



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

ARTHUR DA SILVA REBOUÇAS

**ANÁLISE DA DISTRIBUIÇÃO DE MOMENTO FLETOR DEVIDO A
CARGA MÓVEL EM PONTES CURVAS DE CONCRETO ARMADO**

**Natal
2017**

Arthur da Silva Rebouças

**ANÁLISE DA DISTRIBUIÇÃO DE MOMENTO FLETOR DEVIDO A
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
2017

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

Rebouças, Arthur da Silva.

Análise da distribuição de momento fletor devido a carga móvel em pontes curvas de concreto armado / Arthur da Silva Rebouças.

- 2017.

194 f.: il.

Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-graduação em Engenharia civil. Natal, RN, 2017.

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

1. Análise estrutural - Dissertação. 2. Pontes curvas - Dissertação. 3. Carga móvel - Dissertação. 4. Distribuição de momento fletor - Dissertação. I. Silva Filho, José Neres da. II. Título.

RN/UF/BCZM

CDU 624.01

ARTHUR DA SILVA REBOUÇAS

**ANÁLISE DA DISTRIBUIÇÃO DE MOMENTO FLETOR DEVIDO A
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

Prof^a. Dr^a. Aline da Silva Ramos Barboza – Examinador Externo (UFAL)

Prof. Dr. Joel de Araújo do Nascimento Neto – Examinador Interno (UFRN)

Prof. Dr. Francisco Adriano de Araujo – Examinador Interno (UFRN)

Natal, 24 de março de 2017.

ANÁLISE DA DISTRIBUIÇÃO DE MOMENTO FLETOR DEVIDO A CARGA MÓVEL EM PONTES CURVAS DE CONCRETO ARMADO

Arthur da Silva Rebouças

Orientador: Prof. Dr. José Neres da Silva Filho

RESUMO

A análise estrutural de pontes com geometria longitudinal curva apresenta maior complexidade do que as retas, devido ao acoplamento entre o momento fletor e o momento de torção, levando a necessidade de utilizar elementos estruturais que transmitam esses esforços com eficiência. Os estudos sobre o comportamento estrutural de pontes curvas ainda precisam de uma maior quantidade de contribuições, por isso, o objetivo principal desse trabalho é realizar um estudo paramétrico sobre a distribuição de momento fletor devido a carga móvel em pontes com traçado longitudinal curvo no plano horizontal, na posição longitudinal mais crítica a estrutura. Portanto, foram utilizados modelos analíticos de cálculo referentes ao Método V-Load e ao Método M/R, bem como foram construídos 15 modelos numéricos utilizando o MEF por meio do programa CSiBridge V17. Todos os estudos foram realizados com as cargas móveis referentes ao TB-450 definido pela NBR 7188:2013. Os cálculos revelaram que os fatores de distribuição de momento fletor (FDMF) aumentam com a redução do raio de curvatura para as longarinas e/ou septos externos a curva. Além disso, nas pontes com longarinas curvas foi detectada uma distribuição mais igualitária de momento fletor do que nas pontes com longarinas retas, o que também foi constatado através da inserção de transversinas de apoio. Por fim, na análise dos métodos analíticos, foram obtidos resultados superestimados de FDMF tanto para o V-load quanto para o M/R em relação as análises via MEF.

Palavras-chave: Pontes curvas; Carga móvel; Análise Estrutural; Distribuição de momento fletor.

LIVE LOAD BENDING MOMENT DISTRIBUTION ANALYSIS IN CURVED REINFORCED CONCRETE BRIDGES

Arthur da Silva Rebouças

Advisor: Prof. Dr. José Neres da Silva Filho

ABSTRACT

The structural analysis of bridges with curved longitudinal geometry presents greater complexity than the straight due to the coupling between the bending moment and the torsion moment, leading to the need to use structural members that transmit these forces efficiently. The structural behavior of curved bridges still needs a greater amount of contributions, so the main objective of this work is to perform a parametric study of the live load bending moment distribution in horizontally curved bridges in plan, at the most critical longitudinal position of the structure. For this, analytical models were used through the V-Load Method and the M/R Method, as well as 15 numerical models were constructed using MEF through the software CSiBridge V17. All the studies were performed with live load called TB-450 defined by NBR 7188: 2013. Calculations revealed that bending moment distribution factor (BDMF) increased with radius of curvature reduction for the external curve girder. In addition, an improvement was found in the distribution of bending moment through the insertion of support transverse. In the bridges with curved girders a more uniform bending moment distribution was detected than bridges with straight girders. Finally, in the analysis of the analytical methods, overestimated FDMF results were obtained both for the V-load and for the M/R in relation to the MEF analyzes.

Key-words: Curved Bridge; Live Load; Structural Analysis; Bending Moment Distribution Factor.

Aprender é a única coisa que a mente nunca se cansa,
nunca tem medo e nunca se arrepende". (Leonardo da Vinci)

Dedico este trabalho à minha
esposa Thaís e ao nosso filho Théo.

AGRADECIMENTOS

A Deus, por me mostrar o caminho, pelas oportunidades e pela dádiva da vida.

À minha esposa Thaís por todo amor e carinho, pelo apoio que tem me dado desde o início dessa jornada, mesmo nos momentos mais difíceis, por todo o bem que me faz e pelo nosso filho Théo que amamos tanto e está quase chegando.

À minha mãe Leide pela dedicação e amor incondicional que me deu durante toda a vida. Por me fornecer as bases que precisei para me tornar o homem que sou. Você é o maior exemplo de força e superação que tenho, os quais pretendo replicar ao meu filho.

À Maria por todo o cuidado que tem conosco, pelo exemplo de alegria que é.

Aos meus sogros Socorro e Emanuel que sempre acreditaram em mim e me incentivaram. Pelo casal que são, pelos ensinamentos e pelo exemplo de amor em família, vocês são como pais para mim.

À minha família pelos encontros e momentos inesquecíveis, por me empurrar para frente e pelos conselhos dados para que eu pudesse abrir os olhos e prosseguir.

Ao meu professor orientador Dr. José Neres da Silva Filho pelos ensinamentos que tem me dado desde a graduação, pela excelente pessoa que é, sempre me incentivando e mostrando que posso chegar mais longe.

Aos professores da graduação e do PEC, em especial a Fernanda, Joel e Rodrigo, pelos ensinamentos desde a época em que fui docente, com certeza vocês me fizeram crescer muito profissionalmente.

Aos amigos que contribuíram para o desenvolvimento do trabalho, em especial a: Anderson, pela buscas malucas e aprendizados sobre estruturas e sobre a vida, a Bia, Mari e Rennan pela amizade e horas de estudo incalculáveis, e a Gustavo pela grande ajuda durante a modelagem e pelos ensinamentos sobre estruturas.

À CBTU pelo tempo concedido para que eu pudesse concluir o mestrado.

SUMÁRIO

1.	Introdução	1
1.1.	Objetivo geral do trabalho	3
1.2.	Objetivos específicos do trabalho	3
1.3.	Justificativa.....	4
1.4.	Estrutura da pesquisa	6
2.	Revisão Bibliográfica.....	8
2.1.	Definições	8
2.2.	Linha de influência de vigas curvas no plano	11
2.2.1.	Cálculo de linha de influência	12
2.3.	Geometria de Pontes Curvas	17
2.3.1.	Pontes em vigas de seção T	17
2.3.1.1.	Longarinas retas com lajes curvas	20
2.3.1.2.	Longarinas curvas com lajes curvas.....	21
2.3.2.	Pontes em vigas de seção celular	22
2.4.	Métodos de Análise Estrutural	23
2.4.1.	Método de análise como viga	24
2.4.2.	Método V-Load	25
2.4.3.	Método M/R	30
2.4.4.	Método da analogia de grelha	32
2.5.	Fatores de distribuição de esforços.....	34
2.5.1.	Pontes curvas em seção celular	37
2.5.2.	Pontes curvas em vigas T e I	39
2.5.3.	Conclusões da revisão bibliográfica	43
3.	Modelagem numérica.....	45
3.1.	Características dos modelos propostos	46
3.1.1.	Materiais utilizados	47
3.1.2.	Geometria dos modelos	47
3.1.2.1.	Geometria transversal	47
3.1.2.2.	Geometria longitudinal.....	49
3.1.2.3.	Aparelhos de apoio e condições de contorno.....	50
3.2.	Resumo dos modelos desenvolvidos	51
3.3.	Ações	54
3.4.	Modelagem	57

3.4.1. Elementos finitos empregados.....	58
3.4.1.1. Barra (frame)	58
3.4.1.2. Casca (shell)	60
3.4.2. Modelos	63
3.4.2.1. Modelo com longarinas retas pré-moldadas (Seção 01)	64
3.4.2.2. Modelo com longarinas curvas pré-moldadas (Seção 01).....	66
3.4.2.3. Modelo com longarinas curvas moldadas no local (Seção 02).....	67
3.4.2.4. Modelo com seção celular moldada no local (Seção 03)	69
3.4.2.5. Modelos com geometria longitudinal reta	71
3.5. Cálculo dos fatores de distribuição de momento fletor	72
3.5.1. Distribuição de carga segundo o CSiBridge V17	72
4. Análise dos resultados	74
4.1. Efeito das transversinas de apoio na distribuição de carga móvel	74
4.2. Efeito da curvatura na distribuição de carga móvel.....	78
4.3. Distribuição de momento fletor em pontes de seção transversal aberta	85
4.3.1. Geometria longitudinal das longarinas	85
4.3.2. Comparação Método V-load e Método dos Elementos Finitos	90
4.3.3. Monoliticidade do tabuleiro	94
4.4. Distribuição de esforços em pontes curvas de seção celular sob carga móvel.....	98
4.4.1. Comparação Método M/R e Método dos Elementos Finitos	98
5. Conclusões e sugestões	102
5.1. Conclusões	102
5.1.1. Efeito das transversinas de apoio	102
5.1.2. Efeito da curvatura.....	102
5.1.3. Geometria longitudinal das longarinas	103
5.1.4. Utilização dos métodos V-load e M/R	103
5.1.5. Monolitismo do tabuleiro	103
5.2. Sugestões para trabalhos futuros	104
6. Referências	105
Anexo A – Resultados da análise do efeito das transversinas de apoio	109
A.1. Modelos com Longarinas retas.....	109
A.2. Modelos com Longarinas curvas pré-moldadas	115
A.3. Modelos com Longarinas curvas moldadas in loco	120
A.4. Modelos com Seção celular	126

Anexo B – Resultados da análise do efeito da curvatura	132
B.1. Modelos sem transversina de apoio	132
B.2. Modelos com transversina de apoio	140
Anexo C – Resultados da análise sobre a geometria longitudinal das longarinas	147
C.1. Modelos sem transversina de apoio	147
C.2. Modelos com transversina de apoio	153
Anexo D – Resultados da comparação do Método V-load e o Método dos Elementos Finitos.....	158
Anexo E – Resultados da análise sobre a monoliticidade do tabuleiro	163
E.1. Modelos sem transversina de apoio	163
E.2. Modelos com transversina de apoio	169

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Viaduto do Millau. Fonte: Revista Superinteressante.....	2
Figura 1.2 - Viaduto de Fortaleza. Fonte: Mota <i>et al.</i> (2016).....	2
Figura 1.3 – Viaduto do complexo viário do quarto centenário em Natal. Fonte: Wikimedia.....	3
Figura 2.1 - Elementos constituintes de uma ponte. Fonte: Adaptado de Pfeil (1979).....	8
Figura 2.2 - Parâmetros geométricos.	9
Figura 2.3 - Elemento infinitesimal de viga curva. Adaptado de Barbosa (1997).	10
Figura 2.4 – Diagrama de corpo livre da ponte.	12
Figura 2.5 – Sistema principal adotado e indicação de hiperestáticos.	13
Figura 2.6 – Modelo de gráfico gerado através do mathcad.	16
Figura 2.7 - Seleção de seção transversal de pontes curvas. Fonte: Adaptado de Nagoya Expressway Corporation (1984) <i>apud</i> Lin & Yoda (2010).	17
Figura 2.8 - Seções transversais em vigas T. Fonte: Fu & Wang (2015)	18
Figura 2.9 – Elemento de tabuleiro em laje e vigas. Fonte: Adaptado de Hambly (1991)	19
Figura 2.10 - Elemento de tabuleiro em grelha ou tabuleiro em vigas e laje com transversina. Fonte: Adaptado de Hambly (1991).....	20
Figura 2.11 - Tipos de Seção Celular. Fonte: Adaptado de Fu e Wang (2015).....	22
Figura 2.12 - Deslocamentos de uma seção celular. Fonte: Barker e Puckett (2014)....	23
Figura 2.13 – Idealização da ponte como viga. Fonte: Adaptado de Barker e Puckett (2014).....	25
Figura 2.14 – Trecho de ponte curva com duas longarinas. Fonte: Adaptado de Fiechtl <i>et al.</i> (1987)	26
Figura 2.15 - Flexão longitudinal e forças na mesa da seção transversal de uma viga. Fonte: Fiechtl <i>et al.</i> (1987).....	27
Figura 2.16 – Trecho entre transversinas com mesa superior da longarina submetida a momento fletor. Fonte: Fiechtl <i>et al.</i> (1987).....	27
Figura 2.17 - Seção transversal da ponte com foga nas transversinas. Fonte: Adaptado de Fiechtl <i>et al.</i> (1987).....	28
Figura 2.18 - Método M/R para pontes curvas de seção celular. Fonte: Adaptado de Fu & Wang (2015)	31
Figura 2.19 – Analogia de grelha para vários tipos de tabuleiros. Fonte: Adaptado de Hambly (1991).....	32
Figura 2.20 – Posicionamento das barras longitudinais de grelha. Fonte: Adaptado de Hambly (1991).....	33
Figura 2.21 – Discretização dos elementos finitos da seção transversal. Fonte: Sennah e Kennedy (1999) ^b	38
Figura 2.22 – Tipos de modelagens. Fonte: Kim <i>et al.</i> (2007).....	41
Figura 2.23 – Modelo de grelha plana. Fonte: Cho <i>et al.</i> (2014)	42
Figura 2.24 – Modelo 3D em MEF. Fonte: Cho <i>et al.</i> (2014).....	43
Figura 3.1 – Estruturas tridimensionais compostas por elementos de placa. Fonte: Hambly (1991).....	46
Figura 3.2 - Seção transversal em vigas T pré-moldadas (seção 01)	48
Figura 3.3 Seção transversal em vigas T moldadas <i>in loco</i> (seção 02)	49

Figura 3.4 – Seção transversal celular moldada <i>in loco</i> (seção 03)	49
Figura 3.5 – Condições de contorno e posicionamento das transversinas.	50
Figura 3.6 – Veículo-tipo TB-450. Fonte: Adaptado de NBR 7188 (2013).....	54
Figura 3.7 – Passagem do veículo-tipo no tabuleiro para o caso geral.....	55
Figura 3.8 -Caso de carga 01 – veículo-tipo no lado externo da curva.	56
Figura 3.9 – Caso de carga 02 – veículo-tipo na linha central da curva.....	56
Figura 3.10 – Caso de carga 03 – veículo-tipo no lado interno da curva.	57
Figura 3.11 – Graus de Liberdade por nó de extremidade. Fonte: <i>CSi Reference Manual</i> (2015).....	58
Figura 3.12 – Eixos centrais dos elementos de barra e características de posicionamento. Fonte: Adaptado de <i>CSi Reference Manual</i> (2015).....	59
Figura 3.13 – Esforços internos nos elementos barra. Fonte: Adaptado de <i>CSi Reference Manual</i> (2015).....	60
Figura 3.14 – Tipos de elementos de casca na biblioteca do CsiBridge V17. Fonte: Adaptado de <i>CSi Reference Manual</i> (2015).....	61
Figura 3.15 – Esforços internos e tensões nos elementos de casca. Fonte: <i>CSi Reference Manual</i> (2015).....	63
Figura 3.16 – Discretização do modelo de ponte que utiliza a seção 01.....	64
Figura 3.17 – Modelo PcLrPmSi-R150, que utiliza a seção 01, construído através do CsiBridge V17.....	65
Figura 3.18 – Modelo PcLrPmSi-R150 com alargamento do tabuleiro do lado interno da curva.	66
Figura 3.19 – PcLcPmSi-R100, longarinas pré-moldadas e curvas.	67
Figura 3.20 - Discretização do modelo de ponte que utiliza a seção 02.	68
Figura 3.21 – Modelo PcLcMLSt-R150, que utiliza a seção 02, construído no CsiBridge V17.....	68
Figura 3.22 – Modelo PcLcMLSt-R300, longarinas curvas moldadas no local.....	69
Figura 3.23 - Discretização do modelo de ponte que utiliza a seção 03.	70
Figura 3.24 – Modelo PcLcMLSc-R150, que utiliza a seção 03, construído no CsiBridge V17.....	70
Figura 3.25 – Modelo PcLcMLSc-R150, ponte em seção celular moldada no local.....	71
Figura 3.26 – Modelo PrLrPmSi-Rinfinito, ponte reta em longarinas pré-moldadas.....	71
Figura 4.1 – Comparação entre modelos com e sem transversinas de apoio, para o caso de carga 01 e raio de curvatura de 100 metros, modelo 09.....	75
Figura 4.2 - Comparação entre modelos com e sem transversinas de apoio, para o caso de carga 01 e raio de curvatura de 100 metros, modelo 10.	75
Figura 4.3 - Comparação entre modelos com e sem transversinas de apoio, para o caso de carga 01 e raio de curvatura de 100 metros, modelo 11.	76
Figura 4.4 - Comparação entre modelos com e sem transversinas de apoio, para o caso de carga 01 e raio de curvatura de 100 metros, modelo 12.	76
Figura 4.5 – Variação do FDMF com a curvatura entre modelos de longarinas retas pré-moldadas, caso de carga 03, com transversina de apoio.	79
Figura 4.6 - Variação do FDMF com a curvatura entre modelos de longarinas curvas pré-moldadas, caso de carga 03, com transversinas de apoio.	80
Figura 4.7– Variação do FDMF com a curvatura entre modelos de longarinas curvas moldadas no local, caso de carga 03, com transversinas de apoio.	81

Figura 4.8– Variação do FDMF com a curvatura entre modelos de seção celular moldadas no local, caso de carga 03, com transversinas de apoio.	82
Figura 4.9 – Comparação entre geometrias longitudinais das longarinas, caso de carga 01, com transversina de apoio.	85
Figura 4.10 – Comparação entre geometrias longitudinais de longarinas, caso de carga 02, com transversina de apoio.	86
Figura 4.11 – Comparação entre geometrias longitudinais de longarinas, caso de carga 03, com transversina de apoio.	87
Figura 4.12 – Comparação entre geometrias longitudinais de longarinas, caso de carga geral, com transversina de apoio.	88
Figura 4.13 – Comparação V-Load e Modelos CsiBridge V17, caso de carga geral, raio de curvatura igual a 100 metros.	91
Figura 4.14 - Comparação V-Load e Modelos CsiBridge V17, caso de carga geral, raio de curvatura igual a 150 metros.	92
Figura 4.15 Comparação V-Load e Modelos CsiBridge V17, caso de carga geral, raio de curvatura igual a 300 metros.	93
Figura 4.16 – Ligação de longarinas pré-moldadas de concreto a laje. Fonte: Araújo (2002).	95
Figura 4.17 – Comparação entre ligações, caso de carga 01, grupo 01, com transversina de apoio.	95
Figura 4.18 – Comparação entre ligações, caso de carga 02, grupo 01, com transversina de apoio.	96
Figura 4.19 – Comparação entre ligações, caso de carga 03, grupo 01, com transversina de apoio.	96
Figura 4.20 – Comparação entre ligações, caso de carga geral, grupo 01, com transversina de apoio.	97
Figura 4.21 – Comparação M/R e Modelo 08, caso de carga 02, raio de curvatura igual a 300 metros.	99
Figura 4.22 – Comparação M/R e Modelo 04, caso de carga 02, raio de curvatura igual a 150 metros.	99
Figura 4.23 – Comparação M/R e Modelo 12, caso de carga 02, raio de curvatura igual a 100 metros.	100

LISTA DE TABELAS

Tabela 2-1 - Resumo dos Fatores de distribuição em pontes curvas com seção celular	44
Tabela 2-2 - - Resumo dos Fatores de distribuição em pontes curvas com seção T e I	44
Tabela 3-1 – Características do material	47
Tabela 3-2 – Resumo dos modelos desenvolvidos	53
Tabela 4-1- Diferenças percentuais globais, transversinas de apoio	77
Tabela 4-2 – Diferenças percentuais locais, transversinas de apoio.....	77
Tabela 4-3 – Diferenças percentuais globais, curvatura, longarinas retas	80
Tabela 4-4 – Diferenças percentuais locais, curvatura, longarinas retas	80
Tabela 4-5 – Diferenças percentuais globais, curvatura, curvas pré-moldadas	81
Tabela 4-6 – Diferenças percentuais locais, curvatura, curvas pré-moldadas	81
Tabela 4-7 – Diferenças percentuais globais, curvatura, longarinas moldadas no local	82
Tabela 4-8 – Diferenças percentuais locais, longarinas moldadas no local	82
Tabela 4-9 – Diferenças percentuais globais, curvatura, seção celular	82
Tabela 4-10 – Diferenças percentuais locais, curvatura, seção celular.....	83
Tabela 4-11 – Diferenças percentuais globais (retas x curvas), caso de carga 01	86
Tabela 4-12 – Diferenças percentuais locais (retas x curvas), caso de carga 01.....	86
Tabela 4-13 – Diferenças percentuais globais (retas x curvas), caso de carga 02	87
Tabela 4-14- Diferenças percentuais locais (retas x curvas), caso de carga 02	87
Tabela 4-15 – Diferenças percentuais globais (retas x curvas), caso de carga 03	88
Tabela 4-16 - Diferenças percentuais locais (retas x curvas), caso de carga 03	88
Tabela 4-17 – Diferenças percentuais globais (retas x curvas), caso de carga geral	89
Tabela 4-18 - Diferenças percentuais locais (retas x curvas), caso de carga geral	89
Tabela 4-19 - Diferenças percentuais globais, V-load, grupo 03, caso de carga geral ..	91
Tabela 4-20 - Diferenças percentuais locais, V-load, grupo 03, caso de carga geral.....	91
Tabela 4-21 – Diferenças percentuais globais, V-load, grupo 01, caso de carga geral..	92
Tabela 4-22 – Diferenças percentuais locais, V-load, grupo 01, caso de carga geral....	92
Tabela 4-23 - Diferenças percentuais globais, V-load, grupo 02, caso de carga geral ..	93
Tabela 4-24 - Diferenças percentuais locais, V-load, grupo 02, caso de carga geral.....	93
Tabela 4-25 – Diferenças percentuais globais, monolitismo, grupo 01	97
Tabela 4-26 – Diferenças percentuais locais, monolitismo, grupo 01	97
Tabela 4-27 – Diferenças percentuais globais, método M/R.....	100
Tabela 4-28 – Diferenças percentuais locais, método M/R	100

LISTA DE EQUAÇÕES

Equação 2.1.....	10
Equação 2.2.....	10
Equação 2.3.....	11
Equação 2.4.....	14
Equação 2.5.....	14
Equação 2.6.....	14
Equação 2.7.....	14
Equação 2.8.....	14
Equação 2.9.....	14
Equação 2.10.....	14
Equação 2.11.....	15
Equação 2.12.....	15
Equação 2.13.....	15
Equação 2.14.....	15
Equação 2.15.....	15
Equação 2.16.....	15
Equação 2.17.....	15
Equação 2.18.....	15
Equação 2.19.....	15
Equação 2.20.....	15
Equação 2.21.....	15
Equação 2.22.....	28

Equação 2.23.....	28
Equação 2.24.....	29
Equação 2.25.....	29
Equação 2.26.....	29
Equação 2.27.....	29
Equação 2.28.....	29
Equação 2.29.....	31
Equação 2.30.....	35
Equação 3.1.....	72

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
- $d\phi$ – Diferencial do ângulo interno
- fck – Resistência característica do concreto
- FD – Fator de distribuição
- FDMF – Fator de Distribuição de Momento Fletor
- h_1 – Altura da longarina 1
- H_1 – 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

Introdução

A principal função de uma ponte é ligar dois extremos antes inacessíveis ou apenas criar um caminho contínuo visando facilitar determinadas rotas de acesso. Os Romanos, por volta do século III a.C, foram os primeiros povos a enxergar o advento que uma ponte poderia trazer a sua sociedade, a possibilidade de vencer obstáculos antes intransponíveis para conquistar terras ainda desconhecidas. Com o passar do tempo, outras civilizações foram conhecendo as vantagens econômicas, sociais e tecnológicas que as pontes poderiam trazer, como a melhoria logística nos serviços de transporte, a integração entre pessoas de regiões diferentes e o desenvolvimento da engenharia em diversos aspectos.

No Brasil, segundo o Departamento Nacional de Trânsito (DENATRAN), de 2006 a 2016 houve um aumento de aproximadamente 100% no número de veículos, aumento concomitante ao do PIB nacional que apresentou, nesse período, um crescimento absoluto de aproximadamente 144%. Nesse cenário, observa-se que o desenvolvimento econômico de um país promove um crescimento mais acentuado dos centros urbanos, e consequentemente, a necessidade de uma logística de transporte mais robusta e eficaz, que deve ser alimentada pela construção rodovias, ferrovias, pontes e viadutos.

Dentro desse contexto, a utilização de pontes e viadutos curvos tem se intensificado, com diversos exemplos já executados no mundo, como o Viaduto do Millau (Figura 1.1) sobre o vale do Rio Tarn na França, no Brasil como o viaduto próximo ao Parque Ecológico do Cocó em Fortaleza, Ceará (Figura 1.2) e, em Natal, como o viaduto do Complexo Viário do Quarto Centenário (Figura 1.3). Seu emprego é mais acentuado nas zonas urbanas altamente adensadas visando reduzir a quantidade de congestionamentos, como também em autoestradas devido a necessidade de transpor obstáculos naturais robustos. Nesses casos, geralmente é preferível contorná-los utilizando uma geometria planimétrica curva para que o projeto seja viável economicamente.



Figura 1.1 - Viaduto do Millau. Fonte: Revista Superinteressante



Figura 1.2 - Viaduto de Fortaleza. Fonte: Mota et al. (2016)



Figura 1.3 – Viaduto do complexo viário do quarto centenário em Natal. Fonte: Wikimedia.

Entretanto, poucos são os estudos existentes sobre pontes e viadutos com geometria longitudinal curva no Brasil. Além disso, constata-se uma quantidade ainda menor de pesquisas no que diz respeito a otimização da distribuição de esforços internos em superestruturas com traçado longitudinal curvo, tema de grande relevância, devido a necessidade de dimensionar estruturas mais econômicas e com uso mais eficiente dos materiais.

1.1. Objetivo geral do trabalho

O objetivo principal da pesquisa é realizar um estudo paramétrico sobre distribuição de momento fletor devido a carga móvel em pontes com traçado longitudinal curvo no plano horizontal.

1.2. Objetivos específicos do trabalho

Os objetivos específicos são:

- Construir modelos numéricos para sistemas estruturais de pontes em vigas seção T, I e celular via Método dos Elementos Finitos por meio do programa computacional

CSiBridge V17 e averiguar como ocorre a distribuição de momento fletor devido a carga móvel no tabuleiro para as longarinas ou septos da seção caixa;

- Verificar a influência da adição de transversinas de apoio nos sistemas estruturais propostos, quanto a distribuição de momento fletor para as longarinas e septos da seção celular;
- Verificar a influência da curvatura da ponte na distribuição de momentos fletores para longarinas e nos septos da seção caixa nos modelos numéricos desenvolvidos através do programa computacional CSiBridge V17;
- Examinar os fatores de distribuição de momento fletor (FDMF) para a carga móvel em pontes curvas com longarinas curvas e com longarinas retas pré-moldadas, utilizando os modelos numéricos construídos;
- Analisar os resultados de FDMF obtidos por meio de modelos analíticos simplificados e do método dos elementos finitos para as pontes curvas estudadas;
- Investigar a influência do monolitismo nos fatores de distribuição de momento fletor (FDMF) utilizando modelos numéricos.

1.3. 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) 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). 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.

No Brasil, são conhecidos alguns trabalhos desenvolvidos sobre o tema, mas nenhum esforço massivo, como o desenvolvido nos Estados Unidos da América, tem sido realizado com o objetivo de desenvolver estudos mais efetivos sobre o comportamento de pontes curvas, no intuito de incluí-los a NBR 7188 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 nacionais continua 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.

É justamente nesse contexto que se insere esta pesquisa, visto que a utilização de estruturas de pontes curvas com longarinas principais múltiplas e/ou com seções celulares é bastante difundida na construção de pontes em concreto armado e pretendido no Brasil e no mundo. Entretanto, 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 as Normas Brasileiras pertinentes vigentes.

De uma maneira geral as análises estruturais dessas pontes são efetuadas usualmente em 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 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, este trabalho se justifica no sentido de entender melhor os modelos analíticos de cálculo para tabuleiros curvos existentes e compará-los com modelos construídos via Método dos Elementos Finitos por meio do programa computacional CSiBridge v17, na tentativa de compreender mais claramente como ocorre a distribuição de momento fletor no tabuleiro das pontes curvas de concreto armado e propiciar dimensionamentos mais seguros e econômicos.

1.4. Estrutura da pesquisa

A pesquisa está desenvolvida em cinco capítulos. O primeiro capítulo 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 a 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 V17. Ademais, exhibe 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/septos devido a 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

Revisão Bibliográfica

2.1. Definições

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 utilização desta seja exclusiva de pedestres e/ou ciclistas, a estrutura passa a ser denominada de passarela e, ainda segundo a mesma norma, se o obstáculo a ser transposto for artificial, a estrutura é definida como viaduto.

As pontes, conforme Pfeil (1979) e Marchetti (2007) são divididas em três partes gerais: a superestrutura, composta pelo tabuleiro, longarinas e transversinas, a mesoestrutura composta pelos aparelhos de apoio e a infraestrutura composta pelos pilares e fundações, como se observa na figura 2.1. De acordo com Fu & Wang (2015), o estudo da ponte pode ser realizado de duas formas: acoplado a infraestrutura ou desacoplado, nesse trabalho a superestrutura será desacoplada da infraestrutura através de aparelhos de apoio, modo mais utilizado no Brasil. Além disso, a superestrutura analisada terá traçado horizontalmente curvo, com raio fixo e curvatura existente apenas no plano horizontal, sem superelevação.

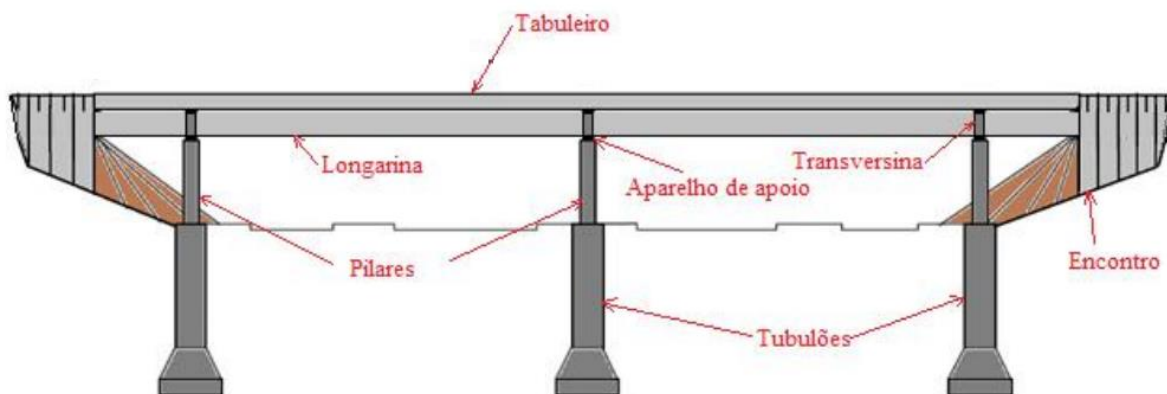


Figura 2.1 - Elementos constituintes de uma ponte. Fonte: Adaptado de Pfeil (1979).

O comportamento estrutural de pontes curvas no plano horizontal é bem diferente do comumente realizado em pontes com traçado longitudinal retilíneo, já que a curvatura

existente e alguns parâmetros geométricos influenciam diretamente na análise estrutural. Assim, considerando apenas o traçado da ponte, tem-se como principais parâmetros a serem analisados: **(a)** o raio de curvatura (R), **(b)** o comprimento do arco que determina o vão da ponte (L), **(c)** a corda – reta que liga os dois extremos da curva (c) e **(d)** o ângulo central delimitado pelos apoios extremos (ϕ), conforme mostrado na figura 2.2.

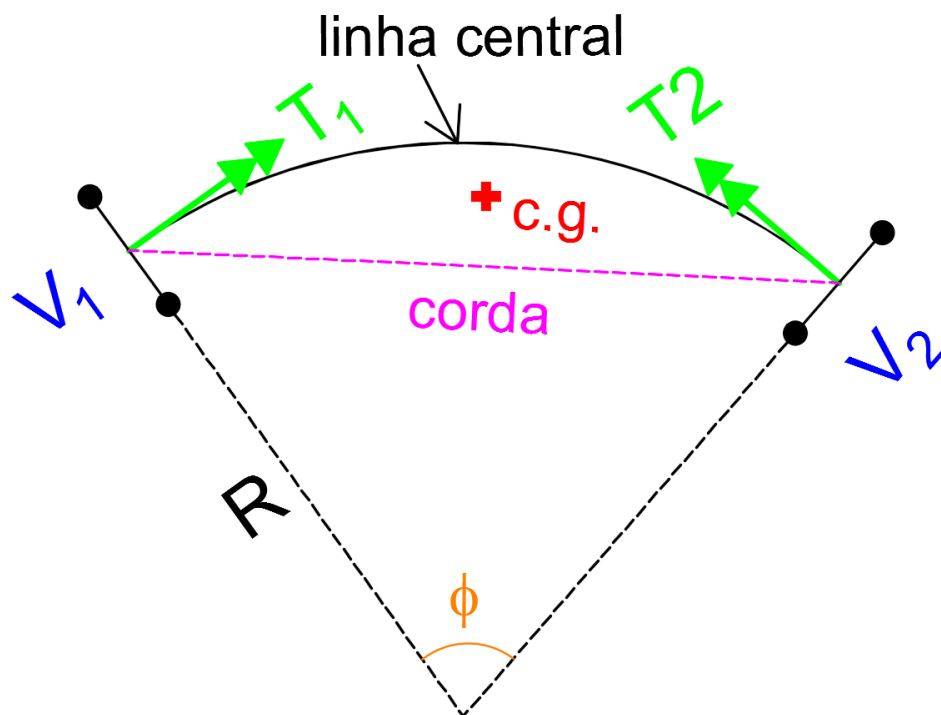


Figura 2.2 - Parâmetros geométricos.

A partir da figura 2.2 observa-se que a curvatura imposta à ponte faz com que o centro de gravidade da superestrutura fique situado fora do seu eixo central, gerando uma torção global no modelo para cargas aplicadas fora desse centro. Além disso, devido a esse posicionamento desalinhado dos apoios, Mason (1977) destaca que nos apoios extremos devem ser projetadas fixações rígidas à torção, visando garantir o equilíbrio da superestrutura. Elas são definidas como apoios que restringem a rotação por torção e a translação vertical e liberam a rotação por flexão da linha central da ponte (figura 2.2).

Assim, é possível analisar um elemento infinitesimal de viga curva carregado apenas na direção normal ao plano horizontal, determinando os seus esforços internos (figura 2.3).

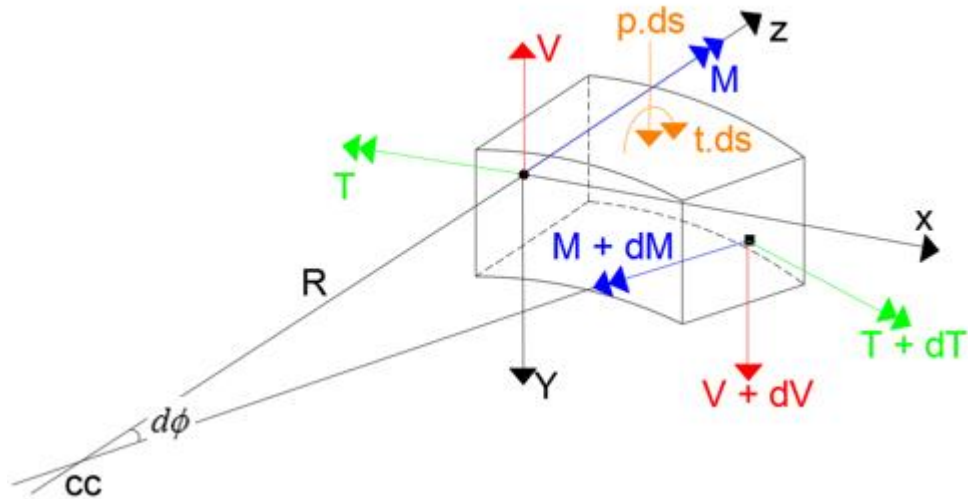


Figura 2.3 - Elemento infinitesimal de viga curva. Adaptado de Barbosa (1997).

Então, calculando o equilíbrio do elemento de viga curva mostrado na Figura 2.3, tem-se:

— Somatório de forças na direção y:

$$dV + V - V + p \cdot ds = 0$$

$$\frac{dV}{ds} = -p \quad (2.1)$$

— Somatório de momentos em torno do eixo z:

$$M - (M + dM) \cdot \cos(d\phi) - (T + dT) \cdot \sin(d\phi) + (V + dV) \cdot ds = 0$$

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

$$dM - T \cdot d\phi + V \cdot ds = 0$$

$$\frac{dM}{ds} = V - \frac{T}{R} \quad (2.2)$$

— Somatório de momentos em torno do eixo x:

$$-T + (T + dT) \cdot \cos(d\phi) - (M + dM) \cdot \sin(d\phi) - t \cdot ds = 0$$

Fazendo as mesmas considerações do somatório acima, vem:

$$dT - M \cdot d\phi - t \cdot ds = 0$$

$$\frac{dT}{ds} = t + \frac{M}{R} \quad (2.3)$$

Então, observa-se que para o esforço cortante (Equação 2.1) não há diferença entre viga curva e reta, visto que o seu valor não depende de nenhum componente geométrico da viga. Entretanto, há uma participação conjunta entre o momento fletor e o momento de torção, já que pelas equações (2.2) e (2.3) o momento fletor gera torção na viga e o momento de torção provoca flexão longitudinal.

2.2. Linha de influência de vigas curvas no plano

Segundo Kim *et al.* (2016), a análise de vigas curvas foi inicialmente proposta por Vlasov em 1946 através do desenvolvimento de equações que governavam o comportamento de vigas curvas de seção transversal aberta. Nos anos 60 e 70, estudos sobre análise estrutural de vigas curvas para aplicações práticas foram conduzidos por Morris (1968) e Yoo *et al.* (1974). Atualmente existem diversas metodologias analíticas para solução de vigas curvas.

O objetivo da solução analítica é obter os diagramas de linha de influência de esforço cortante, momento fletor e momento de torção de vigas curvas; o que auxilia no cálculo dos valores de esforços máximos devido à posição crítica do veículo-tipo. Portanto, propõe-se neste item mostrar a automatização de cálculo para a linha de influência de vigas curvas no plano através do método das forças, visando fornecer uma solução analítica para determinação das seções críticas de momento fletor ao longo do comprimento dos modelos estudados, visto que o objetivo do trabalho é realizar análises comparativas de distribuição de momento fletor nessas posições. Para tanto, a ponte foi

considerada como uma viga e submetida a uma carga móvel unitária em todo seu comprimento, para cada uma das curvaturas definidas.

2.2.1. Cálculo de linha de influência

O cálculo da linha de influência de vigas horizontalmente curvas será realizado através do método das forças, largamente utilizado na análise estrutural. Esse método é baseado no método da carga unitária, que é extraído do Segundo Teorema de Castigliano. Basicamente ele se utiliza da superposição dos efeitos transformando a estrutura hiperestática em uma estrutura isostática equilibrada (sistema principal) através da eliminação de vínculos, de acordo com o grau hiperestático da estrutura. Os vínculos liberados (forças ou momentos) são chamados de hiperestáticos e se tornam as incógnitas do problema.

O problema de vigas curvas no plano é essencialmente hiperestático, visto que devido à curvatura, os apoios extremos ficam situados em direções diferentes, de forma desalinhada, o que obriga a utilização de no mínimo dois apoios de 2º gênero com restrições a flexão ou a torção, como é possível constatar na figura 2.4. Como a viga é apoiada sobre encontros ou vigas transversais, devido a alta rigidez a flexão no plano perpendicular ao apoio desses elementos estruturais, as vigas curvas são projetadas com apoios que restringem a torção e a translação vertical nas duas extremidades.

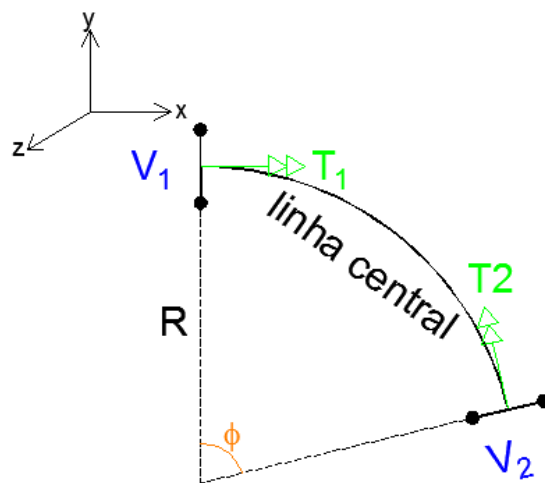


Figura 2.4 – Diagrama de corpo livre da ponte.

As equações de equilíbrio para a viga foram calculadas no sistema de coordenadas cartesiano, em que o ponto A (extremidade esquerda da viga) é a origem. Como a viga curva tem grau de hiperestaticidade igual a 1, é necessário utilizar uma equação de compatibilidade para resolvê-la. Nesse caso, foi adotado o método da carga unitária. A reação T_2 mostrada acima foi considerada redundante e, portanto, foi formado o sistema principal sem essa reação. A condição de compatibilidade para essa viga é que a torção no ponto E (extremidade direita da viga) seja igual a zero, essa equação é utilizada para determinar o valor de T_2 . A figura 2.5 mostra em detalhes os parâmetros considerados no cálculo, bem como o sistema principal adotado.

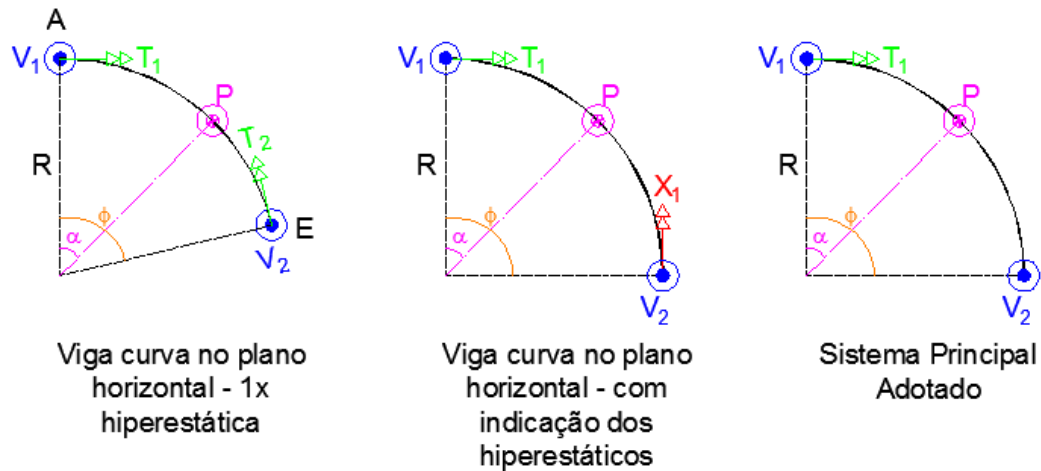


Figura 2.5 – Sistema principal adotado e indicação de hiperestáticos.

Φ é o ângulo total correspondente ao arco da viga;

θ é o ângulo em que se deseja encontrar os esforços internos;

α é o ângulo de posição da carga P , que varia ao longo do comprimento;

R é o raio da viga;

P é a carga unitária pontual que passeia ao longo do comprimento da viga;

V_i são as reações verticais em cada extremidade da viga;

T_i são as reações de torção em cada extremidade da viga;

X_1 é o hiperestático 1;

As equações de equilíbrio para a viga são:

Do somatório de forças em z:

$$V_1 + V_2 = P \quad (2.4)$$

Do somatório de momentos com vetor de seta dupla na direção de x em A:

$$T_1 + P(R - R \cos \alpha) - V_2(R - R \cos \phi) - T_2 \cos \phi = 0 \quad (2.5)$$

Do somatório de momentos com vetor de seta dupla na direção de y em A:

$$PR \sin \alpha - V_2 R \sin \phi + T_2 \sin \phi = 0 \quad (2.6)$$

A equação de compatibilidade para a rotação devido a torção no ponto E:

$$\delta_{10} + \delta_{11} X_1 = 0 \quad (2.7)$$

Considerando as características do método, primeiramente utiliza-se o sistema principal submetido ao carregamento externo, que nesse caso é a carga unitária P, para encontrar o valor de δ_{10} .

$$\delta_{10} = \int_0^\phi T_0 \cdot t_1 \cdot \frac{R \cdot d\theta}{GJ} = \frac{R}{GJ} \cdot \int_0^\alpha (T_0 \cdot t_1) d\theta + \frac{R}{GJ} \cdot \int_\alpha^\phi (T_0 \cdot t_1) d\theta \quad (2.8)$$

Faz-se necessário dividir a integral em duas partes, pois o valor de T_0 quando se deseja obter os esforços antes do ponto de aplicação da carga P é diferente do caso onde a carga P está situada após o ângulo θ , então os valores de T_0 para as duas situações são elencados abaixo:

$$T_0 = T_1 \cos \theta - V_1 R (1 - \cos \theta) \rightarrow \theta < \alpha \quad (2.9)$$

$$T_0 = T_1 \cos \theta - V_1 R (1 - \cos \theta) + P[R - R \cos(\theta - \alpha)] \rightarrow \theta \geq \alpha \quad (2.10)$$

Substituindo as equações 3.6 e 3.7 e as equações de equilíbrio para o sistema principal na equação 3.5, tem-se:

$$\delta_{10} = \frac{R^2}{GJ} \left(\sin\alpha \cos\alpha - \frac{\cos\phi}{\sin\phi} \sin^2\alpha + \alpha \cdot \frac{\sin\alpha}{\sin\phi} - \alpha \right) + \frac{R^2}{GJ} \left[\sin\phi \cos\alpha - \sin\alpha \cos\phi + \phi \cdot \frac{\sin\alpha}{\sin\phi} - \sin(\phi - \alpha) + \frac{\cos\phi}{\sin\phi} \sin^2\alpha - \sin\alpha \cos\alpha - \alpha \cdot \frac{\sin\alpha}{\sin\phi} \right] \quad (2.11)$$

Com o valor obtido, calcula-se de forma análoga o valor de δ_{11} , considerando o sistema principal submetido apenas ao hiperestático X_1 .

$$\delta_{11} = \int_0^\phi t_0 \cdot t_1 \cdot \frac{R \cdot d\theta}{GJ} = \frac{R}{GJ} \cdot \int_0^\alpha (t_0 \cdot t_1) d\theta + \frac{R}{GJ} \cdot \int_\alpha^\phi (t_0 \cdot t_1) d\theta \quad (2.12)$$

$$\delta_{11} = \frac{R\phi}{GJ} \quad (2.13)$$

Substituindo as equações 3.8 e 3.10 na equação 3.4, obtém-se o valor de X_1 .

$$X_1 = \frac{-\delta_{10}}{\delta_{11}} \quad (2.14)$$

Em seguida, calculam-se os valores das reações e esforços internos, que foram chamados de V, M e T, em referência a primeira letra de cada esforço interno. Os valores das reações são:

$$V_1 = P - V_2 \quad (2.15)$$

$$V_2 = \frac{T_2 \sin\phi + PR \sin\alpha}{R \sin\phi} \quad (2.16)$$

$$T_1 = V_2 R (1 - \cos\phi) + T_2 \cos\phi - PR (1 - \cos\alpha) \quad (2.17)$$

$$T_2 = X_1 \quad (2.18)$$

Os esforços internos em qualquer ponto da viga são dados por:

$$V = V_1 - P\{\theta - \alpha\} \quad (2.19)$$

$$M = V_1 R \sin\theta + T_1 \sin\theta - PR \sin(\theta - \alpha)\{\theta - \alpha\} \quad (2.20)$$

$$T = T_1 \cos\theta - V_1 R (1 - \cos\theta) + P[R - R \cos(\theta - \alpha)]\{\theta - \alpha\} \quad (2.21)$$

Considerando que $\{\theta - \alpha\}$ é igual a 1 se $\theta \geq \alpha$, e igual a zero se $\theta < \alpha$.

Para automatizar o processo e poder realizar as análises de forma mais rápida e eficaz, foi elaborado pelo autor um programa no “*mathcad*” que plota a linha de influência de qualquer um dos três esforços internos em uma posição θ a escolha do usuário, na figura 2.6 observa-se um exemplo de gráfico plotado através do programa.

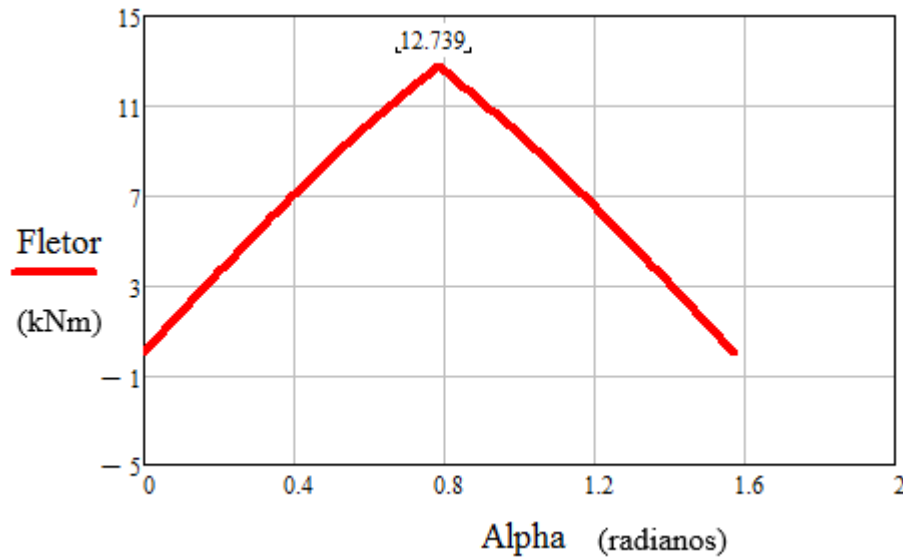


Figura 2.6 – Modelo de gráfico gerado através do mathcad.

Os gráficos obtidos através do *software* mathcad fornecem os valores de momento fletor, dado em kNm, em função da posição da carga (α) dado em radianos. A linha de influência mostrada na figura 2.6 foi calculada para a seção central de uma viga curva com raio de 25 metros. O valor máximo de momento fletor é mostrado no canto superior esquerdo e o valor de alpha referente a ele é visualizado internamente no programa.

Ao analisar os valores de linha de influência para diversos raios e curvaturas, conclui-se que o valor máximo de momento fletor para os modelos estudados ocorreu sempre no meio da viga. Portanto, essa foi a região de interesse no cálculo dos fatores de distribuição de momento fletor.

2.3. Geometria de Pontes Curvas

Existem diversos tipos de geometria que podem ser utilizadas em pontes, entretanto, as pontes com traçado horizontal curvo necessitam de uma seção transversal que possua boa rigidez a torção aliada a boa rigidez a flexão. Por isso, Lin & Yoda (2010) destacam que na maioria 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 2.7.

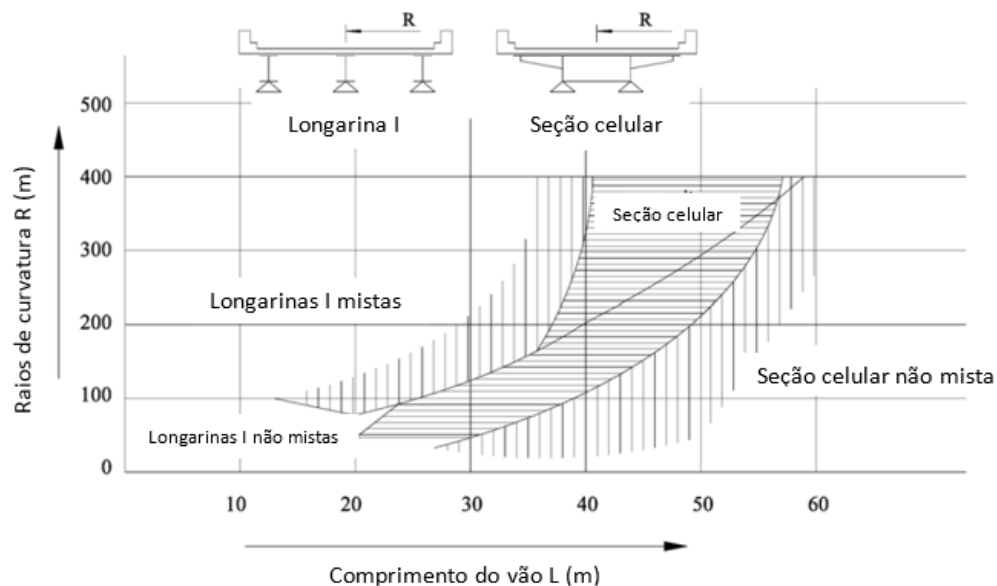


Figura 2.7 - Seleção de seção transversal de pontes curvas. Fonte: Adaptado de Nagoya Expressway Corporation (1984) *apud* Lin & Yoda (2010).

No Brasil, com base em Vasconcelos (2012), a grande maioria das pontes curvas de concreto construídas tem longarinas de seção T ou I retas, apesar de alguns projetos recentes utilizarem seções celulares. Vale salientar que nessa pesquisa serão analisadas as três formas de concepção supracitadas.

2.3.1. Pontes em vigas de 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 visualiza-se na figura 2.8.

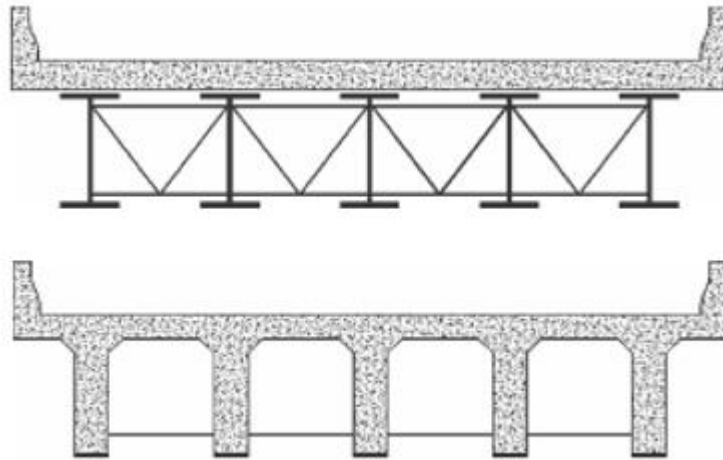


Figura 2.8 - Seções transversais em vigas T. Fonte: Fu & Wang (2015)

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, 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, nos últimos anos, a utilização de transversinas tem se tornado menos popular por causa de sua dificuldade de execução no local e também porque sua rigidez localizada atrai forças que podem causar concentrações de tensões desnecessárias.

Tabuleiros em lajes e vigas podem ser analisados com ajuda de programas 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 a dispersão bidimensional da carga concentrada em momentos transversais na laje relacionados a deflexões relativas e rotações das vigas.

A figura 2.9 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.

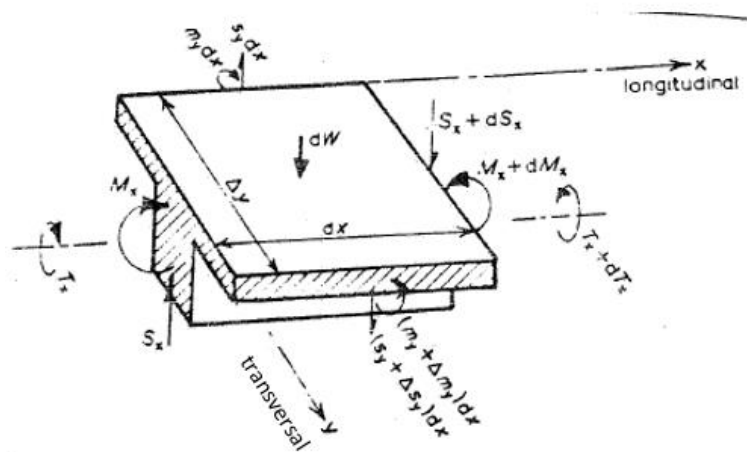


Figura 2.9 – Elemento de tabuleiro em laje e vigas. Fonte: Adaptado de Hambly (1991)

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 torsional 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 2.10, as forças são as seguintes:

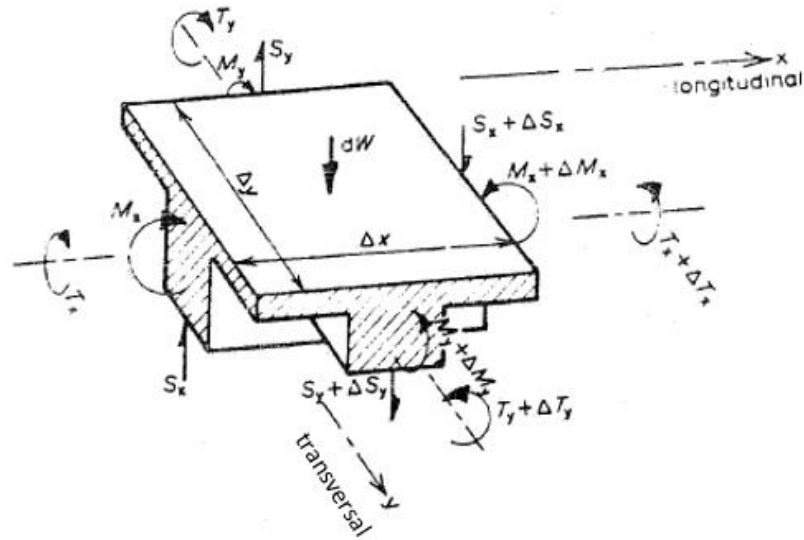


Figura 2.10 - Elemento de tabuleiro em grelha ou tabuleiro em vigas e laje com transversina. Fonte: Adaptado de Hambly (1991)

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 dependem a posição de aplicação das solicitações e das rigidezes dos elementos estruturais nas duas direções.

2.3.1.1. 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 (*American Association of State Highway Transportation Officials - Load and Resistance Factor Design*) e a CHBDC (*Canadian Highway Bridge Design Code*). 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 construção oferecidas, há uma redução no uso de longarinas retas com lajes curvas nos últimos anos, devido a 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.

2.3.1.2. Longarinas curvas com lajes curvas

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.

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.

2.3.2. Pontes em vigas de seção celular

As pontes desse tipo podem ter uma única célula ou múltiplas células, nesse último caso elas podem ser unidas ou separadas como indica a figura 2.11. Esse tipo de ponte tem ótima rigidez a torção devido a sua forma fechada e boa rigidez a flexão. Portanto é o tipo de seção transversal mais utilizado em pontes curvas com grandes curvaturas e restrição de altura. De acordo com Fu & Wang (2015), a distribuição de carga transversal de uma ponte de seção celular é normalmente mais uniforme do que as pontes em vigas T com mesmo comprimento e largura.

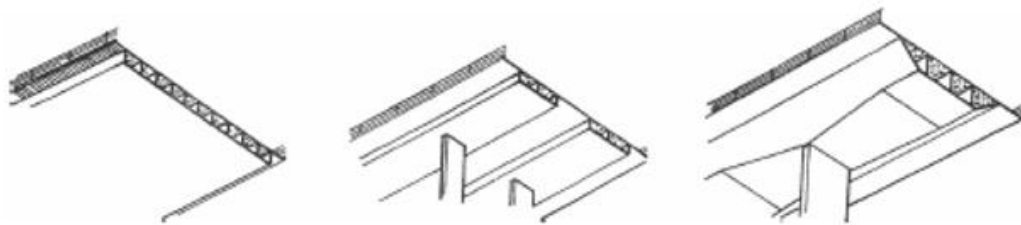


Figura 2.11 - Tipos de Seção Celular. Fonte: Adaptado de Fu e Wang (2015)

Segundo Barker & Puckett (2014), esse tipo de seção transversal pode ter vários modos de deslocamentos. Em suma, as solicitações que causam o deslocamento total podem ser divididas em 4 tipos: flexão da viga (b), torção da seção (c), flexão local (d) e distorção local (e) devido a deslocamentos globais. Todos esses tipos podem ser visualizados na figura 2.12. A flexão local nas almas é causada pelas cargas excêntricas que atuam lateralmente. Devido a monoliticidade da laje com as almas e com a laje inferior, há transferência de momento fletor, levando à sua flexão. Já na distorção, a laje e as almas flexionam devido a translação e rotação dos nós, que são os deslocamentos mostrados nos itens (b) e (c).

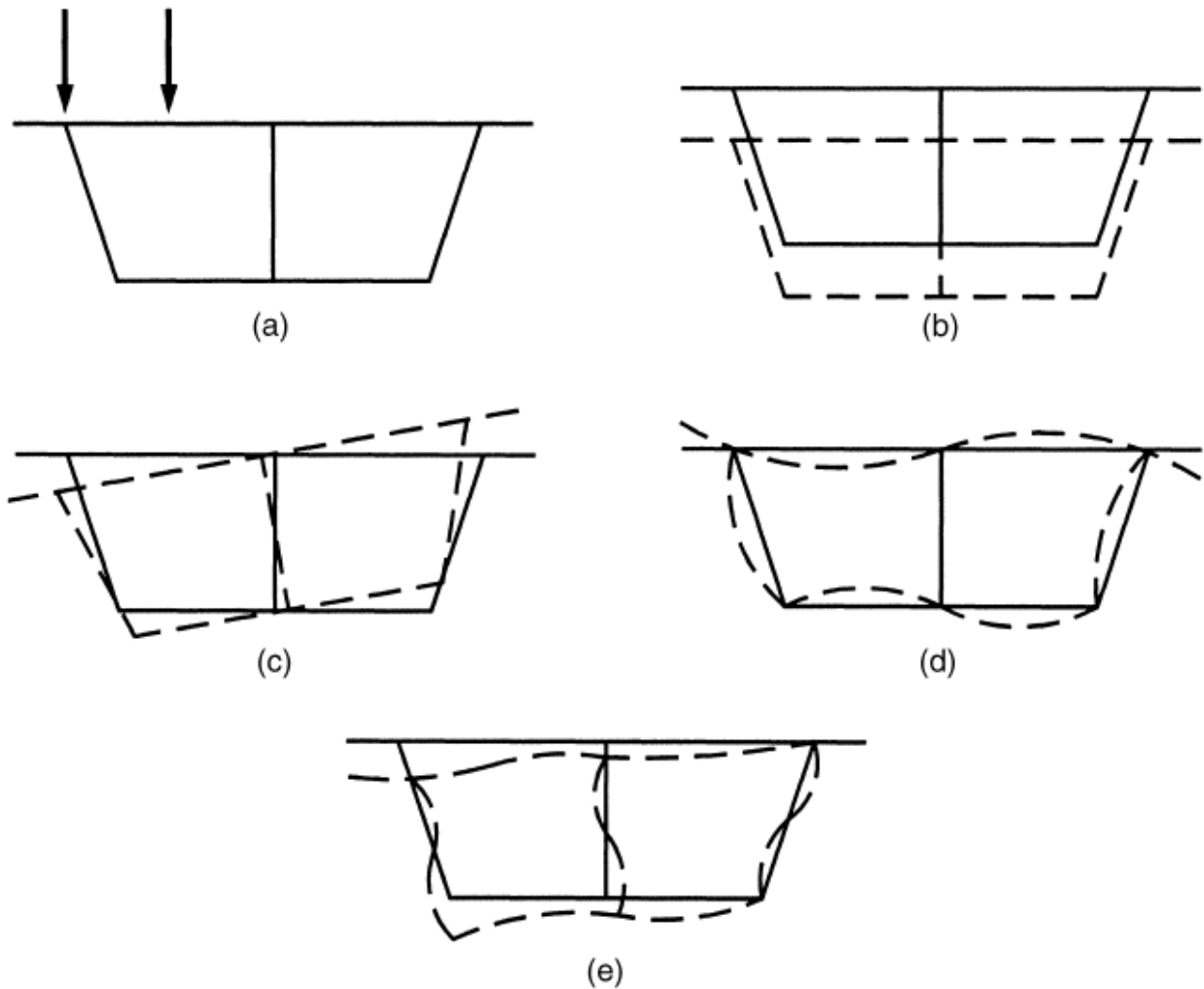


Figura 2.12 - Deslocamentos de uma seção celular. Fonte: Barker e Puckett (2014).

Segundo Hambly (1991) a ocorrência de distorção é maior nas seções com uma única célula devido a possibilidade de flexão das mesas inferior e superior. Nas pontes curvas a análise da distorção se torna mais complicada por causa da interação entre momento fletor e momento de torção ao longo do vão.

2.4. Métodos de Análise Estrutural

De acordo com Stucchi (2004), conhecer o comportamento da estrutura é o aspecto mais importante do processo de análise estrutural. El Debs e Takeya (2009) afirmam que é possível estudá-lo de forma simplificada através de duas análises conjuntas. Primeiramente, a análise da distribuição dos esforços na direção transversal da ponte e em seguida, a análise do efeito das cargas equivalentes obtidas da primeira

análise, mas agora no sentido longitudinal. Apesar desse tipo de análise ser largamente utilizado na prática de projeto, nos últimos anos, muitos estudos sobre essa distribuição de carga tem sido realizados, visando conhecer melhor a interdependência entre a distribuição de carga transversal e longitudinal em pontes, principalmente com relação as cargas móveis.

Em suma, o propósito principal da análise estrutural é determinar os esforços devidos às cargas aplicadas. Segundo Monzon, Itani & Reno (2014), a precisão dos resultados depende do método selecionado. Portanto, para encontrar uma forma de análise estrutural realista, ou seja, que represente bem a estrutura que está sendo estudada, deve ser feita uma avaliação prévia de três aspectos importantes: o modelo a ser adotado, as condições de contorno do modelo e o modo de aplicação das cargas. A AASHTO LRFD (2014) ressalta ainda que ao analisar qualquer 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.

2.4.1. Método de análise como viga

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 sofre 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 da seção transversal, como mostra a figura 2.13. 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.

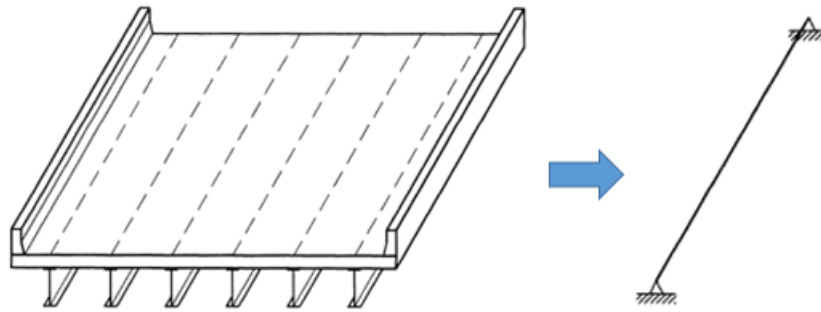


Figura 2.13 – Idealização da ponte como viga. Fonte: Adaptado de Barker e Puckett (2014).

Segundo Chong (2012), como apenas a linha central da superestrutura é representada, a interação entre as longarinas é ignorada. 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 completo. Fu & Wang (2015) destacam 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.

2.4.2. Método V-Load

Segundo White *et al.* (2012), o método V-Load foi originalmente desenvolvido por Richardson, Gordon e 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. O método V-load vem sendo usado por mais de 4 décadas para pré-dimensionamento e dimensionamento final de vigas curvas de pontes.

O método foi inicialmente utilizado apenas para pontes horizontalmente curvas, com seção transversal aberta de concreto armado de raio fixo, mas 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 autoequilibrado;
- A distribuição das V-loads é linear na seção transversal;

De acordo com Fiechtl *et al.* (1987), as V-loads são desenvolvidas a partir do equilíbrio em função do raio de curvatura (R), da largura da ponte (D), e do espaçamento das transversinas posicionadas entre as longarinas (d). A figura 2.14 mostra um trecho de ponte curva com duas longarinas e cinco transversinas espaçadas radialmente.

Considerando que as seções das longarinas resistem ao momento fletor inteiramente por forças longitudinais nas mesas, como mostra a figura 2.13, 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.

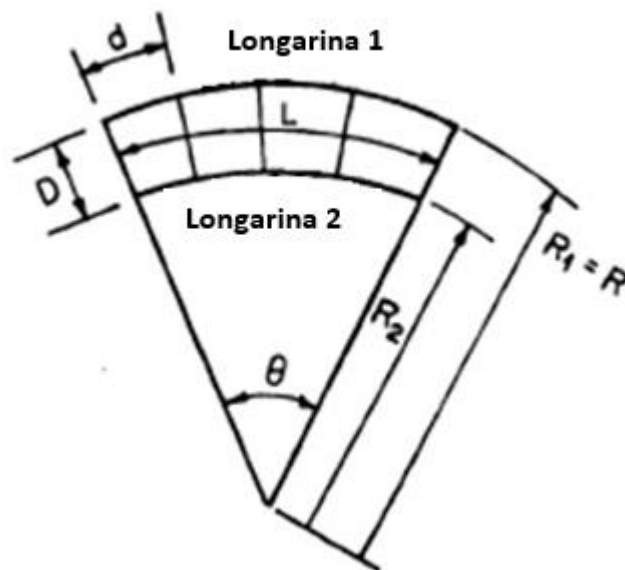


Figura 2.14 – Trecho de ponte curva com duas longarinas. Fonte: Adaptado de Fiechtl *et al.* (1987)

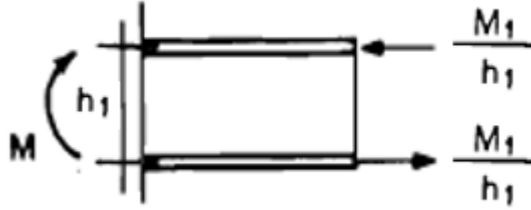


Figura 2.15 - Flexão longitudinal e forças na mesa da seção transversal de uma viga.
Fonte: Fiechtl *et al.* (1987)

Entretanto, como as mesas das longarinas são curvas, as forças longitudinais devido a flexão em seções distintas não estão em equilíbrio. A figura 2.15 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 2.16 é representada como H_1 . Forças similares devem ser desenvolvidas na mesa inferior da longarina.

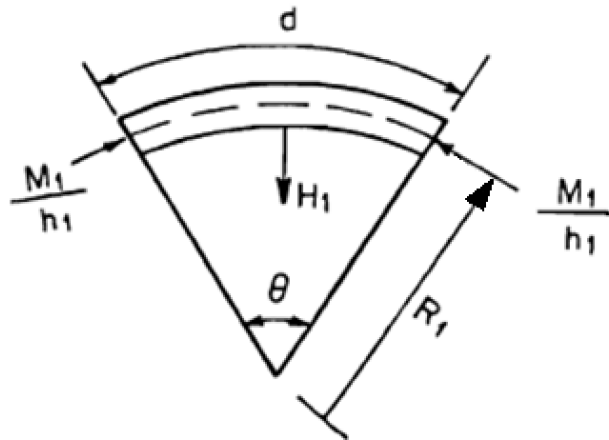


Figura 2.16 – Trecho entre transversinas com mesa superior da longarina submetida a momento fletor. Fonte: Fiechtl *et al.* (1987)

Para esclarecer melhor, a figura 2.17 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.

Como se observa na figura 2.17, as forças H_1 e H_2 terão sempre o mesmo sentido e, neste caso, para que o equilíbrio da transversina seja estabelecido é necessário apareçam forças cortantes conforme indicado na figura 2.16.

Assim, é possível fazer o equilíbrio de forças de acordo com a figura 2.16, a força H_1 fica determinada por:

$$H_1 = \frac{M_1 \theta}{h_1} \quad (2.22)$$

Nesse contexto, θ é o ângulo entre as transversinas adjacentes, que é assumido como pequeno para dedução da equação (2.4). Assim, considerando o comprimento do arco, e substituindo o valor de θ na equação (2.4), tem-se:

$$H_1 = \frac{M_1 d_1}{h_1 R_1} \quad (2.23)$$

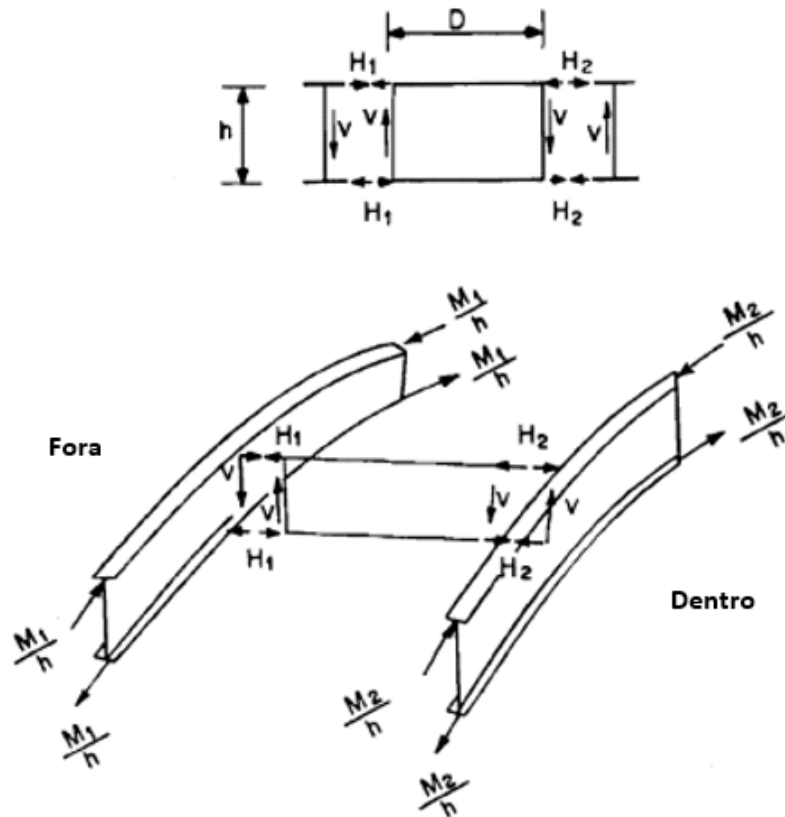


Figura 2.17 - Seção transversal da ponte com foga nas transversinas. Fonte: Adaptado de Fiechtl *et al.* (1987)

A força na transversina do lado da viga 2 é obtida da mesma forma. Por causa dessas forças, uma força vertical é necessária para o equilíbrio da transversina, como é possível visualizar na figura 2.17. Então, para manter o equilíbrio de momentos na transversina, a força vertical deve ser:

$$V = (H_1 + H_2) \frac{h}{D} \quad (2.24)$$

Considerando as duas longarinas com a mesma altura. Substituindo a equação (2.5) na equação (2.6), obtém-se:

$$V = \frac{M_1 \frac{d_1}{R_1} + M_2 \frac{d_2}{R_2}}{D} \quad (2.25)$$

Como $d_1/R_1 = d_2/R_2 = d/R$, a força cortante no diafragma é:

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

Os momentos fletores calculados devido a cargas externas, 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 (2.9) o momento fletor total é dado por:

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

Segundo Monzon, Itani & Reno (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 (2.10)

$$V = \frac{\sum M_p}{CRD} d \quad (2.28)$$

Na equação 2.10, 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 na seção transversal.

Monzon, Itani & Reno (2014) 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 as cargas permanentes.

Já Fiechtl *et al.* (1987) verificou 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 a carga móvel, concluindo que o método deve ser adotado para análises aproximadas de pontes com curvatura pouco acentuada.

Grubb (1984) concluiu que esse método é muito preciso para cargas permanentes, mas para cargas móveis apresentou resultados razoáveis para vigas externas, visto que a precisão foi 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.

2.4.3. Método M/R

De acordo com Chong (2012), 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 e adota as seguintes hipóteses simplificadoras:

- As seções transversais devem ser simétricas em relação ao eixo vertical;
- A linha de apoios da ponte deve ser radial;
- As espessuras das partes da seção celular devem ser consideradas pequenas em relação a largura total da ponte;
- A quantidade de transversinas deve ser disposta ao longo da seção transversal, de modo que não haja distorção da seção transversal;

— As tensões de empenamento são consideradas desprezíveis;

Segundo os autores, 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 na equação (2.2) pode ser desprezada, fazendo com que o valor do momento fletor ao longo da viga seja dado por:

$$\frac{dM}{ds} = V \quad (2.29)$$

Por isso, assim como o método V-Load, o método M/R utiliza uma viga equivalente reta com o mesmo comprimento do arco da ponte original para realizar as análises. Desse modo, Tung & Fountain (1970) concluíram que o valor da torção na viga original será igual ao valor do esforço cortante ao longo da viga reta fictícia submetida a um carregamento distribuído com valor de $M/R - t$, em que t representa um carregamento de torção externo aplicado a viga.

Na figura 2.18 é possível visualizar a atuação do conjugado ao longo da viga, bem como os diagramas gerados a partir de sua aplicação.

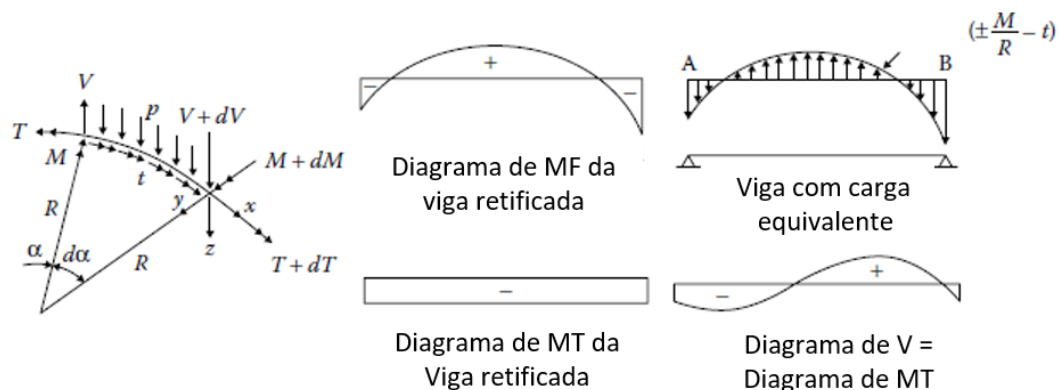


Figura 2.18 - Método M/R para pontes curvas de seção celular. Fonte: Adaptado de Fu & Wang (2015)

Após o cálculo dos esforços internos totais na ponte, é possível definir a parcela de momento fletor e esforço cortante que deverão ser resistidas por cada longarina

através da repartição linear de momento fletor para cada longarina, de acordo com seu comprimento, caso a ponte atenda a todas as hipóteses de cálculo necessárias.

Contudo, de acordo com Fu & Wang (2015), esse método conduz a um resultado aproximado e, assim como o V-Load, foi usado para análise e dimensionamento de pontes curvas no passado. De qualquer forma, ele pode ser usado na fase de pré-dimensionamento, mas não é recomendado para o dimensionamento final, especialmente se houver apoios esconsos ou vãos acentuadamente curvos na ponte. Ainda segundo os pesquisadores, atualmente os métodos mais populares para esses casos são os que utilizam uma modelagem 2D, através de analogia de grelha, ou o modelo 3D usando o método dos elementos finitos.

2.4.4. Método da analogia de grelha

Segundo Fu & Wang (2015), 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) ressalta que o método pode ser considerado um caso especial do método dos elementos finitos, pois pode ser idealizada uma estrutura 2D com elementos finitos de viga que se assemelha a uma grelha plana.

Hambly (1991) afirma que o método de analogia de grelha representa o tabuleiro através de uma malha de vigas, e que, de acordo com a sua posição no tabuleiro, podem ser equivalente as longarinas, transversina ou a laje (figura 2.19).

