidade de TI's em cada modelo. Fonte: Autor.....194
- Tabela 4.20 – Variação percentual local dos modelos propostos, obtidos através da comparação entre MEF versus V-Load, para ponte curva (R100m), moldada in loco, variando a quantidade de TI's em cada modelo. Fonte: Autor.....196

LISTA DE EQUAÇÕES

Equação 2.1.....	30
Equação 2.2.....	30
Equação 2.3.....	38
Equação 2.4.....	38
Equação 2.5.....	38
Equação 2.6.....	39
Equação 2.7.....	39
Equação 2.8.....	39
Equação 2.9.....	39
Equação 2.10.....	39
Equação 2.11.....	39
Equação 2.12.....	50
Equação 2.13.....	50
Equação 2.14.....	51
Equação 2.15.....	51
Equação 2.16.....	52
Equação 2.17.....	52
Equação 2.18.....	52
Equação 2.19.....	52
Equação 2.20.....	52
Equação 2.21.....	54
Equação 2.22.....	54

Equação 2.23.....	54
Equação 2.24.....	54
Equação 2.25.....	54
Equação 2.26.....	54
Equação 2.27.....	55
Equação 2.28.....	55
Equação 2.29.....	55
Equação 2.30.....	55
Equação 2.31.....	55
Equação 2.32.....	55
Equação 2.33.....	55
Equação 2.34.....	56
Equação 2.35.....	67
Equação 2.36.....	68
Equação 2.37.....	69
Equação 2.38.....	71

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

- A – Área de toda seção transversal
- AASHTO – American Association of State Highway Transportation Officials
- ASCE – American Society of Civil Engineers
- C – Coeficiente que considera a distribuição linear de V-Loads
- c – Reta que liga os dois extremos da curva
- CG – Centro de gravidade
- CHBDC – Canadian Highway Bridge Design Code
- d – Espaçamento das transversinas posicionadas entre as longarinas
- D – Largura da ponte
- DENATRAN – Departamento Nacional de Trânsito
- dM – Diferencial do momento fletor
- ds – Diferencial do comprimento do arco
- dT – Diferencial do momento de torção
- dW – Carregamento externo aplicado ao elemento do tabuleiro
- d ϕ – Diferencial do ângulo interno
- fck – Resistência característica do concreto
- FD – Fator de distribuição
- FDMF – Fator de Distribuição de Momento Fletor
- h₁ – Altura da longarina 1
- H₁ – Força horizontal na direção da transversina
- I_{y_{cg}} – Momento de inércia em relação ao eixo y do centro de gravidade
- I_{z_{cg}} – Momento de inércia em relação ao eixo z do centro de gravidade
- J – Momento de inércia a torção

- L – Comprimento do arco do vão
- LRFD – Load and Resistance Factor Design
- M – Momento fletor (esforço interno)
- M_1 – Momento fletor da longarina 1
- M_{1D} – Momento fletor resultante da análise em uma dimensão
- MEF – Método dos Elementos Finitos
- M_p – Momentos fletores nas longarinas devido as cargas aplicadas na ponte
- M_v – Momentos fletores nas longarinas devido as V-Loads
- M_x – Momento fletor referente a longarina
- m_y – Momento fletor referente a laje
- NBR – Norma Brasileira
- NCHRP – National Cooperative Highway Research Program
- p - Força externa aplicada
- PIB – Produto Interno Bruto
- R – Raio de curvatura
- S – Espaçamento entre as longarinas
- S_x – Esforço Cortante referente a longarina
- s_y – Esforço cortante referente a laje
- t – Carregamento externo de torção aplicado
- T – Momento de torção (esforço interno)
- TA – Transversina de apoio
- T_x – Momento de torção referente a longarina
- V – Esforço cortante (esforço interno)
- V – Força cortante na longarina (V-Load)
- y_{cg} – Coordenada do centro de gravidade da seção, na direção de y

z_{cg} – Coordenada do centro de gravidade da seção, na direção de z

ϕ – Ângulo central delimitado pelos apoios entremos

θ – Ângulo entre as transversinas adjacentes

CAPÍTULO 1

1.Introdução

Desde a antiguidade, as civilizações tendem a expandir suas influências sobre novos territórios, tanto na forma de domínio quanto na relação comercial. Porém, acidentes naturais e geográficos dificultavam esse progresso. Uma das formas encontradas para progredir diante desses empecilhos foi através do desenvolvimento de técnicas para construção de estruturas que possibilitassem transpor tais obstáculos.

Nos primórdios, essas obras eram construídas empiricamente por artífices, que aplicavam sua criatividade com uma enorme intuição, por isso, eram consideradas obras de arte (Pfeil, 1983). Relatos mostram que as primeiras pontes surgiram por volta de 5000 a. C. com a queda natural de troncos sobre os rios (Oliveira, 1999). Os primeiros materiais construtivos a serem usados na construção de pontes foram a madeira e a pedra. As mais antigas pontes de pedra foram construídas em Roma empregando a técnica dos arcos, introduzidos pelos etruscos. Na Idade Média, fatores de defesa e poder originaram as pontes fortificadas e elevadiças. Neste período também se desenvolvem o arco ogival e o arco abatido com flecha pequena em relação ao vão a ser vencido (Lopes *et al.*, 2006).

Entretanto, a partir do século XVIII, esse empirismo cedeu gradativamente lugar para métodos científicos que são utilizados até os dias de hoje por engenheiros modernos (Pfeil, 1983). A primeira ponte totalmente construída em ferro fundido data de 1779 (Figura 2.1). As pontes metálicas se desenvolvem a partir do século XIX com a Revolução Industrial e o desenvolvimento da indústria siderúrgica (Nogueira, 2003). A primeira ponte de grande vão, inteiramente construída em aço, data de 1890 (Lopes *et al.*, 2006) (Figura 2.2). Entre 1870 e 1900, o concreto armado se desenvolveu intensamente e de forma simultânea em países como Estados Unidos, Alemanha, Inglaterra e França (Dupré, 2000). A partir de 1930 e incrementado após a 2ª guerra mundial, teve-se início o uso de pontes mistas de aço e concreto (Pinho, 2007). A ponte

mais antiga do Brasil data de 1857, construída em ferro forjado e atravessando o rio Paraíba do Sul, no Rio de Janeiro (Pinho, 2007).



Figura 1.1 - Ponte Coalbrookdale, Inglaterra. Fonte: Lopes *et al.* (2006)



Figura 1.2 - Forth bridge, Escócia. Fonte: Argan (1999)

A partir do século XX, com a Revolução Industrial, intensificou-se a necessidade de melhorar o desempenho econômico e de produtividade, resultando em um aumento desenfreado das aglomerações urbanas, causando problemas estruturantes nas grandes metrópoles, dentre os de maior relevância, a mobilidade urbana.

Portanto, como consequência desses fatores surgiu a necessidade de uma logística de transporte eficaz que foi e ainda é sustentada pela construção de infraestrutura de transportes, como rodovias, ferrovias, pontes e viadutos.

Vale ressaltar que, no passado, em virtude do alto custo relativo das Obras de Arte Especiais (OEA's) e também devido a limitação de técnicas de construção e de menores exigências de tráfego, em fluxo e velocidade, essas obras de arte é quem determinavam o traçado da rodovia. Os obstáculos, rios ou outras rodovias, eram

transpostos quase sempre 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. Com a evolução das técnicas de construção, com as exigências cada vez maiores do tráfego e de conforto e segurança para com os usuários, bem como às limitações de espaços físicos, verificados preponderantemente nos grandes centros urbanos, o projeto geométrico, definindo previamente o traçado da rodovia, em planta e perfil, passou a comandar os projetos das Obras de Arte Especiais (OEA's). Assim, as pontes e viadutos com curvaturas horizontais em planta passaram a ser empregados em maior quantidade, nas concepções habituais de projetos, exatamente por além de atender aos quesitos supracitados, desfrutam de grande apelo estético, tornando-os importantes marcos arquitetônicos e tecnológicos, e estimulando o desenvolvimento urbano de áreas específicas nas grandes cidades.

Dentro desse contexto, pode-se apresentar diversos exemplos de tais estruturas executadas no Brasil e no mundo. Dentre estas, destacam-se no exterior o *Viaduto de Millau* no sudoeste da França e a *Interseção Harry Pregerson* nos Estados Unidos da América (Figura 2.3), e no Brasil o viaduto próximo ao *Parque Ecológico do Cocó* na cidade de Fortaleza-CE (Figura 2.4) e o viaduto do *Complexo Viário do Quarto Centenário* na cidade de Natal-RN.



Figura 1.3 - Interseção Harry Pregerson (Califórnia, EUA). Fonte: Blog Engenharia civil.com (2017)



Figura 1.4 - Viaduto de Fortaleza. Fonte: Mota *et al.* (2016)

Entretanto, ainda são poucos os estudos existentes sobre pontes e viadutos com geometria longitudinal curva no Brasil. Ademais, quando se trata da obtenção dos esforços internos de flexão, cisalhamento e torção, considerando a distribuição de cargas permanentes e móveis em tabuleiros com o uso de longarinas curvas moldadas *in loco* e/ou pré-moldadas em conjunto com trasversinas em seções de alma cheia, visando a otimização no dimensionamento das pontes e viadutos, constata-se uma pequena quantidade de estudos sobre o tema.

1.1 Justificativa

Por volta do final dos anos 1980, nos Estados Unidos da América, duas associações renomadas: a AASHTO (*American Association of State Highway Transportation Officials*) e a ASCE (*American Society of Civil Engineers*) se uniram para criar um comitê com o objetivo de compilar o maior número de resultados possíveis sobre o dimensionamento de pontes curvas em vigas. Segundo Zureick & Naqib (1999), no ano de 1980 foi publicado pela AASHTO, o primeiro “*Guide Specifications for Horizontally Curved Highway Bridges*”. Ainda de acordo com os autores, a partir do início dos anos de 1990, foi criado o “*National Cooperative Highway Research Program*

(NCHRP)” com o intuito de reunir as principais universidades e centros de pesquisa sobre transporte dos Estados Unidos da América para elucidar algumas dúvidas sobre o dimensionamento de pontes curvas, gerando diversas publicações.

Monzon *et al.* (2014) *apud* Rebouças (2017) afirmam que no ano de 2003, o AASHTO “*Guide Specifications for Horizontally Curved Highway Bridges*” foi atualizado com base no trabalho do NCHRP Project 12-38 (Hall, Grubb & Yoo, 1999). Em seguida foi publicado o NCHRP Project 12-52 solicitado pela AASHTO e pela *Federal Highway Administration* (FHWA) visando desenvolver uma concepção de projeto para pontes curvas para ser incorporada ao “Load and Resistance Factor Design (LRFD)” da AASHTO *Bridge Specifications* (Kulicki, Wassef, Kleinhans et al. 2006). De acordo com Rebouças (2017), essas disposições de projeto foram calibradas para fundirem-se as especificações de vigas retas já existentes. Ainda segundo Monzon *et al.* (2014), apenas no ano de 2006, as disposições de vigas curvas foram incluídas ao AASHTO *LRFD Bridge Design Specifications* (AASHTO, 2006). Mais recentemente, o NCHRP Project 12-71 (NCHRP, 2008) desenvolveu especificações de projeto, comentários e exemplos de dimensionamento para vigas em seção caixão para pontes.

Alguns estudos técnicos acerca do comportamento estrutural de pontes curvas podem ser elencados na literatura acadêmica em nível nacional, mas nenhum esforço massivo, como o executado nos Estados Unidos da América, tem sido realizado com o objetivo de desenvolver estudos mais efetivos sobre o comportamento dessas pontes, com intuito de incluí-los na norma ABNT NBR 7188 – Carga Móvel Rodoviária e de Pedestres em Pontes, Viadutos, Passarelas e Outras Estruturas - que foi atualizada no ano de 2013 utilizando como referências as pesquisas de El Debs *et al.* (2001) e Luchi (2006). Portanto, a elaboração dos projetos estruturais de pontes em escritórios de cálculo do Brasil, ainda, tem-se balizando em normas estrangeiras, que adotam metodologias diferentes de composição de trem-tipo e realizam análises mais padronizadas aos métodos construtivos e materiais utilizados em seus países, que muitas vezes são incompatíveis com os brasileiros, por questões econômicas e culturais da engenharia de cada país.

Nesse contexto que se insere esta pesquisa, visto que a utilização de estruturas de pontes curvas com longarinas principais múltiplas 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 nos tabuleiros dessas pontes, ainda necessitam de uma maior quantidade de contribuições através da utilização de novas metodologias para que sejam efetivamente anexadas às Normas Brasileiras pertinentes vigentes.

De uma maneira geral as análises estruturais dessas pontes são efetuadas usualmente em duas etapas onde, na primeira delas, desenvolve-se a análise da superestrutura separando-a dos demais elementos integrantes do conjunto estrutural: meso e infraestrutura. Na segunda etapa faz-se uma nova simplificação assimilando o modelo estrutural a elementos estruturais conhecidos. Para que esta assimilação seja feita, aplicam-se métodos analíticos tradicionais, por meio dos quais são determinadas as parcelas de esforços ou de carregamentos (quinhões de carga) correspondentes à cada uma das longarinas retas e/ou curvas e aos septos das seções celulares. Esses métodos analíticos normalmente apresentam limitações, visto que neles a rigidez à torção ou é desprezada ou não representa bem, na maioria das vezes, o comportamento conjunto da superestrutura da ponte. Essa limitação pode fornecer um levantamento equivocado, às vezes contra a segurança, das cargas utilizadas no dimensionamento. Assim, o diferencial e a justificativa desta pesquisa se baseiam na tentativa de entender melhor os modelos analíticos de cálculo para tabuleiros curvos existentes e compará-los com modelos elaborados utilizando o Método dos Elementos Finitos (MEF) por meio do programa computacional *CsiBridge v20*, na tentativa de compreender de maneira mais clara e com certa precisão como ocorre a distribuição de momento fletor devido à carga móvel na superestrutura de pontes curvas de concreto armado, condicionada a variação na quantidade de transversinas, curvaturas e consequente aumento da rigidez do tabuleiro.

1.2 Objetivo geral do trabalho

O objetivo principal deste trabalho é realizar um estudo sobre a Influência das curvaturas e das transversinas em pontes com traçado longitudinal curvo no plano horizontal, na distribuição de momento fletor nas longarinas devido à carga móvel.

1.3 Objetivos específicos do trabalho

Os objetivos específicos são:

- Construir modelos numéricos através do Método dos Elementos Finitos (MEF) por meio do programa computacional *CsiBridge v20* para sistemas estruturais de pontes moldadas *in loco* e pré-moldadas com traçado longitudinal curvo no plano horizontal, a fim de fazer uma análise paramétrica da distribuição de momento fletor (FDMF) devido à carga móvel atuante nas pontes;
- Verificar o efeito da quantidade de transversinas intermediárias (TI's) na distribuição de momento fletor (FDMF) devido à carga móvel nas pontes utilizando os modelos numéricos construídos;
- Verificar a influência das curvaturas com a variação do número de transversinas intermediárias (TI's) na distribuição de momento fletor (FDMF) devido à carga móvel nas longarinas das pontes estudadas;
- Analisar o efeito da monoliticidade (rigidez) do tabuleiro variando as curvaturas e o número de transversinas intermediárias (TI's) na distribuição de momento fletor (FDMF) devido à carga móvel atuante nas pontes;
- Comparar e analisar os resultados dos fatores de distribuição de momento fletor (FDMF) obtidos por meio do método analítico V-Load e pelo Método dos Elementos Finitos (MEF).

1.4 Metodologia

Para o desenvolvimento da pesquisa, serão adotados os seguintes procedimentos metodológicos:

- Descrição detalhada dos métodos construtivos e concepções estruturais atualmente utilizados no Brasil e no mundo acerca das pontes curvas, bem como as problemáticas inerentes a esse tipo de estrutura, de modo a contextualizar o tema objeto desta pesquisa, no qual serão discutidas questões sobre sua relevância mediante ao desenvolvimento acadêmico.
- Revisão bibliográfica acerca do tema, apresentando os conceitos fundamentais que regem a problemática das pontes curvas, destacando-se as diferenças do seu comportamento em relação ao de pontes retas. Aqui serão também abordados os métodos de análise estrutural utilizados em pontes curvas, sejam estes analíticos e numéricos, enfatizando suas aplicabilidades e limites de uso inerentes a cada método de modelagem.
- Realização de um estudo comparativo entre esses métodos de análise estrutural por meio de modelos diversos, tomando-se como base os resultados obtidos de pesquisas relacionadas ao assunto, bem como de prescrições adotadas por normas técnicas, a fim de elaborar recomendações que possam ser aplicáveis em projetos de engenharia.
- Análise do comportamento de pontes com traçados curvos em planta, no qual serão criados modelos analíticos de cálculo referentes, por exemplo, ao Método V-Load, bem como modelos numéricos utilizando o Método dos Elementos Finitos (MEF) por meio do software *CsiBridge v20*. Para ambos os métodos de cálculo serão utilizadas as cargas móveis referentes ao TB-450 definido pela NBR 7188 (2013).

1.5 Estrutura da pesquisa

A pesquisa está desenvolvida em cinco capítulos, conforme segue:

O capítulo 1 traz uma introdução sobre o tema, contendo as justificativas e os objetivos da pesquisa.

O capítulo 2 expõe uma revisão bibliográfica sobre as definições básicas de pontes curvas, incluindo os tipos de geometria mais utilizados, tanto com relação a seção transversal como ao traçado longitudinal das longarinas. Além disso, nele é realizada uma revisão sobre os métodos analíticos e numéricos utilizados para cálculo da repartição de esforços internos, bem como da metodologia de fatores de distribuição de esforços devido à carga móvel.

O capítulo 3 apresenta as características físicas e geométricas dos modelos utilizados para representar a ponte em estudo através da modelagem no software *CsiBridge v20*. Ademais, exibe-se a metodologia utilizada para passagem da carga móvel ao longo dos modelos em estudo, bem como as adotadas para construção dos modelos numéricos.

O capítulo 4 expõe os resultados obtidos através de análises e comparações realizadas para os modelos propostos no capítulo anterior, e discute efetivamente como ocorre a distribuição de momento fletor para as longarinas devido à carga móvel através de gráficos traçados de acordo com o estudo paramétrico objetivo deste trabalho.

No capítulo 5 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 as pontes curvas.

CAPÍTULO 2

2. Revisão Bibliográfica

2.1. Definições e Elementos Constituintes das Pontes

De acordo com a NBR 7188 (2013), ponte é uma estrutura sujeita a ação de carga em movimento, com posicionamento variável, utilizada para transpor um obstáculo natural. Caso a sua utilização seja exclusiva de pedestres e/ou ciclistas, a estrutura passa a ser denominada de passarela. Ainda à luz desta norma, se o obstáculo a ser transposto for artificial, a estrutura é definida como viaduto.

Segundo Spernau (2013), as pontes podem ser divididas em três partes em uma análise funcional: Infraestrutura, Mesoestrutura e Superestrutura, conforme é demonstrado na Figura 2.1. A superestrutura é composta geralmente por lajes e vigas e constitui a parte útil da ponte, sob o ponto de vista de sua finalidade. Sob ponto de vista estrutural, a principal função da superestrutura é servir de apoio direto às cargas, pelas lajes, vigamentos principais, longitudinal, denominadas longarinas, e pelos vigamentos secundários, transversal, denominadas transversinas. A mesoestrutura é constituída pelos aparelhos de apoio e pilares, que recebem em seu topo os esforços da superestrutura transmitindo-os à infraestrutura. A infraestrutura ou fundação, é a parte da obra responsável pela transferência ao solo dos esforços recebidos da mesoestrutura.

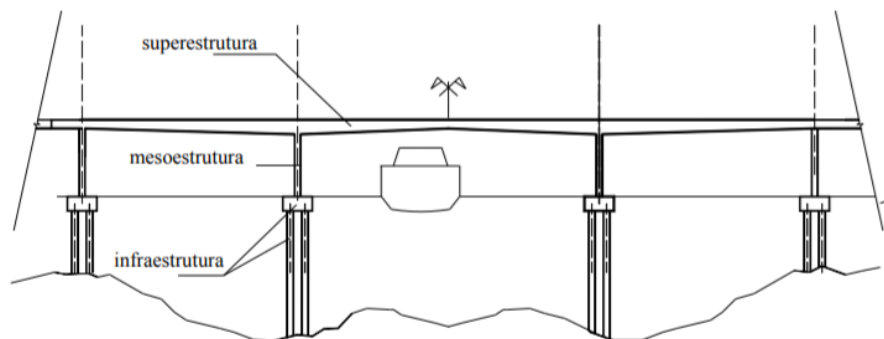


Figura 2.1 - Elementos constituintes de uma ponte. Fonte: Chust (2007)

A superestrutura de uma ponte pode ser classificada quanto a forma da sua seção transversal, como em: (a) seção aberta (Tabuleiro sobre vigas) e (b) seção fechada, também denominada celular ou caixão, conforme demonstra a Figura 2.2. Dentre as de seções abertas, destacam-se as seções T e I que são compostas por longarinas, transversinas e lajes, que agem em conjunto formando uma grelha. A seção fechada é composta por uma única grande peça que possui uma distribuição uniforme de cargas por toda sua seção.

Segundo Mason (1977), a ponte em seção aberta pode apresentar a superestrutura em grelha, em que as vigas longitudinais e as transversais e o tabuleiro trabalham em conjunto, e em superestrutura em laje. Já a ponte com seção fechada como a Viga Caixão, é composta por uma única peça formada por lâminas solidárias entre si. Desta forma, o projeto estrutural pode ser feito com a simplificação da estrutura por uma barra de seção variável.

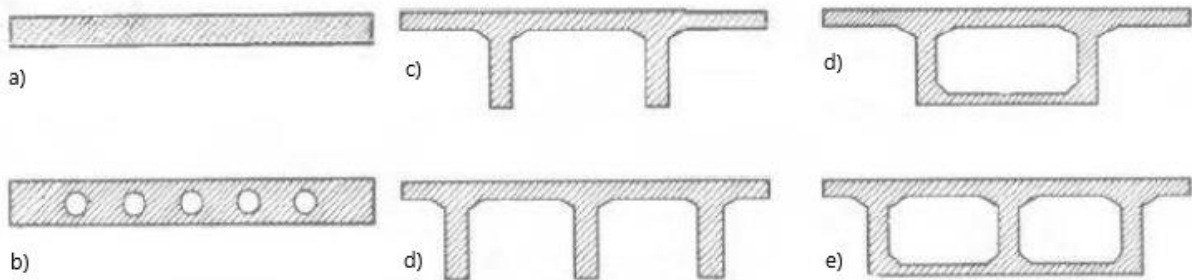


Figura 2.2 – Classificação quanto a forma da seção transversal. Seção Aberta em laje (a,b); seção aberta em viga (c,d); seção fechada (d,e). Fonte: Pfeil (1979)

2.2. Características das Pontes Curvas

2.2.1 Generalidades

A análise estrutural de pontes e viadutos com geometria longitudinal curva apresenta uma maior complexidade quando comparado ao de pontes e viadutos com traçados retos, visto que a curvatura existente faz com que alguns parâmetros geométricos influenciem diretamente na análise estrutural.

Verifica-se tal complexidade devido a uma série de consequências ocasionadas pela interação entre o momento de flexão e o momento de torção. Nesta situação as solicitações de torção tornam-se consideráveis podendo condicionar o dimensionamento e a estabilidade da peça. Ademais, a torção ocasiona o aumento da distorção da seção transversal do elemento (Momento Fletor Transversal), gerando esforços transversais e longitudinais que não podem ser desprezados.

Segundo Leonhardt (1979), em pontes curvas, tanto para apoios isostáticos ou hiperestáticos, surgem solicitações de torção, pois o centro de gravidade da superestrutura se situa fora da reta que une as extremidades do eixo central da ponte (Figura 2.3).

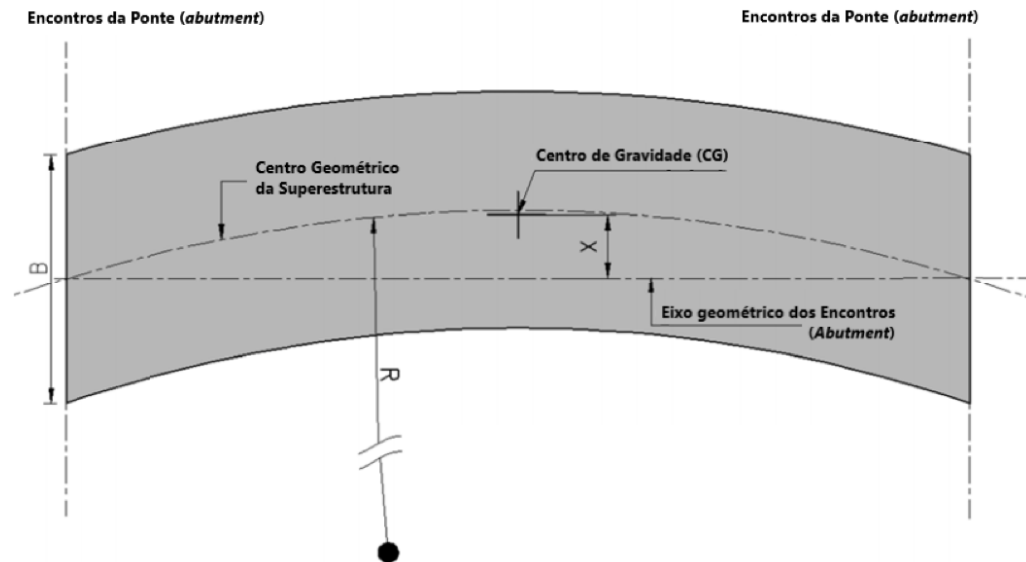


Figura 2.3 – Superestrutura de uma ponte curva. Autor

Por isso, a superestrutura dessas pontes curvas de um único vão deve possuir rigidez a torção e os apoios devem ter capacidade de absorver o momento de torção, em que ambos são ocasionados pelo efeito assimétrico que o peso próprio e a carga móvel acarretam, com relação ao centro de gravidade do elemento, conforme Figura 2.4.



Figura 2.4 – Sistema de apoios para pontes curvas em um só vão. Fonte: Leonhardt (1979)

Ainda conforme Leonhardt (1979), no caso de pontes curvas de vários vãos, as vigas curvas com pilares individualmente dispostos ao longo do eixo já possuem um sistema de apoio estável, pois devido a curvatura de cada segmento entre pilares, os momentos de torção são absorvidos pelo braço de alavanca que se forma para cada pilar intermediário em relação ao pilar vizinho, conforme Figura 2.5.

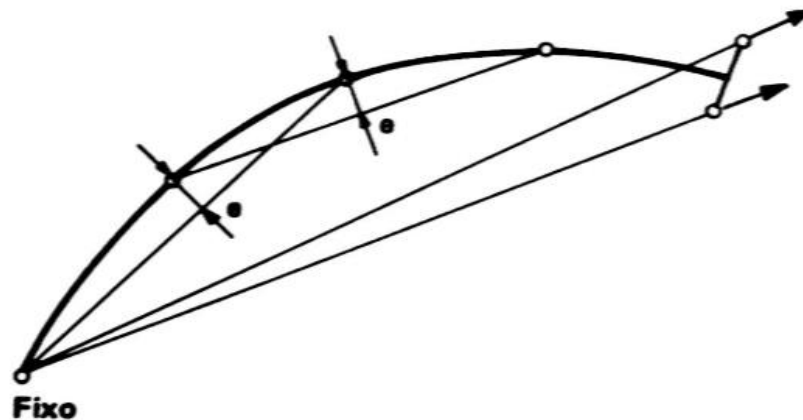


Figura 2.5 - Sistema de apoios para pontes curvas de vários vãos. Fonte: Leonhardt (1979)

Portanto, nesses casos em que há um desenvolvimento curvo em planta, onde a rotação transversal da seção está restringida nos apoios, qualquer carregamento vertical que atuar sobre o eixo das vigas, resultante, por exemplo, da reação do tabuleiro ou de cargas lineares, gera o aparecimento de momentos torçores na peça. (Figuras 2.6 e 2.7)

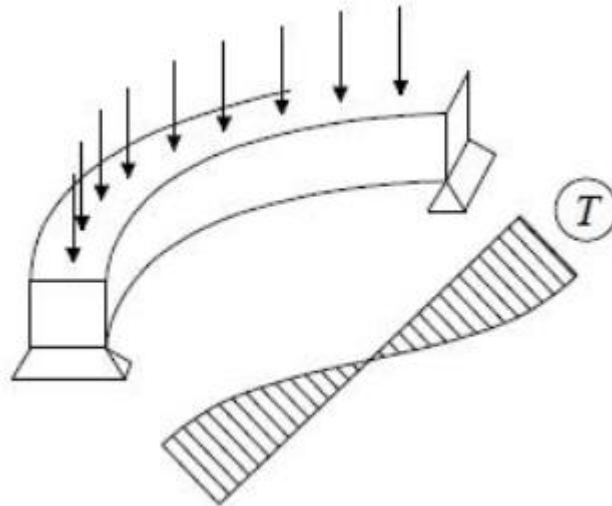


Figura 2.6 – Vigas curvas no plano horizontal sujeitas a momentos de torção elevados nessas extremidades. Fonte: Autor



Figura 2.7 - Efeito de uma carga excêntrica numa seção em caixa de um tabuleiro de uma ponte curva. Fonte: Adaptado de Martins (2012)

Outra variante que pode incrementar o momento de torção é a presença da superelevação nos segmentos curvos da superestrutura. A superelevação, que é a inclinação transversal da plataforma a fim de equilibrar as forças atuantes em um veículo ao se executar trajetória curvilínea, pode juntamente com o raio de curvatura dar origem a uma translação para fora do centro de gravidade, originando uma nova excentricidade, que por consequência, ocasiona um incremento nos momentos de torção. Portanto, ainda que por hipótese, atuem apenas cargas simétricas em relação à

seção transversal (ou diretriz), nesta situação, originam-se momentos de torção no elemento. (Figura 2.8).

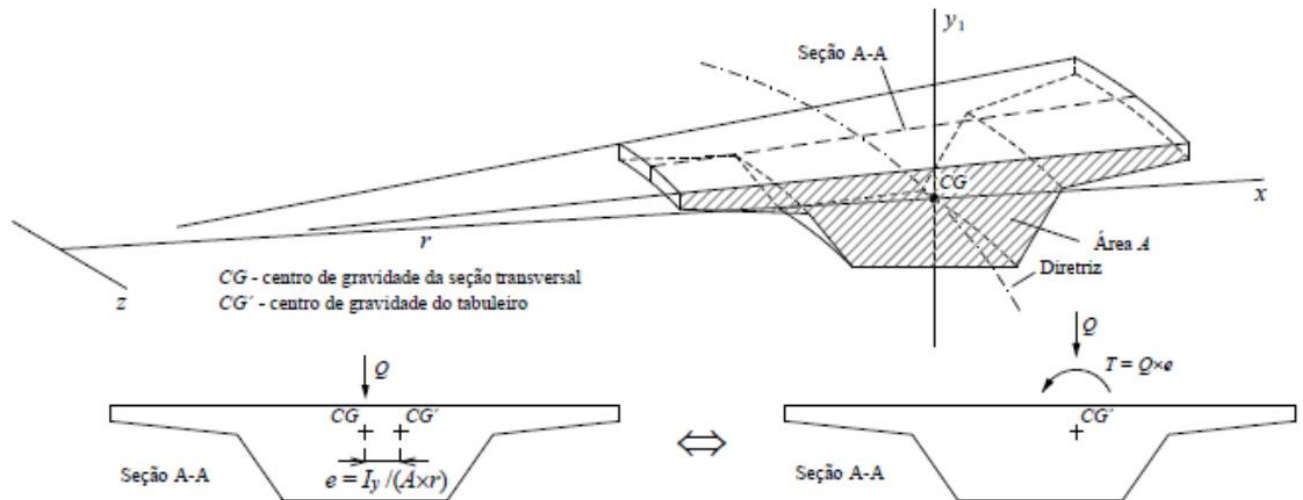


Figura 2.8 - Deslocamento do centro de gravidade da superestrutura em pontes curvas.
Fonte: Adaptado de Martins (2012)

A protensão em pontes curvas também pode ocasionar esforços adicionais de torção, isto ocorre devido à tendência à retificação dos cabos, onde esta produz forças induzidas distribuídas ao longo dos cabos cujas intensidades e direções dependem, não somente das curvaturas em elevação e horizontal, mas também da própria inclinação da viga (Figura 2.9).

No entanto, Segundo Menn (1990) *apud* Luchi (2001), em vigas simplesmente apoiadas é possível posicionar os cabos de maneira a balancear um dado diagrama de momentos de torção sem alterar o efeito da protensão na flexão. Estes cabos que neutralizam a torção podem ser arranjados nas almas ou nas mesas superior e inferior.

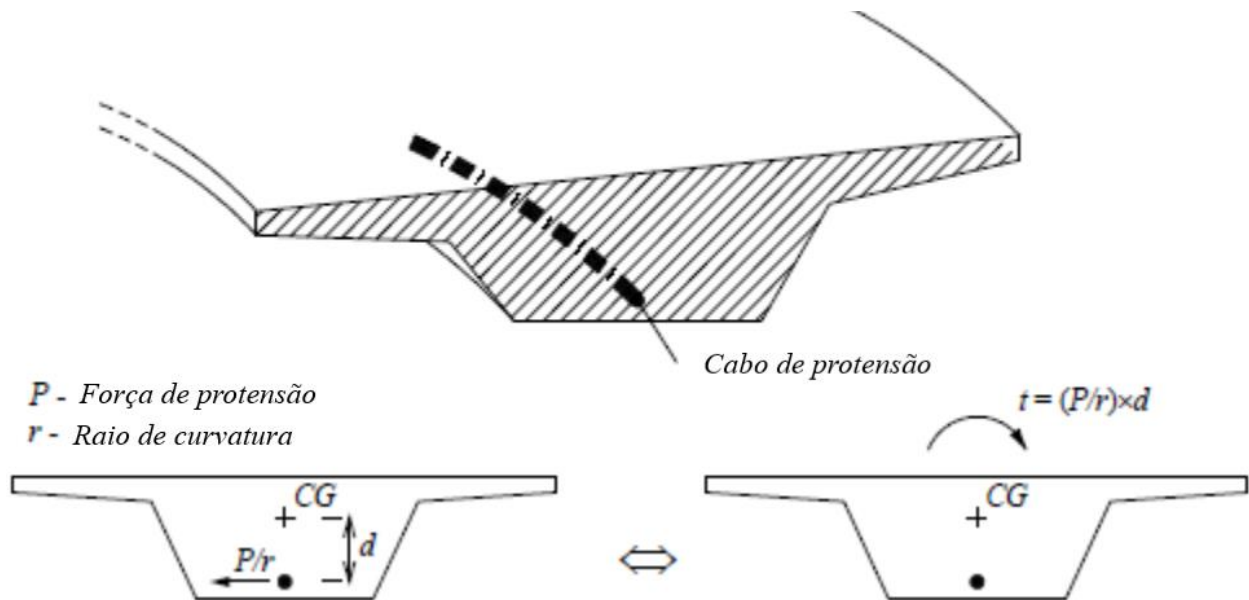
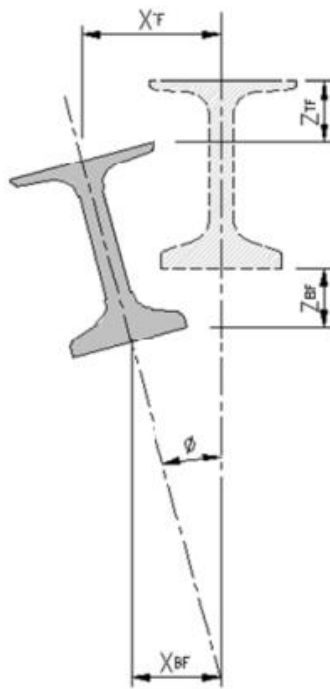


Figura 2.9 – Momento de torção provocado pela protensão em superestrutura em pontes curvas. Fonte: Adaptado de Martins (2012)

2.2.2 Deslocamentos

Segundo Alawneh (2013), nas pontes de concreto, com traçado longitudinal curvo e seção transversal aberta as vigas integrantes da superestrutura tendem a deslocar-se verticalmente, girando para fora do plano da seção transversal (ϕ), após a aplicação de carregamento, resultando em um deslocamento lateral desigual das mesas, em X_{TF} e X_{BF} (Figura 2.10). Este comportamento é apresentado em qualquer seção ao longo do eixo longitudinal curvo e não deve ser desconsiderado na verificação dos Estados Limites Último (ELU) e de Serviço (ELS) da peça.

A rotação fora de plano da viga e os deslocamentos laterais subsequentes são causados pela excentricidade do carregamento, seja ela uma carga de serviço ou peso próprio da estrutura, resultante do fato de que o centro de gravidade de uma viga I curva não é coplanar com a própria viga, como seria com uma viga reta. Em vez disso, o centro de gravidade está localizado em algum ponto dentro da curva da viga, como mostrado nas Figuras 2.11 e 2.12.



Legenda:

- ϕ = Rotação fora do plano da alma
- X_{BF} = Deslocamento para fora do plano do flange inferior
- X_{TF} = Deslocamento para fora do plano do flange superior
- Z_{BF} = Deslocamento vertical do flange inferior
- Z_{TF} = Deslocamento vertical do flange superior

Figura 2.10 – Deslocamentos em uma viga curva. Adaptado de Alawneh (2013)

Em superestruturas de pontes curvas, submetidas a qualquer carregamento vertical, a viga com maior raio (parte externa da curva) desloca-se na direção vertical com maior magnitude do que a viga de menor raio (parte interna da curva).

Segundo Chavel (2006), uma vez que uma viga curva I gira e se desloca lateralmente imediatamente após o carregamento, onde é praticamente impossível ter as almas das vigas verticalmente no mesmo prumo, nas duas condições de carregamento diferentes (sem carga e com carga), esse comportamento faz com que os deslocamentos diferenciais ocorram entre todas as vigas em uma determinada seção transversal da superestrutura. O autor complementa que nas pontes curvas pré-moldadas este comportamento é evidenciado, visto que nas fases de içamento e fixação dos elementos podem ocorrer todas as circunstâncias de deflexão e rotação supracitadas neste item. Portanto, sobretudo nesses sistemas curvos pré-moldados, devem-se existir detalhamentos que visam a perfeita fixação das vigas no prumo da superestrutura.

2.2.3 Fatores Geométricos

O comportamento das pontes curvas depende de diversos fatores geométricos que determinam as solicitações de tais estruturas e condicionam o dimensionamento de seus elementos. Dentre os mais relevantes destaca-se o grau de curvatura ou simplesmente curvatura (relação entre o comprimento do vão e o raio da curva).

Segundo Alawneh (2013), pontes com alto grau de curvatura são complexas devido ao seu elevado momento de torção. Já pontes com baixo grau de curvatura tende a se comportar com uma ponte reta. Além disso, outra variante considerada relevante em pontes curvas é a relação comprimento do vão sobre largura do vão (**CV / LV**). De acordo com Alawneh (2013), esta relação pode governar o comportamento dessas estruturas, pois pontes curvas com mesmo comprimento de vão apresentam redução substancial de sua estabilidade ao se reduzir a largura de sua seção transversal.

No tocante a estabilidade das pontes curvas, o autor supracitado afirma que nas estruturas curvas cujo sistema estrutural seja concebido por vigas contínuas, essas apresentam um sistema estrutural estável. No entanto, para pontes curvas com vigas simplesmente apoiadas, nessas, exigem-se um sistema estrutural capaz de resistir um momento de torção nos apoios, para que possa ser garantida a estabilidade durante as etapas construtivas e de serviço.

2.2.4 Propriedades Geométricas das Pontes Curvas

2.2.4.1 Centro de Gravidade de Vigas Curvas

Conforme já apresentado, em uma viga curva, o centro de gravidade é deslocado da corda que une as extremidades dos pilares em uma distância de X_{cg} unidades métricas, conforme mostrado na Figura 2.11. O valor de X_{cg} pode ser expresso em função do raio de curvatura e do ângulo central, conforme Equação 2.1.

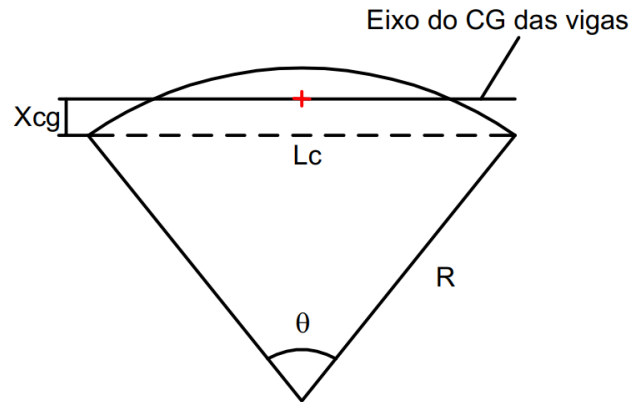


Figura 2.11 – Centro de gravidade de uma viga curva. Fonte: Autor

$$X_{cg} = 2 \cdot \frac{r}{\phi} \cdot \text{sen} \frac{\phi}{2} - r \cdot \cos \frac{\phi}{2} \quad (2.1)$$

Para sistemas estruturais usuais de pontes curvas, como em rodovias e ferrovias, o comprimento do arco (representa a viga curva) e o comprimento da corda que une os pilares são muito próximos uns aos outros. Portanto, por simplificação matemática, o afastamento X_{cg} pode ser calculado em função do comprimento da corda, conforme demonstra a Equação 2.2.

$$X_{cg} = \frac{L_c^2}{12 \cdot R} \quad (2.2)$$

2.2.4.2 Centro de Gravidade de Superfícies (lajes) em Pontes Curvas

O centro de gravidade de uma superfície curva, exemplificado por uma laje de uma ponte curva, está localizado fora do eixo da corda que une os pilares, conforme mostra a Figura 16. Verifica-se este fato ao analisar que existe mais área de superfície fora da linha central da superfície do que dentro (Figura 2.12). Outrossim, denota a formulação da distância de afastamento entre o CG da viga curva e o CG da superfície da laje curva, conforme Equação 2.3.

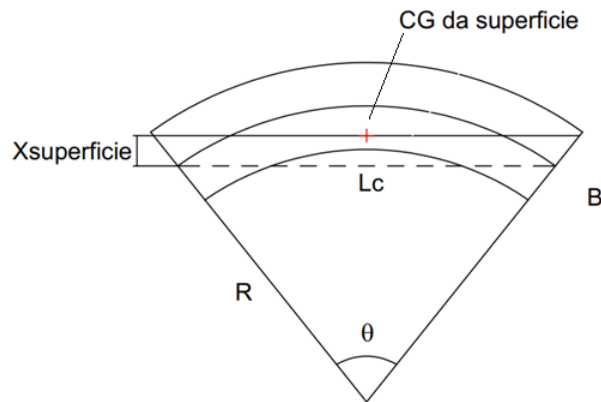


Figura 2.12 – Centro de gravidade de uma superfície curva. Fonte: Autor

$$X_{superfície} = \frac{L_c^2 + B^2}{12 \cdot R} \quad (2.2)$$

2.3 Comportamento das Pontes Curvas de Concreto

2.3.1 Vigas Curvas Submetidas à Torção

A torção assume relevante importância nos sistemas estruturais das pontes curvas e segundo Martins (2012), isto se dará devido à tipologia curva da estrutura, bem como das elevadas ações concentradas e excêntricas existentes nesses sistemas estruturais. Neste tipo de estrutura, as ações excêntricas que incidem no tabuleiro geram elevados momentos de torção nas vigas longitudinais que vencem os vãos das pontes curvas, onde essas solicitações não podem ser desprezadas.

Para o caso das pontes curvas as solicitações à torção assumem caráter de torção de equilíbrio, onde o momento de torção deve ser obrigatoriamente considerado na análise estrutural, pois ele é necessário para o equilíbrio da estrutura, conforme preconizado pela NBR 6118 (2014), item 17.5.1.2 (Figura 2.13).

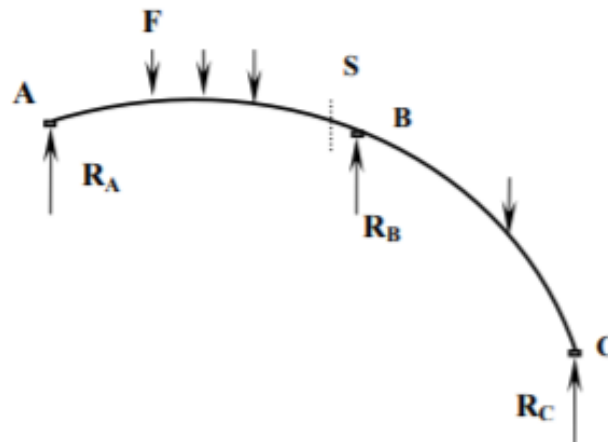


Figura 2.13 – Na torção de equilíbrio o segmento curvo AS somente consegue equilibrar as cargas se também houver momento torçor resistente em S. Fonte: Buchaim (2015)

Segundo Alawneh (2013), um membro estrutural pode resistir a momentos torcionais externos por Torção Circulatória e/ou Torção de Empenamento. Isto depende da forma da seção e da condição de contorno do elemento.

Na Torção Circulatória (ou torção de *Saint Venant*), como caso das seções fechadas maciças ou vazadas em que ocorre o livre empenamento nos apoios, o momento torçor é equilibrado por tensões tangenciais (fluxo de cisalhamento) que dão a volta na seção transversal, perfazendo uma camada de concreto que encobre exteriormente e internamente as armaduras, onde esse fluxo concentrado na periferia da seção, faz com que maximize-se o braço de alavanca das forças resultantes das tensões tangenciais em cada lado da seção. Segundo Sanchez (1988), este fluxo de cisalhamento permanece constante, em magnitude, em todos os pontos ao redor da seção (Figura 2.14).

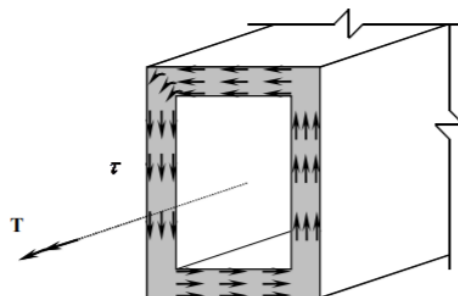


Figura 2.14 - Torção circulatória, seção cheia ou vazada. Fonte: Buchaim (2015)

Em geral, os estudos sobre torção desconsideram a restrição ao empenamento. Como consequência, o fato de não ser impedido o empenamento, ou seja, as condições de contorno nos apoios estarão livres para rotacionar, isso implicará na não ocorrência de tensões normais longitudinais na peça.

Portanto, no caso supracitado, no tocante aos níveis de tensões, atuam na peça apenas tensões de cisalhamento (torção pura), como preconiza as hipóteses de *Saint Venant*. Contudo, na prática, nas regiões de apoio (pilares ou outras vigas) tornam-se praticamente impossível o livre empenamento, visto que nos pórticos usuais, sobretudo em pontes (elementos de alta rigidez), existem ligações monolíticas semi-rígidas entre as vigas longitudinais e os pilares, cujos pilares, estes de elevada rigidez restringem a rotação das vigas nos apoios, ocorrendo o impedimento da seção da viga à rotação. Como consequência, tal impedimento faz com que se manifeste tensões normais (de coação) no eixo longitudinal da viga.

No caso de seções abertas e delgadas e em situações onde se garante o impedimento à rotação nos apoios, entretanto, a influência do empenamento pode ser considerável, e devem ser utilizadas as hipóteses da Flexo-Torção de Vlasov para o dimensionamento.

A Torção de Empenamento ou Flexo-Torção é a que ocorre nos perfis de paredes delgadas e em seção transversal aberta simétrica, como é o caso das vigas de pontes curvas de concreto protendido e metálicas. Ao se considerar a influência do empenamento, devido o impedimento nas regiões de apoios dessas vigas submetidas a torção, junto aos seus elementos de suporte, gera-se como consequência tensões normais de tração e de compressão ao longo da barra submetida à torção. Essas tensões normais ainda são acompanhadas das tensões de cisalhamento da torção pura (ou de *Saint Venant*), formando um estado de tensões mais complexo.

Neste caso, o binário das tensões tangenciais circulatorias (τ) tem um braço de alavanca muito pequeno, devido sua espessura (δ) reduzida (vide Figura 2.15 (a)). Portanto, conforme Buchaim (2015), a resistência da seção transversal aberta ou de parede delgada passa a se dar através do momento fletor e da força cortante, com um consequente empenamento da seção transversal, como mostra a Figura 2.15 (c).

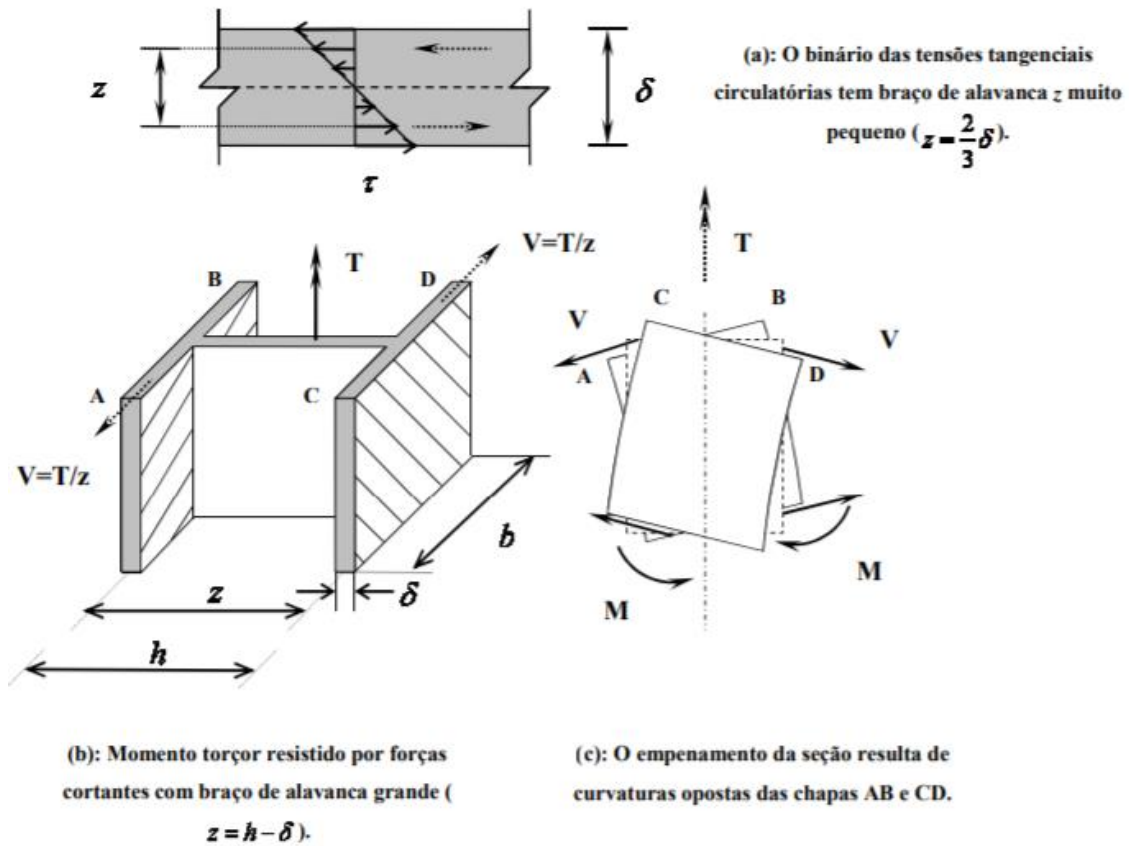


Figura 2.15 - Flexo-Torção ou Torção de Empenamento. Fonte: Buchaim (2015)

2.3.2 Interação entre Torção, Cisalhamento e Flexão em Vigas de Pontes Curvas

Conforme anteriormente apresentado, as vigas longitudinais das pontes curvas apresentam um complexo estado de tensões, visto que essas estruturas estão submetidas à torção combinada com flexão e cisalhamento. Conforme Alawneh (2013), os efeitos combinados de torção, flexão, cisalhamento e tensões axiais (resultantes da protensão) devem ser considerados no dimensionamento.

A Figura 2.16 ilustra os diagramas de tensão axial (devido à força axial de protensão), flexão vertical, flexão lateral e a torção de empenamento (*warping torsion*) para seção transversal do tipo I, onde estas são as comumente utilizadas em pontes curvas com vigas protendidas.

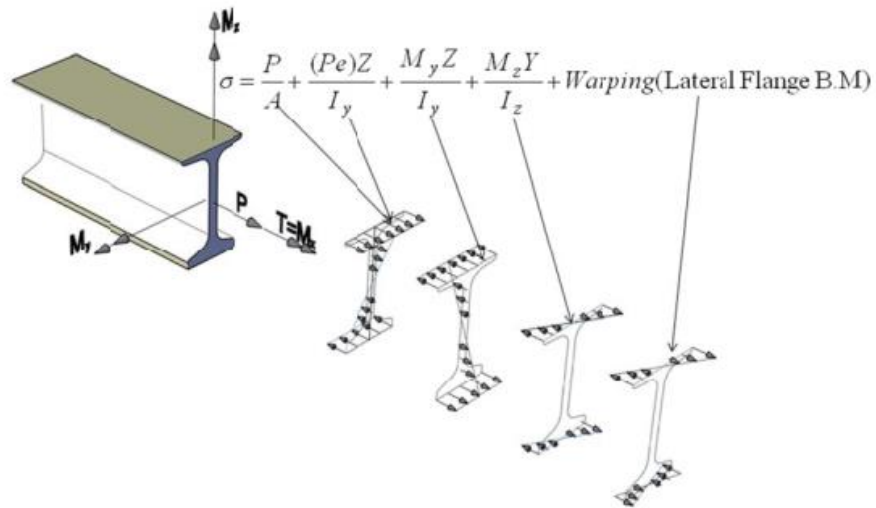


Figura 2.16 - Superposição das Tensões Normais em vigas curvas tipo I. Alawneh (2013)

A superposição das tensões de cisalhamento em uma seção transversal do tipo I tem como resultante o somatório das parcelas da força de cisalhamento vertical, força de cisalhamento horizontal, tensão de cisalhamento torcional de *Saint Venant* (normalmente relativamente pequena, ocorrendo até a fissuração) e tensões de cisalhamento de deformação, conforme apresentado na Figura 2.21.

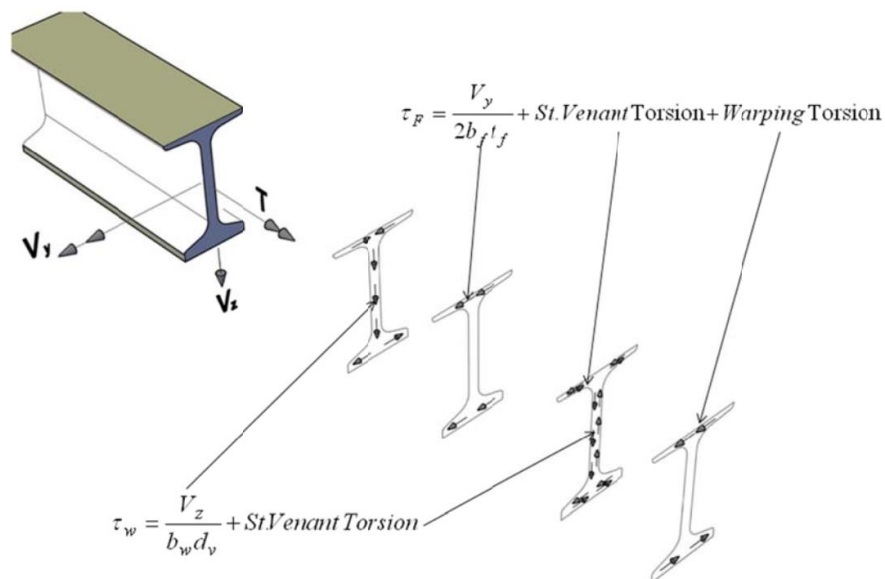


Figura 2.17 - Superposição das Tensões Cisalhantes em vigas curvas tipo I. Alawneh(2013)

2.3.3 Interação entre Momento Fleter e Momento Torçor em Pontes Curvas

O comportamento estrutural de pontes curvas no plano horizontal é bem diferente do comumente realizado em pontes com traçado longitudinal retilíneo, pois conforme já apresentado anteriormente, a curvatura existente e alguns parâmetros geométricos influenciam diretamente na análise estrutural, deixando-a mais complexa. Portanto, considerando apenas o traçado da ponte, tem-se como principais parâmetros a serem analisados (Figura 2.18):

- 1) Raio de curvatura (**R**);
- 2) Comprimento do arco que determina o vão da ponte (**L**);
- 3) Corda – reta que liga os dois extremos da curva (**c**);
- 4) Ângulo central delimitado pelos apoios extremos (ϕ)

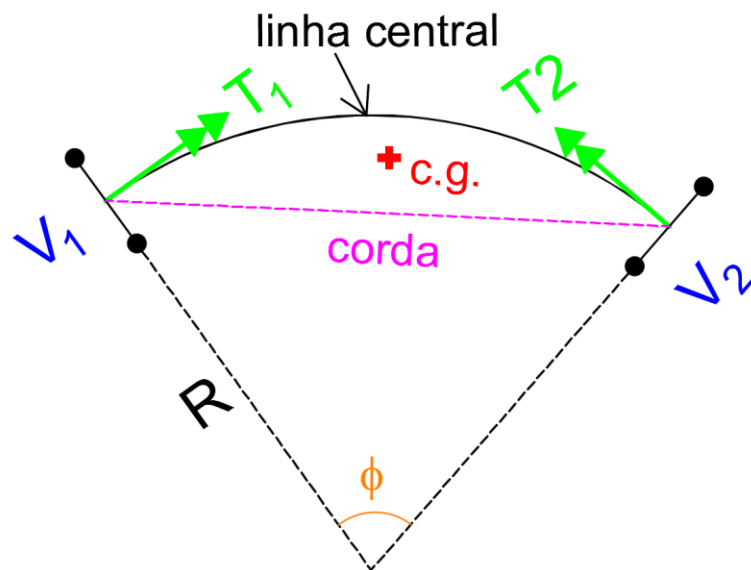


Figura 2.18 - Parâmetros geométricos. Fonte: Rebouças (2016)

Mediante à Figura 2.18, em uma viga curva, é possível analisar um elemento infinitesimal carregado apenas na direção normal ao plano horizontal, determinando-os seus esforços internos atuantes neste elemento.

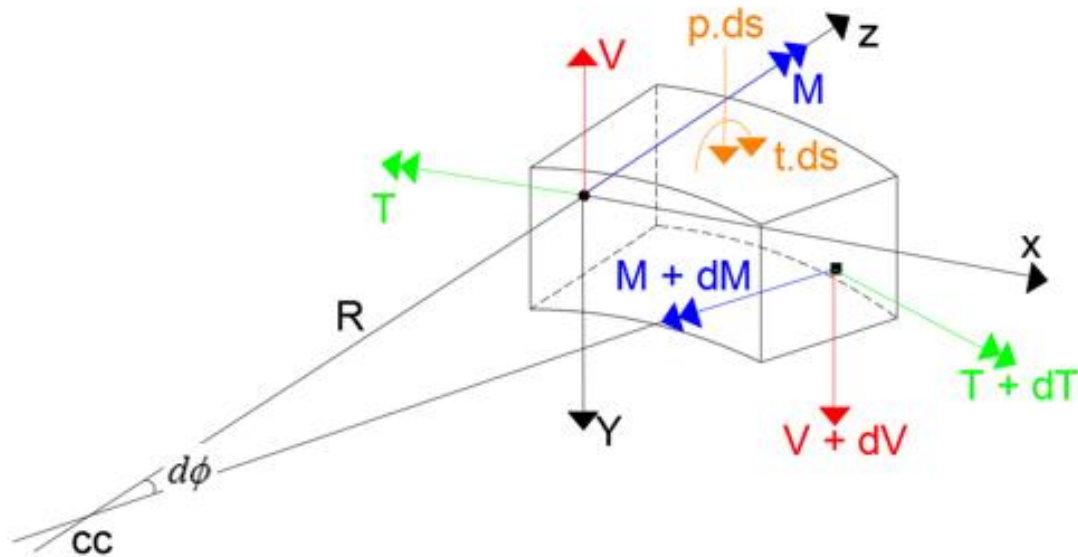


Figura 2.19 - Elemento infinitesimal de viga curva. Fonte: Rebouças (2016)

Fazendo o equilíbrio das forças no eixo Y, tem-se:

$$V + dV - V + p \cdot ds = 0 \quad (2.3)$$

$$V + dV - V = - p \cdot ds \quad (2.4)$$

$$\frac{dV}{ds} = -p \quad (2.5)$$

Da Equação 2.5, verifica-se que para o esforço cortante de um elemento infinitesimal curvo, não ocorre dependência de nenhum componente geométrico da viga. Portanto pode-se afirmar que, não há diferença entre uma viga curva e uma viga reta, quando refere-se a magnitude da força cortante, visto que a variação da cortante (**V**) ao longo do segmento (**ds**) é representada pela constante (**p**) (peso próprio) (Figura 2.20).

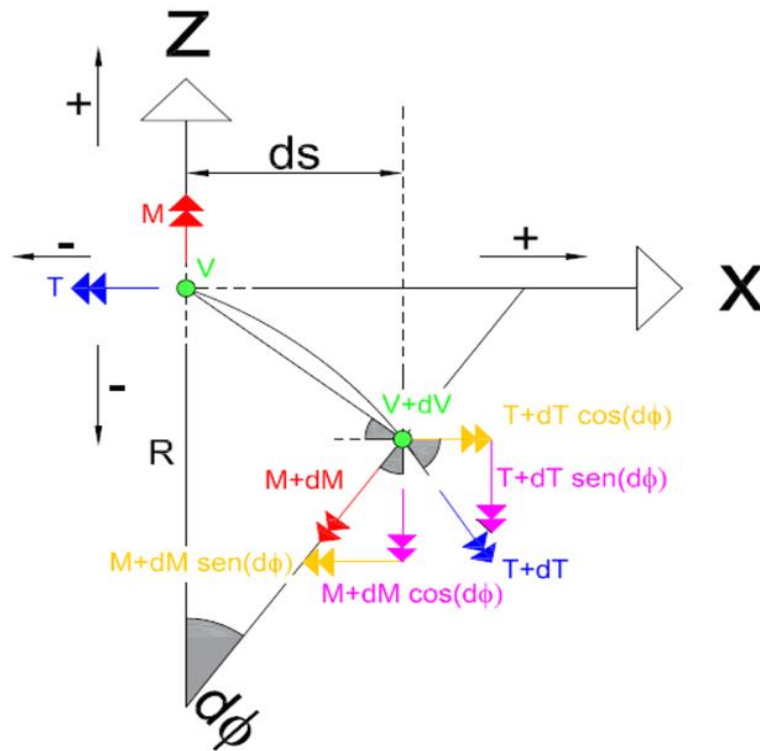


Figura 2.20 – Decomposição das solicitações em elemento infinitesimal de uma viga curva. Fonte: Autor

Do equilíbrio dos esforços em torno do eixo Z (Figura 2.20), tem-se:

$$M - (M + dM) \cdot \cos(d\phi) - (T + dT) \cdot \text{sen}(d\phi) + V + dV \cdot ds = 0 \quad (2.6)$$

Desprezando as diferenciais de segunda ordem e considerando que, devido a pequena magnitude do ângulo interno $d\phi$, $\text{sen}d\phi = d\phi$ e que $\text{cos}d\phi = 1$, tem-se:

$$dM - T \cdot d\phi + V \cdot ds = 0 \quad (2.7)$$

$$\frac{dM}{ds} = V - \frac{T}{R} \quad (2.8)$$

Do equilíbrio dos esforços em torno do eixo X, tem-se:

$$-T + (T + dT) \cdot \cos(d\phi) - (M + dM) \cdot \text{sen}(d\phi) - t \cdot ds = 0 \quad (2.9)$$

Admitindo que: $\text{sen}(d\phi) = d\phi$; $\text{cos}(d\phi) = 1$

$$dT - M \cdot d\phi - t \cdot ds = 0 \quad (2.10)$$

$$\frac{dT}{ds} = t - \frac{M}{R} \quad (2.11)$$

Verifica-se, portanto, que ocorre uma participação conjunta entre o momento fletor e o momento de torção, visto que de acordo com as Equações (2.8) e (2.11) o momento fletor gera torção na viga e o momento torçor provoca flexão longitudinal na viga. Vale acrescentar que em ambas as equações supracitadas (2.8) e (2.11) existe uma dependência do parâmetro geométrico raio de curvatura, ou seja, existe uma variação tanto do momento fletor quanto do momento torçor ao longo do segmento (**ds**), devido, dentre outros, do parâmetro raio do segmento curvo, denotado pela letra (**R**). (Figura 2.20)

Constata-se, ainda, que no trecho do elemento infinitesimal reto os momentos fletores e torçores são paralelos entre si. Isso faz que com esses momentos passem a gerar rotação apenas em torno de um único eixo. Já no trecho curvo, esses momentos deixam de ser paralelos entre si, e ambos acabam gerando rotação em torno de dois eixos distintos, conforme apresentado na Figura 2.21.

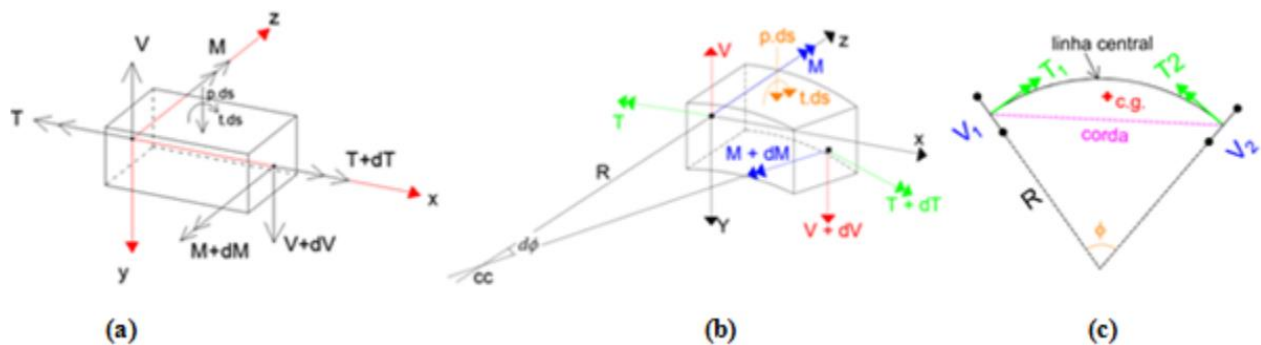


Figura 2.21 - (a) e (b) Diagrama de corpo livre de um elemento de infinitesimal viga (reta e curva); (c) Vista superior de um elemento infinitesimal de viga curva. Fonte: Rebouças *et al.* (2017).

2.4 Comportamento das Transversinas (*Diaphragms*)

A AASTHO (2002) define as transversinas como sendo enrijecedores transversais posicionados entre longarinas e conectados monoliticamente com as mesmas, com a função de manter suas seções transversais planas, melhorando a distribuição das cargas móveis e reduzindo os efeitos de torção na superestrutura. As transversinas podem ser introduzidas nos apoios, sendo chamadas de transversinas de apoio (TA's), e ao longo do vão, sendo chamadas de transversinas intermediárias (TI's).

O emprego das transversinas em pontes e viadutos é justificado por Chandolu (2003), no qual afirma que, durante a fase de construção, a mesma previne possíveis torções nas longarinas e garante o devido posicionamento das vigas nos apoios, evitando possíveis excentricidades que causem o tombamento. Na fase de serviço, as transversinas auxiliam na distribuição dos esforços das cargas móveis aplicadas no tabuleiro, bem como atuam absolvendo por flexão as reações de torção das vigas principais, no qual esse efeito de torção, sobretudo em vigas de pontes com traçados curvos, é considerável e condiciona a estabilidade do sistema, sendo, portanto um fator fundamental e indispensável à análise das transversinas nesses sistemas estruturais de pontes curvas. No entanto, Chandolu (2003) sustenta que o uso das transversinas aumenta os custos e o tempo de execução, ocasionando perda de competitividade.

De acordo com Araújo (2004) *apud* Araújo (2005), nos Estados Unidos da América, a controvérsia em torno do uso das transversinas intermediárias está relacionada a vários efeitos, dentre eles: **(a)** sua influência na distribuição das cargas e consequente redução dos momentos fletores nas vigas principais; **(b)** o aumento do custo e do tempo de construção e, **(c)** os efeitos relacionados aos danos causados no caso de colisão de um veículo com excesso de altura sob um viaduto, visto que os esforços gerados distribuir-se-iam para todas as vigas, reduzindo os impactos totais.

Cheung *et al.* (1986) *apud* Araújo (2004) afirma que pesquisadores anteriores discordavam não somente quanto à eficiência de transversinas intermediárias na distribuição lateral das cargas verticais móveis, mas também quanto à posição ideal das transversinas intermediárias.

Araújo (2004) enfatiza que apesar das transversinas intermediárias (TI's) terem sido eliminados em alguns estados, o uso das transversinas de apoio (TA's) é obrigatório em todos os cinquenta estados americanos, devido a seu importante papel na distribuição das cargas, na estabilidade das vigas durante a construção, bem como na redução dos efeitos de torção sobre as mesmas. A quantidade de transversinas intermediárias (TI's) é o principal questionamento, mas a tendência atual é se verificar a possibilidade de diminuir sua quantidade. Pontes projetadas há algumas décadas apresentavam número elevado desses elementos se comparados com projetos mais recentes. (Figura 2.22)



Figura 2.22 - Ponte rodoviária sobre o Rio Parnaíba, em Teresina/PI, Projeto de 1969, com vão de 120m e uso de longarinas protendidas pré-moldadas com 40m. Nesse caso foram usadas quatro transversinas intermediárias. Araújo (2005)

No entanto, quando se aprofunda no âmbito da necessidade e efetividade das transversinas de apoio (TA's) e intermediária (TI's) em pontes de concreto com geometria longitudinal curva, o assunto é escasso e requer maiores contribuições acadêmicas sobre o tema. Rebouças (2017) após uma análise paramétrica em sistemas estruturais de pontes em seção aberta com geometria longitudinal curva analisou em um de seus estudos a influência da adição de transversinas de apoio (TA's). O autor verificou que embora tenha sido observada de forma preliminar a importância das TA's, mais estudos ainda precisavam ser realizados a fim de averiguar

melhor a eficiência ou não desses transversinas, bem como das transversinas intermediárias (TI's), sobretudo em pontes com grandes curvaturas.

2.5 Métodos de Análise Estrutural

Segundo Logan (2006), a análise estrutural é um processo avaliação e compreensão de um sistema estrutural para prever suas respostas e comportamentos usando leis físicas e equações matemáticas. O principal objetivo da análise estrutural é determinar esforços internos, tensões e deformações de estruturas sob vários efeitos de carga.

Conhecer o comportamento da estrutura é o aspecto mais importante do processo de análise estrutural. El Debs & Takeya (2009) afirmam que é possível estudá-lo de forma simplificada através de duas análises conjuntas. Em síntese, o propósito principal da análise estrutural é determinar os esforços devidos às cargas aplicadas.

Segundo 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:

- a) Modelo a ser adotado;
- b) Condições de contorno do modelo;
- c) Modo de aplicação das cargas.

Todos os sistemas estruturais de pontes apresentam-se constituídos no espaço tridimensional. Desta forma, seu comportamento também deve ser avaliado tridimensionalmente. No entanto, dependendo da complexidade geométrica da ponte, o modelo matemático pode ser reduzido a modelos bidimensionais ou unidimensionais, adotando algumas simplificações.

Conforme Zureick & Naqib (1999), os métodos de análise encontrados na literatura podem ser classificados em duas categorias principais: **(a)** Métodos

Aproximados e **(b)** Métodos Refinados. Os Métodos Aproximados exigem um esforço mínimo de modelagem por parte do projetista, e, portanto, são adequados para fins de análise preliminar e pré-dimensionamento. Ainda conforme os pesquisadores, dentre os métodos aproximados, os seguintes são os mais frequentemente utilizados na análise de pontes curvas:

- a) Método da Grelha Plana (*The Plane-Grid Method*);
- b) Método da Estrutura Espacial (*The Space-Frame Method*);
- c) Método V-Load (*The V-Load Method*);
- d) Método M/R (*The M/R Method*).

Os Métodos Refinados, por outro lado, requerem modelagens mais elaboradas e complexas, necessitando um processamento computacional robusto, por conseguinte, um custo de tempo considerável para o pós-processamento (análise dos resultados). Portanto, os métodos que se enquadram nessa classe devem ser usados para uma análise final ou detalhada. Esse método inclui, mas não se limita apenas ao Método dos Elementos Finitos. Segundo Zureick & Naqib (1999), consideram-se métodos refinados os seguintes:

- a) Analogia de Grelha;
- b) Diferença Finita;
- c) Placa Dobrada;
- d) Lâmina Finita;
- e) Método dos Elementos Finitos (MEF).

No entanto, os métodos mais disseminados são Elementos Finitos (MEF) e Analogia da Grelha, pois esses estão amplamente disponíveis em softwares de análise computacional atuais.

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

- 1) Modelagem em uma dimensão (1D), definida pela AASHTO LRFD (2014) como modelos de análise aproximada;
- 2) Modelagem em duas dimensões (2D), utilizando métodos numéricos de disposição plana;
- 3) Modelagem em três dimensões (3D), geralmente utilizando o Método dos Elementos Finitos (MEF).

A AASHTO LRFD (2014) reforça 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.

2.5.1 Método de análise em uma dimensão (1D)

2.5.1.1 Método de análise como viga

O método de análise como viga (Método 1D) é o mais fundamental para sistemas de pontes. Sua simplicidade permite que o projetista realize projetos básicos e/ou forneça um pré-dimensionamento razoável, onde, se houver necessidade, posteriormente ocorrerá um refinamento do modelo.

De acordo com a AASHTO LRFD (2014), 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.

Já Fu & Wang (2015) afirmam que uma ponte pode ser modelada como viga quando a relação entre a largura e o comprimento de toda a ponte é tal que, ao aplicar cargas, a ponte sofra flexão e torção ao longo do seu comprimento sem mudar a forma de sua seção transversal. Segundo a própria AASHTO LRFD (2014), isso só é possível porque a distorção transversal sofrida pela superestrutura é pequena quando comparada a deformação longitudinal, por isso a forma da seção não afeta a distribuição de carga.

Nesse modelo aproximado, toda a seção transversal da ponte é tratada como uma viga, traçada como uma linha única na posição do centro de gravidade (CG) da

seção transversal, como mostra a Figura 2.23. 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.

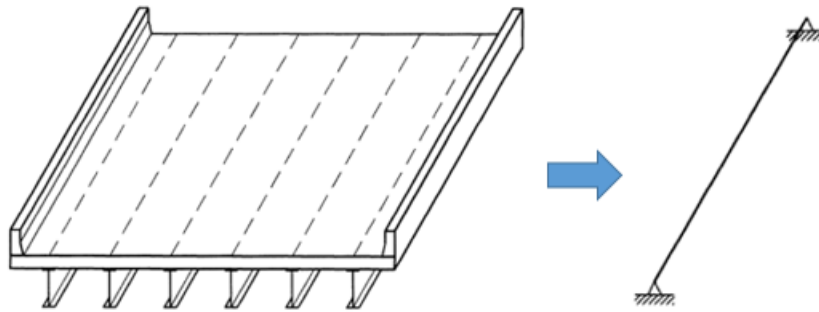


Figura 2.23 – Idealização da ponte como viga. Fonte: Adaptado de Barker & Puckett (2014).

Neste caso, como apenas a linha central da superestrutura é representada, a interação entre as longarinas é ignorada (CHONG, 2012). Por isso, os esforços nos elementos que estão conectados devem ser analisados separadamente, visando obter também uma estimativa do seu comportamento e do seu efeito sobre o sistema global (completo).

Fu & Wang (2015) salientam que ao adotar um 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.

Em alguns casos, dependendo das características da ponte analisada, o método 1-D pode ser suficiente, mas, sobretudo em sistemas de pontes complexos, é necessária uma compreensão avançada do comportamento e da interação dos múltiplos componentes estruturais envolvidos.

Em síntese, o método aproximado 1D fornece diretamente apenas deslocamentos verticais e momentos de flexão do eixo principal. No entanto, cálculos

suplementares são necessários para estimar os efeitos de curvatura e inclinação dos elementos da superestrutura, caso de pontes esconsas e curvas. Os efeitos de curvatura são inclusos e determinados na análise de métodos analíticos aproximados, conforme apresentados no próximo item.

2.5.1.2 Métodos Analíticos Aproximados

Uma suposição comum na análise de pontes rodoviárias curvas é ignorar a curvatura e analisar essas pontes como se elas fossem retas. Para tal análise, a viga curva é modelada como uma linha de viga reta, utilizando comprimentos de extensão desenvolvidos (isto é, utilizando comprimentos de extensão medidos ao longo do comprimento do arco da curva dessa viga). Em seguida, os efeitos calculados pela análise da linha de viga reta são majorados por fatores que simulam os efeitos da curvatura. Tal fato promove uma série de alterações no comportamento estrutural da ponte, tal como a constatação que, nas vigas mais externas à curva, ocorre um direcionamento de carregamentos de maior magnitude quando comparados as vigas mais internas à curva.

As especificações da AASHTO LRFD (2014) permitem que pontes de seção aberta, com vigas I horizontalmente curvas, sejam analisadas como uma viga reta para determinação dos momentos de flexão e cisalhamento ao longo do eixo central, devido a atuação de cargas permanentes e acidentais.

Como requisitos para tal análise simplificada a AASHTO LRFD (2014), item 4.6.1.2.4-b, especifica que as pontes em viga de seção I, que satisfazem as quatro condições seguintes, podem ser analisadas negligenciando os efeitos da curvatura na determinação das solicitações:

- (1) As vigas da superestrutura sejam concêntricas;
- (2) O traçado da superestrutura não esteja com ângulo central superior a 10° ;
- (3) Todas as vigas possuam a mesma rigidez;
- (4) O grau de curvatura (conceito apresentado no item 2.7) seja inferior a 4° .

Caso contrário, o efeito da curvatura deve ser contabilizado por meio de métodos de análise aproximados ou refinados. É recomendado através da literatura, nas duas hipóteses, quando os efeitos globais da curvatura são incluídos ou negligenciados, deve-se sempre considerar os efeitos de flexão lateral da mesa em vigas curvas, independentemente de quão pequena seja a curvatura. Chen & Duan (2010), apresenta equações aproximativas que, reproduz o efeito da curvatura por meio da imposição de uma flexão lateral da mesa, para cada viga da superestrutura, tais equações foram utilizadas para determinação dos momentos fletores aproximados, via V-load, apresentados no Anexo B.

Tal recomendação é ratificada por Hall & Yoo (1996), ao explicitar que o efeito da curvatura no comportamento torcional da viga ainda deve ser considerado, independentemente do grau de curvatura, uma vez que a resistência e a estabilidade das vigas curvas são diferentes das vigas retas.

Dois dos métodos aproximados mais comumente utilizados para análise de pontes curvas são: **(1)** o Método V-Load, para pontes concebidas em vigas com seção transversal em I e **(2)** o Método M/R, para pontes concebidas em seção fechada, do tipo caixão celular. A AASHTO LRFD (2014) ratifica em seu Item 4.6.2.2.4, que o Método V-Load tem sido um método aproximado amplamente utilizado para análise simplificada de pontes de Viga-I horizontalmente curvas, mas o método necessita de considerações e limitações que devem ser atendidas. Vale salientar que tais métodos aproximados podem, via de regra, serem utilizadas para pontes “regulares”. Contudo, a análise refinada é necessária para pontes com elevado grau de curvatura, bem como outras irregularidades geométricas, como apoios inclinados e esconsidades.

2.5.1.2.1. Método V-Load

O Método V-Load é um método de análise aproximado para pontes horizontalmente curvas, em vigas com seção transversal em I. As cargas do método são desenvolvidas a partir de requisitos de equilíbrio entre as vigas longitudinais curvas (longarinas) e as vigas transversais (transversinas).

O Método V-Load foi originalmente desenvolvido por Richardson, Gordon & Associados (Atualmente o escritório de Pittsburgh da HDR Engenharia) e foi publicado no USS “*Structural Report, Analysis and Design of Horizontally Curved Steel Bridge Girders*” em 1965. Esse método vem sendo usado por mais de 4 décadas para pré-dimensionamento e dimensionamento final de vigas curvas de pontes (White *et al.*, 2012).

Fiechtl *et al.* (1987) reforça que embora o V-Load tenha sido inicialmente utilizado apenas para pontes horizontalmente curvas, com seção transversal aberta de concreto armado de raio fixo, a partir dos anos 70 passou a ser utilizado para pontes mistas com laje de concreto armado e vigas de aço (“*Composite Bridges*”) submetidas a cargas permanentes e cargas móveis. O método não é válido para análise de estruturas com seção transversal fechada e considera as seguintes hipóteses simplificadoras:

- Todas as longarinas devem ter a mesma rigidez a flexão longitudinal;
- O cortante nas longarinas através da seção transversal deve ser auto equilibrado;
- A distribuição das V-Loads é linear na seção transversal.

De acordo com Fiechtl *et al.* (1987), o Método V-Load foi desenvolvido a partir do equilíbrio entre as longarinas e transversinas em pontes com tabuleiro de duas vigas, onde posteriormente o método foi adaptado para pontes com tabuleiro de múltiplas vigas. As cargas V-Loads são determinadas em função do raio de curvatura (**R**), da largura da ponte (**D**), e do espaçamento das transversinas posicionadas entre as longarinas (**d**). A Figura 2.24 mostra um trecho de ponte curva com duas longarinas e cinco transversinas espaçadas radialmente.

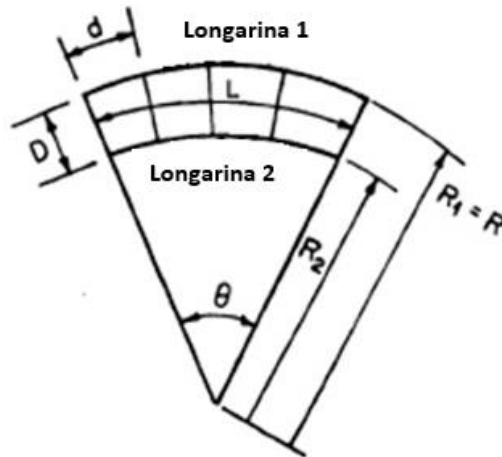


Figura 2.24 – Trecho de ponte curva com duas longarinas. Fonte: Adaptado de Fiechtl *et al.* (1987)

Considerando que M é o momento fletor atuante devido aos carregamentos externos aplicados e as seções das longarinas resistem a esse momento fletor inteiramente por forças longitudinais nas mesas, como mostra a Figura 2.25, a força em cada mesa da longarina 1 é M_1/h_1 , onde h_1 é a altura da longarina e M_1 é o momento fletor, conforme explicitado a seguir:

$$M_1 = F \cdot h_1 \quad (2.12)$$

$$F = \frac{M_1}{h_1} \quad (2.13)$$

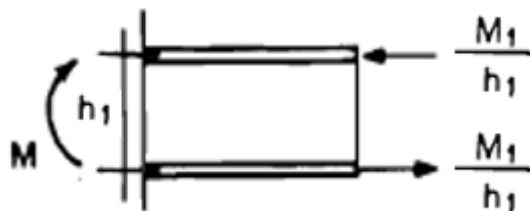


Figura 2.25 - Flexão longitudinal e forças na mesa da seção transversal de uma viga. Fonte: Fiechtl *et al.* (1987)

Entretanto, como as mesas das longarinas são curvas, as forças longitudinais devido a flexão em seções distintas não estão em equilíbrio. A Figura 2.26 mostra um trecho da longarina 1, entre as duas transversinas centrais, onde as forças longitudinais

na mesa superior das seções nas extremidades do trecho não são colineares. Para manter o equilíbrio radial da mesa, deve existir uma força na direção da transversina, que na Figura 2.26 é representada como H_1 . Forças similares devem ser desenvolvidas na mesa inferior da longarina.

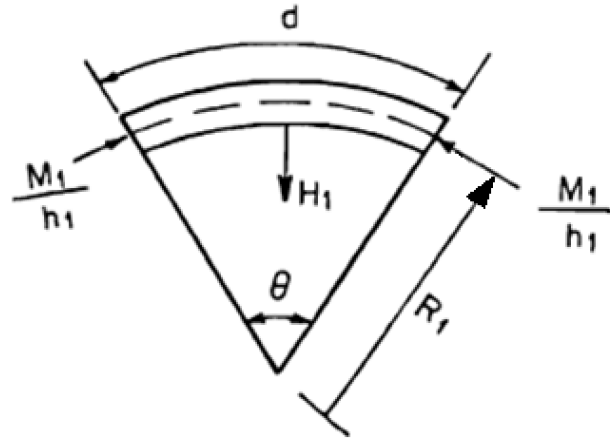


Figura 2.26 – Trecho entre transversinas com mesa superior da longarina submetida a momento fletor. Fonte: Fiechtl *et al.* (1987)

Para esclarecer melhor, a Figura 2.27 mostra um diagrama de corpo livre de uma transversina entre as longarinas. A força H_1 , que aparece na transversina é encontrada pelo equilíbrio ao longo do alinhamento radial na posição da transversina.

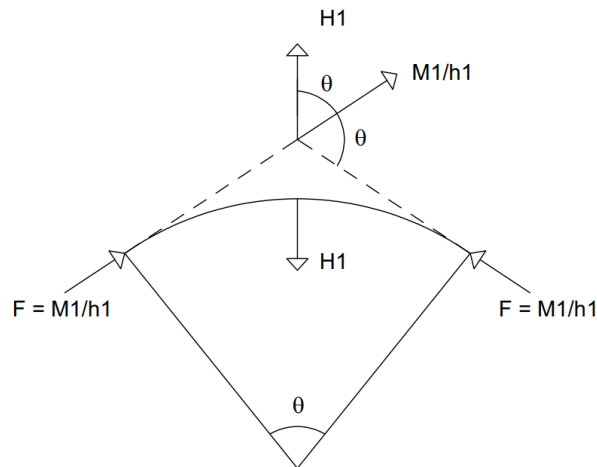


Figura 2.27 – Representação da projeção das forças atuantes em uma longarina. Fonte: Autor.

Assim, é possível fazer o equilíbrio de forças de acordo com a Figura 2.27, a força H_1 fica determinada por:

$$\cos \theta = \frac{H_1}{\frac{M_1}{h_1}} \quad (2.14)$$

$$H_1 = \frac{M_1}{h_1} \cdot \cos \theta \quad (2.15)$$

Para $\cos \theta = \theta$

$$H_1 = \frac{M_1 \cdot \theta}{h_1} \quad (2.16)$$

Nesse contexto, θ é o ângulo entre as transversinas adjacentes, que é assumido como pequeno para dedução da Equação (Figura 2.28).

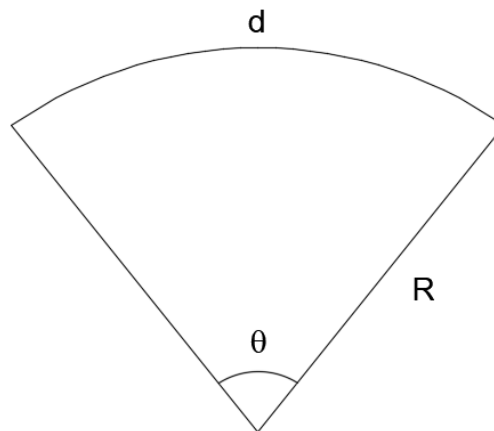


Figura 2.28 – Representação do comprimento de arco (d) entre as transversinas. Fonte: Autor

O comprimento (**d**) do setor circular é dado por:

$$d = \theta \cdot R \quad (2.17)$$

$$\theta = \frac{d}{R} \quad (2.18)$$

Assim, fazendo a substituição da Equação (2.18), do valor θ , na Equação (2.16), tem-se o valor de H_1 e por analogia o valor de H_2 :

$$H_1 = \frac{M_1 \cdot d_1}{h_1 \cdot R_1} \quad (2.19)$$

$$H_2 = \frac{M_2 \cdot d_2}{h_2 \cdot R_2} \quad (2.20)$$

Como se observa na Figura 2.29, as forças H_1 e H_2 terão sempre o mesmo sentido no nível da mesa superior e no nível da mesa inferior, e neste caso para que o equilíbrio da transversina seja estabelecido é necessário que apareçam forças cortantes (V) verticais nas transversinas.

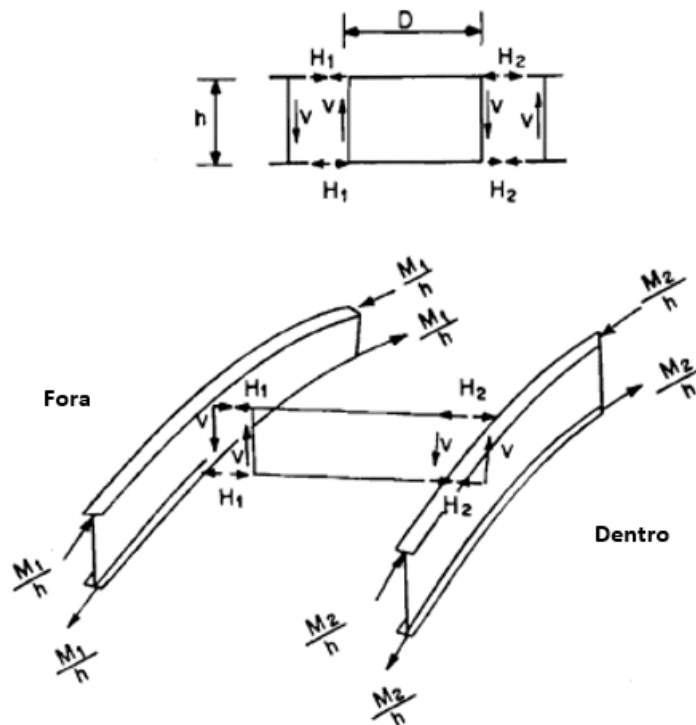


Figura 2.29 - Seção transversal da ponte com foco nas transversinas. Fonte: Adaptado de Fiechtl *et al.* (1987)

Conforme mostra a Figura 2.30-a existe um binário de forças horizontais, formado por H_1 e H_2 , gerando um momento fletor na transversina no sentido anti-horário ($M_{F.HORIZONTAL}$). Portanto, para que ocorra o equilíbrio dos esforços na transversina, conforme preconizado no Método V-Load, deve-se existir um momento fletor no sentido horário ($M_{F.CORTANTE}$) para que as Equações de equilíbrio sejam

atendidas. Este momento fletor é formado pela existência de um binário gerado pelas forças cortantes verticais na transversina (Figura 2.30-b).

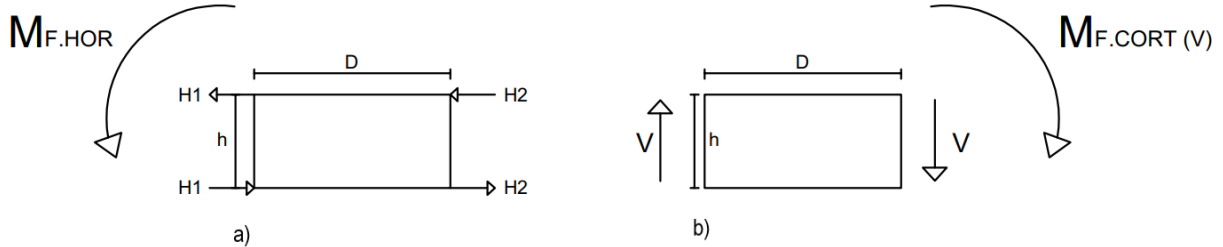


Figura 2.30 - Esforços atuantes na transversina. (a) Esforços horizontais gerando um momento fletor ($M_{F.HOR}$) no sentido horário. (b) Esforço cortante vertical gerando um momento fletor no sentido anti-horário. Fonte: Autor

Portanto, para que o equilíbrio seja satisfeito, faz-se:

$$M_{F.HOR} = M_{F.CORT} \quad (2.21)$$

$$(H_1 + H_2) \cdot h = V \cdot D \quad (2.22)$$

$$V = (H_1 + H_2) \cdot \frac{h}{D} \quad (2.23)$$

Considerando que as duas longarinas têm a mesma altura (h), logo (h_1) e (h_2) das Equações (2.19) e (2.20) é igual a (h), ou seja, $h=h_1=h_2$. Fazendo a substituição das Equações (2.19) e (2.20) na Equação (2.23), tem-se:

$$V = \frac{M_1 \frac{d_1}{R_1} + M_2 \frac{d_2}{R_2}}{D} \quad (2.24)$$

Da Equação (2.17), denota-se que, como o ângulo θ entre as transversinas tem valor numérico igual para ambas as longarinas 1 e 2, constata-se que:

$$\frac{d_1}{R_1} = \frac{d_2}{R_2} = \frac{d}{R} \quad (2.25)$$

Portanto substituindo na Equação (2.24), tem-se:

$$V = \frac{M_1 + M_2}{R \cdot D / d} \quad (2.26)$$

Os momentos fletores calculados devido às cargas externas (P-loads), aquelas que foram aplicadas a ponte, são chamados de “momentos primários” e serão denotadas por um índice “p”. Já os momentos fletores adicionais devido a curvatura, representadas pelas forças verticais, aqui denominadas de V-Loads, serão denotadas pelo índice “v”. Então na Equação 2.27 o momento fletor total é dado por:

$$M_1 = M_{1p} + M_{1v} \quad (2.27)$$

Portanto, para o caso analisado, têm-se duas contribuições para o momento fletor total em uma ponte curva, no qual podem ser separadas como:

$$M_1 = M_{1p} + M_{1v} \quad (2.28)$$

$$M_2 = M_{2p} + M_{2v} \quad (2.29)$$

Os momentos de flexão M_1 e M_2 são os momentos nas vigas 1 e 2, devido às cargas aplicadas (P-loads) e as forças adicionais à curvatura (V-Loads), respectivamente.

É aplicação comum do Método V-Load, quando aplicado a negligência do efeito da curvatura, associar proporcionalmente os momentos de flexão produzidos pelas forças concentradas V-Loads com os respectivos comprimentos dos vãos das vigas (L1) e (L2), conforme Equação 2.30

$$\frac{M_{2v}}{L_2} = -\frac{M_{1v}}{L_1} \rightarrow M_{2v} = -\frac{M_{1v}}{L_1} \cdot L_2 \quad (2.30)$$

Onde há mudança no sinal indica que as cargas V-Loads atuam na direção oposta nas duas vigas longitudinais. Realizando o somatório de M_1 e M_2 e substituindo a razão da Equação 2.30 na Equação 2.31, tem-se a equação 2.32:

$$M_{total} = M_1 + M_2 = M_{1p} + M_{1v} + M_{2p} + M_{2v} \quad (2.31)$$

$$M_{total} = M_{1p} + M_{2p} \cdot \left(1 - \frac{L_2}{L_1}\right) \quad (2.32)$$

Como a relação $\frac{L_2}{L_1}$ é geralmente próxima de 1, logo $\left(1 - \frac{L_2}{L_1}\right)$ é um valor muito pequeno. Conseqüentemente, os momentos totais de flexão podem ser aproximados apenas pelas cargas P-Loads.

$$M_{total(p)} = M_{1p} + M_{2p} \quad (2.33)$$

Com esta simplificação, a Equação 2.26 que determina a magnitude da carga V-Load fica também, apenas, em função dos momentos das cargas externas (P-Load). Portanto, carga V-Load atuante na viga externa, nos locais do diafragma é denotada na Equação 2.26.

De acordo com Monzon *et al.* (2014), para pontes com 3 ou mais longarinas, a mesma metodologia pode ser adotada, mas deve ser realizada a soma dos momentos devido as cargas aplicadas, com a adição de um coeficiente que depende do número de longarinas. A carga correspondente a V-Load é calculada através da Equação 2.34.

$$V = \frac{\sum_{i=1}^{Ng} M_p}{C \cdot R \cdot D} \cdot d \quad (2.34)$$

Na Equação 2.34, **D** é a distância entre o eixo da longarina interna e o da longarina externa, **R** é o raio, **d** é o espaçamento entre os contraventamentos ou transversinas ao longo do arco na posição da viga externa e **C** é o coeficiente que considera a distribuição linear de V-Loads de acordo com a quantidade de longarinas **Ng** na seção transversal. (Figura 2.30)

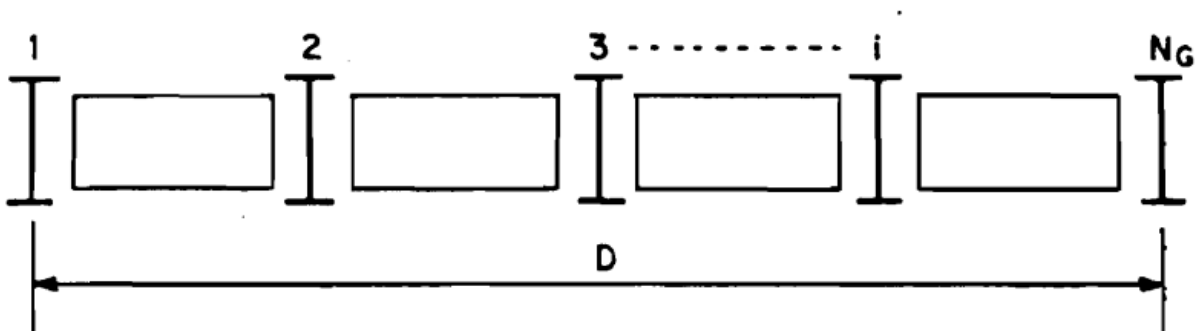


Figura 2.30 - Seção transversal de ponte com múltiplas vigas. Fonte: Adaptado de Fiechtl *et al.* (1987)

C - Coeficiente V-loads	
N_g - Numero de vigas	C
2	1.0000
3	1.0000
4	1.1111
5	1.2500
6	1.4000
7	1.5556
8	1.7143

Tabela 2.1 – Coeficiente C para aplicação na Equação 2.34. Adaptado de Fiechtl *et al.* (1987).

Os autores supracitados utilizaram o Método V-Load para análise estrutural de uma ponte curva mista de aço e concreto e comparou os resultados obtidos dos esforços de dimensionamento nas longarinas apenas com relação às cargas permanentes.

Fiechtl *et al.* (1987) *apud* Rebouças (2017) verificaram a adoção do método para análise pontes curvas em diversas configurações de geometria, incluindo raios diferentes e esconsidade nos apoios. Para todos esses casos, foram verificadas as envoltórias de momento fletor devido à carga móvel, concluindo que o método deve ser adotado para análises aproximadas de pontes com curvatura pouco acentuada.

Os estudos vêm mostrando que esse método é relativamente preciso para cargas permanentes, mas para cargas móveis apresenta resultados razoáveis para vigas externas, visto que a precisão é largamente afetada pelos fatores de distribuição lateral assumidos no Método V-Load. Devido a isso, muitos projetistas vêm utilizando esse método analítico apenas para pré-dimensionamento, ou para pontes em que o efeito das cargas móveis é pouco relevante.

2.5.1.2.1. Método M/R

De acordo com Chong (2012) *apud* Rebouças (2017), o método é uma ferramenta simplificada para estimar apenas os efeitos de torção devido a curvatura em vigas de seção celular. Ele foi introduzido por Tung & Fountain (1970) e pode ser utilizado para vigas de vão simples e contínuas, desde que se adote algumas hipóteses simplificadoras.

Segundo Tung & Fountain (1970) *apud* Rebouças (2017), o método só deve ser utilizado para pontes com ângulo central de até 30° e relação de rigidez a flexão por rigidez a torção de no máximo 2,5. Dentro desses limites, para pontes submetidas apenas a carregamentos normais ao plano horizontal, os autores consideram que é possível fazer uma análise desacoplada de momento fletor e momento de torção para a ponte, já que o valor do raio de curvatura (**R**) se torna muito grande e a parcela de torção pode ser desprezada.

No entanto, como nesta pesquisa serão abordadas apenas estruturas em seção transversal aberta, concebidas por vigas curvas pré-moldadas em formato I e por vigas curvas moldadas *in loco* com formato I, limita-se, portanto, à utilização apenas do método aproximado V-Load, visto que o método M/R tem utilização recomendada apenas para pontes curvas em seção fechada, como nas pontes em caixão.

2.5.2 Método de análise em duas dimensões

2.5.2.1 Método da analogia de grelha

Trata-se de um modelo direcionado para análise estrutural de estruturas planas (2D), no qual é baseado na substituição de um pavimento por uma grelha equivalente, onde os elementos da mesma (barras da grelha equivalente) passam a representar os elementos estruturais do pavimento (lajes e vigas), este processo permite reproduzir o comportamento estrutural de pavimentos com praticamente qualquer geometria, seja ele composto de lajes de concreto armado maciças, com ou sem vigas, ou então de lajes nervuradas.

Conforme Park & Gamble (1980) *apud* Jovem (2017), a substituição de uma laje por uma série de vigas ortogonais que se cruzam, é provavelmente o mais antigo dos procedimentos. Os momentos fletores assim calculados podem diferir consideravelmente da distribuição verdadeira da teoria elástica devido à omissão dos momentos de torção atuantes em cada elemento da laje, que é comparável a omissão do termo cruzado da equação diferencial de equilíbrio das lajes.

Cada barra do modelo possui uma seção [área (A), inércias (I)] e um Material [módulos de elasticidade longitudinal (E) e transversal (G)], que são definidos de acordo com a geometria (seção transversal) e o material (concreto ou aço) das vigas longarinas, transversinas e lajes.

Em cada interseção entre as barras é definido um nó que possui três graus de liberdade (uma translação com duas rotações), possibilitando a obtenção dos deslocamentos e esforços (força cortante, momento fletor e torção), oriundos da aplicação de ações verticais, em todas as vigas do pavimento, bem como a carga nos pilares por meio das reações de apoio. (Figura 2.31)

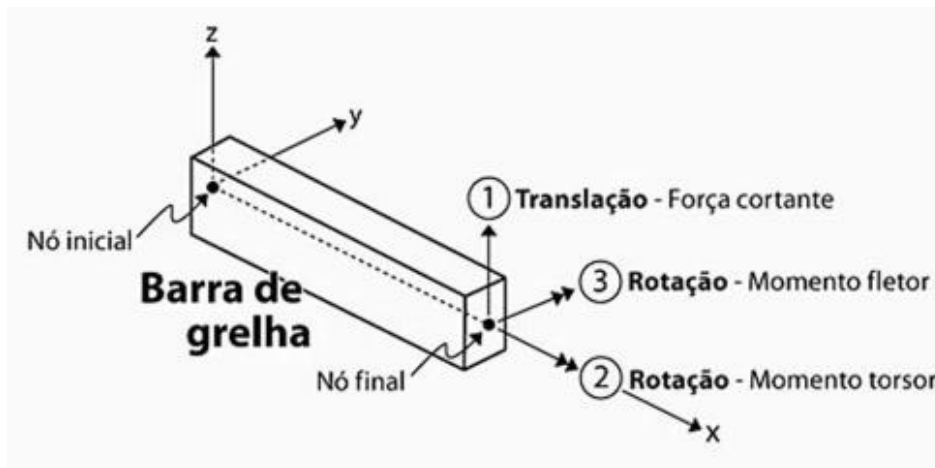


Figura 2.31 – Representação dos três graus de liberdade de um elemento da grelha. Fonte: Kimura (2007)

Nesse modelo, a interação entre todas as lajes e vigas da superestrutura da ponte é considerada de forma bastante precisa. Para analisar o tabuleiro através do processo de analogia de grelha deve-se dividir a laje que o compõe em um número adequado de faixas (discretização), as quais terão larguras dependentes da geometria

e das dimensões da ponte (Figura 2.32). Considerando que, assim como as vigas, estas faixas possam ser substituídas por elementos estruturais de barras exatamente nos seus eixos, obtém-se então uma grelha equivalente que passa a representar o conjunto estrutural (viga-laje do tabuleiro).

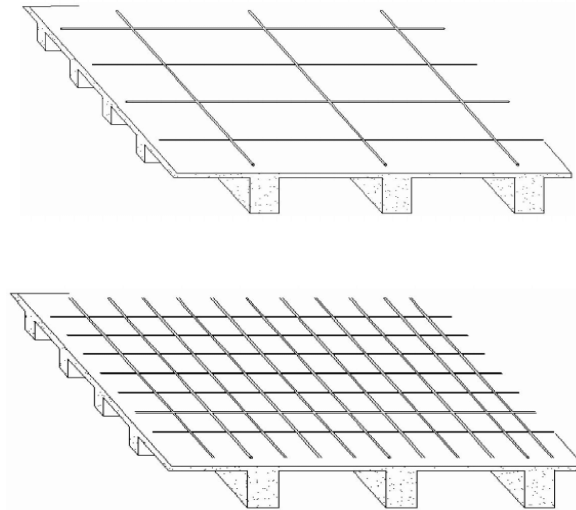


Figura 2.32 – Representação de uma malha da grelha formada por vigas e lajes. Fonte: Figueiredo *et al.* (2010)

Quanto aos carregamentos, considera-se que as cargas permanentes atuantes na ponte se dividem entre as barras da grelha equivalente, de acordo com a área de influência de cada uma. Já com relação às cargas móveis, representada pelo trem-tipo normatizado, as mesmas são aplicadas após a obtenção dos coeficientes de repartição transversal de carga, admitindo na sua obtenção, rigidez equivalente à flexão e torção da malha formada pelo conjunto longarina-transversina, representadas por barras, baseadas na hipótese de viga.

O Método de Analogia de Grelha (*“grillage or grid analysis”*) tem sido utilizado pelos engenheiros de pontes desde o início dos anos 80. Jategaonkar *et al.* (1985) afirma que possivelmente esse método ainda é a abordagem simplificada mais comumente utilizada para a análise de pontes atualmente.

Segundo Alawneh (2013), o método é capaz de modelar características geométricas importantes, como curvatura horizontal e apoios inclinados ou esconsos. No método de grelha 2D, as vigas geralmente são analisadas como elementos de barra

com dois nós por elemento e três graus de liberdade (DOF) por nó: dois rotacionais, que capturam a flexão do eixo principal (DOF 2 e 5) e repostas torcionais (DOF 3 e 6) e uma translacional (DOF 1 e 4) que captura os deslocamentos normais ao plano que contém a grelha (Figura 2.38).

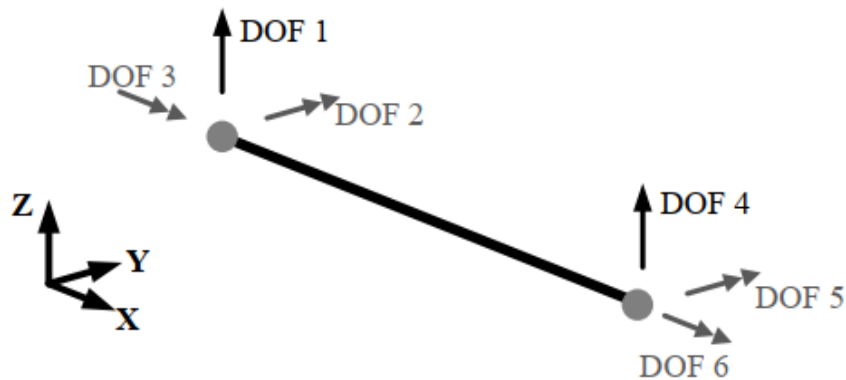


Figura 2.33 - Representação esquemática do elemento de dois nós implementado em *softwares* de computador para análise de grelha 2D de viga de pontes. Fonte: Chong (2012)

De acordo com Alawneh (2013) todas as longarinas, transversinas, lajes e aparelhos de apoios são modelados em suas linhas centrais no plano da estrutura, e todos esses componentes são considerados como localizados em um plano horizontal comum e conectados juntos nesta mesma elevação comum. Portanto, as excentricidades e a profundidades dos elementos são ignorados, o que significa que todos os elementos da superestrutura são modelados na mesma elevação. Esta modelagem é denominada grelha plana (grade 2D). Vale salientar que a espessura das barras da grelha representa sua rigidez, isto é, barras mais espessas com maior rigidez e barras menos espessas com rigidez reduzida (Figura 2.33).

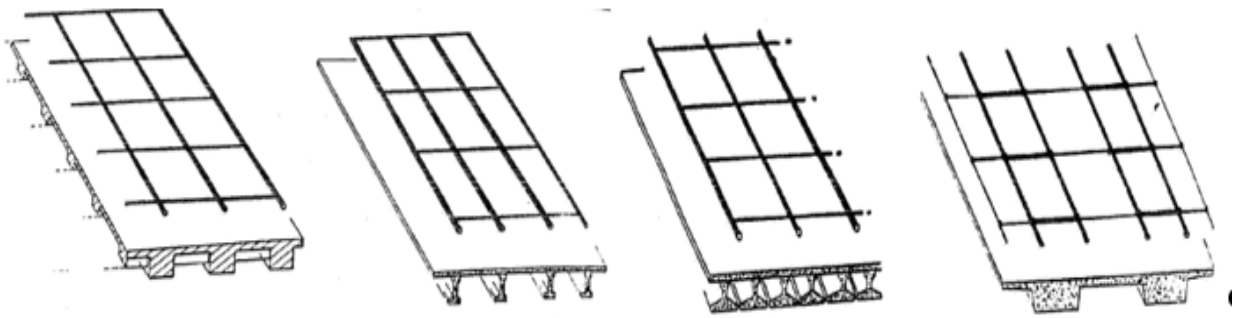


Figura 2.34 – Analogia da grelha para vários tipos de tabuleiros com barras de diferentes rigidezes. Fonte: Adaptado de Hambly (1991).

A inércia à flexão de cada barra é calculada sobre a linha neutra da seção representada nas Figura 2.34 e figura 3.35. Segundo Hambly (1991) a linha neutra das barras internas está numa altura diferente das barras externas, este efeito é ignorado no cálculo do método até então apresentado.

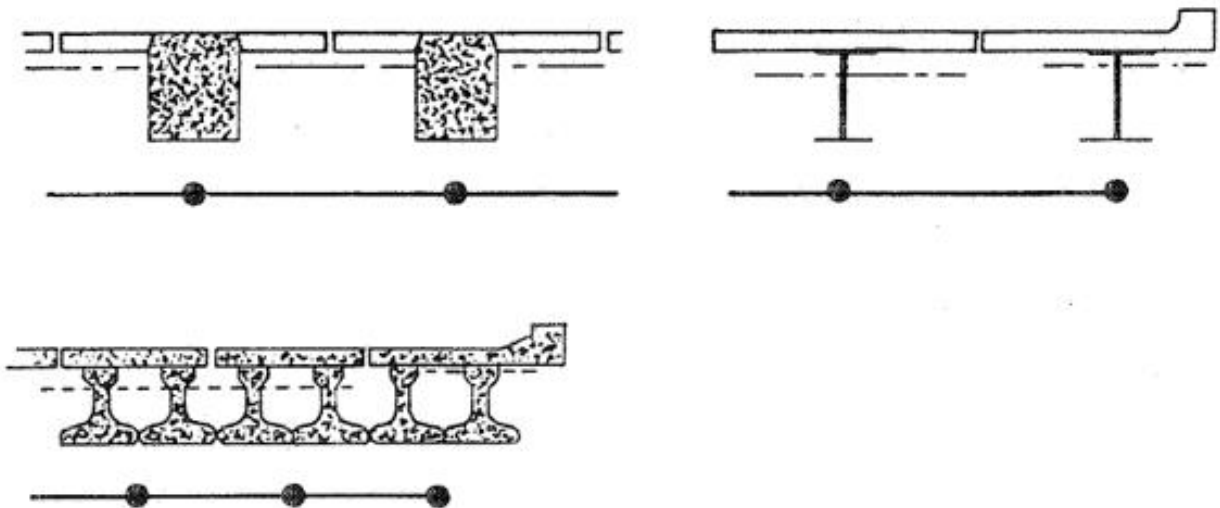


Figura 2.35 – Posicionamento das barras longitudinais de grelha no centroide do tabuleiro. Fonte: Adaptado de Hambly (1991)

No entanto, segundo Alawneh (2013), é possível modificar a abordagem básica da grelha plana (*grade 2D*) para obter uma melhor aproximação ao comportamento do sistema, incluindo graus adicionais de liberdade ou adicionando excentricidades em alguns elementos. Quando graus adicionais de liberdade são incluídos, o método passa a ser denominado como modelo de barras 2D (*2D-Frame*). Um modelo de barras 2D

(*2D-Frame*) utiliza seis graus de liberdade em cada nó, mas todos os elementos ainda são modelados no mesmo plano. Essa abordagem geralmente é utilizada em *softwares* de análise estrutural. Vale salientar que os deslocamentos em cada um dos três graus de liberdade adicionais por nó são todos zeros no modelo de barras 2D (*2D-Frame*) e, portanto, os resultados são teoricamente idênticos aos do modelo básico de grelha 2D (*grade 2D*). Portanto, esse modelo também pode ser denominado de abordagem de grelha 2D (*grade 2D*).

Ao se modelar uma excentricidade adicional da laje de uma ponte e incluir um modelo de casca (*shell model*) na mesma, o procedimento passa a ser denominado como Modelo de Placa e Barra Excêntrica (*Plate and Eccentric Beam ou PEB*). Um modelo PEB fornece uma representação específica tanto da elevação da linha central das vigas, quanto da elevação real da laje de uma ponte. Portanto, o tabuleiro da superestrutura é modelado usando o Método dos Elementos Finitos (MEF) com o elemento de casca e as vigas são modeladas com elementos de barras, deslocadas em relação a laje e tendo seis graus de liberdade por nó. Segundo Alawneh (2013), a abordagem PEB fornece benefícios substanciais para a análise das cargas móveis, uma vez que a superfície da laje é modelada por elementos de casca, mantendo assim, um número relativamente pequeno de graus de liberdade no modelo.

O cálculo das rigidezes de cada barra é definido de acordo com a geometria da seção que ela representa, sem nenhuma fissuração ou análise de 2ª ordem. Assim, de acordo com Barker & Puckett (2014), o método fornece resultados de distribuição de carga razoáveis dependendo da discretização utilizada, entre outras vantagens tais como:

- os resultados podem ser facilmente interpretados e o equilíbrio é checado de modo simples através dos diagramas de corpo livre de cada elemento do sistema;
- a maioria dos engenheiros está familiarizado com a análise estrutural de barras.

Entretanto, Barker & Puckett (2014) apresentam algumas desvantagens citadas como:

- para obter boas soluções, o método necessita de experiência na discretização, pois o refinamento da malha depende da concepção de cada engenheiro;
- a definição das propriedades da seção transversal de cada barra necessita de bom conhecimento sobre a modelagem.

Para evitar alguns desses problemas e obter resultados mais precisos, Hambly (1991) sugere algumas técnicas de modelagem de grelhas relatadas como:

- posicionar os elementos de viga ao longo dos alinhamentos mais rígidos do tabuleiro, como paralelos as longarinas e ao longo das linhas de protensão;
- o número total de elementos pode variar largamente. Se a ponte for curta, é possível colocar apenas um elemento longitudinal, fazendo-a se comportar como um modelo 1D ou utilizam-se diversos elementos longitudinais representado as longarinas e as barras de laje para tabuleiros mais largos. Os elementos podem ser espaçados de duas a três vezes a espessura da laje para fornecer bons resultados;
- os espaçamentos dos elementos transversais devem ser suficientemente pequenos para distribuir o efeito da carga concentrada das rodas e reações.

2.5.3 Método de análise em três dimensões

2.5.3.1 Método dos elementos finitos

Uma Análise de Elementos Finitos 3D (*Finite Element Analysis ou FEA*) é uma análise em que uma estrutura é modelada totalmente em três dimensões e todos seus componentes são representados em suas localizações geométricas físicas nominais usando suas dimensões físicas nominais.

Conforme Caltrans (2019), o Método dos Elementos Finitos (MEF) (*Finite Element Analysis ou FEA*) é uma análise matemática que consiste na fragmentação de um meio contínuo em pequenos elementos considerando a estrutura como um todo,

sem que haja alteração das propriedades do meio original. Esses elementos são descritos por equações diferenciais e resolvidos por modelos matemáticos, para que sejam obtidos os resultados desejados. Como as equações do elemento governam o modelo e condicionam os resultados, é importante que os projetistas tenham uma compreensão justa das suposições inerentes a esses elementos. Somente com o advento dos computadores a sua viabilização tornou-se possível, facilitando a resolução das enormes equações algébricas.

Segundo Kim *et al.* (2016), a análise utilizando o Método dos Elementos Finitos (MEF) tem o objetivo obter a resposta de uma determinada estrutura com condições de contorno definidas, submetidas a certo conjunto de cargas.

O Método dos Elementos Finitos (MEF) é conhecido por ter larga aplicação, mas segundo Fu & Wang (2015), ao aplicar o método para análise de estruturas de pontes, é preciso definir com precisão que tipos de elementos serão utilizados no modelo, quando um modelo 2D é suficiente e quando um modelo 3D é necessário e, como interpretar os resultados fornecidos pelo método corretamente.

Com base nas principais concepções estruturais atualmente desenvolvidas em pontes, existem diferentes tipos de elementos finitos disponíveis, cada qual com sua formulação particular e forma espacial (elementos finitos lineares, bidimensionais e tridimensionais), que podem ser utilizáveis para análise estrutural desse tipo de estrutura. A principal diferença entre esses tipos de elementos está em seus graus de liberdade e, portanto, uma escolha adequada requer uma suposição razoável do comportamento estrutural. Dentre os principais elementos finitos aplicáveis na engenharia estrutural, sobretudo em pontes, podem-se destacar os seguintes:

- a) Elementos de Treliça (*truss element*): Assume comportamento resistente apenas às forças axiais. É geralmente utilizado para modelar treliças (treliças de pontes) e estruturas espaciais (cúpulas, abóbadas, etc.);
- b) Elementos de Barra (*frame element*): Assume comportamento resistente às forças axiais, momentos fletores e torçores. É geralmente utilizado para modelar vigas e pilares de pontes;

- c) Elemento de Placa (*plate element*): é utilizado para modelar estruturas planas cujo mecanismo resistente pode ser assumido como sendo predominantemente de flexão. Elementos de placa só consideram solicitações atuantes no plano; isso significa que tensões fora do plano, como o efeito de membrana, não é considerado. O elemento placa é um caso especial de elemento de casca, mas sem resistência de membrana;
- d) Elemento de Casca (*shell element*): É utilizado para modelar solicitações no plano e fora do plano, cujo mecanismo resistente é subdividido em três teorias, da flexão, cisalhamento e da membrana;
- e) Elemento Sólido (*solid element*): É utilizado para modelar estruturas e sólidos tridimensionais. Elementos sólidos são usados na avaliação dos principais estados de tensão em regiões de junção ou geometrias complexas. Apesar de mais precisos, não são comumente utilizados na modelagem de pontes, visto o seu custo computacional elevado.

Fu & Wang (2015) 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. Sobre esse aspecto, Cavalcante (2016) afirma que a modelagem deve ser feita em 3D, mas discretizada utilizando elementos bidimensionais, pois o emprego de elementos finitos de três dimensões é inviável para modelagem de grandes estruturas, devido à alta demanda por processamento computacional e consumo de memória.

2.6 Fatores de distribuição de esforços

De acordo com Cho *et al.* (2014), o conceito dos fatores de distribuição foram introduzidos por Westergaard (1930) e por Newmark (1948), mas só foi incluído na AASHTO no início dos anos 90. Barker & Puckett (2014) afirmam que, inicialmente, o

fator de distribuição foi definido apenas para ponte com traçado longitudinal retilíneo e podia ser calculado através da seguinte relação:

$$g(S - OVER) = \frac{S}{D} \quad (2.35)$$

Em que **S** representava o espaçamento entre as longarinas (em pés) e **D** uma constante que dependia do tipo da ponte e do número de linhas de carga. Posteriormente, **g** seria multiplicado aos esforços simplificados para obter o resultado final. Este fator de distribuição de carga empírica sobreviveu desde 1931 com mudanças mínimas (Zokaie, 1991) e é algumas vezes referida como a equação “s-over”. Tal equação forneceu aos projetistas um método muito simples para distribuição de carga, mas a faixa de aplicabilidade era limitada. O método original de distribuição foi proposto para vãos simples, relativamente curtos e com pequeno espaçamento entre vigas. Também é importante notar que o fator de distribuição da equação “s-over” é para apenas uma linha de roda, ou seja, metade do peso do eixo, em vez de um caminhão inteiro.

Entretanto, Zokaie *et al.* (1991) mostraram que essa formulação fornecia valores de esforços internos menores que o esperado para pontes com espaçamento lateral entre longarinas pequeno e superestimava os valores de esforços internos para aquelas pontes com maior espaçamento entre as longarinas. Em vista disso, Zokaie *et al.* (1991) desenvolveram formulações novas para diversos tipos de pontes retas, que são a essência dos fatores de distribuição de carga introduzidos na AASHTO LFRD (1994) e até hoje utilizados para projetos de pontes e viadutos.

Segundo Fu & Wang (2015), as alterações feitas por Zokaie *et al.* (1991) incluíram diversos fatores que não haviam sido contemplados nas primeiras formulações da norma americana. Os principais parâmetros incluídos foram: espessura do tabuleiro, comprimento do vão, altura da viga e número de vigas.

Os problemas observados com a metodologia excessivamente simplificada na especificação AASHTO LFD levaram a um estudo do *National Cooperative Highway Research Program (NCHRP) 12-26*, intitulado “Distribuição de cargas móveis em pontes

rodoviárias”, a fim de para desenvolver melhores métodos de distribuição de carga lateral.

Segundo Harris (2007), esses parâmetros-chaves foram então incorporados no desenvolvimento de equações empíricas simplificadas para a previsão da distribuição de carga lateral e foram formulados estatisticamente com base na contribuição relativa dos mesmos. As formulações finais renderam equações diferentes para vigas nas solicitações de cisalhamento, momentos fletores, vigas internas e externas, além da inclusão de correções para pontes curvas e esconsas. As recomendações do estudo para os fatores de distribuição das cargas móveis foram incorporadas na especificação AASHTO LRFD com pequenos ajustes e estão vigentes atualmente na AASHTO LRFD (2014), item 4.6.2.2.2, onde poderão ser encontradas as equações analíticas simplificadas, bem como suas limitações de aplicação.

Entretanto, segundo Harris (2007), o fator de distribuição das cargas móveis, pode ser determinado 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.

Então, de acordo com Barker & Puckett (2014), pela definição concebida aos fatores, o fator de distribuição de esforço interno é definido através da relação entre o esforço interno, 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 2.35. Nas duas situações a ponte deverá ser submetida ao mesmo carregamento.

$$FD = \frac{M_{refinado}}{M_{1D}} \quad (2.36)$$

Desse modo, 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 (Equação 2.36), 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.

$$M_{refinado} = FD \cdot M_{1D} \quad (2.37)$$

Em síntese, conforme Rebouças (2017), o principal objetivo desses fatores é fornecer aos projetistas maneiras de avaliar a distribuição de carga nas pontes sem a necessidade de elaborar um modelo refinado de análise utilizando, por exemplo, o método dos elementos finitos, o que demandaria um elevado tempo computacional.

Contudo, essa metodologia possui algumas limitações. Assim, segundo a AASHTO LRFD (2014), ela só pode ser utilizada em sistemas estruturais de pontes com as seguintes características:

- i. Largura da laje constante;
- ii. Número mínimo de 4 longarinas;
- iii. Longarinas paralelas e com aproximadamente a mesma rigidez;
- iv. Os balanços da seção transversal não podem exceder 910 mm;
- v. Ângulo de curvatura no plano menor ou igual a 12°;
- vi. Seção transversal de acordo com uma das apresentadas na tabela 4.6.2.2.1-1 da AASHTO LRFD (2014).

Percebe-se através das recomendações supracitadas que o método praticado pela AASHTO LRFD (2014) só pode ser utilizado para pontes com geometria no plano praticamente reta, uma vez que o ângulo de curvatura apresentado acima fornece raios muito grandes. Isso ocorre porque os fatores de distribuição de carga adotados pela AASHTO foram definidos através do estudo em pontes retas e muitas vezes algumas características básicas inerentes às pontes curvas não são captadas ao utilizar esses fatores.

Apesar disso, Cho *et al.* (2014) destacam que muitos projetistas utilizaram essa metodologia para calcular pontes curvas e alguns problemas de fissuração em longarinas foram identificados.

Ademais, para alguns casos específicos como o de pontes com seção celular e alta rigidez a torção, a AASHTO LRFD (2014) permite a utilização de um modelo 1D de análise para cálculo dos esforços internos totais da ponte, bem como a divisão de sua forma geométrica em segmentos retos para ângulos centrais de até 34°.

Por isso, Chong (2012) ressalta que as pontes curvas são sistemas complexos que exigem um entendimento avançado do comportamento de vários componentes. Portanto é mais adequado utilizar tanto a modelagem 1D como os fatores de distribuição de carga atuais fornecido pela norma americana, apenas para pré-dimensionamento, já que a própria norma não apresenta nenhuma metodologia de determinação de fatores de distribuição de carga específica para pontes curvas com ângulo central maior que 12° em pontes com vigas e que 34° em pontes de seção celular. Devido a essas limitações, a AASHTO LRFD (2014) em sua seção 4.6.1 recomenda que os seus fatores de distribuição de carga sejam utilizados para calcular apenas o momento fletor no eixo principal de inércia e o esforço cortante correspondente ao longo da estrutura, sendo os efeitos da curvatura analisados através de outra técnica mais apropriada.

2.7 Concepção Estrutural em Pontes Curvas

A concepção estrutural em pontes busca atender a diversas variáveis inerentes ao comportamento da estrutura, de modo a obter um resultado coeso e equilibrado de todas as incógnitas, visando a garantia da segurança e durabilidade.

Existem diversos tipos de geometrias. Os métodos construtivos e materiais que podem ser utilizáveis no projeto de pontes, sobretudo nas pontes com traçado horizontal curvo, necessitam de uma seção transversal que possa garantir elevada rigidez a torção (superar as solicitações cisalhantes ocasionadas pela curvatura) aliada à elevada rigidez a flexão (superar as solicitações normais para vencer o vão livre).

O sistema estrutural mais usual nas pontes existentes no Brasil é o tabuleiro em vigas de concreto armado ou protendido, perfazendo 94% da totalidade dessas estruturas, conforme informações do CNT (2017). Outrossim, no Brasil, conforme pesquisa apresentada em Vasconcelos (2012), no tocante a pontes curvas, grande totalidade dessas estruturas construídas são em concreto armado, com seção transversal aberta e concebidas por longarinas de seção T ou I retas, apesar de alguns projetos recentes utilizarem seções celulares.

Conforme Lin & Yoda (2010) destaca-se que na maior parte das pontes curvas é escolhida uma seção transversal em vigas “T” (*I-Girders*) ou no formato de células fechadas, as chamadas seções “caixão” (*Box Girders*), e sugerem uma indicação de seção transversal de acordo com o raio de curvatura e o comprimento do vão, que pode ser visualizada na Figura 2.36.

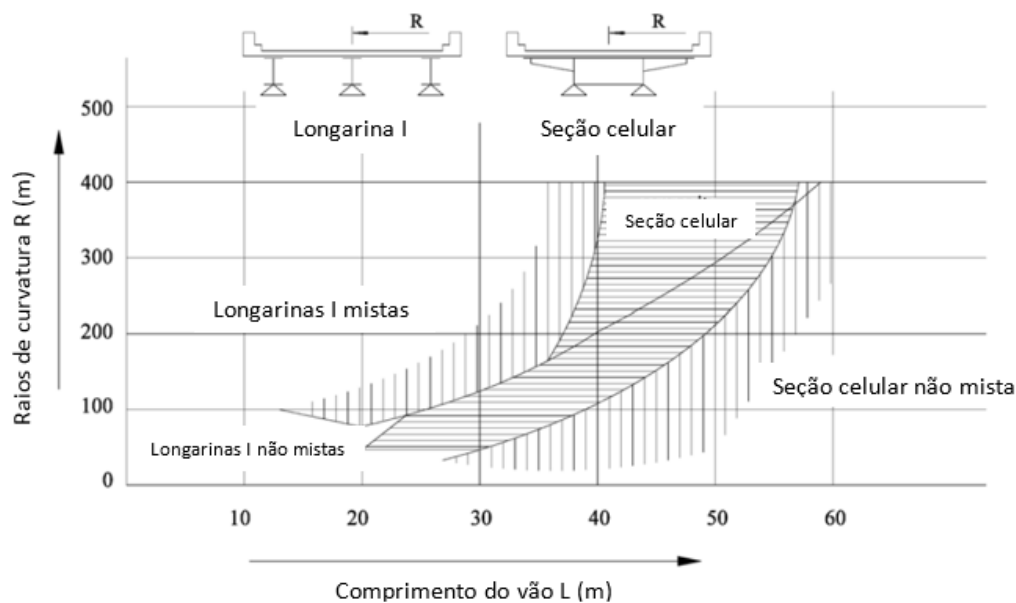


Figura 2.36 - Seleção de seção transversal de pontes curvas. Fonte: Adaptado de Nagoya Expressway Corporation (1984) *apud* Lin & Yoda (2010)

Conforme a Figura 2.36, ao se avaliar a relação entre as duas variáveis (R,L) constata-se que a relação curvatura (Equação 2.37) possui uma tendência classificada como uma relação linear positiva, no qual a medida que se eleva essa relação ocorre uma tendência de indicação para uma seção transversal celular, contudo entretanto na

situação inversa, para quando da redução da relação curvatura, existe uma tendência de indicação para seção transversal aberta I.

$$\text{Grau de curvatura} = \frac{L}{R} \quad (2.38)$$

2.7.1 Pontes de Seção Aberta

2.7.1.1 Pontes em Vigas com Seção T

Esse tipo de seção transversal é composto por duas ou mais longarinas ligadas monoliticamente em seu topo através de uma laje contínua de pequena espessura. De acordo com Fu & Wang (2015), as longarinas são geralmente espaçadas de 2 a 4 metros e compostas de aço, concreto armado moldado *in loco* ou pré-moldado, como se visualiza na Figura 2.37.

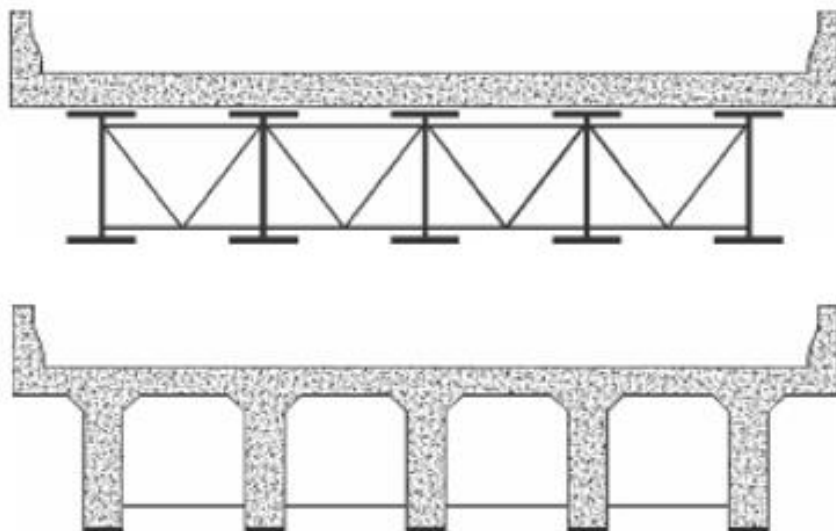


Figura 2.37 - Seções transversais em vigas T. Fonte: Fu & Wang (2015)

Na transferência longitudinal de carga aos apoios, a laje atua junto com as vigas como mesa colaborante. Ao mesmo tempo, a deflexão da viga mais carregada flexiona a laje transversalmente. Assim, ela então transfere e compartilha essa carga para as longarinas vizinhas. Às vezes, essa distribuição de carga é auxiliada pela inserção de transversinas posicionadas ao longo do vão.

Desse modo o comportamento do tabuleiro fica mais próximo de um tabuleiro em grelha. Essa é uma grande vantagem da utilização de transversinas, visto que é possível adotar uma laje mais fina, mas que tem a rigidez necessária para transferir as cargas. Entretanto, novos estudos precisam ser feitos a fim de averiguar a eficiência da utilização dessas transversinas visto que sua construção requer dificuldade de execução no local.

Tabuleiros em lajes e vigas podem ser analisados com ajuda de *softwares* de computador que utilizam Analogia de Grelhas ou Método dos Elementos Finitos (MEF). Como os tabuleiros em laje, esses métodos têm precisão aceitável para projeto. Hambly (1991) afirma que o comportamento desse tipo de ponte sem transversinas de meio de vão pode ser pensado como a combinação de vigas com vãos longitudinais ligadas a uma laje superior de vão transversal.

Para a flexão longitudinal, a laje atua como mesa colaborante das vigas, e o tabuleiro pode ser pensado como um conjunto de vigas T conectadas ao longo das faces de suas mesas. Uma vez que a laje tem uma rigidez a flexão pequena em relação as vigas, ela flexiona com mais curvatura transversal do que longitudinal, e no vão entre as vigas se comporta como um grande número de faixas transversais. É geralmente possível superpor os momentos devido à dispersão bidimensional da carga concentrada em momentos transversais na laje relacionados a deflexões relativas e rotações das vigas.

A Figura 2.38 mostra um elemento de tabuleiro resistindo a uma carga dW . A viga sofre o momento M_x , o cortante S_x e a torção T_x , enquanto a laje efetivamente só sofre o momento transversal m_y e o cortante s_y , por unidade de largura da laje.

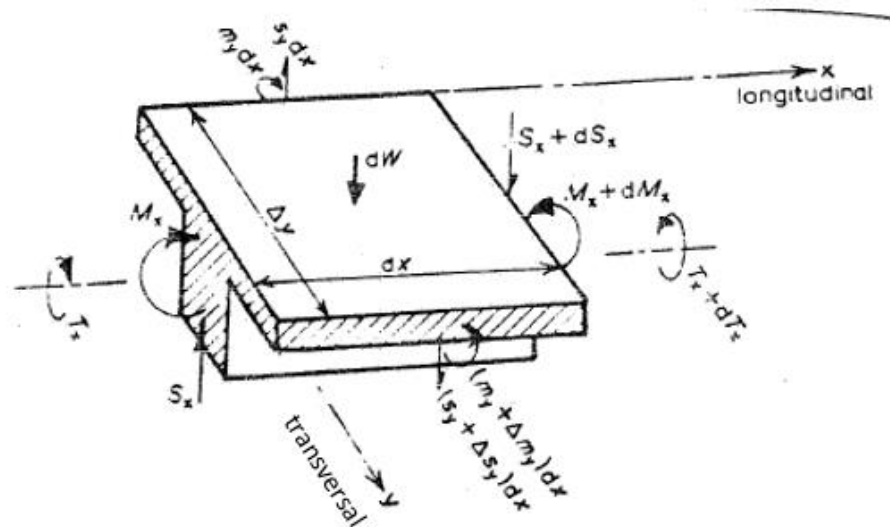


Figura 2.38 – Elemento de tabuleiro em laje e vigas. Fonte: Adaptado de Hambly (1991)

A torção na laje foi omitida, uma vez que é relativamente pequena em uma laje fina. Se as vigas tiverem seções I muito finas, sua rigidez torcional é também muito pequena, então T_x é praticamente zero. A laje é então similar a uma viga transversal apoiada em apoios elásticos. Entretanto, se as vigas tiverem alta rigidez a torção, T_x é significativa e os momentos na laje são descontínuos em cima das vigas.

Já quando um tabuleiro tem vigas transversais como a Figura 2.39, as forças são as seguintes:

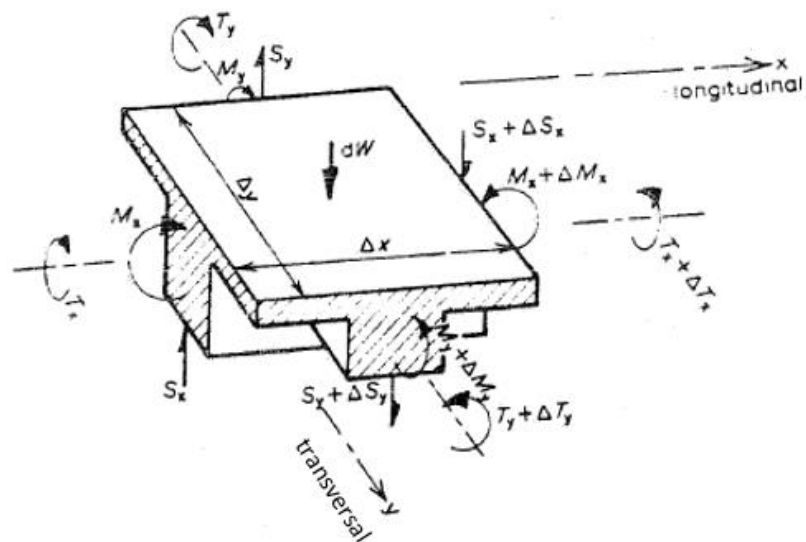


Figura 2.39 - Elemento de tabuleiro em grelha ou tabuleiro em vigas e laje com transversina. Fonte: Adaptado de Hambly (1991)

Nesse caso, surge um esforço de torção na direção transversal, devido a inserção de transversinas que possuem rigidez a torção superior à da laje. É importante destacar que essas torções, transversal e longitudinal, não são iguais e elas dependem da posição de aplicação das solicitações e das rigidezes dos elementos estruturais nas duas direções.

2.7.1.2 Longarinas retas com lajes curvas

Os estudos sobre análise, dimensionamento e construção desse tipo de ponte já são bastante difundidos no meio técnico. A distribuição de carga já está incorporada em diversas normas internacionais, como a AASHTO LRFD (2014). Assim, conhecendo esta distribuição, os elementos estruturais podem ser dimensionados separadamente, aplicando carregamentos já padronizados e recomendações de normas usuais.

Entretanto, segundo Kim *et al.* (2016), apesar da facilidade de projeto e construções oferecidas, há uma redução no uso de longarinas retas com lajes curvas nos últimos anos, devido à dificuldade de acompanhar o traçado longitudinal da ponte, levando o projetista a adotar uma quantidade maior de pilares e a utilizar vãos limitados, quando há uma curvatura muito acentuada. Nakai & Yoo (1988) apontam que esses intervenientes fazem com que ocorra um aumento do custo total da construção, o que a torna indesejável para o cliente.

2.7.1.3 Longarinas curvas com lajes curvas

Conforme Rebouças (2017), no passado, todas as pontes curvas no plano eram projetadas com longarinas retas, formando uma sequência de segmentos acompanhando o traçado curvo. Isso ocorria porque a fabricação de longarinas curvas era muito complicada, de custo elevado, e a análise de estruturas desse tipo era considerada complexa. Atualmente, com diversos softwares de análise estrutural a disposição, a análise de estruturas curvas no plano é mais simples.

Ainda segundo o autor supracitado, outro atrativo do uso de longarinas curvas é a estética, visto que as pontes em vigas com segmentos retos são mais robustas na paisagem e geram mais intervenientes verticais (conjuntos de pilares). Além disso, a

utilização de longarinas curvas traz a possibilidade de adotar vãos contínuos, que tem diversas vantagens sobre vãos simplesmente apoiados. É importante destacar que a utilização de longarinas retas em pontes com traçado curvo impede o emprego da continuidade nas vigas, devido a sua mudança de traçado.

Entretanto, existem algumas complicações que devem ser consideradas. Por exemplo: nas pontes curvas há adição de torção ao sistema estrutural, que resulta em tensões de empenamento e distorção, dependendo da geometria da seção e dos materiais utilizados. Além disso, as transversinas, consideradas secundárias nas pontes retas, são tratadas como elementos essenciais para o equilíbrio nas pontes curvas, já que a laje não tem rigidez a torção suficiente para resistir as solicitações.

Ademais, segundo Khalafalla (2009), ainda não se conhece com clareza o comportamento estrutural desse tipo de ponte, principalmente como ocorre a distribuição de momento fletor entre as longarinas e qual o papel das transversinas nessa distribuição. Algumas normas sugerem, como simplificação de análise, tratar as pontes curvas como retas, com algumas limitações. Entretanto, mais investigações precisam ser feitas para examinar essas limitações em diferentes configurações de pontes e com diferentes parâmetros.

2.8 Revisão de Estudos em Pontes Curvas

Brockenbrough (1986) usou modelos em elementos finitos para estudar o efeito de vários parâmetros na distribuição de carga para pontes curvas de 4 longarinas. Foi analisada uma ponte composta de dois vãos e contraventamentos intermediários entre as longarinas. O autor concluiu que o ângulo central por vão, que inclui o efeito de curvatura, e o espaçamento entre as longarinas tem grande influência nos fatores de distribuição de carga móvel. Constatou também que a variação da rigidez e o espaçamento entre contraventos tem pouca influência nos fatores de distribuição de carga móvel. Brockenbrough (1986) apresentou os resultados em forma de quadros com a variação desses parâmetros.

Zhang (2002) realizou uma análise via elementos finitos para investigar os fatores de distribuição de carga para pontes curvas em vigas. Para isso foram desenvolvidos 111 modelos de pontes com raio de curvatura menor que 450 metros. Os parâmetros considerados no estudo foram: raio de curvatura (45 a 450 metros), espaçamento entre longarinas (1,8 a 5,0 metros), comprimento do vão (15 a 70 metros), espessura da laje (17 a 30 centímetros), rigidez à flexão longitudinal (32122 a 72226 cm⁴), número de longarinas (3 a 7) e espaçamento entre contraventamentos (2 a 7 metros). Ele concluiu que o raio de curvatura, espaçamento entre longarinas e número de longarinas tem o efeito mais significativo nos fatores de distribuição de carga móvel. Já o comprimento do vão, espessura da laje e rigidez longitudinal tem um pequeno efeito.

Wassef (2004) também estudou o comportamento de pontes compostas em vigas construindo 192 modelos simplesmente apoiados de pontes retas e curvas utilizando o *software* SAP2000. Os parâmetros considerados no estudo foram: comprimento do vão, espaçamento entre longarinas, número de longarinas e relação vão-raio. O autor concluiu que a curvatura é o parâmetro mais crítico no projeto de pontes curvas. Comprimento do vão, número de longarinas, espaçamento entre longarinas afetam mais significativamente os fatores de distribuição de momento fletor e deflexão.

Al-Hashimy (2005) realizou um estudo paramétrico em pontes em vigas-I retas e curvas simplesmente apoiadas para avaliar seu comportamento estrutural. Foi utilizado o *software* SAP2000 para desenvolver 320 protótipos de pontes retas e curvas. Os parâmetros considerados no estudo foram: comprimento do vão, espaçamento entre longarinas, número de longarinas e relação vão-raio. Foi examinada a influência desses parâmetros no momento fletor, esforço cortante, deflexão e tensões de empenamento. O autor concluiu que a curvatura é o parâmetro mais crítico na determinação de fatores de distribuição lateral e de relação empenamento-flexão. Além disso, identificou que o comprimento do vão tem pequeno efeito nos fatores de distribuição de esforço cortante e que o aumento no número de longarinas e do espaçamento entre elas gera acréscimos nos valores dos fatores de distribuição de momento fletor, esforço cortante e deflexão também aumentam.

DeSantiago *et al.* (2005), apresentaram uma análise tridimensional de elementos finitos em uma série de pontes horizontais curvas de extensão única (30m), fazendo variar o grau de curvatura em 10°, 15°, 20°, 25° e 30°. Uma ponte reta (ângulo de curvatura = 0°) também foi considerada na análise para fornecer uma linha de base para comparar os resultados obtidos nas pontes curvas. A seção transversal foi concebida com sete vigas constituídas em perfil I metálico e composta por laje de concreto armado. A idealização tridimensional dos elementos finitos consistiu de elementos de viga (*beam*) e placa (*plate*), no qual foi utilizado cascas (*shell*). As análises destinavam-se a fornecer uma compreensão da ordem de grandeza do aumento do momento fletor e da magnitude do momento torçor nas vigas, fazendo variar o grau de curvatura. Em cada seção foram obtidos os máximos momentos fletores, torçores e deflexão. As principais conclusões dos autores foram que a deflexão vertical de uma ponte curva é cerca de 80% maior que a deflexão de uma ponte reta e, comparadas com pontes retas, as vigas de ponte curvadas apresentam cerca de 23,5% a mais de momentos de flexão para um ângulo de curvatura igual a 30° que vigas de pontes retas. Ou seja, momento fletor em vigas de uma ponte curva pode ser cerca de 23,5% maior em comparação com momentos em vigas de uma ponte reta de semelhante. Por fim, os autores concluíram que a magnitude da torção foi determinada como sendo cerca de 10,3% da flexão máxima em vigas de uma ponte reta com um comprimento e tamanho de vão comparáveis (Tabela 2.2).

Tipo de Esforço Interno	Angulo de Curvatura da Ponte Curva				
	10°	15°	20°	25°	30°
Momento Fletor (viga)	1.087	1.117	1.175	1.220	1.235
Momento Torçor (viga)	0.037	0.052	0.074	0.088	0.103

Tabela 2.2 - Relação entre o momento de flexão e torção de uma ponte curva para o momento de flexão de uma ponte reta. Adaptado de DeSantiago et al (2005)

Nevling *et al.* (2006) avaliaram a precisão de diferentes níveis de análise através da comparação de modelos analíticos 1D (Método V-Load e Método da AASHTO

1993), 2D através de modelos de analogia de grelha utilizando o SAP2000, MDX e DESCUS e 3D através do método dos elementos finitos usando o SAP2000 e o BSDI com ensaios de campo em uma ponte curva mista de aço e concreto. Os autores concluíram que os resultados das análises 2D e 3D forneceram valores de fatores de distribuição de momento fletor para carga móvel mais precisos do que as análises 1D utilizando a metodologia da AAHSTO, nas seções transversais analisadas. Além disso, foram identificados que os resultados encontrados nos modelos 2D e 3D não apresentaram diferenças significativas.

Kim *et al.* (2007) realizaram um estudo paramétrico baseado na análise dos fatores de distribuição de momento fletor devido à carga móvel. Para isso foram desenvolvidos modelos em 3 níveis de modelagem tridimensional: Tipo 1 – Elementos de barra para compor a viga, Tipo 2 – Discretização da mesa das vigas com elementos de casca, Tipo 3 – Todas as partes da viga com elementos sólidos (Figura 2.40).

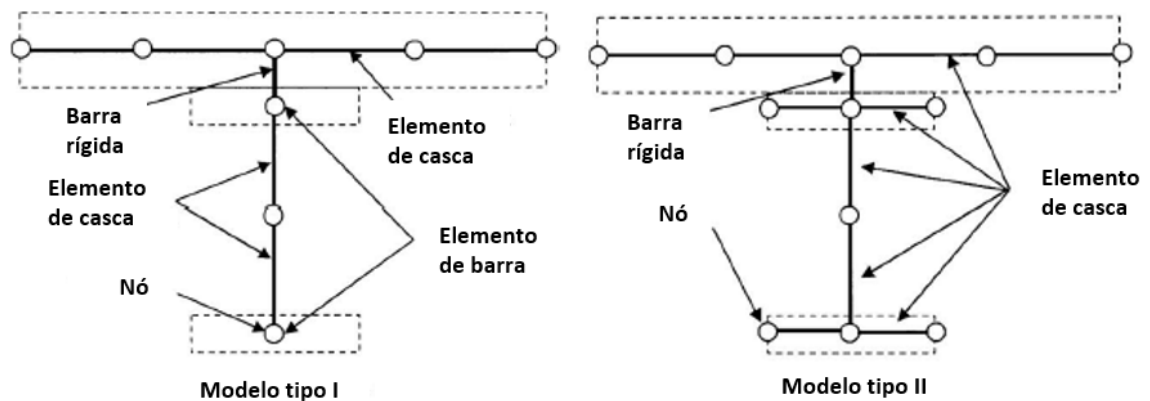


Figura 2.40 – Tipos de modelagens. Fonte: Kim *et al.* (2007)

Os fatores de distribuição de momento fletor foram avaliados para cada um dos modelos, variando o raio de curvatura, o espaçamento entre as longarinas, o comprimento do vão e o espaçamento entre as transversinas. Primeiramente, os autores concluíram, baseados em análises de campo, que o modelo com elementos de casca obteve a melhor precisão entre os 3 estudados. Com relação aos fatores de distribuição de momento fletor, desprezando o empenamento, Kim *et al.* (2007)

constatarem que a ordem de influência na distribuição de esforço radial na ponte tem o raio de curvatura como o parâmetro mais significativo, seguido do comprimento do vão, do espaçamento entre as longarinas e, por fim, o espaçamento entre as transversinas. Entretanto, ao considerar o empenamento, o parâmetro mais importante passa a ser o espaçamento entre transversinas.

Barr *et al.* (2007) apresentaram um estudo realizado em uma ponte curva, já existente, com cinco vigas I constituídas em aço e laje de concreto. Foi realizado ensaios *in loco* para determinar as tensões e deflexões ocasionadas na estrutura quando submetida a uma carga móvel do caminhão HS-20 especificado em AASHTO (2014). Para obter a resposta da estrutura foi instalado instrumentos para medição das deflexões e tensões em cada viga. Tal estudo objetivou analisar a distribuição das cargas móveis medidas experimentalmente na ponte curva e compará-las com a distribuição das cargas móveis obtidas pelo MEF e pelo Método V-Load, bem como contrastar com os fatores de distribuição obtidos pelas equações analíticas da AASHTO. Os resultados do teste de carga e das análises comparativas indicaram que no geral, os momentos positivos calculados usando o método de V-Load foram 6,8% menores para as vigas exteriores e 8,3% maiores para as vigas interiores quando comparados com os calculados utilizando MEF. Ademais, a diferença entre o momento negativo obtido através do Método V-Load e do MEF foi, em geral, maior que a comparação para com os momentos positivos. Em média, os momentos negativos pelo Método V-Load para as vigas interiores eram 16,1% maiores quando comparado aos obtidos com o MEF, mas para a viga inferior da curva a diferença foi reduzida para quase 12% a menos. Em síntese, o fator de distribuição da carga obtido pela AASHTO é maior que o fator de distribuição obtido via MEF para todas as vigas da ponte em análise. Para as vigas internas essa diferença (entre AASHTO e MEF) tem variação maior do que para vigas externas.

Cho *et al.* (2014) realizaram um estudo paramétrico em pontes com laje curva sobre longarinas retas de concreto variando o comprimento do vão, raio de curvatura, o espaçamento entre as longarinas e entre as transversinas e o número de linhas de tráfego. Além disso, fizeram comparações sobre as recomendações para cálculo dos fatores de distribuição de carga determinados pela AASHTO LRFD (2007) com os

valores encontrados através de modelos desenvolvidos utilizando analogia de grelha e o método dos elementos finitos através do software SAP2000. No modelo de analogia de grelha, Cho *et al.* (2014) utilizaram elemento de barra com 2 nós e 6 graus de liberdade (Figura 2.41), e no outro modelo 3D em MEF, as longarinas e transversinas foram modeladas com elementos de barra descritos acima e a laje com elementos de casca de 4 nós e 6 graus de liberdade (Figura 2.42). No modelo em MEF as vigas foram excentricamente conectadas por “*rigid links*” para computar a distância entre os CGs da laje e das longarinas.

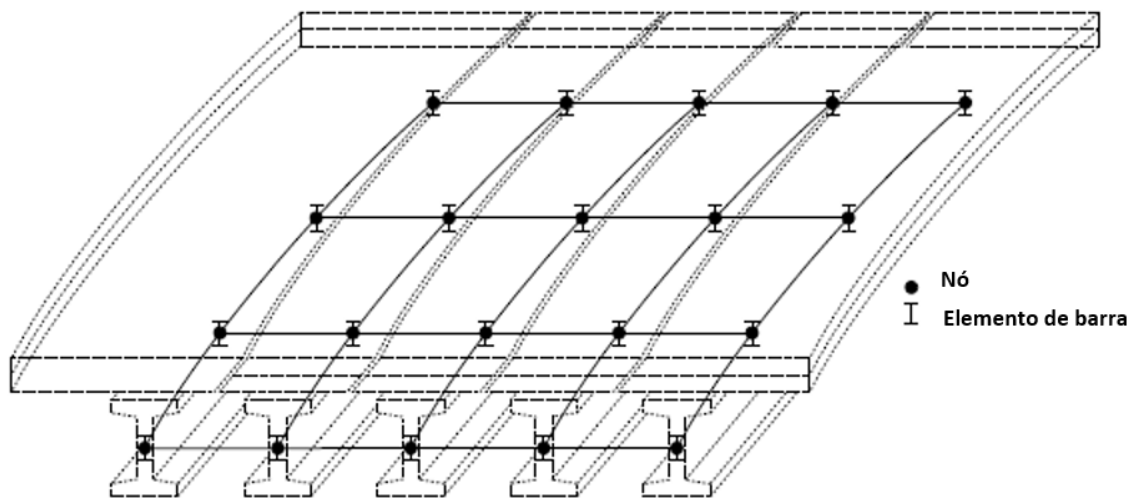


Figura 2.41 – Modelo de grelha plana. Fonte: Cho *et al.* (2014)

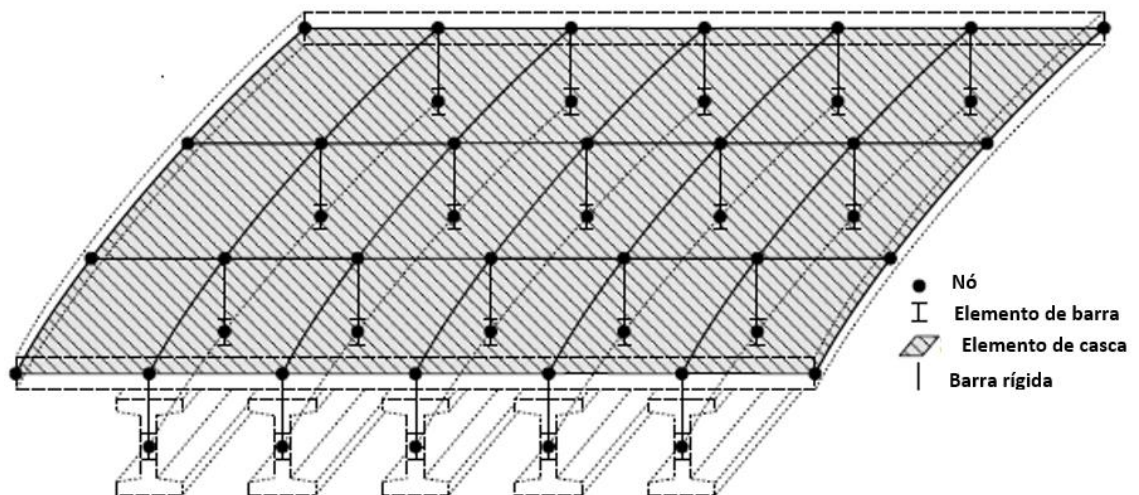


Figura 2.42 – Modelo 3D em MEF. Fonte: Cho *et al.* (2014)

Os autores concluíram que, assim como em pontes com longarinas curvas, a curvatura é o parâmetro preponderante na variação de distribuição de carga para as longarinas. Desta forma os autores desenvolveram equações de fatores de distribuição de momento fletor para a carga móvel, em virtude dos valores fornecidos pela AASHTO LFRD (2007) não atenderem as expectativas.

Rebouças (2017) realizou um estudo paramétrico acerca da distribuição do momento fletor devido à carga móvel em pontes com traçado longitudinal curvo no plano horizontal. Para tal estudo foi construído modelos numéricos de pontes em vigas com seção transversal no formato I, T e celular. Foi utilizado o *software* de análise estrutural CSiBridge v17, onde foi concebido modelos através do Método dos Elementos Finitos (MEF). O cerne do estudo foi avaliar quais seriam e como se relacionavam os parâmetros preponderantes na distribuição das cargas moveis no tabuleiro das pontes curvas. Rebouças (2017) concluiu que a curvatura foi quem mais influenciou a distribuição de momento fletor para as longarinas, pois foi constatado um aumento gradual dos momentos fletores nas longarinas dos bordos com a redução do raio de curvatura. Por fim o autor se propôs realizar uma análise comparativa da distribuição do momento fletor obtido entre os métodos refinados (MEF) e os métodos aproximados (V-Load e M/R). No estudo foi verificado que o Método V-Load apresentou resultados de distribuição de momentos fletores exagerados, principalmente para a longarina externa a curva. Já o método M/R, este apresentou resultados insatisfatórios para todas as longarinas da seção transversal em virtude de sua distribuição de momento fletor linear, com diversas limitações de cálculo, devendo ser utilizado apenas para cálculo de pontes com curvatura muito pequena e com objetivo de, somente, calcular os esforços gerais da linha central da ponte e não sua distribuição para as longarinas.

2.8.1 Conclusões acerca da revisão bibliográfica

É possível verificar que apesar dos diversos estudos paramétricos efetuados com base na curvatura, não foram encontradas pesquisas que avaliaram os fatores de distribuição de momento fletor em pontes curvas submetidas às cargas móveis da norma brasileira NBR 7188 (2013). Além disso, não foram identificados trabalhos que

realizaram uma comparação dos fatores de distribuição de momento fletor em pontes curvas com seção transversal aberta e/ou fechada. Em vista disso, buscou-se atender a essas lacunas realizando o estudo paramétrico não só sobre a curvatura, mas também avaliando principalmente a influência da adição de transversinas e da geometria longitudinal das longarinas, além da rigidez do tabuleiro. Por fim, são mostrados os quadros resumos dos principais trabalhos de pesquisas realizados com pontes curvas no mundo (Tabela 2.3).

Pontes curvas em vigas T e I		
Trabalho	Ano	Conclusões
Brockenbrough	1986	Ângulo central e espaçamento entre longarinas tem grande influência sobre os fatores de distribuição de carga móvel.
Zhang	2002	Raio de curvatura, espaçamento entre longarinas e número de longarinas tem o efeito mais significativo nos fatores de distribuição de carga móvel.
Wassef	2004	Curvatura é o parâmetro mais crítico, mas outros fatores como comprimento do vão, número de longarinas, espaçamento entre longarinas também afetam significativamente os fatores de distribuição de momento fletor e de deflexão.
DeSantiago <i>et al.</i>	2005	Compreensão da ordem de grandeza do aumento do momento fletor e da magnitude do momento torçor nas vigas, fazendo variar o grau de curvatura.
Al-Hashimy	2005	Quando o número de longarinas e o espaçamento entre elas aumentam, o fator de distribuição de momento fletor também aumenta.
Nevling <i>et al.</i>	2006	os resultados das análises 2D e 3D forneceram valores de fatores de distribuição de momento fletor para carga móvel mais precisos do que as análises 1D utilizando a metodologia da AAHSTO, nas seções transversais analisadas.
Barr <i>et al.</i>	2007	Os resultados do teste de carga e das análises comparativas levaram às seguintes conclusões: (1) No geral, os momentos positivos calculados usando o método de V-Load foram 6,8% menores para as vigas exteriores e 8,3% maiores para as vigas interiores quando comparados com os calculados utilizando MEF. (2) Em síntese, o fator de distribuição da carga obtido pela AASHTO é maior que o fator de distribuição obtido via MEF para todas as vigas da ponte em análise.
Kim <i>et al.</i>	2007	Modelos com elementos de casca obtiveram melhores resultados de fatores de distribuição de momento fletor.
Cho <i>et al.</i>	2014	Desenvolveram Equações de fatores de distribuição de momento fletor para a carga móvel, pois os valores fornecidos através da metodologia da AASHTO LRFD 2007 não atenderam às expectativas.
Rebouças	2017	O cerne do estudo foi avaliar quais são e como se relacionam os parâmetros preponderantes na distribuição das cargas moveis no tabuleiro das pontes curvas. Autor concluiu que os principais parâmetros influenciadores são: (1) Efeito da curvatura (2) Transversinas de apoio. No tocante a análise, o Método V-Load apresentou resultados de distribuição de momento fletor exagerados e o método M/R apresentou resultados insatisfatórios quando comparados ao MEF.

Tabela 2.3 – Resumo da revisão de estudos em pontes curvas.

CAPÍTULO 3

3. Modelagem numérica via MEF

3.1. Introdução

Segundo Hambly (1991), a modelagem estrutural é uma ferramenta para estabelecer três modelos matemáticos de análise: **(1)** um modelo estrutural composto de três itens básicos: elementos estruturais, ligações entre esses elementos (nós, bordas ou superfícies de conexão) e condições de contorno (nos apoios e fundações); **(2)** um modelo do material constituinte; e **(3)** um modelo do comportamento das ações.

Conforme a AASHTO LRFD (2014), quatro exemplos de métodos para análise estrutural, com relação ao comportamento admitido para os materiais da estrutura, são apresentados. Esses são:

- Análise elástica linear;
- Análise elástica linear com redistribuição limitada;
- Análise plástica;
- Análise não linear.

Em qualquer uma delas as condições de equilíbrio e de resistência devem ser satisfeitas, e as diferenças entre elas originam-se das leis constitutivas adotadas para os materiais, bem como do eventual preenchimento das condições de compatibilidade.

Destes métodos, apenas a análise não linear é capaz de prever com precisão a resposta durante o carregamento e descrever a complexa redistribuição de força que há quando ocorre a fissuração no concreto e o escoamento do aço (Caltrans, 2009).

No entanto, a análise não linear exige um esforço substancial na construção e pós-processamento do modelo, bem como um grande esforço computacional. Outra desvantagem para a modelagem não linear, na etapa de projeto de pontes, é que nesse

tipo de análise não se permite a superposição dos carregamentos, o que para tais aplicações, onde atuam diferentes cargas e combinações, é essencial, que a superposição de carga seja possível.

Na análise plástica, preocupa-se com o ELU e não se conhece o comportamento em serviço. Já para a verificação do ELS, essa deve ser efetuada com uma análise linear ou não linear (Fontes & Pinheiro, 2009). Vale acrescentar que a NBR 6118 (2014) ratifica que não é recomendável que haja redistribuição de esforços em serviço, e que as verificações de ELS podem ser baseadas na análise linear elástica.

Neste contexto utilizou-se, no presente estudo, a análise elástica linear para avaliação de todos os modelos propostos, visto que o escopo da pesquisa está restrito a análise estrutural mediante ao carregamento das cargas móveis de serviço. Tal tipo de análise considera os materiais com comportamento elástico e linear, no qual a elasticidade do material está associada à tendência de voltar à configuração inicial, após ter sofrido deformações decorrentes de ações externas, com posterior alívio de carregamento. Já para a parcela linear, considera-se que no modelo exista uma relação linear entre tensões e deformações, dada pelo módulo de elasticidade (E), valor este que é característico de cada material.

Concernente ao método numérico de análise, utilizou-se o Método dos Elementos Finitos (MEF), através do software *CsiBridge v20*, para a construção de todos os modelos refinados. O MEF é conhecido por ter larga aplicação na engenharia estrutural, contudo, segundo Fu & Wang (2015), ao aplicar o método para análise de estruturas de pontes, é preciso definir com precisão que tipos de elementos serão utilizados no modelo, quando um modelo em duas dimensões é suficiente e quando um modelo em três dimensões é necessário e, como interpretar os resultados fornecidos pelo método corretamente.

De acordo com o AASHTO / NSBA G13.117, o método de análise é categorizado como MEF (*3D FEA*) se:

- a) Toda a superestrutura é modelada em três dimensões;
- b) A viga é modelada usando elementos do tipo sólido (*solid*), casca (*shell*) ou barra (*frame*);

- c) As mesas da viga são modeladas usando elementos de barra (*frame*), casca (*shell*) ou elementos sólidos;
- d) As transversinas são modeladas utilizando elementos de treliça (*truss*), barra (*frame*), casca (*shell*) ou elementos sólidos;
- e) O tabuleiro de concreto é modelado usando elementos de casca (*shell*) ou sólidos (*solid*) quando considerar a resposta da estrutura composta.

Diferentes técnicas tridimensionais de modelagem em elementos finitos têm sido utilizadas por pesquisadores para modelar superestruturas de pontes. Essas técnicas envolvem uma combinação de diferentes tipos de elementos para as diferentes partes da superestrutura.

De acordo com Bapat (2009), a modelagem por meio do método dos elementos finitos pode ser concebida sob perspectiva bidimensional (modelo 1) e tridimensional (modelos 2, 3, 4 e 5). As modelagens comumente utilizadas em superestruturas de pontes são geralmente divididas em cinco categorias: **(1)** Modelo concêntrico no CG **(2)** Modelo de viga excêntrica (*Eccentric beam model*), **(3)** Modelo de viga detalhado (*Detailed beam model*) e **(4)** Modelo de casca (*shell model*) **(5)** Modelo de tabuleiro sólido (*Solid deck model*).

3.1.1 Modelo concentrico no CG

É um modelo bidimensional, onde os membros constituintes da superestrutura são formulados e concebidos via MEF, diferentemente do método de analogia da grelha, no qual é também idealizado no plano bidimensional, mas formulado com elementos lineares de barra (*frame element*). Esse modelo foi inicialmente concebido por Hays Jr. *et al.* (1986) e posteriormente massificado por Mabsout *et al.* (1997), onde ambos modelaram uma superestrutura de uma ponte, em que laje do tabuleiro foi concebida com elementos de casca quadriláteros com cinco graus de liberdade por nó e as vigas de aço usando elementos de viga tridimensionais com seis graus de

liberdade por nó. Vale salientar que a laje do tabuleiro da ponte e as vigas de aço compartilham os mesmos nós onde a viga de aço está alicerçada (Figura 3.1).

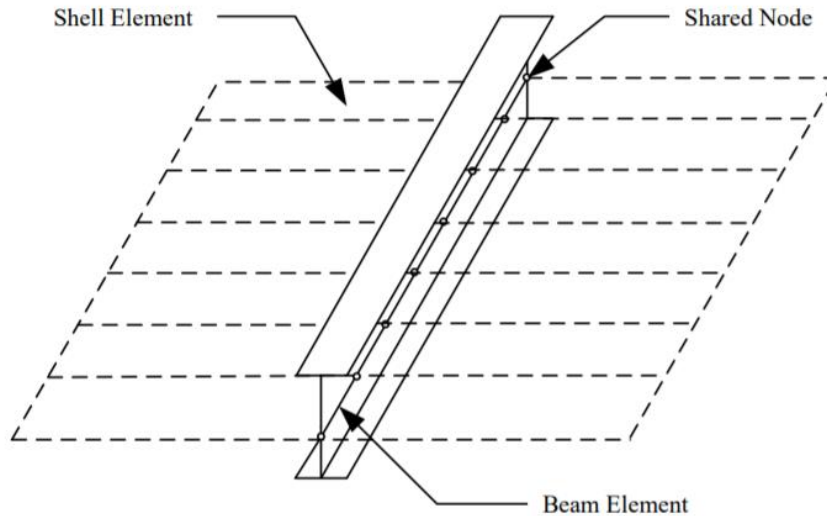


Figura 3.1 – Modelo bidimensional via MEF (Modelo concêntrico no CG). Fonte: Bapat (2009)

Em uma análise bidimensional de elementos finitos não é possível captar o efeito do deslocamento (excentricidade entre os eixos elementos quando montados na situação real de utilização) entre o centro de gravidade da viga e o centro de gravidade da laje. Além disso, não é possível captar as condições de contorno reais do sistema, isto é, os apoios no sistema atual estão localizados na parte inferior da viga de aço, em vez de no nível do centro de gravidade da laje do tabuleiro.

3.1.2 Modelo de viga excêntrica (*Eccentric beam model*)

No modelo de viga excêntrica (*Eccentric beam model*) a laje de concreto é modelada como elemento de casca quadrilateral que incorporam ações de membrana e flexão. Vigas de aço são modeladas usando elementos de barra de dois nós conectados excêntricamente. A excentricidade das vigas principais é levada em conta através do uso de ligações rígidas entre o centroide da laje de concreto e o centroide das vigas de aço. Como pode ser visto na Figura 3.2, os nós da viga não coincidem com os nós da placa. Os elementos da viga e da placa devem ser conectados de forma

que somente graus de liberdade da placa (DOFs) apareçam na estrutura global. Ligações rígidas imaginárias sem peso são adicionadas entre os dois pares de nós. As transformações são necessárias para tornar os DOFs de feixe "escravo" e o DOFs de placa "mestre".

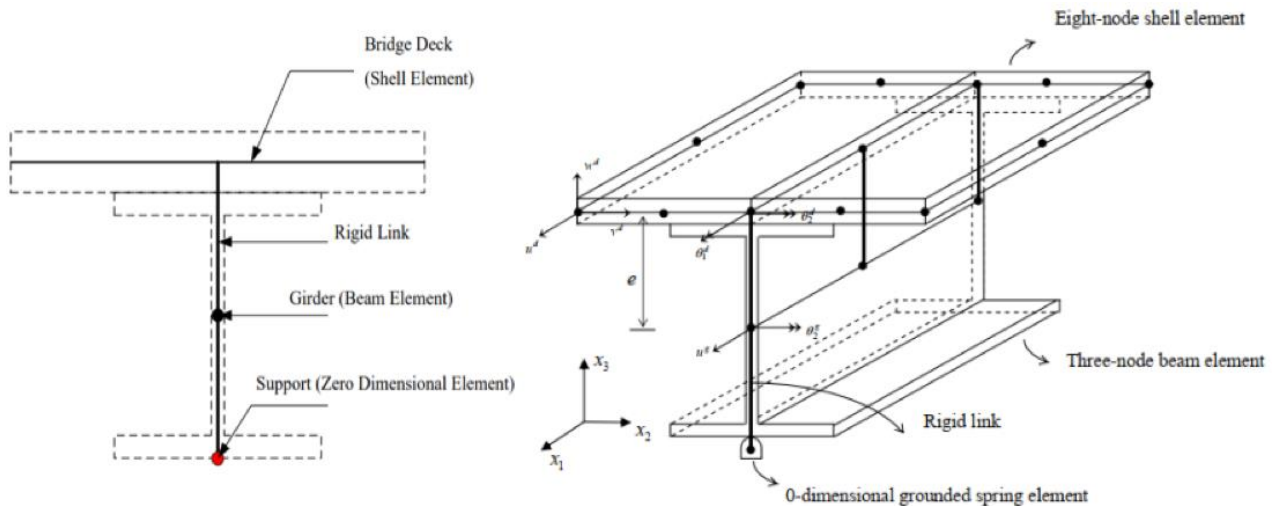


Figura 3.2 – Modelo tridimensional via MEF (Modelo de viga excêntrica). Fonte: Adaptado de Bapat (2009)

No tocante a compatibilidade entre elementos de casca (*shell*) e de barra (*frame element*), o modelo de viga excêntrica garante uma ação composta completa entre a laje e as vigas. Esse modelo utiliza as propriedades de seção não composta de dois elementos para modelar uma ação composta aplicando as ligações rígidas entre o centroide da viga e a superfície intermediária da laje. O tabuleiro da laje de concreto é geralmente modelado como elementos de casca, que combinam elementos de flexão da placa e membrana. Os efeitos do “*shear lag*” (distribuição desigual de tensão entre elementos que se conectam em uma estrutura) são automaticamente incluídos, uma vez que os elementos usados para modelar a casca considerarem o comportamento da membrana, bem como o comportamento à flexão.

Outra variação do modelo de viga excêntrica é o modelo proposto por Ventura *et al.* (1996), onde o mesmo modelou o tabuleiro de concreto com elementos de casca (*shell*), já as vigas de aço foram idealizadas com posicionamento no eixo da mesa superior, onde modelou-se a mesma utilizando elemento de barra (*frame element*) no

sentido do maior momento de inércia, objetivando levar em conta a ação composta entre a laje de concreto e a viga. As ligações rígidas são adicionadas entre os dois pares de nós da laje e da viga (Figura 3.3).

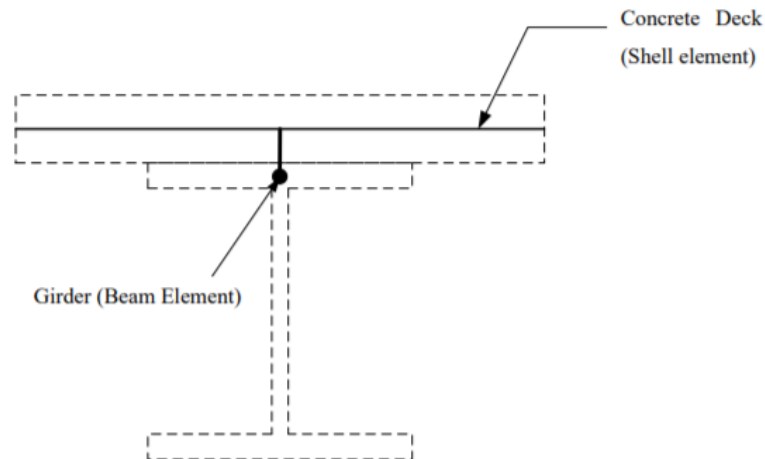


Figura 3.3 – Modelo tridimensional via MEF (Modelo de viga excêntrica). Fonte: Adaptado de Bapat (2009)

Conforme Chan & Chan (1999), depois de analisar vários modelos via MEF, o autor concluiu que o modelo de viga excêntrica fornece uma idealização realista do comportamento da ponte, mantendo a simplicidade, o que é essencial para as análises detalhadas desses sistemas. Vale salientar que a presente pesquisa utilizará a idealização do modelo de viga excêntrica para conceber todos os modelos propostos de elementos pré-moldados.

3.1.3 Modelo de viga detalhado (*Detailed beam model*)

Modelo proposto por Brockenbrough (1986), no qual a laje do tabuleiro foi modelada utilizando elementos de casca (*shell*) de quatro nós. Este modelo incluía em sua análise a avaliação dos efeitos da membrana e flexão. Cada viga em I foi dividida em: (1) mesa (2) alma (fragmentado em partes), conforme mostrado na Figura 3.4. Cada mesa da viga é idealizada por elementos de barra (*frame element*), já a alma da viga é modelada pelos elementos de casca (*shell*) de quatro nós. A excentricidade entre o tabuleiro de concreto e a mesa da viga é modelada por uma conexão rígida.

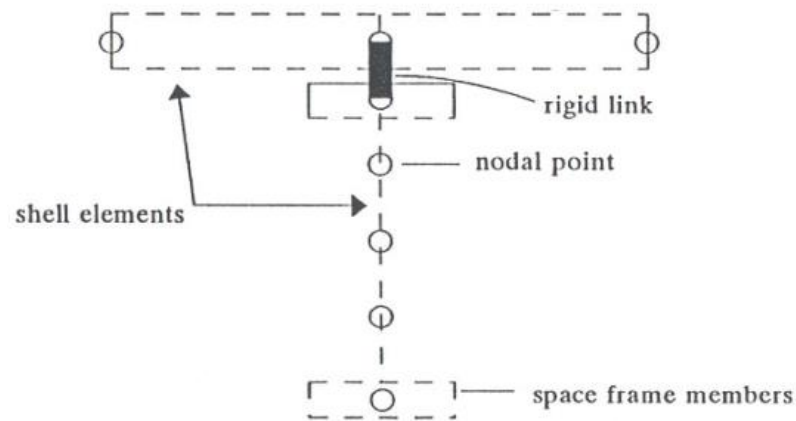


Figura 3.4 – Modelo tridimensional via MEF (Modelo de viga detalhado). Fonte: Brockenbrough (1986) *apud* Sotelino (2004)

3.1.4 Modelo de casca (*shell model*).

A idealização de um modelo tridimensional via MEF utilizando elementos de casca para caracterizar vigas e lajes de pontes foi proposto nos estudos de Wolek *et al.* (1996) e Chung & Sotelino (2006). No presente estudo utilizou tal idealização para modelar todos os modelos concebidos para pontes moldadas *in loco*.

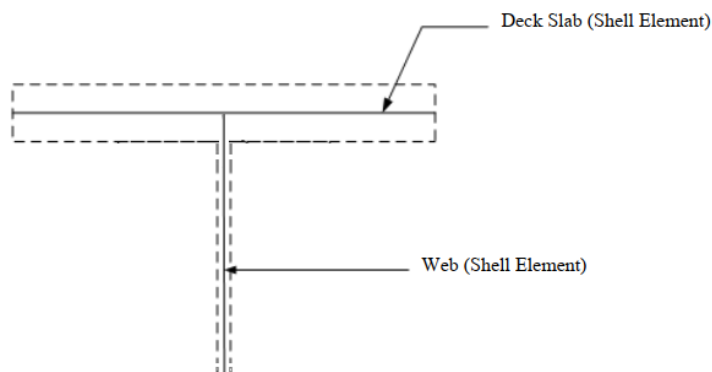


Figura 3.5 – Modelo tridimensional via MEF constituído por elementos de casca. Fonte: Wolek *et al.* (1996)

3.1.5 Modelo de tabuleiro sólido (Solid deck model).

É um modelo constituído por elementos sólidos, do tipo “*brick*”, sendo considerada uma formulação genérica com três graus de liberdade do tipo deslocamento. Baseia-se em um elemento finito sólido com no mínimo oito nós (elementos isoparamétricos). O número de graus de liberdade deste elemento é $p = 8 \times 3 = 24$ (Figura 3.5 e 3.7).

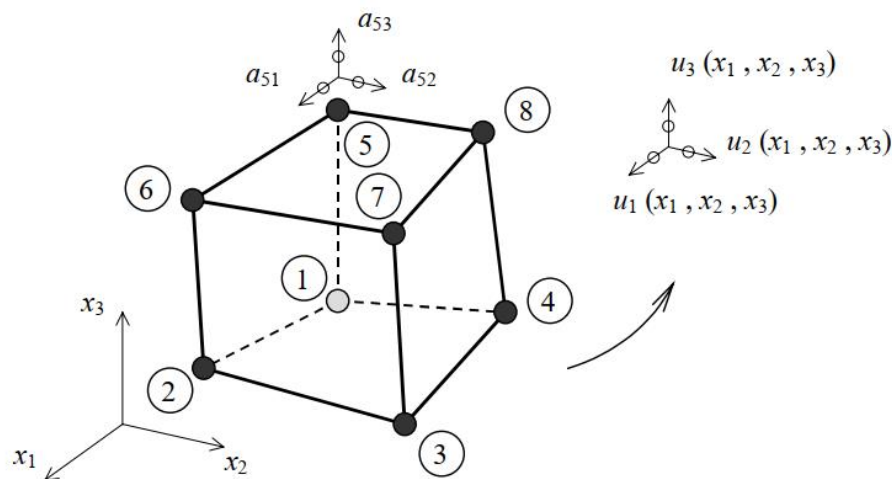


Figura 3.6 – Elemento finito sólido de oito nós com geometria arbitrária.). Fonte: Azevedo (2003)

A modelagem dos sistemas estruturais usando elementos sólidos ou tridimensionais é mais complexa e exige um maior esforço computacional. No entanto, os modelos sólidos conseguem capturar detalhes das conexões entre componentes mais precisamente, bem como reproduzir realisticamente a geometria do sistema. Portanto, quando refinados satisfatoriamente, eles produzem resultados confiáveis e precisos (Figura 3.6).

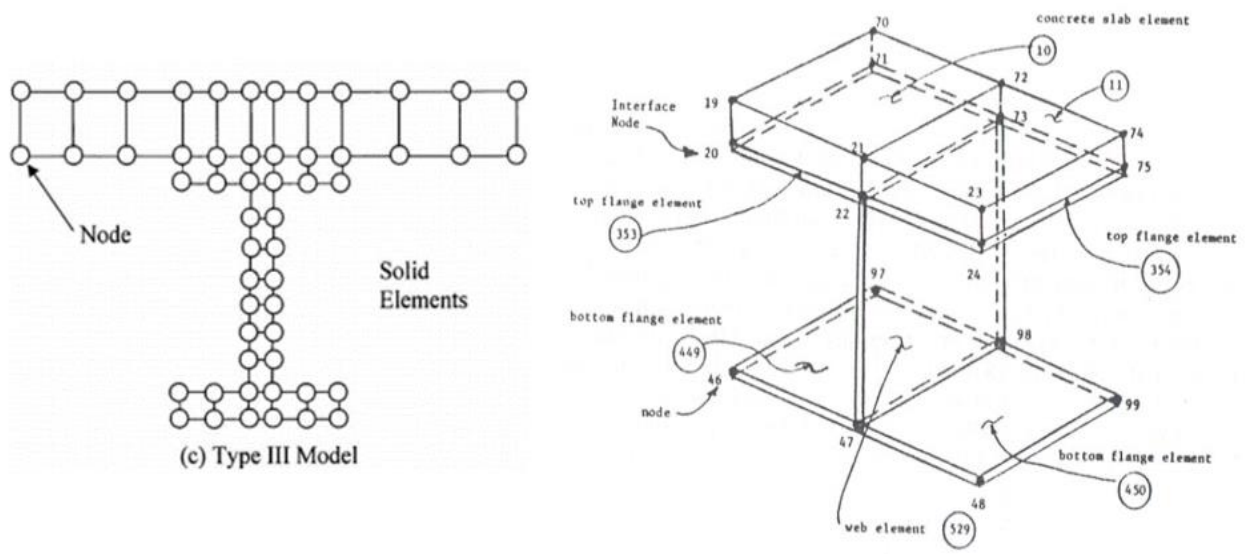


Figura 3.7 – Modelo tridimensional via MEF (Modelo de tabuleiro sólido). Fonte: Tarhini & Frederick (1992) *apud* Sotelino (2004)

Deve-se notar que esta pesquisa não considera o uso de elementos sólidos tridimensionais para modelar os componentes das superestruturas das pontes. Isso ocorre porque esse tipo de modelagem geralmente produz malhas com um número muito alto de graus de liberdade, o que as torna impraticáveis com os recursos de computação atuais. Além disso, geralmente a precisão adicional obtida ao usar esta técnica de modelagem não justifica a despesa computacional adicional. Esse fato foi também observado por Cavalcante (2016).

3.2. Modelagem idealizada

Neste item são apresentados os modelos idealizados a fim de avaliar os fatores de distribuição de momento fletor (FDMF) em pontes curvas para seções transversais pré-moldadas e moldadas *in loco*.

Para tanto, inicialmente buscou-se realizar uma análise paramétrica, com o objetivo de verificar a distribuição dos momentos fletores, variando a relação de curvatura (comprimento do vão **(L)** / **(R)** raio da linha central da ponte), mantendo o comprimento do vão. Posteriormente avaliou-se a influência da adição de transversinas

intermediárias (TI's), a precisão dos métodos analíticos quando comparados aos métodos numéricos, e por fim, a rigidez do tabuleiro. Para tal estudo, idealizou-se 4 grupos de modelos:

Grupo 01: Raio de curvatura infinito (ponte com traçado longitudinal reto)

Grupo 02: Raio de curvatura igual a 300 metros (ângulo interno de 12°);

Grupo 02: Raio de curvatura igual a 150 metros (ângulo interno de 23°);

Grupo 04: Raio de curvatura igual a 100 metros (ângulo interno de 34°).

3.2.1 Materiais utilizados

Em todos os modelos foram utilizadas as mesmas características de material, definidas de acordo com a prática de projeto nacional e com a NBR 6118 (2014). Conforme explicitado no item 3.1, a análise estrutural será realizada em regime elástico linear ficando válida a hipótese dos pequenos deslocamentos e a consideração da posição indeformada da estrutura. Em complemento, os elementos estruturais de concreto serão considerados sem barras de aço, uma vez que o escopo da pesquisa estará restrito a análise estrutural, não sendo, portanto, tratado o dimensionamento dos elementos da ponte. As características mecânicas adotadas para todos os modelos estão apresentadas na tabela 3.1.

Propriedades físicas e mecânicas	
Resistência Característica (fck)	40 MPa
Módulo de Elasticidade Inicial	31870 MPa
Coefficiente de Poisson	0,2
Peso Específico	25 kN/m ³

Tabela 3.1 – Características do material Concreto

3.2.2 Geometria dos modelos

3.2.2.1 Geometria transversal

Para análise dos fatores de distribuição de momento fletor (FMDF), optou-se por definir seções transversais com aproximadamente as mesmas rigidezes à flexão longitudinal, tanto para pontes pré moldadas quanto para moldados *in loco*, medidas através do momento de inércia em relação ao eixo y do centro de gravidade da seção, a fim de obter os momentos fletores nas pontes e posteriormente utilizá-los para determinar os fatores de distribuição de momento fletor para cada um dos quatro grupos gerais de modelos estudados. As Figuras 3.8 e 3.9 mostram os dois tipos de seções transversais adotadas, a numeração das longarinas e as suas características geométricas calculadas através do *CsiBridge v20*.

Os parâmetros de cada seção transversal que constam nas Tabelas 3.2 e 3.3 correspondem a:

A – Área de toda a seção transversal;

J – Momento inércia a torção;

I_{y_{cg}} – Momento de inércia em relação ao eixo y do centro de gravidade;

I_{z_{cg}} – Momento de inércia em relação ao eixo z do centro de gravidade;

y_{cg} – Coordenada do centro de gravidade da seção, na direção de y;

z_{cg} – Coordenada do centro de gravidade da seção, na direção de z.

A título de avaliação da rigidez de cada seção transversal, não foram computadas a superfície de pavimentação da ponte e a área referente às barreiras de proteção. Todas as seções transversais possuem o comprimento do balanço igual a 1,5 metros, medido do eixo da longarina externa a face da seção transversal.

A - m^2	9,8	I_{y_{cg}} - m^3	10,636	Y_{cg} - m	7,5
J - m^4	0,459	I_{z_{cg}} - m^3	178,0857	Z_{cg} - m	-2,0786

Tabela 3.2 – Propriedades geométricas e mecânicas do tabuleiro pré-moldado.

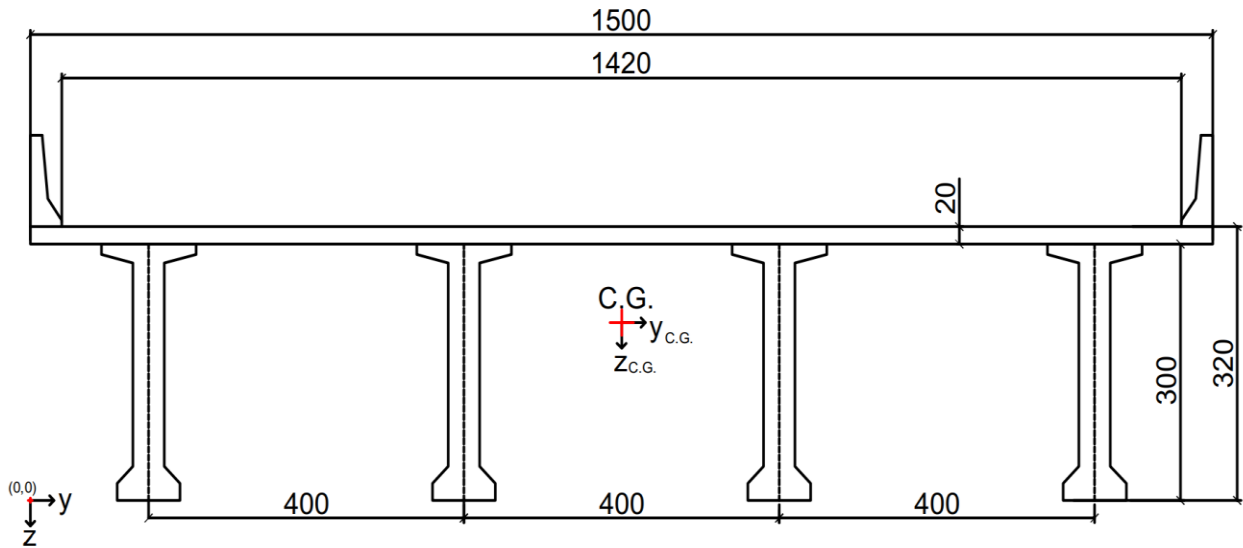


Figura 3.8 - Seção transversal em vigas T pré-moldadas (seção 01). Fonte: Autor

A - m^2	7,8	I_{y_{cg}} - m^3	8,3362	Y_{cg} - m	7,5
J - m^4	0,2944	I_{z_{cg}} - m^3	146,0207	Z_{cg} - m	-2,1154

Tabela 3.3 – Propriedades geométricas e mecânicas do tabuleiro moldado *in loco*.

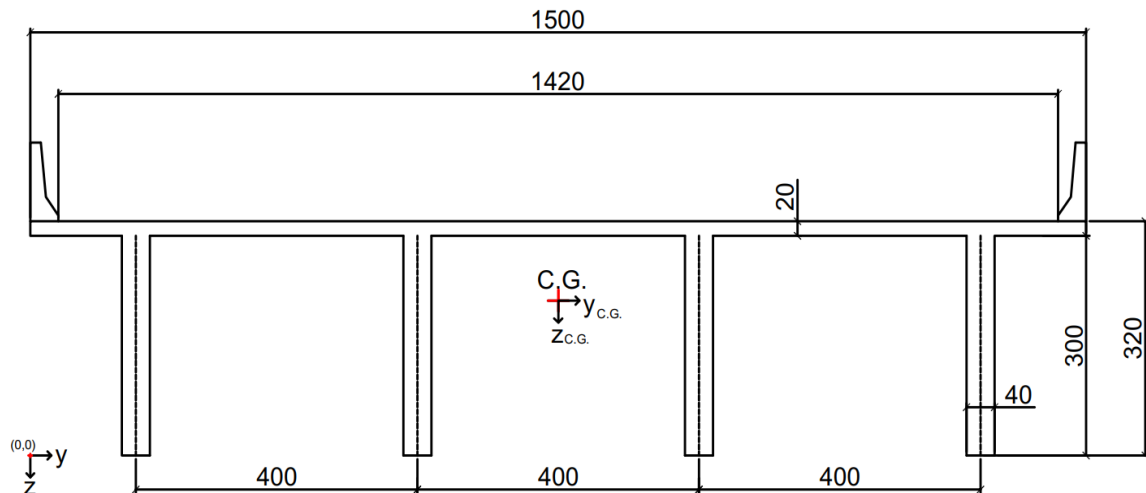


Figura 3.9 Seção transversal em vigas T moldadas *in loco* (seção 02). Fonte: Autor

3.2.2.2 Geometria longitudinal

Todos os modelos possuem traçado longitudinal curvo da laje, que acompanha a linha central (“*layout line*”) da ponte, mantendo um raio fixo. Os limites de curvatura foram definidos através do ângulo central da ponte, partindo de um valor nulo (ponte reta) até aproximadamente 34° (raio de 100m). O comprimento do vão foi fixado em 60

metros para todos os modelos, fazendo com que o raio variasse em cada modelo para obter a curvatura desejada, visto que quanto maior o ângulo central, maior é a curvatura da ponte e menor deve ser o raio. A nomenclatura e as características dos modelos construídos podem ser visualizadas na tabela 3.4.

3.2.2.3 Transversinas

Tanto as transversinas de apoio (TA's) como as transversinas intermediárias (TI's) possuem as mesmas rigidezes à flexão longitudinal e torcional, com seção transversal de 2,2m de altura e 0,4m de largura. Vale salientar que todas as transversinas concebidas neste estudo estão solidarizadas a laje do tabuleiro.

Como um dos objetivos do estudo é a avaliação da influência das transversinas na distribuição do momento fletor devido à carga móvel nas pontes curvas, será concebida a utilização de transversinas intermediárias (TI's) em todos os modelos e para critério de comparação desenvolveu-se apenas um único modelo sem TI's, apenas com transversinas de apoio (TA's). Outrossim, como a necessidade da utilização de transversinas no apoio (TA's) é fato pacificado na comunidade acadêmica, visto que traz benefícios nos estágios de construção, manutenção e ainda propicia uma melhor distribuição de cargas (Rebouças, 2017), essas foram idealizadas em todos os modelos propostos.

Para captar a influência das transversinas foram idealizados modelos em que há uma variação da quantidade das TI's (de 1 TI até 11 TI's) para cada modelo em uma curvatura específica (a partir do raio infinito até um raio de 100m), diversificando ainda o método construtivo (estrutura pré-moldada e moldada *in loco*).

3.2.2.4 Aparelhos de apoio e condições de contorno

Com relação aos apoios, procurou-se manter as formas de vinculação já estudadas por Samaan *et al.* (2002), mantendo as longarinas apoiadas diretamente sobre os encontros através de aparelhos de apoio que restringem apenas a translação vertical e apenas dois com restrições diferentes, como mostra a Figura 3.10, onde estão

identificados os graus de liberdade que foram restringidos. A nomenclatura das restrições segue a do *CsiBridge v20*.

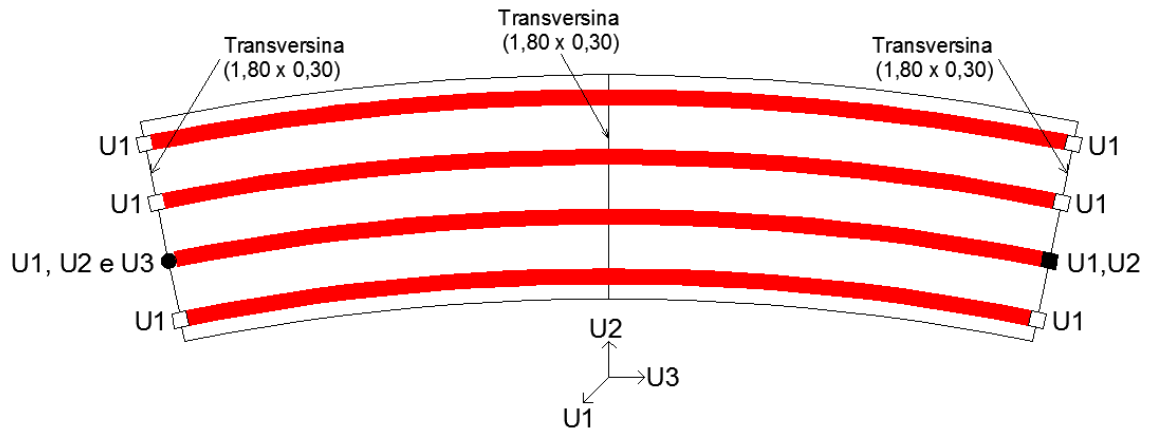


Figura 3.10 – Condições de contorno e posicionamento das transversinas. Fonte: Rebouças (2017).

Ao avaliar a ponte como um todo é possível considerar uma restrição global de rotação de torção, visto que todos os aparelhos de apoio impedem a translação vertical. Assim, o modelo global da ponte é estruturalmente equivalente ao modelo analítico.

3.3 Resumo dos modelos utilizados

Como mencionado no item 3.2, foram definidos 4 grupos de curvatura, para diferentes modelos, de acordo com o raio de curvatura. O primeiro grupo (**G1**) é composto por pontes com traçado longitudinal reto (raio infinito), para servir de parâmetro nas análises de curvatura efetuadas. Cada grupo de curvatura é composto por 8 modelos que variam de acordo com: **(1)** Quantidade e espaçamento de transversinas e **(2)** Método construtivo. As nomenclaturas foram definidas de acordo com o grupo e o modelo a que pertencem, conforme segue:

Grupo 01:

- **G1-M1**: Ponte Reta, Longarinas retas, pré-moldadas, seção I (seção 01), Raio Infinito; 2 Transversinas de apoio; 0 Transversinas internas; 60 m de espaçamento entre transversinas;

- **G1-M2:** Ponte Reta, Longarinas retas, moldadas *in loco*, seção T (seção 02), Raio Infinito; 2 Transversinas de apoio; 0 Transversinas internas; 60 m de espaçamento entre transversinas;
- **G1-M3:** Ponte Reta, Longarinas retas, pré-moldadas, seção I (seção 01), Raio Infinito; 2 Transversinas de apoio; 1 Transversina interna; 30 m de espaçamento entre transversinas;
- **G1-M4:** Ponte Reta, Longarinas retas, moldadas *in loco*, seção T (seção 02), Raio Infinito; 2 Transversinas de apoio; 1 Transversina interna; 30 m de espaçamento entre transversinas;
- **G1-M5:** Ponte Reta, Longarinas retas, pré-moldadas, seção I (seção 01), Raio Infinito; 2 Transversinas de apoio; 4 Transversinas internas; 12 m de espaçamento entre transversinas;
- **G1-M6:** Ponte Reta, Longarinas retas, moldadas *in loco*, seção T (seção 02), Raio Infinito; 2 Transversinas de apoio; 4 Transversinas internas; 12 m de espaçamento entre transversinas;
- **G1-M7:** Ponte Reta, Longarinas retas, pré-moldadas, seção I (seção 01), Raio Infinito; 2 Transversinas de apoio; 11 Transversinas internas; 5 m de espaçamento entre transversinas;
- **G1-M8:** Ponte Reta, Longarinas retas, moldadas *in loco*, seção T (seção 02), Raio Infinito; 2 Transversinas de apoio; 11 Transversinas internas; 5 m de espaçamento entre transversinas.

Os grupos com curvaturas **G2**, **G3** e **G4** são compostos por modelos de pontes com traçado longitudinal curvo, fazendo variar os raios de curvatura em 300 m, 150 m e 100 m, respectivamente. No tocante aos modelos, estes permanecem com o mesmo padrão de concepção do Grupo 1.

Grupo 2:

- **G2-M1:** Ponte Curva, Longarinas curvas, pré-moldadas, seção I (seção 01), Raio de 300m; 2 Transversinas de apoio; 0 Transversinas internas; 60 m de espaçamento entre transversinas;
- **G2-M2:** Ponte Curva, Longarinas curvas, moldadas *in loco*, seção T (seção 02), Raio de 300m; 2 Transversinas de apoio; 0 Transversinas internas; 60 m de espaçamento entre transversinas;
- **G2-M3:** Ponte Curva, Longarinas curvas, pré-moldadas, seção I (seção 01), Raio de 300m; 2 Transversinas de apoio; 1 Transversina interna; 30 m de espaçamento entre transversinas;
- **G2-M4:** Ponte Curva, Longarinas curvas, moldadas *in loco*, seção T (seção 02), Raio de 300m; 2 Transversinas de apoio; 1 Transversina interna; 30 m de espaçamento entre transversinas;
- **G2-M5:** Ponte Reta, Longarinas curvas, pré-moldadas, seção I (seção 01), Raio Infinito; 2 Transversinas de apoio; 4 Transversinas internas; 12 m de espaçamento entre transversinas;
- **G2-M6:** Ponte Curva, Longarinas curvas, moldadas *in loco*, seção T (seção 02), Raio de 300m; 2 Transversinas de apoio; 4 Transversinas internas; 12 m de espaçamento entre transversinas;
- **G2-M7:** Ponte Reta, Longarinas curvas, pré-moldadas, seção I (seção 01), Raio de 300 m; 2 Transversinas de apoio; 11 Transversinas internas; 5 m de espaçamento entre transversinas;
- **G2-M8:** Ponte Curva, Longarinas curvas, moldadas *in loco*, seção T (seção 02), Raio de 300m; 2 Transversinas de apoio; 11 Transversinas internas; 5 m de espaçamento entre transversinas.

Grupo 3:

- **G3-M1:** Ponte Curva, Longarinas curvas, pré-moldadas, seção I (seção 01), Raio de 150m; 2 Transversinas de apoio; 0 Transversinas internas; 60 m de espaçamento entre transversinas;
- **G3-M2** Ponte Curva, Longarinas curvas, moldadas *in loco*, seção T (seção 02), Raio de 150 m; 2 Transversinas de apoio; 0 Transversinas internas; 60 m de espaçamento entre transversinas;
- **G3-M3:** Ponte Curva, Longarinas curvas, pré-moldadas, seção I (seção 01), Raio de 150 m; 2 Transversinas de apoio; 1 Transversina interna; 30 m de espaçamento entre transversinas;
- **G3-M4:** Ponte Curva, Longarinas curvas, moldadas *in loco*, seção T (seção 02), Raio de 150 m; 2 Transversinas de apoio; 1 Transversina interna; 30 m de espaçamento entre transversinas;
- **G3-M5:** Ponte Reta, Longarinas curvas, pré-moldadas, seção I (seção 01), Raio de 150 m; 2 Transversinas de apoio; 4 Transversinas internas; 12 m de espaçamento entre transversinas;
- **G3-M6:** Ponte Curva, Longarinas curvas, moldadas *in loco*, seção T (seção 02), Raio de 150m; 2 Transversinas de apoio; 4 Transversinas internas; 12 m de espaçamento entre transversinas;
- **G3-M7:** Ponte Reta, Longarinas curvas, pré-moldadas, seção I (seção 01), Raio de 150 m; 2 Transversinas de apoio; 11 Transversinas internas; 5 m de espaçamento entre transversinas;
- **G3-M8:** Ponte Curva, Longarinas curvas, moldadas *in loco*, seção T (seção 02), Raio de 150m; 2 Transversinas de apoio; 11 Transversinas internas; 5 m de espaçamento entre transversinas.

Grupo 4:

- **G4-M1:** Ponte Curva, Longarinas curvas, pré-moldadas, seção I (seção 01), Raio de 100m; 2 Transversinas de apoio; 0 Transversinas internas; 60 m de espaçamento entre transversinas;
- **G4-M2:** Ponte Curva, Longarinas curvas, moldadas *in loco*, seção T (seção 02), Raio de 100 m; 2 Transversinas de apoio; 0 Transversinas internas; 60 m de espaçamento entre transversinas;
- **G4-M3:** Ponte Curva, Longarinas curvas, pré-moldadas, seção I (seção 01), Raio de 100 m; 2 Transversinas de apoio; 1 Transversina interna; 30 m de espaçamento entre transversinas;
- **G4-M4:** Ponte Curva, Longarinas curvas, moldadas *in loco*, seção T (seção 02), Raio de 100 m; 2 Transversinas de apoio; 1 Transversina interna; 30 m de espaçamento entre transversinas;
- **G4-M5:** Ponte Reta, Longarinas curvas, pré-moldadas, seção I (seção 01), Raio de 100 m; 2 Transversinas de apoio; 4 Transversinas internas; 12 m de espaçamento entre transversinas;
- **G4-M6:** Ponte Curva, Longarinas curvas, moldadas *in loco*, seção T (seção 02), Raio de 100m; 2 Transversinas de apoio; 4 Transversinas internas; 12 m de espaçamento entre transversinas;
- **G4-M7:** Ponte Reta, Longarinas curvas, pré-moldadas, seção I (seção 01), Raio de 100 m; 2 Transversinas de apoio; 11 Transversinas internas; 5 m de espaçamento entre transversinas;
- **G4-M8:** Ponte Curva, Longarinas curvas, moldadas *in loco*, seção T (seção 02), Raio de 100m; 2 Transversinas de apoio; 11 Transversinas internas; 5 m de espaçamento entre transversinas.

Tabela 3.4 - Tabela síntese dos modelos utilizados.

GRUPO	VÃO (m)	RAIO DE CURVATURA (m)	ÂNGULO CENTRAL (°)	MODELO	NOMENCLATURA DO MODELO	LONGARINA				LAJE		TRANSVERSINA				
						GEOMETRIA	TIPO	SEÇÃO	ALTURA (m)	QUANTIDADE LONGARINAS	ESPAÇAMENTO LONGARINAS (m)	ALTURA (m)	ALTURA (m)	ALTURA (m)	QUANTIDADE TAs	QUANTIDADE TAs
1	60	INFINITO	0	1	G1-M1	RETA	Pré-moldada	I	3	4	4	0,2	2,2	2	0	60
	60	INFINITO	0	2	G1-M2	RETA	Moldada in loco	T	3	4	4	0,2	2,2	2	0	60
	60	INFINITO	0	3	G1-M3	RETA	Pré-moldada	I	3	4	4	0,2	2,2	2	1	30
	60	INFINITO	0	4	G1-M4	RETA	Moldada in loco	T	3	4	4	0,2	2,2	2	1	30
	60	INFINITO	0	5	G1-M5	RETA	Pré-moldada	I	3	4	4	0,2	2,2	2	4	12
	60	INFINITO	0	6	G1-M6	RETA	Moldada in loco	T	3	4	4	0,2	2,2	2	4	12
	60	INFINITO	0	7	G1-M7	RETA	Pré-moldada	I	3	4	4	0,2	2,2	2	11	5
	60	INFINITO	0	8	G1-M8	RETA	Moldada in loco	T	3	4	4	0,2	2,2	2	11	5
2	60	300	11,46	1	G2-M1	CURVA	Pré-moldada	I	3	4	4	0,2	2,2	2	2	60
	60	300	11,46	2	G2-M2	CURVA	Moldada in loco	T	3	4	4	0,2	2,2	2	2	60
	60	300	11,46	3	G2-M3	CURVA	Pré-moldada	I	3	4	4	0,2	2,2	2	1	30
	60	300	11,46	4	G2-M4	CURVA	Moldada in loco	T	3	4	4	0,2	2,2	2	1	30
	60	300	11,46	5	G2-M5	CURVA	Pré-moldada	I	3	4	4	0,2	2,2	2	5	12
	60	300	11,46	6	G2-M6	CURVA	Moldada in loco	T	3	4	4	0,2	2,2	2	5	12
	60	300	11,46	7	G2-M7	CURVA	Pré-moldada	I	3	4	4	0,2	2,2	2	11	5
	60	300	11,46	8	G2-M8	CURVA	Moldada in loco	T	3	4	4	0,2	2,2	2	11	5
3	60	150	22,92	1	G3-M1	CURVA	Pré-moldada	I	3	4	4	0,2	2,2	2	0	60
	60	150	22,92	2	G3-M2	CURVA	Moldada in loco	T	3	4	4	0,2	2,2	2	0	60
	60	150	22,92	3	G3-M3	CURVA	Pré-moldada	I	3	4	4	0,2	2,2	2	1	30
	60	150	22,92	4	G3-M4	CURVA	Moldada in loco	T	3	4	4	0,2	2,2	2	1	30
	60	150	22,92	5	G3-M5	CURVA	Pré-moldada	I	3	4	4	0,2	2,2	2	4	12
	60	150	22,92	6	G3-M6	CURVA	Moldada in loco	T	3	4	4	0,2	2,2	2	4	12
	60	150	22,92	7	G3-M7	CURVA	Pré-moldada	I	3	4	4	0,2	2,2	2	11	5
	60	150	22,92	8	G3-M8	CURVA	Moldada in loco	T	3	4	4	0,2	2,2	2	11	5
4	60	100	34,38	1	G4-M1	CURVA	Pré-moldada	I	3	4	4	0,2	2,2	2	0	60
	60	100	34,38	2	G4-M2	CURVA	Moldada in loco	T	3	4	4	0,2	2,2	2	0	60
	60	100	34,38	3	G4-M3	CURVA	Pré-moldada	I	3	4	4	0,2	2,2	2	1	30
	60	100	34,38	4	G4-M4	CURVA	Moldada in loco	T	3	4	4	0,2	2,2	2	1	30
	60	100	34,38	5	G4-M5	CURVA	Pré-moldada	I	3	4	4	0,2	2,2	2	4	12
	60	100	34,38	6	G4-M6	CURVA	Moldada in loco	T	3	4	4	0,2	2,2	2	4	12
	60	100	34,38	7	G4-M7	CURVA	Pré-moldada	I	3	4	4	0,2	2,2	2	11	5
	60	100	34,38	8	G4-M8	CURVA	Moldada in loco	T	3	4	4	0,2	2,2	2	11	5

3.4 Ações

As ações em estruturas de pontes são definidas segundo a NBR 7187 (2003), 7188 (2013) e 6123 (1988). Nesta pesquisa serão consideradas apenas as cargas móveis do veículo-tipo TB-450 definidas pela NBR 7188 (2013), como mostra a Figura 3.11, ou seja, o carregamento de multidão representando a passagem de veículos de pequeno porte que podem acompanhar o veículo padrão foi excluído das análises.

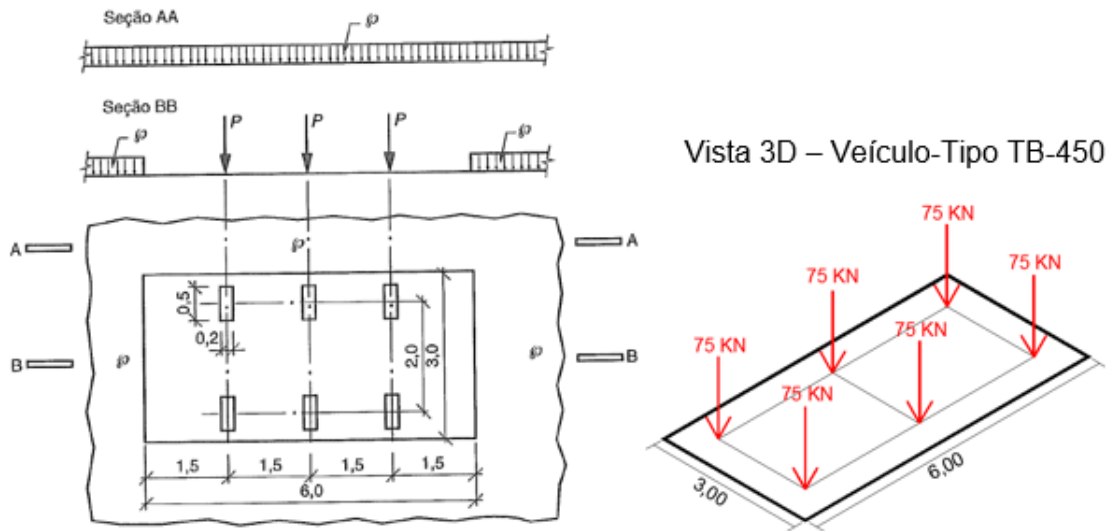


Figura 3.11 – Veículo-tipo TB-450. Fonte: Adaptado de NBR 7188 (2013).

Foram avaliados quatro tipos de situações de carga para calcular os fatores de distribuição de momento fletor (FDMF) devido à carga móvel. Eles foram denominados como caso de carga geral e casos 01, 02 e 03. O caso de carga geral é aquele no qual o veículo-tipo passeia por toda estrutura, tanto na direção transversal como na longitudinal. O programa *CsiBridge v20* realiza esse procedimento passando o veículo-tipo na largura da linha de carga definida pelo usuário. Nesta pesquisa foi definida uma largura de 14,20 metros, visto que as barreiras têm 40 centímetros cada. Primeiramente o veículo passa em toda a seção transversal para a primeira posição longitudinal, em seguida, segue para a nova posição longitudinal e passa novamente em toda largura da ponte (Figura 3.12). Esse procedimento é feito em todo o comprimento da ponte em uma quantidade de vezes determinada com base no comprimento máximo de discretização da linha de carga definido pelo usuário.

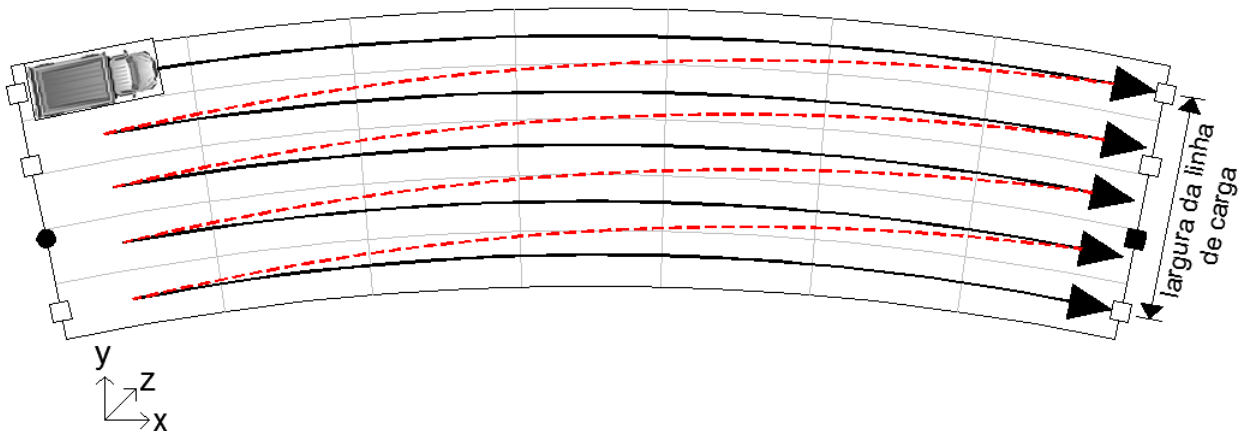


Figura 3.12 – Passagem do veículo-tipo no tabuleiro para o caso geral.

É importante destacar que o caso de carga geral fornece o resultado máximo de momento fletor em cada posição longitudinal da ponte. Por isso, ao calcular os FDMF utilizando esse caso de carga, não será obtida uma parcela percentual do quantil total de momento fletor da ponte e sim, o máximo momento fletor sofrido pela longarina durante a passagem do veículo tipo em toda a ponte.

Para conseguir computar exatamente a parcela de momento fletor captada por cada longarina em relação ao total obtido na ponte, nos outros casos de carga o veículo-tipo foi fixado em uma determinada posição transversal e passou apenas ao longo do comprimento da ponte. O posicionamento de cada caso de carga pode ser visualizado nas Figuras 3.13, 3.14 e 3.15.

CASO DE CARGA 01

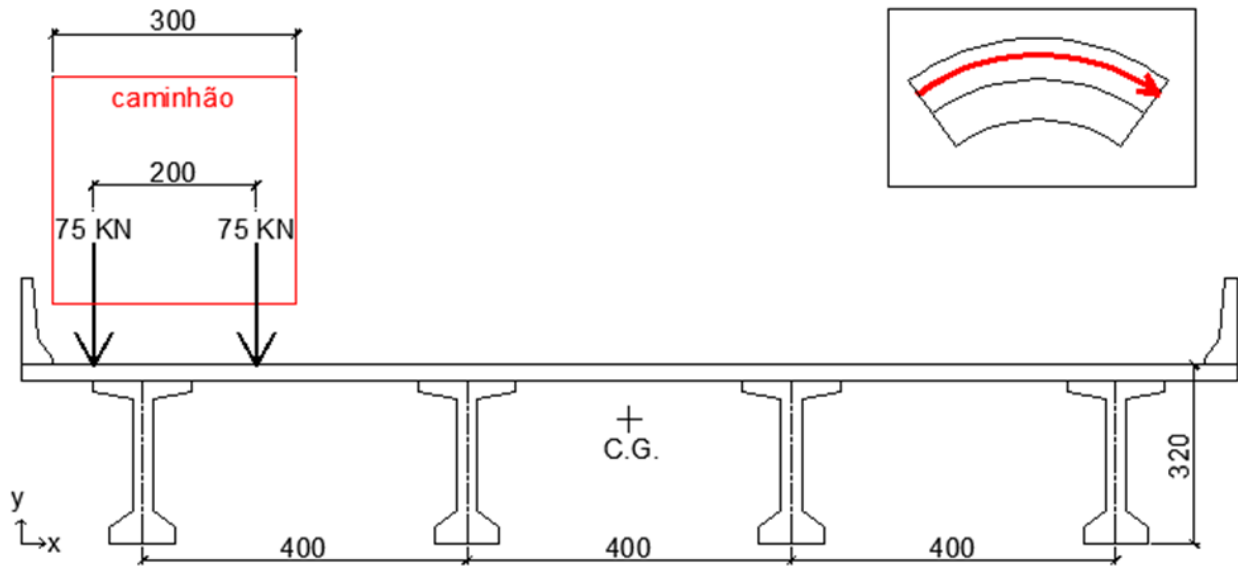


Figura 3.13 -Caso de carga 01 – veículo-tipo no lado externo da curva.

CASO DE CARGA 02

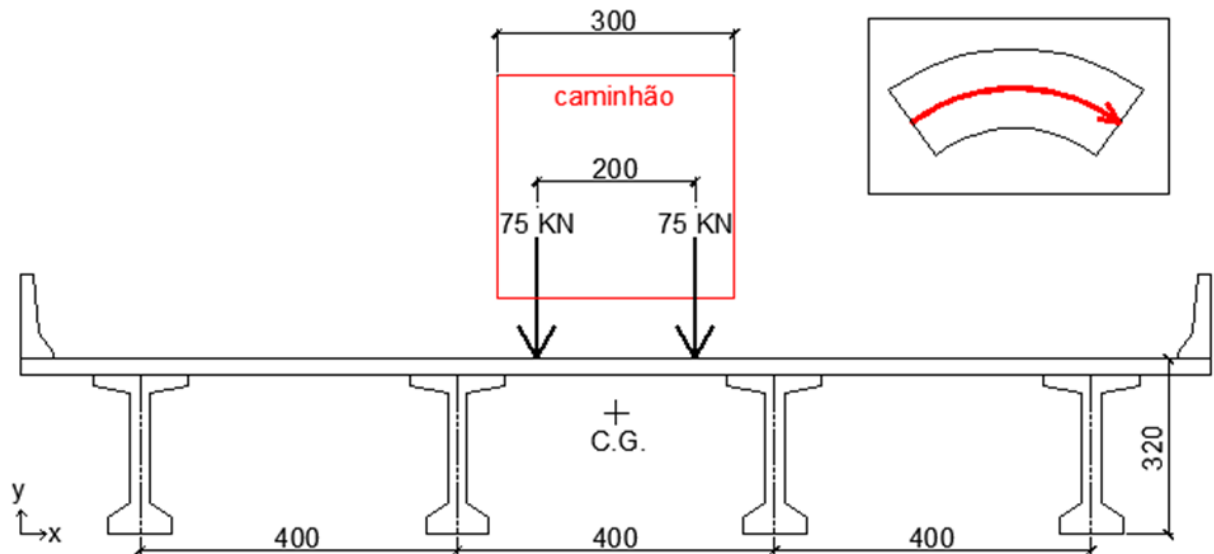


Figura 3.14 – Caso de carga 02 – veículo-tipo na linha central da curva.

CASO DE CARGA 03

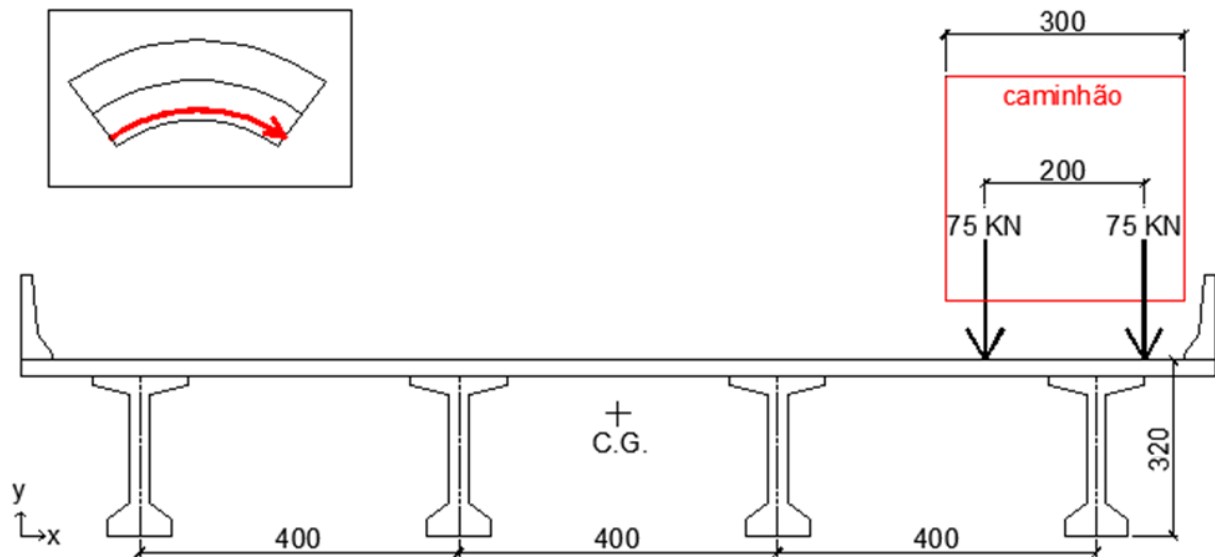


Figura 3.15 – Caso de carga 03 – veículo-tipo no lado interno da curva.

3.5 Modelagem

A modelagem numérica desta pesquisa foi realizada com base na revisão bibliográfica realizada sobre o tema e no conjunto de elementos finitos que o *software CsiBridge v20* fornece. 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 curvas através dos fatores de distribuição de momento fletor (FDMF) devido à carga móvel, optou-se por utilizar modelos tridimensionais via método dos elementos finitos, 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.

3.5.1 Elementos finitos empregados

O *software* comercial *CsiBridge v20* possui uma biblioteca pré-definida, composta pelos elementos mais utilizados na modelagem de pontes utilizando o Método dos Elementos Finitos (MEF).

3.5.1.1 Barra (frame)

O elemento de barra utiliza uma formulação tridimensional e pode ser utilizado para modelar elementos de viga, pilares e treliças tridimensionais e planos, além de grelhas e cabos. Neste trabalho, esse tipo de elemento será utilizado para modelar as longarinas pré-moldadas.

O *CsiBridge v20* utiliza elementos de barra com 2 nós e 6 graus de liberdade em cada nó, ou seja, são transmitidos automaticamente 3 deslocamentos e 3 rotações, uma em cada eixo de referência como mostra a Figura 3.16. O eixo longitudinal de cada barra é definido automaticamente como o de número 1 e os demais, de acordo com os eixos de referência.

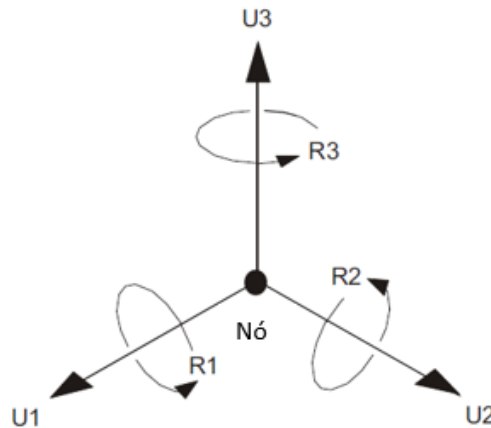


Figura 3.16 – Graus de Liberdade por nó de extremidade. Fonte: *CSi Reference Manual* (2015)

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, largamente difundidas. É importante salientar que ao construir um

elemento de barra, ele será posicionado no centro de gravidade dessa seção, para fins de modelagem, como mostra a Figura 3.17, entretanto, é possível definir que a barra esteja posicionada em outro ponto da seção. Percebe-se que o vão livre (“*clear length*”) apresentado na Figura não coincide com o comprimento total (“*total length*”) do elemento de barra modelado, o que deve ser observado com atenção quando forem utilizados elementos desse tipo.

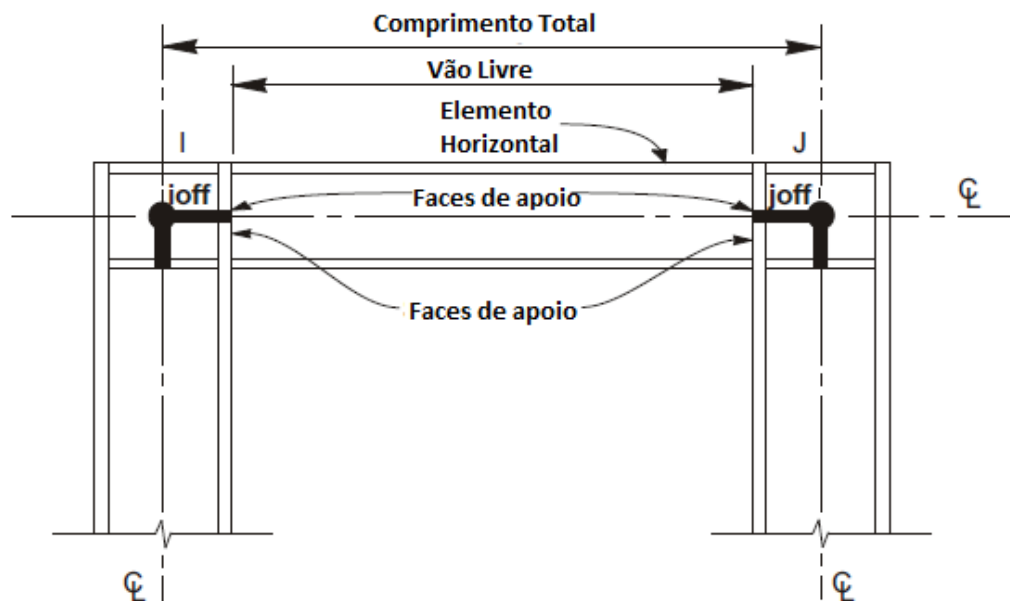


Figura 3.17 – Eixos centrais dos elementos de barra e características de posicionamento. Fonte: Adaptado de *CSI Reference Manual* (2015)

Os elementos finitos de barra fornecem resultados de esforços internos de momento fletor nas duas direções, esforços cortantes nas duas direções, momento de torção em torno do eixo axial e esforço normal. As representações dos resultados seguem o disposto na Figura 3.18, bem como as convenções de sinal para os esforços positivos.

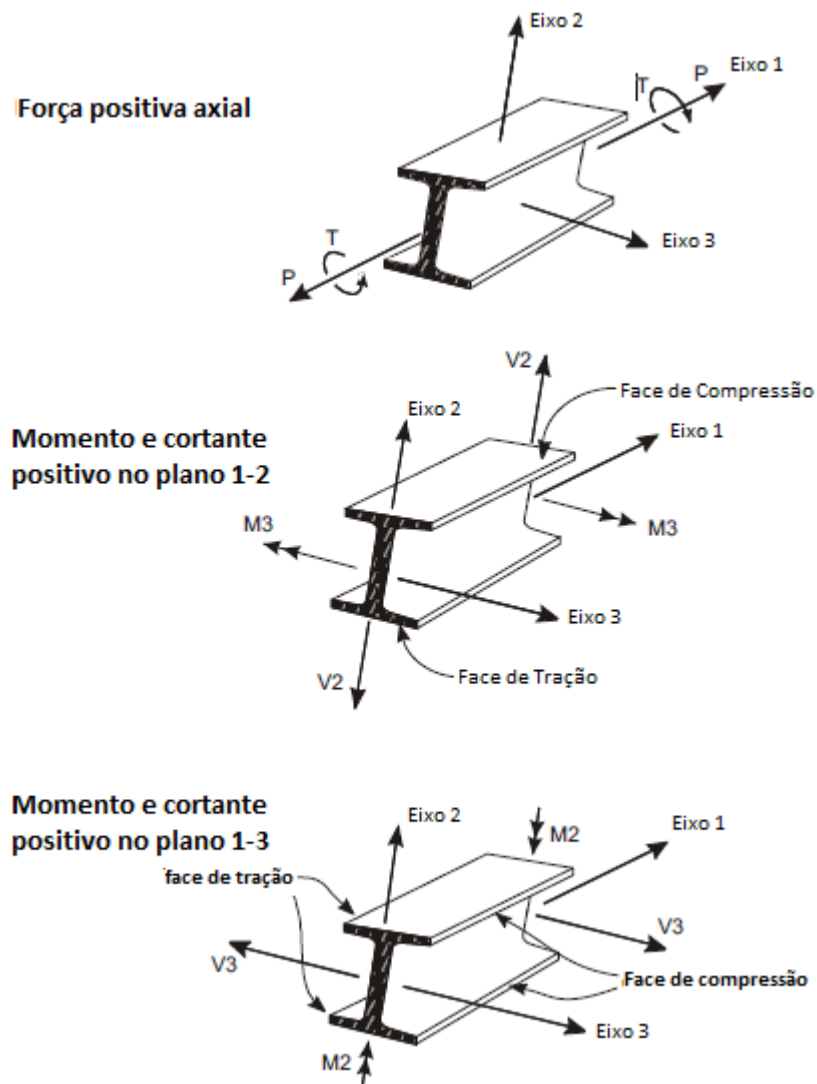


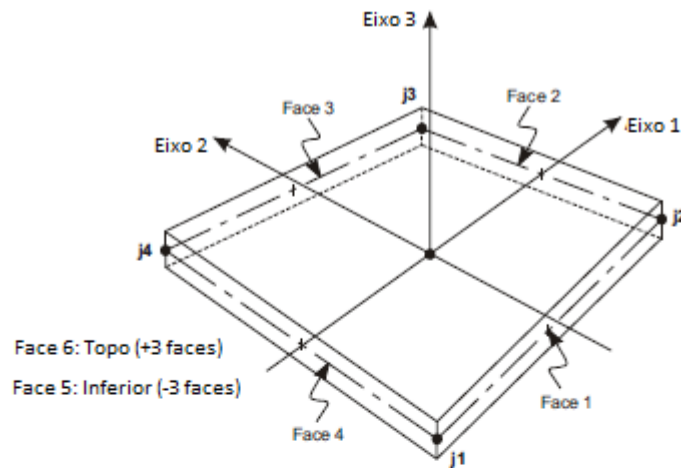
Figura 3.18 – Esforços internos nos elementos barra. Fonte: Adaptado de *CSI Reference Manual* (2015).

3.5.1.2 Casca (*shell*)

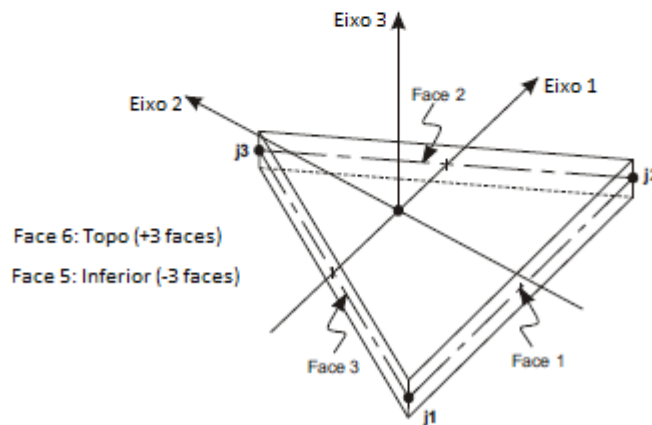
O elemento de casca (*shell*) é um objeto de área utilizado para modelar placas e membranas, em suma, é um elemento que se comporta no plano, devido a sua pequena espessura. Esse tipo de elemento será utilizado para modelar as lajes e transversinas em todos os modelos e as longarinas moldadas no local.

O *CsiBridge v20* 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 3.19).



Elemento de casca quadrilátero de 4 nós



Elemento de casca triangular de 3 nós

Figura 3.19 – Tipos de elementos de casca na biblioteca do *CsiBridge v20*. Fonte: Adaptado de *CSi Reference Manual (2015)*

Segundo o *CSi Reference Manual (2015)*, 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. Quando as restrições de movimento e a passagem de esforços dependerão das condições de contorno aplicadas de acordo com os apoios da estrutura.

Os esforços internos nos elementos de casca são forças e momentos resultantes de integrações de tensões sobre a espessura do elemento. Para a casca homogênea utilizada nesta pesquisa, as forças internas são:

- forças axiais e esforços cortantes de membrana (F_{11} , F_{22} e F_{12});
- momentos fletores, momentos de torção e esforços cortantes de placa (M_{11} , M_{22} , M_{12} , V_{13} e V_{23}).

É importante destacar que todos os esforços 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 3.20. Tensões atuando na face positiva estão orientadas na direção positiva dos eixos locais do elemento. O momento positivo corresponde ao estado de tensão que varia linearmente na espessura do elemento e é positivo na parte inferior dele. Já as tensões de cisalhamento transversais são dadas em valores médios, já que sua distribuição é parabólica na espessura do elemento, fornecendo seu máximo na superfície média deste.

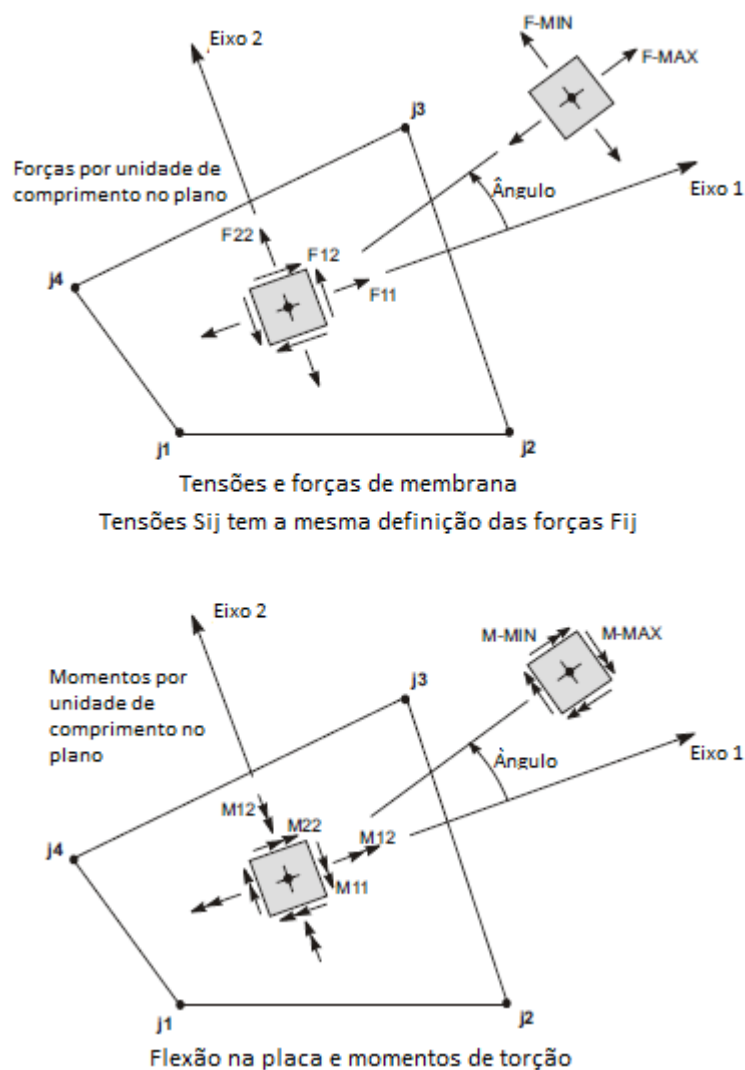


Figura 3.20 – Esforços internos e tensões nos elementos de casca. Fonte: *CSI Reference Manual* (2015)

3.5.2 Modelos

Um aspecto importante a ser considerada na modelagem via elementos finitos é a precisão dos modelos idealizados, o que, por sua vez, ao ser concebido um modelo exequível, resulta em um projeto mais eficiente e econômico. Segundo Logan (2002), o parâmetro “*aspect ratio*” é comumente utilizado para tais verificações, esse parâmetro explicita uma relação entre as dimensões dos elementos empregados no modelo.

Conforme Logan (2002), a relação de *aspect ratio* de um elemento é definida como a razão entre a maior e a menor dimensão do elemento utilizado na análise. De forma genérica, à medida que a proporção do elemento aumenta, a imprecisão da solução também aumenta. Os estudos do autor supracitado comprovaram que aumentando a taxa de proporção do elemento (*aspect ratio*) para valores acima de 4, a porcentagem de erro entre os resultados da modelagem via elementos finitos, quando comparadas com a solução exata, é superior a 15%.

Assim, neste estudo, a relação de *aspect ratio* foi mantida em faixas aceitáveis em todos os modelos idealizados, onde foi definido um comprimento máximo do elemento igual a 1,00 metro na direção longitudinal da ponte, mantendo a proporção entre dimensões (“*aspect ratio*”) dos elementos utilizados em 3,2, satisfazendo o limite máximo de 4.

No tocante a diferenciação da técnica de modelagem utilizada para representação dos modelos pré-moldados e moldados *in loco*, adotou-se concepção utilizada no estudo de Kim *et all* (2007) e corroborada nos estudos de Bapat (2009), no qual os autores verificaram que ocorre uma tendência de maior grau de monoliticidade na utilização de toda a superestrutura composta de elementos de casca, denotando uma similaridade com estruturas monolíticas (moldadas *in loco*), visto que em tais modelos ocorre uma melhor discretização junto as ligações de cada elemento, em contraposição, nas superestruturas concebidas com elementos de barra e interligadas por barras rígidas, ocorre uma tendência de menor grau de monoliticidade. No entanto, no que se refere a distinção dos elementos utilizáveis para representação de cada método construtivo, deve ser acrescida de estudos mais específicos a fim de determinar, com precisão, o real ganho ou perda de monoliticidade em cada concepção.

3.5.2.1 Modelo com longarinas curvas pré-moldadas (Seção 01)

Esse tipo de modelagem foi utilizado nos modelos M1, M3, M5 e M7 para os grupos G1, G2, G3 e G4. Em todos os modelos citados adotou-se elementos de casca

com 4 nós para lajes, transversinas de apoio e intermediárias, e elementos de barra para representar as longarinas pré-moldadas.

Vale salientar que para os modelos propostos das pontes pré-moldadas foi utilizado, por meio do *CsiBridge v20*, a técnica de modelagem de viga excêntrica (*Eccentric beam model*). Esta técnica de modelagem, melhor apresentada no item 3.2.1, aplica uma excentricidade no centro de gravidade de cada elemento (vigas, transversinas e lajes) que constitui a ponte, visando obter uma representação do sistema estrutural em perspectiva tridimensional, conforme está construída a estrutura real. Cada elemento de barra (representa a viga curva) está posicionado no centro de gravidade da própria viga, no qual está interligado por meio de barras rígidas tanto ao nó superior do elemento de casca da laje (posicionado no centro de gravidade da laje), como ao nó inferior do aparelho de apoio (Figura 3.21).

Outrossim, como nesses modelos foram utilizadas longarinas curvas acompanhando o traçado da superestrutura (*layout line*), essas foram representadas no *CsiBridge v20* através de trechos retos de, no máximo, 1,0 metro de comprimento, o que segundo Rebouças (2017) fornece uma aproximação bastante satisfatória, mesmo para pontes com raios menores que 100 metros. Então, as longarinas desses modelos acompanham o traçado das bordas da laje ao longo de todo comprimento da ponte, não havendo empecilho geométrico para vencer o vão, o que, por sua vez, dispensa-se a necessidade de apoios intermediários.

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.

Vale destacar que como a ligação da longarina com os apoios é interligada através de barras rígidas, o comprimento da mesma deve ser suficiente para transpor o elemento de casca no plano YZ (representa as transversinas de apoio e intermediária) para conectar-se aos aparelhos de apoio. Nos aparelhos de apoios foram introduzidas molas de rigidez elevada ($K = 10^{11}$ KN/m) nos graus de liberdade que deveriam ser restringidos. Na Figura 3.21 é possível visualizar a discretização dos elementos.

Nas Figuras 3.22 e 3.23 observa-se a modelagem tipo *offset* realizada no *CsiBridge v20* e nas Figuras 3.24 e 3.25 verifica-se o modelo extrudado obtido através do *software*.

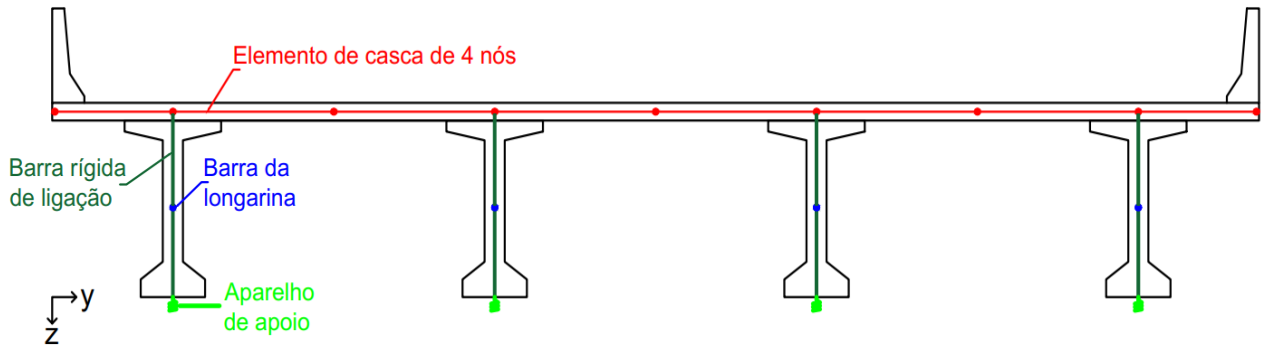


Figura 3.21 – Discretização do modelo da ponte pré-moldada que utiliza a seção 01.
Fonte: Autor

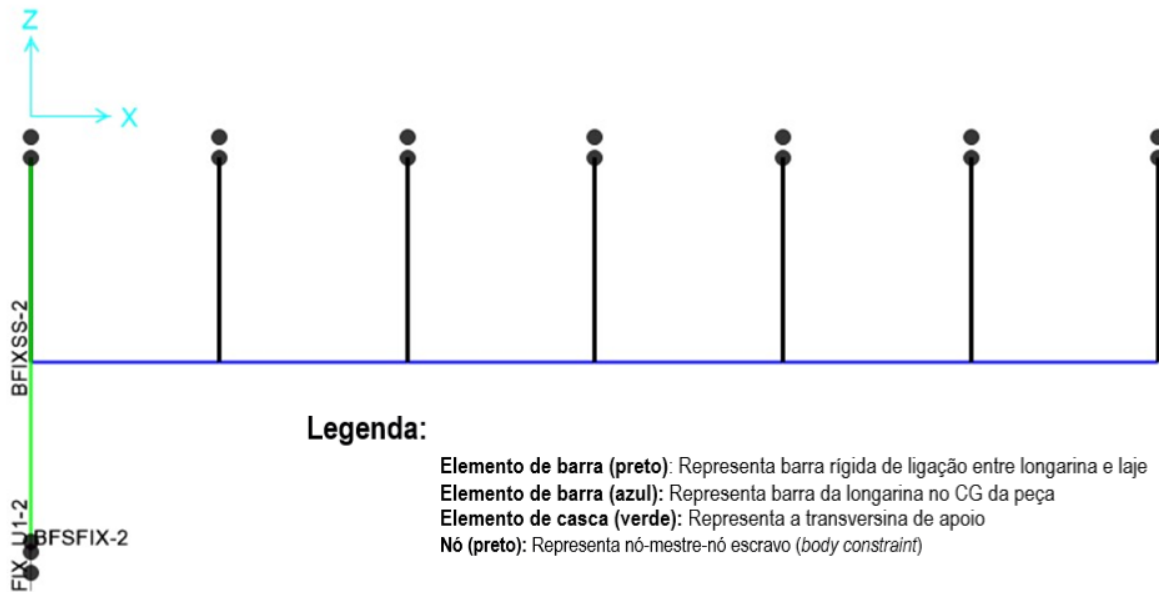


Figura 3.22 – Representação da modelagem tipo offset no plano ZX (plano lateral) da seção 01 (pré-moldada) do modelo G4-M5, construído através do *CSi Bridge v20*.
Fonte: Autor

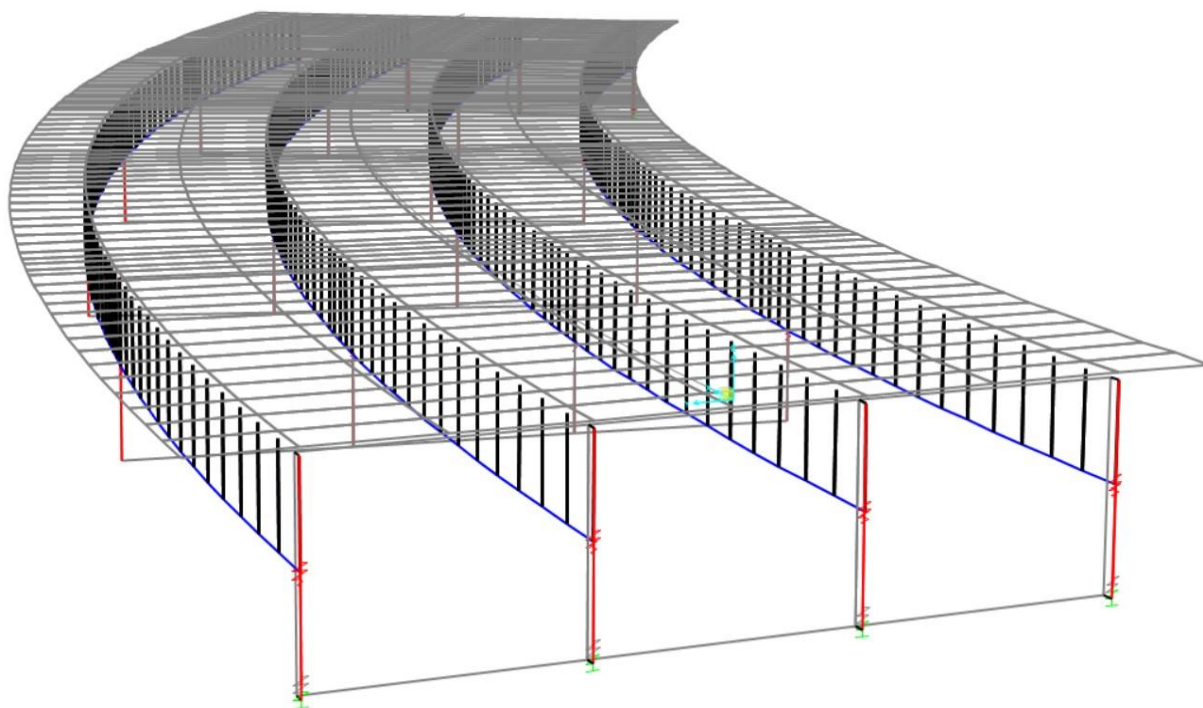


Figura 3.23 – Representação da modelagem tipo offset da seção 01 (pré-moldada) do modelo G4-M5, construído através do *CSi Bridge v20*. Fonte: Autor

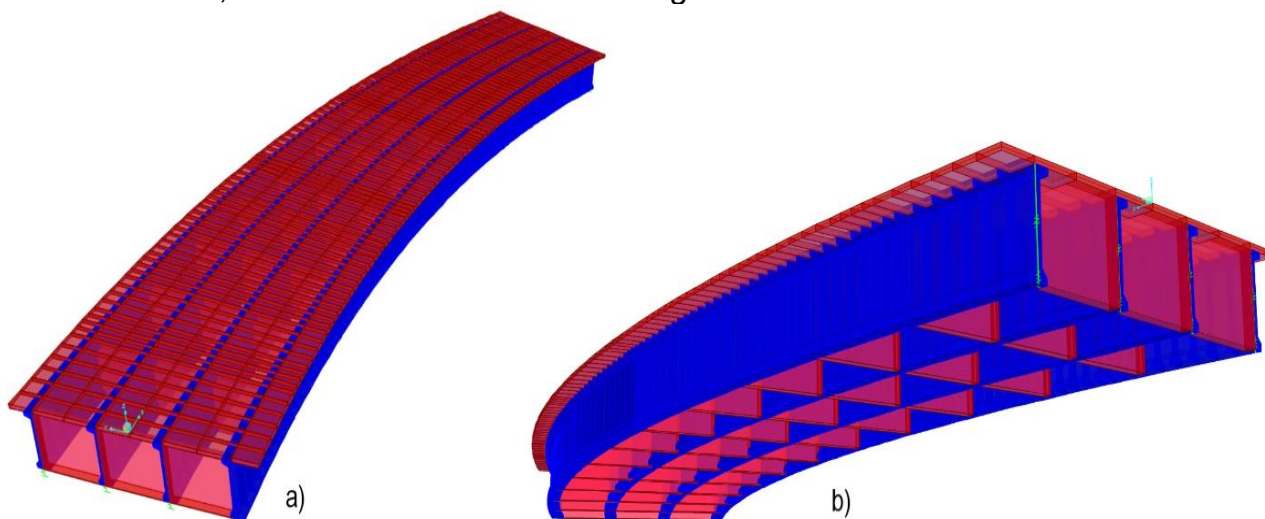


Figura 3.24 – Modelo G4-M7 extrudado, que utiliza a seção 01 (pré-moldada), construído através do *CSi Bridge v20*. a) Vista superior. b) Vista inferior. Fonte: Autor

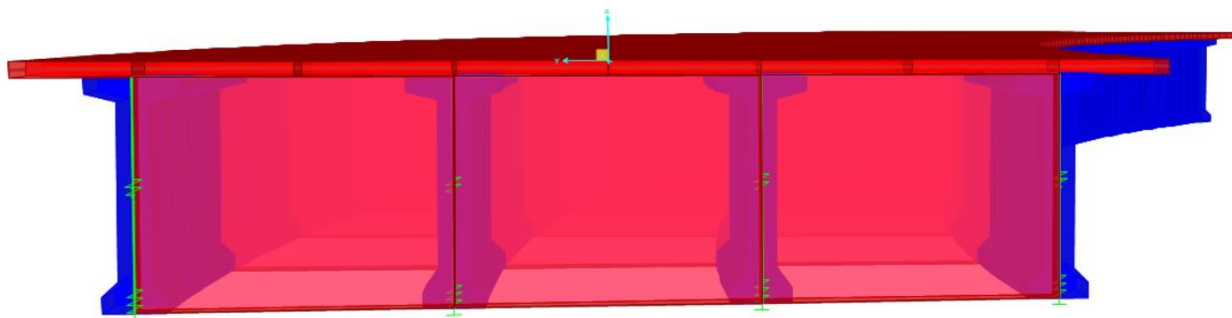


Figura 3.25 – Seção transversal do Modelo G4-M7 extrudado, que utiliza a seção 01 (pré-moldada), construído através do *CSi Bridge v20*. Fonte: Autor

3.5.2.2 Modelo com longarinas curvas moldadas *in loco* (Seção 02)

Esse tipo de modelagem foi utilizado nos modelos M2, M4, M6 e M8 para os grupos G1, G2, G3 e G4. Em todos os modelos citados adotou-se elementos de casca com 4 nós representar lajes, transversinas de apoio, transversinas intermediárias e vigas.