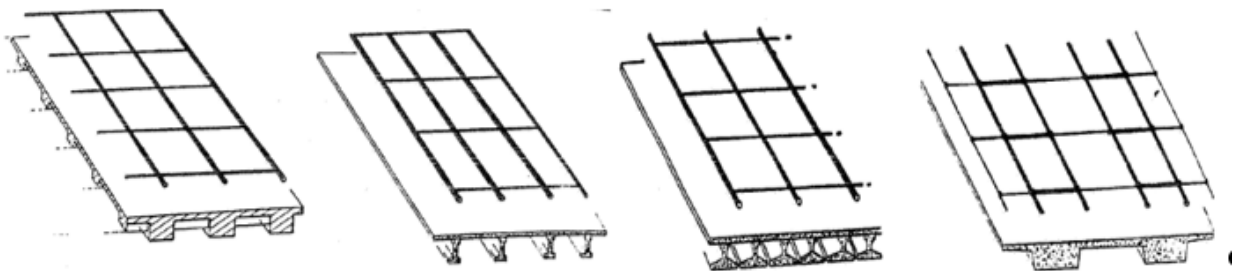


Figura 2.19 – Analogia de grelha para vários tipos de tabuleiros. Fonte: Adaptado de Hambly (1991).

Ainda segundo Hambly (1991), a inércia a flexão de cada elemento da grelha é calculada em relação ao centroide da seção que ele representa. É importante observar

que apesar de ser denominada como uma análise 2D, a dimensão vertical é considerada justamente quando é levada em consideração a distância ao centroide de cada elemento. Deste modo, são costumeiramente construídos modelos que representam toda a seção T considerando a área de contribuição da mesa, posicionando a barra no centro de gravidade dessa seção, como se observa na figura 2.20.

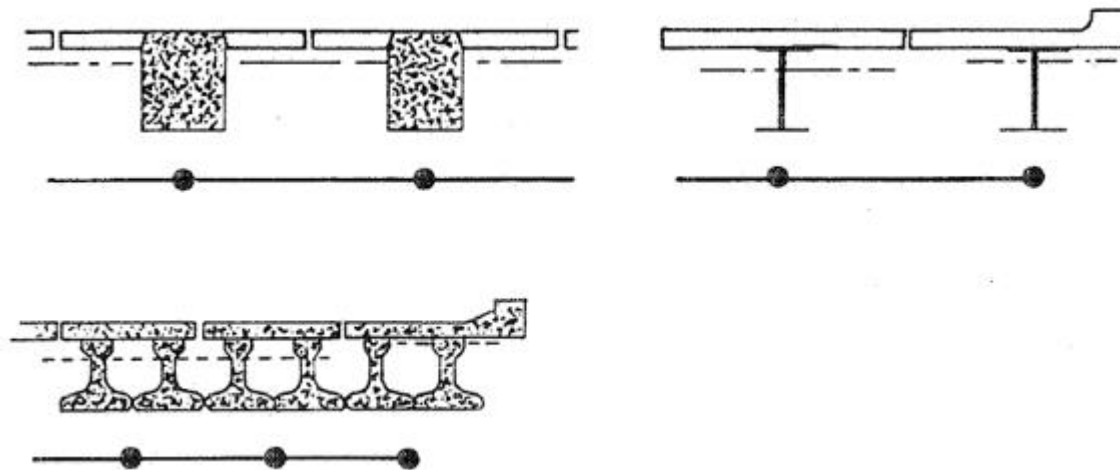


Figura 2.20 – Posicionamento das barras longitudinais de grelha. Fonte: Adaptado de Hambly (1991)

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:

- 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:

- 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:

- 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. Fatores de distribuição de esforços

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

- a) Modelagem em uma dimensão, definida pela AASHTO LRFD (2014) como modelos de análise aproximada;
- b) Modelagem em duas dimensões, utilizando métodos numéricos de disposição plana;
- c) Modelagem em três dimensões, geralmente utilizando o método dos elementos finitos.

A AASHTO LRFD (2014) classifica os dois últimos tipos de modelagem supracitados como modelos de análise refinados, destacando ainda que todas essas análises podem ser baseadas na teoria das pequenas deformações, a menos que abordagens mais rigorosas sejam necessárias. Segundo Fu & Wang (2015), os métodos mais utilizados nas modelagens de duas e três dimensões são os métodos de analogia de grelha e o método dos elementos finitos, por ser de fácil interpretação dos resultados e de construção prática e direta.

A metodologia de fatores de distribuição de esforços é composta através de uma relação entre o método de análise estrutural em uma dimensão e o método em três ou duas dimensões. Então, de acordo com Barker & Puckett (2014), 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 (2.13). Nas duas situações a ponte deve ter sido submetida ao mesmo carregamento.

$$FD = \frac{M_{refinado}}{M_{1D}} \quad (2.30)$$

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

Em suma, 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 muito mais tempo computacional.

De acordo com Cho *et al.* (2014), o conceito de fatores de distribuição foi introduzido 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 relação S/D , 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. Entretanto, Zokaie *et al.* (1991) mostraram que essa formulação fornecia valores de esforços internos menores que o esperado para vigas com espaçamento lateral 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 até hoje utilizados pela AASHTO LRFD.

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

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 AASHTO, apenas para pré-dimensionamento, já que a própria AASHTO 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.

Devido a essa lacuna, vários trabalhos têm sido desenvolvidos com o objetivo de determinar fatores de distribuição específicos para pontes curvas em vigas T e em seção celular, principalmente para as que possuem curvaturas mais acentuadas.

2.5.1. Pontes curvas em seção celular

Sennah & Kennedy (1999) realizaram um estudo paramétrico através de 4 modelos numéricos de pontes mistas (laje de concreto e vigas de aço), todos simplesmente apoiados e com 3 células na seção transversal, utilizando o método dos elementos finitos através do programa computacional comercial ABAQUS. Como mostrado na figura 2.21, os autores utilizaram elementos de casca de 4 nós e 6 graus de liberdade em cada nó para modelar a laje de concreto, almas de aço, a mesa inferior e as transversinas. Já as mesas superiores de aço e os contraventamentos foram modelados com um elemento de barra

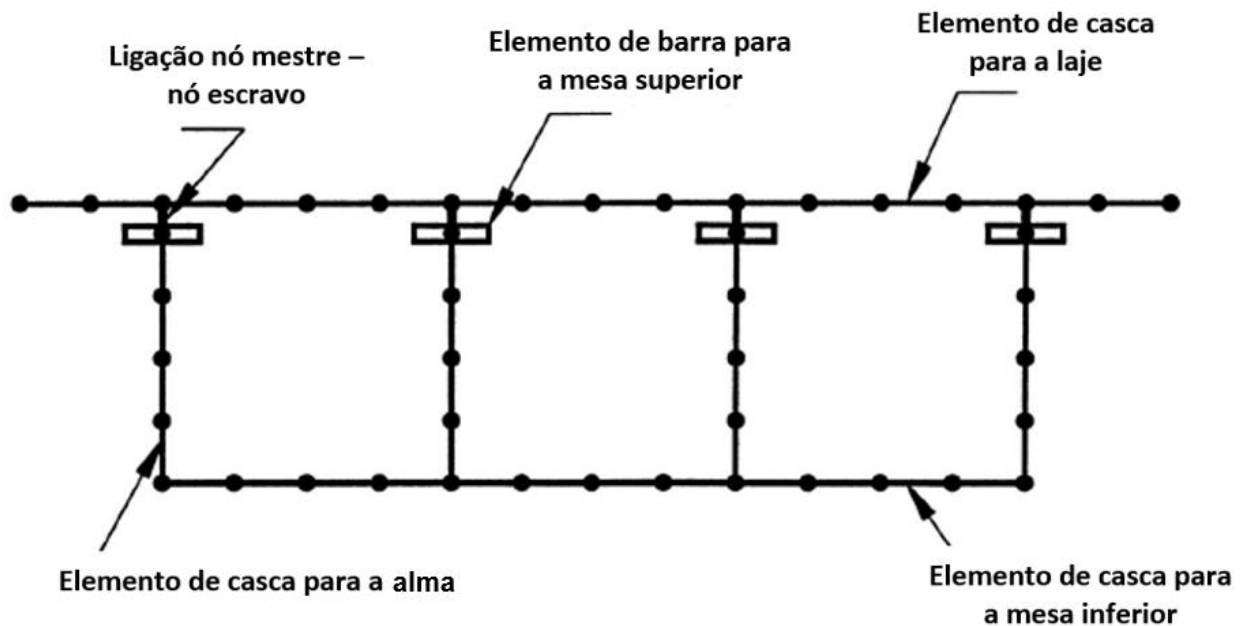


Figura 2.21 – Discretização dos elementos finitos da seção transversal. Fonte: Sennah e Kennedy (1999)^b

Nesses modelos houve variação da curvatura (Vão/Raio) e da quantidade de contraventamentos. Além disso, não foram considerados efeitos de superelevação e o raio foi considerado constante ao longo do comprimento da ponte. Eles concluíram que o fator de distribuição de momento fletor para cada longarina aumenta com o crescimento da curvatura e que esse é o parâmetro que mais influencia no dimensionamento de septos nesse tipo de pontes.

Samaan *et al.* (2005) desenvolveram um estudo usando o método dos elementos finitos para construir 240 modelos de pontes curvas contínuas de seção celular. Os parâmetros considerados no estudo foram a relação de curvatura, o comprimento do vão, o número de linhas de tráfego, o número de células, número de contraventamentos e os tipos de veículos de carga. Eles observaram que a curvatura, o número de faixas de carga, o número de células e o comprimento do vão são os parâmetros que mais afetam os fatores de distribuição de carga de pontes curvas de seção celular. A partir dessa grande quantidade de dados, eles desenvolveram fórmulas empíricas para calcular os fatores de distribuição para as tensões máximas de tração e compressão em duas posições longitudinais diferentes, bem como as máximas deflexões devido as cargas

permanentes e as cargas móveis da AASHTO LRFD e concluíram que as expressões dos fatores de distribuição deduzidas podem ser utilizadas para um dimensionamento conservador de pontes submetidas as cargas móveis dessa norma.

Fatemi *et al.* (2016) realizaram estudo paramétrico em pontes curvas mistas de concreto e aço em seção multicelular variando a curvatura, o comprimento dos vãos, quantidade de linhas, a espessura da laje, a altura da célula e das longarinas da seção, bem como as larguras da alma e os espaçamentos entre contraventamentos. Esse estudo foi executado através da construção de 180 modelos utilizando uma modelagem em elementos finitos através do software ABAQUS. Os autores concluíram que o máximo espaçamento entre os contraventamentos não deve ser maior que 5 metros para evitar a flambagem local e global da estrutura, bem como para manter a rigidez torsional do conjunto. Também observaram que a curvatura e o número de células são os parâmetros mais significativos em relação aos fatores de distribuição de momento fletor devido a carga móvel. E, por fim, enfatizaram que o máximo momento fletor encontrado no meio do vão de qualquer ponte curva é sempre maior do que esse esforço numa ponte reta equivalente, por isso, não é recomendado tratar pontes curvas como retas para efeitos de dimensionamento.

2.5.2. Pontes curvas em vigas T e I

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 comercial 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.

Nevling *et al.* (2006) avaliaram a precisão de diferentes níveis análise diferentes 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. 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, identificaram 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 a 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.

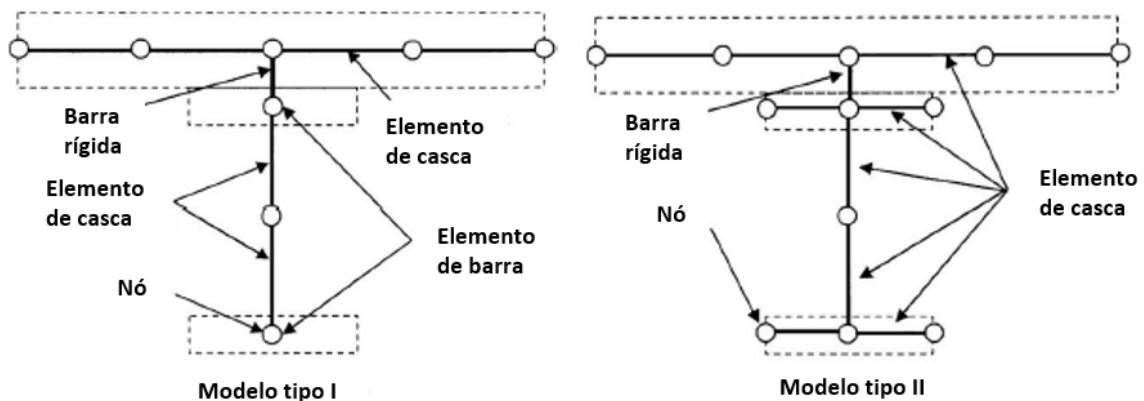


Figura 2.22 – Tipos de modelagens. Fonte: Kim *et al.* (2007).

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, 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) constataram 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.

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 2.23), 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 2.24). No modelo em MEF as vigas foram excentricamente conectadas por “*rigid links*” para computar a distância entre os CGs da laje e das longarinas.

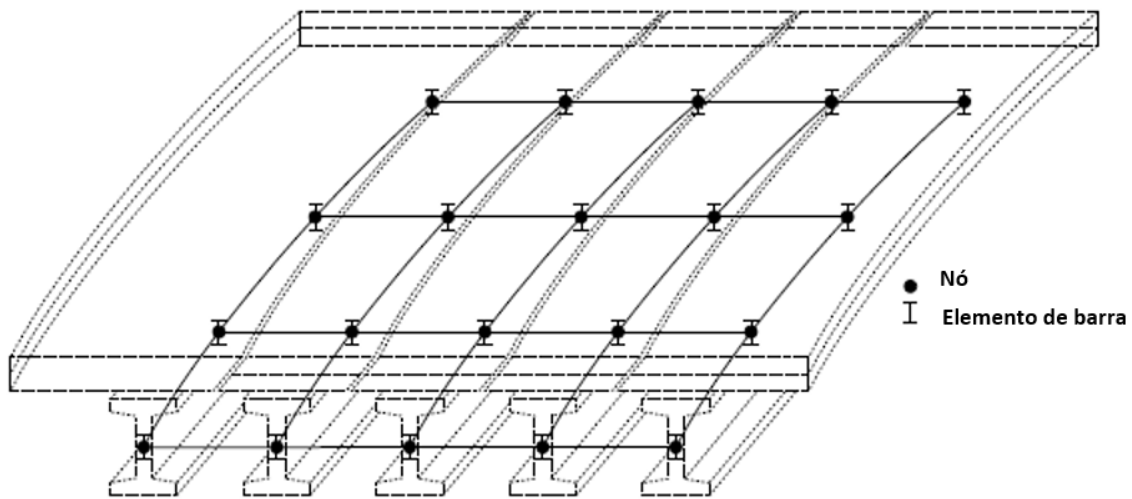


Figura 2.23 – Modelo de grelha plana. Fonte: Cho *et al.* (2014)

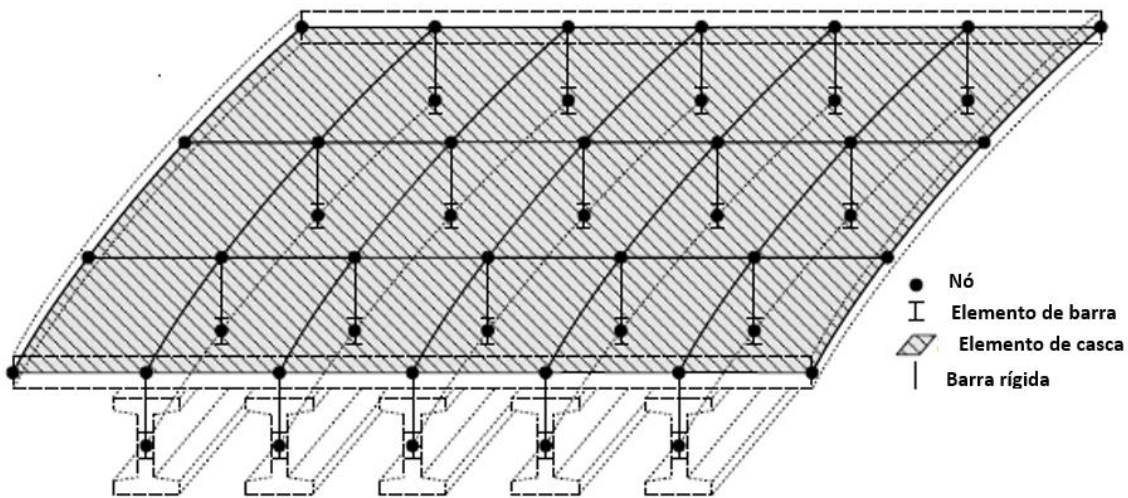


Figura 2.24 – Modelo 3D em MEF. Fonte: Cho *et al.* (2014)

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 e 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.

2.5.3. Conclusões 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 as cargas móveis da norma brasileira NBR 7188. 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 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 de apoio e da geometria longitudinal das longarinas. Por fim, são mostrados os quadros resumos dos principais trabalhos de pesquisas realizados com pontes curvas no mundo (Tabela 2.1 e 2.2).

Pontes curvas em seção celular		
Trabalho	Ano	Conclusões
Sennah & Kennedy	1999	O fator de distribuição de momento fletor para cada longarina aumenta com o crescimento da curvatura. Esse fator é o que mais influencia no dimensionamento de septos
Samaan et al.	2005	Curvatura, número de faixas de carga, número de células e o comprimento do vão são os parâmetros que mais afetam os fatores de distribuição de carga
Fatemi et al.	2016	Curvatura e o número de células são os parâmetros mais significativos em relação aos fatores de distribuição de momento fletor devido a carga móvel. Momento fletor máximo encontrado no meio do vão de qualquer ponte curva é sempre maior do que esse esforço numa ponte reta

Tabela 2-1 - Resumo dos Fatores de distribuição em pontes curvas com seção celular

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
Al-Hashimy	2005	Quando o número de longarinas e o espaçamento entre elas aumentam, o fator de distribuição de momento fletor também aumenta
Nevling et al.	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.
Kim et al.	2007	Modelos com elementos de casca obtiveram melhores resultados de fatores de distribuição de momento fletor
Cho et al.	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 as expectativas

Tabela 2-2 - - Resumo dos Fatores de distribuição em pontes curvas com seção T e I

CAPÍTULO 3

Modelagem numérica

Hambly (1991) afirma que o Método dos Elementos Finitos é uma técnica que consiste em analisar estruturas dividindo o contínuo em um determinado número de elementos. Segundo Kim & Sankar (2011), a análise utilizando o Método dos Elementos Finitos 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 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 relação aos elementos, Fu & Wang (2015) destacam que a maioria das análises de pontes pode ser efetuada utilizando elementos de treliça (*truss*), de barras (*frame*) e de casca (*shell*).

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 a alta demanda por processamento computacional e consumo de memória.

Hambly (1991) traz alguns exemplos de análises tridimensionais utilizando elementos de casca e placa. O autor destaca ainda que na interseção entre as placas dispostas em diferentes planos há uma interação entre as forças no plano de uma placa com as forças no outro plano que atuam na placa adjacente, por isso é essencial utilizar elementos finitos que tenham a capacidade de distorcer quando submetidos a tensões no plano e flexão na placa.

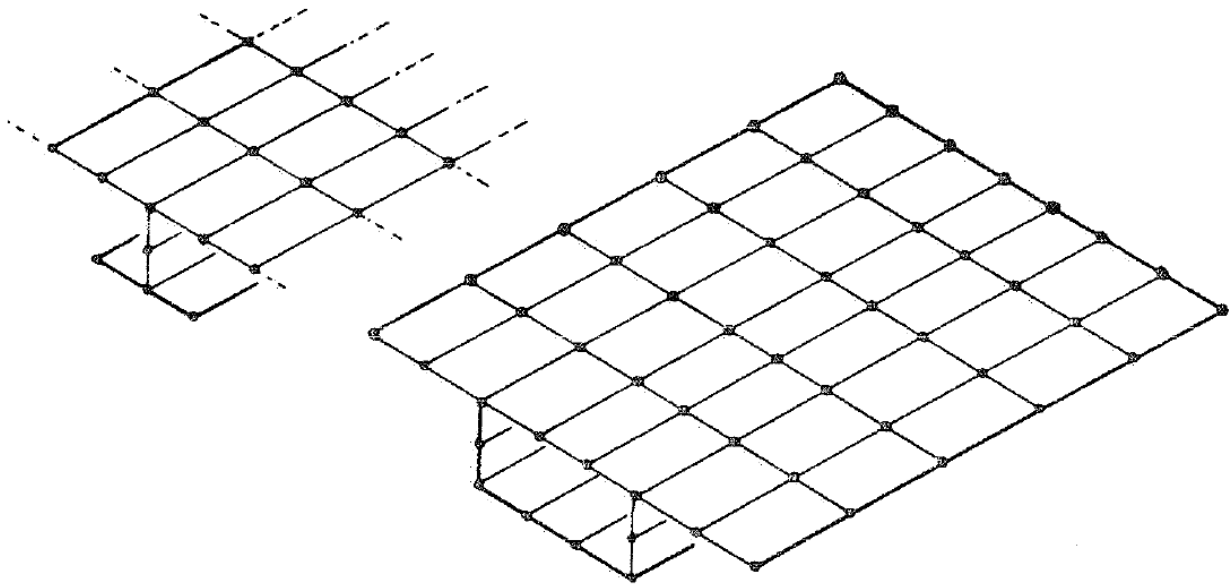


Figura 3.1 – Estruturas tridimensionais compostas por elementos de placa. Fonte: Hambly (1991)

Desse modo, conclui-se que o método dos elementos finitos é adequado para realizar análises estruturais de pontes sem muitas simplificações, representando de forma satisfatória os protótipos que compõem o objeto de estudo, que são as pontes com traçado longitudinal curvo. Além disso, a facilidade de interpretação dos resultados voltada para o projeto de pontes foi de grande importância para escolha do método.

3.1. Características dos modelos propostos

Neste capítulo são apresentados os modelos idealizados a fim de estudar os fatores de distribuição de momento fletor (FDMF) em pontes curvas com três seções transversais diferentes e geometrias longitudinais de longarinas retas e curvas.

Para tanto, inicialmente buscou-se realizar uma análise paramétrica variando a relação de curvatura (comprimento do vão (L)/raio da linha central da ponte(R)), mantendo o comprimento do vão, com base nos limites definidos pela AASHTO LRFD (2014) para o ângulo central igual a 12° em pontes curvas de seção aberta e igual a 34° em pontes curvas de seção caixão. Posteriormente foram analisadas a geometria longitudinal das longarinas (retas ou curvas), a influência da adição de transversinas de

apoio, a precisão dos métodos analíticos, e por fim, o monolitismo das longarinas. Assim, foram criados 4 grupos de modelos para estudo:

Grupo 01: Raio de curvatura igual a 150 metros (ângulo interno de 23°);

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

Grupo 03: Raio de curvatura igual a 100 metros (ângulo interno de 34°);

Grupo 04: Raio de curvatura infinito, que resulta em ponte com traçado longitudinal reto.

3.1.1. Materiais utilizados

Em todos os modelos foram utilizadas as mesmas características de material, que foram definidas de acordo com a prática de projeto nacional e com a NBR 6118 (2014). A análise estrutural realizada segue o regime elástico-linear, ou seja, não foram consideradas fissurações ou plastificações que pudessem levar o concreto a seu Estado Limite Último, impulsionando os deslocamentos. Assim, ficou válida a hipótese dos pequenos deslocamentos e a análise estrutural foi feita na posição indeformada da estrutura. Por isso, os elementos estruturais de concreto foram considerados sem barras de aço, uma vez que o escopo da pesquisa está restrito a análise estrutural e, portanto, não trata sobre o dimensionamento desses elementos. As características mecânicas adotadas para todos os modelos estão apresentadas na Tabela 3-1.

Concreto	
Resistência Característica (fck)	40 MPa
Módulo de Elasticidade	31870 MPa
Coefficiente de Poisson	0,2
Peso Específico	25 kN/m ³

Tabela 3-1 – Características do material

3.1.2. Geometria dos modelos

3.1.2.1. 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, 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 3.2, 3.3 e 3.4 mostram os três tipos de seções transversais adotadas, a numeração das longarinas e as suas características geométricas calculadas através do CsiBridge V17.

Os parâmetros que constam nas tabelas acima de cada seção transversal correspondem: 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)	6,325	$I_{y_{cg}}$ (m ⁴)	3,5641	y_{cg} (cm)	7,5
J (m ⁴)	0,1893	$I_{z_{cg}}$ (m ⁴)	122,8937	z_{cg} (cm)	-1,5293

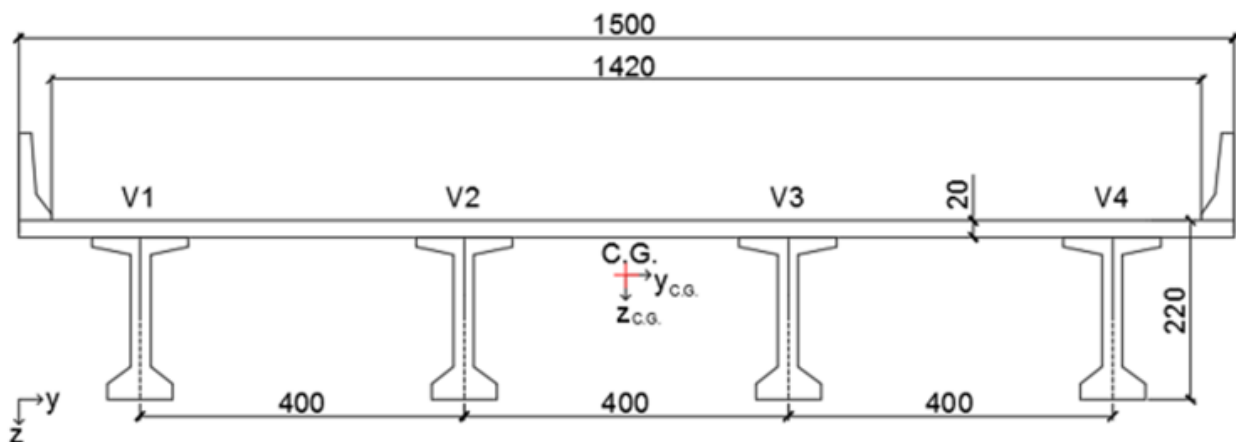


Figura 3.2 - Seção transversal em vigas T pré-moldadas (seção 01)

$A \text{ (m}^2\text{)}$	6,122	$I_{y_{cg}} \text{ (m}^4\text{)}$	3,5622	$Y_{cg} \text{ (cm)}$	7,5
$J \text{ (m}^4\text{)}$	0,1683	$I_{z_{cg}} \text{ (m}^4\text{)}$	115,1327	$Z_{cg} \text{ (cm)}$	-1,7104

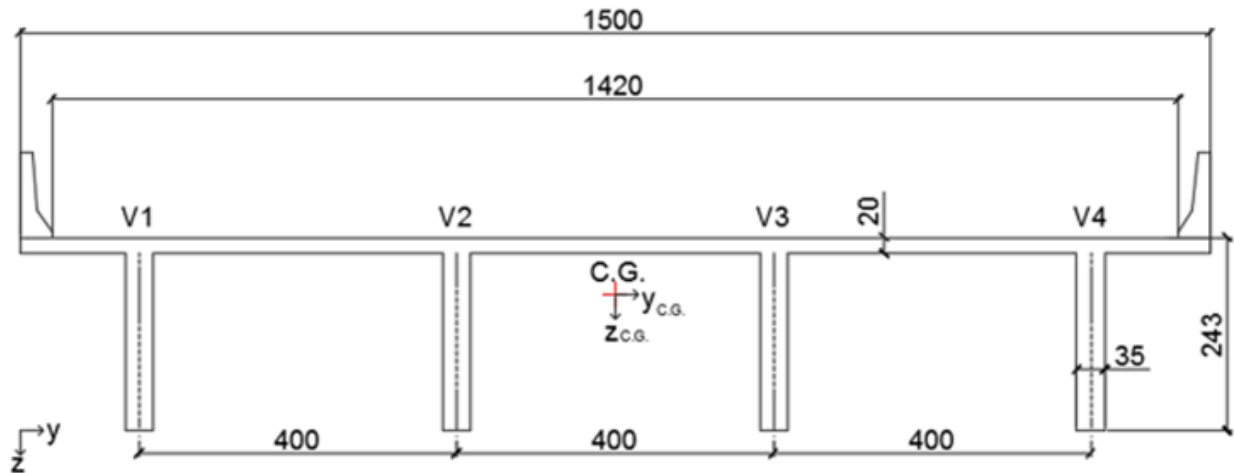


Figura 3.3 Seção transversal em vigas T moldadas *in loco* (seção 02)

$A \text{ (m}^2\text{)}$	6,9207	$I_{y_{cg}} \text{ (m}^4\text{)}$	3,5514	$Y_{cg} \text{ (cm)}$	7,5
$J \text{ (m}^4\text{)}$	10,8398	$I_{z_{cg}} \text{ (m}^4\text{)}$	111,9383	$Z_{cg} \text{ (cm)}$	-0,9531

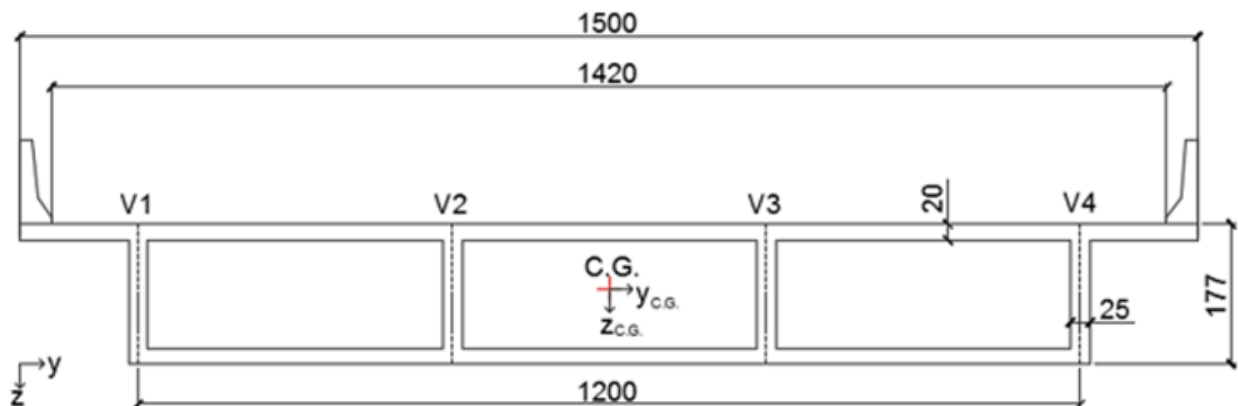


Figura 3.4 – Seção transversal celular moldada *in loco* (seção 03)

3.1.2.2. 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° . O comprimento do vão foi fixado em 60 metros para todos os modelos, fazendo com que apenas 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 3-2. Além disso, nos 12 modelos foi analisada a inserção de transversinas de apoio, por isso, cada um deles foi construído em pares, com e sem transversinas de apoio (figura 3.4). É importante destacar que todos os modelos foram construídos com uma transversina de meio de vão solidarizadas com a laje, medindo 1,80 metros de altura e 0,30 metros de largura, devido a necessidade de sua inserção para garantir o equilíbrio.

3.1.2.3. Aparelhos de apoio e condições de contorno

Com relação aos apoios, procurou-se manter as formas de vinculação já estudadas anteriormente 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 3.5, onde estão identificados os graus de liberdade que foram restringidos. A nomenclatura das restrições segue a do CsiBridge V17.

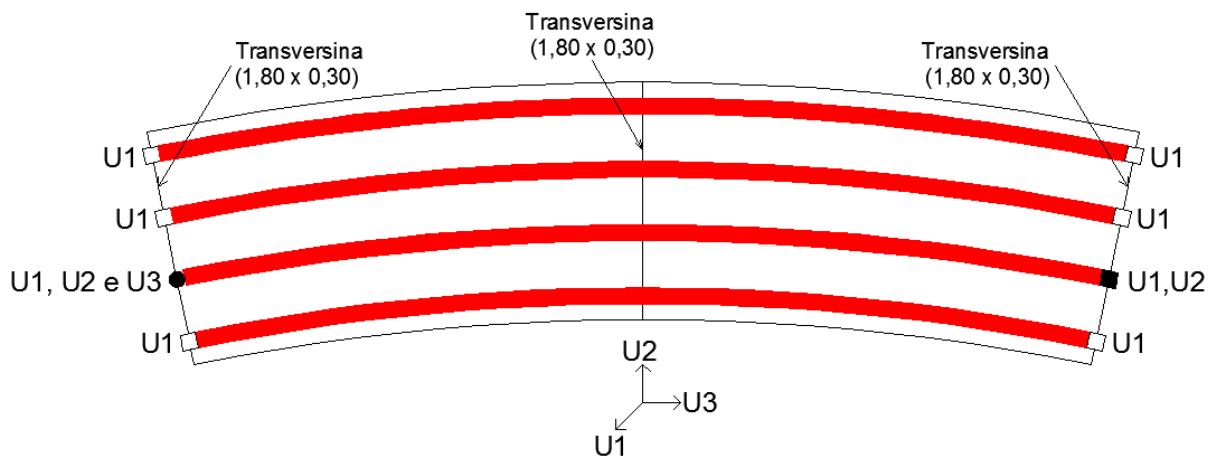


Figura 3.5 – Condições de contorno e posicionamento das transversinas.

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 calculado utilizando o conceito de linha de influência que será apresentado no item 3.4.

3.2. Resumo dos modelos desenvolvidos

Como mencionado no item 3.1, foram definidos 4 grupos de modelos separados de acordo com o raio de curvatura. Os 3 primeiros grupos, G1 a G3, são compostos por 4 modelos, cujas nomenclaturas foram definidas de acordo com suas respectivas geometrias.

Grupo 01:

- M01 – PcLrPmSi-R150: Ponte curva, Longarinas retas, pré-moldadas, seção I (seção 01), raio de 150 metros;
- M02 – PcLcPmSi-R150: Ponte curva, Longarinas curvas, pré-moldadas, seção I (seção 01), raio de 150 metros;
- M03 – PcLcMLSt-R150: Ponte curva, Longarinas curvas, moldadas no local, seção T (seção 02), raio de 150 metros;
- M04 – PcLcMLSc-R150: Ponte curva, Longarinas curvas, moldadas no local, seção celular (seção 03), raio de 150 metros;

Grupo 02:

- M05 - PcLrPmSi-R300: Ponte curva, Longarinas retas, pré-moldadas, seção I (seção 01), raio de 300 metros;
- M06 – PcLcPmSi-R300: Ponte curva, Longarinas curvas, pré-moldadas, seção I (seção 01), raio de 300 metros;
- M07 – PcLcMLSt-R300: Ponte curva, Longarinas curvas, moldadas no local, seção T (seção 02), raio de 300 metros;
- M08 – PcLcMLSc-R300: Ponte curva, Longarinas curvas, moldadas no local, seção celular (seção 03), raio de 300 metros;

Grupo 03:

- M09 - PcLrPmSi-R100: **Ponte curva, Longarinas retas, pré-moldadas, seção I** (seção 01), raio de 100 metros;
- M10 – PcLcPmSi-R100: Ponte curva, Longarinas curvas, pré-moldadas, seção I (seção 01), raio de 100 metros;
- M11 – PcLcMLSt-R100: Ponte curva, Longarinas curvas, moldadas no local, seção T (seção 02), raio de 100 metros;
- M12 – PcLcMLSc-R100: Ponte curva, Longarinas curvas, moldadas no local, seção celular (seção 03), raio de 100 metros;

Já o grupo 4 foi composto por pontes de traçado longitudinal reto, para servir de parâmetro nas análises de curvatura efetuadas. Nesse grupo foram criados 3 modelos, cada um deles com um dos tipos de seção transversal anteriormente mencionado. Assim, obteve-se a seguinte divisão:

Grupo 4:

- M13 – PrLrPmSi-Rinfinito: **Ponte reta, Longarinas retas, pré-moldadas, seção I** (seção 01), raio infinito;
- M14 – PrLrMLSt-Rinfinito: Ponte reta, Longarinas retas, moldadas no local, seção T (seção 02), raio infinito;
- M15 – PrLrMLSc-Rinfinito: Ponte reta, Longarinas retas, moldadas no local, seção celular (seção 03), raio infinito;

O resumo geral dos modelos utilizados é mostrado na Tabela 3-2.

GRUPO	MODELO	LONGARINAS			ESPAÇAMENTO LONGARINAS (m)	ESPAÇAMENTO TRANSVERSINAS (m)	COMPRIMENTO DO VÃO (m)	RAIO DE CURVATURA (m)	ÂNGULO CENTRAL (°)
		FORMA	TIPO	SEÇÃO					
1	PcLrPmSi-R150	RETA	Pré-moldada	I	4,00	30,00	60,00	150,00	22,918
	PcLcPmSi-R150	CURVA	Pré-moldada	I	4,00	30,00	60,00	150,00	22,918
	PcLcMLSt-R150	CURVA	Moldada in loco	T	4,00	30,00	60,00	150,00	22,918
	PcLcMLSc-R150	CURVA	Moldada in loco	CELULAR	4,00	30,00	60,00	150,00	22,918
2	PcLrPmSi-R300	RETA	Pré-moldada	I	4,00	30,00	60,00	300,00	11,459
	PcLcPmSi-R300	CURVA	Pré-moldada	I	4,00	30,00	60,00	300,00	11,459
	PcLcMLSt-R300	CURVA	Moldada in loco	T	4,00	30,00	60,00	300,00	11,459
	PcLcMLSc-R300	CURVA	Moldada in loco	CELULAR	4,00	30,00	60,00	300,00	11,459
3	PcLrPmSi-R100	RETA	Pré-moldada	I	4,00	30,00	60,00	100,00	34,377
	PcLcPmSi-R100	CURVA	Pré-moldada	I	4,00	30,00	60,00	100,00	34,377
	PcLcMLSt-R100	CURVA	Moldada in loco	T	4,00	30,00	60,00	100,00	34,377
	PcLcMLSc-R100	CURVA	Moldada in loco	CELULAR	4,00	30,00	60,00	100,00	34,377
4	PrLrPmSi-Rinfinito	RETA	Pré-moldada	I	4,00	30,00	60,00	INFINITO	0
	PrLrMLSt-Rinfinito	RETA	Moldada in loco	T	4,00	30,00	60,00	INFINITO	0
	PrLrMLSc-Rinfinito	RETA	Moldada in loco	CELULAR	4,00	30,00	60,00	INFINITO	0

Tabela 3-2 – Resumo dos modelos desenvolvidos

3.3. 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 definido pela NBR 7188:2013, como mostra a figura 3.6, ou seja, o carregamento de multidão foi retirado da análise, por ser caracterizado como uma ação variável, mas não móvel.

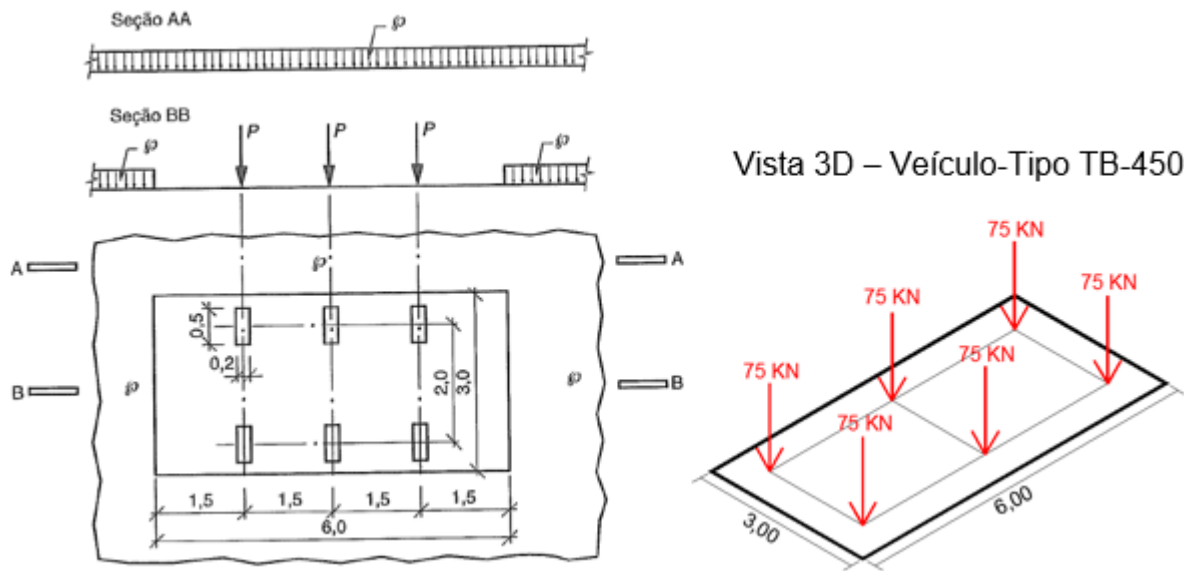


Figura 3.6 – Veículo-tipo TB-450. Fonte: Adaptado de NBR 7188 (2013).

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 V17 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 3.7). 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.

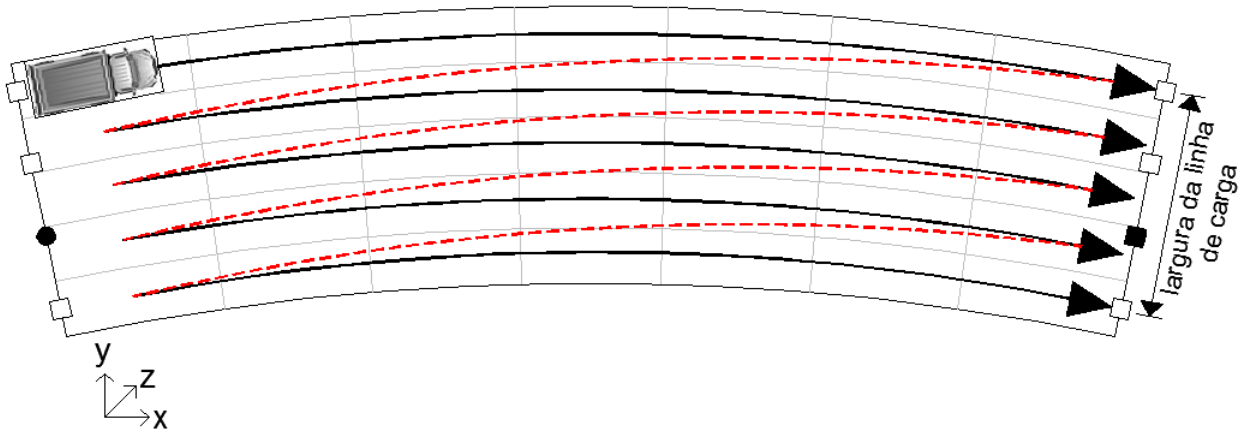


Figura 3.7 – Passagem do veículo-tipo no tabuleiro para o caso geral.

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 3.8, 3.9 e 3.10.

CASO DE CARGA 01

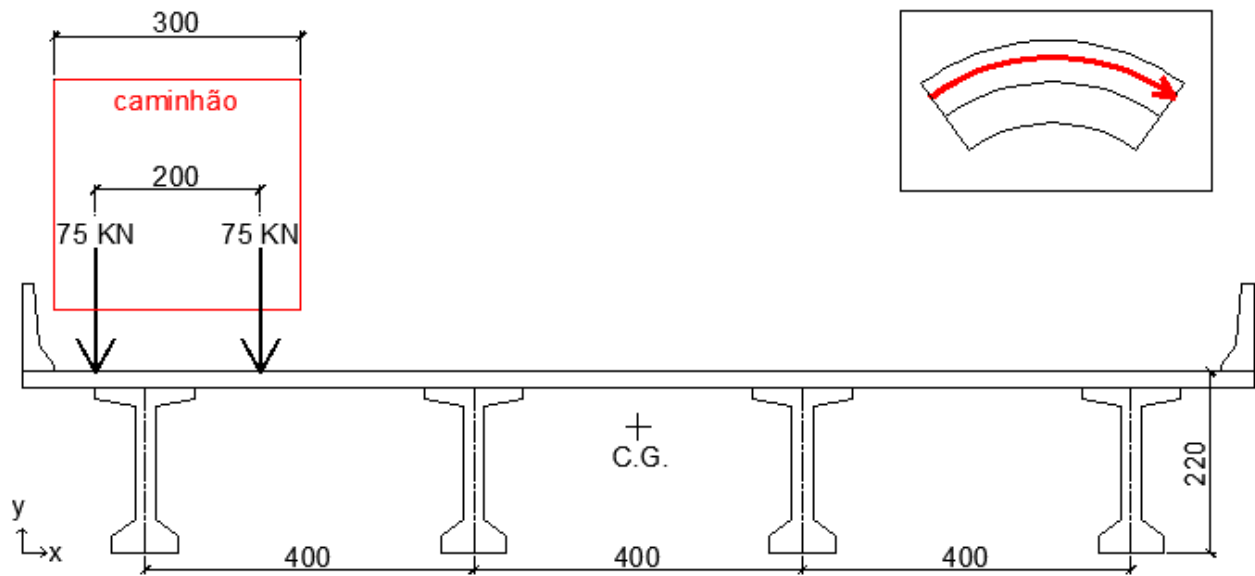


Figura 3.8 -Caso de carga 01 – veículo-tipo no lado externo da curva.

CASO DE CARGA 02

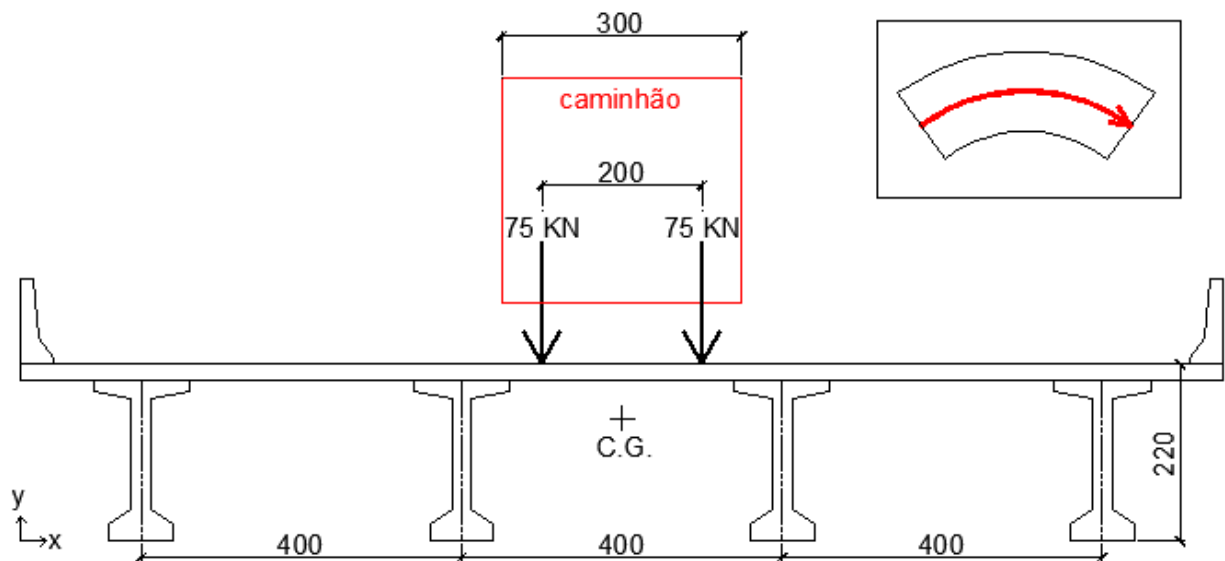


Figura 3.9 – Caso de carga 02 – veículo-tipo na linha central da curva.

CASO DE CARGA 03

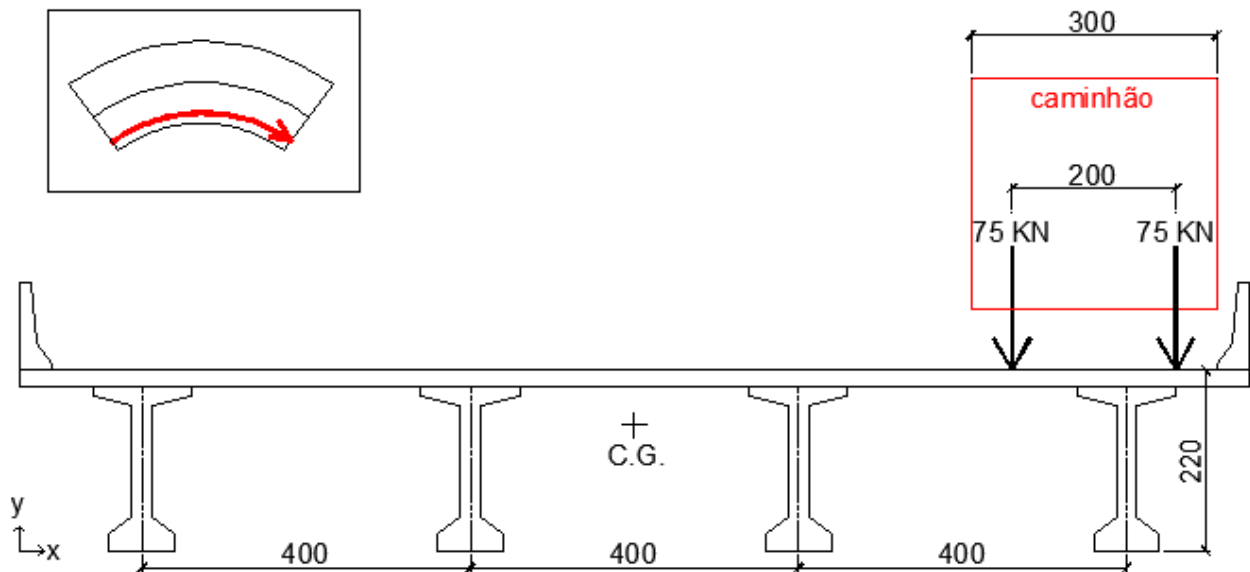


Figura 3.10 – Caso de carga 03 – veículo-tipo no lado interno da curva.

3.4. 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 V17 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 buscava-se analisar a distribuição de esforços transversal em pontes curvas através dos fatores de distribuição de momento fletor (FDMF) devido a carga móvel, optou-se por utilizar modelos tridimensionais via método dos elementos finitos, devido a sua precisão, grande difusão em programas 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 a carga móvel mais próximos daqueles medidos em ensaios de campo.

3.4.1. Elementos finitos empregados

O *software* comercial CsiBridge V17 possui uma biblioteca de elementos finitos pré-definida, composta pelos elementos mais utilizados na modelagem de pontes utilizando o método dos elementos finitos.

3.4.1.1. 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 V17 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 3.11. O eixo longitudinal de cada barra é definido automaticamente como o de número 1 e os demais, de acordo com os eixos de referência.

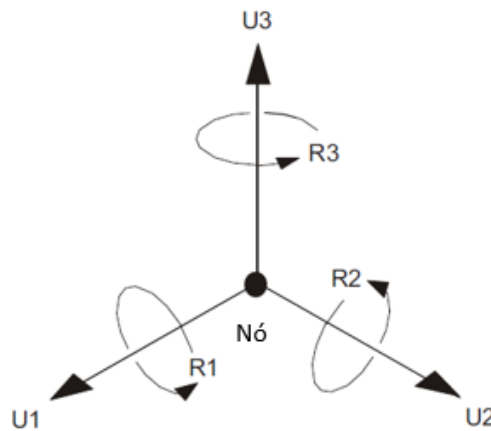


Figura 3.11 – Graus de Liberdade por nó de extremidade. Fonte: *CSi Reference Manual* (2015)

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 3.12, 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.

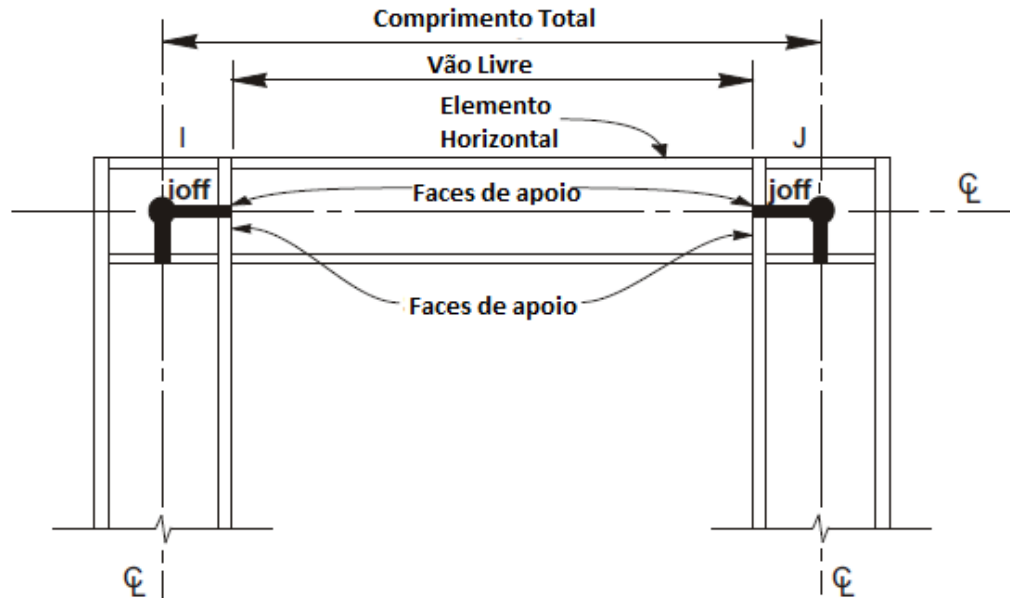


Figura 3.12 – Eixos centrais dos elementos de barra e características de posicionamento. Fonte: Adaptado de *CSI Reference Manual* (2015)

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 3.13, bem como as convenções de sinal para os esforços positivos.

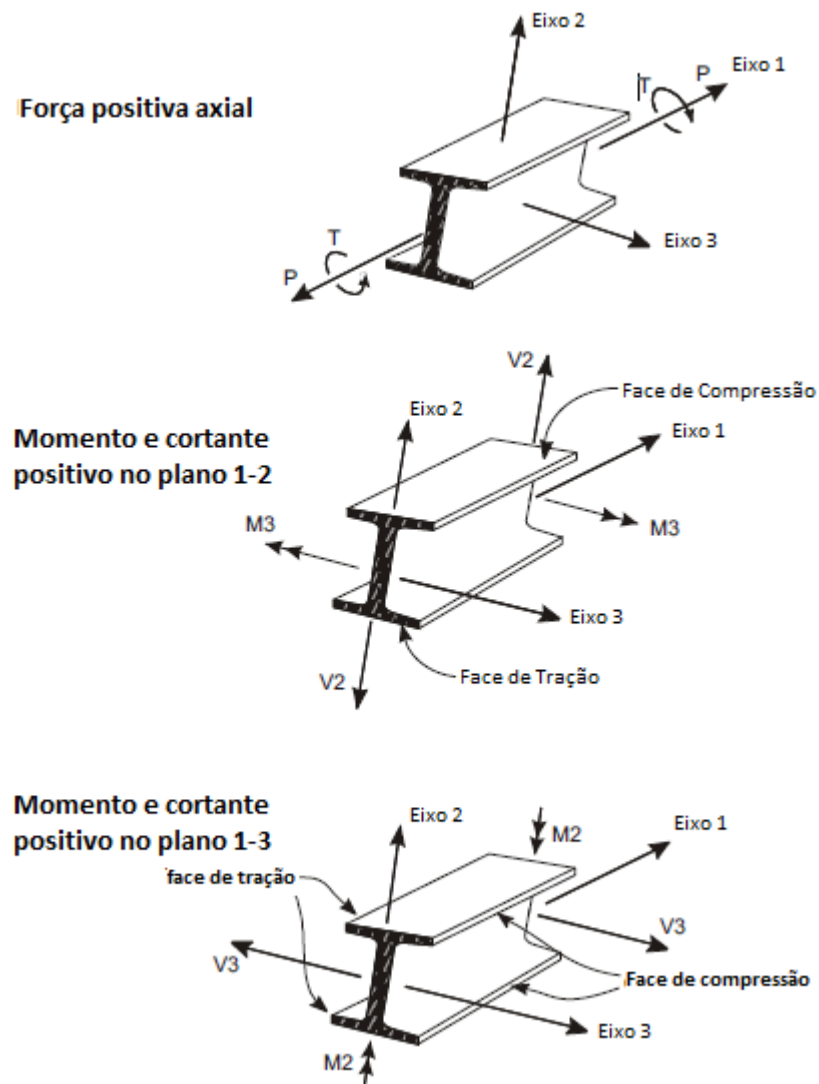


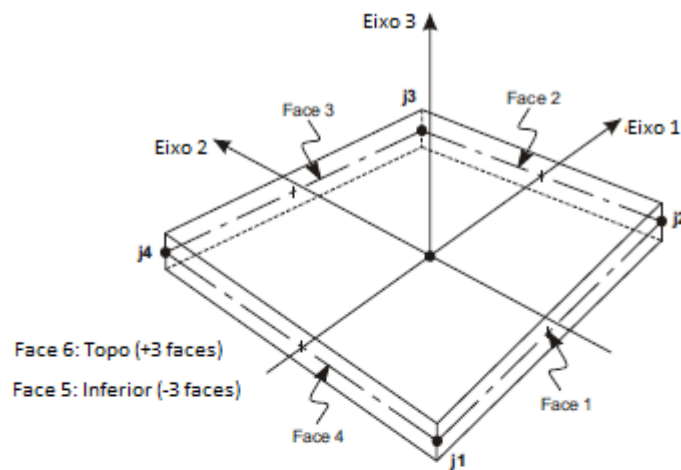
Figura 3.13 – Esforços internos nos elementos barra. Fonte: Adaptado de *CSI Reference Manual* (2015).

3.4.1.2. Casca (shell)

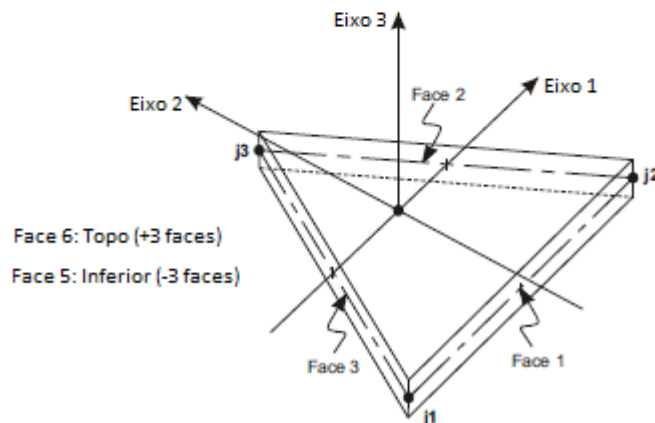
O elemento de casca (*shell*) é um objeto de área utilizado para modelar placas e membranas, em suma, é um elemento que se comporta no plano, devido a sua pequena espessura. Esse tipo de elemento será utilizado para modelar as lajes em todos os modelos e as longarinas moldadas no local.

O CsiBridge V17 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.



Elemento de casca quadrilátero de 4 nós



Elemento de casca triangular de 3 nós

Figura 3.14 – Tipos de elementos de casca na biblioteca do CsiBridge V17. 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 todas as tensões resultantes são forças e momentos por unidade de comprimento no plano da casca, presentes em cada ponto da superfície média do elemento. As convenções de sinal e posicionamento dos esforços internos e tensões são apresentadas na figura 3.15. 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.

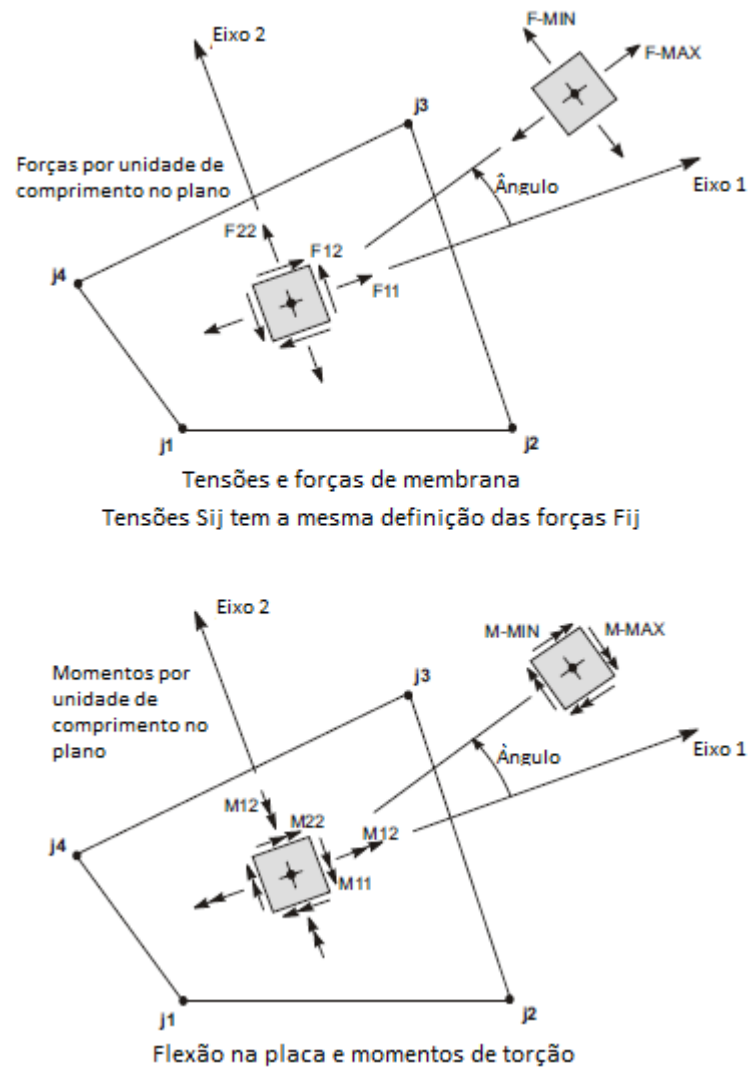


Figura 3.15 – Esforços internos e tensões nos elementos de casca. Fonte: *CSi Reference Manual* (2015).

3.4.2. Modelos

Em todos os modelos foi definido um comprimento máximo de elemento igual a 1,20 metros na direção longitudinal da ponte, mantendo a proporção entre dimensões (“*aspect ratio*”) do elemento de no máximo 2,5, visto que utilização de elementos menores demandou muito tempo em trabalho computacional para pouco ganho de precisão. Desse modo, a proporção do elemento ficou dentro dos limites sugeridos por Fu & Wang (2015) e Fatemi *et al.* (2016).

Além disso, foram utilizadas, em todos os modelos, transversinas de meio de vão para garantir a eficácia na distribuição de momento fletor e o equilíbrio global da estrutura, elas foram modeladas com elementos de casca de 4 nós. Para avaliar a influência das transversinas de apoio (TA) na distribuição de carga, foram construídos modelos com e sem TA para todos os casos de análise apresentados na Tabela 3-2.

3.4.2.1. Modelo com longarinas retas pré-moldadas (Seção 01)

Esse tipo de modelagem foi utilizado nos modelos PcLrPmSi-R150, PcLrPmSi-R300, PcLrPmSi-R100 e PrLrPmSi-Rinfinito. Em todos eles adotou-se elementos de casca com 4 nós para a laje e elementos de barra para representar as longarinas pré-moldadas.

A ligação entre a laje e as longarinas 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, assim, a barra que representa a longarina foi posicionada no eixo central da mesa. Já a ligação da longarina com os apoios foi realizada através de barras rígidas, com comprimento suficiente para transpor as transversinas de apoio e chegarem até os aparelhos de apoio. A figura 3.16 apresenta a discretização desse modelo de ponte e a figura 3.17 mostra a ponte modelada com essa seção no CSiBridge. Nos aparelhos de apoios foram introduzidas molas de rigidez elevada ($K = 10^{11}$ KN/m) nos graus de liberdade que deveriam ser restringidos.

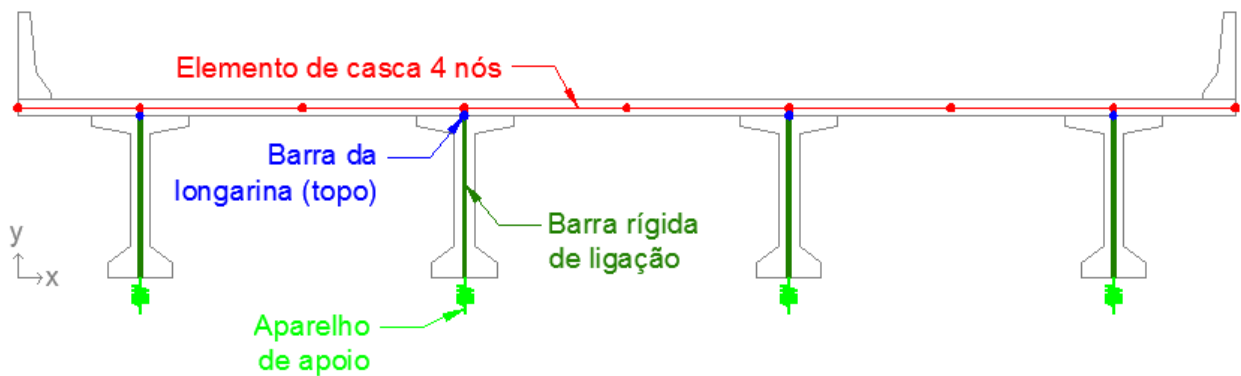


Figura 3.16 – Discretização do modelo de ponte que utiliza a seção 01.

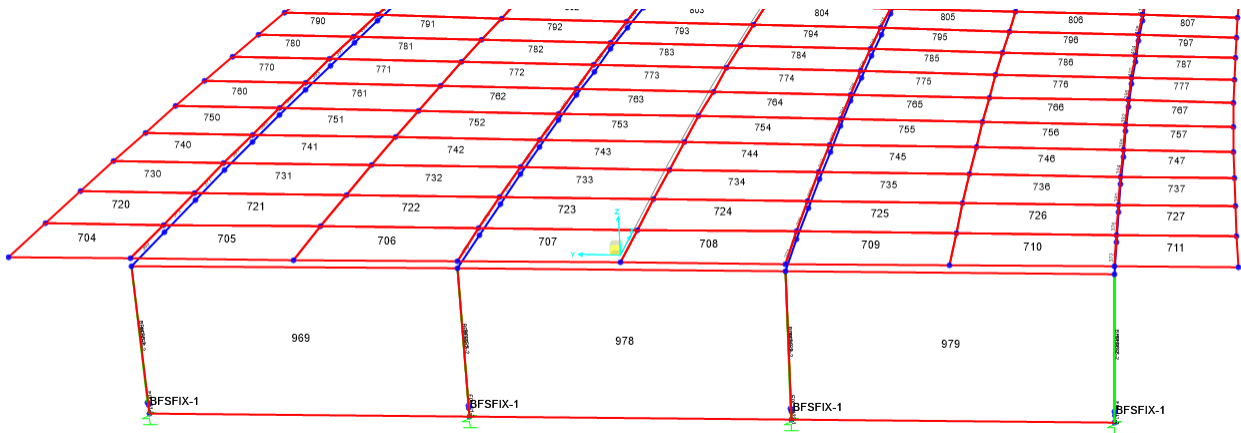


Figura 3.17 – Modelo PcLrPmSi-R150, que utiliza a seção 01, construído através do CSiBridge V17.

Nesses modelos com longarinas retas, optou-se por fixar a seção transversal ao longo da ponte, entretanto, devido a curvatura acentuada, foi necessário estender o tabuleiro na região interna da curva, para que a longarina fosse mantida reta e a ponte permanecesse biapoiada, sem nenhum apoio intermediário. É importante salientar que a introdução de um apoio intermediário para manter a largura do tabuleiro na região central reduziria o vão das longarinas pela metade, descaracterizando o processo comparativo do trabalho.

Um dos casos estudados pode ser visualizado na figura 3.18. Contudo, essa alteração geométrica não influencia nos resultados, visto que a análise está sendo feita com base nos fatores de distribuição de momento fletor nas longarinas devido a carga móvel, ou seja, não está sendo considerado o peso próprio, nem a parcela estática do TB-450. Além disso, o veículo passeia de forma idêntica em todos os modelos, ao longo da linha central e ao longo das extremidades indicadas na seção de ações.

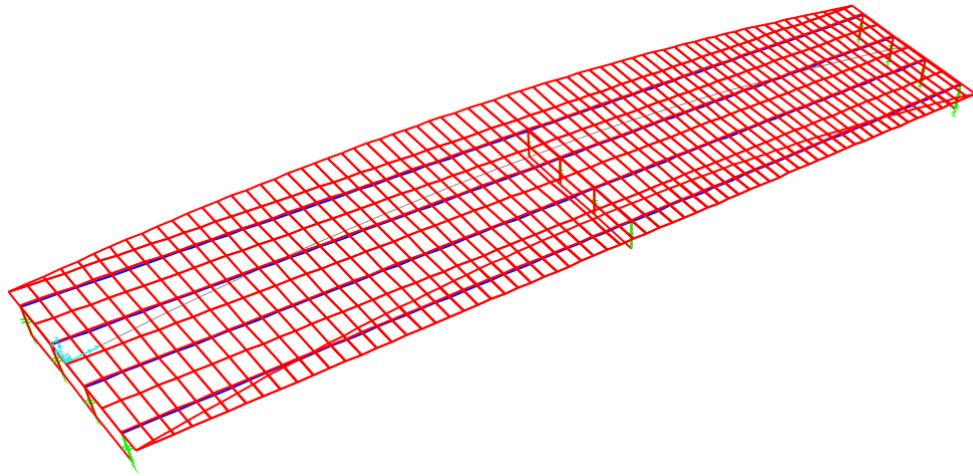


Figura 3.18 – Modelo PcLrPmSi-R150 com alargamento do tabuleiro do lado interno da curva.

3.4.2.2. Modelo com longarinas curvas pré-moldadas (Seção 01)

Os modelos PcLcPmSi-R150, PcLcPmSi-R300 e PcLcPmSi-R100 utilizam esse tipo de modelagem. Como foi utilizada a mesma seção transversal do item anterior, são utilizados os mesmos elementos finitos e a mesma discretização apresentada na figura 3.19. Entretanto, nesses modelos foram utilizadas longarinas curvas, representadas no programa através de trechos retos de, no máximo, 1,0 metro de comprimento, o que 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 todo o vão sem a necessidade de apoios intermediários (figura 3.19).

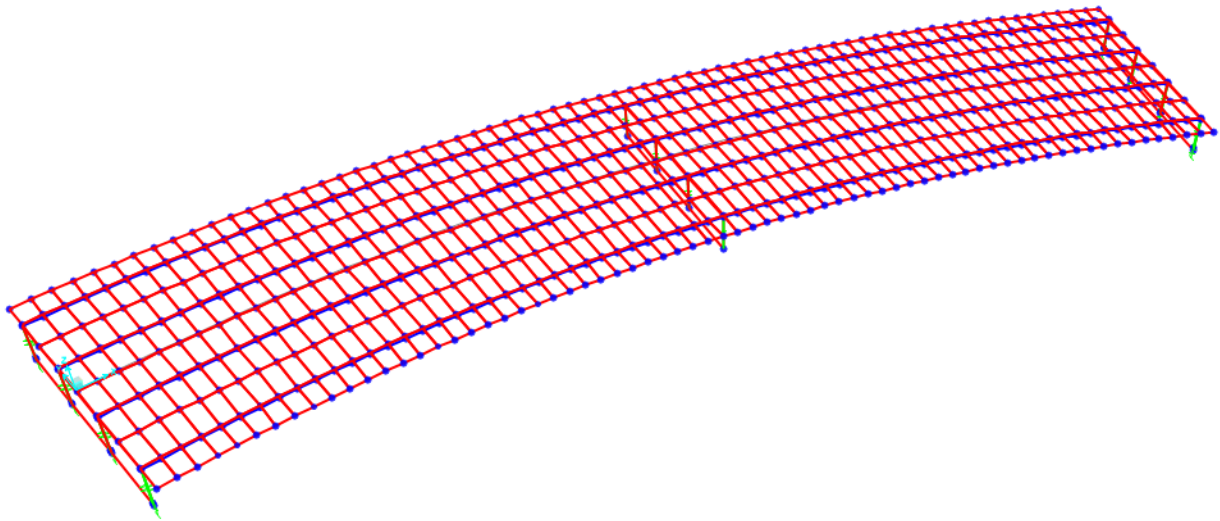


Figura 3.19 – PcLcPmSi-R100, longarinas pré-moldadas e curvas.

3.4.2.3. Modelo com longarinas curvas moldadas no local (Seção 02)

Os modelos PcLcMLSt-R150, PcLcMLSt-R300, PcLcMLSt-R100 e PrLrMLSt-Rinfinito foram construídos com esse tipo de modelagem, em que a laje foi modelada como elemento de casca plano de 4 nós assim como as longarinas.

Nesse modelo as longarinas estão diretamente ligadas a laje através dos elementos de casca. O software CsiBridge V17 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 da laje manteve a citada no início dessa seção e os elementos de casca das longarinas tiveram sua altura e seu comprimento fixados em no máximo 1,20 metros, o que forneceu um “*aspect ratio*” menor que 2,00 para todos os modelos desse tipo. Na figura 3.20 é possível visualizar tal discretização e na figura 3.21 observa-se a modelagem realizada no CsiBridge V17. 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.

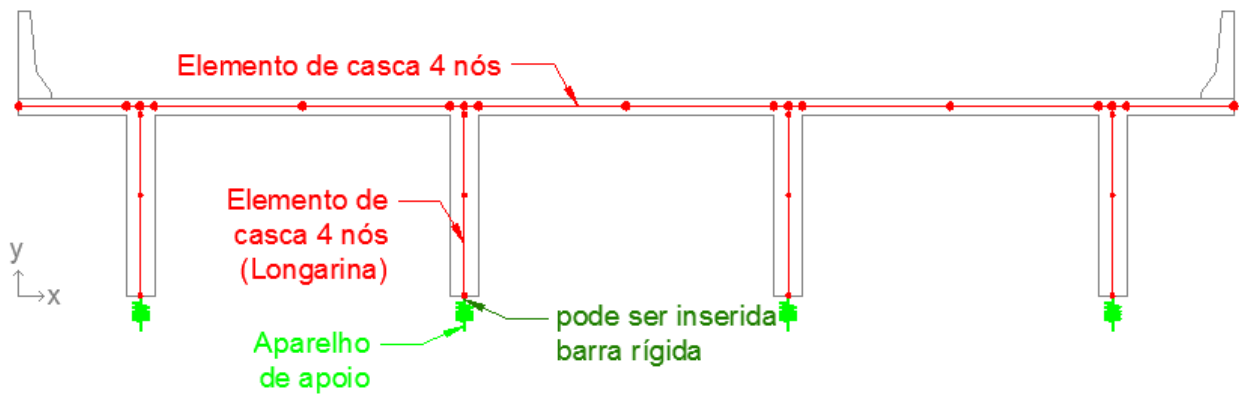


Figura 3.20 - Discretização do modelo de ponte que utiliza a seção 02.

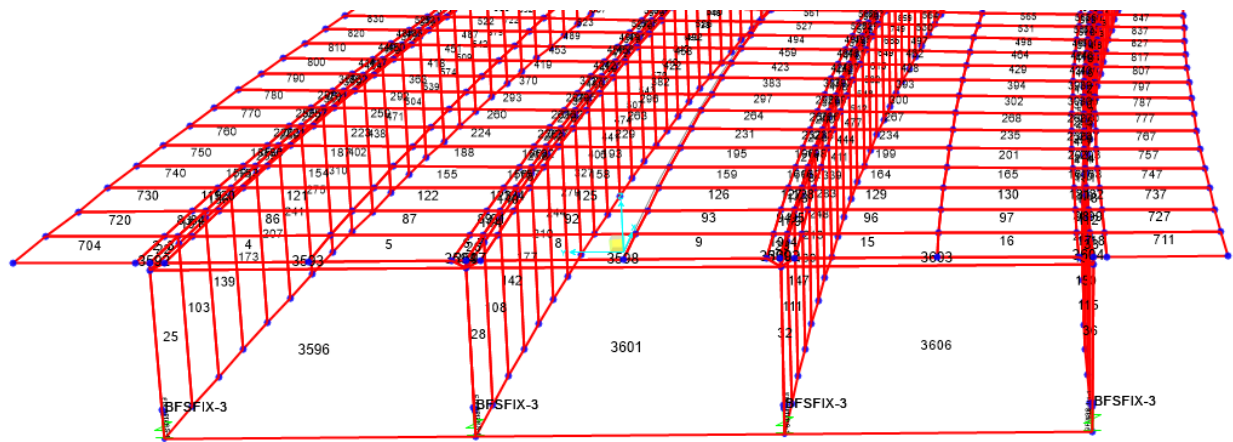


Figura 3.21 – Modelo PcLcMLSt-R150, que utiliza a seção 02, construído no CSiBridge V17.

Ademais, 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 a 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.

Longitudinalmente, o modelo foi construído mantendo a seção transversal seguindo a curvatura da ponte, sem a necessidade de extensão dos balanços, como mostra a figura 3.22.

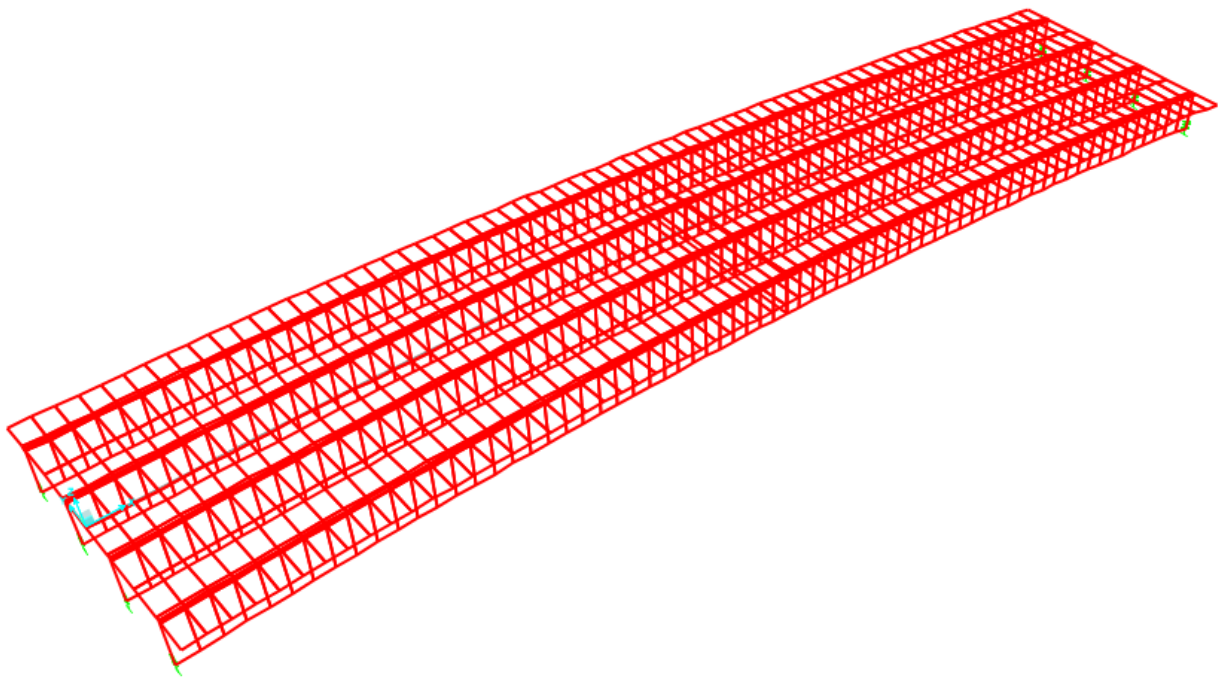


Figura 3.22 – Modelo PcLcMLSt-R300, longarinas curvas moldadas no local.

3.4.2.4. Modelo com seção celular moldada no local (Seção 03)

Esse tipo de modelagem foi utilizado nos modelos PcLcMLSc-R150, PcLcMLSc-R300, PcLcMLSc-R100 e PrLrMLSc-Rinfinito. Elas foram construídas de modo semelhante a anterior, com elementos de casca com 4 nós em toda seção celular.

Assim como no modelo que utiliza a seção 02, toda a seção celular se encontra ligada através de elementos de casca, que estão solidarizados com a laje. De forma análoga ao modelo anterior, o próprio CsiBridge V17 realiza a compatibilização entre os elementos finitos de casca para haja transmissão de deslocamentos e tensões através dos nós coincidentes entre os elementos. O comprimento máximo do elemento finito foi mantido em 1,20 metros, mas nesse caso, devido a não existência de longarinas intermediárias, os elementos foram mantidos com um “*aspect ratio*” mais quadrado, de aproximadamente 1,50. Tal discretização é mostrada na figura 3.23, juntamente com a modelagem realizada no programa CSiBridge V17 na figura 3.24.

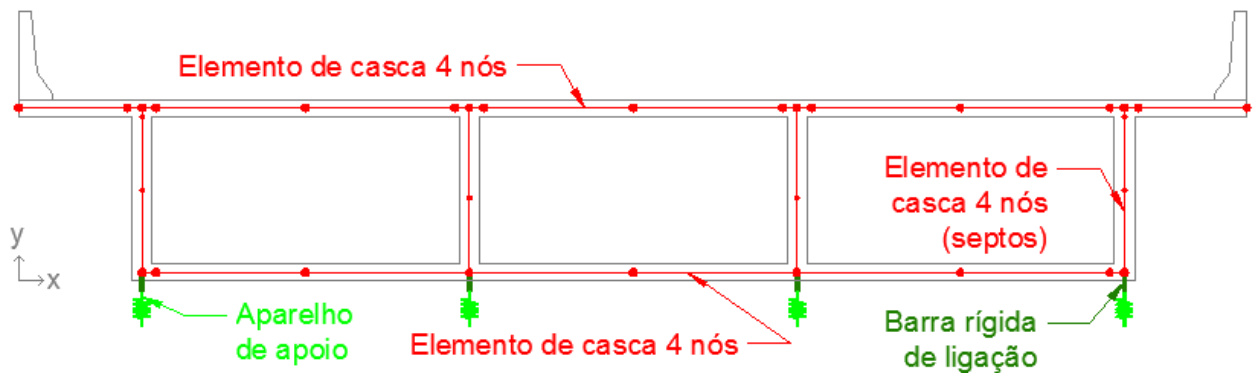


Figura 3.23 - Discretização do modelo de ponte que utiliza a seção 03.

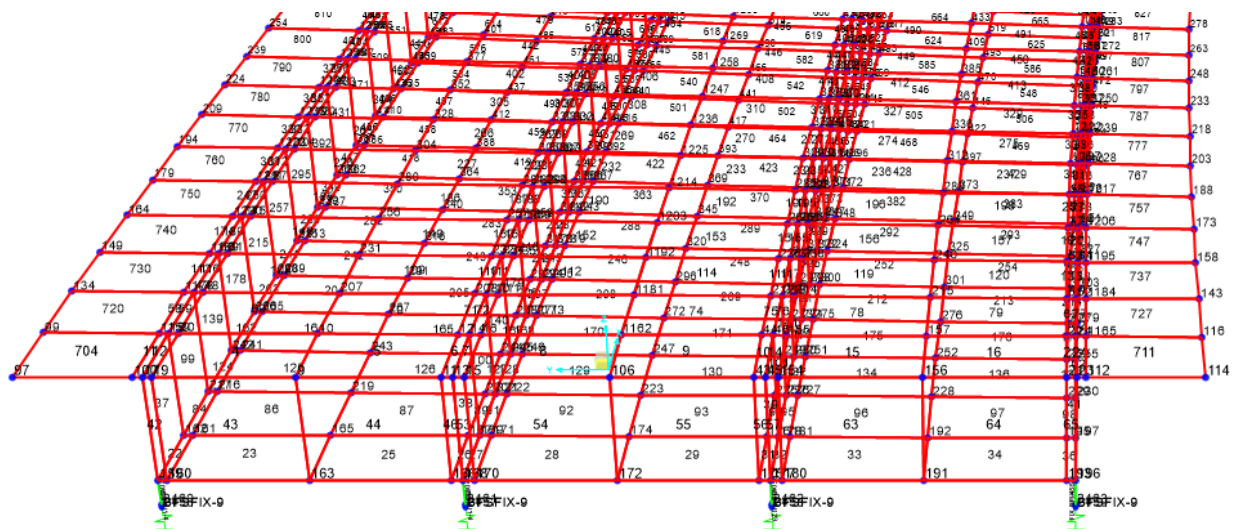


Figura 3.24 – Modelo PcLcMLSc-R150, que utiliza a seção 03, construído no CSiBridge V17.

Houve um refinamento da malha na região das almas da seção caixão devido ao aumento da precisão, como citado na seção anterior. É importante salientar que a ligação entre os aparelhos de apoio e a seção celular é feita através de barras rígidas, seja com transversinas de apoio ou não. Na figura 3.25 é possível visualizar o modelo completo da ponte e a distribuição longitudinal dos elementos finitos.

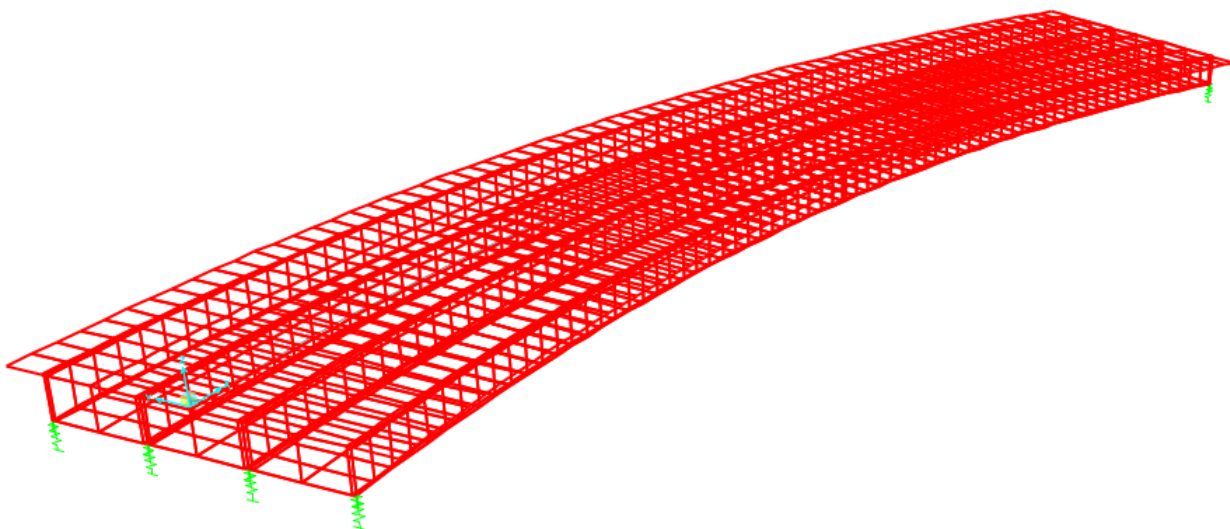


Figura 3.25 – Modelo PcLcMLSc-R150, ponte em seção celular moldada no local.

3.4.2.5. Modelos com geometria longitudinal reta

Conforme indicado no item 3.3, foi construído um modelo de ponte reta para cada tipo de seção transversal. Desse modo, a discretização e os elementos finitos utilizados são exatamente os mesmos correspondentes a cada uma das seções transversais apresentadas anteriormente. Contudo, como as pontes são retas, os elementos finitos conservaram o formato retangular seguindo o traçado retilíneo da ponte, como é possível visualizar na figura 3.26.

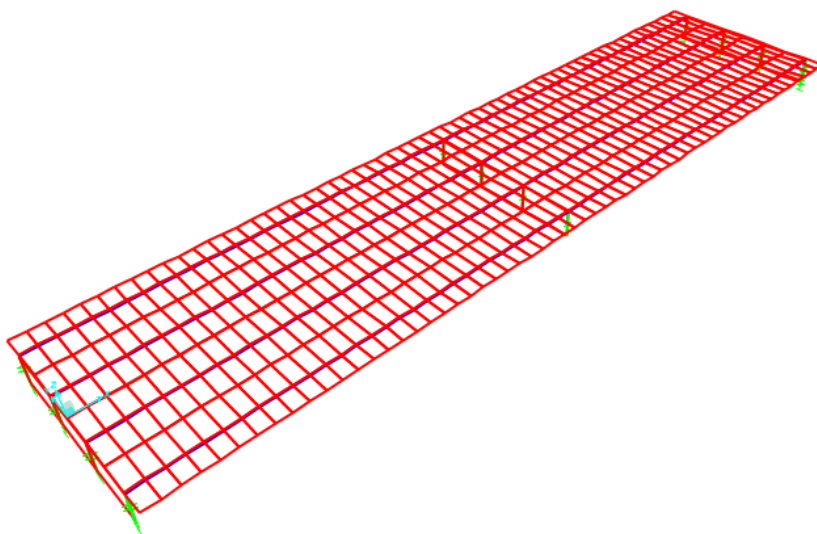


Figura 3.26 – Modelo PrLrPmSi-Rinfinito, ponte reta em longarinas pré-moldadas.

3.5. Cálculo dos fatores de distribuição de momento fletor

Para averiguar como ocorre a distribuição de carga móvel em tabuleiros de pontes curvas foram utilizados os fatores de distribuição de momento fletor, determinados através da relação entre os resultados de momento fletor no meio do vão (seção longitudinal crítica) para cada longarina, obtidos através dos modelos 3D apresentados no item 3.5 e os resultados de momento fletor para toda a ponte, obtidos através de uma modelagem da ponte como uma viga, na mesma seção crítica, submetido às mesmas cargas móveis. Em suma, os fatores de distribuição de momento fletor foram calculados como:

$$FDMF = \frac{M^{MEF,3D}_{longarina}}{M^{1D}_{total}} \quad (3.1)$$

3.5.1. Distribuição de carga segundo o CSiBridge V17

O software comercial CsiBridge V17 fornece ao usuário 4 métodos de distribuição de carga móvel para longarinas ou septos de seção caixão, de acordo com o CsiBridge V17 Superstructure Design (2015):

- Método 1: Os fatores de distribuição podem ser especificados diretamente pelo usuário.
- Método 2: O CsiBridge V17 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 V17 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 a carga móvel encontrados através dos modelos analíticos simplificados de cálculo e dos modelos construídos através do software CsiBridge V17, utilizando o Método dos Elementos Finitos. Como o objetivo da pesquisa é analisar a distribuição de esforços devido a carga móvel para as longarinas, não foi adotada nenhuma combinação de carga última para efeito de dimensionamento dos elementos estruturais, bem como não foram aplicadas cargas permanentes na estrutura. Além disso, os dados percentuais foram captados de duas formas: através da diferença percentual global, que representa a subtração entre os percentuais de momento fletor encontrados em cada longarina em relação ao momento fletor total da seção; e da diferença percentual local, que foi definida como a mesma subtração só que em relação ao momento fletor na própria longarina.

4.1. Efeito das transversinas de apoio na distribuição de carga móvel

As transversinas de apoio tem um papel muito importante na distribuição transversal de esforços de pontes em geral, principalmente nas pontes curvas, onde a introdução de transversinas é necessária para que o equilíbrio global seja mantido. Portanto, decidiu-se avaliar qual a influência da sua utilização na distribuição de momento fletor para as pontes dos grupos 01 ao 03.

Os fatores de distribuição de momento fletor devido a carga móvel foram calculados em todos os modelos de estudo dos grupos supracitados, em situações com e sem transversina de apoio, submetidos a todos os casos de carga. Nas figuras 4.1 a 4.4 são apresentados os gráficos para os modelos com raio de curvatura igual a 100 metros (Grupo 03), submetidas ao caso de carga 01. Os demais resultados podem ser encontrados no Anexo A. Após os gráficos são visualizadas as tabelas com as diferenças percentuais globais e locais referentes a cada um deles.

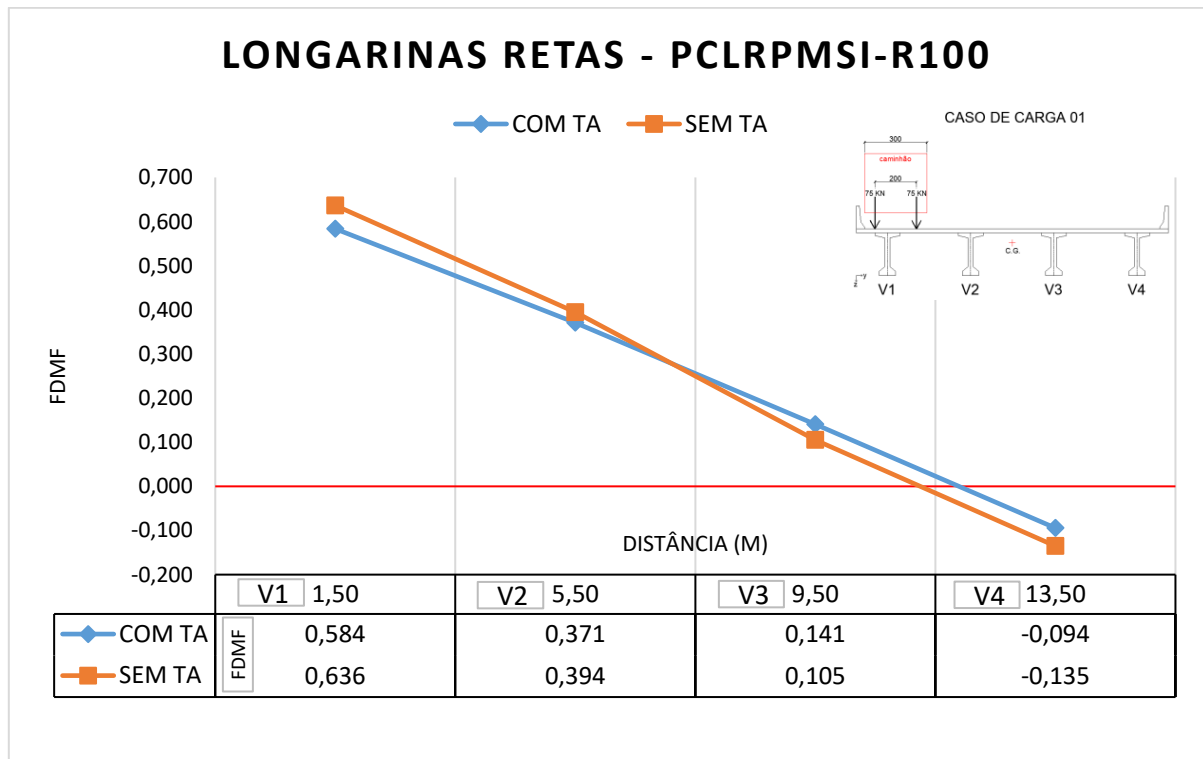


Figura 4.1 – Comparação entre modelos com e sem transversinas de apoio, para o caso de carga 01 e raio de curvatura de 100 metros, modelo 09.

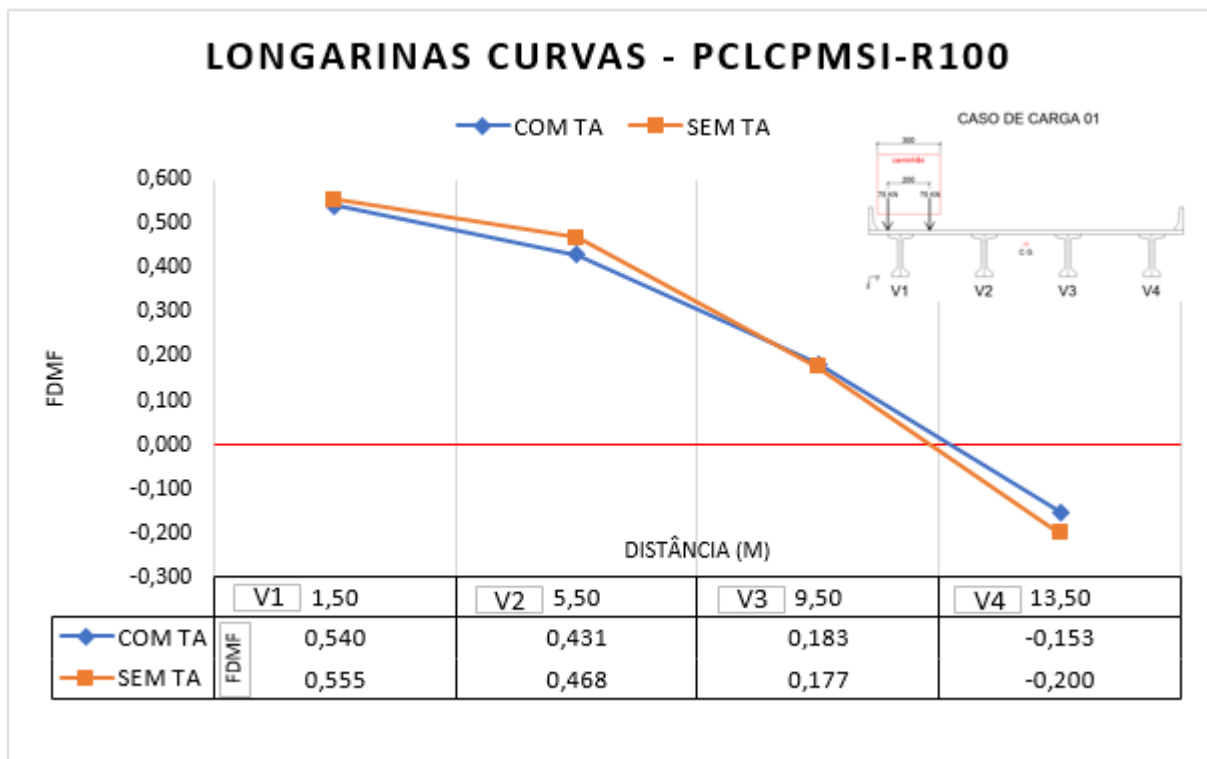


Figura 4.2 - Comparação entre modelos com e sem transversinas de apoio, para o caso de carga 01 e raio de curvatura de 100 metros, modelo 10.

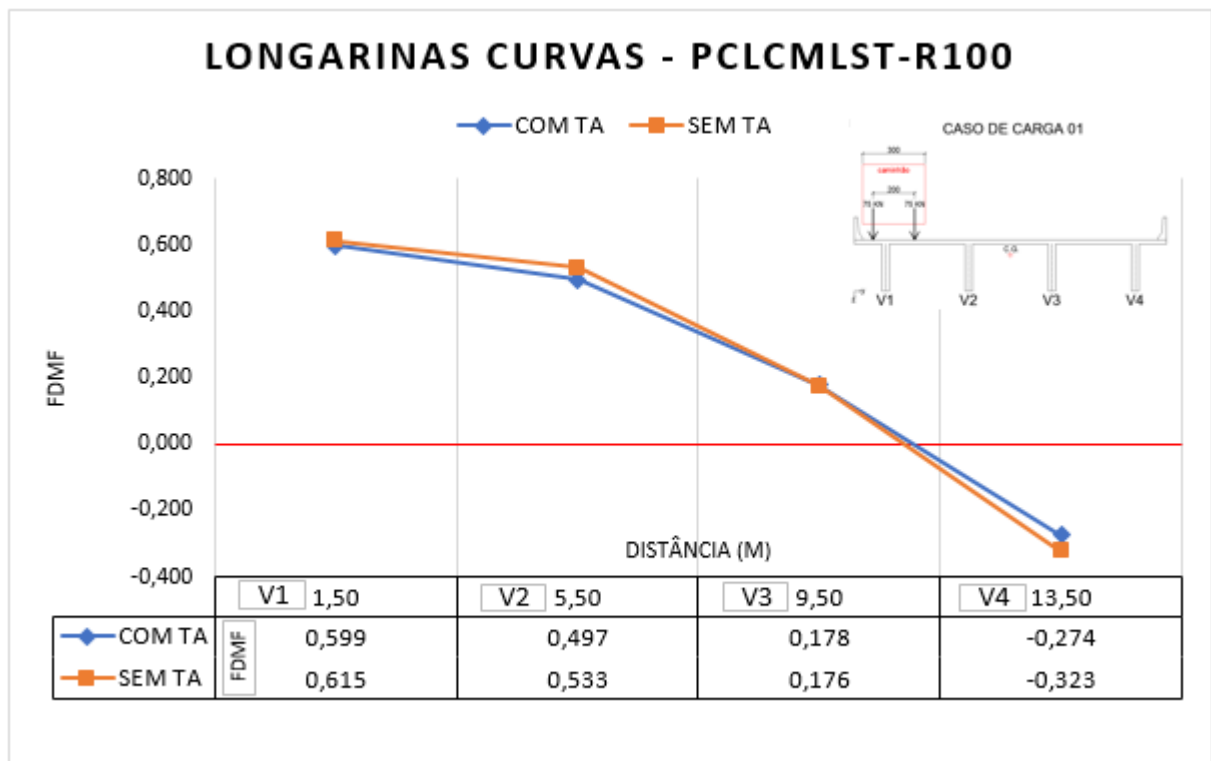


Figura 4.3 - Comparação entre modelos com e sem transversinas de apoio, para o caso de carga 01 e raio de curvatura de 100 metros, modelo 11.

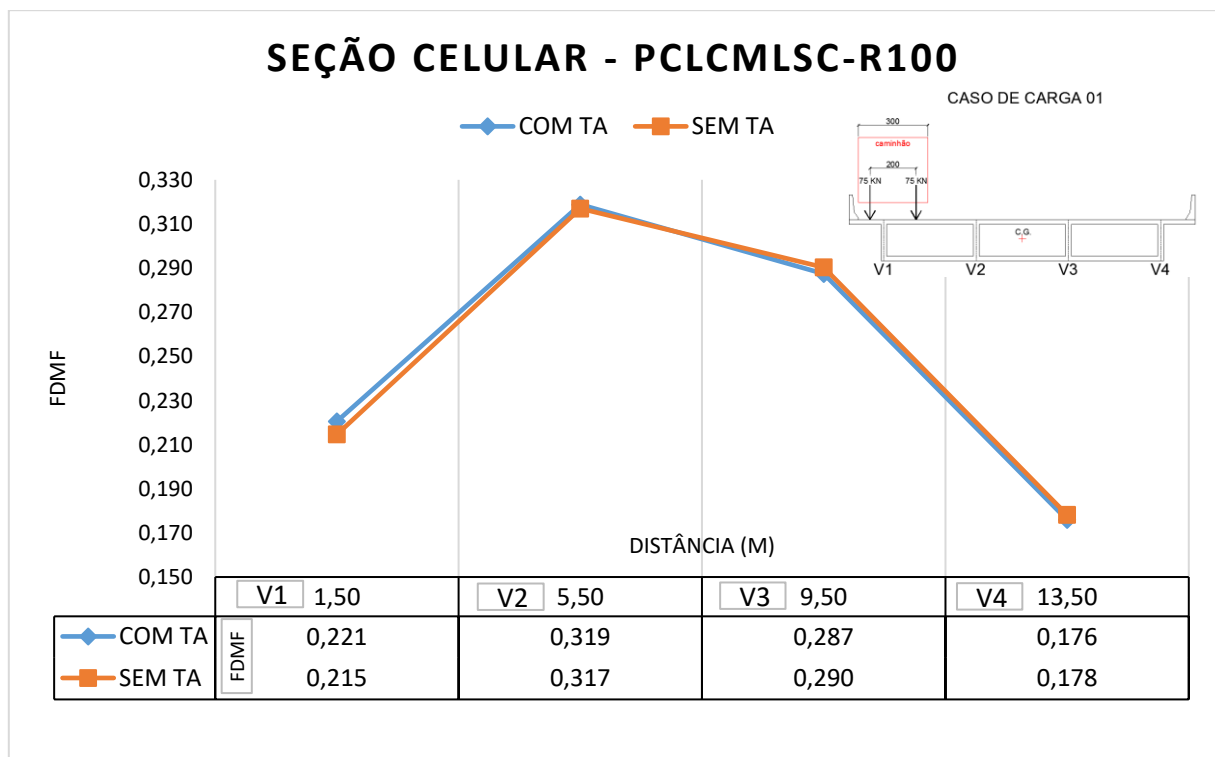


Figura 4.4 - Comparação entre modelos com e sem transversinas de apoio, para o caso de carga 01 e raio de curvatura de 100 metros, modelo 12.

Diferenças percentuais GLOBAIS em relação ao modelo sem transversina de apoio				
CC 01	GRUPO 03			
	PcLrPmSi-R100	PcLcMLSt-R100	PcLcPmSi-R100	PcLcMLSc-R100
V1	-5,284%	-1,535%	-1,579%	2,693%
V2	-2,369%	-3,777%	-3,601%	0,572%
V3	3,554%	0,605%	0,297%	-1,022%
V4	4,087%	4,707%	4,882%	-1,260%

Tabela 4-1- Diferenças percentuais globais, transversinas de apoio

Diferenças percentuais LOCAIS em relação ao modelo sem transversina de apoio				
CC 01	GRUPO 03			
	PcLrPmSi-R100	PcLcMLSt-R100	PcLcPmSi-R100	PcLcMLSc-R100
V1	-8,302%	-2,569%	-2,765%	2,768%
V2	-6,005%	-6,756%	-8,064%	0,576%
V3	33,828%	1,692%	3,416%	-1,012%
V4	30,212%	15,109%	23,479%	-1,245%

Tabela 4-2 – Diferenças percentuais locais, transversinas de apoio

Com a adição de transversinas de apoio, constatou-se uma diferença percentual global máxima nos FDMF de 3,76% para os modelos do grupo 01, de 2,78% para os do grupo 02, e de 5,28% para os do grupo 03, quando comparados aos respectivos modelos sem transversina de apoio, como é possível visualizar nas figuras 4.1 a 4.4 e através dos gráficos constantes no anexo A. Avaliando a diferença percentual local em relação aos FDMF dos modelos sem transversinas de apoio, observa-se que as maiores diferenças não correspondem necessariamente as mesmas longarinas e/ou septos obtidas nas diferenças globais. Assim, analisando todos os modelos, foram constatadas variações significativas locais, atingindo aumentos de 33,83% para os modelos do grupo 03 e um aumento máximo de 61,74% considerando os demais grupos e casos de carga. Esses valores são muito importantes para efeito de dimensionamento das longarinas, visto que mostram a variação de momento fletor local, ou seja, para determinadas longarinas, após a inserção de transversinas de apoio, houve redução no momento fletor do meio do vão e para outras, aumentos de desse esforço interno. Isso levará à necessidade de um novo dimensionamento de cada peça, com provável alteração na taxa de armadura longitudinal e transversal, por exemplo.

Os resultados mostraram em todas as situações estudadas que mesmo com a variação da curvatura e com a mudança dos casos de carga, a adição de transversinas de apoio tornou a distribuição de momento fletor mais igualitária entre as longarinas, ou seja, de forma geral, houve uma redistribuição de momento fletor com o uso das transversinas de apoio, visto que parte do esforço das longarinas mais solicitadas migrou para as menos solicitadas.

Vale salientar que nas pontes curvas com longarinas retas ficou constatado que a influência das transversinas de apoio foi maior, pois houve uma maior redução de momento fletor nas longarinas mais solicitadas e, conseqüentemente, maiores aumentos de momento fletor nas menos solicitadas, já que as maiores diferenças percentuais foram identificadas nesses modelos. Ademais, é importante destacar que todas as diferenças máximas ocorreram para a longarina V1 nos modelos de pontes curvas com longarinas retas e para o caso de carga 01 (ver anexo A). Em complemento, verificou-se que nas pontes do grupo 03 (menor raio de curvatura) houve uma maior migração de momento fletor do que nas pontes dos grupos 01 e 02, para os casos de carga 01, 02 e geral.

Por fim, observou-se que nos modelos de seção celular de todos os grupos houve pouca influência na utilização de transversinas de apoio. Isso ocorreu provavelmente devido à alta rigidez torsional desse tipo de seção, que fez com que o próprio conjunto (laje + longarinas) resistisse à torção global da ponte e redistribuísse os esforços internos sem a necessidade de transversinas de apoio para essa finalidade. Contudo, ainda assim, ressalta-se que, como regra geral, na seção celular, deve ser prevista uma transversina em cada apoio a fim de garantir um maior enrijecimento para manutenção da forma da seção transversal e favorecer a transmissão dos esforços aplicados às lajes como decorrência da ação do vento, torção e variação de temperatura.

4.2. Efeito da curvatura na distribuição de carga móvel

De acordo com a revisão bibliográfica, a curvatura é considerada o fator que mais influencia na distribuição de momentos fletores nas pontes curvas. Assim, nessa pesquisa, desejou-se observar qual a variação de momento fletor com o aumento do raio de curvatura da ponte. Por isso foi realizado um estudo paramétrico em que o raio variou de 100 a 300 metros e os demais parâmetros foram mantidos fixos. Ademais, nessa

análise foram introduzidos resultados de distribuição de momento fletor em pontes retas (Grupo 04), visando constatar o que foi estudado na revisão.

Assim como nas outras análises, foi utilizado o conceito de fatores de distribuição de momento fletor (FDMF) devido a carga móvel para comparação dos resultados. Foram estudados modelos com e sem transversinas de apoio, de todos os grupos, fixando a geometria transversal e longitudinal das pontes para efetuar análises paramétricas isoladas. Nas figuras 4.5 a 4.8 são apresentados os gráficos relativos ao caso de carga 03, que apresentou a maior variação de distribuição de todos os casos estudados, os demais resultados encontram-se no Anexo B. Após os gráficos são visualizadas as tabelas com as diferenças percentuais globais e locais referentes a cada um deles.

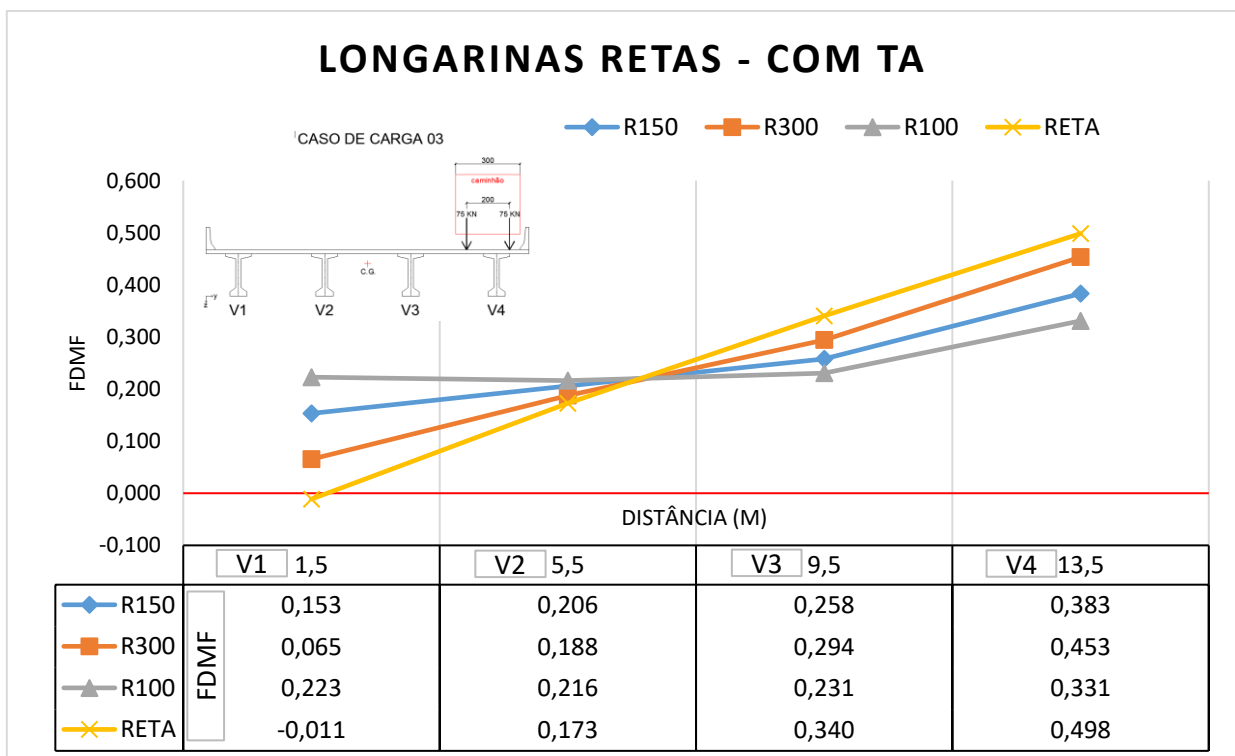


Figura 4.5 – Variação do FDMF com a curvatura entre modelos de longarinas retas pré-moldadas, caso de carga 03, com transversina de apoio.

Diferenças percentuais GLOBAIS em relação ao modelo de ponte reta			
CC03	Longarinas retas		
	R100	R150	R300
V1	23,391%	16,445%	7,657%
V2	4,354%	3,331%	1,496%
V3	-10,978%	-8,247%	-4,627%
V4	-16,755%	-11,523%	-4,513%

Tabela 4-3 – Diferenças percentuais globais, curvatura, longarinas retas

Diferenças percentuais LOCAIS em relação ao modelo de ponte reta			
CC03	Longarinas retas		
	R100	R150	R300
V1	2023,86%	1427,063%	671,091%
V2	21,76%	16,291%	6,922%
V3	-34,13%	-26,145%	-14,985%
V4	-35,46%	-25,064%	-10,517%

Tabela 4-4 – Diferenças percentuais locais, curvatura, longarinas retas

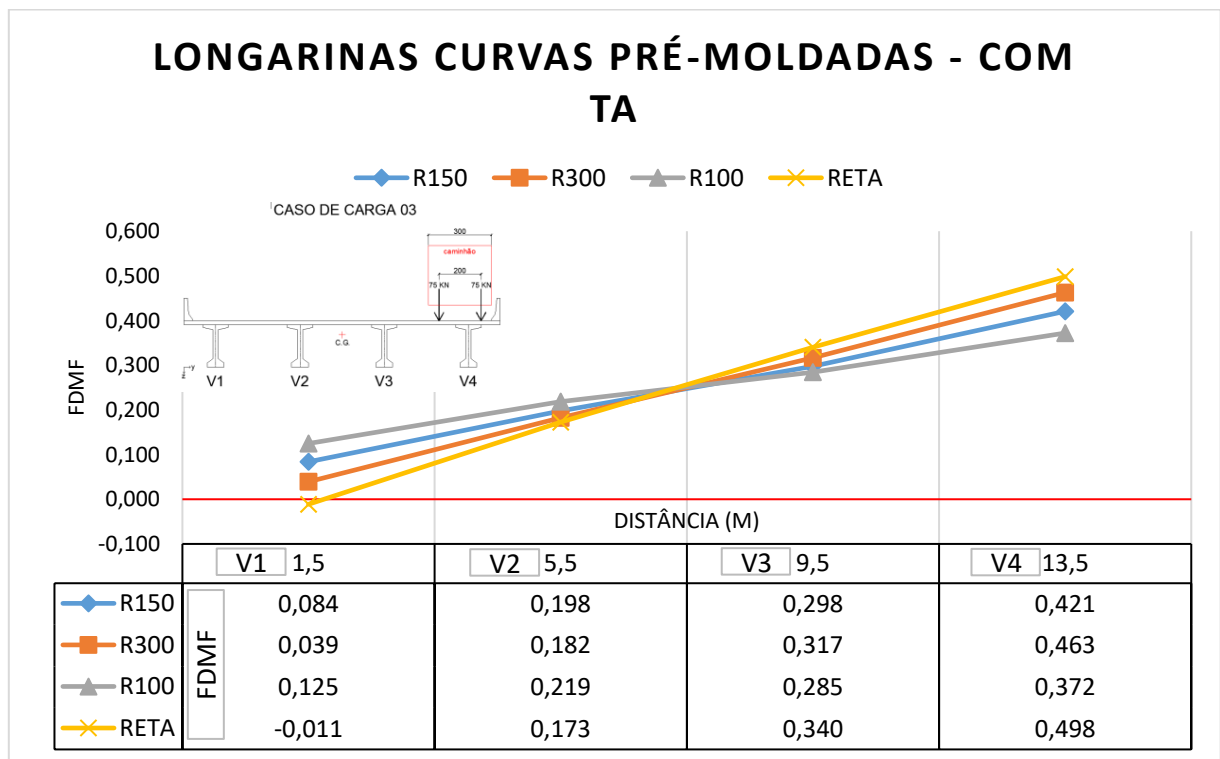


Figura 4.6 - Variação do FDMF com a curvatura entre modelos de longarinas curvas pré-moldadas, caso de carga 03, com transversinas de apoio.

Diferenças percentuais GLOBAIS em relação ao modelo de ponte reta			
CC03	Longarinas curvas pré-moldadas		
	R100	R150	R300
V1	13,61%	9,514%	5,043%
V2	4,61%	2,522%	0,976%
V3	-5,58%	-4,261%	-2,382%
V4	-12,63%	-7,765%	-3,560%

Tabela 4-5 – Diferenças percentuais globais, curvatura, curvas pré-moldadas

Diferenças percentuais LOCAIS em relação ao modelo de ponte reta			
CC03	Longarinas curvas pré-moldadas		
	R100	R150	R300
V1	1178,44%	826,626%	442,539%
V2	23,20%	11,721%	3,957%
V3	-18,72%	-14,729%	-8,495%
V4	-27,41%	-17,715%	-8,635%

Tabela 4-6 – Diferenças percentuais locais, curvatura, curvas pré-moldadas

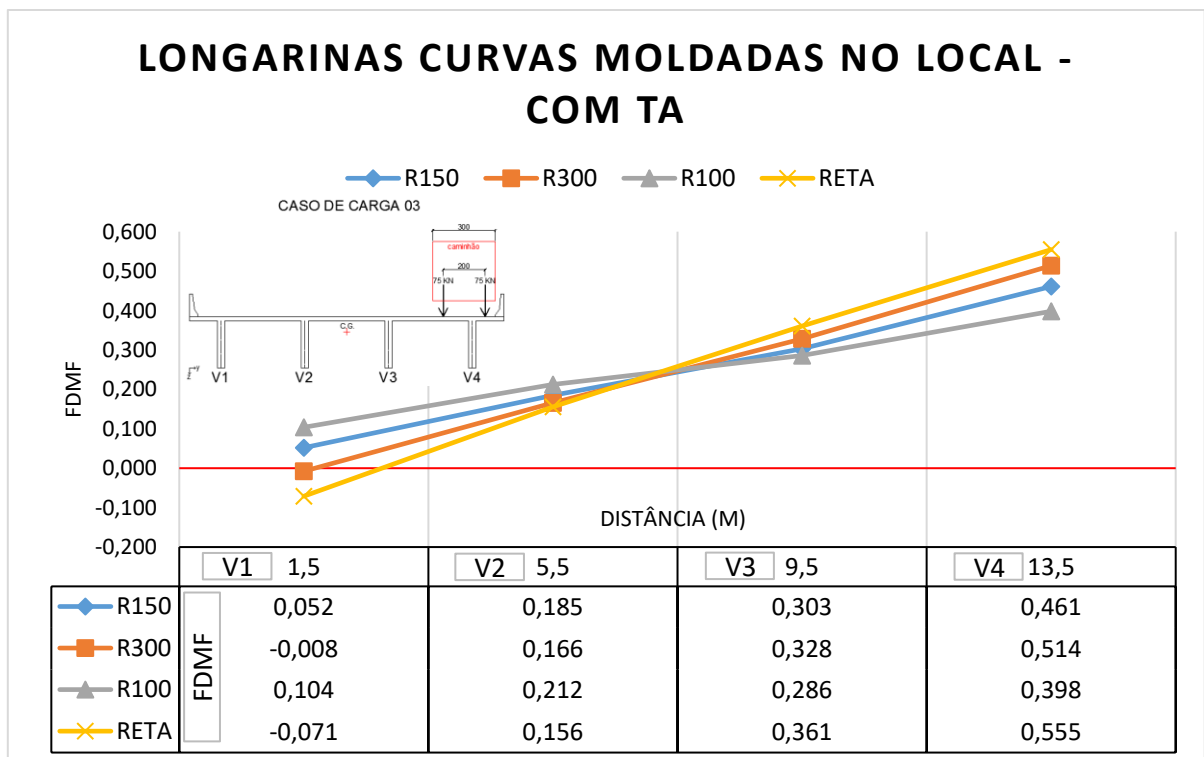


Figura 4.7– Variação do FDMF com a curvatura entre modelos de longarinas curvas moldadas no local, caso de carga 03, com transversinas de apoio.

Diferenças percentuais GLOBAIS em relação ao modelo de ponte reta			
CC03	Longarinas curvas moldadas no local		
	R100	R150	R300
V1	17,48%	12,298%	6,335%
V2	5,66%	2,894%	0,995%
V3	-7,49%	-5,794%	-3,245%
V4	-15,65%	-9,358%	-4,077%

Tabela 4-7 – Diferenças percentuais globais, curvatura, longarinas moldadas no local

Diferenças percentuais LOCAIS em relação ao modelo de ponte reta			
CC03	Longarinas curvas moldadas no local		
	R100	R150	R300
V1	242,12%	171,337%	89,379%
V2	32,56%	15,583%	4,680%
V3	-22,95%	-18,184%	-10,459%
V4	-30,21%	-18,973%	-8,841%

Tabela 4-8 – Diferenças percentuais locais, curvatura, longarinas moldadas no local

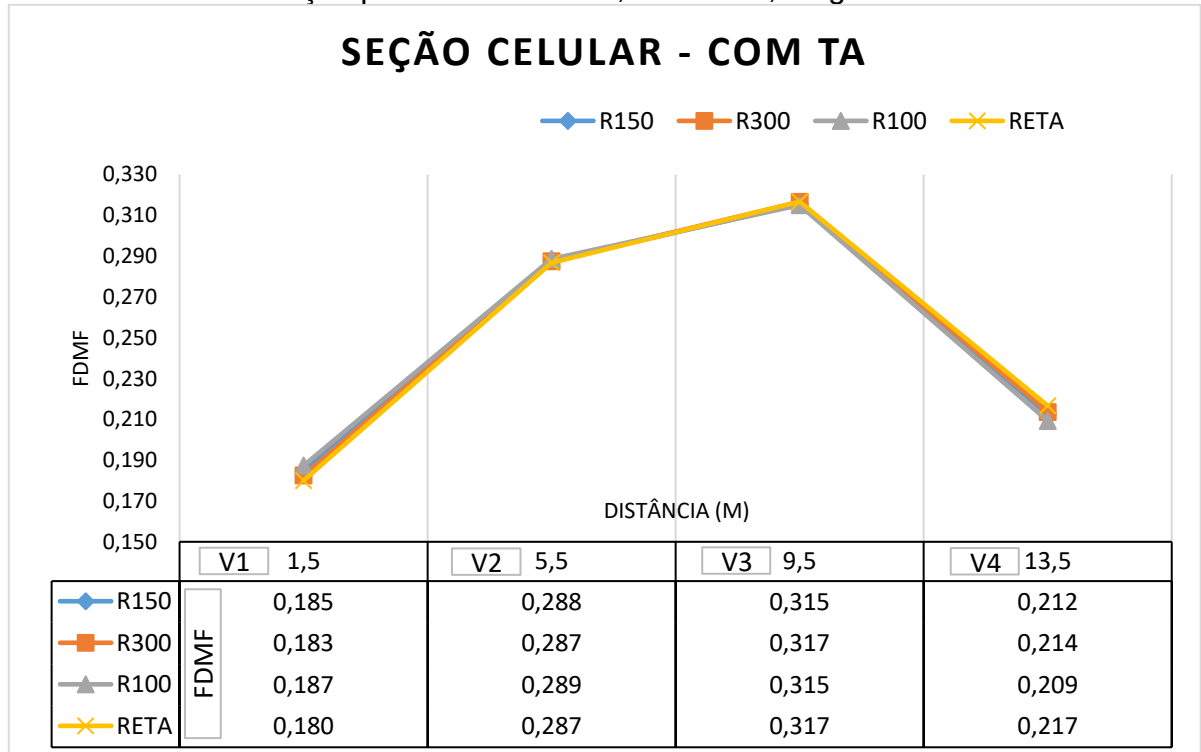


Figura 4.8– Variação do FDMF com a curvatura entre modelos de seção celular moldadas no local, caso de carga 03, com transversinas de apoio.

Diferenças percentuais GLOBAIS em relação ao modelo de ponte reta			
CC03	seção celular		
	R100	R150	R300
V1	0,73%	0,470%	0,254%
V2	0,19%	0,089%	0,069%
V3	-0,17%	-0,126%	-0,013%
V4	-0,74%	-0,426%	-0,310%

Tabela 4-9 – Diferenças percentuais globais, curvatura, seção celular

Diferenças percentuais LOCAIS em relação ao modelo de ponte reta			
CC03	seção celular		
	R100	R150	R300
V1	1,19%	0,021%	-0,208%
V2	-2,13%	-2,224%	-1,359%
V3	-3,30%	-2,913%	-1,636%
V4	-6,09%	-4,442%	-3,002%

Tabela 4-10 – Diferenças percentuais locais, curvatura, seção celular

Constatou-se primeiramente que os FDMF aumentaram, em valor absoluto, com o aumento da curvatura (consequentemente com a redução do raio) para as longarinas V1, em todos os casos estudados. Há uma espécie de crescimento gradual dos FDMF partindo do modelo de ponte reta até o modelo com raio igual a 100 metros. Ao analisar todos os casos de carga e tipos de seção transversal separados, observou-se que a maior diferença percentual total de FDMF ocorreu entre os modelos de pontes curvas com longarinas retas (M01, M05 e M09) e os modelos de pontes retas (MR01, MR02 e MR03), atingindo uma diferença percentual global de 23,39% para a longarina V1 submetida ao caso de carga 03, que correspondeu a uma diferença percentual local de 2023,84%. Isso mostra que as longarinas de uma ponte curva não podem ser dimensionadas utilizando uma análise estrutural de ponte reta. Portanto, nos modelos de ponte curva onde foram utilizadas longarinas retas houve um aumento mais significativo com a curvatura do que nos modelos com longarinas curvas.

Em vista disso, foi possível constatar também que a aplicação de formato curvo à ponte leva a um acréscimo significativo de momento fletor na longarina posicionada no

lado externo da curva (V1), quando comparado aos valores obtidos em pontes retas em todas as geometrias estudadas. Isso ocorreu por causa do acréscimo de comprimento desta longarina e a sua distância do centro de gravidade global da ponte. Como consequência, observou-se uma redução nos valores de FDMF para as longarinas do lado interno da curva (V4), com uma diferença percentual global tão significativa quanto as das longarinas V1. A máxima diferença percentual global encontrada para essas longarinas, entre todas as análises realizadas, foi de 23,3%, em relação aos modelos de ponte reta.

Analisando as constatações supracitadas, foi possível concluir que, de modo geral, as maiores diferenças percentuais totais de FDMF para as longarinas V1 foram detectadas no modelo de ponte curvas com longarinas retas do grupo 03 (M09). Já aquelas referentes às longarinas V4, se tornaram evidentes no modelo de ponte curva moldada no local do grupo 3 (M11). Portanto, infere-se que o efeito da curvatura é mais significativo na distribuição de momento fletor em pontes com essas geometrias.

Nos modelos de seção celular (M04, M08, M12 e MR03) a variação de FDMF com a curvatura apresentou-se de modo muito inferior a todos os modelos de seção transversal aberta, pois observou-se uma diferença percentual global máxima de apenas de 0,79%. Como já foi dito anteriormente, a alta rigidez a torção desse tipo de seção transversal através da adição de mesas inferiores melhorou consideravelmente a distribuição de momento fletor para as longarinas, evitando discrepâncias mesmo quando impostas a valores mais altos de curvatura.

Por fim, ao comparar os acréscimos de FDMF obtidos através da variação da curvatura com as demais comparações analisadas (uso de transversinas de apoio, tipo de ligação e forma longitudinal das longarinas), conclui-se que a curvatura foi o parâmetro que apresentou as maiores variações absolutas, principalmente para as longarinas situadas nos bordos da ponte (V1 e V4). Esse resultado está em consonância com todas as referências estudadas na revisão bibliográfica de fatores de distribuição de esforços.

4.3. Distribuição de momento fletor em pontes de seção transversal aberta

Nesse item foram avaliadas a geometria longitudinal das longarinas, a comparação entre o Método V-load e o Método dos Elementos Finitos e, por fim a influência do monolitismo da ligação tabuleiro longarina.

4.3.1. Geometria longitudinal das longarinas

Para comparação da geometria longitudinal, foram consideradas longarinas retas ao longo do traçado curvo da laje, devido a sua larga utilização no Brasil, e longarinas curvas acompanhando o traçado curvo da ponte. Para estudar o comportamento de cada um desses tipos de geometria, foram utilizados todos os casos de carga apresentados, fixando a curvatura dos modelos em estudo. Como exemplo, é apresentada, nas figuras 4.13 a 4.16, a comparação dos FDMF devido à carga móvel para os modelos com longarinas retas e curvas submetidos a cada um dos casos de carga, fixando o raio de curvatura em 150 metros. Os demais resultados para os raios de curvatura de 100 e 300 metros podem ser visualizadas no Anexo C. Em seguida são mostradas as tabelas com as diferenças percentuais globais e locais para esses modelos.

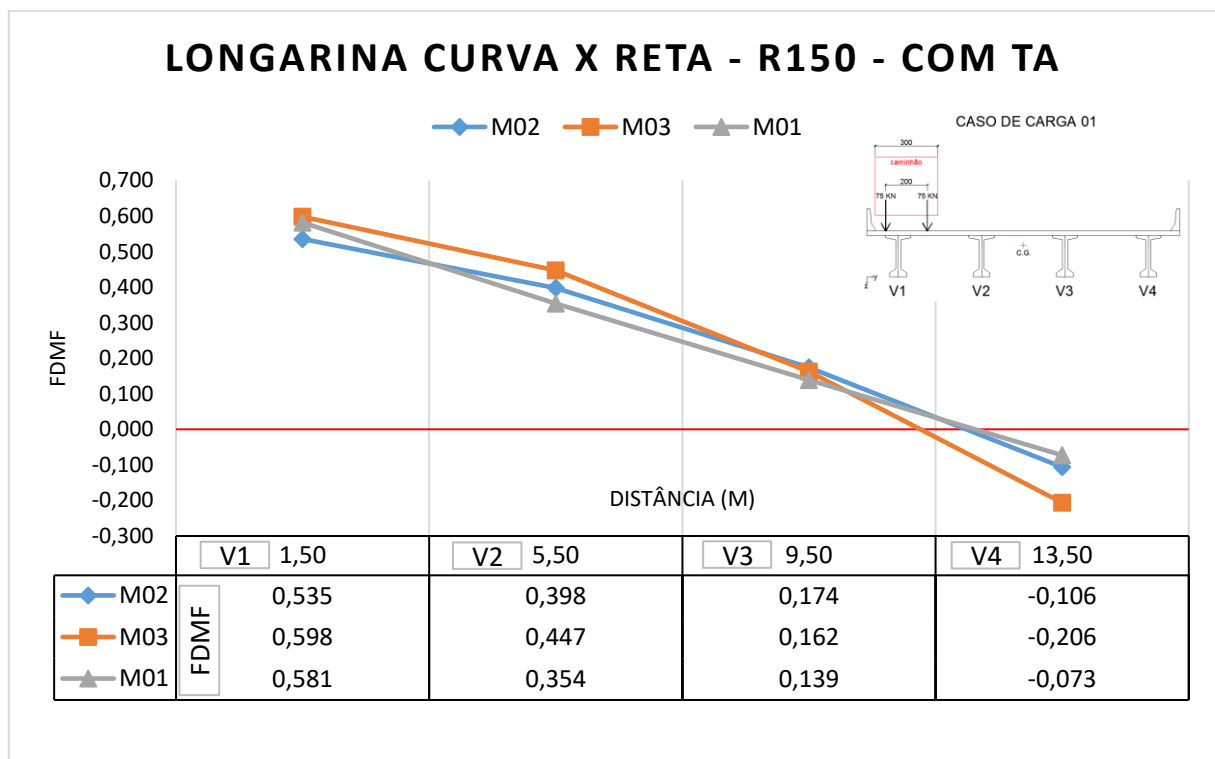


Figura 4.9 – Comparação entre geometrias longitudinais das longarinas, caso de carga 01, com transversina de apoio.

Diferenças percentuais GLOBAIS em relação aos modelos com longarinas curvas		
CC01	GRUPO 01	
	RETA X CURVA PM	RETA X CURVA ML
V1	4,625%	-1,644%
V2	-4,397%	-9,310%
V3	-3,528%	-2,365%
V4	3,335%	13,350%

Tabela 4-11 – Diferenças percentuais globais (retas x curvas), caso de carga 01

Diferenças percentuais LOCAIS em relação aos modelos com longarinas curvas		
CC01	GRUPO 01	
	RETA X CURVA PM	RETA X CURVA ML
V1	8,644%	-2,750%
V2	-11,060%	-20,843%
V3	-20,292%	-14,581%
V4	31,395%	64,686%

Tabela 4-12 – Diferenças percentuais locais (retas x curvas), caso de carga 01

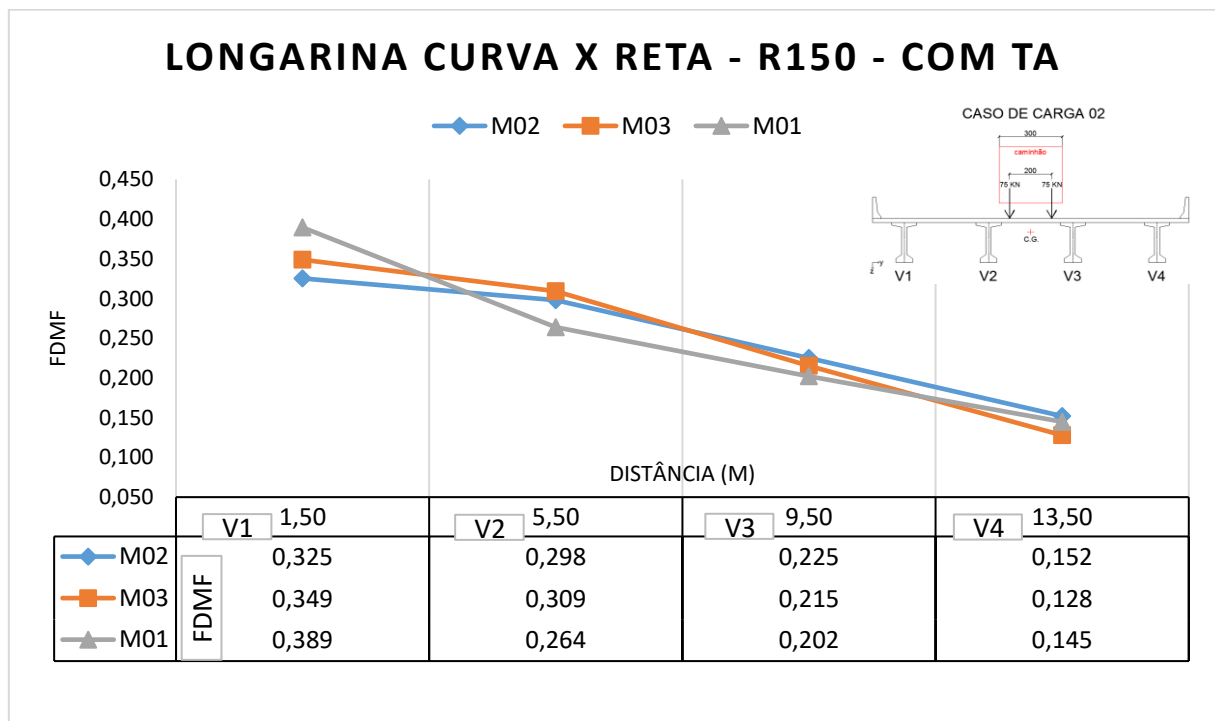


Figura 4.10 – Comparação entre geometrias longitudinais de longarinas, caso de carga 02, com transversina de apoio.

Diferenças percentuais GLOBAIS em relação aos modelos com longarinas curvas		
CC02	GRUPO 01	
	RETA X CURVA PM	RETA X CURVA ML
V1	6,414%	4,063%
V2	-3,403%	-4,535%
V3	-2,294%	-1,302%
V4	-0,720%	1,694%

Tabela 4-13 – Diferenças percentuais globais (retas x curvas), caso de carga 02

Diferenças percentuais LOCAIS em relação aos modelos com longarinas curvas		
CC02	GRUPO 01	
	RETA X CURVA PM	RETA X CURVA ML
V1	19,718%	11,649%
V2	-11,426%	-14,667%
V3	-10,190%	-6,050%
V4	-4,734%	13,250%

Tabela 4-14- Diferenças percentuais locais (retas x curvas), caso de carga 02

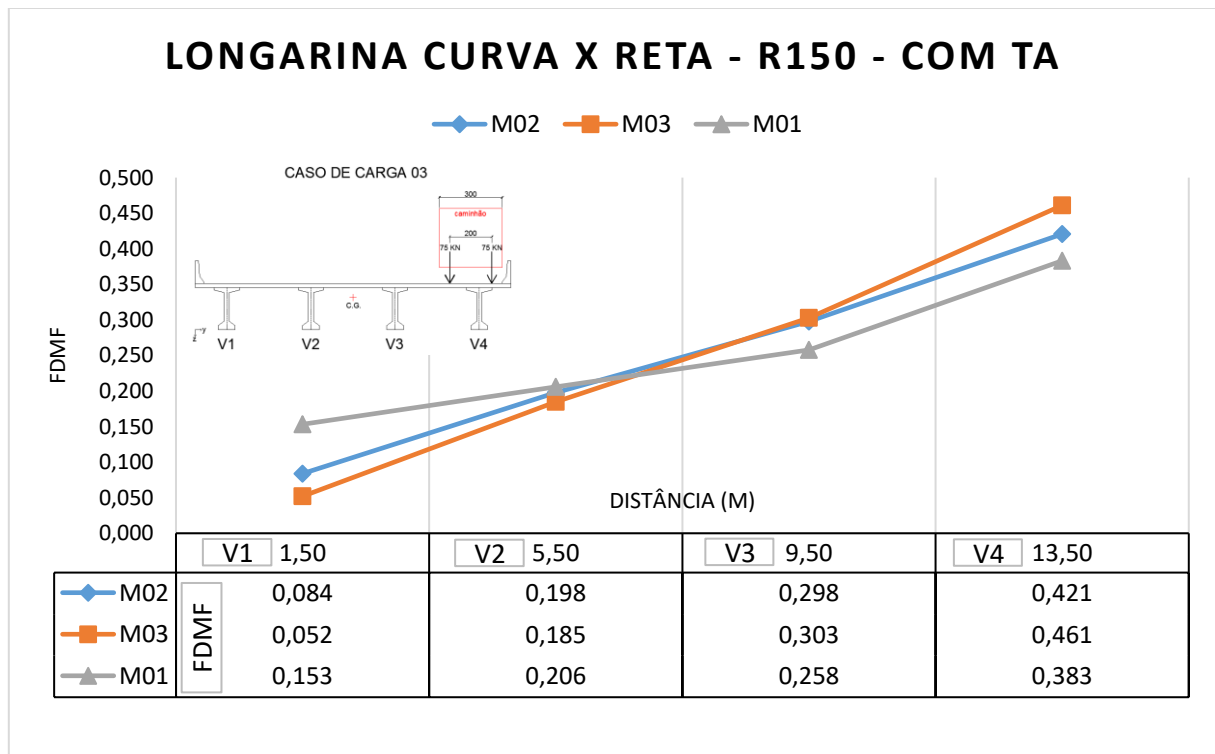


Figura 4.11 – Comparação entre geometrias longitudinais de longarinas, caso de carga 03, com transversina de apoio.

Diferenças percentuais GLOBAIS em relação aos modelos com longarinas curvas		
CC03	GRUPO 01	
	RETA X CURVA PM	RETA X CURVA ML
V1	6,932%	10,123%
V2	0,809%	2,119%
V3	-3,986%	-4,491%
V4	-3,758%	-7,789%

Tabela 4-15 – Diferenças percentuais globais (retas x curvas), caso de carga 03

Diferenças percentuais LOCAIS em relação aos modelos com longarinas curvas		
CC03	GRUPO 01	
	RETA X CURVA PM	RETA X CURVA ML
V1	82,634%	194,789%
V2	4,091%	11,473%
V3	-13,387%	-14,831%
V4	-8,932%	-16,894%

Tabela 4-16 - Diferenças percentuais locais (retas x curvas), caso de carga 03

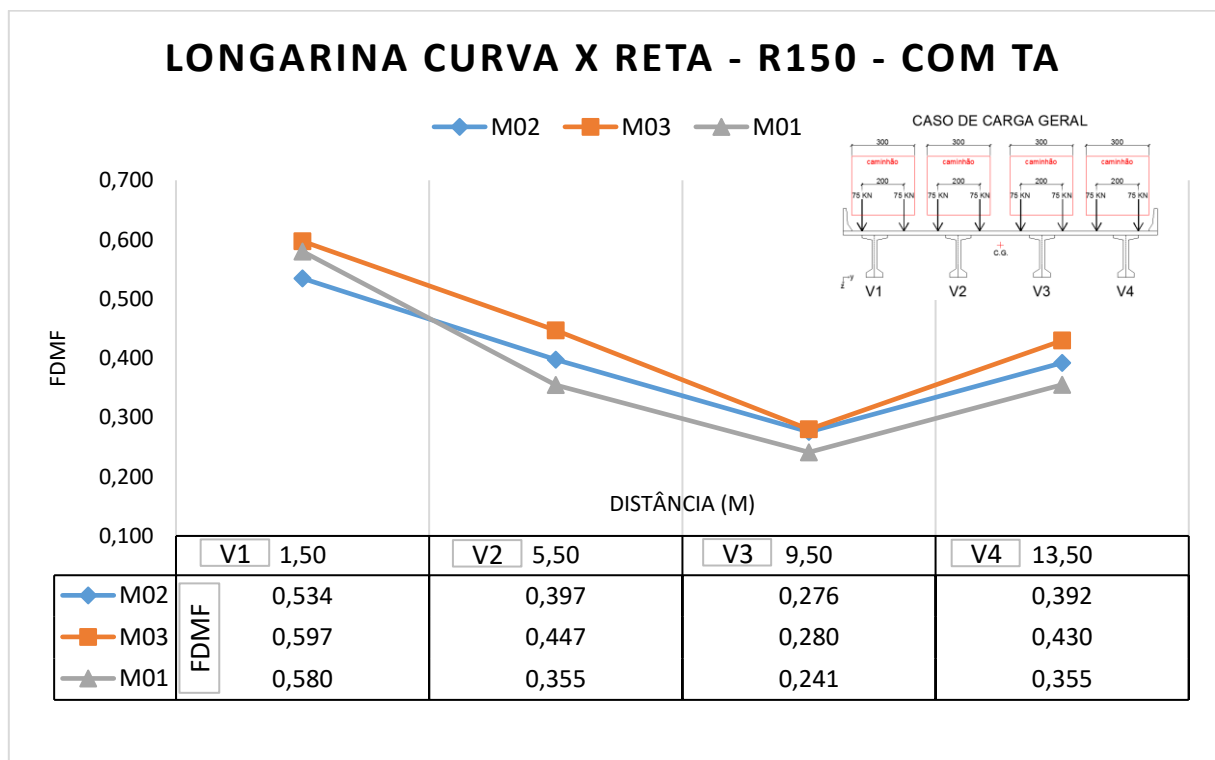


Figura 4.12 – Comparação entre geometrias longitudinais de longarinas, caso de carga geral, com transversina de apoio.

Diferenças percentuais GLOBAIS em relação aos modelos com longarinas curvas		
CC GERAL	GRUPO 01	
	RETA X CURVA PM	RETA X CURVA ML
V1	4,544%	-1,718%
V2	-4,276%	-9,216%
V3	-3,437%	-3,867%
V4	-3,693%	-7,466%

Tabela 4-17 – Diferenças percentuais globais (retas x curvas), caso de carga geral

Diferenças percentuais LOCAIS em relação aos modelos com longarinas curvas		
CC GERAL	GRUPO 01	
	RETA X CURVA PM	RETA X CURVA ML
V1	8,501%	-2,877%
V2	-10,759%	-20,626%
V3	-12,474%	-13,818%
V4	-9,420%	-17,373%

Tabela 4-18 - Diferenças percentuais locais (retas x curvas), caso de carga geral

Analisando as distribuições mostradas para os modelos do grupo 01, constatou-se para a longarina V1, que o modelo de ponte curva com longarinas retas possuiu os maiores valores absolutos em praticamente todos os casos de carga, chegando a atingir diferenças percentuais globais de 10,12% em relação aos demais, o que corresponde a uma diferença percentual local de 194,79%. É importante destacar que nos casos de carga 01 e geral com transversinas de apoio, o modelo com longarinas curvas moldadas no local apresentou os valores máximos de FDMF, mas com diferença global e local pouco significativa, 1,7% e 2,88% respectivamente, para o modelo de longarinas retas. Entretanto, destaca-se que nesses modelos de ponte curva com longarina retas, a distribuição de momento fletor se apresentou de forma mais desigual, com as demais longarinas recebendo uma porcentagem de momento fletor bem menor que a V1. Isso ocorreu justamente por causa do excesso de esforço que foi para a longarina V1, o que caracterizou uma menor eficácia na distribuição de esforços desse tipo de geometria. Esse comportamento se repetiu para os grupos 02 e 03, para todos os casos de carga, como foi possível visualizar nos gráficos contidos no Anexo C. Acredita-se que essa distribuição ocorreu, provavelmente, devido ao maior comprimento e distância da longarina V1 ao centro de gravidade da ponte. Outro fator importante que intensificou o

aumento do FDMF para essa longarina foi a sua forma reta, que não acompanhou o traçado curvo da ponte, causando o aparecimento de balanços maiores na laje, principalmente no meio do vão. Em vista disso, quando submetida a carga móvel, uma maior parcela de flexão da laje foi transmitida a longarina V1, potencializando os seus momentos fletores.

Percebe-se, então, que esses resultados são semelhantes aos obtidos por Cho *et al.* (2014), que também constataram que a maior parcela de esforço vai para a longarina posicionada no lado externo a curva, mesmo com a utilização de um veículo tipo diferente.

4.3.2. Comparação Método V-load e Método dos Elementos Finitos

O método V-load é um método analítico simplificado de cálculo largamente utilizado nos Estados Unidos para pontes curvas no plano com seção transversal aberta. Para verificar a precisão desse método com relação a carga móvel, foi realizada uma comparação dos fatores de distribuição de momento fletor devido a carga móvel entre os modelos construídos utilizando o método dos elementos finitos e o método V-load. Em todos os casos de comparação, foram utilizados os modelos com 3 transversinas, sendo 2 de apoio e uma no meio do vão, devido a limitações do método V-Load, bem como todos os casos de cargas apresentados. Alguns resultados são apresentados nessa seção, os demais encontram-se no Anexo D. Ainda nessa seção serão apresentadas tabelas com as diferenças percentuais globais e locais.

A distribuição transversal de momento fletor devido à carga móvel no método V-load foi realizada considerando a transversina como uma viga apoiada sobre as longarinas como recomendam Nevling *et al.* (2006) e Grubb (1984). Para fins de comparação de resultados, são apresentados os FDMF quanto a carga móvel considerando o caso de carga variável, que fornece os fatores máximos de momento fletor para cada uma das curvaturas estudadas.

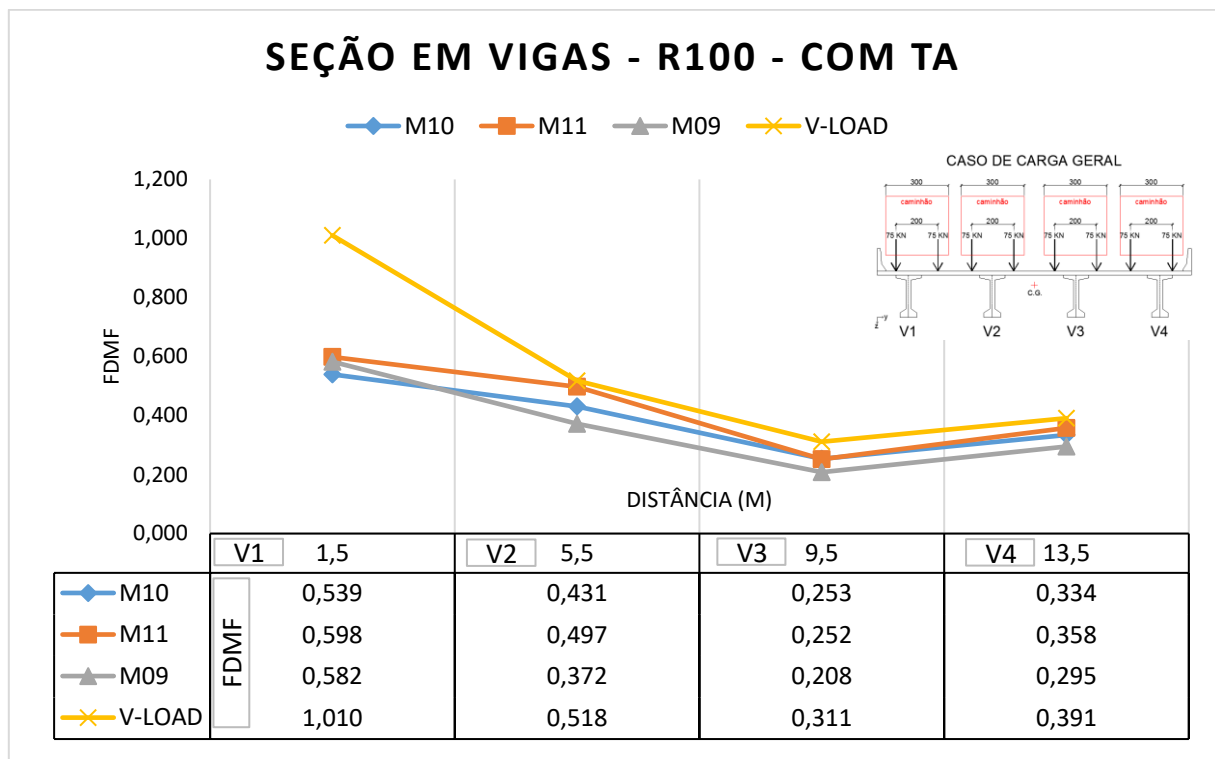


Figura 4.13 – Comparação V-Load e Modelos CsiBridge V17, caso de carga geral, raio de curvatura igual a 100 metros.

Diferenças percentuais GLOBAIS em relação aos modelos de pontes curvas via MEF			
CC GERAL	GRUPO 03		
	V-load x RETAS	V-load x CURVAS PM	V-load x CURVAS ML
V1	42,796%	47,099%	41,199%
V2	14,586%	8,694%	2,016%
V3	10,322%	5,792%	5,915%
V4	9,607%	5,689%	3,320%

Tabela 4-19 - Diferenças percentuais globais, V-load, grupo 03, caso de carga geral

Diferenças percentuais LOCAIS em relação aos modelos de pontes curvas via MEF			
CC GERAL	GRUPO 03		
	V-load x RETAS	V-load x CURVAS PM	V-load x CURVAS ML
V1	73,499%	87,342%	68,866%
V2	39,242%	20,190%	4,053%
V3	49,655%	22,876%	23,479%
V4	32,589%	17,034%	9,283%

Tabela 4-20 - Diferenças percentuais locais, V-load, grupo 03, caso de carga geral

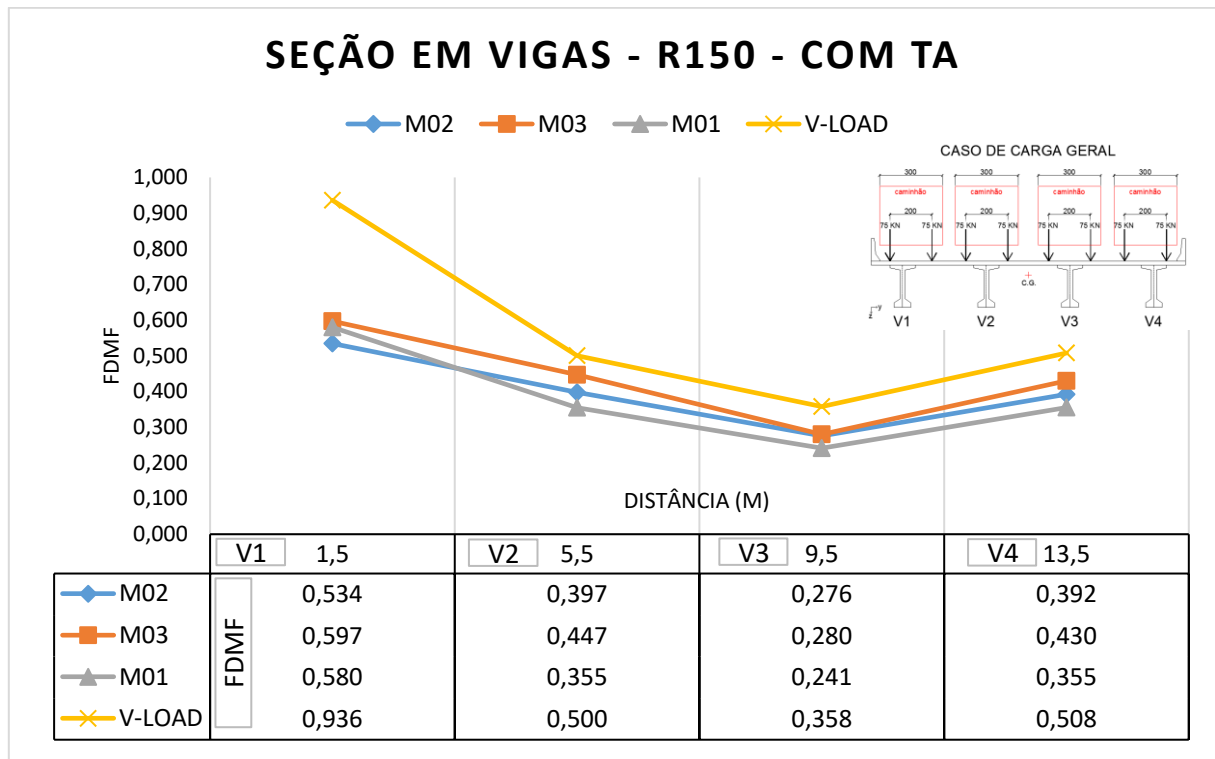


Figura 4.14 - Comparação V-Load e Modelos CsiBridge V17, caso de carga geral, raio de curvatura igual a 150 metros.

Diferenças percentuais GLOBAIS em relação aos modelos de pontes curvas via MEF			
CC GERAL	GRUPO 01		
	V-load x RETAS	V-load x CURVAS PM	V-load x CURVAS ML
V1	35,611%	40,155%	33,893%
V2	14,575%	10,299%	5,359%
V3	11,655%	8,218%	7,788%
V4	15,290%	11,597%	7,824%

Tabela 4-21 – Diferenças percentuais globais, V-load, grupo 01, caso de carga geral

Diferenças percentuais LOCAIS em relação aos modelos de pontes curvas via MEF			
CC GERAL	GRUPO 01		
	V-load x RETAS	V-load x CURVAS PM	V-load x CURVAS ML
V1	61,407%	75,129%	56,764%
V2	41,098%	25,917%	11,995%
V3	48,327%	29,825%	27,831%
V4	43,062%	29,585%	18,207%

Tabela 4-22 – Diferenças percentuais locais, V-load, grupo 01, caso de carga geral

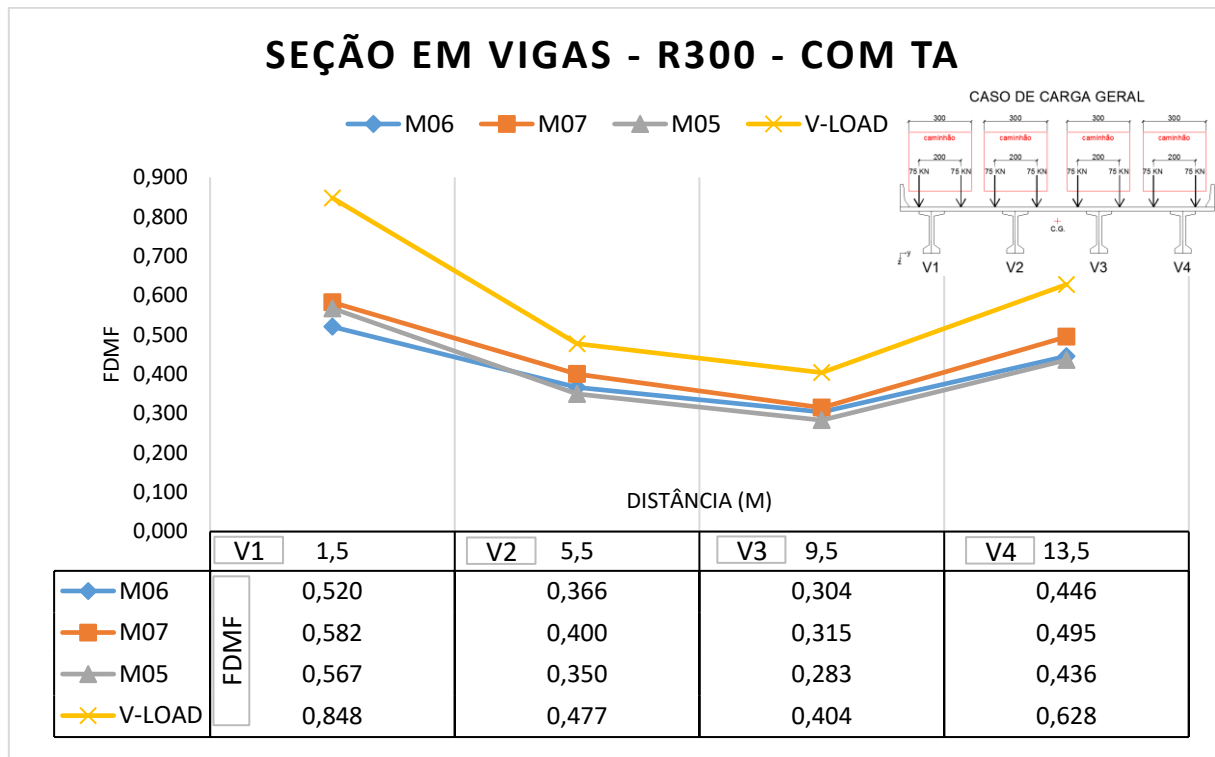


Figura 4.15 Comparação V-Load e Modelos CsiBridge V17, caso de carga geral, raio de curvatura igual a 300 metros.

Diferenças percentuais GLOBAIS em relação aos modelos de pontes curvas via MEF			
CC GERAL	GRUPO 02		
	V-load x RETAS	V-load x CURVAS PM	V-load x CURVAS ML
V1	28,047%	32,721%	26,522%
V2	12,760%	11,070%	7,704%
V3	12,082%	10,012%	8,911%
V4	19,169%	18,206%	13,265%

Tabela 4-23 - Diferenças percentuais globais, V-load, grupo 02, caso de carga geral

Diferenças percentuais LOCAIS em relação aos modelos de pontes curvas via MEF			
CC GERAL	GRUPO 02		
	V-load x RETAS	V-load x CURVAS PM	V-load x CURVAS ML
V1	49,447%	62,867%	45,534%
V2	36,504%	30,206%	19,254%
V3	42,688%	32,966%	28,313%
V4	43,965%	40,855%	26,796%

Tabela 4-24 - Diferenças percentuais locais, V-load, grupo 02, caso de carga geral

Percebeu-se que os resultados obtidos pelo método V-Load se aproximaram dos resultados obtidos através do método dos elementos finitos para menores raios de curvatura, principalmente para as longarinas interiores e para a longarina do lado interno da curva (V4). Já com relação a longarina externa a curva (V1), que recebeu a maior parcela de momento fletor, observou-se uma discrepância dos valores de FDMF nos modelos dos grupos 01, 02 e 03. Isso se intensifica justamente no modelo com menor raio de curvatura, onde se identificou uma diferença percentual global máxima de 47,1%, que correspondeu a uma diferença percentual local de 87,34%, considerando todas as análises realizadas. Em suma, 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.

Essa constatação confirmaram as investigações realizadas por Grubb (1984) e Fiechtl (1987) que afirmaram que o método V-load deve ser utilizado apenas para pré-dimensionamento, principalmente quando se trata de cargas móveis.

4.3.3. Monoliticidade do tabuleiro

A diferença entre pontes com longarinas pré-moldadas e moldadas no local se dá na ligação delas com a laje. Na primeira é utilizada uma técnica de ligação entre o conector de espera posicionado na parte superior da longarina e a laje, na qual são deixados nichos para posterior preenchimento com concreto, como mostra a figura 4.16. Já nas pontes moldadas no local, há 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 monoliticidade.

Para computar essa diferença, o modelo de longarinas pré-moldadas foi construído com elementos finitos de barra e o de longarinas moldadas no local foi modelado com elementos de casca, conforme mostrado no capítulo anterior.