Nestes modelos as longarinas estão diretamente ligadas à laje através dos elementos de casca. O *software CsiBridge v20* faz a compatibilização entre as posições dos nós de cada casca, tornando-os coincidentes para que haja transmissão de esforços e tensões através deles. A proporção dos elementos de casca da laje manteve-se a citada no início dessa seção e os elementos de casca das longarinas moldadas *in loco* tiveram seu comprimento fixado em no máximo 1,0 metro, o que lhes forneceu um “*aspect ratio*” dentro dos limites preconizado por Logan (2006) para todos os modelos tratados com esse tipo de método construtivo. Na Figura 3.26 é possível visualizar tal discretização ao passo que nas Figuras 3.27 e 3.28 observa-se a modelagem realizada no *CsiBridge v20*. Nas Figuras 3.29 e 3.30 verifica-se o modelo “extrudado” obtido através do software. Nela constata-se que houve um refinamento da malha de elementos finitos nas proximidades de cada longarina. Esse procedimento foi realizado para conseguir captar melhor a rigidez da longarina e consequentemente obter uma distribuição de carga mais precisa.

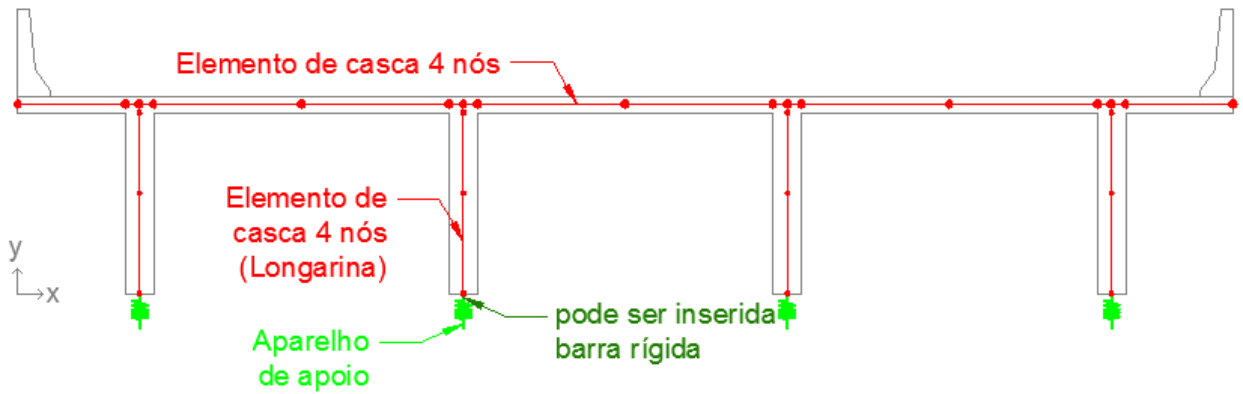


Figura 3.26 - Discretização do modelo da ponte moldada in loco que utiliza a seção 02.
Fonte: Autor

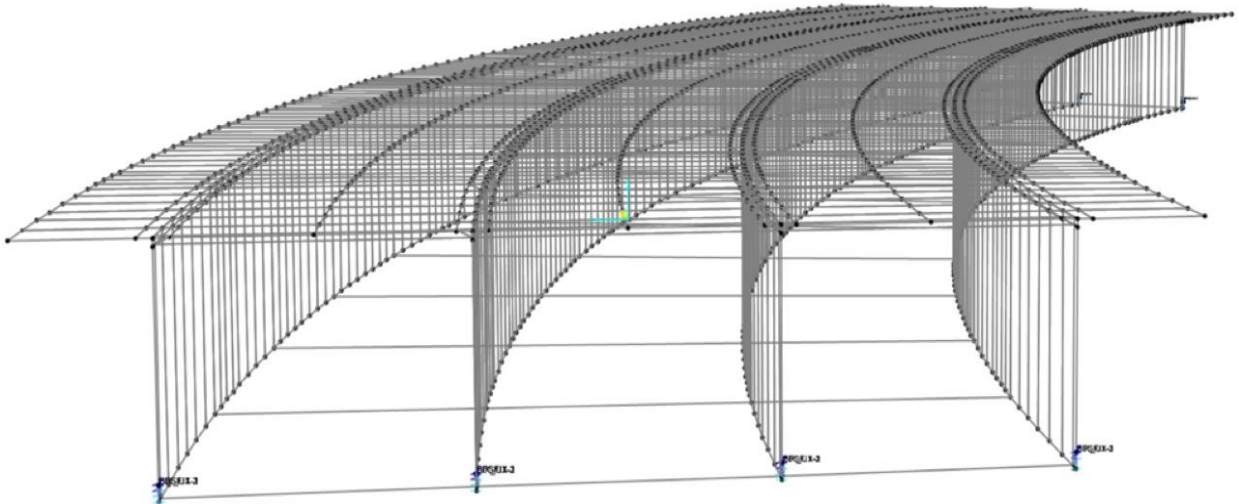


Figura 3.27 – Representação no plano YZ da modelagem tipo offset da seção 02 (moldado *in loco*) do modelo G4-M8, construído através do *CSi Bridge v20*. Fonte: Autor

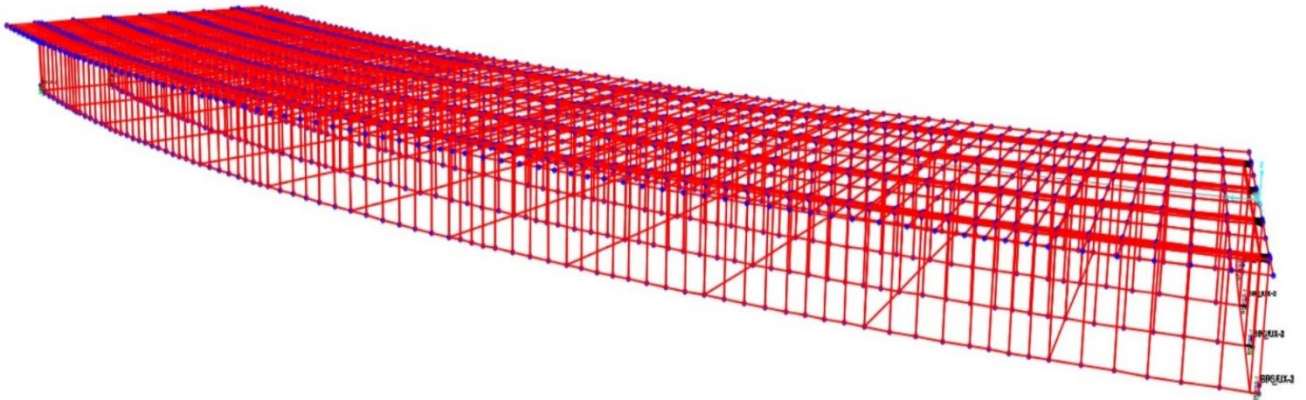


Figura 3.28 – Representação da modelagem tipo offset no plano ZX da seção 02 (moldado *in loco*) do modelo G4-M8, construído através do *CSi Bridge v20*. Fonte: Autor

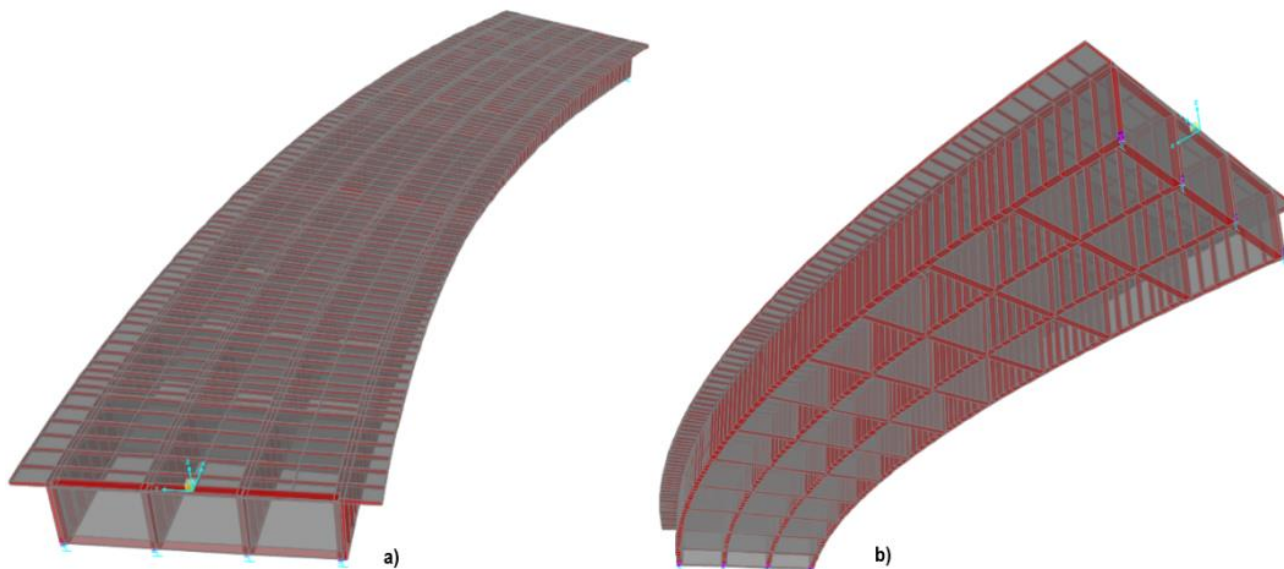


Figura 3.29 – Modelo G4-M8 extrudado, que utiliza a seção 02 (moldado *in loco*), construído através do *CSi Bridge v20*. a) Vista superior. b) Vista inferior. Fonte: Autor

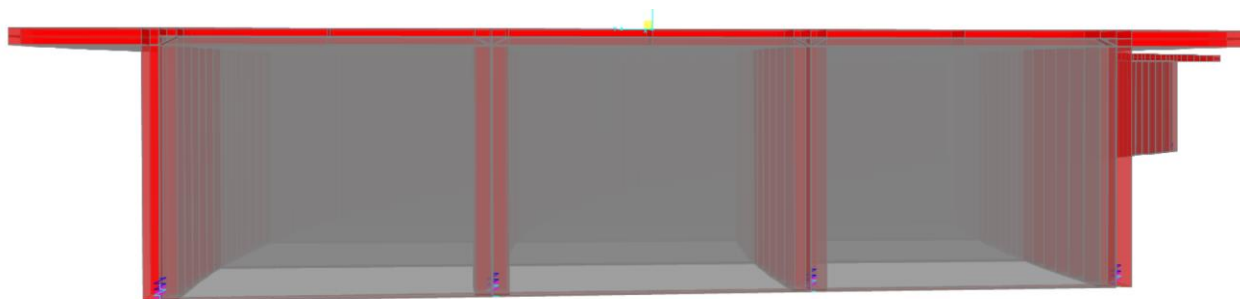


Figura 3.30 – Seção transversal do Modelo G4-M8 extrudado, que utiliza a seção 02 (moldado *in loco*), construído através do *CSi Bridge v20*. Fonte: Autor

A ligação entre as longarinas e os aparelhos de apoio pode ser feita de duas formas, com barra rígida de ligação entre eles ou não. Isso ocorre quando são construídos modelos com e sem transversinas de apoio, no primeiro caso foi inserida uma barra rígida nos apoios externos devido à ligação entre cascas da longarina com a transversina. Já no segundo caso, a ligação foi feita de forma direta entre as longarinas e os aparelhos de apoio.

3.5.2.3 Modelos com geometria longitudinal reta

A modelagem da ponte reta (grupo G1) foi utilizada para todos modelos propostos na tabela síntese (M1 a M8), abrangendo tanto a seção pré-moldada, como a seção moldada *in loco*. Em todos os modelos das pontes retas (G1) pré-moldadas (M1, M3, M5 e M7) adotou-se elementos de casca com 4 nós para lajes, transversinas de apoio e intermediárias, e elementos de barra para representar as longarinas pré-moldadas. A técnica de discretização (modelagem de viga excêntrica) utilizada é exatamente a mesma tratada para as pontes pré-moldadas curvas (item 3.4.2.1), contudo, como as pontes são retas, os elementos finitos conservaram o formato retangular seguindo o traçado retilíneo da ponte, como é possível visualizar na discretização do modelo nas Figuras 3.31 e 3.32, bem como o modelo extrudado nas Figuras 3.33 e 3.34.

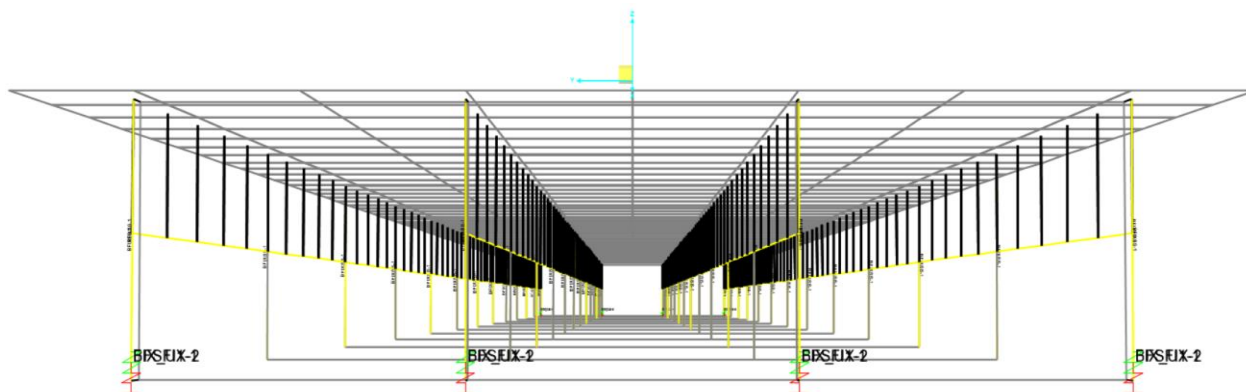


Figura 3.31 – Representação no plano YZ da modelagem tipo offset da seção 01 (pré-moldada) do modelo G1-M7, construído através do *CSi Bridge v20*. Fonte: Autor

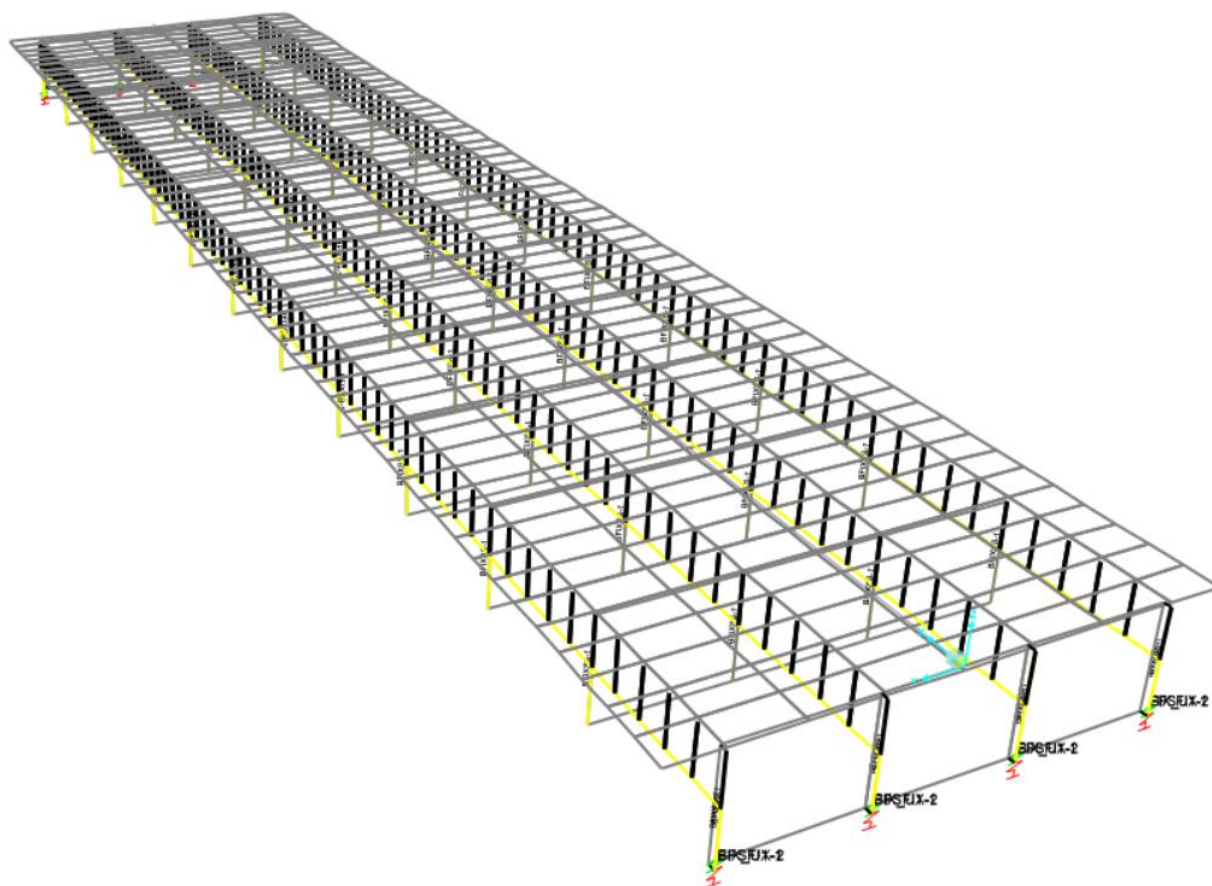


Figura 3.32 – Representação isométrica da modelagem tipo offset da seção 01 (pré-moldada) do modelo G1-M7, construído através do *CSi Bridge v20*. Fonte: Autor

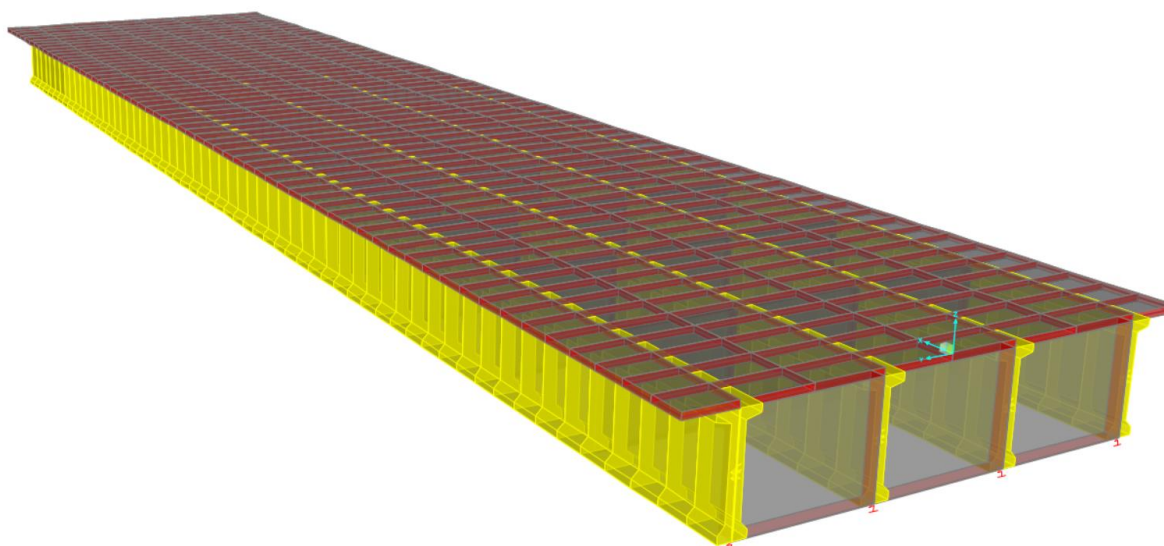


Figura 3.33 – Modelo G1-M7 extrudado, que utiliza a seção 01 (pré-moldado), construído através do *CSi Bridge v20*. Fonte: Autor

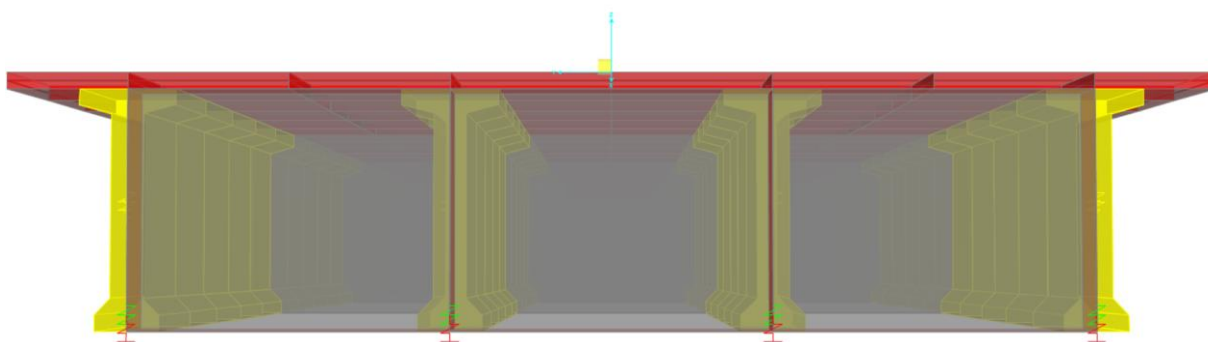


Figura 3.34 – Seção transversal do Modelo G1-M7 extrudado, que utiliza a seção 01 (pré-moldado), construído através do *CSi Bridge v20*. Fonte: Autor

Já para os modelos propostos para as pontes retas (G1) moldados *in loco* (M2, M4, M6 e M8) adotou-se elementos de casca com 4 nós para as lajes, transversinas de apoio, transversinas intermediárias e longarinas moldados *in loco*, como é possível visualizar na discretização do modelo nas Figuras 3.35 e 3.36, bem como o modelo extrudado nas Figuras 3.37 e 3.38.

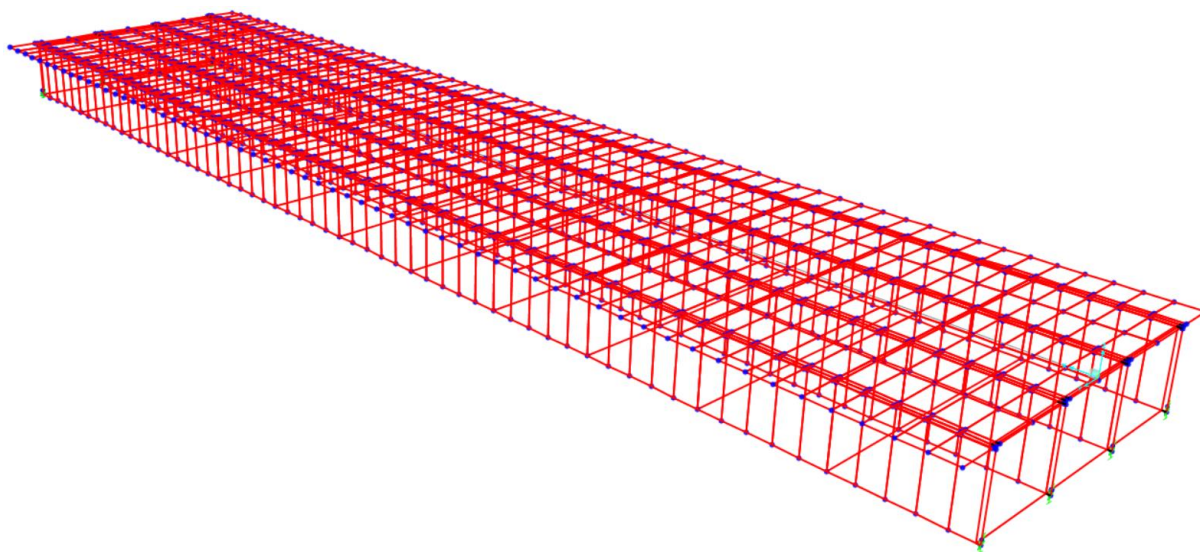


Figura 3.35 – Representação isométrica da modelagem tipo offset da seção 02 (moldada *in loco*) do modelo G1-M8, construído através do *CSi Bridge v20*. Fonte: Autor

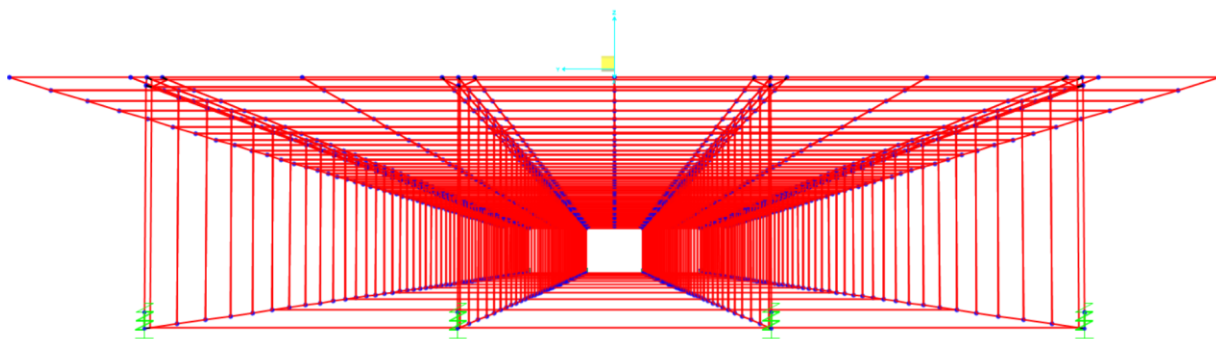


Figura 3.36 – Representação no plano YZ da modelagem tipo offset da seção 02 (moldada in loco) do modelo G1-M8, construído através do *CSi Bridge v20*. Fonte: Autor

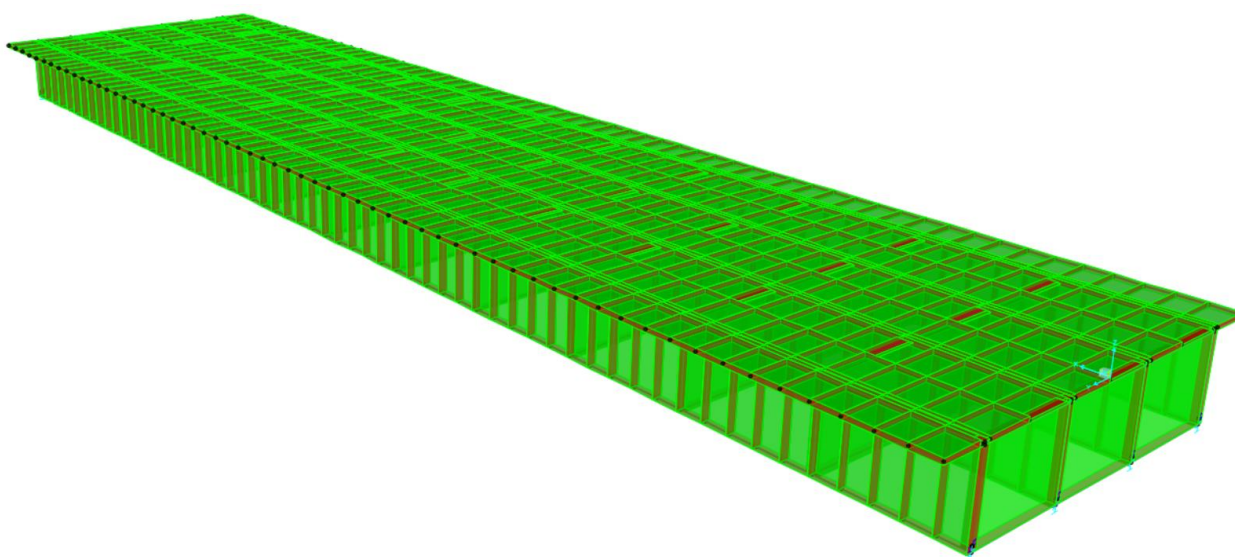


Figura 3.37 – Modelo G1-M8 extrudado, que utiliza a seção 02 (moldada in loco), construído através do *CSi Bridge v20*. Fonte: Autor

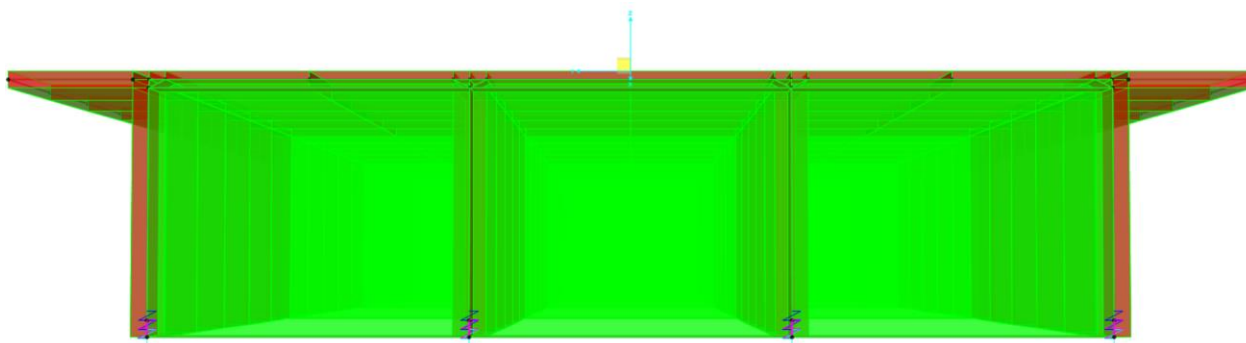


Figura 3.38 – Seção transversal do Modelo G1-M8 extrudado, que utiliza a seção 02 (moldada in loco), construído através do *CSi Bridge v20*. Fonte: Autor

3.6 Obtenção dos fatores de distribuição de momento fletor

Rebouças (2017), em seus estudos analíticos para geração automatizada de linha de influência elástica de vigas horizontalmente curvas para diversos raios e curvaturas, utilizou a superposição dos efeitos a fim de transformar uma estrutura hiperestática em uma estrutura isostática equilibrada (sistema principal) através da eliminação de vínculos, de acordo com o grau hiperestático da estrutura, para demonstrar que o valor máximo de momento fletor para modelo curvo sobre os apoios ocorre sempre no meio dos vãos da viga (seção crítica).

Portanto, partindo da constatação supracitada e com objetivo de averiguar a distribuição de carga móvel em tabuleiros de pontes curvas, foram utilizados os fatores de distribuição de momento fletor (FDMF) determinados através da relação entre os resultados dos momentos fletores no meio do vão (seção crítica) para cada longarina, obtidos através dos modelos 3D apresentados no item 3.4, e o resultado do momento fletor para toda a ponte, obtido através de uma modelagem da ponte como uma viga (*spine model*), na mesma seção crítica, submetido às mesmas cargas móveis. Em síntese, os fatores de distribuição de momento fletor foram calculados como:

$$FDMF = \frac{M^{MEF,3D}_{longarina}}{M^{1D}_{total}}$$

Conforme apresentado no item 2.5, um sistema estrutural de uma ponte pode ser modelado de três formas diferentes: **(1)** Modelo 1D, através de métodos aproximados ou por um modelo de viga equivalente (*spine model*); **(2)** Modelo 2D, considerado um método refinado, mas com menor precisão; **(3)** Modelo 3D, considerado um método refinado de elevada precisão.

O modelo *spine* (*spine model*), 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. Esse modelo não é 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. (Figura 3.39-b).

Já os modelos de grelha e MEF são considerados métodos de análise estrutural refinada, no qual conseguem captar e resolver problemas de pontes com diferentes geometrias, rigidezes, propriedades de materiais e condições de contorno, obtendo, assim, uma aproximação mais precisa do comportamento estrutural. (Figura 3.39-c,d)

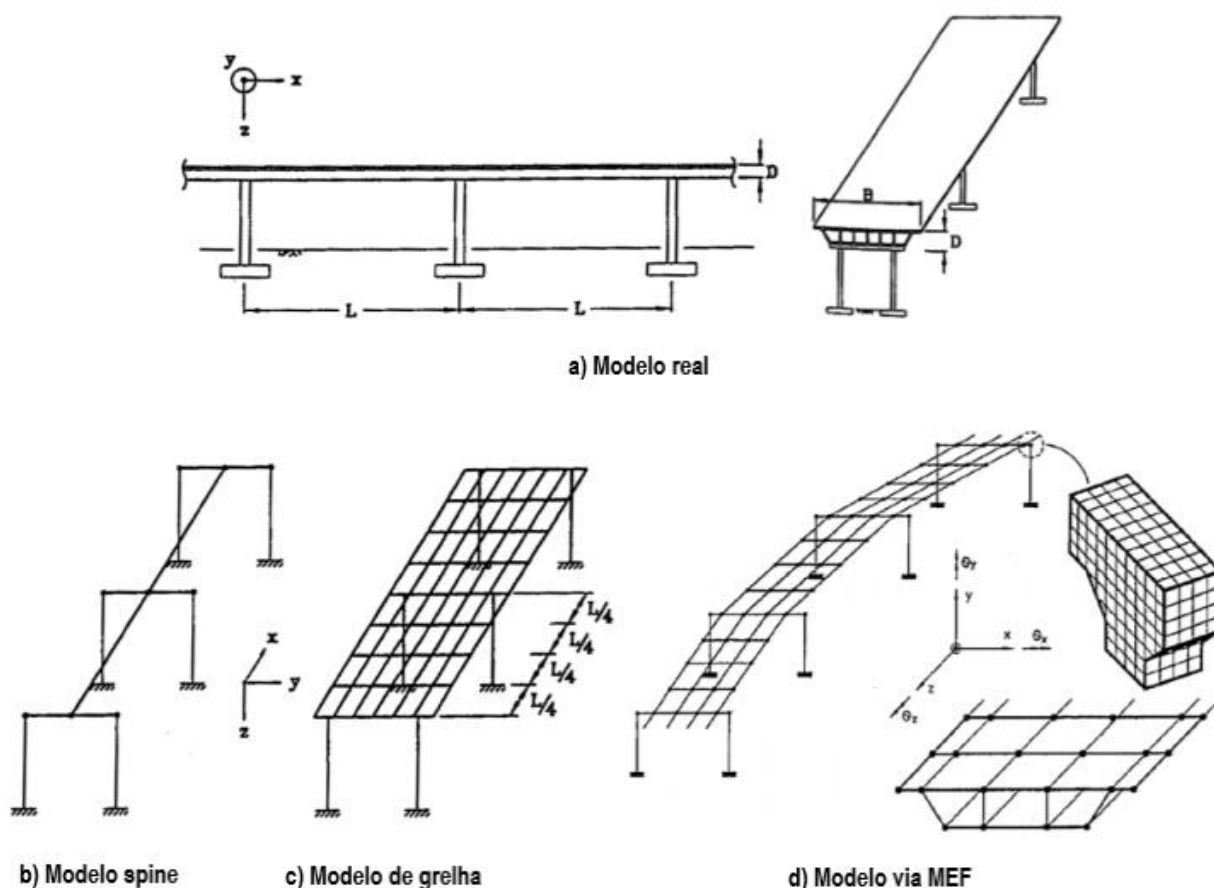


Figura 3.39 – Formas de modelagem da superestrutura. Fonte: Adaptado de Priestley, *et al.* 1996.

Na idealização do modelo *spine* (*spine model*), para finalidade do cálculo dos FDMF, utilizou-se o software *CsiBridge v20*, alterando o modelo estrutural da ponte para a opção *Modelo Spine* utilizando objetos de barra (*Spine model using frame objects*). A modelagem da ponte como modelo *spine* foi utilizada para todos modelos propostos na tabela síntese (M1 a M8), variando todos os grupos (G1 a G4), bem como abrangendo tanto a seção pré-moldada, como a seção moldada *in loco*. Vide Figuras 3.40, 3.41 e 3.42.

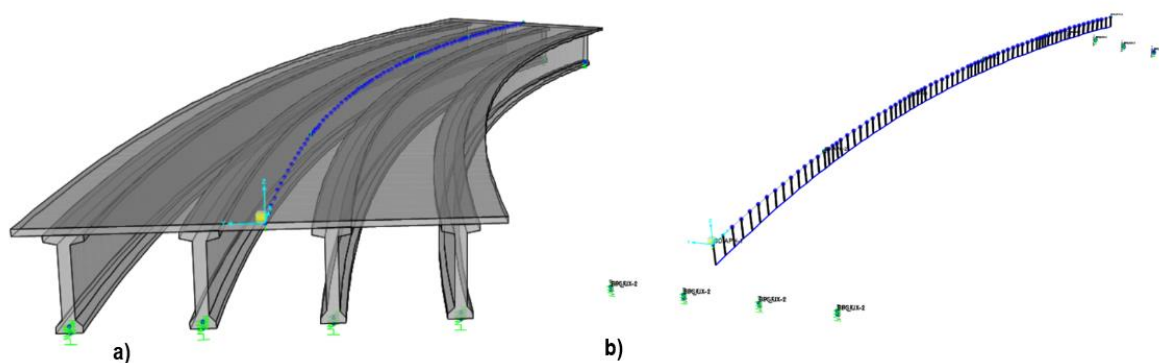


Figura 3.40 – Seção transversal do modelo *spine*, que utiliza a seção 01 (pré-moldada) G4-M7, construído através do *CSi Bridge v20*. a) Modelo *spine* extrudado; b) Modelo *spine offset*. Fonte: Autor

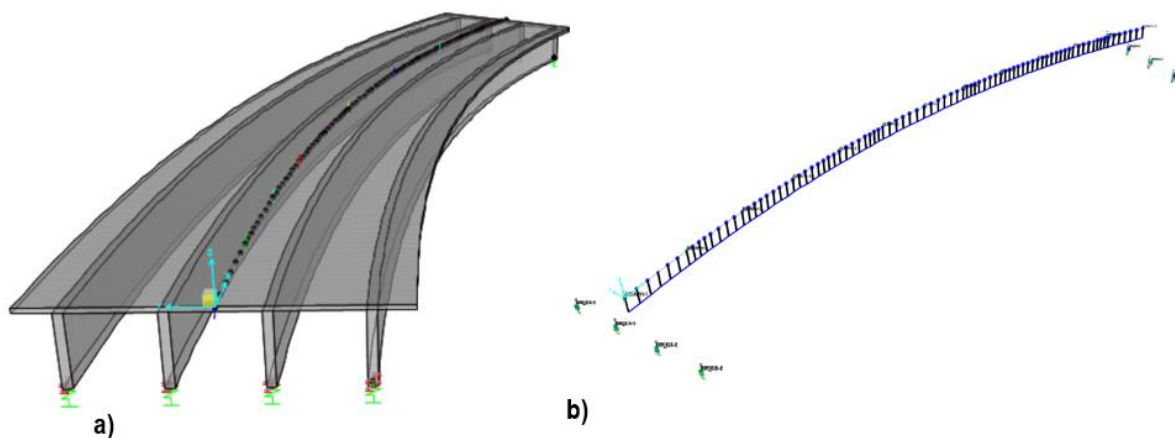


Figura 3.41 – Seção transversal do modelo *spine*, que utiliza a seção 02 (moldada *in loco*), modelo G4-M8, construído através do *CSi Bridge v20*. a) Modelo *spine* extrudado; b) Modelo *spine offset*. Fonte: Autor

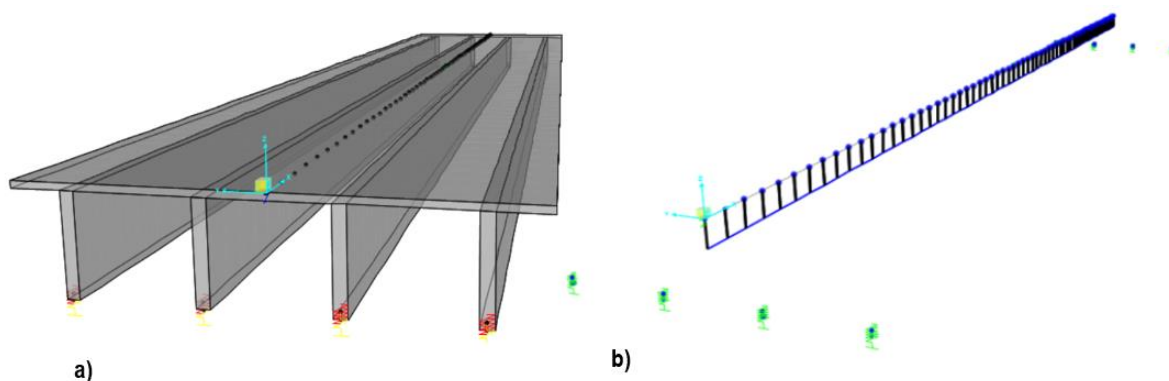


Figura 3.42 – Seção transversal do modelo *spine*, que utiliza a seção 02 (moldada *in loco*), modelo G1-M8, construído através do *Csi Bridge v20*. a) Modelo *spine* extrudado; b) Modelo *spine offset*. Fonte: Autor

3.6.1 Distribuição de carga segundo o *CsiBridge v20*

O software comercial *CsiBridge v20* fornece ao usuário 4 métodos de distribuição de carga móvel para longarinas ou septos de seção caixão:

- Método 1: Os fatores de distribuição podem ser especificados diretamente pelo usuário.
- Método 2: O *CsiBridge v20* calcula os fatores de distribuição de carga móvel através dos procedimentos de cálculo fornecido pela seção 4.6.2.2. da AASHTO LRFD (2014).
- Método 3: O *CsiBridge v20* lê as demandas de carga móvel calculadas diretamente de cada uma das longarinas ou septos 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 curvas e, além disso, não há na AASHTO LRFD (2014) nenhuma fórmula adequada para as pontes com as curvaturas em estudo.

CAPÍTULO 4

4. Análise dos resultados

Este capítulo apresenta os resultados dos fatores de distribuição de momento fletor (FDMF) nas diversas análises realizadas. Foram utilizados como base para a obtenção dos FDMF os momentos fletores devido à carga móvel encontrados através dos modelos refinados, construídos através do software *CsiBridge v20*, utilizando o Método dos Elementos Finitos (MEF) e de um modelo analítico simplificados de cálculo (V-Load). Vale ressaltar que como o objetivo da pesquisa foi analisar a distribuição de esforços devido à carga móvel nas longarinas, não foi adotada nenhuma combinação de ações para o Estado-Limite Último (ELU) e para o Estado-Limite de Serviço (ELS) com a finalidade de fazer o dimensionamento dos elementos estruturais, bem como não foram aplicadas cargas permanentes na estrutura.

Para análise dos resultados idealizou-se duas formas de captar as diferenças percentuais entre os FDMF dos modelos concebidos: (1) uma **Análise Global** e (2) uma **Análise Local** dos momentos fletores devido à carga móvel. Em síntese, estas formas são comparações das diferenças percentuais entre a parcela de momento fletor captado em uma longarina, quando posteriormente comparada a outras longarinas do mesmo grupo de curvatura (Análise Global) ou de um grupo de curvatura distinta (Análise Local), verificando, sobretudo, o comportamento da distribuição dos momentos fletores frente à variação dos parâmetros envolvidos.

Pormenorizando, entende-se por Análise Global dos FDMF, um fator percentual que capta a ordem de grandeza de acréscimo ou decréscimo da parcela de momento fletor (devido à carga móvel) que chega a uma longarina V_i^{Gj} quando comparadas a parcela de momento fletor que chega às demais longarinas (V_{i+1}^{Gj} , V_{i+2}^{Gj} e V_{i+4}^{Gj}) da ponte, de mesmo grupo de curvatura, onde i é o índice do número da longarina e j o índice do grupo de curvatura (Figura 4.1). Portanto, na Análise Global, o critério de comparação

limita-se apenas a um único grupo de ponte, de mesma curvatura, a que está se avaliando.

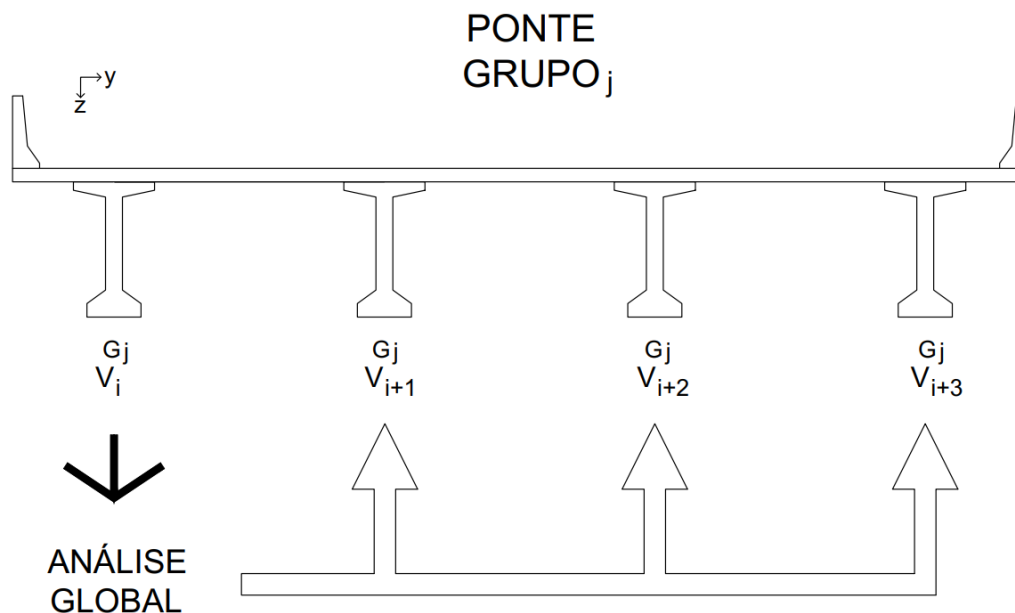


Figura 4.1 – Metodologia de avaliação para Análise Global dos FDMF. Fonte: Autor.

Em se tratando de Análise Local dos FDMF, o mesmo é um fator percentual que capta a ordem de grandeza de acréscimo ou decréscimo da parcela de momento fletor (devido à carga móvel) que chega a uma longarina $V_i^{G_j}$ quando comparadas as parcelas de momento fletor (devido à carga móvel) que chega às demais longarinas, de mesma posição local ($V_i^{G_{j+1}}$, $V_i^{G_{j+2}}$ e $V_i^{G_{j+3}}$), em pontes de grupos de curvatura diferentes, onde i é o índice do número da longarina e j o índice do grupo de curvatura (Figura 4.2). Portanto, na Análise Local, o critério de comparação abrange diversos grupos de pontes com diferentes curvaturas. Desse modo, esse fator é o cerne da questão, pois ele que dita o quanto a mais ou a menos de momento fletor foi ordenado localmente para cada longarina, frente à análise paramétrica das diversas variantes impostas neste trabalho, como o efeito do número de transversinas, o efeito da curvatura no plano, à avaliação da monoliticidade da superestrutura e a precisão da análise estrutural entre MEF e V-Load.

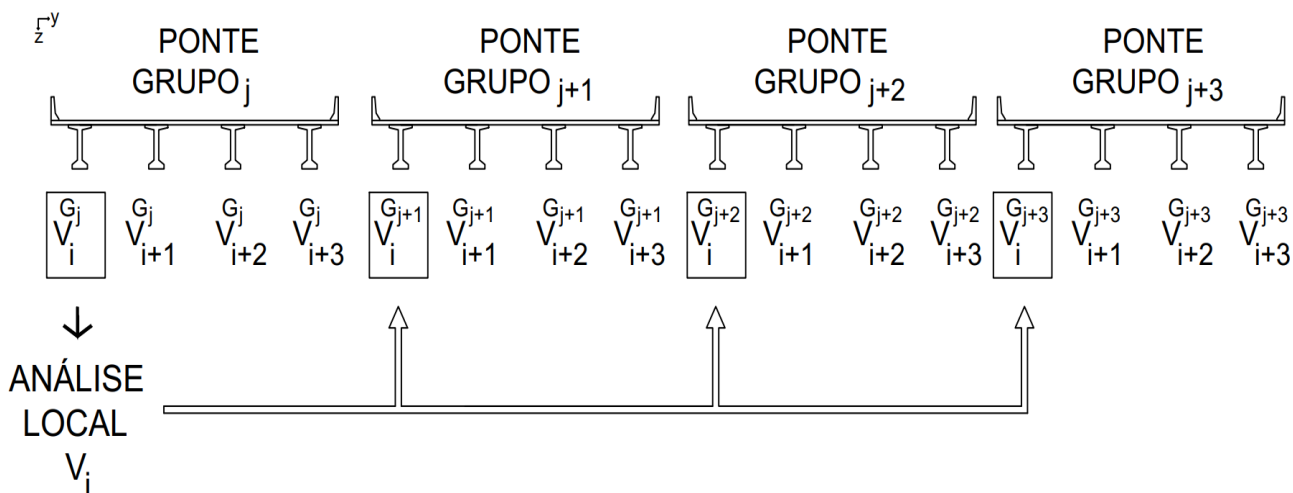


Figura 4.2 – Metodologia de avaliação para análise local dos FDMF. Fonte: Autor

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

As transversinas têm um papel relevante na distribuição transversal dos esforços de pontes em geral, pois são capazes de aumentar substancialmente a rigidez do tabuleiro. Tal relevância é aplicada, sobretudo, nas pontes curvas, onde a introdução de transversinas é necessária para que o equilíbrio global seja garantido. No entanto, dentro do âmbito acadêmico 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 vigas transversinas intermediárias (TI's) em pontes de concreto armado. Sua utilização vem decrescendo por apresentar certa dificuldade de execução principalmente quando se têm vigas longarinas pré-moldadas.

Portanto, mediante ao exposto, decidiu-se avaliar qual a real influência da utilização das transversinas intermediárias (TI's) para pontes curvas no plano horizontal, devido à aplicação das cargas móveis, em sistemas moldados *in loco* e pré-moldados, fazendo uma variação paramétrica no número de transversinas aplicadas nos modelos propostos e verificando a distribuição e variação dos FDMF.

Para a verificação do comportamento de tais efeitos, vislumbraram-se as seguintes comparações entre os modelos, apresentadas no fluxograma da Figura 4.3.

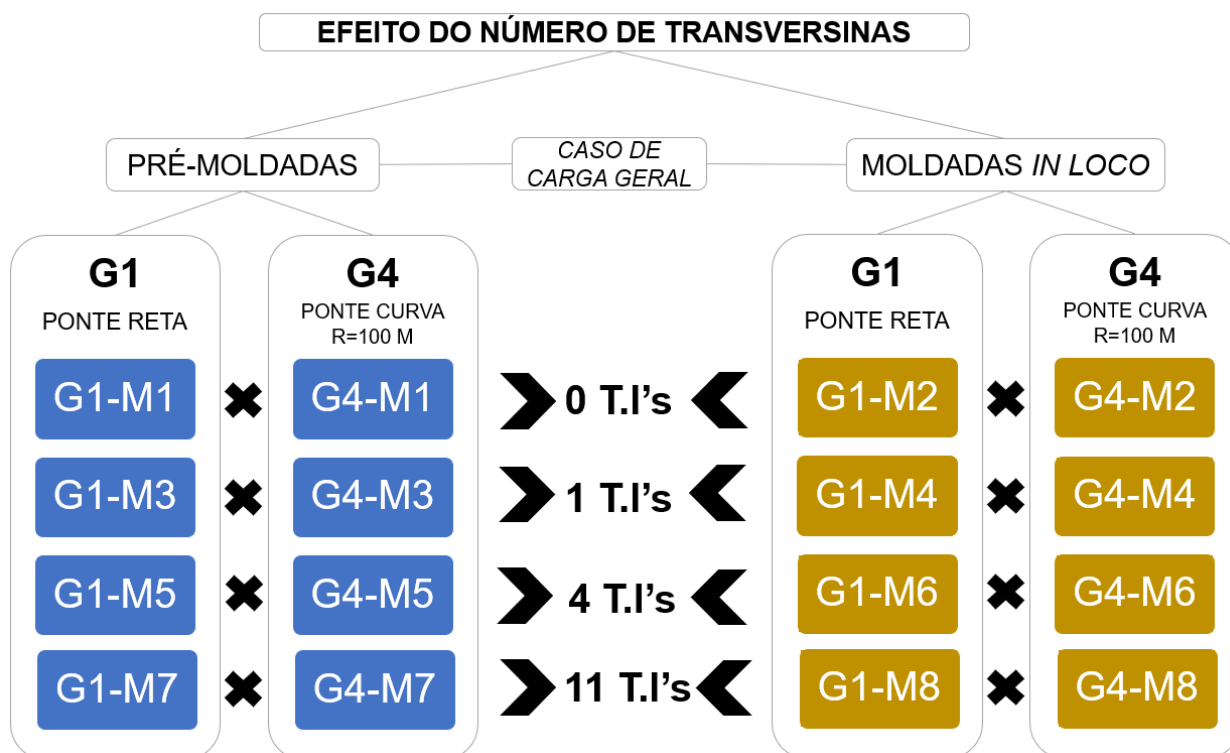


Figura 4.3 – Fluxograma de comparação entre os modelos propostos para avaliação do efeito do número de transversinas. Fonte: Autor

4.1.1 Análise Global dos FDMF

Neste item será apresentada a Análise Global dos FDMF para pontes retas e curvas, com sistema estrutural pré-moldado e moldado *in loco*, para pontes com zero, uma, quatro e onze transversinas intermediárias (TI's), mantendo padrão em todos os modelos as transversinas de apoio (TA's). A Análise Global desses fatores visa compreender a variação percentual de acréscimo ou decréscimo do FDMF ao ter como referência a viga mais interna à curva, da ponte a ser analisada, no caso a viga V4. Haja vista o elevado acervo de gráficos e tabelas obtido nesta análise, para melhor compreensão da mesma, será explicitado neste item apenas a compilação dos resultados obtidos nas comparações, através de gráficos e tabelas que sintetizam os

principais resultados. Os demais dados e gráficos, pormenorizados de cada comparação, podem ser verificados no anexo A.

Após análise das variações percentuais dos FDMF apresentados na Figura 4.4, para ponte reta pré-moldada, verifica-se preliminarmente um comportamento simétrico das vigas externas (V1 e V2) e internas (V3 e V4) em todos os modelos propostos, onde varia-se o número de transversinas intermediárias. Este comportamento já era pronunciado, visto que tal análise se trata de uma ponte reta, onde o efeito da curvatura não altera a distribuição dos fatores de distribuição entre as longarinas externas e internas da ponte. No entanto, esses fatores tendem a ter valores absolutos percentuais diferentes quando comparados à viga de referência V4, mas sempre com uma tendência de comportamento análogo (simétrico) aos demais modelos com diferentes números de transversinas intermediárias (TI's).

Conforme a Figura 4.4, verifica-se que não houve uma variação tão elevada nos fatores das vigas centrais ao serem analisados modelos com zero, uma, quatro e onze transversinas intermediárias (0, 1, 4 e 11 TI's). Contudo pode-se constatar que para o modelo G1-M1 (0TI's) verifica-se o menor fator de variação percentual (-25,65%) para as vigas centrais, já para o modelo com maior número de transversinas intermediárias (G1-M7 com 11 TI's) apresentou a maior variação percentual (-32,91%), quando comparados à viga de referência V4. (Tabela 4.1)

MODELO	VIGAS			
	V1 (EXT)	V2	V3	V4 (INT) REFERÊNCIA
G1-M1	0,00%	-25,65%	-25,65%	0,00%
G1-M3	0,00%	-29,93%	-29,93%	0,00%
G1-M5	0,00%	-31,58%	-31,58%	0,00%
G1-M7	0,00%	-32,91%	-32,91%	0,00%

Tabela 4.1 – Variação percentual global de todos os modelos propostos para ponte reta pré-moldada. Fonte: Autor.

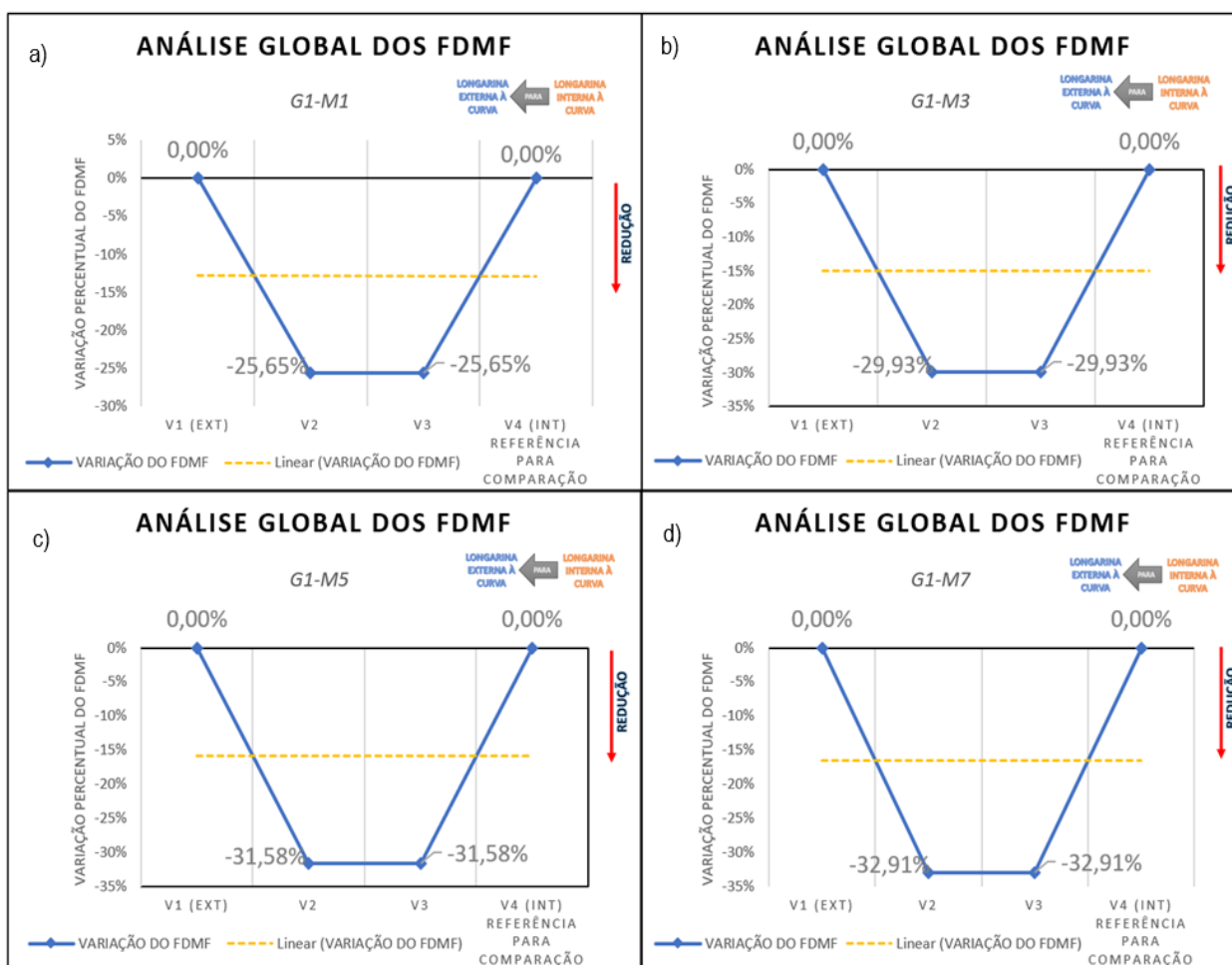


Figura 4.4 – Análise Global dos FDMF da ponte reta pré-moldada, com referência para comparação na V4, obtido através do *CsiBridge v20*. a) G1-M1; b) G1-M3; c) G1-M5; d) G1-M7. Fonte: Autor.

Verificando as variações percentuais de cada modelo, de acordo com a Tabela 4.1, constata-se que na ponte reta pré-moldada, sem TI's (G1-M1), ocorre uma redução dos FDMF nas vigas centrais (V2 e V3) de -25,65%, quando comparados ao fator da viga de referência V4. Tal comportamento é replicado para as pontes com 1 TI (G1-M3), 4TI's (G1-M5) e 11 TI's (G1-M7), onde a redução do FDMF, nas vigas centrais (V2 e V3), é de respectivamente -29,93%, -31,58% e 32,91% para os modelos G1-M3, G1-M5 e G1-M7. É importante destacar que o FDMF na viga extrema V1, em pontes retas, esteve continuamente com o mesmo valor absoluto da viga de referência V4, ou seja, para pontes retas, não houve variações nos fatores de distribuição de momentos fletores nas vigas extremas (V1 e V4).

Na sequência, ao analisar as variações percentuais globais dos FDMF para a ponte curva, com raio de curvatura de 100m, pré-moldada (Figuras 4.6 e 4.8), verifica-se preliminarmente um comportamento desigual e assimétrico desses percentuais para todas as vigas quando comparadas a viga de referência V4, em todos os modelos propostos, onde varia-se o número de transversinas intermediárias (TI's). Tal comportamento é evidenciado pela curvatura horizontal da ponte, visto que tal efeito altera os fatores de distribuição entre as longarinas externas e internas à curva. Salienta-se que esses valores de FDMF tendem a ter variações percentuais diferentes (comparados à viga de referência V4) ao se variar o número de intermediárias (TI's) do modelo. (Tabela 4.2)

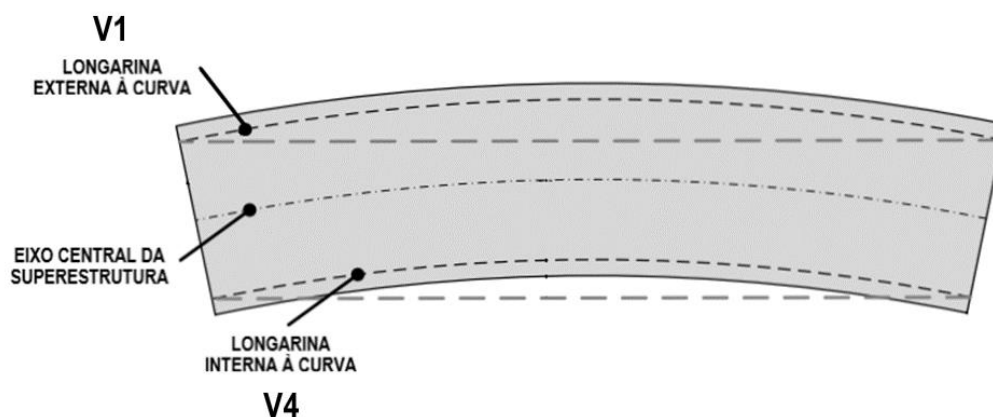


Figura 4.5 – Representação das vigas extremas da ponte curva (R100m). Fonte: Autor.

MODELO	VIGAS			
	V1 (EXT)	V2	V3	V4 (INT) REFERÊNCIA
G4-M1	65,57%	3,51%	-9,76%	0,00%
G4-M3	66,39%	21,95%	-17,67%	0,00%
G4-M5	70,26%	5,67%	-22,24%	0,00%
G4-M7	67,70%	10,13%	-25,03%	0,00%

Tabela 4.2 – Variação percentual global de todos os modelos propostos para ponte curva pré-moldada. Fonte: Autor.

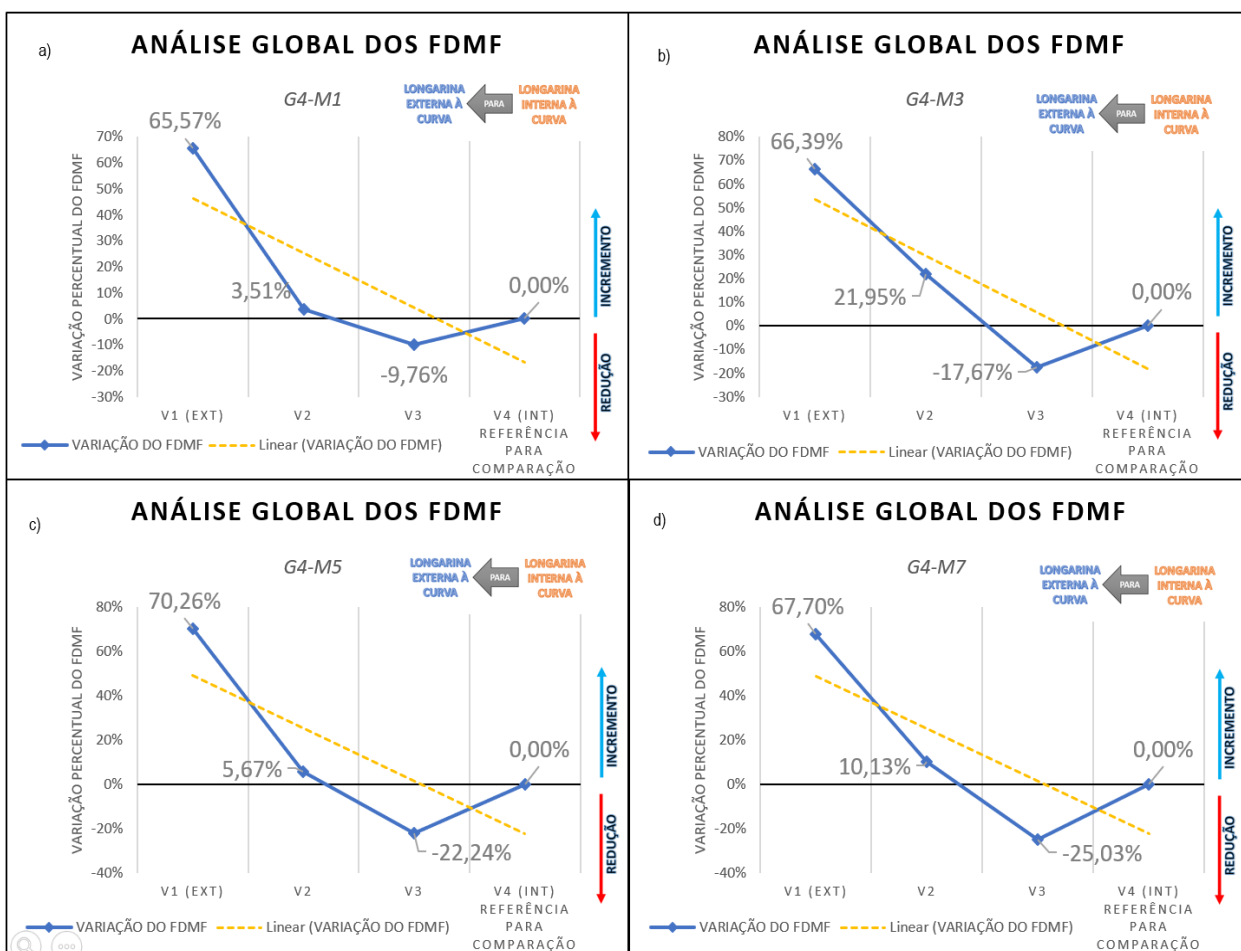


Figura 4.6 – Análise Global dos FDMF da ponte curva (R100m) pré-moldada, com referência para comparação na V4, obtido através do *CsiBridge v20*. a) G4-M1; b) G4-M3; c) G4-M5; d) G4-M7. Fonte: Autor.

Após a verificação das variações percentuais de cada modelo, de acordo Tabela 4.2, constata-se que na ponte curva (R100m), pré-moldada, sem TI's (G1-M1), ocorre uma tendência crescente de incremento dos FDMF da viga mais interna à curva (V4) para a viga mais externa (V1). Nesse modelo, os FDMF, tendo como referência a viga V4, variam percentualmente em -9,76%, 3,51% e 65,57%, para as vigas V3, V2 e V1, respectivamente. Tal tendência de comportamento é replicada para as pontes com 1 TI (G1-M3), 4TI's (G1-M5) e 11 TI's (G1-M7), onde a incremento dos FDMF nas vigas V3, V2 e V1 é de, respectivamente, -17,67%, 21,95% e 66,39%; -22,24%, 5,67% e 70,26%; e de -25,03%, 10,13% e 67,70%.

É importante destacar a variação do percentual entre o modelo da ponte curva sem TI's e o modelo da ponte curva com 11 TI's. Nesta comparação, para a viga mais externa V1, houve um aumento de apenas 2,13%, 6,62% para a viga V2 e uma redução de -15,27% para a viga V3 ao serem comparadas com a viga de referência V4, para ambos modelos.

Com relação às variações percentuais dos FDMF apresentados na Tabela 4.3, para ponte reta moldada *in loco*, verifica-se um comportamento semelhante a pontes retas pré-moldadas. Preliminarmente existe comportamento simétrico das vigas externas (V1 e V2) e internas (V3 e V4) em todos os modelos propostos, onde varia-se o número de transversinas intermediárias. No entanto, a variação percentual dos FDMF (comparados a viga V4) das vigas centrais apresentam uma redução quando comparados aos fatores da ponte reta pré-moldada. Conforme a Figura 4.7, verifica-se que não houve uma variação tão elevada nos fatores das vigas centrais ao ser analisadas os modelos com zero, uma, quatro e onze TI's. Contudo pode-se constatar que para o modelo G1-M8 (11TI's) verifica-se o menor fator de variação percentual (-34,37%) para as vigas centrais. (Tabela 4.3)

MODELO	VIGAS			
	V1 (EXT)	V2	V3	V4 (INT) REFERÊNCIA
G1-M2	0,00%	-36,61%	-36,61%	0,00%
G1-M4	0,00%	-37,77%	-37,77%	0,00%
G1-M6	0,00%	-38,55%	-38,55%	0,00%
G1-M8	0,00%	-34,37%	-34,37%	0,00%

Tabela 4.3 – Variação percentual global de todos os modelos propostos para ponte reta moldada *in loco*. Fonte: Autor.

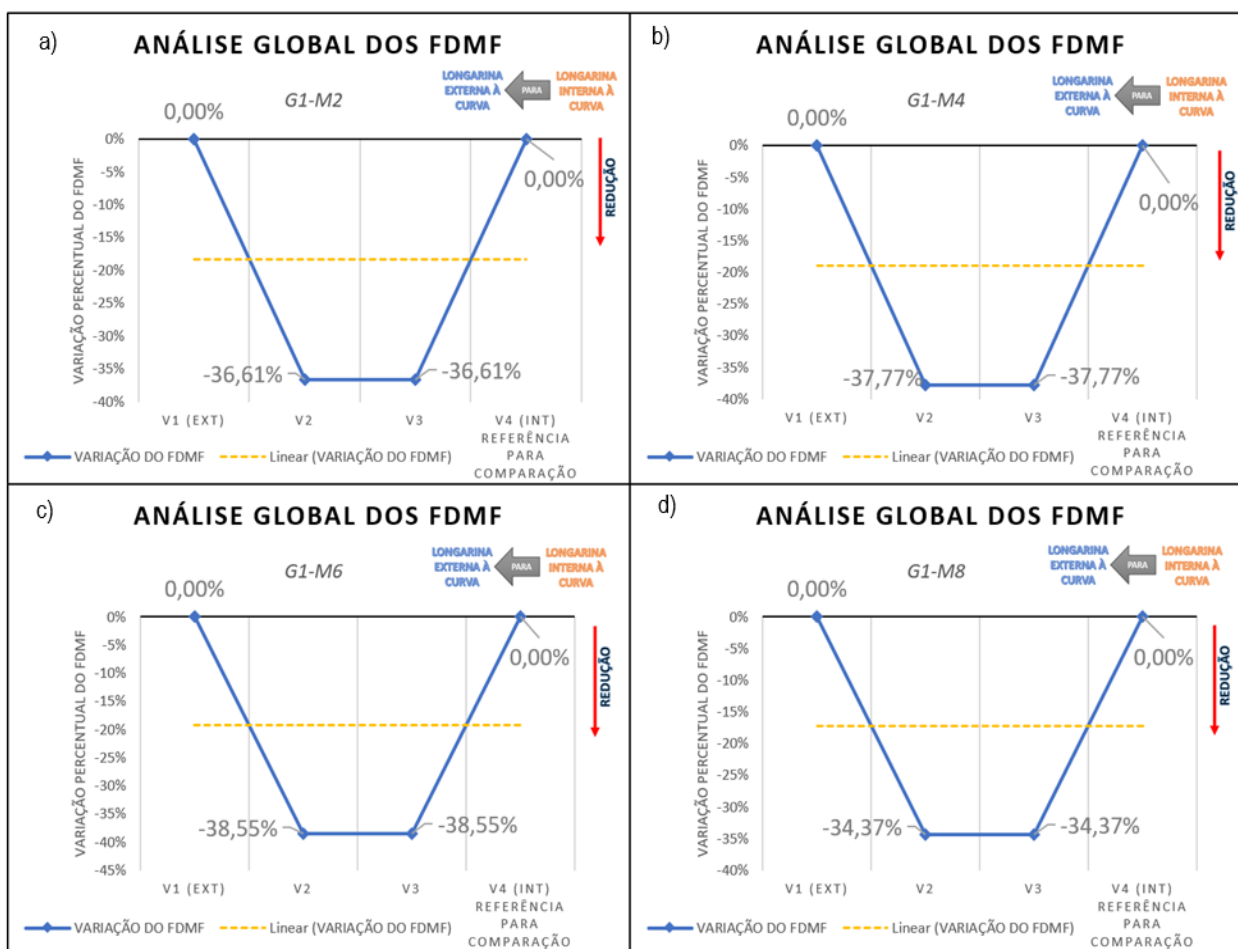


Figura 4.7 – Análise Global dos FDMF da ponte reta moldada *in loco*, com referência para comparação na V4, obtido através do *CsiBridge v20*. a) G1-M2; b) G1-M4; c) G1-M6; d) G1-M8. Fonte: Autor.

Já para as variações percentuais dos FDMF apresentados na Análise Global da Tabela 4.4, para ponte curva (R100m) moldada *in loco*, verifica-se comportamento semelhante ao da ponte curva (R100m) pré-moldada (Tabela 4.2).

Na Figura 4.8 observa-se preliminarmente um comportamento desigual e assimétrico dessas diferenças percentuais para todas as vigas, quando comparadas à viga de referência V4, em todos os modelos propostos, onde varia-se o número de transversinas intermediárias. Observa-se que ocorre uma tendência crescente de incremento dos percentuais da viga mais interna à curva (V4) para a viga mais externa (V1). (Tabela 4.4)

MODELO	VIGAS			
	V1 (EXT)	V2	V3	V4 (INT) REFERÊNCIA
G4-M2	60,85%	-0,95%	-15,37%	0,00%
G4-M4	78,22%	33,46%	-22,25%	0,00%
G4-M6	77,85%	7,23%	-26,26%	0,00%
G4-M8	67,16%	8,85%	-26,70%	0,00%

Tabela 4.4 – Variação percentual global de todos os modelos propostos para ponte curva moldada in loco. Fonte: Autor.

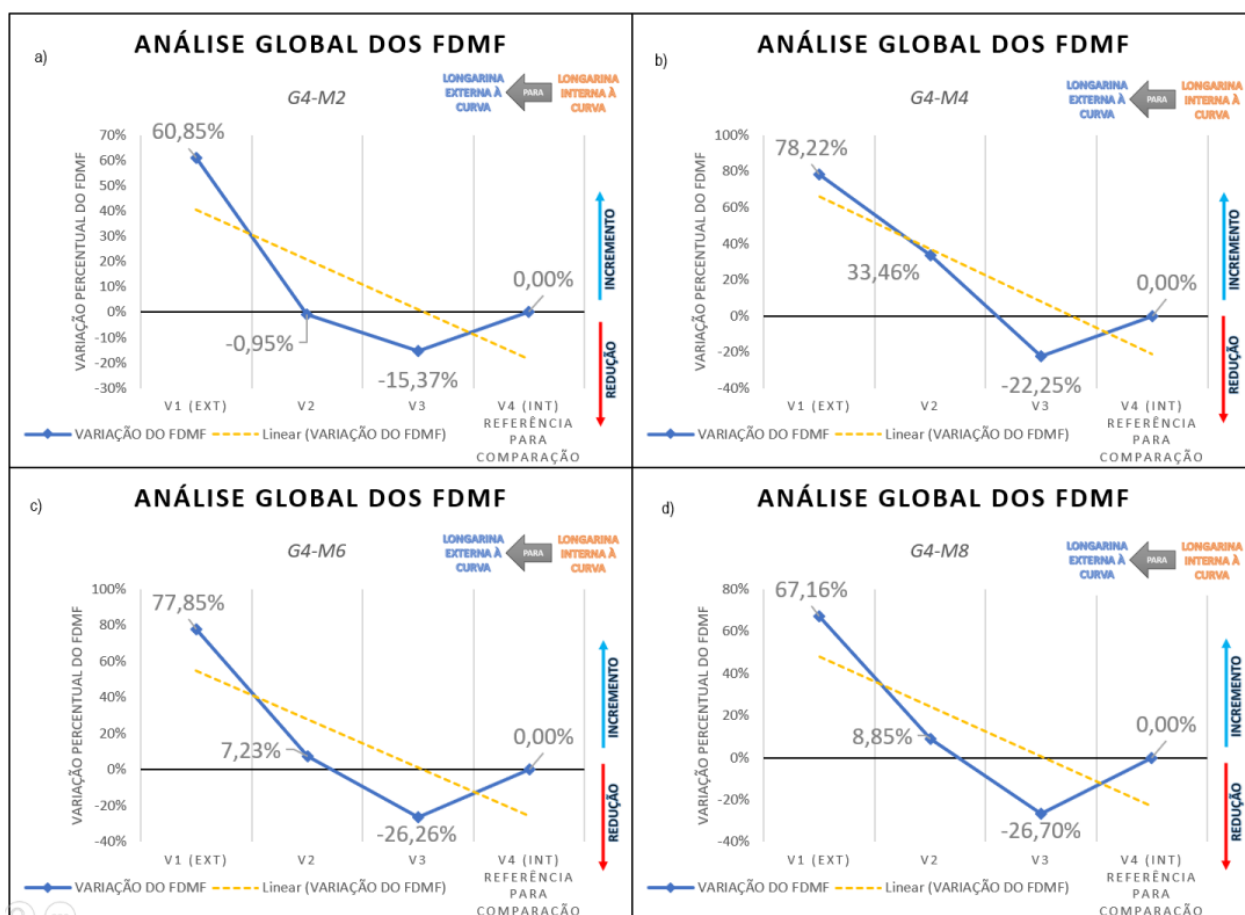


Figura 4.8 – Análise Global dos FDMF da ponte curva (R100m) moldada in loco, com referência para comparação na V4, obtido através do *CsiBridge v20*. a) G4-M2; b) G4-M4; c) G4-M6; d) G4-M8. Fonte: Autor.

Após verificação das variações percentuais em cada modelo, de acordo com a Tabela 4.4 e com base na Figura 4.8, constata-se que na ponte curva (R100m), moldada *in loco*, sem TI's (G1-M2) esses valores (tendo como referência a viga V4) variam percentualmente em -15,37%, -0,95% e 60,85%, para as vigas V3, V2 e V1, respectivamente. Tal tendência de comportamento é replicada para as pontes com 1 TI (G1-M3), 4TI's (G1-M5) e 11 TI's (G1-M7), onde a incremento dos FDMF nas vigas V3, V2 e V1 é de, respectivamente, -22,25%, 33,46% e 78,22%; -26,26%, 7,23% e 77,85%; -26,70%, 8,85% e 67,16%.

É válido destacar a variação do percentual entre o modelo da ponte curva sem TI's e o modelo da ponte curva com 11 TI's. Nesta comparação, para a viga mais externa V1, houve um aumento de apenas 6,31%, 9,80% para a viga V2 e uma redução de -11,33% para a viga V3 ao serem comparadas com a viga de referência V4.

Ao se comparar as diferenças dos percentuais obtidas nas pontes curvas (R100m) pré-moldadas e moldadas *in loco*, constata-se que os modelos sem TI's, pré-moldados, apresentam valores percentuais absolutos superiores para as vigas mais externas (tendo como referência a viga interna V4), quando comparado com modelo sem TI's, moldado *in loco*. No entanto, à medida que se acrescenta TI's, os modelos moldados *in loco* apresentam valores percentuais absolutos superiores para as vigas mais externas (tendo como referência a viga interna V4), quando comparados aos modelos pré-moldados, também com TI's.

Segundo estudos de Albaijat (1999), estruturas de pontes retas experimentam uma distribuição do momento fletor que tende para uma uniformidade entre as vigas da superestrutura. Tal efeito é evidenciado à medida que se eleva a quantidade de transversinas intermediárias. No entanto, neste trabalho, constata-se tal comportamento apenas para pontes retas moldadas *in loco*, no qual, é suposto que este efeito tenha sido ocasionado pelo maior grau de monoliticidade das pontes moldadas *in loco* quando comparadas a pontes pré-moldadas.

Corroborando aos estudos de Albaijat (1999), demonstra-se no presente trabalho que nas pontes retas moldadas *in loco* ocorrem decréscimos das variações percentuais dos FDMF ao se elevar a quantidade de TI's, com valores de -36,61% (vigas centrais

em relação a V4 do G1-M2) para -34,37% nas pontes retas pré-moldadas (vigas centrais em relação a V4 do G1-M8). (Figuras 4.7-a; d)

No entanto, em contraposição ao estudo de Albaijat (1999), verifica-se que para as pontes retas pré-moldadas, os resultados do presente trabalho apresentam uma maior variação dos FDMF ao elevar-se a quantidade de TI's (Figuras 4.4-a; d).

Acrescenta-se ainda que, segundo (Albajjat 1999), enquanto todas as vigas em uma ponte reta levam aproximadamente a mesma quantidade de momento de flexão; nas pontes curvas, as vigas externas frequentemente experimentam um momento de flexão maior do que as vigas internas. Portanto, como consequências, os FDMF apresentam-se superiores nas vigas externas. Tal comportamento é evidenciado no presente trabalho, em que para as pontes curvas, tanto nos sistemas pré-moldados como moldados *in loco*, verifica-se uma tendência de acréscimo dos percentuais de FDMF à medida que se aproxima das vigas mais externas à curva.

4.1.2 Análise Local dos FDMF

Neste item será apresentada a Análise Local (por vigas) dos FDMF, obtidas da comparação entre pontes retas *versus* pontes curvas, com sistema estrutural pré-moldado e moldado *in loco*, para pontes com 0 TI, 1TI's, 4TI's e 11 TI's, mantendo padrão em todos os modelos as transversinas de apoio (TA's). Tal análise visa determinar a variação percentual, localmente em cada viga, de acréscimo (valores positivos) ou decréscimo (valores negativos) do FDMF, quando utilizado a ponte reta como referência, comparando seus fatores locais (por viga), com os demais fatores locais dos modelos (com mesmo número de TI's) de diferentes grupos de curvaturas.

Na Figura 4.9, observa-se as variações percentuais obtidas na Análise Local, para a ponte pré-moldada, mantendo como parâmetro fixo a comparação entre grupos de curvatura G1 (reta) *versus* G4 (R100m). Para as análises, como parâmetro variável utilizou-se modelos com 0 TI, 1TI's, 4TI's e 11 TI's. Verifica-se na comparação entre ponte reta *versus* curva, com 0 TI (Figura 4.9-a), que existe uma tendência de regressão dos percentuais a medida que se aproxima da viga interna V4 (ou progressão dos percentuais a medida que se aproxima da viga mais externa V1), com

valores de 13,33% (de acréscimo em relação a ponte reta) para a viga externa V1 e -31,56% (de decréscimo em relação a ponte reta) para a viga externa V4.

Para Análise Local entre os mesmos grupos de curvatura (G1 e G4), variando a quantidade de TI's, agora para modelos com 1 TI e 4 TI's (Figura 4.9-b; c), verifica-se comportamento semelhante aos modelos com 0 TI. Contudo estes modelos apresentam menores picos de variação dos FDMF por viga, bem como uma melhor distribuição entre as variações percentuais dos FDMF em cada viga, à medida que se incorporam TI's aos modelos a serem analisados.

Por fim, para pontes pré-moldadas, o modelo com 11 TI's apresenta a mais uniforme distribuição entre as variações percentuais dos FDMF em cada viga, indicando acréscimos dos percentuais para as vigas mais externas (V1 e V2), com valores de 17,03% e 14,56%, respectivamente; e indicando decréscimos dos percentuais, com valores negativos, de -22,01% e -30,21%, respectivamente.

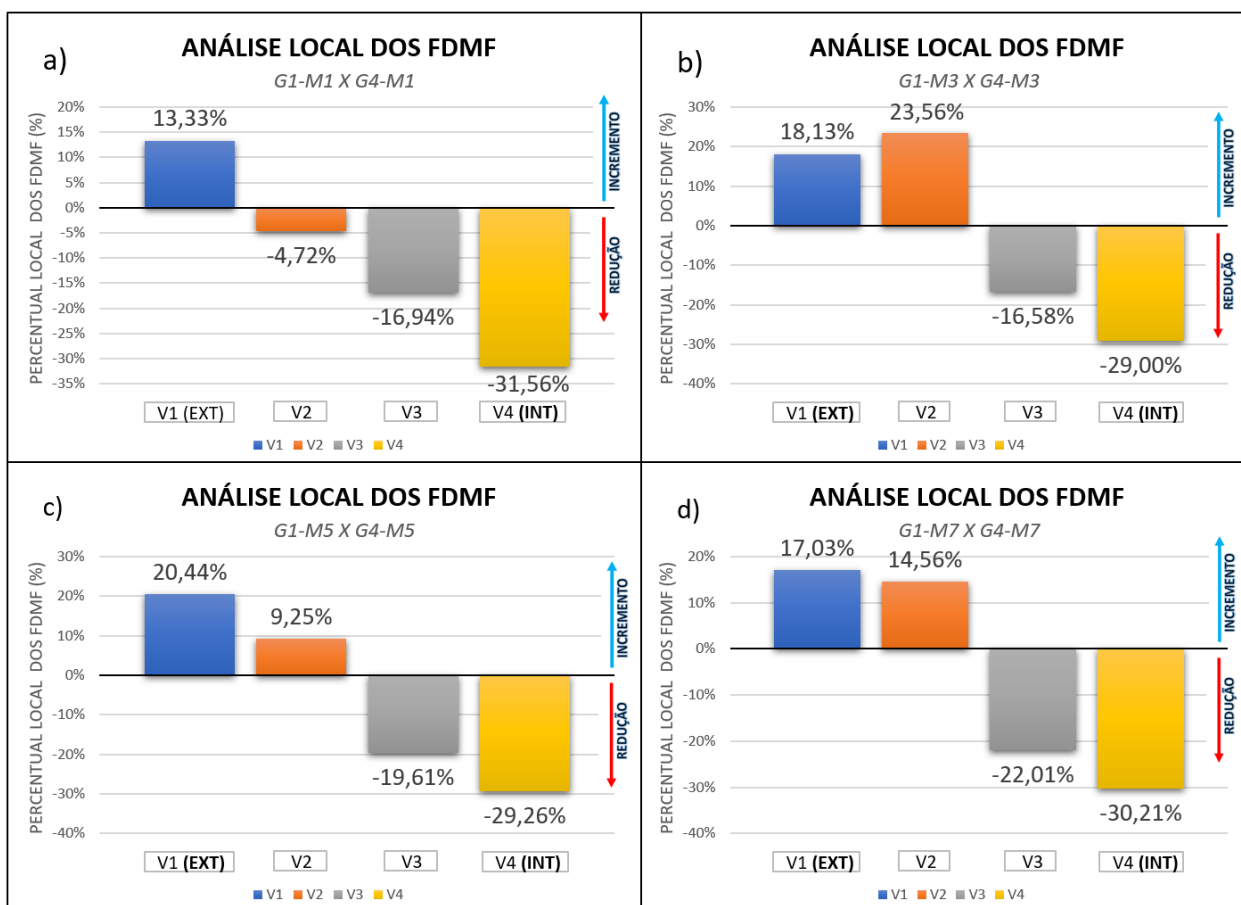


Figura 4.9 – Análise local dos FDMF por longarina, ao comparar uma ponte reta pré-moldada *versus* curva (R100m), para modelos com 0 TI, 1 TI, 4 TI's e 11 TI's, obtido através do *CsiBridge v20*. a) G1-M1xG4-M1; b) G1-M3xG4-M3; c) G1-M5xG4-M5; d) G1-M7xG4-M7 Fonte: Autor.

Em complemento, apresenta-se em diante, a mesma Análise Local dos FDMF, comparando a ponte reta de referência *versus* ponte curva, com a mesma variação de TI's, mas neste caso, para sistemas moldados *in loco* (Figura 4.10).

Apresenta-se na Figura 4.10-a, a comparação entre ponte reta moldada *in loco* *versus* ponte curva moldada *in loco*, com 0 TI, no qual verifica-se comportamento semelhante ao comparativo equivalente para ponte pré-moldada, de mesmo modelo, onde em ambos ocorre uma tendência de regressão dos percentuais a medida que se aproxima da viga interna à curva V4, além do mais, tais valores apresentam-se continuamente negativo, correspondendo a -2,84% para a viga externa V1 e -39,59% para a viga externa V4.

Para análise local entre os mesmos grupos de curvatura utilizados no estudo anterior (G1 e G4), variando a quantidade de TI's, agora para os modelos com 1 TI, 4 TI's e 11 TI's (Figura 4.10-b; c; d), verifica-se em tais, comportamento semelhante aos modelos com 0 TI, visto que ocorre uma tendência de regressão dos percentuais a medida que se aproxima da viga interna à curva V4, no entanto, apresentam valores positivos para as vigas mais externas à curva (V1 e V2) e valores negativos para as viga mais internas à curva (V3 e V4), indicando acréscimos de percentuais para as vigas mais externas e decréscimos percentuais dos FDMF para as vigas mais internas, quando comparado o modelo da ponte curva com a ponte reta.

Outrossim, constata-se que para pontes moldadas *in loco*, a medida em que se acrescenta TI's aos modelos, verifica-se uma melhor distribuição das variações percentuais dos FDMF em todas as vigas, ou seja as vigas mais externas tendem a ter comportamento semelhante (com variações percentuais positivas, quase igualitária entre ambas), bem como para as vigas internas à curva, onde neste caso apresentam variações negativas e também quase igualitária entre ambas.

Tal comportamento é verificado na análise da Figura 4.10-d, onde é apresentada a comparação entre ponte reta e curva, moldada *in loco*, com 11 TI's, em que os resultados para as vigas mais externas V1 e V2 correspondem a 15,63% e 14,73%, respectivamente; para as vigas mais internas V3 e V4, correspondem a -22,73% e -30,82%, respectivamente.

Esses resultados se confirmam aos resultados obtidos por Albaijat (1999), que constatou uma ocorrência de maiores valores de fatores de distribuição para as vigas mais externas à curva, em relação à viga mais interna. Tal comportamento é ratificado no presente estudo, visto que tanto pontes pré-moldadas quanto moldadas *in loco*, com geometria longitudinal curva, apresentam acréscimo dos percentuais dos FDMF à medida que se aproxima da viga externa V1, ao serem comparados com a ponte de referência com geometria longitudinal reta.

Os estudos de Cai & Avent (2008) também corroboram ao entendimento deste comportamento, visto que a partir dos resultados obtidos na análise paramétrica e nas fórmulas desenvolvidas pelos autores, pôde-se concluir que a incorporação das TI's

reduz o fator de distribuição para as vigas internas, em pontes retas e esconsas com pequeno grau de curvatura, submetidas a cargas moveis; em contrapartida ocorre um aumento no fator de distribuição para vigas externas.

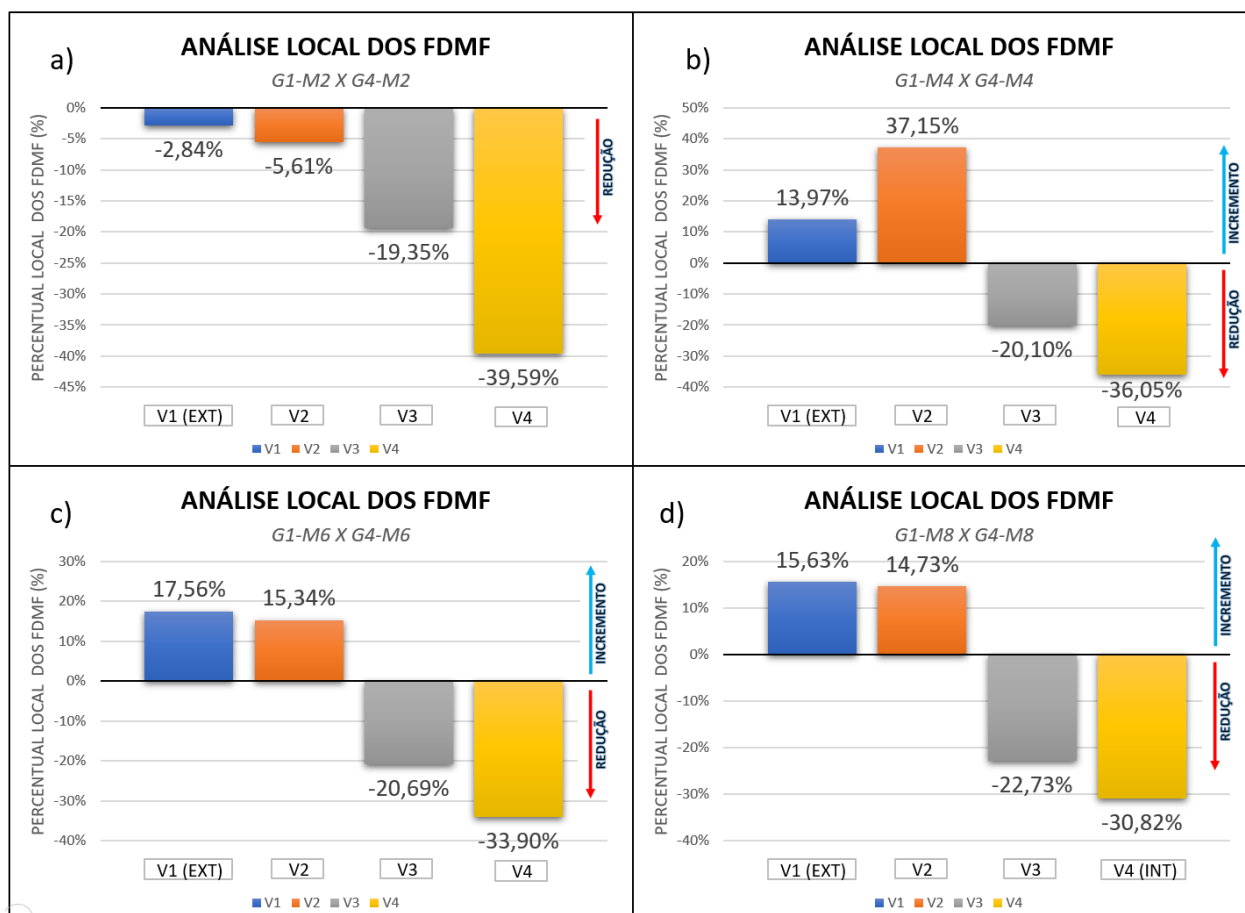


Figura 4.10 – Análise local dos FDMF por longarina, ao comparar uma ponte reta moldada *in loco* versus curva (R100m), para modelos com 0 TI, 1 TI, 4 TI's e 11 TI's, obtido através do *CsiBridge v20*. a) G1-M2xG4-M2; b) G1-M4xG4-M4; c) G1-M6xG4-M6; d) G1-M8xG4-M8. Fonte: Autor.

Com intuito de representar o efeito da incorporação de TI's nos modelos analisados, individualmente em cada longarina, observando assim sua evolução ao se variar a quantidade (TI's) para cada grupo de curvatura, apresenta-se na Figura 4.11 (para pontes pré-moldada) e Figura 4.12 (para pontes moldada *in loco*) os gráficos que demonstram a evolução dos percentuais locais dos FDMF para as vigas V1, V2, V3 e V4, ao promover a variação da quantidade das TI's, representadas no eixo das abscissas de cada gráfico.

As Figuras 4.11 e 4.12 explicitam as variações percentuais de acréscimo (valores positivos) ou decréscimo (valores negativos) para uma determinada viga intitulada no gráfico, em modelos de pontes com 0 TI, 1 TI, 4 TI's e 11 TI's. Vale salientar que estes valores percentuais são obtidos através da comparação entre os FDMF, obtendo assim um percentual de variação dos FDMF, na comparação de uma ponte reta *versus* uma ponte curva, com um determinado número de transversinas intermediárias (TI's) para ambas.

Ao se verificar as variações percentuais obtidas da análise local em pontes pré-moldadas, para a viga mais externa à curva (V1) (Figura 4.11-a), constata-se que para todos os modelos, com 0 TI, 1 TI, 4 TI's e 11 TI's, obteve-se incremento da variação percentual do FDMF, demonstrada pela curva de tendência crescente à medida que aumenta a quantidade de TI's. Pode-se destacar que o modelo com 0 TI apresentou um menor incremento, com 13,33%, e o modelo com 4 TI's apresentou o maior percentual de crescimento, com 20,44%.

Para as vigas centrais, V2 e V3 (Figura 4.11-a, b), constatou-se uma tendência de redução da variação percentual do FDMF à medida que se eleva quantidade de TI's. A viga V2 apresentou valores extremos de -4,72% para modelos com 0 TI e -22,01% para modelos com 11 TI's. Para a viga V3, ocorreu, ainda, uma menor redução ao comparar com a V2, apresentando valores extremos de -16,94% para modelos com 0 TI e -22,01% para modelos com 11 TI's.

Para a viga mais interna à curva (V4) (Figura 4.11-d), verificou-se uma tendência crescente da variação percentual do FDMF à medida que se eleva quantidade de TI's. No entanto esses valores apresentaram-se negativos, ou seja, ocorreu uma redução percentual do FDMF para a viga mais interna V1.

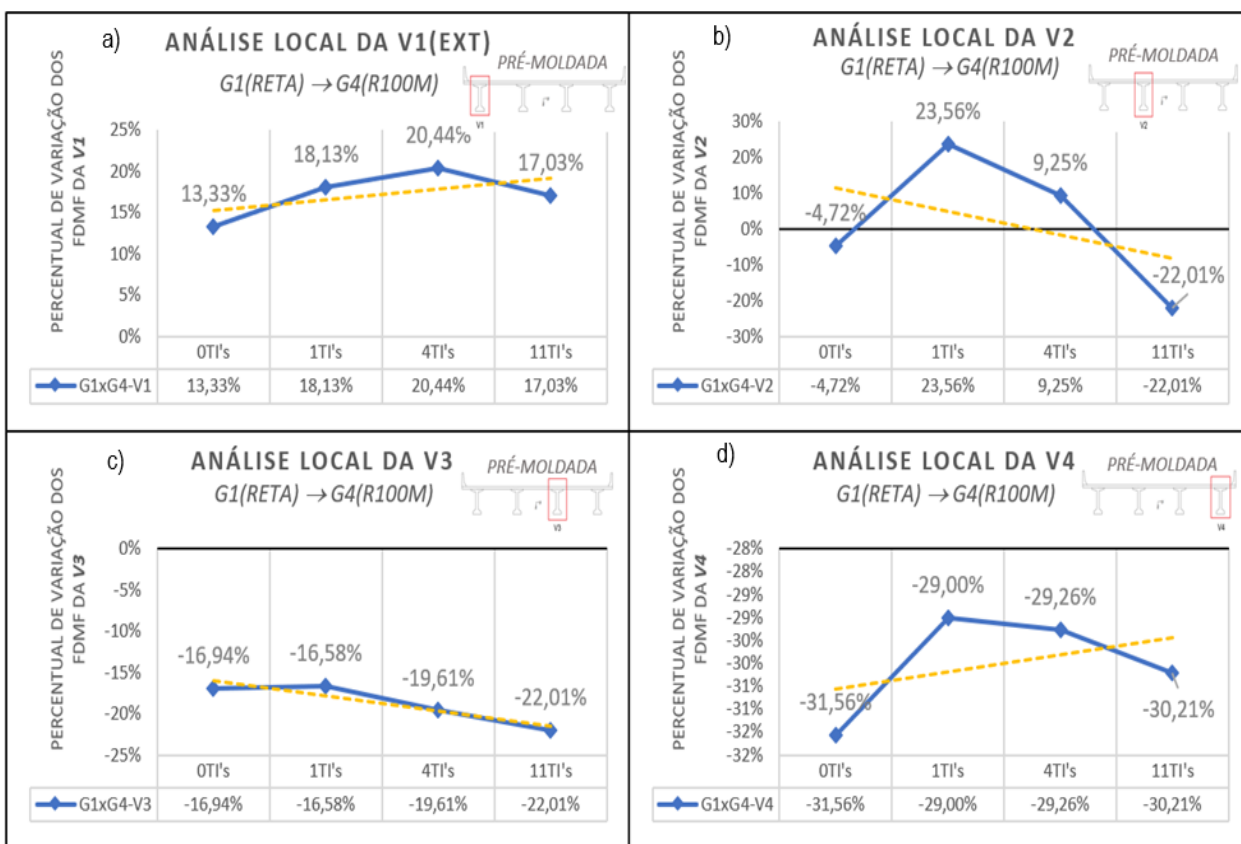


Figura 4.11 – Análise local dos FDMF por longarina pré-moldada, ao comparar a ponte reta *versus* curva (R100m), variando o número de TI's, obtido através do *CsiBridge v20*. a) V1; b) V2; c) V3; d) V4; Fonte: Autor.

Na Tabelas 4.5, apresentam-se as variações percentuais locais para as pontes pré-moldada.

GRUPOS	VIGAS	MODELOS			
		M1 (0TI's)	M3 (1TI's)	M5 (4TI's)	M7 (11TI's)
$G1(\text{RETA}) \rightarrow G4(\text{R100M})$	V1	13,33%	18,13%	20,44%	17,03%
$G1(\text{RETA}) \rightarrow G4(\text{R100M})$	V2	-4,72%	23,56%	9,25%	-22,01%
$G1(\text{RETA}) \rightarrow G4(\text{R100M})$	V3	-16,94%	-16,58%	-19,61%	-22,01%
$G1(\text{RETA}) \rightarrow G4(\text{R100M})$	V4	-31,56%	-29,00%	-29,26%	-30,21%

Tabela 4.5 – Variação percentual local (por viga) de todos os modelos propostos para ponte pré-moldada. Fonte: Autor.

Quando da verificação das variações percentuais obtidas na Análise Local em pontes moldadas *in loco*, constata-se que para a viga mais externa à curva (V1) (Figura 4.12-a), ocorreu uma tendência semelhante para a mesma viga em pontes pré-moldadas, onde a curva de tendência da variação percentual do FDMF foi crescente à medida que aumenta a quantidade de TI's. Contudo, para o modelo com 0 TI, houve uma redução do percentual do FDMF de -2,84%, no outro extremo, para V4, houve um incremento do mesmo em 15,63%.

Para as vigas centrais, V2 e V3 (Figura 4.12-a; b), constatou-se, também, um comportamento semelhante ao das pontes pré-moldadas. Para essas vigas centrais ocorreu uma tendência de redução da variação percentual do FDMF à medida que se elevou quantidade de TI's. A viga V2 apresentou valores extremos de -5,61% para modelos com 0 TI e -22,73% para modelos com 11 TI's. Para a viga V3, ocorreu, ainda, uma menor redução ao comparar com a V2, apresentando valores extremos de -19,35% para modelos com 0 TI e -22,73% para modelos com 11 TI's.

Para a viga mais interna à curva (V4) (Figura 4.12-d), verificou-se uma tendência crescente da variação percentual do FDMF à medida que se elevou quantidade de TI's, tendo o mesmo comportamento dos modelos pré-moldados. No entanto esses valores apresentaram-se negativos, ou seja, ocorreu uma redução percentual do FDMF para a viga mais interna V1, tendo como extremos o valor de -39,59% para modelo com 0 TI e o valor de -30,82% para modelo com 11 TI's.

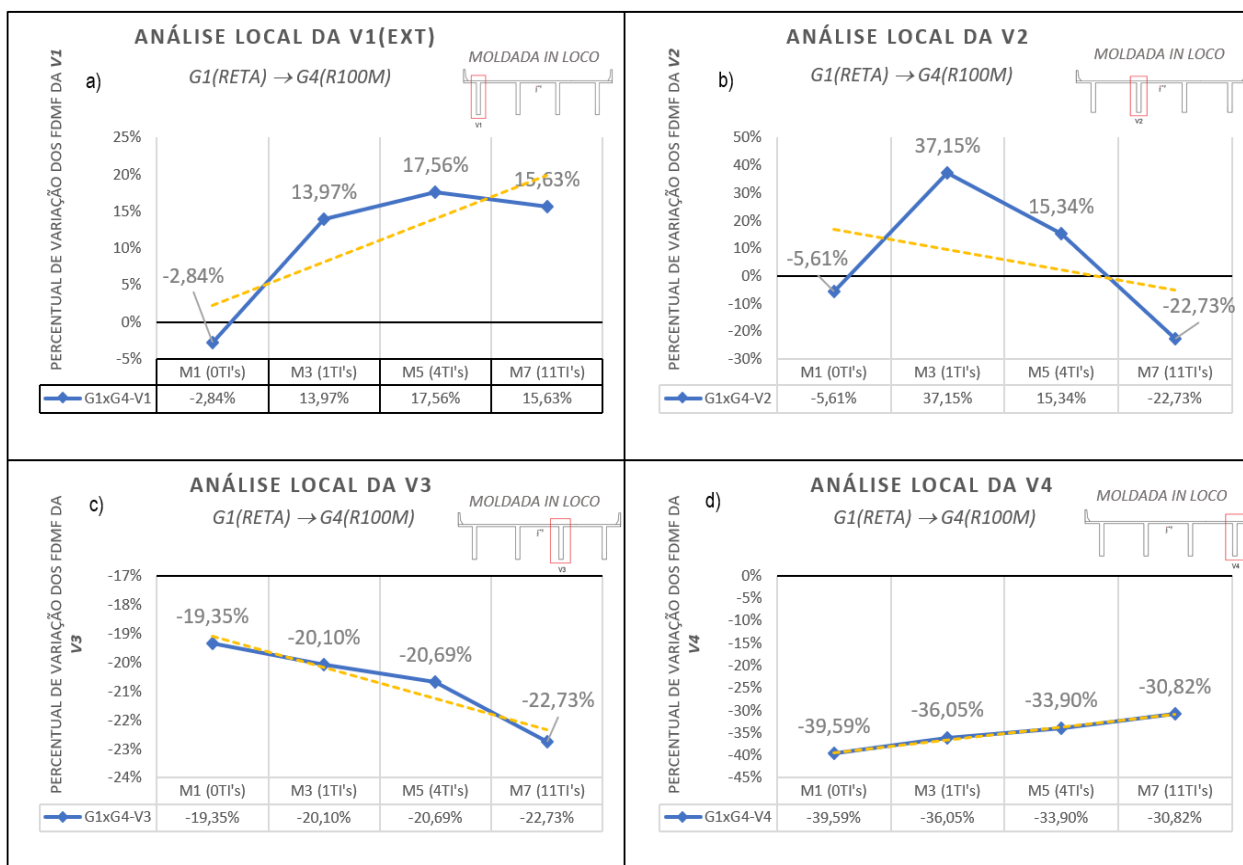


Figura 4.12 – Análise local dos FDMF por longarina moldada in loco, ao comparar a ponte reta *versus* curva (R100m), variando o número de TI's, obtido através do *CsiBridge v20*. a) V1; b) V2; c) V3; d) V4; Fonte: Autor.

Nas Tabelas 4.6, apresentam-se as variações percentuais locais para as pontes moldada *in loco*.

GRUPOS	VIGAS	MODELOS			
		M2 (0TI's)	M4 (1TI's)	M6 (4TI's)	M8 (11TI's)
$G1(RET A) \rightarrow G4(R100M)$	V1	-2,84%	13,97%	17,56%	15,63%
$G1(RET A) \rightarrow G4(R100M)$	V2	-5,61%	37,15%	15,34%	-22,73%
$G1(RET A) \rightarrow G4(R100M)$	V3	-19,35%	-20,10%	-20,69%	-22,73%
$G1(RET A) \rightarrow G4(R100M)$	V4	-39,59%	-36,05%	-33,90%	-30,82%

Tabela 4.6 – Variação percentual local (por viga) de todos os modelos propostos para ponte moldada in loco. Fonte: Autor.

Em complemento, a Figura 4.13 apresenta uma análise local, apenas, para pontes curvas (R100m), para ambos os sistemas pré-moldados e moldados *in loco*, onde é comparado o efeito da variação do número de transversinas intermediárias, utilizando os modelos extremos com 0 TI e 11 TI's. Tal análise visa determinar a variação percentual, localmente em cada viga, de acréscimo (valores positivos) ou decréscimo (valores negativos) do FDMF, quando comparadas a mesma viga de uma ponte com equivalente grau de curvatura, mas para quantidades diferentes de TI's em cada modelo.

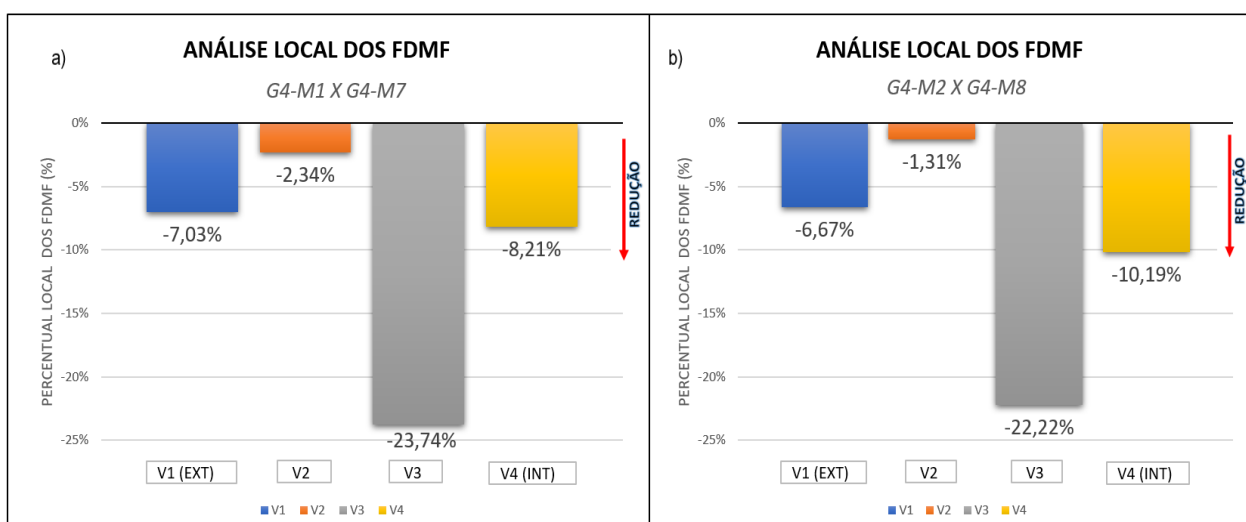


Figura 4.13 – Análise local dos FDMF por longarina, ao comparar uma ponte curva (R100m), para modelos com 0 TI e 11 TI's, obtido através do *CsiBridge v20*. a) G4-M1xG4-M7 (pré-moldada); b) G4-M2xG4-M8 (moldada *in loco*); Fonte: Autor.

Avaliando as variações percentuais obtidas da análise local para a ponte pré-moldada, comparando modelos extremos com 0 TI e 11 TI's (Figura 4.13-a), verifica-se que em todas as vigas da ponte curva ocorreu uma redução dos FDMF, ou seja, ao se incorporar TI's nos modelos curvos, constatou-se que ocorre uma redução nos FDMF para pontes de ambos os sistemas estruturais. Constata-se ainda, que para as vigas extremas, ocorreu uma redução quase igualitária dos FDMF, com -7,03% para a viga externa à curva (V1), -8,21% para a viga mais interna à curva (V4) e pico de redução de -23,74% para a viga central V3.

Por fim, para a análise local da ponte moldada *in loco*, comparando modelos extremos com 0 TI e 11 TI's (Figura 4.13-b), verifica-se comportamento semelhante ao da ponte pré-moldada. Para todas as vigas da ponte curva moldada *in loco* ocorreu uma redução dos FDMF, onde para as vigas extremas ocorreu uma redução quase igualitária dos FDMF, com -6,67% para a viga externa à curva (V1), -10,19% para a viga mais interna à curva (V4) e pico de redução de -22,22% para a viga central V3.

4.2 Efeito da curvatura variando o número de transversinas na distribuição do momento fletor devido à carga móvel

Mediante aos estudos apresentados na revisão bibliográfica apresentada, verificou-se que a curvatura é majoritariamente apontada como o parâmetro mais influente que afeta o comportamento estrutural das pontes curvas no plano horizontal. Um ligeiro aumento no grau de curvatura leva a um aumento significativo nas solicitações máximas na viga, deflexão vertical e reações de apoio. Dessa forma, decidiu-se avaliar a distribuição e variação dos fatores de distribuição de momento fletor, devido a ação das cargas móveis, parametrizando a curvatura e a quantidade de transversinas intermediárias (TI's) nos modelos propostos para pontes moldadas *in loco*.

Para a verificação do comportamento de tais efeitos, vislumbraram-se as seguintes comparações entre os modelos, apresentadas no fluxograma da Figura 4.14.

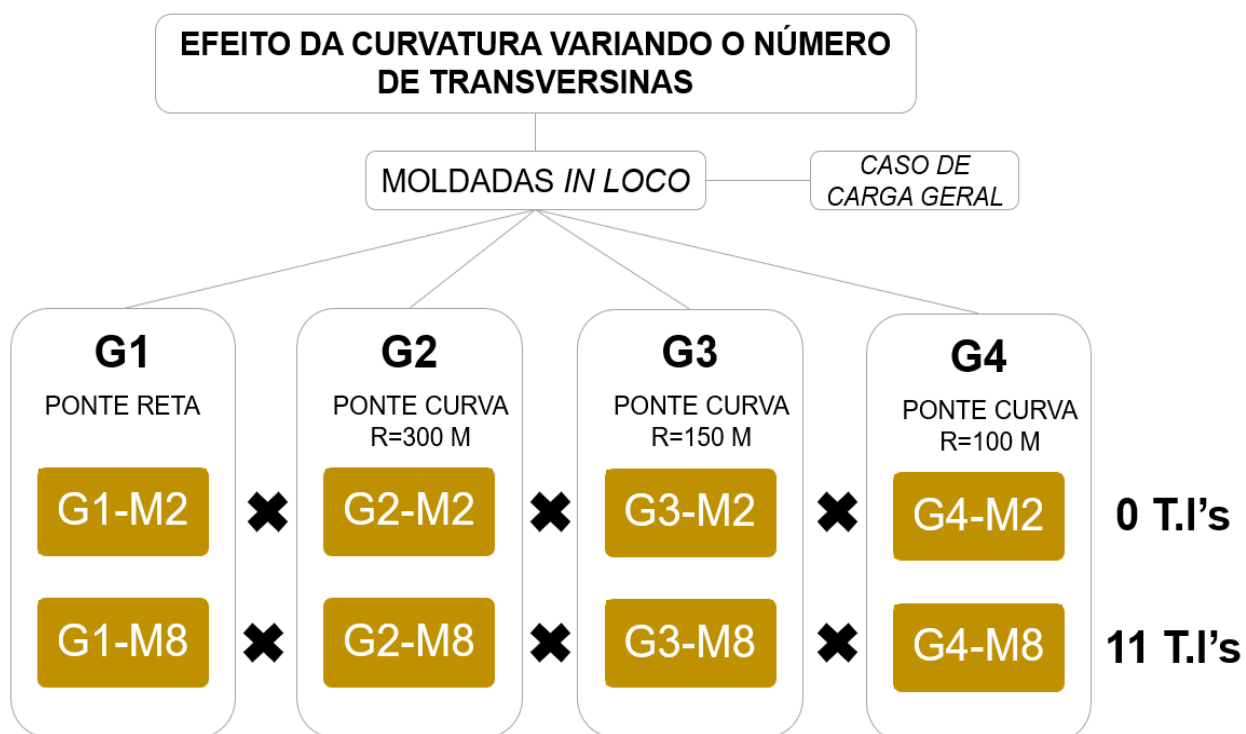


Figura 4.14 – Fluxograma de comparação entre os modelos propostos para avaliação do efeito da curvatura. Fonte: Autor

4.2.1 Análise Global dos FDMF

Neste item será apresentada a Análise Global dos FDMF para pontes moldadas *in loco*, retas e curvas, em modelos com 0 TI e 11 TI's, mantendo padrão em todos os modelos as transversinas de apoio (TA's). A Análise Global desses fatores visa compreender a variação percentual de acréscimo (valores positivos) ou decréscimo (valores negativos) dos FDMF ao ter como referência a viga mais interna à curva (viga V4), tendo como parâmetro principal a variação do raio de curvatura da ponte, em 300m, 150m e 100m, comparando seus resultados com uma ponte reta de referência. Os demais dados e gráficos, pormenorizados de cada comparação, podem ser verificados no anexo A.

Analisando as variações percentuais dos FDMF apresentados na Figura 4.15-a, no modelo G1-M2, verifica-se preliminarmente um comportamento simétrico das vigas externas (V1 e V2) e internas (V3 e V4) para o modelo de ponte reta, moldada *in loco*, sem TI's. Tal comportamento é prenunciado, visto que tal análise se trata de uma ponte

reta, onde o efeito da curvatura não altera a distribuição dos fatores de distribuição entre as longarinas externas e internas da ponte.

Na Figura 4.15-b, verificam-se as variações percentuais dos FDMF para o mesmo modelo, mas agora com curvatura de 300m (G2-M2). Nesta análise, observa-se um comportamento desigual e assimétrico desses percentuais para todas as vigas quando comparadas a viga de referência V4, onde tal efeito é consequência da curvatura imposta nesse modelo. A distribuição desses fatores expressa uma linha de tendência crescente à medida que se aproxima da viga mais externa à curva (V4), essa com valor de 34,96%, contudo verificam-se valores percentuais negativos para as vigas centrais de -29,35% para V3 e -25,83% para V2. Observa-se ainda que, apesar das vigas centrais apresentarem valores negativos, as mesmas expressam tendência crescente dos percentuais à medida que se aproximam da viga mais externa à curva.

Na sequência, ao se analisar as variações percentuais globais para ponte com curvatura de 150m (Figura 4.15-c), para mesmo modelo com 0 TI (G3-M2), constata-se uma reta de tendência com maior progressão de crescimento à medida que se aproxima da viga mais externa à curva (V1). Destaca-se os valores de -22,25% e -14,10% para as vigas centrais V2 e V3, respectivamente, e um valor de pico de 55,24% para a viga mais externa V1.

Por fim, observa-se com a Figura 3.15-d, através da variação dos percentuais globais para a ponte com raio de curvatura de 100m, com 0 TI (G4-M2), que a reta de tendência exprime o grau superlativo da progressão de crescimento à medida que se aproxima da viga mais externa à curva (V1). Esses valores superlativos atingem 84,02% para a viga externa V1, -0,96% e -15,37% para as vigas centrais V2 e V3, respectivamente, sempre tendo como referência a viga interna V4. A Tabela 4.7 mostra o resumo geral dos percentuais da Análise Global de todos os modelos propostos nos estudos.

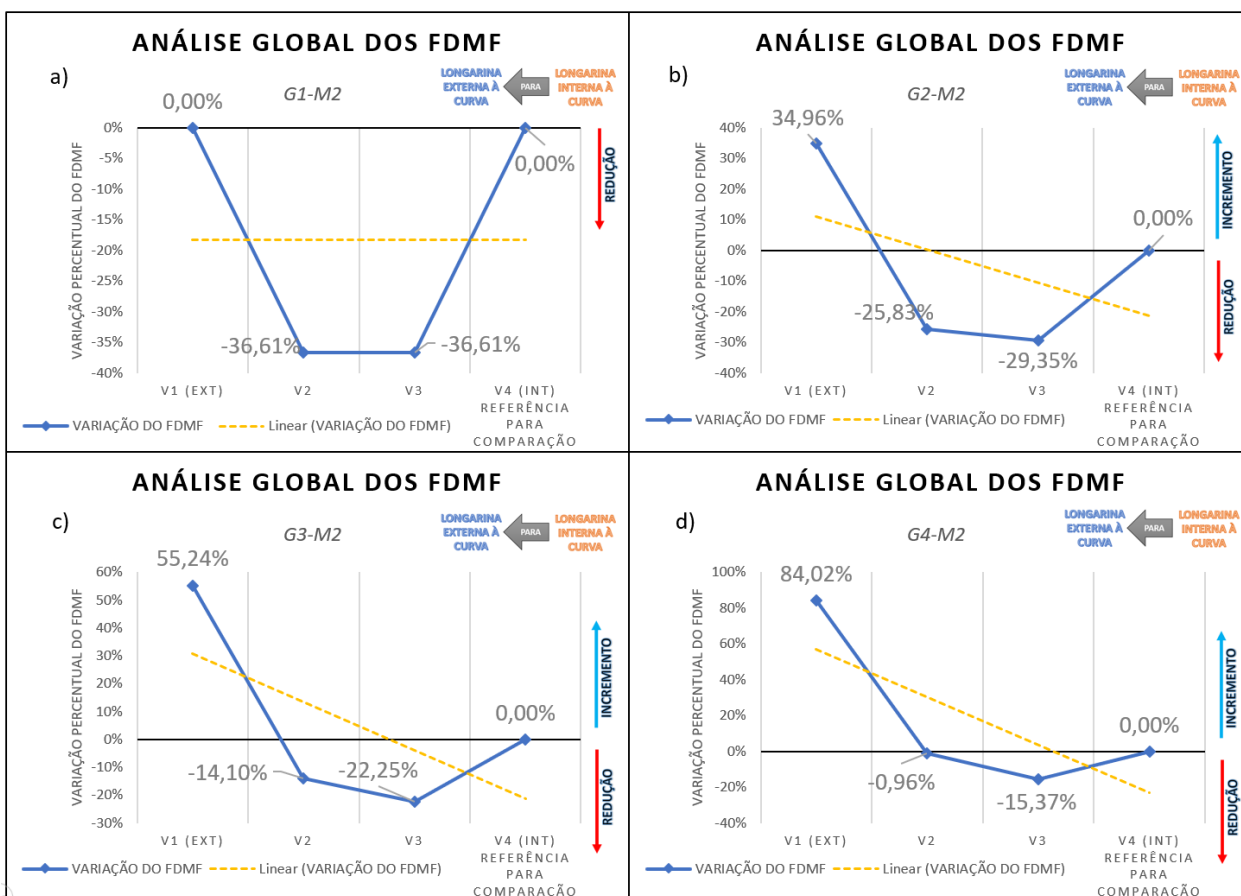


Figura 4.15 – Análise Global dos FDMF da ponte moldada *in loco*, com 0 TI's e referência para comparação na V4, obtido através do *CsiBridge v20*. a) G1-M2; b) G1-M2; c) G3-M2; d) G4-M2. Fonte: Autor.

MODELO	VIGAS			
	V1 (EXT)	V2	V3	V4 (INT) REFERÊNCIA
G1-M2	0,00%	-36,61%	-36,61%	0,00%
G2-M2	34,96%	-25,83%	-29,35%	0,00%
G3-M2	55,24%	-14,10%	-22,25%	0,00%
G4-M2	84,02%	-0,96%	-15,37%	0,00%

Tabela 4.7 – Variação percentual da Análise Global de todos os modelos propostos, sob referência da V4, para ponte moldada *in loco* com 0 TI. Fonte: Autor.

Analisando a evolução dos percentuais globais de FDMF para cada viga (Figura 4.16), ao promover a variação da curvatura da ponte em reta (G1-M2), 300m (G2-M2), 150m (G3-M2) e 100m (G4-M2) para modelos com 0 TI, apresentados no eixo das

abscissas dos gráficos contidos na Figura 4.16, verifica-se que a viga externa V1 apresenta a maior tendência de progressão dos FDMF à medida que se eleva o grau de curvatura da ponte, com valores absolutos continuamente positivos, revelando percentual de 0% para ponte reta (G1-M2) até 84,02% para ponte com maior raio de curvatura (100m) (G4-M2), denotando sempre acréscimo de FDMF quando comparados a viga referência V4 (Figura 4.16-a).

Para a viga central mais externa V2 (Figura 4.16-b), destaca-se também uma tendência de progressão dos FDMF à medida que se eleva o grau de curvatura da ponte, mas neste caso, com valores absolutos continuamente negativos, partindo de -36,61% da ponte reta (G1-M2) até -0,96% para ponte com raio de curvatura de 100m (G4-M2), denotando sempre decréscimo dos FDMF quando comparados a viga referência V4.

Por fim, para a viga central mais interna V3 (Figura 4.16-c), verifica-se um comportamento semelhante ao da viga central mais externa (V2), mas com uma tendência de progressão dos FDMF inferior à medida que se eleva o grau de curvatura da ponte, essa também apresenta valores absolutos continuamente negativos, partindo de -36,61% para ponte reta (G1-M2) até -15,37% para ponte com raio de curvatura de 100m (G4-M2), denotando sempre decréscimo dos FDMF quando comparados à viga referência V4.