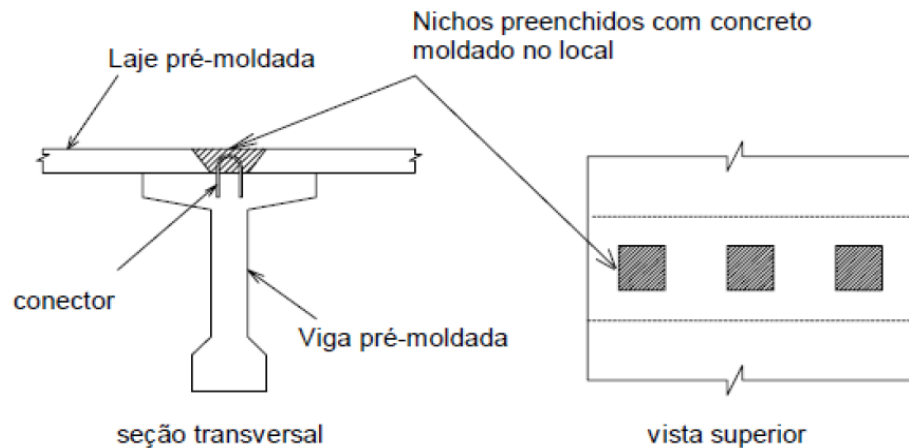


Figura 4.16 – Ligação de longarinas pré-moldadas de concreto a laje. Fonte: Araújo (2002).

Assim, analisou-se separadamente a distribuição de momento fletor devido a carga móvel em cada um dos modelos com longarinas curvas. Os resultados, para cada um dos casos de carga, com transversinas de apoio e raio de curvatura de 150 metros, são apresentados nas figuras 4.17 a 4.20. Os demais resultados para os raios de curvatura de 100 e 300 metros podem ser encontrados no Anexo E.

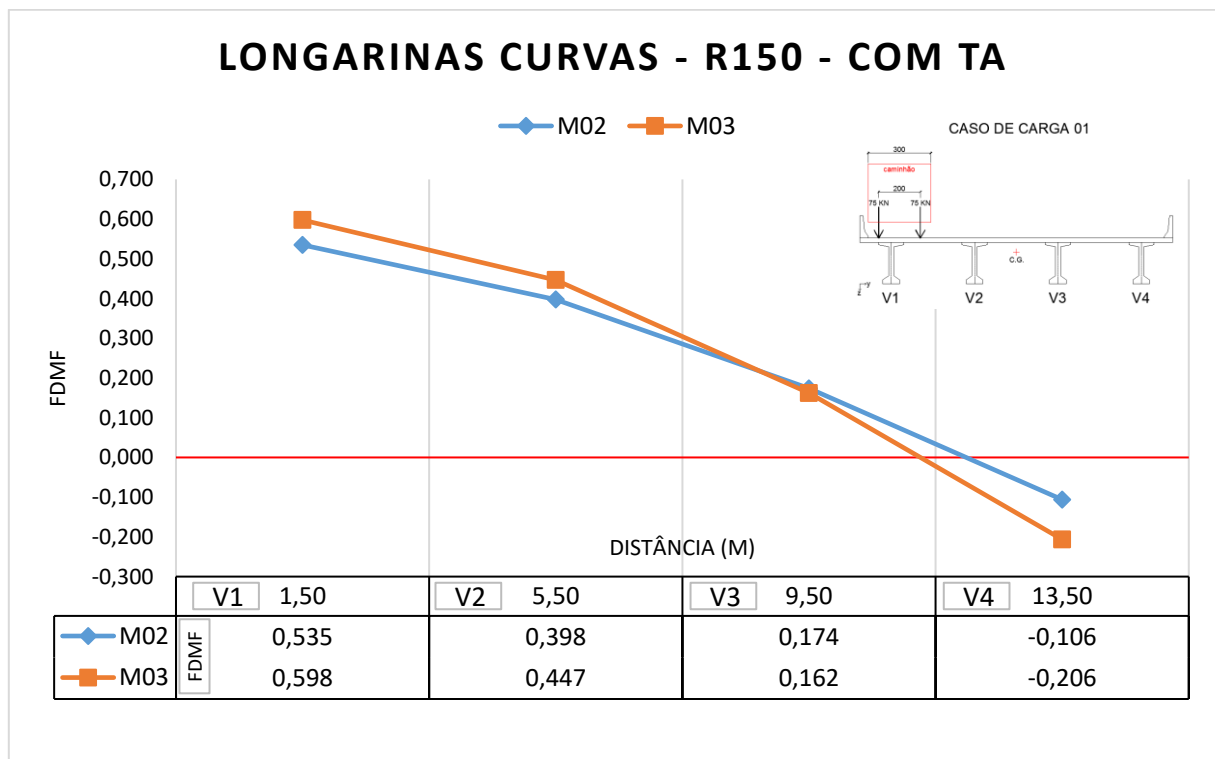


Figura 4.17 – Comparação entre ligações, caso de carga 01, grupo 01, com transversina de apoio.

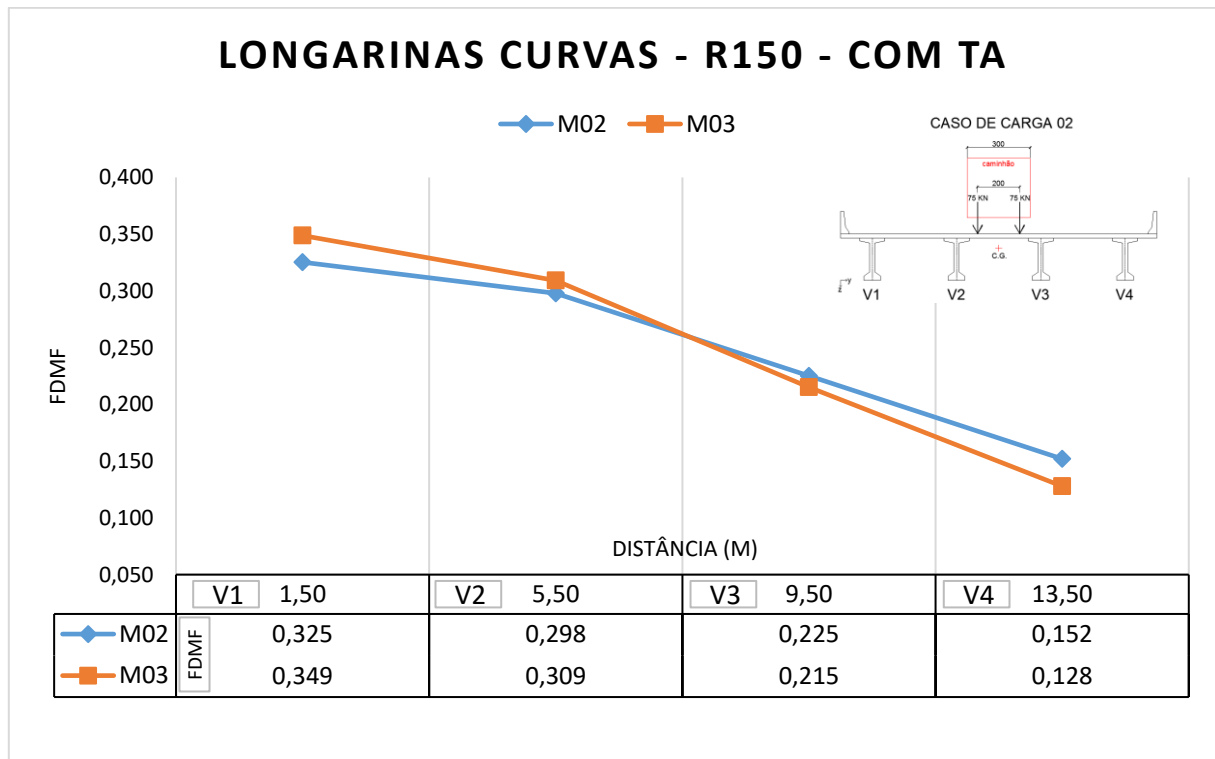


Figura 4.18 – Comparação entre ligações, caso de carga 02, grupo 01, com transversina de apoio.

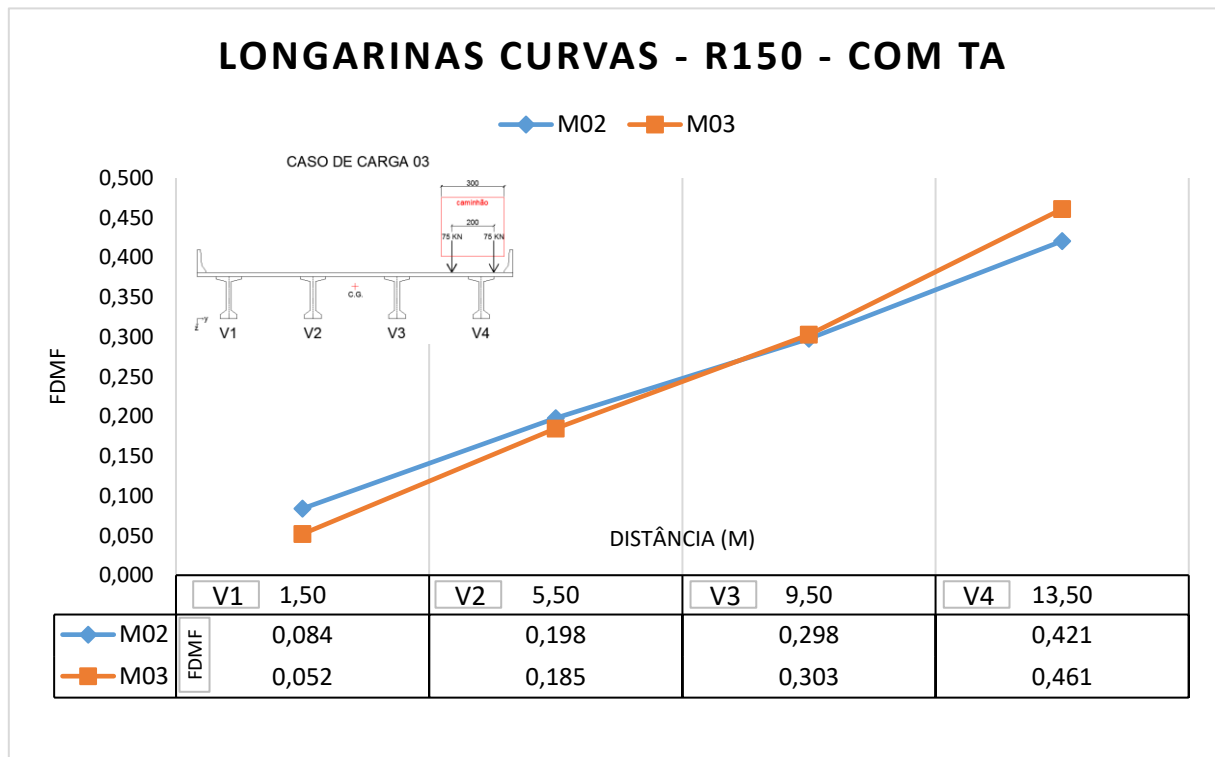


Figura 4.19 – Comparação entre ligações, caso de carga 03, grupo 01, com transversina de apoio.

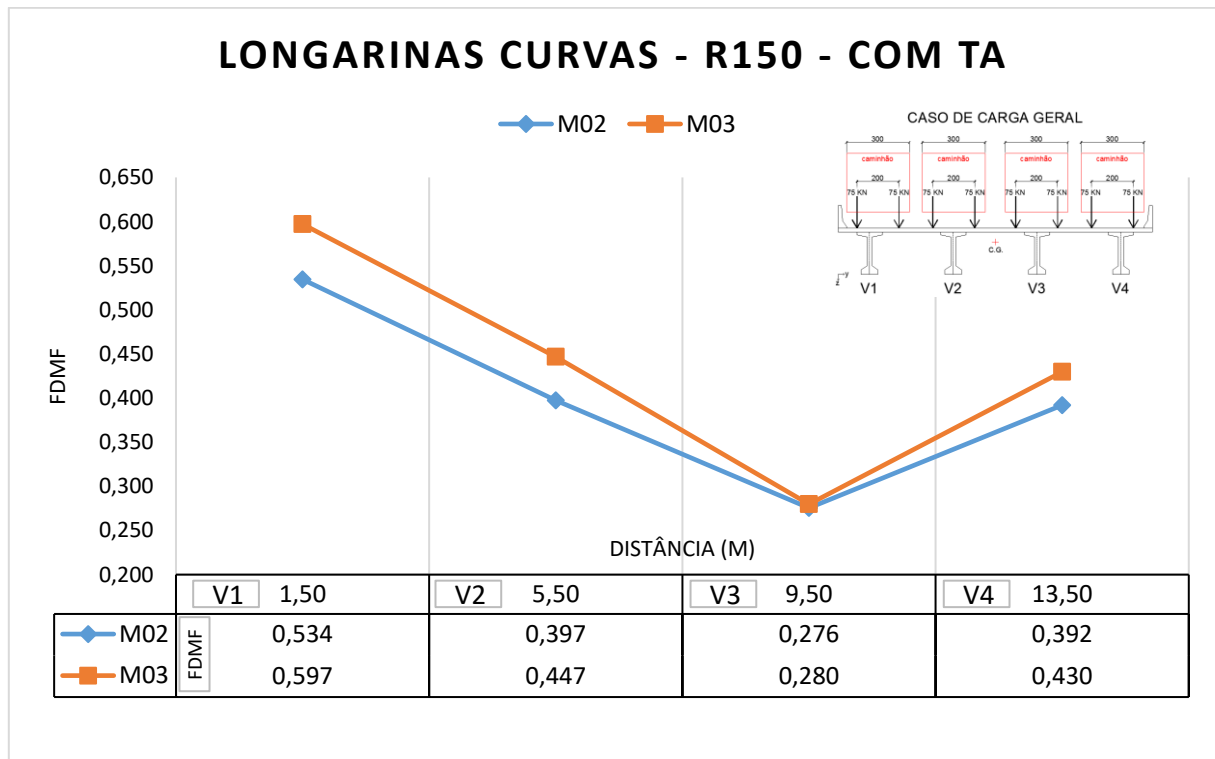


Figura 4.20 – Comparação entre ligações, caso de carga geral, grupo 01, com transversina de apoio.

Diferenças percentuais GLOBAIS em relação ao modelo de longarinas pré-moldadas				
GRUPO 01 R100	Curvas Moldadas no local x Pré-moldadas			
	CC 01	CC 02	CC 03	CC Geral
V1	6,269%	2,351%	-3,191%	6,264%
V2	4,913%	1,131%	-1,310%	4,720%
V3	-1,162%	-0,992%	0,505%	-2,745%
V4	-10,015%	-2,414%	4,031%	4,783%

Tabela 4-25 – Diferenças percentuais globais, monolitismo, grupo 01

Diferenças percentuais LOCAIS em relação ao modelo de longarinas pré-moldadas				
GRUPO 01 R100	Curvas Moldadas no local x Pré-moldadas			
	CC 01	CC 02	CC 03	CC Geral
V1	11,717%	7,227%	-38,046%	11,715%
V2	12,359%	3,798%	-6,623%	12,431%
V3	-6,686%	-4,407%	1,695%	1,560%
V4	-94,272%	-15,880%	9,582%	9,626%

Tabela 4-26 – Diferenças percentuais locais, monolitismo, grupo 01

Pôde-se observar pelos gráficos referentes aos modelos do grupo 01 que aqueles compostos por longarinas moldadas no local forneceram os maiores valores absolutos de FDMF para longarinas localizadas próximas à posição transversal de passagem do veículo-tipo, com diferenças percentuais globais máximas de 6,27%, que corresponde a uma diferença percentual local de 11,72% para o caso de carga 01, e 3,19%, que correspondeu a uma diferença percentual local de 38,05%, para o caso de carga 03. A visualização do caso de carga geral evidenciou a premissa defendida acima, mostrando que em todas as longarinas houve valores maiores de FDMF para as moldadas no local. Por consequência, a distribuição de cargas nas longarinas moldadas no local se apresentou menos eficaz do que nas longarinas pré-moldadas, visto que nessas últimas a distribuição ocorreu de forma mais igualitária. Isso se deveu ao fato de que a ligação moldada no local, por conta do monolitismo, conseguiu uma eficiência maior na passagem de momento fletor para as longarinas mais próximas do ponto de passagem do veículo-tipo.

Essas conclusões podem ser aplicadas aos modelos dos grupos 02 e 03, pois eles apresentaram comportamento análogo ao constatado para o grupo 01, inclusive com diferenças percentuais semelhantes. Tais resultados podem ser visualizados no Anexo E.

4.4. Distribuição de esforços em pontes curvas de seção celular sob carga móvel

4.4.1. Comparação Método M/R e Método dos Elementos Finitos

O método M/R é um método analítico simplificado utilizado apenas para o cálculo de pontes curvas de seção transversal celular. Foi realizada uma comparação desse método com o método dos elementos finitos através dos modelos M04, M08 e M12 construídos através do software CsiBridge V17. Além disso, levou-se em consideração os modelos com e sem transversinas de apoio, todos contendo a transversina de meio de vão. Os resultados foram gerados utilizando o conceito de fatores de distribuição de momento fletor devido a carga móvel (FDMF). Os resultados dos modelos com transversinas de apoio são mostrados nas figuras 4.21 a 4.23.

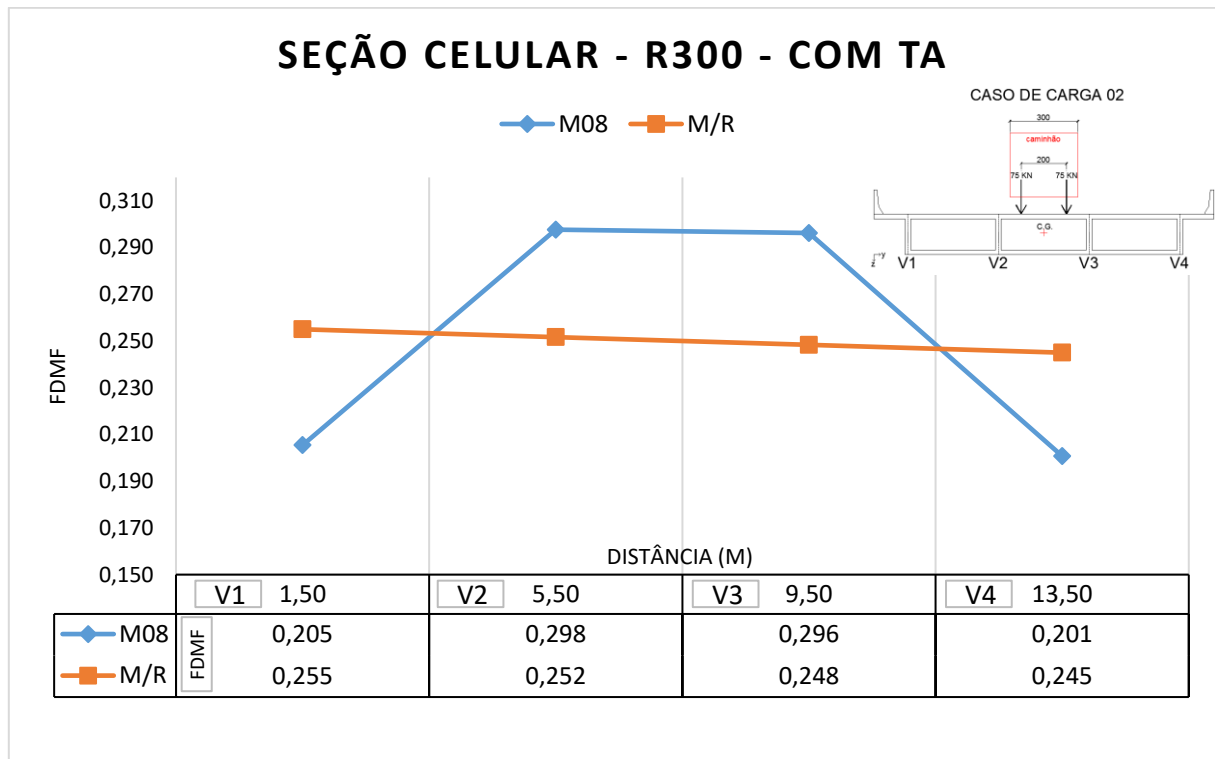


Figura 4.21 – Comparação M/R e Modelo 08, caso de carga 02, raio de curvatura igual a 300 metros.

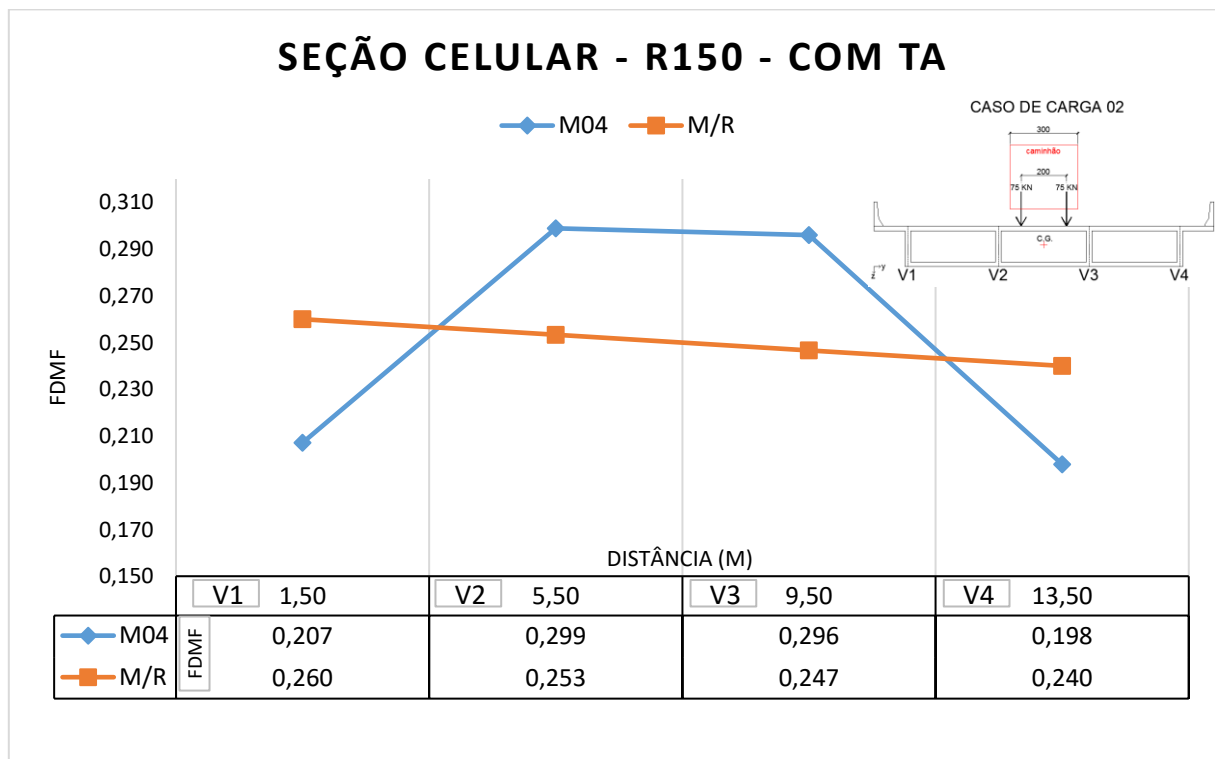


Figura 4.22 – Comparação M/R e Modelo 04, caso de carga 02, raio de curvatura igual a 150 metros.

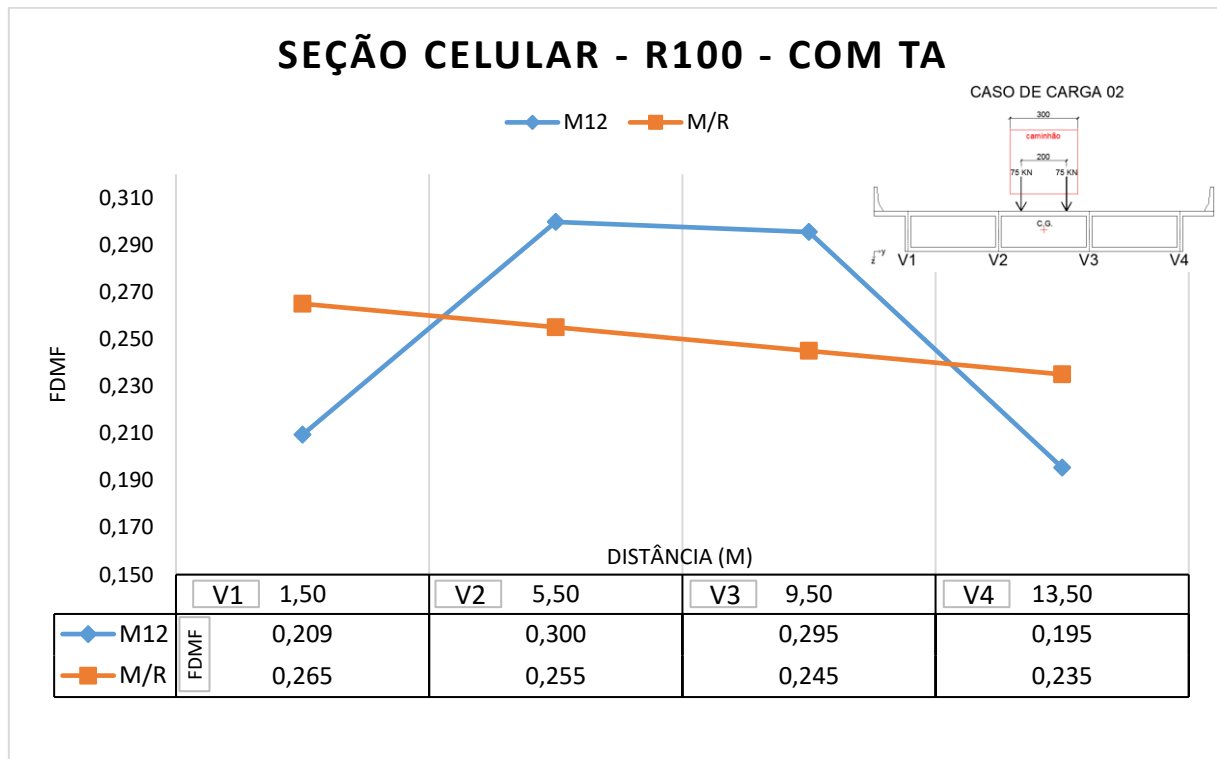


Figura 4.23 – Comparação M/R e Modelo 12, caso de carga 02, raio de curvatura igual a 100 metros.

Diferenças percentuais GLOBAIS em relação aos modelos de pontes curvas via MEF			
CC 02	Seção celular		
	GRUPO 01	GRUPO 02	GRUPO 03
V1	5,285%	4,959%	5,562%
V2	-4,556%	-4,598%	-4,475%
V3	-4,934%	-4,786%	-5,045%
V4	4,206%	4,425%	3,958%

Tabela 4-27 – Diferenças percentuais globais, método M/R

Diferenças percentuais LOCAIS em relação aos modelos de pontes curvas via MEF			
CC 02	Seção celular		
	GRUPO 01	GRUPO 02	GRUPO 03
V1	25,511%	24,140%	26,562%
V2	-15,244%	-15,448%	-14,928%
V3	-16,669%	-16,158%	-17,076%
V4	21,250%	22,043%	20,255%

Tabela 4-28 – Diferenças percentuais locais, método M/R

Constatou-se que o método M/R, assim como o método V-load, superestimou os valores de FDMF para o septo externo à curva com uma diferença percentual de até 5,6% em relação ao FDMF obtido via MEF. Além disso, nessa comparação houve uma variação significativa nos valores de FDMF para os septos internos, visto que os mesmos apresentaram uma diferença percentual máxima de 5,05%, que corresponde a uma diferença percentual local de 17,08% em relação aos modelos de seção celular construídos no CSiBridge v17. Tal diferença nos septos internos (V2 e V3) foi de extrema importância, pois subestimou os valores de FDMF para esses septos, ficando contra a segurança.

Essas afirmações estão condizentes com os estudos de Tung & Fountain (1970), já que devido às simplificações do método, o desacoplamento da torção e distribuição linear de esforços na seção, os resultados de distribuição de momento fletor devido a carga móvel devem apresentar incompatibilidades.

O método M/R não contempla a utilização de pontes sem transversinas de apoio, visto que não seria possível desenvolver as simplificações do método em pontes com ausência dessas transversinas.

CAPÍTULO 5

Conclusões e sugestões

A seguir são apresentadas as conclusões obtidas nesta pesquisa, após realização das análises dos fatores de distribuição de momento fletor (FDMF) para a carga móvel via MEF e com os modelos analíticos simplificados mais utilizados, considerando os modelos de pontes com longarinas retas pré-moldadas, curvas pré-moldadas, moldadas no local e seção celular. Por fim são apresentadas as sugestões para trabalhos futuros.

5.1. Conclusões

5.1.1. Efeito das transversinas de apoio

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. Essa colaboração se torna mais importante para maiores raios de curvatura e para pontes com longarinas retas. Então, pode-se concluir que utilização de transversinas de apoio é imprescindível, principalmente quando forem projetadas pontes com grandes curvaturas (raio menor que 150 metros) e seção transversal aberta.

5.1.2. Efeito da curvatura

De todos os parâmetros analisados, a curvatura foi o que mais influenciou a distribuição de momento fletor para as longarinas, pois foi constatado um aumento gradual dos momentos fletores nas longarinas dos bordos (V1 e V4) com a redução do raio de curvatura. Dos modelos estudados, as longarinas da posição externa à curva (V1) dos modelos com longarinas retas e laje curva foram as que mais sofreram variação com o aumento da curvatura. Por isso, conclui-se que o uso longarinas curvas é mais adequado para pontes curvas. Nas pontes em seção celular houve uma pequena variação dos FDMF com o aumento da curvatura. Portanto constata-se que esse tipo de

seção transversal é o mais indicado, entre todos os modelos estudados, para pontes curvas.

5.1.3. Geometria longitudinal das longarinas

No que diz respeito à geometria das longarinas, ou seja, ao comportamento de longarinas retas e curvas em pontes de laje curva, observou-se que no geral, o uso de longarinas retas sobrecarregou a longarina externa a curva (V1) em todos os casos estudados. Ademais, a utilização de longarinas curvas forneceu uma distribuição mais igualitária de momento fletor. As longarinas retas também necessitam de mais pilares para vencer vãos maiores, principalmente quando a curvatura se torna mais acentuada, ou seja, em raios menores que 300 metros. Essas observações confirmam a conclusão de que a utilização de longarinas curvas é a mais indicada para pontes curvas, pois é possível obter longarinas de altura menor e que alcançam vãos maiores.

5.1.4. Utilização dos métodos V-load e M/R

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 a longarina externa a curva (V1). 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.

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. Conclui-se que o método M/R deve 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.

5.1.5. Monolitismo do tabuleiro

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. Isso porque nas primeiras há uma passagem mais eficaz de

momento fletor para as longarinas mais próximas do veículo tipo, porém nas pré-moldadas é possível obter uma distribuição de momento fletor mais igualitária para as longarinas.

5.2. Sugestões para trabalhos futuros

Como trabalhos futuros, recomenda-se:

- A realização de estudos envolvendo outros parâmetros como a quantidade de transversinas e a distância entre as longarinas, que, de acordo com a revisão bibliográfica realizada, são parâmetros que também influenciam consideravelmente na distribuição de momento fletor em pontes curvas;
- O estudo de fatores de distribuição de cisalhamento, deflexões ou reações em pontes curvas de concreto armado ou protendido e de aço, visto que esses outros conceitos podem levar a novas conclusões sobre o comportamento estrutural de pontes curvas;
- Avaliação 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.

CAPÍTULO 6

Referências

AASHTO (2014) AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (7th ed.), Washington, USA.

ABNT NBR 7188 (2013) Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas, Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, 14 p.

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.

Amorn, W.; Tuan, C.Y.; Tadros, M.K. (2008): Curved, precast, pretensioned concrete I-girder bridges. PCI Journal, vol. 53, n. 6, p.43-66.

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, 3^a ed, Hoboken, New Jersey.

Brockenbrough, R.L. (1986): Distribution Factors for Curved I-Girder Bridges. Journal of Structural Engineering, vol. 112, n. 10, p. 2200-2215.

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.

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.

Computers & Structures, Inc. (2015) Bridge Superstructure Design AASHTO 2014, Berkeley, Califórnia, EUA.

CSI Reference Manual (2015) CSI Analysis Reference Manual 2016 for SAP2000, ETABS, SAFE, CSiBridge and SAPFire. Berkeley, Califórnia, EUA.

Davidson, J. S.; Keller, M. A.; Yoo, C.H. (1996): Cross-frame Spacing and Parametric Effects in Horizontally Curved I-Girder Bridges. ASCE Journal of Structural Engineering, vol 122, n. 9, p. 1089-1096.

DENATRAN (2016) Relatório da frota de veículos, por tipo e com placa, segundo as Grandes Regiões e Unidades da Federação, dezembro 2016, Brasília, Brasil.

El Debs, M.K.; Malite, M.; Takeya, T.; Munalar Neto, J.; Hanai, J.B. (2001): Análise da consequências do tráfego de combinações de veículos de carga (CVCs) sobre as pontes da rede viária sob jurisdição do DER-SP. Minerva Pesquisa e Tecnologia, vol. 1, p. 27-35.

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.

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.

Hambly, E.C. (1991) Bridge Deck Behavior, 2^a ed, CRC Press, Boca Raton, Flórida.

Jategaonkar, R, Jaeger, L.G., and Cheung, M.S.(1985) Bridge Analysis using Finite Elements, Canadian Society for Civil Engineering, Montréal, Québec, Canada.

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, 1^a 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.

Luchi, L. A. R. (2006) Reavaliação do trem-tipo à luz das cargas reais nas rodovias brasileiras. Tese de Doutorado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

Marchetti, O. (2007) Pontes de concreto armado, Edgard Blucher, São Paulo, p.1-30.
Mason, J. (1977) Pontes em concreto armado e protendido, Livros Técnicos e Científicos Editora S.A, São Paulo, 1ªed.

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.

Pfeil, W. (1979) Pontes em concreto armado: Elementos de projeto, Solicitações e Superestrutura, 4ª ed, Livros Técnicos e Científicos, Rio de Janeiro.

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.

Samaan, M.; Sennah, K.; Kennedy, J.B. (2005): Distribution Factors for Curved Continuous Composite Box-Girder Bridges. *Journal of Bridge Engineering*, vol. 10, n. 6, p. 678-692.

Sennah, K.; Kennedy, J.B. (1999): Simply Supported Curved Cellular Bridges: Simplified Design Method. *Journal of Bridge Engineering*, vol. 4, n. 2, p. 85-94.

Superinteressante disponível em <http://blog-superinteressante.blogspot.com.br/2011/08/ponte-mais-alta-do-mundo.html> e acessado em 20/08/2016.

Tung, D; Fountain, R. (1970): Approximate Torsional Analysis of Curved Box Girders by the M/R-Method. AISC Engineering Journal, AISC, p.65-74.

Vasconcelos, A.C. (2012) Pontes Brasileiras: Viadutos e passarelas notáveis, Editora PINI, São Paulo, 2ªed.

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.

Wikimedia, disponível em <https://upload.wikimedia.org/wikipedia/> e acessado em 23/02/2017.

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 da análise do efeito das transversinas de apoio

Este anexo contém todos os gráficos resultantes da análise do efeito das transversinas de apoio na distribuição de momento fletor para as longarinas, representada através dos FDMF.

A.1. Modelos com Longarinas retas

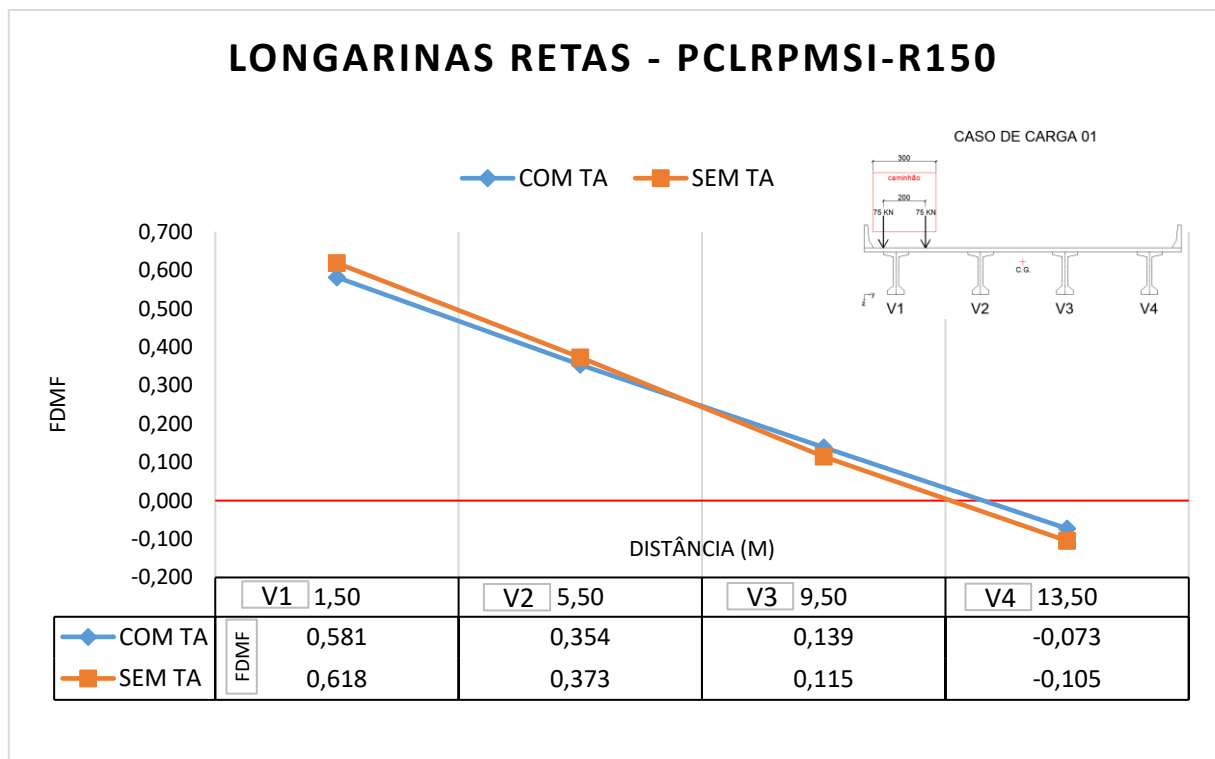


Figura A.1 - Comparação entre modelos com e sem transversinas de apoio, para o caso de carga 01 e raio de curvatura de 150 metros, modelo 01.

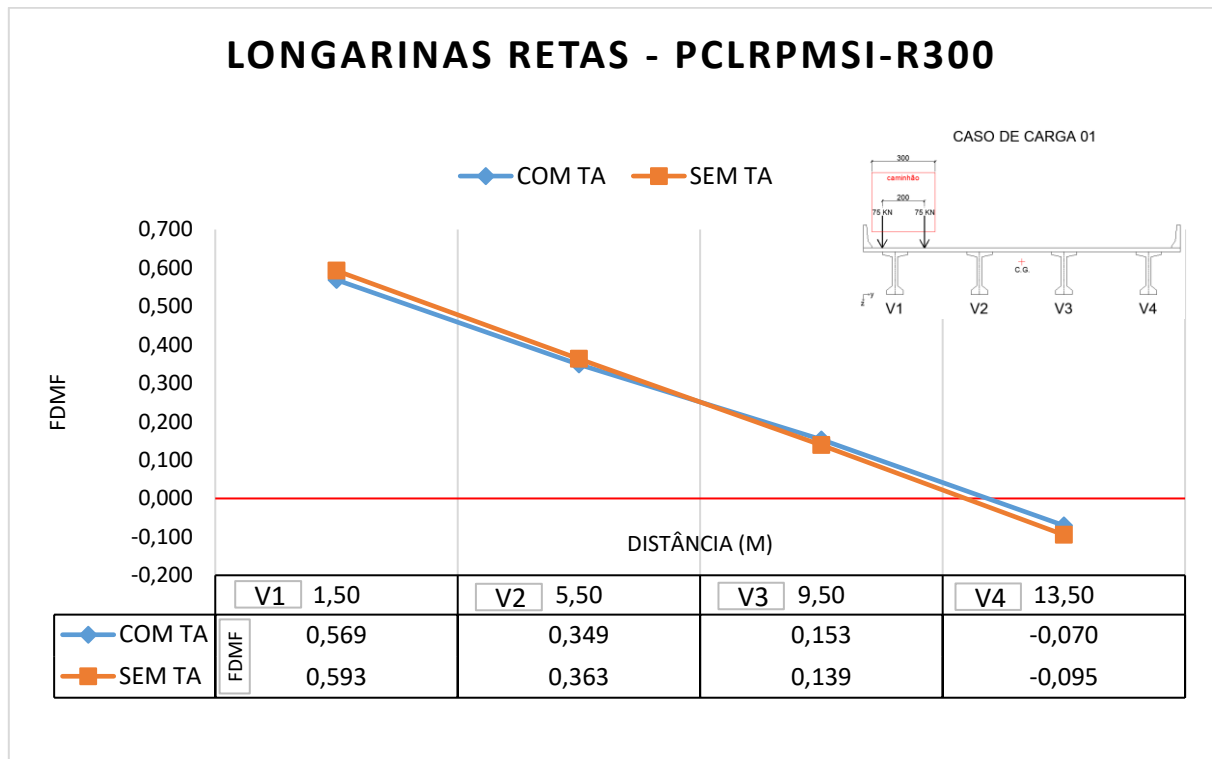


Figura A.2 - Comparação entre modelos com e sem transversinas de apoio, para o caso de carga 01 e raio de curvatura de 300 metros, modelo 05.

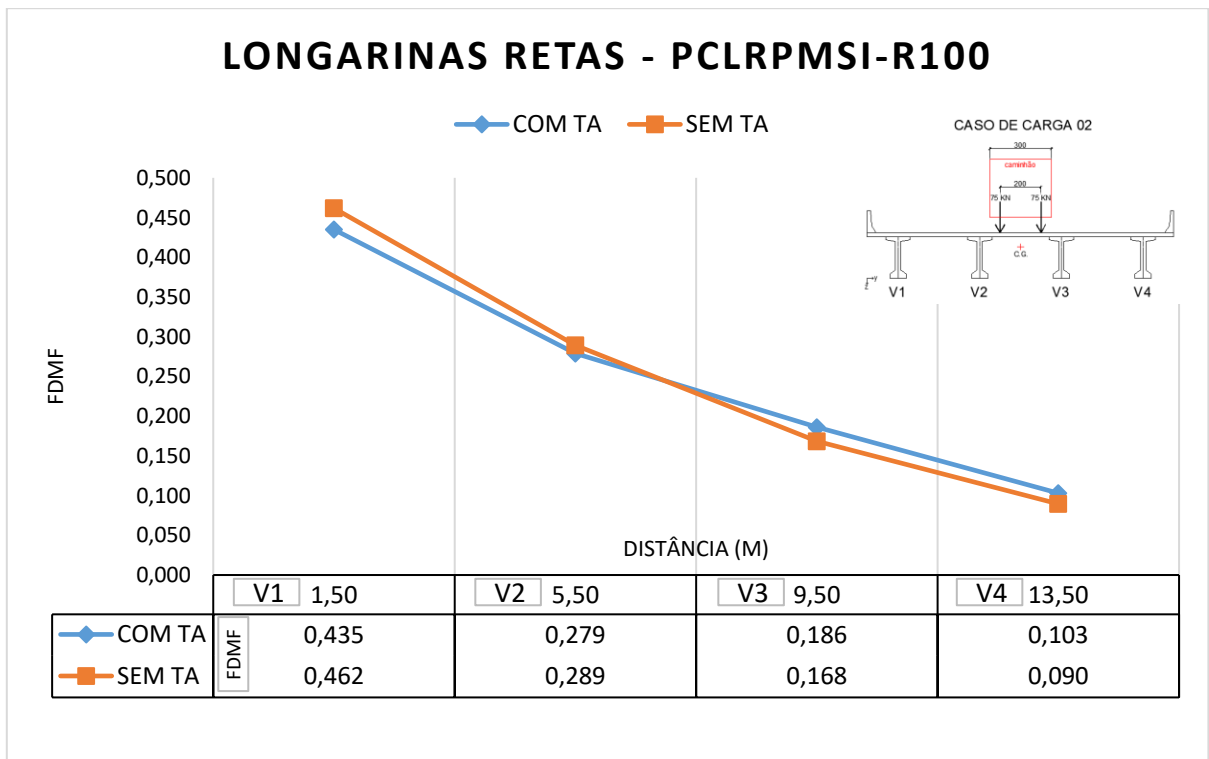


Figura A.3 - Comparação entre modelos com e sem transversinas de apoio, para o caso de carga 02 e raio de curvatura de 100 metros, modelo 09.

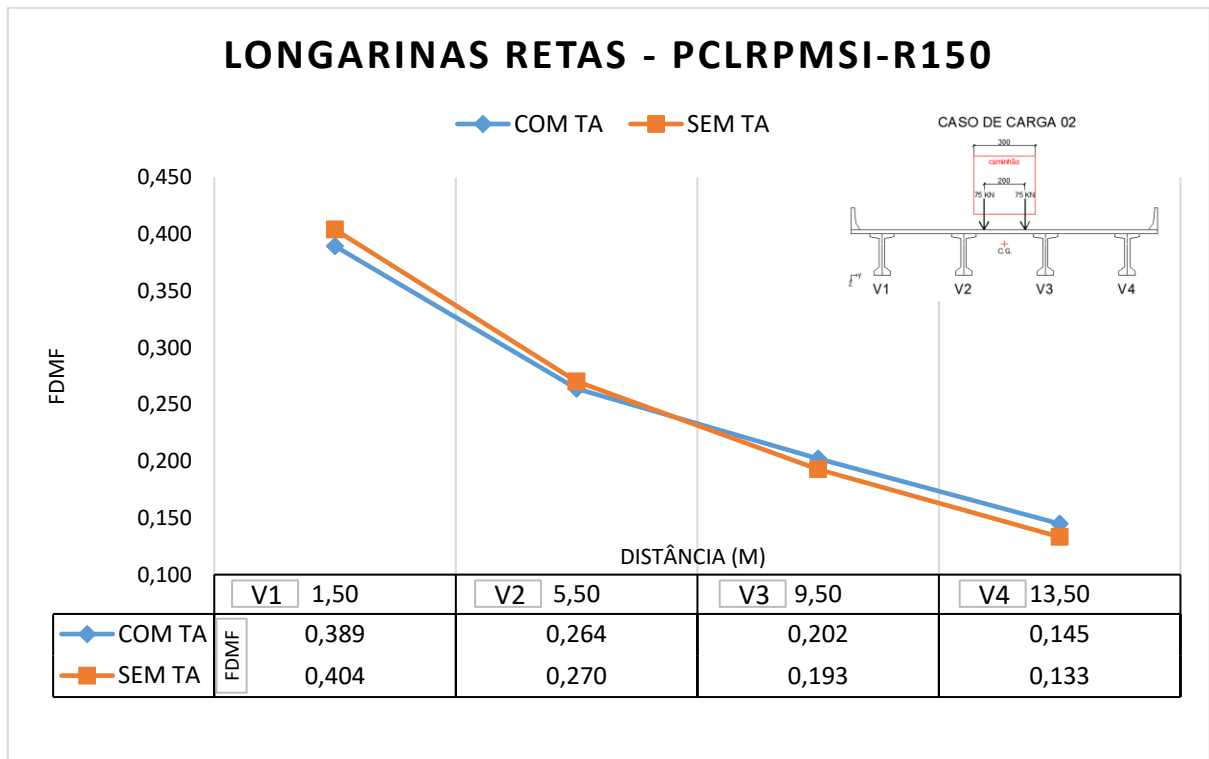


Figura A.4 - Comparação entre modelos com e sem transversinas de apoio, para o caso de carga 02 e raio de curvatura de 150 metros, modelo 01.

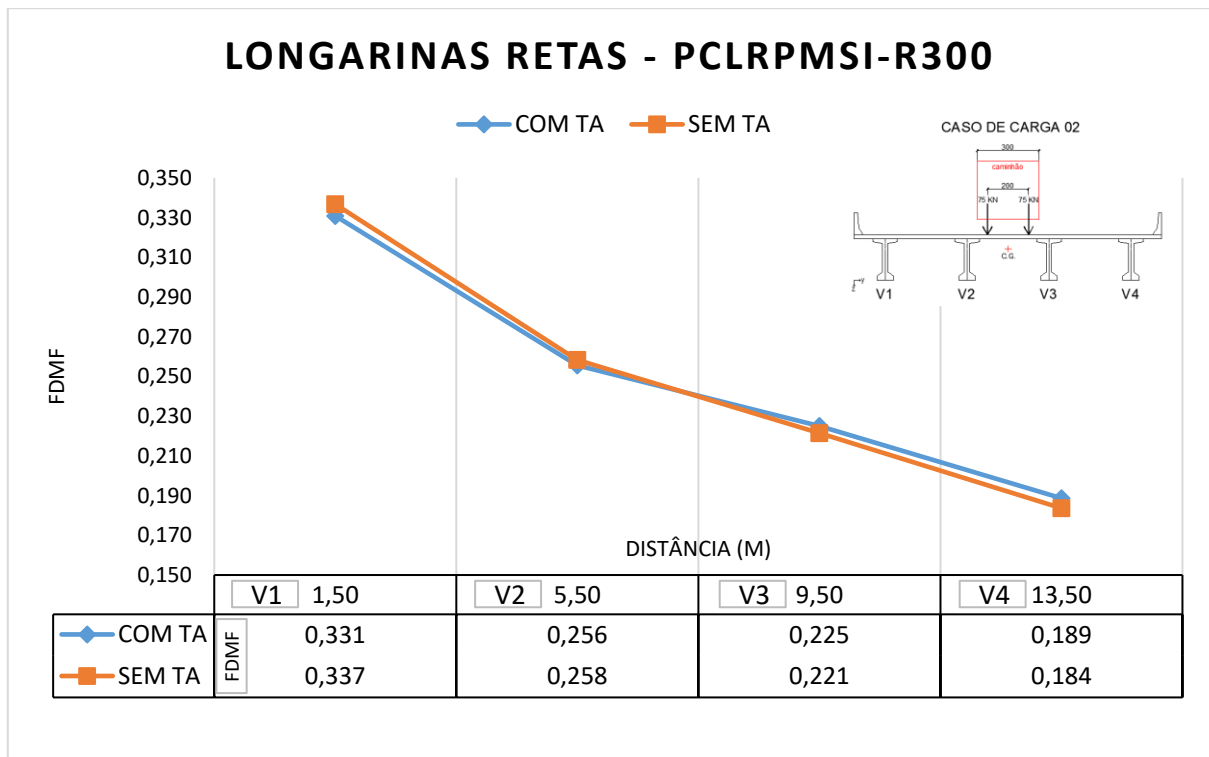


Figura A.5 - Comparação entre modelos com e sem transversinas de apoio, para o caso de carga 02 e raio de curvatura de 300 metros, modelo 05.

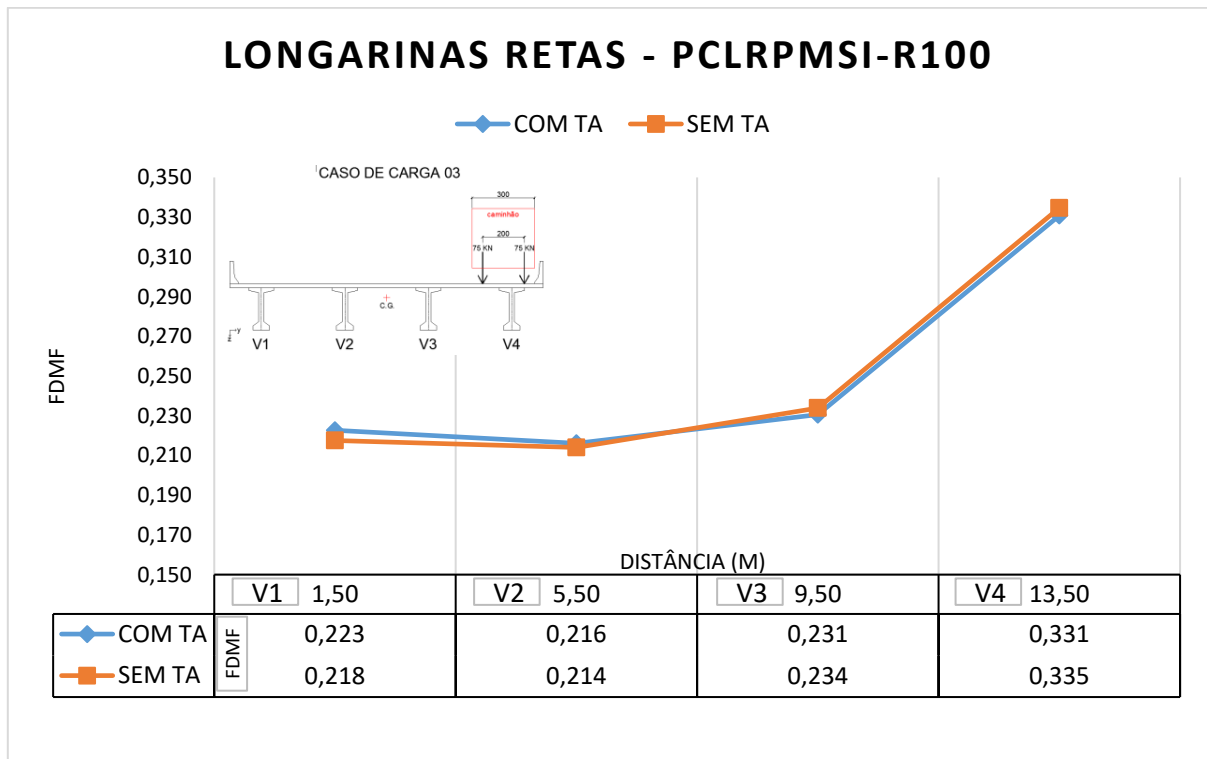


Figura A.6 - Comparação entre modelos com e sem transversinas de apoio, para o caso de carga 03 e raio de curvatura de 100 metros, modelo 09.

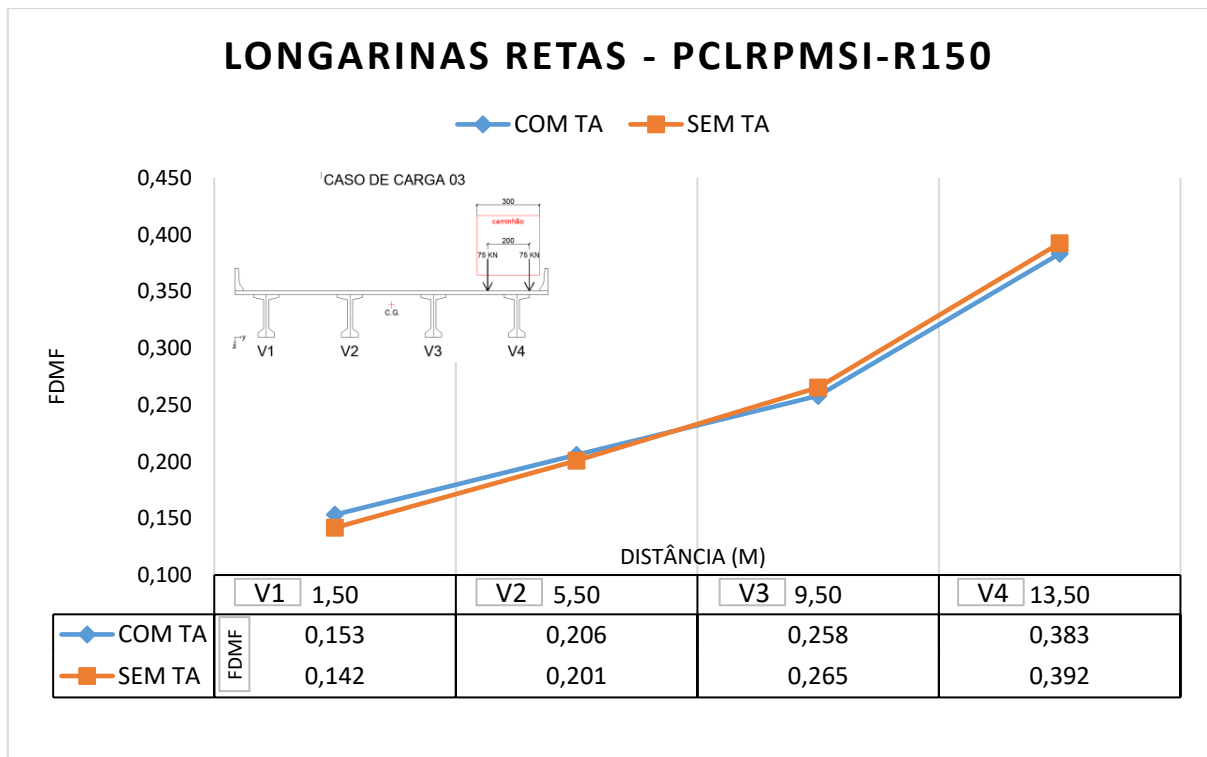


Figura A.7 - Comparação entre modelos com e sem transversinas de apoio, para o caso de carga 03 e raio de curvatura de 150 metros, modelo 01.

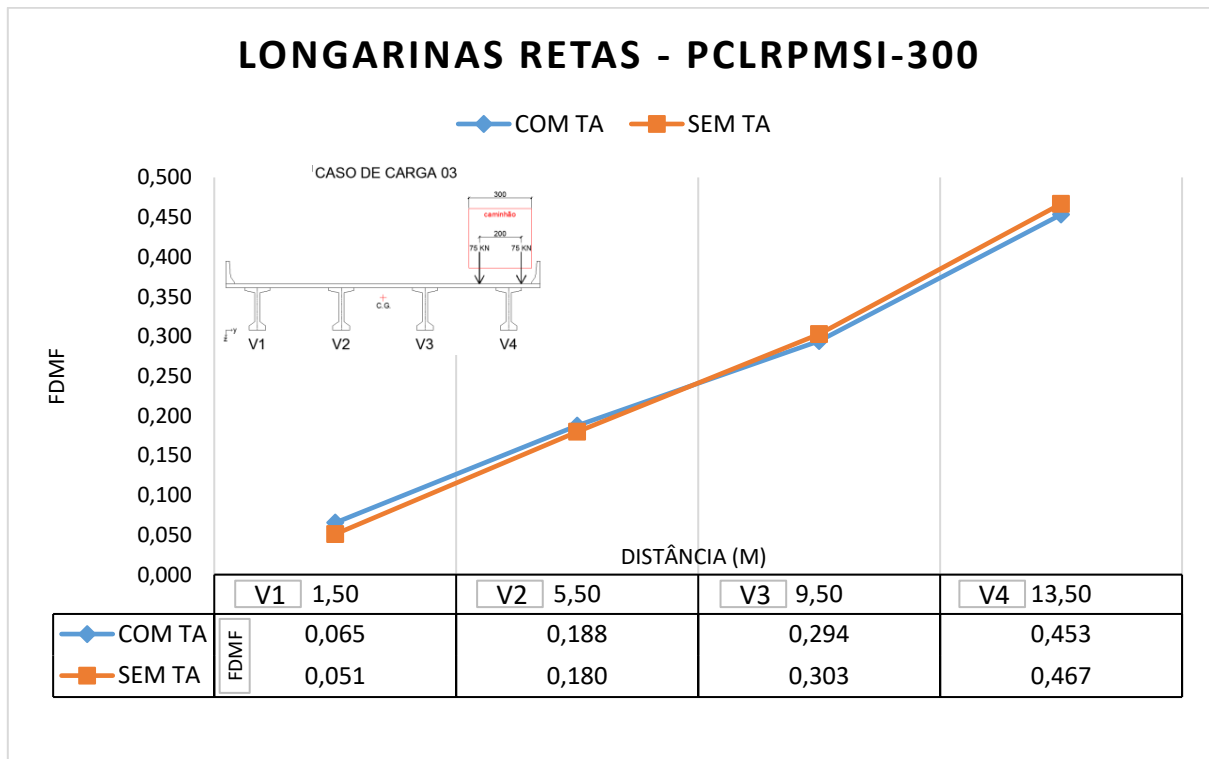


Figura A.8 - Comparação entre modelos com e sem transversinas de apoio, para o caso de carga 03 e raio de curvatura de 300 metros, modelo 05.

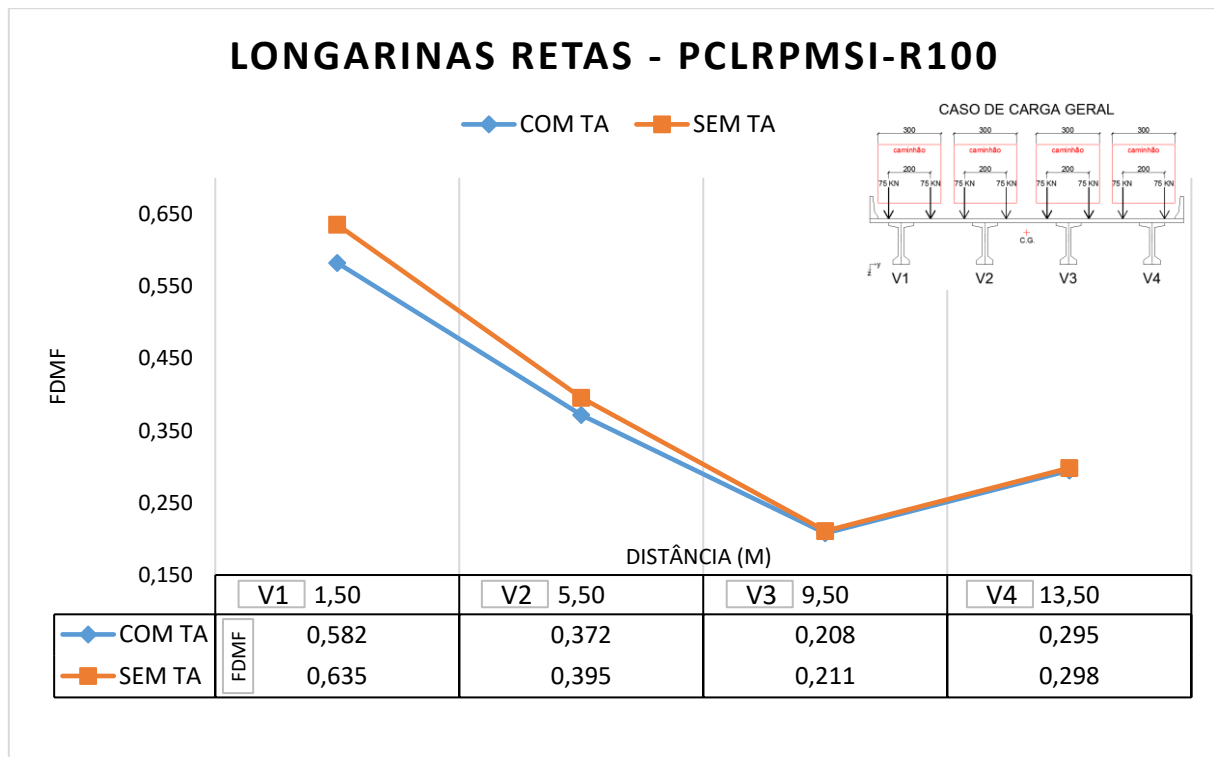


Figura A.9 - Comparação entre modelos com e sem transversinas de apoio, para o caso de carga geral e raio de curvatura de 100 metros, modelo 09.

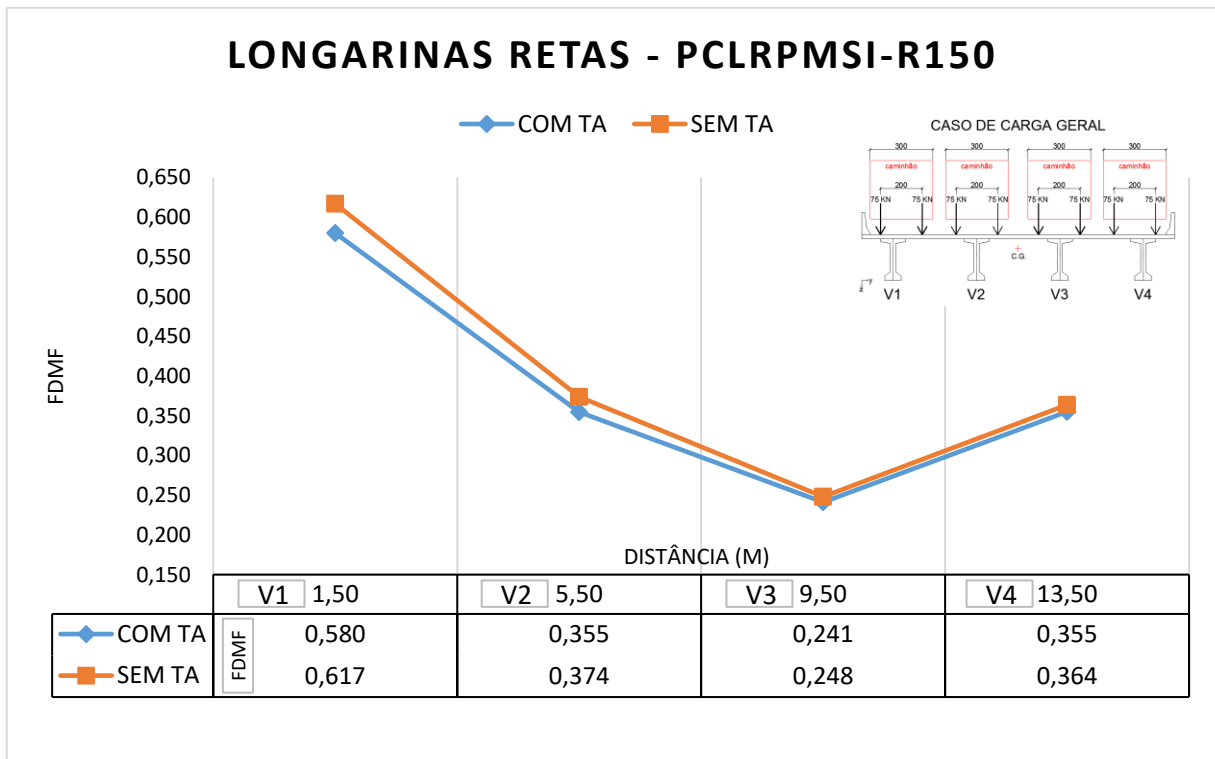


Figura A.10 - Comparação entre modelos com e sem transversinas de apoio, para o caso de carga geral e raio de curvatura de 150 metros, modelo 01.

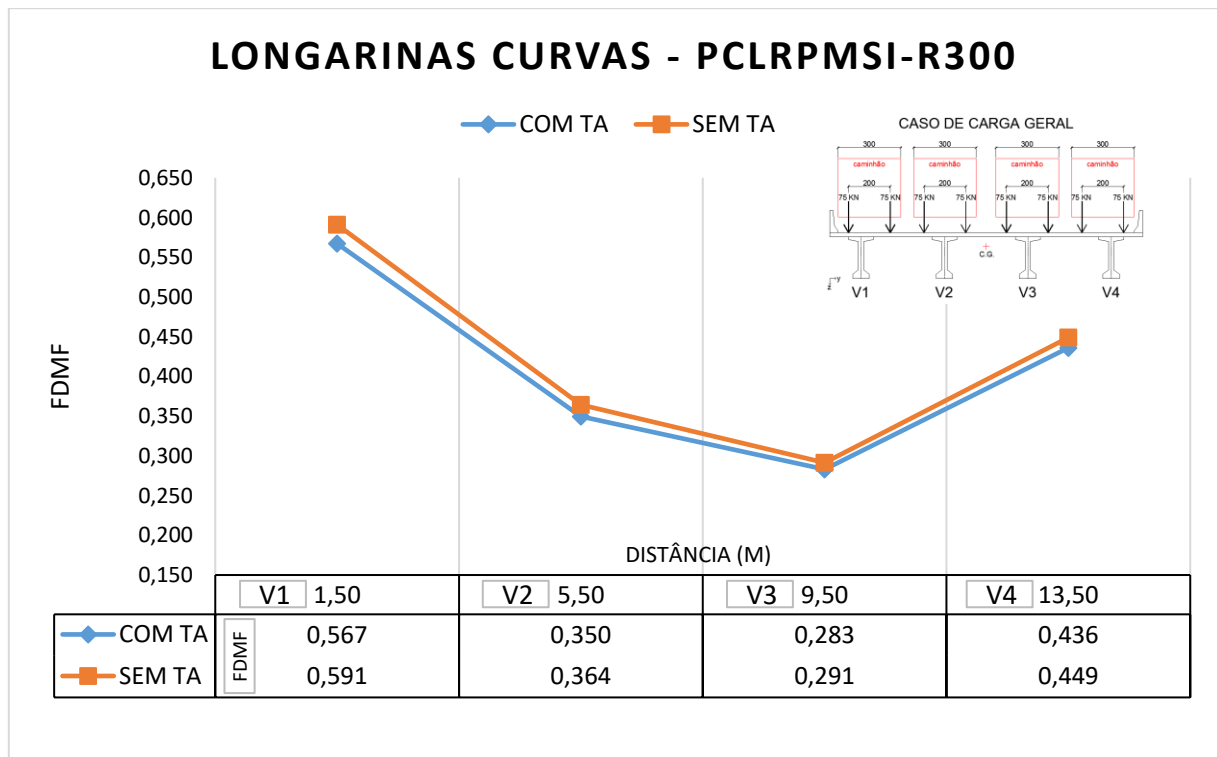


Figura A.11 - Comparação entre modelos com e sem transversinas de apoio, para o caso de carga geral e raio de curvatura de 300 metros, modelo 05.

A.2. Modelos com Longarinas curvas pré-moldadas

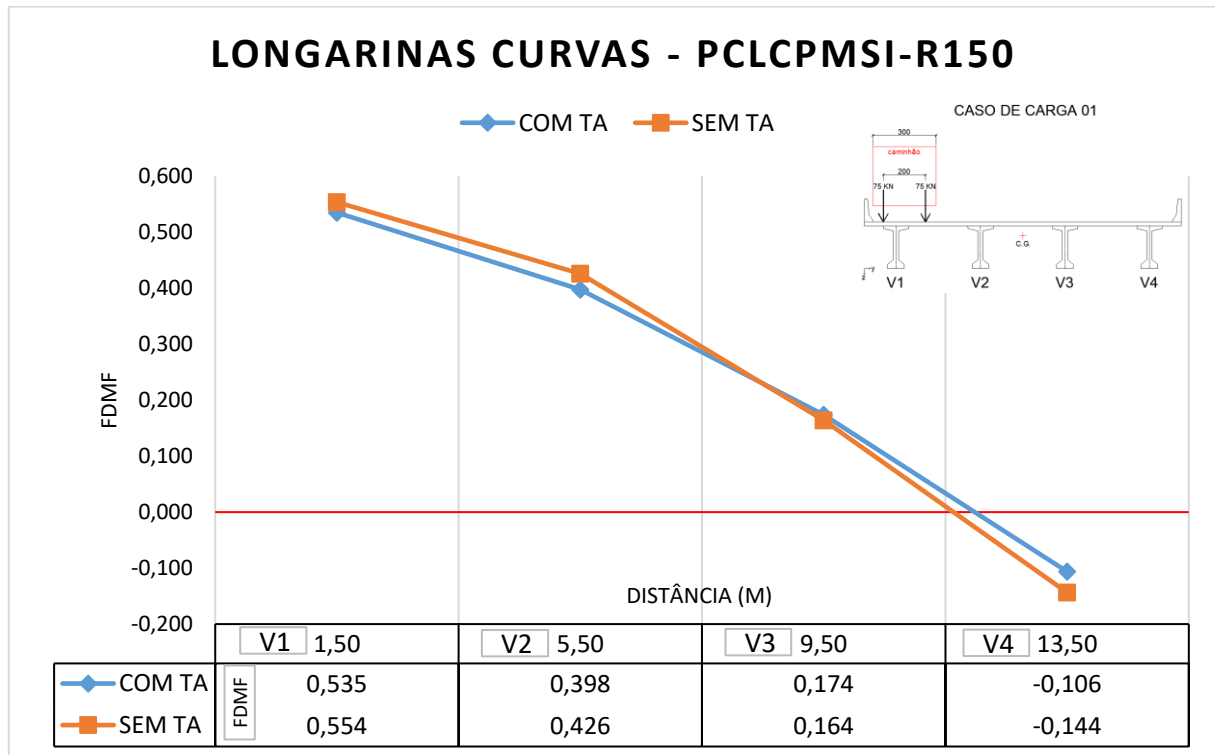


Figura A.12 - Comparação entre modelos com e sem transversinas de apoio, para o caso de carga 01 e raio de curvatura de 150 metros, modelo 02.

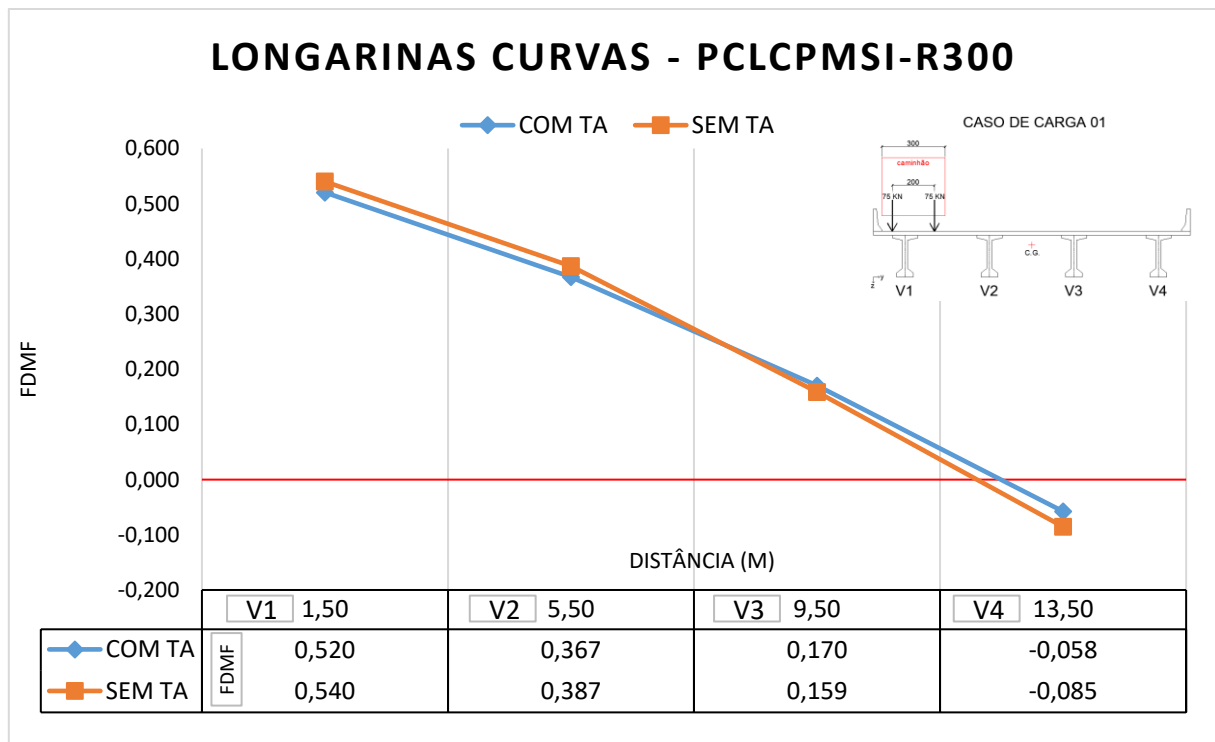


Figura A.13 - Comparação entre modelos com e sem transversinas de apoio, para o caso de carga 01 e raio de curvatura de 300 metros, modelo 06.

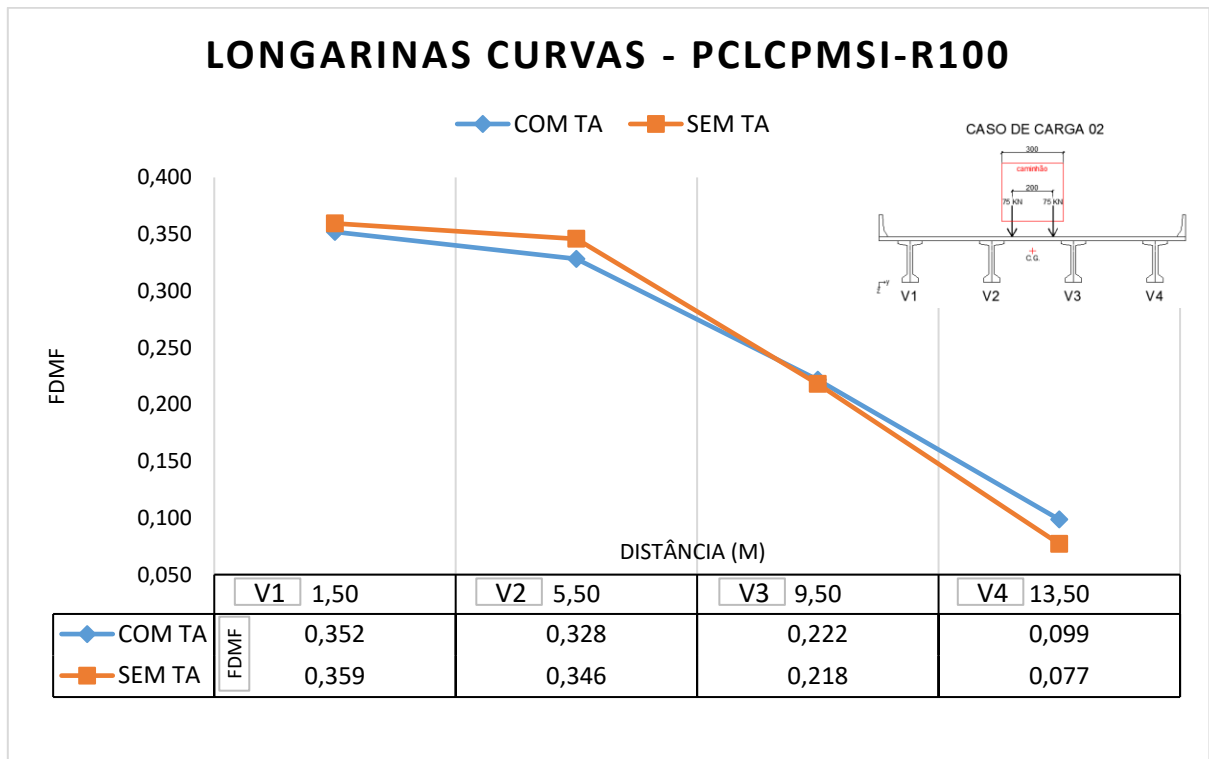


Figura A.14 - Comparação entre modelos com e sem transversinas de apoio, para o caso de carga 02 e raio de curvatura de 100 metros, modelo 10.

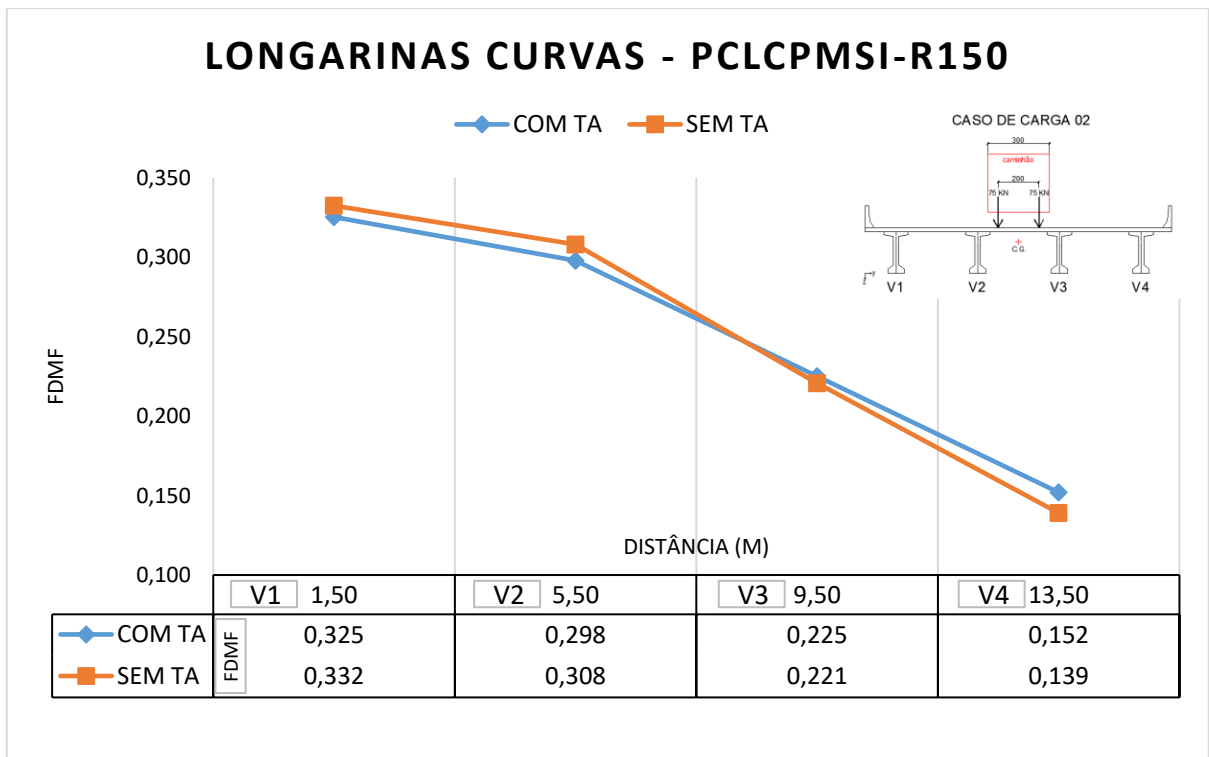


Figura A.15 - Comparação entre modelos com e sem transversinas de apoio, para o caso de carga 02 e raio de curvatura de 150 metros, modelo 02.

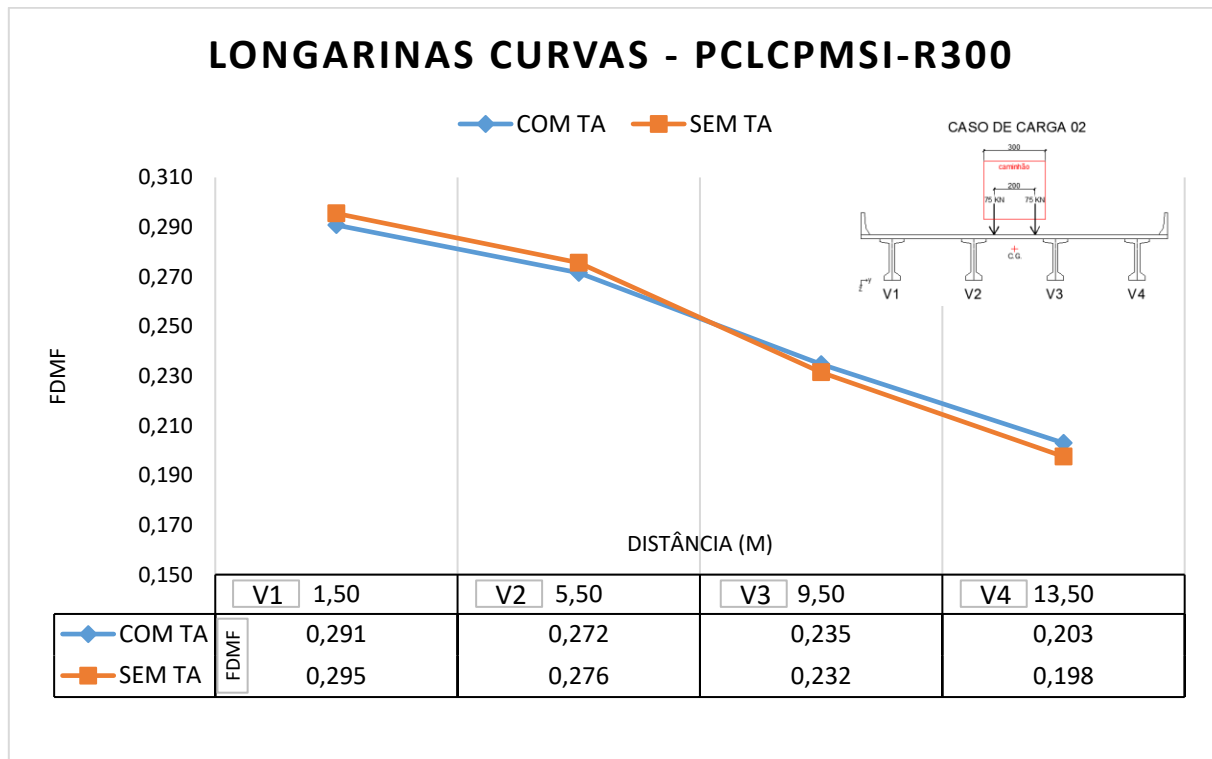


Figura A.16 - Comparação entre modelos com e sem transversinas de apoio, para o caso de carga 02 e raio de curvatura de 300 metros, modelo 06.

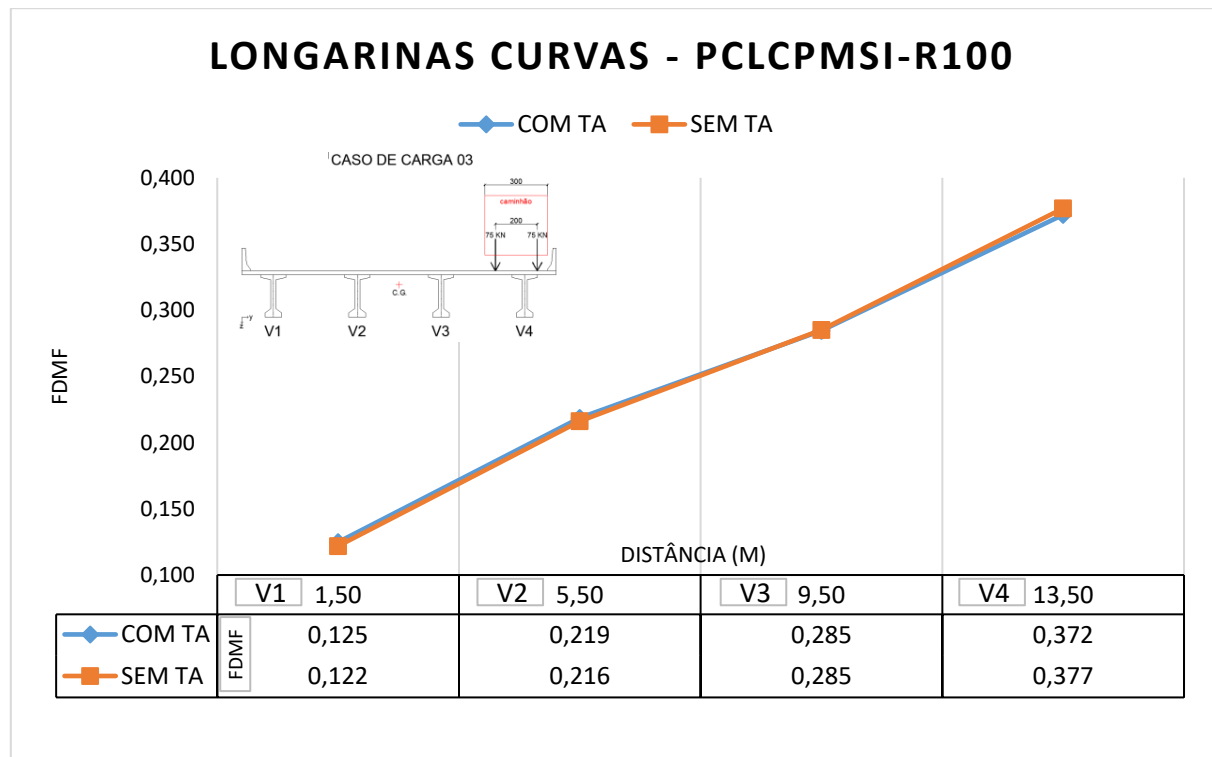


Figura A.17 - Comparação entre modelos com e sem transversinas de apoio, para o caso de carga 03 e raio de curvatura de 100 metros, modelo 10.

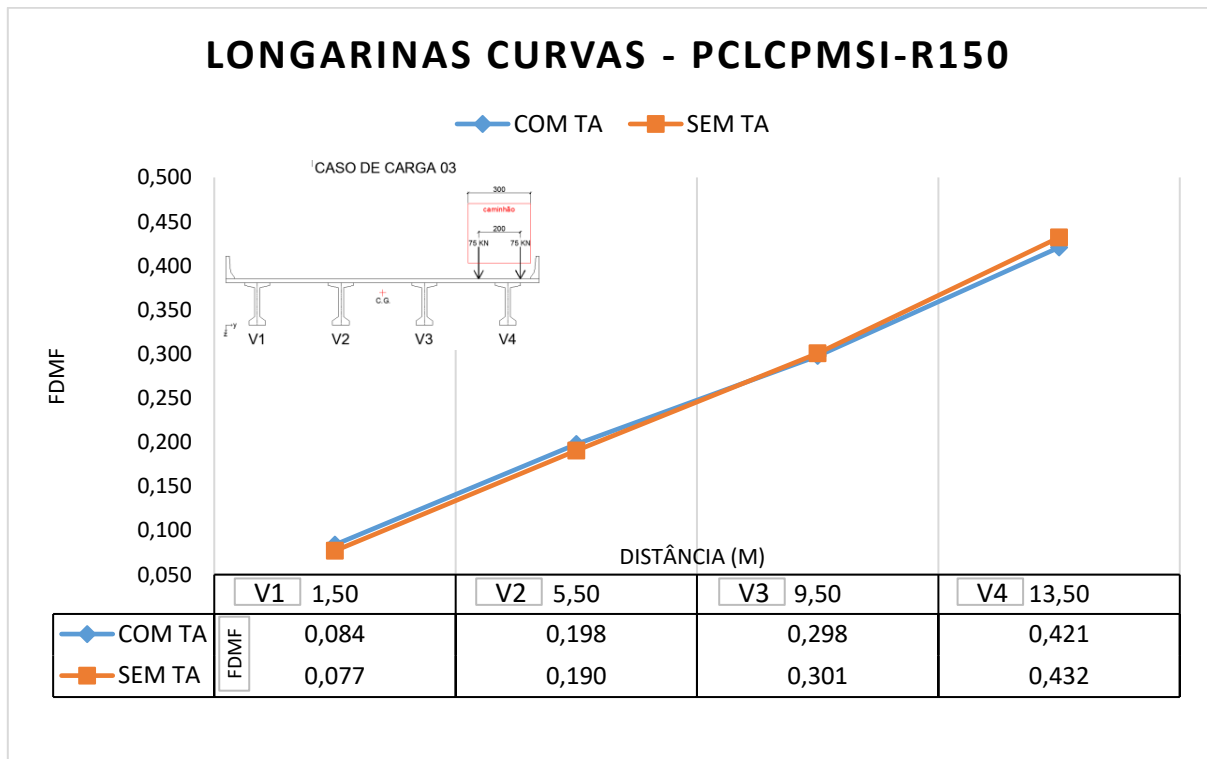


Figura A.18 - Comparação entre modelos com e sem transversinas de apoio, para o caso de carga 03 e raio de curvatura de 150 metros, modelo 02.

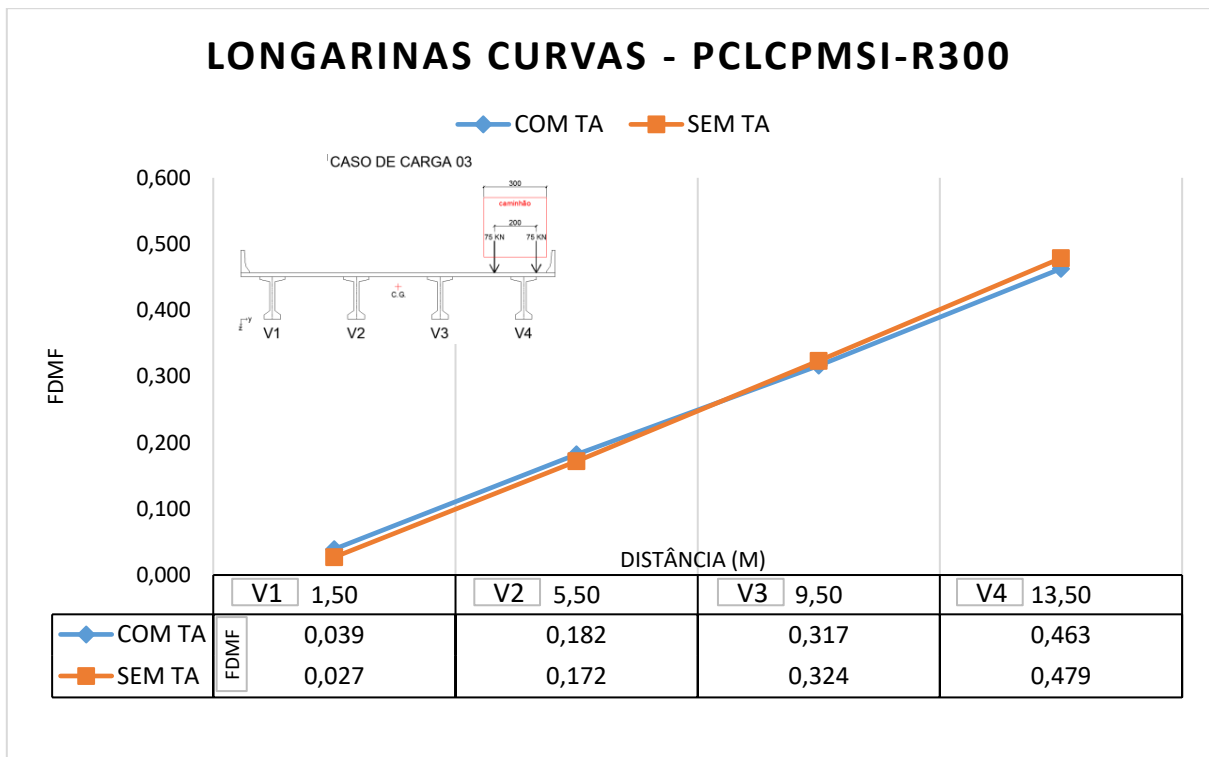


Figura A.19 - Comparação entre modelos com e sem transversinas de apoio, para o caso de carga 03 e raio de curvatura de 300 metros, modelo 06.

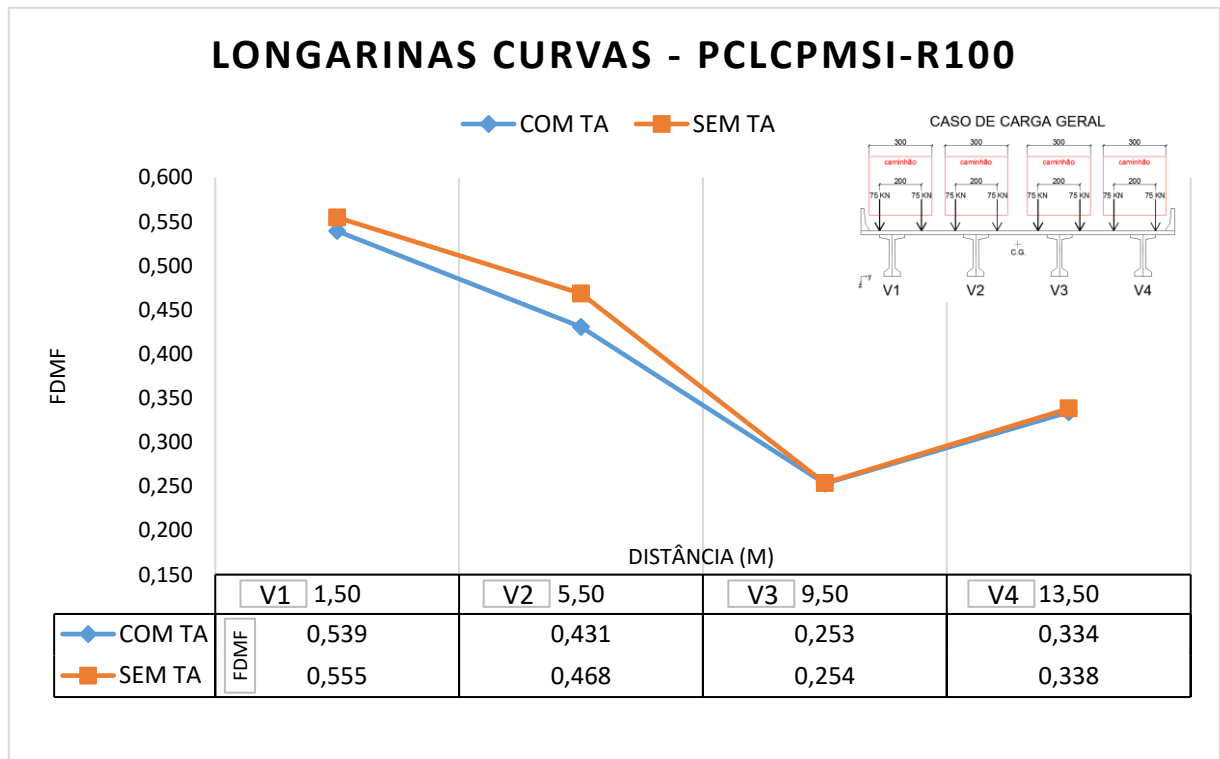


Figura A.20 - Comparação entre modelos com e sem transversinas de apoio, para o caso de carga geral e raio de curvatura de 100 metros, modelo 10.

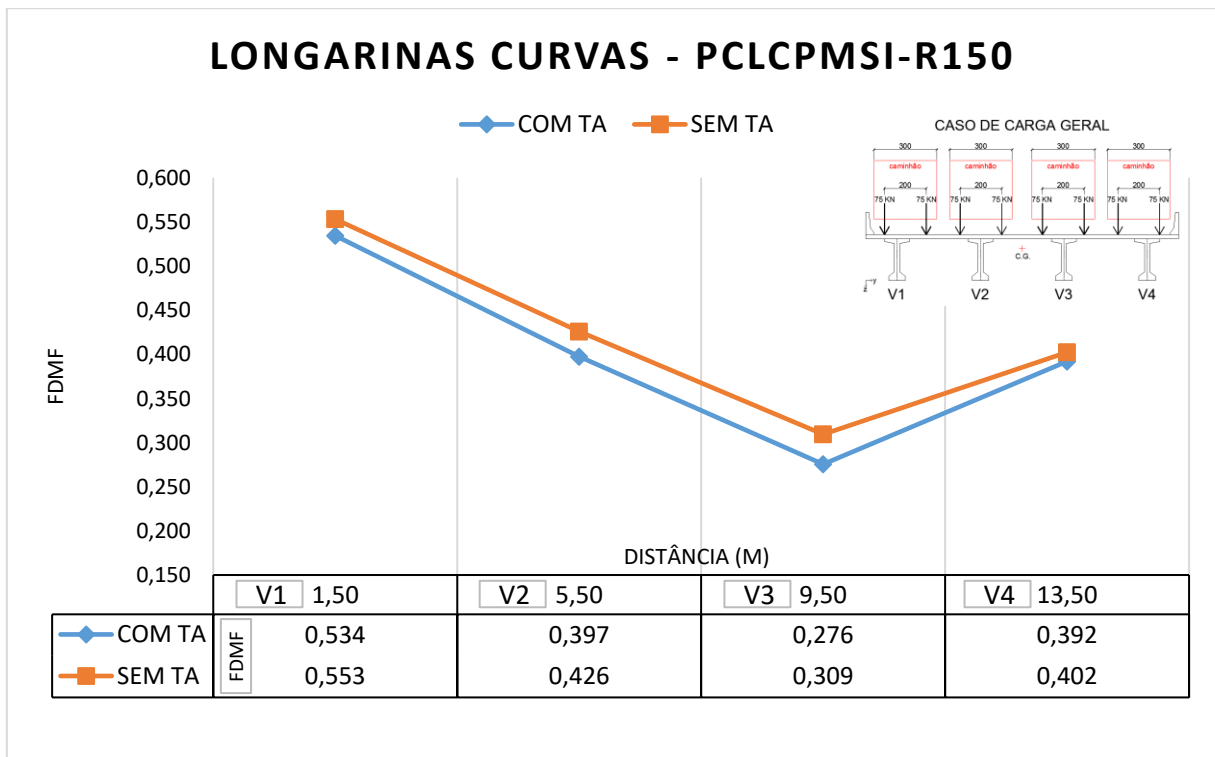


Figura A.21 - Comparação entre modelos com e sem transversinas de apoio, para o caso de carga geral e raio de curvatura de 150 metros, modelo 02.

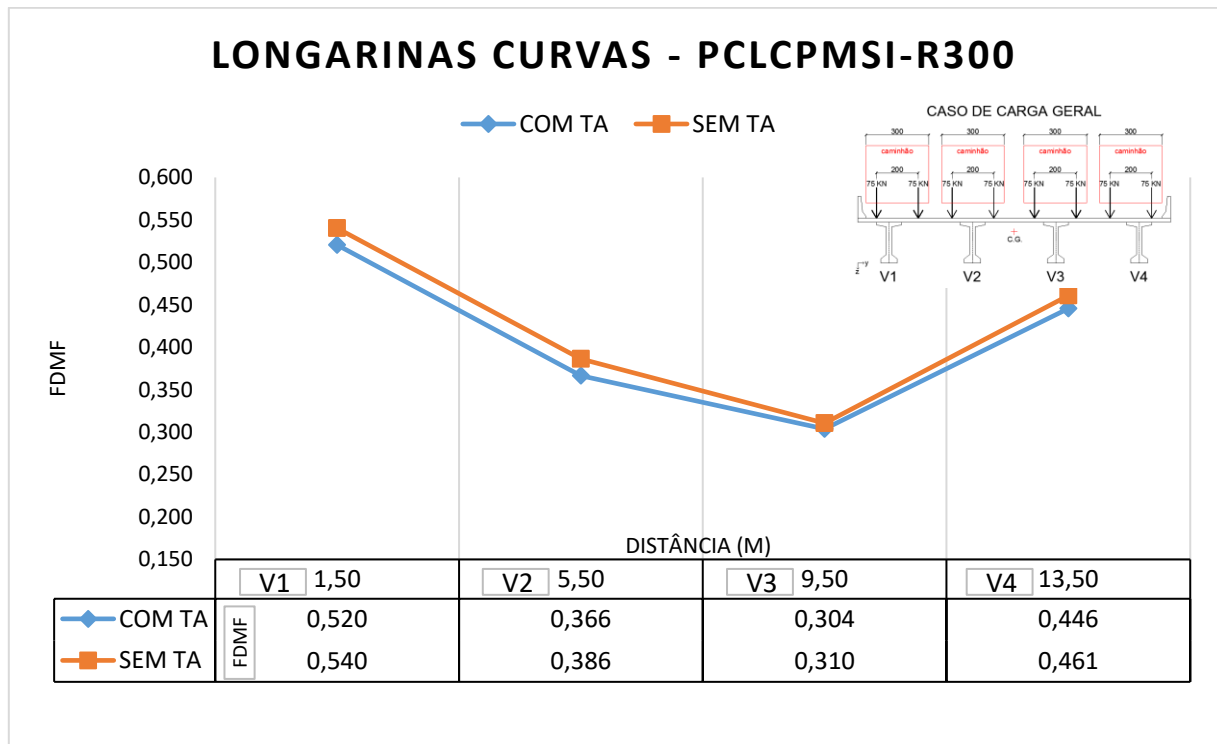


Figura A.22 - Comparação entre modelos com e sem transversinas de apoio, para o caso de carga geral e raio de curvatura de 300 metros, modelo 06.

A.3. Modelos com Longarinas curvas moldadas in loco

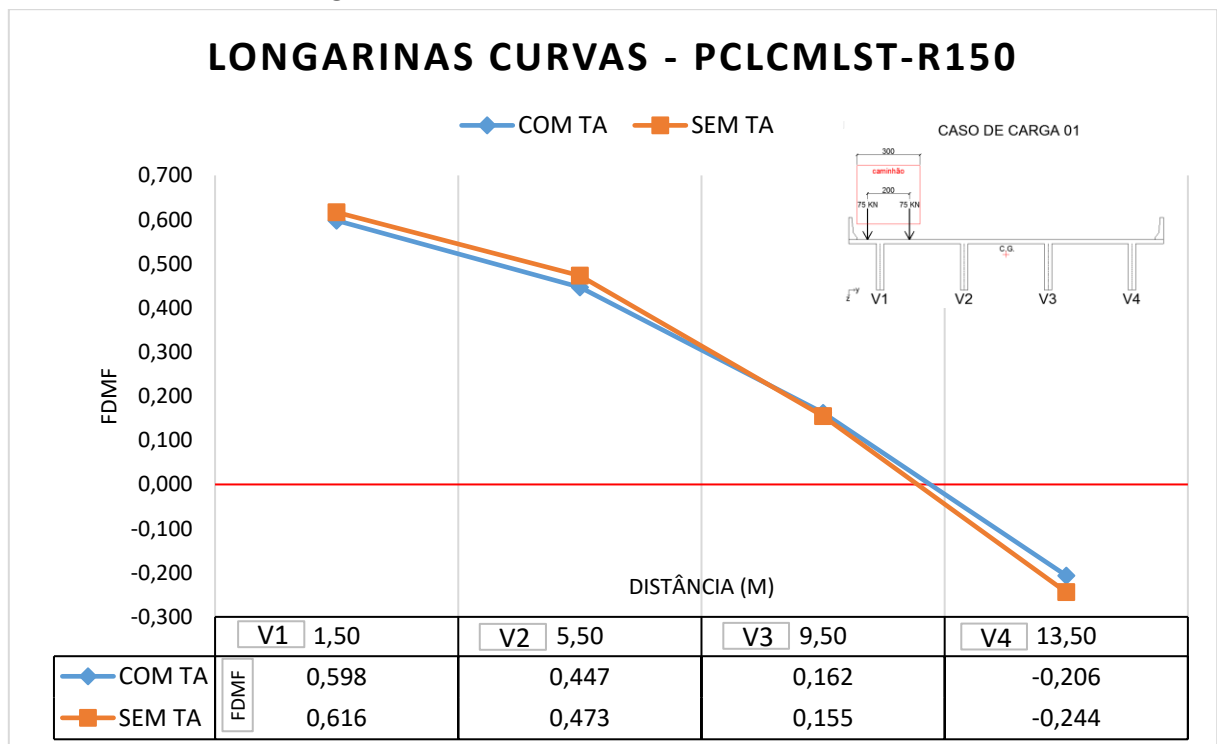


Figura A.23 - Comparação entre modelos com e sem transversinas de apoio, para o caso de carga 01 e raio de curvatura de 150 metros, modelo 03.

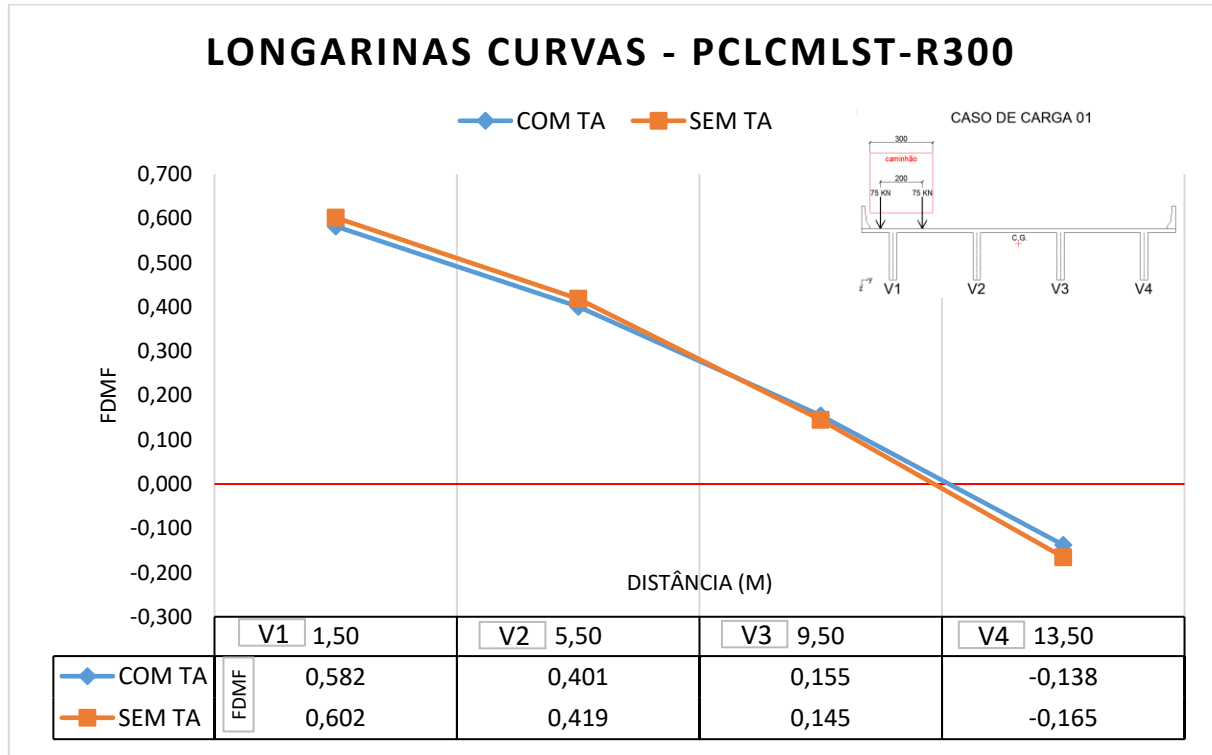


Figura A.24 - Comparação entre modelos com e sem transversinas de apoio, para o caso de carga 01 e raio de curvatura de 300 metros, modelo 07.

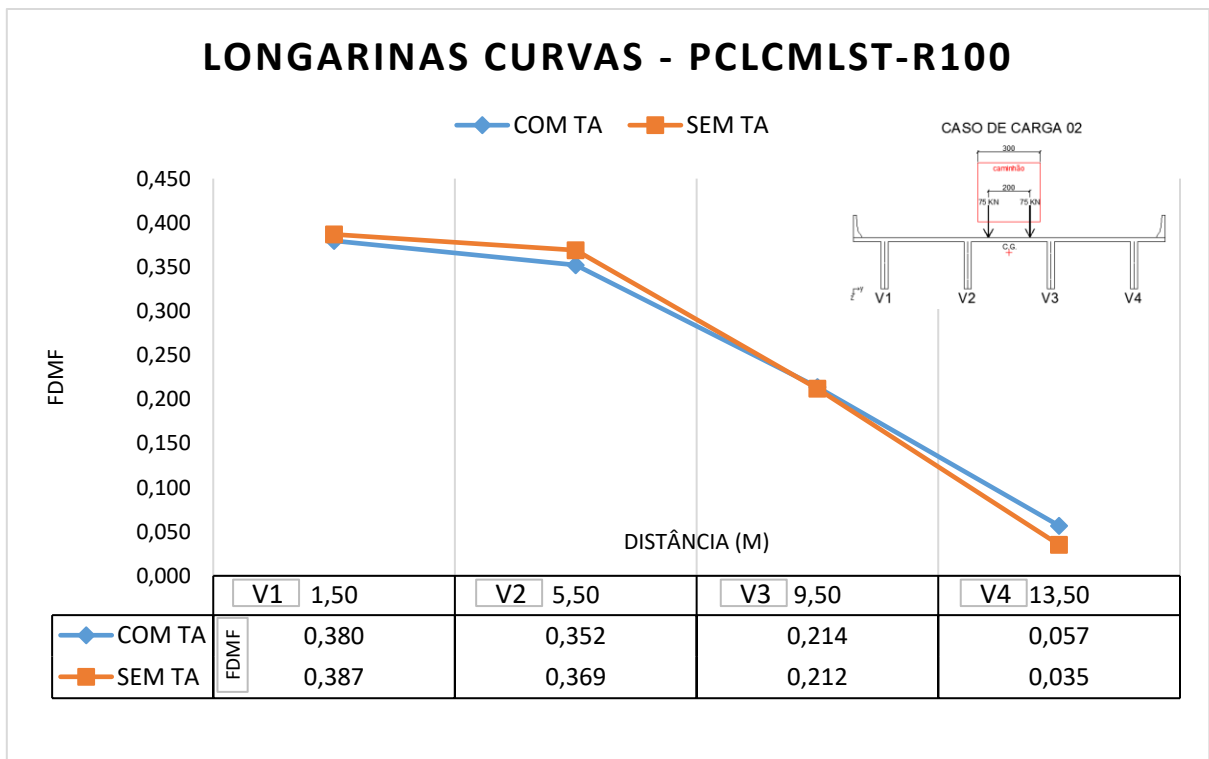


Figura A.25 - Comparação entre modelos com e sem transversinas de apoio, para o caso de carga 02 e raio de curvatura de 100 metros, modelo 11.

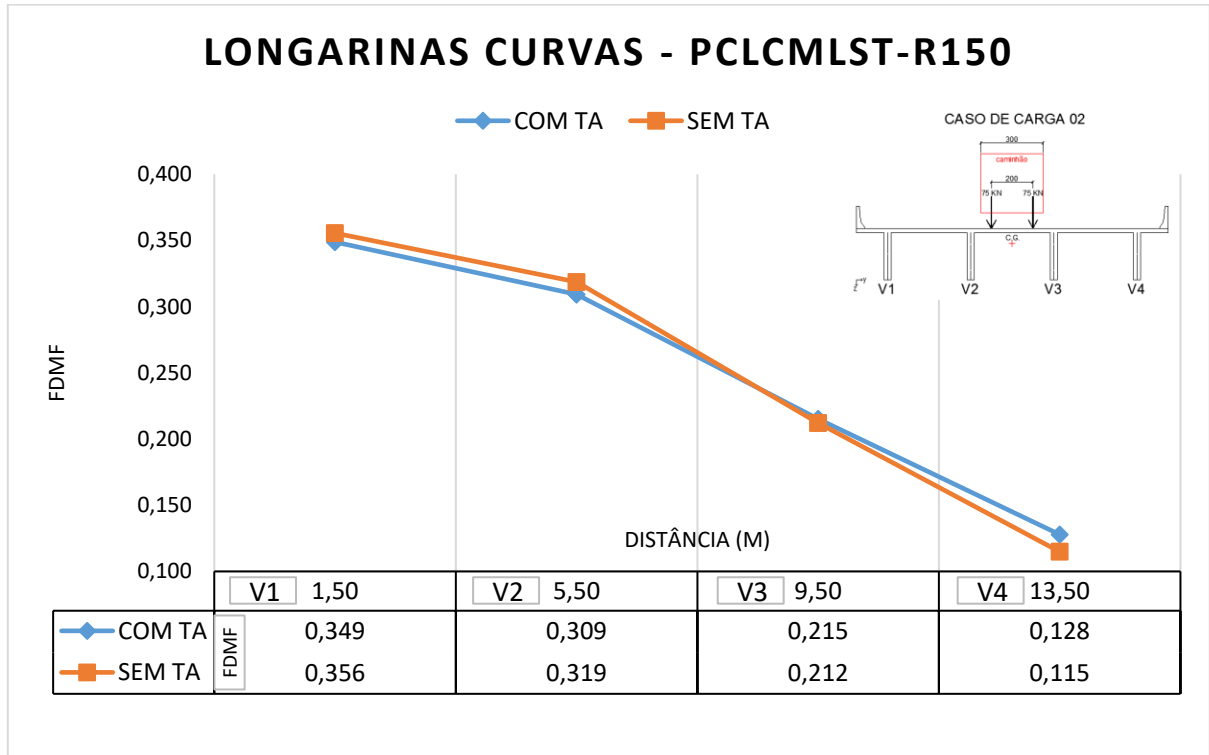


Figura A.26 - Comparação entre modelos com e sem transversinas de apoio, para o caso de carga 02 e raio de curvatura de 150 metros, modelo 03.

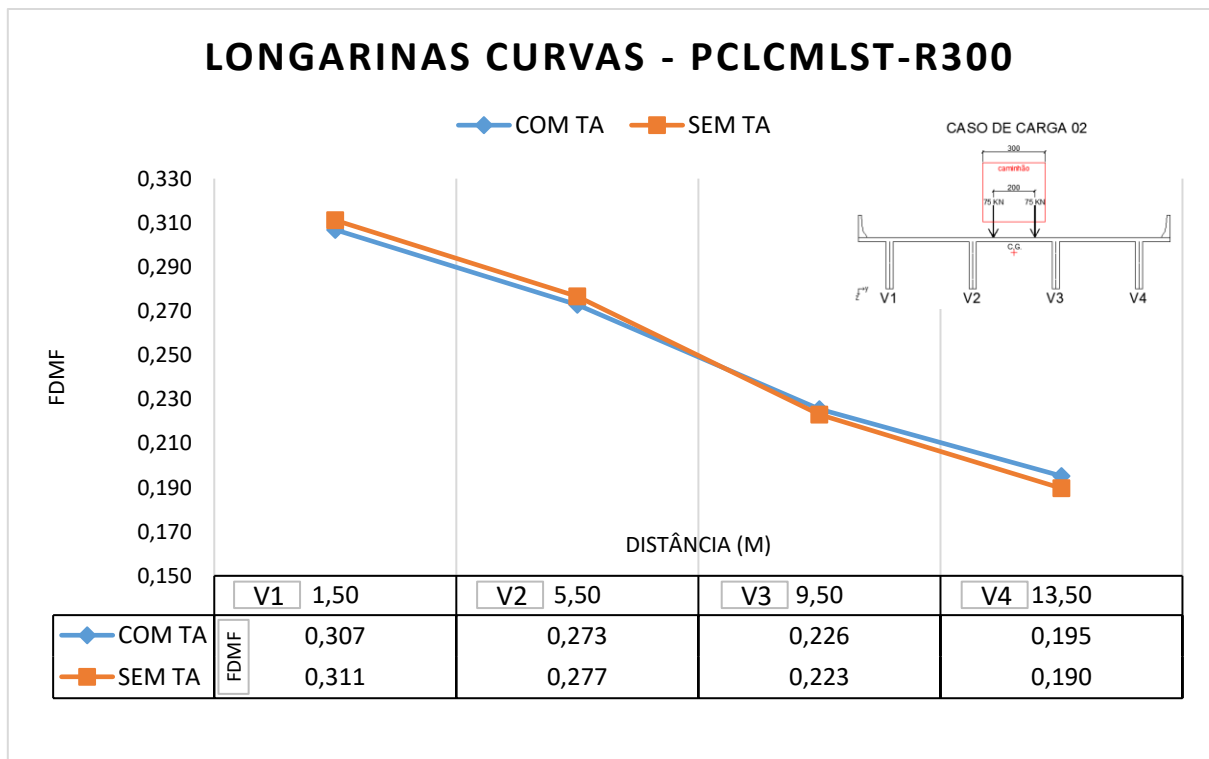


Figura A.27 - Comparação entre modelos com e sem transversinas de apoio, para o caso de carga 02 e raio de curvatura de 300 metros, modelo 07.

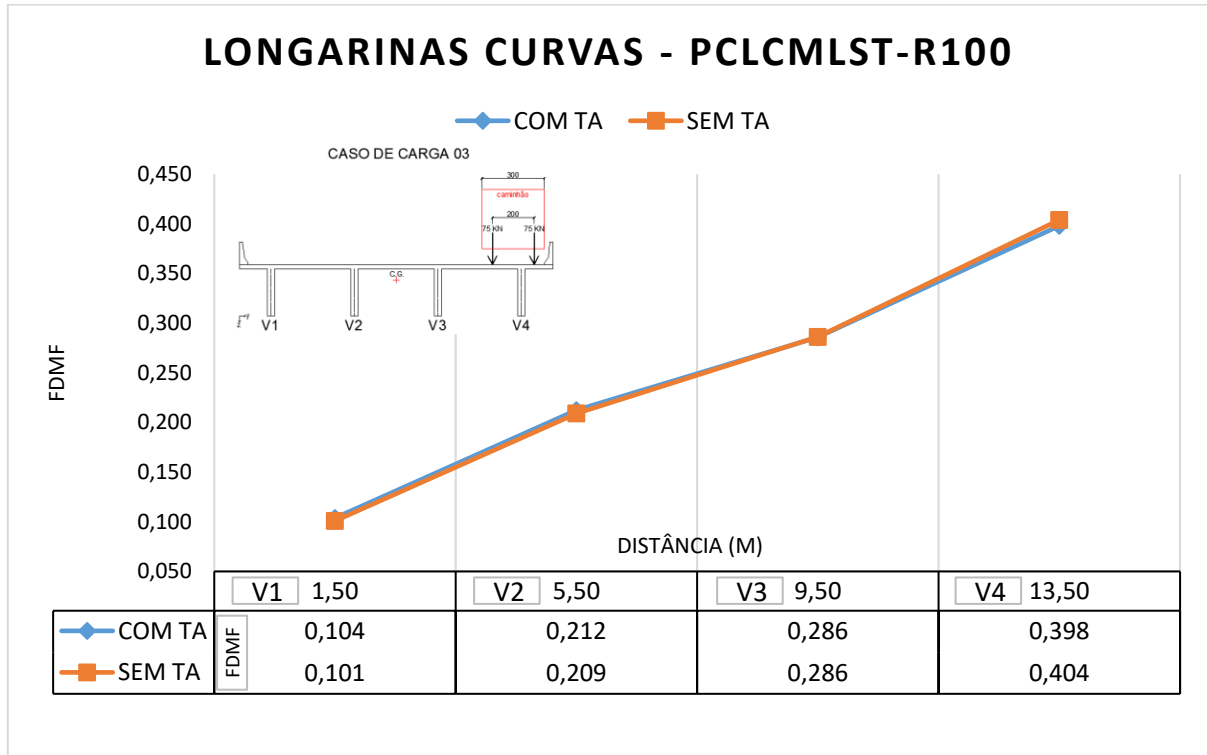


Figura A.28 - Comparação entre modelos com e sem transversinas de apoio, para o caso de carga 03 e raio de curvatura de 100 metros, modelo 11.

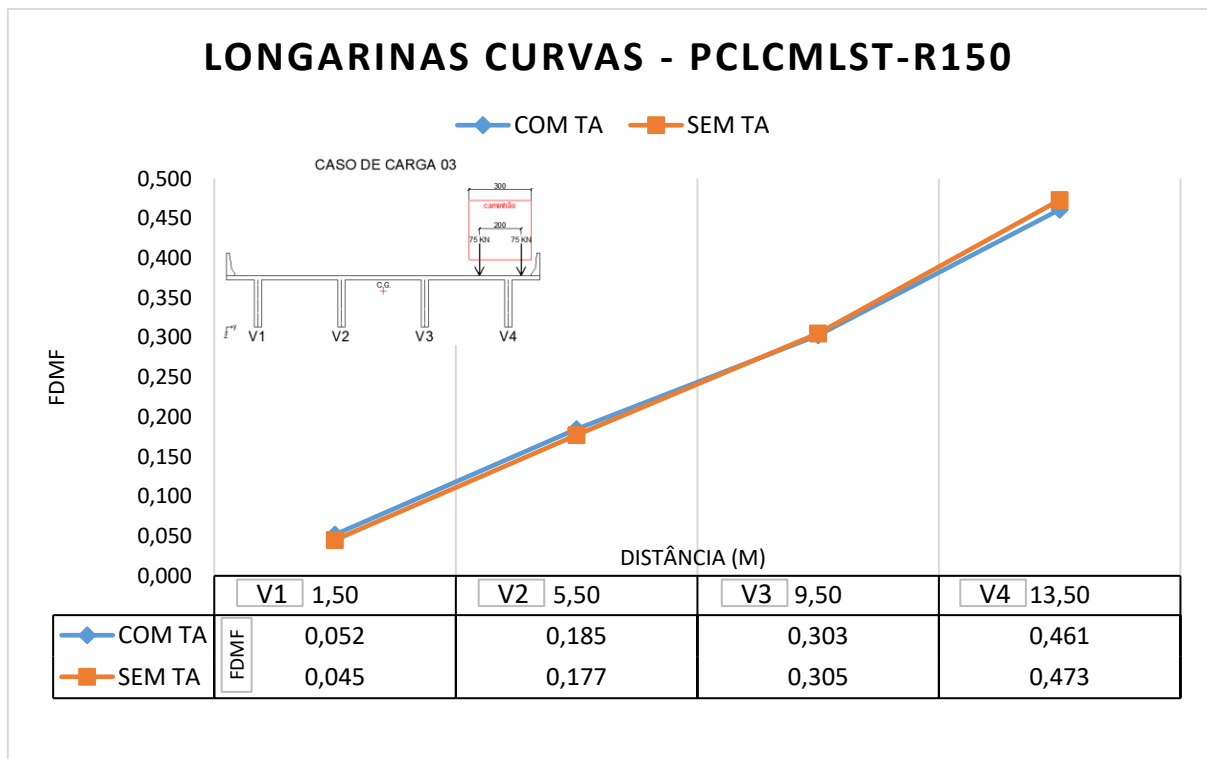


Figura A.29 - Comparação entre modelos com e sem transversinas de apoio, para o caso de carga 03 e raio de curvatura de 150 metros, modelo 03.

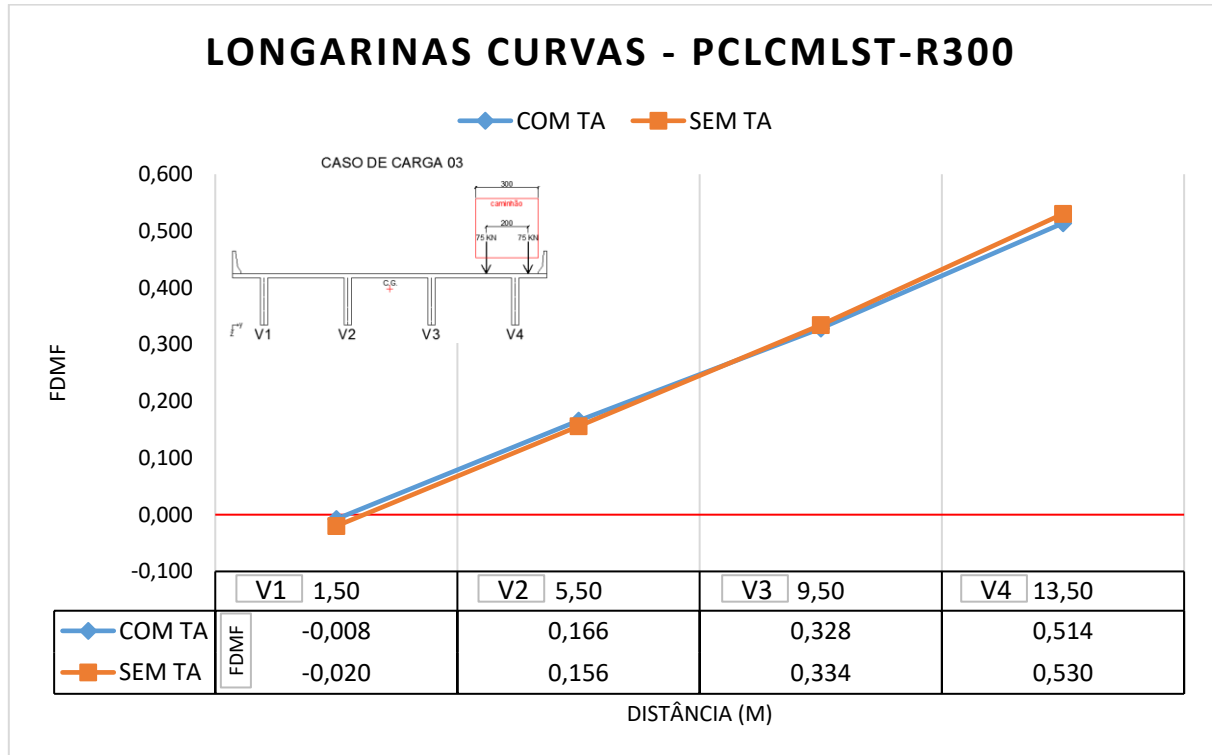


Figura A.30 - Comparação entre modelos com e sem transversinas de apoio, para o caso de carga 03 e raio de curvatura de 300 metros, modelo 07.

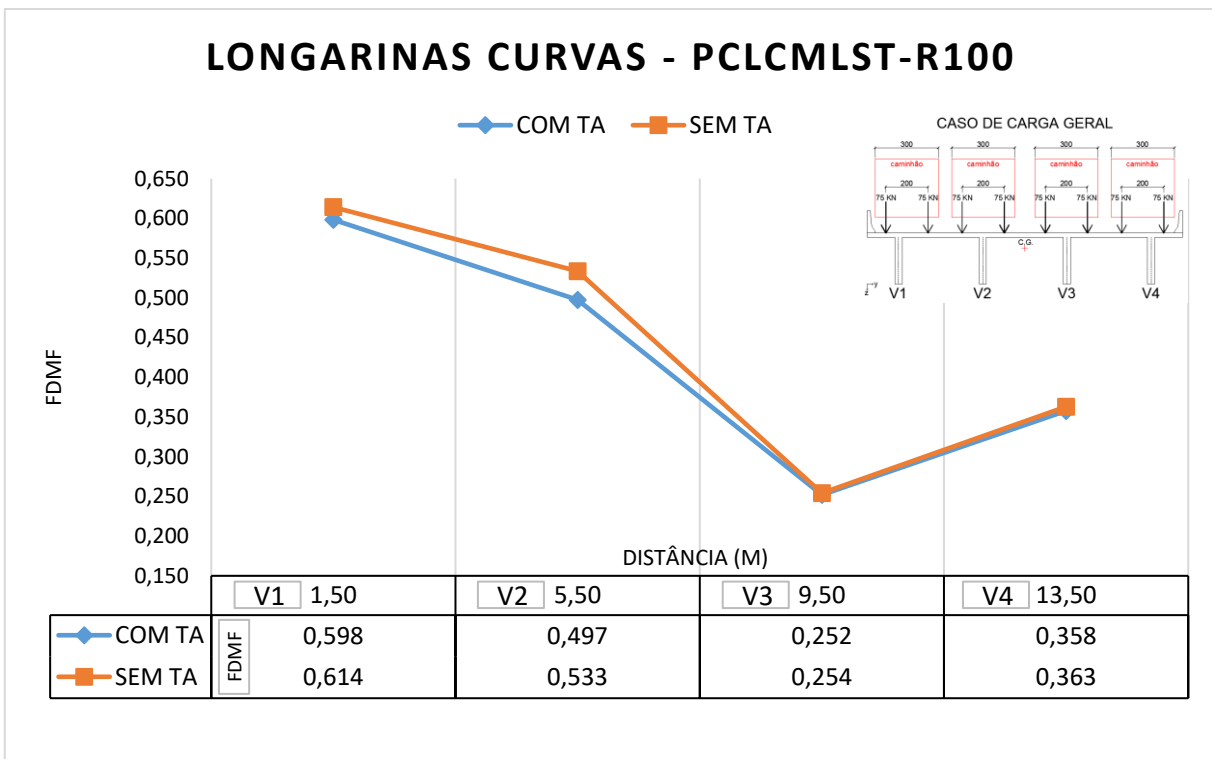


Figura A.31 - Comparação entre modelos com e sem transversinas de apoio, para o caso de carga geral e raio de curvatura de 100 metros, modelo 11.

A.4. Modelos com Seção celular

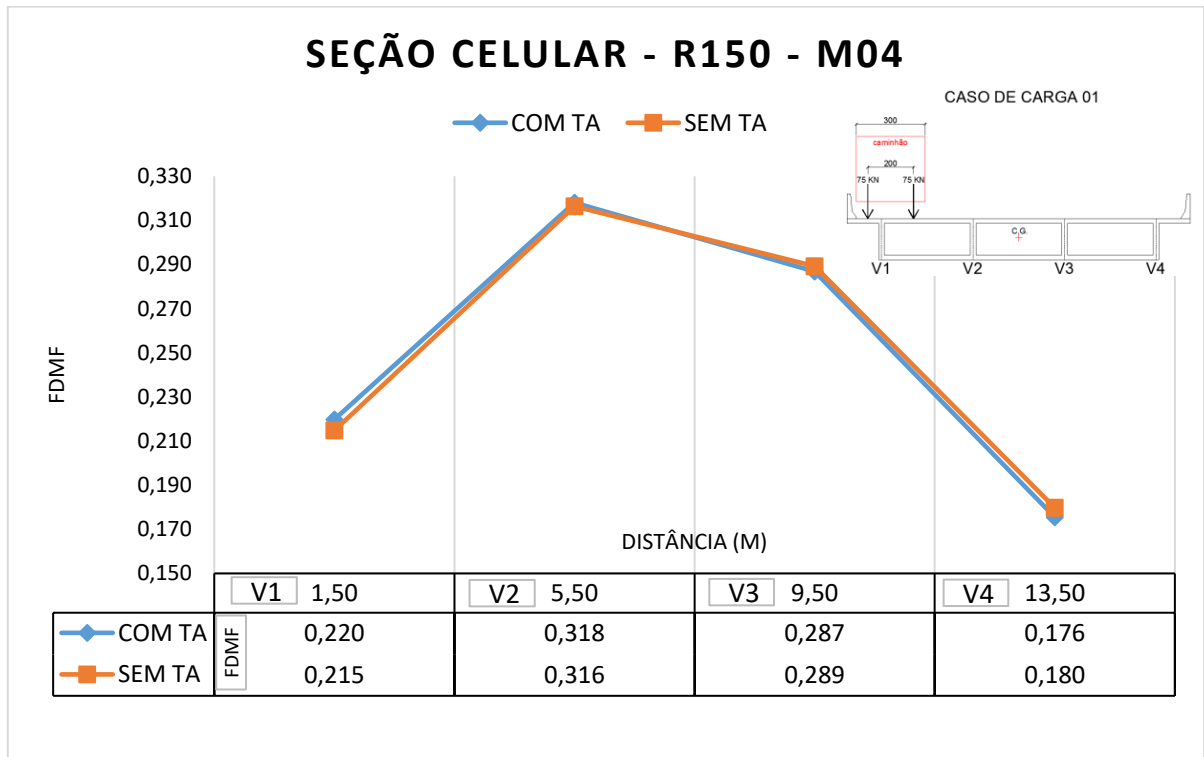


Figura A.34 - Comparação entre modelos com e sem transversinas de apoio, para o caso de carga 01 e raio de curvatura de 150 metros, modelo 04.

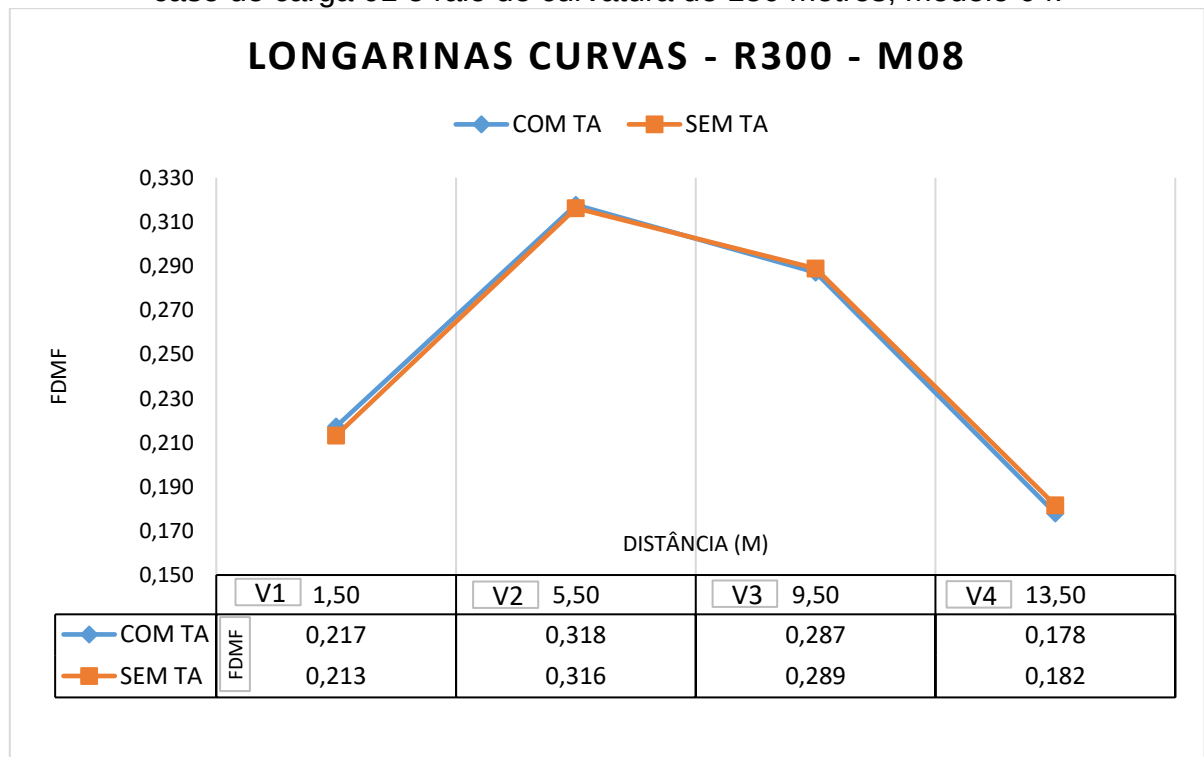


Figura A.35 - Comparação entre modelos com e sem transversinas de apoio, para o caso de carga 01 e raio de curvatura de 300 metros, modelo 08.

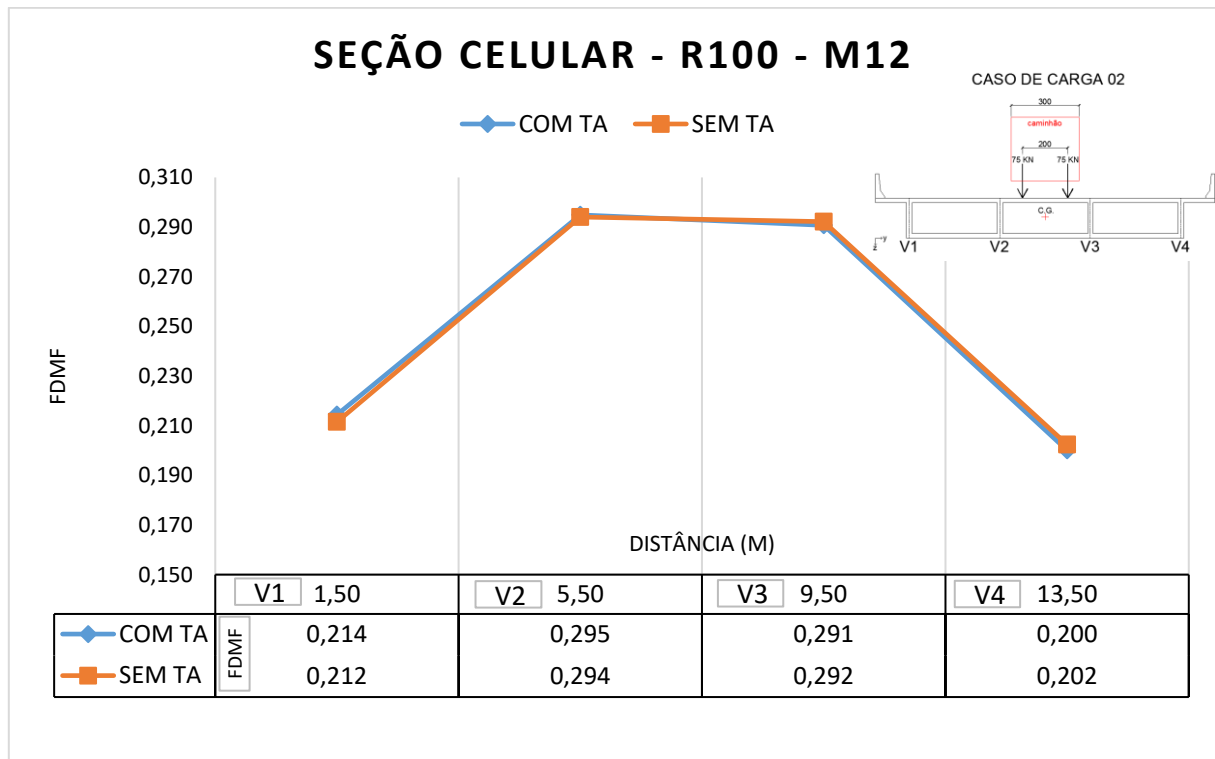


Figura A.36 - Comparação entre modelos com e sem transversinas de apoio, para o caso de carga 02 e raio de curvatura de 100 metros, modelo 12.

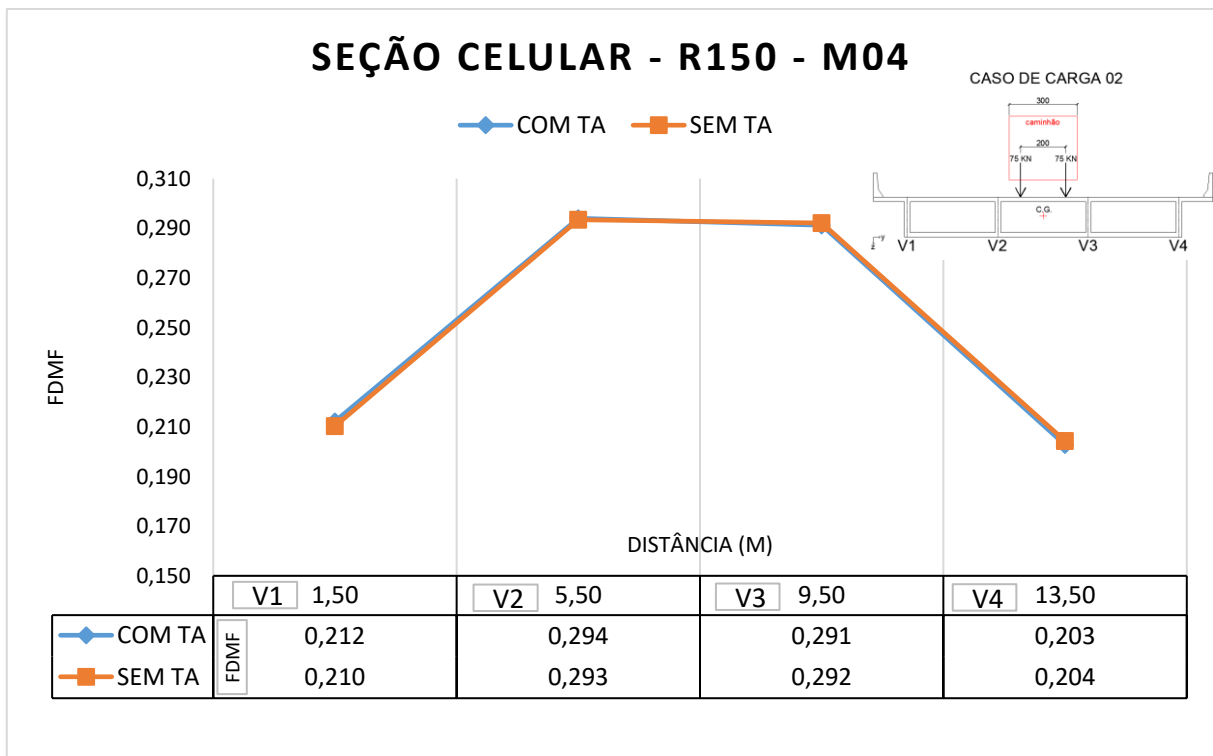


Figura A.37 - Comparação entre modelos com e sem transversinas de apoio, para o caso de carga 02 e raio de curvatura de 150 metros, modelo 04.

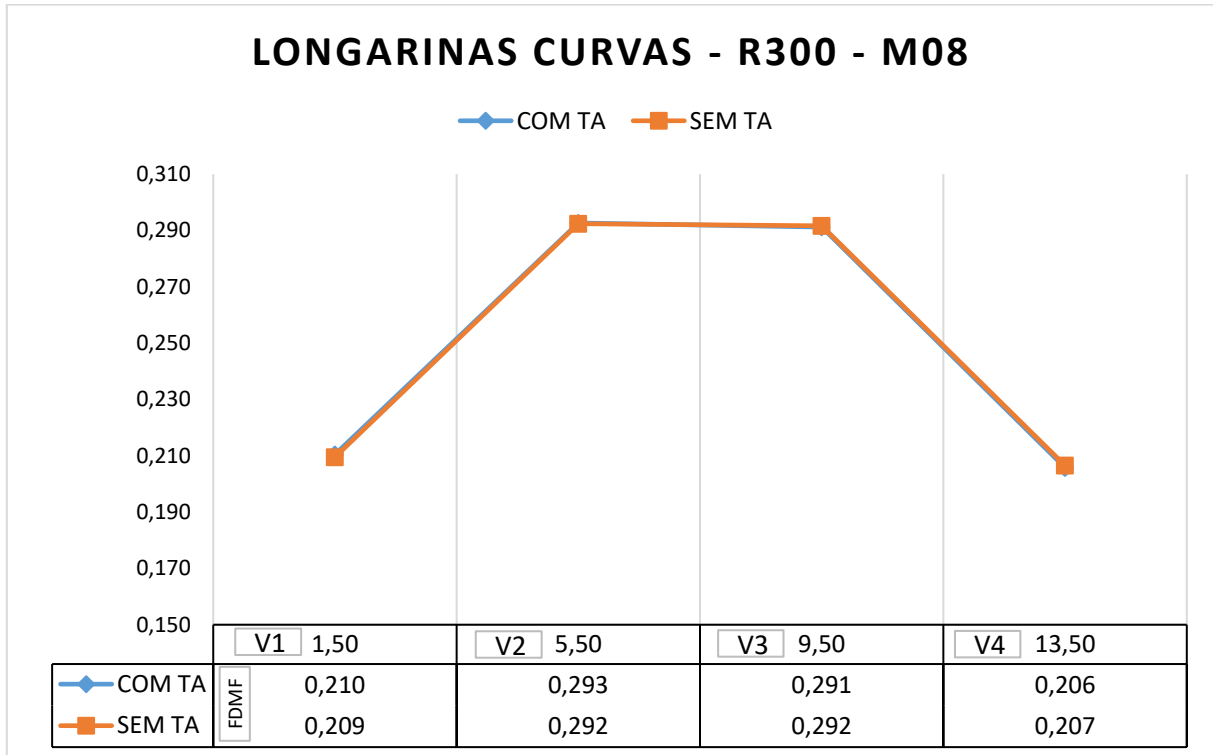


Figura A.38 - Comparação entre modelos com e sem transversinas de apoio, para o caso de carga 02 e raio de curvatura de 300 metros, modelo 08.

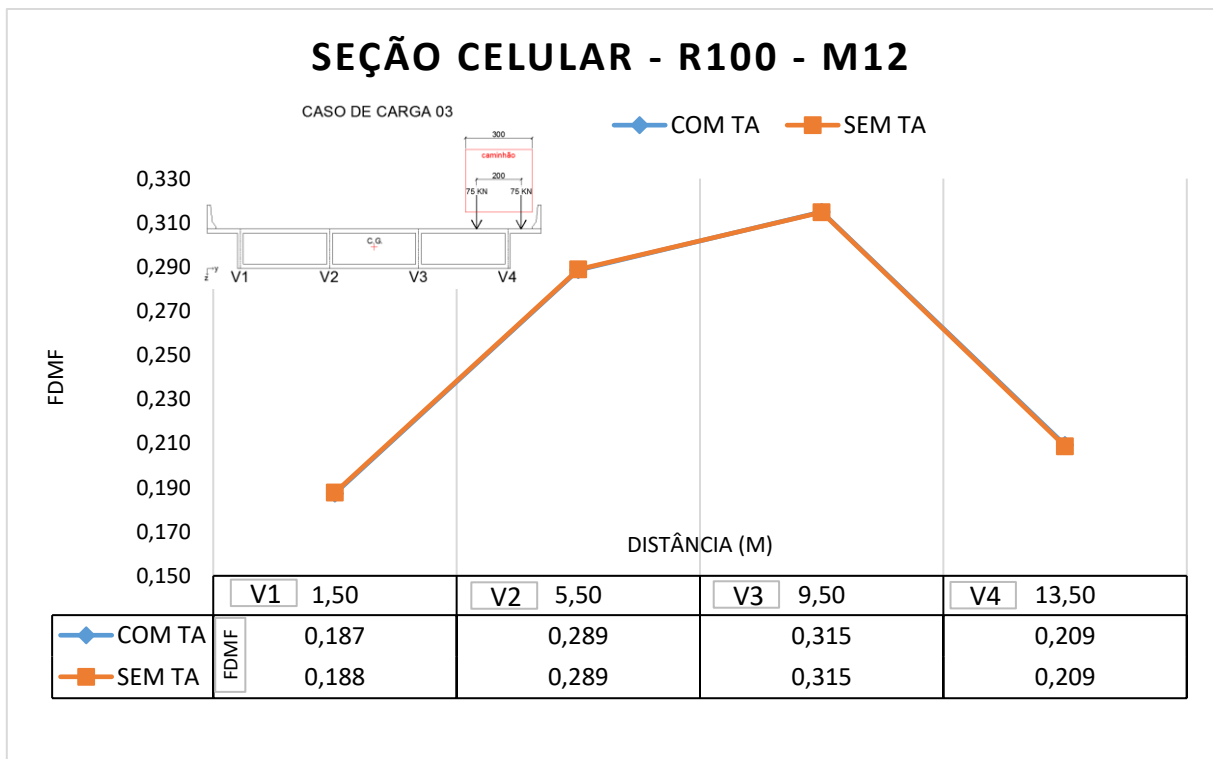


Figura A.39 - Comparação entre modelos com e sem transversinas de apoio, para o caso de carga 03 e raio de curvatura de 100 metros, modelo 12.

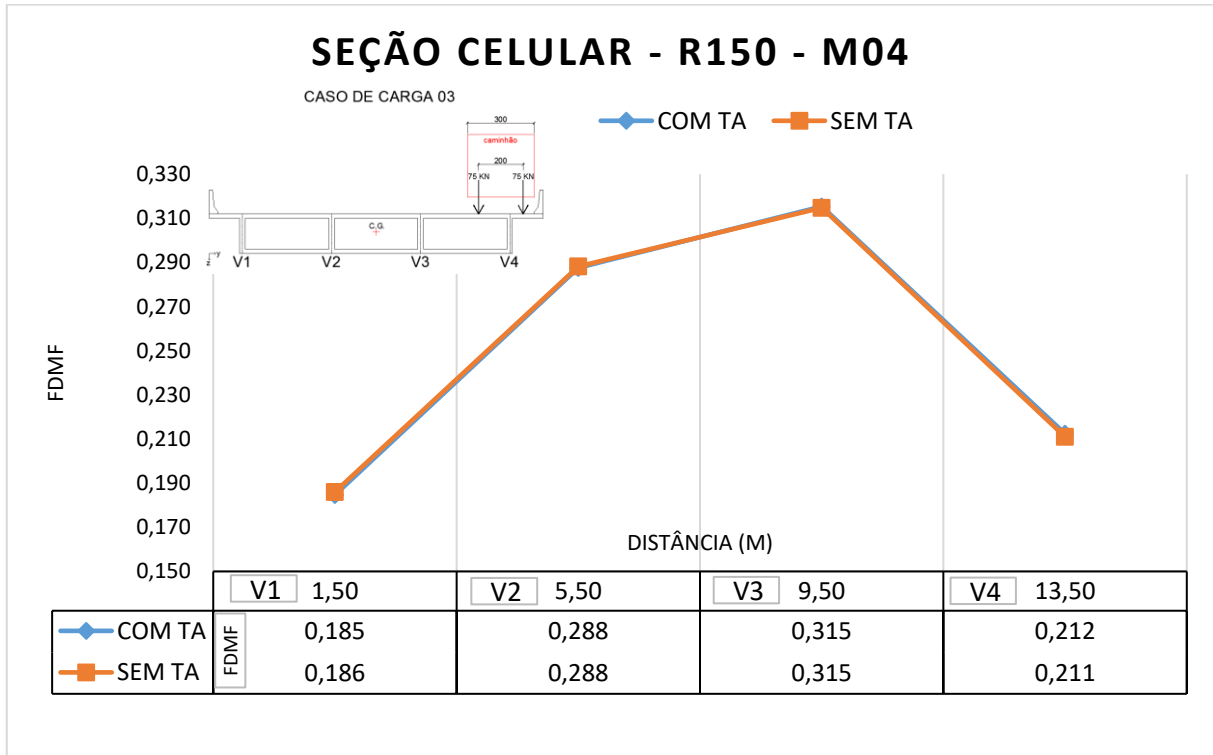


Figura A.40 - Comparação entre modelos com e sem transversinas de apoio, para o caso de carga 03 e raio de curvatura de 150 metros, modelo 04.

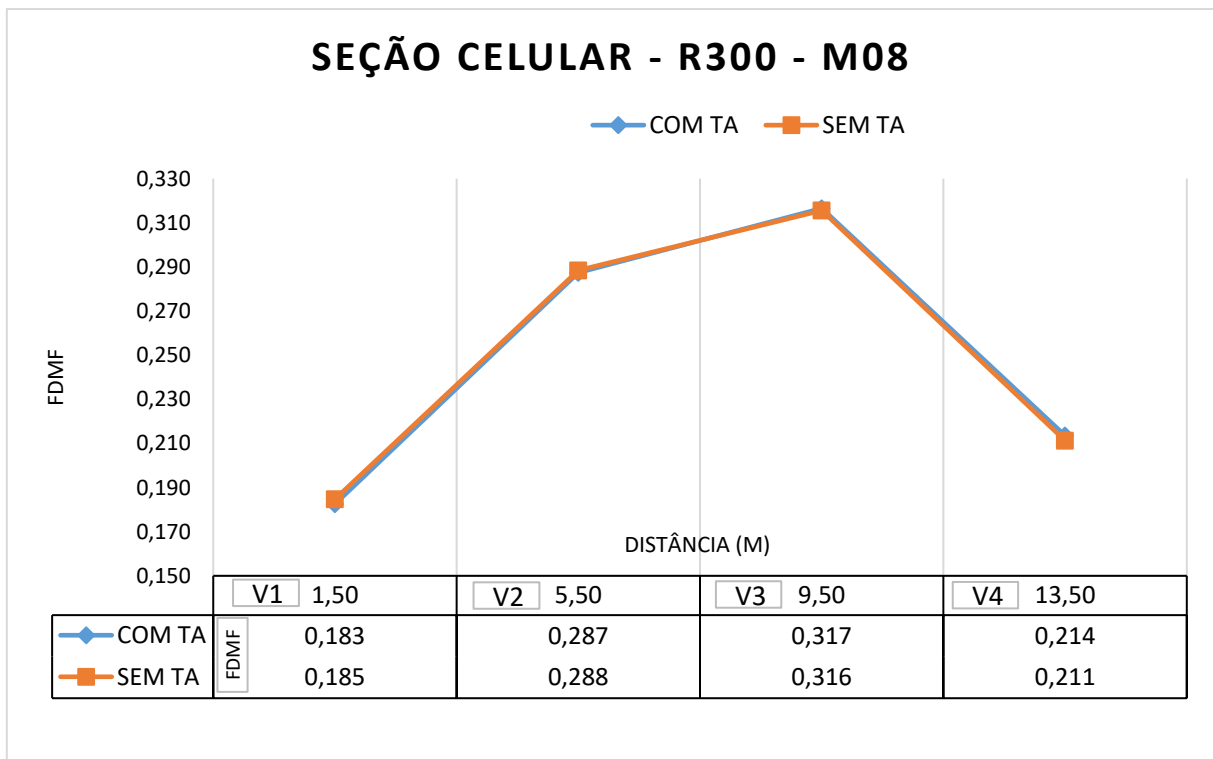


Figura A.41 - Comparação entre modelos com e sem transversinas de apoio, para o caso de carga 03 e raio de curvatura de 300 metros, modelo 08.

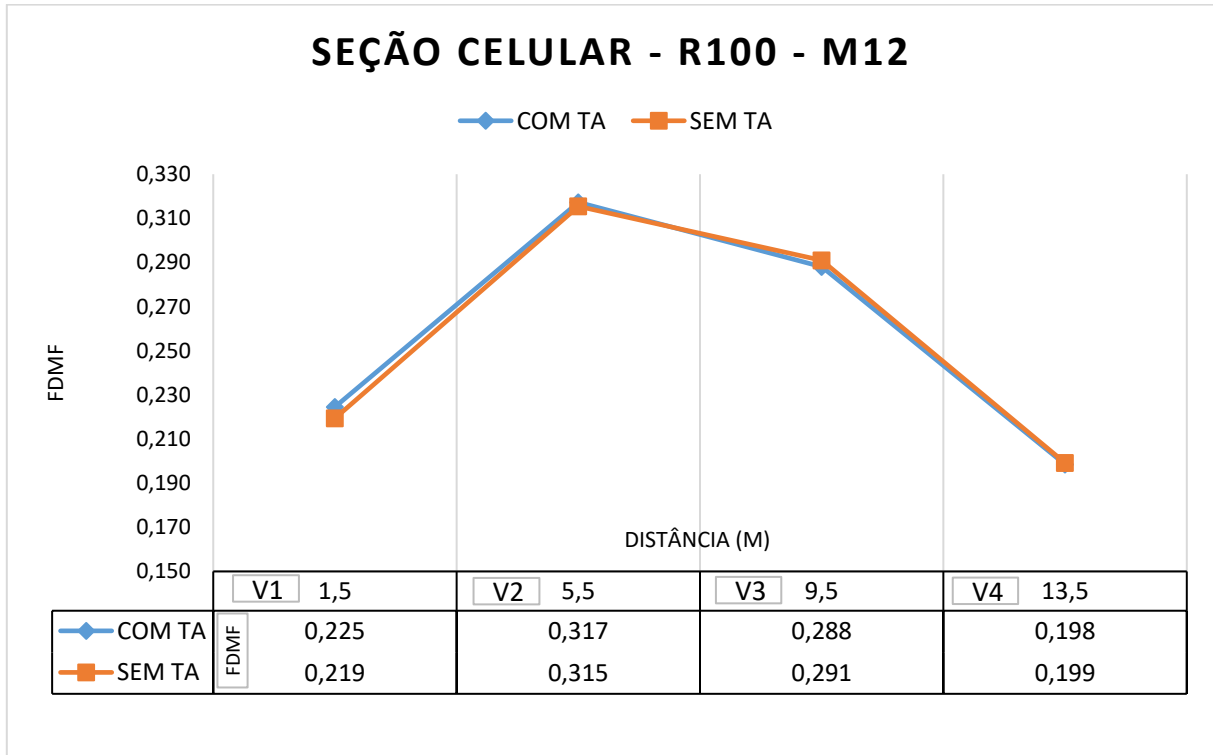


Figura A.42 - Comparação entre modelos com e sem transversinas de apoio, para o caso de carga geral e raio de curvatura de 100 metros, modelo 12.

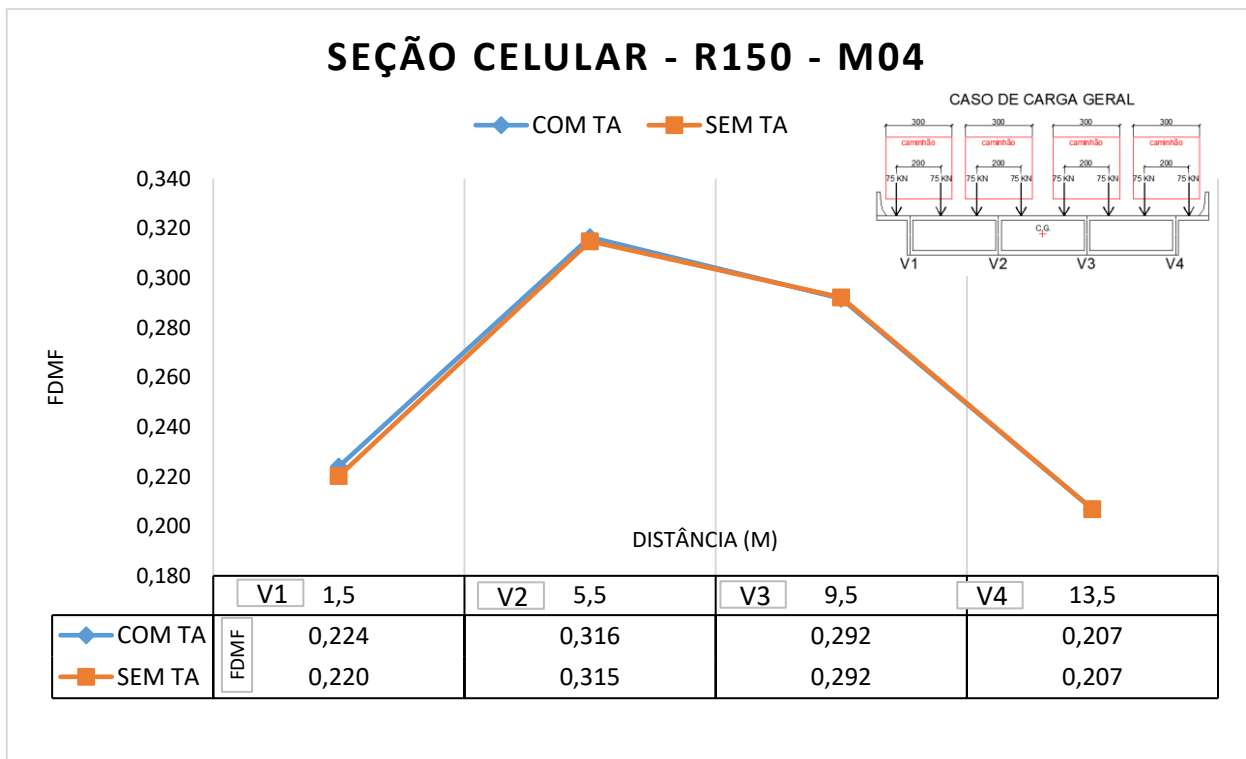


Figura A.43 - Comparação entre modelos com e sem transversinas de apoio, para o caso de carga geral e raio de curvatura de 150 metros, modelo 04.