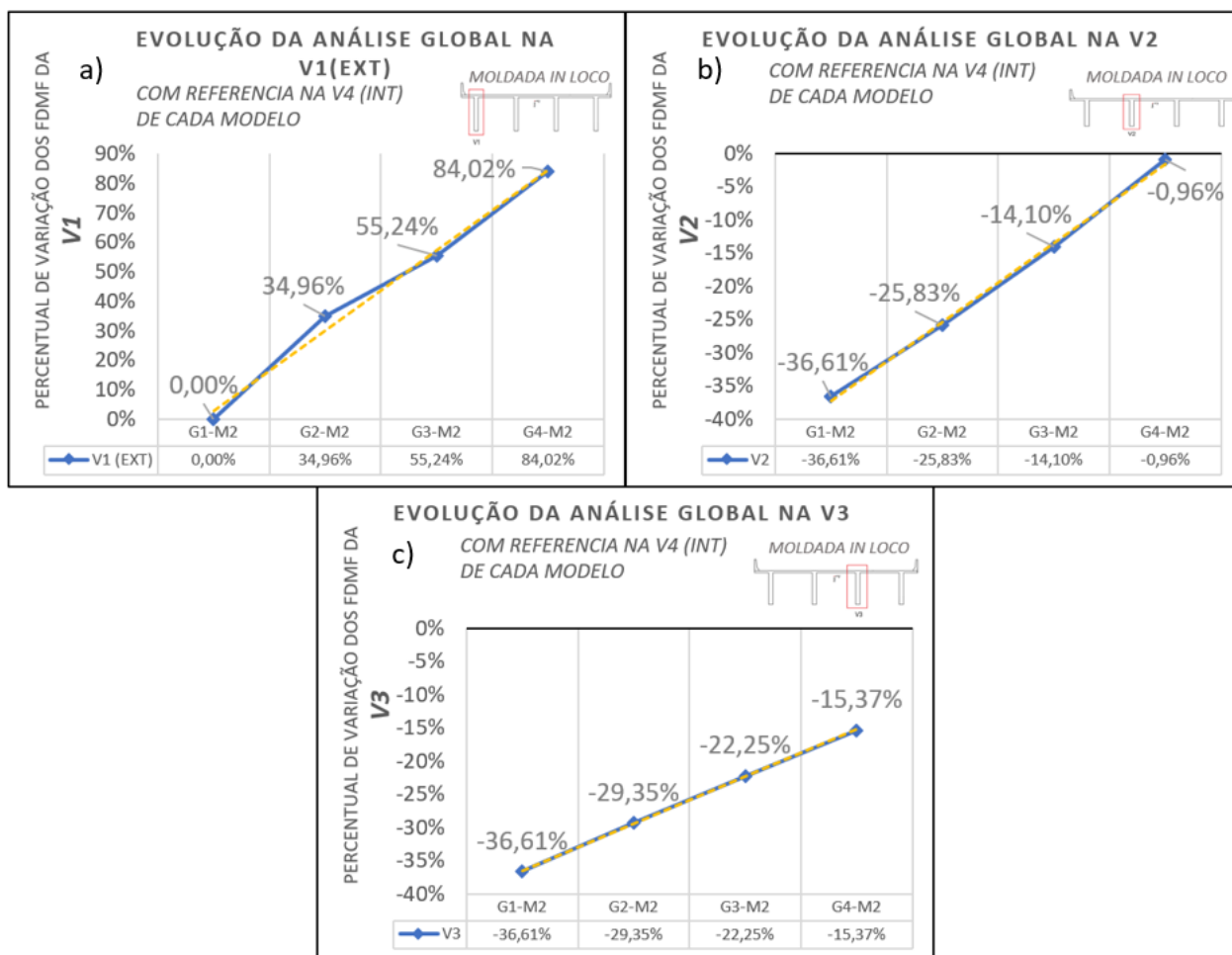


Figura 4.16 – Evolução dos percentuais globais de FDMF por viga, para ponte moldada in loco, com 0 TI's e referência de comparação na viga V4, obtido através do *CsiBridge* v20. a) V1 com referência na V4; b) V2 com referência na V4; c) V3 com referência na V4; Fonte: Autor.

Na sequência, verificam-se as variações percentuais dos FDMF, agora para os modelos extremos com 11 TI's, conforme apresentados na Figura 4.14.

Na análise do modelo G1-M8 (Figura 4.17-a), verifica-se preliminarmente um comportamento simétrico das vigas externas (V1 e V2) e internas (V3 e V4) para o modelo de ponte reta, moldada *in loco*. Tal comportamento é semelhante ao da ponte com 0 TI, visto que apesar da variação na quantidade de TI's, a análise em questão se trata, também, de uma ponte reta, onde o efeito da curvatura não altera a distribuição dos fatores de distribuição entre as longarinas externas e internas da ponte.

Na Figura 4.17-b, são verificadas as variações percentuais dos FDMF para o mesmo modelo (11 TI's), mas agora com curvatura de 300m (G2-M8). Nesta análise, observa-se um comportamento desigual e assimétrico desses percentuais para todas as vigas quando comparadas a viga de referência V4, onde tal efeito é consequência da curvatura imposta nesse modelo. A distribuição desses fatores expressa uma linha de tendência crescente à medida que se aproxima da viga mais externa à curva (V4), essa com valor de 17,82%, contudo verificam-se valores percentuais negativos para as vigas centrais de -32,88% para V3 e -23,17% para V2. Observa-se ainda, que apesar das vigas centrais apresentarem valores negativos, as mesmas expressam tendência crescente dos percentuais à medida que se aproximam da viga mais externa à curva.

Na sequência, ao se analisar as variações percentuais globais para ponte com curvatura de 150m (Figura 4.17-c), para mesmo modelo com 11 TI's (G3-M8), constata-se uma reta de tendência com maior progressão de crescimento à medida que se aproxima da viga mais externa à curva (V1). Destaca-se os valores de -9,24% e -30,48% para as vigas centrais V2 e V3, respectivamente, e um valor de pico de 39,17% para a viga mais externa V1.

Por fim, verifica-se com a Figura 3.17-d, através da variação dos percentuais globais para a ponte com raio de curvatura de 100m, com 11 TI's (G4-M8), que a reta de tendência exprime o grau superlativo da progressão de crescimento à medida que se aproxima da viga mais externa à curva (V1). Esses valores superlativos atingem 67,16% para a viga externa V1, 8,85% e -26,70% para as vigas centrais V2 e V3, respectivamente, sempre tendo como referência a viga interna V1.

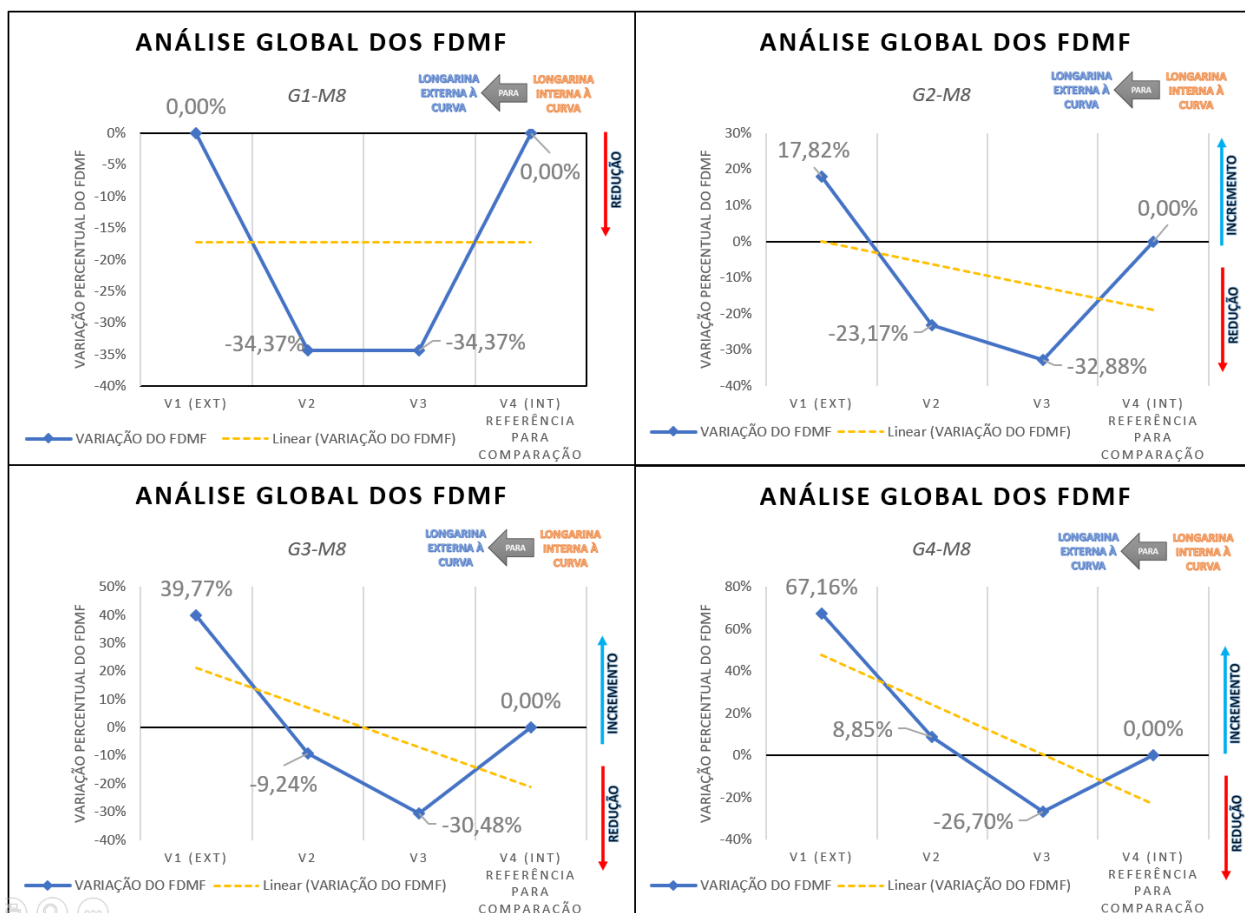


Figura 4.17 – Análise Global dos FDMF da ponte moldada in loco, com 11 TI's's e referência para comparação na V4, obtido através do *CsiBridge v20*. a) G1-M8; b) G1-M8; c) G3-M8; d) G4-M8. Fonte: Autor.

MODELO	VIGAS			
	V1 (EXT)	V2	V3	V4 (INT) REFERÊNCIA
G1-M8	0,00%	-34,37%	-34,37%	0,00%
G2-M8	17,82%	-23,17%	-32,88%	0,00%
G3-M8	39,77%	-9,24%	-30,48%	0,00%
G4-M8	67,16%	8,85%	-26,70%	0,00%

Tabela 4.8 – Variação percentual da Análise Global de todos os modelos propostos, sob referência da V4, para ponte moldada in loco com 11 TI's. Fonte: Autor.

Neste contexto, considera-se salutar analisar a evolução dos percentuais globais dos FDMF para cada viga (Figura 4.18), ao promover a variação da curvatura da ponte em reta (G1-M2), 300m (G2-M2), 150m (G3-M2) e 100m (G4-M2) para modelos sem TI's, apresentados no eixo das abscissas dos gráficos contidos na Figura 4.18. Assim, verifica-se que a viga externa V1 apresenta a maior tendência de progressão dos FDMF à medida que se eleva o grau de curvatura da ponte, com valores absolutos continuamente positivos, revelando percentual de 0% para ponte reta (G1-M8) até 67,16% para ponte com maior raio de curvatura (100m) (G4-M8), denotando sempre acréscimo de FDMF quando comparados à viga referência V4 (Figura 4.18-a).

Já para a viga central mais externa V2 (Figura 4.18-b), destaca-se, também, uma tendência de progressão dos FDMF à medida que se eleva o grau de curvatura da ponte, mas neste caso, com valores absolutos continuamente negativos, partindo de -34,37% da ponte reta (G1-M8) até 8,85% para ponte com raio de curvatura de 100m (G4-M8), denotando sempre decréscimo dos FDMF quando comparados à viga referência V4.

Para a viga central mais interna V3 (Figura 4.18-c), verifica-se um comportamento semelhante à viga central mais externa (V2), mas com uma tendência de progressão dos FDMF inferior à medida que se eleva o grau de curvatura da ponte, essa também apresenta valores absolutos continuamente negativos, partindo de -34,37% para ponte reta (G1-M8) até -26,70% para ponte com raio de curvatura de 100m (G4-M8), denotando sempre decréscimo dos FDMF quando comparados a viga referência V4.

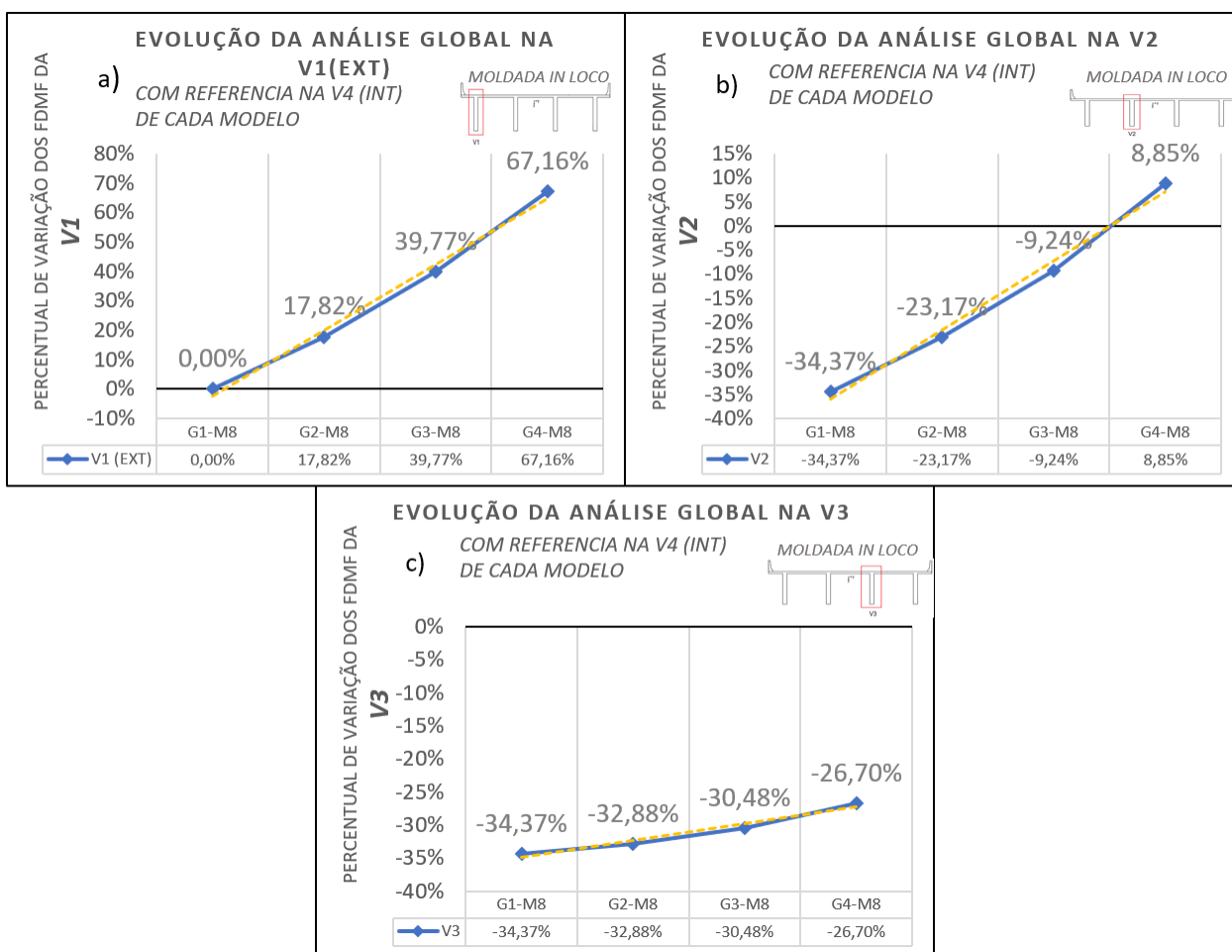


Figura 4.18 – Evolução dos percentuais globais de FDMF por viga, para ponte moldada *in loco*, com 11 TI's's e referência de comparação na viga V4, obtido através do *CsiBridge v20*. a) V1 com referência na V4; b) V2 com referência na V4; c) V3 com referência na V4; Fonte: Autor.

Portanto, realizando uma comparação entre os dois principais parâmetros avaliados na Análise Global apresentada neste item, dos quais são: **(1)** Efeito da curvatura em modelos com 0 TI; **(2)** Efeito da curvatura em modelos com 11 TI's. Nesta análise verifica-se que existe uma tendência de comportamento semelhante para os modelos com 0 e 11 TI's, no entanto ocorre uma melhor distribuição dos FDMF para o modelo com 11 TI's em todas as curvaturas analisadas, visto que ocorre picos de menores valores percentuais e uma melhor uniformização dos fatores para todas as vigas, ao serem comparadas com a viga de referência V4. Tal comportamento corrobora aos estudos de Rebouças (2017), uma vez que o autor constatou em seus estudos que a inclusão de transversinas de apoio tornou a distribuição de momento

fletor mais igualitária em todos os casos de estudo, visto que parte do esforço que nos modelos sem transversina de apoio estava alocado na longarina mais carregada migrou para as menos carregadas, onde essa colaboração torna-se ainda mais preponderante para maiores raios de curvatura. Observa-se que para a viga mais externa à curva (V1), houve uma variação média (englobando todos os percentuais) entre o modelo de 0 TI para o modelo com 11 TI's (sempre com relação a V4) de -28,40% para cada grupo de curvatura elevado, partindo do G1 (reta) até o G4 (R100m). Já para a viga central mais externa (V2), houve uma variação média (englobando todos os percentuais) entre o modelo de 0 TI para o modelo com 11 TI's (sempre com relação a V4) de -25,24% para cada grupo de curvatura elevado, partindo do G1 (reta) até o G4 (R100m). Por fim, para a viga central mais interna (V3), houve uma variação média (englobando todos os percentuais) entre o modelo de 0 TI para o modelo com 11 TI's (sempre com relação a V4) de -20,13% para cada grupo de curvatura elevado, partindo do G1 (reta) até o G4 (R100m).

Segundo Khalafalla (2009), isso é atribuído aos efeitos acoplados do momento fletor e momento torçor existentes nas vigas curvas. Além disso, a curvatura induz a flexão lateral e a torção de empenamento (*warping torsion*) que são resistidas pelas mesas das vigas, aumentando assim as forças de cisalhamento aplicadas nas longarinas.

4.2.2 Análise Local dos FDMF

Neste item será apresentado a Análise Local dos FDMF para pontes retas e curvas, apenas com sistema estrutural moldado *in loco*, para pontes com 0 TI e 11 TI's, mantendo padrão em todos os modelos as transversinas de apoio (TA's). Tal análise visa determinar a variação percentual, localmente em cada viga, de acréscimo (valores positivos) ou decréscimo (valores negativos) do FDMF, quando utilizado a ponte reta como referência, comparando seus fatores locais (por viga), com os demais fatores locais dos modelos (com mesmo número de TI's) de diferentes grupos de curvaturas. Os demais dados e gráficos, pormenorizados de cada comparação, podem ser verificados no anexo A.

Na Figura 4.19, observa-se as variações percentuais obtidas na Análise Local, para a ponte moldada *in loco*, com 0 TI, comparando os grupos de curvatura G1 (reta) *versus* G2 (R300m).

Verifica-se (Figura 4.19-a) que apenas na viga mais externa à curva (V1), ocorreu um acréscimo percentual ocasionado pela alteração da geometria longitudinal reta para a curva (R300m), onde este valor corresponde a 14,81%. Nas demais vigas, todas as variações percentuais foram negativas, denotando que ocorreu um decréscimo dos FDMF para a mesma alteração de curvatura, no qual estes valores correspondem a -0,48% para a viga V2, -5,20% para a viga V3 e -14,94% para a viga mais interna V4.

Na sequência, na Figura 4.19-b, observa-se a mesma análise comparativa entre ponte reta (G1-M2) *versus* ponte curva, mas, para esta comparação, com raio de curvatura de 150m (G3-M2). Verifica-se que somente na viga mais externa (V1) ocorreu um acréscimo percentual obtido na mudança da ponte reta para a curva (R150m), onde este valor corresponde a 11,54%. Nas demais vigas, todas as variações percentuais foram negativas, denotando que ocorreu um decréscimo dos FDMF, no qual estes valores correspondem a -2,63% para a viga V2, -11,87% para a viga V3 e -28,15% para a viga mais interna V4.

Por fim, para Figura 4.19-c, mantendo a avaliação entre ponte reta (G1-M2) *versus* ponte curva, mas, para esta comparação, com raio de curvatura de 100m (G4-M2). Observa-se que somente na viga mais externa (V1) ocorreu um acréscimo percentual obtido na mudança da ponte reta para a curva (R150m), onde este valor corresponde a 11,17%. Nas demais vigas, todas as variações percentuais, também foram negativas, denotando que ocorreu um decréscimo dos FDMF, no qual estes valores correspondem a -5,61% para a viga V2, -19,35% para a viga V3 e -39,59% para a viga mais interna V4. A Tabela 4.9 mostra em detalhes a variação percentual (por viga) de todos os modelos propostos para ponte moldada *in loco* com 0 TI.

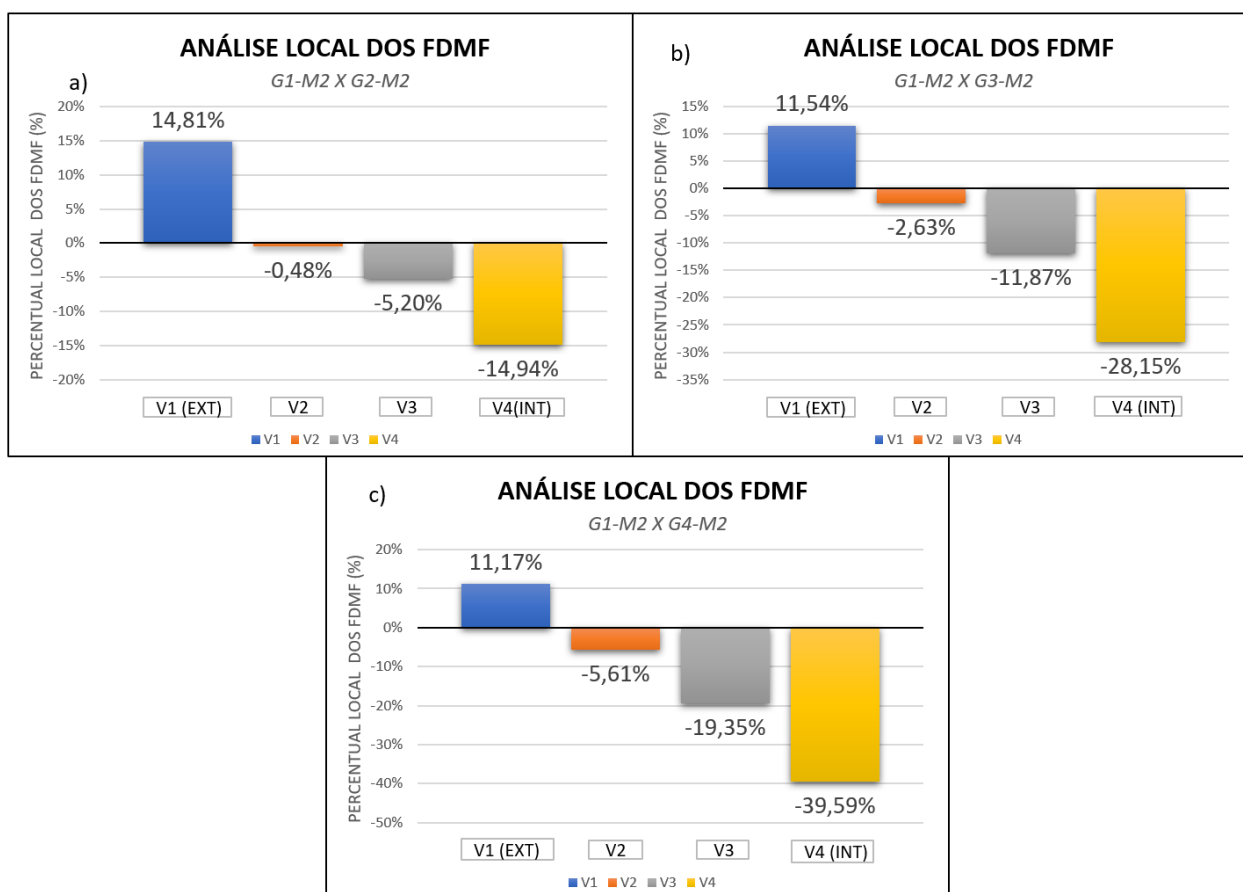


Figura 4.19 – Análise Local dos FDMF ao comparar a ponte reta *versus* ponte curva com diferentes curvaturas (R300m, R150m e R100m), para modelos com 0 TI, obtido através do *CsiBridge v20*. a) G1-M2 x G2-M2; b) G1-M2 x G3-M2; c) G1-M2 x G4-M2; Fonte: Autor.

GRUPOS	Nº TI's	MODELOS			
		V1 (EXT)	V2	V3	V4 (INT)
G1(RETA) → G2(R300M)	0	14,81%	-0,48%	-5,20%	-14,94%
G1(RETA) → G3(R150M)	0	11,54%	-2,63%	-11,87%	-28,15%
G1(RETA) → G4(R100M)	0	11,17%	-5,61%	-19,35%	-39,59%

Tabela 4.9 – Variação percentual (por viga) de todos os modelos propostos para ponte moldada *in loco* com 0 TI. Fonte: Autor.

Em complemento, apresenta-se em diante, a mesma Análise Local dos FDMF, comparando a ponte reta de referência (G1-M8) *versus* a ponte curva, com os mesmos diferentes grupos de curvaturas propostos, mas neste caso, com 11 TI's, para pontes moldadas *in loco*.

Na Figura 4.20, observa-se as variações percentuais obtidas na Análise Local, para a ponte moldada *in loco*, com 11 TI's, comparando os grupos de curvatura G1 (reta) *versus* G2 (R300m). Verifica-se (Figura 4.20-a) que foram obtidos para as duas vigas mais externas à curva (V1 e V2) acréscimos percentuais ocasionados pela alteração da geometria longitudinal reta para a curva (R300m), onde estes valores correspondem a 5,24% e 4,57%, respectivamente. Nas vigas mais internas (V3 e V4), ambas obtiveram variações percentuais negativas, denotando que ocorreu um decréscimo dos FDMF para a mesma alteração de curvatura analisada, no qual estes valores correspondem a -8,64% para a viga V3 e -10,68% para a viga V4.

Na sequência, na Figura 4.20-b, observa-se a mesma análise comparativa entre ponte reta (G1-M8) *versus* ponte curva, mas, para esta comparação, com raio de curvatura de 150m (G3-M8). Verifica-se que as duas vigas mais externas à curva (V1 e V2), obtiveram um acréscimo percentual, onde estes valores correspondem a 10,83% e 9,67%, respectivamente. Para as vigas mais interna (V3 e V4), foram encontradas variações percentuais negativas, denotando que ocorreu um decréscimo dos FDMF para a mesma alteração de curvatura analisada, no qual estes valores correspondem a -16,00% para a viga V3 e -20,70% para a viga V4.

Por fim, para Figura 4.20-c, mantendo a mesma análise comparativa entre ponte reta (G1-M8) *versus* ponte curva, no entanto, agora com raio de curvatura de 100m (G4-M8) observa-se que as duas vigas mais externas à curva (V1 e V2), ambas obtiveram um acréscimo percentual, onde estes valores correspondem a 15,63% e 14,73%, respectivamente. Para as vigas mais internas (V3 e V4), ambas obtiveram variações percentuais negativas, denotando que ocorreu um decréscimo dos FDMF para a mesma alteração de curvatura analisada, no qual estes valores correspondem a -22,73% para a viga V3 e -30,82% para a viga V4. A Tabela 4.10 mostra em detalhes a variação percentual (por viga) de todos os modelos propostos para ponte moldada *in loco* com 11 TI's.

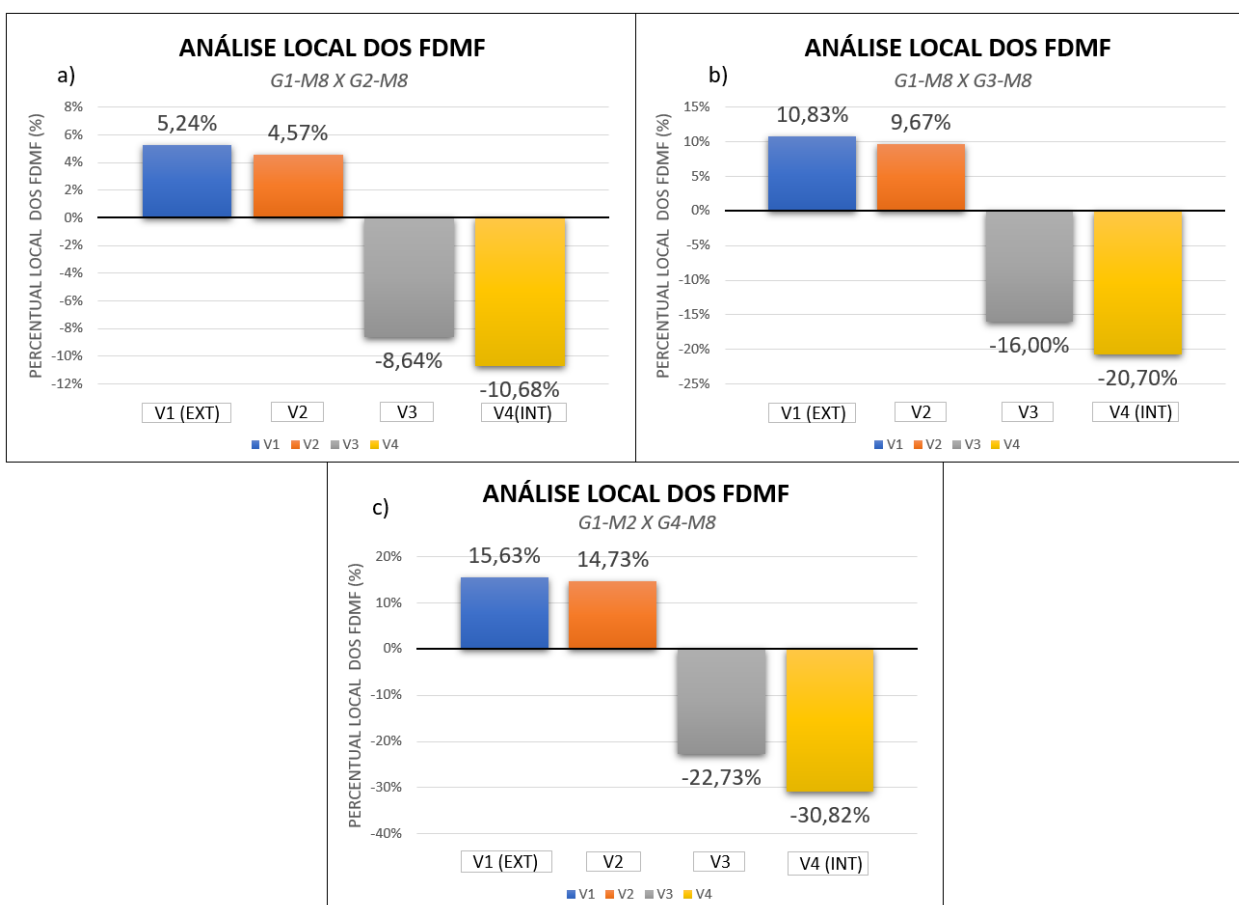


Figura 4.20 – Análise Local dos FDMF ao comparar a ponte reta *versus* ponte curva com diferentes curvaturas (R300m, R150m e R100m), para modelos com 11 TI's, obtido através do *CsiBridge v20*. a) G1-M8 x G2-M8; b) G1-M8 x G3-M8; c) G1-M8 x G4-M8; Fonte: Autor.

GRUPOS	Nº TI's	MODELOS			
		V1 (EXT)	V2	V3	V4 (INT)
G1(RETA) → G2(R300M)	11	5,24%	4,57%	-8,64%	-10,68%
G1(RETA) → G3(R150M)	11	10,83%	9,67%	-16,00%	-20,70%
G1(RETA) → G4(R100M)	11	15,63%	14,73%	-22,73%	-30,82%

Tabela 4.10 – Variação percentual local de todos os modelos propostos para ponte moldada in loco com 11 TI's. Fonte: Autor.

Rebouças (2017) ratifica as constatações apresentadas no presente trabalho, quando sustenta que a curvatura é o parâmetro de maior influência na distribuição de momento fletor para as longarinas, verificando ainda que, ocorrem as maiores variações

nos fatores de distribuição de momentos fletores nas longarinas extremas (V1 e V4) ao promover a redução do raio de curvatura das pontes analisadas em seu estudo.

Segundo Chen & Duan (2010), esse comportamento pode estar associado à interação entre momento fletor e torção, onde devido à geometria curva, as cargas gravitacionais induzem tensões de cisalhamento por torção, tensões de empenamento normais e tensões de flexão lateral, além das tensões verticais de cisalhamento e de flexão. Ademais, o autor acrescenta que, as vigas externas em pontes curvas captam mais carga do que as vigas internas, fazendo com que cada viga tenha um comportamento diferente.

Acrescenta-se ainda, junto ao estudo de DeSantiago (2005) que, as análises realizadas pelo autor, também corroboram com o comportamento apresentado no presente trabalho quando se constata que o momento de flexão em vigas principais de uma ponte curva pode ser cerca de até 23,5% superior quando comparado com momentos fletores nas vigas principais de uma ponte reta de configuração de projeto semelhante. Ademais, DeSantiago (2005) explicita que a introdução de curvatura em uma ponte resultará em um momento de torção considerável a se desenvolver nas vigas principais, onde a magnitude dessa torção foi determinada em cerca de 10% da flexão máxima para a mesma viga de uma ponte reta. Vale salientar que o autor supracitado ratifica que as solicitações de torção, sendo complementadas por solicitações de flexão e cisalhamentos nas vigas principais, formam um complexo estado de tensões, demonstrando, por conseguinte, o papel preponderante da curvatura nestas estruturas curvas.

Com intuito de representar o efeito da curvatura individualmente em cada longarina, observando sua evolução em cada grupo de curvatura, elaborou-se na Figura 4.21 (para pontes com 0 TI) e Figura 4.21 (para pontes com 11 TI's) gráficos que demonstram a evolução dos percentuais locais dos FDMF para as vigas V1, V2, V3 e V4, ao promover a variação da curvatura da ponte em reta (G1-M2), 300m (G2-M2), 150m (G3-M2) e 100m (G4-M2), apresentadas no eixo das abscissas dos gráficos.

De acordo com a Figura 4.21, para pontes com 0 TI, verifica-se as seguintes constatações a cerca da evolução dos acréscimos ou decréscimos do FDMF local em cada longarina:

(a) a viga externa V1 (Figura 4.21-a), apresenta uma tendência de regressão dos percentuais dos FDMF à medida que se eleva o grau de curvatura da ponte a ser comparada com a ponte reta de referência (G1-M2), com valores absolutos continuamente positivos, revelando percentual de 14,81% da comparação da ponte reta com a curva (G2-M2) até 11,17% de acréscimo para comparação com o maior raio de curvatura (100m) (G4-M2);

(b) para a viga central mais externa V2 (Figura 4.21-b), destaca-se, também, regressão dos percentuais dos FDMF à medida que se eleva o grau de curvatura da ponte a ser comparada com a ponte reta de referência (G1-M2), mas neste caso, com valores absolutos continuamente negativos, partindo de -0,48% da comparação da ponte reta com a curva (G2-M2) até -5,61% de decréscimo para comparação com o maior raio de curvatura (100m) (G4-M2);

(c) para a viga central mais interna V3 (Figura 4.21-c), verifica-se um comportamento semelhante à viga central mais externa (V2), mas com uma tendência de regressão dos FDMF superior à medida que se eleva o grau de curvatura da ponte, essa também apresenta valores absolutos continuamente negativos, partindo de -5,20% da ponte reta para primeira comparação (G2-M2) até -19,35% de decréscimo para comparação com o maior raio de curvatura (100m) (G4-M2) e, por fim;

(d) a viga interna V4 (Figura 4.21-d), apresenta o grau superlativo de regressão dos percentuais dos FDMF à medida que se eleva o grau de curvatura da ponte a ser comparada com a ponte reta de referência (G1-M2), com valores absolutos continuamente negativos, revelando percentual de -14,94% da ponte reta para primeira comparação (G2-M2) até -39,59% de decréscimo do FDMF para ponte com maior raio de curvatura (100m) (G4-M2).

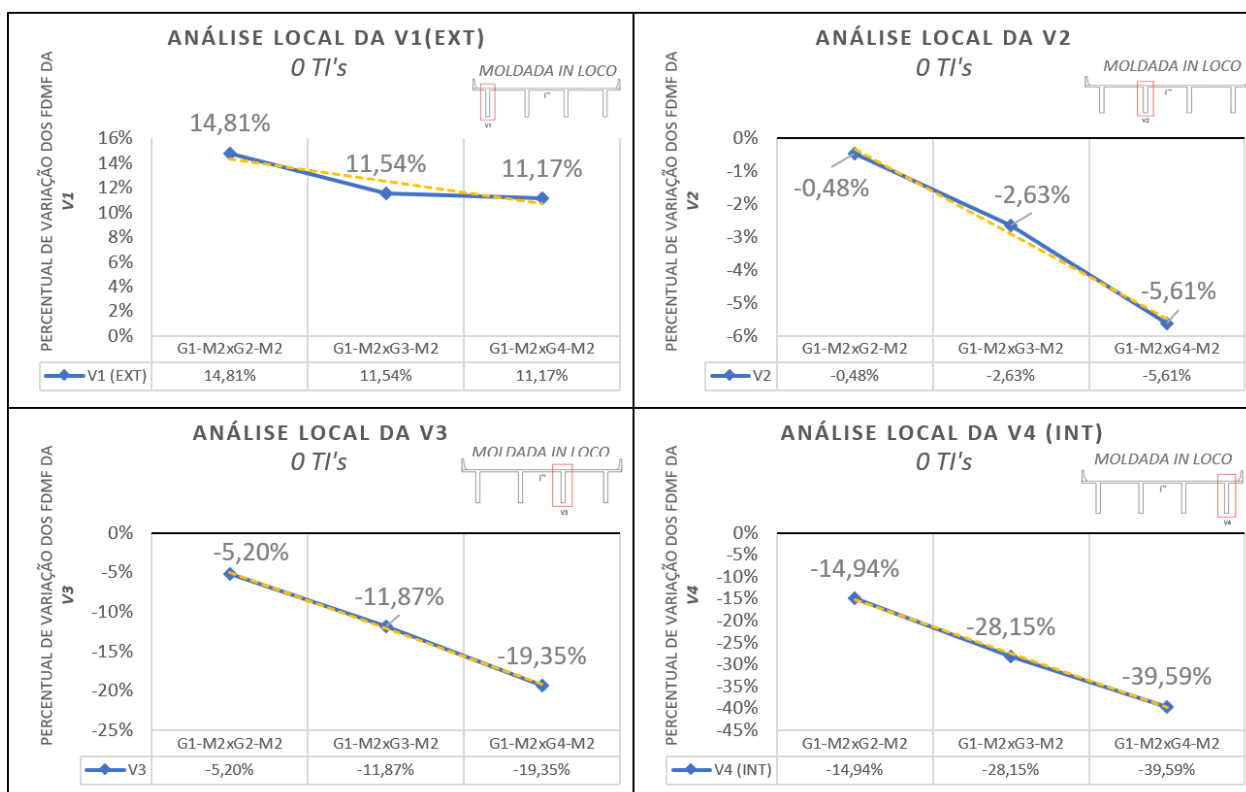


Figura 4.21 – Análise local dos FDMF para cada viga moldada *in loco* (com 0 TI), ao comparar a ponte reta *versus* curva, variando a curvatura, obtido através do *CsiBridge v20*. a) V1; b) V2; c) V3; d) V4; Fonte: Autor.

Apresenta-se em diante (Figura 4.22), uma análise semelhante a anterior, que demonstra o efeito da curvatura, em cada longarina, observando a evolução dos percentuais locais dos FDMF em cada grupo de curvatura, mas, neste caso, para modelos idealizados com 11 TI's.

São verificadas as seguintes constatações a acerca da evolução dos acréscimos ou decréscimos dos FDMF local em cada longarina:

(a) a viga externa V1 (Figura 4.22-a) apresenta uma tendência de progressão dos percentuais dos FDMF à medida que se eleva o grau de curvatura da ponte a ser comparada com a ponte reta de referência (G1-M8), com valores absolutos continuamente positivos, revelando percentual de 5,24 da comparação da ponte reta com a curva (G2-M8) até 15,63% de acréscimo para comparação com o maior raio de curvatura (100m) (G4-M8);

(b) para a viga central mais externa V2 (Figura 4.22-b), destaca-se, também, uma progressão dos percentuais do FDMF à medida que se eleva o grau de curvatura da ponte a ser comparada com a ponte reta de referência (G1-M8), bem como apresentam valores absolutos continuamente positivos, partindo de 4,57% da ponte reta para primeira comparação (G2-M8) até -14,73% de acréscimo para comparação com o maior raio de curvatura (100m) (G4-M8);

(c) para a viga central mais interna V3 (Figura 4.22-c), verifica-se um comportamento oposto à viga central mais externa (V2), pois a viga V3 demonstra tendência de regressão dos FDMF à medida que se eleva o grau de curvatura da ponte, onde essa apresenta valores absolutos continuamente negativos, partindo de -8,64% até -19,35% de decréscimo para comparação com o maior raio de curvatura (100m) (G4-M8) e, por fim,

(d) a viga interna V4 (Figura 4.22-d), apresenta o grau superlativo de regressão dos percentuais dos FDMF à medida que se eleva o grau de curvatura da ponte a ser comparada com a ponte reta de referência (G1-M2), com valores absolutos continuamente negativos, revelando percentual de -14,94% da ponte reta para primeira comparação (G2-M8) até -39,59% de decréscimo do FDMF para ponte com maior raio de curvatura (100m) (G4-M2).

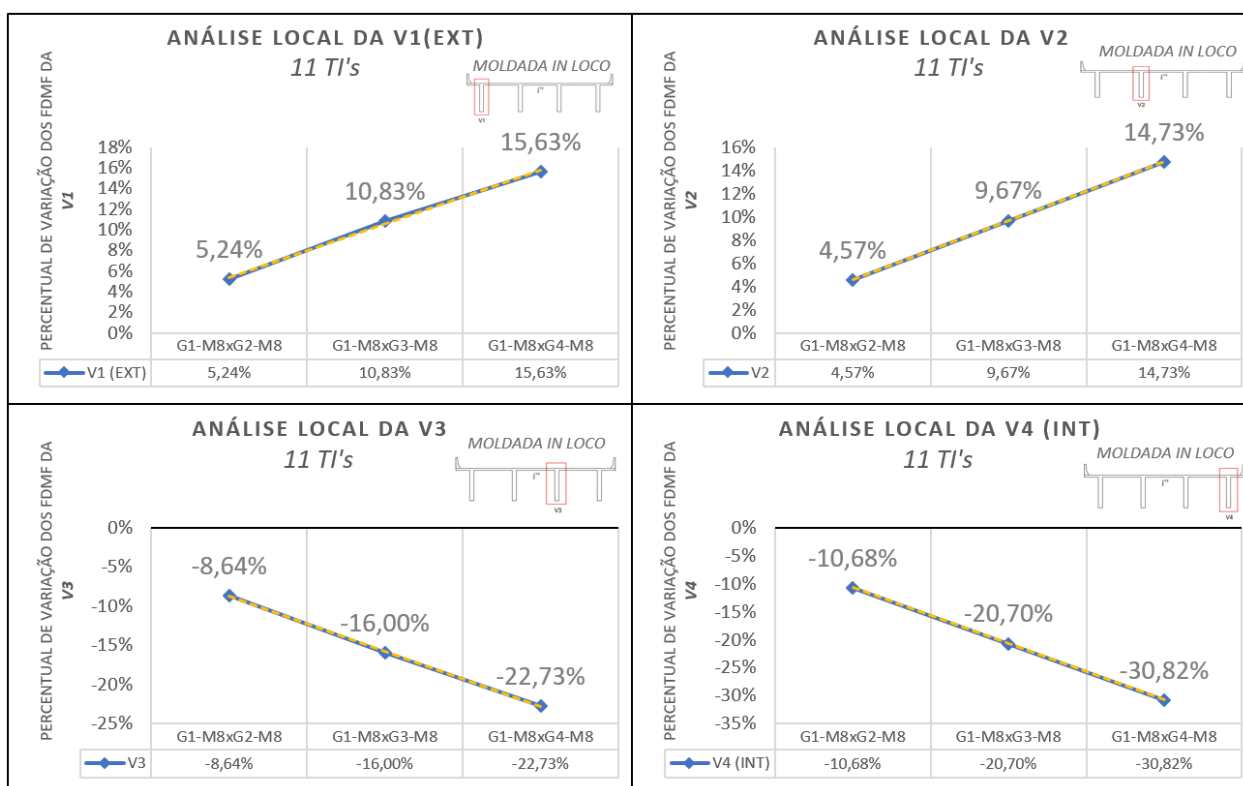


Figura 4.22 – Análise local dos FDMF para cada viga moldada *in loco* (com 11 TI's) ao comparar a ponte reta *versus* curva, variando a curvatura, obtido através do *CsiBridge v20*. a) V1; b) V2; c) V3; d) V4; Fonte: Autor.

Portanto, realizando uma comparação entre os dois principais parâmetros avaliados na análise local recém-apresentada, dos quais são: **(1)** Efeito da curvatura em modelos com 0 TI; **(2)** Efeito da curvatura em modelos com 11 TI's; são observados que:

(a) para as vigas mais internas da ponte (V3 e V4) ocorreu uma tendência de comportamento semelhante para os modelos com 0 e 11 TI's, visto que para ambas análises, houve uma tendência de regressão nas variações percentuais locais, apresentando valores absolutos continuamente negativos e crescentes ao se elevar o grau de curvatura das pontes curvas a serem comparadas com a ponte reta de referência. É válido destacar que na comparação da V3 (0 TI) e V3 (11 TI's), ocorreu uma maior regressão (valores negativos) de tais fatores para a viga V3 (11 TI's), no entanto na comparação V4 (0 TI) e V4 (11 TI's), ocorreu uma menor regressão (valores negativos) de tais fatores para a viga V4 (11 TI's);

(b) para as vigas mais externas da ponte (V1 e V2) ocorreu uma tendência de comportamento diametralmente oposta, onde na viga V1, nos modelos com 0 TI houve um curva de progressão dos percentuais locais (valores positivos), no entanto para viga V1 com 11 TI's houve uma curva de regressão dos percentuais (valores positivos) à medida que eleva-se a curvatura do modelo a ser comparado a ponte reta de referência e, por fim;

(c) para a viga V2 com 0 TI ocorreu uma tendência de regressão dos percentuais locais (conforme os demais do modelo com 0 TI), porém estes, com valores negativos. No entanto, para viga V2 com 11 TI's houve uma tendência de progressão dos percentuais locais, para valores positivos (diferenciando da V2 com 0 TI que obteve valores negativos) à medida que se eleva a curvatura do modelo a ser comparado a ponte reta de referência.

4.3 Efeito da monoliticidade do tabuleiro variando a curvatura e o número de transversinas na distribuição do momento fletor devido à carga móvel

Pontes com sistemas estruturais pré-moldados e moldados *in loco* apresentam comportamentos estruturais distintos, visto que cada método construtivo manifesta diferente grau de monoliticidade estrutural. Tal grandeza é conceituada como o grau de união em que conjunto de elementos estruturais se comporta como um conjunto rígido. O grau de monoliticidade é evidenciado nas ligações entre os elementos estruturais das pontes. A diferença entre pontes com longarinas pré-moldadas e moldadas *in loco* se dá na ligação da mesma com a laje, pois de acordo com o grau de monoliticidade inerente a cada método construtivo, ocorre um mecanismo de transferência distinto dos esforços solicitantes.

Nas pontes pré-moldadas é utilizada uma técnica de ligação entre o conector de espera, posicionado na parte superior da longarina, e a laje, no qual são deixados nichos para posterior concretagem (Figura 4.23-a). Tais estruturas apresentam comportamento de ligações articuladas ou semirrígidas, onde ambas resultam em

elementos mais solicitados à flexão e estruturas com pequena capacidade de redistribuição de esforços.

Já nas pontes moldadas *in loco*, ocorre a execução do cimbramento completo da superestrutura (longarinas e laje) para posterior concretagem de todos esses elementos, sendo a ligação realizada de forma direta e com maior grau de monoliticidade. (Figura 4.23-b). Tais ligações são consideradas rígidas e, como consequência, possibilitam a transmissão de momentos fletores podendo ser capazes de produzir uma melhor distribuição transversal dos esforços solicitantes. (EI DEBS, 2017).

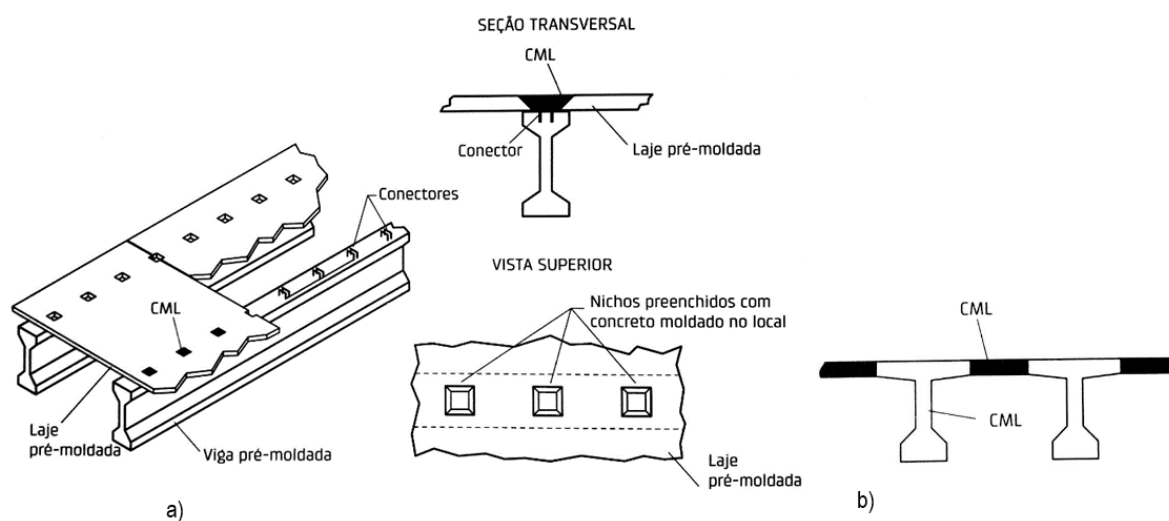


Figura 4.23 – Ligação longarina-laje na superestrutura de pontes. a) Pré-moldada; b) Moldada in loco. Fonte: Adaptado de El Debs (2017).

Para captar essa diferença no comportamento entre ambos os métodos construtivos, vislumbrou-se as seguintes comparações entre os modelos, apresentadas no fluxograma da Figura 4.24.

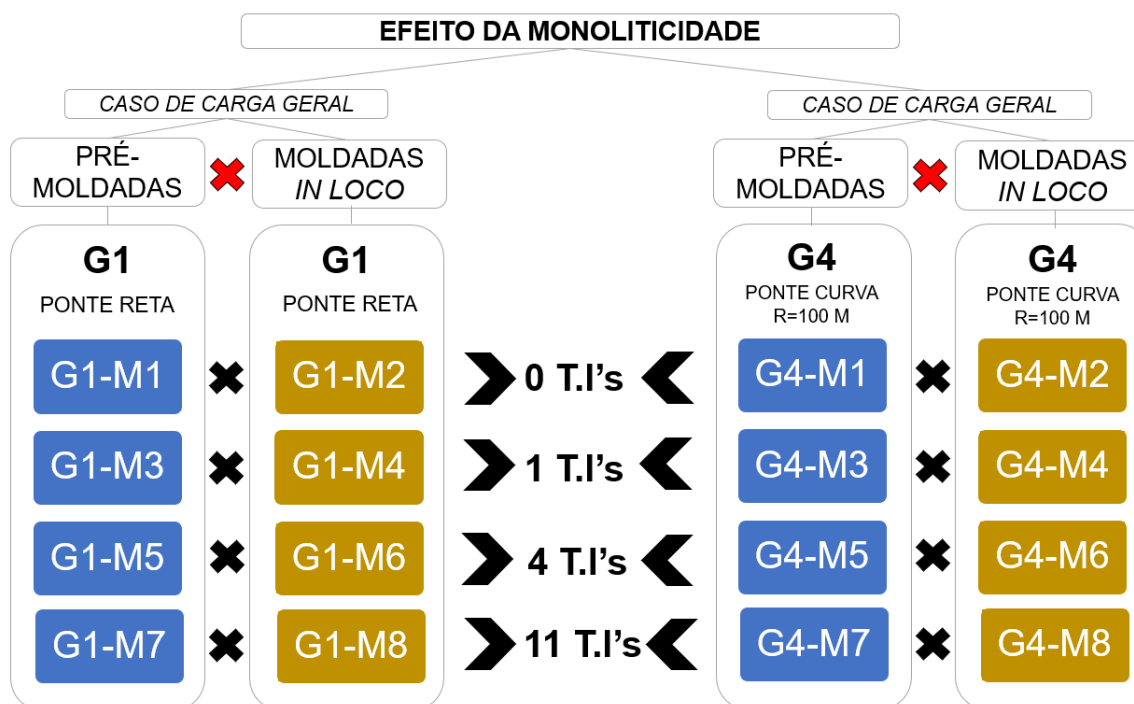


Figura 4.24 – Fluxograma de comparação entre os modelos propostos para avaliação do efeito da monoliticidade do tabuleiro. Fonte: Autor

4.3.1 Análise Global dos FDMF

Neste item será apresentada a Análise Global dos FDMF para pontes pré-moldadas e moldadas *in loco*, retas e curvas (raio de curvatura de 300m, 150m e 100m) em modelos com 0 TI, 1 TI, 4 TI's e 11 TI's, mantendo padrão em todos os modelos as transversinas de apoio. A análise global desses fatores tem como objetivo compreender a variação percentual de acréscimo (valores positivos) ou decréscimo (valores negativos) dos FDMF ao ter como referência a viga mais interna à curva (viga V4), tendo como parâmetro principal a comparação dos resultados entre o sistema construtivo pré-moldado *versus* o sistema moldado *in loco*. Os demais dados e gráficos, pormenorizados de cada comparação, podem ser verificados no anexo A.

Analisando as variações percentuais dos FDMF apresentados nas Figuras 4.25 e 4.26, para ponte reta pré-moldada e moldada *in loco*, verifica-se preliminarmente um comportamento simétrico das vigas externas (V1 e V2) e internas (V3 e V4) em todos os modelos propostos, onde varia-se o número de transversinas intermediárias.

Conforme já explicitado, tal comportamento é prenunciado, visto que tal análise se trata de uma ponte reta, onde o efeito da curvatura não altera a distribuição dos fatores de distribuição entre as longarinas externas e internas da ponte.

No entanto, esses fatores tendem a ter valores percentuais diferentes à medida que se varia o número de TI's (quando comparados à viga de referência V4), mas sempre com uma tendência de comportamento análogo aos demais modelos, tanto em sistemas pré-moldadas quanto em moldadas *in loco*.

Ao se comparar a variação dos percentuais de FDMF, quando se varia a quantidade de transversinas, constata-se que em ambos os sistemas estruturais para uma mesma quantidade de TI's, ocorrem um aumento dos percentuais negativos superlativo (sinalizando decréscimo dos FDMF) para as pontes retas moldadas *in loco*, quando comparadas com as pontes retas pré-moldadas, onde essa diferença atinge o máximo nos modelos com 0 TI, demonstrando valores de -36,61% para as vigas centrais V2 e V3 para ponte moldada *in loco* (Figura 4.25-b) e -25,65% para as vigas centrais V2 e V3 para ponte pré-moldada (Figura 4.25-a). Na viga externa V1, como não existe curvatura, esses valores permaneceram em 0%, conforme a viga de referência V4.

Analisando os demais gráficos (Figuras 4.25 e 4.26), pode-se constatar que existe uma tendência de elevação dos fatores percentuais negativos à medida que se eleva o número de TI's, no entanto a diferença percentual entre os sistemas moldados *in loco* e pré-moldados, tendem a reduzir, apresentando menor redução para os modelos com 11 TI's, demonstrando valores de -34,37% para as vigas centrais V2 e V3 para ponte moldada *in loco* (Figura 4.26-d) e -32,91% para as vigas centrais V2 e V3 para ponte pré-moldada (Figura 4.26-c). Na viga externa V1, como não existe curvatura, esses valores permaneceram em 0%, conforme a viga de referência V4.

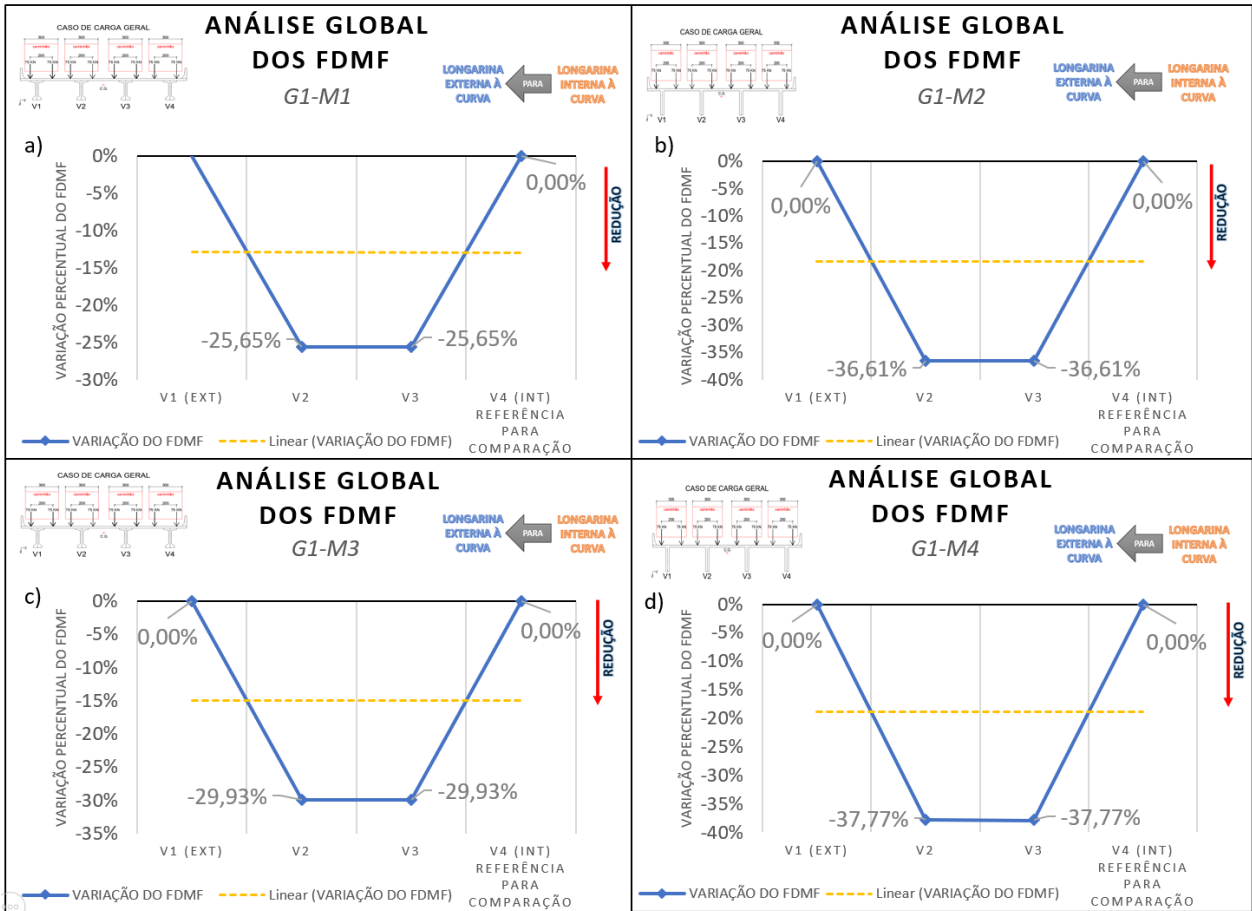


Figura 4.25 – Análise Global dos FDMF da ponte reta pré-moldada e moldada *in loco*, com referência para comparação na V4, obtido através do *CsiBridge v20*. a) G1-M1; b) G1-M2; c) G1-M3; d) G1-M4. Fonte: Autor.

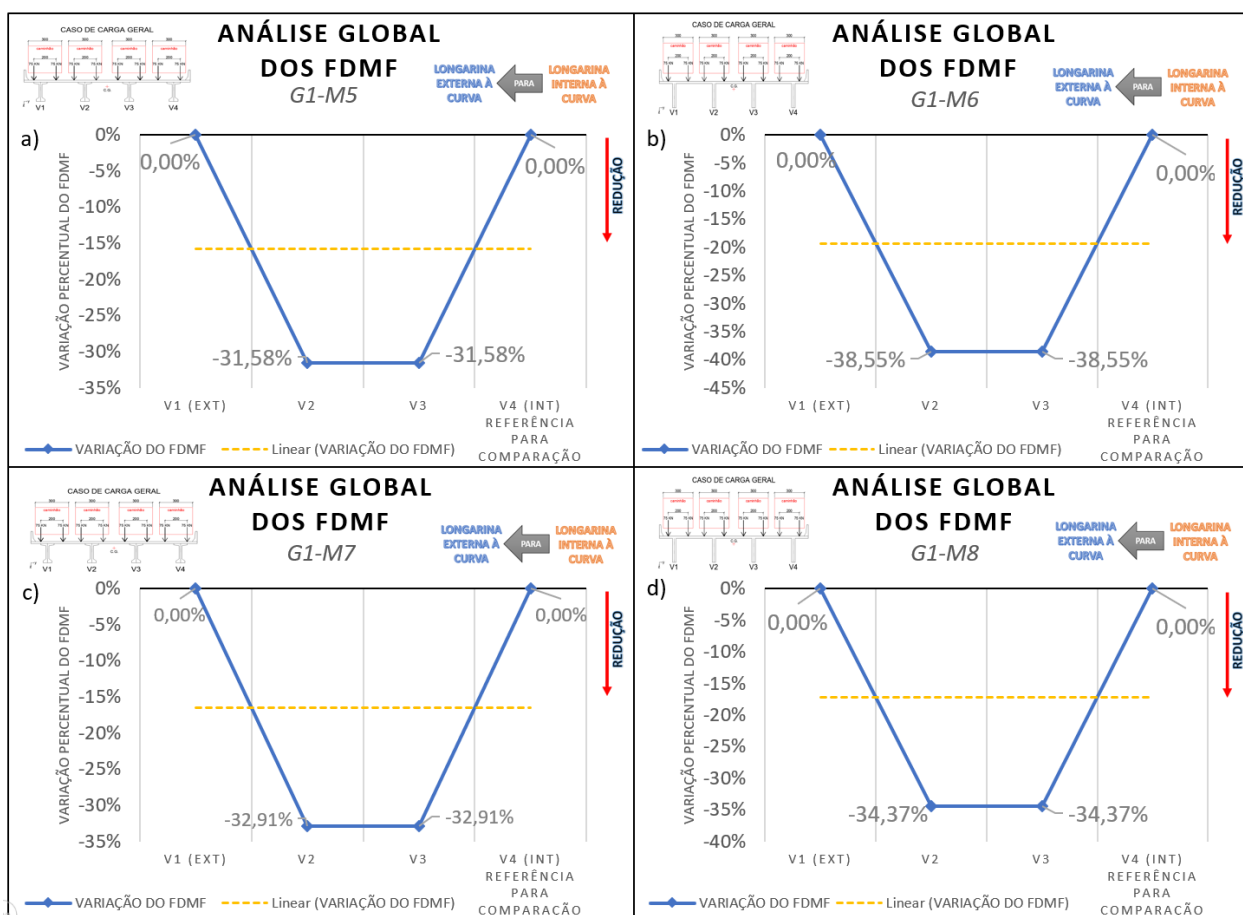


Figura 4.26 – Análise Global dos FDMF da ponte reta pré-moldada e moldada *in loco*, com referência para comparação na V4, obtido através do *CsiBridge v20*. a) G1-M5; b) G1-M6; c) G1-M7; d) G1-M8. Fonte: Autor.

Na sequência, analisando as variações percentuais dos FDMF apresentados nas Figuras 4.27 e 4.28, agora para pontes curvas (R100m) pré-moldadas e moldadas *in loco*, verifica-se preliminarmente um comportamento desigual e assimétrico desses percentuais para todas as vigas quando comparadas a viga de referência V4, tanto para sistemas moldadas *in loco* quanto para pré-moldados, onde varia-se o número de transversinas intermediárias (TI's).

Conforme já explicitado, tal comportamento é evidenciado pela curvatura horizontal da ponte, visto que tal efeito altera os fatores de distribuição entre as longarinas externas e internas à curva. Salienta-se que esses valores de FDMF tendem a ter variações percentuais diferentes (comparados à viga de referência V4), para ambos os métodos construtivos, ao se variar o número de transversina do modelo.

Ao se realizar uma avaliação comparativa entre os percentuais do modelo pré-moldado e moldado *in loco* (Figuras 4.27-a; b), ambos com 0 TI, constata-se que para a viga central mais interna V3 ocorreu um decréscimo dos valores percentuais de FDMF para ambos os métodos construtivos, sobretudo para o sistema moldado *in loco*, esse com decréscimo de maior valor absoluto -15,37%, perante a -9,76% para o sistema pré-moldado, sempre tendo como referência de comparação a viga interna V4.

Para a viga central mais externa V2, ocorreu, também, uma diferença dos FDMF entre os métodos construtivos, no qual houve decréscimo para o sistema moldado *in loco* de -0,95% e um acréscimo para o sistema pré-moldado de 3,51% (com relação a viga V4). (Figuras 4.27-a; b)

Para a viga mais externa à curva (V1), também houve disparidade entre os fatores entre métodos construtivos, no entanto ocorreram maiores valores absolutos positivos para o sistema pré-moldado, com acréscimo de 65,57%, ante o acréscimo de 60,85% do sistema moldado *in loco*. Tal tendência de comportamento é replicada para os modelos com maior quantidade de TI's na comparação entre os métodos construtivos das pontes analisadas. (Figuras 4.27-a; b)

Para o modelo extremo, com 11 TI's, são comparadas as variações dos percentuais entre os modelos pré-moldados e moldados *in loco*. Da Figura 4.28-c; d verifica-se que para a viga central mais interna V3 ocorreu um decréscimo dos valores percentuais de FDMF para ambos os métodos construtivos, apontando percentuais de -26,70% para sistema moldado *in loco* e -25,03% para pré-moldada, sempre tendo como referência de comparação a viga interna V4 de cada modelo.

Para a viga central mais externa V2, ocorreu um acréscimo dos percentuais em relação à viga V4 para ambos os métodos construtivos, no qual houve acréscimo de 8,85% para o sistema moldado *in loco* e de 10,13% para o sistema pré-moldado. Para a viga mais externa à curva (V1), ocorreu uma similaridade entre os percentuais para ambos os métodos construtivos, denotando acréscimos de 67,16% para sistema moldado *in loco* e 67,70% para sistemas pré-moldados. (Figura 4.28-c; d)

Mediante ao exposto, observa-se que a distribuição dos FDMF, para ambos os métodos construtivos, expressa uma linha de tendência crescente (progressão) à

medida que se aproxima da viga mais externa à curva (V4), no entanto decorre uma superlativa tendência de progressão para os sistemas moldados *in loco* ante os pré-moldados. Logo se infere que os sistemas pré-moldados têm uma melhor capacidade de redistribuição dos esforços que o sistema moldado *in loco*, visto que o primeiro apresenta menores picos de variação.

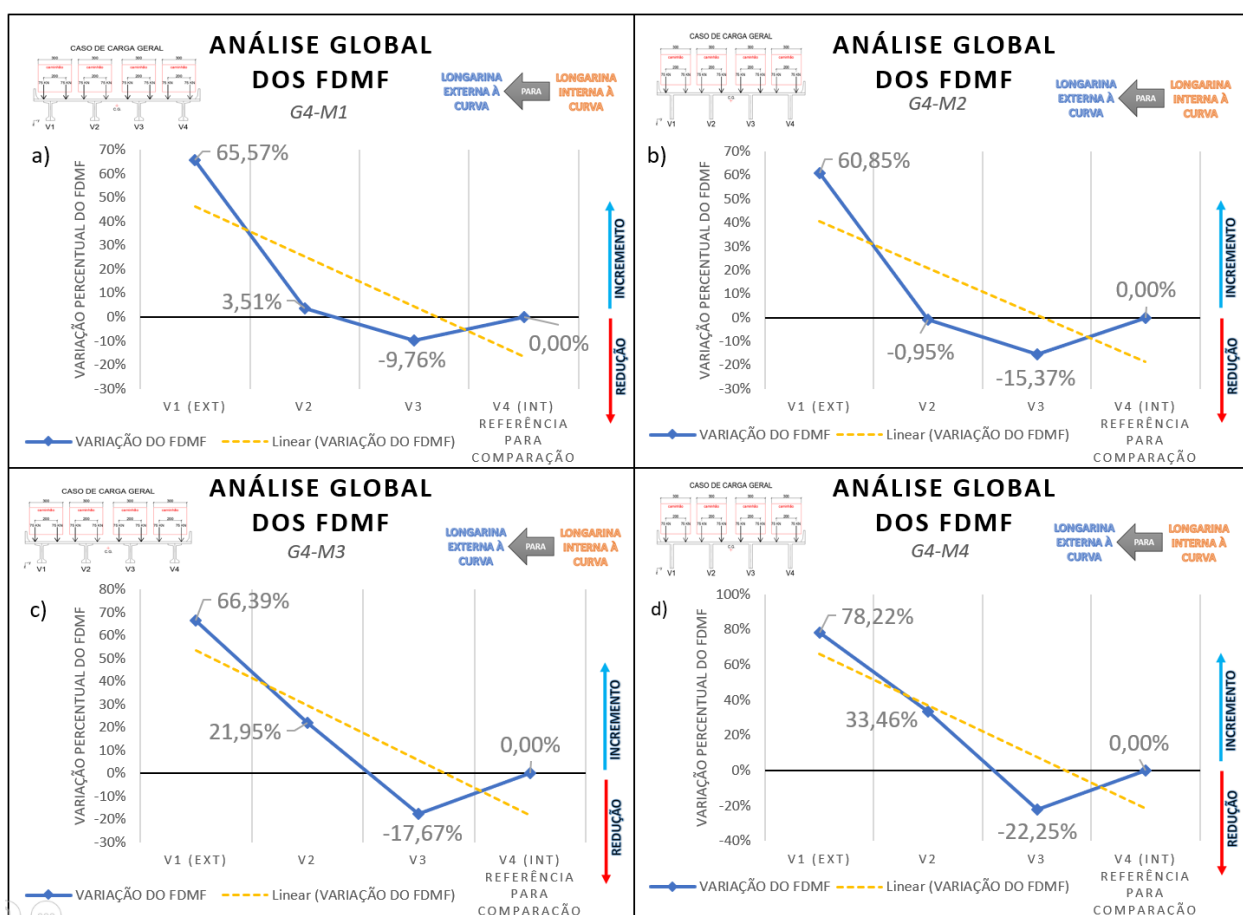


Figura 4.27 – Análise Global dos FDMF da ponte reta pré-moldada e moldada *in loco*, com referência para comparação na V4, obtido através do *CsiBridge v20*. a) G4-M1; b) G4-M2; c) G4-M3; d) G4-M4. Fonte: Autor

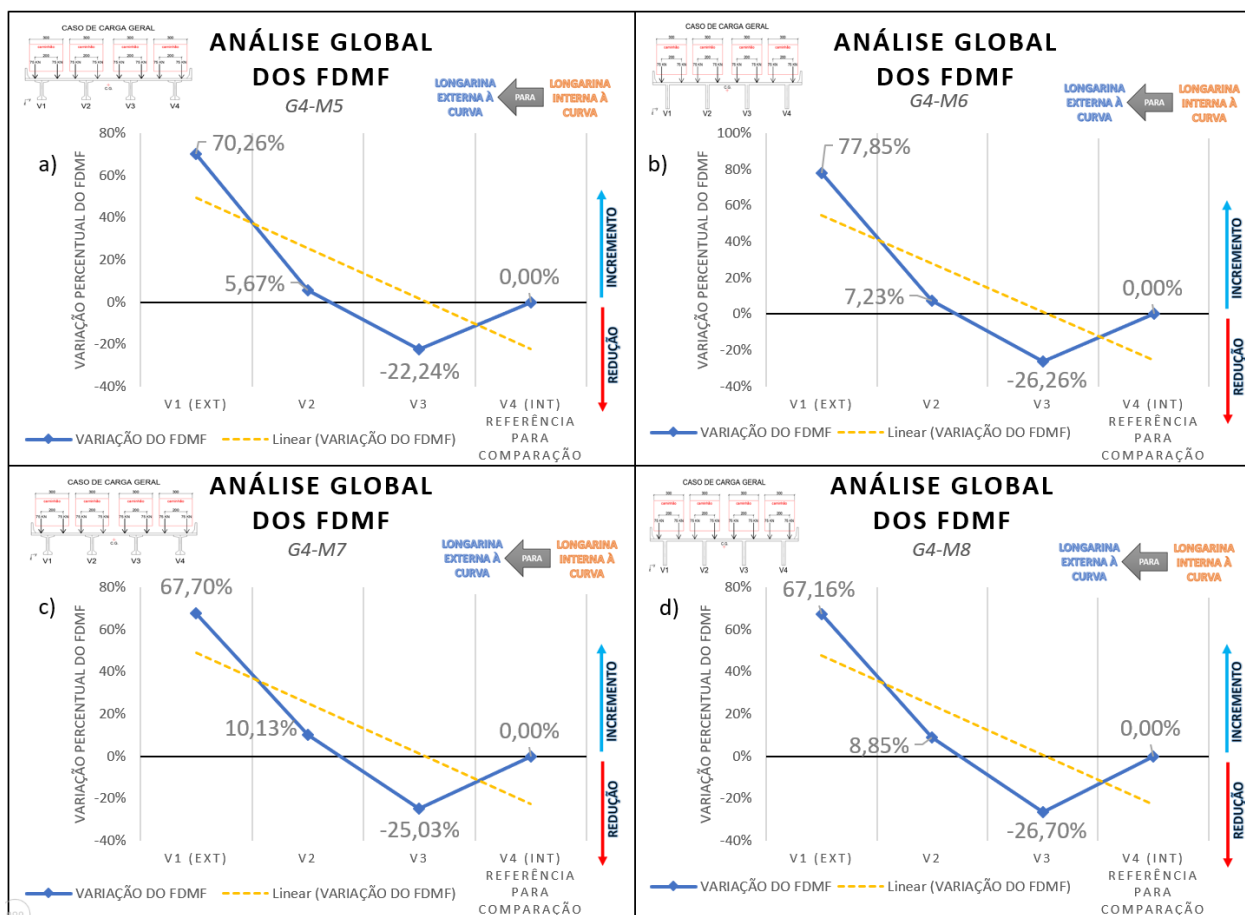


Figura 4.28 – Análise Global dos FDMF da ponte reta pré-moldada e moldada *in loco*, com referência para comparação na V4, obtido através do *CsiBridge v20*. a) G4-M5; b) G4-M6; c) G4-M7; d) G4-M8. Fonte: Autor.

É válido destacar que nas comparações dos percentuais dos FDMF (pré-moldada versus moldada *in loco*), existe uma tendência de aproximação dos percentuais (em todas as vigas ao serem comparadas a V4), entre os métodos construtivos das pontes curvas analisadas, a medida que se eleva a quantidade de Tl's, ou seja, ocorre uma equivalência na distribuição das cargas das pontes a medida que se aumenta a quantidade de Tl's, na comparação entre os modelos pré-moldados e moldados *in loco*. No entanto, observa-se que nas pontes moldadas *in loco* ocorre uma maior captação dos momentos fletores, conseqüentemente uma menor capacidade de redistribuição quando comparadas aos modelos moldados *in loco*, visto que nesse último, verifica-se menor variação percentual (por viga) quando comparadas a viga V4.

Tal comportamento é corroborado pelos estudos de Rebouças (2017), quando sustenta que, com relação ao monolitismo das ligações entre as longarinas e a laje do tabuleiro, constatou-se que houve certa equivalência na utilização entre as longarinas moldadas no local e as pré-moldadas. Esse comportamento pode estar associado a uma transmissão mais ou menos eficaz de esforços solicitantes para as longarinas mais próximas à carga do veículo tipo. Rebouças (2017) acrescenta que nos sistemas pré-moldados é possível obter uma distribuição do momento fletor mais igualitária entre as longarinas quando comparadas aos sistemas moldados *in loco*, comportamento este conferido no presente estudo, fato este, também verificado no trabalho vigente.

4.3.2 Análise Local dos FDMF

Neste item será apresentada a Análise Local dos FDMF para pontes pré-moldadas e moldadas *in loco*, retas e curvas (raio de curvatura de 300m, 150m e 100m) em modelos com 0 TI, 1 TI, 4 TI's e 11 TI's, mantendo padrão em todos os modelos as transversinas de apoio. Tal análise visa determinar a diferença percentual, localmente em cada viga, de acréscimo ou decréscimo do FDMF, quando comparadas a mesma viga para sistemas estruturais pré-moldados e moldados *in loco*. A Figura 4.29 explicita as variações percentuais de acréscimo (valores positivos) ou decréscimo (valores negativos) para uma determinada viga, em modelos de pontes com 0 TI, 1TI's, 4TI's e 11 TI's.

Vale salientar que estes valores percentuais são obtidos através da comparação entre os FDMF dos dois métodos construtivos propostos, ou seja, da variação percentual de acréscimo (valores positivos) ou decréscimo (valores negativos) dos FDMF, devido a mudança da ponte reta pré-moldada para ponte reta moldadas *in loco*, variando o número de TI's em cada modelo.

Analisando as diferenças percentuais locais obtidas através da comparação entre ponte reta pré-moldada e moldada *in loco* (Figura 4.29), verifica-se preliminarmente um comportamento simétrico das vigas extremas (V1 e V2) e internas (V3 e V4) em todos os modelos propostos, onde varia-se o número de transversinas intermediárias. Para as vigas externas (V1 e V2), em todos os modelos de pontes retas

para 0 TI, 1 TI, 4 TI's e 11 TI's, ocorreu um acréscimo dos percentuais de FDMF, sempre com valores continuamente positivos. No entanto, tais percentuais das vigas externas tendem a reduzir a medida que se eleva a quantidade de TI's nos modelos, no qual estes valores correspondem a 17,17% de acréscimo para ambas as vigas extremas (V1 e V4), na comparação entre os modelos pré-moldados *versus* moldados *in loco*, com 0 TI. (Figura 4.29-a). Tal comportamento é replicado para os demais modelos com quantidade diferente de TI's, regredindo tais percentuais progressivamente até a comparação dos modelos com 11TI's, que correspondem para ambas as vigas extremas (V1 e V2) percentuais de 2,07% (Figura 4.29-d). No entanto, para as vigas centrais internas (V2 e V3), ocorre uma tendência de redução dos percentuais dos FDMF, ao se elevar o número de TI's (mas com pontos de acréscimos) na comparação entre os modelos pré-moldados *versus* moldados *in loco*. Tais reduções correspondem a -0,10% para ambas as vigas centrais (V2 e V3) na comparação dos modelos com 0 TI (Figura 4.29-a); com pico de 2,61% para ambas as vigas centrais (V2 e V3) na comparação dos modelos com 1 TI (Figura 4.29-b); voltando a tendência de redução dos percentuais para os modelos seguintes com 4 TI's e 11 TI's, com valores de -0,15% de redução para ambas as vigas centrais na comparação entre os modelos com 11 TI's (Figura 4.29-c; d).

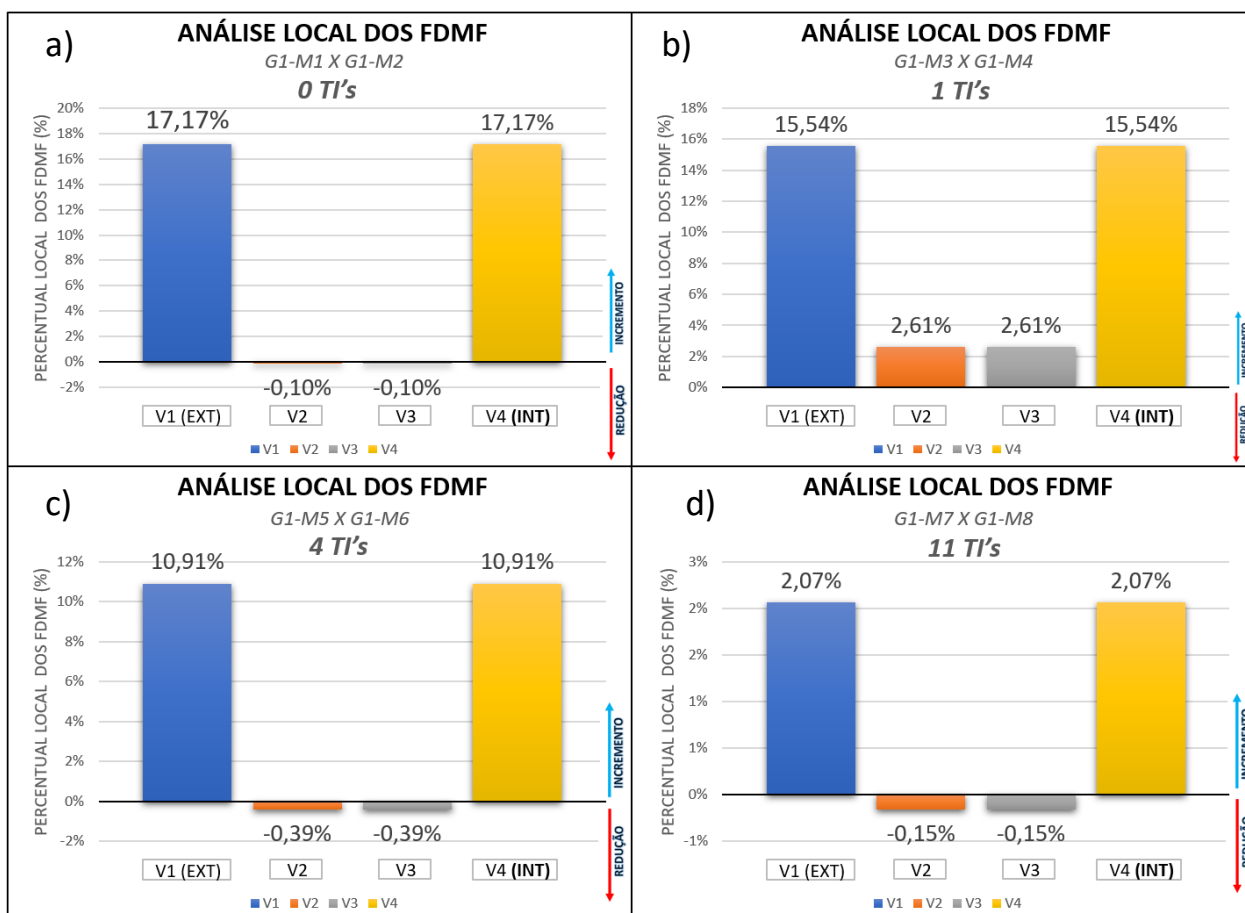


Figura 4.29 – Análise local dos FDMF ao comparar uma ponte reta pré-moldada *versus* moldada *in loco*, para modelos com 0 TI, 1 TI, 4 TI's e 11 TI's, obtido através do *CsiBridge v20*. a) G1-M1xG1-M2; b) G1-M3xG1-M4; c) G1-M5xG1-M6; d) G1-M7xG1-M8. Fonte: Autor.

Na sequência, analisando as diferenças percentuais locais obtidas através da comparação entre ponte curva (R100m) pré-moldada e ponte curva (R100m) moldada *in loco* (Figura 4.30), ou seja, da variação percentual de acréscimo (valores positivos) ou decréscimo (valores negativos) dos FDMF, devido a mudança da ponte curva pré-moldada para ponte curva moldadas *in loco*, ambas com raio de 100m, variando o número de TI's em cada modelo.

Nesta análise, verifica-se preliminarmente para modelos com 0 TI (Figura 4.30-a); que existe tendência de acréscimo dos FDMF para as vigas extremas (V1 e V4), com valores de 0,46% e 3,41% respectivamente; no entanto, para as vigas internas ocorre redução dos percentuais na comparação entre os métodos construtivos de -1,04% e -3,01% para as vigas V2 e V3, respectivamente. Para modelos com 1 TI

(Figura 4.30-b) ocorre uma tendência de acréscimo dos percentuais para as vigas mais externa à curva (V1 e V2), bem como a viga mais interna à curva (V4), com valores de 11,47%, 3,90% e 4,08%, respectivamente. No entanto a viga central mais interna V3, apresenta redução dos percentuais de FDMF, quando da mudança da ponte pré-moldada para moldada *in loco*, com valor de -1,71%. Tal comportamento relatado para a comparação dos modelos com 1 TI, demonstra-se similar às comparações com os demais modelos com 4 TI's e 11 TI's, visto que para as vigas V1, V2 e V4 ocorrem acréscimo dos percentuais dos FDMF e para a viga central mais interna (V3) ocorre uma redução dos percentuais.

É válido salientar que tal tendência supracitada, tanto de acréscimo quanto de decréscimo dos FDMF na comparação dos métodos construtivos, apresenta uma redução dos percentuais absolutos à medida que se eleva a quantidade de TI's, demonstrando menores valores, bem como mais distribuídos a todas as vigas, nos modelos com 11 TI's, indicando percentuais de acréscimo dos FDMF para as vigas V1, V2 e V4 de 0,85%, 0,00% e 1,18%, respectivamente. Entretanto para a viga V3 verificou-se valor de redução de -1,08%.

Vale ressaltar que mesmo com acréscimos continuados (valores positivos) para os modelos com 1 TI, 4 TI's e 11 TI's, existe uma tendência de redução desses acréscimos percentuais ao serem incorporadas TI's aos modelos.

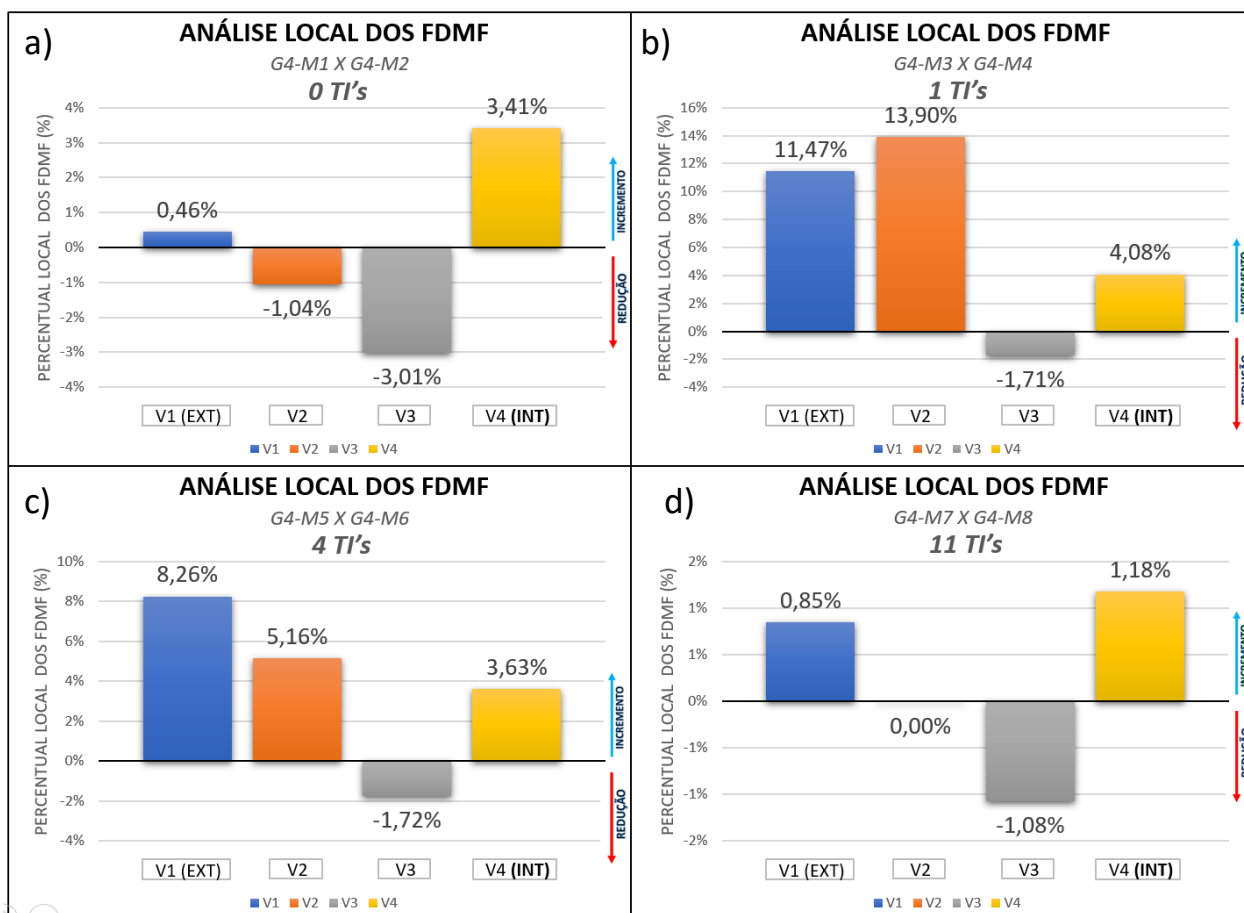


Figura 4.30 – Análise local dos FDMF ao comparar uma ponte curva (R100m) pré-moldada *versus* moldada *in loco*, para modelos com 0 TI, 1 TI, 4 TI's e 11 TI's, obtido através do *CsiBridge v20*. a) G4-M1XG4-M2; b) G4-M3XG4-M4; c) G4-M5XG4-M6; d) G4-M7XG4-M8. Fonte: Autor.

Com intuito de representar o efeito da variação dos FDMF individualmente em cada longarina, promoveu-se uma análise comparativa averiguando o comportamento dos percentuais dos FDMF com a alteração do método construtivo pré-moldado para o moldado *in loco*, observando suas evoluções (por vigas) para cada modelo com 0 TI, 1 TI, 4 TI's e 11 TI's, para pontes retas e curvas (R100m).

Para tal estudo, foram elaborados os gráficos por longarina, compilados na Figura 4.31 (pontes retas) e na Figura 4.32 (pontes curvas com raio de 100m), onde tais gráficos demonstram a evolução dos percentuais locais dos FDMF para as vigas V1, V2, V3 e V4.

É válido salientar que, nas comparações entre pontes pré-moldadas e moldadas *in loco*, valores positivos representa acréscimo do FDMF na mudança da ponte moldada *in loco* para ponte pré-moldada, caso valores negativos, indica redução do FDMF na mudança das pontes moldadas *in loco* para ponte pré-moldada.

Mediante análise local das pontes retas, verifica-se para viga V1 (Figura 4.31-a) uma tendência de regressão dos percentuais locais a medida que se eleva a quantidade de TI's. Apesar de ocorrer regressão, tais percentuais têm valores continuamente positivos, o que denota um acréscimo do percentual da ponte moldada *in loco* com relação a ponte pré-moldada. Tais valores percentuais extremos para análise local da V1 correspondem a 17,17% para modelos com 0 TI e 2,07% para modelos com 11 TI's.

Para as vigas V2 e V3 (Figura 4.31-b; c), verificam-se tendência de pequena regressão dos percentuais locais a medida que se eleva a quantidade de TI's. Da mesma maneira, apenas no modelo com 1 TI ocorreu um acréscimo dos percentuais (obtendo valores positivos de 2,61% para ambas as vigas), para os demais modelos com 0 TI, 4 TI's e 11 TI's ocorreu uma pequena redução dos percentuais, com valores negativos próximos a zero. Ou seja, para as vigas V2 e V3, apenas no modelo com 1 TI ocorreu um acréscimo do percentual da ponte moldada *in loco* com relação a ponte pré-moldada, para os demais modelos com 0 TI, 4 TI's e 11 TI's (pontes retas), não houve alterações significativas entre os percentuais na comparação dos métodos construtivos.

Para a viga mais interna V4 (Figura 4.31-d), observa-se tendência similar à viga mais externa V1, apresentando a mesma tendência de regressão dos percentuais locais e de valores continuamente positivos. Salienta-se que esse comportamento é prenunciado, visto que tal análise se trata de uma ponte reta, sem efeitos da curvatura.

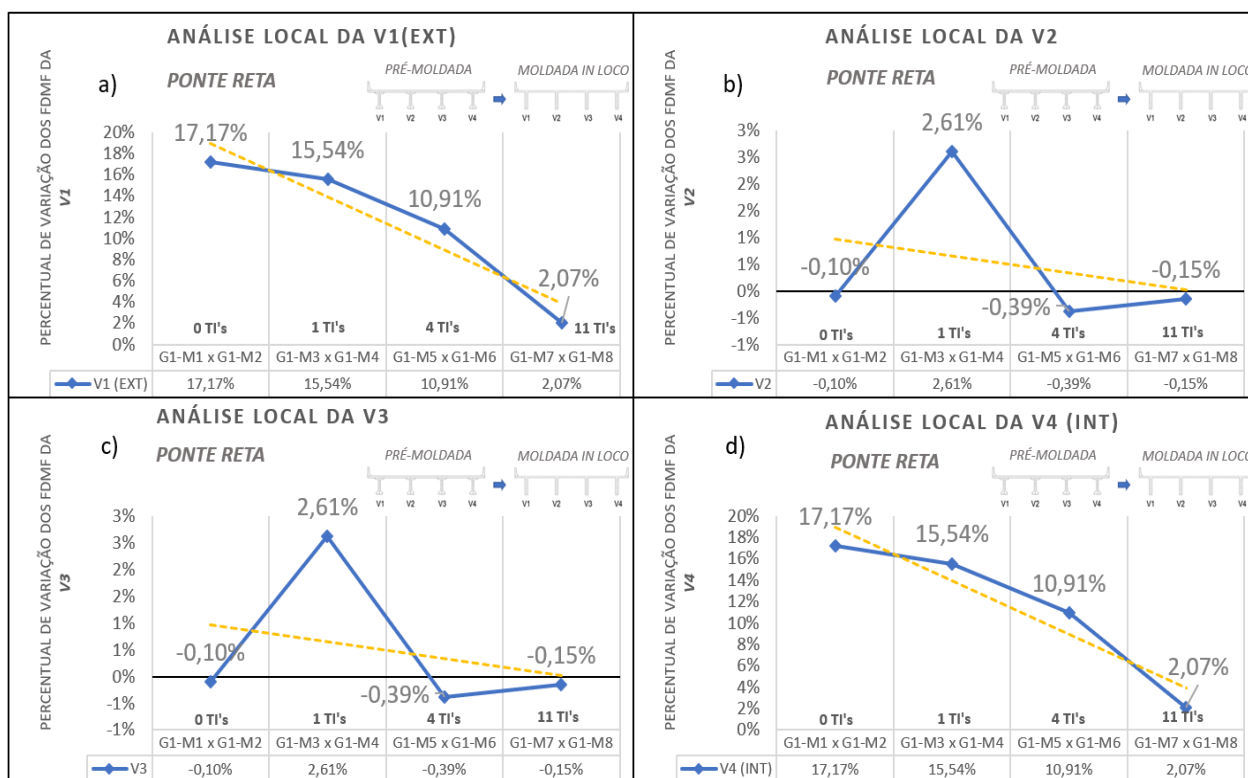


Figura 4.31 – Análise local dos FDMF para cada viga, obtida através da comparação de uma ponte reta pré-moldada *versus* ponte reta moldada *in loco*, para modelos com 0 TI, 1 TI, 4 TI's e 11 TI's, obtido através do *CsiBridge v20*. a) V1; b) V2; c) V3; d) V4; Fonte: Autor.

GRUPOS	CURVATURA	Nº TI's	VIGAS			
			V1 (EXT)	V2	V3	V4 (INT)
G1-M1 x G1-M2	RETA	0	17,17%	-0,10%	-0,10%	17,17%
G1-M3 x G1-M4	RETA	1	15,54%	2,61%	2,61%	15,54%
G1-M5 x G1-M6	RETA	4	10,91%	-0,39%	-0,39%	10,91%
G1-M7 x G1-M8	RETA	11	2,07%	-0,15%	-0,15%	2,07%

Tabela 4.11 – Variação percentual local dos modelos propostos, obtidos através da comparação entre ponte reta pré-moldada *versus* ponte reta moldada *in loco*, variando a quantidade de TI's em cada modelo. Fonte: Autor.

Na sequência, é feita uma análise da variação dos percentuais locais, por viga, obtidos através da comparação entre ponte curva (R100m) pré-moldada e ponte curva (R100m) moldada *in loco* (Figura 4.32), ou seja, a variação percentual de acréscimo (valores positivos) ou decréscimo (valores negativos) dos FDMF em cada viga, devido à

mudança da ponte curva pré-moldada para ponte curva moldadas *in loco*, ambas com raio de 100m, variando o número de TI's em cada modelo.

Nesta análise, verifica-se que as vigas mais externas à curva (V1 e V2), em modelos com 0 TI e 11 TI's, apresentam diferenças percentuais próximas a zero. Logo ocorre alterações de pequena significância na comparação entre ponte pré-moldada *versus* moldadas *in loco*. Ainda para as vigas V1 e V2, agora em modelos com 1 TI e 4 TI's, observa-se que ocorre uma tendência de regredir as diferenças percentuais entre os métodos construtivos à medida que se eleva o número de TI's. (Figura 4.32-a; b), indicando diferenças de 11,47% e 13,90% para as vigas V1 e V3, respectivamente, em modelos com 1 TI; 8,26% e 5,16% para as vigas V1 e V3, respectivamente, em modelos com 4 TI's.

Para as vigas mais internas à curva (V3 e V4), ambas tendem a apresentar um comportamento igualitário para os métodos construtivos pré-moldados e moldadas *in loco* a medida que acrescenta-se TI's nos modelos, no entanto a V3, indica diferenças percentuais negativas, denotando que as pontes pré-moldadas apresentam maiores valores de FDMF que as pontes moldadas *in loco*. Para a viga mais interna à curva V4, destacam-se diferenças percentuais positivas, denotando que as pontes moldadas *in loco* apresentam maiores valores de FDMF que as pontes pré-moldadas. Tais diferenças são de -3,01% e 3,41% para as vigas V3 e V4, respectivamente, em modelos com 0 TI; -1,08% e 1,18% para as vigas V2 e V3, respectivamente, em modelos com 11 TI's.

Em suma, todas as vigas, tanto para as de geometria reta quanto as curvas (Figuras 4.31 e 4.32), apresentam uma tendência de redução das diferenças percentuais dos FDMF entre ponte pré-moldada e moldadas *in loco* a medida que se eleva a quantidade de TI's, ou seja, tanto para diferenças percentuais positivas quanto negativas ocorre uma tendência de que a medida em que se incorpora TI's nas pontes, essas diferenças se aproximam de zero.

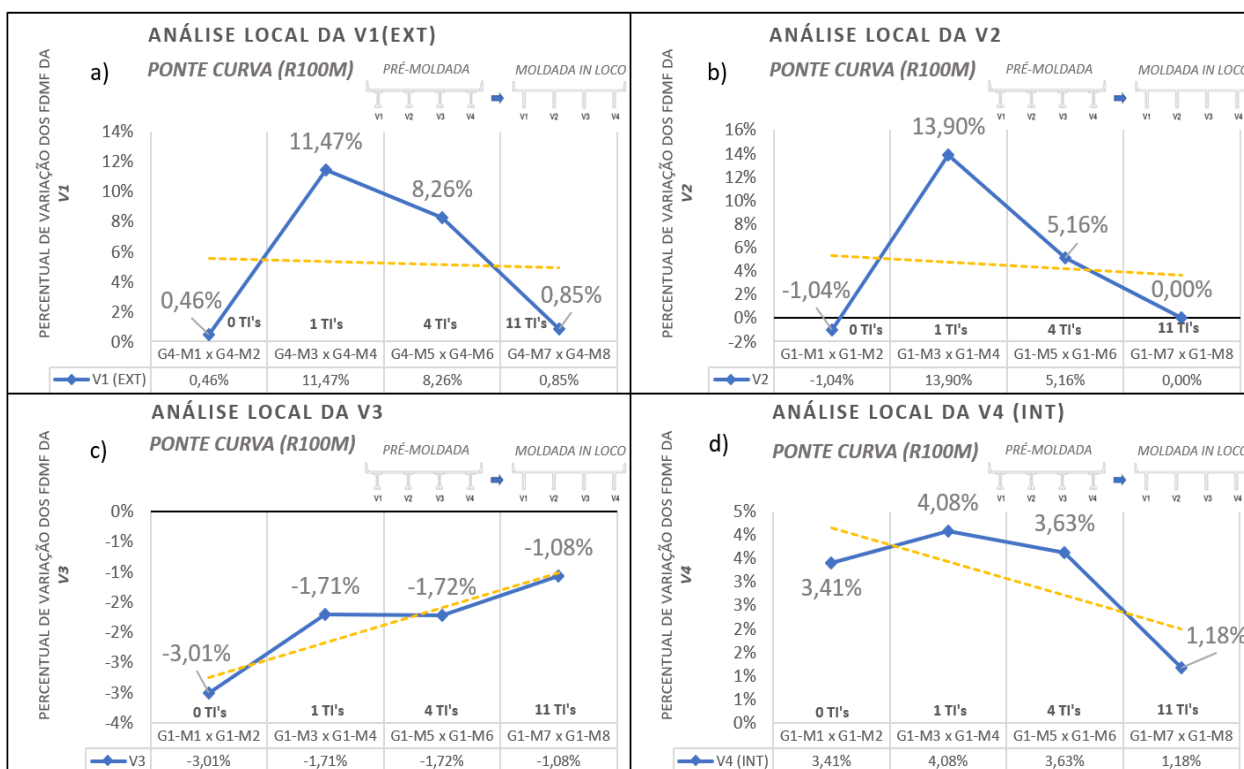


Figura 4.32 – Análise local dos FDMF para cada viga, obtida através da comparação de uma ponte curva (R100m) pré-moldada versus ponte curva (R100m) moldada in loco, para modelos com 0 TI, 1 TI, 4 TI's e 11 TI's, obtido através do CsiBridge v20. a) V1; b) V2; c) V3; d) V4; Fonte: Autor.

GRUPOS	CURVATURA	Nº TI's	MODELOS			
			V1 (EXT)	V2	V3	V4 (INT)
G4-M1 x G4-M2	R100 M	0	0,46%	-1,04%	-3,01%	3,41%
G4-M3 x G4-M4	R100 M	1	11,47%	13,90%	-1,71%	4,08%
G4-M5 x G4-M6	R100 M	4	8,26%	5,16%	-1,72%	3,63%
G4-M7 x G4-M8	R100 M	11	0,85%	0,00%	-1,08%	1,18%

Tabela 4.12 – Variação percentual local dos modelos propostos, obtidos através da comparação entre ponte curva (R100m) pré-moldada versus ponte curva (R100m) moldada in loco, variando a quantidade de TI's em cada modelo. Fonte: Autor.

4.4 Análise comparativa entre métodos de análise estrutural: MEF versus Método V-Load

Conforme visto no item 2.5.1.2 desta pesquisa, o V-Load é um método analítico simplificado aproximado de análise estrutural para pontes horizontalmente curvas, baseado apenas no equilíbrio de forças, para avaliar os efeitos evidenciados pela curvatura em pontes de vigas curvas. Esse método amplia a capacidade de uma análise de viga equivalente (1D), adicionando parâmetros que captam os efeitos de curvatura horizontal em pontes de seção aberta no formato de viga I. No Método V-Load as cargas pontuais são adicionadas ao longo de cada vão nos pontos onde as transversinas se conecta às longarinas, simulando esforços de torção imposta ao sistema da superestrutura.

O cisalhamento transferido através das transversinas representa as cargas que estão sendo deslocadas (de maneira crescente) das vigas mais próximas do interior da curva para as vigas mais próximas da parte externa da curva. Tais cortantes são balanceadas por um par de forças horizontais (no sentido contrário à cortante V-Load), no qual tal mecanismo resistente está diretamente associado aos efeitos de flexão lateral das mesas inerentes às seções em vigas-I curvas.

Mediante ao exposto, este item tem como finalidade promover a comparação entre os métodos de análise estrutural (MEF e V-Load), objetivando a determinação das diferenças percentuais locais e globais dos FDMF obtidos para cada um deles. Para captar essa diferença no comportamento entre ambos os métodos de análise, vislumbrou-se as seguintes comparações entre os modelos, apresentadas no fluxograma da Figura 4.33.

Vale ressaltar que neste estudo, o Método V-Load foi aplicado de acordo com as diretrizes contidas no Manual de Projeto de Estruturas Rodoviárias (NSBA, 1996) e validado através da metodologia de cálculo utilizada em Chen & Duan (2010). No anexo B apresenta-se o memorial de cálculo inerente ao Método V-Load, pormenorizados para cada comparação proposta, no qual sua exposição dar-se-á por meio de planilhas eletrônicas desenvolvidas pelo autor. (Anexo B)

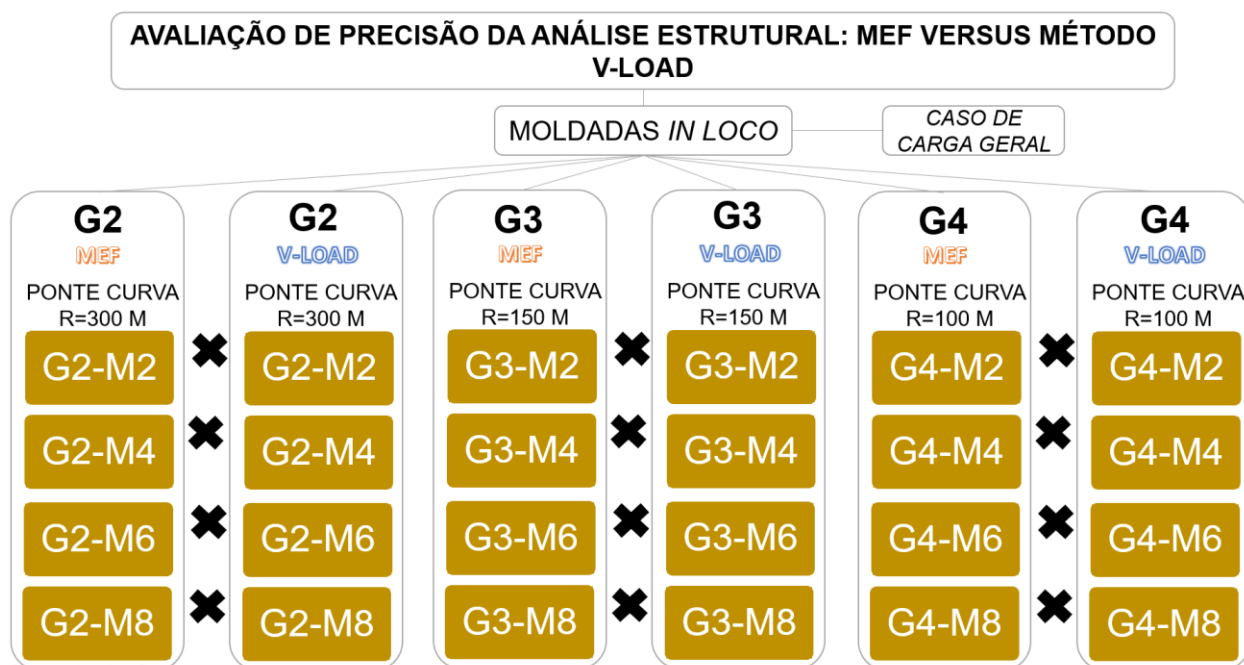


Figura 4.33 – Fluxograma de comparação entre os modelos propostos para avaliação da precisão entre os métodos de análise estrutural. Fonte: Autor

4.4.1 Análise Global dos FDMF

Neste item será apresentada a Análise Global dos FDMF obtidos através do Método V-Load, para pontes moldadas *in loco*, geometria longitudinal curva (raio de curvatura de 300m, 150m e 100m) em modelos com 0 TI, 1 TI, 4 TI's e 11 TI's, mantendo padrão em todos os modelos as transversinas de apoio (TA's). A análise global desses fatores tem como objetivo compreender a variação percentual de acréscimo (valores positivos) ou decréscimo (valores negativos) dos FDMF ao ter como referência a viga mais interna à curva (viga V4). Os demais dados e gráficos, pormenorizados de cada comparação, podem ser verificados no anexo A.

Ao analisar as variações percentuais dos FDMF obtidos através do Método V-Load, apresentados na Figura 4.34, verifica-se preliminarmente um comportamento semelhante aos resultados obtidos com MEF, visto que ocorre similaridade das linhas de tendência entre os modelos obtidos via MEF e V-Load. No entanto existe variação percentual diferente entre ambos os métodos quando comparadas a viga de referência V4.

Dos resultados obtidos pelo Método V-Load, pode-se constatar que existe uma tendência de incremento dos FDMF para a viga mais externa à curva (V1) e uma tendência de redução dos FDMF para as vigas centrais (V2 e V3), sempre quando referenciadas pela viga mais interna V4. Tal comportamento é amplificado na medida em que se reduz o raio de curvatura da ponte, como se pode observar nos dados da Figura 4.34-a; c; e, para modelos com 0 TI, onde para a viga mais externa (V1) ocorre uma evolução dos FDMF de 22,43% para 106,70% e uma redução de -42,95% para -36,61% para a viga central (V3), ao se alterar o raio de curvatura de 300 m para 100m. No entanto, para os modelos com 11 TI's, esta tendência de acréscimo dos percentuais, da V1 quando comparada com a V4, a medida que se reduz a curvatura, não foi captada pelo Método V-Load, como pode-se observar nos resultados para a viga mais externa V1 de 11,40% para 11,60% ao se alterar o raio de curvatura de 300 m para 100m, respectivamente. (Figura 4.34-b; d; f)

Quanto ao comportamento da ponte curva, averiguando como parâmetro principal a quantidade de transversinas intermediárias, verifica-se um sobressalto de elevada magnitude dos FDMF (via Método V-Load) ao se analisar a mudança dos fatores percentuais da ponte com 0 TI para a mesma ponte com 11 TI's, como observa-se nas variações percentuais para V1 de 11,40% para 22,43% nos modelos com 0 TI e 11 TI's, respectivamente, em pontes com raio de curvatura de 300m (Figura 4.34-a; b). Tal variação apresenta um incremento bastante significativo para ponte com raio de curvatura de 100m, onde se verifica um sobressalto do percentual para viga V1 de 11,60% para 106,70% nos modelos com 0 TI e 11 TI's, respectivamente.

É importante salientar que o comportamento apresentado na Análise Global dos FDMF, obtidos tanto via MEF quanto via V-Load, demonstram comportamento semelhante sob todos os aspectos de parametrização, conforme se pode observar através dos gráficos da Figura 4.34.

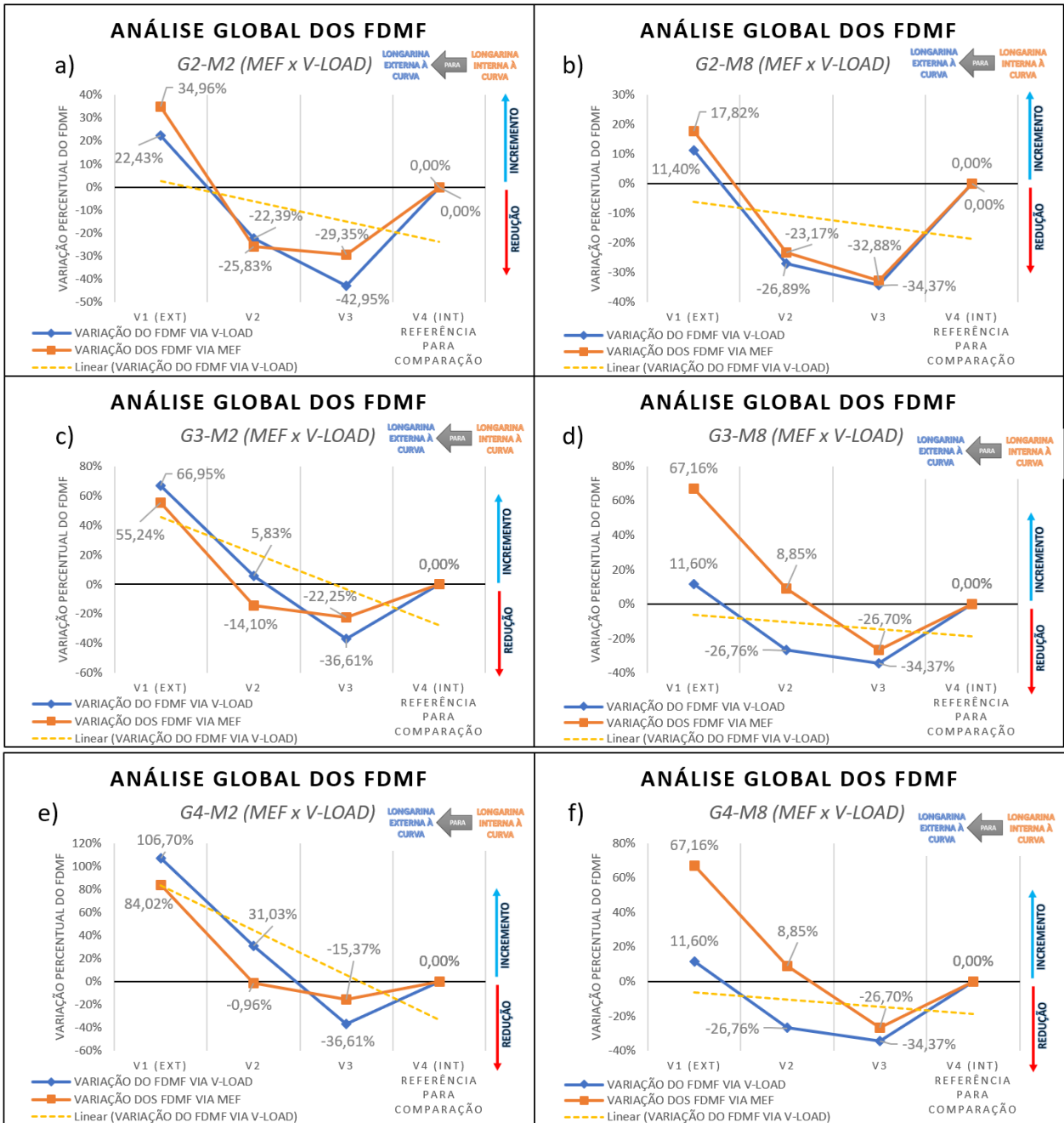


Figura 4.34 - Análise Global dos FDMF para pontes curvas moldada *in loco*, variando o número de TI's, com referência para comparação na V4, obtido através do Método V-Load. a) G2-M2; b) G2-M8; c) G3-M2; d) G3-M8; e) G4-M2; G4-M8. Fonte: Autor.

MODELO	VIGAS			
	V1 (EXT)	V2	V3	V4 (INT) REFERÊNCIA
G2-M2	22,43%	-22,39%	-42,95%	0,00%
G2-M8	11,40%	-26,89%	-34,37%	0,00%
G3-M2	66,95%	5,83%	-36,61%	0,00%
G3-M8	11,50%	-26,83%	-34,37%	0,00%
G4-M2	106,70%	31,03%	-36,61%	0,00%
G4-M8	11,60%	-26,76%	-34,37%	0,00%

Tabela 4.13 – Variação percentual da Análise Global de todos os modelos propostos, sob referência da V4, para ponte curva (G2; G3; G4), moldada *in loco*, para modelos com 0 TI e 11 TI's, obtido através do Método V-Load. Fonte: Autor.

Observa-se que os resultados obtidos pelo Método V-Load seguem uma tendência similar dos resultados obtidos através do MEF, sobretudo nos modelos com maiores raios de curvatura. No entanto à medida que se reduz o raio de curvatura, o Método V-Load apresenta elevadas disparidades quando comparadas ao MEF, demonstrando, em maioria das análises, valores de variação percentual dos FDMF (via V-Load) não conservadores em comparação aos valores da variação percentual dos FDMF via MEF (sempre quando comparados a viga V4).

Tais constatações corroboram com os estudos de Rebouças (2017), no qual foi verificado que há ocorrência de maiores discrepâncias, entre os FDMF via MEF versus V-Load, nas vigas longarinas extremas, sobretudo na viga mais externa à curva, sendo intensificadas as disparidades a medida que se reduz o raio de curvatura da ponte em análise.

4.4.2 Análise Local dos FDMF

Neste item será apresentada a Análise Local dos FDMF, obtidos através do Método V-Load, para pontes curvas com sistema estrutural moldado *in loco*, para pontes com 0 TI e 11 TI's, mantendo padrão em todos os modelos as transversinas de apoio. Tal análise visa determinar a variação percentual, localmente em cada viga, de acréscimo (valores positivos) ou decréscimo (valores negativos) do FDMF, quando utilizado a ponte curva (com grau de curvatura de 300m, 150m e 100m) com 0 TI como

referência, comparando seus fatores locais (por viga), com os demais fatores locais dos modelos (com mesmo grau de curvatura) com 11 TI's.

Avaliando as variações percentuais obtidas da Análise Local (Figura 4.35), comparando modelos extremos com 0 TI e 11 TI's (Figura 4.13-a), verifica-se que em todas as vigas, para todos os grupos das pontes curvas, ocorreu uma redução dos FDMF para as vigas mais externas à curva (V1 e V2), demonstrando valores máximos de diferença percentual na comparação do grupo de curvatura G4 (100m), com valores de -39,60% e -37,47% para as vigas V1 e V2, respectivamente.

Contudo para as vigas mais internas à curva, houve um decréscimo dos percentuais para a ponte com maior raio de curvatura (G2-R300m), com valores de -9,83% e -21,61% para as vigas V3 e V4, respectivamente (Figura 4.35-a). Outrossim, verificou-se um incremento dos FDMF para pontes com menores raios de curvatura (G3-R150m e G4-R100m), com acréscimos de valores percentuais máximos para pontes do grupo G4 (R100m), com 15,82% e 11,87% para as vigas V3 e V4, respectivamente.

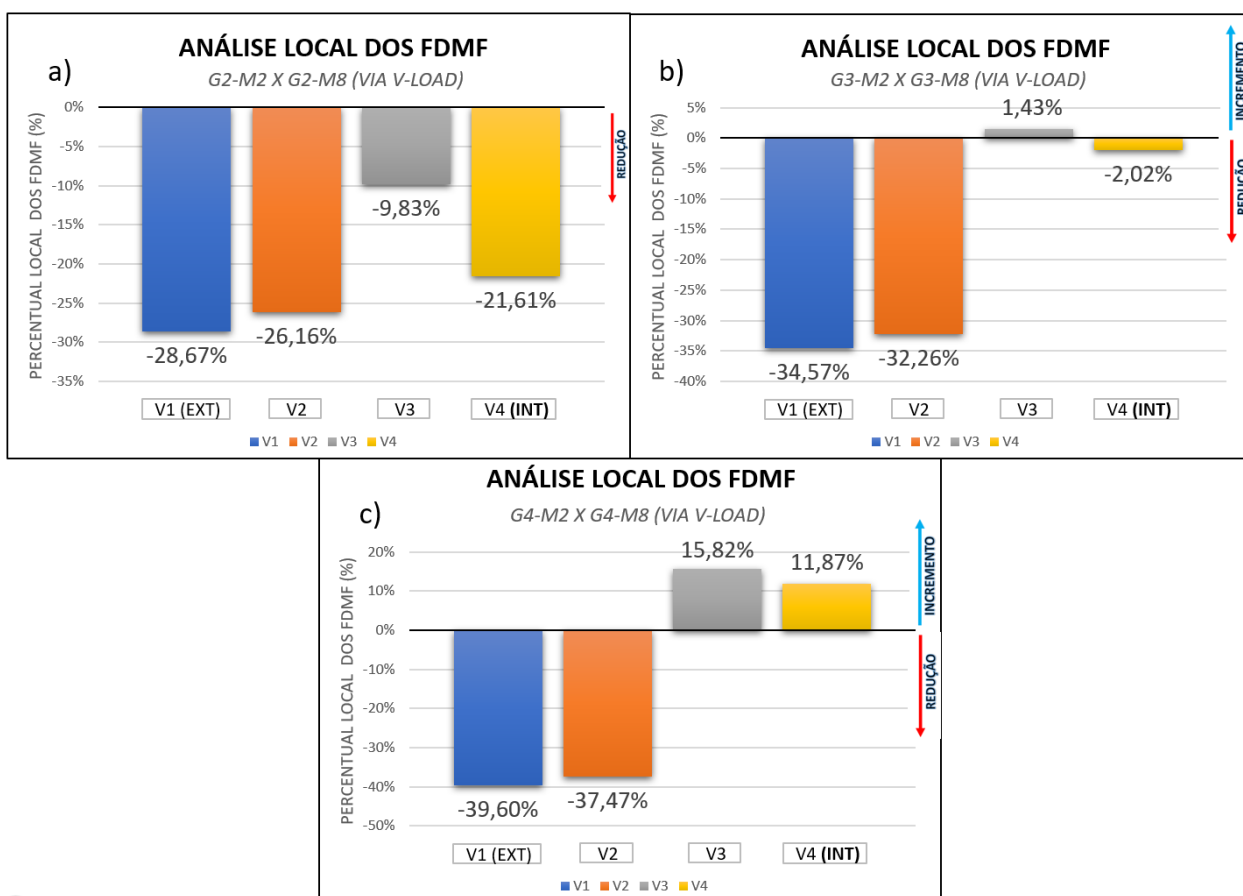


Figura 4.35 – Análise local dos FDMF obtido através do Método V-Load, para pontes curvas (G2; G3; G4), moldada *in loco*, para modelos com 0 TI e 11 TI's. a) G2-M2xG2-M8; b) G3-M2xG3-M8; c) G4-M2xG4-M8; Fonte: Autor.

MODELO	VIGAS			
	V1 (EXT)	V2	V3	V4
G2-M2 → G2-M8	-28,67%	-26,16%	-9,83%	-21,61%
G3-M2 → G3-M8	-34,57%	-32,26%	1,43%	-2,02%
G4-M2 → G4-M8	-39,60%	-37,47%	15,82%	11,87%

Tabela 4.14 – Variação percentual local dos modelos propostos, obtidos através do Método V-Load, para pontes curvas (R300m, R150m e R100m), moldada *in loco*, variando a quantidade de TI's entre 0 TI e 11 TI's. Fonte: Autor.

4.4.3 Análise Local dos FDMF: Comparativo entre MEF versus V-Load

Em complemento, apresenta-se em diante, a mesma Análise Local dos FDMF, comparando a variação percentual (entre os modelos com MEF e com V-Load), localmente em cada viga, de acréscimo (valores positivos) ou decréscimo (valores negativos) do FDMF.

Na Figura 4.36, observa-se que para as pontes curvas analisadas do grupo G2 (R300m), para modelos com 0 TI (M2) e 1 TI (M4), há uma tendência de incremento dos FDMF (na aferição através do Método V-Load quando comparado ao MEF) para as vigas mais externas à curva (V1 e V2), com valores máximos de 11,51% e 20,27% para vigas V1 e V2 do modelo com 0 TI, contudo para as vigas mais internas (V3 e V4) ocorreu uma redução dos FDMF, para o V-Load quando comparado ao MEF, em até -2,5% para o modelo com 1 TI. (Figura 4.36-a; b)

Para os modelos com maior quantidade de transversinas internas, M6 e M8 (4 TI's e 11 TI's), verificou-se incremento dos FDMF para todas as vigas, com maior preponderância de acréscimo para as vigas mais internas, apresentando valores de 10,59% e 9,41% para a viga V4, nos modelos com 4 TI's e 11 TI's, respectivamente. (Figura 4.36-c; d)

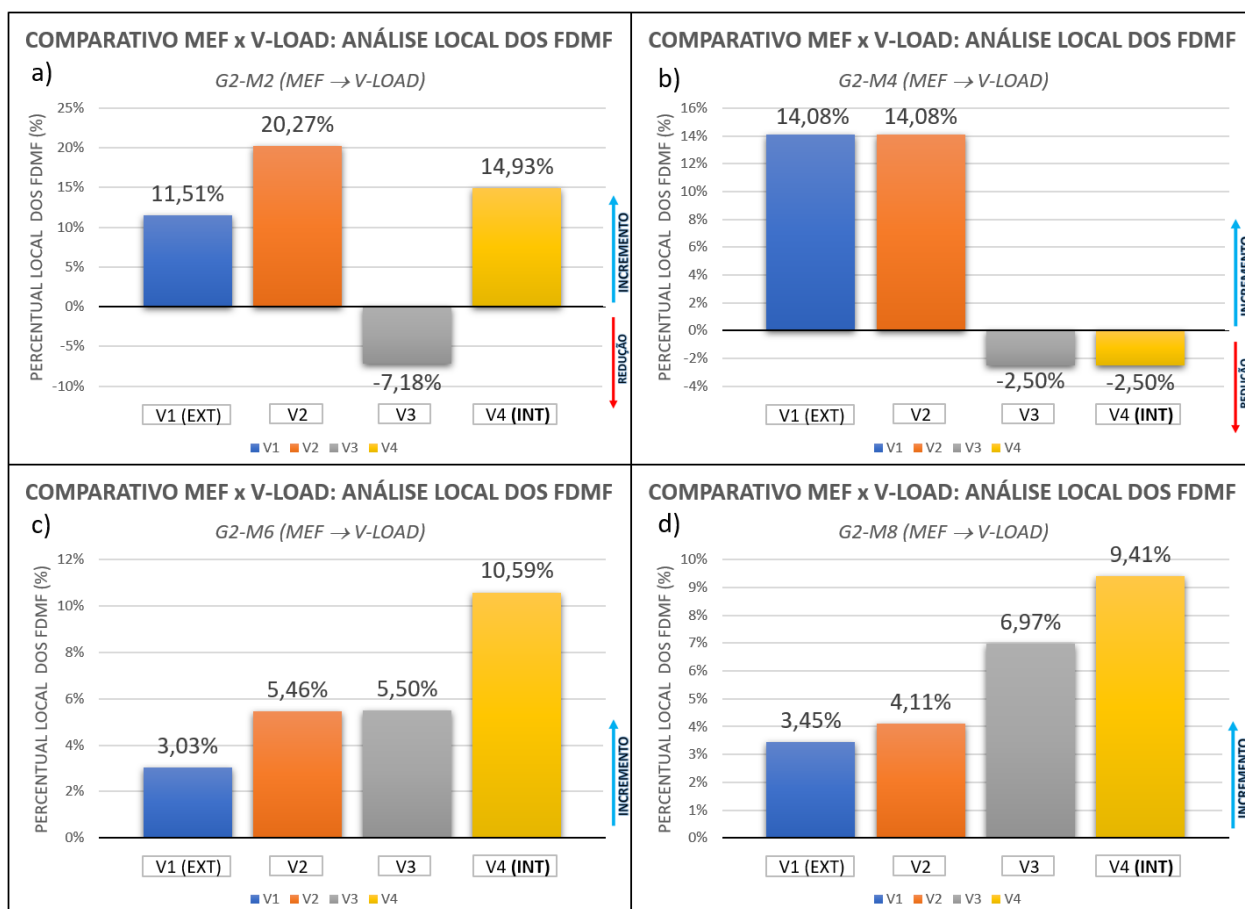


Figura 4.36 – Análise local dos FDMF: Comparativo entre MEF versus V-Load, para ponte curva com raio de 300m (G2), moldada *in loco*, para modelos com 0 TI, 1 TI, 4 TI's e 11 TI's. a) G2-M2; b) G2-M4; c) G2-M6; d) G2-M8; Fonte: Autor.

MÉTODO	GRUPO	CURVATURA	Nº TI's	MODELOS			
				V1 (EXT)	V2	V3	V4 (INT)
MEF → V-LOAD	G2-M2	R300 M	0	11,51%	20,27%	-7,18%	14,93%
MEF → V-LOAD	G2-M4	R300 M	1	14,08%	14,08%	-2,50%	-2,50%
MEF → V-LOAD	G2-M6	R300 M	4	3,03%	5,46%	5,50%	10,59%
MEF → V-LOAD	G2-M8	R300 M	11	3,45%	4,11%	6,97%	9,41%

Tabela 4.15 – Variação percentual local dos modelos propostos, obtidos através da comparação entre MEF versus V-Load, para ponte curva (R300m), moldada *in loco*, variando a quantidade de TI's em cada modelo. Fonte: Autor.

Na sequência, na Figura 4.37, observa-se a mesma análise comparativa entre o percentual de incremento ou redução, por viga, da comparação entre o método de análise estrutural por MEF versus V-Load, mas para esta comparação, com raio de curvatura de 150m (G3).

Verifica-se que para a ponte em análise com curvatura mais fechada, ocorre genericamente uma proximidade entre as variações percentuais dos FDMF para as vigas mais externas, para os modelos com 1 TI, 4 TI's e 11TI's, apresentando valores entre 0,49% e -4,36% nos modelos com 1 TI e 11 TI's, respectivamente. Ou seja, esta precisão se dá devido a uma melhor acurácia dos FDMF via Método V-Load para vigas mais externas à curva. No entanto, para as vigas mais internas, houve maior disparidade entre os valores do MEF e V-Load, apresentando valores de acréscimo da ordem de 20% para a viga mais internas (V1), nos modelos com 1 TI, 4 TI's e 11TI's. (Figuras 4.37-b; c; d).

Acrescenta-se ainda, que para o modelo com 0 TI (M2), ocorreu disparidade não semelhante aos demais modelos do mesmo grupo de curvatura, com tendência de acréscimos para as vigas externas e decréscimos para as vigas internas, apresentando valores de 13,90% para a V1 e -13,65% para a V3. Portanto pode-se afirmar, para os modelos analisados nesta pesquisa, com 0 TI, o Método V-Load apresenta maiores disparidades com relação ao MEF, não sendo possível determinar uma correlação ou tendência linear de variação entre os métodos. (Figura 4.37-a).

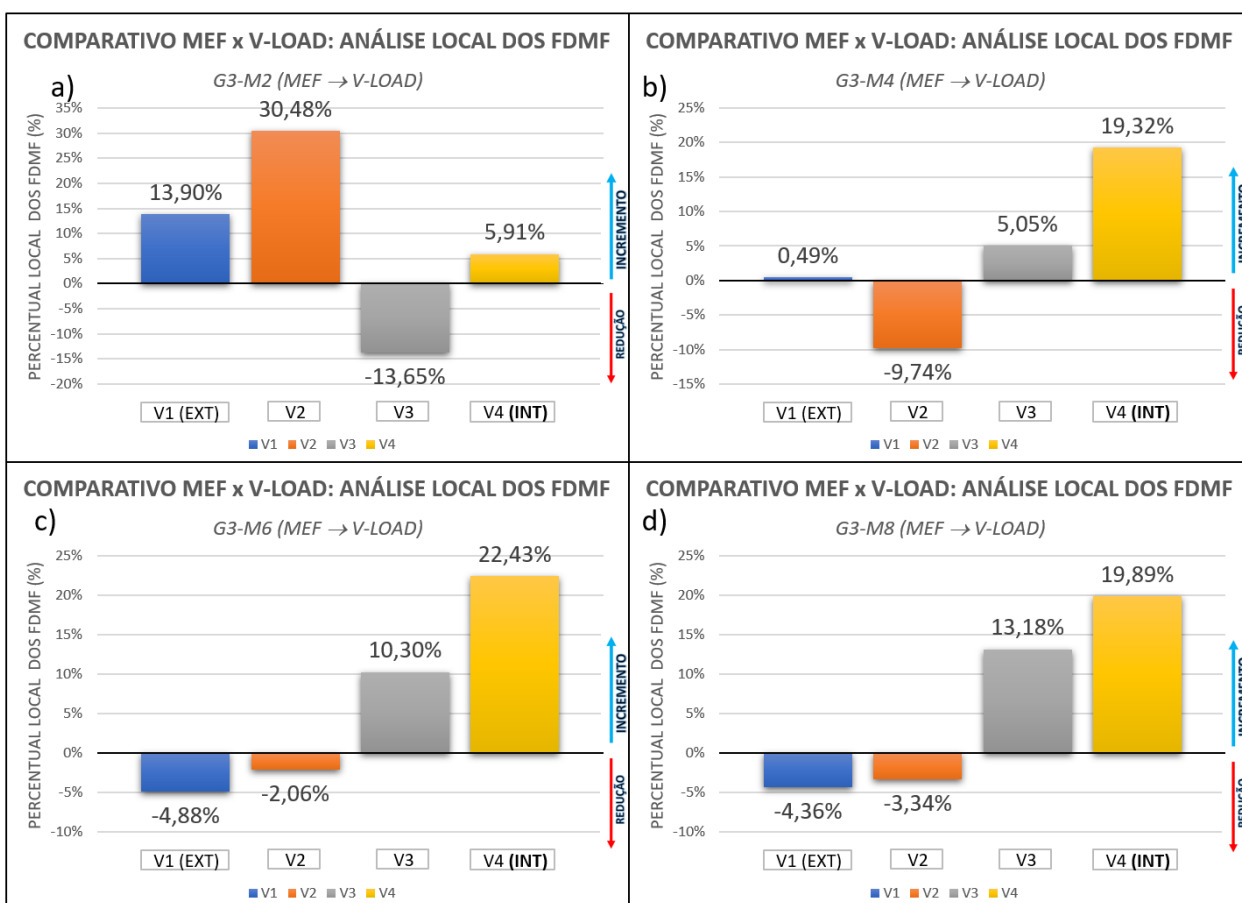


Figura 4.37 – Análise local dos FDMF: Comparativo entre MEF versus V-Load, para ponte curva com raio de 150m (G3), moldada *in loco*, para modelos com 0 TI, 1 TI, 4 TI's e 11 TI's. a) G3-M2; b) G3-M4; c) G3-M6; d) G3-M8; Fonte: Autor.

MÉTODO	GRUPO	CURVATURA	Nº TI's	MODELOS			
				V1 (EXT)	V2	V3	V4 (INT)
MEF → V-LOAD	G3-M2	R150 M	0	13,90%	30,48%	-13,65%	5,91%
MEF → V-LOAD	G3-M4	R150 M	1	0,49%	-9,74%	5,05%	19,32%
MEF → V-LOAD	G3-M6	R150 M	4	-4,88%	-2,06%	10,30%	22,43%
MEF → V-LOAD	G3-M8	R150 M	11	-4,36%	-3,34%	13,18%	19,89%

Tabela 4.16 – Variação percentual local dos modelos propostos, obtidos através da comparação entre MEF versus V-Load, para ponte curva (R150m), moldada *in loco*, variando a quantidade de TI's em cada modelo. Fonte: Autor.

Por fim, na Figura 4.38, observa-se a mesma análise comparativa entre o percentual de incremento ou redução, por viga, da comparação entre os métodos de análise estrutural MEF versus V-Load, mas para esta comparação, com raio de curvatura de 100m (G4).

Verifica-se preliminarmente que para a ponte em análise, com curvatura ainda mais fechada (Grupo G4 com raio de 100m), ocorre genericamente uma proximidade entre os FDMF para as vigas mais externas (V1), para os modelos com 1 TI, 4 TI's e 11TI's, conforme também se verificou no grupo G3 (R150m). Na Análise Local do grupo G4, para as vigas mais externas à curva (V1), as diferenças entre os métodos analisados foram de -3,67% e -11,57% nos modelos com 1 TI e 11 TI's, respectivamente. Ou seja, observa-se uma proximidade dos fatores de distribuição para as vigas mais externas à curva, contudo verifica-se neste grupo que tal proximidade entre os métodos é elevada (menores FDMF) na medida em que se eleva a quantidade de TI's. Já para as vigas mais internas, observa-se maior disparidade entre os valores do MEF e V-Load, apresentando valores de acréscimo da ordem de 35% para a viga mais internas (V1), nos modelos com 1 TI, 4 TI's e 11TI's. (Figuras 4.38-b; c; d).

Acrescenta-se ainda, que para o modelo com 0 TI (M2), ocorre disparidade não semelhante aos demais modelos do mesmo grupo de curvatura, com tendência de acréscimos para as vigas externas e decréscimos para as vigas internas, apresentando valores de 19,42% para a V1 e -20,36% para a V3. Desta forma, pode-se afirmar que para os modelos com 0 TI (Figura 4.38-a) o Método V-Load apresenta maiores disparidades com relação ao MEF, não sendo possível determinar uma correlação ou tendência linear de variação entre os métodos, fato este também ocorreu nos modelos com os grupos de curvatura G3 (R150m).

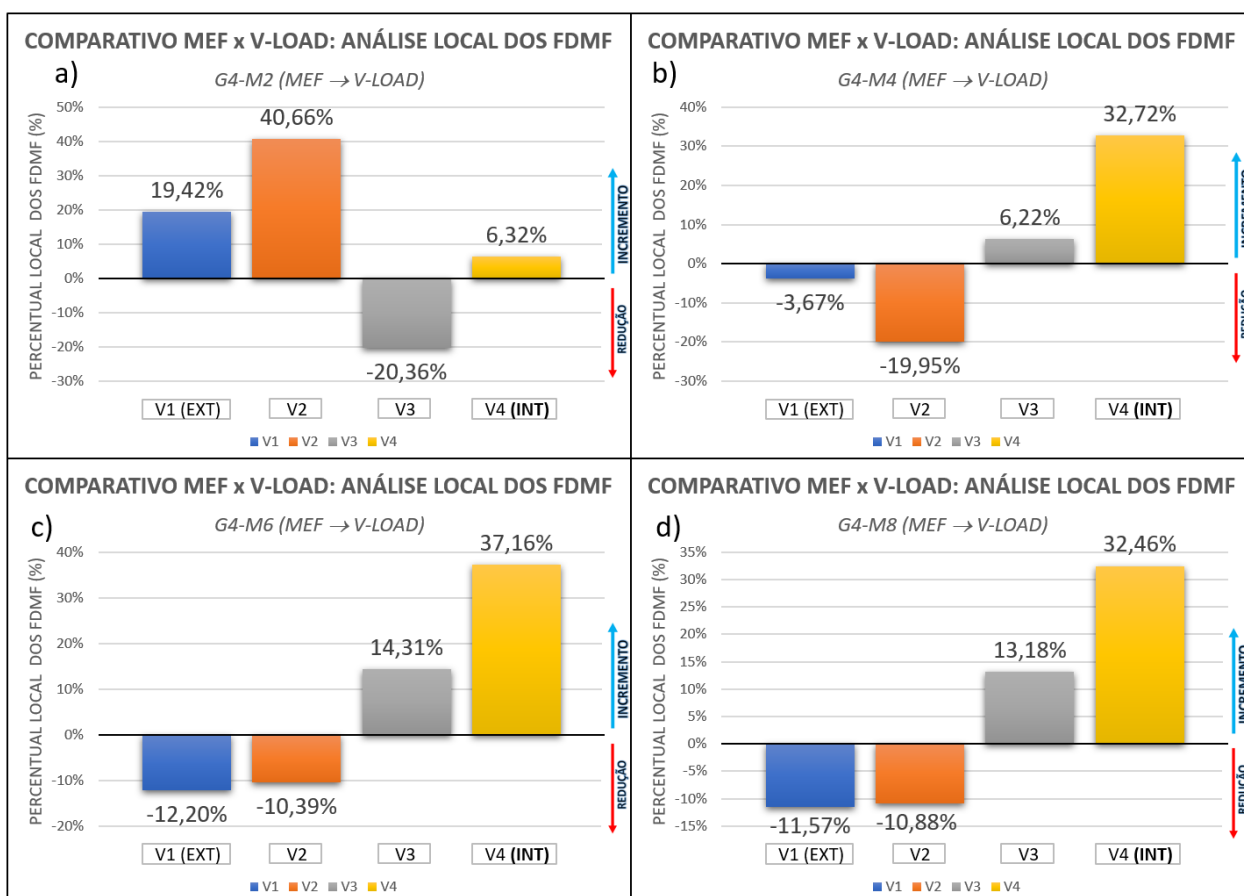


Figura 4.38 – Análise da variação dos percentuais locais dos FDMF: Comparativo entre MEF versus V-Load, para ponte curva com raio de 100m (G4), moldada *in loco*, para modelos com 0 TI, 1 TI, 4 TI's e 11 TI's. a) G4-M2; b) G4-M4; c) G4-M6; d) G4-M8; Fonte: Autor.

MÉTODO	GRUPO	CURVATURA	Nº TI's	MODELOS			
				V1 (EXT)	V2	V3	V4 (INT)
MEF → V-LOAD	G4-M2	R100 M	0	19,42%	40,66%	-20,36%	6,32%
MEF → V-LOAD	G4-M4	R100 M	1	-3,67%	-19,95%	6,22%	32,72%
MEF → V-LOAD	G4-M6	R100 M	4	-12,20%	-10,39%	14,31%	37,16%
MEF → V-LOAD	G4-M8	R100 M	11	-11,57%	-10,88%	18,59%	32,46%

Tabela 4.17 – Variação percentual local dos modelos propostos, obtidos através da comparação entre MEF versus V-Load, para ponte curva (R100m), moldada *in loco*, variando a quantidade de TI's em cada modelo. Fonte: Autor.

Em síntese, constata-se do comparativo da análise local entre os métodos MEF versus V-Load que:

(a) à medida que se reduz o raio de curvatura da ponte eleva-se as discrepâncias entre os métodos MEF e V-Load;

(b) para os modelos M4 (1 TI), M6 (4 TI's) e M8 (11 TI's) consegue-se extrair uma linha de tendência. Esta apresenta geralmente uma tendência de progressão dos percentuais de variação local a medida que se aproxima da viga mais interna a curva (V4), ou seja, os resultados obtidos via V-Load são geralmente superiores ao MEF, apresentando maiores discrepâncias para as vigas mais internas, onde tais disparidades são intensificadas a medida em que se reduz o raio de curvatura da ponte;

(c) para os mesmos modelos do item (b), verifica-se continuamente decréscimos dos percentuais de variação dos FDMF para as vigas mais externas à curva, ou seja, os resultados obtidos via V-Load são geralmente inferiores ao MEF nas vigas mais externas e, por fim;

(d) para os modelos M2 (0 TI) não consegue-se extrair correlação com os demais modelos do mesmo grupo de curvatura, mas consegue-se correlacioná-los com os modelos com 0 TI, dos demais grupos, onde apresentam-se sempre incremento dos percentuais de variação dos FDMF para as vigas mais externas e decréscimos dos percentuais de variação dos FDMF para as vigas mais internas, elevando as discrepâncias a medida em que se reduz o raio de curvatura da ponte;

Tais constatações são corroboradas pelo estudo de Chen & Duan (2010), onde os autores ratificaram que, no geral, o Método V-Load fornece um resultado razoável, apesar das disparidades em situações de menor raio de curvatura. Em síntese, Chen & Duan (2010), verificou que o Método V-Load superestimou os momentos de flexão nas vigas centrais e internas da ponte entre 10% a 30% e subestimou constantemente os momentos de flexão das vigas mais externas à curva.

Resultados obtidos por Rebouças (2017) também confirmam as conclusões apresentadas nesta pesquisa. Rebouças (2017) concluiu que os valores detectados pelo Método V-Load se aproximaram dos resultados obtidos pelo MEF apenas para pontes com maiores raios de curvatura, principalmente para as longarinas centrais e

internas à curva. Contudo para longarina externa à curva, o autor observou uma maior captação de momento fletor utilizando o Método V-Load. Devido a isso, ocorreu uma discrepância entre os FDMF obtidos pelo Método V-Load quando comparados com MEF (para longarinas externas), sobretudo para pontes com menores raios de curvatura. Em suma, Rebouças (2017) ratifica que todos os resultados mostraram que o Método V-Load superestimaram os valores dos fatores de distribuição de momento fletor para todas as longarinas da seção transversal, principalmente para aquelas externas a curva.

Barr *et al.* (2007) apresentam resultados de teste de carga e de análises comparativas obtidas nos estudos e indicaram que, no geral, os momentos positivos calculados usando o método de V-Load foram 6,8% menores para as vigas exteriores e 8,3% maiores para as vigas interiores quando comparados com os calculados utilizando MEF. Ressalta-se que tais resultados, também, corroboram para as constatações apresentadas nesta pesquisa.

Portanto, mediante a tais averiguações supramencionadas, obtidas por diversos pesquisadores, ratificam-se as investigações realizadas por Grubb (1984) e Fiechtl (1987), onde ambos orientam que o Método V-Load deva ser utilizado apenas para pré-dimensionamento, principalmente quando se trata de cargas móveis e pontes com elevadas curvaturas.

Com intuito de representar o efeito da curvatura individualmente para cada longarina, observando sua evolução em cada modelo para uma determinada quantidade de TI's, elaborou-se junto as Figuras 4.39 (para pontes de grupo G2 com raio de 300m); Figura 4.40 (para pontes de grupo G3 com raio de 150m) e Figura 4.41 (para pontes de grupo G4 com raio de 100m), gráficos que demonstram a evolução da variação percentual de acréscimo (valores positivos) ou decréscimo (valores negativos) do FDMF. Tais percentuais foram obtidos através da variação dos FDMF entre resultados obtidos pelo MEF versus V-Load, para as vigas V1, V2, V3 e V4, expondo sua variação para cada modelo (com determinado número de TI's), conforme apresentados no eixo das abscissas dos gráficos.

De acordo com a Figura 4.39, para as pontes do grupo de curvatura G2 (R300m), são verificadas as seguintes constatações a acerca da evolução dos acréscimos ou decréscimos do FDMF local (em cada longarina), ao realizar a mudança do método de análise estrutural do MEF para o V-Load:

(a) a viga externa V1 (Figura 4.39-a) apresenta uma tendência de regressão dos percentuais dos FDMF na medida em que se eleva a quantidade de TI's, contudo apresentam-se valores continuamente positivos (indicando acréscimo dos FDMF ao se alterar o método de análise do MEF para V-Load), revelando variações percentuais (para modelo com 0 TI) de 11,51% até 3,45% (para modelo com 11 TI's) de acréscimo ao comparar-se os resultados do MEF versus V-Load;

(b) a viga central mais externa V2 (Figura 4.39-b), destaca-se, também, regressão dos percentuais dos FDMF, à medida em que se eleva a quantidade de TI's, ao se comparar modelos calculados com MEF versus V-Load, mas neste caso, com maior variação percentual, partindo de 20,27% para modelos com 0 TI (G2-M2) até 4,11% de acréscimo para modelos com 11 TI's (G2-M8);

(c) para a viga central mais interna V3 (Figura 4.39-c), verifica-se um comportamento diferente dos modelos analisados até então, visto que para a V3 apresentou-se uma tendência de progressão dos FDMF, à medida em que se eleva a quantidade de TI's ao se comparar modelos calculados com MEF versus V-Load, no entanto esta análise apresenta valores absolutos positivos e negativos, partindo de -7,18% para ponte com 0 TI (G2-M2) até valores positivos de 6,97% de acréscimo para comparação entre os métodos, em modelos com 11 TI's (G2-M8) e, por fim,

(d) para a viga mais interna V4 (Figura 4.39-d), apresenta uma tendência aproximadamente retilínea dos FDMF à medida em que se eleva a quantidade de TI's, ao se comparar modelos calculados com MEF versus V-Load, contudo esta análise apresenta valores extremos de 14,93% de acréscimo para os modelos com 0 TI (G2-M2) e -2,5% para modelos com 1 TI (G2-M8), porem para modelos com 4 TI's e 11 TI's demonstra-se novamente percentuais positivos, indicando acréscimos da ordem de 10 % em relação ao resultados obtidos com o MEF.

Os demais resultados podem ser consultados de maneira direta, para os grupos de curvatura G2 (R 300m), verificando a Tabela 4.18.

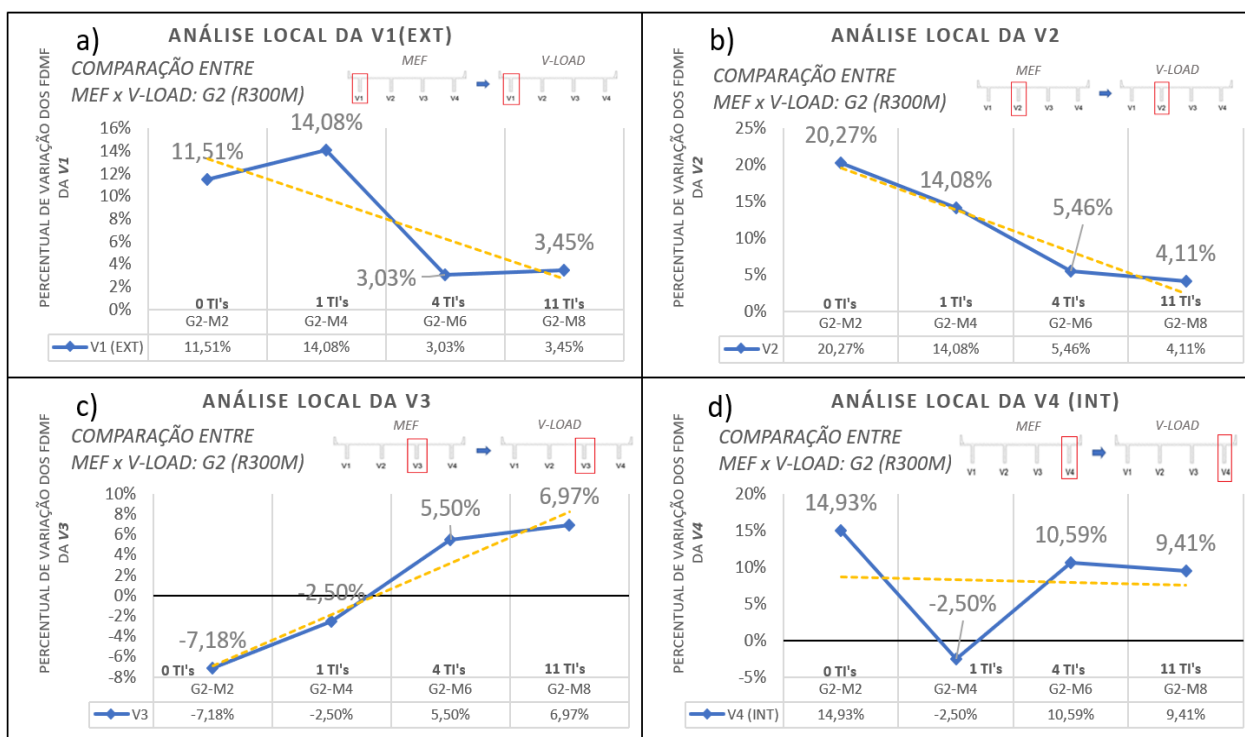


Figura 4.39 – Análise da variação dos percentuais locais dos FDMF (por viga): Comparativo entre MEF versus V-Load, para ponte curva com raio de 300m (G2), moldada in loco, para modelos com 0 TI, 1 TI, 4 TI's e 11 TI's. a) V1; b) V2; c) V3; d) V4; Fonte: Autor.

GRUPOS	CURVATURA	Nº TI's	VIGAS			
			V1 (EXT)	V2	V3	V4 (INT)
G2-M2	R300 M	0	11,51%	20,27%	-7,18%	14,93%
G2-M4	R300 M	1	14,08%	14,08%	-2,50%	-2,50%
G2-M6	R300 M	4	3,03%	5,46%	5,50%	10,59%
G2-M8	R300 M	11	3,45%	4,11%	6,97%	9,41%

Tabela 4.18 – Variação percentual local dos modelos propostos, obtidos através da comparação entre MEF versus V-Load, para ponte curva (R300m), moldada in loco, variando a quantidade de TI's em cada modelo. Fonte: Autor.

Na sequência, apresenta-se em diante (Figura 4.40), uma análise semelhante a anterior, mas para pontes dos grupos de curvatura G3 (R 150m), em que são verificadas as seguintes constatações a acerca da evolução dos acréscimos ou

decréscimos do FDMF local (em cada longarina), ao realizar a mudança do método de análise estrutural do MEF para o V-Load:

(a) a viga externa V1 (Figura 4.40-a), apresenta uma tendência de regressão dos percentuais dos FDMF na medida em que se eleva a quantidade de TI's, contudo, diferente da análise anterior, apresentam-se valores positivos e negativos, revelando variações percentuais (para modelo com 0 TI) de 13,590% até -4,36% (para modelo com 11 TI's) ao comparar-se os resultados do MEF versus V-Load;

(b) para a viga central mais externa V2 (Figura 4.40-b), destaca-se, também, regressão dos percentuais dos FDMF, à medida em que se eleva a quantidade de TI's, ao se comparar modelos calculados com MEF versus V-Load, mas neste caso, com maior variação percentual e com maiores picos, apresentando valores positivos e negativos, partindo de 30,48% para modelos com 0 TI (G3-M2) até -3,34% para modelos com 11 TI's (G3-M8);

(c) já para a viga central mais interna V3 (Figura 4.40-c), verifica-se um comportamento diferente dos modelos analisados até então para este grupo, visto que esta viga apresentou uma tendência de progressão dos FDMF, à medida em que se eleva a quantidade de TI's ao se comparar modelos calculados com MEF versus V-Load, no entanto esta análise apresenta valores absolutos positivos e negativos, partindo de -13,65% para ponte com 0 TI (G3-M2) até valores positivos de 13,18% de acréscimo para comparação entre os métodos, em modelos com 11 TI's (G3-M8) e, por fim;

(d) a viga mais interna V4 (Figura 4.40-d) apresenta uma tendência de progressão dos FDMF à medida em que se eleva a quantidade de TI's, ao se comparar modelos calculados com MEF versus V-Load, outrossim está análise apresenta valores continuamente positivos (indicando acréscimo dos FDMF ao se alterar o método de análise do MEF para V-Load), da ordem de 5,91% para modelos com 0 TI (G3-M2) até 19,89% para modelos com 11 TI's (G3-M8).

Os demais resultados podem ser consultados de maneira direta, para os grupos de curvatura G3 (R 150m), verificando a Tabela 4.19.

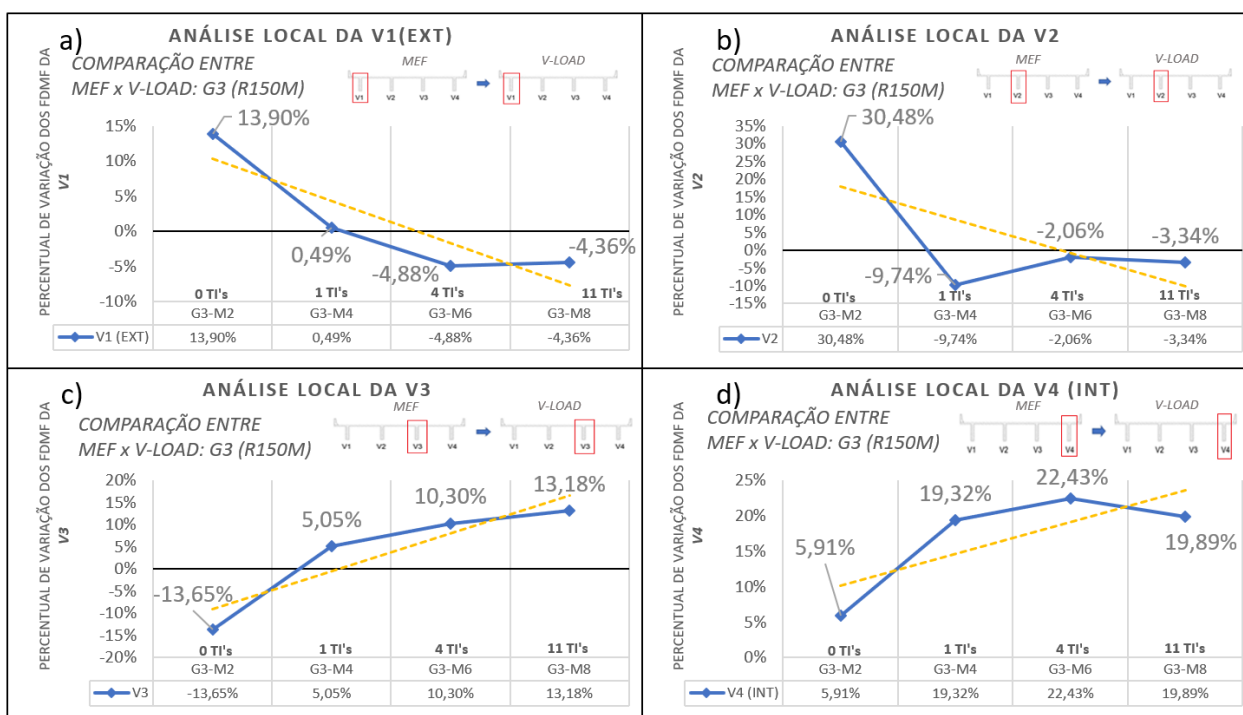


Figura 4.40 – Análise da variação dos percentuais locais dos FDMF (por viga): Comparativo entre MEF versus V-Load, para ponte curva com raio de 150m (G3), moldada in loco, para modelos com 0 TI, 1 TI, 4 TI's e 11 TI's. a) V1; b) V2; c) V3; d) V4; Fonte: Autor.

GRUPOS	CURVATURA	Nº TI's	MODELOS			
			V1 (EXT)	V2	V3	V4 (INT)
G3-M2	R150 M	0	13,90%	30,48%	-13,65%	5,91%
G3-M4	R150 M	1	0,49%	-9,74%	5,05%	19,32%
G3-M6	R150 M	4	-4,88%	-2,06%	10,30%	22,43%
G3-M8	R150 M	11	-4,36%	-3,34%	13,18%	19,89%

Tabela 4.19 – Variação percentual local dos modelos propostos, obtidos através da comparação entre MEF versus V-Load, para ponte curva (R150m), moldada in loco, variando a quantidade de TI's em cada modelo. Fonte: Autor.

Ao final, apresenta-se em diante (Figura 4.41), uma análise semelhante a anterior, mas para pontes dos grupos de curvatura G4 (R 100m), em que são verificadas as seguintes constatações a acerca da evolução dos acréscimos ou decréscimos do FDMF local (em cada longarina), ao realizar a mudança do método de análise estrutural do MEF para o V-Load:

(a) a viga externa V1 (Figura 4.41-a), apresenta uma tendência de regressão dos percentuais dos FDMF à medida em que se eleva a quantidade de TI's, contudo, diferente da análise anterior, apresentam-se valores positivos e negativos, revelando variações percentuais (para modelo com 0 TI) de 19,42% até -11,57% (para modelo com 11 TI's) ao comparar-se os resultados do MEF versus V-Load;

(b) para a viga central mais externa V2 (Figura 4.41-b), destaca-se, também, regressão dos percentuais dos FDMF, à medida em que se eleva a quantidade de TI's, ao se comparar modelos calculados com MEF versus V-Load, mas neste caso, com maior variação percentual e com maiores picos, apresentando valores positivos e negativos, partindo de 40,68% para modelos com 0 TI (G4-M2) até -10,88% para modelos com 11 TI's (G4-M8);

(c) já na viga central mais interna V3 (Figura 4.41-c), verifica-se um comportamento diferente dos modelos analisados até então para este grupo, visto que esta viga apresentou uma tendência de progressão dos FDMF, à medida em que se eleva a quantidade de TI's ao se comparar modelos calculados com MEF versus V-Load, no entanto esta análise apresenta valores absolutos positivos e negativos, partindo de -20,36% para ponte com 0 TI (G4-M2) até valores positivos de 18,51% de acréscimo para comparação entre os métodos, em modelos com 11 TI's (G4-M8) , por fim;

(d) a viga mais interna V4 (Figura 4.41-d) apresenta uma tendência de progressão dos FDMF à medida em que se eleva a quantidade de TI's, ao se comparar modelos calculados com MEF versus V-Load, outrossim está análise apresenta valores continuamente positivos, indicando acréscimo dos FDMF ao se alterar o método de análise do MEF para V-Load, da ordem de 6,23% para modelos com 0 TI (G4-M2) até 32,46% para modelos com 11 TI's (G4-M8);

Os demais resultados podem ser consultados de maneira direta, para os grupos de curvatura G4 (R 100m), verificando a Tabela 4.20.

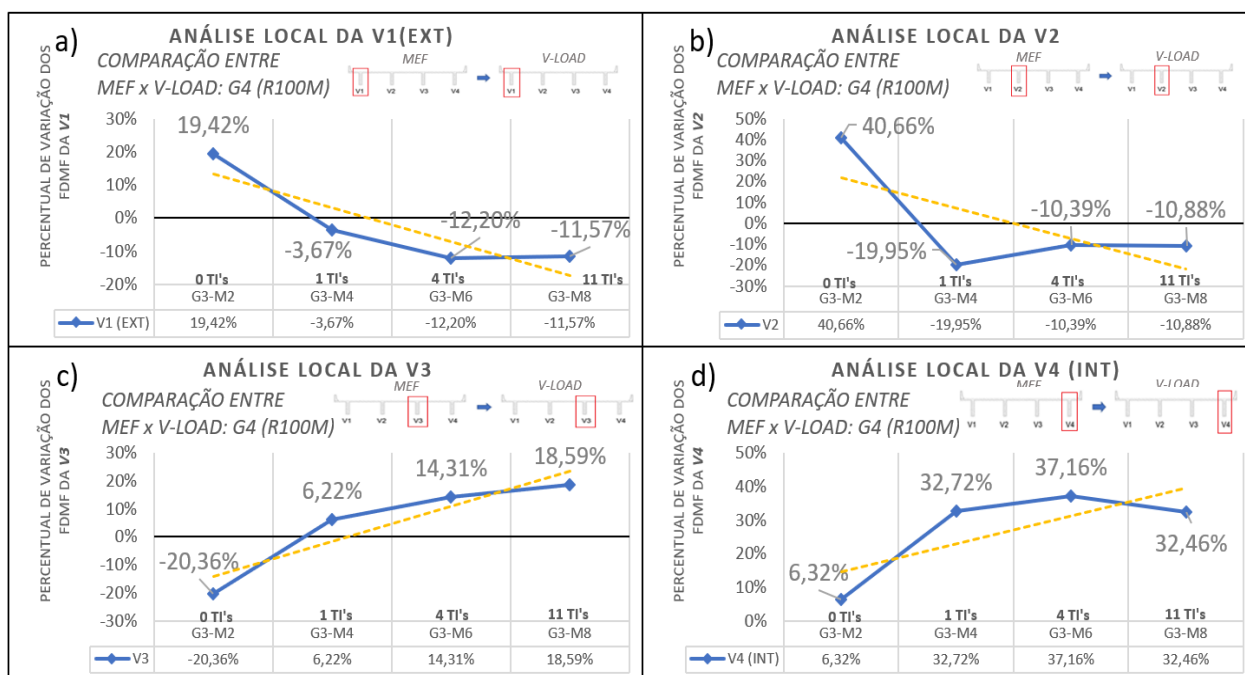


Figura 4.41 – Análise da variação dos percentuais locais dos FDMF (por viga): Comparativo entre MEF versus V-Load, para ponte curva com raio de 100m (G4), moldada in loco, para modelos com 0 TI, 1 TI, 4 TI's e 11 TI's. a) V1; b) V2; c) V3; d) V4; Fonte: Autor.

GRUPOS	CURVATURA	Nº TI's	MODELOS			
			V1 (EXT)	V2	V3	V4 (INT)
G4-M2	R100 M	0	19,42%	40,66%	-20,36%	6,32%
G4-M4	R100 M	1	-3,67%	-19,95%	6,22%	32,72%
G4-M6	R100 M	4	-12,20%	-10,39%	14,31%	37,16%
G4-M8	R100 M	11	-11,57%	-10,88%	18,59%	32,46%

Tabela 4.20 – Variação percentual local dos modelos propostos, obtidos através da comparação entre MEF versus V-Load, para ponte curva (R100m), moldada in loco, variando a quantidade de TI's em cada modelo. Fonte: Autor.

Com relação ao Método V-Load, apesar de ter sido utilizado no passado para dimensionamento de pontes curvas de seção aberta, apresenta resultados de distribuição de momento fletor exagerados, principalmente para vigas extremas. Desse modo, conclui-se que o método pode ser utilizado como uma técnica de pré-dimensionamento, mas que precisa passar por uma análise mais refinada em uma etapa posterior de cálculo.

CAPÍTULO 5

5. Conclusões e sugestões

A seguir são apresentadas as conclusões obtidas junto a **Análise Local** e **Análise Global**, para pontes curvas com distintos raios de curvatura, após realização das análises dos fatores de distribuição de momento fletor (FDMF), para a carga móvel via método dos elementos finitos (MEF) e através de modelos analíticos simplificados (Método V-Load), promovendo a variação dos parâmetros fundamentais para análise estrutural das pontes curvas, em prol de obter o entendimento dos mesmos, para então gerar subsídios técnicos para proposição de normativos. Por fim, são apresentadas as sugestões para trabalhos futuros.

5.1 Conclusões

5.1.1 Efeito do número de transversinas na distribuição do momento fletor devido à carga móvel em pontes curvas

A inclusão de transversinas intermediárias (TI's) tornou a distribuição de momento fletor mais igualitária para maioria dos modelos analisados, visto que parte do esforço que nos modelos sem transversina intermediárias estava alocado na longarina mais carregadas, migrou para as menos carregadas. Genericamente, quanto a distribuição dos FDMF em pontes curvas, a medida que se eleva a quantidade de TI's, os FDMF para as vigas mais internas à curva tendem a reduzir, no entanto os FDMF para as vigas mais externas à curva tendem a aumentar. As consequências obtidas no comportamento das pontes curvas, ocasionadas pela elevação da quantidade de TI's, tornam-se essenciais para pontes submetidas a menores raios de curvatura, visto que além do aumento substancial da rigidez do tabuleiro, possibilitando uma melhor distribuição do carregamento, as transversinas intermediárias funcionam como contraventamentos da superestrutura, sendo fundamental para o equilíbrio global. Portanto, pode-se concluir que utilização de transversinas intermediárias é de grande

relevância, sobretudo em pontes com seção transversal aberta e para menores raios de curvatura. Outrossim, para modelos de pontes com traçados longitudinais retos, a elevação de TI's possibilitou uma melhor distribuição dos FDMF, contudo apresenta-se pequena relevância no tocante a estabilidade global, visto que essas estruturas não estão submetidas às consequências inerentes à curvatura.

5.1.2 Efeito da curvatura na distribuição do momento fletor devido à carga móvel em pontes curvas

O efeito da curvatura altera significativamente a distribuição dos FDMF nas vigas ao longo da seção transversal de pontes curvas, apresentando tendência de progressão desses fatores à medida que se aproxima da viga mais externa à curva, onde tal comportamento exprime o grau superlativo a medida que se reduz o raio de curvatura das pontes. Tal comportamento é atribuído aos efeitos acoplados do momento fletor e momento torçor existentes nas vigas curvas. Além disso, a curvatura induz um complexo estado de tensões, visto que essas estruturas estão submetidas à torção combinada com flexão e cisalhamento. Ademais, no tocante a influência das TI's associadas ao efeito da curvatura, existe uma tendência de comportamento semelhante para os modelos com 0 e 11 TI's, no entanto ocorre uma melhor distribuição dos FDMF para o modelo com 11 TI's em todas as curvaturas analisadas, visto que ocorre picos de menores valores percentuais e uma melhor uniformização dos fatores para todas as vigas.

5.1.3 Efeito da monoliticidade do tabuleiro na distribuição do momento fletor devido à carga móvel em pontes curvas

Pontes com sistemas estruturais pré-moldados e moldados *in loco* apresentam comportamentos estruturais distintos, visto que cada método construtivo manifesta diferente grau de monoliticidade estrutural, onde este é evidenciado nas ligações entre os elementos estruturais das pontes. Neste estudo, através da distribuição dos FDMF, obtidos das análises para ambos métodos construtivos, constata-se que existe uma tendência de aproximação dos FDMF entre os métodos construtivos pré-moldados e

moldados *in loco*, para todas as vigas ao longo da seção transversal, tanto em pontes retas quanto em pontes curvas. Ademais, no tocante a influência das TI's associadas ao efeito da monoliticidade dos sistemas, existe uma tendência de equivalência na distribuição das cargas das pontes a medida que se aumenta a quantidade de TI's para ambos os métodos construtivos. No entanto, constata-se que nas pontes moldadas *in loco* ocorre uma maior captação dos momentos fletores, conseqüentemente uma menor capacidade de redistribuição quando comparadas aos modelos pré-moldados, visto que nesse último, verifica-se uma menor variação dos FDMF.

5.1.4 Análise comparativa entre métodos de análise estrutural: MEF versus V-Load

Ao analisar as variações percentuais dos FDMF obtidos através do Método V-Load, verifica-se preliminarmente um comportamento semelhante aos resultados obtidos com MEF, visto que ocorre similaridade das linhas de tendência entre os modelos obtidos via MEF e V-Load, no entanto existe variação percentual diferente entre ambos os métodos. Conclui-se no presente estudo que, para os modelos M4 (1 TI), M6 (4 TI's) e M8 (11 TI's), consegue-se extrair uma linha de tendência, esta, apresenta geralmente uma tendência de progressão dos percentuais de variação local a medida em que se aproxima da viga mais interna a curva (V4), ou seja, os resultados obtidos via V-Load são geralmente superiores ao MEF, apresentando maiores discrepâncias para as vigas mais internas, onde tais disparidades são intensificadas a medida em que se reduz o raio de curvatura da ponte. Contudo, verifica-se uma tendência contínua de decréscimos dos percentuais de variação local dos FDMF para as vigas mais externas à curva, ou seja, os resultados obtidos via V-Load são geralmente inferiores ao MEF nas vigas mais externas, onde tal comportamento, também, é amplificado a medida que se reduz o raio de curvatura da ponte. Vale salientar que, para os modelos M2 (0 TI) não consegue-se extrair correlação com os demais modelos do mesmo grupo de curvatura, mas consegue-se correlacioná-los com os modelos ,com 0 TI, dos demais grupos, onde apresentam-se sempre incremento dos percentuais de variação dos FDMF para as vigas mais externas e decréscimos dos

percentuais de variação dos FDMF para as vigas mais internas, elevando as discrepâncias a medida em que se reduz o raio de curvatura da ponte. Acrescenta-se ainda que, a influência do efeito da curvatura na utilização do Método V-Load, também, é captada, no entanto com menor proximidade visto que a medida que se reduz o raio de curvatura da ponte eleva-se as discrepâncias entre os métodos MEF e V-Load. Ademais, no tocante a influência da adição das TI's na comparação entre ambos os métodos de análise estrutural, conclui-se que existe uma tendência de equivalência dos FDMF a medida que se eleva a quantidade de TI's para ambos os métodos de análise. No entanto, apesar da melhor distribuição dos FDMF com a adição de TI's via Método V-Load, constata-se, ainda, grandes discrepâncias entre os métodos de análise estrutural apresentados.

5.2 Sugestões para trabalhos futuros

Como trabalhos futuros, recomenda-se:

- Realizar uma análise não linear envolvendo todos os parâmetros estudados nesta pesquisa tais como: curvatura, quantidade de transversinas e a distância entre as longarinas;
- Estudar os fatores de distribuição de cisalhamento, as deflexões ou reações em pontes curvas, visto que podem levar a novas conclusões sobre o comportamento estrutural de pontes curvas;
- Fazer uma análise experimental utilizando o sistema BWIM (*Bridge Weigh in Motion*) na calibração de modelos analíticos e numéricos de carga móvel utilizados em projeto de pontes;
- Avaliar do efeito da carga móvel combinada com outras ações de cálculo sobre as pontes curvas, medindo deslocamentos limites e computando o real efeito desses carregamentos sobre o dimensionamento das longarinas.

Referências

- AASHTO (2012) AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (5th ed.), Washington, USA.
- AASHTO (2014) AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (7th ed.), Washington, USA.
- AASHTO Standard Specification for Highway Bridges, 16th ed., 1993. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., 1993.
- ABNT NBR 6118 (2014). Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro-RJ, Brasil.
- ABNT NBR 6118 (2014). Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2003.
- ABNT NBR 6123 (1988). Forças devido ao vento em edificações. Rio de Janeiro-RJ, Brasil.
- ABNT NBR 7187 (2003). Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido – Procedimento, Rio de Janeiro-RJ, Brasil.
- ABNT NBR 7187 (2003). Projeto e execução de pontes de concreto armado e protendido. Rio de Janeiro, 2003.
- ABNT NBR 7188 (2013). Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas, Rio de Janeiro-RJ, Brasil.
- ABNT NBR 7188:1984 Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre. Rio de Janeiro, 1984.
- Alawneh, M. (2013) Curved Precast Prestressed Concrete Girder Bridges. Ph.D. Dissertation, University of Nebraska, Lincoln, Nebraska, August 2013, 359 pp.
- Albajet, H. M. O. (1999). "Behavior of horizontally curved bridges under static load and dynamic load from earthquakes." PhD thesis, Illinois Institute of Technology, Chicago
- Al-Hashimy, M. (2005) Load Distribution in Curved Concrete Slab-on-Steel I-Girder Bridges. M.A.Sc Thesis, Civil Engineering Department, Ryerson University, Ontario, Canada.
- Araujo, M. (2004). "LaDOTD Diaphragms Influence on the Load Distribution Factors for Moment in a Prestressed Concrete Bridge." Louisiana State University, Department of Civil and Environmental Engineering, Bridge Engineering Final Project.

Araujo, M. C. et al. 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 de elementos finitos sólidos. 1º Encontro Nacional de Pesquisa-Projeto-Produção em Concreto Pré-moldado. 12 p. São Carlos, 2005.

Argan, G.C. Arte Moderna: Do Iluminismo aos Movimentos Contemporâneos. São Paulo: Companhia das Letras, 1999.

Azevedo, A. F. M. (2003). Método dos Elementos Finitos, 1ª Edição, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto-Portugal.

Bapat A.V., Influence of bridge parameters on finite element modeling of slab on girder bridges, The Virginia Polytechnic Institute and State University, blacksburg, VA, EUA.

Barbosa, R.L. (1997) Pontes Curvas Unicelulares em Regime Elástico. Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica da USP, Universidade de São Paulo, São Paulo, 167 p.

Barker, R.M.; Puckett, J.A. (2014) Design of Highway Bridges: An LRFD Approach, John Wiley & Sons, 3ª ed, Hoboken, New Jersey.

Barr, P.J., Eberhard, M.O., and Stanton, J.F. (2007). "Live-Load Distribution Factors in Prestressed Concrete Girder Bridges." Journal of Bridge Engineering, Vol. 6, No. 5, September/October, pp 298-306.

Barr, P. J; Yanadori, M, N; Halling, M, W; M; and Womack, K, C. (2007), Live-Load Analysis of a Curved I-Girder Bridge, AISC Engineering Journal, AISC.

Blog Engenharia Civil.com. Nó Rodoferroviário Judge Harry Pregerson em Los Angeles. Disponível em <<https://www.engenhariacivil.com/no-rodoferroviario-judge-harry-pregerson>> e acessado em 25/02/2018.

Brockenbrough, R.L. (1986): Distribution Factors for Curved I-Girder Bridges. Journal of Structural Engineering, vol. 112, n. 10, p. 2200-2215.

Buchaim, R. Estado Limite Último - Torção Simples e Torção Combinada. CTU – Departamento de Estruturas. UEL, Londrina, 2005. Disponível em: <http://www.uel.br/ctu/dtru/DISCIPLINAS/3tru024/3tru024.html>

Cai, S.C.S & Avent, R.R (2008), Assessing the Needs for Intermediate Diaphragms in Prestressed Concrete Bridges, Louisiana State University, Baton Rouge, LA United States

Caltrans, (2019). CTBRIDGE, Caltrans Bridge Analysis and Design v. 1.6.1, California Department of Transportation, Sacramento, CA.

Cavalcante, G.H.F. (2016) 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, Maceió, 309 p.

Chan, T.H.T. and Chan, J.H.F (1999). "The Use of Eccentric Beam Elements in the Analysis of Slab-on-Girder Bridges." *Structural Engineering and Mechanics*, Vol. 8, No. 1, pp 85-102.

Chandolu, A. Assessing the Needs for Intermediate Diaphragms in Prestressed Concrete Girder Bridges. 2003.

Chavel, B. W. and Earls, C. J. (2006). "Construction of a horizontally curved steel I-girder bridge. part I: erection sequence." *Journal of Bridge Engineering*, 11(1), pp. 81–90.

Chen, W. F., and Duan, L. (2010). *Bridge Engineering Handbook*, 2nd Edition, CRC Press, Boca Raton, FL.

Cheung, M. S., Jategaonkar, R., and Jaeger, L. G. (1986) "Effects of IDs in distributing live load in beam-and-slab bridges." *Can. J. Civ. Engrg.*, Ottawa, Canada, 13(8), 278-292

Cho, D.; Park, S.; Hong, S. (2014): Evaluation of Girder Distribution Factor in PSC Girder Bridge with Curved Concrete Slab Based on AASHTO Specifications. *Arab Journal of Science Engineering*, vol. 39, p. 7635-7646.

Chong, J.M.J. (2012), *Construction Engineering of Steel Tub-Girder Bridge Systems for Skew Effects*. PhD Dissertation. School of Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology, Atlanta, 276 p.

Chung, W. and Sotelino, E.D. (2006). "Nonlinear Finite Element Analysis of Composite Steel Girder Bridges." *ASCE Journal of Structural Engineering*, October issue, in-press.

Chust, R.C. (2007): *Notas de Aula do Curso De Pontes, Disciplina optativa do curso de Engenharia Civil DECiv-UFSCar, Universidade Federal de São Carlos, SP, Brasil.*

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE – CNT (2017). Relatório Gerencial. Brasília: CNT: SEST/SENAT. Disponível em: http://www.nova381.org.br/site/arquivos/pesquisa_cnt_2017.pdf Acesso em: 10 de julho de 2018.

CSI Reference Manual (2015) *CSI Analysis Reference Manual 2016 for SAP2000, ETABS, SAFE, CSiBridge and SAPFire*. Berkeley, Califórnia, EUA.

DENATRAN (2016) *Relatório da frota de veículos, por tipo e com placa, segundo as Grandes Regiões e Unidades da Federação, dezembro 2016, Brasília, Brasil.*

DeSantiago, E., Mohammadi, J., & Albaijat, H. M. (2005). Analysis of horizontally curved bridges using simple finite-element models. *Practice Periodical on Structural Design and Construction*, 10(1), 18-21.

Dupré, Judith. *Puentes, la historia de los puentes más famosos e importantes Del mundo*. Alemanha: Konemann, 2000.

El debs M.K.; Takeya, T. *Introdução às pontes de concreto*. Texto provisório de apoio à disciplina de pontes. SET 412. (Apostila). São Carlos. 2010.

El debs, M. K. *Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações*. São Carlos: EESC-USP, 2000.

Fatemi, S.J.; Mohamed Ali, M.S.; Sheikh, A.H. (2016): Load distribution for composite steel-concrete horizontally curved box girder bridge. *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 116, p. 19-28.

Fiechtl, A.L.; Fenves, G.L.; Frank, K.H. (1987): *Approximate Analysis of Horizontally Curved Girder Bridges*. US Department of Transportation, Federal Highway Administration, Research Report 360-2F, Austin, Texas.

Fontes, F.F & Pinheiro, L.M. (2009). *Análise de um edifício por vários modelos estruturais*. Anais do VI Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto, São Paulo-SP, Brasil

Fu, C. C.; Wang, S. (2015) *Computational Analysis and Design of Bridge Structures*, 1^a ed, CRC Press, Boca Raton, Flórida.

Grubb, M.A. (1984): *Horizontally Curved I-Girder Bridge Analysis: V-Load Method*. *Transportation Research Record*, v. 982, p.26-36.

H. Westergaard,(1930) "Computation of stresses in bridge slabs due to wheel loads", *Public Roads*, 2(1), 1-23 (1930);

Hall, D. H., and Yoo, C. H. (1998); *Recommended specifications for steel curvedgirder bridges*. Appendix D of the final report submitted to National Cooperative Highway Research ProAbstracts gram, Project 12-38, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., December.

Hambly, E.C. (1991) *Bridge Deck Behavior*, 2^a ed, CRC Press, Boca Raton, Flórida.

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

Hays, C. O., Jr., Sessions, L. M., and Berry, A. J. (1986). "Further studies on lateral load distribution using finite element methods." *Transp. Res. Record 1072*, Transportation Research Board, Washington, D.C., 6-14.

Jovem T.P. et al. *Análise Comparativa da Distribuição de Carga em Pontes Hiperestáticas de Concreto Armado com Múltiplas Longarinas Por Meio de Modelos Analíticos Clássicos e do Método dos Elementos Finitos*. Rio de Janeiro, 2016.

Judice, F. M. S. et al, (2008). *Avaliação da distribuição transversal de cargas em tabuleiros de pontes sem transversinas internas*. 50º Congresso Brasileiro de Concreto. 16 p. Salvador, 2008.

Khalafalla, I.E (2009) *Curvature Limitations in Bridge Codes*. M.A.Sc. Thesis. Ryerson University, Toronto, Ontario, Canadá, 210 p.

Kim, S. J.; Kim, J. H. J.; Yi, S. T.; Noor, N. B. M.; Kim, S.C. (2016): *Structural Performance Evaluation of a Precast PSC Curved Girder Bridge Constructed Using Multi-Tasking Formwork*. *International Journal of Concrete Structures and Materials*, vol. 10, n. 3, p. S1-S17.

Kim, W.S.; Laman, J.A.; Linzell, D.G. (2007): *Live Load Radial Moment Distribution for Horizontally Curved Bridges*. *Journal of Bridge Engineering*, vol. 12, n. 6, p. 727-736.

Leonhardt, F. (1979) *Construções de Concreto – Volume VI: Princípios Básico da Construção de Pontes de Concreto*, Editora Interciência, São Paulo, 1ª ed.

Lin, W.; Yoda,T. (2010): *Analysis, Design and Construction of Curved Composite Girder Bridges: State-of-the-Art*. *International Journal of Steel Structures*, vol. 10, n. 3, p. 207-220.

Lin, W.; Yoda,T. (2010): *Analysis, Design and Construction of Curved Composite Girder Bridges: State-of-the-Art*. *International Journal of Steel Structures*, vol. 10, n. 3, p. 207-220.

Logan, D.L. (2002) *A first course in finite element (3rd Edition)*

Logan, D.L. (2006) *A first course in finite element (5rd Edition)*

Lopes, J.M; Bogéa, M; Rebello, Y. (2006). *Arquiteturas da engenharia ou engenharias da arquitetura*. São Paulo: Mandarim, 2006.

Luchi, L. A. R, (2001). *Protensão em Pontes Celulares Curvas*. São Paulo, 2001. 115 p. *Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo*.

Mabsout, M.E., Tarhini, K.M., Frederick, G.R., and Tayar, C. (1997). "Finite-Element Analysis of Steel Girder Highway Bridges." *Journal of Bridge Engineering*, Vol. 2, No. 3, August, pp 83-87.

Martins, T.F.C.S. (2012). *Pré-esforço Transversal em Vigas em Caixa Sujeitas à Torção*. Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil. Universidade da Beira Interior, Covilhã, Portugal, 182p

Mason, J. (1977) *Pontes em concreto armado e protendido*, Livros Técnicos e Científicos Editora S.A, São Paulo, 1ªed.

Menn, C. *Prestressed concrete bridges*. Berlin: Birkhäuser Verlag, 1990.

Monzon, E.V.; Itani, A.M.; Reno, M.L. (2014) *Horizontally Curved Girder Bridges*.

Chen, W. & Duan, L. *Bridge Engineering Handbook*, CRC Press, Boca Raton, 2ed, p.259-280.

Mota, J.E.; Mota, M.C.; Mota, H.C. (2016): *Aspectos da concepção e do projeto de dois novos viadutos em Fortaleza*. Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas, Rio de Janeiro, CD-ROM.

Nakai, H.; Yoo, C.H. (1988) *Analysis and design of horizontally curved steel bridges*, McGraw-Hill, New York.

Nevling, D.; Linzell, D.; Laman, J. (2006): *Examination of Level of Analysis Accuracy for Curved I-Girder Bridges through Comparisons to Field Data*. *Journal of Bridge Engineering*, vol. 11, n. 2, p. 160-168.

Newmark, N.M. (1948) *Design of I-Beam Bridges*. *Journal of Structural Division*, vol. 74, n. 1, p. 30-305.

Nogueira, B. L. N. (2003); *Ponte transpondo o rio Jaguaribe*. João Pessoa, 2003. Trabalho de Diplomação (Graduação em Arquitetura e Urbanismo) – Centro de Tecnologia/ Universidade Federal da Paraíba.

Oliveira, G.C (1999). *Pontes, para que?* João Pessoa, 1999. Trabalho de Diplomação (Graduação em Arquitetura e Urbanismo) – Centro de Tecnologia/ Universidade Federal da Paraíba.

Park, R.; Gamble, W.L. (1980). *Reinforced Concrete Slabs*. New York, John Wiley & Sons.

Pfeil, W. (1979) *Pontes em concreto armado: Elementos de projeto, Solicitações e Superestrutura*, 4ª ed, Livros Técnicos e Científicos, Rio de Janeiro.

Pfeil, W. (1983) Pontes em concreto armado: Elementos de projeto, Solicitações e Superestrutura, 5ª ed, Livros Técnicos e Científicos, Rio de Janeiro.

Pinho, F. O & Bellei, I.H, (2007). Pontes e viadutos em vigas mistas. Rio de Janeiro: IBS/CBCA, 2007.

Priestley J. M. N., Seible F. and Calvi G. M. (1996) Seismic Design and Retrofit of Bridges. Wiley Interscience, New York.

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

Rebouças, A.S; Silva Filho,J,N; Ribeiro,V,A. (2017): Análise da influência da curvatura na distribuição de momento fletor devido à carga móvel em pontes curvas de concreto armado. Ibero-Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering, Florianopolis-SC.

Samaan, M.; Sennah, K.; Kennedy, J.B. (2002): Positioning of bearings for curved continuous spread-box girder bridges. Canadian Journal of Civil Engineering, vol. 29, p. 641-652.

Sánchez Filho, E. S (1988). Análise do Comportamento Mecânico das Peças de Seção Transversal Plena de Concreto Armado Sujeitas à Torção de Saint-Venant. Encarte Técnico da Revista Construção. São Paulo, p.11-14. 1988.

Schlune, H., & Plos, M. (2008). Bridge Assessment and Maintenance based on Finite Element Structural Models and Field Measurements. Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad Tecnológica de Chalmers, Gotemburgo, Suecia.

Sotelino, E., Liu, J., Chung, W. and Phuvoravan, K., 2004. Simplified Load Distribution Factor for Use in LRFD Design. Joint Transportation Research Program: 191.

Spornau, W. (2013). Apostila de Pontes. Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC – Florianópolis/SC. Centro Tecnológico, Departamento de Engenharia Civil. Disciplina ECV 5260 – Pontes – Notas de Aula. 2013.

Tarhini, K.M., and Frederick, G.R. (1992). "Wheel load Distribution in I-Girder Highway Bridges." Journal of Structural Engineering, Vol. 8, No. 5, May, pp1285-1295.

Tung, D; Fountain, R. (1970): Approximate Torsional Analysis of Curved Box Girders by the M/R-Method. AISC Engineering Journal, AISC, p.65-74.

Ventura, C. E., Felber, A. J., and Stiemer, S. F. (1996). "Determination of the dynamic characteristics of the Colquitz River Bridge by full-scale testing." Canadian Journal of Civil Engineering, 23(2), [d] 536-548

Wassef, J. (2004). Simplified Design Method of Curved Concrete slab-on-steel I-Girder Bridges. M.A.Sc. Thesis, Ryerson University, Toronto, Ontario.

White, D.W.; Sanchez, A.; Ozgur, C.; Chong, J.M.J. (2012) Evaluation of Analytical Methods for Construction Engineering of Curved and Skewed Steel Girder Bridges. National Cooperative Highway Research Program, Project 12-79.

Wolek, A. L., Barton, F. W., Baber, T. T., and McKeel, W. T. (1996). "Dynamic Field Testing of the Route 58 Meherrin River Bridge." United States

Zhang, H. (2002) Lateral Load Distribution for Curved Steel I-Girder Bridges. Ph.D, Dissertation, Florida International University, Miami, Florida.

Zokaie, T.; Osterkamp, T.A.; Imbsen, R.A. (1991): Distribution of Wheel Loads on Highway Bridges. National Cooperative Highway Research Program, Report 12-26.

Zureick, A.; Naqib, R. (1999): Horizontal Curved Steel I-Girders State-of-the-Art Analysis Methods. Journal of Bridge Engineering, vol. 4, n. 1, p. 38-47.

ANEXO 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.

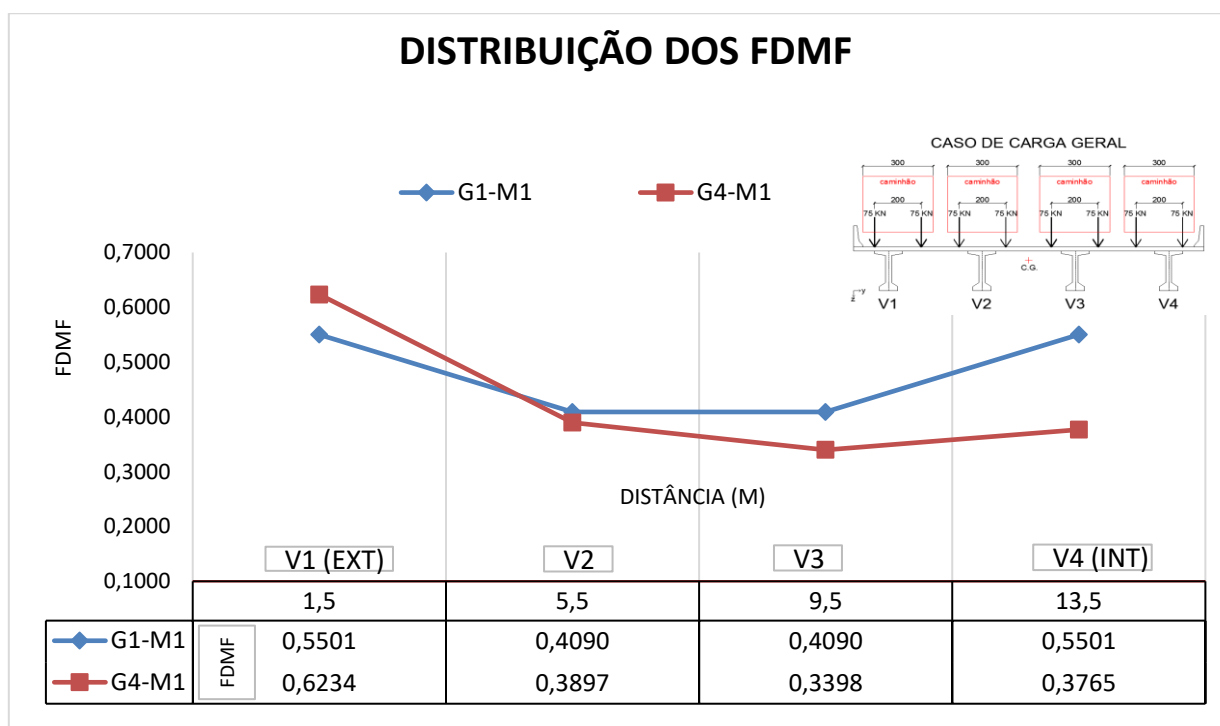


Figura A.1 – Distribuição dos FDMF para comparação entre grupos de curvatura de pontes retas versus pontes curvas com raio de 100m, para modelos com 0 TI, em sistemas pré-moldados.

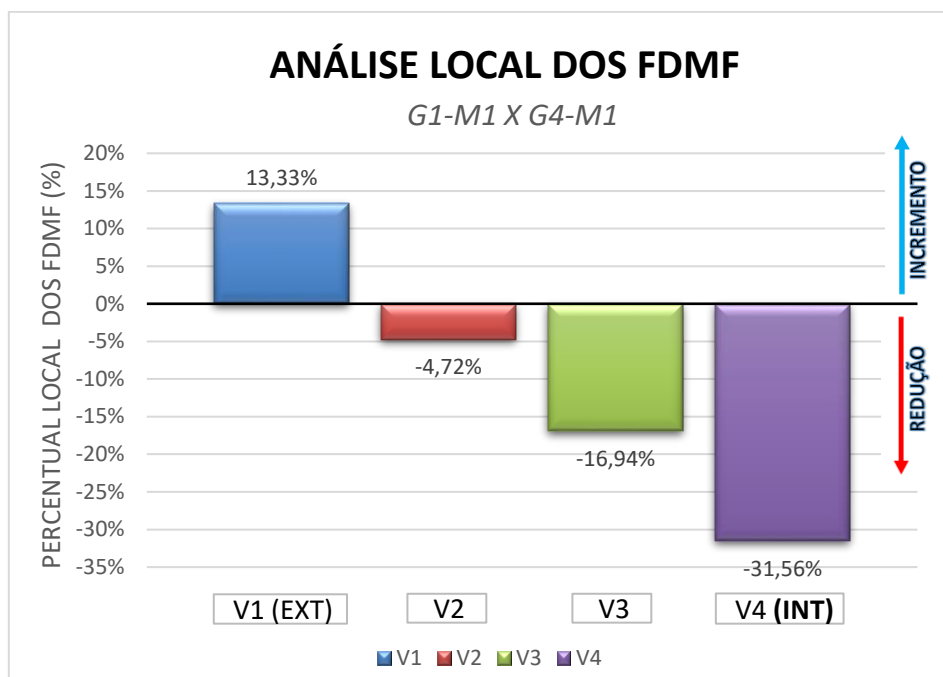


Figura A.2 – Análise local dos FDMF: Comparação entre grupos de pontes retas versus pontes curvas com raio de curvatura de 100m, para modelos com 0 TI, em sistemas pré-moldados.

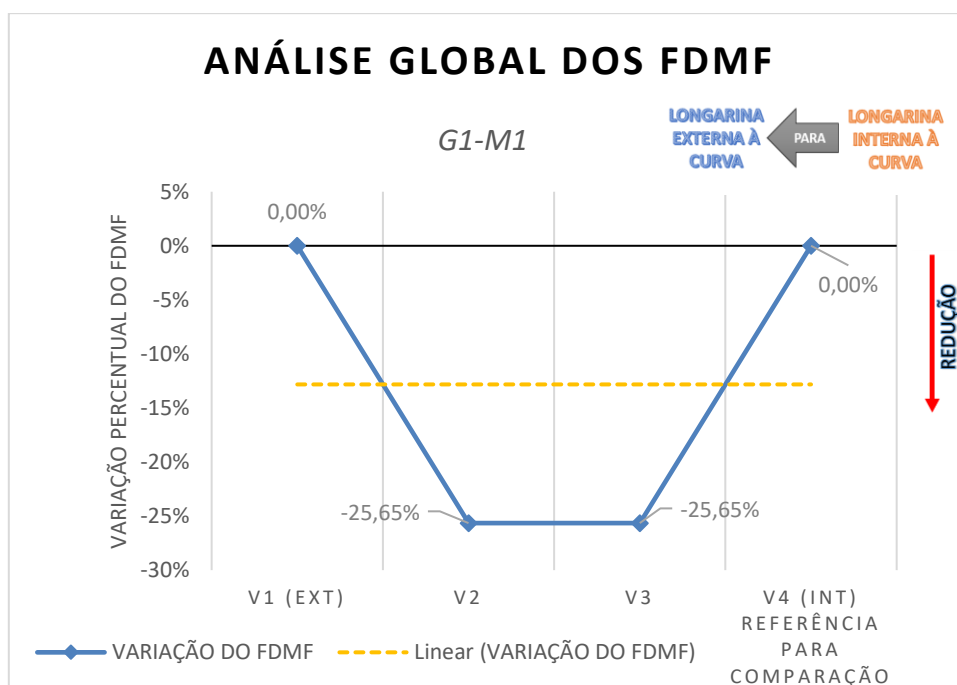


Figura A.3 – Análise global dos FDMF: Grupo de ponte reta, para modelo com 0 TI, em sistema pré-moldado.

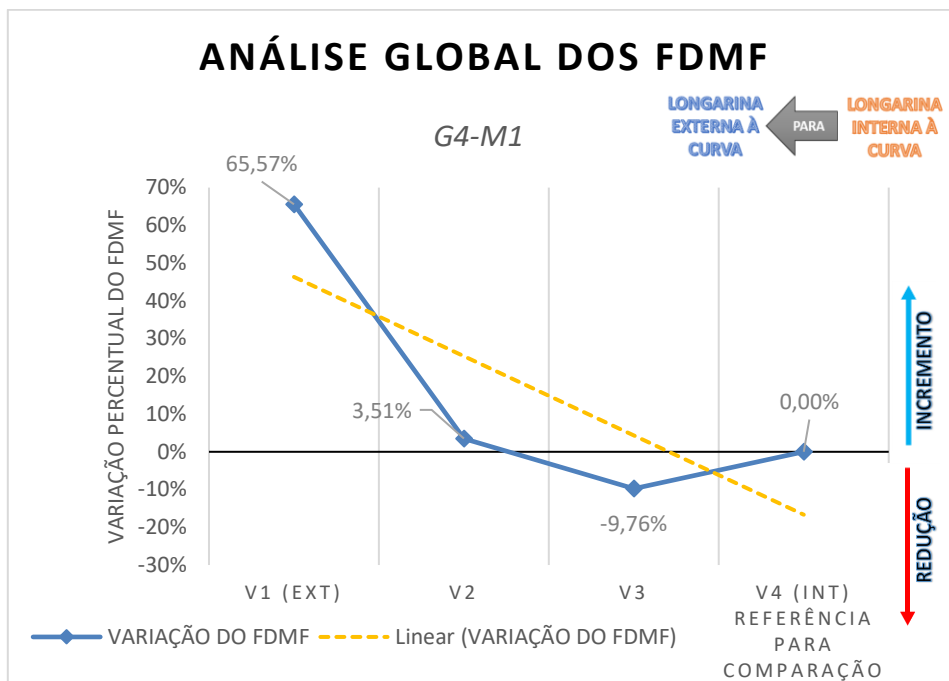


Figura A.3 – Análise global dos FDMF: Grupo de ponte com raio de curvatura de 100m, para modelos com 0 TI, em sistema pré-moldado.

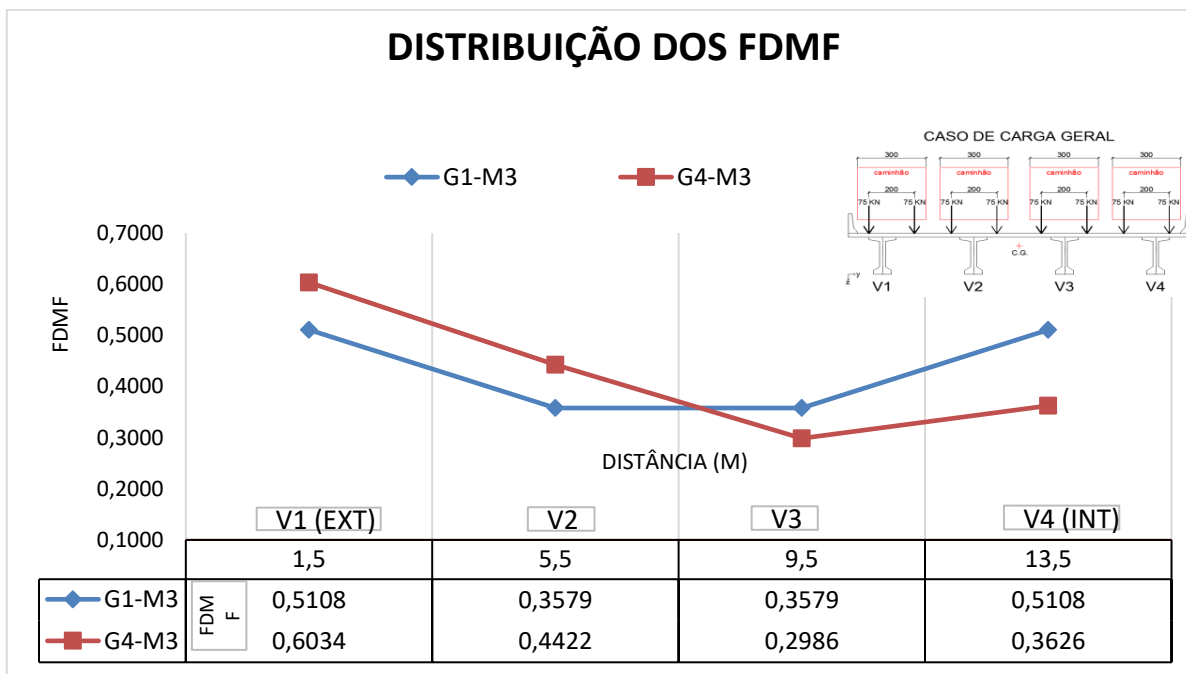


Figura A.4 – Distribuição dos FDMF para comparação entre grupos de curvatura de pontes retas versus pontes curvas com raio de 100m, para modelos com 0 TI, em sistemas pré-moldados.

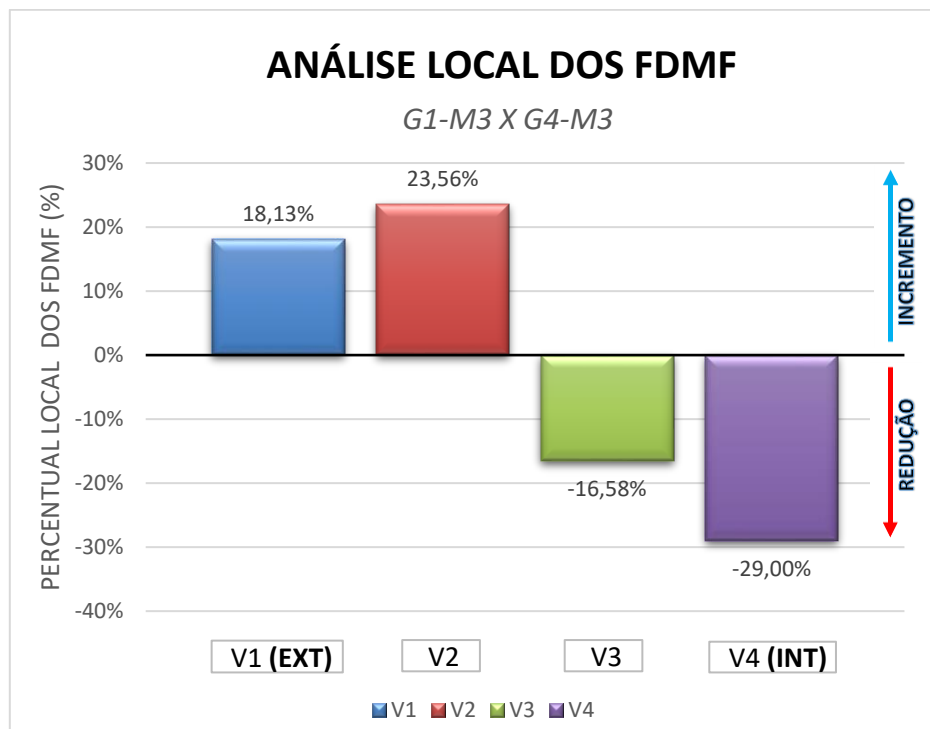


Figura A.5 – Análise local dos FDMF: Comparação entre grupos de pontes retas versus pontes curvas com raio de curvatura de 100m, para modelos com 1 TI, em sistemas pré-moldados.

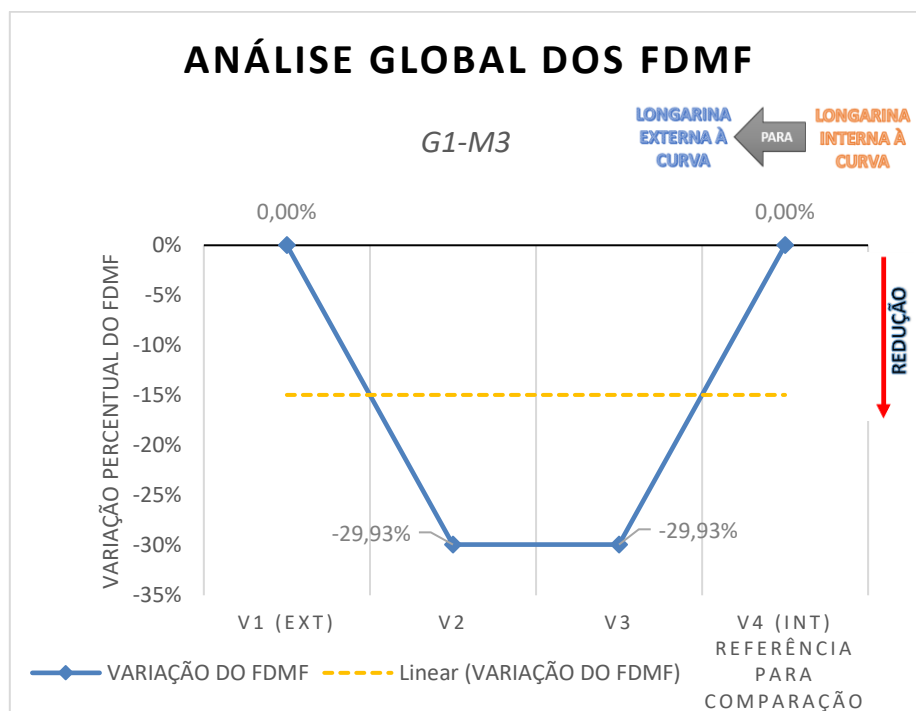


Figura A.6 – Análise global dos FDMF: Grupo de ponte reta, para modelo com 1 TI, em sistema pré-moldado.

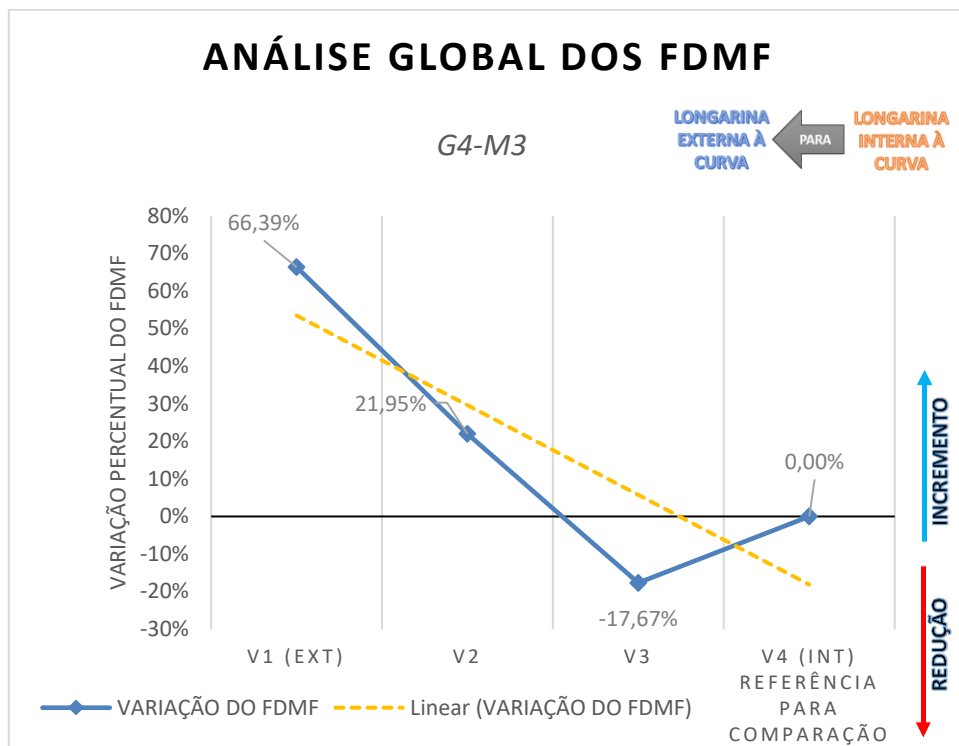


Figura A.7 – Análise global dos FDMF: Grupo de ponte com raio de curvatura de 100m, para modelos com 1 TI, em sistema pré-moldado.

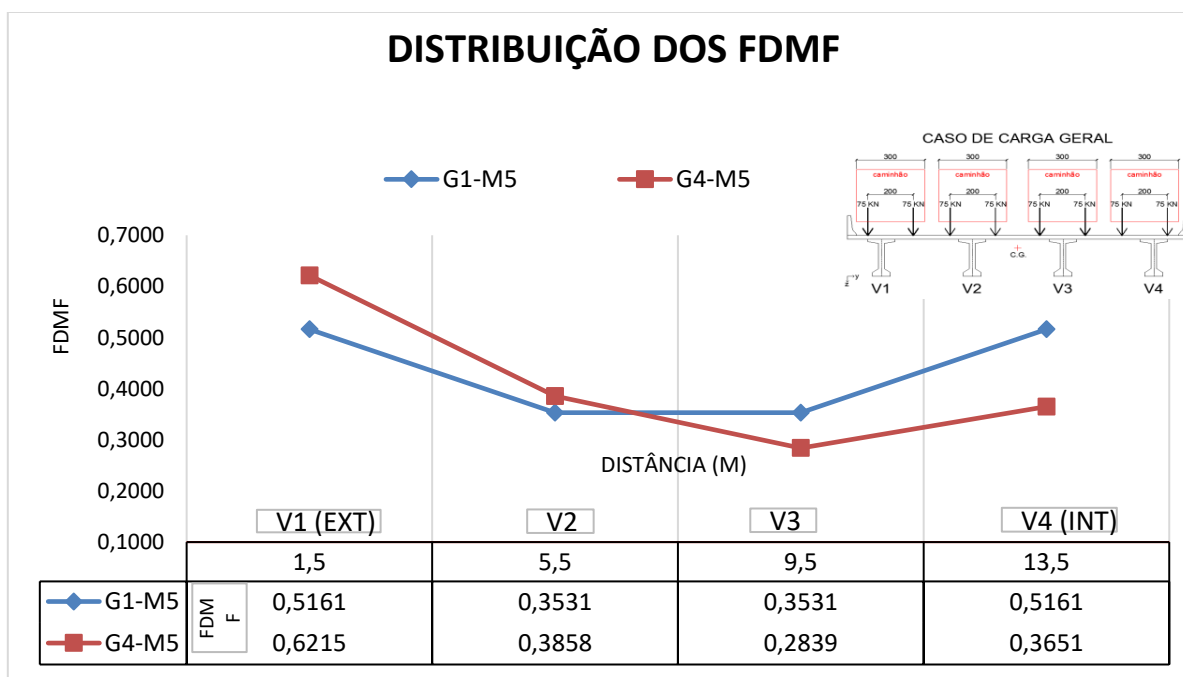


Figura A.8 – Distribuição dos FDMF para comparação entre grupos de curvatura de pontes retas versus pontes curvas com raio de 100m, para modelos com 4 TI's, em sistemas pré-moldados.

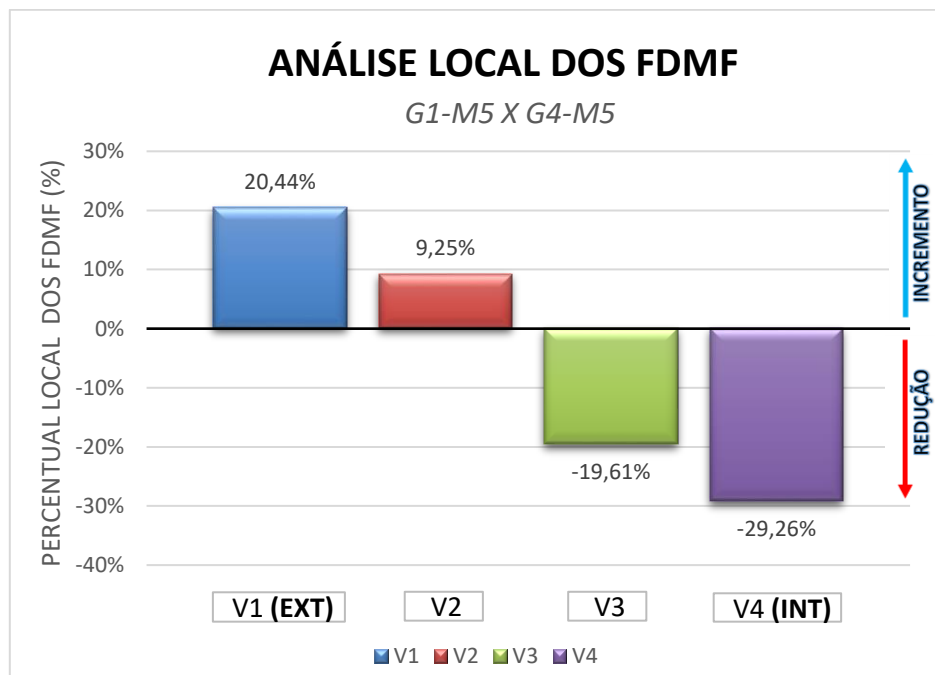


Figura A.9 – Análise local dos FDMF: Comparação entre grupos de pontes retas versus pontes curvas com raio de curvatura de 100m, para modelos com 4 TI's, em sistemas pré-moldados.

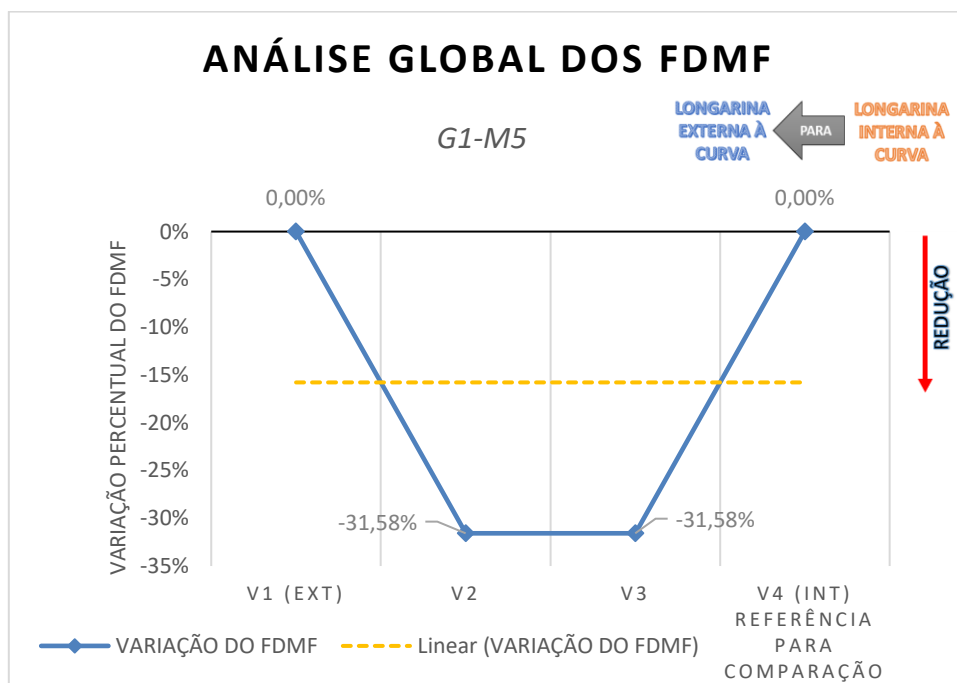


Figura A.10 – Análise global dos FDMF: Grupo de ponte reta, para modelo com 4 TI's, em sistema pré-moldado.

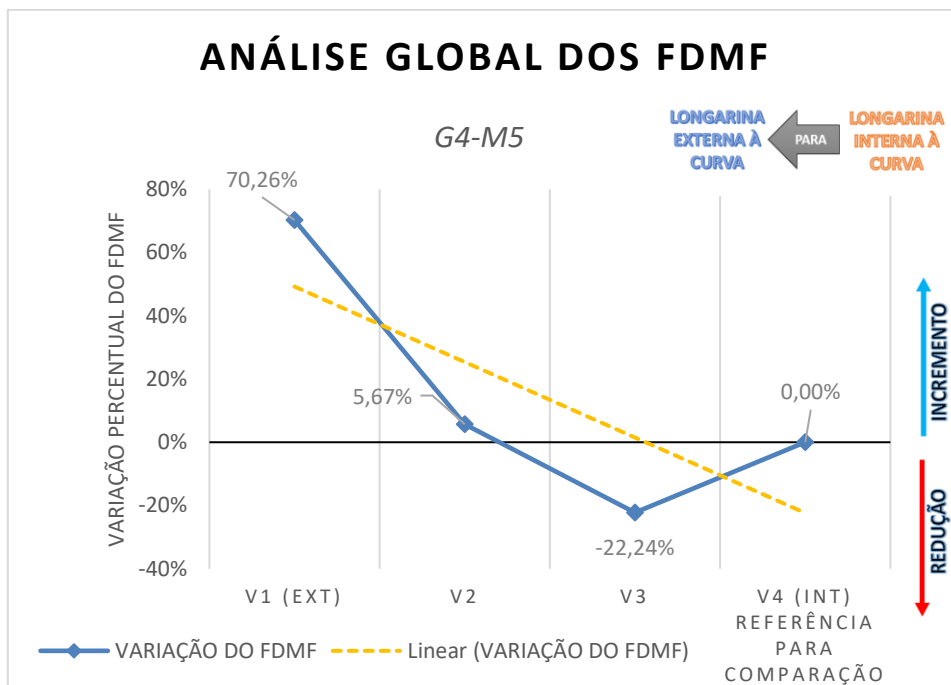


Figura A.11 – Análise global dos FDMF: Grupo de ponte com raio de curvatura de 100 m, para modelo com 4 TI's, em sistema pré-moldado.

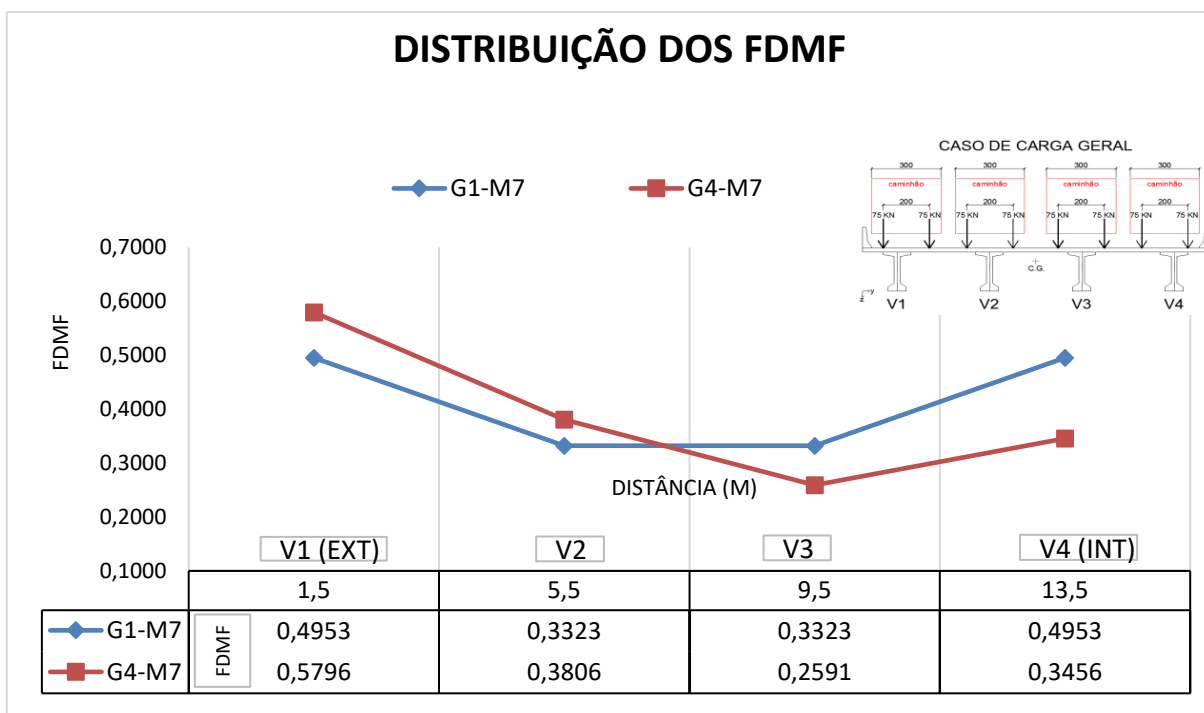


Figura A.12 – Distribuição dos FDMF para comparação entre grupos de curvatura de pontes retas versus pontes curvas com raio de 100m, para modelos com 11 TI's, em sistema pré-moldados.

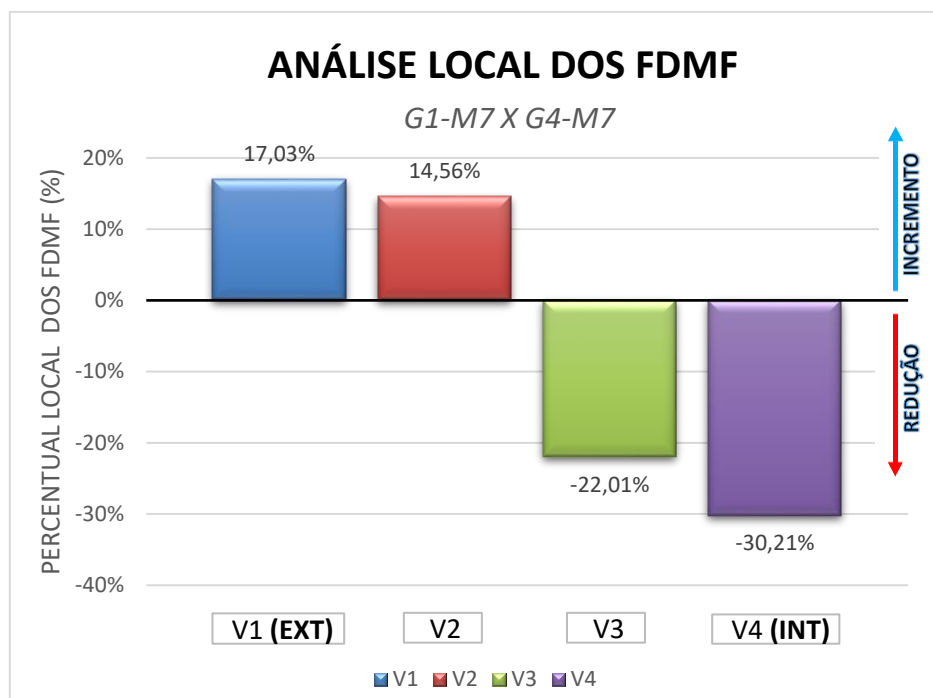


Figura A.13 – Análise local dos FDMF: Comparação entre grupos de pontes retas versus pontes curvas com raio de curvatura de 100m, para modelos com 11 TI's, em sistema pré-moldados.

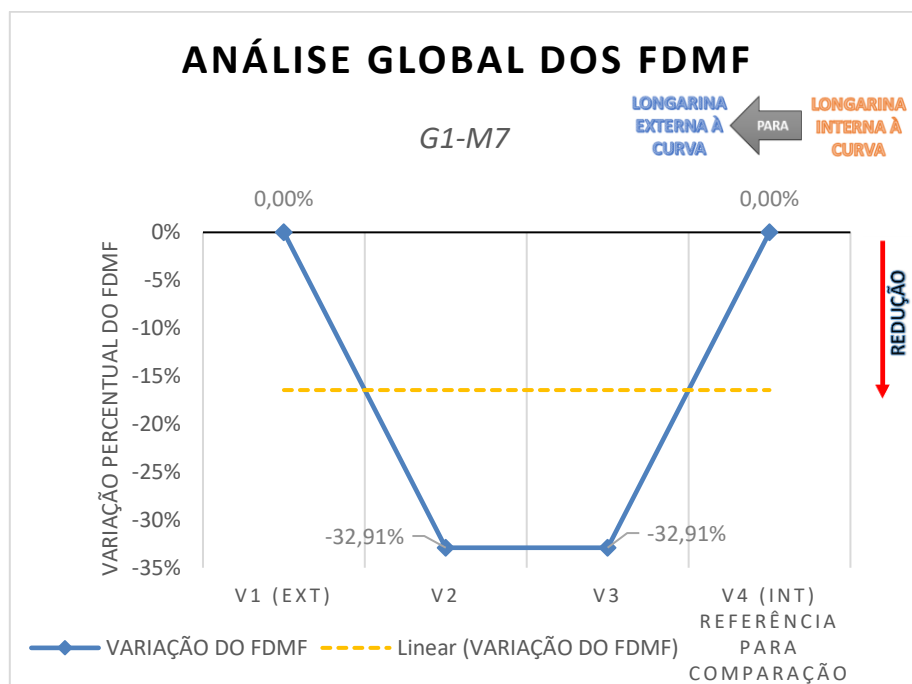


Figura A.14 – Análise global dos FDMF: Grupo de ponte reta, para modelo com 11 TI's, em sistema pré-moldado.

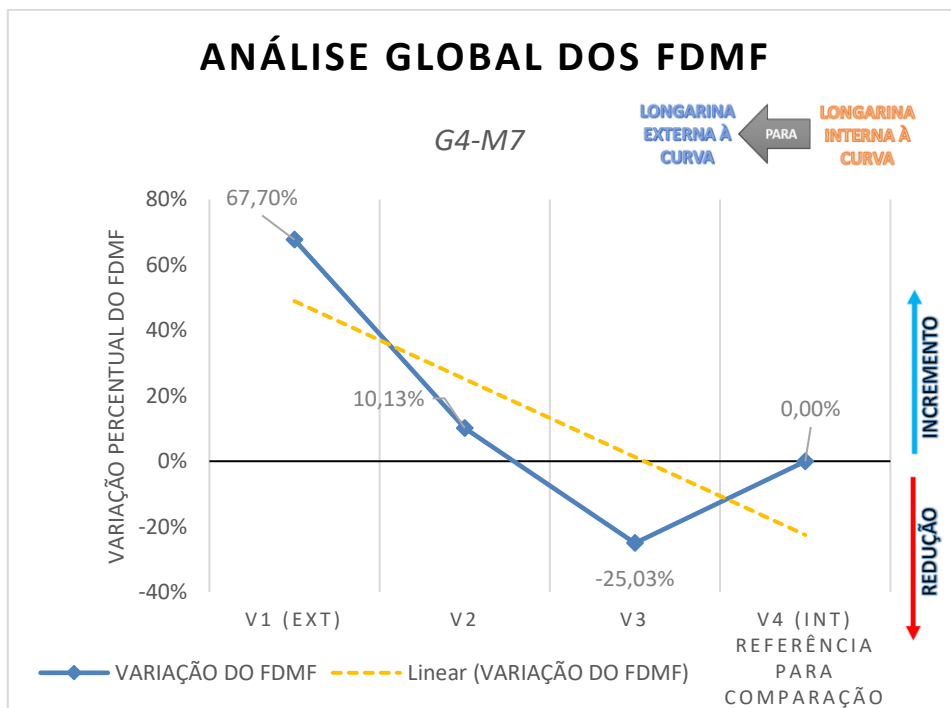


Figura A.15 – Análise global dos FDMF: Grupo de ponte com raio de curvatura de 100 m, para modelo com 11 TI's, em sistema pré-moldado.

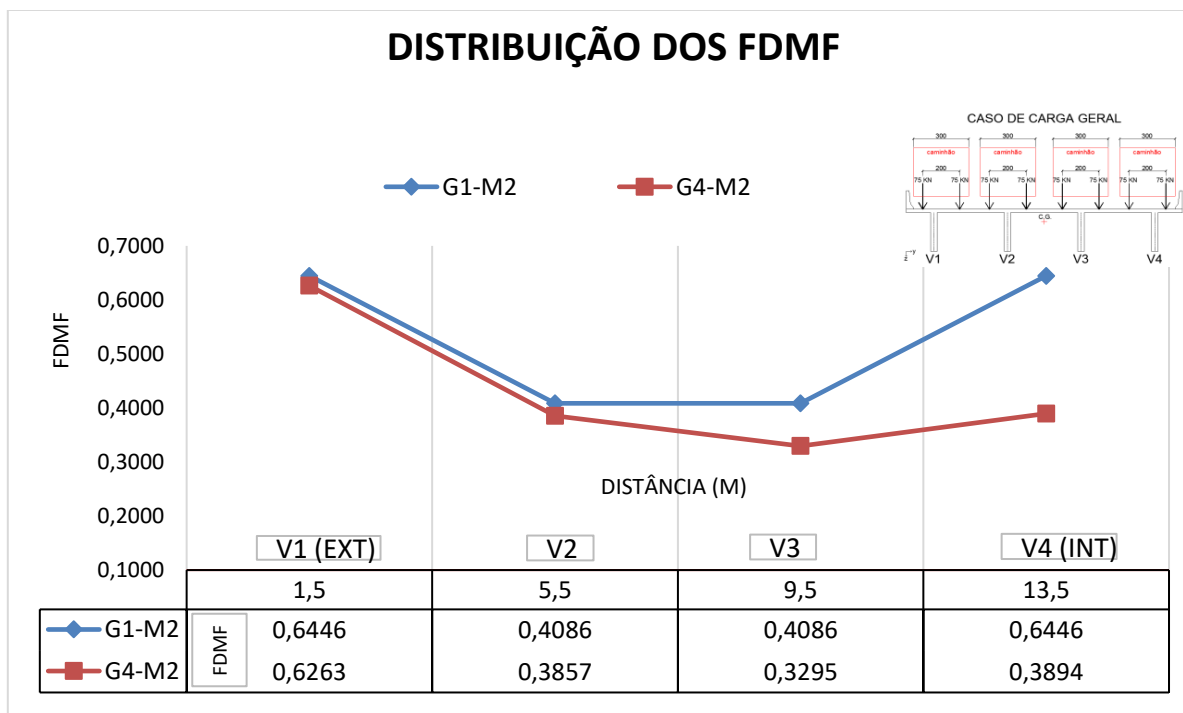


Figura A.16 – Distribuição dos FDMF para comparação entre grupos de curvatura de pontes retas versus pontes curvas com raio de 100m, para modelos com 0 TI, em sistema moldado *in loco*.

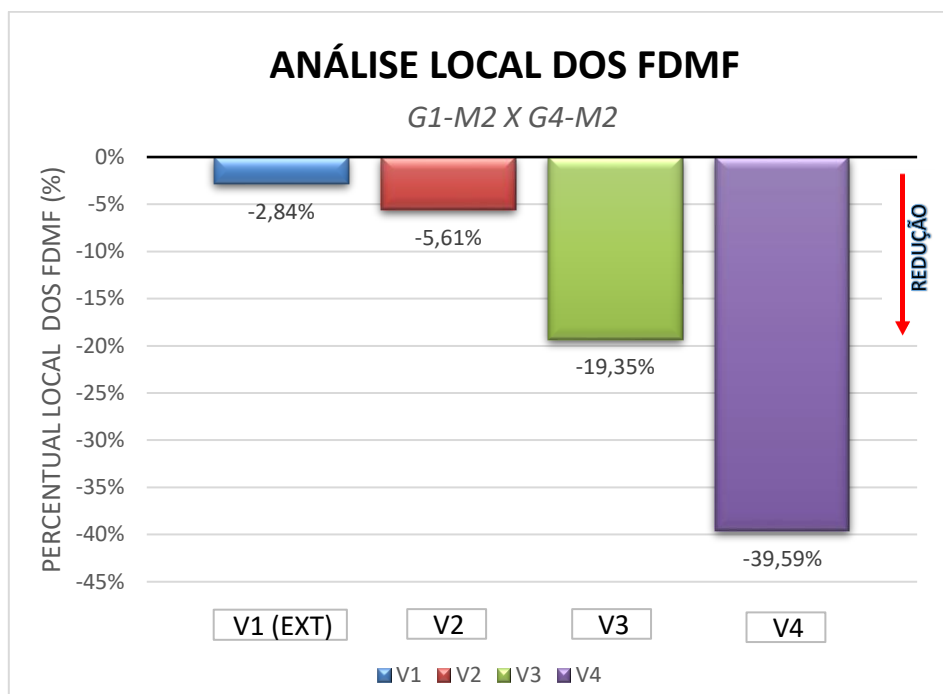


Figura A.17 – Análise local dos FDMF: Comparação entre grupos de pontes retas versus pontes curvas com raio de curvatura de 100m, para modelos com 0 TI, em sistemas moldado *in loco*.

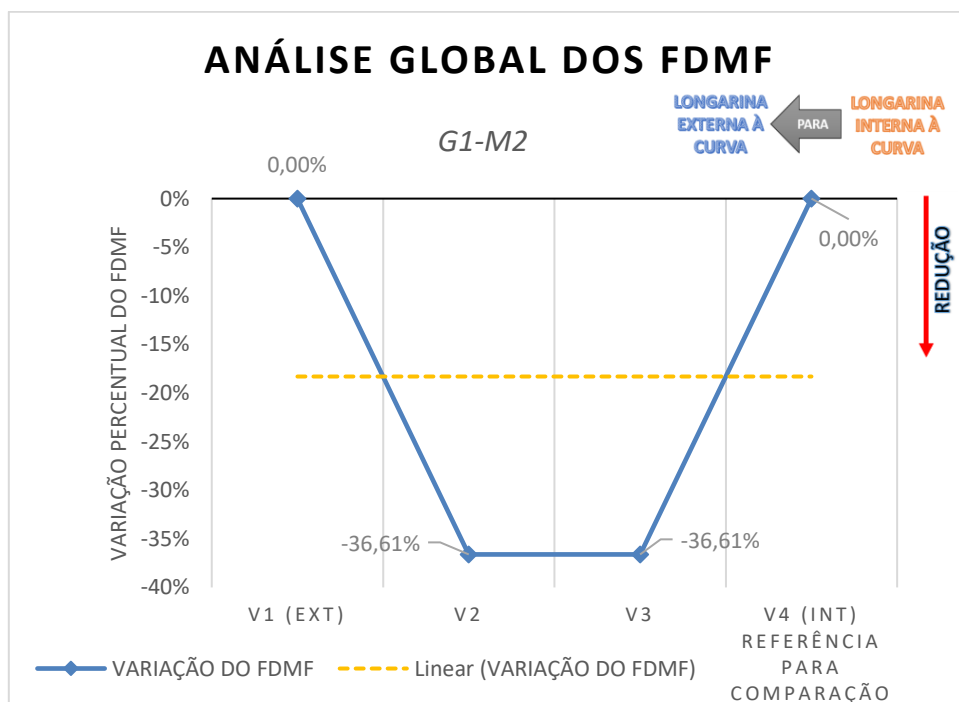


Figura A.18 – Análise global dos FDMF: Grupo de ponte reta, para modelo com 0 TI, em sistema moldado *in loco*.

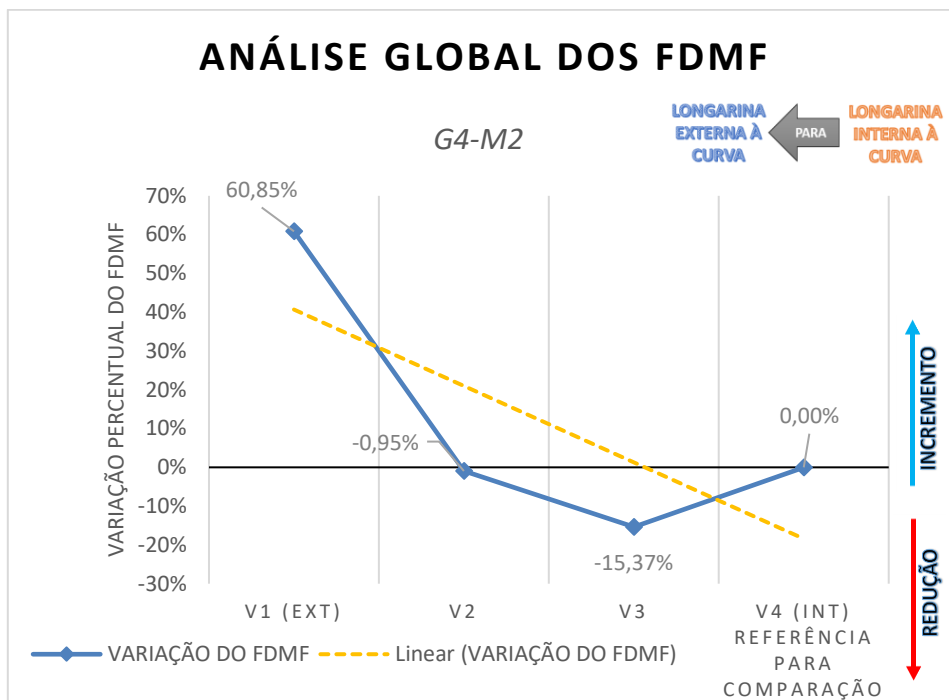


Figura A.19 – Análise global dos FDMF: Grupo de ponte com raio de curvatura de 100 m, para modelo com 0 TI, em sistema moldado *in loco*.

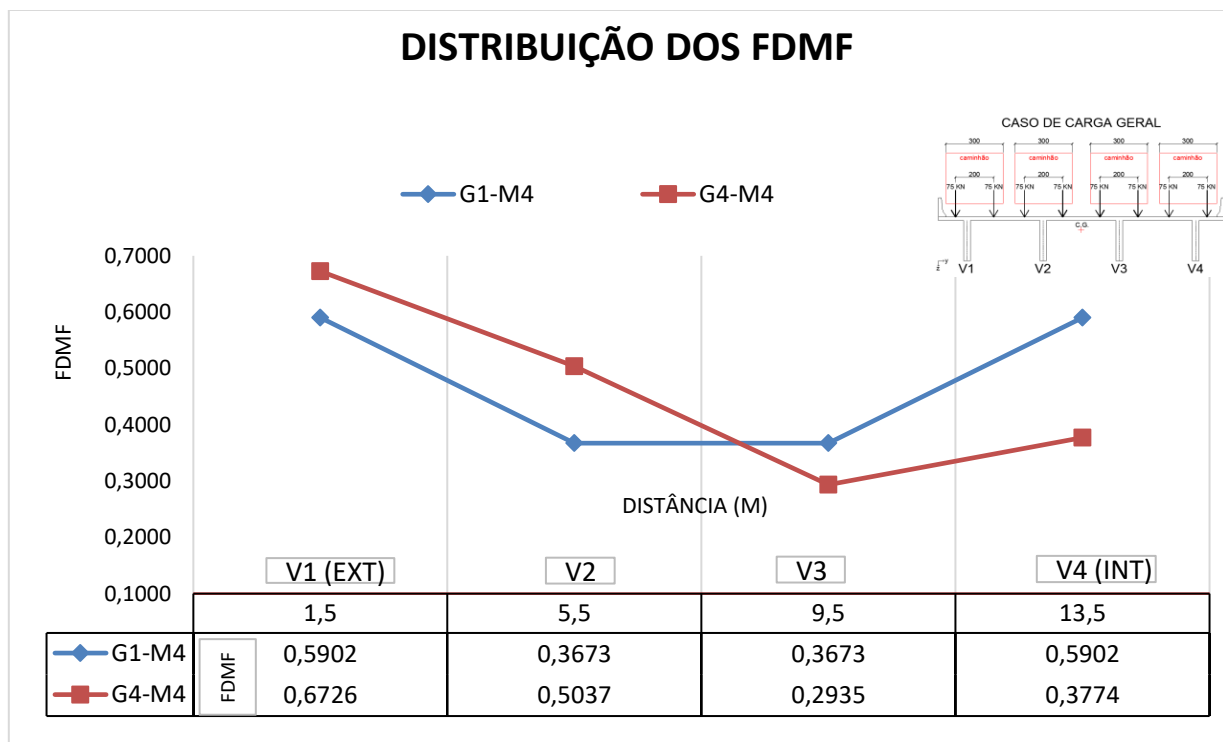


Figura A.20 – Distribuição dos FDMF para comparação entre grupos de curvatura de pontes retas versus pontes curvas com raio de 100m, para modelos com 1 TI, em sistemas moldado *in loco*.

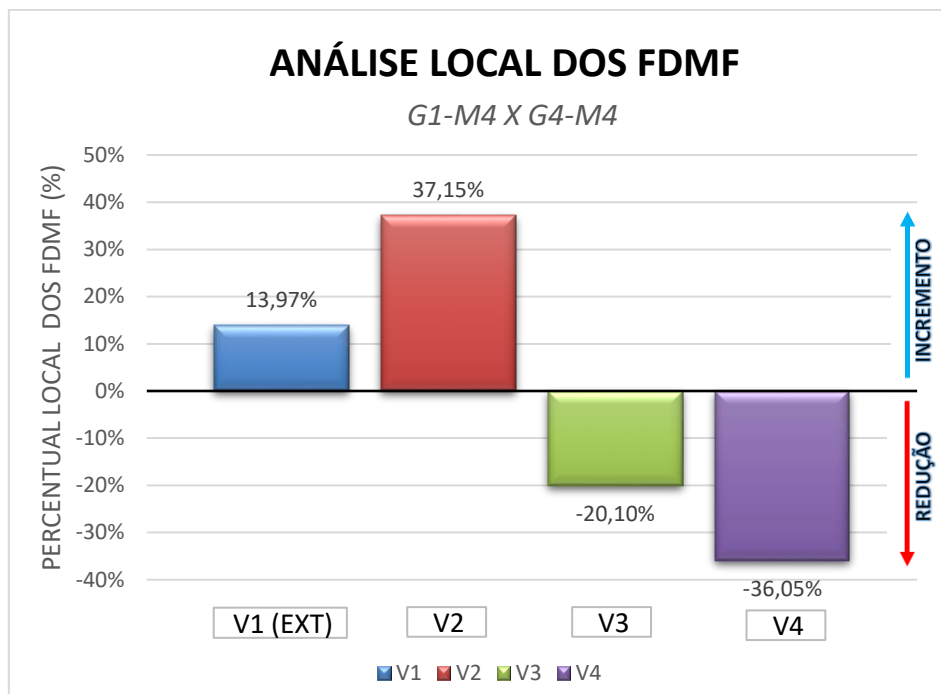


Figura A.21 – Análise local dos FDMF: Comparação entre grupos de pontes retas versus pontes curvas com raio de curvatura de 100m, para modelos com 1 TI, em sistemas moldado *in loco*.

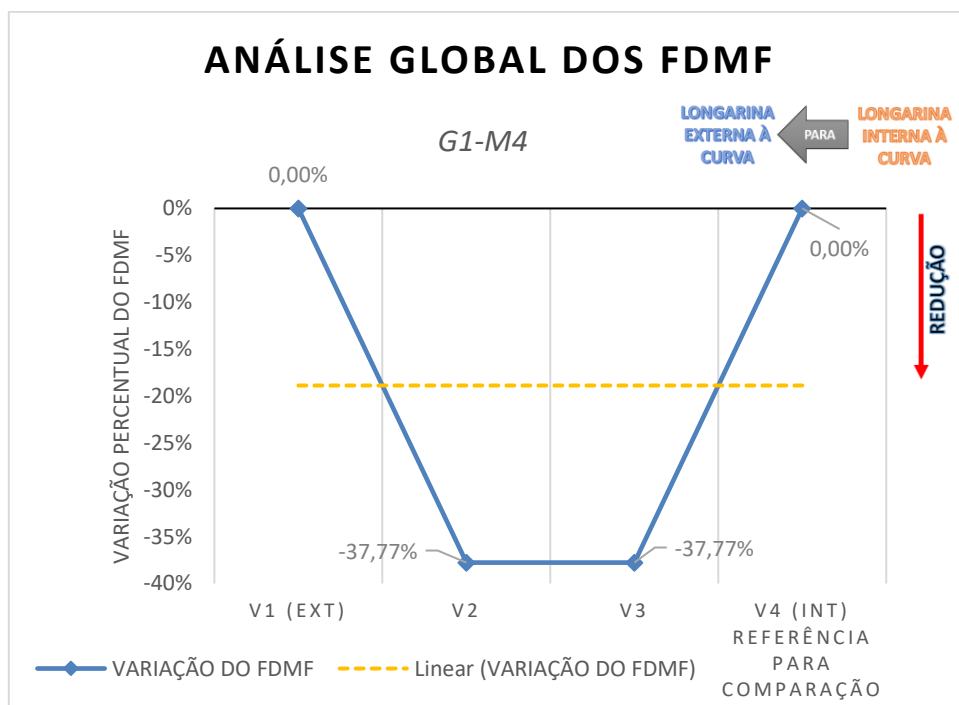


Figura A.22 – Análise global dos FDMF: Grupo de ponte reta, para modelo com 1 TI, em sistema moldado *in loco*.

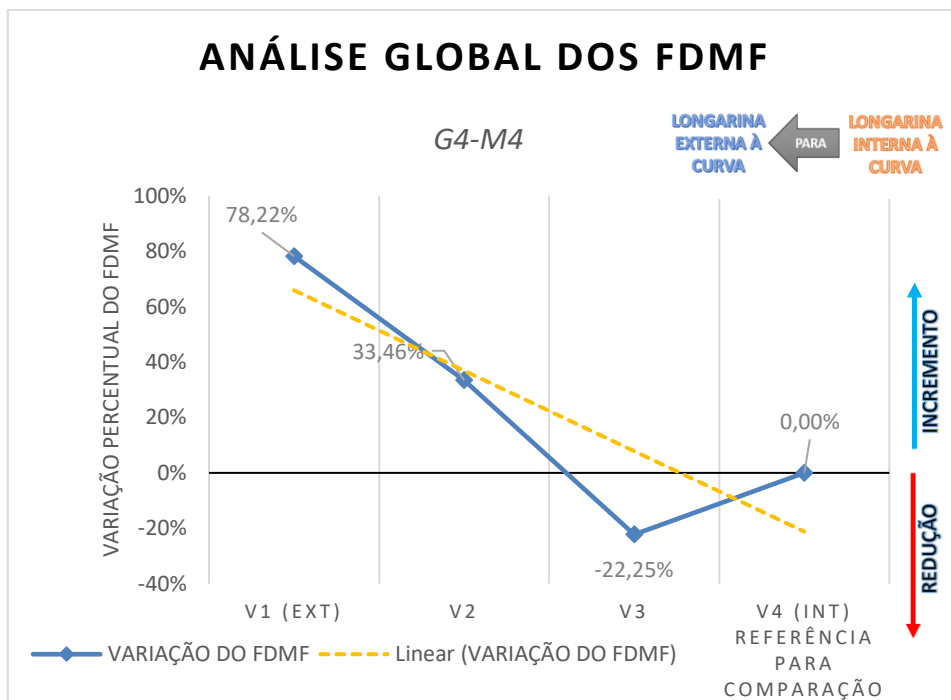


Figura A.23 – Análise global dos FDMF: Grupo de ponte com raio de curvatura de 100 m, para modelo com 1 TI, em sistema moldado *in loco*.

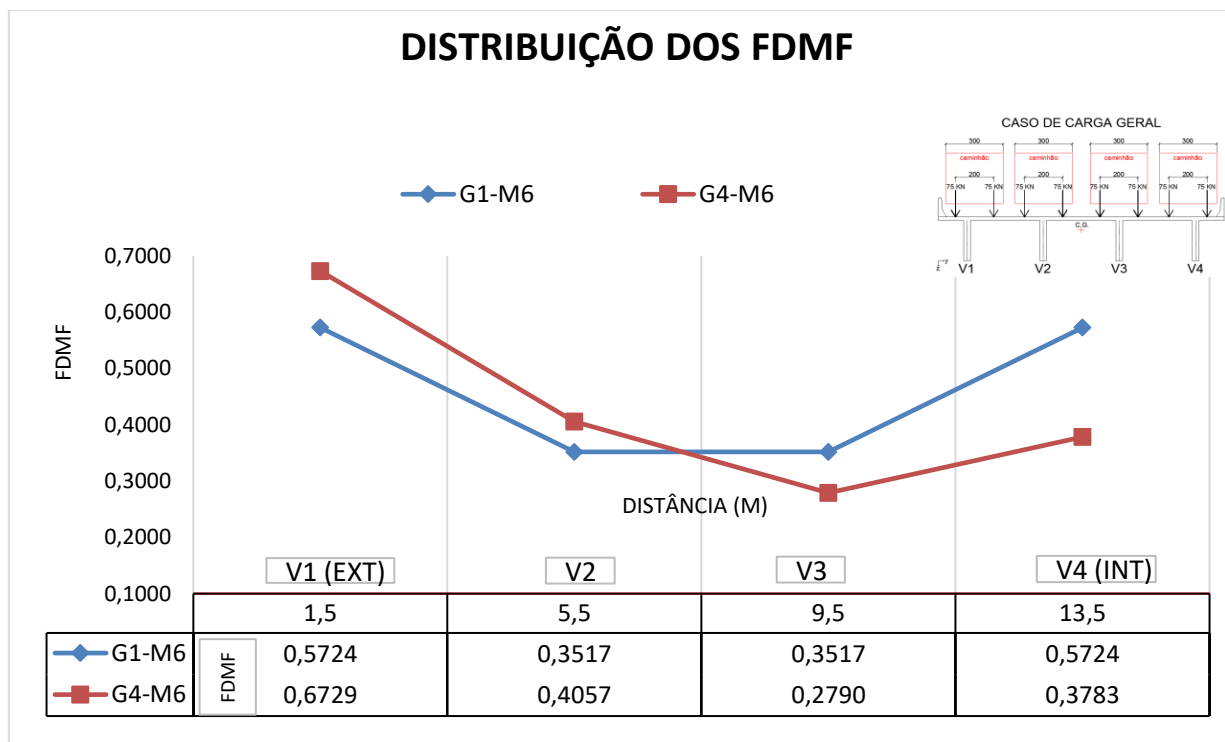


Figura A.24 – Distribuição dos FDMF para comparação entre grupos de curvatura de pontes retas versus pontes curvas com raio de 100m, para modelos com 4 TI's, em sistemas moldado *in loco*.