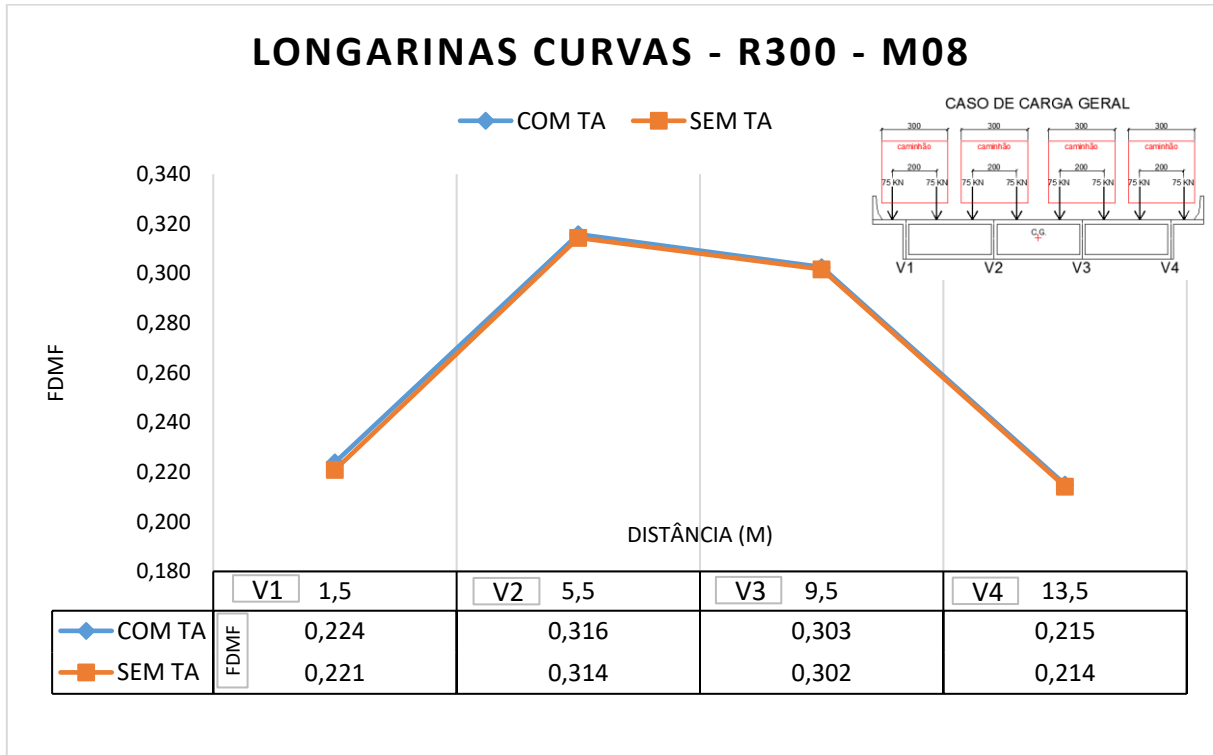


Figura A.44 - Comparação entre modelos com e sem transversinas de apoio, para o caso de carga geral e raio de curvatura de 300 metros, modelo 08.

Anexo B – Resultados da análise do efeito da curvatura

Este anexo contém todos os gráficos resultantes da análise do efeito da curvatura na distribuição de momento fletor para as longarinas, representada através dos FDMF.

B.1. Modelos sem transversina de apoio

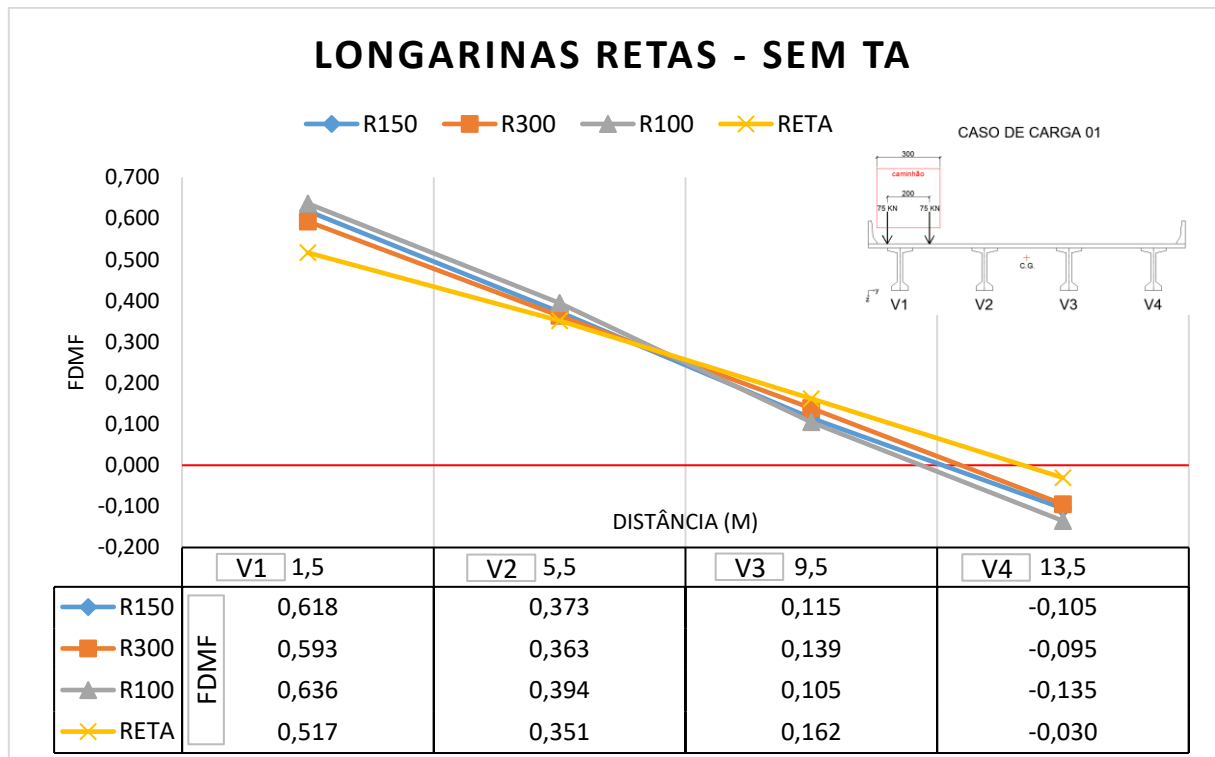


Figura B.1 – Variação do FDMF com a curvatura entre modelos de longarinas retas pré-moldadas, caso de carga 01, sem transversinas de apoio.

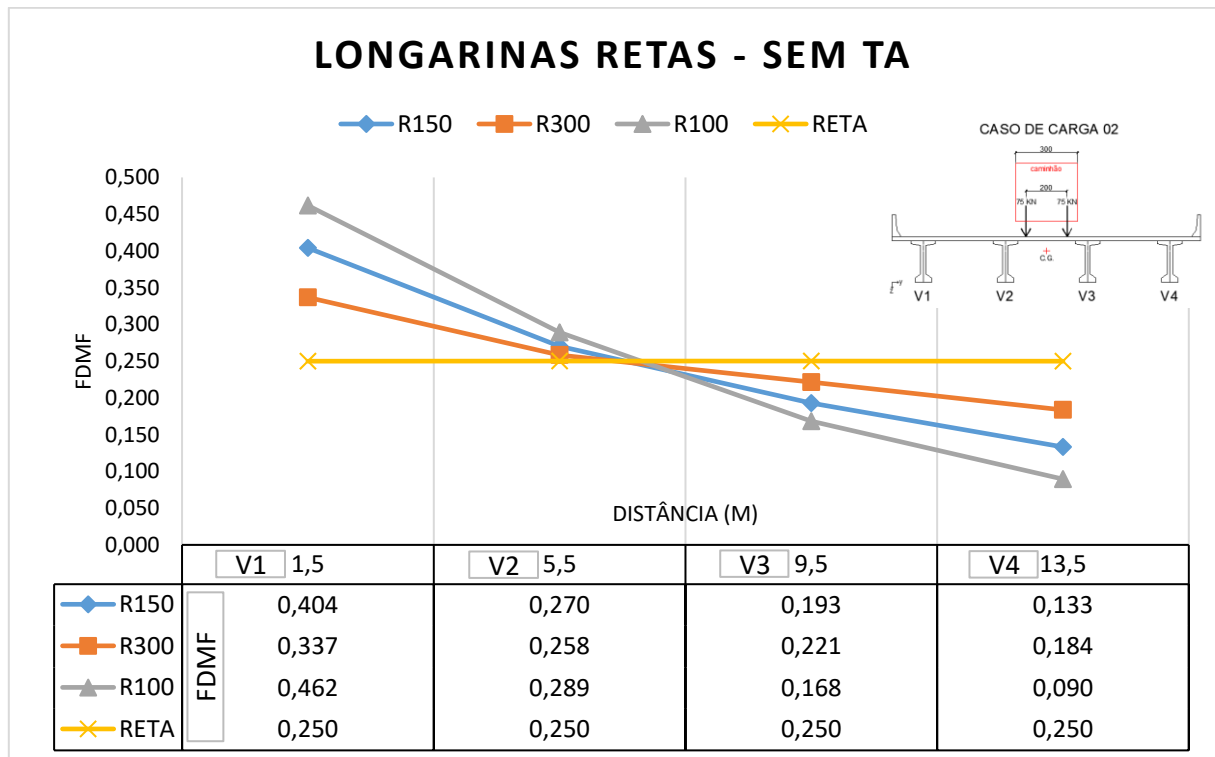


Figura B.2 – Variação do FDMF com a curvatura entre modelos de longarinas retas pré-moldadas, caso de carga 02, sem transversinas de apoio.

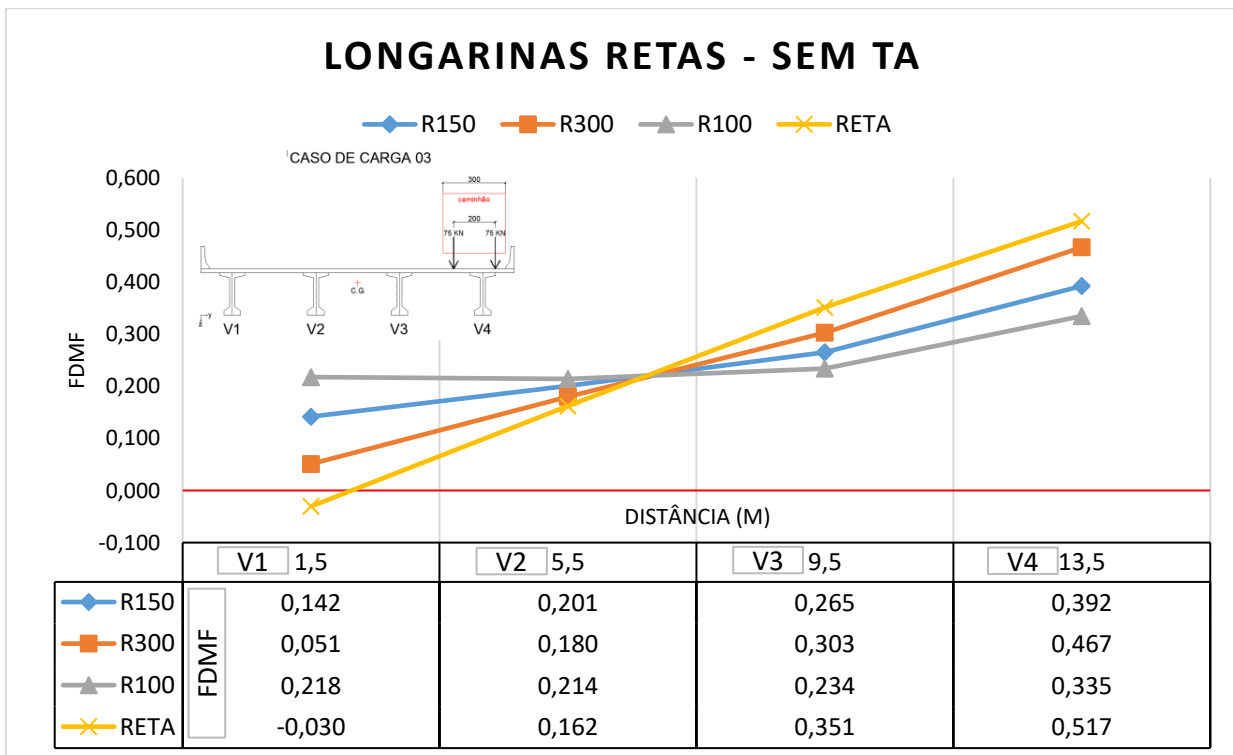


Figura B.3 – Variação do FDMF com a curvatura entre modelos de longarinas retas pré-moldadas, caso de carga 03, sem transversinas de apoio.

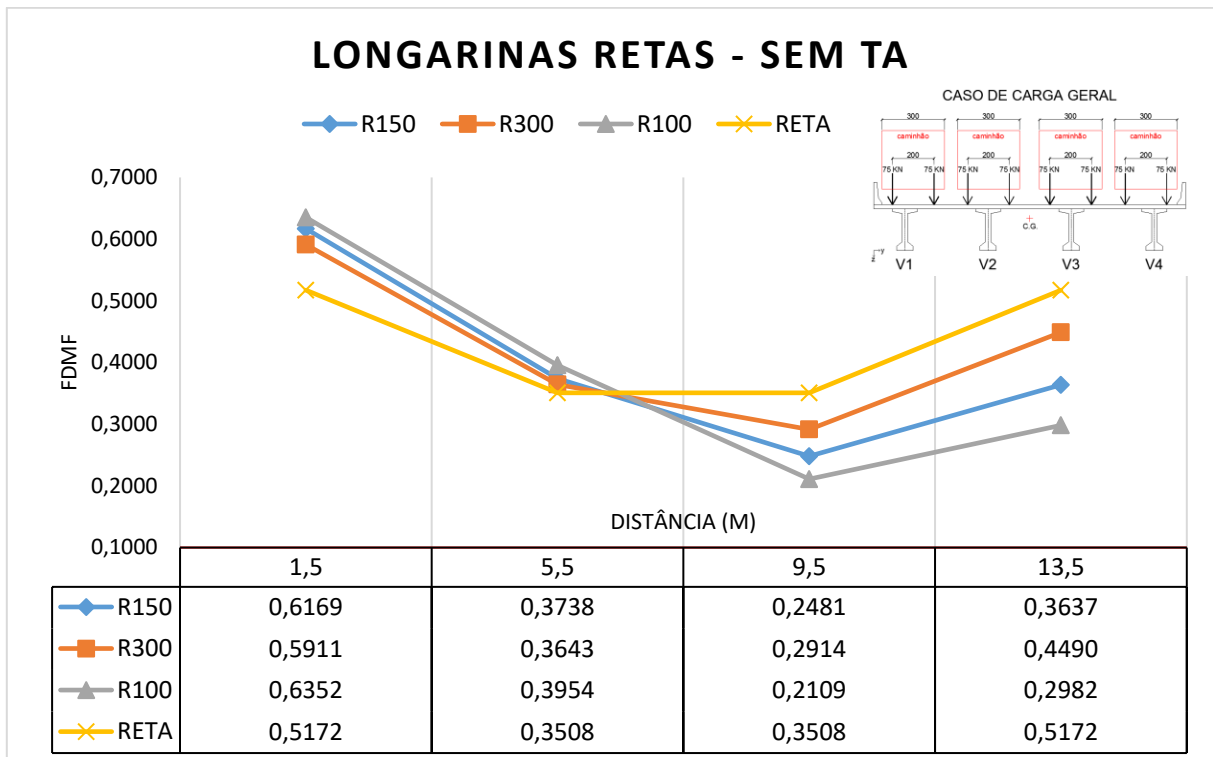


Figura B.4 – Variação do FDMF com a curvatura entre modelos de longarinas retas pré-moldadas, caso de carga geral, sem transversinas de apoio.

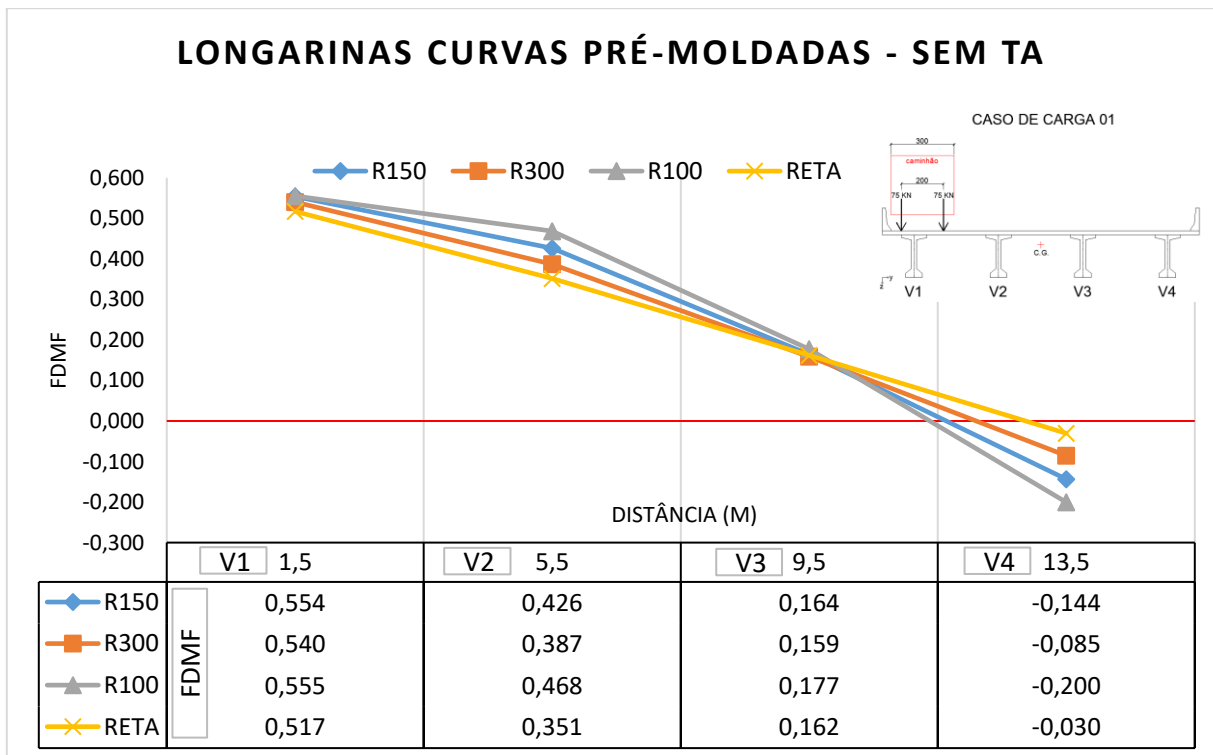


Figura B.5 – Variação do FDMF com a curvatura entre modelos de longarinas curvas pré-moldadas, caso de carga 01, sem transversinas de apoio.

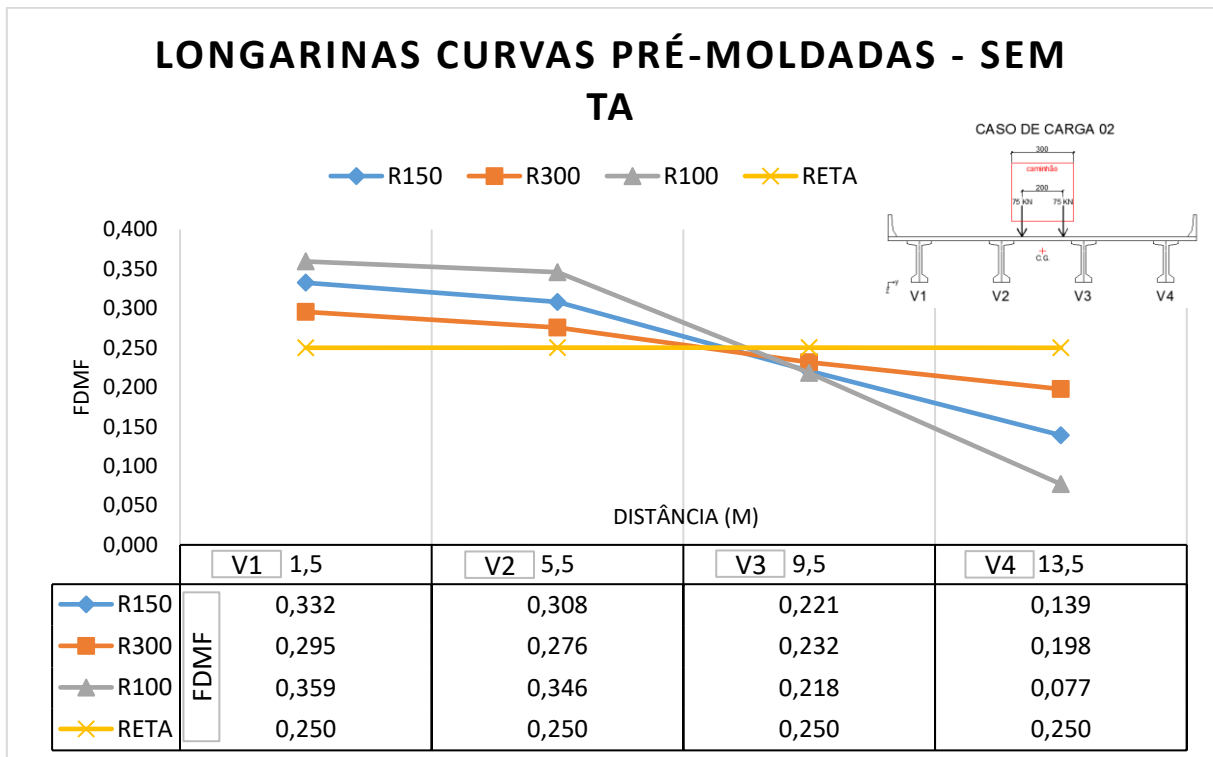


Figura B.6 – Variação do FDMF com a curvatura entre modelos de longarinas curvas pré-moldadas, caso de carga 02, sem transversinas de apoio.

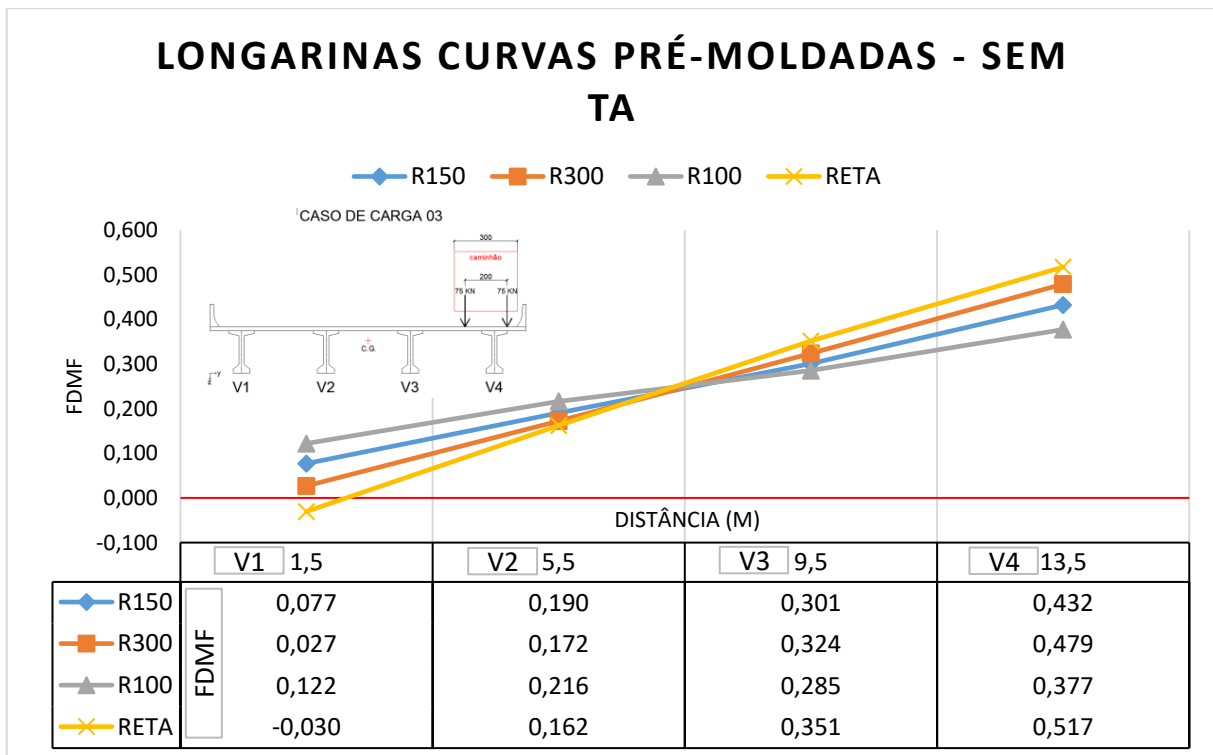


Figura B.7 – Variação do FDMF com a curvatura entre modelos de longarinas curvas pré-moldadas, caso de carga 03, sem transversinas de apoio.

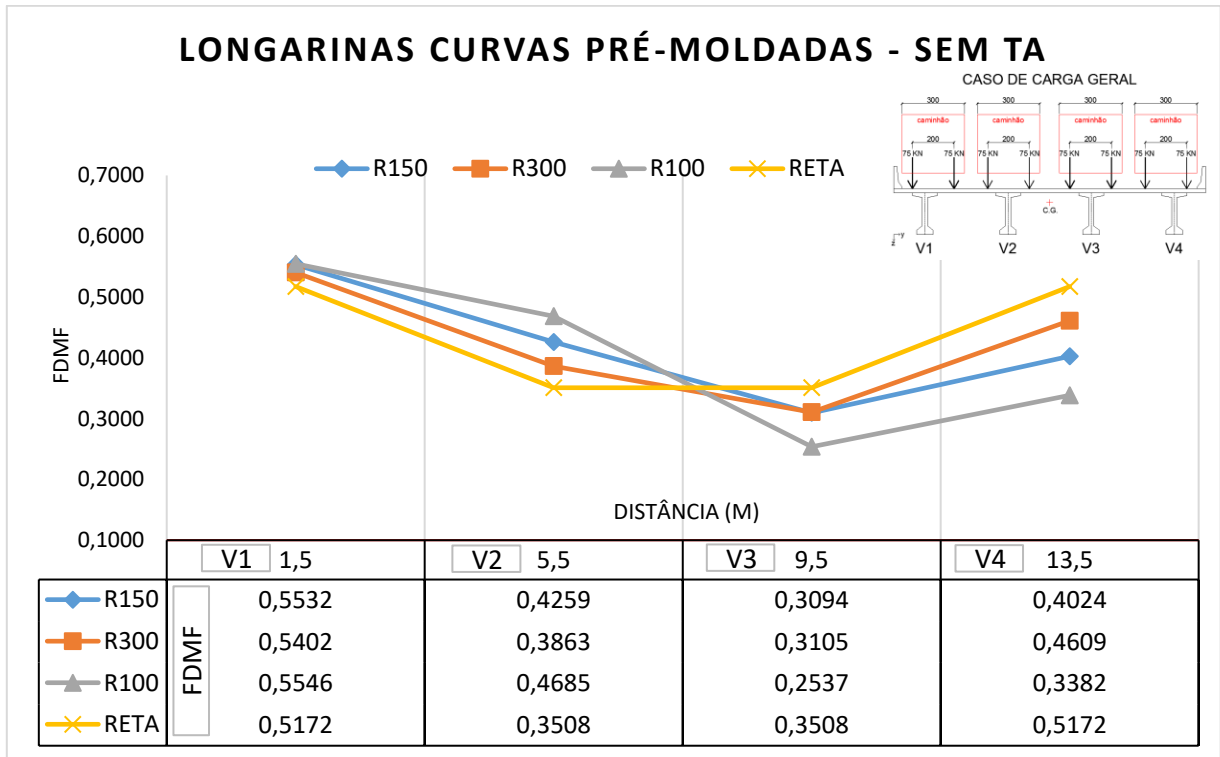


Figura B.8 – Variação do FDMF com a curvatura entre modelos de longarinas curvas pré-moldadas, caso de carga geral, sem transversinas de apoio.

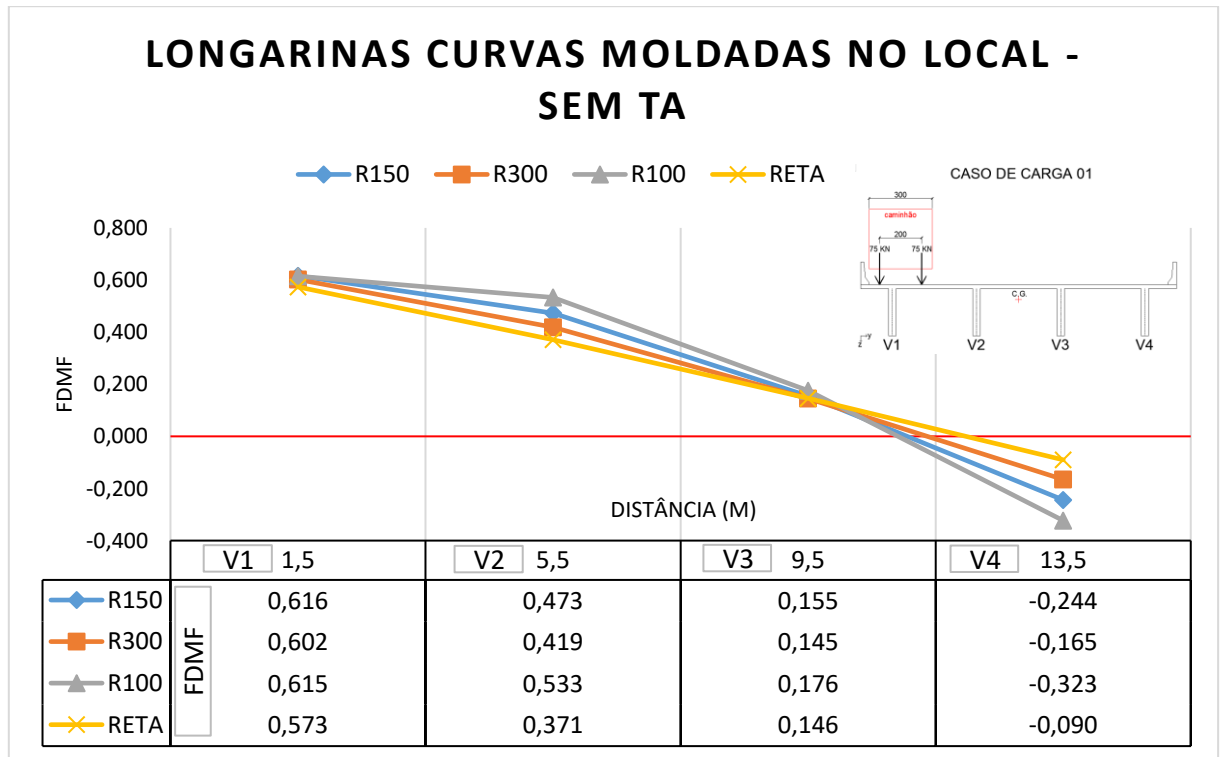


Figura B.9 – Variação do FDMF com a curvatura entre modelos de longarinas curvas moldadas no local, caso de carga 01, sem transversinas de apoio.

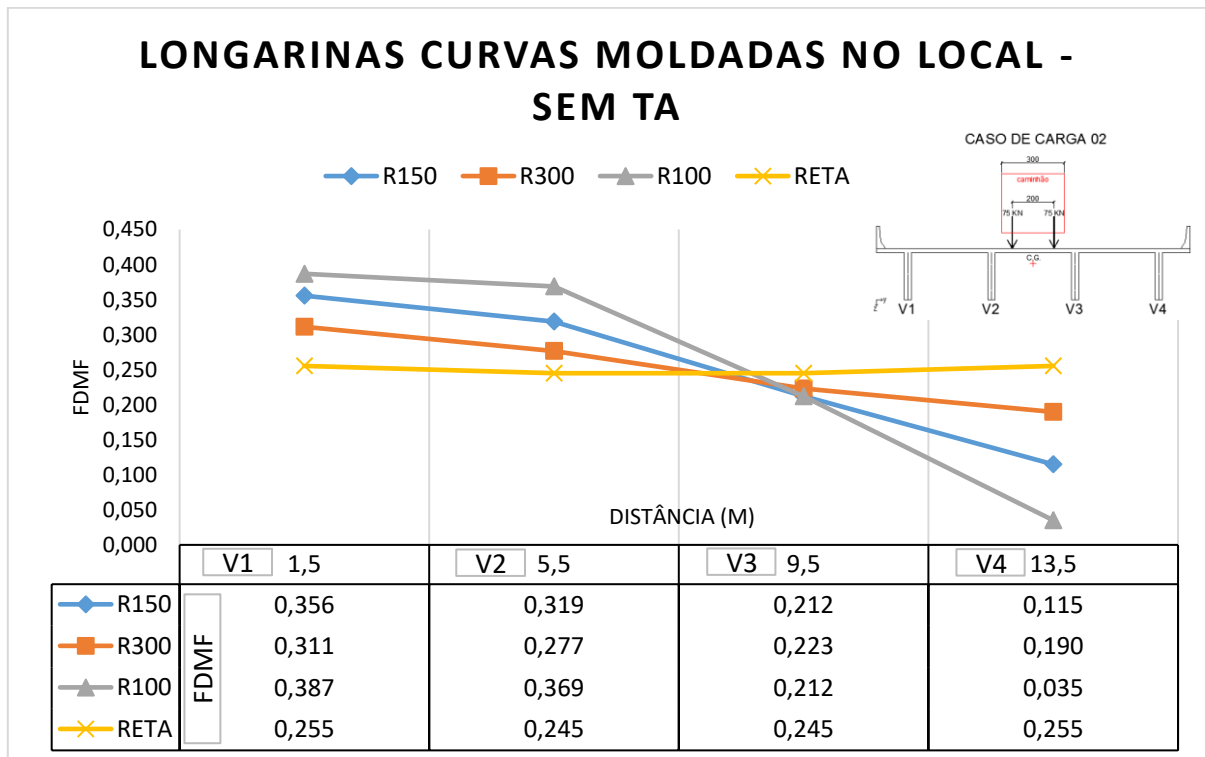


Figura B.10 – Variação do FDMF com a curvatura entre modelos de longarinas curvas moldadas no local, caso de carga 02, sem transversinas de apoio.

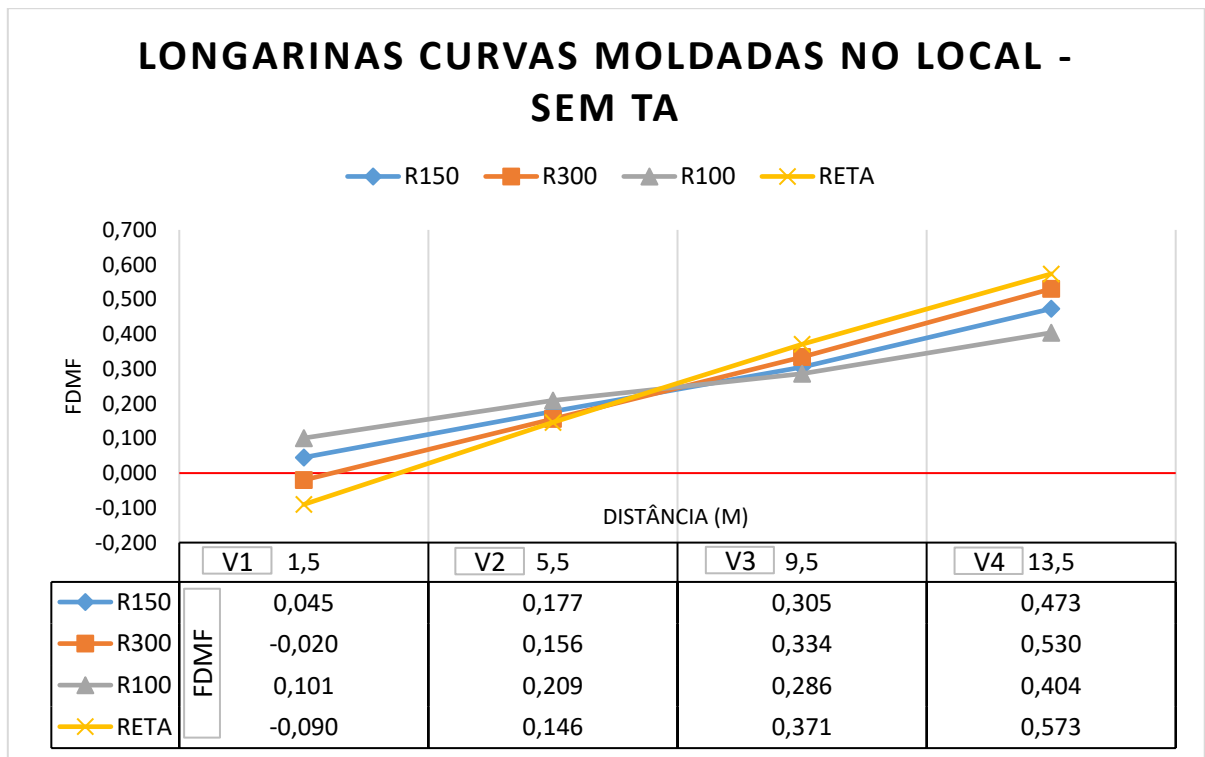


Figura B.11 – Variação do FDMF com a curvatura entre modelos de longarinas curvas moldadas no local, caso de carga 03, sem transversinas de apoio.

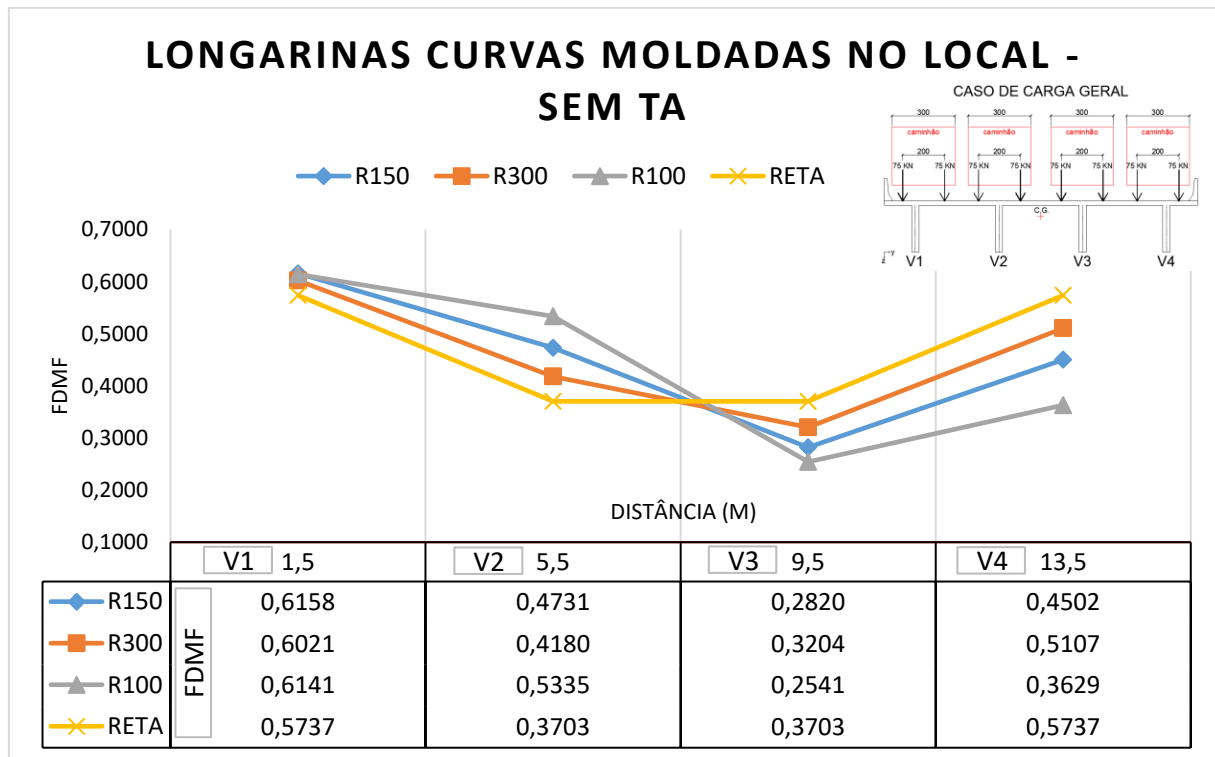


Figura B.12 – Variação do FDMF com a curvatura entre modelos de longarinas curvas moldadas no local, caso de carga geral, sem transversinas de apoio.

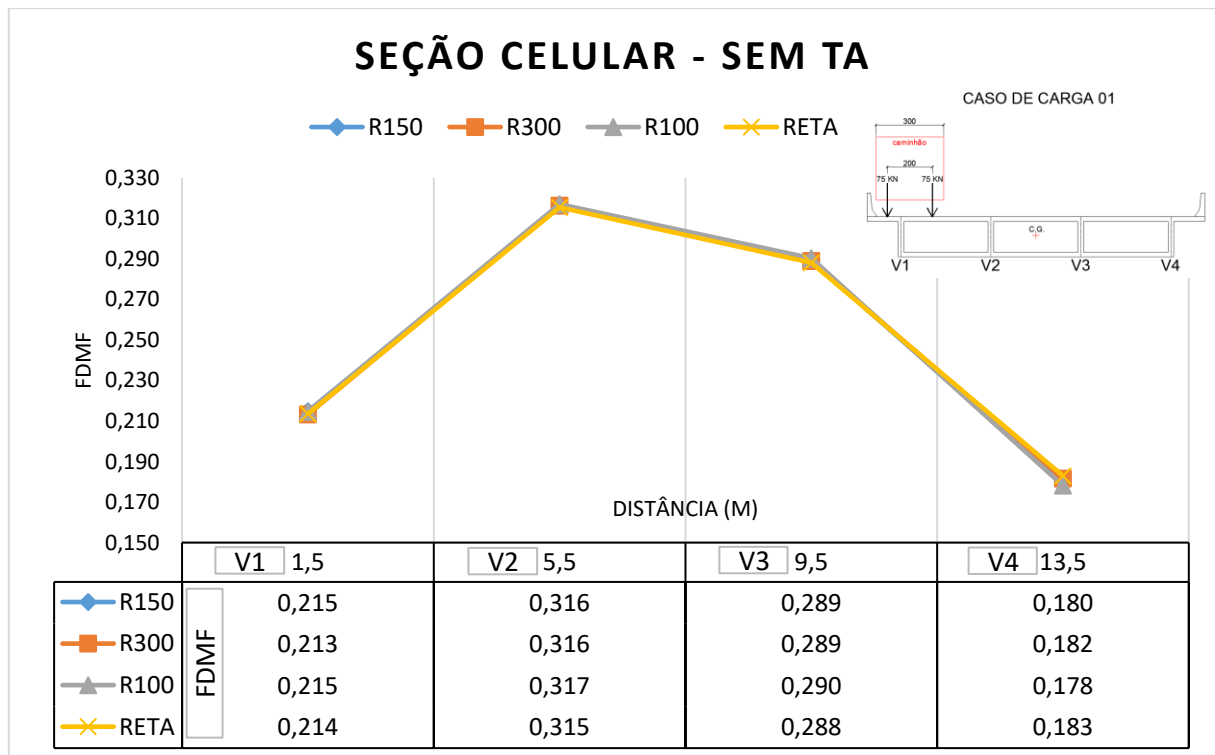


Figura B.13 – Variação do FDMF com a curvatura entre modelos de seção celular, caso de carga 01, sem transversinas de apoio.

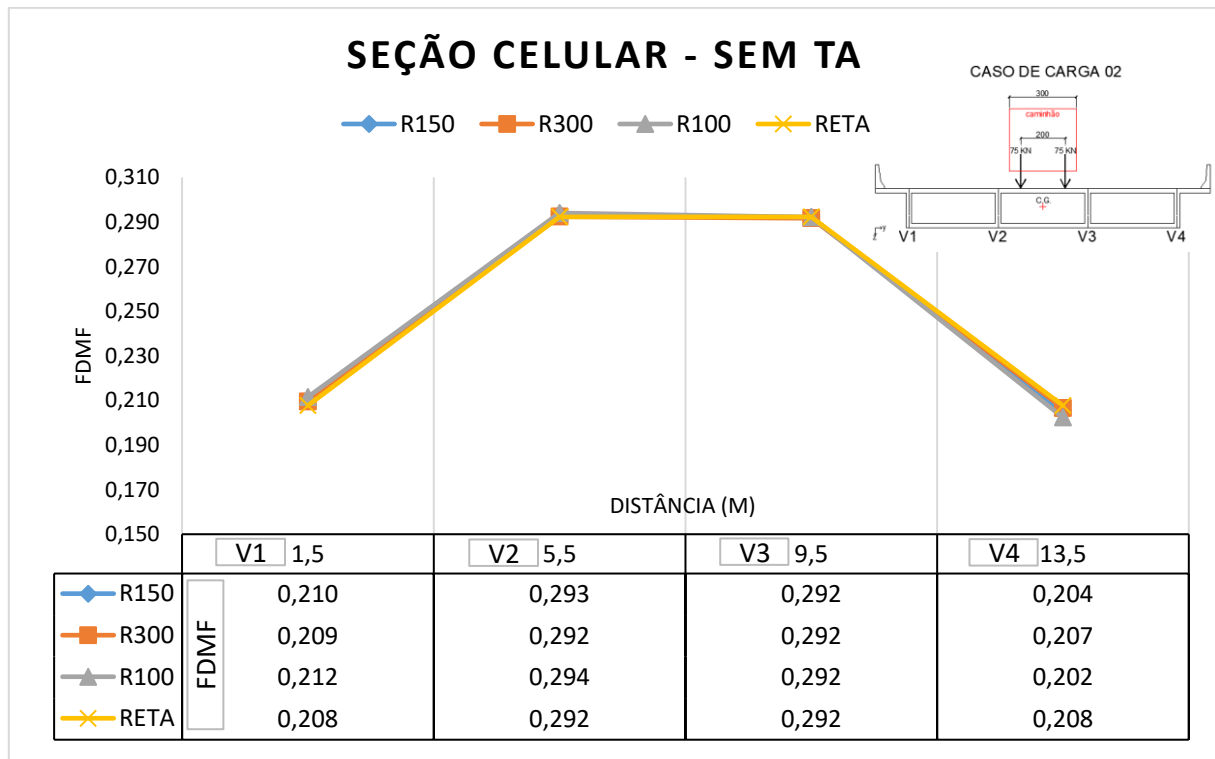


Figura B.14 – Variação do FDMF com a curvatura entre modelos de seção celular, caso de carga 02, sem transversinas de apoio.

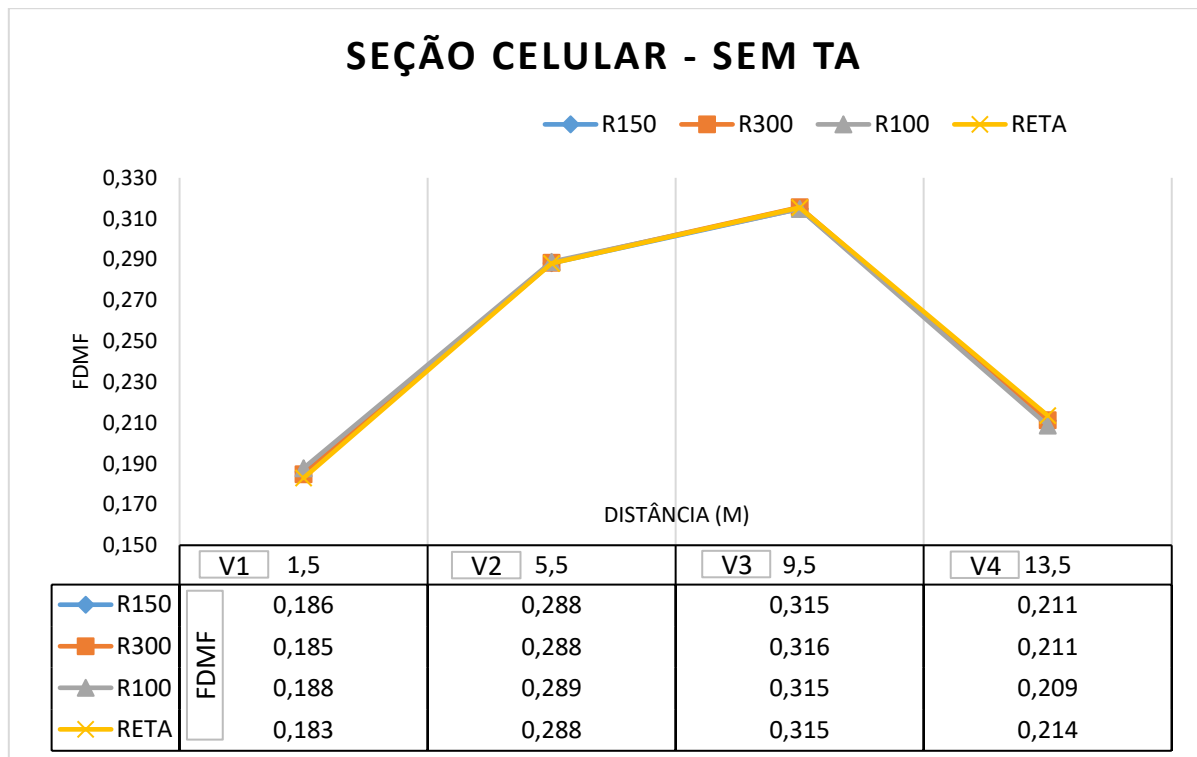


Figura B.15 – Variação do FDMF com a curvatura entre modelos de seção celular, caso de carga 03, sem transversinas de apoio.

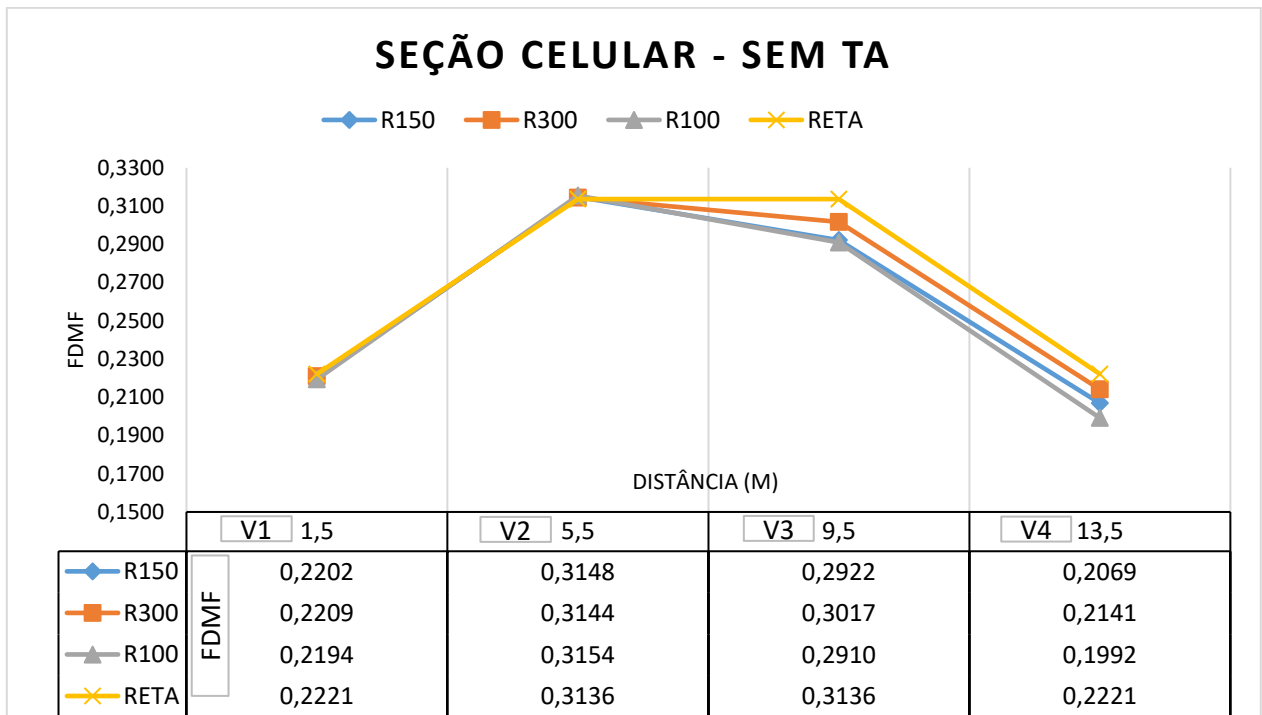


Figura B.16 – Variação do FDMF com a curvatura entre modelos de seção celular, caso de carga geral, sem transversinas de apoio.

B.2. Modelos com transversina de apoio

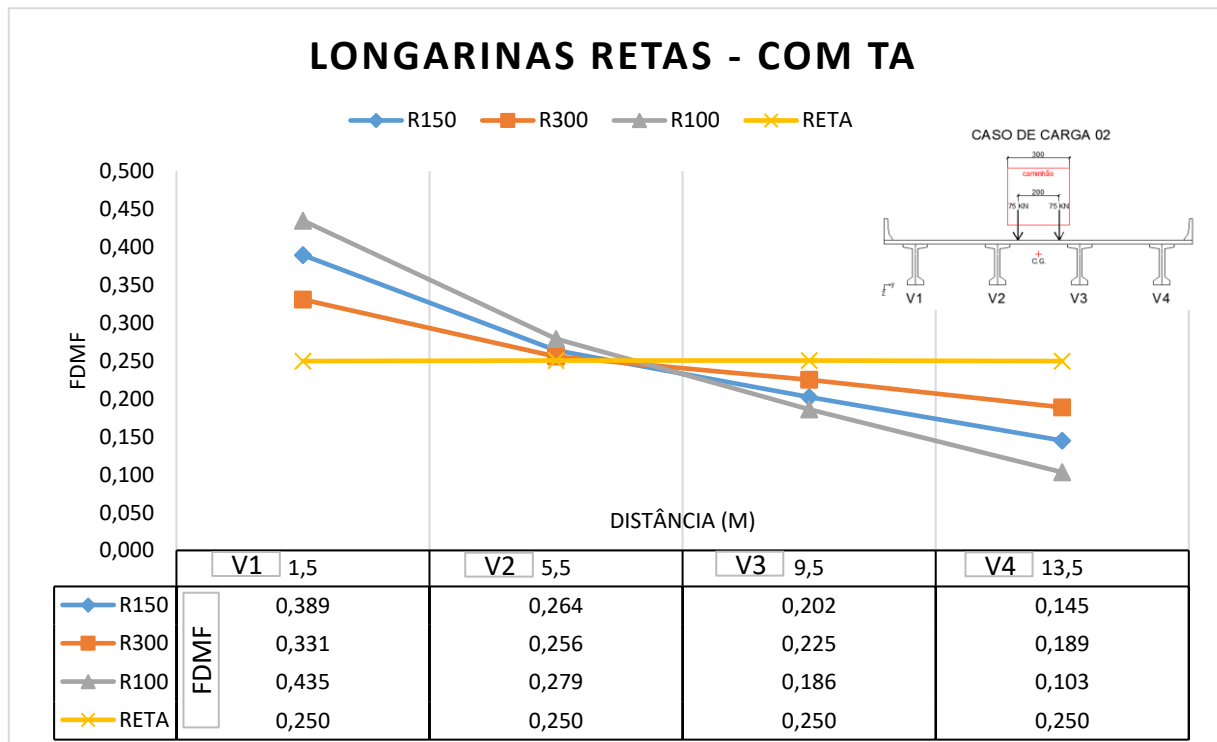


Figura B.17 – Variação do FDMF com a curvatura entre modelos de longarinas retas pré-moldadas, caso de carga 02, com transversinas de apoio.

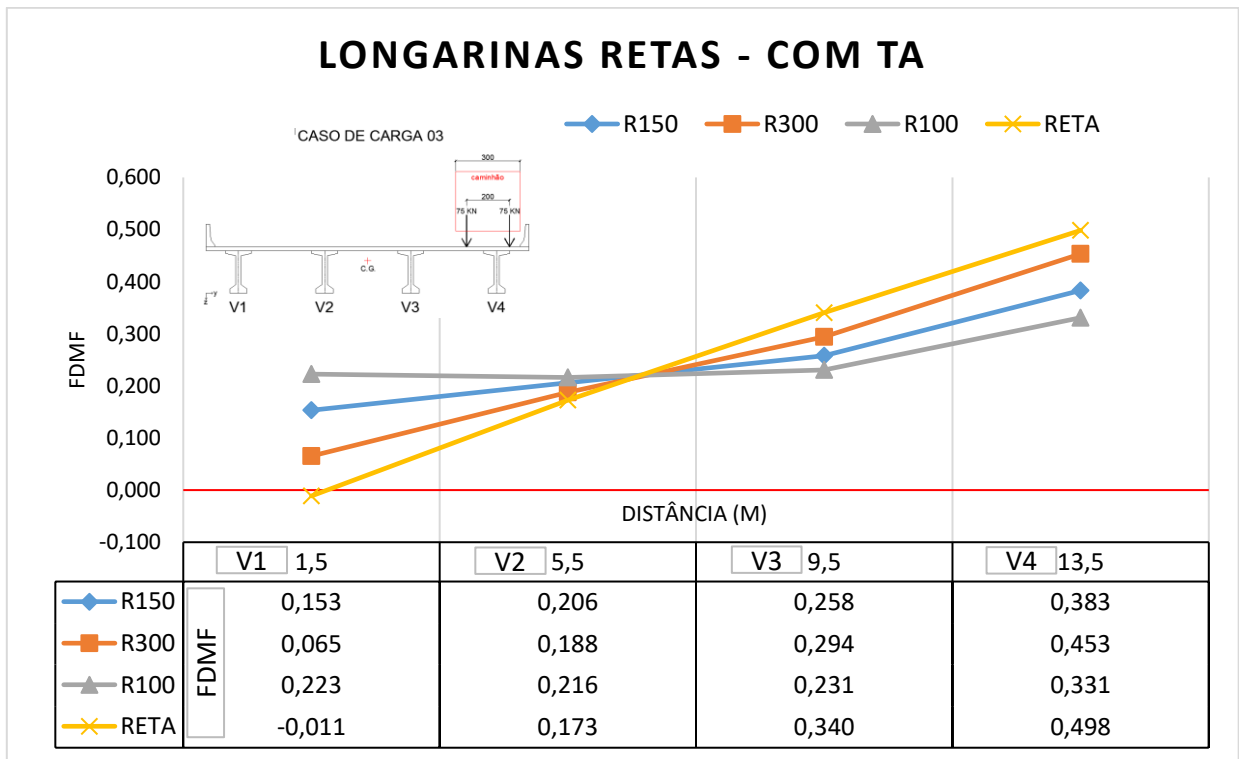


Figura B.18 – Variação do FDMF com a curvatura entre modelos de longarinas retas pré-moldadas, caso de carga 03, com transversinas de apoio.

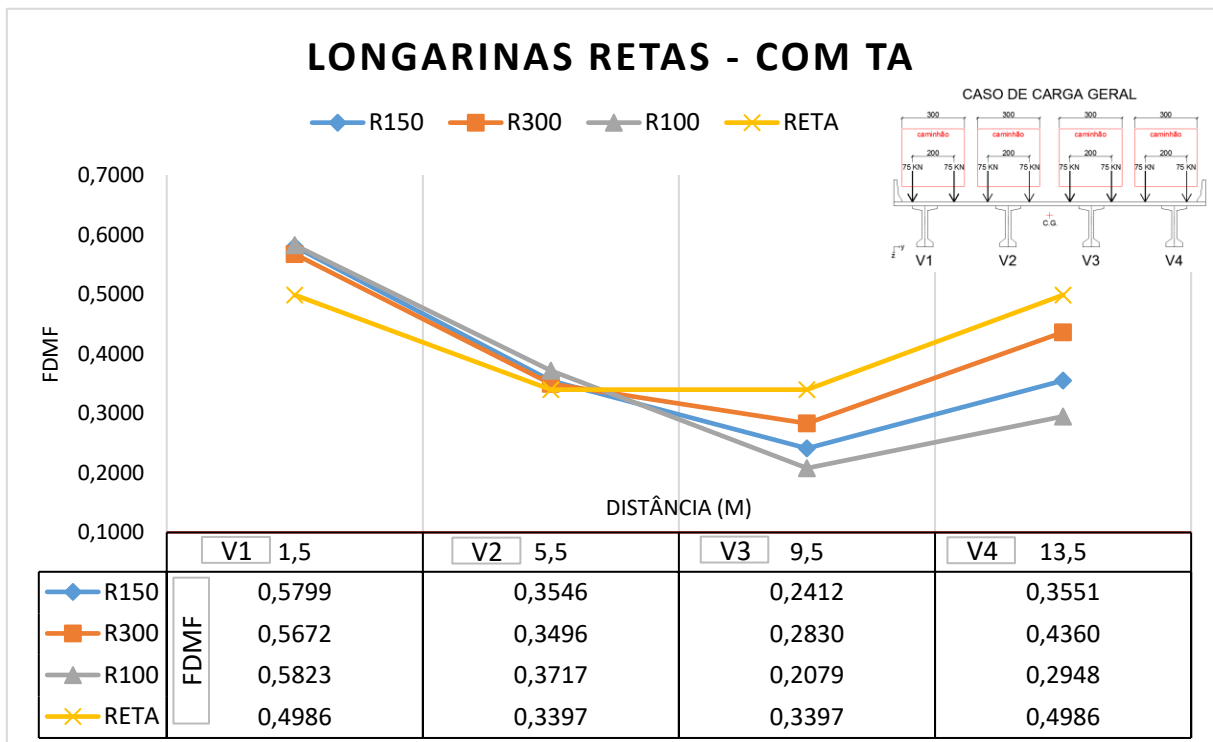


Figura B.19 – Variação do FDMF com a curvatura entre modelos de longarinas retas pré-moldadas, caso de carga geral, com transversinas de apoio.

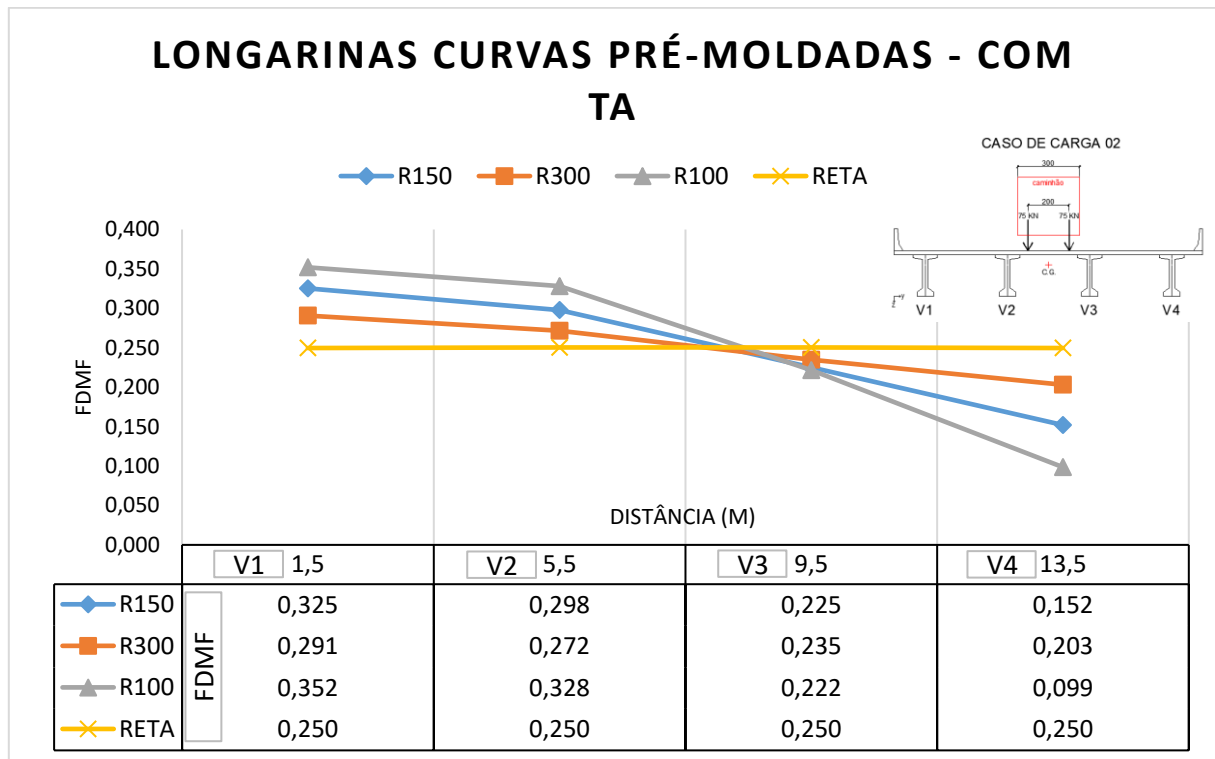


Figura B.20 – Variação do FDMF com a curvatura entre modelos de longarinas curvas pré-moldadas, caso de carga 02, com transversinas de apoio.

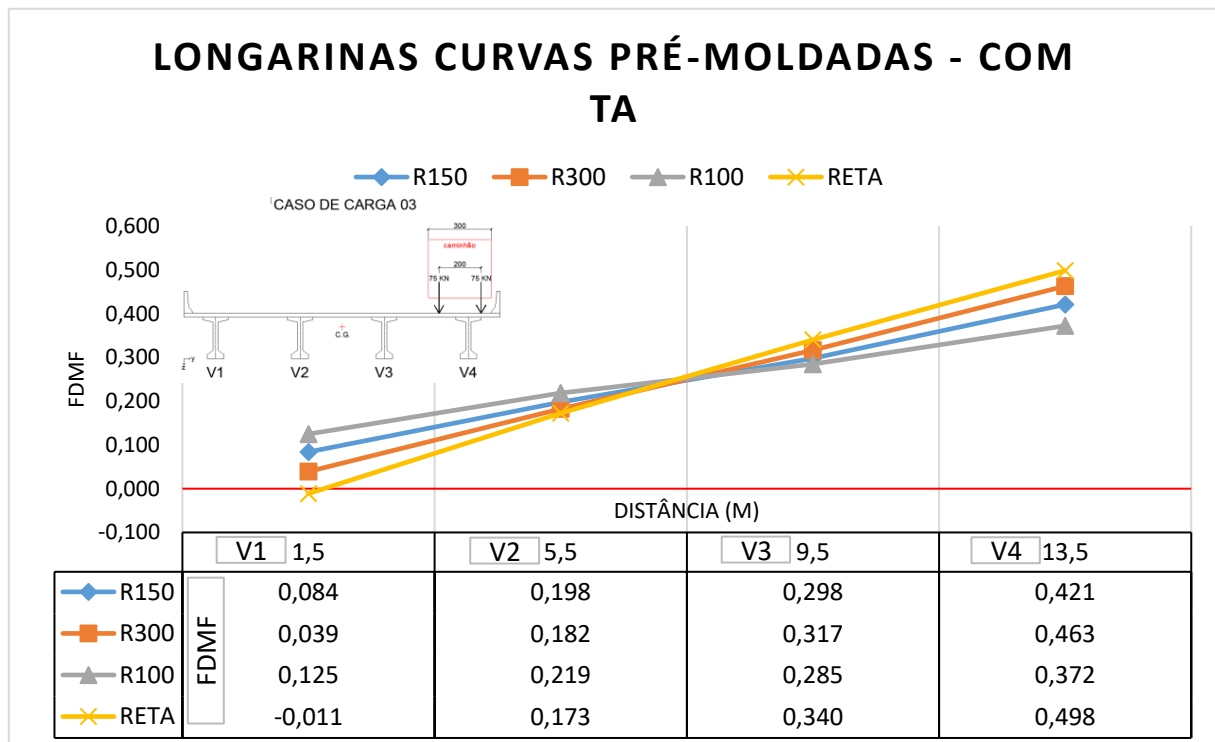


Figura B.21 – Variação do FDMF com a curvatura entre modelos de longarinas curvas pré-moldadas, caso de carga 03, com transversinas de apoio.

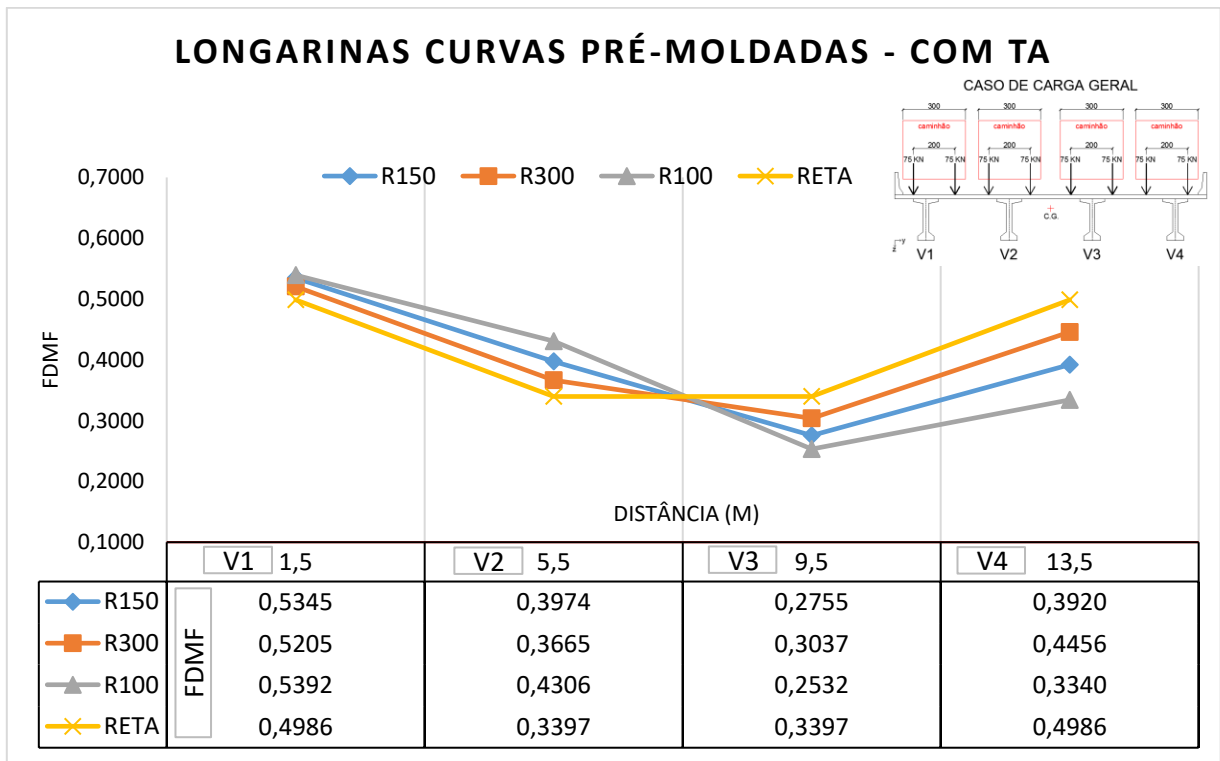


Figura B.22 – Variação do FDMF com a curvatura entre modelos de longarinas curvas pré-moldadas, caso de carga geral, com transversinas de apoio.

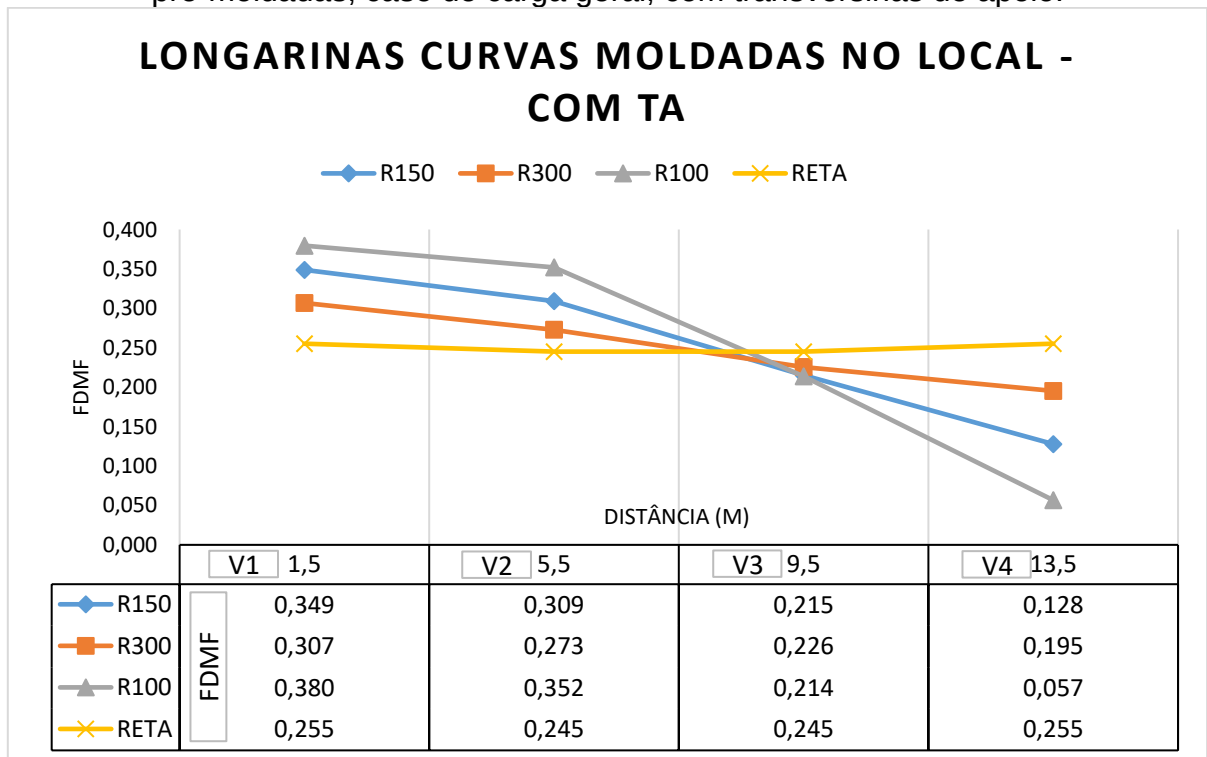


Figura B.23 – Variação do FDMF com a curvatura entre modelos de longarinas curvas moldadas no local, caso de carga 02, com transversinas de apoio.

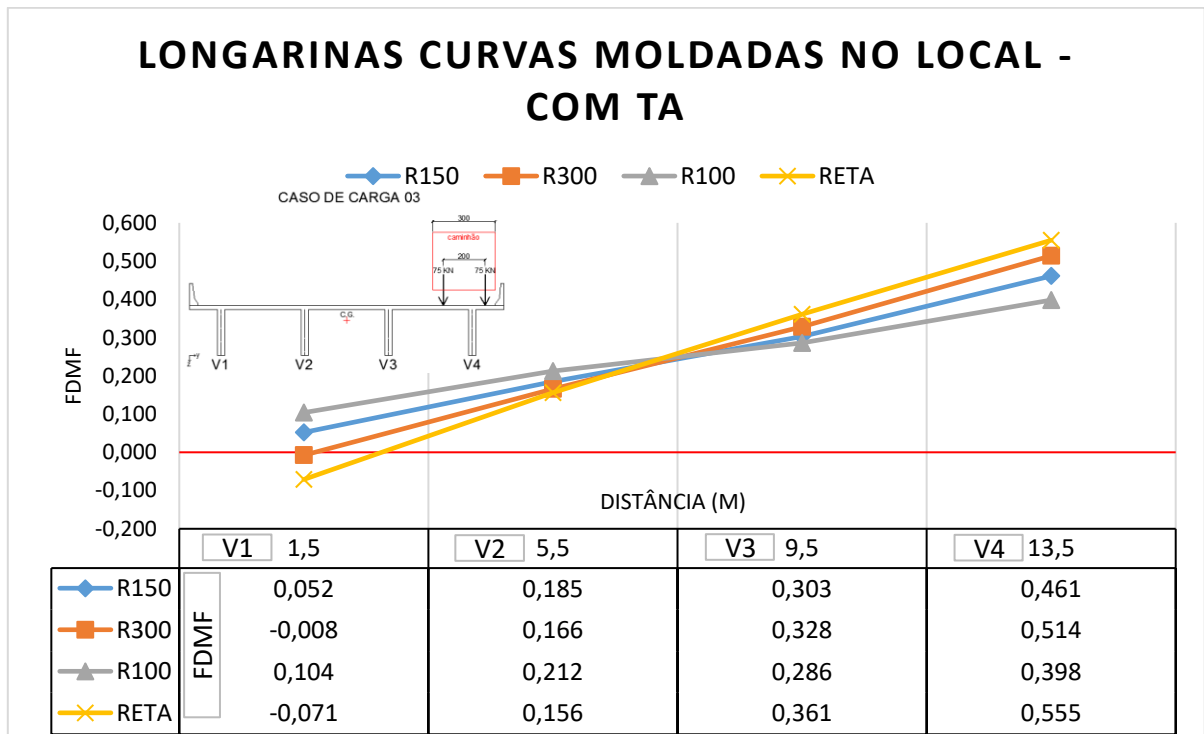


Figura B.24 – Variação do FDMF com a curvatura entre modelos de longarinas curvas moldadas no local, caso de carga 03, com transversinas de apoio.

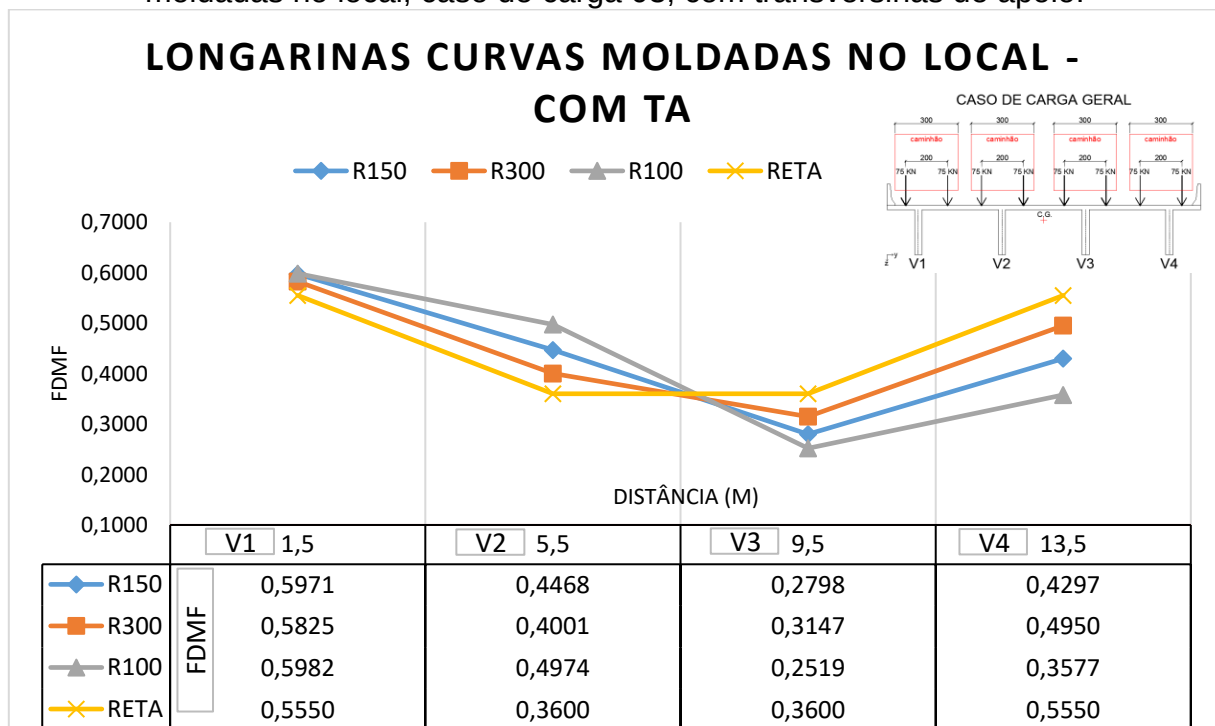


Figura B.25 – Variação do FDMF com a curvatura entre modelos de longarinas curvas moldadas no local, caso de carga geral, com transversinas de apoio.