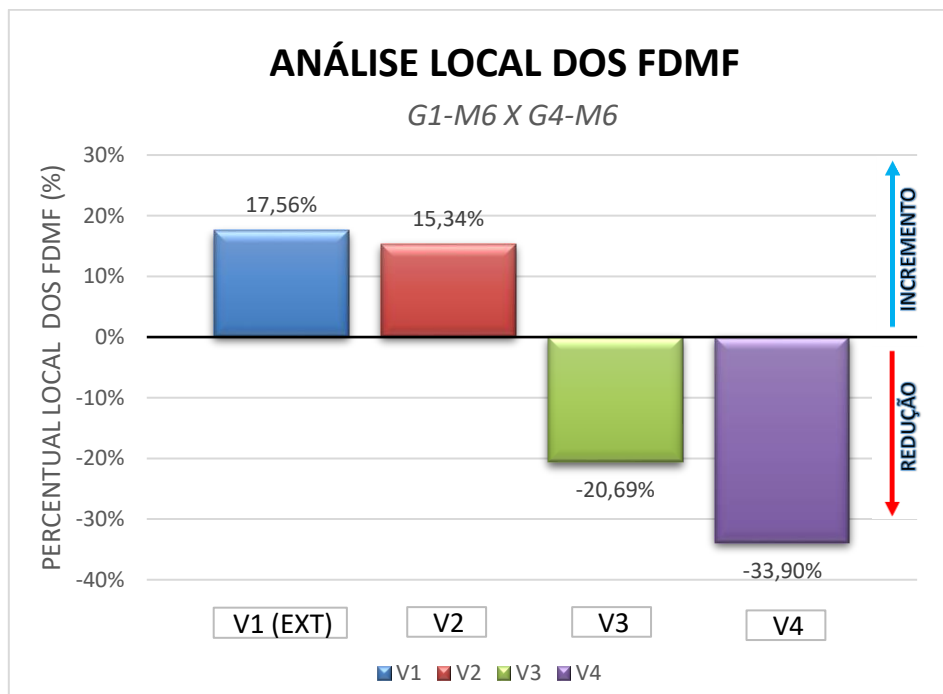


Figura A.25 – Análise local dos FDMF: Comparação entre grupos de pontes retas versus pontes curvas com raio de curvatura de 100m, para modelos com 4 TI's, em sistemas moldado *in loco*.

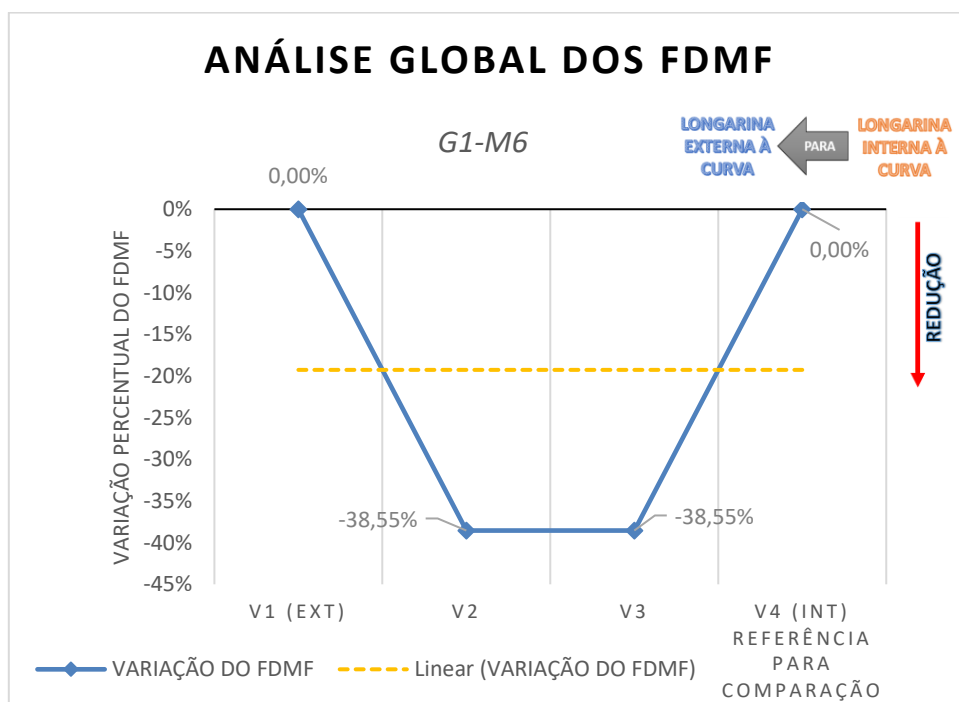


Figura A.26 – Análise global dos FDMF: Grupo de ponte reta, para modelo com 4 TI's, em sistema moldado *in loco*.

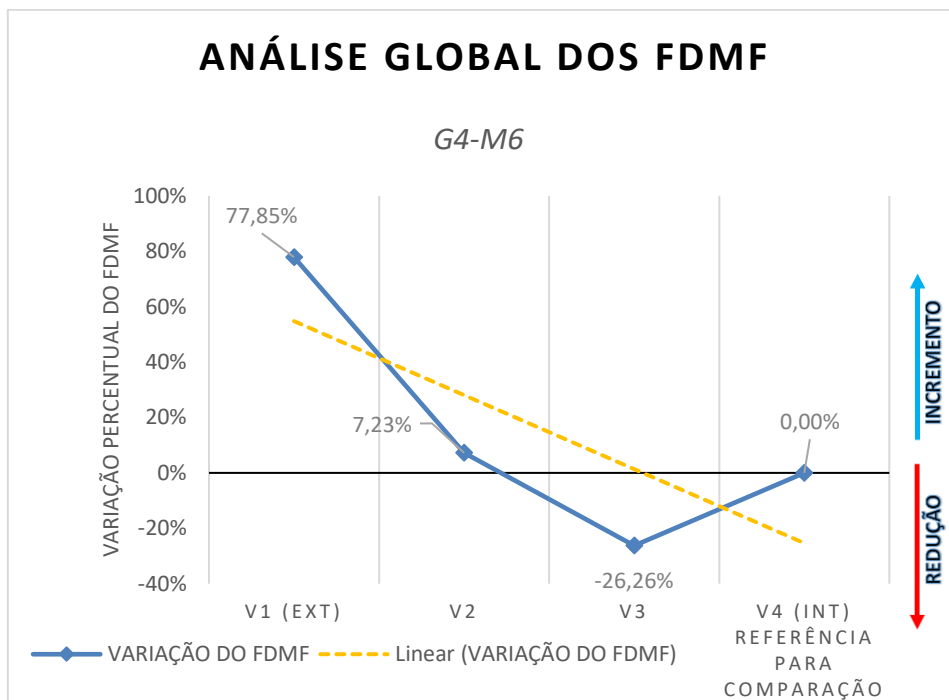


Figura A.27 – Análise global dos FDMF: Grupo de ponte com raio de curvatura de 100 m, para modelo com 4 TI's, em sistema moldado *in loco*.

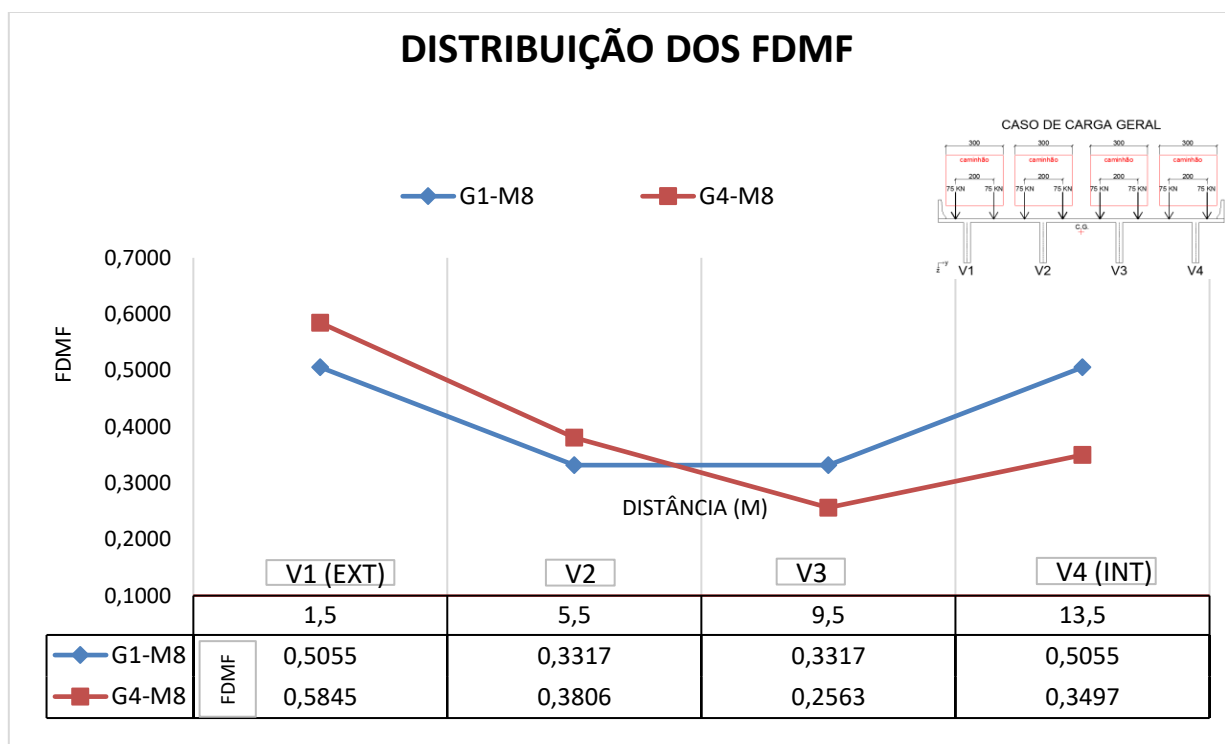


Figura A.28 – Distribuição dos FDMF para comparação entre grupos de curvatura de pontes retas versus pontes curvas com raio de 100m, para modelos com 11 TI's, em sistemas moldado *in loco*.

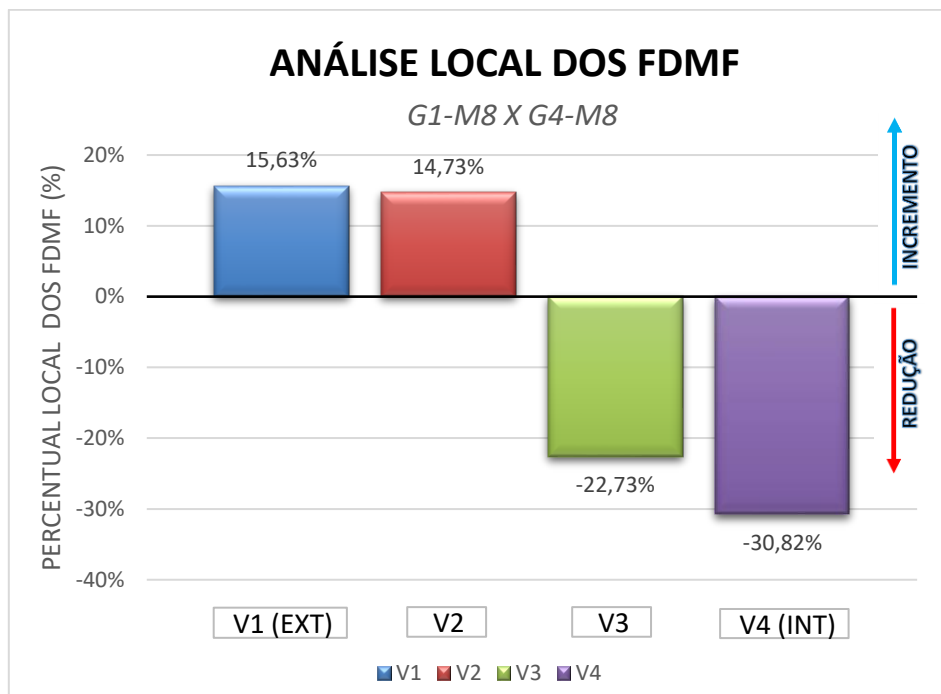


Figura A.29 – Análise local dos FDMF: Comparação entre grupos de pontes retas versus pontes curvas com raio de curvatura de 100m, para modelos com 11 TI's, em sistemas moldado *in loco*.

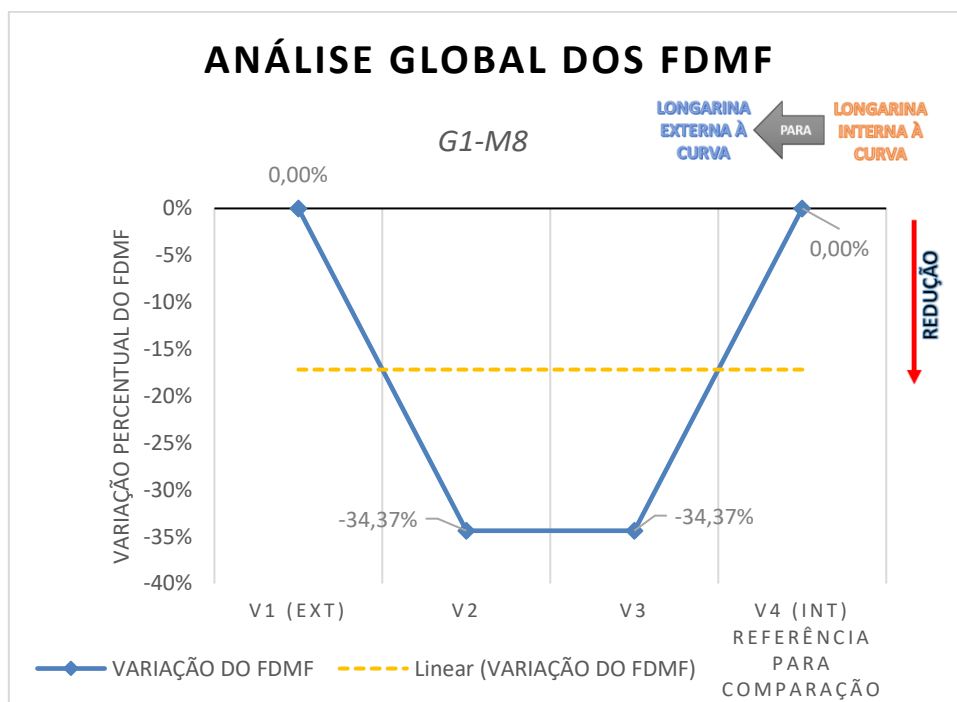


Figura A.30 – Análise global dos FDMF: Grupo de ponte reta, para modelo com 11 TI's, em sistema moldado *in loco*.

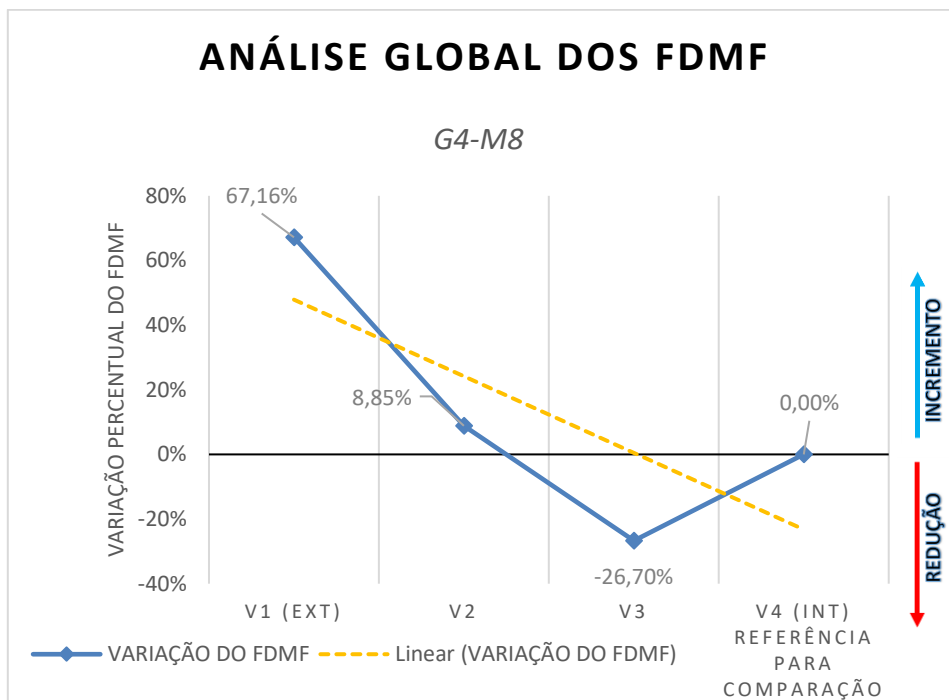


Figura A.31 – Análise global dos FDMF: Grupo de ponte com raio de curvatura de 100 m, para modelo com 11 TI's, em sistema moldado *in loco*.

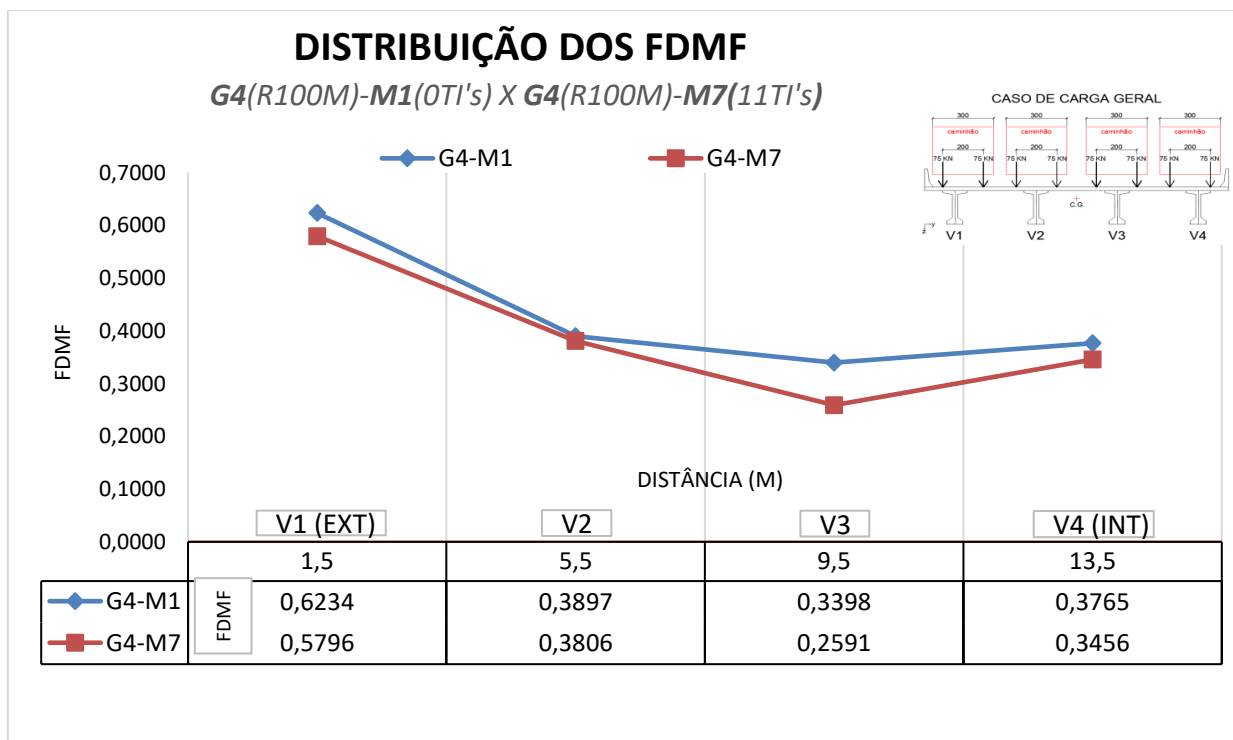


Figura A.32 – Distribuição dos FDMF para comparação entre grupos de curvatura de pontes curvas com raio de 100m, para modelos com 0 TI e 11 TI's, em sistemas pré-moldados.

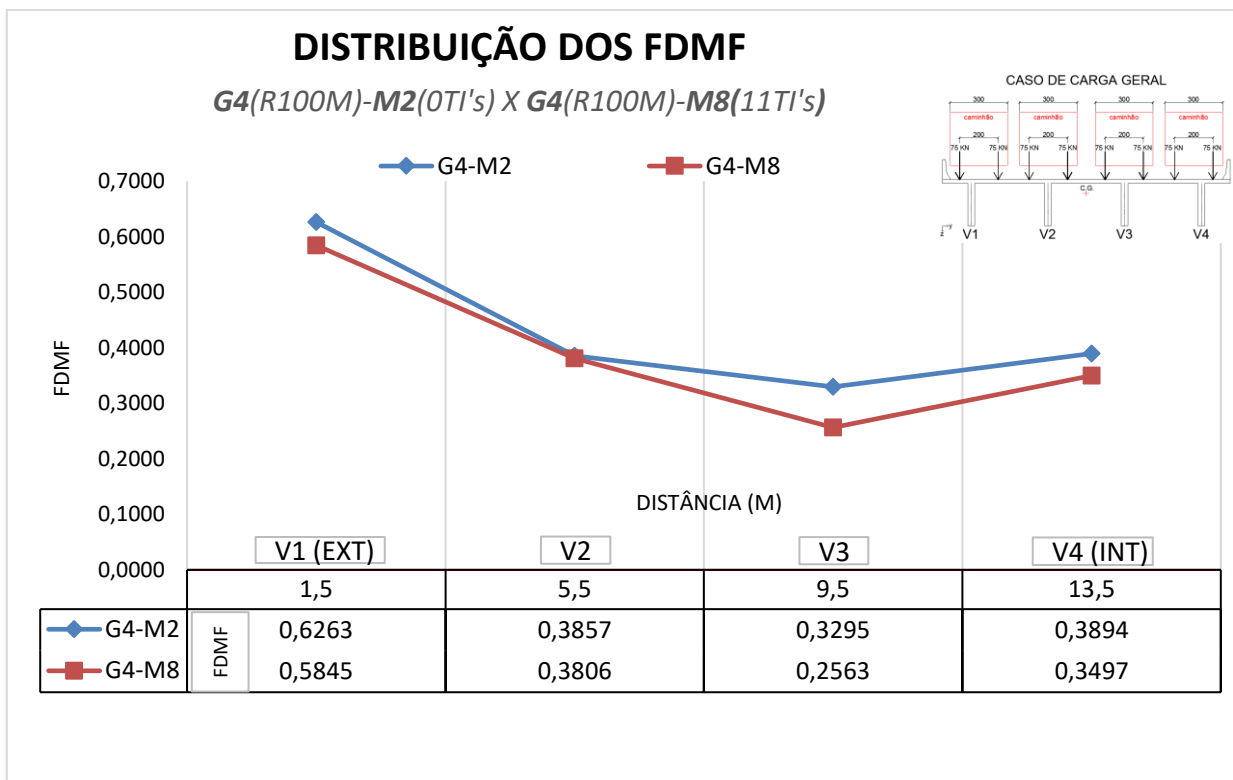


Figura A.33 – Distribuição dos FDMF para comparação entre grupos de curvatura de pontes curvas com raio de 100m, para modelos com 0 TI e 11 TI's, em sistemas moldados *in loco*.

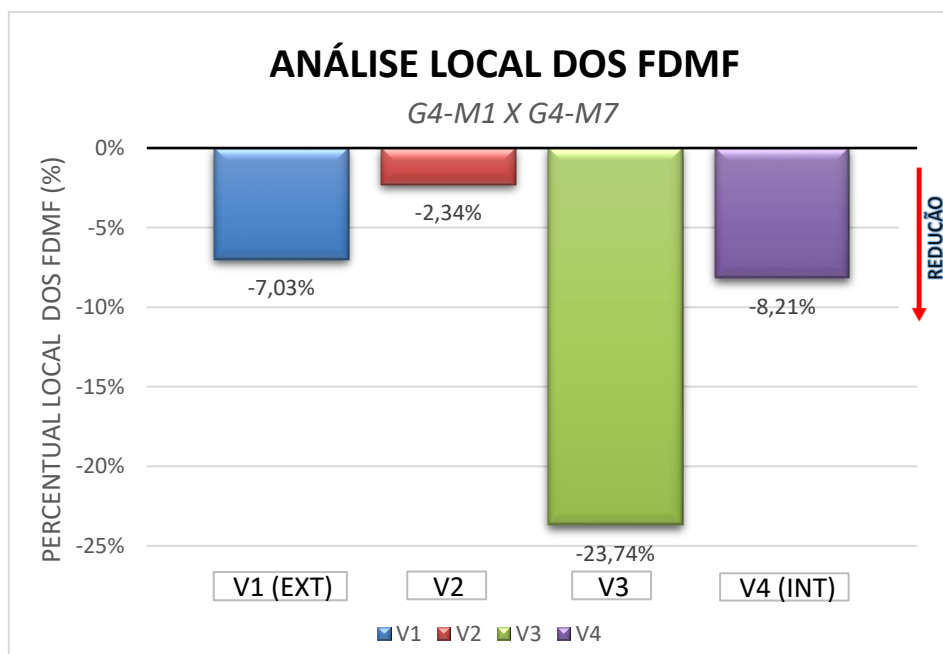


Figura A.34 – Análise local dos FDMF: Comparação entre grupos de pontes curvas com raio de curvatura de 100m, para modelos com 0 TI e 11 TI's, em sistemas pré-moldados.

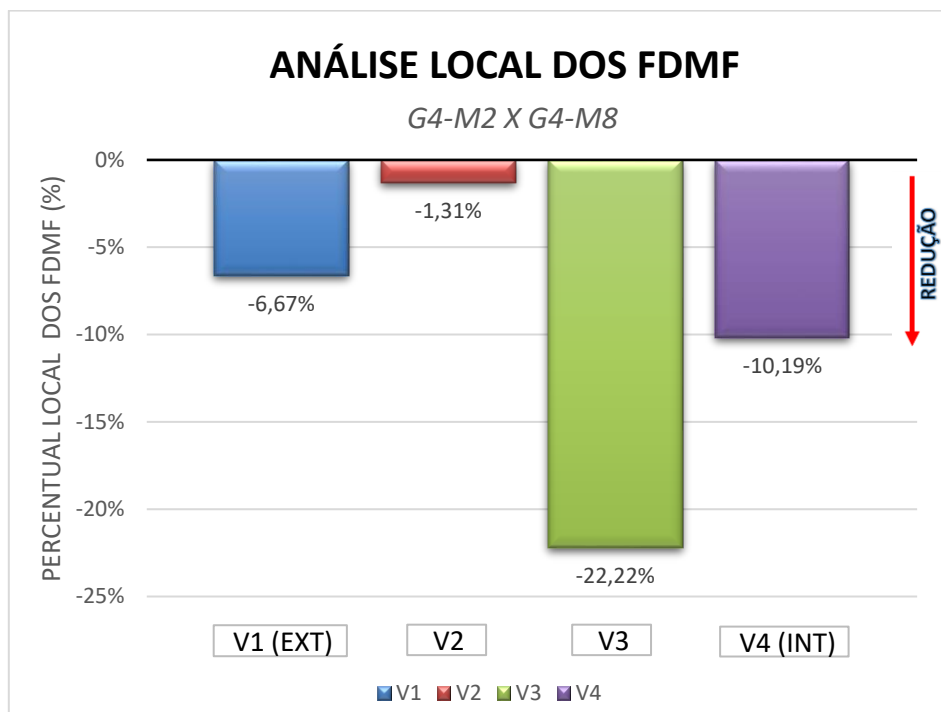


Figura A.35 – Análise local dos FDMF: Comparação entre grupos de pontes curvas com raio de curvatura de 100m, para modelos com 0 TI e 11 TI's, em sistemas moldados *in loco*.

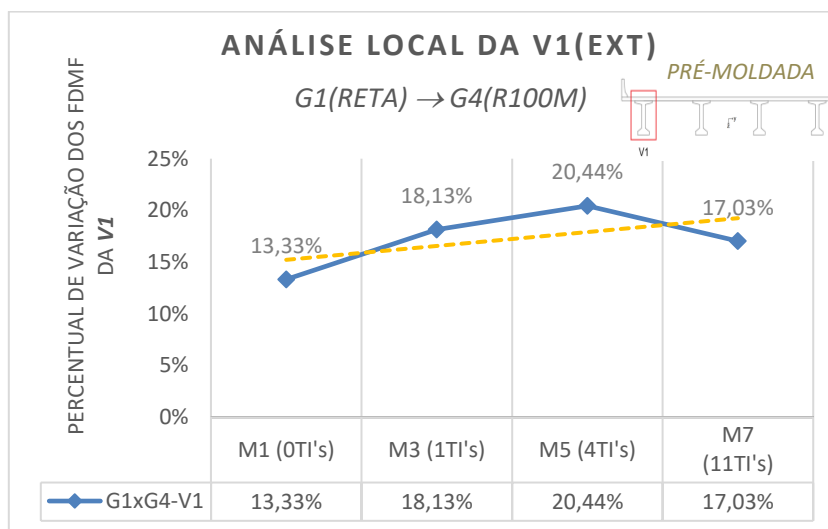


Figura A.36 – Evolução da análise local dos FDMF para a viga V1, obtidas das comparações entre pontes retas versus pontes com raio de curvatura de 100 m, ao se variar a quantidade de TI's, em sistemas pré-moldados.

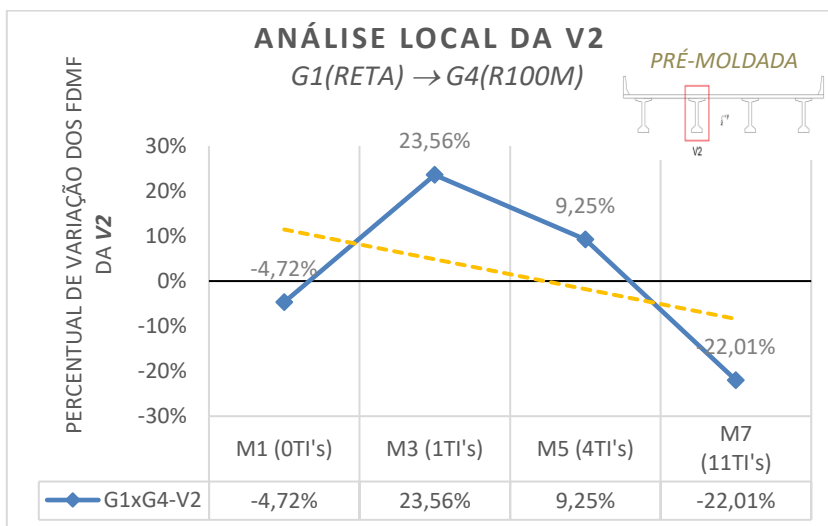


Figura A.37 – Evolução da análise local dos FDMF para a viga V2, obtidas das comparações entre pontes retas versus pontes com raio de curvatura de 100 m, ao se variar a quantidade de TI's, em sistemas pré-moldados.

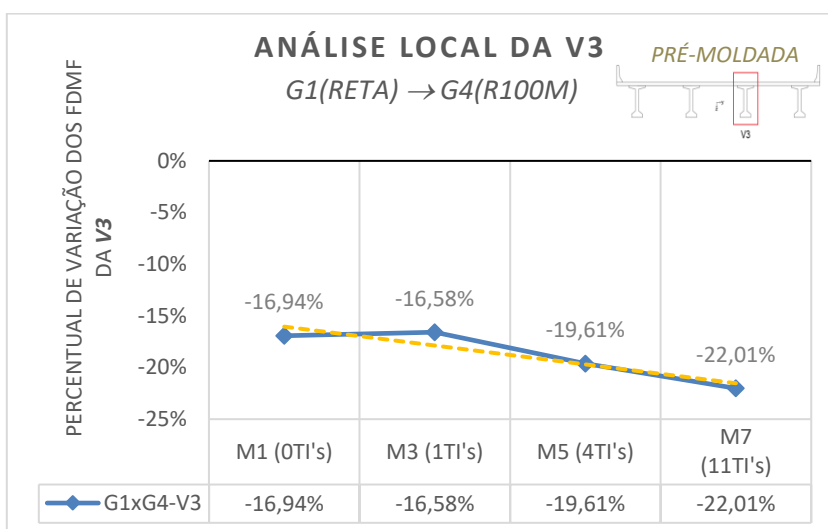


Figura A.38 – Evolução da análise local dos FDMF para a viga V3, obtidas das comparações entre pontes retas versus pontes com raio de curvatura de 100 m, ao se variar a quantidade de TI's, em sistemas pré-moldados.

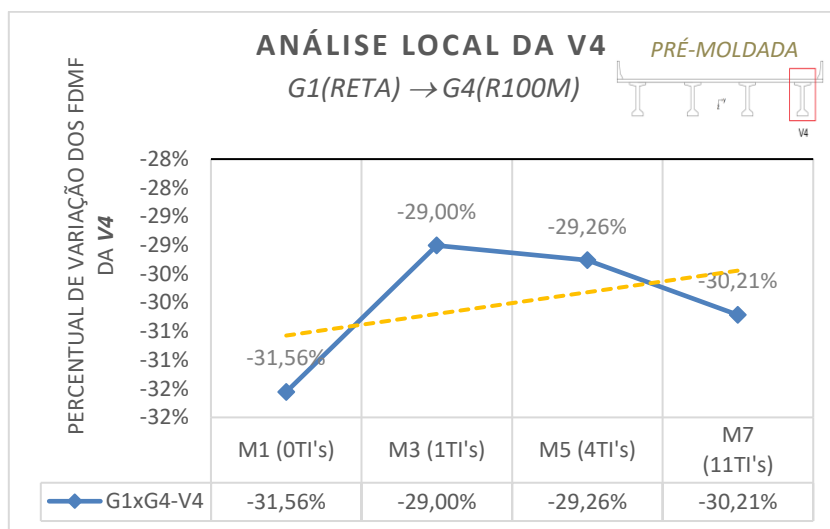


Figura A.39 – Evolução da análise local dos FDMF para a viga V4, obtidas das comparações entre pontes retas versus pontes com raio de curvatura de 100 m, ao se variar a quantidade de TI's, em sistemas pré-moldados.

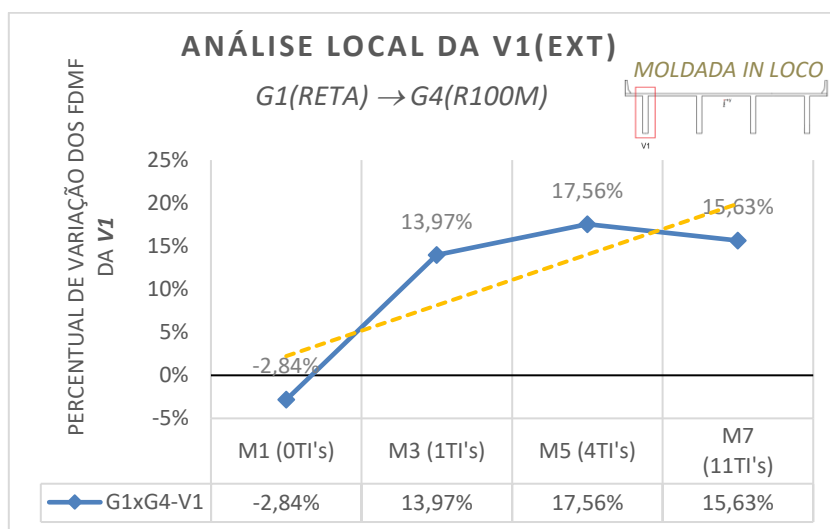


Figura A.40 – Evolução da análise local dos FDMF para a viga V1, obtidas das comparações entre pontes retas versus pontes com raio de curvatura de 100 m, ao se variar a quantidade de TI's, em sistemas moldados *in loco*.

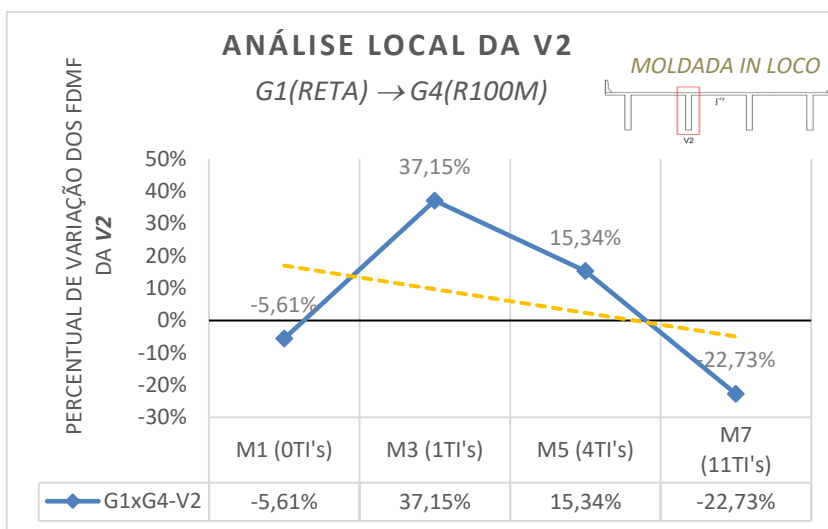


Figura A.41 – Evolução da análise local dos FDMF para a viga V2, obtidas das comparações entre pontes retas versus pontes com raio de curvatura de 100 m, ao se variar a quantidade de TI's, em sistemas moldados *in loco*.

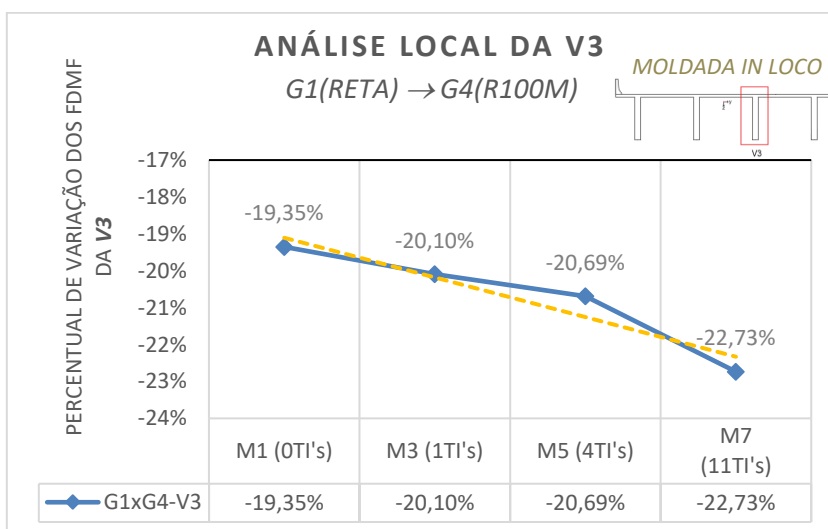


Figura A.42 – Evolução da análise local dos FDMF para a viga V3, obtidas das comparações entre pontes retas versus pontes com raio de curvatura de 100 m, ao se variar a quantidade de TI's, em sistemas moldados *in loco*.

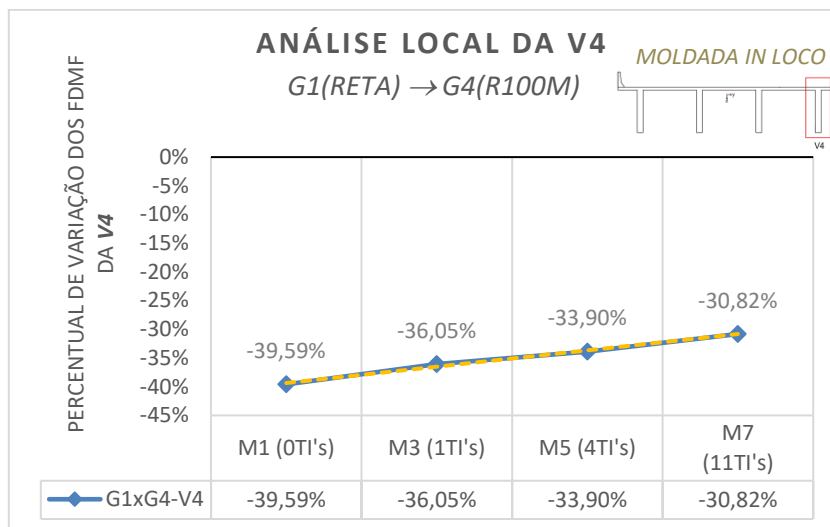


Figura A.43 – Evolução da análise local dos FDMF para a viga V4, obtidas das comparações entre pontes retas versus pontes com raio de curvatura de 100 m, ao se variar a quantidade de TI's, em sistemas moldados *in loco*.

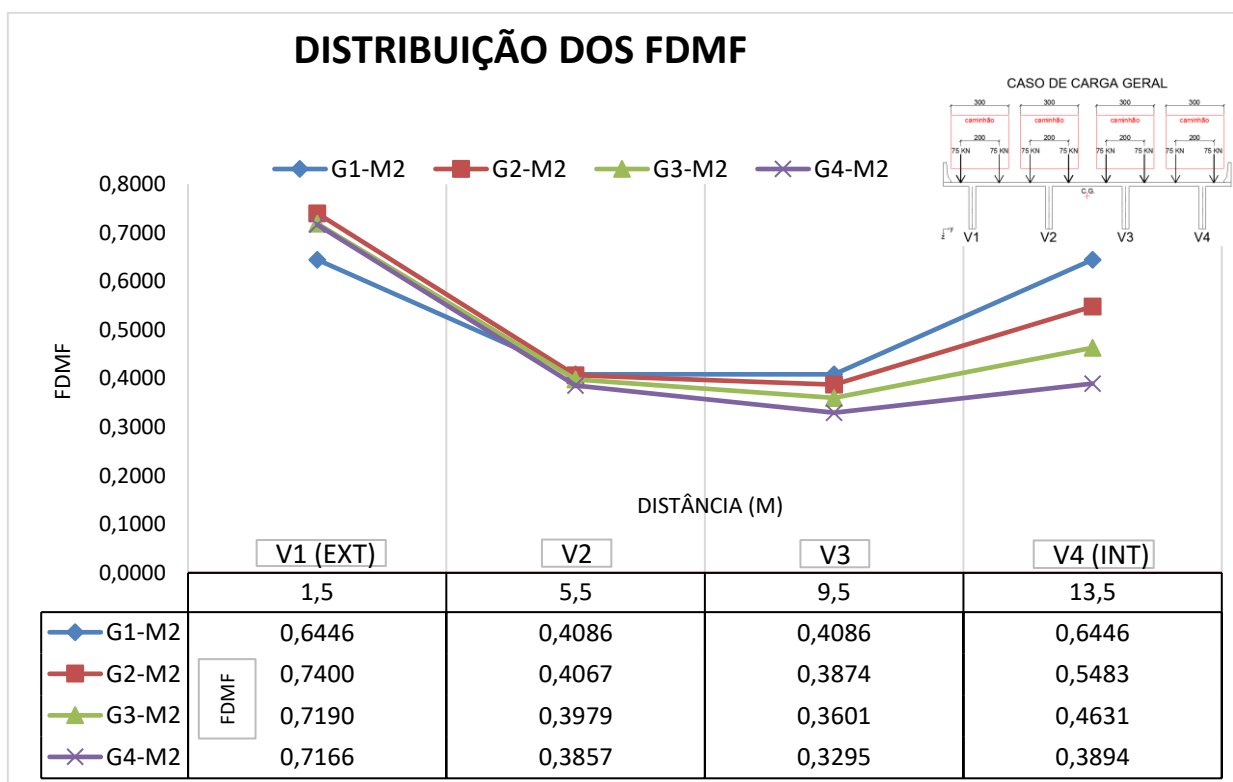


Figura A.44 – Distribuição dos FDMF para comparação entre grupos de curvatura de pontes retas e curvas com raios de 300m, 150m e 100m, para modelos com 0 TI em sistemas moldados *in loco*.

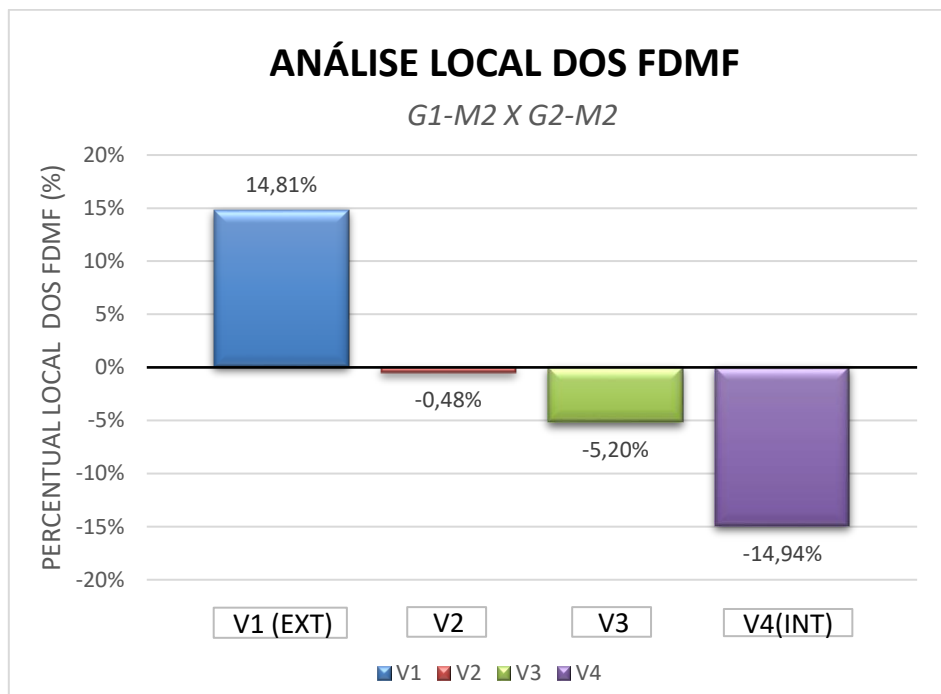


Figura A.45 – Análise local dos FDMF: Comparação entre grupo de ponte reta versus curva com raio de curvatura de 300m, para modelos com 0 TI, em sistemas moldados *in loco*.

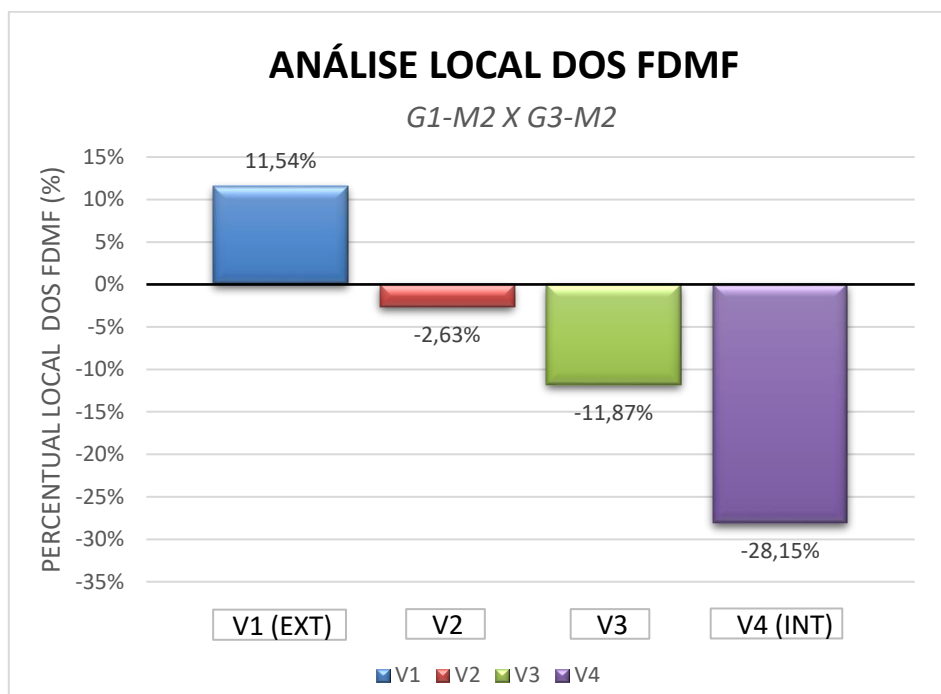


Figura A.46 – Análise local dos FDMF: Comparação entre grupo de ponte reta versus curva com raio de curvatura de 150m, para modelos com 0 TI, em sistemas moldados *in loco*.

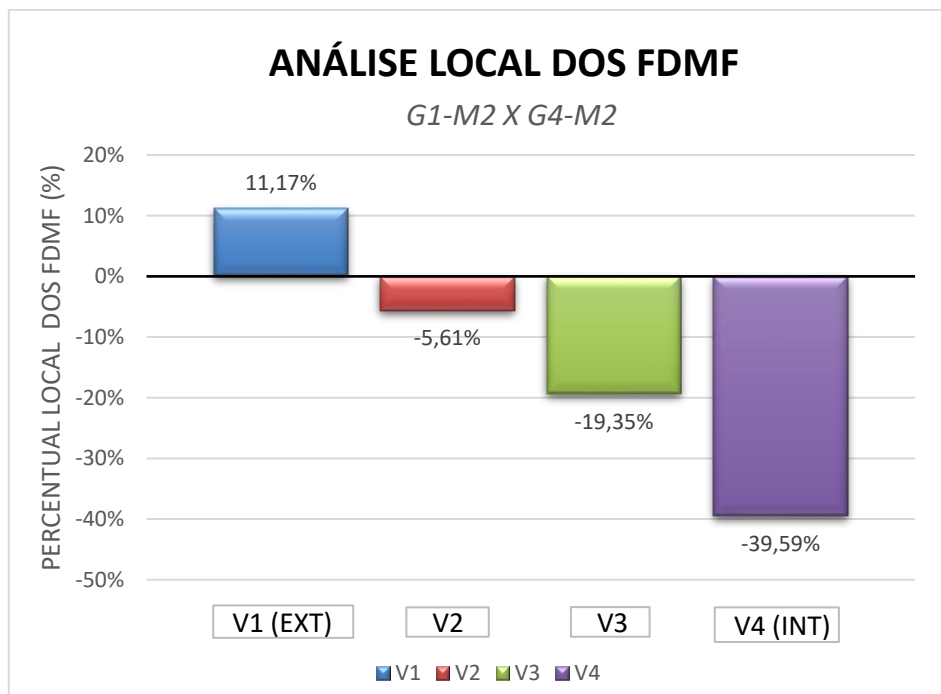


Figura A.47 – Análise local dos FDMF: Comparação entre grupo de ponte reta versus curva com raio de curvatura de 100m, para modelos com 0 TI, em sistemas moldados *in loco*.

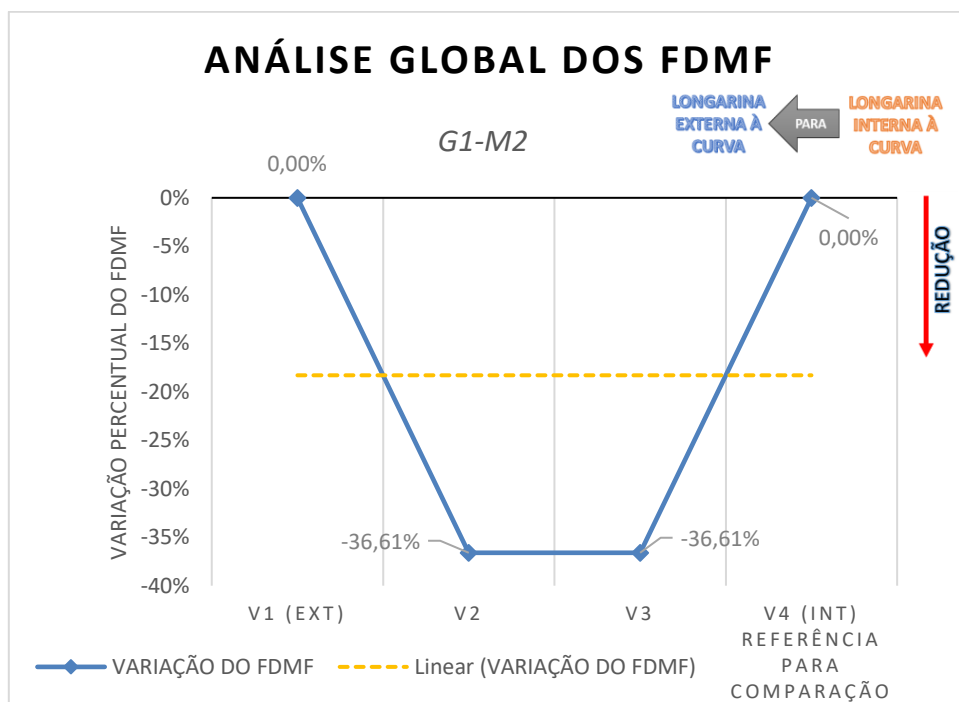


Figura A.48 – Análise global dos FDMF: Grupo de ponte reta, para modelo com 0 TI, em sistema moldado *in loco*.

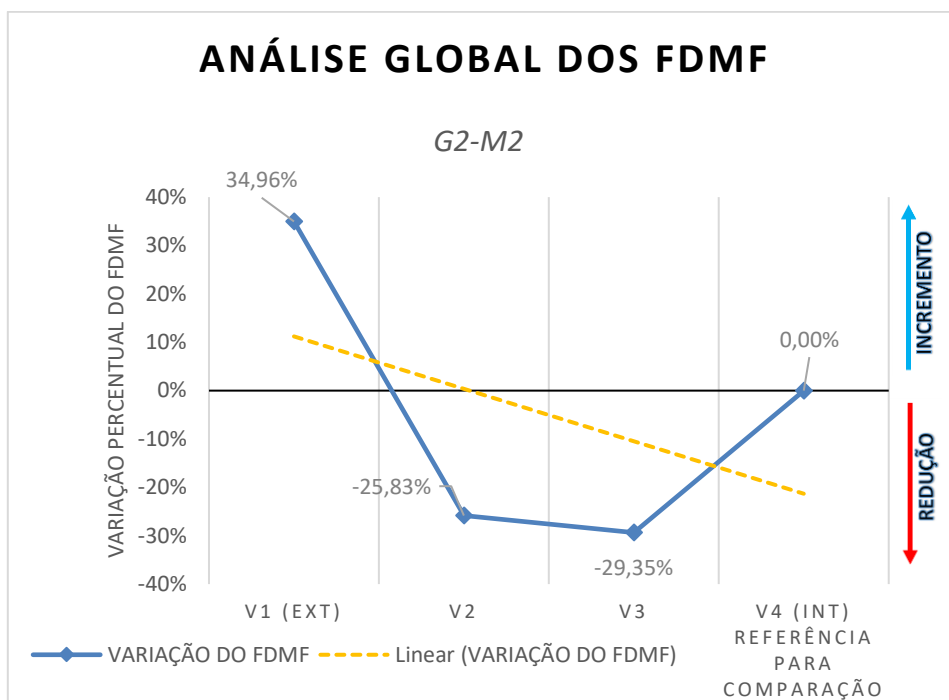


Figura A.49 – Análise global dos FDMF: Grupo de ponte curva com raio de curvatura de 300m, para modelo com 0 TI, em sistema moldado *in loco*.

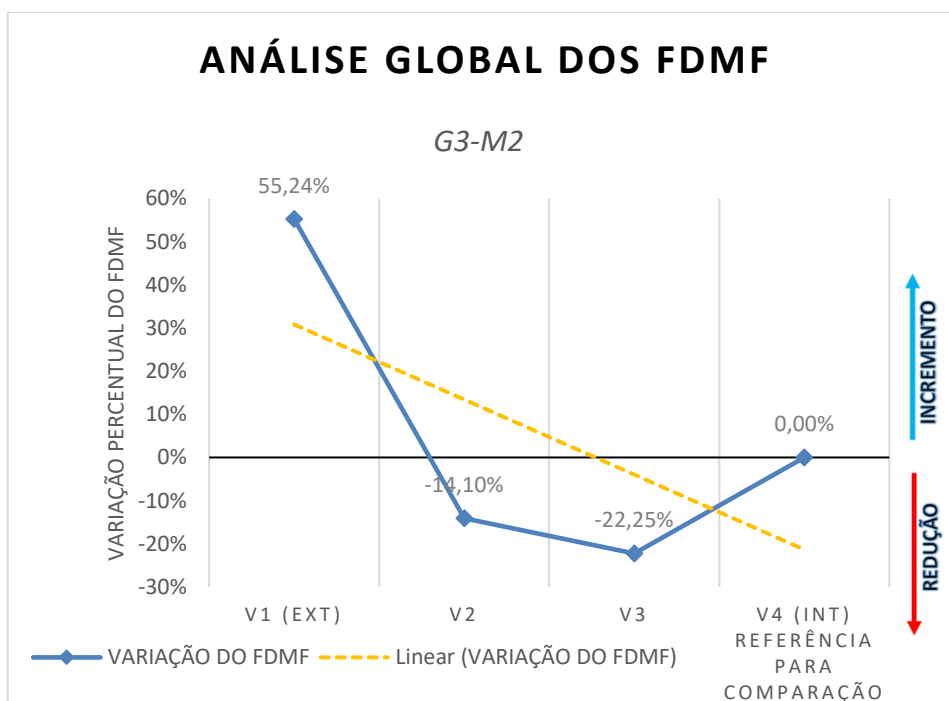


Figura A.50 – Análise global dos FDMF: Grupo de ponte curva com raio de curvatura de 150m, para modelo com 0 TI, em sistema moldado *in loco*.

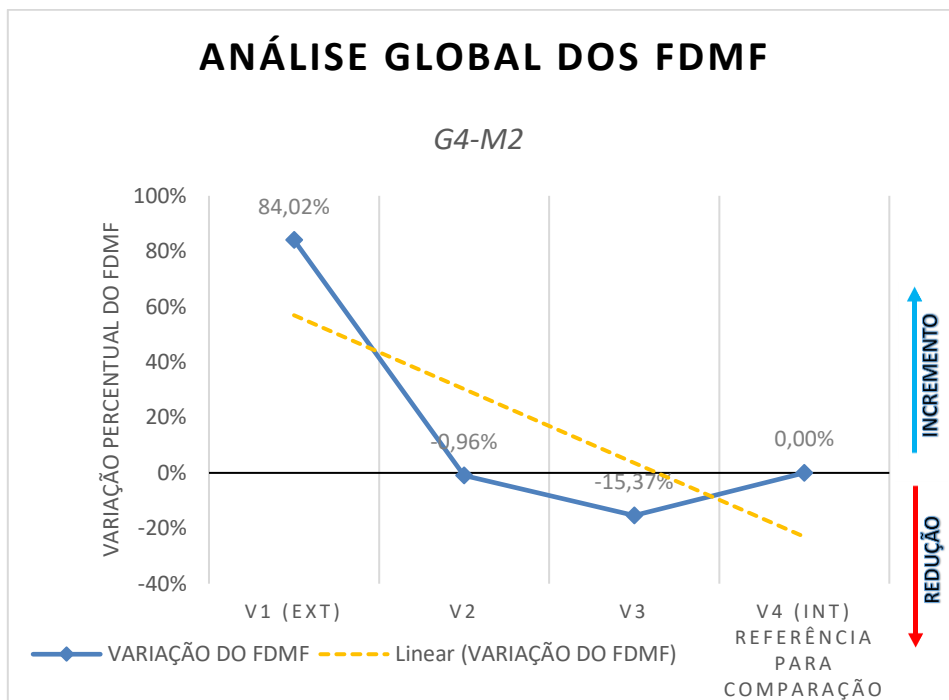


Figura A.51 – Análise global dos FDMF: Grupo de ponte curva com raio de curvatura de 100m, para modelo com 0 TI, em sistema moldado *in loco*.

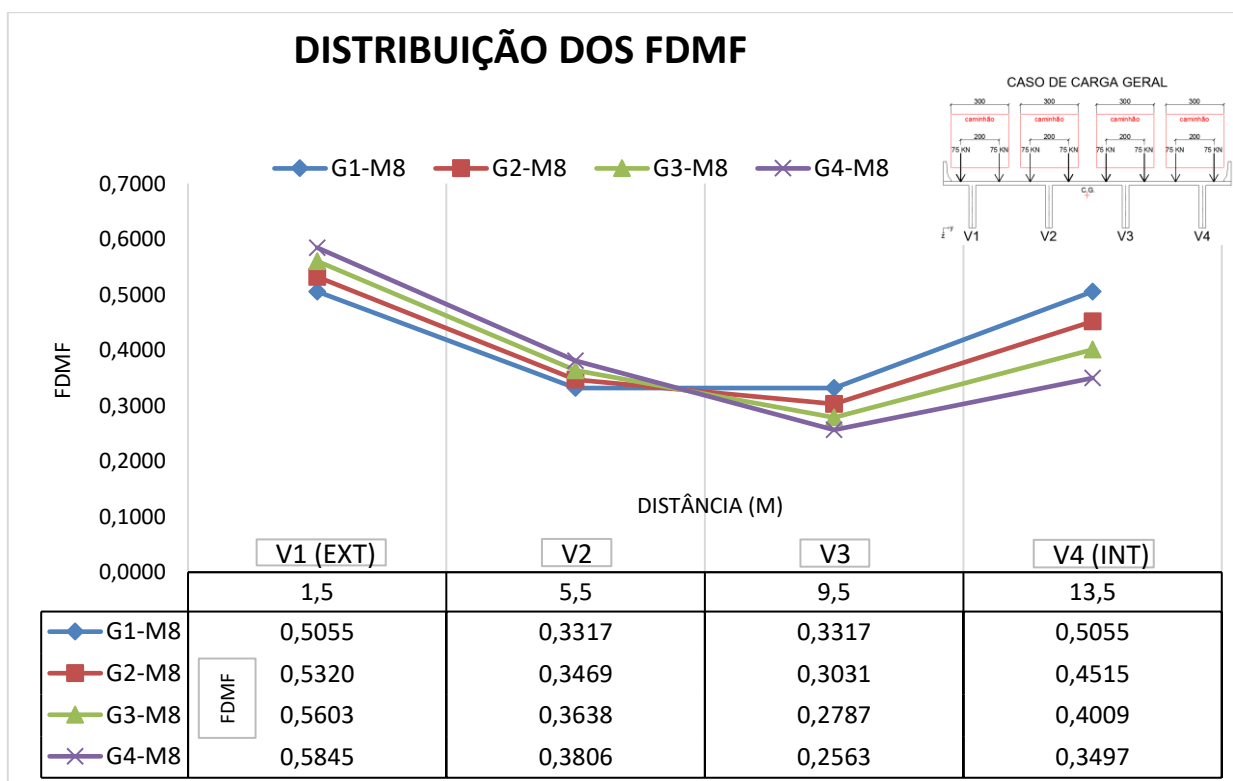


Figura A.52 – Distribuição dos FDMF para comparação entre grupos de curvatura de pontes retas e curvas com raios de 300m, 150m e 100m, para modelos com 11 TI's em sistemas moldados *in loco*.

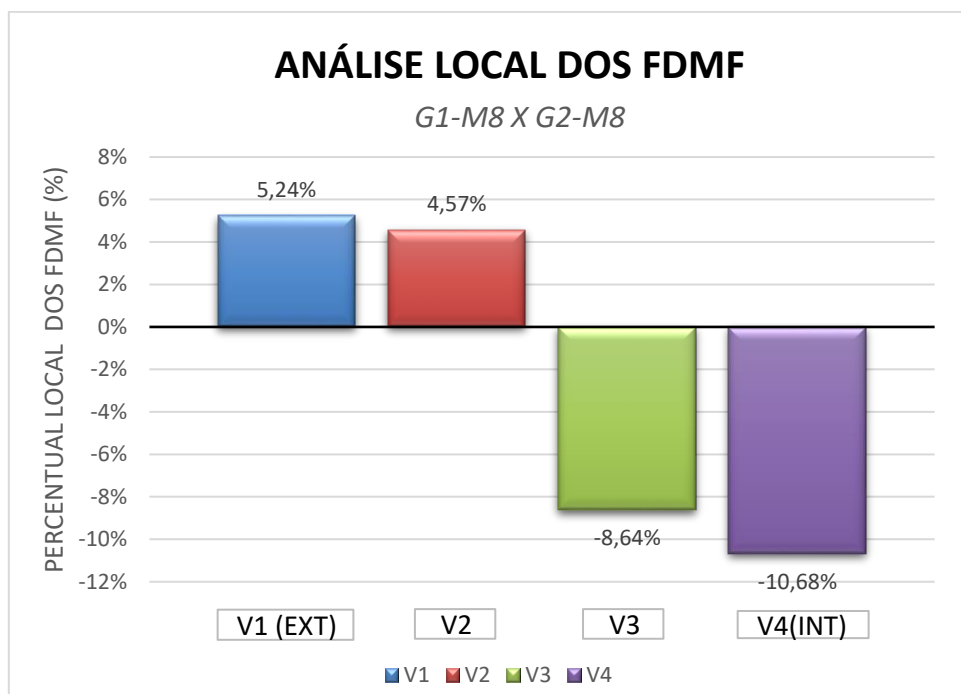


Figura A.53 – Análise local dos FDMF: Comparação entre grupo de ponte reta versus curva com raio de curvatura de 300m, para modelos com 11 TI's, em sistemas moldados *in loco*.

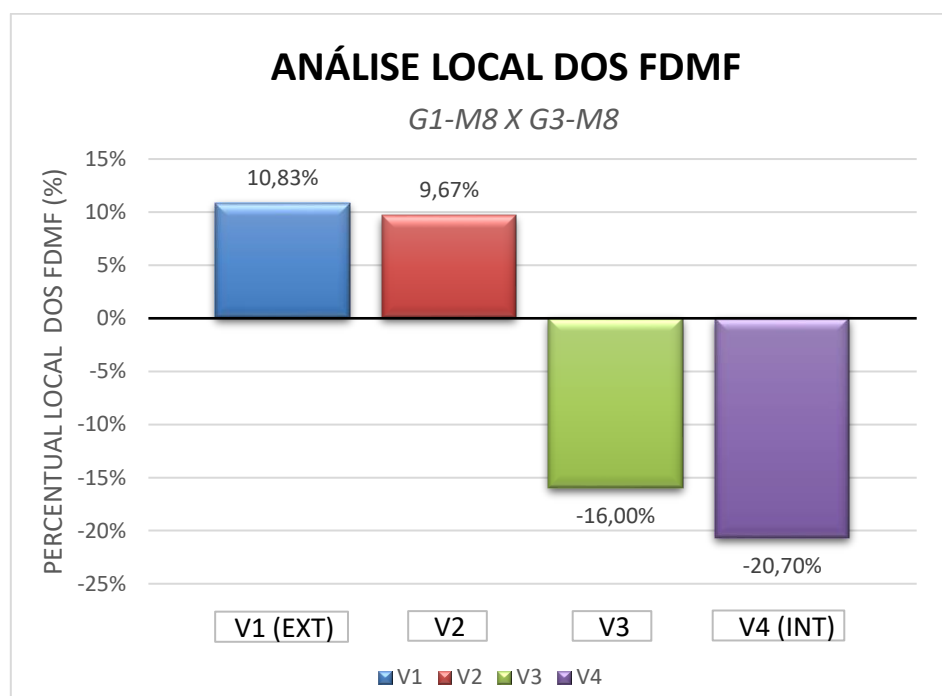


Figura A.54 – Análise local dos FDMF: Comparação entre grupo de ponte reta versus curva com raio de curvatura de 150m, para modelos com 11 TI's, em sistemas moldados *in loco*.

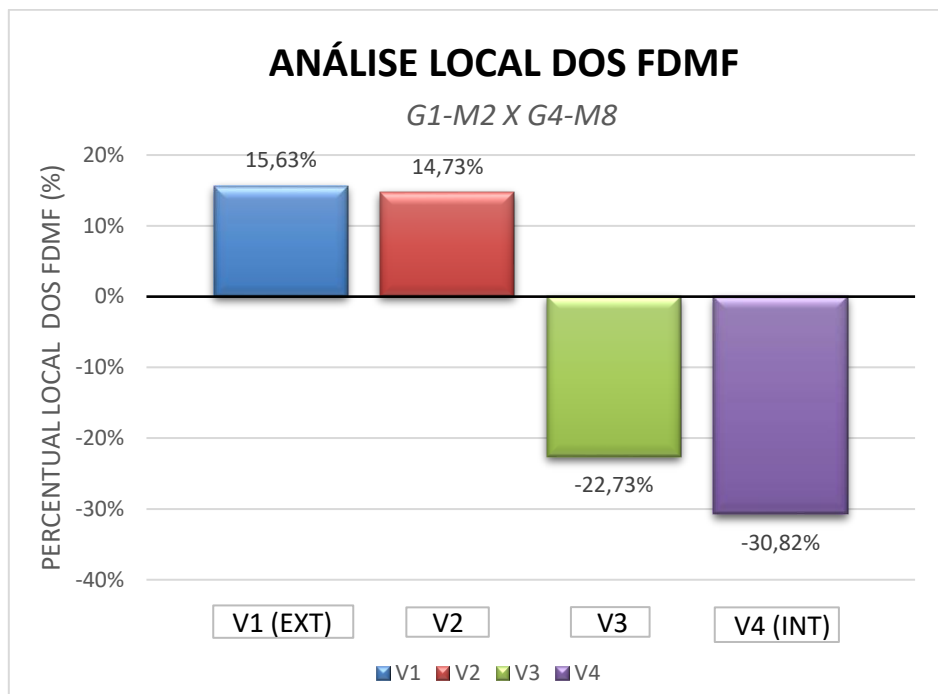


Figura A.55 – Análise local dos FDMF: Comparação entre grupo de ponte reta versus curva com raio de curvatura de 100m, para modelos com 11 TI's, em sistemas moldados *in loco*.

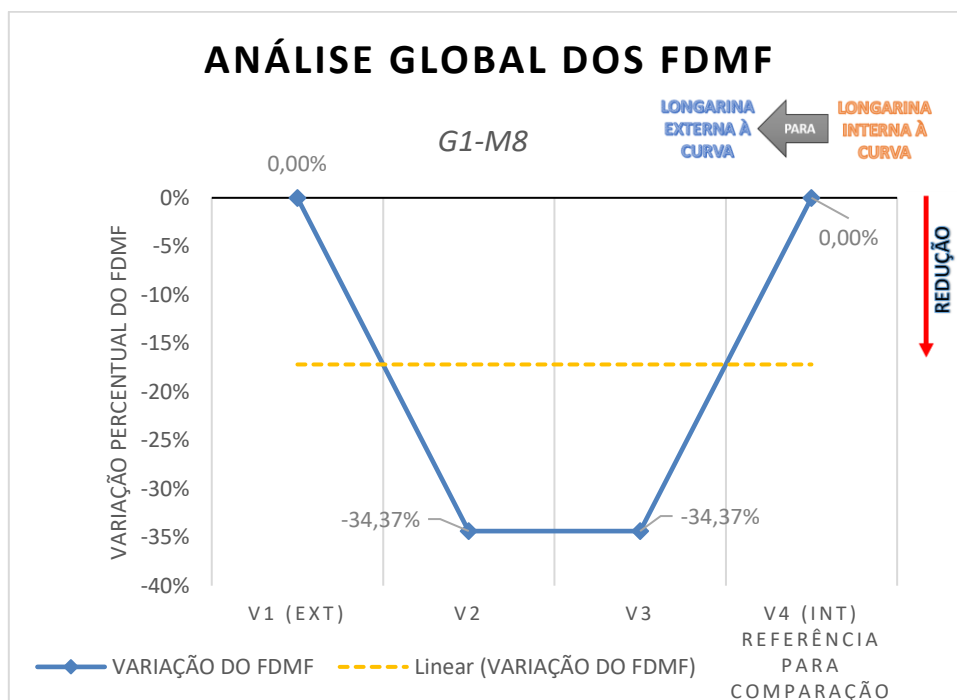


Figura A.56 – Análise global dos FDMF: Grupo de ponte reta, para modelo com 11 TI's, em sistema moldado *in loco*.

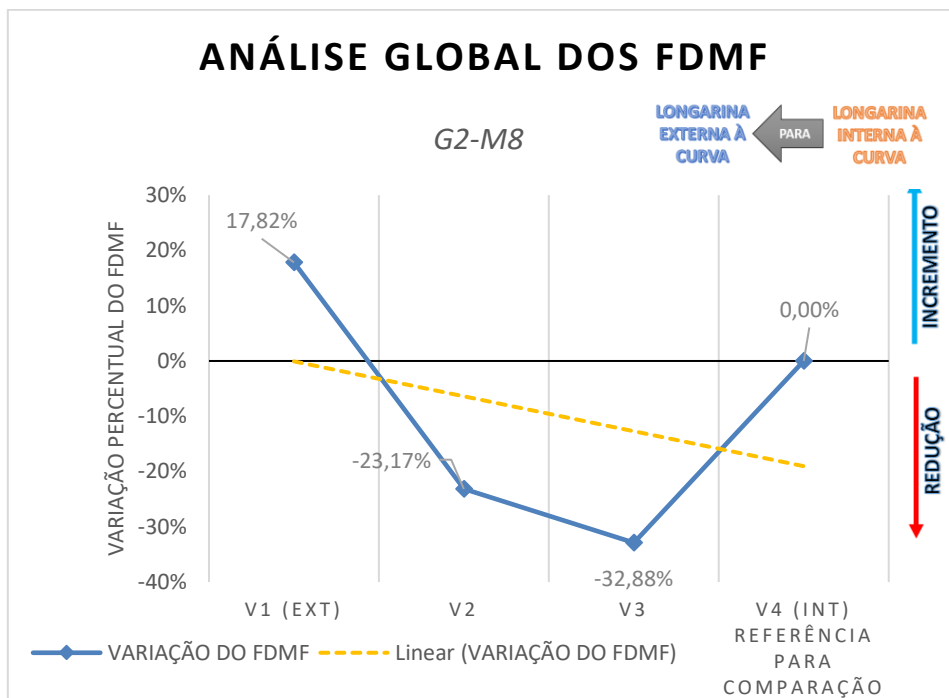


Figura A.57 – Análise global dos FDMF: Grupo de ponte curva com raio de curvatura de 300m, para modelo com 11 TI's, em sistema moldado *in loco*.

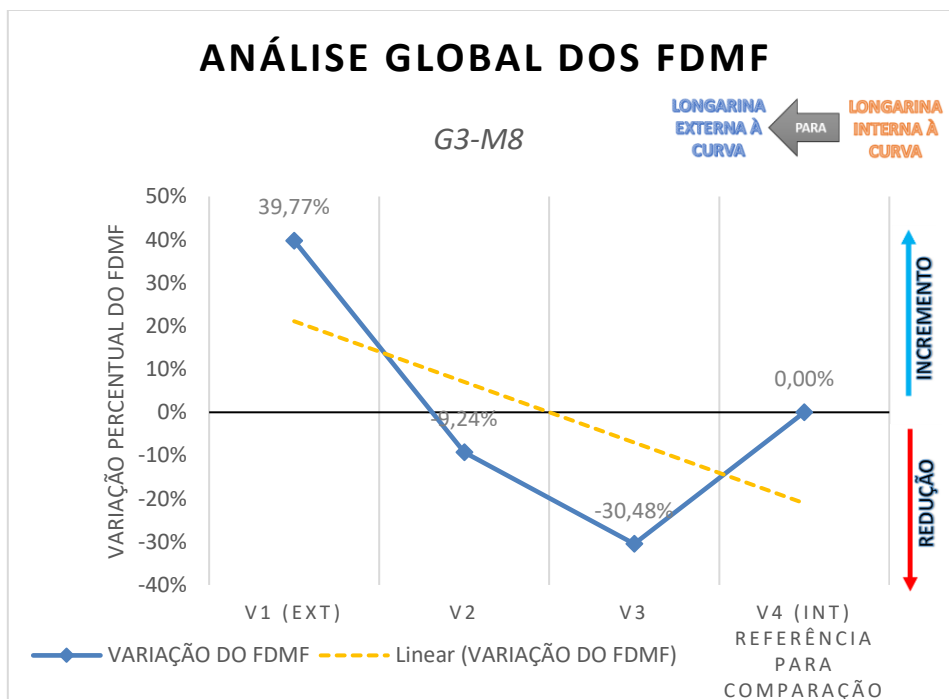


Figura A.58 – Análise global dos FDMF: Grupo de ponte curva com raio de curvatura de 150m, para modelo com 11 TI's, em sistema moldado *in loco*.

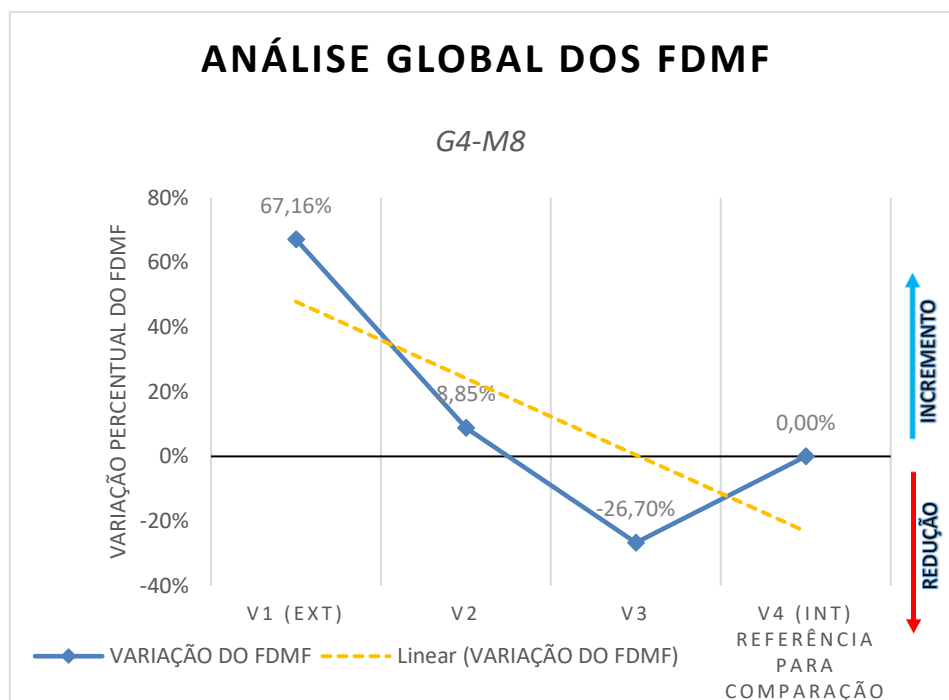


Figura A.59 – Análise global dos FDMF: Grupo de ponte curva com raio de curvatura de 100m, para modelo com 11 TI's, em sistema moldado *in loco*.

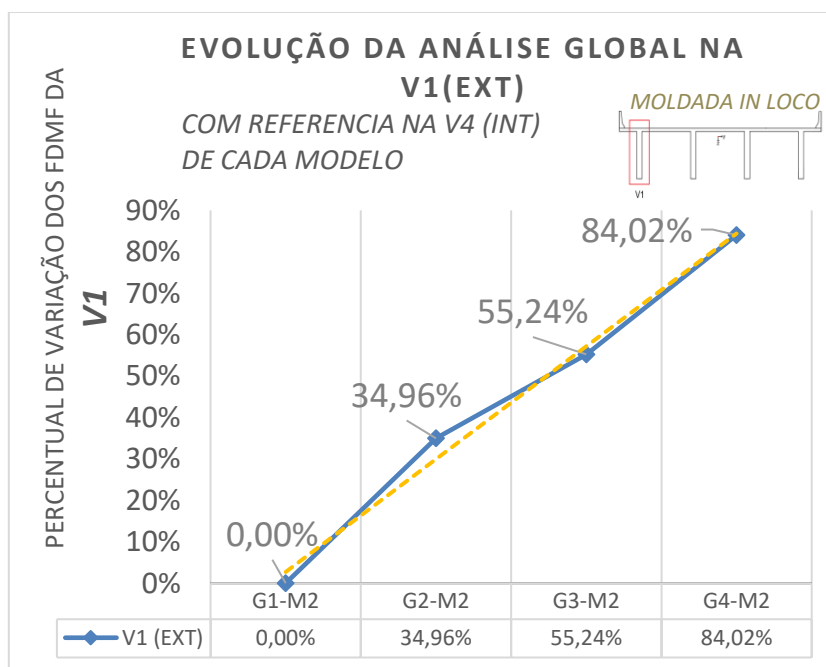


Figura A.60 – Evolução da análise global dos FDMF para a viga V1, obtidos dos resultados entre pontes retas e pontes com raio de curvatura de 300m, 150m e 100 m, para 0 TI, em sistemas moldados *in loco*.

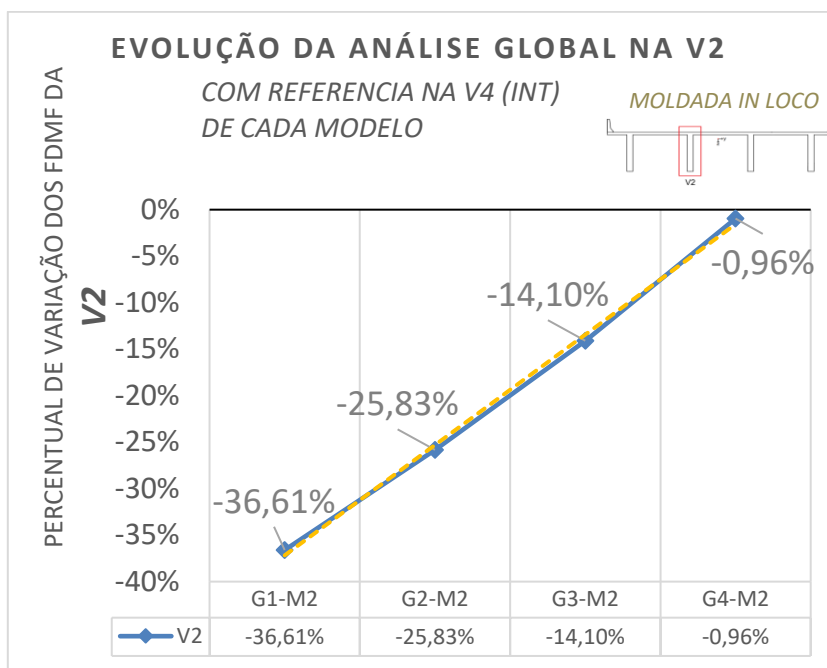


Figura A.61 – Evolução da análise global dos FDMF para a viga V2, obtidos dos resultados entre pontes retas e pontes com raio de curvatura de 300m, 150m e 100 m, para 0 TI, em sistemas moldados *in loco*.

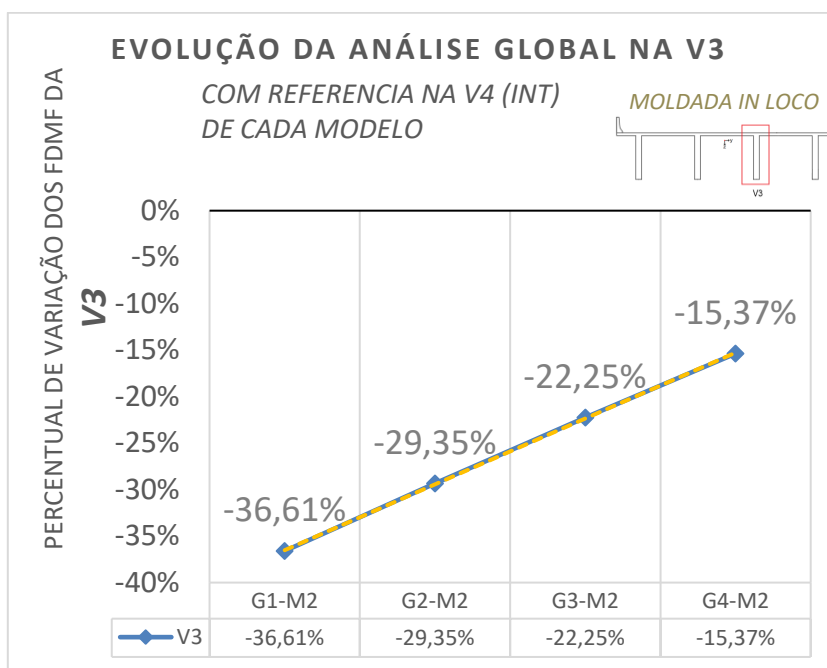


Figura A.62 – Evolução da análise global dos FDMF para a viga V3, obtidos dos resultados entre pontes retas e pontes com raio de curvatura de 300m, 150m e 100 m, para 0 TI, em sistemas moldados *in loco*.

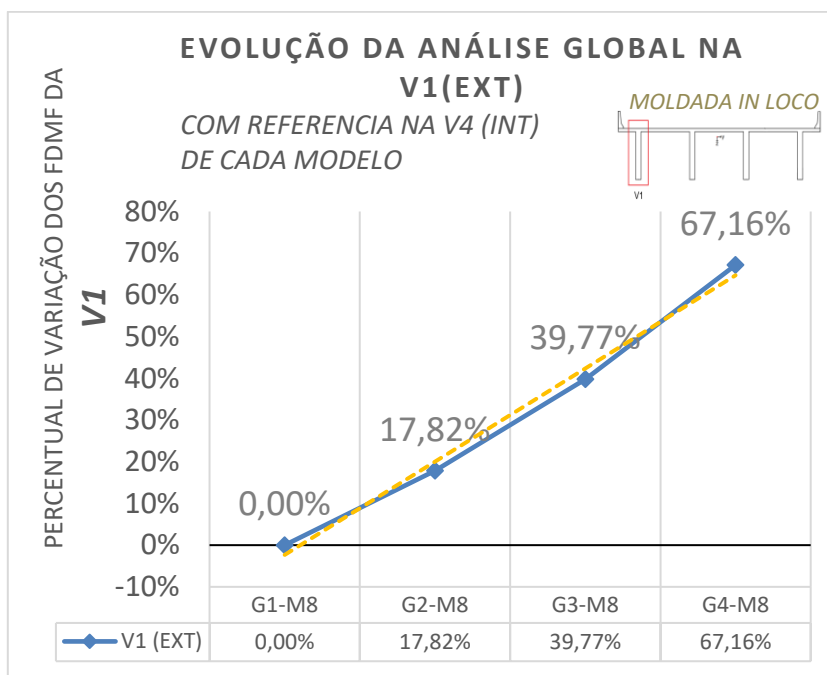


Figura A.63 – Evolução da análise global dos FDMF para a viga V1, obtidos dos resultados entre pontes retas e pontes com raio de curvatura de 300m, 150m e 100 m, para 11 TI's, em sistemas moldados *in loco*.

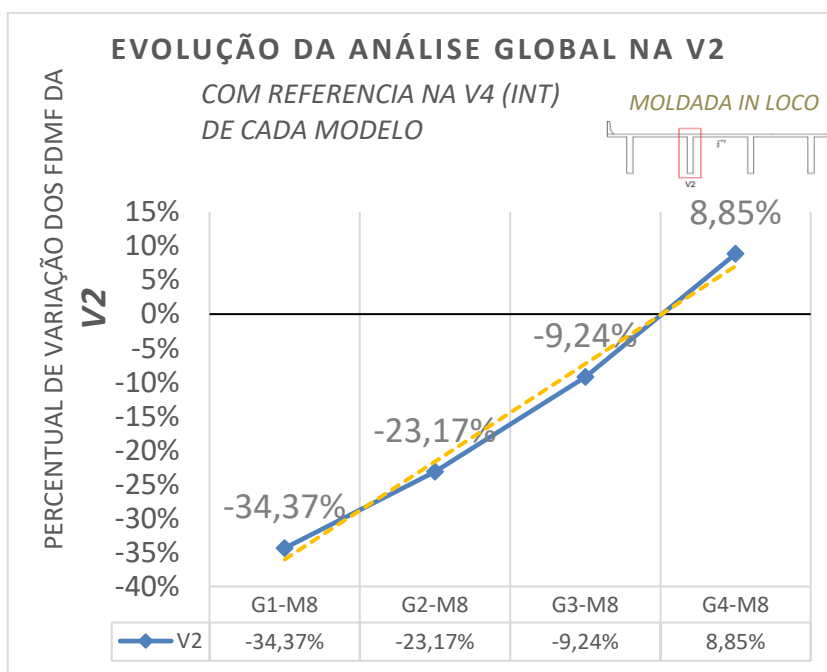


Figura A.64 – Evolução da análise global dos FDMF para a viga V2, obtidos dos resultados entre pontes retas e pontes com raio de curvatura de 300m, 150m e 100 m, para 11 TI's, em sistemas moldados *in loco*.

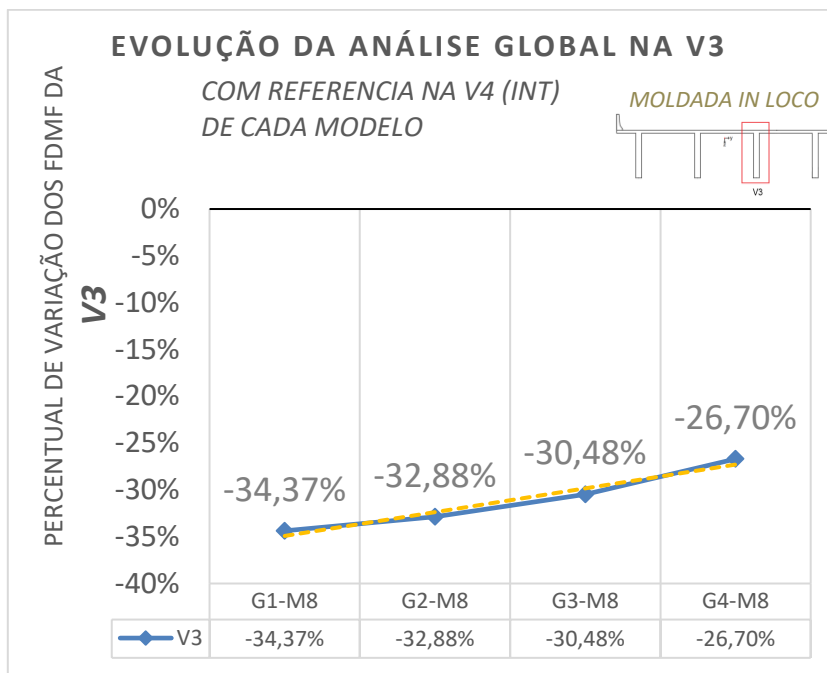


Figura A.65 – Evolução da análise global dos FDMF para a viga V3, obtidos dos resultados entre pontes retas e pontes com raio de curvatura de 300m, 150m e 100 m, para 11 TI's, em sistemas moldados *in loco*.

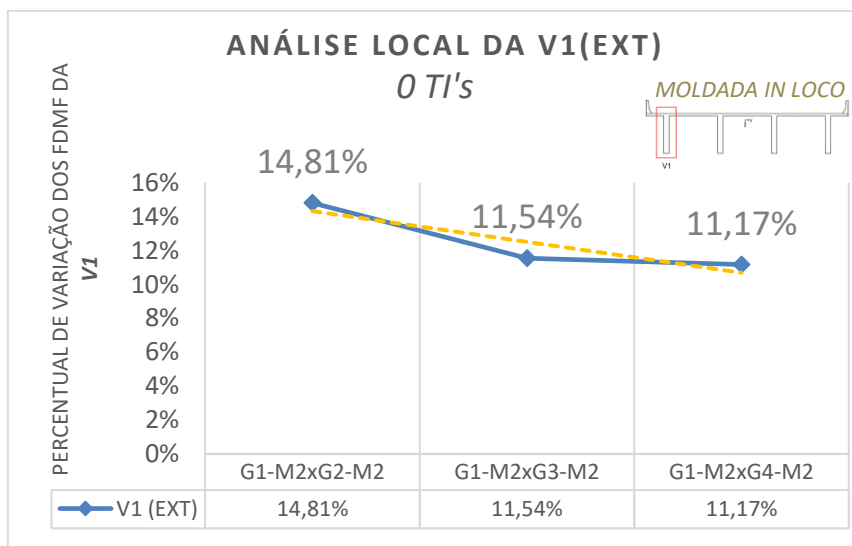


Figura A.66 – Evolução da análise local dos FDMF para a viga V1, obtidas das comparações entre pontes retas versus pontes com raio de curvatura de 300m, 150m e 100 m, mantendo fixa a quantidade de 0 TI, em sistemas moldados *in loco*.

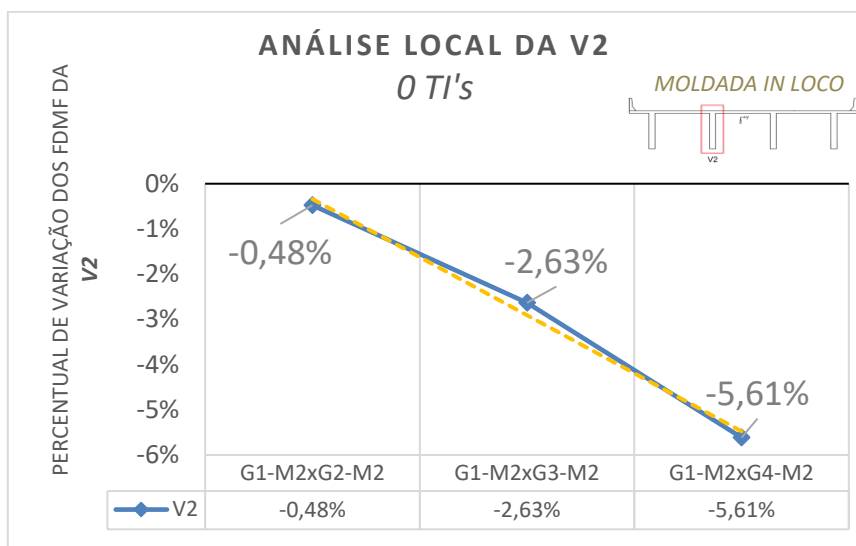


Figura A.67 – Evolução da análise local dos FDMF para a viga V2, obtidas das comparações entre pontes retas versus pontes com raio de curvatura de 300m, 150m e 100 m, mantendo fixa a quantidade de 0 TI, em sistemas moldados *in loco*.

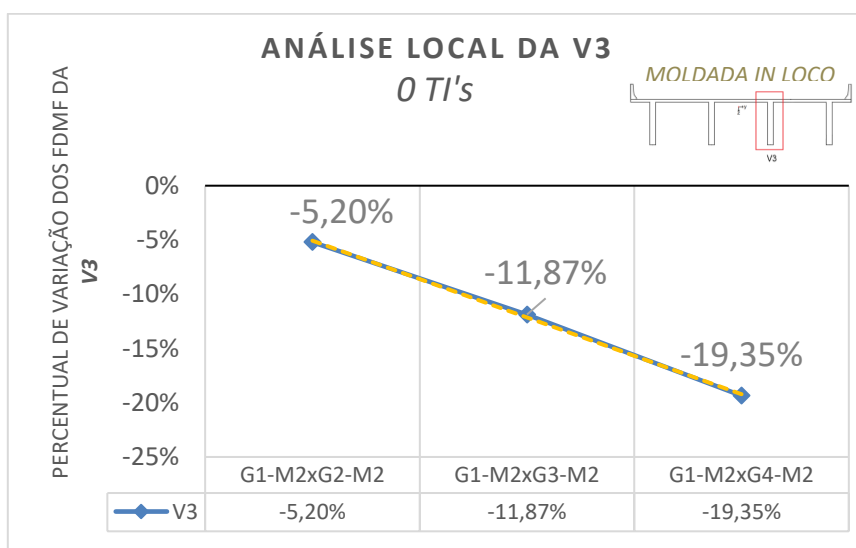


Figura A.68 – Evolução da análise local dos FDMF para a viga V3, obtidas das comparações entre pontes retas versus pontes com raio de curvatura de 300m, 150m e 100 m, mantendo fixa a quantidade de 0 TI, em sistemas moldados *in loco*.

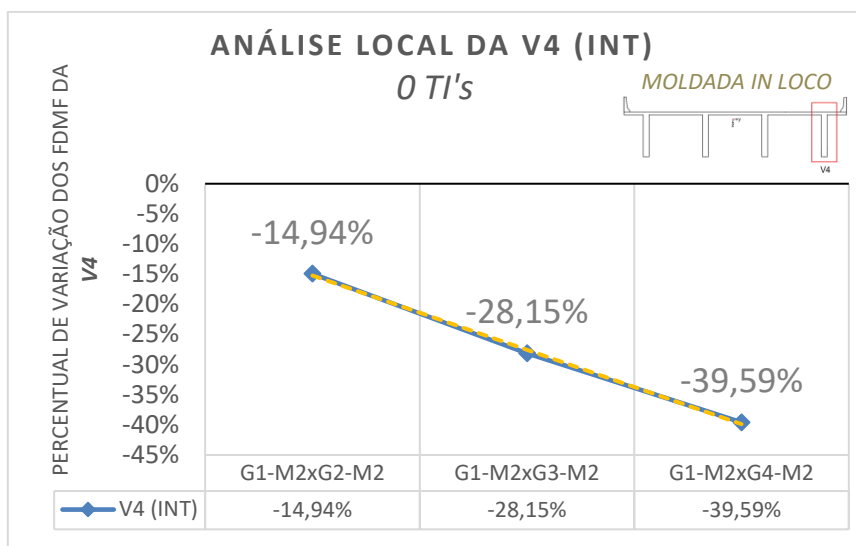


Figura A.69 – Evolução da análise local dos FDMF para a viga V4, obtidas das comparações entre pontes retas versus pontes com raio de curvatura de 300m, 150m e 100 m, mantendo fixa a quantidade de 0 TI, em sistemas moldados *in loco*.

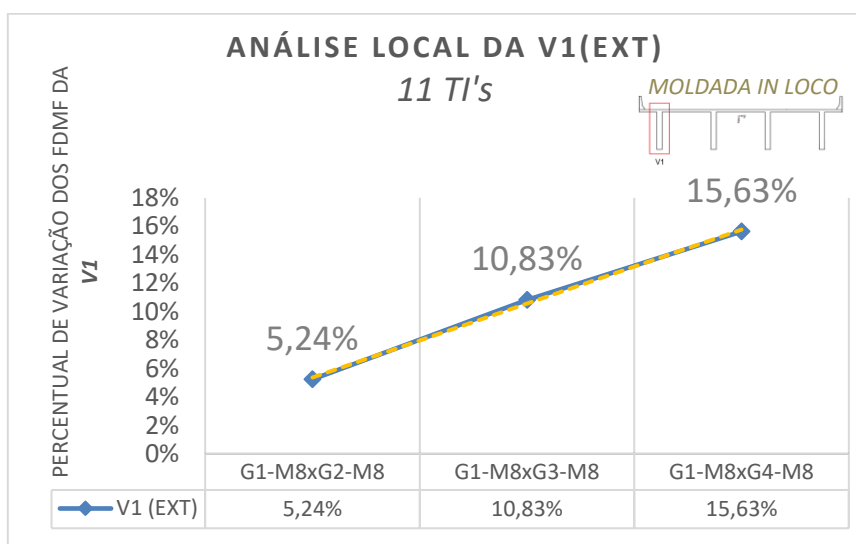


Figura A.70 – Evolução da análise local dos FDMF para a viga V1, obtidas das comparações entre pontes retas versus pontes com raio de curvatura de 300m, 150m e 100 m, mantendo fixa a quantidade de 11 TI's, em sistemas moldados *in loco*.

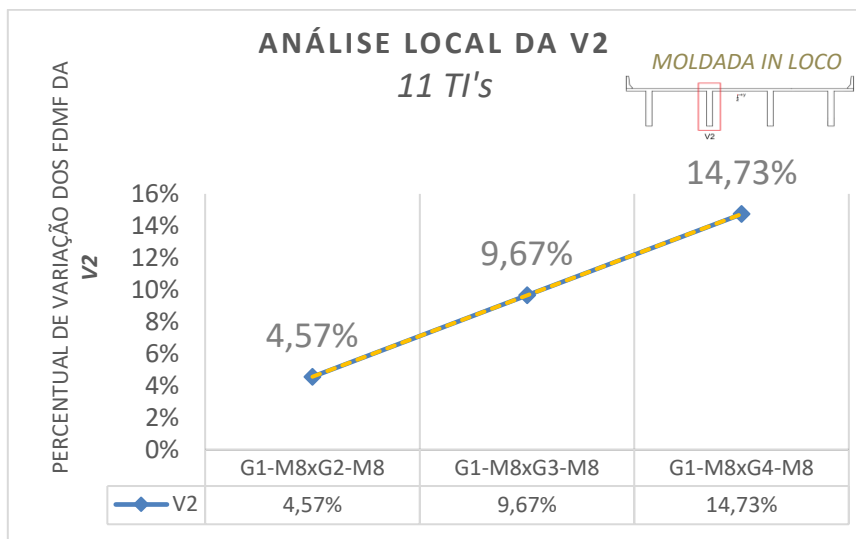


Figura A.71 – Evolução da análise local dos FDMF para a viga V2, obtidas das comparações entre pontes retas versus pontes com raio de curvatura de 300m, 150m e 100 m, mantendo fixa a quantidade de 11 TI's, em sistemas moldados *in loco*.

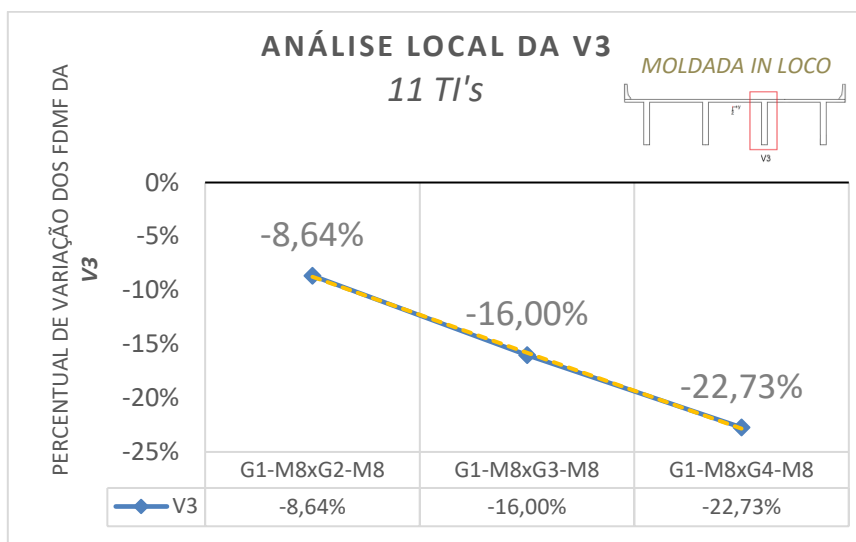


Figura A.72 – Evolução da análise local dos FDMF para a viga V3, obtidas das comparações entre pontes retas versus pontes com raio de curvatura de 300m, 150m e 100 m, mantendo fixa a quantidade de 11 TI's, em sistemas moldados *in loco*.

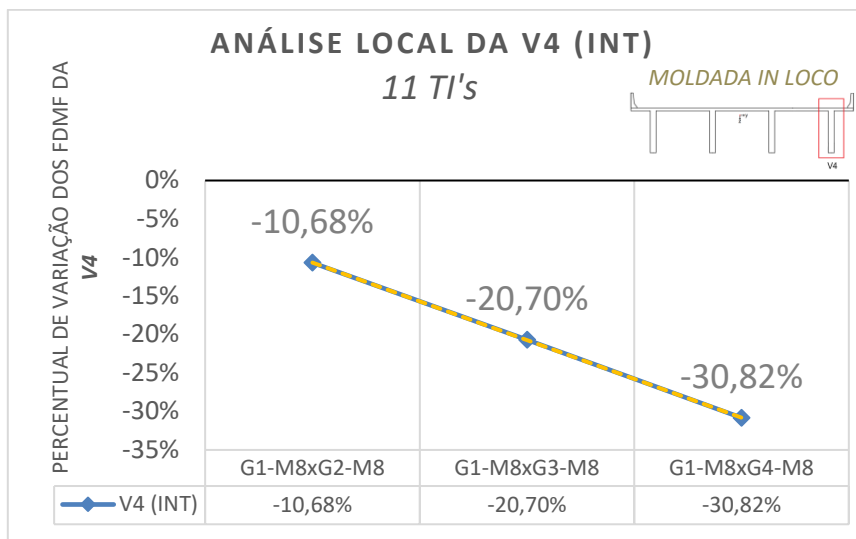


Figura A.73 – Evolução da análise local dos FDMF para a viga V4, obtidas das comparações entre pontes retas versus pontes com raio de curvatura de 300m, 150m e 100 m, mantendo fixa a quantidade de 11 TI's, em sistemas moldados *in loco*.

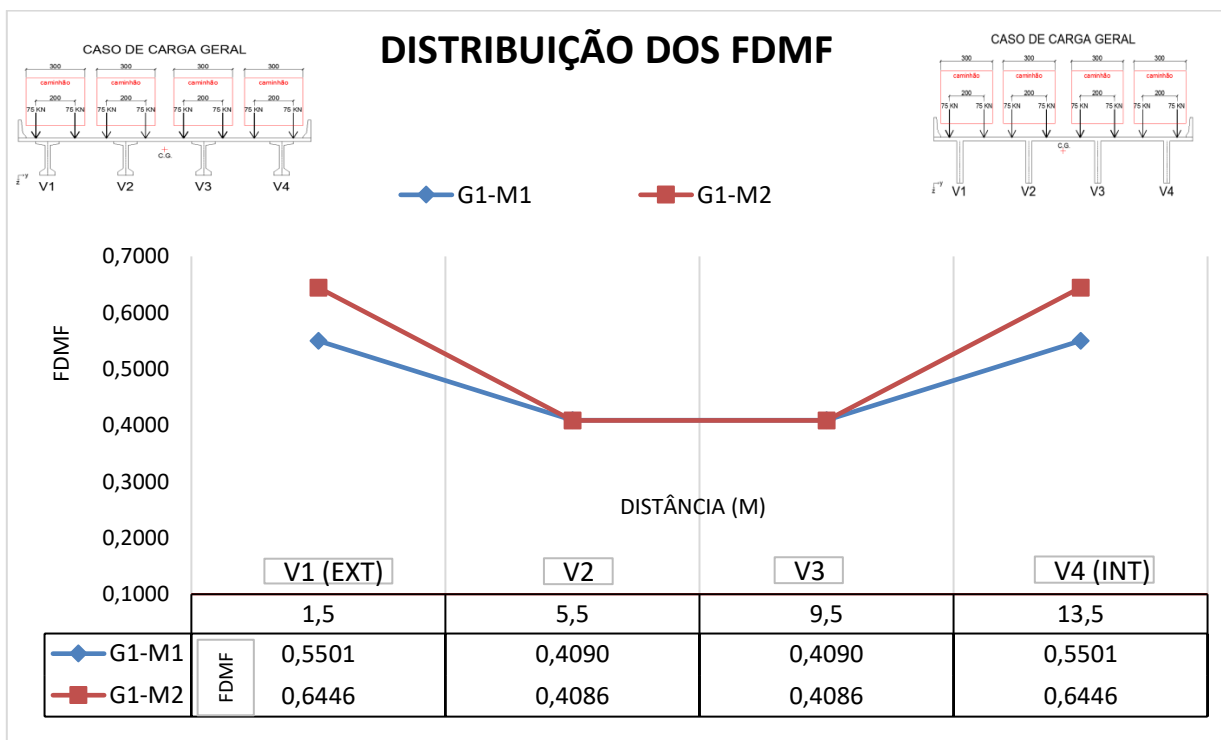


Figura A.74 – Distribuição dos FDMF obtidos da comparação entre em sistema pré-moldado versus moldados *in loco*, para grupo de curvatura de ponte reta, para modelos com 0 TI.

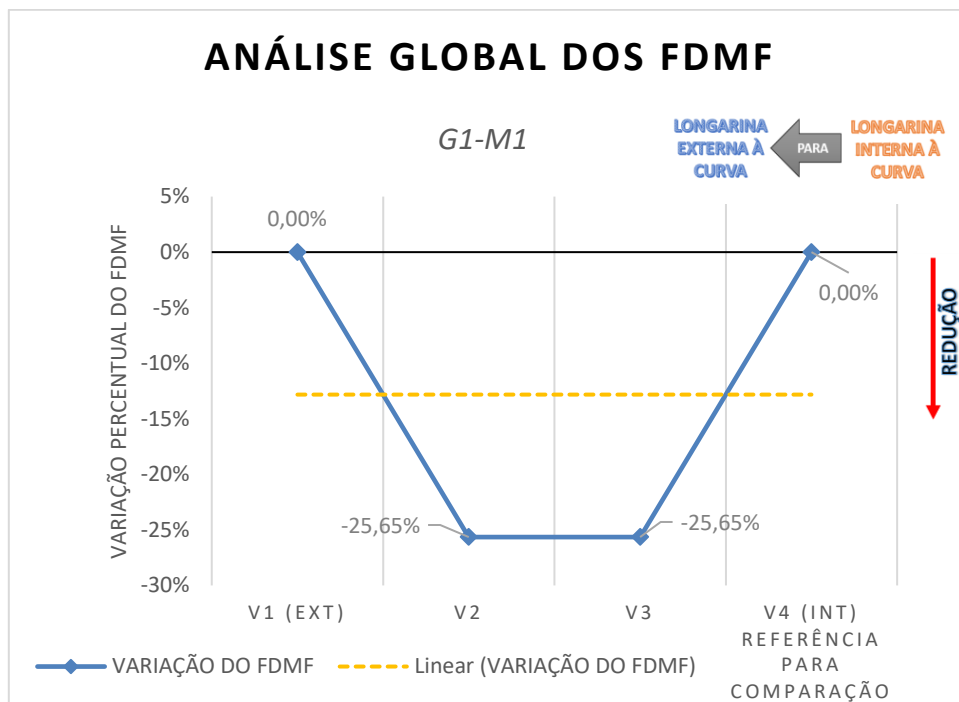


Figura A.75 – Análise global dos FDMF: Grupo de ponte reta, para modelo com 0 TI, em sistema pré-moldado.

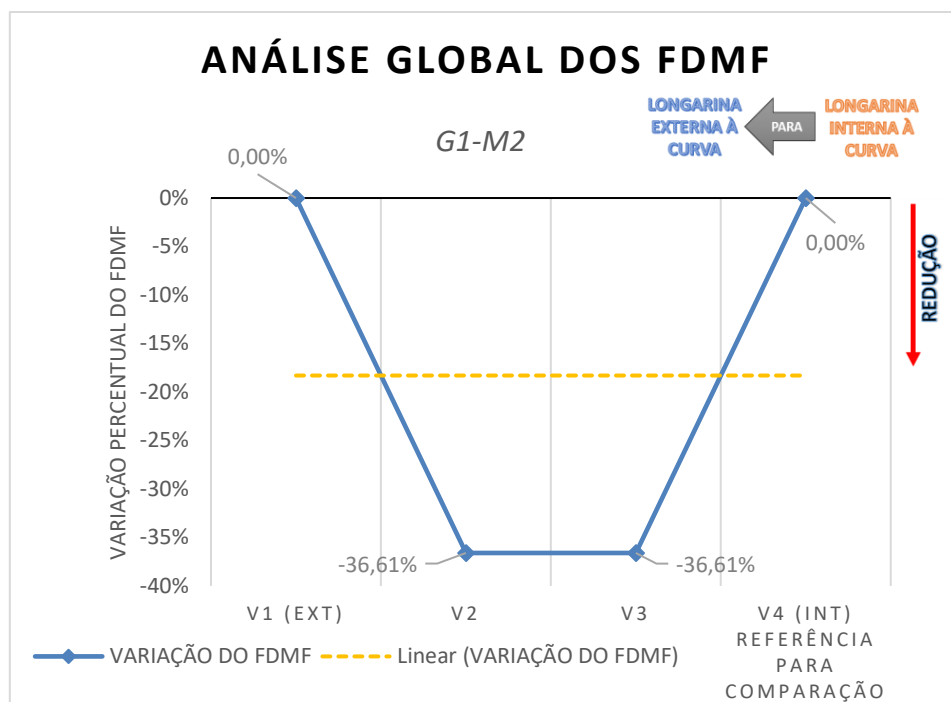


Figura A.76 – Análise global dos FDMF: Grupo de ponte reta, para modelo com 0 TI, em sistema moldado *in loco*.

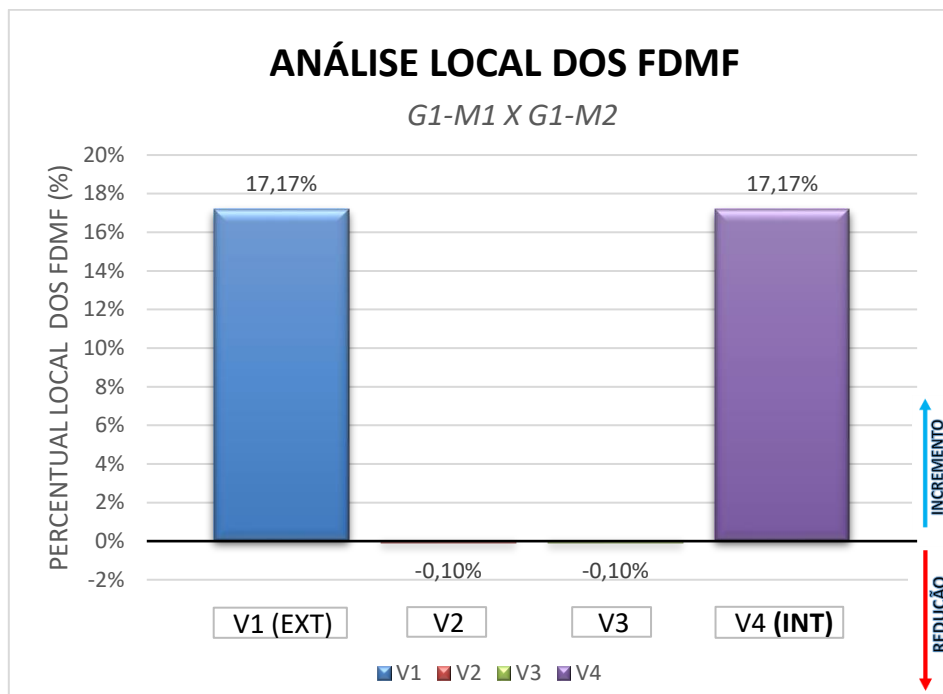


Figura A.77 – Análise local dos FDMF: Comparação entre em sistema pré-moldado versus moldados *in loco*, para grupo de ponte reta, em modelos com 0 TI.

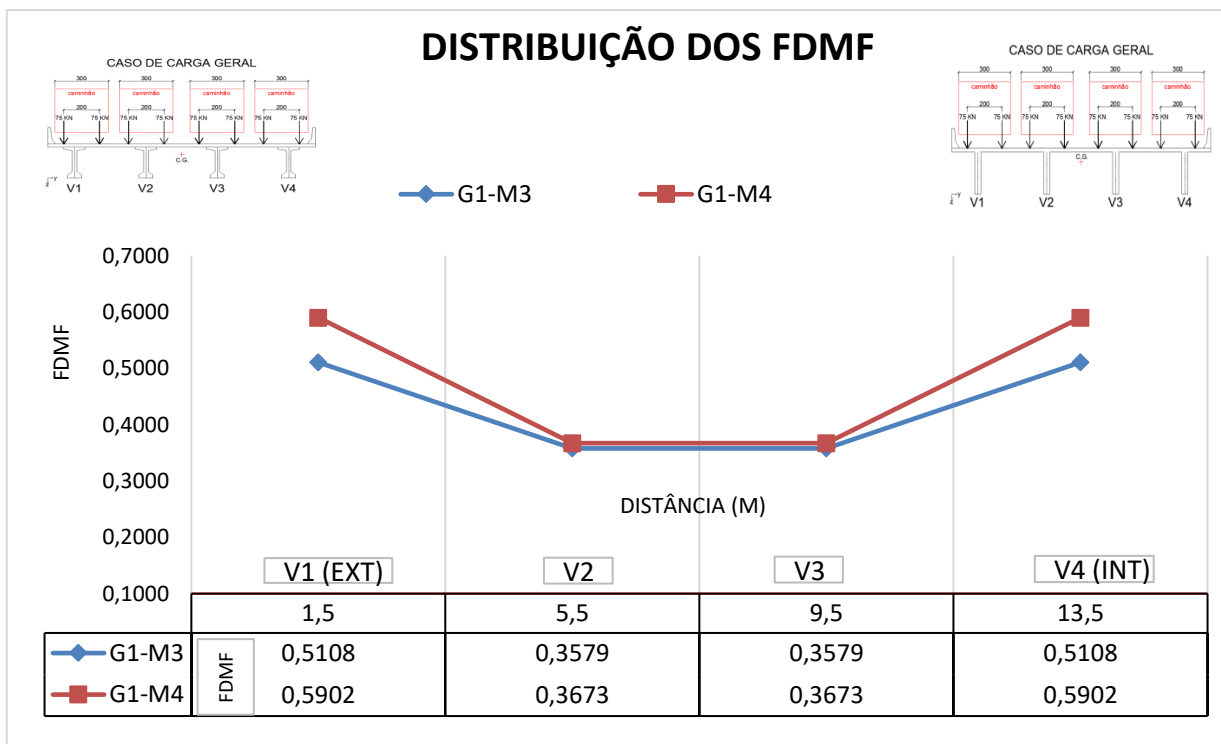


Figura A.78 – Distribuição dos FDMF obtidos da comparação entre em sistema pré-moldado versus moldados *in loco*, para grupo de curvatura de ponte reta, em modelos com 1 TI.

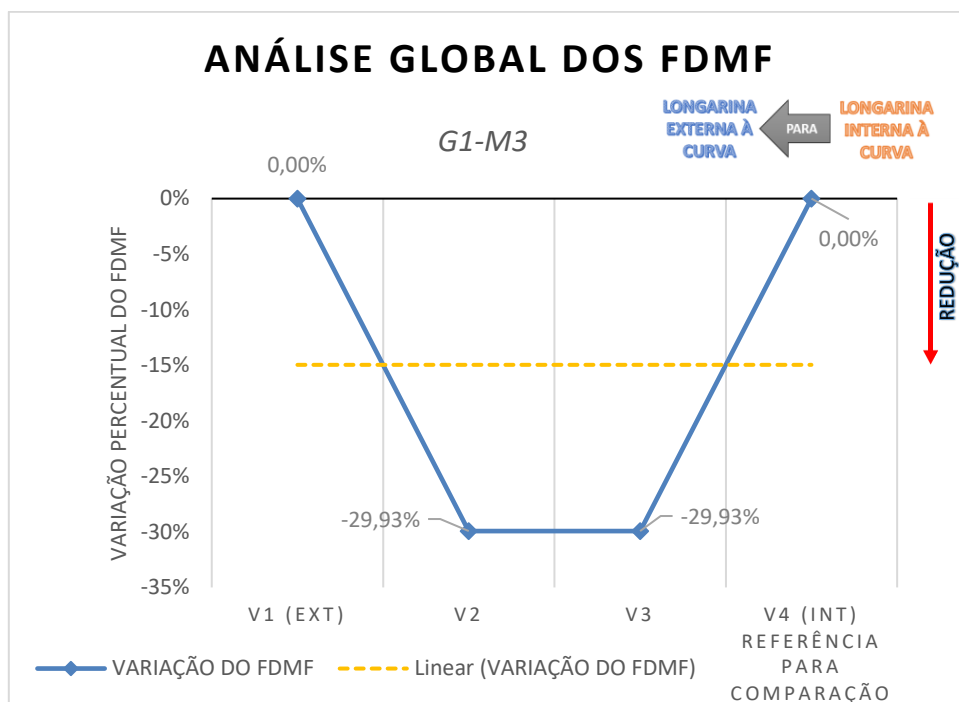


Figura A.79 – Análise global dos FDMF: Grupo de ponte reta, para modelo com 1 TI, em sistema pré-moldado.

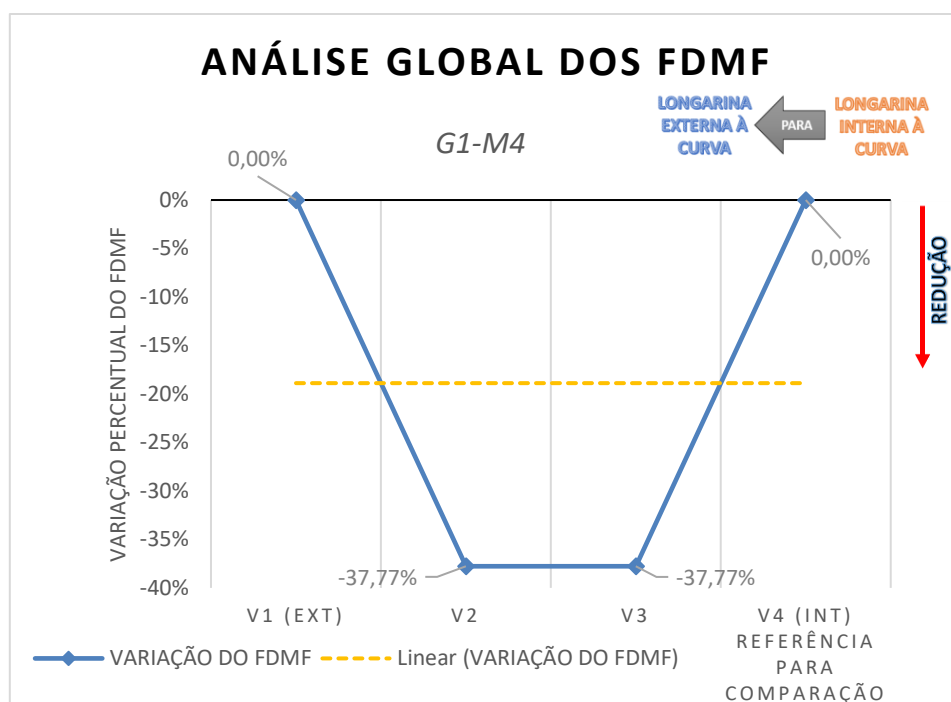


Figura A.80 – Análise global dos FDMF: Grupo de ponte reta, para modelo com 1 TI, em sistema moldado *in loco*.

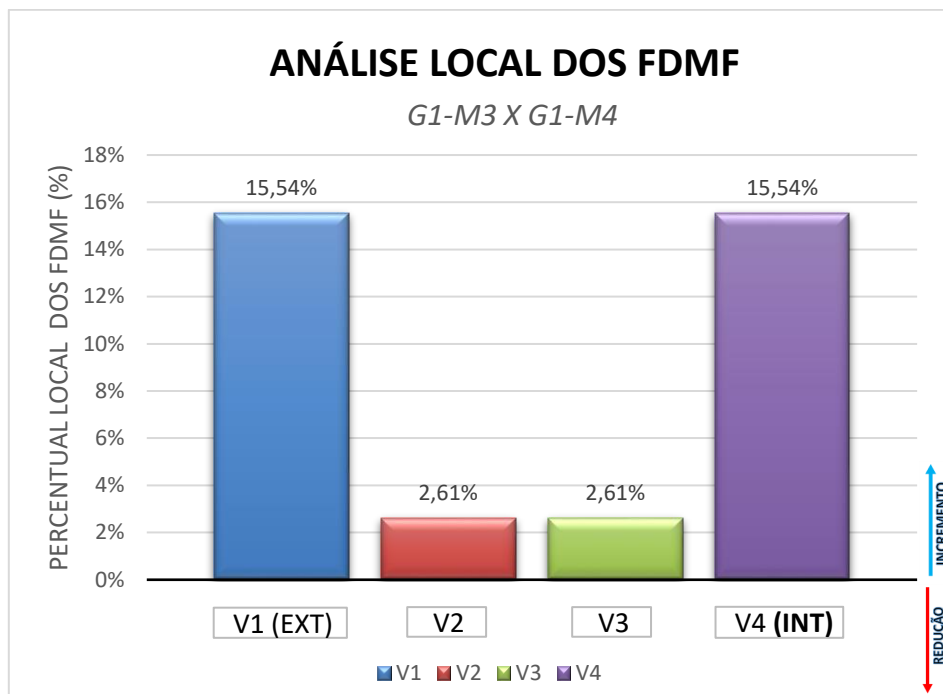


Figura A.81 – Análise local dos FDMF: Comparação entre em sistema pré-moldado versus moldados *in loco*, para grupo de ponte reta, em modelos com 1 TI.

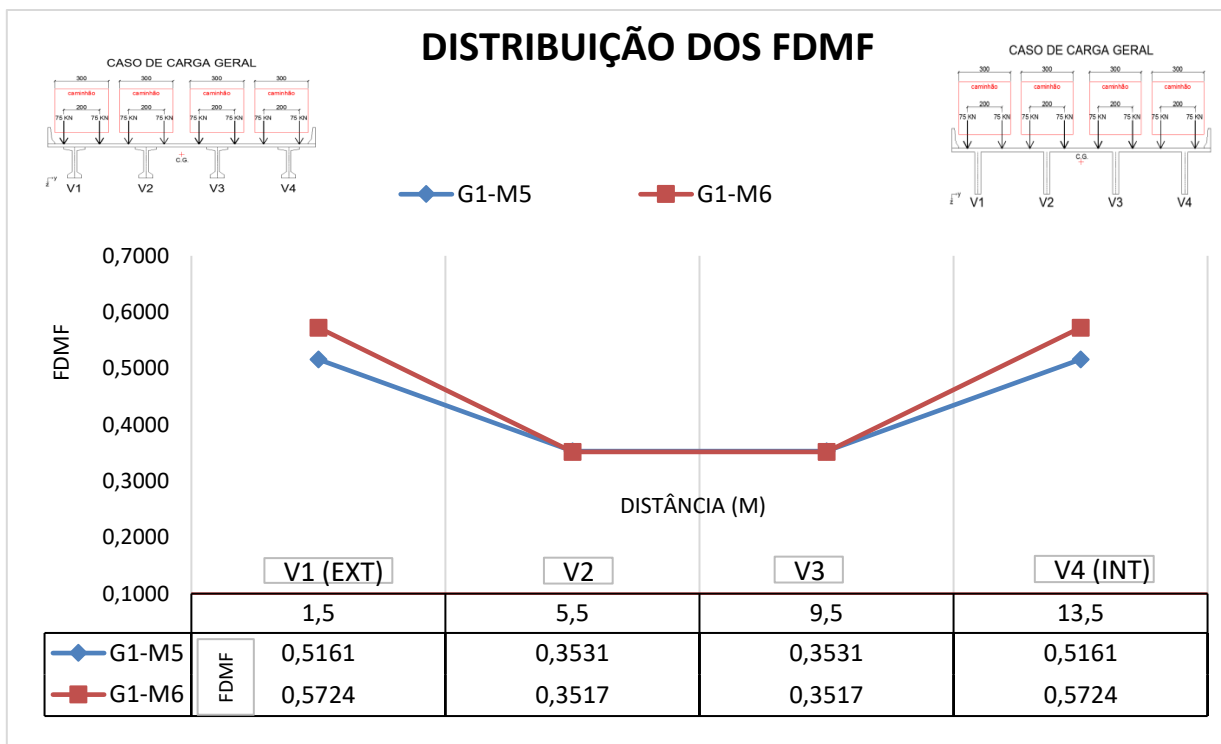


Figura A.82 – Distribuição dos FDMF obtidos da comparação entre em sistema pré-moldado versus moldados *in loco*, para grupo de curvatura de ponte reta, em modelos com 4 TI's.

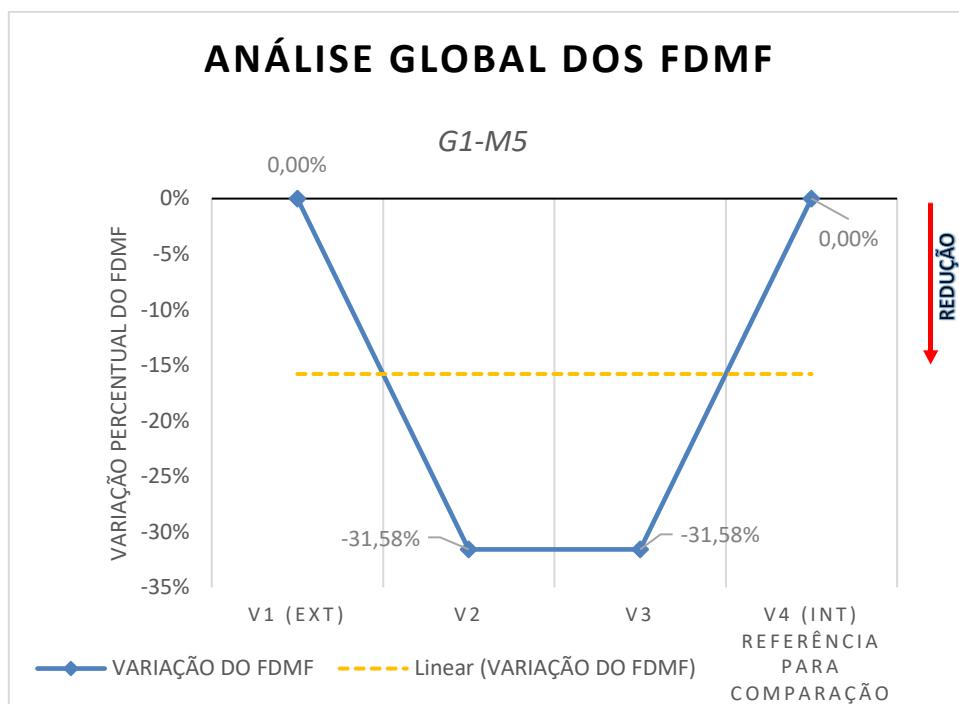


Figura A.83 – Análise global dos FDMF: Grupo de ponte reta, para modelo com 4 TI's, em sistema pré-moldado.

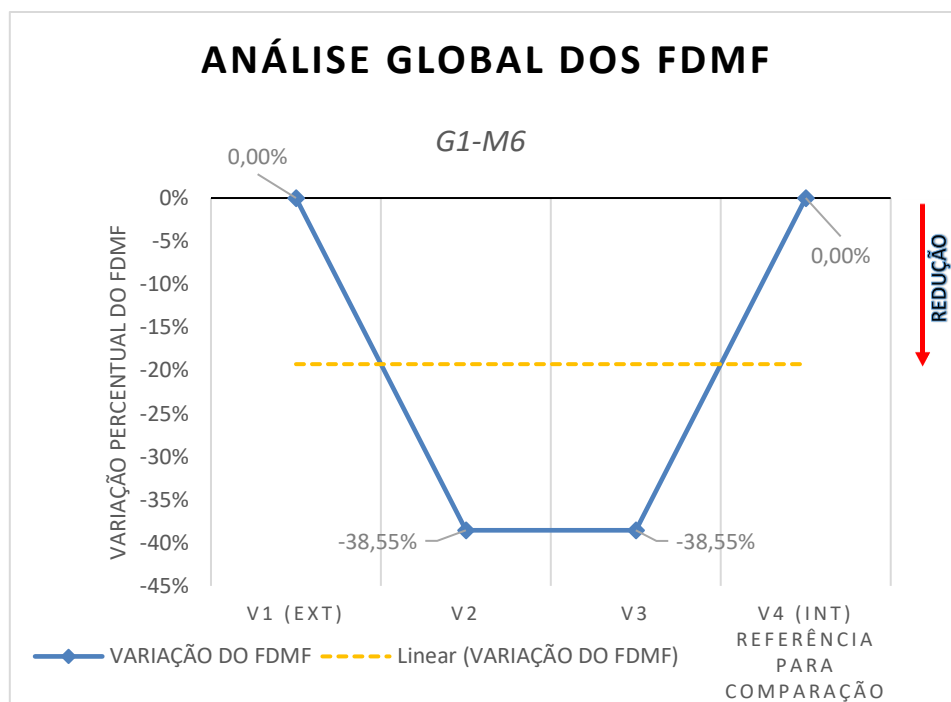


Figura A.84 – Análise global dos FDMF: Grupo de ponte reta, para modelo com 4 TI's, em sistema moldado *in loco*.

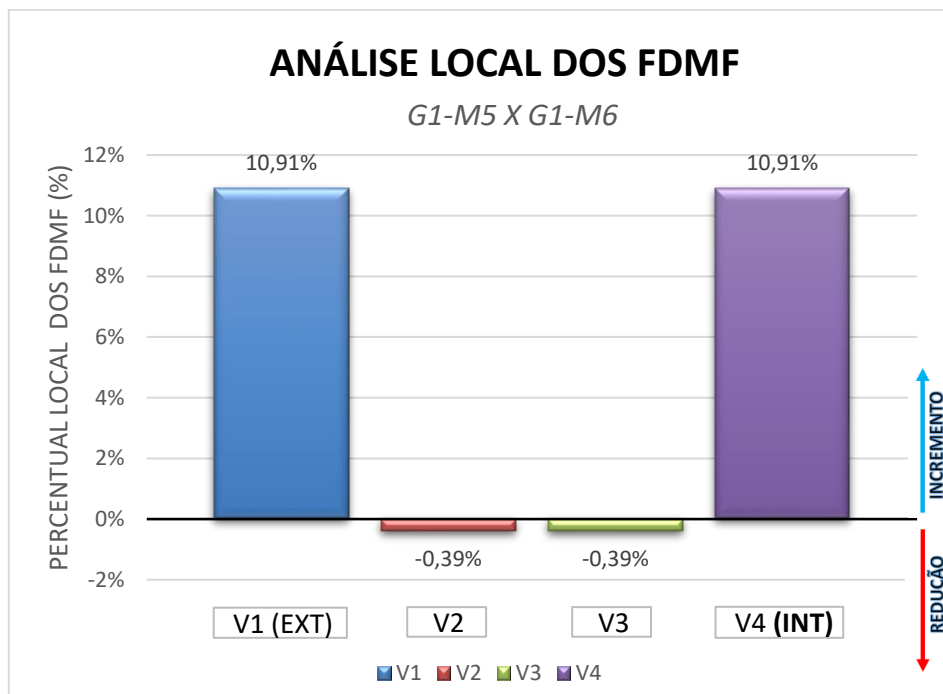


Figura A.85 – Análise local dos FDMF: Comparação entre em sistema pré-moldado versus moldados *in loco*, para grupo de ponte reta, em modelos com 4 TI's.

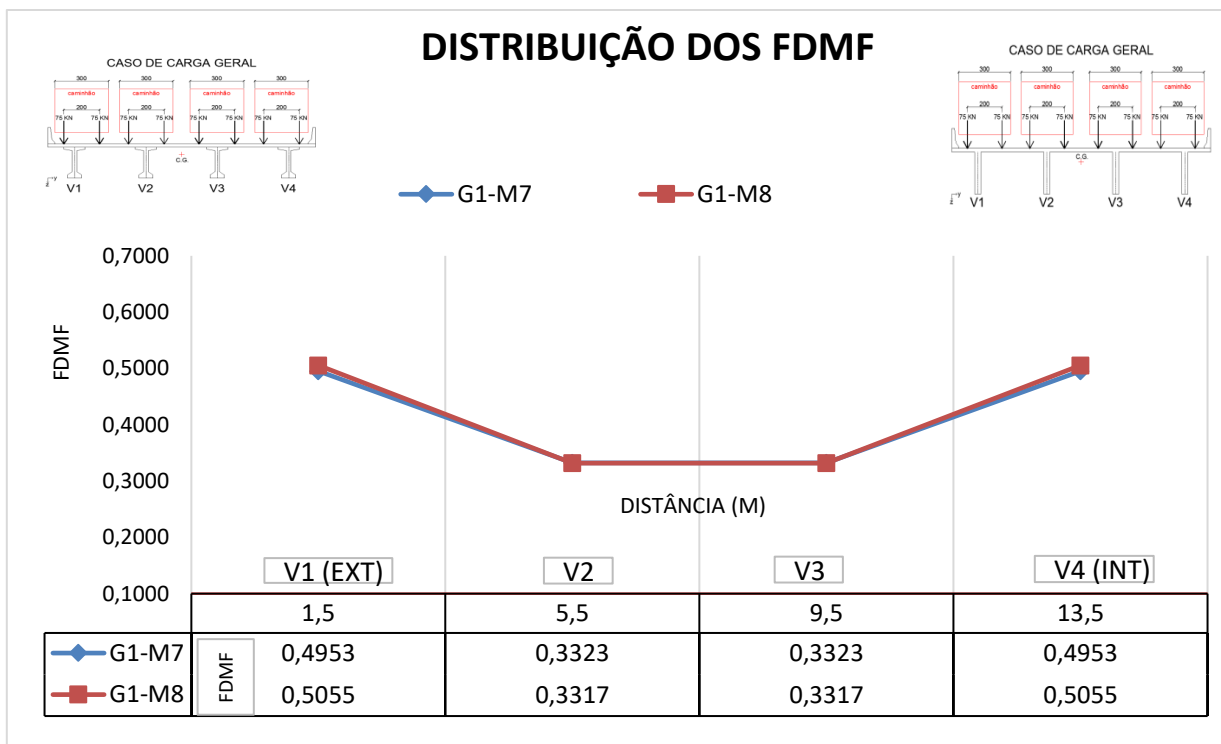


Figura A.86 – Distribuição dos FDMF obtidos da comparação entre em sistema pré-moldado versus moldados *in loco*, para grupo de curvatura de ponte reta, em modelos com 11 TI's.

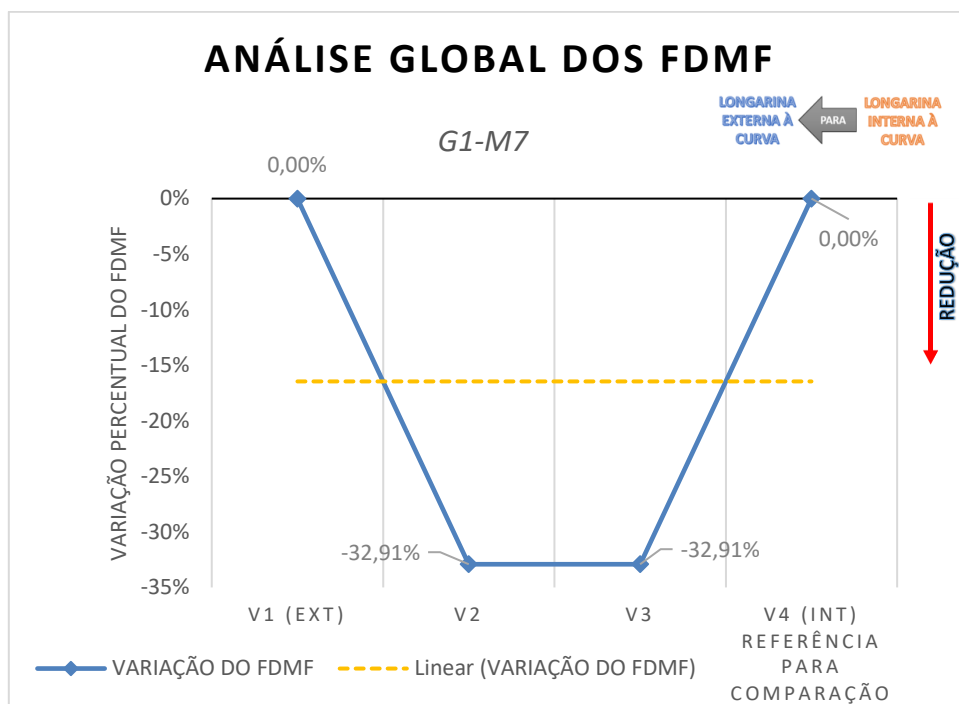


Figura A.87 – Análise global dos FDMF: Grupo de ponte reta, para modelo com 11 TI's, em sistema pré-moldado.

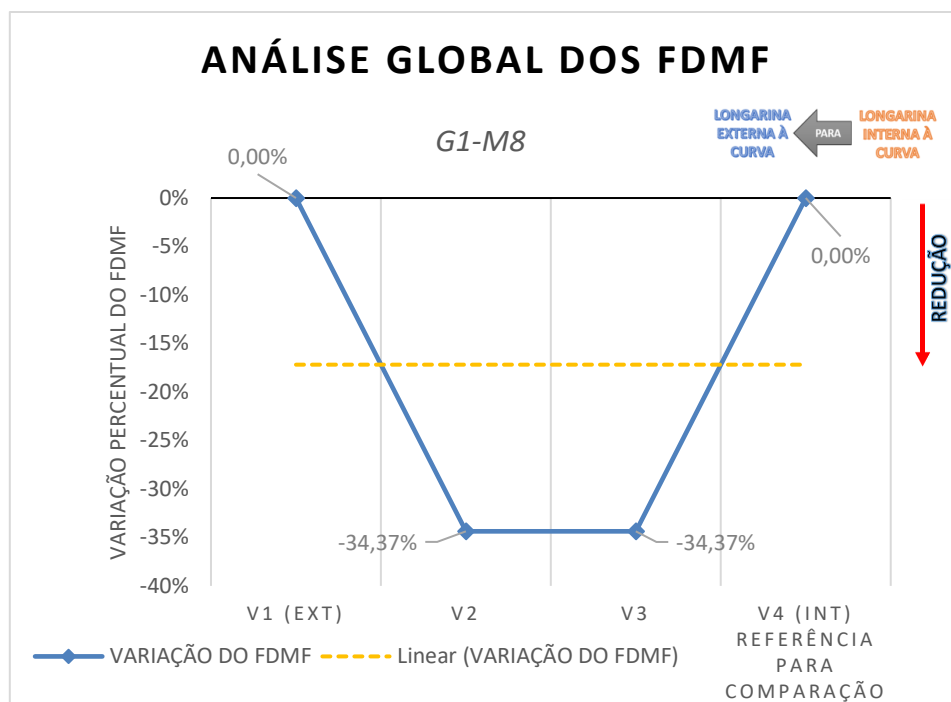


Figura A.88 – Análise global dos FDMF: Grupo de ponte reta, para modelo com 11 TI's, em sistema moldado *in loco*.

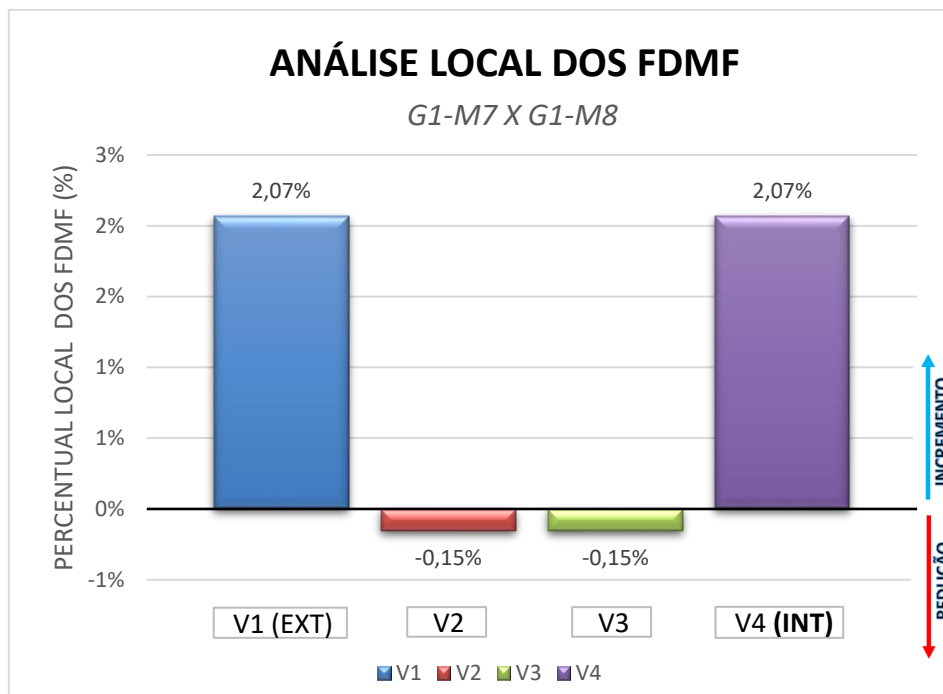


Figura A.89 – Análise local dos FDMF: Comparação entre em sistema pré-moldado versus moldados *in loco*, para grupo de ponte reta, em modelos com 11 TI's.

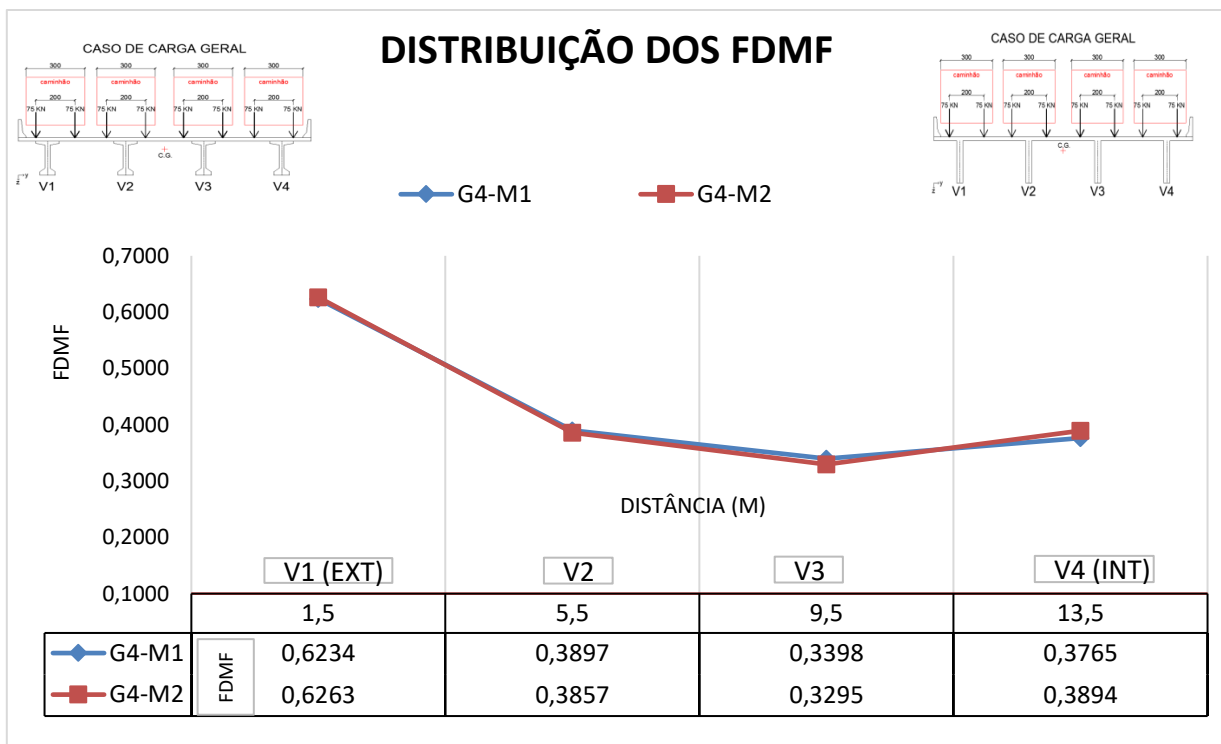


Figura A.90 – Distribuição dos FDMF obtidos da comparação entre em sistema pré-moldado versus moldados *in loco*, para pontes com raio de curvatura de 100m, em modelos com 11 TI's.

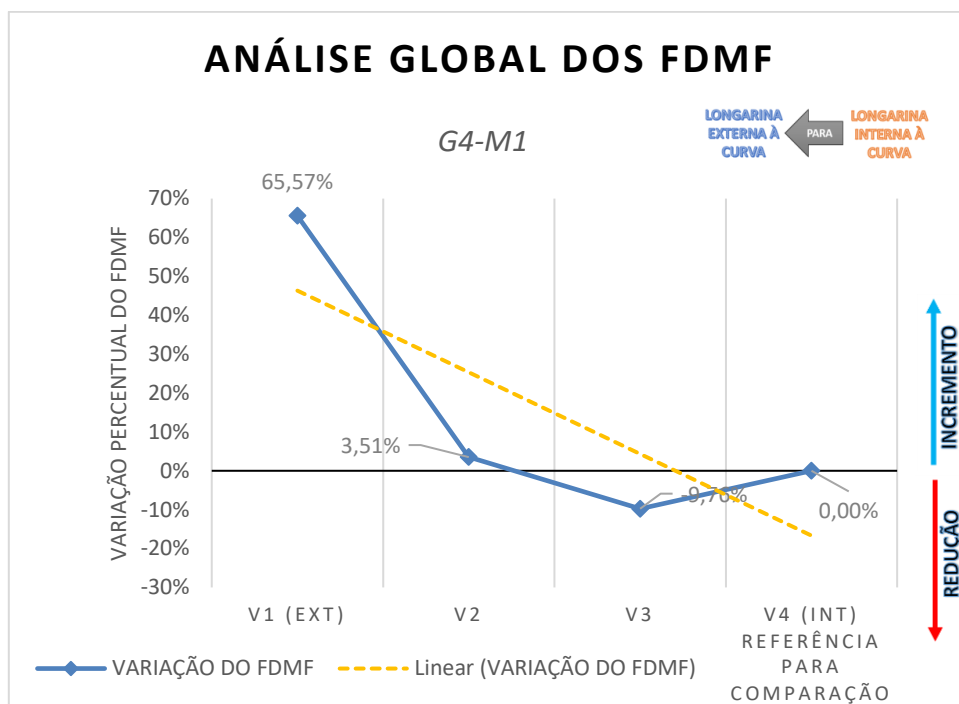


Figura A.91 – Análise global dos FDMF: Grupo de ponte com raio de curvatura de 100 m, para modelo com 0 TI, em sistema pré-moldado.

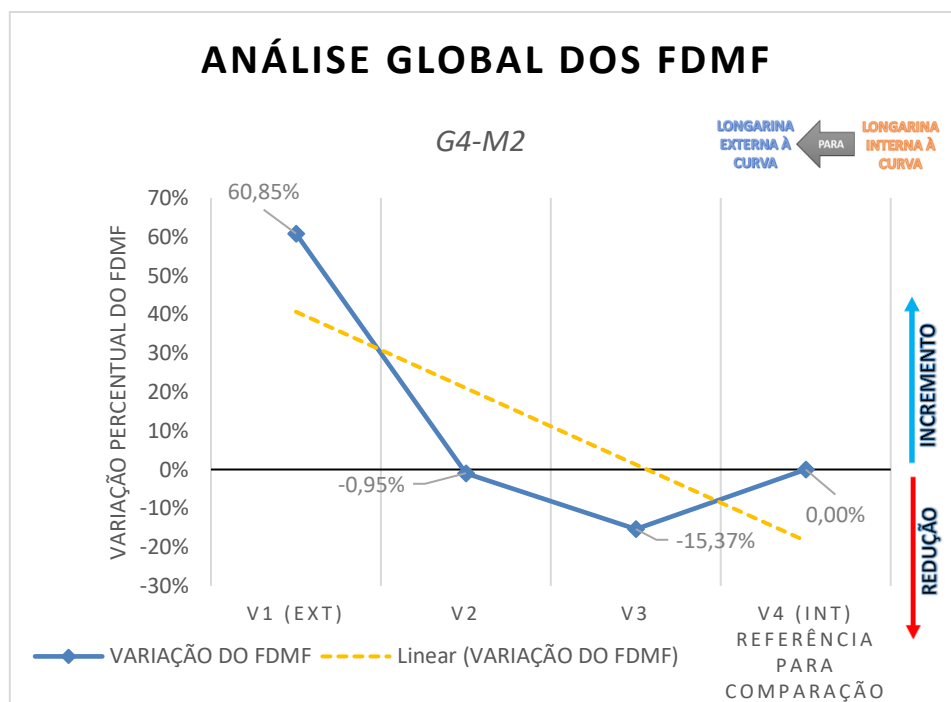


Figura A.92 – Análise global dos FDMF: Grupo de ponte com raio de curvatura de 100 m, para modelo com 0 TI, em sistema moldado *in loco*.

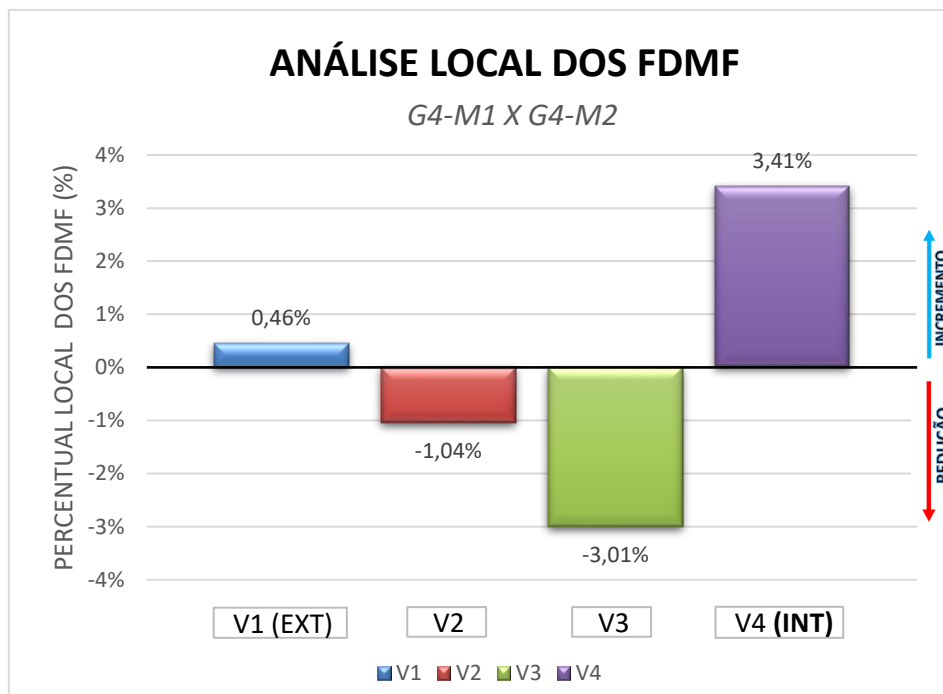


Figura A.93 – Análise local dos FDMF: Comparação entre em sistema pré-moldado versus moldados *in loco*, para ponte com raio de curvatura de 100 m, em modelos com 0 TI.

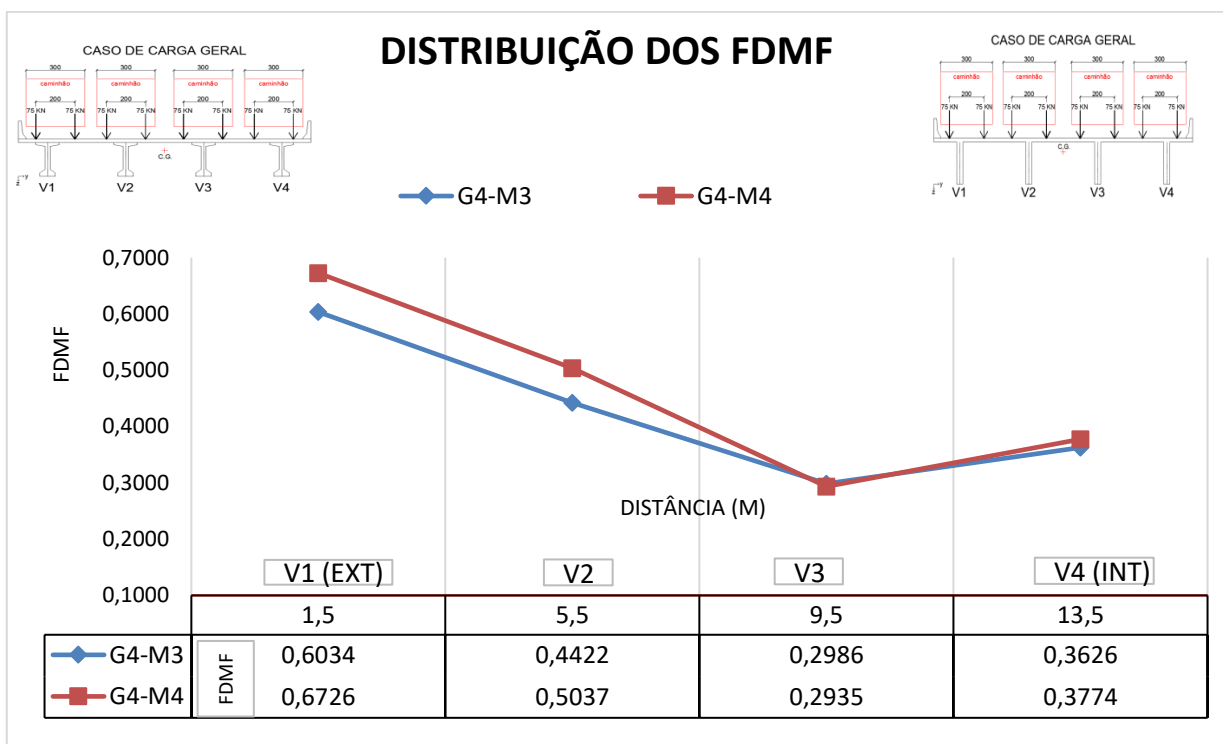


Figura A.94 – Distribuição dos FDMF obtidos da comparação entre em sistema pré-moldado versus moldados *in loco*, para pontes com raio de curvatura de 100m, em modelos com 1 TI.

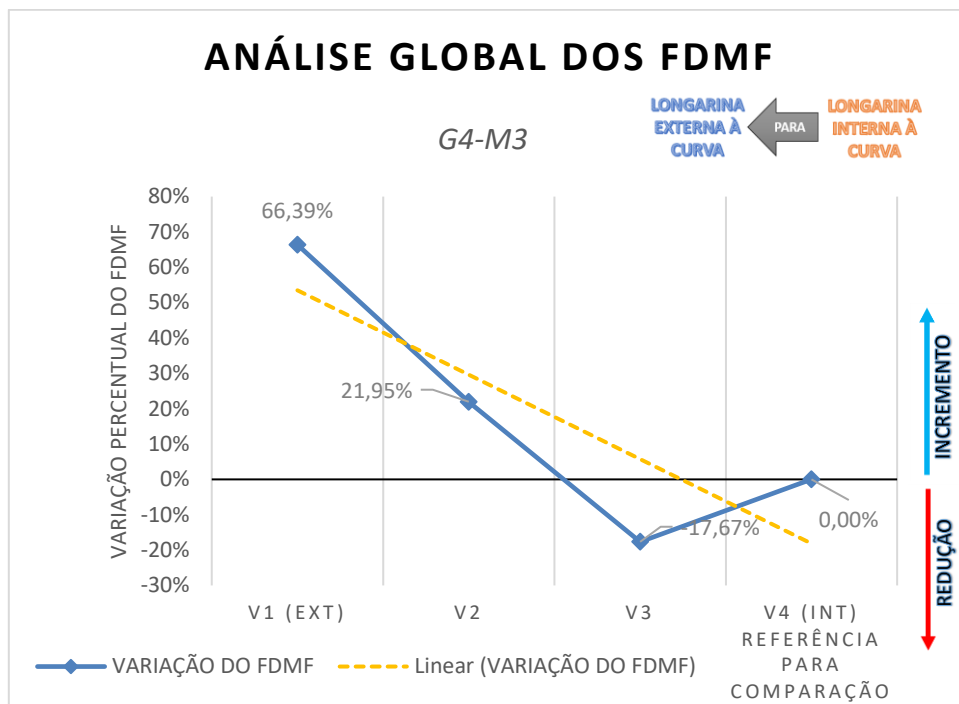


Figura A.95 – Análise global dos FDMF: Grupo de ponte com raio de curvatura de 100 m, para modelo com 1 TI, em sistema pré-moldado.

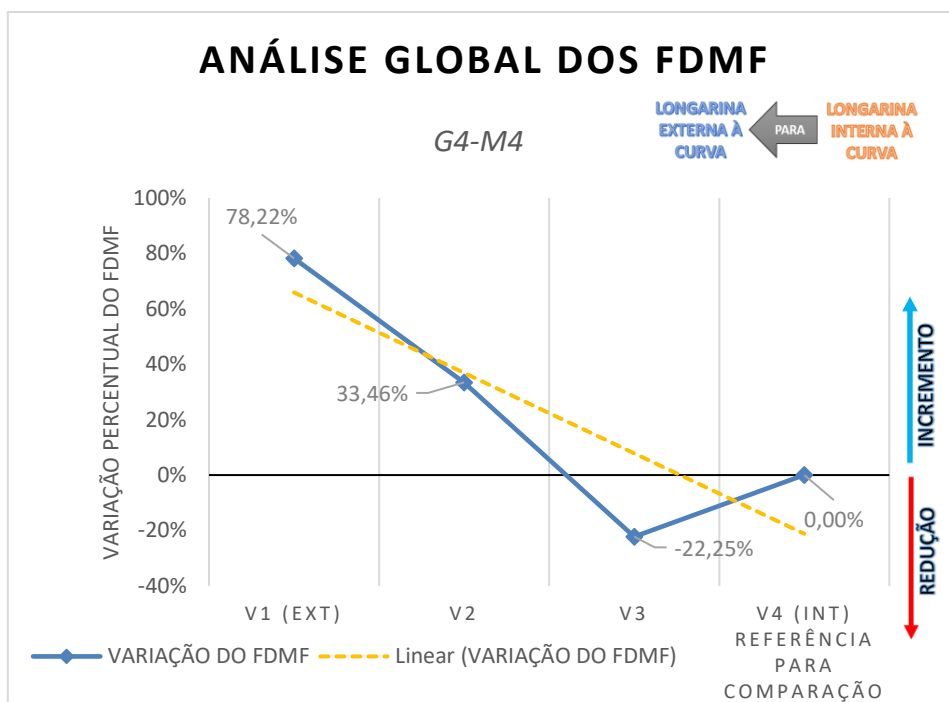


Figura A.96 – Análise global dos FDMF: Grupo de ponte com raio de curvatura de 100 m, para modelo com 1 TI, em sistema moldado *in loco*.

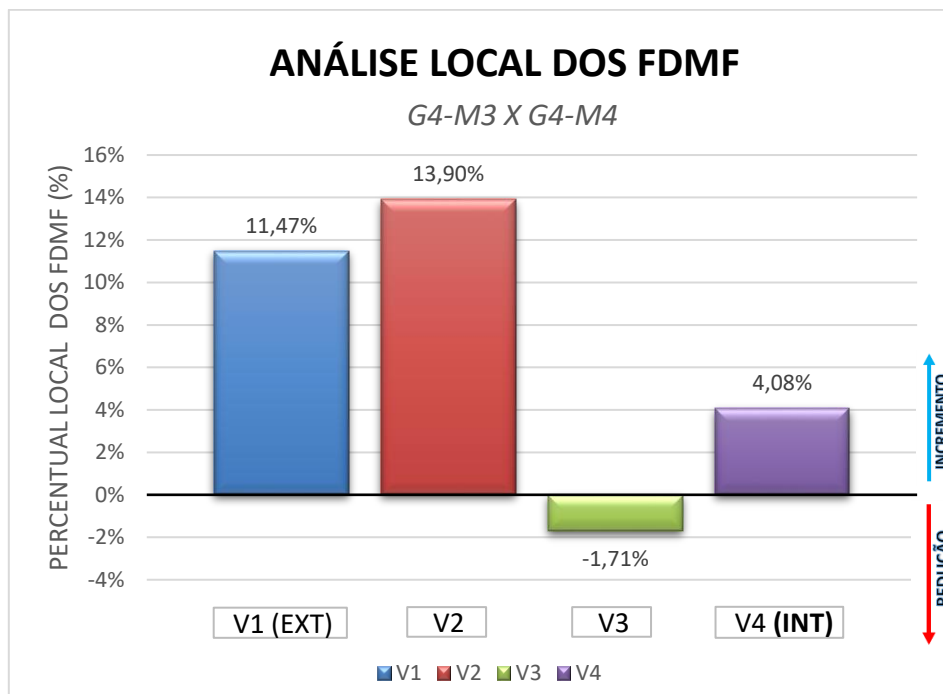


Figura A.97 – Análise local dos FDMF: Comparação entre em sistema pré-moldado versus moldados *in loco*, para ponte com raio de curvatura de 100 m, em modelos com 1 TI.

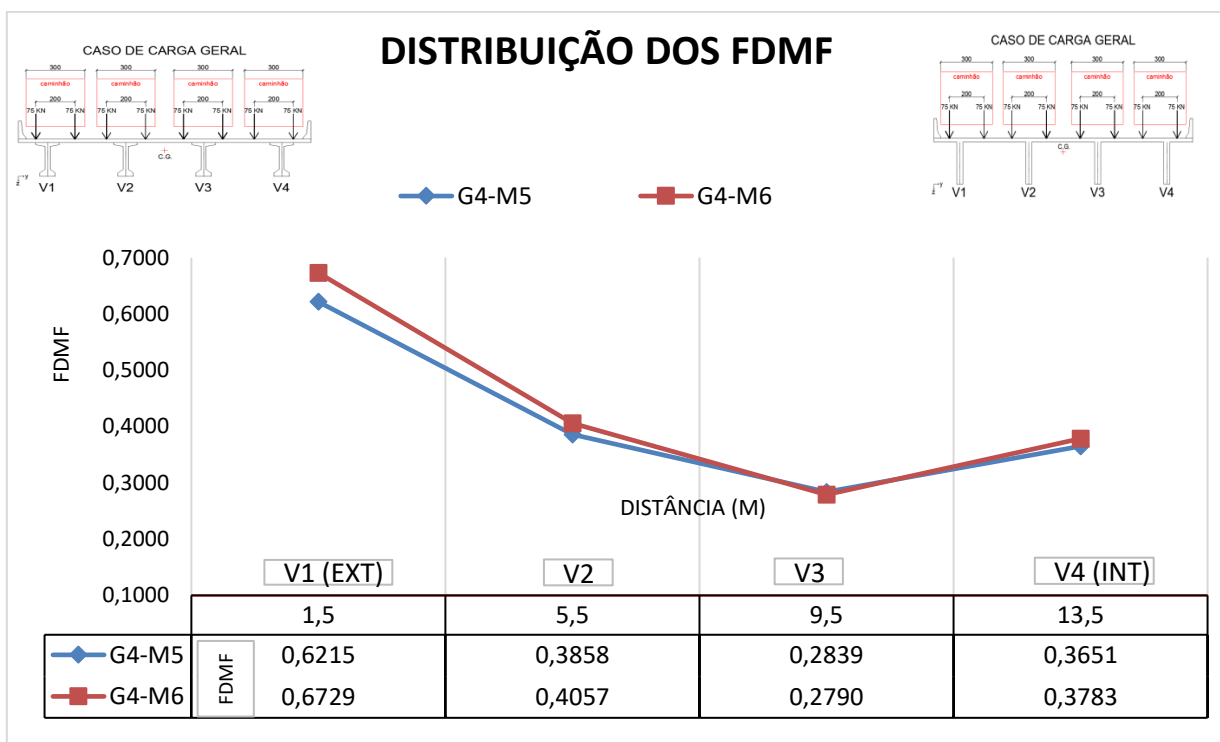


Figura A.98 – Distribuição dos FDMF obtidos da comparação entre em sistema pré-moldado versus moldados *in loco*, para pontes com raio de curvatura de 100m, em modelos com 4 TI's.

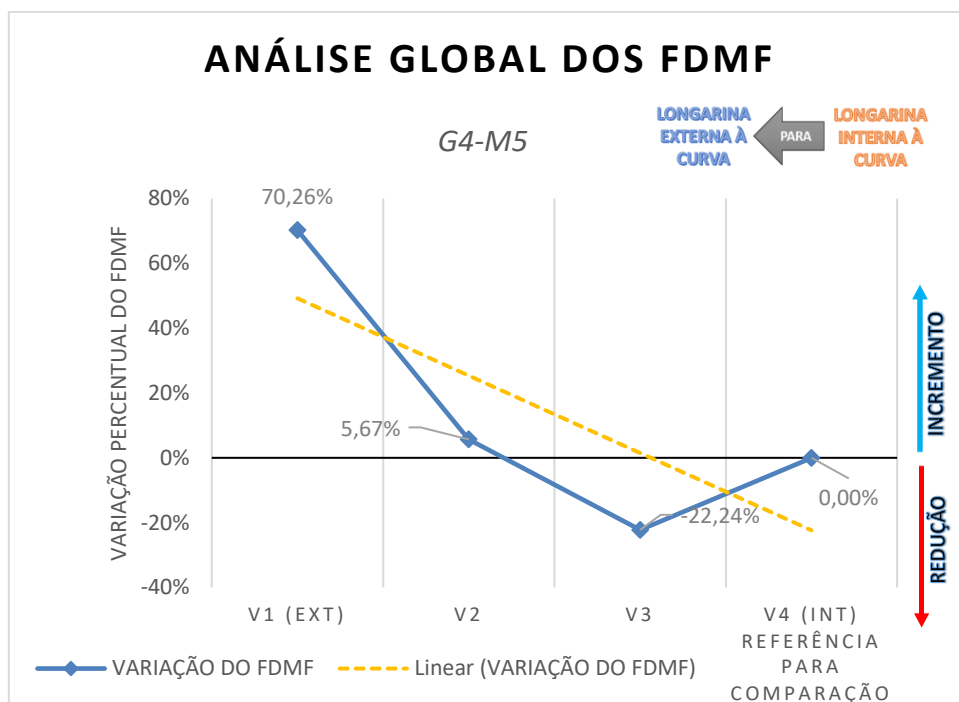


Figura A.99 – Análise global dos FDMF: Grupo de ponte com raio de curvatura de 100 m, para modelo com 4 TI's, em sistema pré-moldado.

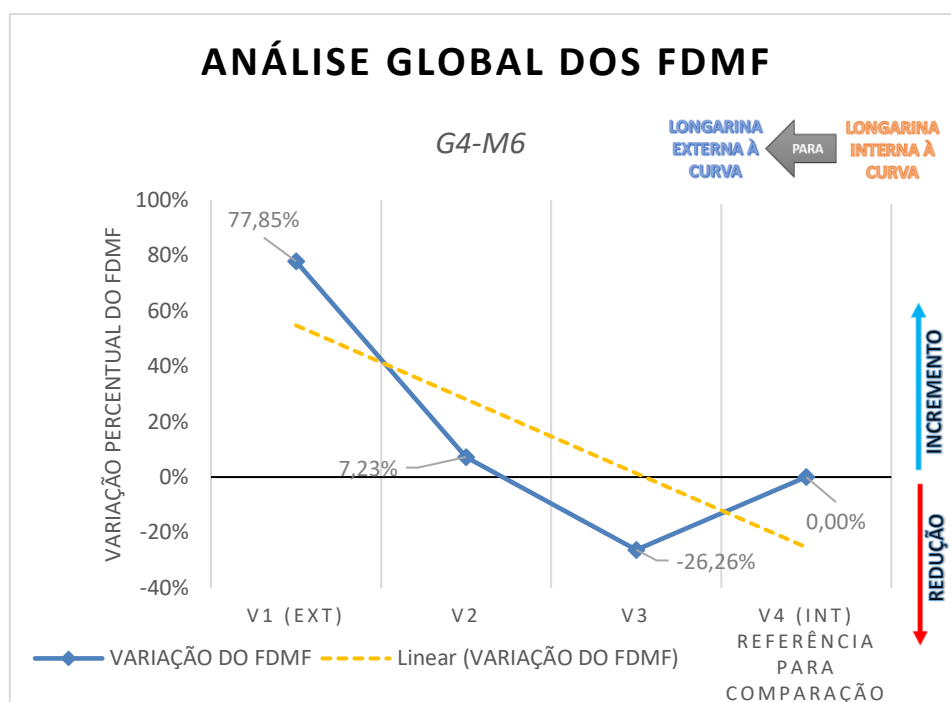


Figura A.100 – Análise global dos FDMF: Grupo de ponte com raio de curvatura de 100 m, para modelo com 4 TI's, em sistema moldado *in loco*.

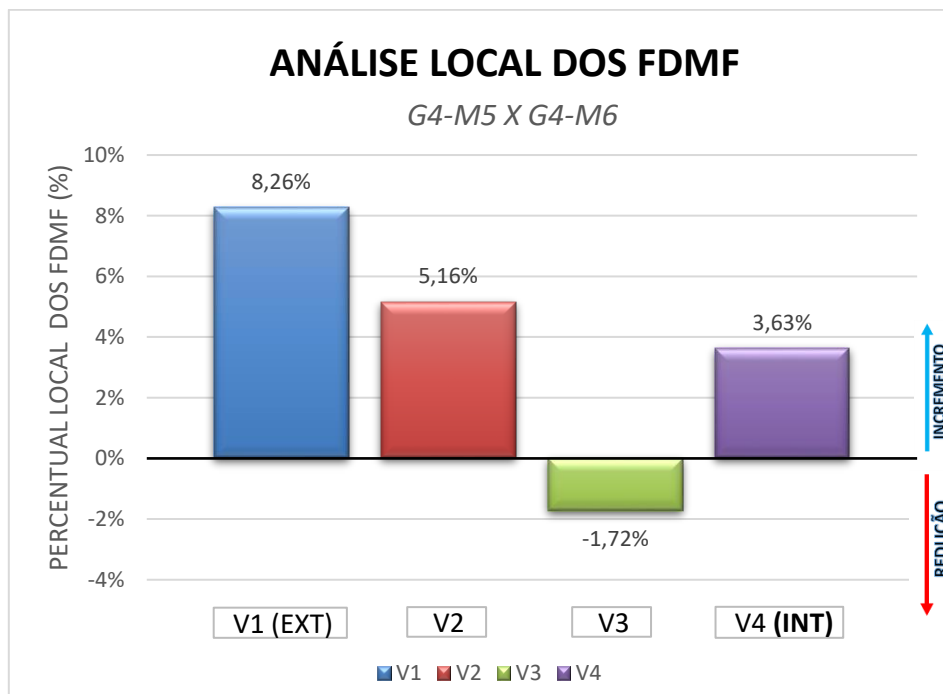


Figura A.101 – Análise local dos FDMF: Comparação entre em sistema pré-moldado versus moldados *in loco*, para ponte com raio de curvatura de 100 m, em modelos com 4 TI's.

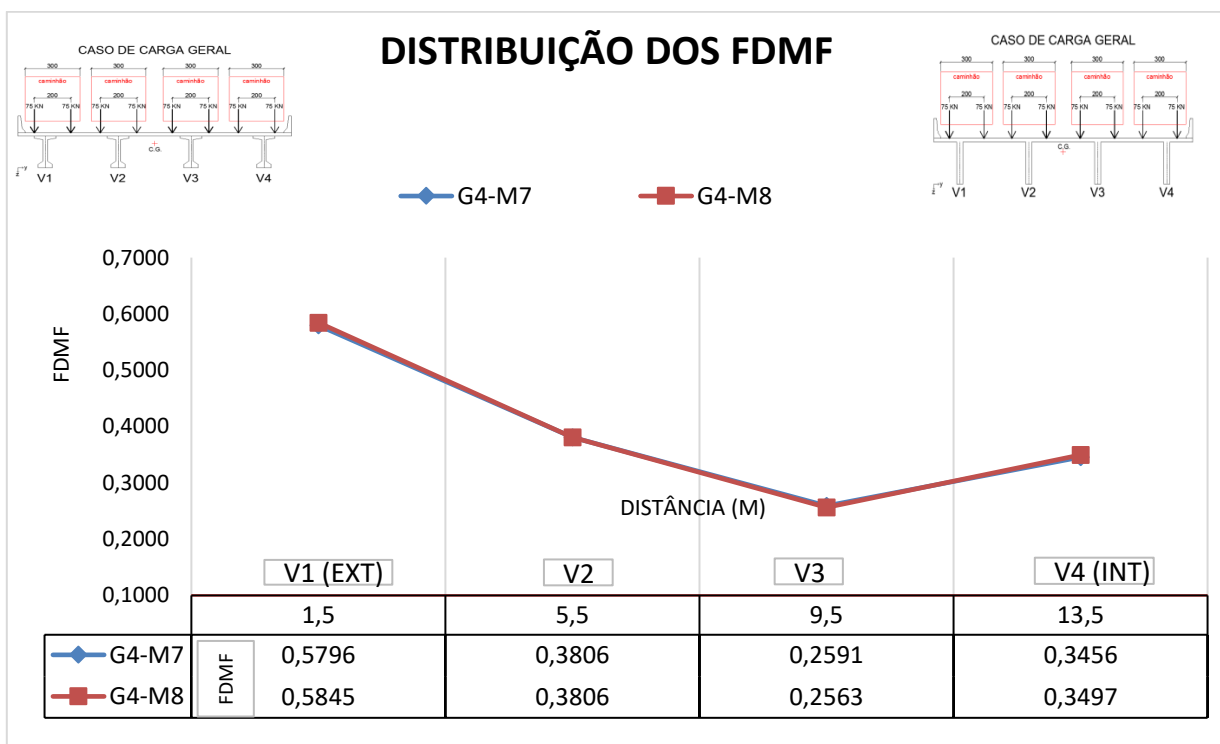


Figura A.102 – Distribuição dos FDMF obtidos da comparação entre em sistema pré-moldado versus moldados *in loco*, para pontes com raio de curvatura de 100m, em modelos com 11 TI's.

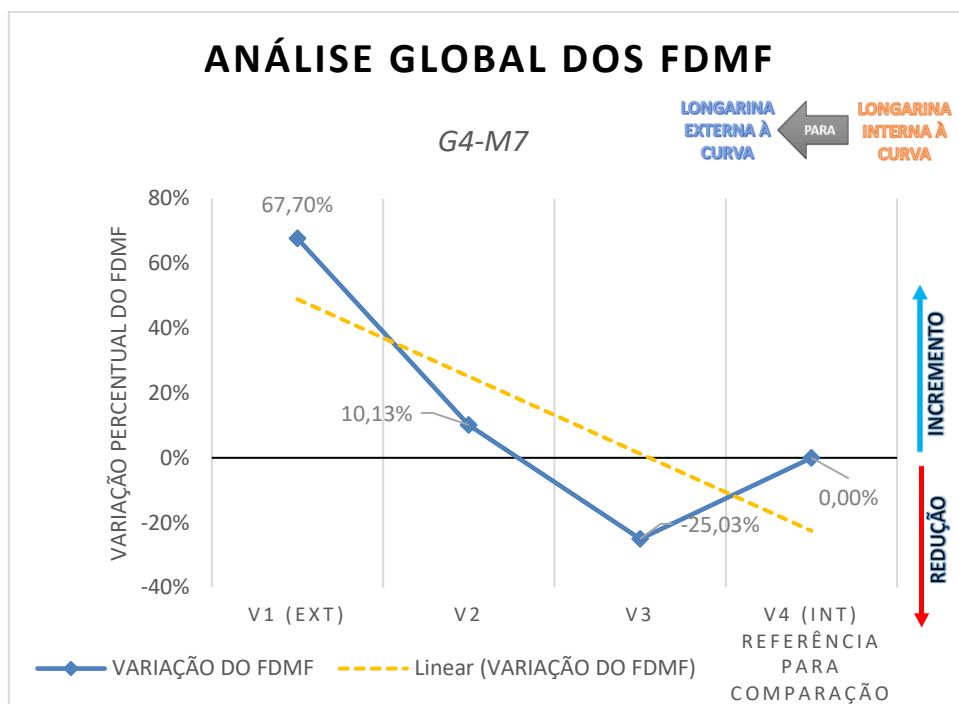


Figura A.103 – Análise global dos FDMF: Grupo de ponte com raio de curvatura de 100 m, para modelo com 11 TI's, em sistema pré-moldado.

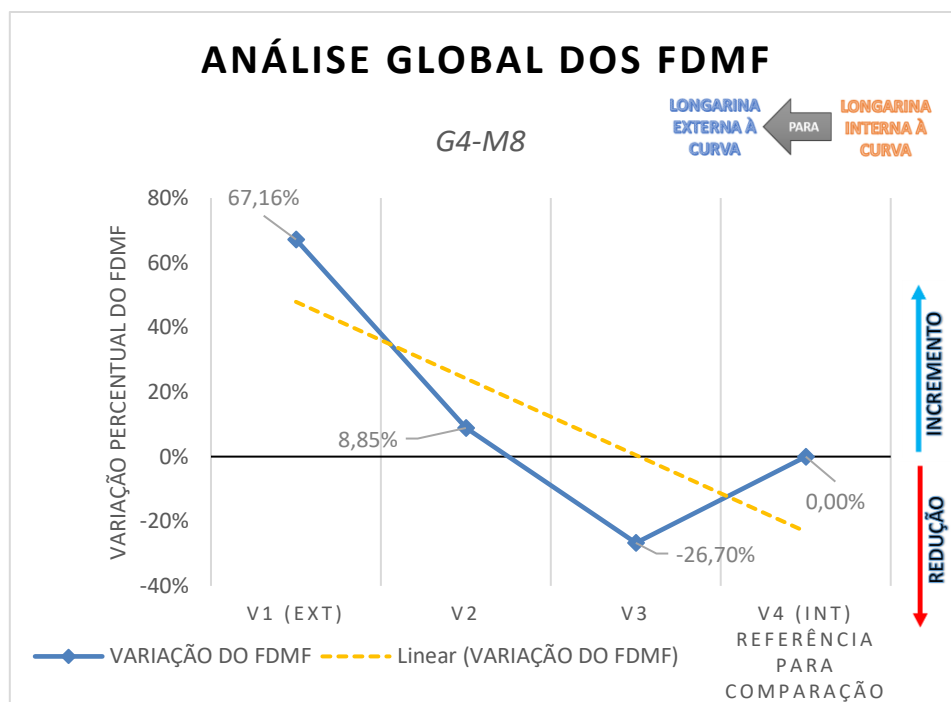


Figura A.104 – Análise global dos FDMF: Grupo de ponte com raio de curvatura de 100 m, para modelo com 11 TI's, em sistema moldado *in loco*.

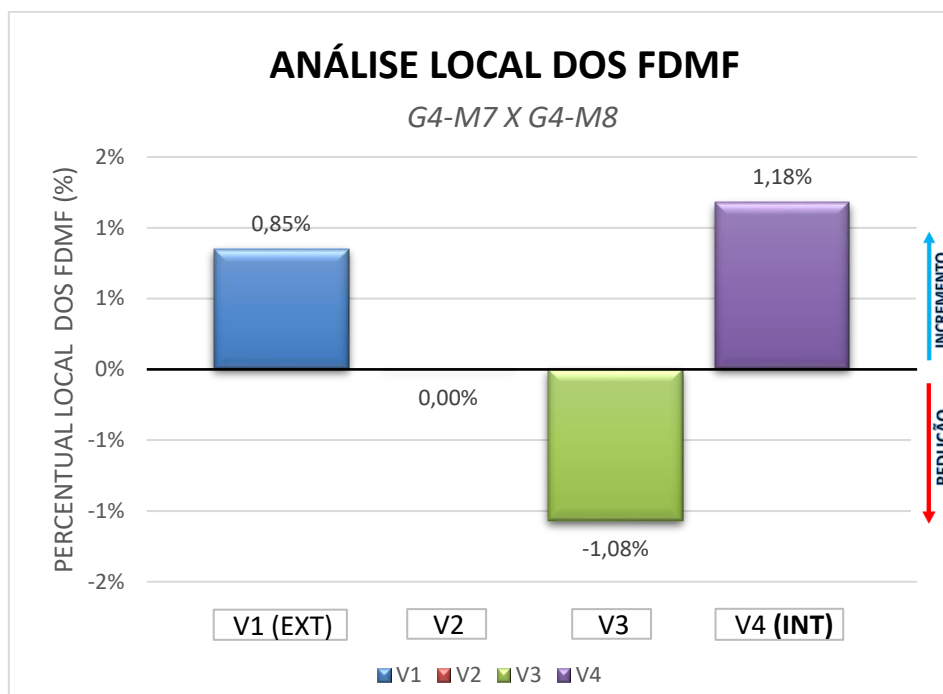


Figura A.105 – Análise local dos FDMF: Comparação entre em sistema pré-moldado versus moldados *in loco*, para ponte com raio de curvatura de 100 m, em modelos com 11 TI's.

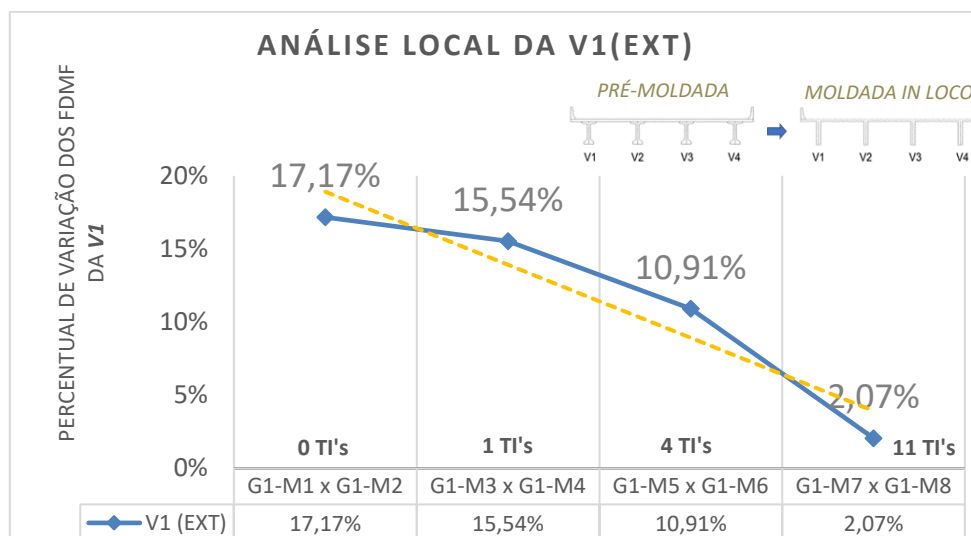


Figura A.106 – Evolução da análise local dos FDMF para a viga V1, obtidas das comparações entre pontes retas de sistema pré-moldado versus moldado *in loco*, variando a quantidade de TI's em 0, 1, 4 e 11.

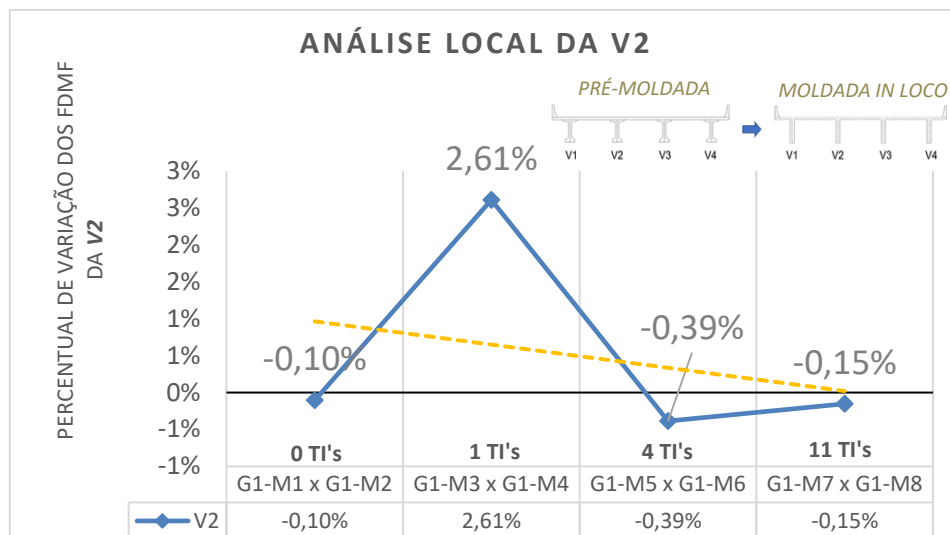


Figura A.107 – Evolução da análise local dos FDMF para a viga V2, obtidas das comparações entre pontes retas de sistema pré-moldado versus moldado *in loco*, variando a quantidade de TI's em 0, 1, 4 e 11.

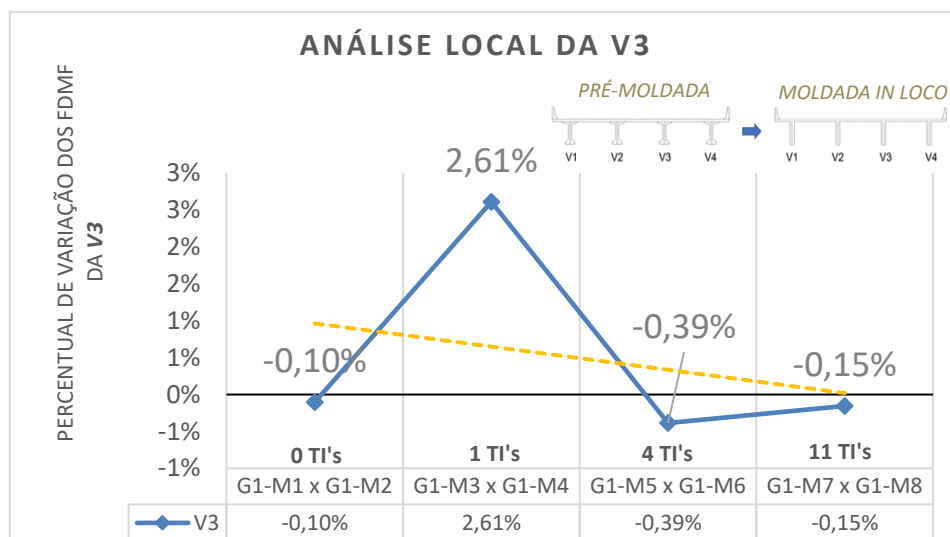


Figura A.108 – Evolução da análise local dos FDMF para a viga V3, obtidas das comparações entre pontes retas de sistema pré-moldado versus moldado *in loco*, variando a quantidade de TI's em 0, 1, 4 e 11.

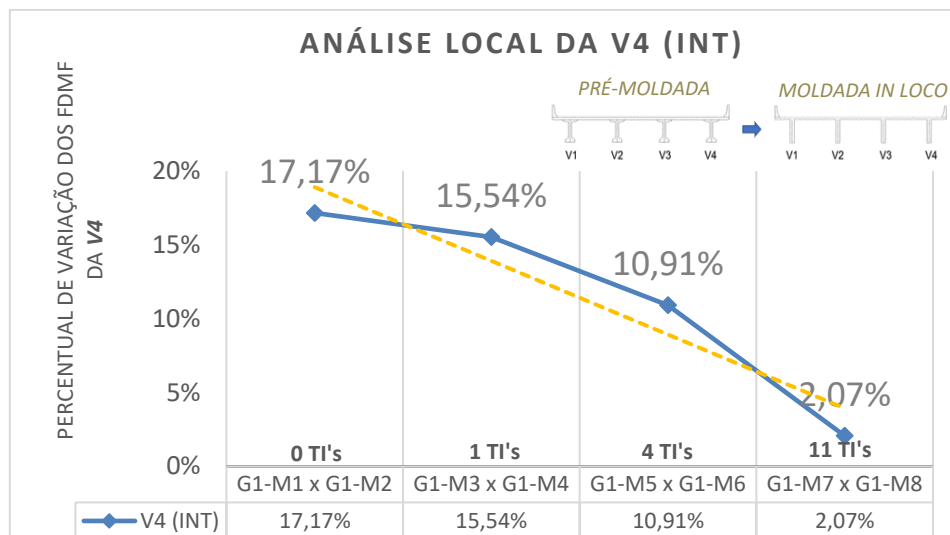


Figura A.109 – Evolução da análise local dos FDMF para a viga V4, obtidas das comparações entre pontes retas de sistema pré-moldado versus moldado *in loco*, variando a quantidade de TI's em 0, 1, 4 e 11.

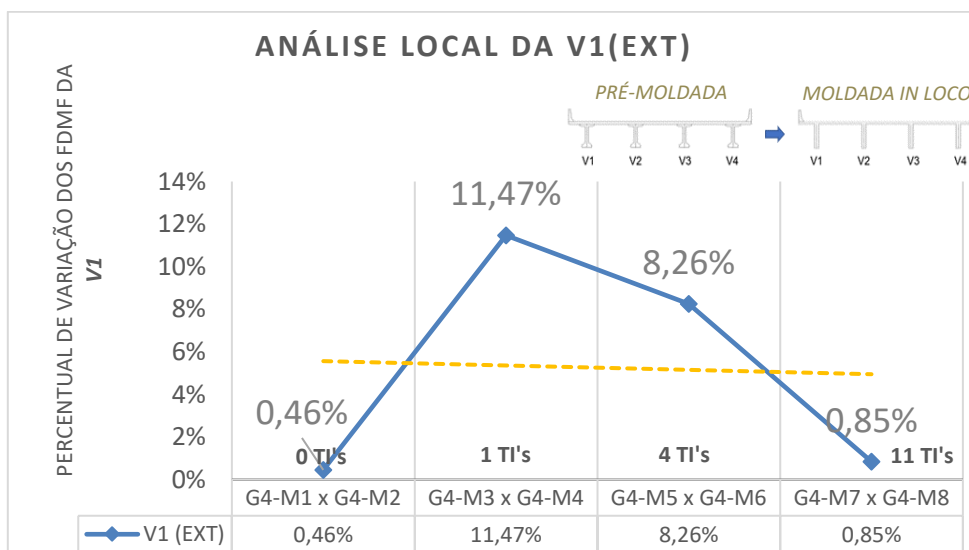


Figura A.110 – Evolução da análise local dos FDMF para a viga V1, obtidas das comparações entre pontes curvas com raio de 100m, em sistemas pré-moldado versus moldado *in loco*, variando a quantidade de TI's em 0, 1, 4 e 11.

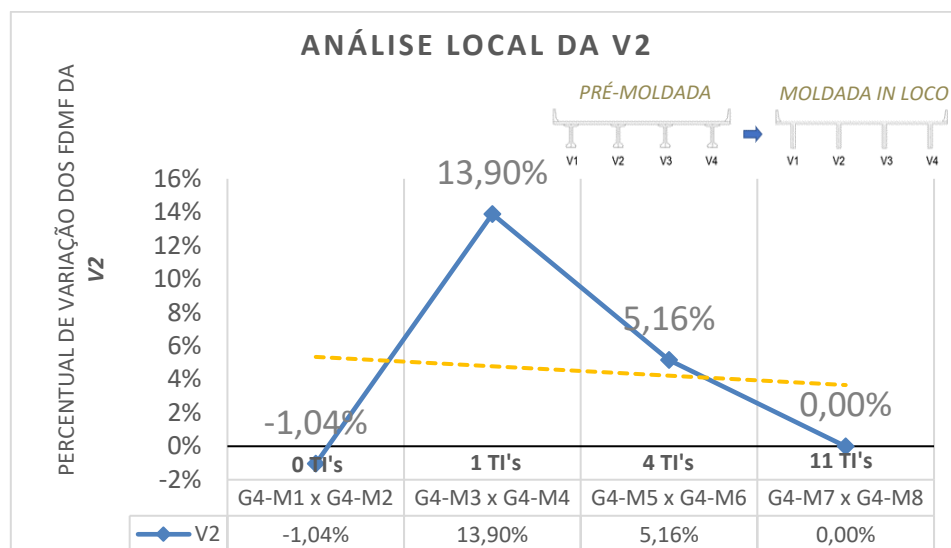


Figura A.111 – Evolução da análise local dos FDMF para a viga V2, obtidas das comparações entre pontes curvas com raio de 100m, em sistemas pré-moldado versus moldado *in loco*, variando a quantidade de TI's em 0, 1, 4 e 11.

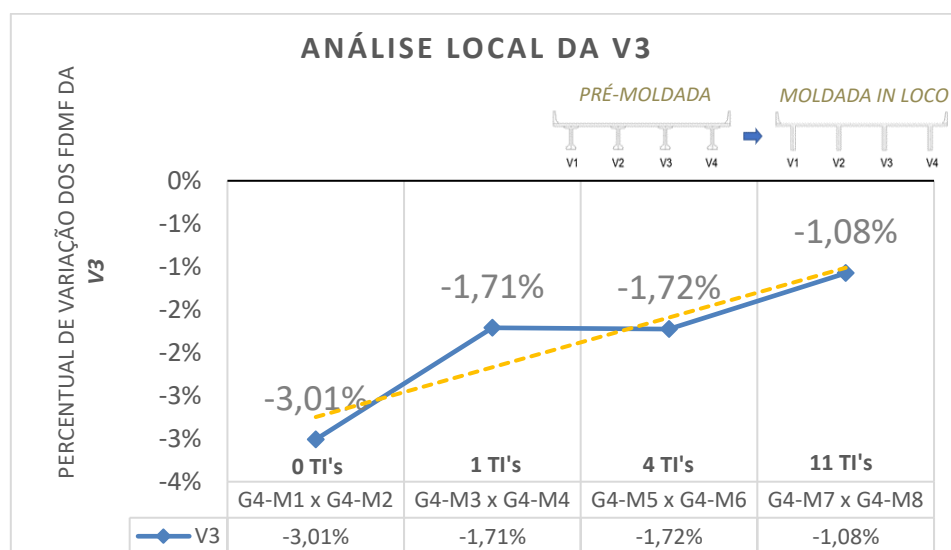


Figura A.112 – Evolução da análise local dos FDMF para a viga V3, obtidas das comparações entre pontes curvas com raio de 100m, em sistemas pré-moldado versus moldado *in loco*, variando a quantidade de TI's em 0, 1, 4 e 11.

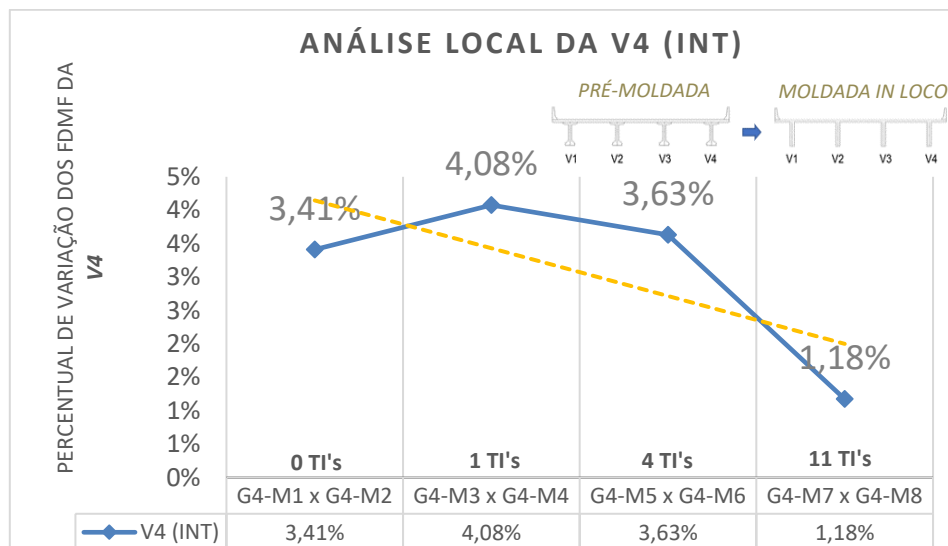


Figura A.113 – Evolução da análise local dos FDMF para a viga V4, obtidas das comparações entre pontes curvas com raio de 100m, em sistemas pré-moldado versus moldado *in loco*, variando a quantidade de TI's em 0, 1, 4 e 11.

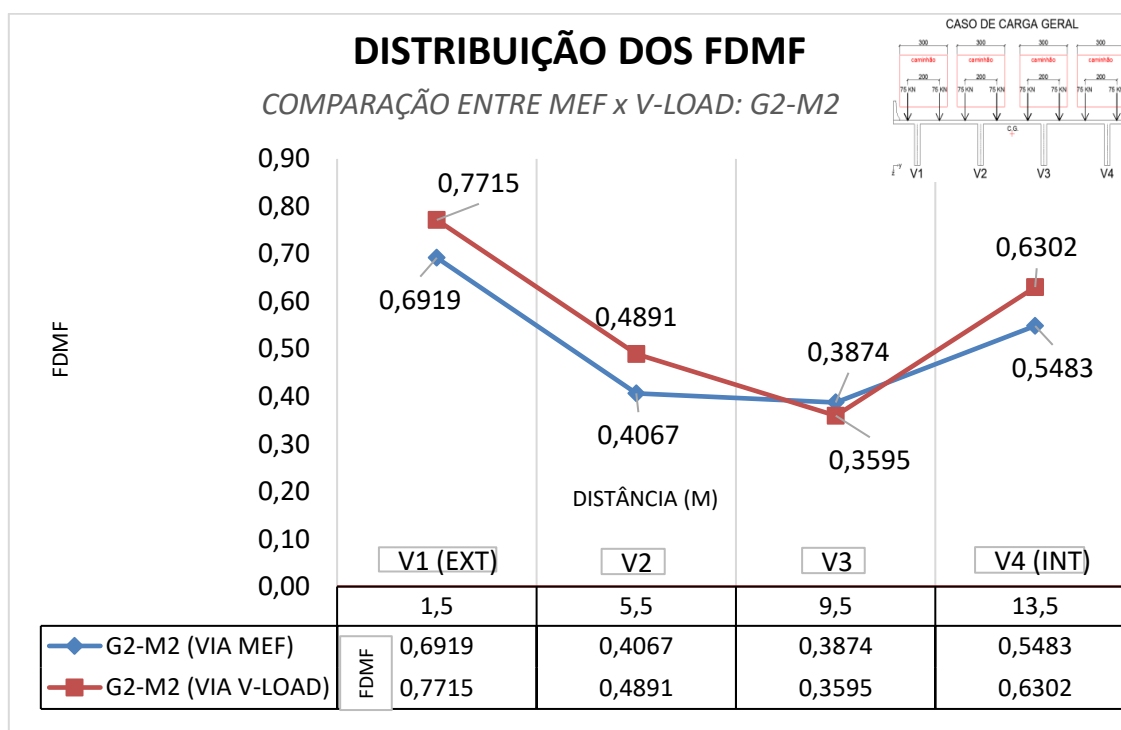


Figura A.114 – Distribuição dos FDMF obtidos da comparação entre MEF versus V-Load, em sistemas moldados *in loco*, para pontes com raio de curvatura de 300m, em modelos com 0 TI.

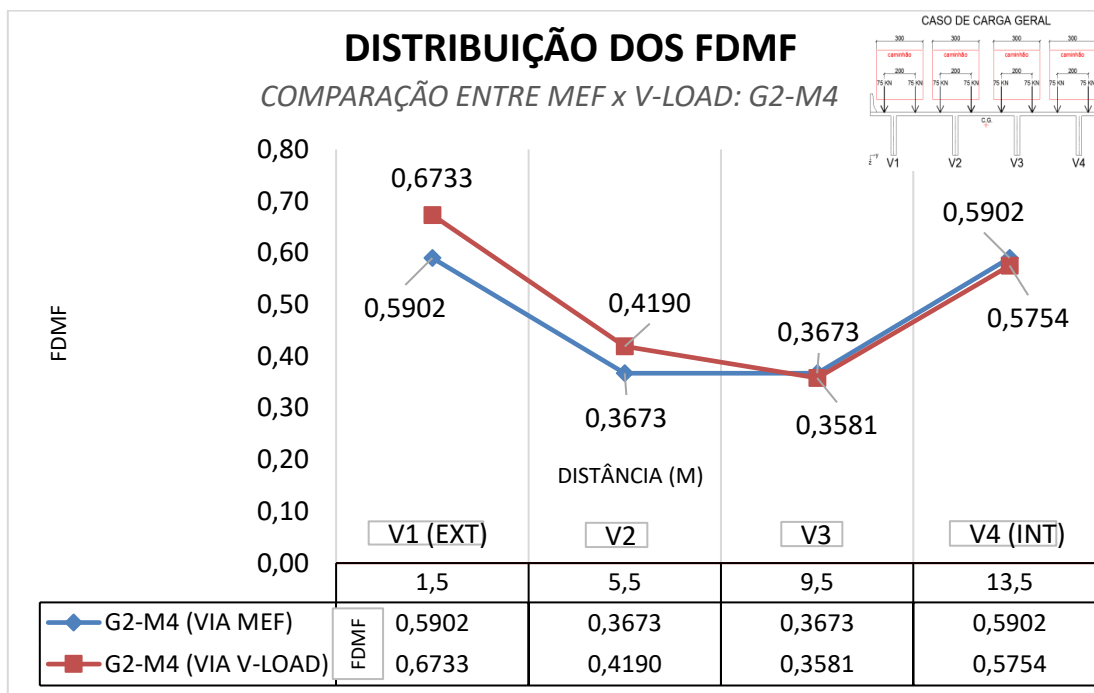


Figura A.115 – Distribuição dos FDMF obtidos da comparação entre MEF versus V-Load, em sistemas moldados *in loco*, para pontes com raio de curvatura de 300m, em modelos com 1 TI.

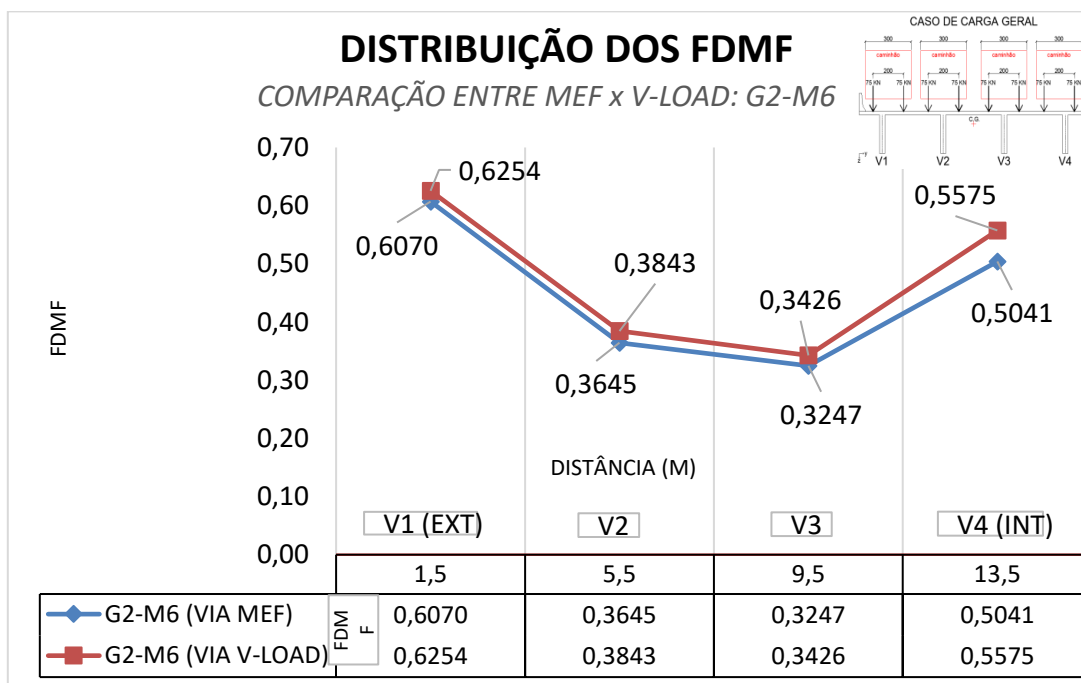


Figura A.116 – Distribuição dos FDMF obtidos da comparação entre MEF versus V-Load,

em sistemas moldados *in loco*, para pontes com raio de curvatura de 300m, em modelos com 4 TI's.

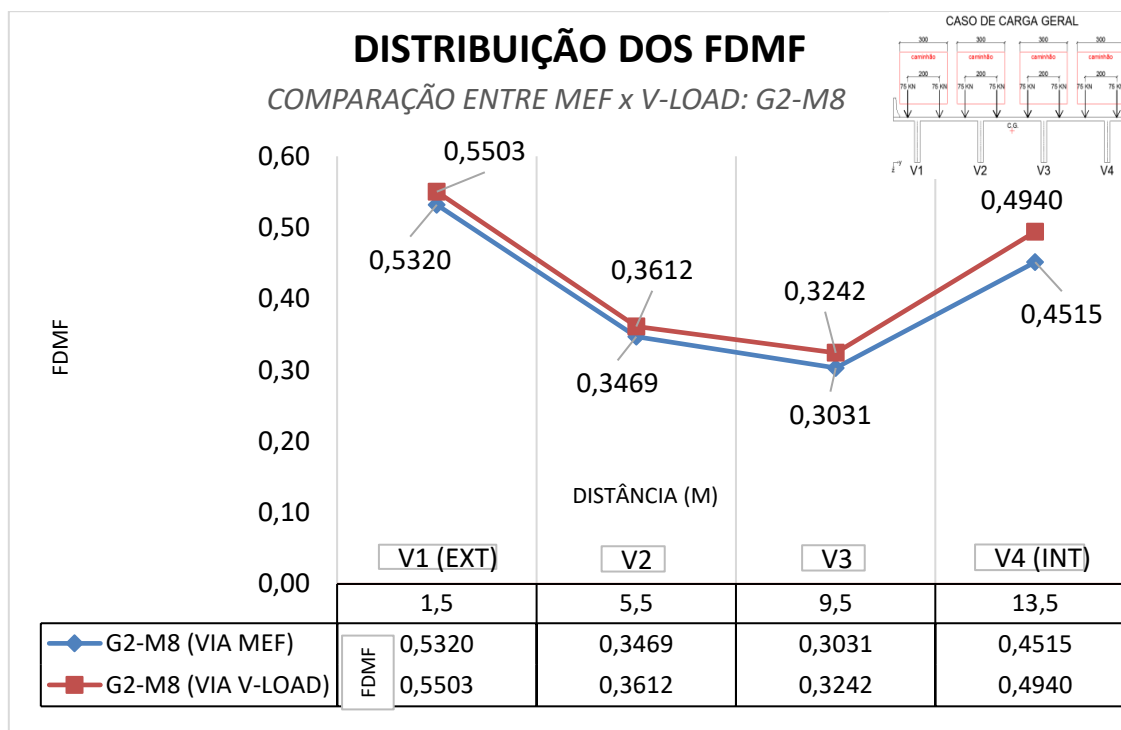


Figura A.117 – Distribuição dos FDMF obtidos da comparação entre MEF versus V-Load, em sistemas moldados *in loco*, para pontes com raio de curvatura de 300m, em modelos com 11 TI's.

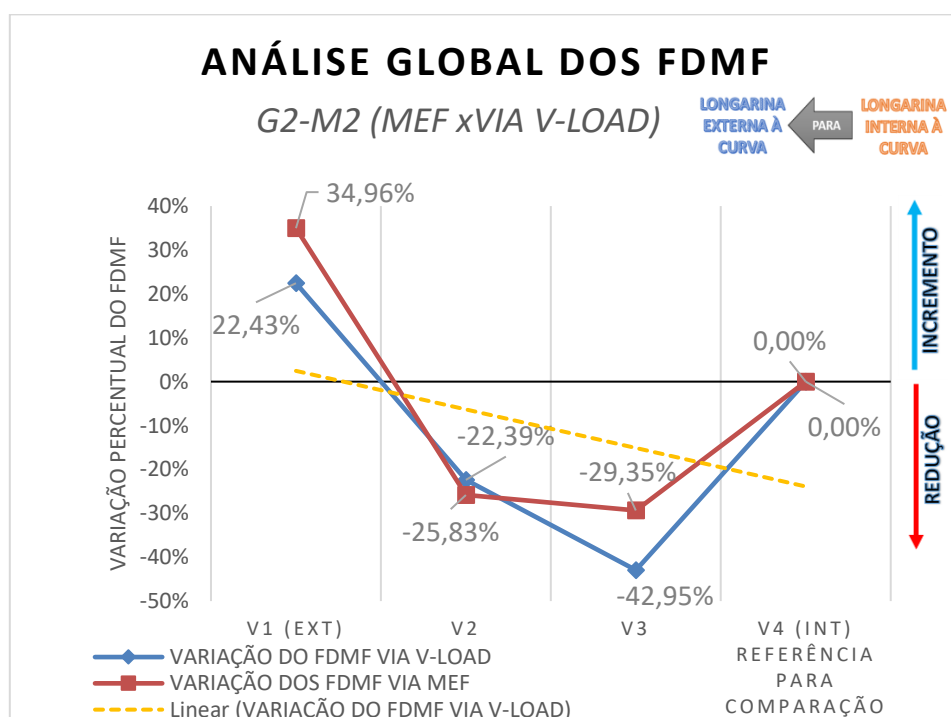


Figura A.118 – Análise global dos FDMF obtidos da comparação entre MEF versus V-Load, em sistemas moldados *in loco*, para pontes com raio de curvatura de 300m, em modelos com 0 TI.

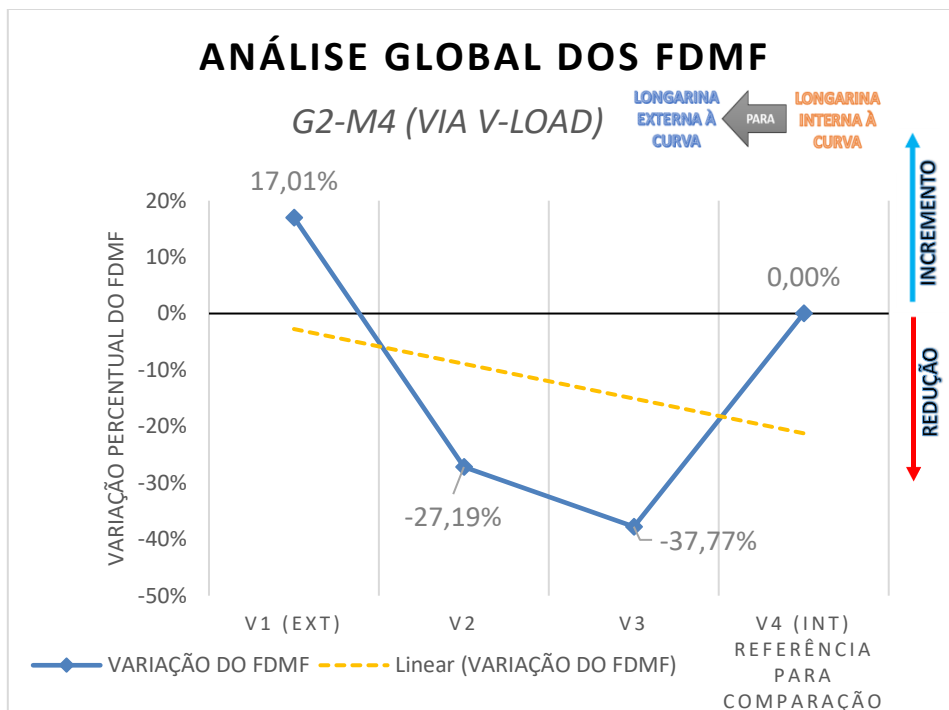


Figura A.119 – Análise global dos FDMF obtidos pelo Método V-Load, em sistemas moldados *in loco*, para pontes com raio de curvatura de 300m, em modelos com 1 TI.

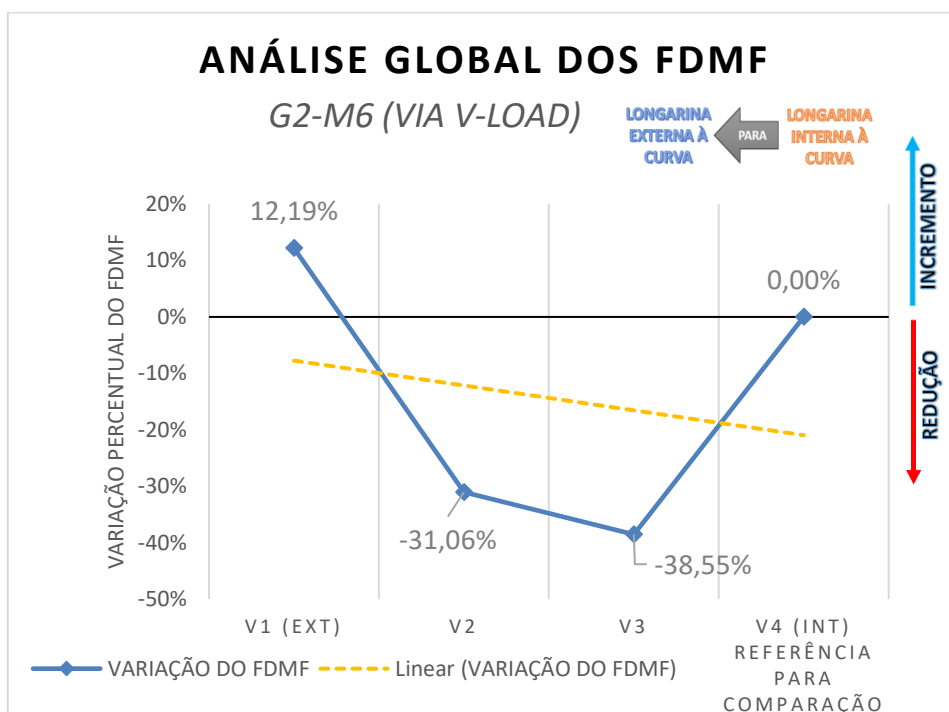


Figura A.120 – Análise global dos FDMF obtidos pelo Método V-Load, em sistemas moldados *in loco*, para pontes com raio de curvatura de 300m, em modelos com 4 TI's.

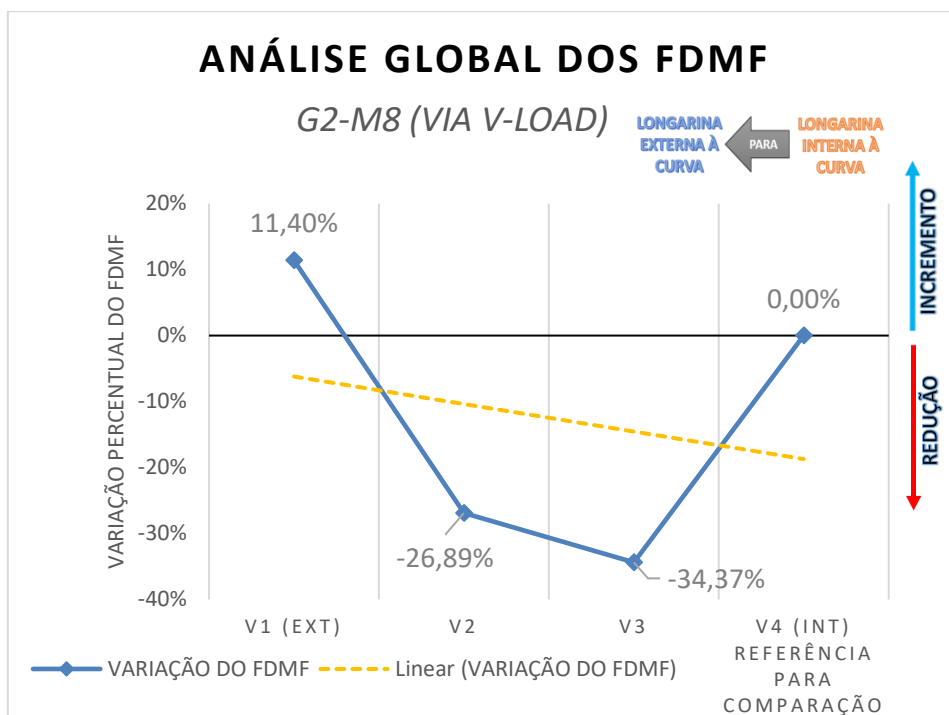


Figura A.121 – Análise global dos FDMF obtidos pelo Método V-Load, em sistemas moldados *in loco*, para pontes com raio de curvatura de 300m, em modelos com 11 TI's.

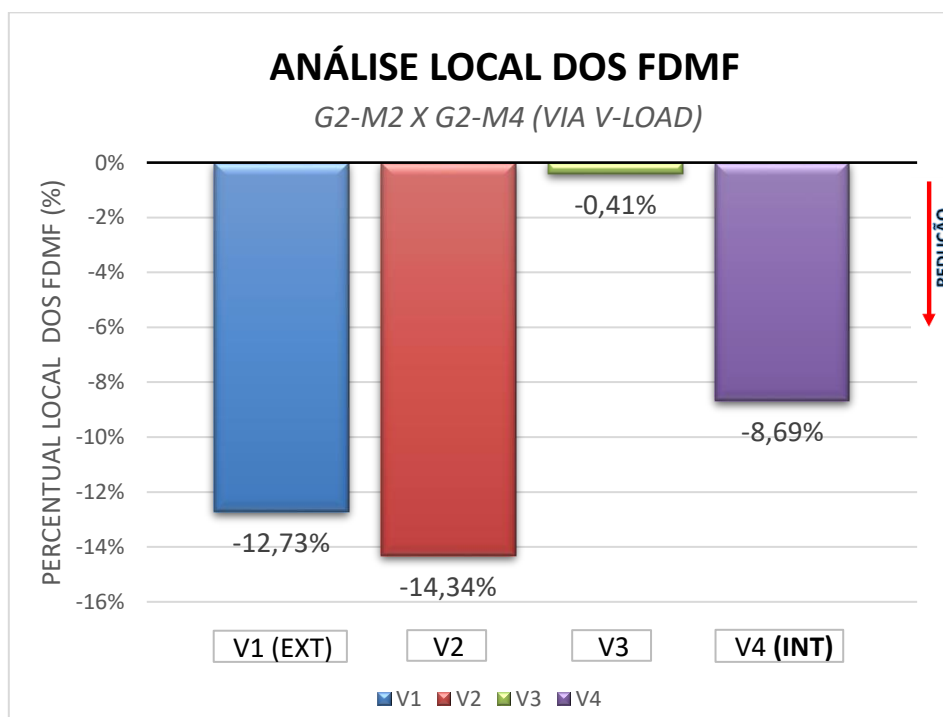


Figura A.122 – Análise local dos FDMF obtidos pelo Método V-Load, em sistemas moldados *in loco*, para pontes com raio de curvatura de 300m, através da comparação entre modelos com 0 TI e 1 TI.

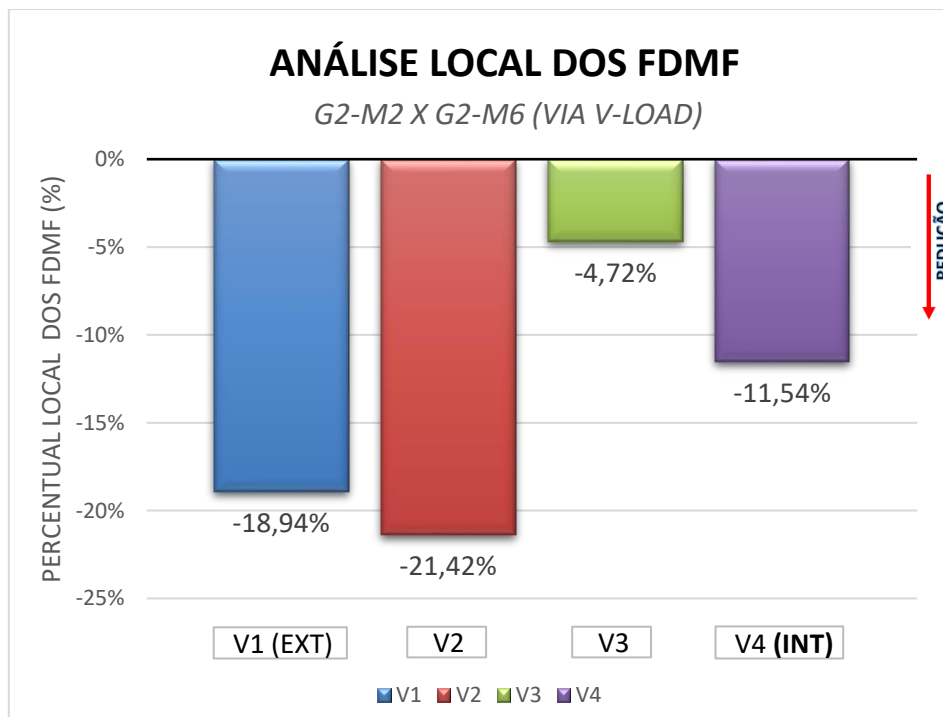


Figura A.123 – Análise local dos FDMF obtidos pelo Método V-Load, em sistemas moldados *in loco*, para pontes com raio de curvatura de 300m, através da comparação entre modelos com 0 TI e 4 TI's.

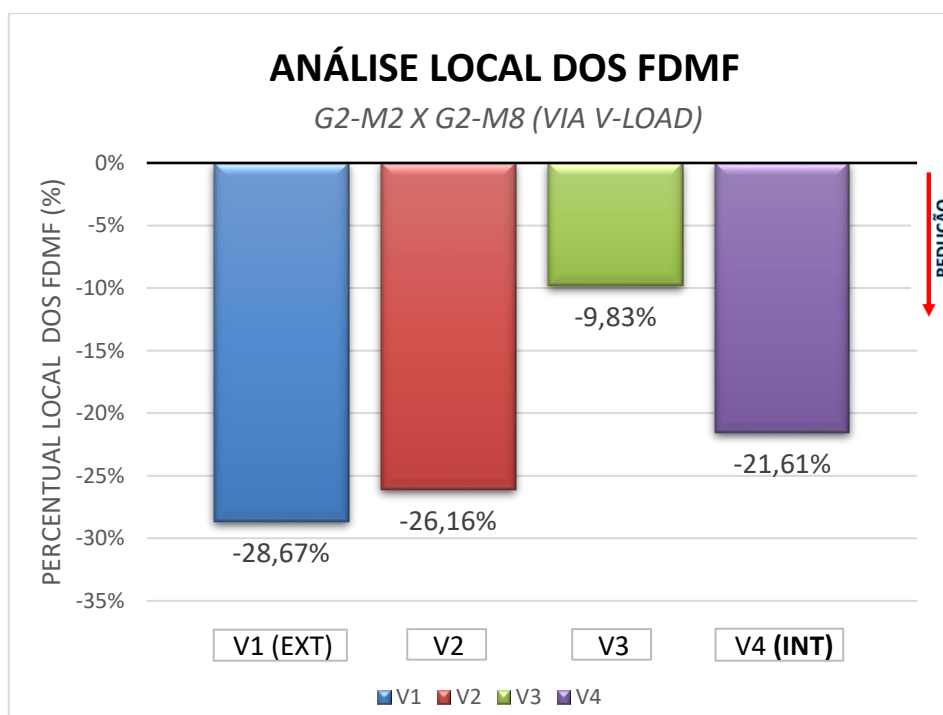


Figura A.124 – Análise local dos FDMF obtidos pelo Método V-Load, em sistemas moldados *in loco*, para pontes com raio de curvatura de 300m, através da comparação entre modelos com 0 TI e 11 TI's.

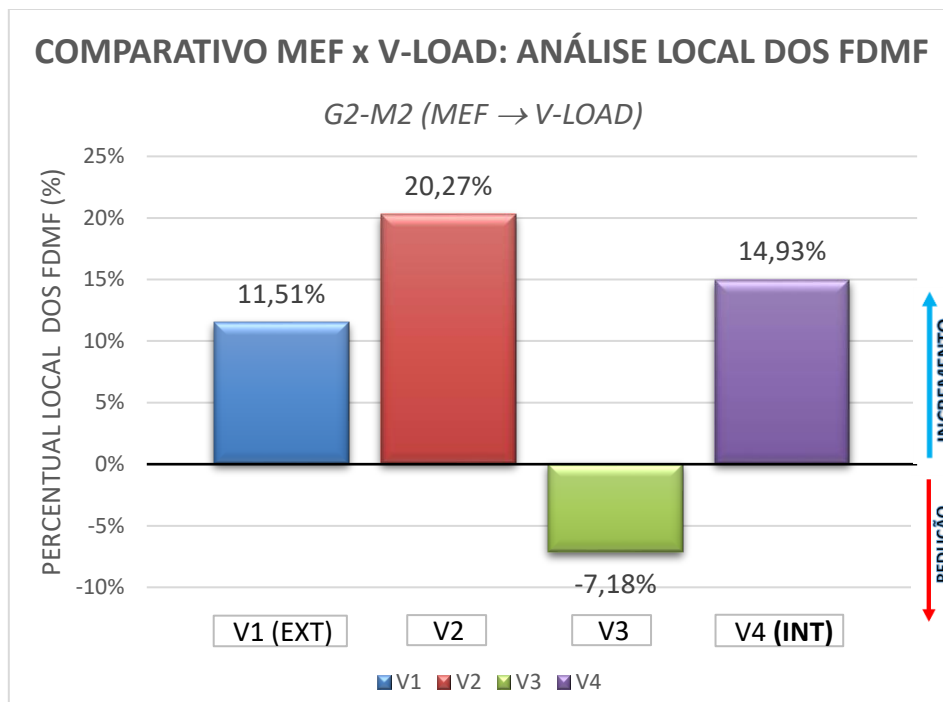


Figura A.125 – Análise local dos FDMF obtidos através da comparação entre MEF versus V-Load, em sistemas moldados *in loco*, para pontes com raio de curvatura de 300m, em modelos com 0 TI.

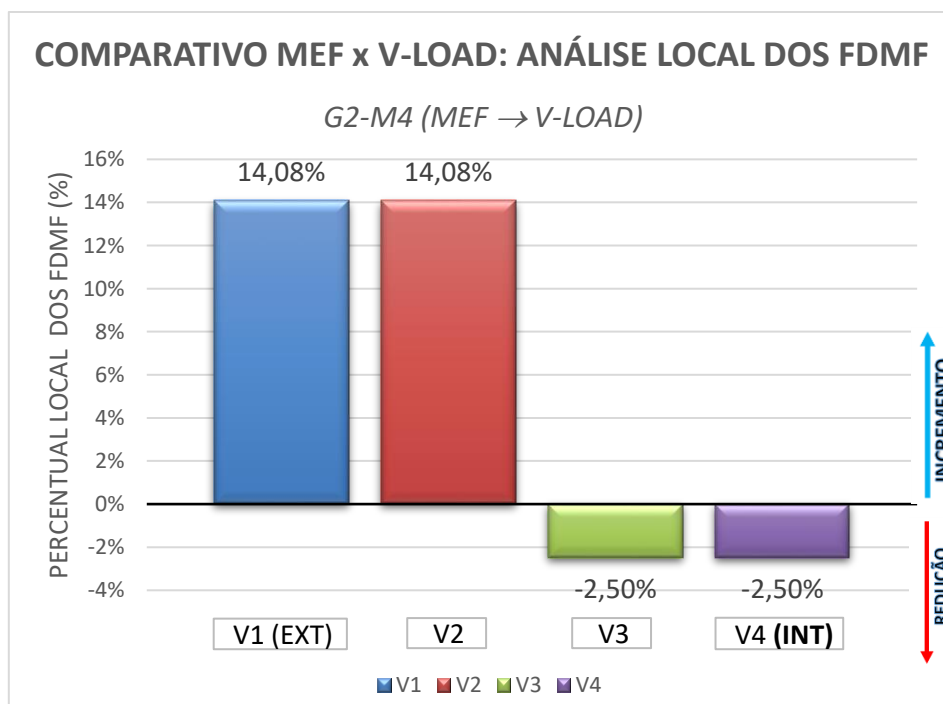


Figura A.126 – Análise local dos FDMF obtidos através da comparação entre MEF versus V-Load, em sistemas moldados *in loco*, para pontes com raio de curvatura de 300m, em modelos com 1 TI.

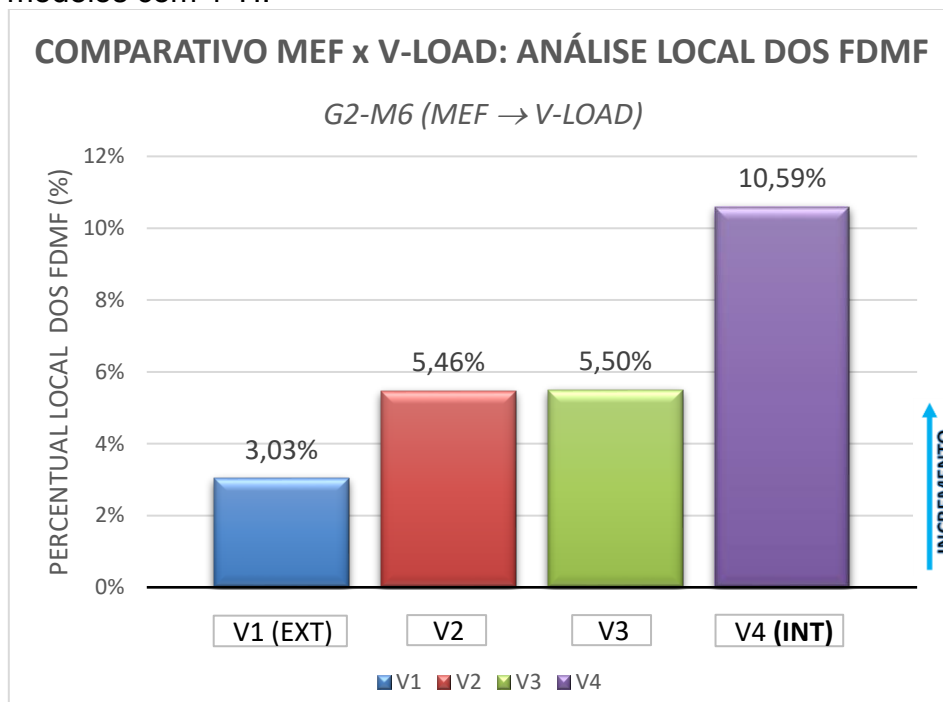


Figura A.127 – Análise local dos FDMF obtidos através da comparação entre MEF versus V-Load, em sistemas moldados *in loco*, para pontes com raio de curvatura de 300m, em modelos com 4 TI's.

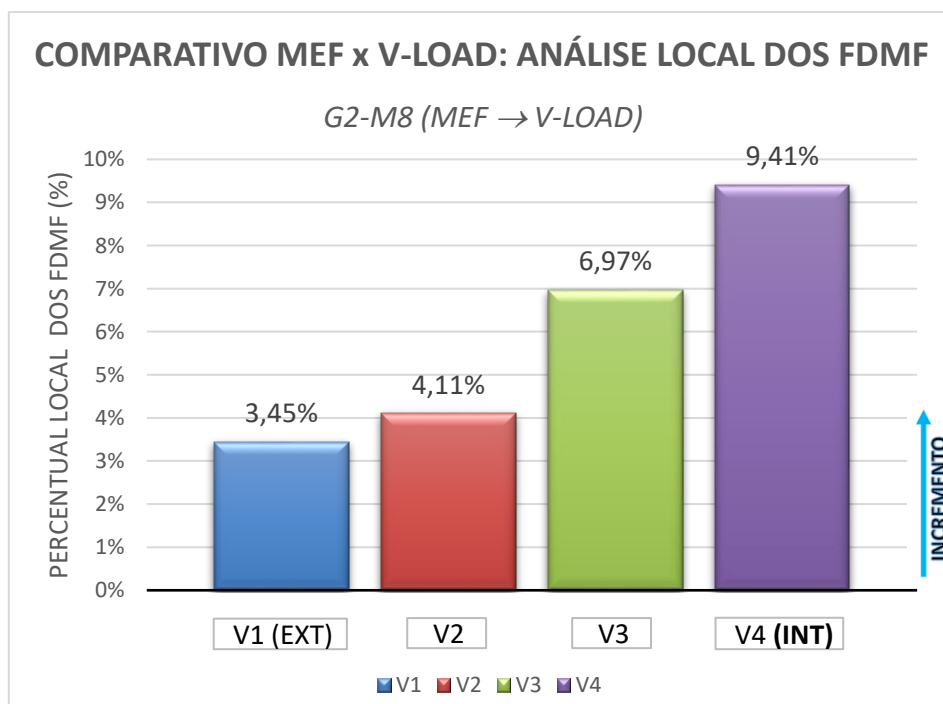


Figura A.128 – Análise local dos FDMF obtidos através da comparação entre MEF versus V-Load, em sistemas moldados *in loco*, para pontes com raio de curvatura de 300m, em modelos com 11 TI's.

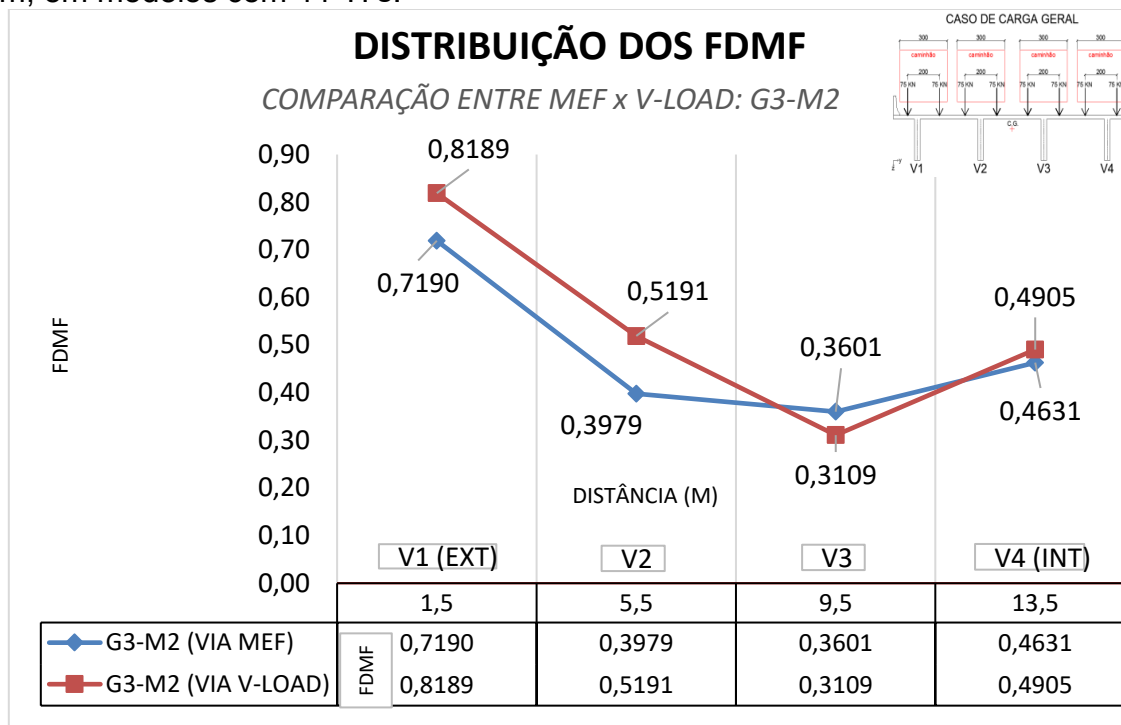


Figura A.129 – Distribuição dos FDMF obtidos da comparação entre MEF versus V-Load, em sistemas moldados *in loco*, para pontes com raio de curvatura de 150m, em modelos com 0 TI.

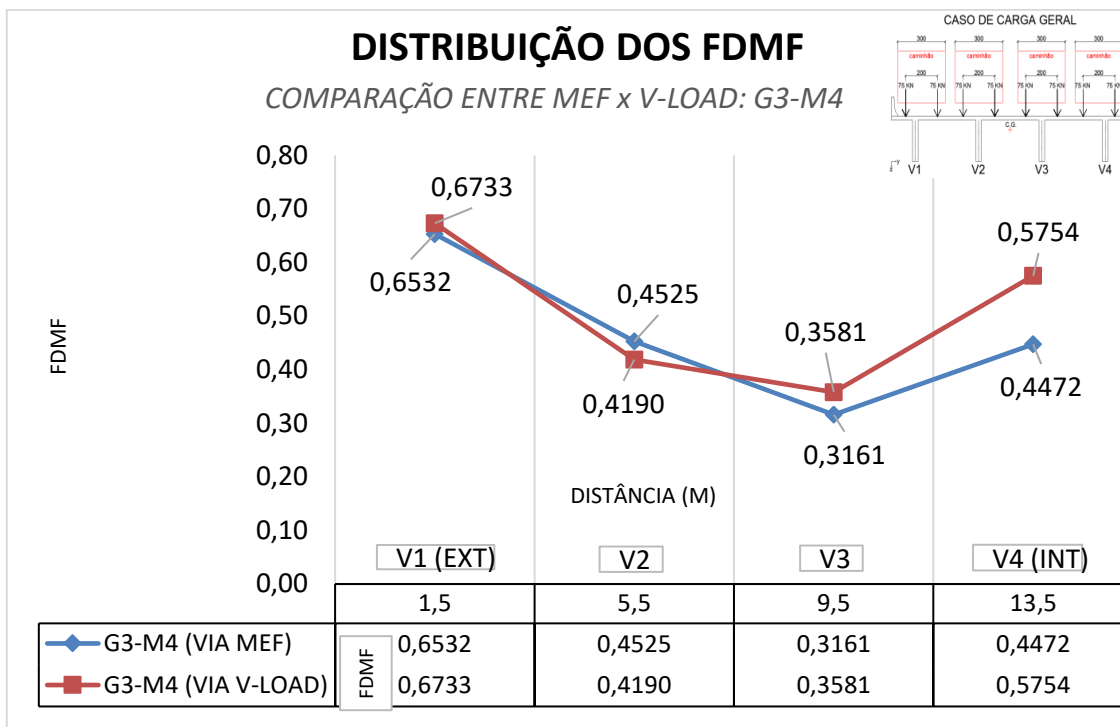


Figura A.130 – Distribuição dos FDMF obtidos da comparação entre MEF versus V-Load, em sistemas moldados *in loco*, para pontes com raio de curvatura de 150m, em modelos com 1 TI.

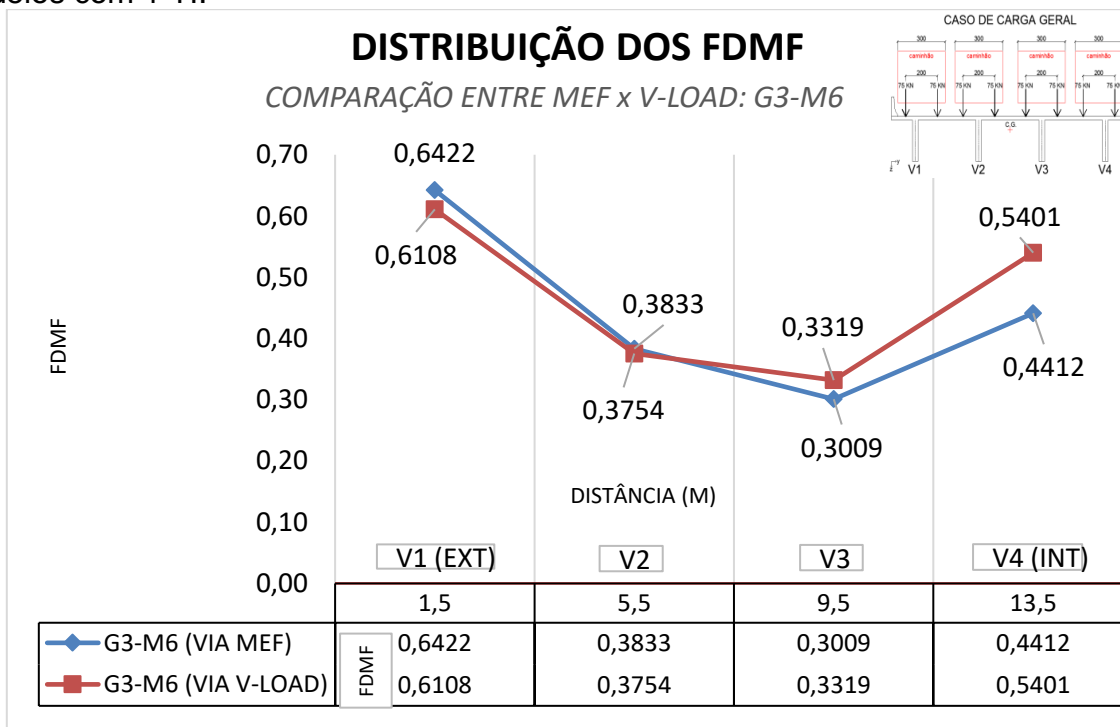


Figura A.131 – Distribuição dos FDMF obtidos da comparação entre MEF versus V-Load, em sistemas moldados *in loco*, para pontes com raio de curvatura de 150m, em modelos com 4 TI's.

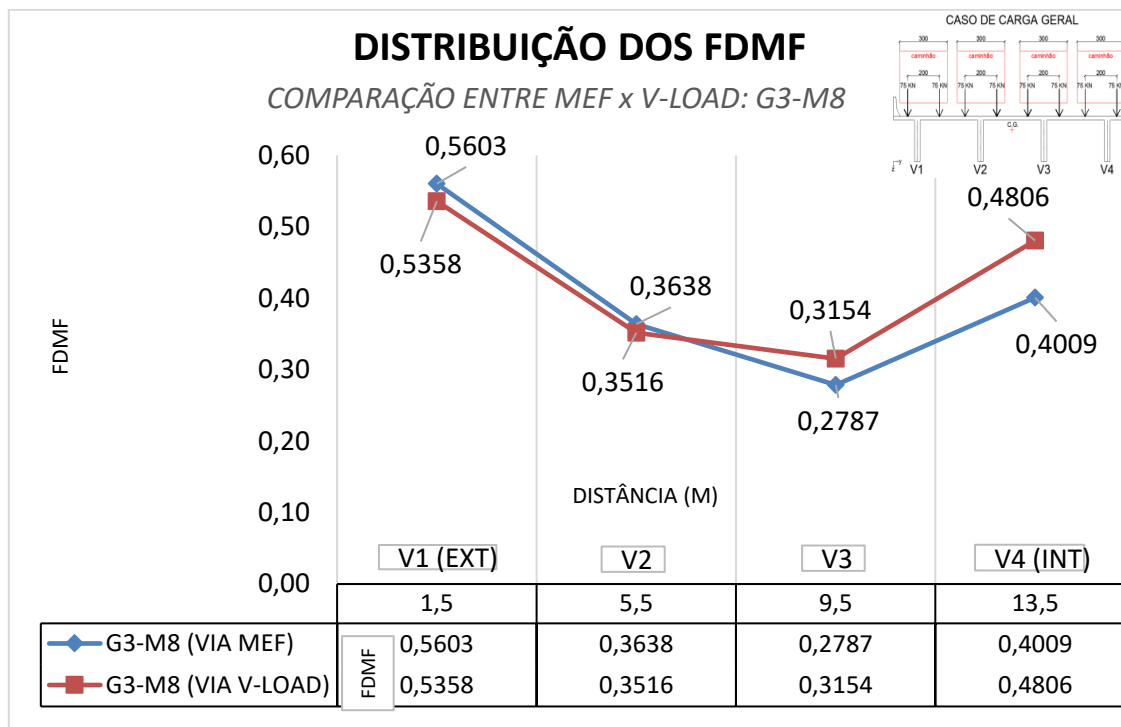


Figura A.132 – Distribuição dos FDMF obtidos da comparação entre MEF versus V-Load, em sistemas moldados *in loco*, para pontes com raio de curvatura de 150m, em modelos com 11 TI's.

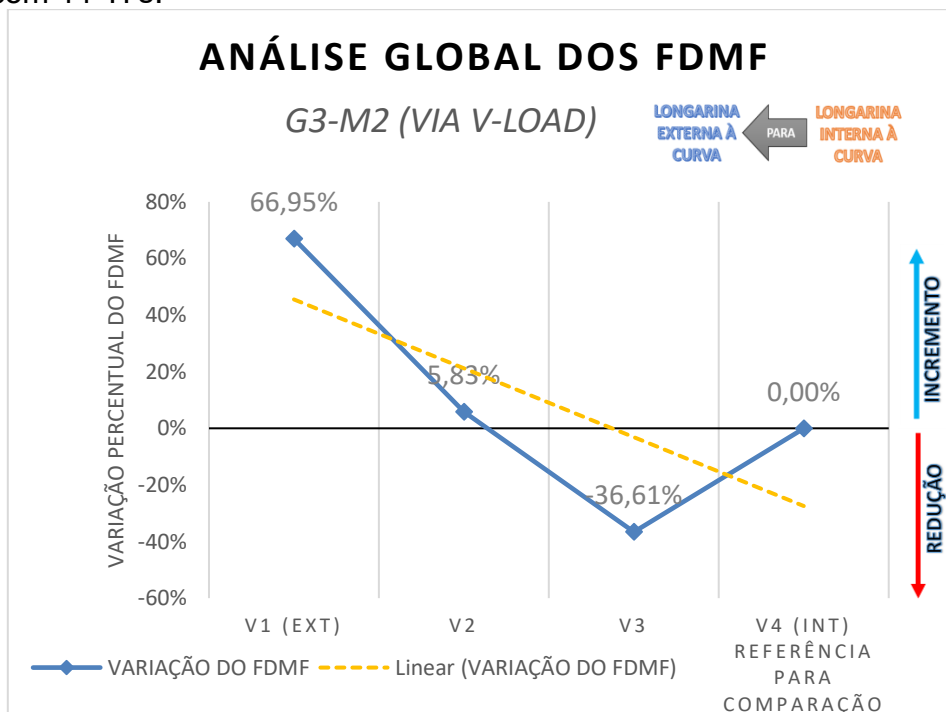


Figura A.133 – Análise global dos FDMF obtidos pelo Método V-Load, em sistemas moldados *in loco*, para pontes com raio de curvatura de 150m, em modelos com 0 TI.