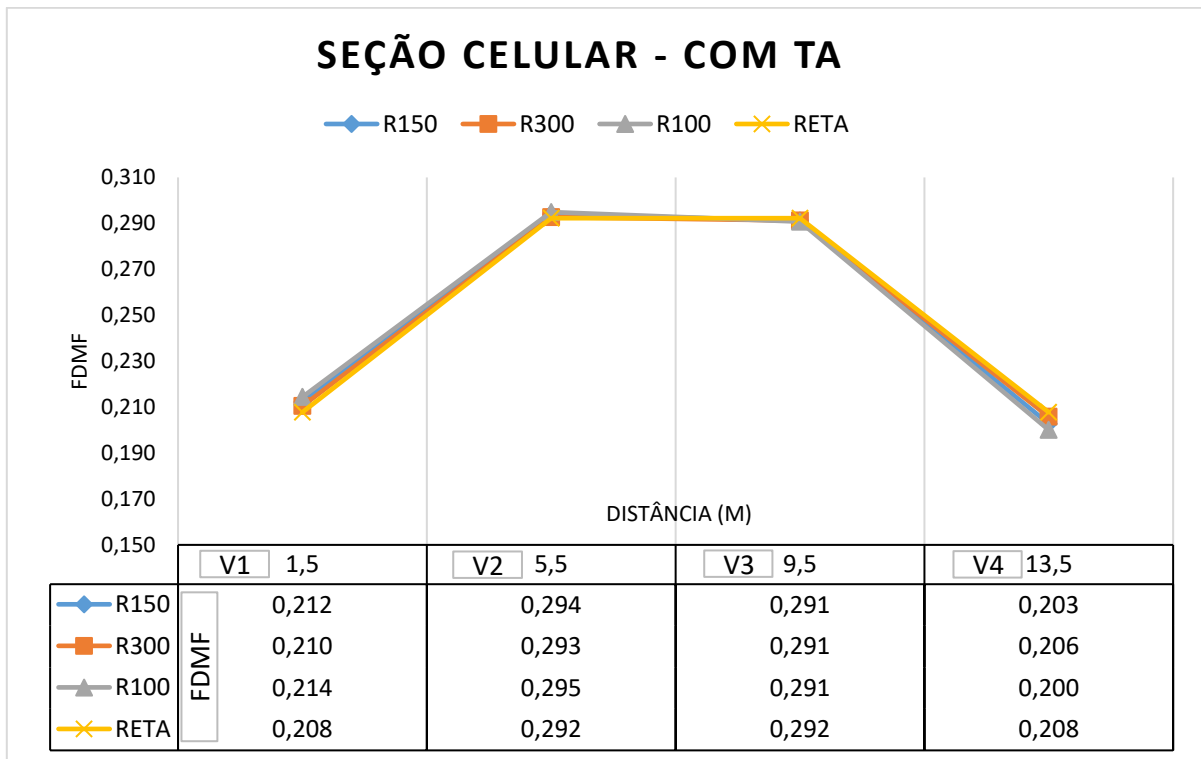


Figura B.26 – Variação do FDMF com a curvatura entre modelos de seção celular, caso de carga 02, com transversinas de apoio.

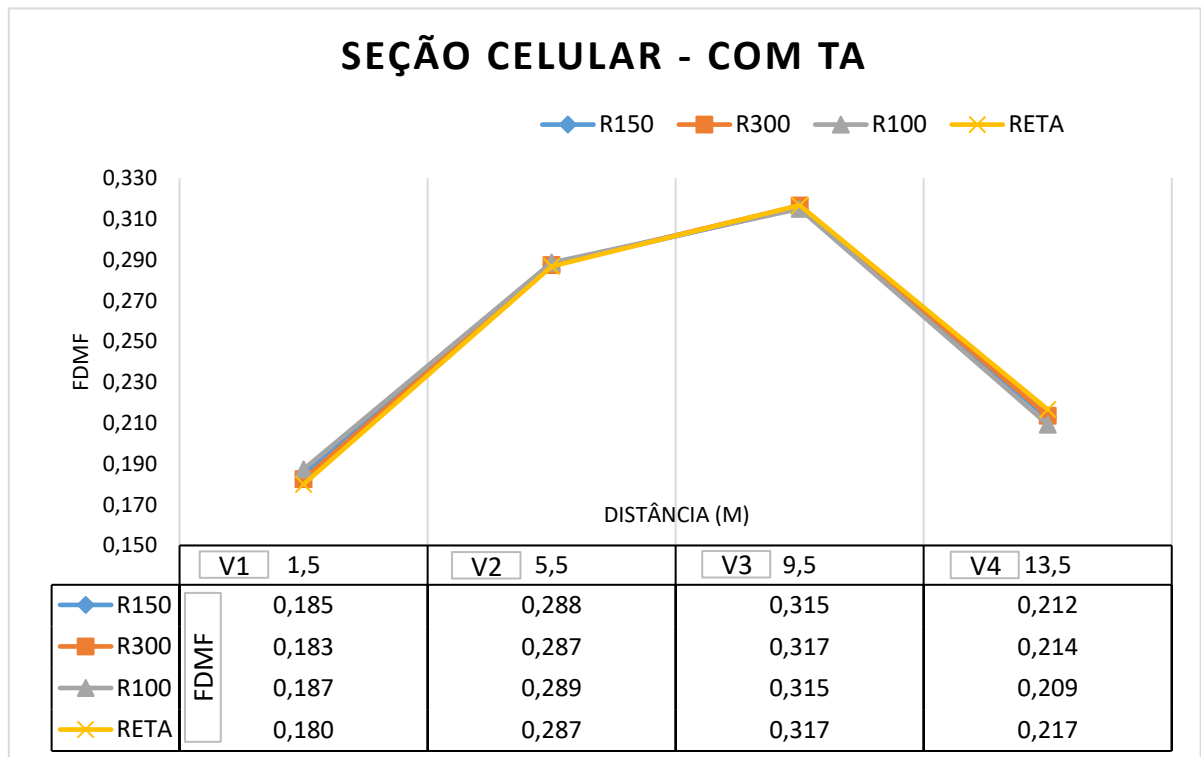


Figura B.27 – Variação do FDMF com a curvatura entre modelos de seção celular, caso de carga 03, com transversinas de apoio.

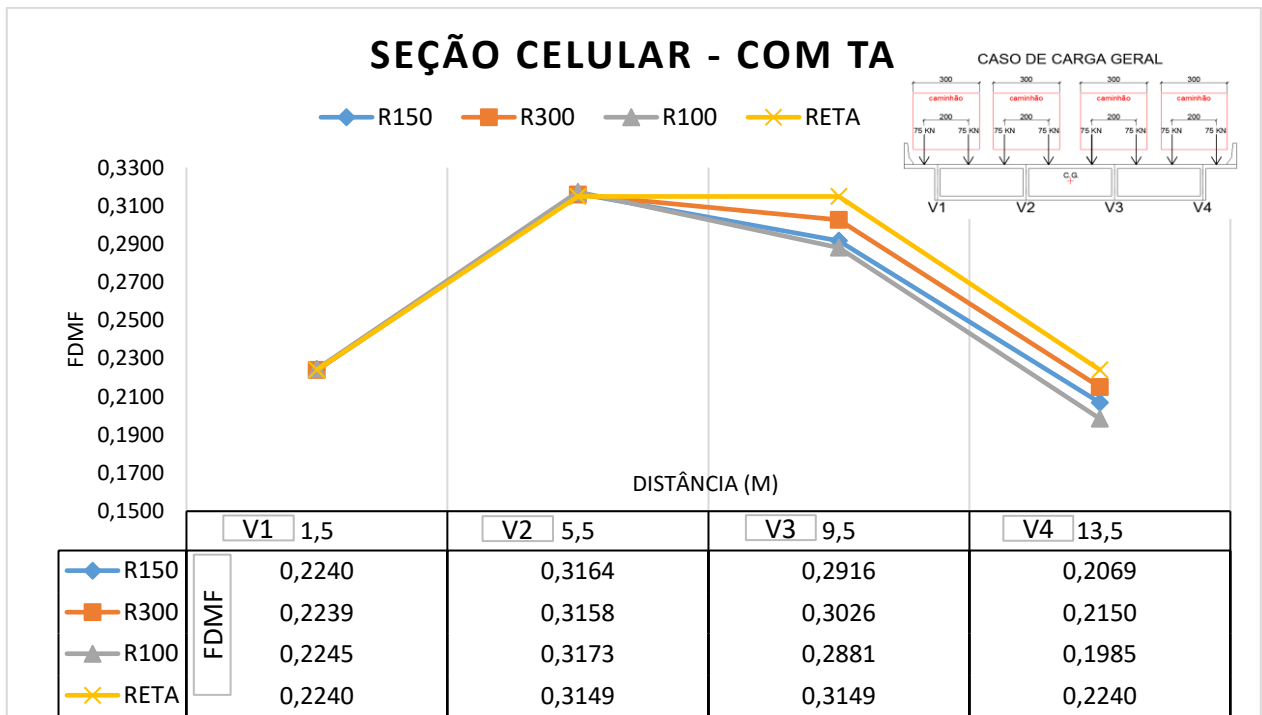


Figura B.28 – Variação do FDMF com a curvatura entre modelos de seção celular, caso de carga geral, com transversinas de apoio.

Anexo C – Resultados da análise sobre a geometria longitudinal das longarinas

Este anexo contém todos os gráficos resultantes da análise comparativa sobre a geometria longitudinal das longarinas representada através dos FDMF.

C.1. Modelos sem transversina de apoio

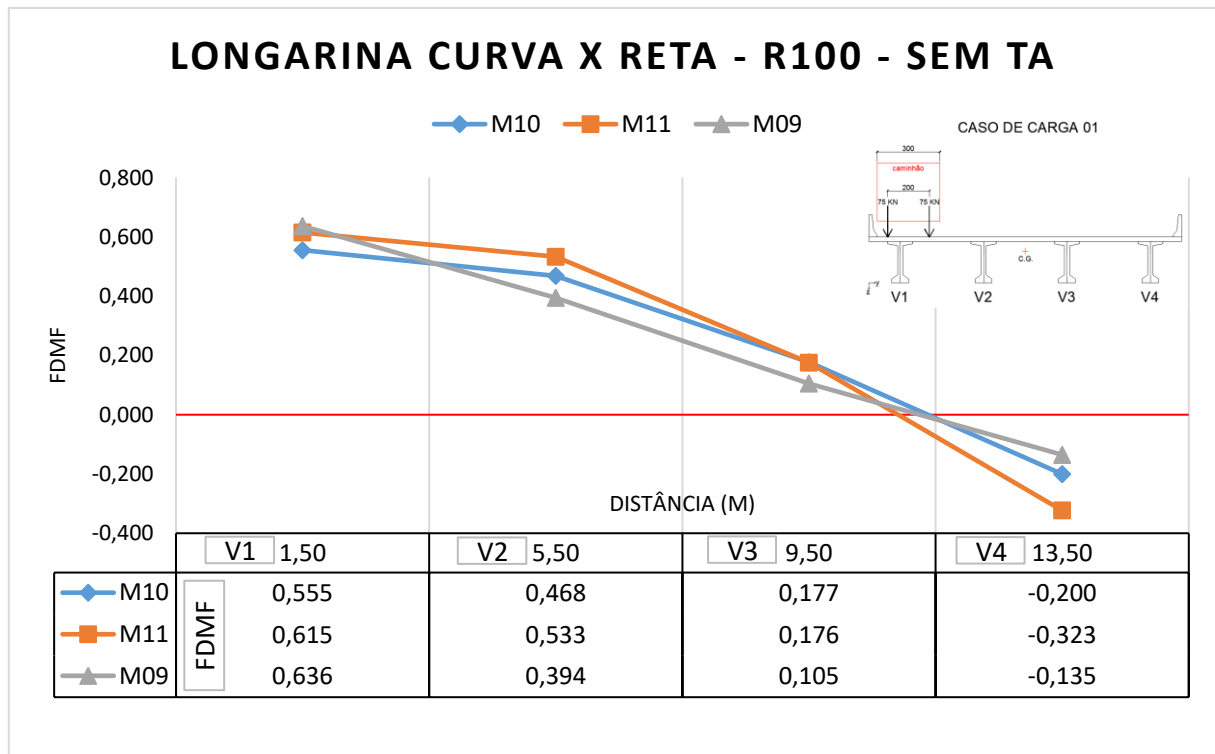


Figura C.1 – Comparação entre geometrias longitudinais de longarinas, caso de carga 01, grupo 03, sem transversina de apoio.

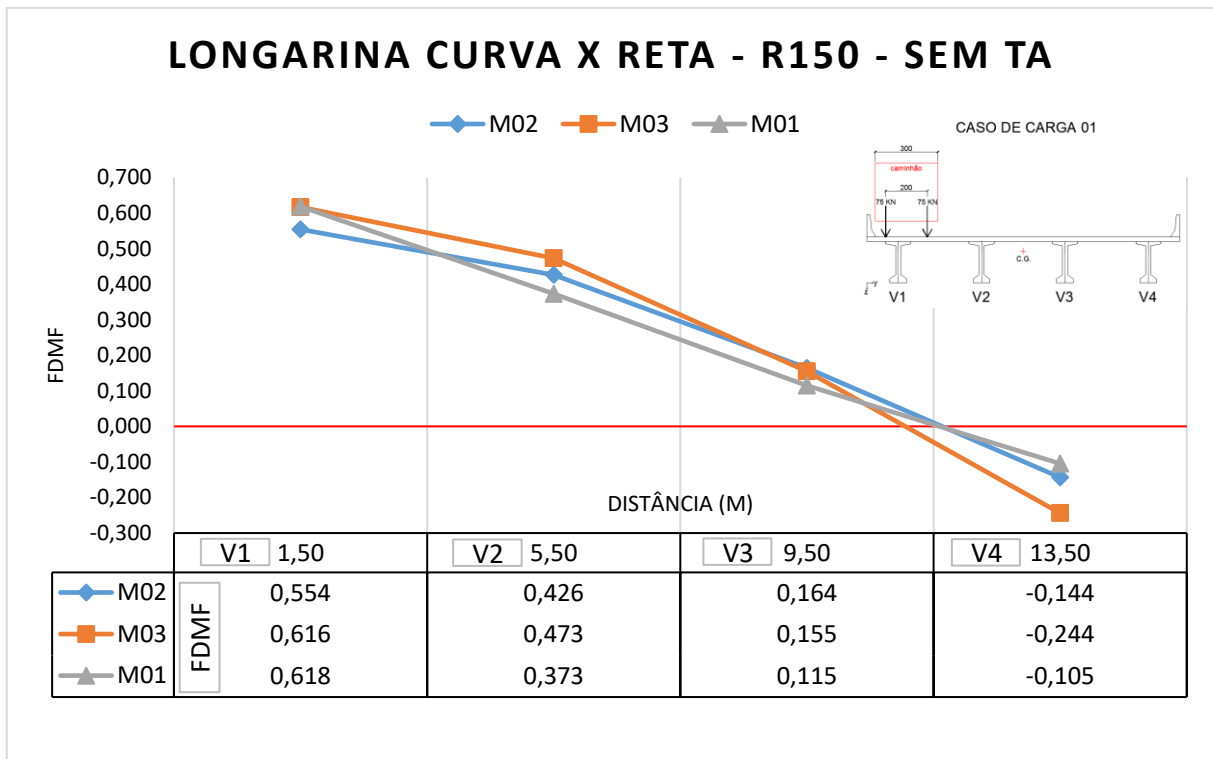


Figura C.2 – Comparação entre geometrias longitudinais de longarinas, caso de carga 01, grupo 01, sem transversina de apoio.

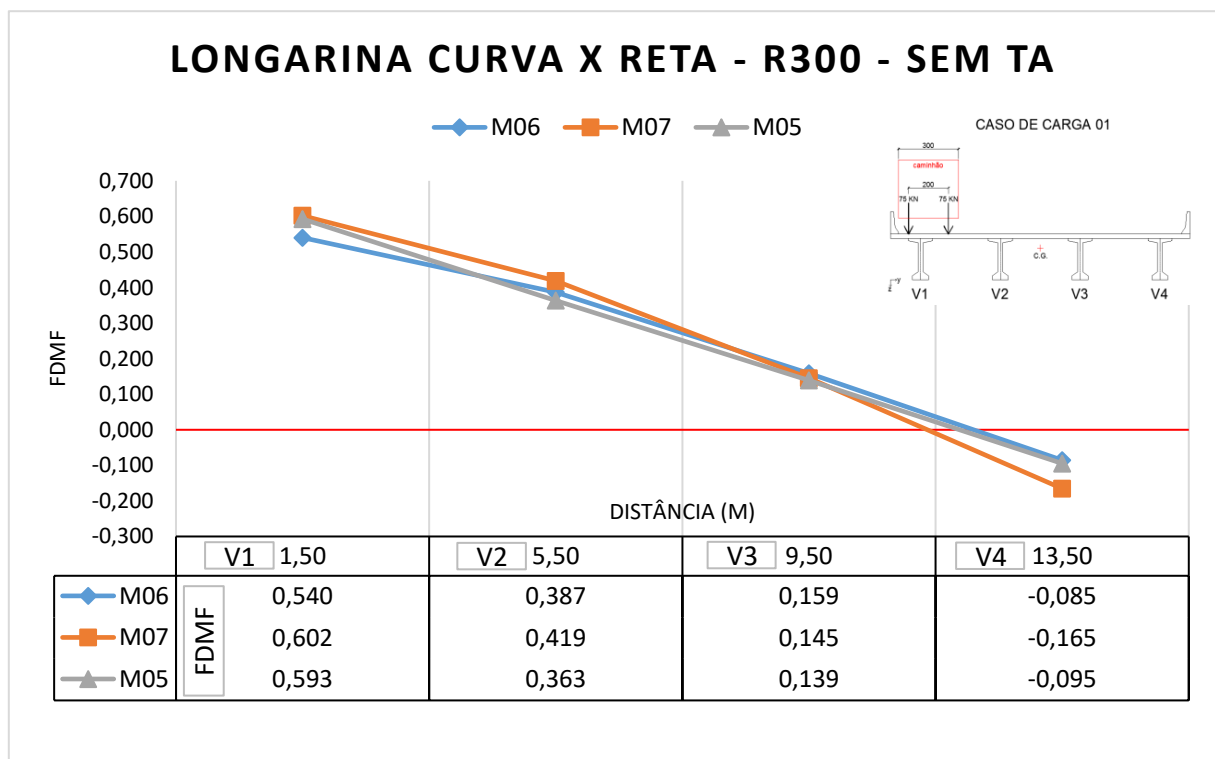


Figura C.3 – Comparação entre geometrias longitudinais de longarinas, caso de carga 01, grupo 02, sem transversina de apoio.

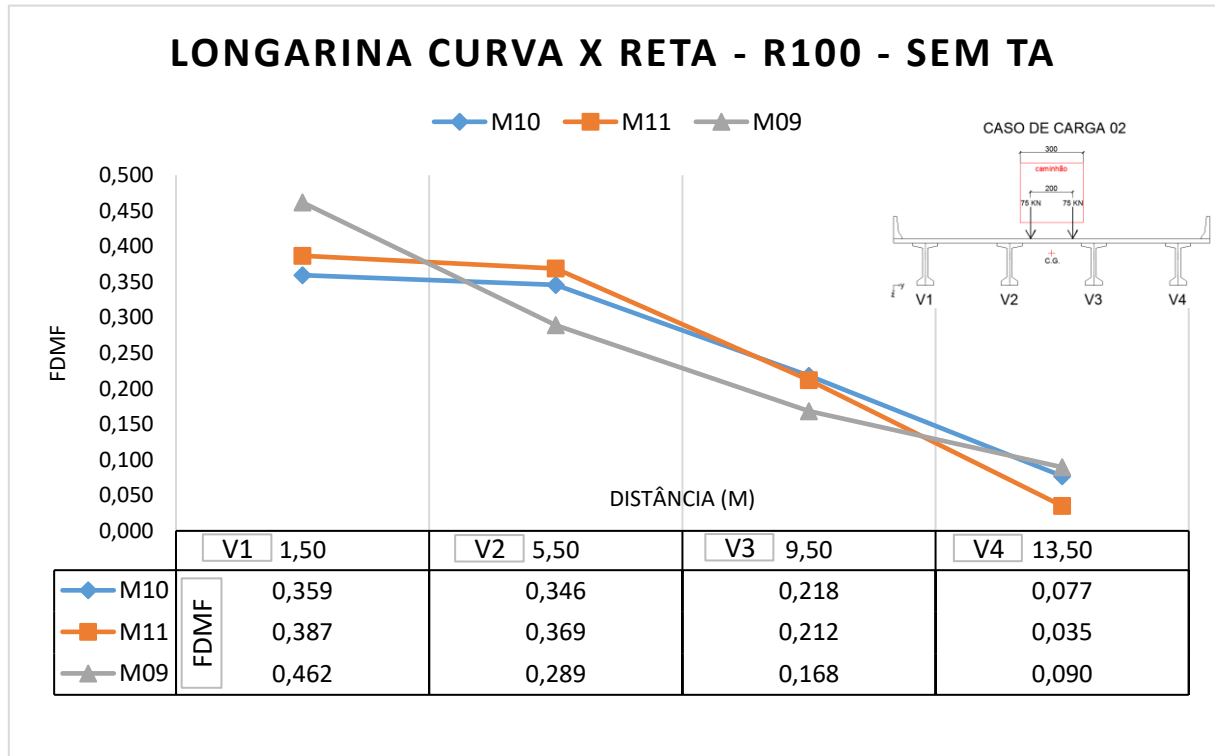


Figura C.4 – Comparação entre geometrias longitudinais de longarinas, caso de carga 02, grupo 03, sem transversina de apoio.

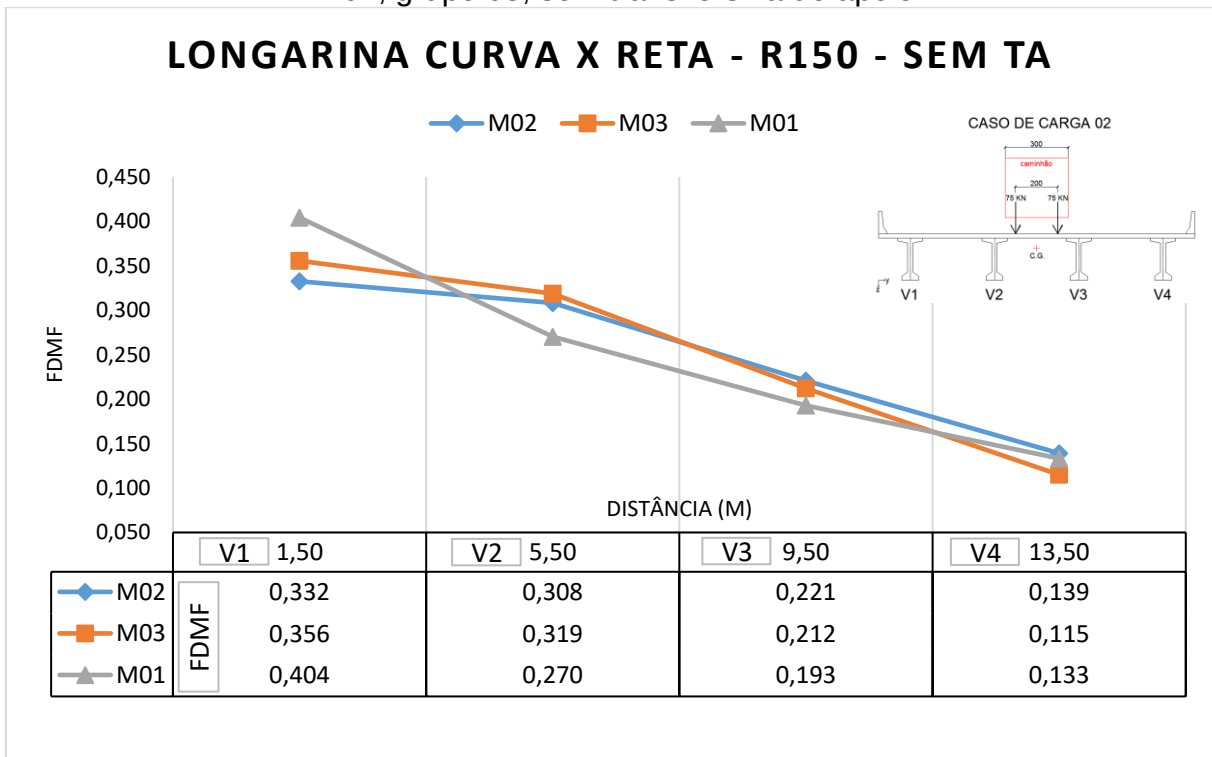


Figura C.5 – Comparação entre geometrias longitudinais de longarinas, caso de carga 02, grupo 01, sem transversina de apoio.

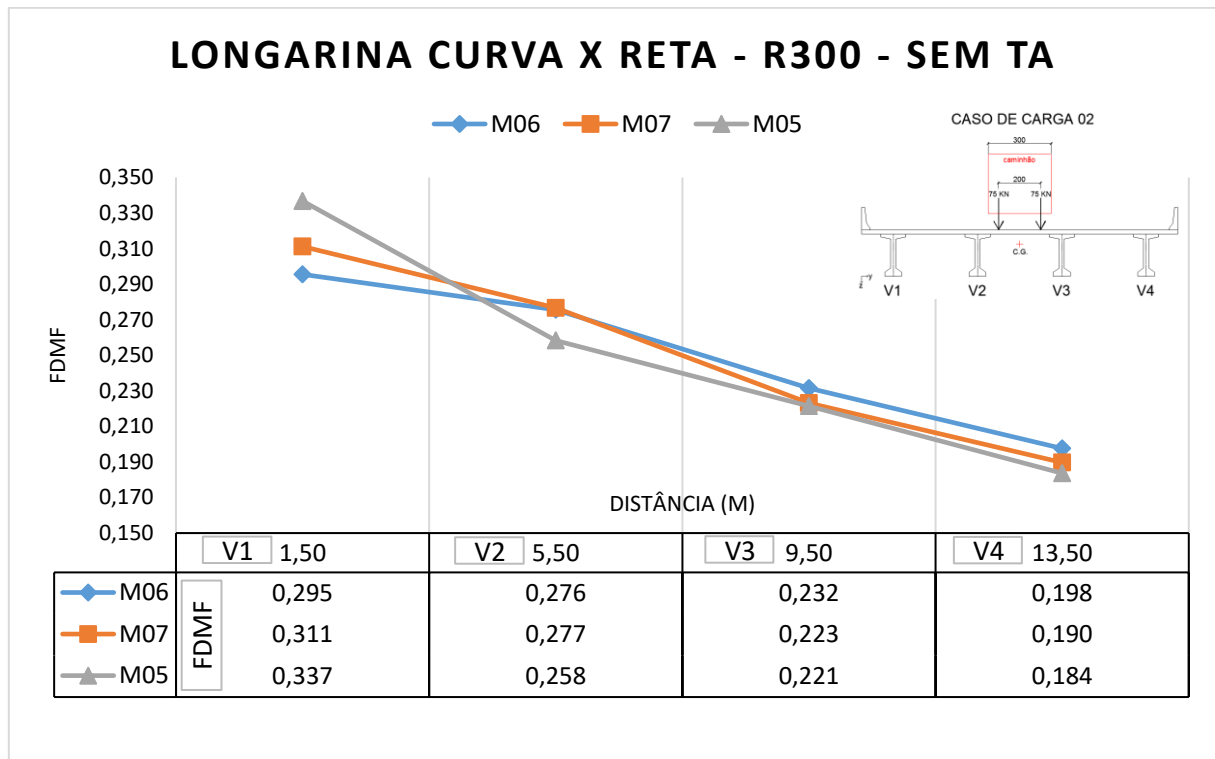


Figura C.6 – Comparação entre geometrias longitudinais de longarinas, caso de carga 02, grupo 02, sem transversina de apoio.

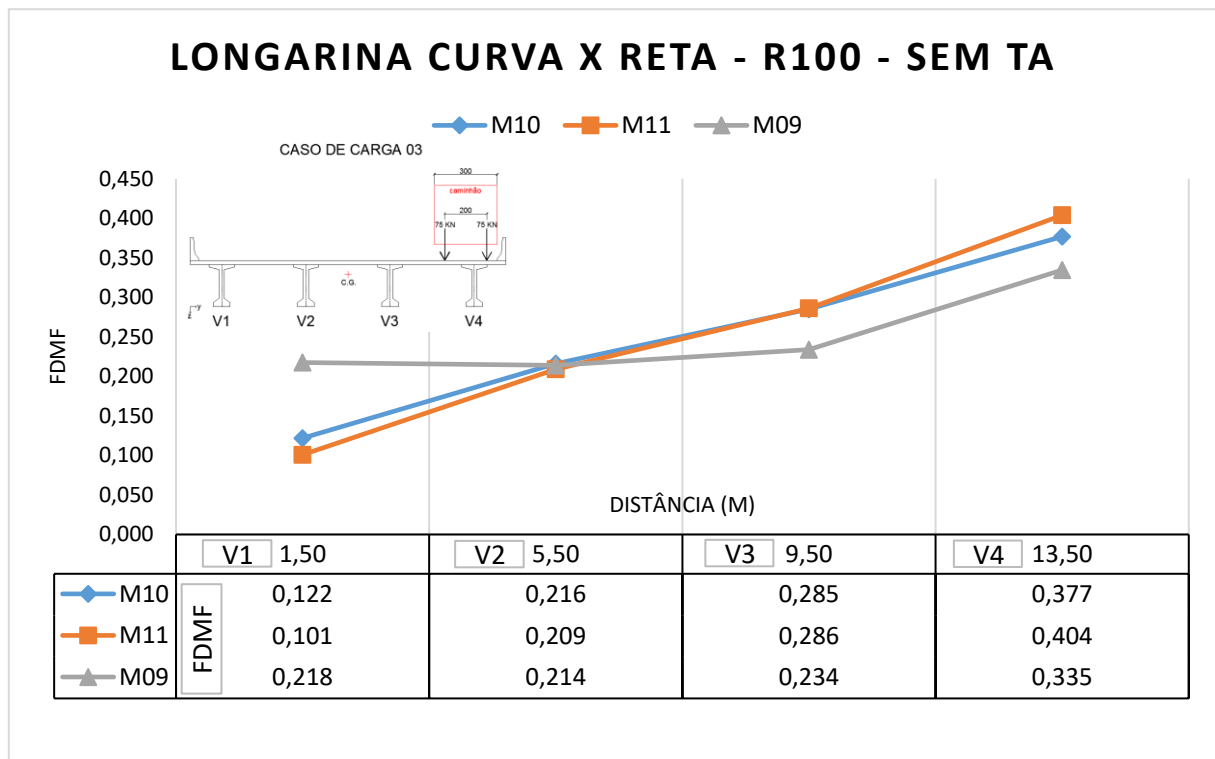


Figura C.7 – Comparação entre geometrias longitudinais de longarinas, caso de carga 03, grupo 03, sem transversina de apoio.

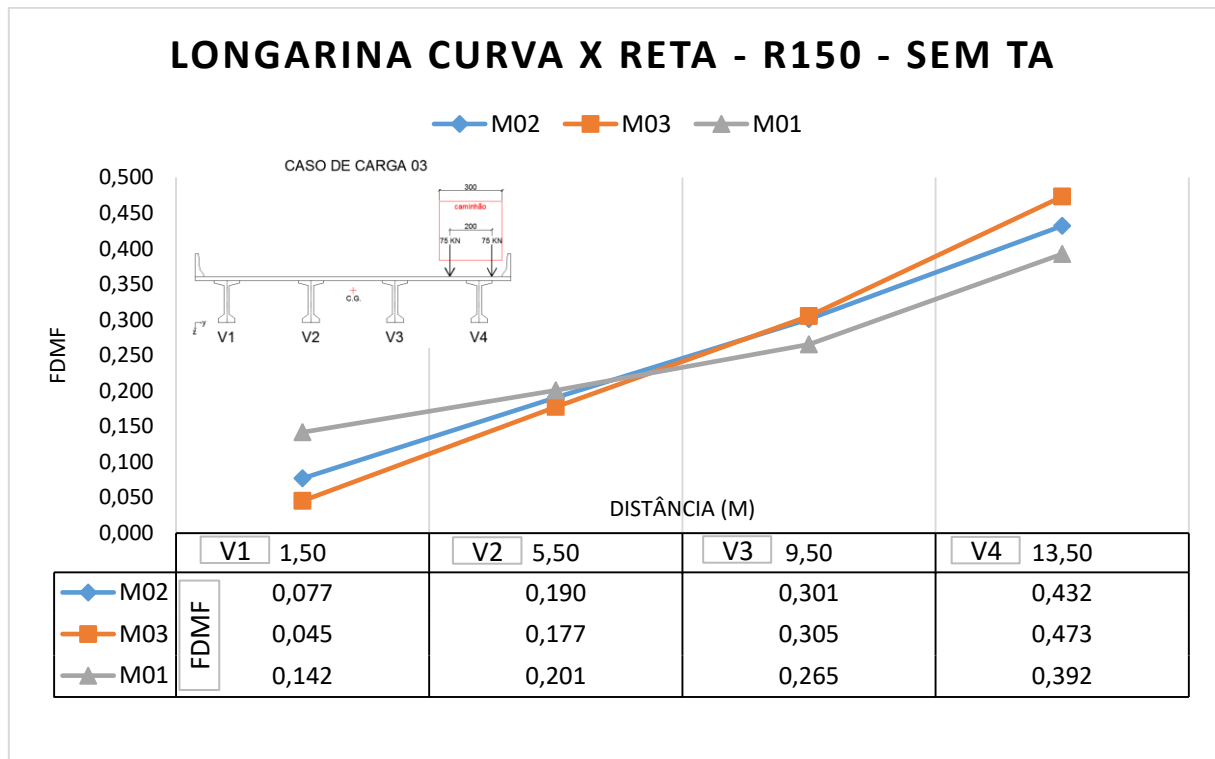


Figura C.8 – Comparação entre geometrias longitudinais de longarinas, caso de carga 03, grupo 01, sem transversina de apoio.

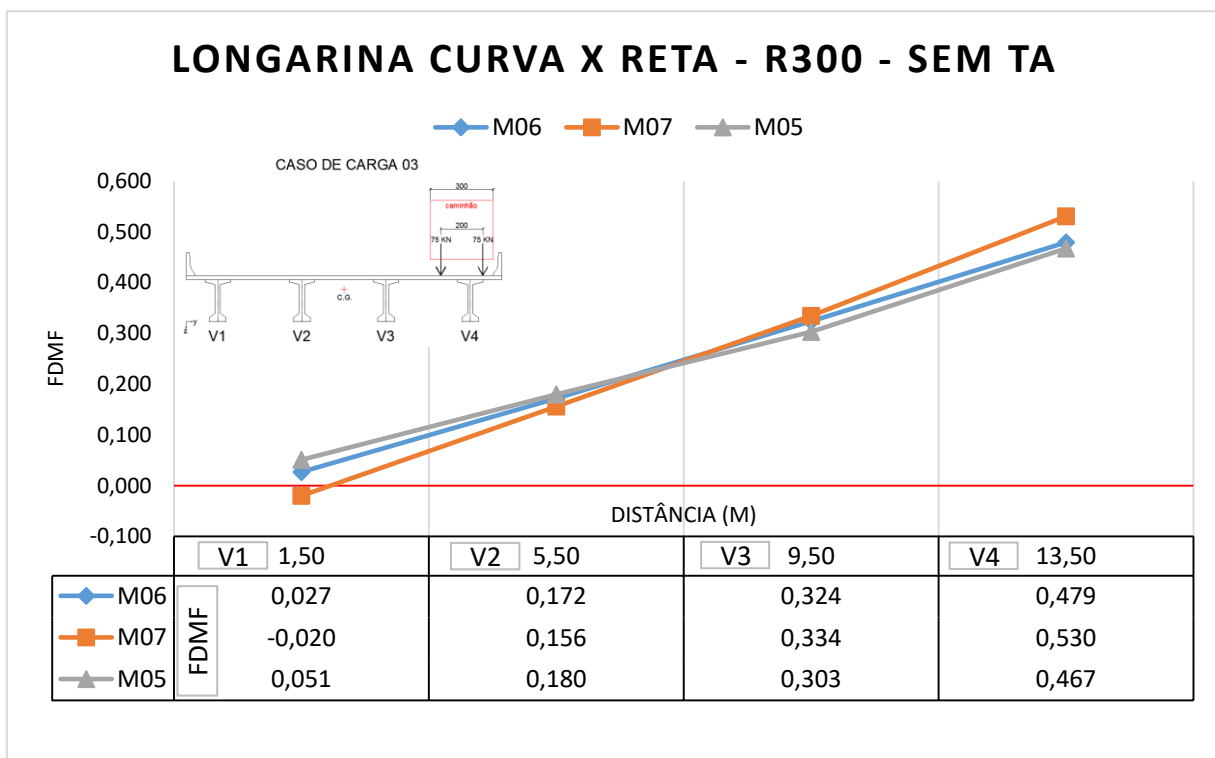


Figura C.9 – Comparação entre geometrias longitudinais de longarinas, caso de carga 03, grupo 02, sem transversina de apoio.

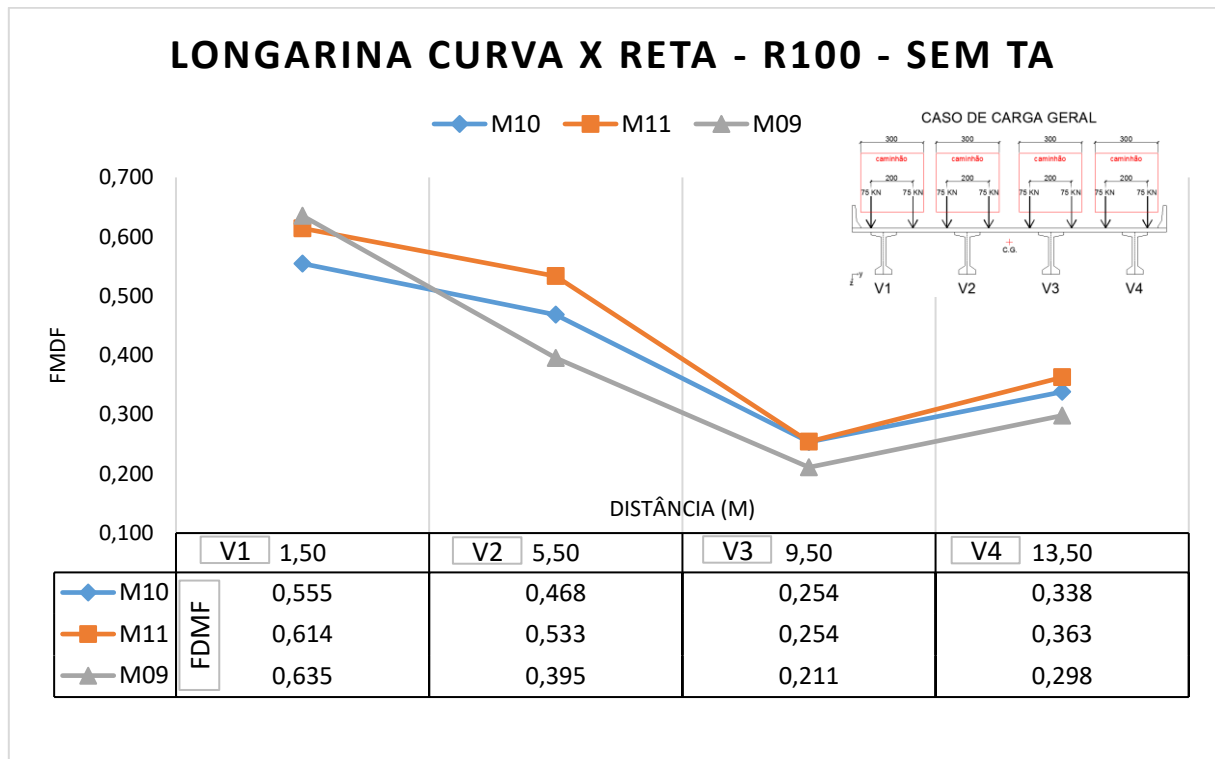


Figura C.10 – Comparação entre geometrias longitudinais de longarinas, caso de carga geral, grupo 03, sem transversina de apoio.

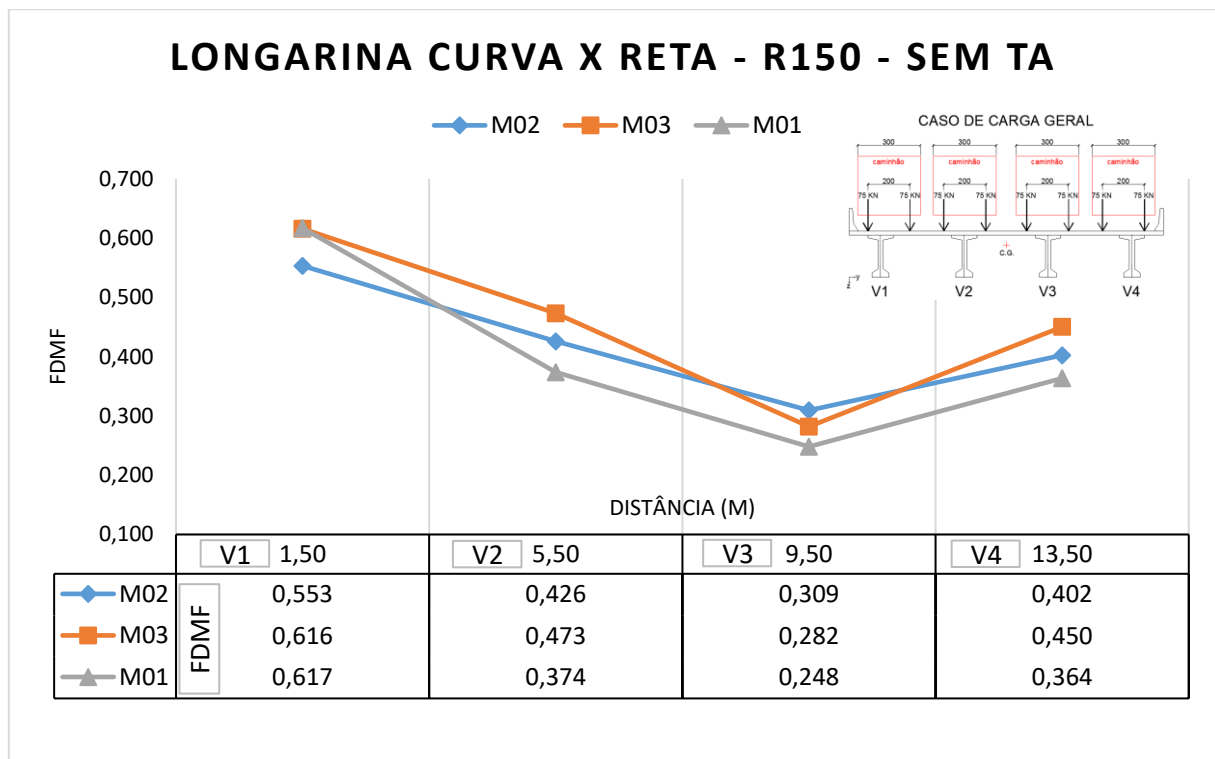


Figura C.11 – Comparação entre geometrias longitudinais de longarinas, caso de carga geral, grupo 01, sem transversina de apoio.

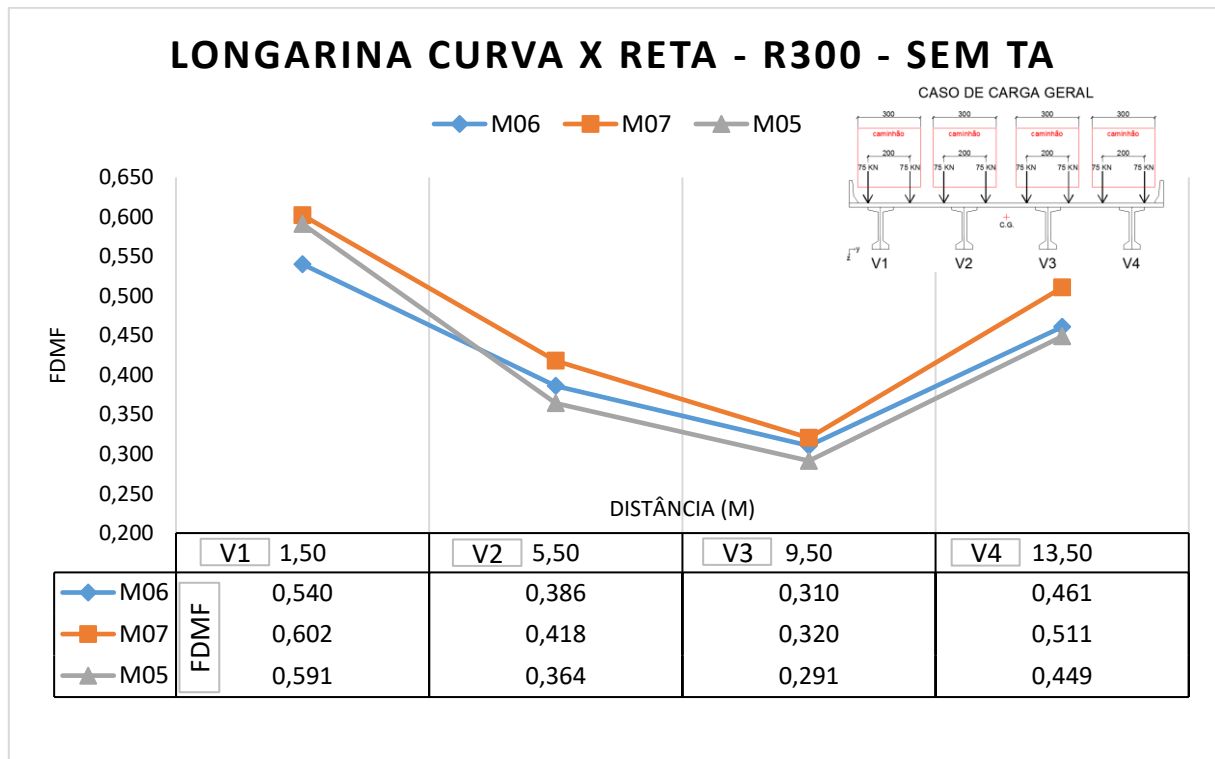


Figura C.12 – Comparação entre geometrias longitudinais de longarinas, caso de carga geral, grupo 02, sem transversina de apoio.

C.2. Modelos com transversina de apoio

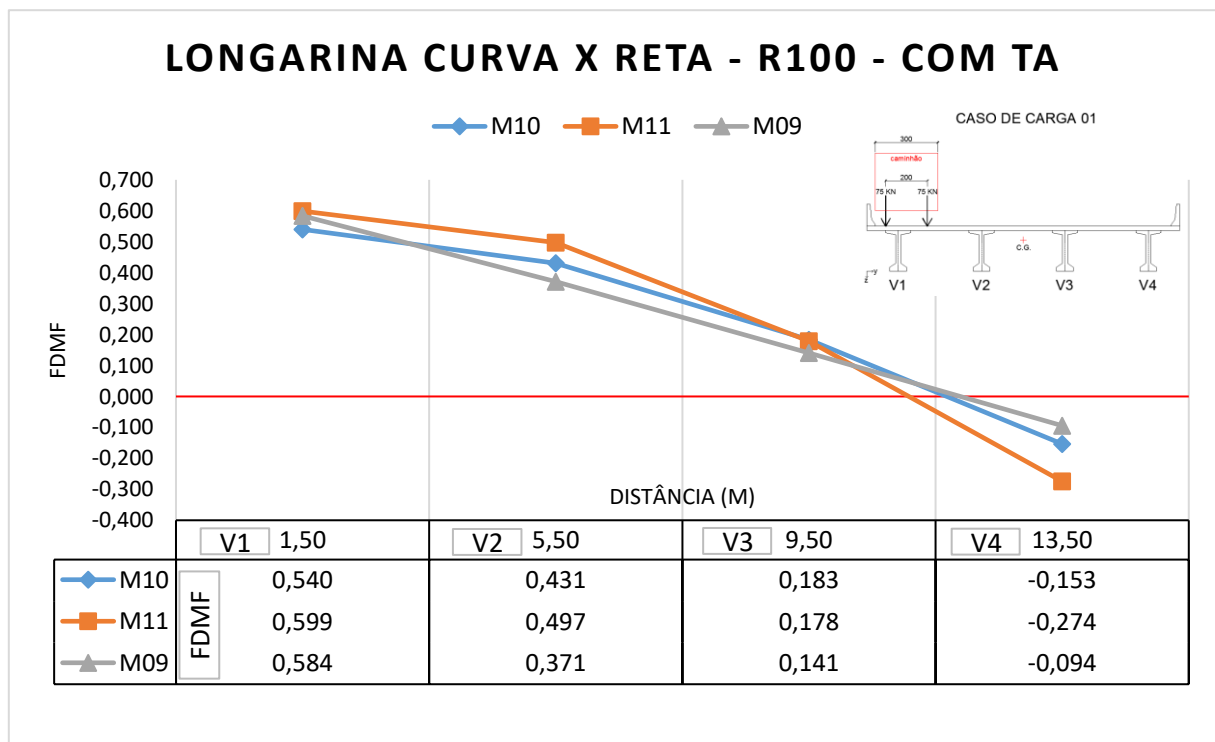


Figura C.13 – Comparação entre geometrias longitudinais de longarinas, caso de carga 01, grupo 03, com transversina de apoio.

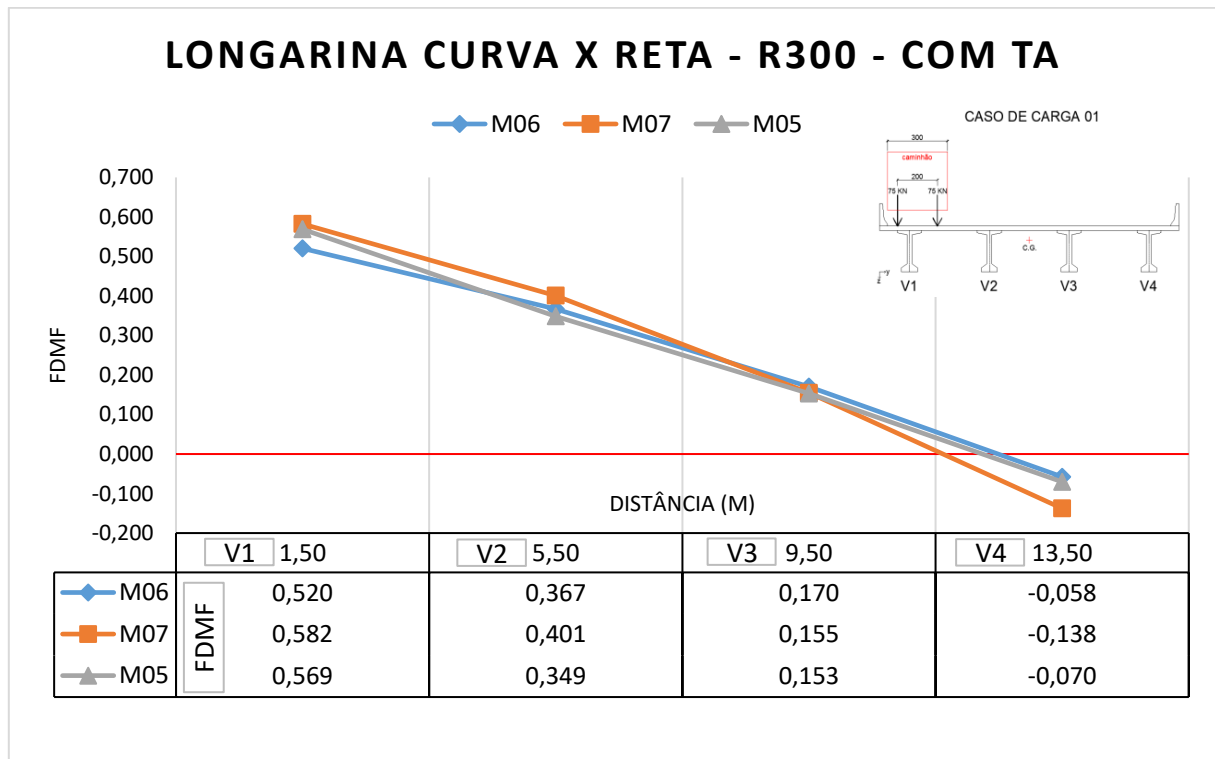


Figura C.14 – Comparação entre geometrias longitudinais de longarinas, caso de carga 01, grupo 02, com transversina de apoio.

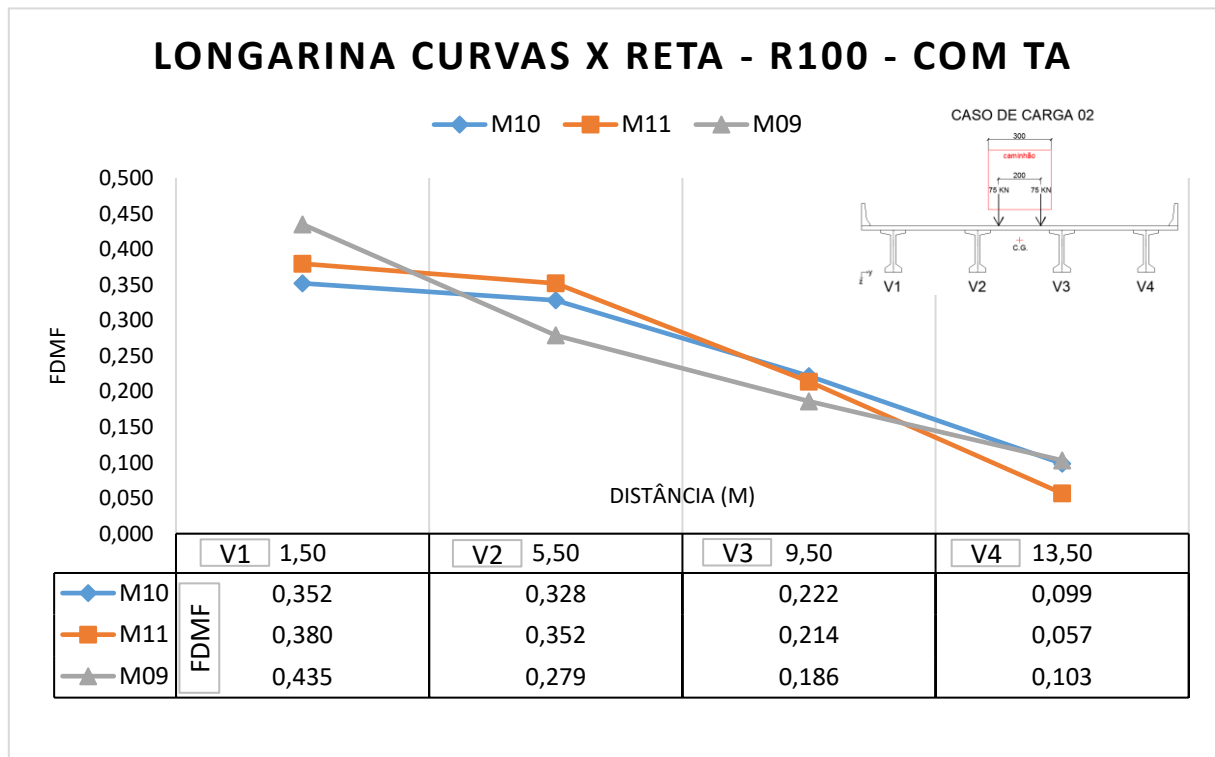


Figura C.15 – Comparação entre geometrias longitudinais de longarinas, caso de carga 02, grupo 03, com transversina de apoio.

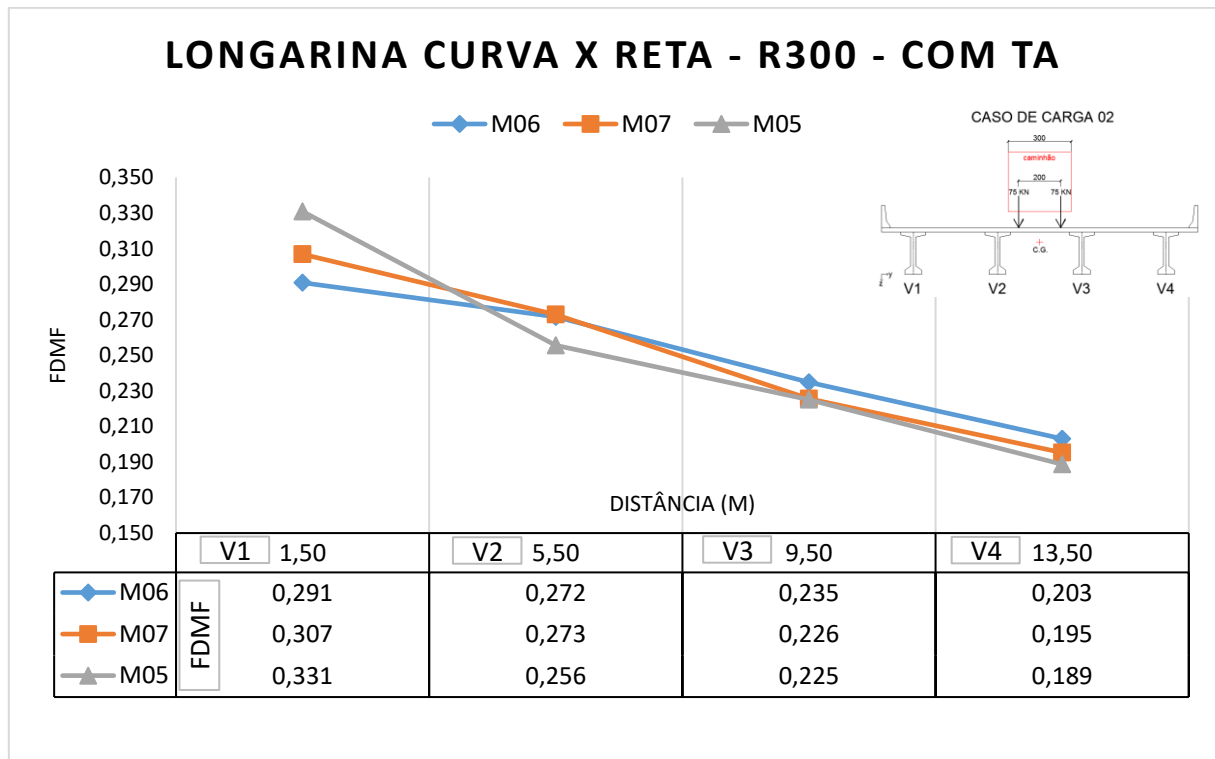


Figura C.16 – Comparação entre geometrias longitudinais de longarinas, caso de carga 02, grupo 02, com transversina de apoio.

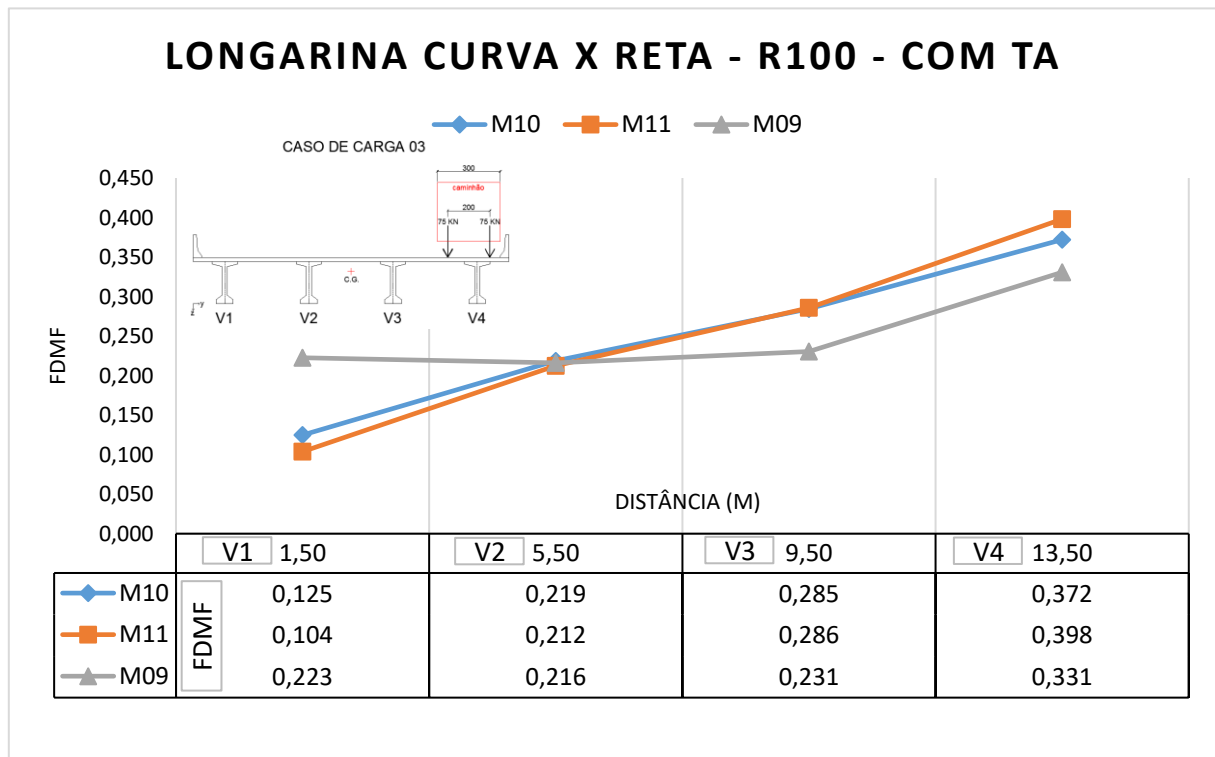


Figura C.17 – Comparação entre geometrias longitudinais de longarinas, caso de carga 03, grupo 03, com transversina de apoio.

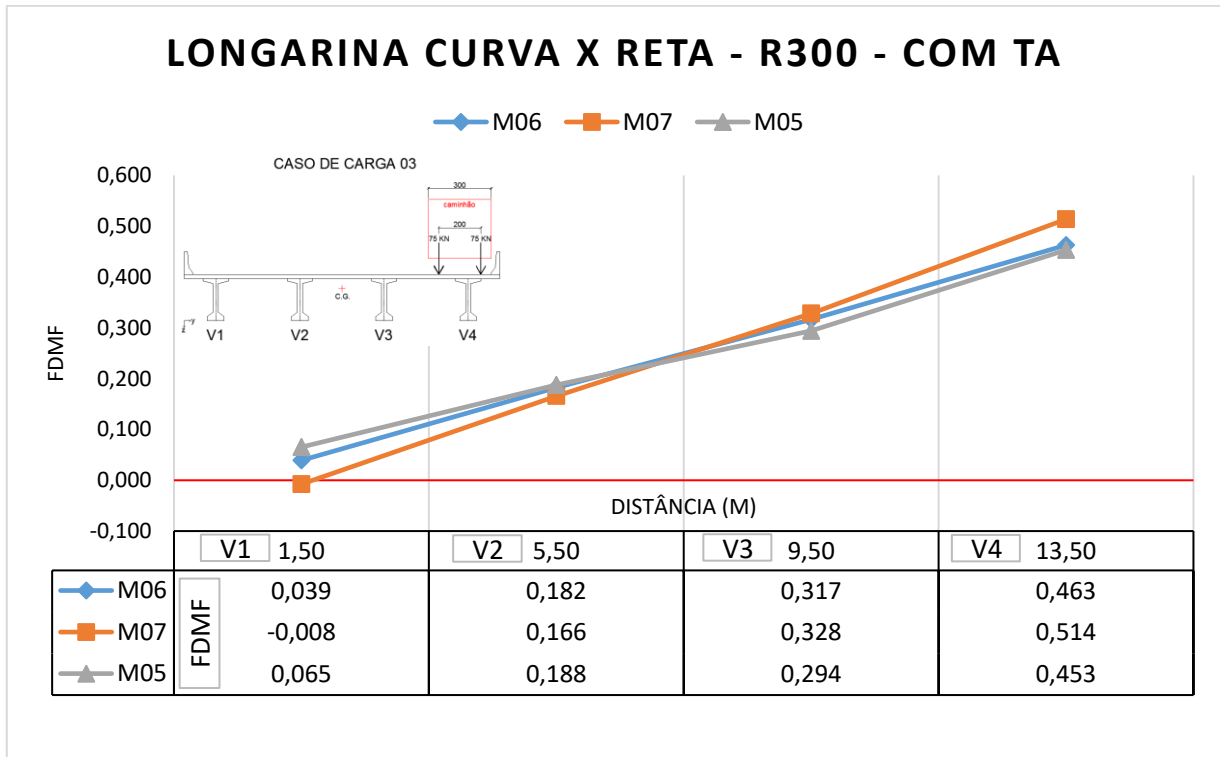


Figura C.18 – Comparação entre geometrias longitudinais de longarinas, caso de carga 03, grupo 02, com transversina de apoio.

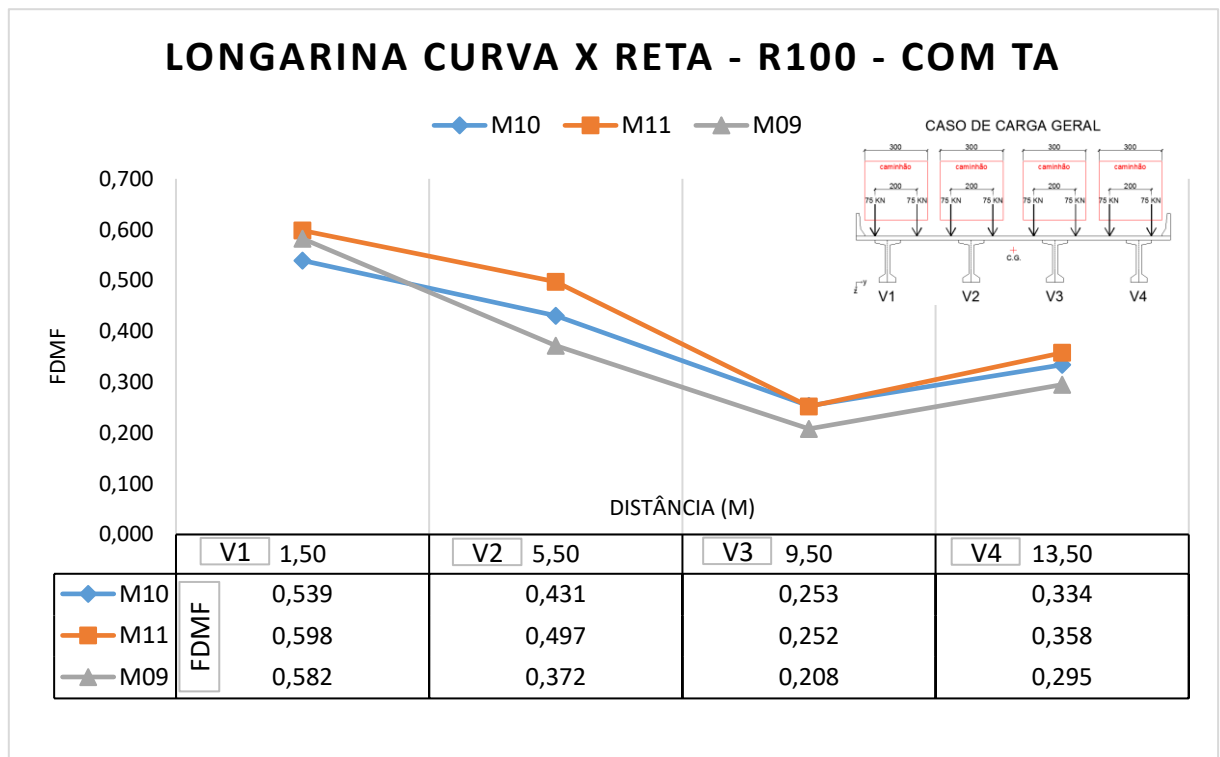


Figura C.19 – Comparação entre geometrias longitudinais de longarinas, caso de carga geral, grupo 03, com transversina de apoio.

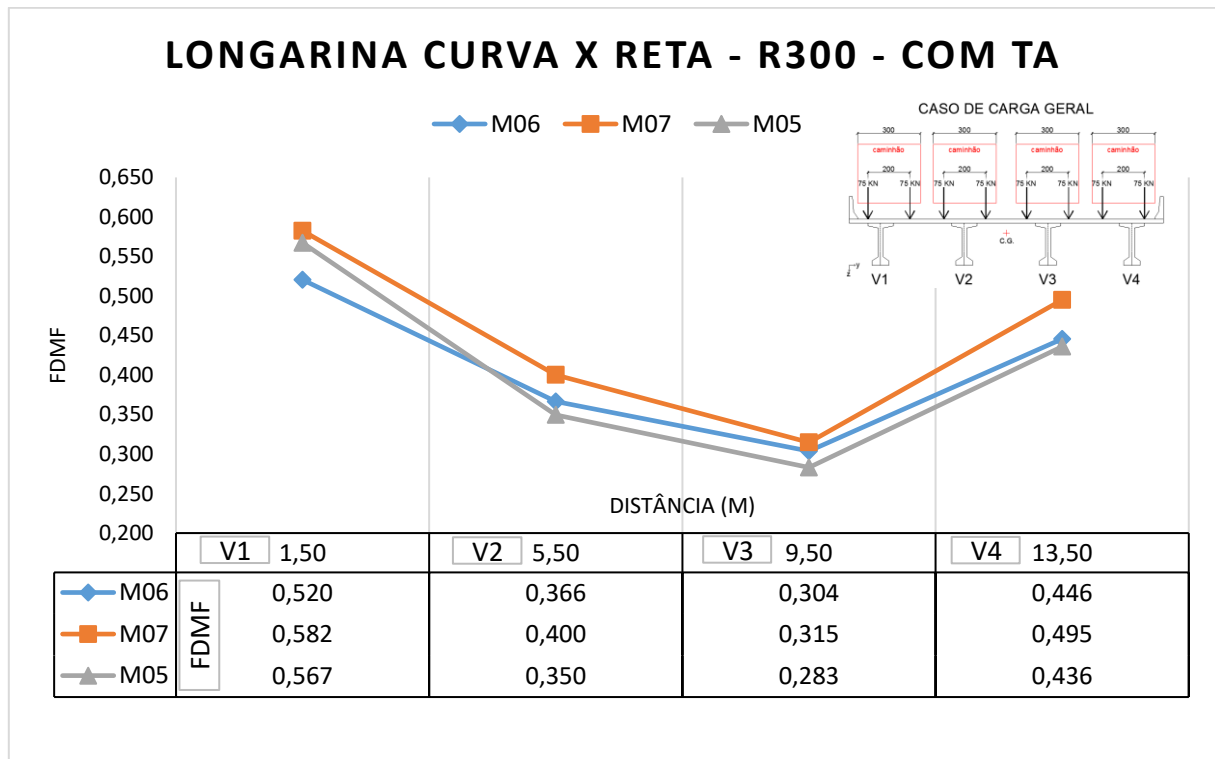


Figura C.20 – Comparação entre geometrias longitudinais de longarinas, caso de carga geral, grupo 02, com transversina de apoio.

Anexo D – Resultados da comparação do Método V-load e o Método dos Elementos Finitos

Este anexo contém todos os gráficos resultantes da análise comparativa da distribuição de momento fletor entre o método V-load e o método dos elementos finitos, representada através dos FDMF.

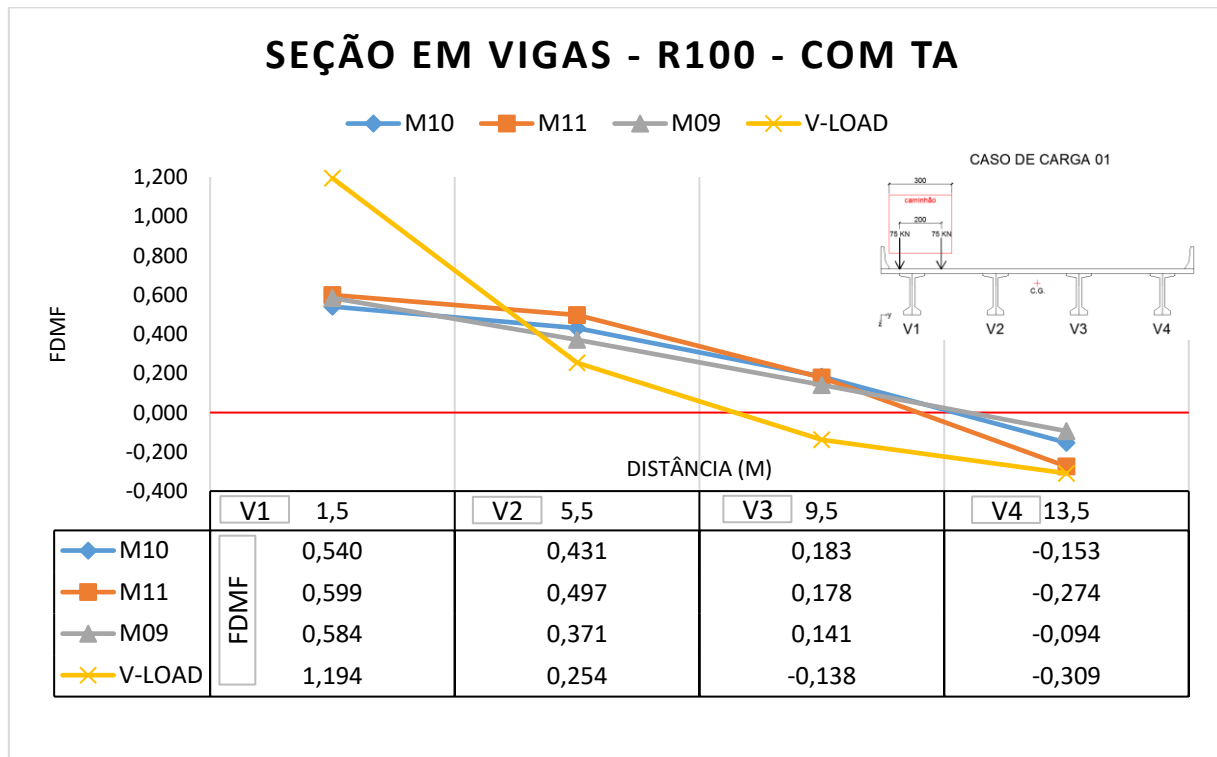


Figura D.1 - Comparação V-Load e Modelos CsiBridge v17, caso de carga 01, raio de curvatura igual a 100 metros.

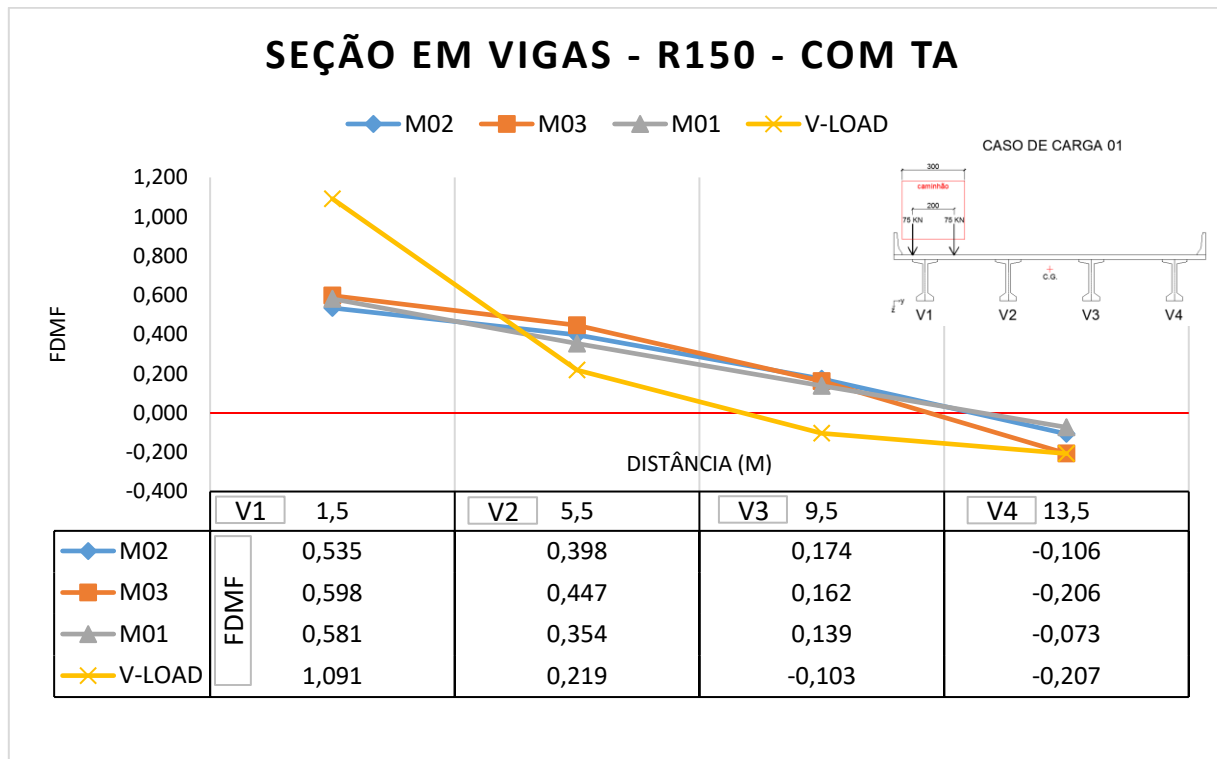


Figura D.2 - Comparação V-Load e Modelos CsiBridge v17, caso de carga 01, raio de curvatura igual a 150 metros.

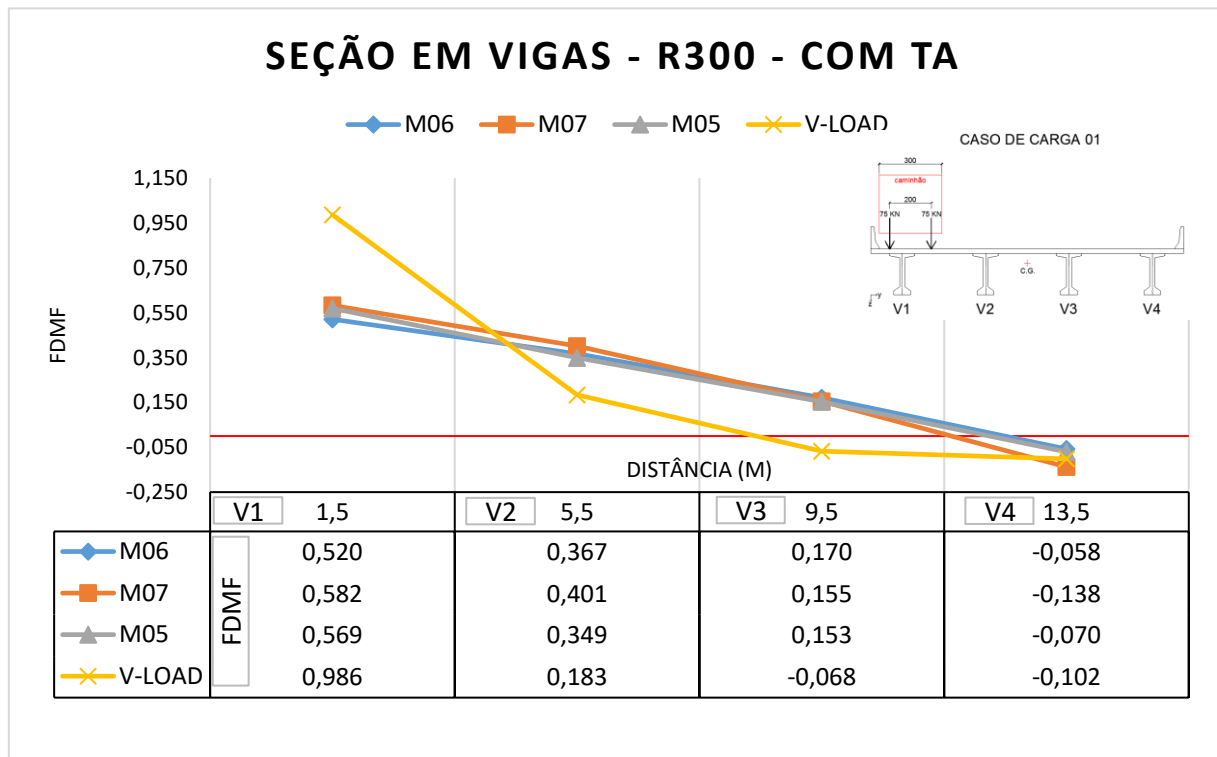


Figura D.3 - Comparação V-Load e Modelos CsiBridge v17, caso de carga 01, raio de curvatura igual a 300 metros.