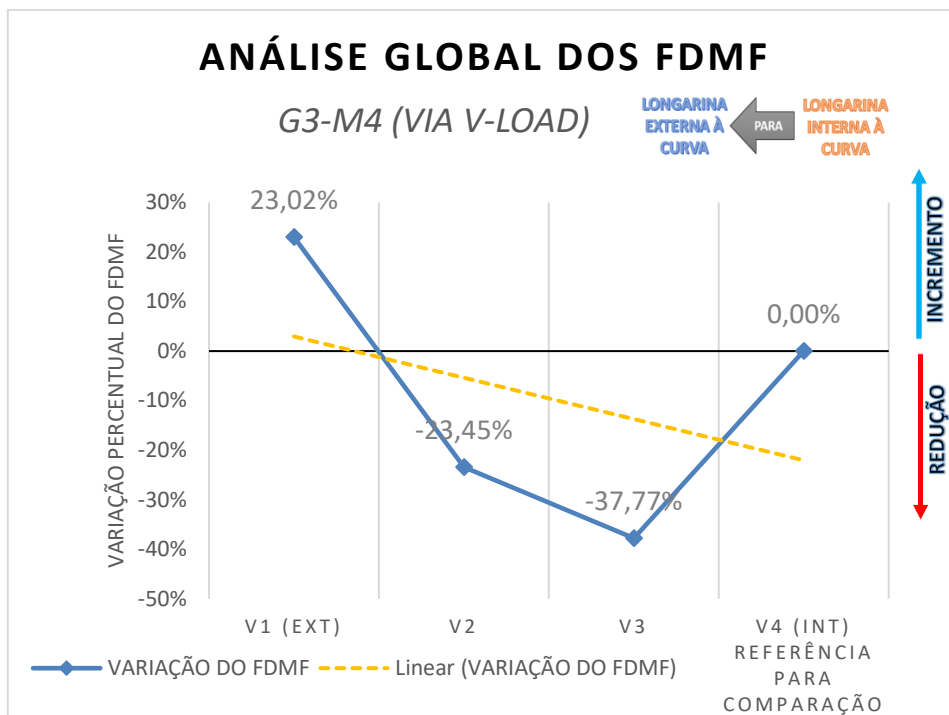


Figura A.134 – Análise global dos FDMF obtidos pelo Método V-Load, em sistemas moldados *in loco*, para pontes com raio de curvatura de 150m, em modelos com 1 TI.

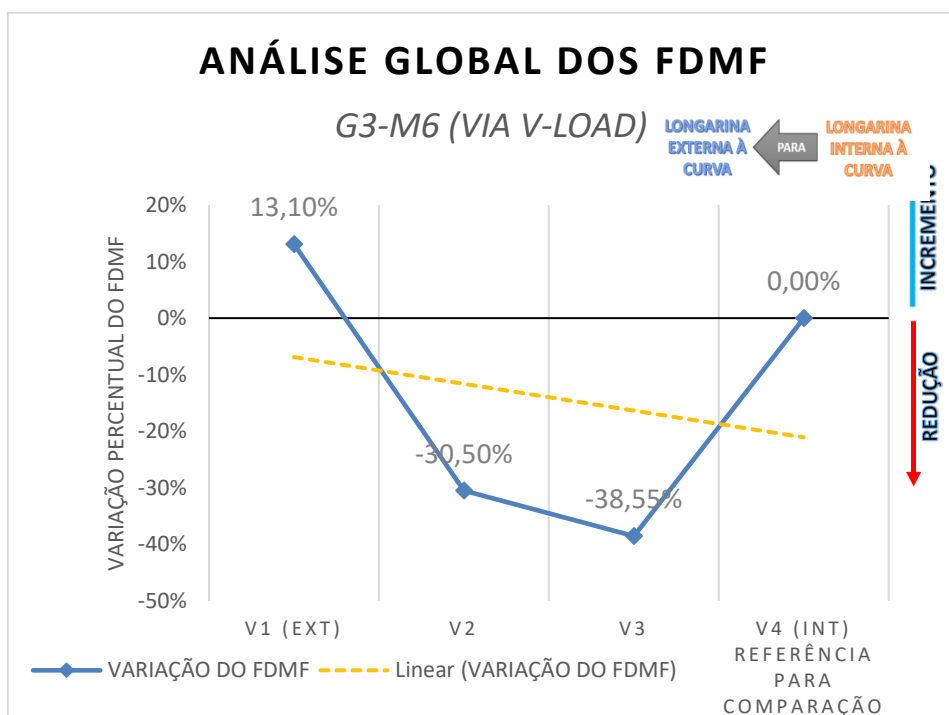


Figura A.135 – Análise global dos FDMF obtidos pelo Método V-Load, em sistemas moldados *in loco*, para pontes com raio de curvatura de 150m, em modelos com 4 TI's.

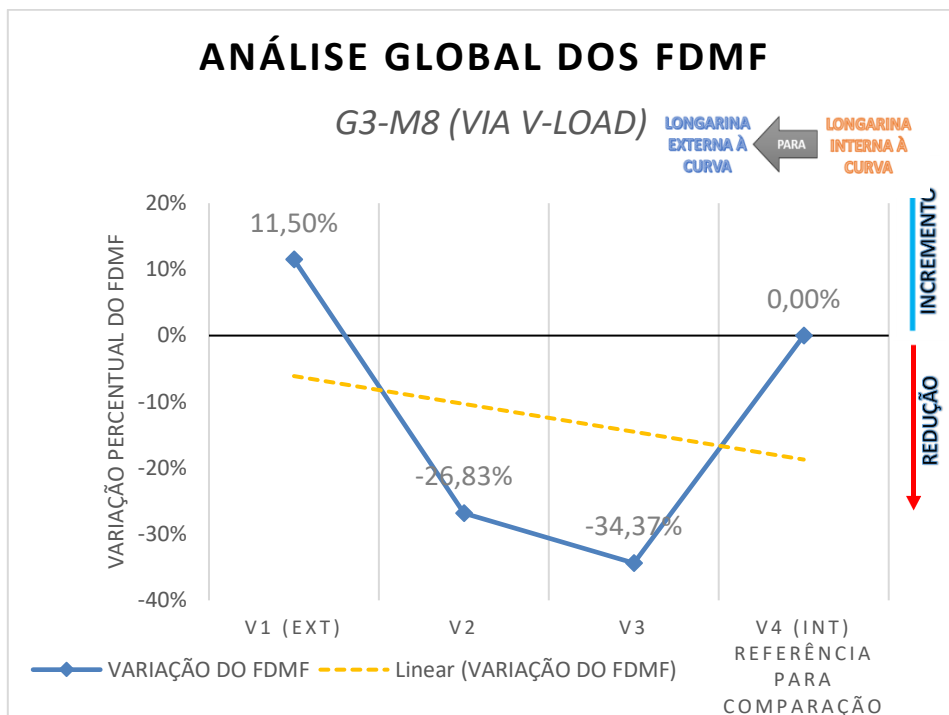


Figura A.136 – Análise global dos FDMF obtidos pelo Método V-Load, em sistemas moldados *in loco*, para pontes com raio de curvatura de 150m, em modelos com 11 TI's.

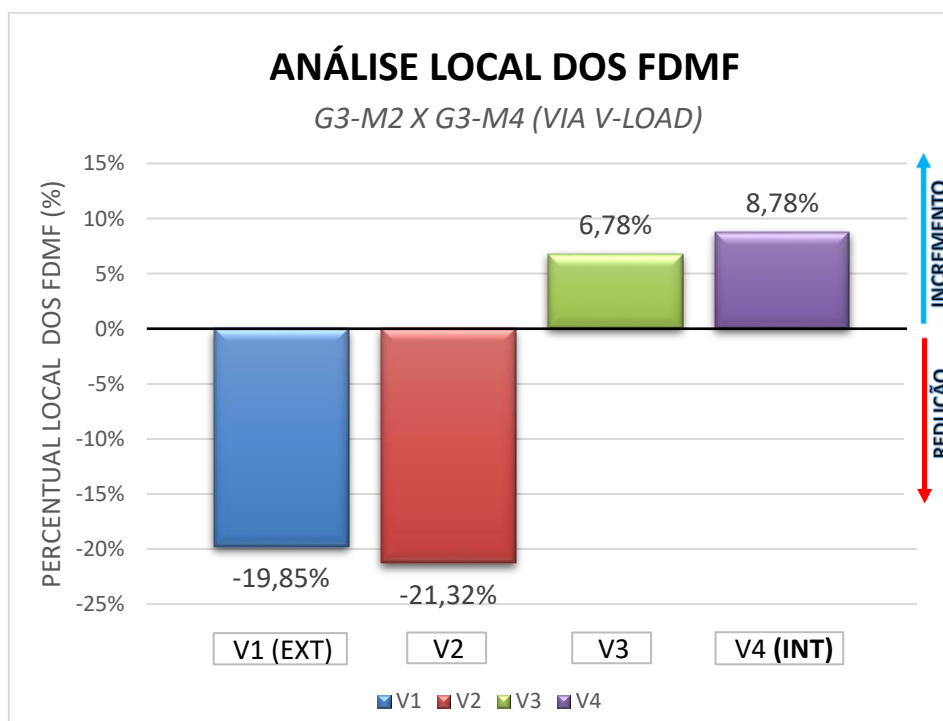


Figura A.137 – Análise local dos FDMF obtidos pelo Método V-Load, em sistemas moldados *in loco*, para pontes com raio de curvatura de 150m, através da comparação entre modelos com 0 TI e 1 TI.

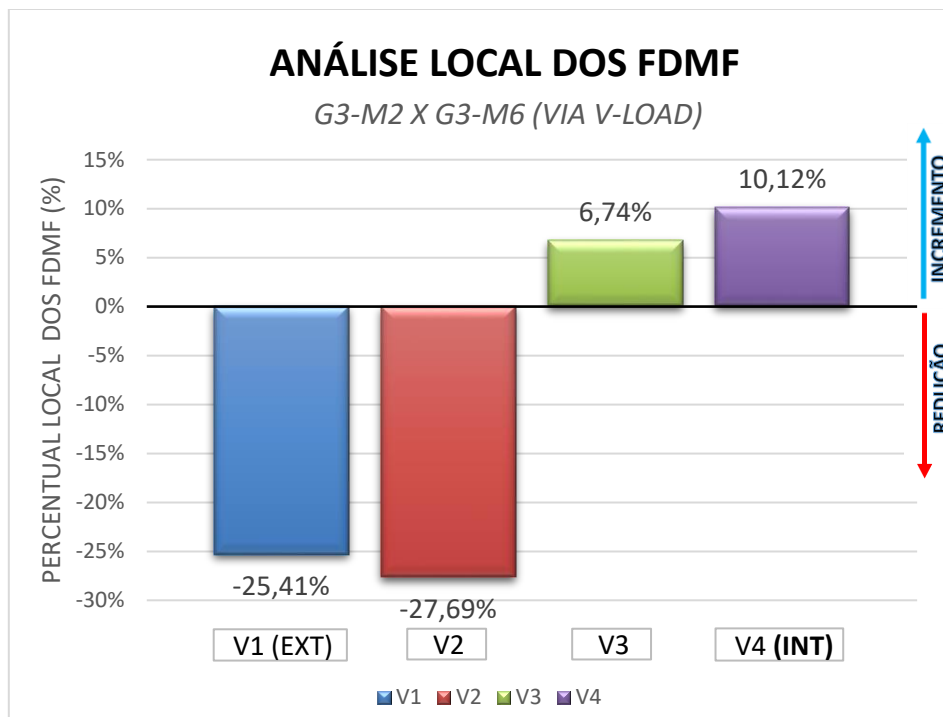


Figura A.138 – Análise local dos FDMF obtidos pelo Método V-Load, em sistemas moldados *in loco*, para pontes com raio de curvatura de 150m, através da comparação entre modelos com 0 TI e 4 TI's.

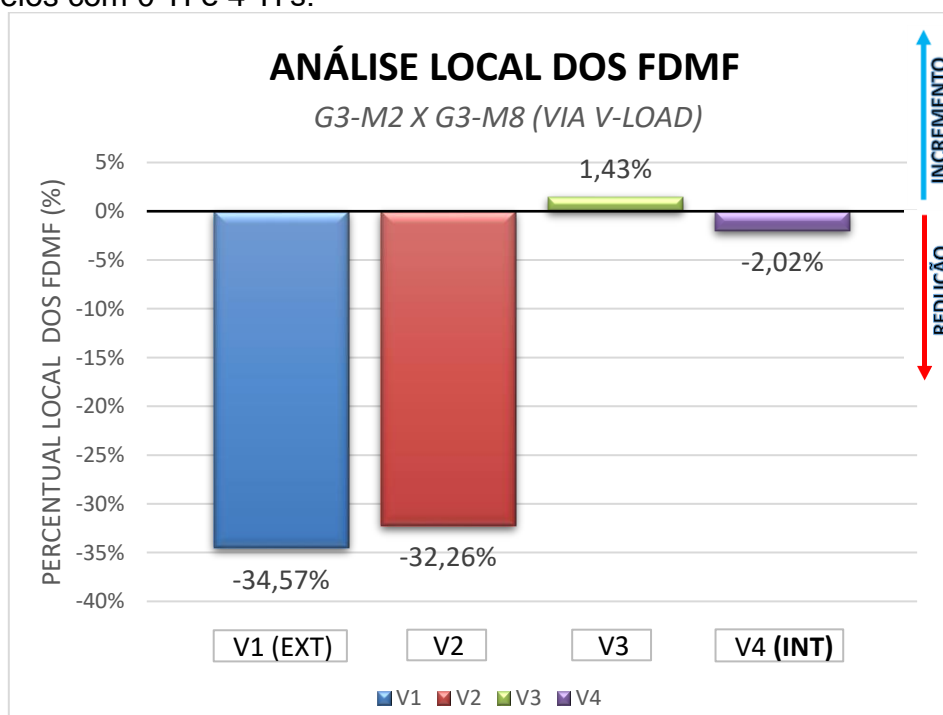


Figura A.139 – Análise local dos FDMF obtidos pelo Método V-Load, em sistemas moldados *in loco*, para pontes com raio de curvatura de 150m, através da comparação entre modelos com 0 TI e 11 TI's.

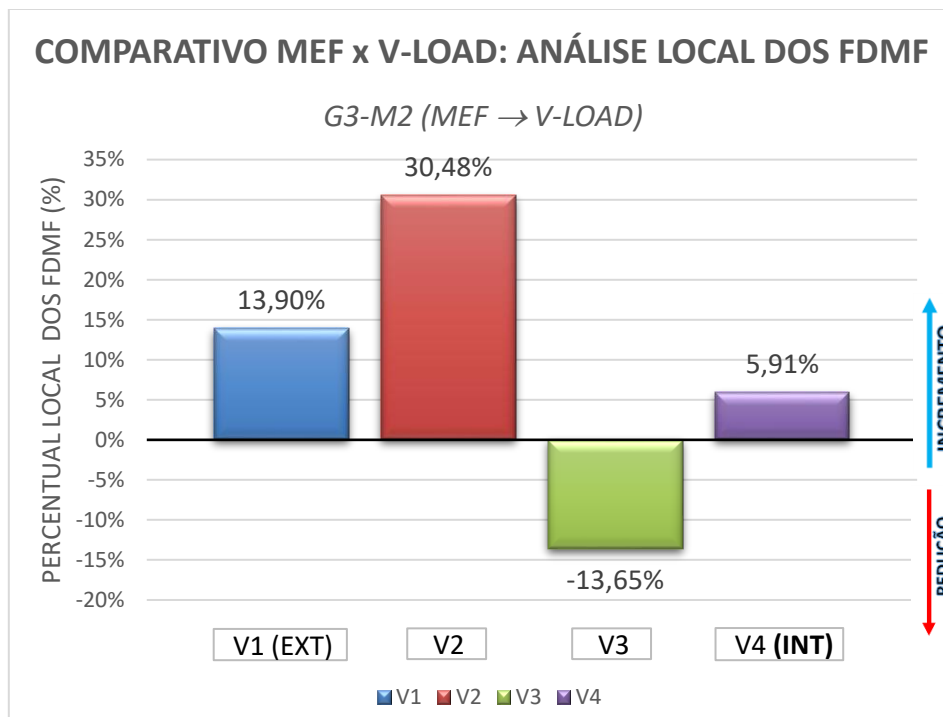


Figura A.140 – Análise local dos FDMF obtidos através da comparação entre MEF versus V-Load, em sistemas moldados *in loco*, para pontes com raio de curvatura de 150m, em modelos com 0 TI.

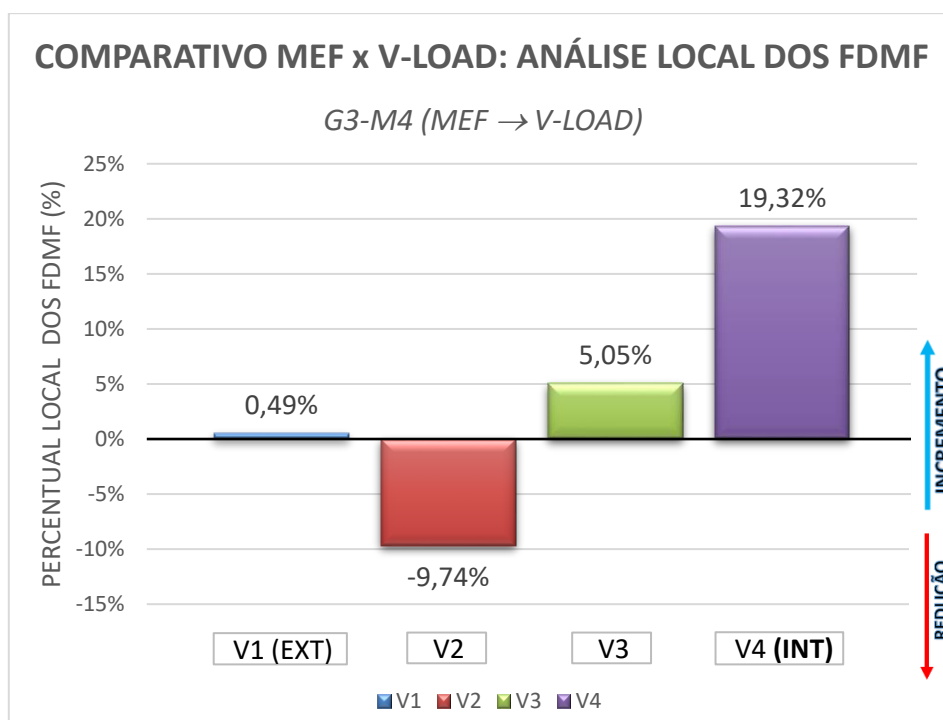


Figura A.141 – Análise local dos FDMF obtidos através da comparação entre MEF versus V-Load, em sistemas moldados *in loco*, para pontes com raio de curvatura de 150m, em modelos com 1 TI.

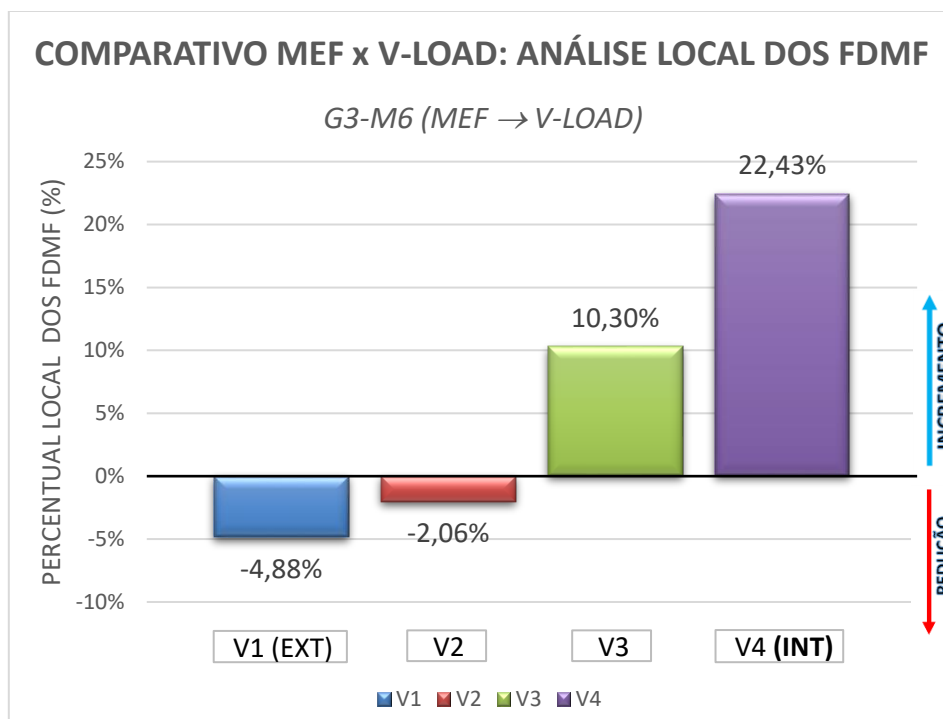


Figura A.142 – Análise local dos FDMF obtidos através da comparação entre MEF versus V-Load, em sistemas moldados *in loco*, para pontes com raio de curvatura de 150m, em modelos com 4 TI's.

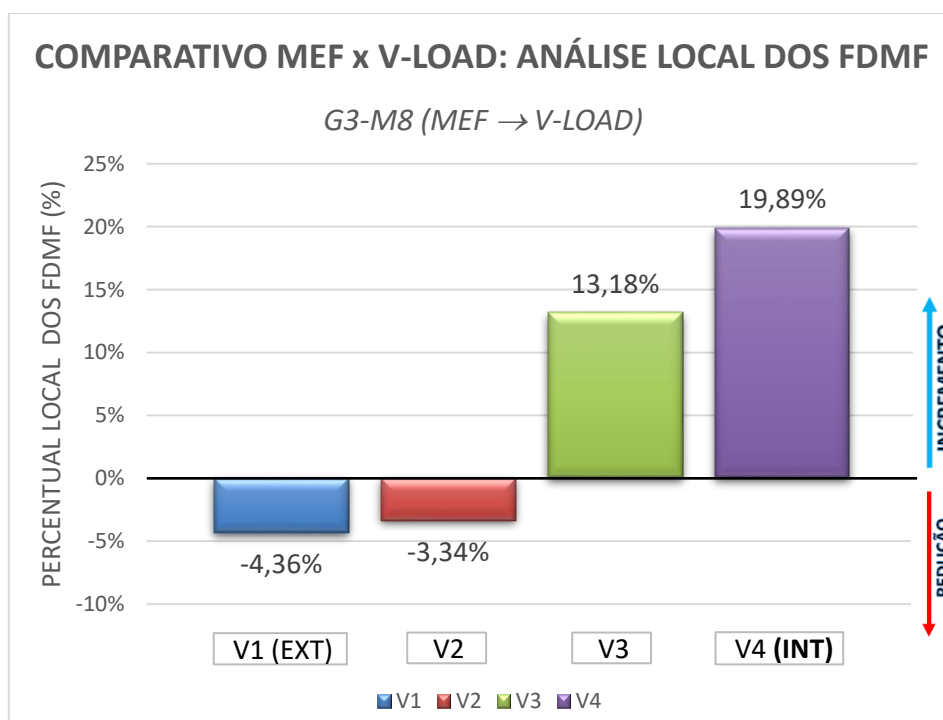


Figura A.143 – Análise local dos FDMF obtidos através da comparação entre MEF versus V-Load, em sistemas moldados *in loco*, para pontes com raio de curvatura de 150m, em modelos com 11 TI's.

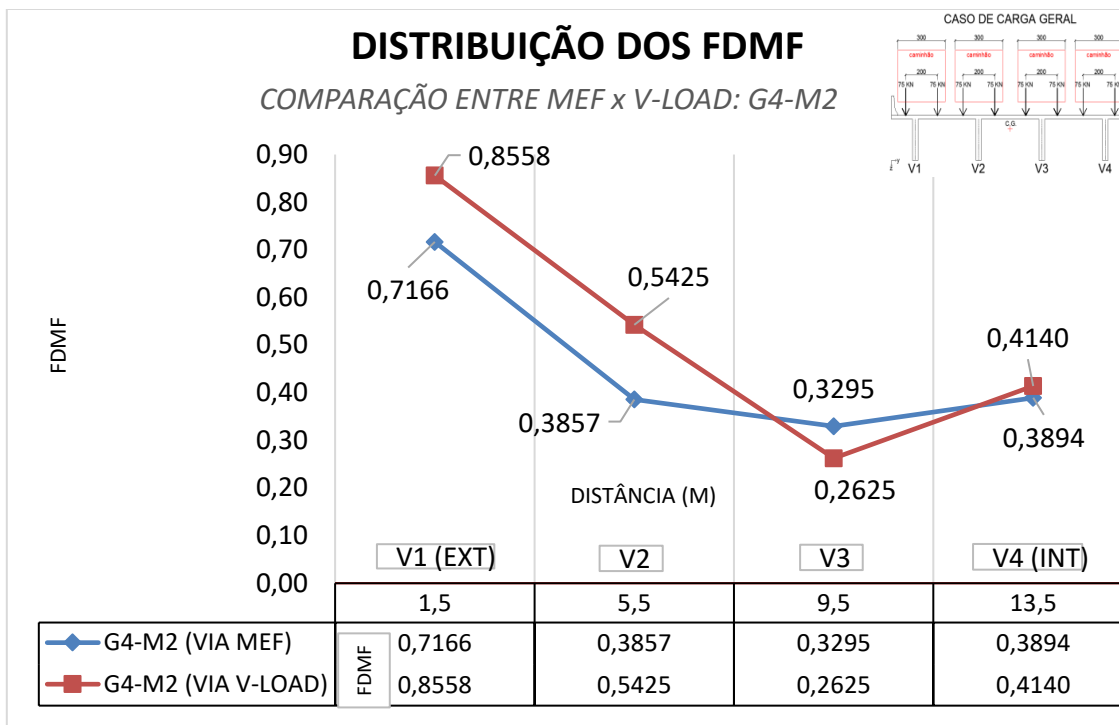


Figura A.144 – Distribuição dos FDMF obtidos da comparação entre MEF versus V-Load, em sistemas moldados *in loco*, para pontes com raio de curvatura de 100m, em modelos com 0 TI.

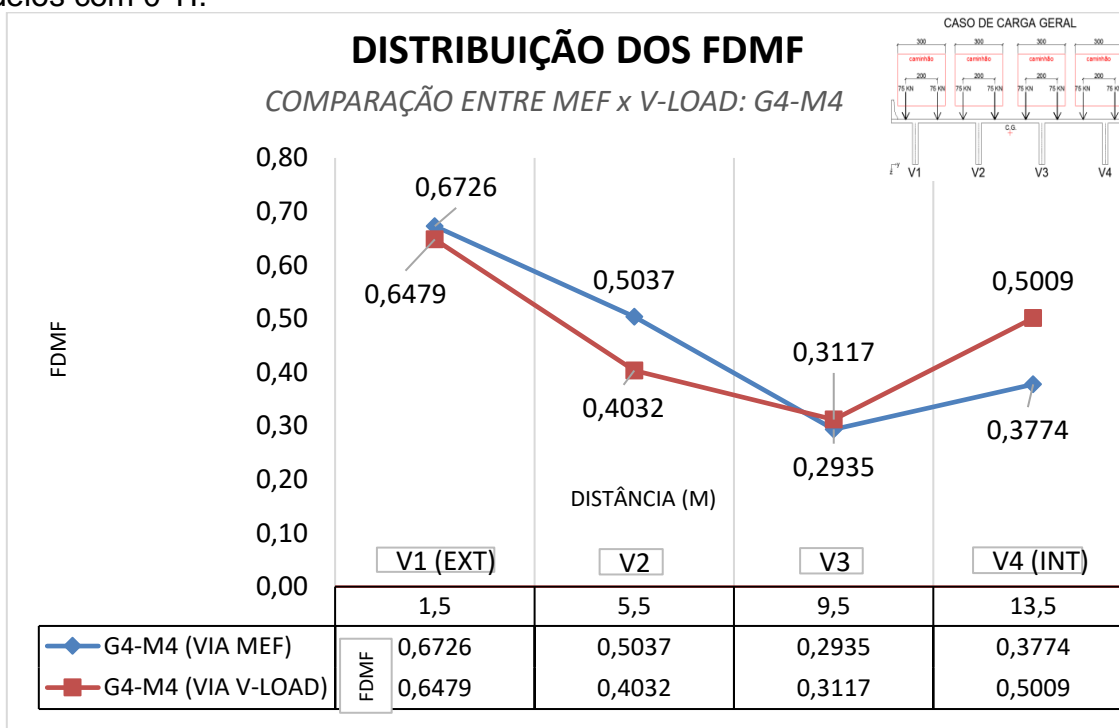


Figura A.145 – Distribuição dos FDMF obtidos da comparação entre MEF versus V-Load, em sistemas moldados *in loco*, para pontes com raio de curvatura de 100m, em modelos com 1 TI.

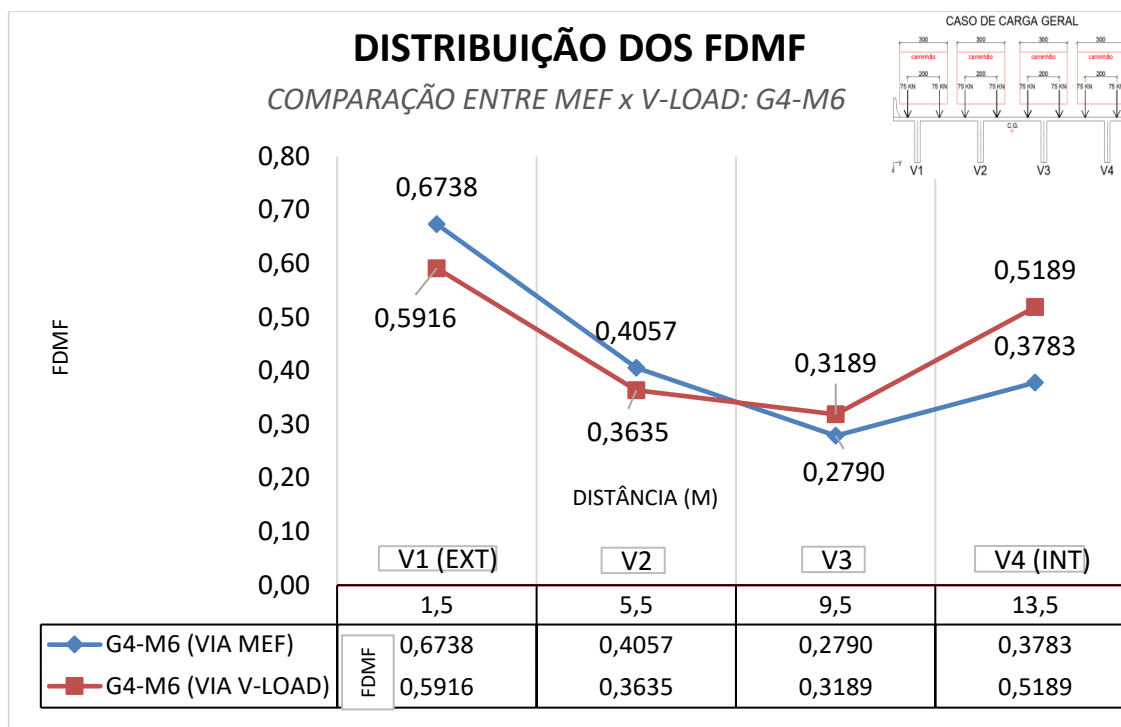


Figura A.146 – Distribuição dos FDMF obtidos da comparação entre MEF versus V-Load, em sistemas moldados *in loco*, para pontes com raio de curvatura de 100m, em modelos com 4 TI's.

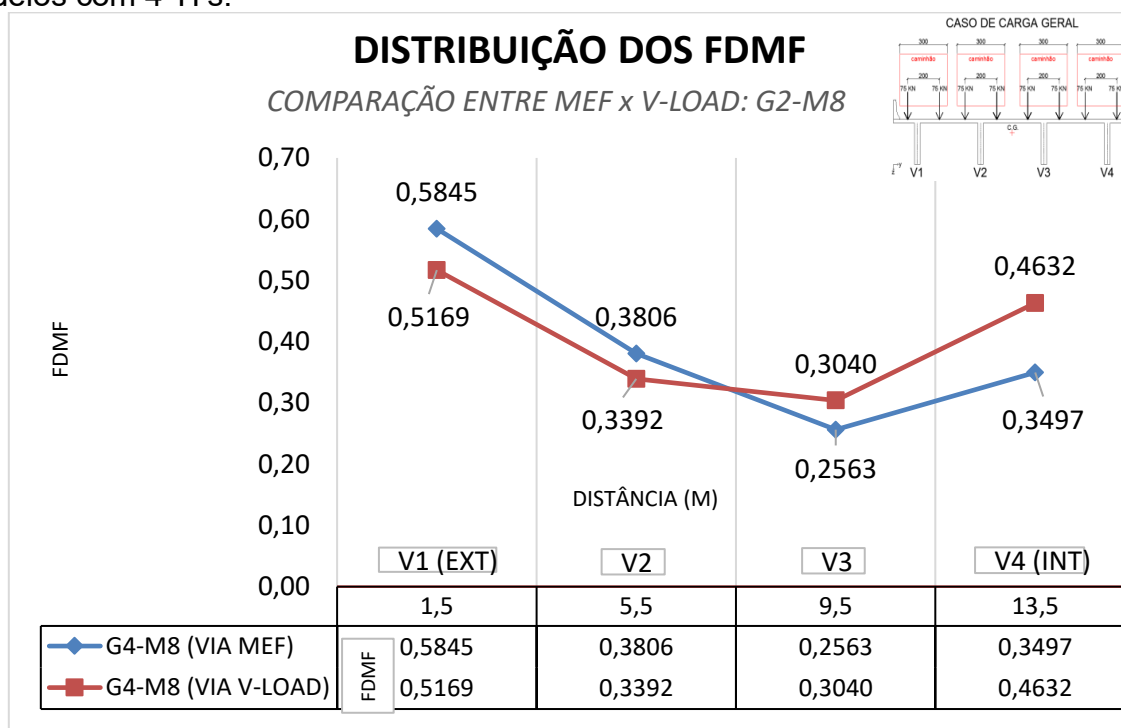


Figura A.147 – Distribuição dos FDMF obtidos da comparação entre MEF versus V-Load, em sistemas moldados *in loco*, para pontes com raio de curvatura de 100m, em modelos com 11 TI's.

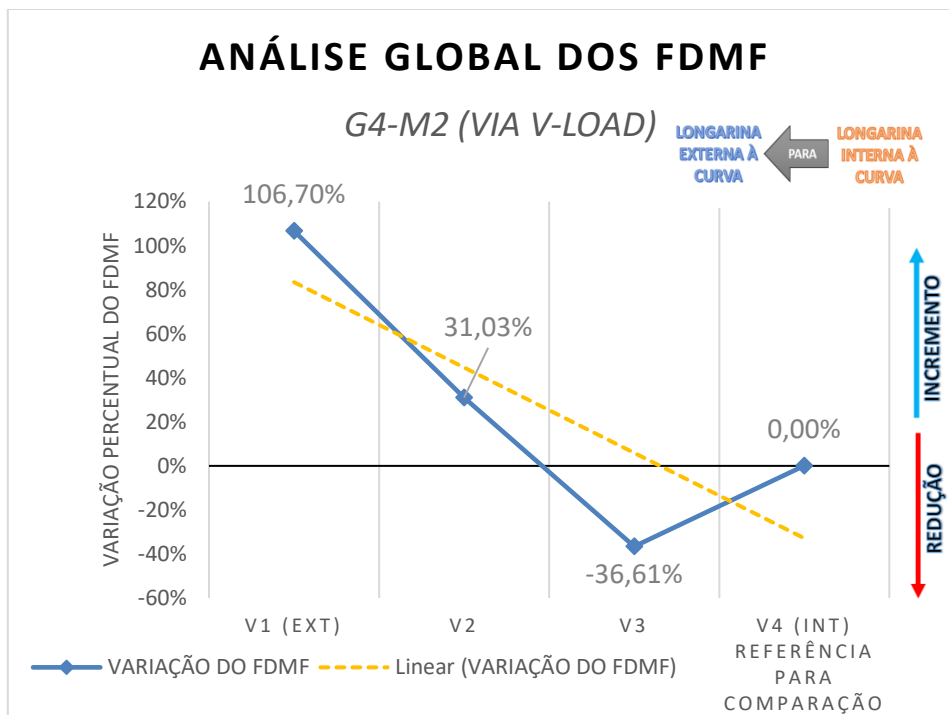


Figura A.148 – Análise global dos FDMF obtidos pelo Método V-Load, em sistemas moldados *in loco*, para pontes com raio de curvatura de 100m, em modelos com 0 TI.

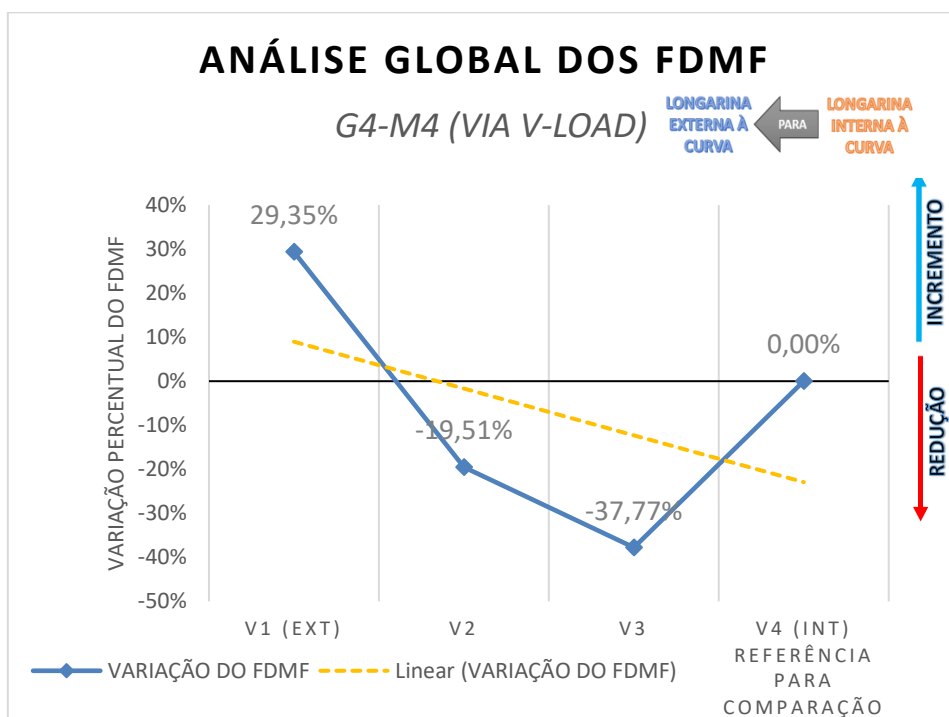


Figura A.149 – Análise global dos FDMF obtidos pelo Método V-Load, em sistemas moldados *in loco*, para pontes com raio de curvatura de 100m, em modelos com 1 TI.

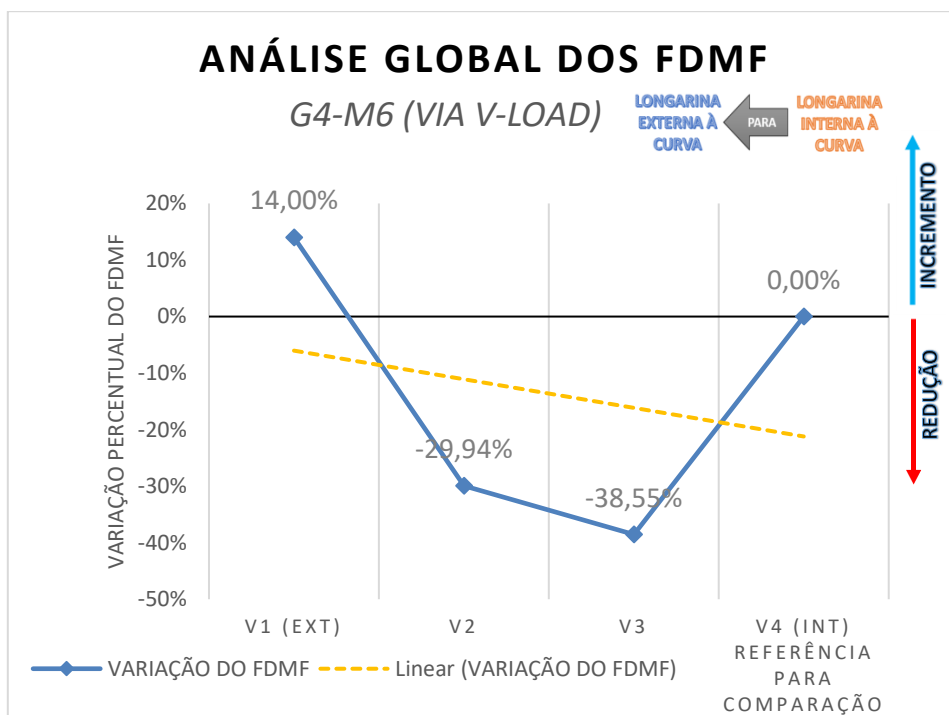


Figura A.150 – Análise global dos FDMF obtidos pelo Método V-Load, em sistemas moldados *in loco*, para pontes com raio de curvatura de 100m, em modelos com 4 TI's.

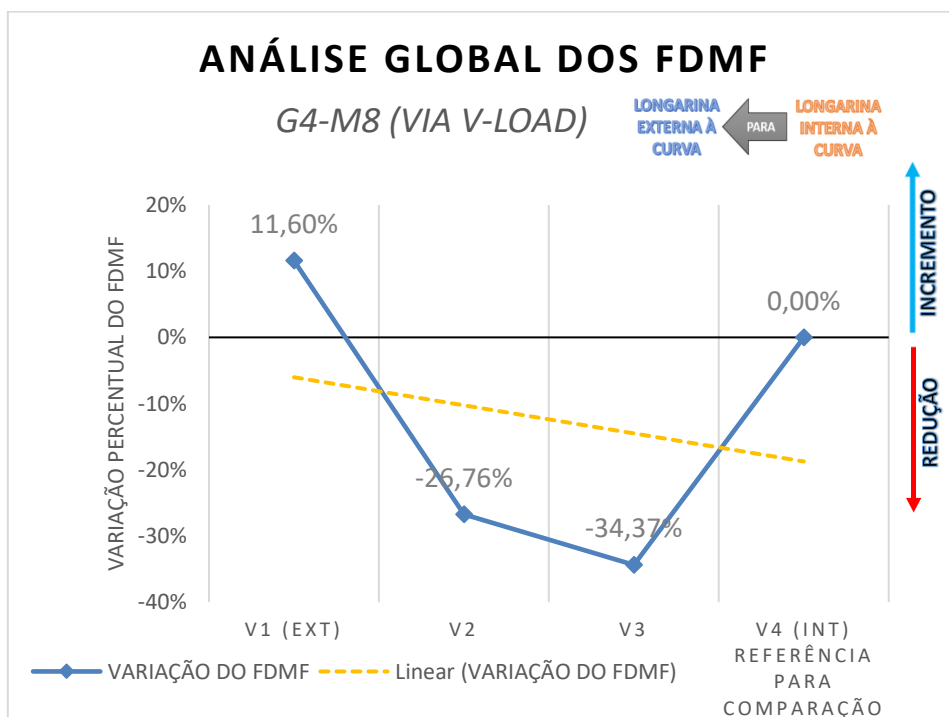


Figura A.151 – Análise global dos FDMF obtidos pelo Método V-Load, em sistemas moldados *in loco*, para pontes com raio de curvatura de 100m, em modelos com 11 TI's.

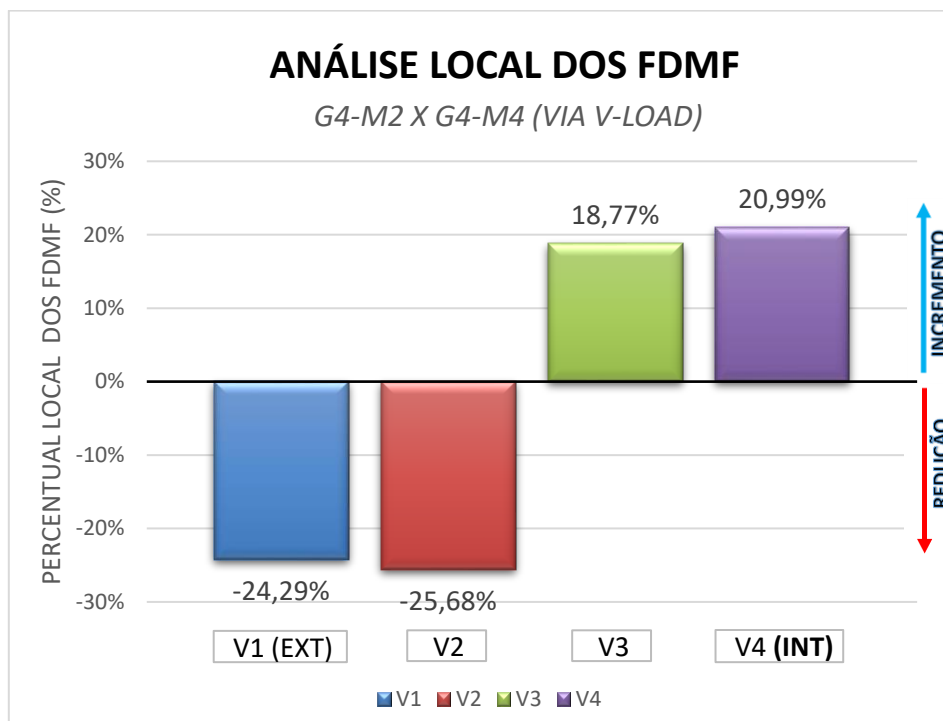


Figura A.152 – Análise local dos FDMF obtidos pelo Método V-Load, em sistemas moldados *in loco*, para pontes com raio de curvatura de 100m, através da comparação entre modelos com 0 TI e 1 TI.

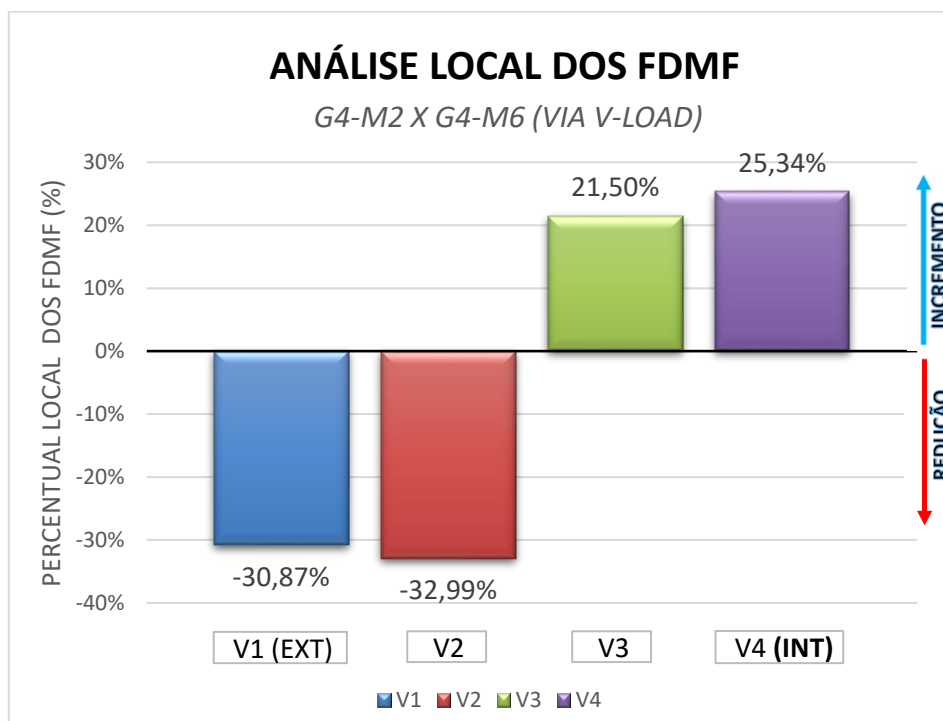


Figura A.153 – Análise local dos FDMF obtidos pelo Método V-Load, em sistemas moldados *in loco*, para pontes com raio de curvatura de 100m, através da comparação entre modelos com 0 TI e 4 TI's.

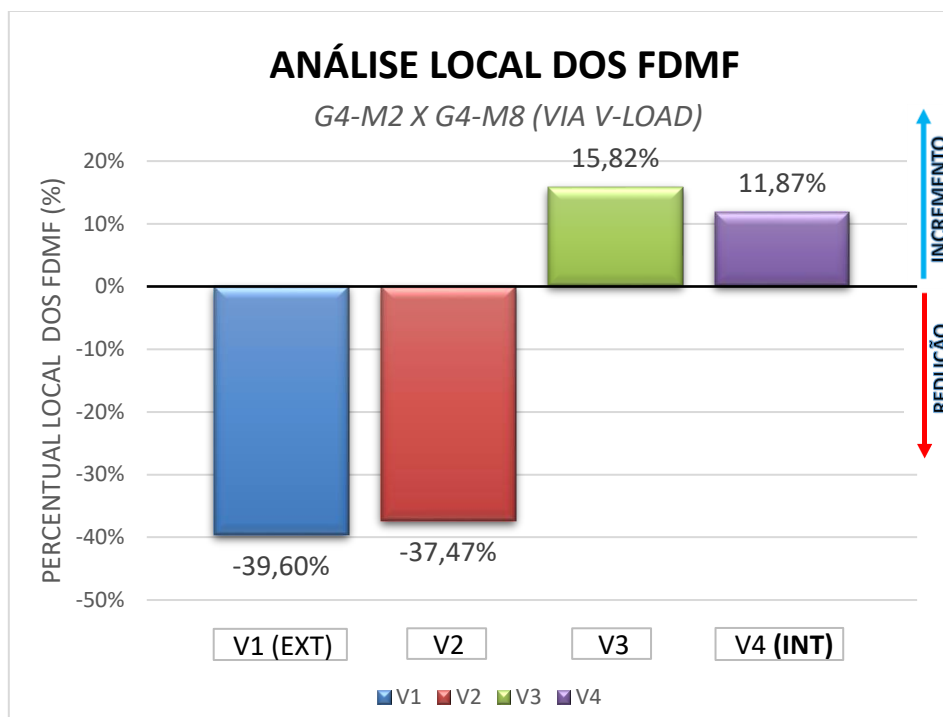


Figura A.154 – Análise local dos FDMF obtidos pelo Método V-Load, em sistemas moldados *in loco*, para pontes com raio de curvatura de 100m, através da comparação entre modelos com 0 TI e 11 TI's.

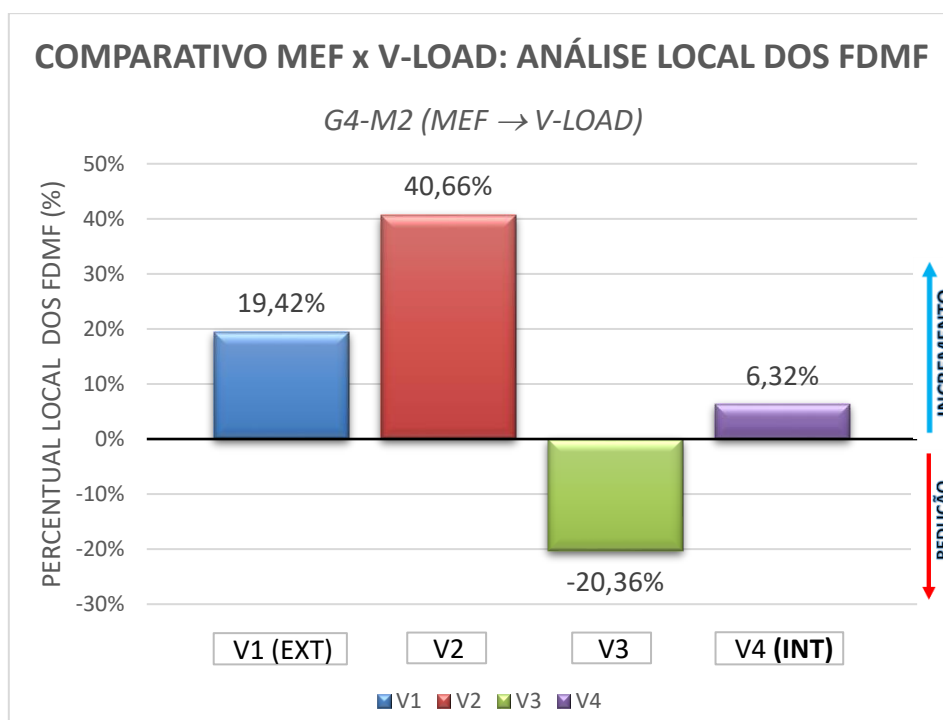


Figura A.155 – Análise local dos FDMF obtidos através da comparação entre MEF versus V-Load, em sistemas moldados *in loco*, para pontes com raio de curvatura de 100m, em modelos com 0 TI.

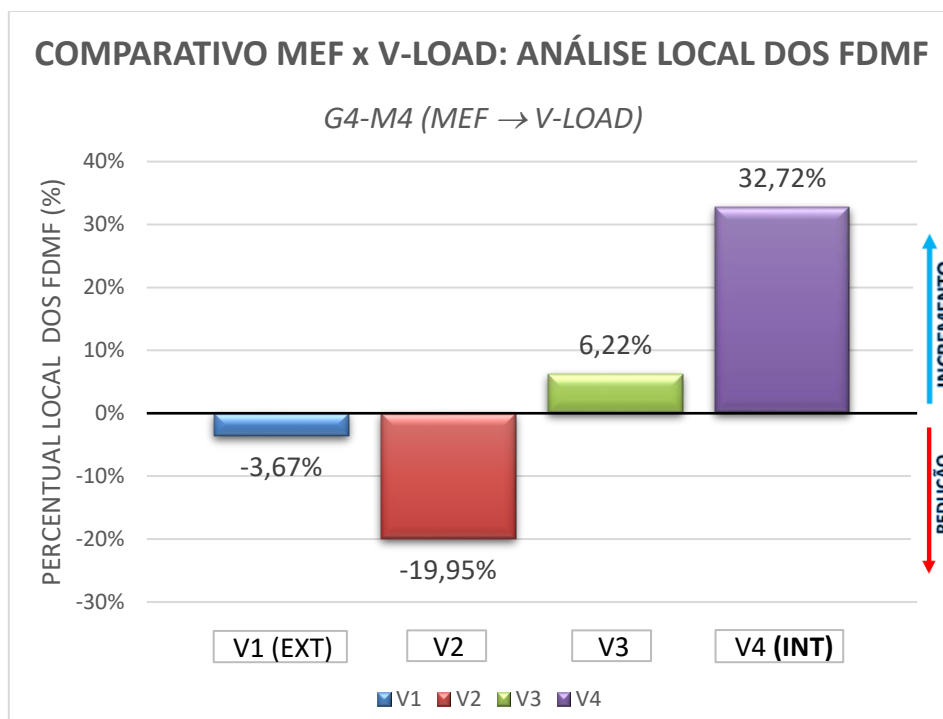


Figura A.156 – Análise local dos FDMF obtidos através da comparação entre MEF versus V-Load, em sistemas moldados *in loco*, para pontes com raio de curvatura de 100m, em modelos com 1 TI.

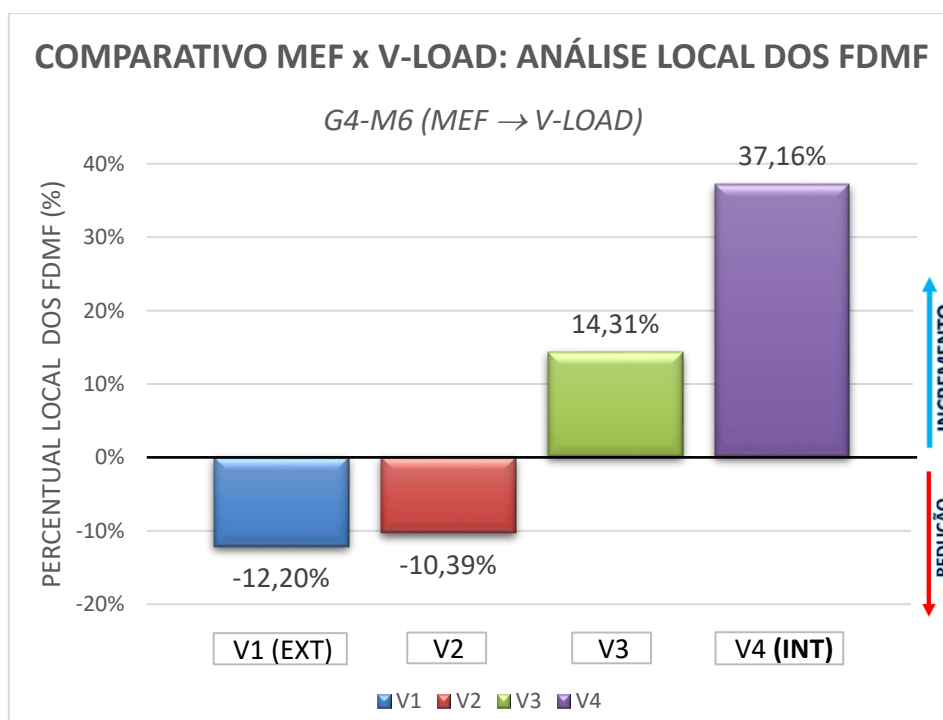


Figura A.157 – Análise local dos FDMF obtidos através da comparação entre MEF versus V-Load, em sistemas moldados *in loco*, para pontes com raio de curvatura de 100m, em modelos com 4 TI's.

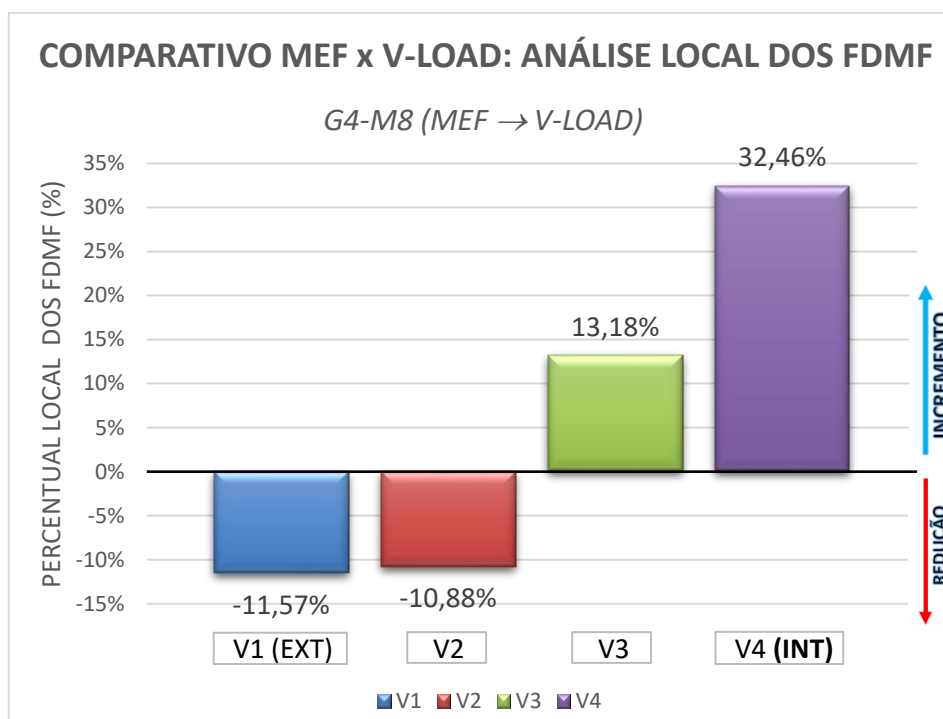


Figura A.158 – Análise local dos FDMF obtidos através da comparação entre MEF versus V-Load, em sistemas moldados *in loco*, para pontes com raio de curvatura de 100m, em modelos com 11 TI's.

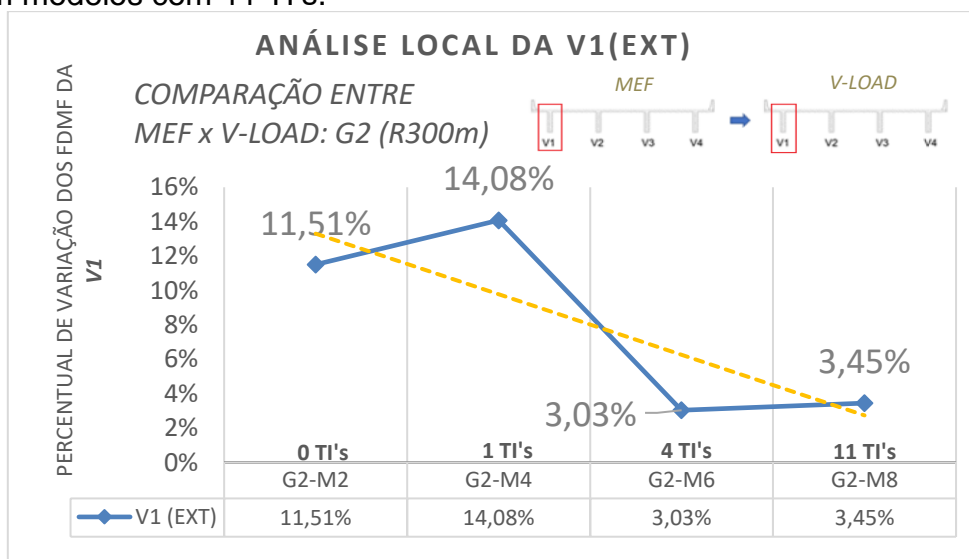


Figura A.159 – Evolução da análise local dos FDMF para a viga V1, obtidas das comparações dos resultados entre MEF versus V-Load, em pontes curvas com raio de 300m, em moldado *in loco*, variando a quantidade de TI's em 0, 1, 4 e 11.

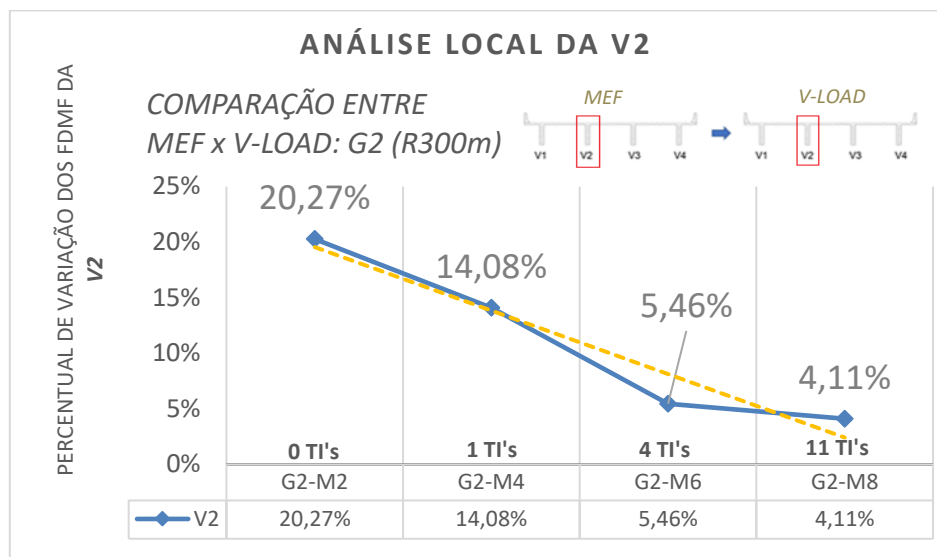


Figura A.160 – Evolução da análise local dos FDMF para a viga V1, obtidas das comparações dos resultados entre MEF versus V-Load, em pontes curvas com raio de 300m, em moldado *in loco*, variando a quantidade de TI's em 0, 1, 4 e 11.

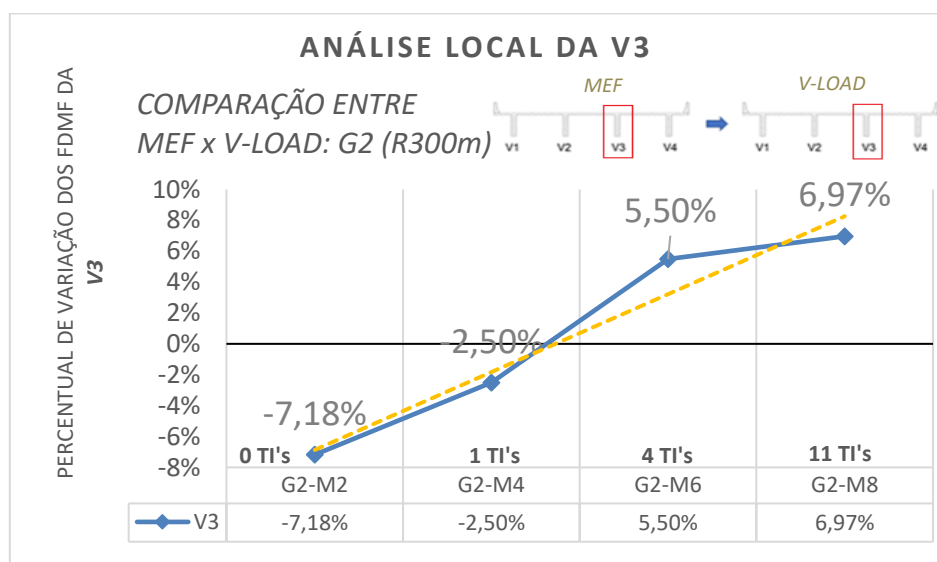


Figura A.161 – Evolução da análise local dos FDMF para a viga V3, obtidas das comparações dos resultados entre MEF versus V-Load, em pontes curvas com raio de 300m, em moldado *in loco*, variando a quantidade de TI's em 0, 1, 4 e 11.

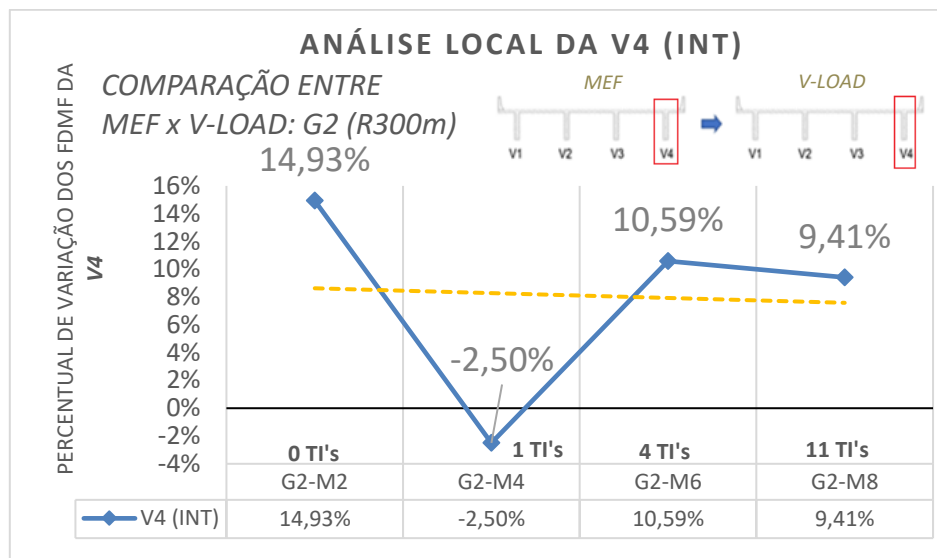


Figura A.162 – Evolução da análise local dos FDMF para a viga V4, obtidas das comparações dos resultados entre MEF versus V-Load, em pontes curvas com raio de 300m, em moldado *in loco*, variando a quantidade de TI's em 0, 1, 4 e 11.

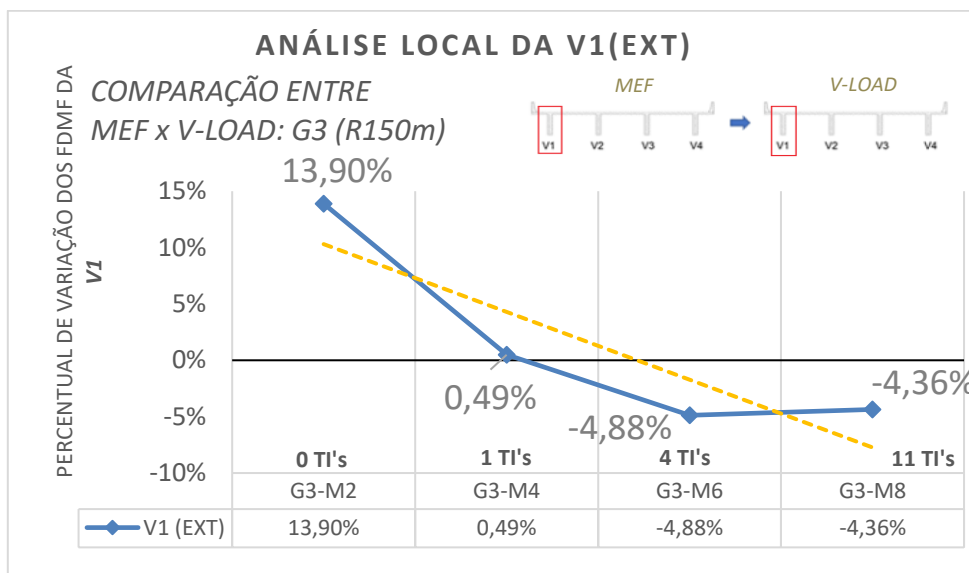


Figura A.163 – Evolução da análise local dos FDMF para a viga V1, obtidas das comparações dos resultados entre MEF versus V-Load, em pontes curvas com raio de 150m, em moldado *in loco*, variando a quantidade de TI's em 0, 1, 4 e 11.

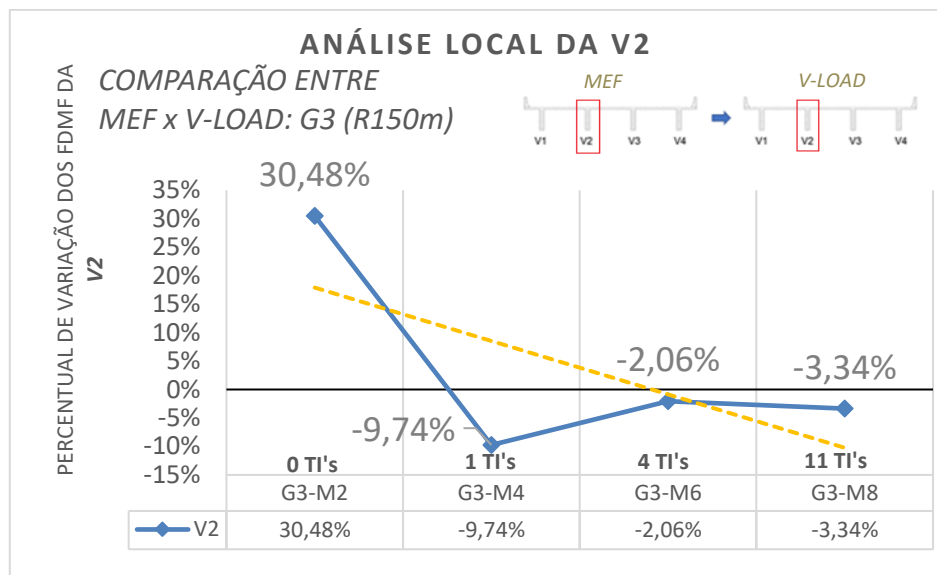


Figura A.164 – Evolução da análise local dos FDMF para a viga V2, obtidas das comparações dos resultados entre MEF versus V-Load, em pontes curvas com raio de 150m, em moldado *in loco*, variando a quantidade de TI's em 0, 1, 4 e 11.

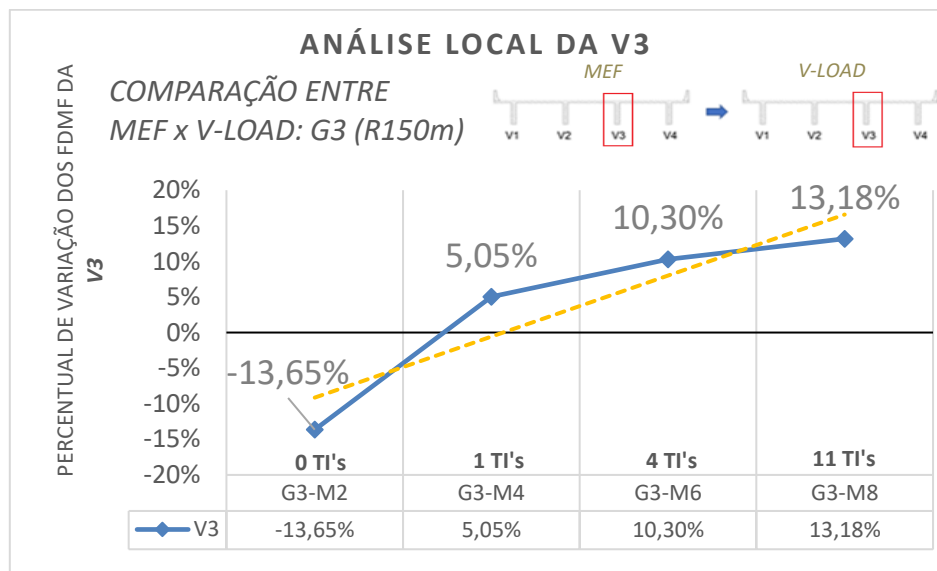


Figura A.165 – Evolução da análise local dos FDMF para a viga V3, obtidas das comparações dos resultados entre MEF versus V-Load, em pontes curvas com raio de 150m, em moldado *in loco*, variando a quantidade de TI's em 0, 1, 4 e 11.

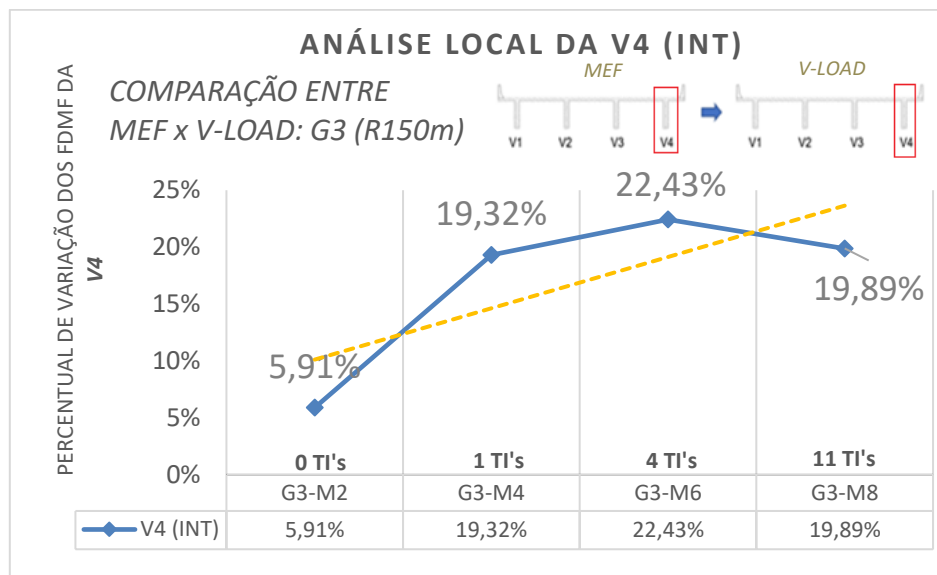


Figura A.166 – Evolução da análise local dos FDMF para a viga V4, obtidas das comparações dos resultados entre MEF versus V-Load, em pontes curvas com raio de 150m, em moldado *in loco*, variando a quantidade de TI's em 0, 1, 4 e 11.

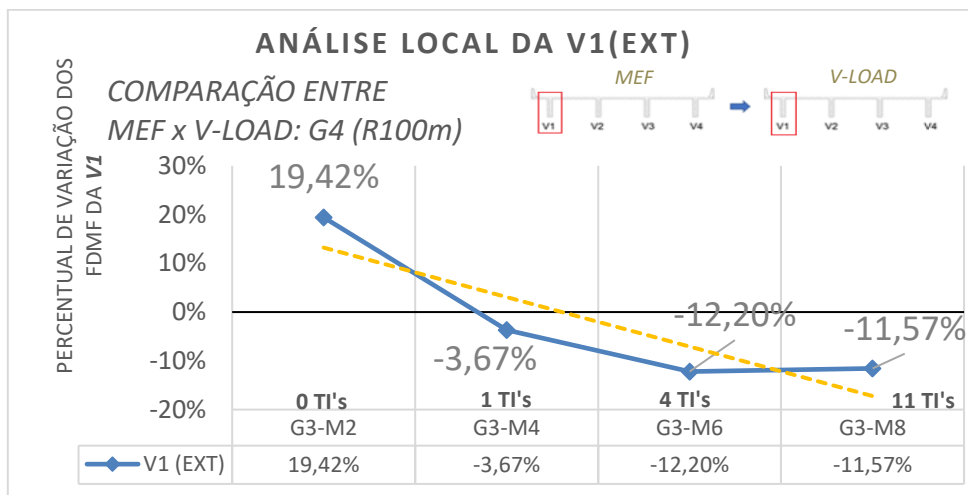


Figura A.167 – Evolução da análise local dos FDMF para a viga V1, obtidas das comparações dos resultados entre MEF versus V-Load, em pontes curvas com raio de 100m, em moldado *in loco*, variando a quantidade de TI's em 0, 1, 4 e 11.

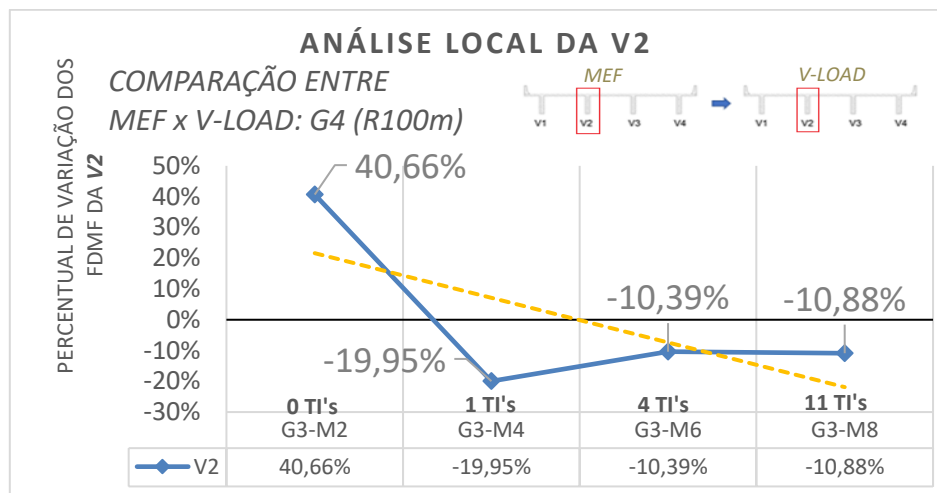


Figura A.168 – Evolução da análise local dos FDMF para a viga V2, obtidas das comparações dos resultados entre MEF versus V-Load, em pontes curvas com raio de 100m, em moldado *in loco*, variando a quantidade de TI's em 0, 1, 4 e 11.

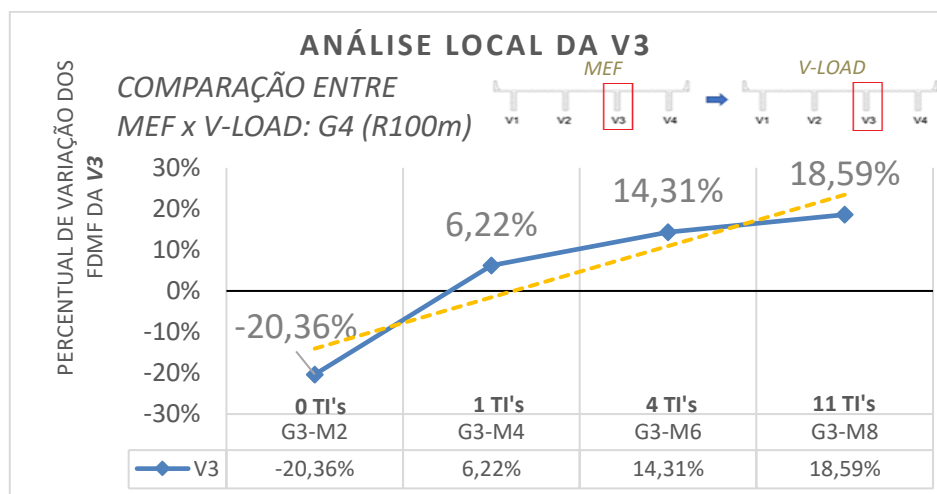


Figura A.169 – Evolução da análise local dos FDMF para a viga V3, obtidas das comparações dos resultados entre MEF versus V-Load, em pontes curvas com raio de 100m, em moldado *in loco*, variando a quantidade de TI's em 0, 1, 4 e 11.

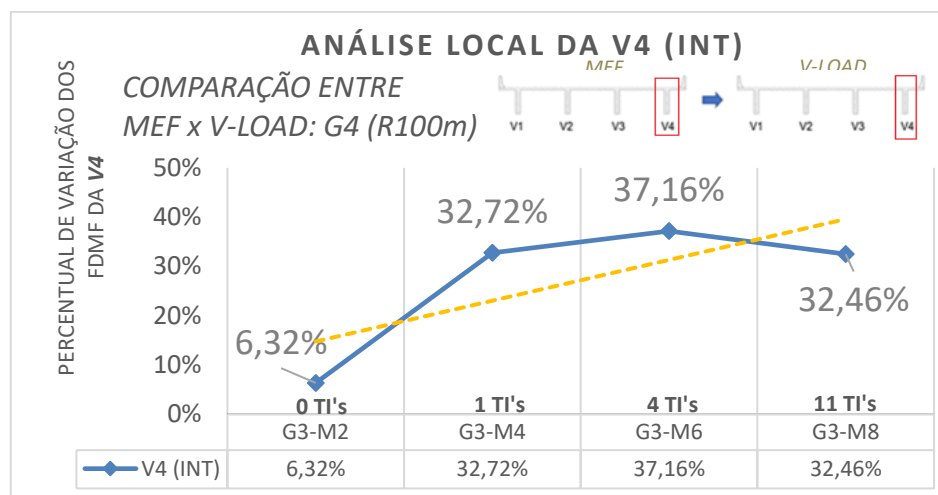


Figura A.170 – Evolução da análise local dos FDMF para a viga V4, obtidas das comparações dos resultados entre MEF versus V-Load, em pontes curvas com raio de 100m, em moldado *in loco*, variando a quantidade de TI's em 0, 1, 4 e 11.

ANEXO B

Memorial de Cálculo do método analítico V-Load

Neste anexo contempla-se o memorial de cálculo inerente ao modelo analítico de análise estrutural (via V-Load), pormenorizados para cada comparação proposta, no qual sua exposição dar-se-á por meio de planilhas eletrônicas desenvolvidas pelo autor.

Observa-se junto à Figura B1, a representação das parcelas dos momentos atuantes através do Método V-Load, onde (**V**) é denotado como cortante; (**M_{1,p}**) é momento fletor primário; (**M_{1,vL}**) o momento fletor devido à carga V-Load e (**M_f**, índice da viga) é constituído pelo somatório dos momentos supracitados para uma determinada viga.

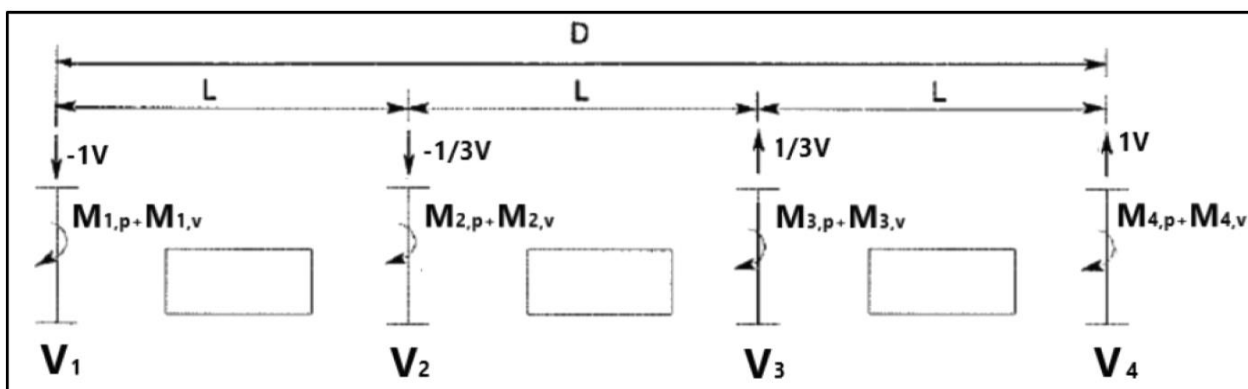


Figura B.1 – Referência para compreensão das incógnitas e variáveis a serem determinadas por meio do Método V-Load. Autor

MEMORIAL DE CÁLCULO

V-LOAD - G2(R300m)-M2(0 Tl's)

1º PASSO: Determinação dos momentos fletores primários (M_p)

Os M_p foram calculados considerando como retificados o comprimento das vigas curvas, assim tais momentos foram determinados (por viga) apenas devido a atuação dos carregamentos móveis, conforme preconiza o escopo do presente trabalho. Vale salientar que os momentos fletores foram calculados para a seção de máxima sollicitação.

M1,p	4374,2681	[kn.m]
M2,p	2772,9663	[kn.m]
M3,p	2491,4342	[kn.m]
M4,p	3930,1600	[kn.m]
$\Sigma M_{p,tot}$	13568,8285	[kn.m]

2º PASSO: Calculo das cargas V-loads

As cargas V-loads são calculadas conforme a equação 2.34, rememorada abaixo:

$$V = \frac{\sum_{i=1}^{Ng} M_p}{C \cdot R \cdot D} \cdot d$$

Onde:

D - m	12	Largura da entre vigas extremas
d - m	60	Espaçamento entre transversinas
R - m	300	Raio de curvatura
C	1,11	Coefficiente

VL,ext **203,7362** [kn]

Conforme Lin&Magliola (2010), a distribuição das cortantes em pontes com 4 longarinas é apresentada da

	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8
2-girder	-1	1						
3-girder	-1	0	1					
4-girder	-1	-1/3	1/3	1				
5-girder	-1	-2/4	0	2/4	1			
6-girder	-1	-3/5	-1/5	1/5	3/5	1		
7-girder	-1	-4/6	-2/6	0	2/6	4/6	1	
8-girder	-1	-5/7	-3/7	-1/7	1/7	3/7	5/7	1

Como as vigas internas estão um terço da linha central da ponte, bem como as vigas externas, o fator proporcional para o cálculo das cargas V da viga interna é de 1/3

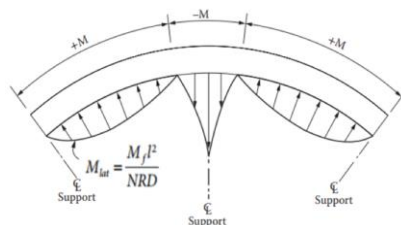
VL,ext **67,9121** [kn]

Logo, as cargas V-load por viga é as seguintes:

VL,v1	203,7362		Agindo para baixo (-)
VL,v2	67,9121		Agindo para baixo (-)
VL,v3	67,9121	[kn]	Agindo para cima (+)
VL,v4	203,7362		Agindo para cima (+)

3º PASSO: Cálculo dos momentos fletores das cargas V-loads

Conforme Chen&Duan (2010), o momento fletor das cargas V-load é aproximado a equação abaixo (M_{lat}):



N	10	(Coeficiente de precisão)
$\ell=d$	60	m Espaçamento entre transversinas
M1,p	4374,2681	[kn.m]
M2,p	2772,9663	[kn.m]
M3,p	2491,4342	[kn.m]
M4,p	3930,1600	[kn.m]
MVL,v1	437,4268	[kn.m]
MVL,v2	277,2966	[kn.m]
MVL,v3	249,1434	[kn.m]
MVL,v4	393,0160	[kn.m]

4º PASSO: Cálculo dos momentos fletores finais

Os momentos finais **M_f** são calculados adicionando MVL ao M_p.

M _{f,v1}	4811,6949	[kn.m]
M _{f,v2}	3050,2629	[kn.m]
M _{f,v3}	2242,2908	[kn.m]
M _{f,v4}	3537,1440	[kn.m]

MEMORIAL DE CALCULO

V-LOAD - G2(R300m)-M4(1 Tl's)

1º PASSO: Determinação dos momentos fletores primarios (Mp)

Os **Mp** foram calculados considerando como retificados o comprimento das vigas curvas, assim tais momentos foram determinados (por viga) apenas devido a atuação dos carregamentos móveis, conforme preconiza o escopo do presente trabalho. Vale salientar que os momentos fletores foram calculados para a seção de máxima solicitação.

M1,p	4005,0803	[kn.m]
M2,p	2492,3268	[kn.m]
M3,p	2239,2872	[kn.m]
M4,p	3598,4549	[kn.m]
Σ Mp,tot	12335,1492	[kn.m]

2º PASSO: Calculo das cargas V-loads

As cargas V-loads são calculadas conforme a equação 2.34, rememorada abaixo:

$$V = \frac{\sum_{i=1}^{Ng} M_p}{C \cdot R \cdot D} \cdot d$$

Onde:

D - m	12	Largura da entre vigas extremas
d - m	30	Espaçamento entre transversinas
R - m	300	Raio de curvatura
C	1,11	Coefficiente
VL,ext	92,6062	[kn]

Conforme Lin&Magliola (2010), a distribuição das cortantes em pontes com 4 longarinas é apresentada

	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8
2-girder	-1	1						
3-girder	-1	0	1					
4-girder	-1	-1/3	1/3	1				
5-girder	-1	-2/4	0	2/4	1			
6-girder	-1	-3/5	-1/5	1/5	3/5	1		
7-girder	-1	-4/6	-2/6	0	2/6	4/6	1	
8-girder	-1	-5/7	-3/7	-1/7	1/7	3/7	5/7	1

Como as vigas internas estão um terço da linha central da ponte, bem como as vigas externas, o fator proporcional para o cálculo das cargas V da viga interna é de 1/3

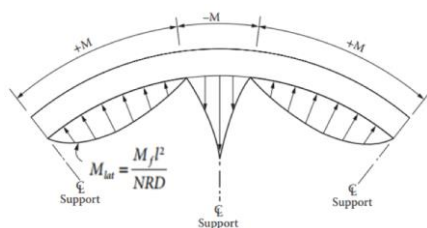
VL,ext **30,8687** [kn]

Logo, as cargas V-load por viga é as seguintes:

VL,v1	92,6062		Agindo para baixo (-)
VL,v2	30,8687	[kn]	Agindo para baixo (-)
VL,v3	30,8687		Agindo para cima (+)
VL,v4	92,6062		Agindo para cima (+)

3º PASSO: Cálculo dos momentos fletores das cargas V-loads

Conforme Chen&Duan (2010), o momento fletor das cargas V-load é aproximado a equação abaixo



N	10	(Coeficiente de precisão)
$\ell=d$	30	m Espaçamento entre transversinas
M1,p	4005,0803	[kn.m]
M2,p	2492,3268	[kn.m]
M3,p	2239,2872	[kn.m]
M4,p	3598,4549	[kn.m]
MVL,v1	100,1270	[kn.m]
MVL,v2	62,3082	[kn.m]
MVL,v3	55,9822	[kn.m]
MVL,v4	89,9614	[kn.m]

4º PASSO: Cálculo dos momentos fletores finais

Os momentos finais **Mf** são calculados adicionando MVL ao Mp.

Mf,v1	4105,2073	[kn.m]
Mf,v2	2554,6349	[kn.m]
Mf,v3	2183,3050	[kn.m]
Mf,v4	3508,4935	[kn.m]

MEMORIAL DE CALCULO

V-LOAD - G2(R300m)-M6(4 Tl's)

1º PASSO: Determinação dos momentos fletores primários (Mp)

Os **Mp** foram calculados considerando como retificados o comprimento das vigas curvas, assim tais momentos foram determinados (por viga) apenas devido a atuação dos carregamentos móveis, conforme preconiza o escopo do presente trabalho. Vale salientar que os momentos fletores foram calculados para a seção de máxima solicitação.

M1,p	3884,3664	[kn.m]
M2,p	2386,9752	[kn.m]
M3,p	2144,6318	[kn.m]
M4,p	3489,9968	[kn.m]
Σ Mp,tot	11905,9702	[kn.m]

2º PASSO: Calculo das cargas V-loads

As cargas V-loads são calculadas conforme a equação 2.34, rememorada abaixo:

$$V = \frac{\sum_{i=1}^{Ng} M_{p_i}}{C \cdot R \cdot D} \cdot d$$

Onde:

D - m	12	Largura da entre vigas extremas
d - m	12	Espaçamento entre transversinas
R - m	300	Raio de curvatura
C	1,11	Coefficiente

VL,ext **35,7537** [kn]

Conforme Lin&Magliola (2010), a distribuição das cortantes em pontes com 4 longarinas é apresentada da seguinte

	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8
2-girder	-1	1						
3-girder	-1	0	1					
4-girder	-1	-1/3	1/3	1				
5-girder	-1	-2/4	0	2/4	1			
6-girder	-1	-3/5	-1/5	1/5	3/5	1		
7-girder	-1	-4/6	-2/6	0	2/6	4/6	1	
8-girder	-1	-5/7	-3/7	-1/7	1/7	3/7	5/7	1

Como as vigas internas estão um terço da linha central da ponte, bem como as vigas externas, o fator proporcional para o cálculo das cargas V da viga interna é de 1/3

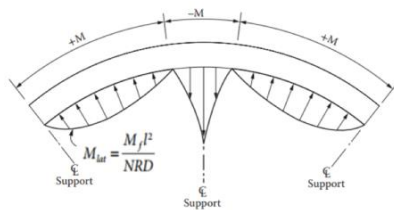
VL,ext **11,9179** [kn]

Logo, as cargas V-load por viga é as seguintes:

VL,v1	35,7537		Agindo para baixo (-)
VL,v2	11,9179	[kn]	Agindo para baixo (-)
VL,v3	11,9179		Agindo para cima (+)
VL,v4	35,7537		Agindo para cima (+)

3º PASSO: Cálculo dos momentos fletores das cargas V-loads

Conforme Chen&Duan (2010), o momento fletor das cargas V-load é aproximado a equação abaixo (M_{lat}):



N	10	(Coeficiente de precisão)
$\ell=d$	12	m Espaçamento entre transversinas
M1,p	3884,3664	[kn.m]
M2,p	2386,9752	[kn.m]
M3,p	2144,6318	[kn.m]
M4,p	3489,9968	[kn.m]
MVL,v1	15,5375	[kn.m]
MVL,v2	9,5479	[kn.m]
MVL,v3	8,5785	[kn.m]
MVL,v4	13,9600	[kn.m]

4º PASSO: Cálculo dos momentos fletores finais

Os momentos finais M_f são calculados adicionando MVL ao M_p .

Mf,v1	3899,9039	[kn.m]
Mf,v2	2396,5231	[kn.m]
Mf,v3	2136,0533	[kn.m]
Mf,v4	3476,0368	[kn.m]

MEMORIAL DE CALCULO

V-LOAD - G2(R300m)-M8(11 Tl's)

1º PASSO: Determinação dos momentos fletores primários (Mp)

Os **Mp** foram calculados considerando como retificados o comprimento das vigas curvas, assim tais momentos foram determinados (por viga) apenas devido a atuação dos carregamentos móveis, conforme preconiza o escopo do presente trabalho. Vale salientar que os momentos fletores foram calculados para a seção de máxima solicitação.

M1,p	3430,4442	[kn.m]
M2,p	2251,3141	[kn.m]
M3,p	2022,7440	[kn.m]
M4,p	3082,1601	[kn.m]
Σ Mp,tot	10786,6624	[kn.m]

2º PASSO: Calculo das cargas V-loads

As cargas V-loads são calculadas conforme a equação 2.34, rememorada abaixo:

$$V = \frac{\sum_{i=1}^{Ng} M_{p,i}}{C \cdot R \cdot D} \cdot d$$

Onde:

D - m	12	Largura da entre vigas extremas
d - m	4	Espaçamento entre transversinas
R - m	300	Raio de curvatura
C	1,11	Coefficiente
VL,ext	10,7975	[kn]

Conforme Lin&Magliola (2010), a distribuição das cortantes em pontes com 4 longarinas é apresentada da seguinte

	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8
2-girder	-1	1						
3-girder	-1	0	1					
4-girder	-1	-1/3	1/3	1				
5-girder	-1	-2/4	0	2/4	1			
6-girder	-1	-3/5	-1/5	1/5	3/5	1		
7-girder	-1	-4/6	-2/6	0	2/6	4/6	1	
8-girder	-1	-5/7	-3/7	-1/7	1/7	3/7	5/7	1

Como as vigas internas estão um terço da linha central da ponte, bem como as vigas externas, o fator proporcional para o cálculo das cargas V da viga interna é de 1/3

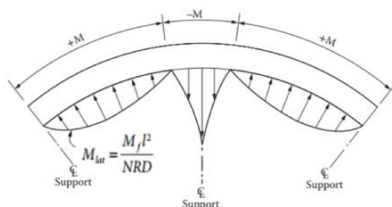
VL,ext **3,5992** [kn]

Logo, as cargas V-load por viga é as seguintes:

VL,v1	10,7975		Agindo para baixo (-)
VL,v2	3,5992	[kn]	Agindo para baixo (-)
VL,v3	3,5992		Agindo para cima (+)
VL,v4	10,7975		Agindo para cima (+)

3º PASSO: Cálculo dos momentos fletores das cargas V-loads

Conforme Chen&Duan (2010), o momento fletor das cargas V-load é aproximado a equação abaixo (Mlat):



N	10	(Coeficiente de precisão)
$l=d$	4	m Espaçamento entre transversinas
M1,p	3430,4442	[kn.m]
M2,p	2251,3141	[kn.m]
M3,p	2022,7440	[kn.m]
M4,p	3082,1601	[kn.m]
MVL,v1	1,5246	[kn.m]
MVL,v2	1,0006	[kn.m]
MVL,v3	0,8990	[kn.m]
MVL,v4	1,3698	[kn.m]

4º PASSO: Cálculo dos momentos fletores finais

Os momentos finais M_f são calculados adicionando MVL ao Mp.

Mf,v1	3431,9688	[kn.m]
Mf,v2	2252,3147	[kn.m]
Mf,v3	2021,8450	[kn.m]
Mf,v4	3080,7903	[kn.m]

MEMORIAL DE CÁLCULO
V-LOAD - G3(R150m)-M2(0 TI's)

1º PASSO: Determinação dos momentos fletores primários (Mp)

Os **Mp** foram calculados considerando como retificados o comprimento das vigas curvas, assim tais momentos foram determinados (por viga) apenas devido a atuação dos carregamentos móveis, conforme preconiza o escopo do presente trabalho. Vale salientar que os momentos fletores foram calculados para a seção de

M1,p	4374,2681	[kn.m]
M2,p	2772,9663	[kn.m]
M3,p	2491,4342	[kn.m]
M4,p	3930,1600	[kn.m]
Σ Mp,tot	13568,8285	[kn.m]

2º PASSO: Calculo das cargas V-loads

As cargas V-loads são calculadas conforme a equação 2.34, rememorada abaixo:

$$V = \frac{\sum_{i=1}^{Ng} M_p}{C \cdot R \cdot D} \cdot d$$

Onde:

D - m	12	Largura da entre vigas extremas
d - m	60	Espaçamento entre transversinas
R - m	150	Raio de curvatura
C	1,11	Coefficiente

VL,ext 407,4723 [kn]

Conforme Lin&Magliola (2010), a distribuição das cortantes em pontes com 4 longarinas é apresentada da

	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8
2-girder	-1	1						
3-girder	-1	0	1					
4-girder	-1	-1/3	1/3	1				
5-girder	-1	-2/4	0	2/4	1			
6-girder	-1	-3/5	-1/5	1/5	3/5	1		
7-girder	-1	-4/6	-2/6	0	2/6	4/6	1	
8-girder	-1	-5/7	-3/7	-1/7	1/7	3/7	5/7	1

Como as vigas internas estão um terço da linha central da ponte, bem como as vigas externas, o fator proporcional para o cálculo das cargas V da viga interna é de 1/3

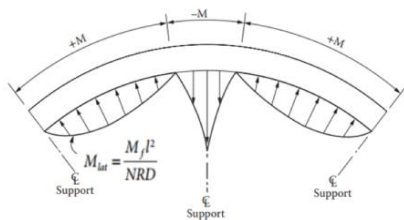
VL,ext 135,8241 [kn]

Logo, as cargas V-load por viga é as seguintes:

VL,v1	407,4723		Agindo para baixo (-)
VL,v2	135,8241	[kn]	Agindo para baixo (-)
VL,v3	135,8241		Agindo para cima (+)
VL,v4	407,4723		Agindo para cima (+)

3º PASSO: Cálculo dos momentos fletores das cargas V-loads

Conforme Chen&Duan (2010), o momento fletor das cargas V-load é aproximado a equação abaixo (Mlat):



N	10	(Coeficiente de precisão)
$\ell=d$	60	m Espaçamento entre transversinas
M1,p	4374,2681	[kn.m]
M2,p	2772,9663	[kn.m]
M3,p	2491,4342	[kn.m]
M4,p	3930,1600	[kn.m]
MVL,v1	874,8536	[kn.m]
MVL,v2	554,5933	[kn.m]
MVL,v3	498,2868	[kn.m]
MVL,v4	786,0320	[kn.m]

4º PASSO: Cálculo dos momentos fletores finais

Os momentos finais M_f são calculados adicionando MVL ao M_p .

Mf,v1	5249,1217	[kn.m]
Mf,v2	3327,5595	[kn.m]
Mf,v3	1993,1474	[kn.m]
Mf,v4	3144,1280	[kn.m]

MEMORIAL DE CALCULO

V-LOAD - G3(R150m)-M4(1 TI's)

1º PASSO: Determinação dos momentos fletores primarios (Mp)

Os **Mp** foram calculados considerando como retificados o comprimento das vigas curvas, assim tais momentos foram determinados (por viga) apenas devido a atuação dos carregamentos móveis, conforme preconiza o escopo do presente trabalho. Vale salientar que os momentos fletores foram calculados para a seção de máxima solicitação.

M1,p	4005,0803	[kn.m]
M2,p	2492,3268	[kn.m]
M3,p	2239,2872	[kn.m]
M4,p	3598,4549	[kn.m]
Σ Mp,tot	12335,1492	[kn.m]

2º PASSO: Calculo das cargas V-loads

As cargas V-loads são calculadas conforme a equação 2.34, rememorada abaixo:

$$V = \frac{\sum_{i=1}^{Ng} M_p}{C \cdot R \cdot D} \cdot d$$

Onde:

D - m	12	Largura da entre vigas extremas
d - m	30	Espaçamento entre transversinas
R - m	150	Raio de curvatura
C	1,11	Coefficiente

VL,ext **185,2124** [kn]

Conforme Lin&Magliola (2010), a distribuição das cortantes em pontes com 4 longarinas é apresentada da seguinte

	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8
2-girder	-1	1						
3-girder	-1	0	1					
4-girder	-1	-1/3	1/3	1				
5-girder	-1	-2/4	0	2/4	1			
6-girder	-1	-3/5	-1/5	1/5	3/5	1		
7-girder	-1	-4/6	-2/6	0	2/6	4/6	1	
8-girder	-1	-5/7	-3/7	-1/7	1/7	3/7	5/7	1

Como as vigas internas estão um terço da linha central da ponte, bem como as vigas externas, o fator proporcional para o cálculo das cargas V da viga interna é de 1/3

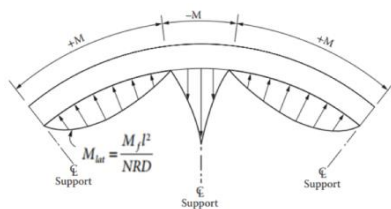
VL,ext **61,7375** [kn]

Logo, as cargas V-load por viga é as seguintes:

VL,v1	185,2124		Agindo para baixo (-)
VL,v2	61,7375	[kn]	Agindo para baixo (-)
VL,v3	61,7375		Agindo para cima (+)
VL,v4	185,2124		Agindo para cima (+)

3º PASSO: Cálculo dos momentos fletores das cargas V-loads

Conforme Chen&Duan (2010), o momento fletor das cargas V-load é aproximado a equação abaixo (M_{lat}):



N	10	(Coeficiente de precisão)
$l=d$	30	m Espaçamento entre transversinas
M _{1,p}	4005,0803	[kn.m]
M _{2,p}	2492,3268	[kn.m]
M _{3,p}	2239,2872	[kn.m]
M _{4,p}	3598,4549	[kn.m]
MVL _{v1}	200,2540	[kn.m]
MVL _{v2}	124,6163	[kn.m]
MVL _{v3}	111,9644	[kn.m]
MVL _{v4}	179,9227	[kn.m]

4º PASSO: Cálculo dos momentos fletores finais

Os momentos finais **M_f** são calculados adicionando MVL ao M_p.

M _{f,v1}	4205,3343	[kn.m]
M _{f,v2}	2616,9431	[kn.m]
M _{f,v3}	2127,3228	[kn.m]
M _{f,v4}	3418,5322	[kn.m]

MEMORIAL DE CALCULO

V-LOAD - G3(R150m)-M6(4 Tl's)

1º PASSO: Determinação dos momentos fletores primários (Mp)

Os **Mp** foram calculados considerando como retificados o comprimento das vigas curvas, assim tais momentos foram determinados (por viga) apenas devido a atuação dos carregamentos móveis, conforme preconiza o escopo do presente trabalho. Vale salientar que os momentos fletores foram calculados para a seção de máxima solicitação.

M1,p	3884,3664	[kn.m]
M2,p	2386,9752	[kn.m]
M3,p	2144,6318	[kn.m]
M4,p	3489,9968	[kn.m]
Σ Mp,tot	11905,9702	[kn.m]

2º PASSO: Calculo das cargas V-loads

As cargas V-loads são calculadas conforme a equação 2.34, rememorada abaixo:

$$V = \frac{\sum_{i=1}^{Ng} M_p}{C \cdot R \cdot D} \cdot d$$

Onde:

D - m	12	Largura da entre vigas extremas
d - m	12	Espaçamento entre transversinas
R - m	150	Raio de curvatura
C	1,11	Coefficiente

VL,ext **71,5073** [kn]

Conforme Lin&Magliola (2010), a distribuição das cortantes em pontes com 4 longarinas é apresentada da seguinte

	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8
2-girder	-1	1						
3-girder	-1	0	1					
4-girder	-1	-1/3	1/3	1				
5-girder	-1	-2/4	0	2/4	1			
6-girder	-1	-3/5	-1/5	1/5	3/5	1		
7-girder	-1	-4/6	-2/6	0	2/6	4/6	1	
8-girder	-1	-5/7	-3/7	-1/7	1/7	3/7	5/7	1

Como as vigas internas estão um terço da linha central da ponte, bem como as vigas externas, o fator proporcional para o cálculo das cargas V da viga interna é de 1/3

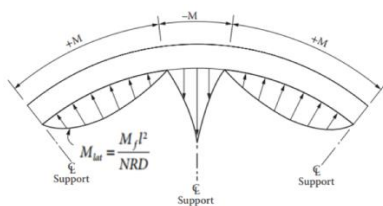
VL,ext **23,8358** [kn]

Logo, as cargas V-load por viga é as seguintes:

VL,v1	71,5073		Agindo para baixo (-)
VL,v2	23,8358		Agindo para baixo (-)
VL,v3	23,8358	[kn]	Agindo para cima (+)
VL,v4	71,5073		Agindo para cima (+)

3º PASSO: Cálculo dos momentos fletores das cargas V-loads

Conforme Chen&Duan (2010), o momento fletor das cargas V-load é aproximado a equação abaixo (Mlat):



N	10	(Coeficiente de precisão)
$l=d$	12	m Espaçamento entre transversinas
M1,p	3884,3664	[kn.m]
M2,p	2386,9752	[kn.m]
M3,p	2144,6318	[kn.m]
M4,p	3489,9968	[kn.m]
MVL,v1	31,0749	[kn.m]
MVL,v2	19,0958	[kn.m]
MVL,v3	17,1571	[kn.m]
MVL,v4	27,9200	[kn.m]

4º PASSO: Cálculo dos momentos fletores finais

Os momentos finais Mf são calculados adicionando MVL ao Mp.

Mf,v1	3915,4414	[kn.m]
Mf,v2	2406,0710	[kn.m]
Mf,v3	2127,4747	[kn.m]
Mf,v4	3462,0768	[kn.m]

MEMORIAL DE CALCULO
V-LOAD - G3(R150m)-M8(11 Tl's)

1º PASSO: Determinação dos momentos fletores primários (Mp)

Os **Mp** foram calculados considerando como retificados o comprimento das vigas curvas, assim tais momentos foram determinados (por viga) apenas devido a atuação dos carregamentos móveis, conforme preconiza o escopo do presente trabalho. Vale salientar que os momentos fletores foram calculados para a seção de máxima

M1,p	3430,4442	[kn.m]
M2,p	2251,3141	[kn.m]
M3,p	2022,7440	[kn.m]
M4,p	3082,1601	[kn.m]
Σ Mp,tot	10786,6624	[kn.m]

2º PASSO: Calculo das cargas V-loads

As cargas V-loads são calculadas conforme a equação 2.34, rememorada abaixo:

$$V = \frac{\sum_{i=1}^{Ng} M_p}{C \cdot R \cdot D} \cdot d$$

Onde:

D - m	12	Largura da entre vigas extremas
d - m	4	Espaçamento entre transversinas
R - m	150	Raio de curvatura
C	1,11	Coeficiente

VL,ext **21,5949** [kn]

Conforme Lin&Magliola (2010), a distribuição das cortantes em pontes com 4 longarinas é apresentada da seguinte

	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8
2-girder	-1	1						
3-girder	-1	0	1					
4-girder	-1	-1/3	1/3	1				
5-girder	-1	-2/4	0	2/4	1			
6-girder	-1	-3/5	-1/5	1/5	3/5	1		
7-girder	-1	-4/6	-2/6	0	2/6	4/6	1	
8-girder	-1	-5/7	-3/7	-1/7	1/7	3/7	5/7	1

Como as vigas internas estão um terço da linha central da ponte, bem como as vigas externas, o fator proporcional para o cálculo das cargas V da viga interna é de 1/3

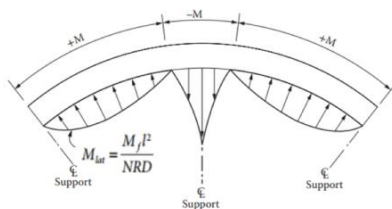
VL,ext **7,1983** [kn]

Logo, as cargas V-load por viga é as seguintes:

VL,v1	21,5949		Agindo para baixo (-)
VL,v2	7,1983	[kn]	Agindo para baixo (-)
VL,v3	7,1983		Agindo para cima (+)
VL,v4	21,5949		Agindo para cima (+)

3º PASSO: Cálculo dos momentos fletores das cargas V-loads

Conforme Chen&Duan (2010), o momento fletor das cargas V-load é aproximado a equação abaixo (M_{lat}):



N	10	(Coeficiente de precisão)
$l=d$	4	m Espaçamento entre transversinas
M _{1,p}	3430,4442	[kn.m]
M _{2,p}	2251,3141	[kn.m]
M _{3,p}	2022,7440	[kn.m]
M _{4,p}	3082,1601	[kn.m]
MVL _{v1}	3,0493	[kn.m]
MVL _{v2}	2,0012	[kn.m]
MVL _{v3}	1,7980	[kn.m]
MVL _{v4}	2,7397	[kn.m]

4º PASSO: Cálculo dos momentos fletores finais

Os momentos finais M_f são calculados adicionando MVL ao M_p .

M _{f,v1}	3433,4935	[kn.m]
M _{f,v2}	2253,3152	[kn.m]
M _{f,v3}	2020,9460	[kn.m]
M _{f,v4}	3079,4204	[kn.m]

MEMORIAL DE CÁLCULO
V-LOAD - G4(R100m)-M2(0 TI's)

1º PASSO: Determinação dos momentos fletores primários (Mp)

Os **Mp** foram calculados considerando como retificados o comprimento das vigas curvas, assim tais momentos foram determinados (por viga) apenas devido a atuação dos carregamentos móveis, conforme preconiza o escopo do presente trabalho. Vale salientar que os momentos fletores foram calculados para a seção de

M1,p	4374,2681	[kn.m]
M2,p	2772,9663	[kn.m]
M3,p	2491,4342	[kn.m]
M4,p	3930,1600	[kn.m]
Σ Mp,tot	13568,8285	[kn.m]

2º PASSO: Calculo das cargas V-loads

As cargas V-loads são calculadas conforme a equação 2.34, rememorada abaixo:

$$V = \frac{\sum_{i=1}^{Ng} M_p}{C \cdot R \cdot D} \cdot d$$

Onde:

D - m	12	Largura da entre vigas extremas
d - m	60	Espaçamento entre transversinas
R - m	100	Raio de curvatura
C	1,11	Coefficiente

VL,ext **611,2085** [kn]

Conforme Lin&Magliola (2010), a distribuição das cortantes em pontes com 4 longarinas é apresentada da

	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8
2-girder	-1	1						
3-girder	-1	0	1					
4-girder	-1	-1/3	1/3	1				
5-girder	-1	-2/4	0	2/4	1			
6-girder	-1	-3/5	-1/5	1/5	3/5	1		
7-girder	-1	-4/6	-2/6	0	2/6	4/6	1	
8-girder	-1	-5/7	-3/7	-1/7	1/7	3/7	5/7	1

Como as vigas internas estão um terço da linha central da ponte, bem como as vigas externas, o fator proporcional para o cálculo das cargas V da viga interna é de 1/3

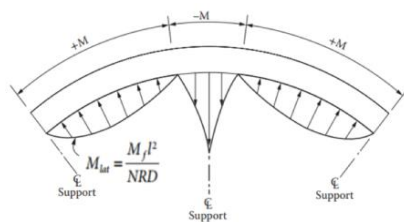
VL,ext **203,7362** [kn]

Logo, as cargas V-load por viga é as seguintes:

VL,v1	611,2085		Agindo para baixo (-)
VL,v2	203,7362	[kn]	Agindo para baixo (-)
VL,v3	203,7362		Agindo para cima (+)
VL,v4	611,2085		Agindo para cima (+)

3º PASSO: Cálculo dos momentos fletores das cargas V-loads

Conforme Chen&Duan (2010), o momento fletor das cargas V-load é aproximado a equação abaixo (Mlat):



N	10	(Coeficiente de precisão)
$\ell=d$	60	m Espaçamento entre transversinas
M1,p	4374,2681	[kn.m]
M2,p	2772,9663	[kn.m]
M3,p	2491,4342	[kn.m]
M4,p	3930,1600	[kn.m]
MVL,v1	1312,2804	[kn.m]
MVL,v2	831,8899	[kn.m]
MVL,v3	747,4303	[kn.m]
MVL,v4	1179,0480	[kn.m]

4º PASSO: Cálculo dos momentos fletores finais

Os momentos finais **Mf** são calculados adicionando MVL ao Mp.

Mf,v1	5686,5485	[kn.m]
Mf,v2	3604,8561	[kn.m]
Mf,v3	1744,0039	[kn.m]
Mf,v4	2751,1120	[kn.m]

MEMORIAL DE CALCULO

V-LOAD - G4(R100m)-M4(1 TI's)

1º PASSO: Determinação dos momentos fletores primarios (Mp)

Os **Mp** foram calculados considerando como retificados o comprimento das vigas curvas, assim tais momentos foram determinados (por viga) apenas devido a atuação dos carregamentos móveis, conforme preconiza o escopo do presente trabalho. Vale salientar que os momentos fletores foram calculados para a seção de máxima solicitação.

M1,p	4005,0803	[kn.m]
M2,p	2492,3268	[kn.m]
M3,p	2239,2872	[kn.m]
M4,p	3598,4549	[kn.m]
Σ Mp,tot	12335,1492	[kn.m]

2º PASSO: Calculo das cargas V-loads

As cargas V-loads são calculadas conforme a equação 2.34, rememorada abaixo:

$$V = \frac{\sum_{i=1}^{Ng} M_p}{C \cdot R \cdot D} \cdot d$$

Onde:

D - m	12	Largura da entre vigas extremas
d - m	30	Espaçamento entre transversinas
R - m	100	Raio de curvatura
C	1,11	Coefficiente

VL,ext **277,8187** [kn]

Conforme Lin&Magliola (2010), a distribuição das cortantes em pontes com 4 longarinas é apresentada da seguinte

	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8
2-girder	-1	1						
3-girder	-1	0	1					
4-girder	-1	-1/3	1/3	1				
5-girder	-1	-2/4	0	2/4	1			
6-girder	-1	-3/5	-1/5	1/5	3/5	1		
7-girder	-1	-4/6	-2/6	0	2/6	4/6	1	
8-girder	-1	-5/7	-3/7	-1/7	1/7	3/7	5/7	1

Como as vigas internas estão um terço da linha central da ponte, bem como as vigas externas, o fator proporcional para o cálculo das cargas V da viga interna é de 1/3

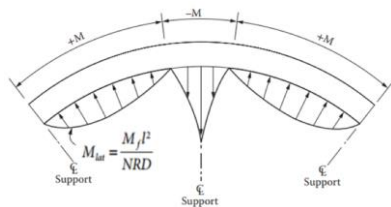
VL,ext **92,6062** [kn]

Logo, as cargas V-load por viga é as seguintes:

VL,v1	277,8187		Agindo para baixo (-)
VL,v2	92,6062	[kn]	Agindo para baixo (-)
VL,v3	92,6062		Agindo para cima (+)
VL,v4	277,8187		Agindo para cima (+)

3º PASSO: Cálculo dos momentos fletores das cargas V-loads

Conforme Chen&Duan (2010), o momento fletor das cargas V-load é aproximado a equação abaixo (Mlat):



N	10	(Coeficiente de precisão)
$\ell=d$	30	m Espaçamento entre transversinas
M1,p	4005,0803	[kn.m]
M2,p	2492,3268	[kn.m]
M3,p	2239,2872	[kn.m]
M4,p	3598,4549	[kn.m]
MVL,v1	300,3810	[kn.m]
MVL,v2	186,9245	[kn.m]
MVL,v3	167,9465	[kn.m]
MVL,v4	269,8841	[kn.m]

4º PASSO: Cálculo dos momentos fletores finais

Os momentos finais Mf são calculados adicionando MVL ao Mp.

Mf,v1	4305,4613	[kn.m]
Mf,v2	2679,2513	[kn.m]
Mf,v3	2071,3407	[kn.m]
Mf,v4	3328,5708	[kn.m]

MEMORIAL DE CALCULO

V-LOAD - G4(R100m)-M6(4 Tl's)

1º PASSO: Determinação dos momentos fletores primários (Mp)

Os **M_p** foram calculados considerando como retificados o comprimento das vigas curvas, assim tais momentos foram determinados (por viga) apenas devido a atuação dos carregamentos móveis, conforme preconiza o escopo do presente trabalho. Vale salientar que os momentos fletores foram calculados para a seção de máxima solicitação.

M1,p	3884,3664	[kn.m]
M2,p	2386,9752	[kn.m]
M3,p	2144,6318	[kn.m]
M4,p	3489,9968	[kn.m]
Σ Mp,tot	11905,9702	[kn.m]

2º PASSO: Calculo das cargas V-loads

As cargas V-loads são calculadas conforme a equação 2.34, rememorada abaixo:

$$V = \frac{\sum_{i=1}^{Ng} M_p}{C \cdot R \cdot D} \cdot d$$

Onde:

D - m	12	Largura da entre vigas extremas
d - m	12	Espaçamento entre transversinas
R - m	100	Raio de curvatura
C	1,11	Coefficiente

VL,ext **107,2610** [kn]

Conforme Lin&Magliola (2010), a distribuição das cortantes em pontes com 4 longarinas é apresentada da seguinte

	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8
2-girder	-1	1						
3-girder	-1	0	1					
4-girder	-1	-1/3	1/3	1				
5-girder	-1	-2/4	0	2/4	1			
6-girder	-1	-3/5	-1/5	1/5	3/5	1		
7-girder	-1	-4/6	-2/6	0	2/6	4/6	1	
8-girder	-1	-5/7	-3/7	-1/7	1/7	3/7	5/7	1

Como as vigas internas estão um terço da linha central da ponte, bem como as vigas externas, o fator proporcional para o cálculo das cargas V da viga interna é de 1/3

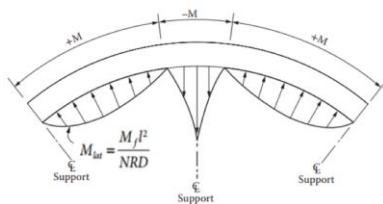
VL,ext **35,7537** [kn]

Logo, as cargas V-load por viga é as seguintes:

VL,v1	107,2610		Agindo para baixo (-)
VL,v2	35,7537		Agindo para baixo (-)
VL,v3	35,7537	[kn]	Agindo para cima (+)
VL,v4	107,2610		Agindo para cima (+)

3º PASSO: *Calculo dos momentos fletores das cargas V-loads*

Conforme Chen&Duan (2010), o momento fletor das cargas V-load é aproximado a equação abaixo (Mlat):



N	10	Coefficiente de precisãc
$\ell=d$	12	m Espaçamento entre transversinas
M1,p	3884,3664	[kn.m]
M2,p	2386,9752	[kn.m]
M3,p	2144,6318	[kn.m]
M4,p	3489,9968	[kn.m]
MVL,v1	46,6124	[kn.m]
MVL,v2	28,6437	[kn.m]
MVL,v3	25,7356	[kn.m]
MVL,v4	41,8800	[kn.m]

4º PASSO: *Calculo dos momentos fletores finais*

Os momentos finais Mf são calculados adicionando MVL ao Mp.

Mf,v1	3930,9788	[kn.m]
Mf,v2	2415,6189	[kn.m]
Mf,v3	2118,8962	[kn.m]
Mf,v4	3448,1168	[kn.m]

MEMORIAL DE CALCULO

V-LOAD - G4(R100m)-M8(11 Tl's)

1º PASSO: Determinação dos momentos fletores primários (Mp)

Os **Mp** foram calculados considerando como retificados o comprimento das vigas curvas, assim tais momentos foram determinados (por viga) apenas devido a atuação dos carregamentos móveis, conforme preconiza o escopo do presente trabalho. Vale salientar que os momentos fletores foram calculados para a seção de máxima

M1,p	3430,4442	[kn.m]
M2,p	2251,3141	[kn.m]
M3,p	2022,7440	[kn.m]
M4,p	3082,1601	[kn.m]
Σ Mp,tot	10786,6624	[kn.m]

2º PASSO: Calculo das cargas V-loads

As cargas V-loads são calculadas conforme a equação 2.34, rememorada abaixo:

$$V = \frac{\sum_{i=1}^{Ng} M_p}{C \cdot R \cdot D} \cdot d$$

Onde:

D - m	12	Largura da entre vigas extremas
d - m	4	Espaçamento entre transversinas
R - m	100	Raio de curvatura
C	1,11	Coeficiente

VL,ext **32,3924** [kn]

Conforme Lin&Magliola (2010), a distribuição das cortantes em pontes com 4 longarinas é apresentada da seguinte

	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8
2-girder	-1	1						
3-girder	-1	0	1					
4-girder	-1	-1/3	1/3	1				
5-girder	-1	-2/4	0	2/4	1			
6-girder	-1	-3/5	-1/5	1/5	3/5	1		
7-girder	-1	-4/6	-2/6	0	2/6	4/6	1	
8-girder	-1	-5/7	-3/7	-1/7	1/7	3/7	5/7	1

Como as vigas internas estão um terço da linha central da ponte, bem como as vigas externas, o fator proporcional para o cálculo das cargas V da viga interna é de 1/3

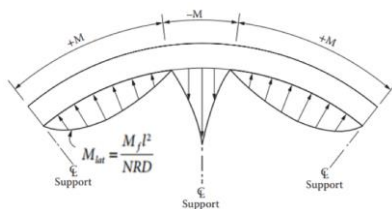
VL,ext **10,7975** [kn]

Logo, as cargas V-load por viga é as seguintes:

VL,v1	32,3924		Agindo para baixo (-)
VL,v2	10,7975	[kn]	Agindo para baixo (-)
VL,v3	10,7975		Agindo para cima (+)
VL,v4	32,3924		Agindo para cima (+)

3º PASSO: Cálculo dos momentos fletores das cargas V-loads

Conforme Chen&Duan (2010), o momento fletor das cargas V-load é aproximado a equação abaixo (M_{lat}):



N	10	(Coeficiente de precisão)
$l=d$	4	m Espaçamento entre transversinas
M _{1,p}	3430,4442	[kn.m]
M _{2,p}	2251,3141	[kn.m]
M _{3,p}	2022,7440	[kn.m]
M _{4,p}	3082,1601	[kn.m]
MVL _{v1}	4,5739	[kn.m]
MVL _{v2}	3,0018	[kn.m]
MVL _{v3}	2,6970	[kn.m]
MVL _{v4}	4,1095	[kn.m]

4º PASSO: Cálculo dos momentos fletores finais

Os momentos finais **M_f** são calculados adicionando MVL ao M_p.

M _{f,v1}	3435,0181	[kn.m]
M _{f,v2}	2254,3158	[kn.m]
M _{f,v3}	2020,0470	[kn.m]
M _{f,v4}	3078,0506	[kn.m]