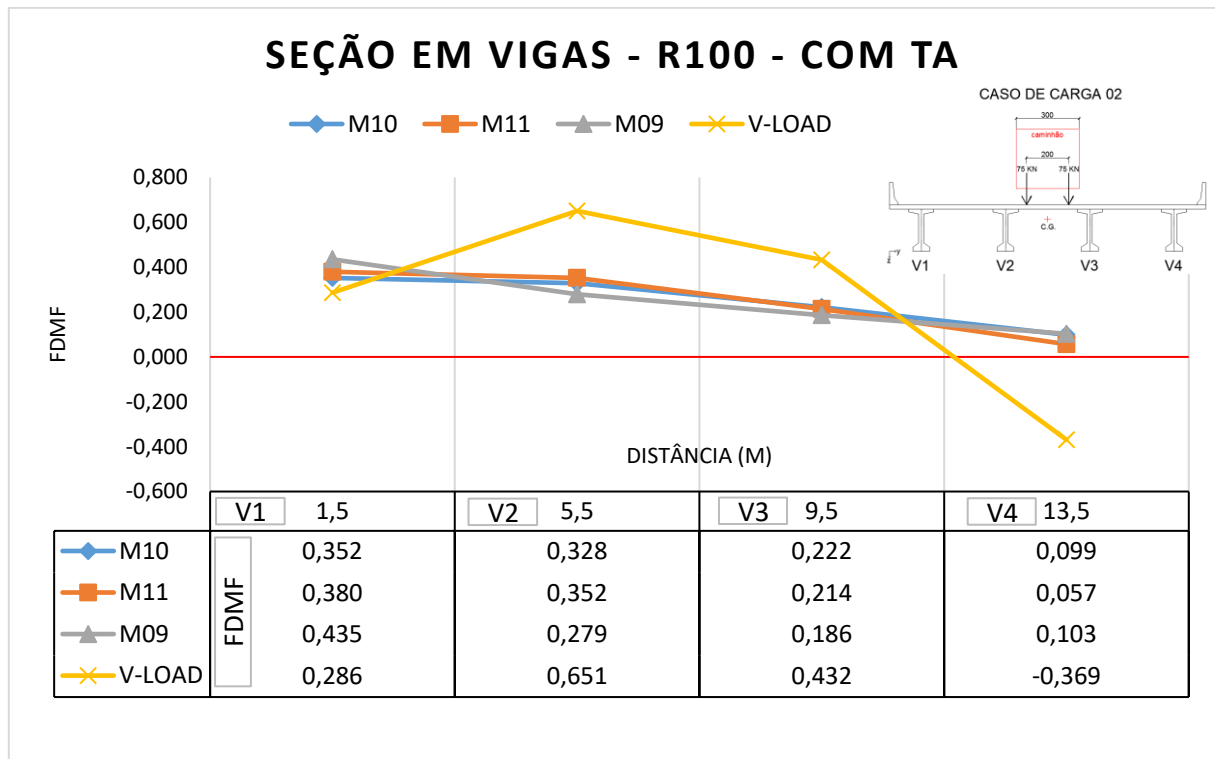


Figura D.4 - Comparação V-Load e Modelos CsiBridge v17, caso de carga 02, raio de curvatura igual a 100 metros.

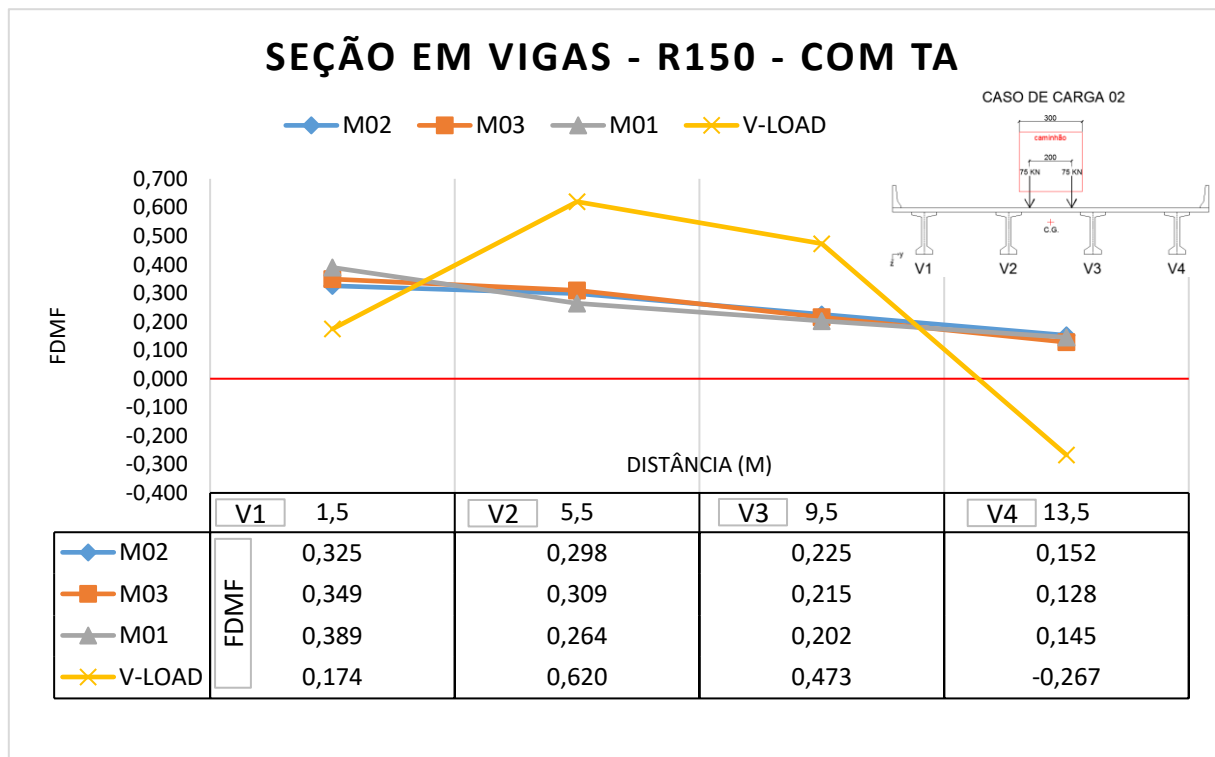


Figura D.5 - Comparação V-Load e Modelos CsiBridge v17, caso de carga 02, raio de curvatura igual a 150 metros.

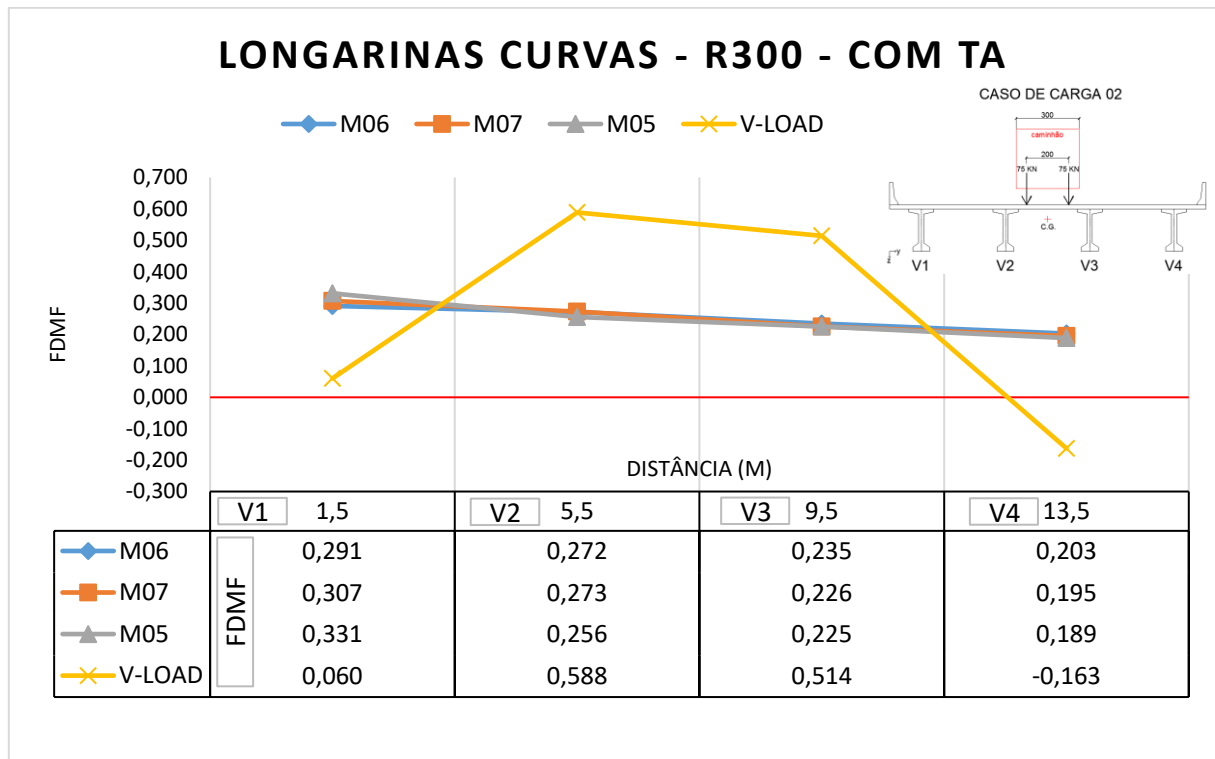


Figura D.6 - Comparação V-Load e Modelos CsiBridge v17, caso de carga 02, raio de curvatura igual a 300 metros.

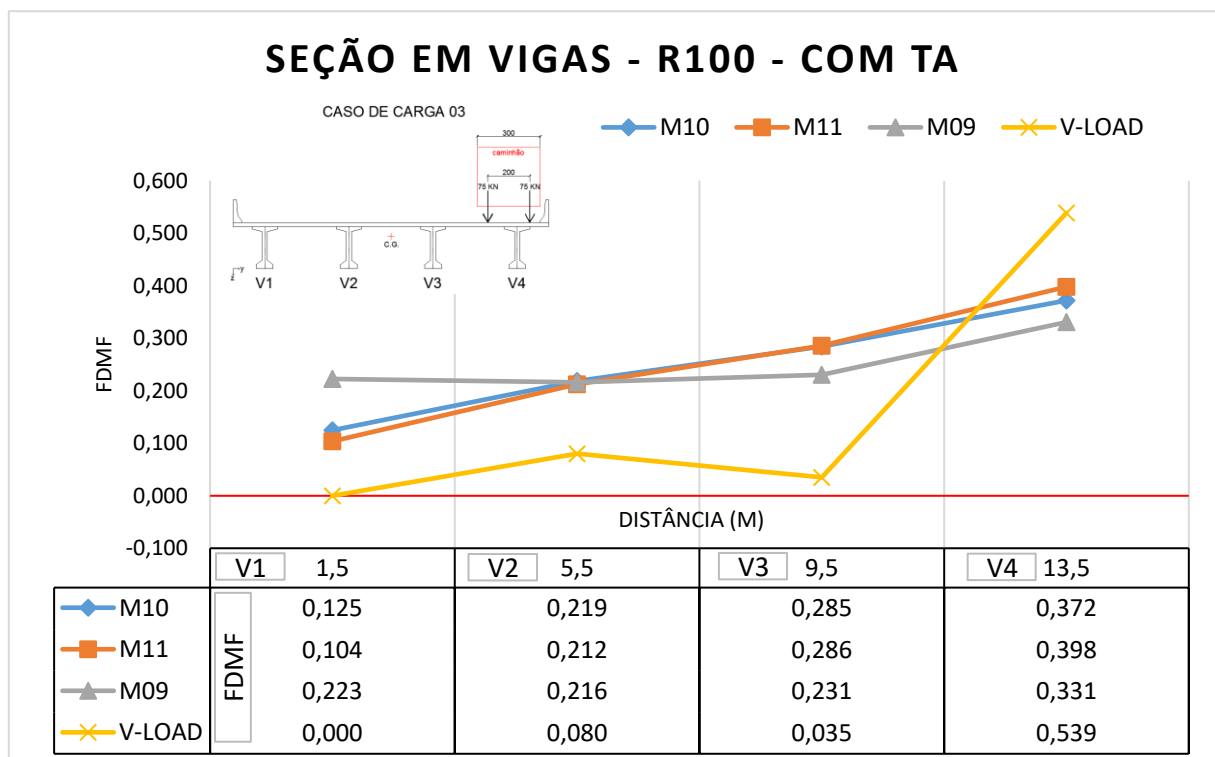


Figura D.7 - Comparação V-Load e Modelos CsiBridge v17, caso de carga 03, raio de curvatura igual a 100 metros.

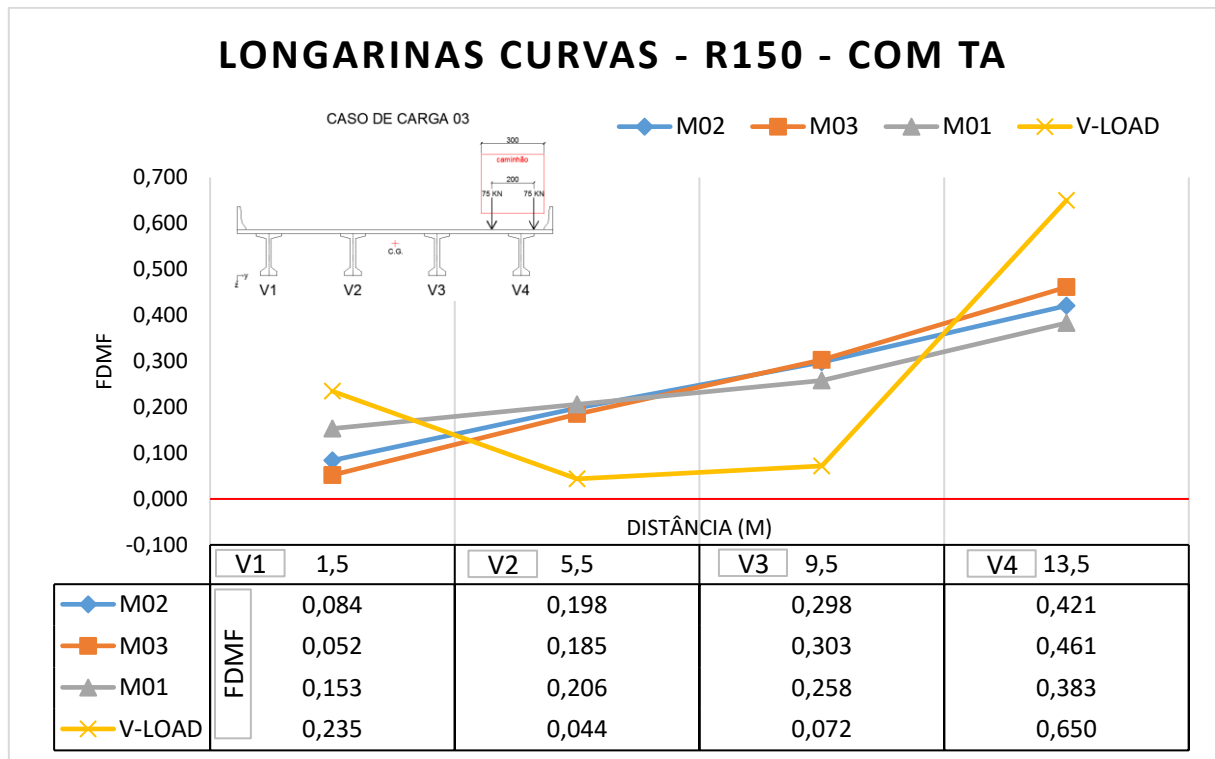


Figura D.8 - Comparação V-Load e Modelos CsiBridge v17, caso de carga 03, raio de curvatura igual a 150 metros.

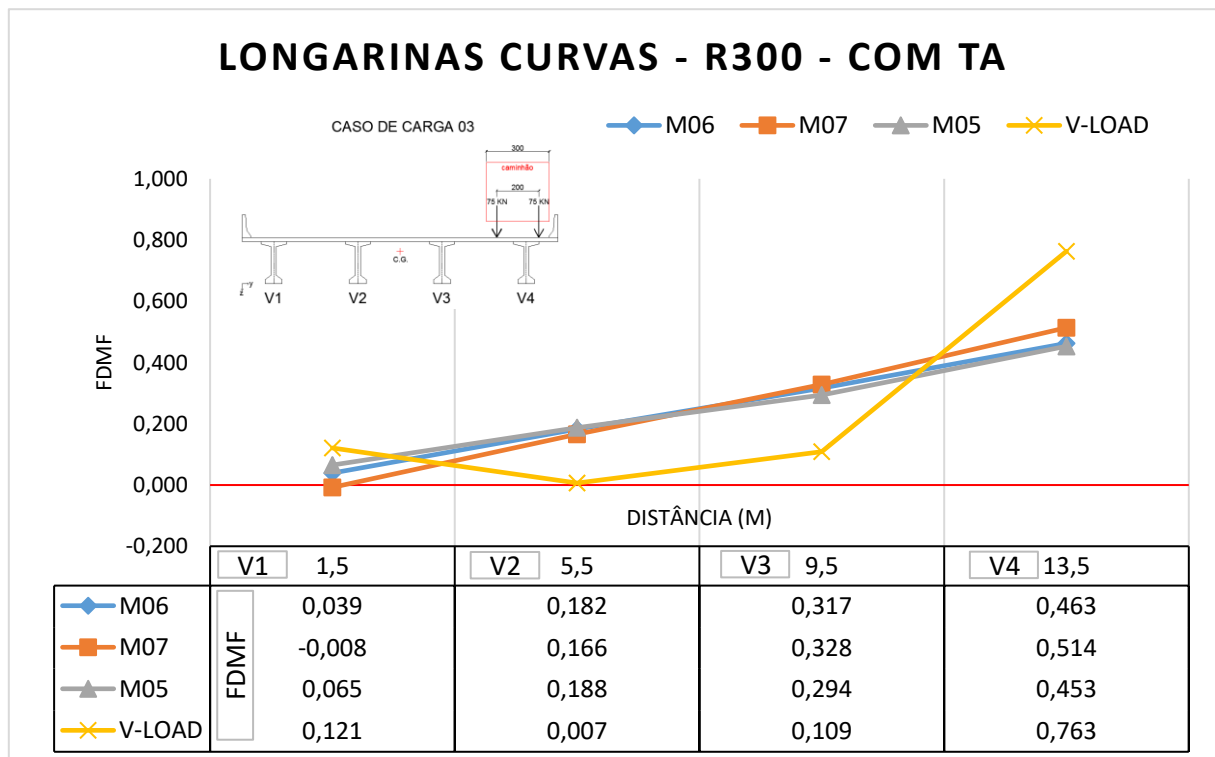


Figura D.9 - Comparação V-Load e Modelos CsiBridge v17, caso de carga 03, raio de curvatura igual a 300 metros.

Anexo E – Resultados da análise sobre a monoliticidade do tabuleiro

Este anexo contém todos os gráficos resultantes da análise comparativa sobre a utilização de ligações pré-moldadas ou moldadas no local representada através dos FDMF.

E.1. Modelos sem transversina de apoio

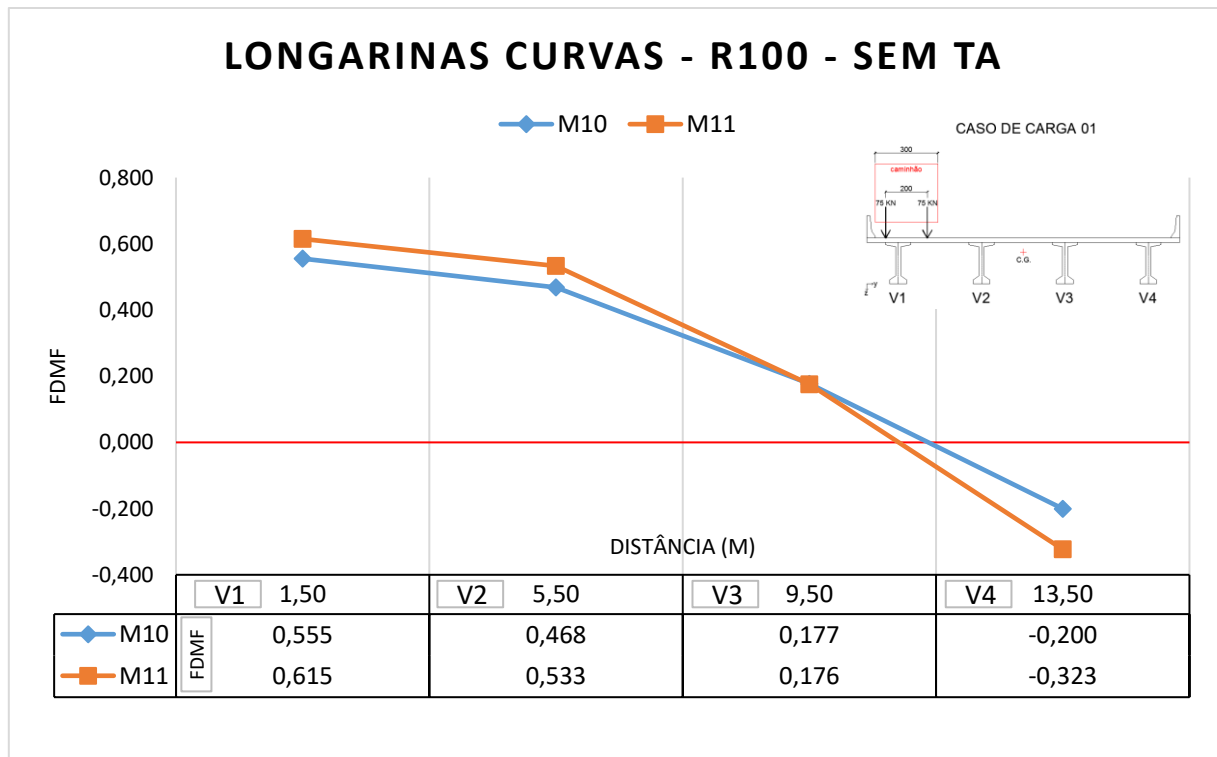


Figura E.1 – Comparação entre ligações, caso de carga 01, grupo 03, sem transversina de apoio.

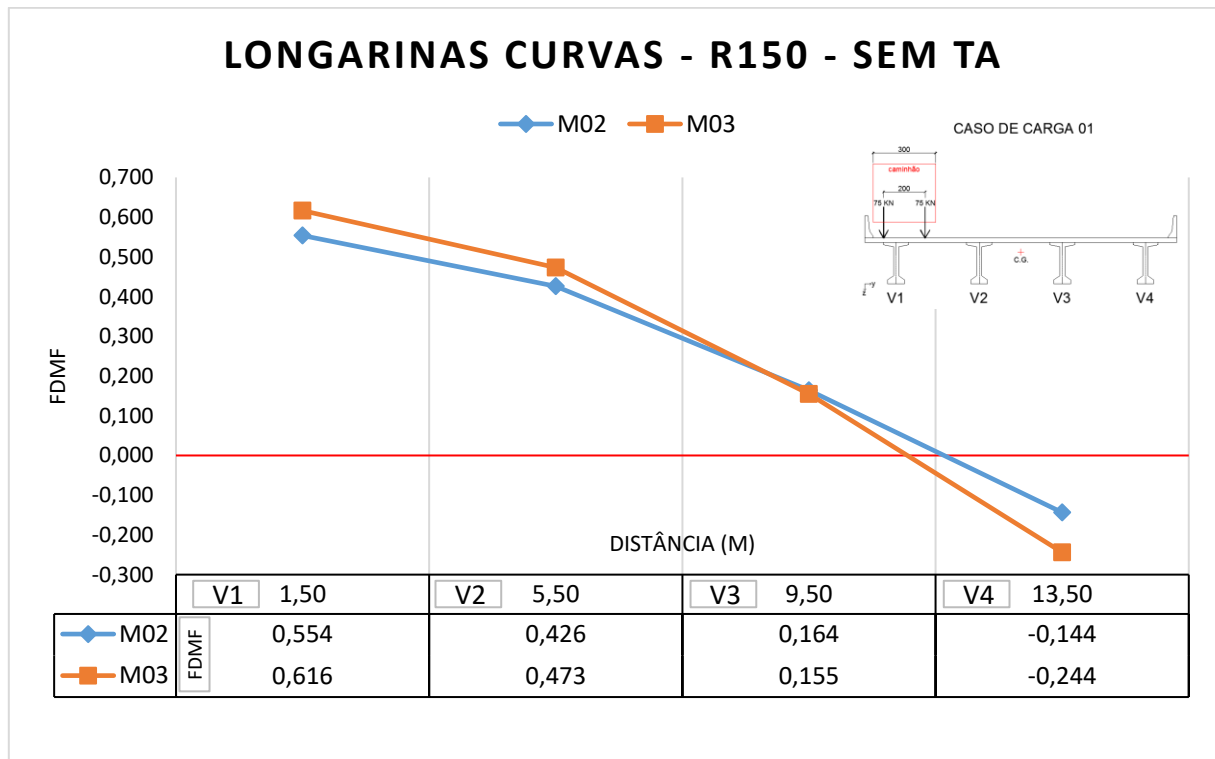


Figura E.2 – Comparação entre ligações, caso de carga 01, grupo 01, sem transversina de apoio.

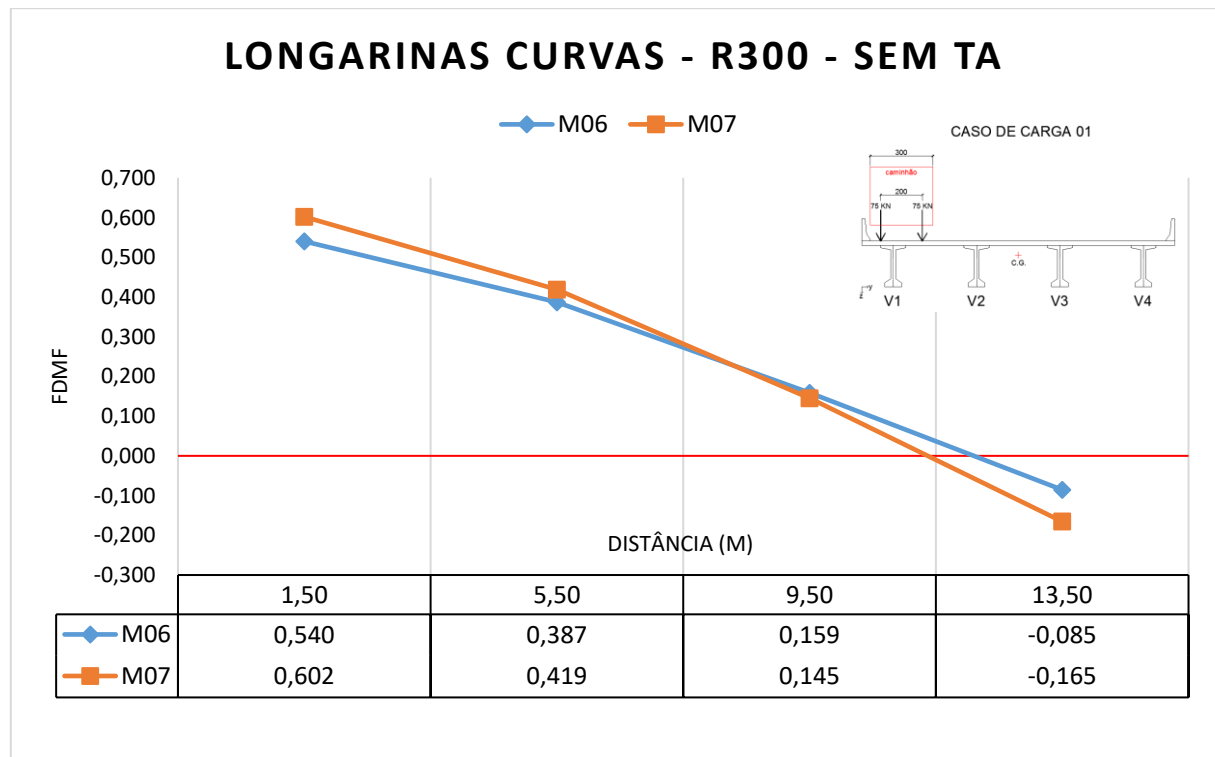


Figura E.3 – Comparação entre ligações, caso de carga 01, grupo 02, sem transversina de apoio.

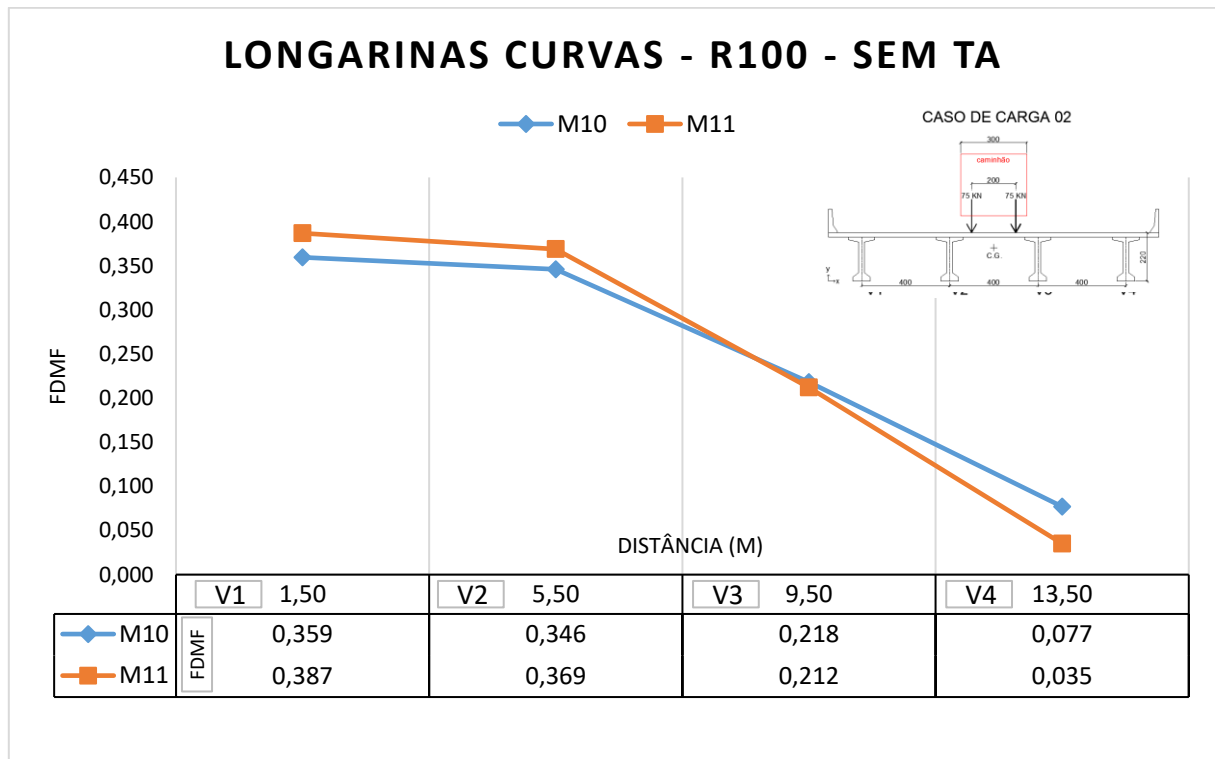


Figura E.4 – Comparação entre ligações, caso de carga 02, grupo 03, sem transversina de apoio.

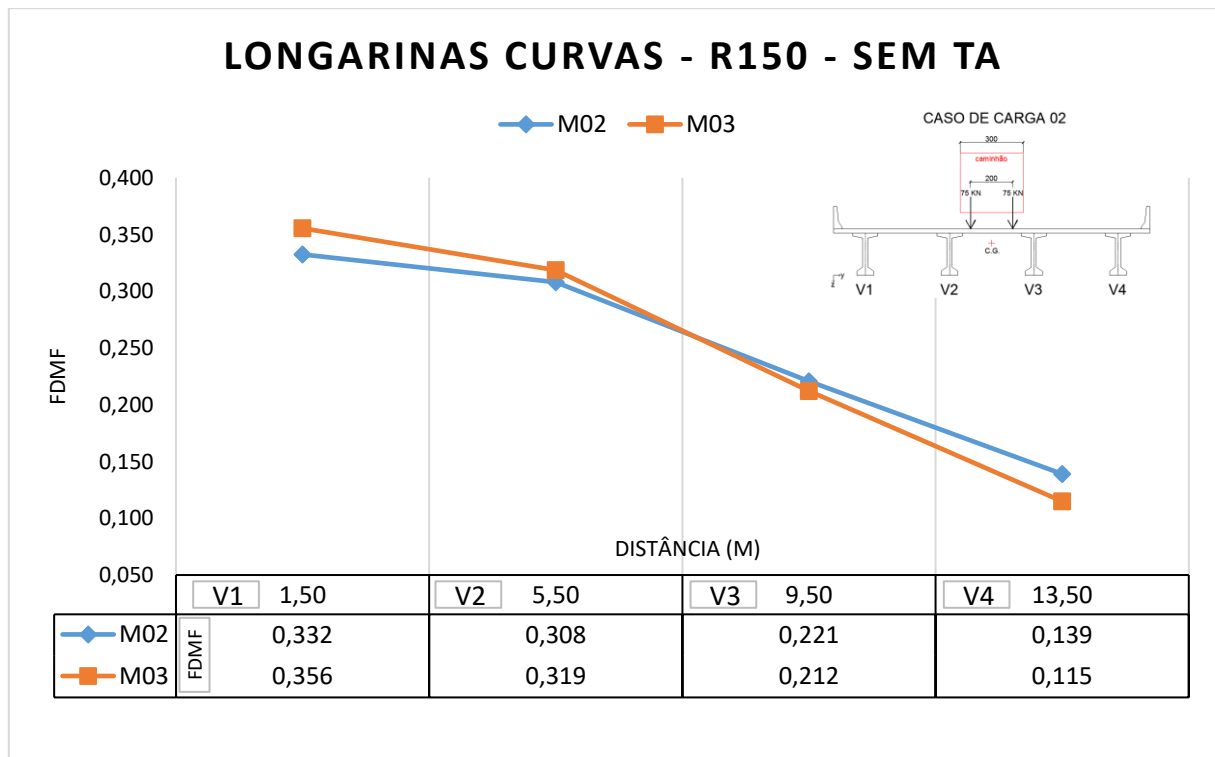


Figura E.5 – Comparação entre ligações, caso de carga 02, grupo 01, sem transversina de apoio.

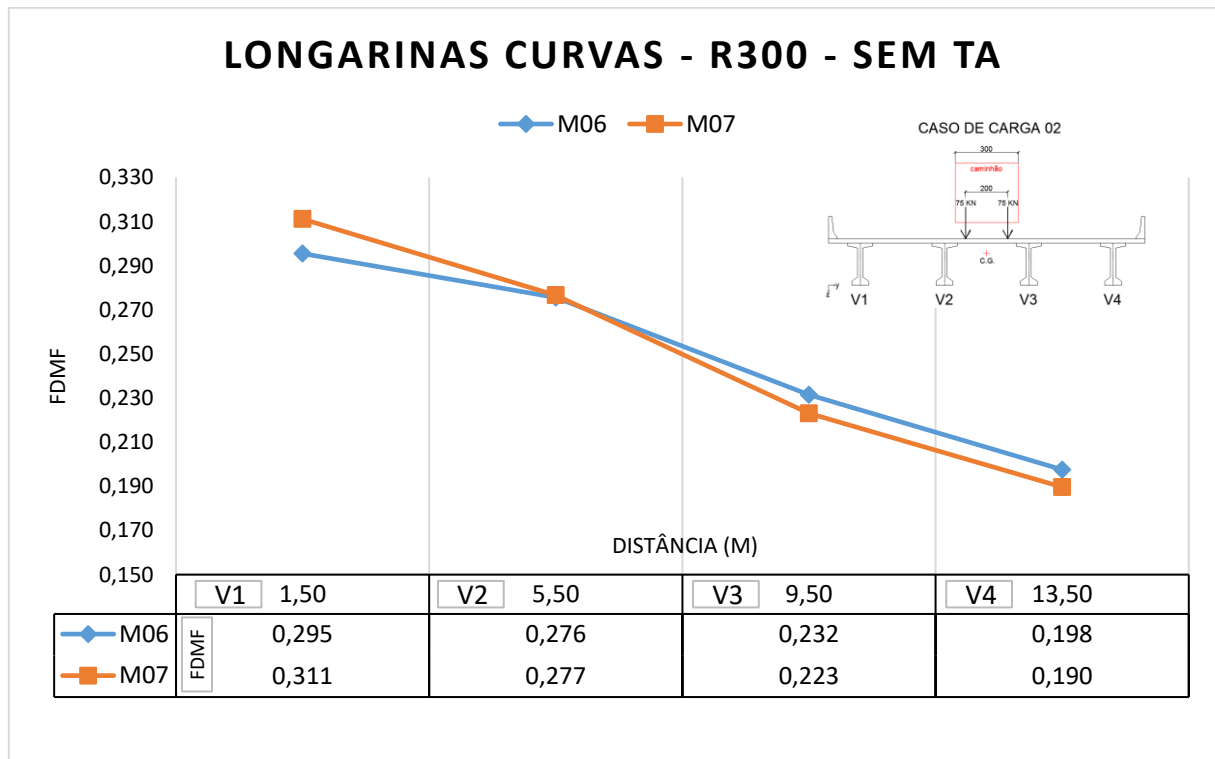


Figura E.6 – Comparação entre ligações, caso de carga 02, grupo 02, sem transversina de apoio.

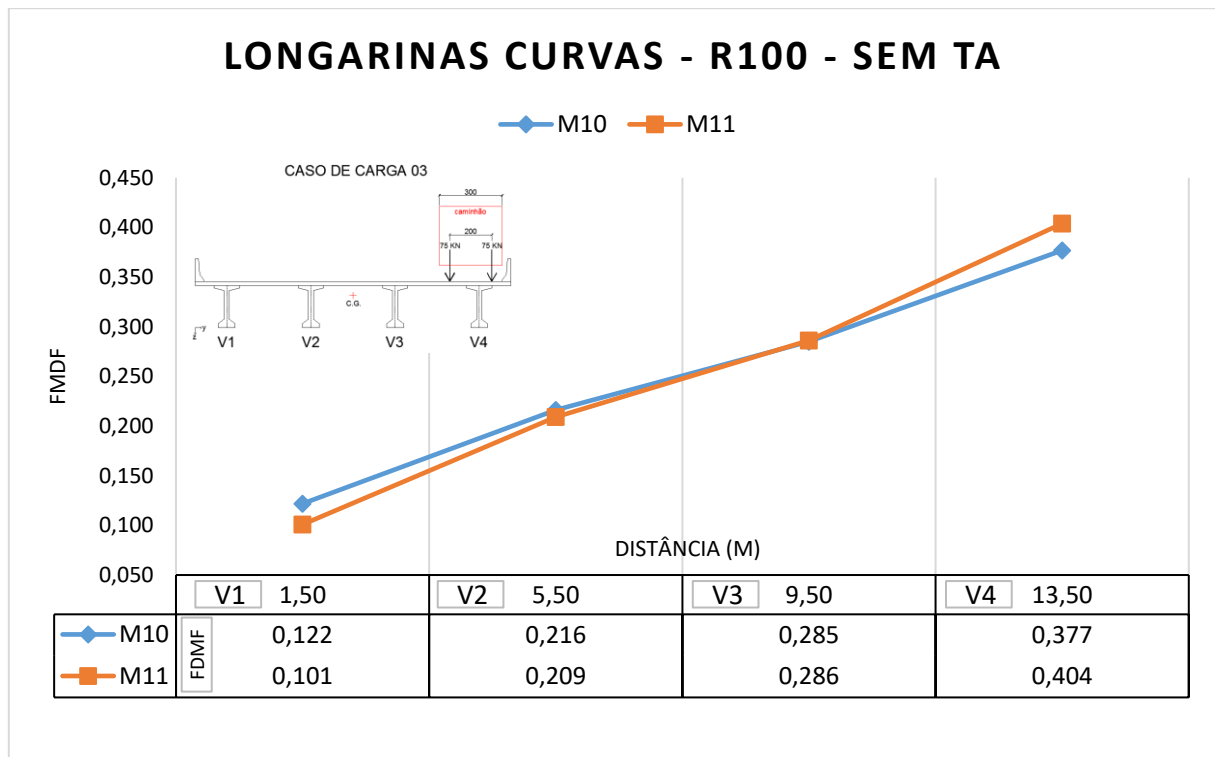


Figura E.7 – Comparação entre ligações, caso de carga 03, grupo 03, sem transversina de apoio.

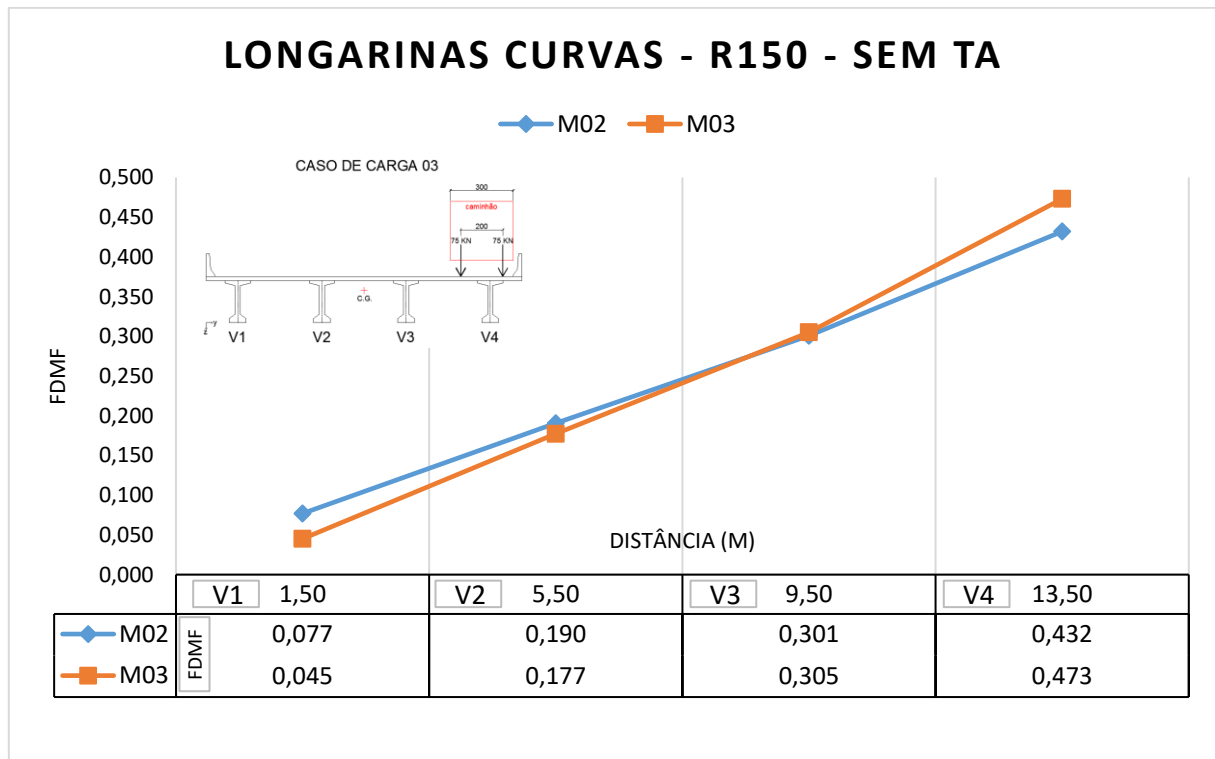


Figura E.8 – Comparação entre ligações, caso de carga 03, grupo 01, sem transversina de apoio.

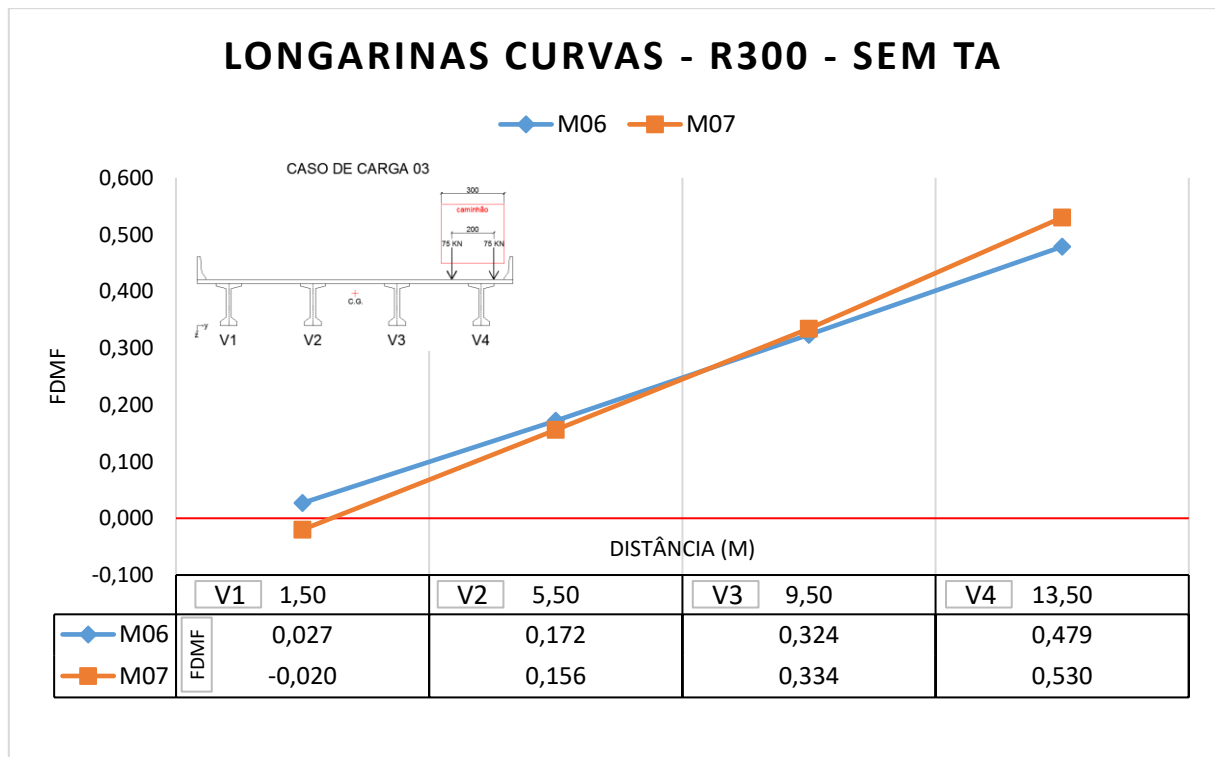


Figura E.9 – Comparação entre ligações, caso de carga 03, grupo 02, sem transversina de apoio.

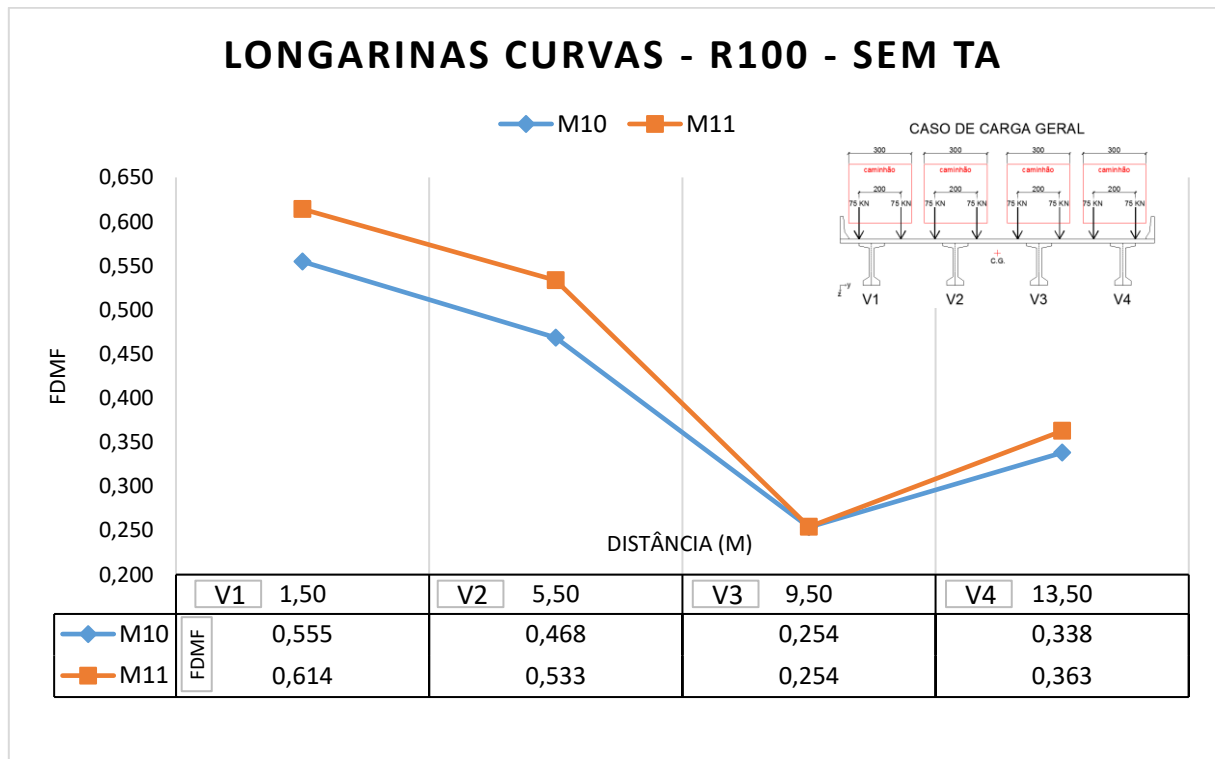


Figura E.10 – Comparação entre ligações, caso de carga geral, grupo 03, sem transversina de apoio.

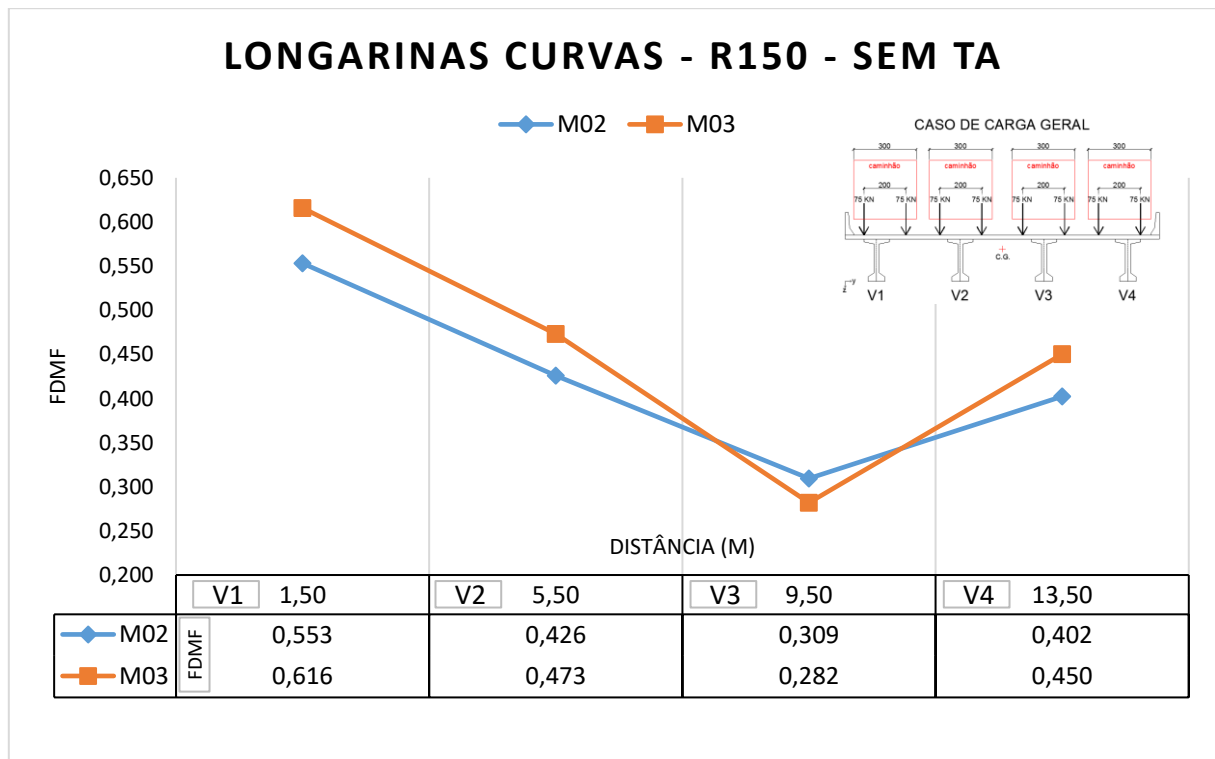


Figura E.10 – Comparação entre ligações, caso de carga geral, grupo 01, sem transversina de apoio.

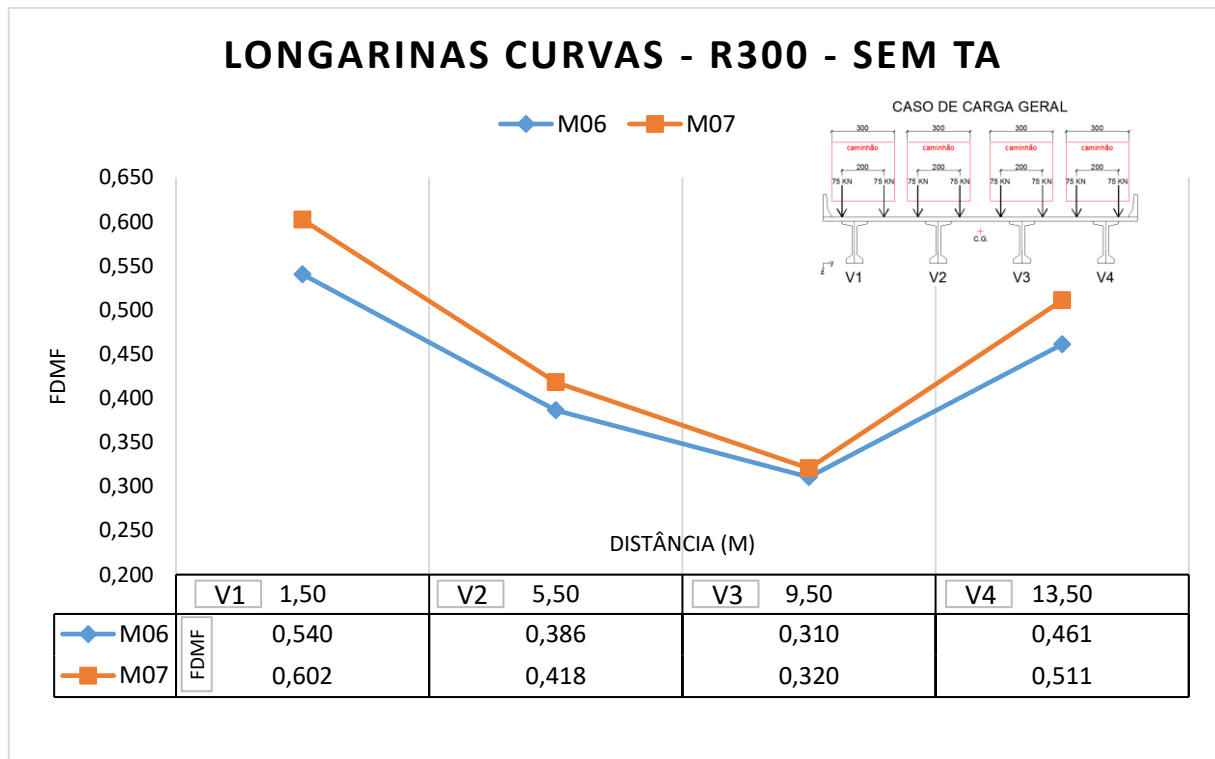


Figura E.12 – Comparação entre ligações, caso de carga geral, grupo 02, sem transversina de apoio.

E.2. Modelos com transversina de apoio

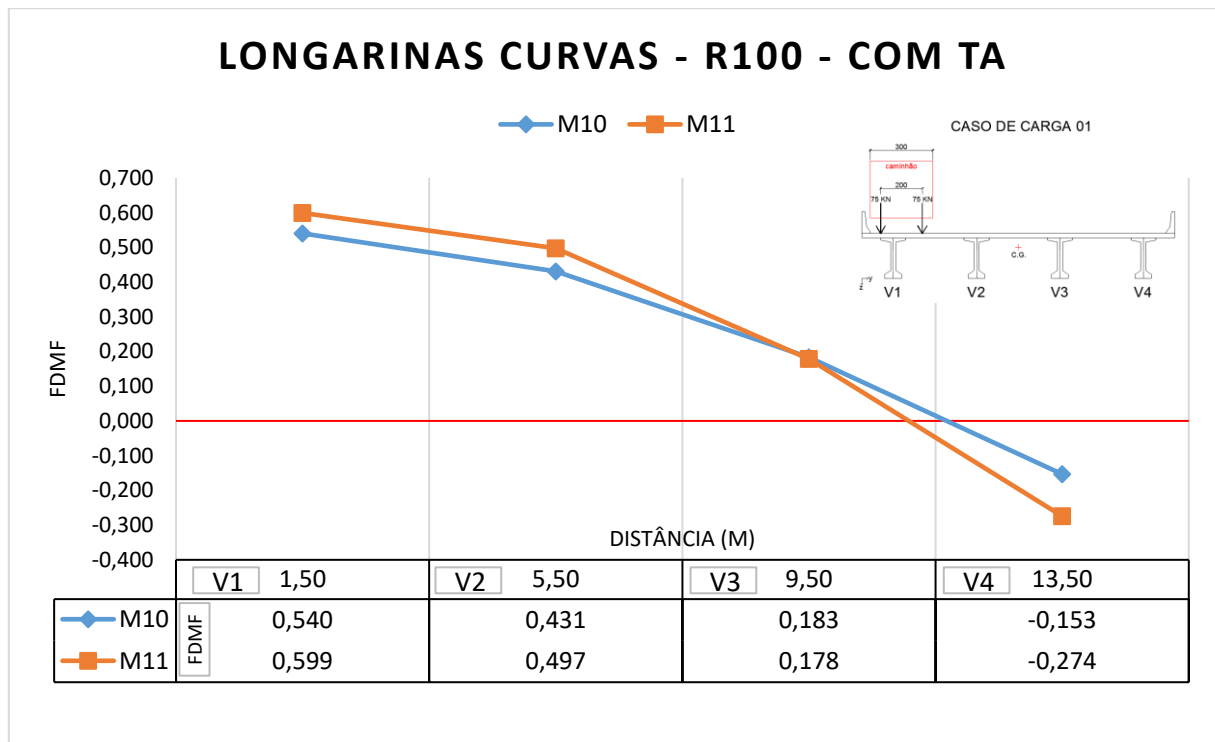


Figura E.13 – Comparação entre ligações, caso de carga 01, grupo 03, com transversina de apoio.

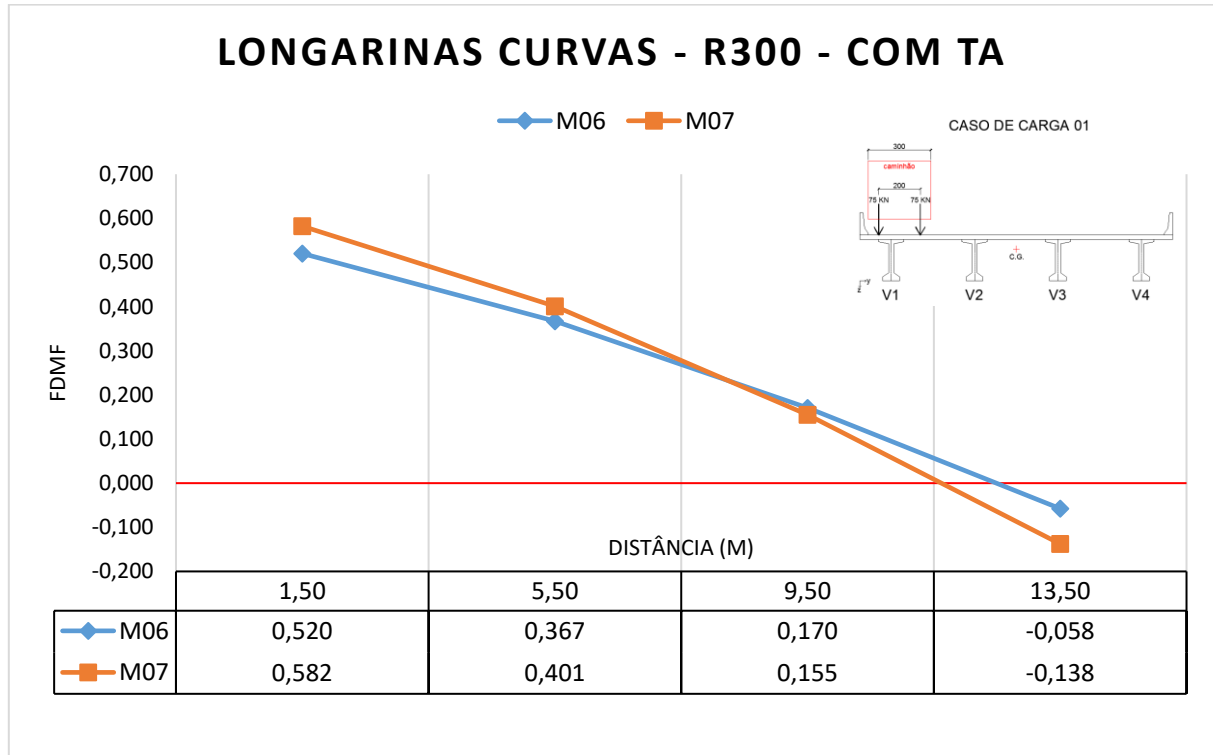


Figura E.14 – Comparação entre ligações, caso de carga 01, grupo 02, com transversina de apoio.

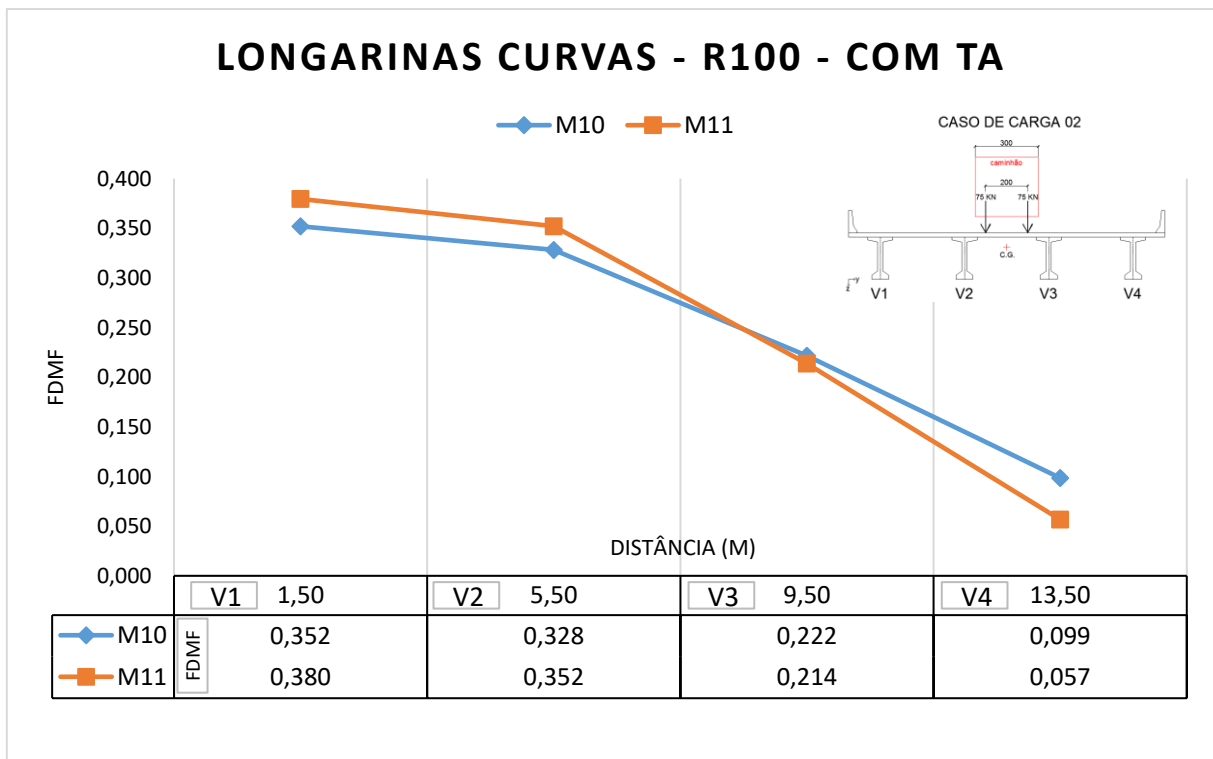


Figura E.15 – Comparação entre ligações, caso de carga 02, grupo 03, com transversina de apoio.

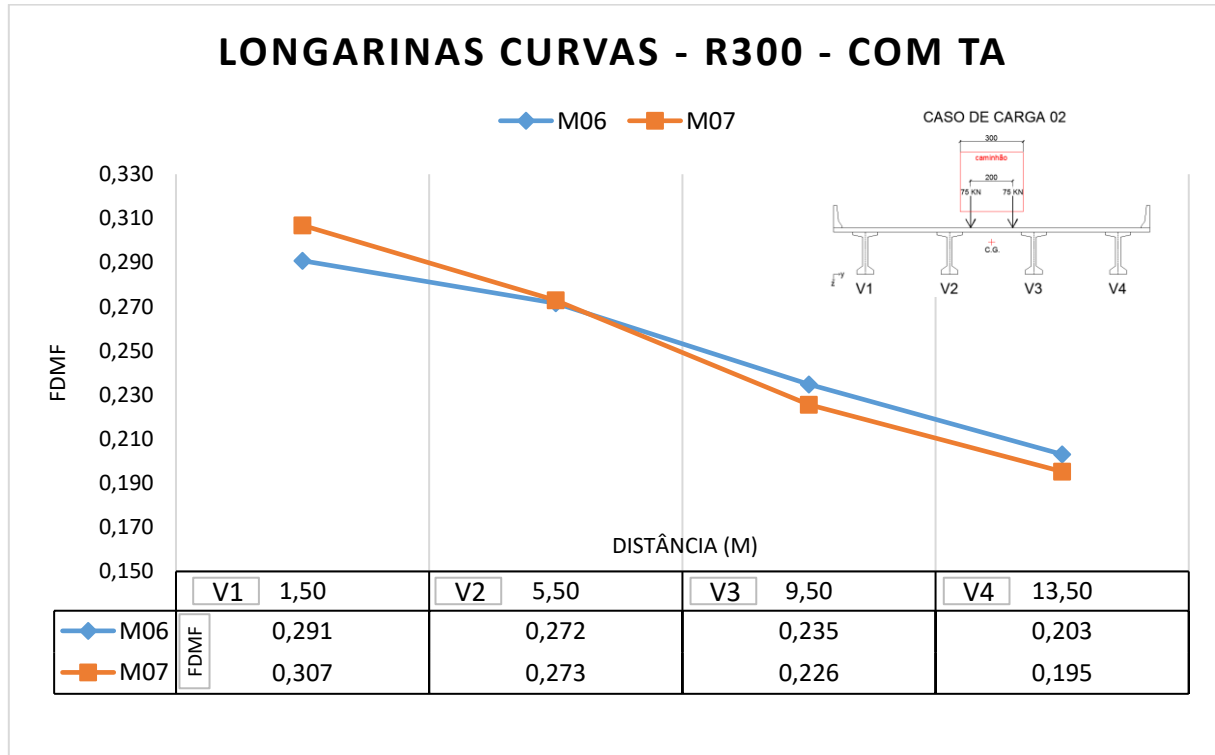


Figura E.16 – Comparação entre ligações, caso de carga 02, grupo 02, com transversina de apoio.

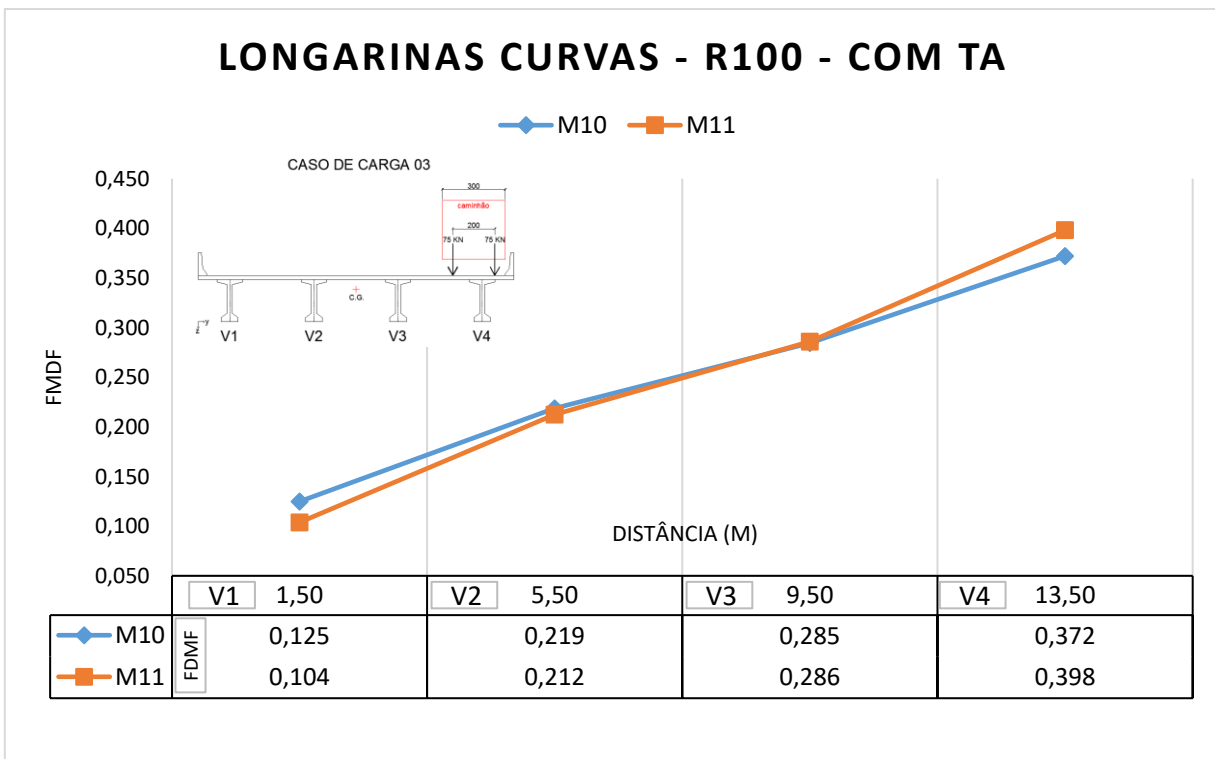


Figura E.17 – Comparação entre ligações, caso de carga 03, grupo 03, com transversina de apoio.

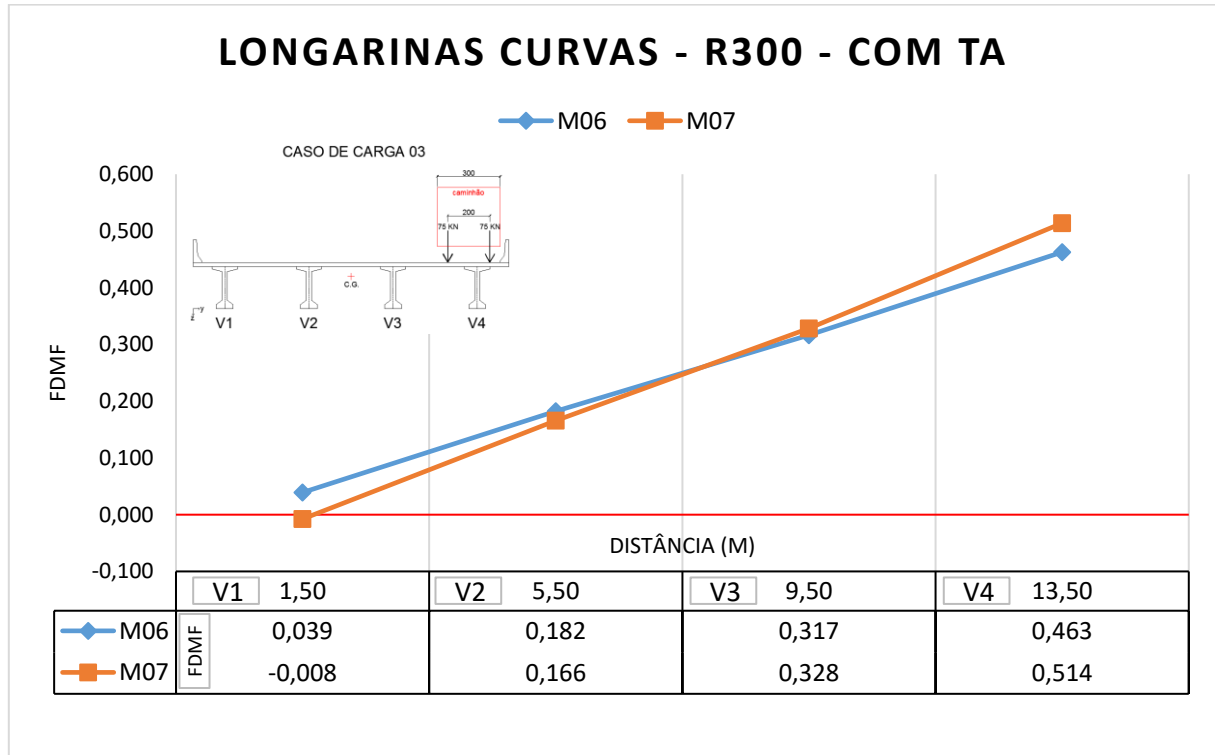


Figura E.18 – Comparação entre ligações, caso de carga 03, grupo 02, com transversina de apoio.

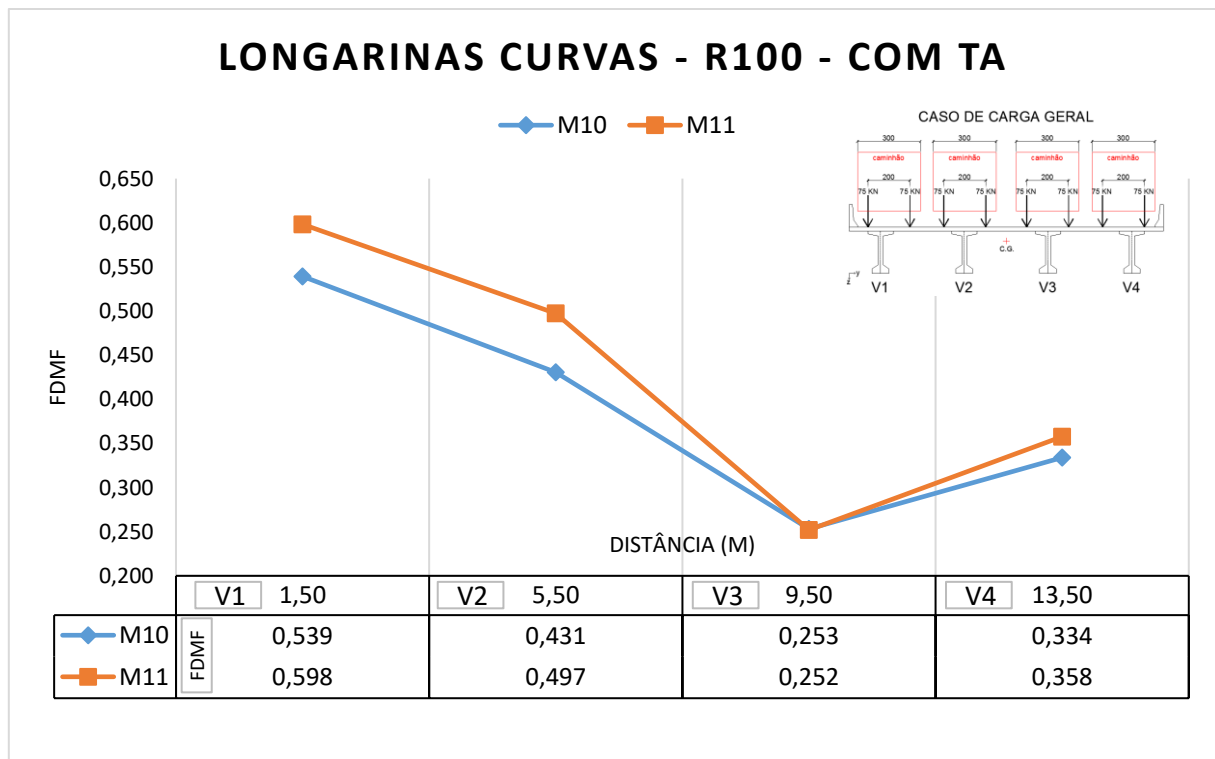


Figura E.19 – Comparação entre ligações, caso de carga geral, grupo 03, com transversina de apoio.

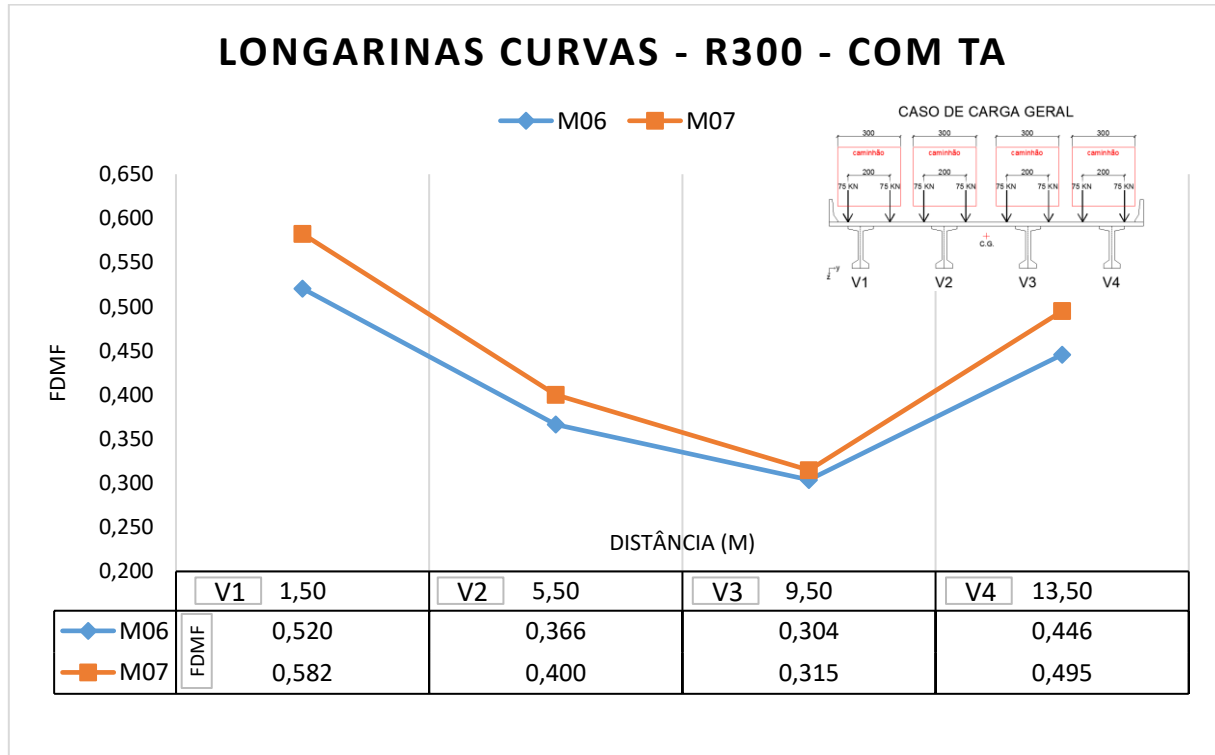


Figura E.20 – Comparação entre ligações, caso de carga 01, grupo 03, com transversina de apoio.