

UNIVERSIDADE FEDERAL DE ALAGOAS
CENTRO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

Gustavo Henrique Ferreira Cavalcante

**CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DA INFLUÊNCIA DE TRANSVERSINAS NO
COMPORTAMENTO DE SISTEMAS ESTRUTURAIS DE PONTES**

Maceió
2016

GUSTAVO HENRIQUE FERREIRA CAVALCANTE

**CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DA INFLUÊNCIA DE TRANSVERSINAS NO
COMPORTAMENTO DE SISTEMAS ESTRUTURAIS DE PONTES**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal de Alagoas, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia de Estruturas.

Orientadora: Profa. Dra. Aline da Silva Ramos Barboza

Maceió
2016

Catálogo na fonte
Universidade Federal de Alagoas
Biblioteca Central

Bibliotecária Responsável: Helena Cristina Pimentel do Vale

C376c Cavalcante, Gustavo Henrique Ferreira.
Contribuição ao estudo da influência de transversinas no comportamento de sistemas estruturais de pontes / Gustavo Henrique Ferreira Cavalcante. – 2016. 251 f.: il., grafs.

Orientadora: Aline da Silva Ramos Barboza.
Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Alagoas. Centro de Tecnologia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Maceió, 2016.

Bibliografia: f. 170-173.
Apêndice: f. 174-251.

1. Engenharia de estruturas. 2. Pontes (Engenharia civil). 3. Sistemas estruturais de pontes. 4. Transversinas. 5. Pontes de concreto – Comportamento estrutural.
I. Título.

CDU: 624.012.45



Universidade Federal de Alagoas – UFAL
Unidade Acadêmica Centro de Tecnologia – CTEC
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – PPGEC



CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DA INFLUÊNCIA DE TRANSVERSINAS NO
COMPORTAMENTO DE SISTEMAS ESTRUTURAIS DE PONTES

GUSTAVO HENRIQUE FERREIRA CAVALCANTE

Dissertação submetida à banca examinadora do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Alagoas e aprovada no dia 09 do mês de setembro do ano de 2016.

Banca Examinadora:

Prof. Dr. Aline da Silva Ramos Barboza
Orientadora – PPGEC/UFAL

Prof. Dr. Wayne Santos de Assis
(Avaliador Interno - PPGEC/UFAL)

Prof. Dr. Pedro Wellington Gonçalves do Nascimento Teixeira
(Avaliador Externo – EPUSP-PEF)

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

Campus A. C. Simões, Av. Lourival de Melo Mota, S/N
Tabuleiro do Martins – CEP 57072-970 – Maceió – Alagoas
Tel/Fax: (82) 3214-1863
E-mail: ppgec@ctec.ufal.br
Homepage: www.ctec.ufal.br/posgraduacao/ppgec

RESUMO

As transversinas em pontes de concreto armado com sistema estrutural em viga ou pórtico, apesar de funcionarem como enrijecedores transversais, geram custos extras devido ao tempo onerado em sua execução e ao aumento do peso próprio da estrutura, o que pode comprometer a viabilidade do sistema. A funcionalidade das transversinas ainda é contraditória nos meios acadêmico e profissional. Diversos autores apresentam respostas distintas para o comportamento global da estrutura mediante seu emprego. O presente trabalho propõe um estudo numérico, via método dos elementos finitos, para pontes pré-moldadas em viga e pontes moldadas no local em pórtico. Foram variáveis no estudo, as quantidades de transversinas intermediárias, as ligações do tabuleiro com os pilares intermediários, como flexíveis e monolíticas, e o número e a altura das longarinas no tabuleiro, com a finalidade de se manter os mesmos níveis de flechas. A análise foi elástica linear, considerando pilares, vigas de travamento e longarinas pré-moldadas como elementos de barra, enquanto lajes, transversinas e longarinas moldadas no local como elementos de cascas. O objetivo foi estudar a influência dessas vigas secundárias no desempenho estrutural das pontes. Foram verificados os valores de deslocamentos e esforços máximos nas longarinas e pilares. Concluiu-se que a inclusão das transversinas intermediárias apresentou redistribuições de esforços tanto positivas quanto negativas para a estrutura, sendo as maiores variações nos esforços normais (entre -22% a +18,6%), momentos de torção (entre -27,3% e +16,5%) e fletores horizontais (entre -5,7% e +35%), enquanto os deslocamentos paralelos ao tabuleiro se mantiveram quase constantes e os perpendiculares oscilaram devido ao acréscimo do peso próprio em alguns casos e ganho de rigidez em outros (entre -5,9% e +9,6%). Já os pilares sofreram reduções nos momentos de torção (até -35,2%), porém estes não foram preponderantes no dimensionamento, enquanto os demais não se alteraram significativamente. Por fim, foram realizados dimensionamentos e verificações das longarinas mais solicitadas quanto aos estados limites últimos e de serviço, nos quais a inclusão de transversinas intermediárias não contribuíram significativamente.

Palavras-chave: Sistemas estruturais de pontes. Transversinas. Comportamento estrutural.

ABSTRACT

The diaphragms in precast concrete girder bridges, although it serves as transverse stiffeners, is an extra cost financially due to the time encumbered in its construction and to the increase of the structure self-weight, which compromises the system's viability. Their functionality is still contradictory in academic and professional circles. Several authors have different responses to the global behaviour of the structure through their employment. This paper proposes a numerical study, through the finite element method for precast concrete girder bridges and cast-in-place concrete frame bridges. Will vary the amount of intermediate diaphragms, the connection between columns and abutments, as hinge and fixed, and the amount and height of the girders, in order to keep the same level of vertical displacements. The analysis was linear elastic considering columns, beams and precast girders as frame elements, meanwhile slabs, diaphragms and cast-in-place girders as shell elements. The objective was to study the influence of these secondary beams on the structural performance of the bridges. Maximum displacements and forces on the girders and columns were calculated. It was concluded that the inclusion of the intermediate diaphragms presented both positive and negative effects on the distribution forces in the structure, with the largest variations were in normal forces (from -22% to +18,6%), torsion moments (from -27,3% to +16,5%) and horizontal bending moments (from -5,7% to +35%), while parallel displacements to the deck remained almost constant and vertical displacements oscillated due to rise of the structure self-weight and to the rise of stiffness (from -5,9% and +9,6%). Meanwhile the columns suffered reductions in torsional moments (up to -35,2%), but they weren't prevalent in the design, while the normal forces, bending moments and shear forces didn't change significantly. Finally, were performed the design and verification of the most requested girder according to the method of Load and Resistance Factor (LRFD), in which the inclusion of the intermediate diaphragms did not contribute significantly.

Key Words: Bridge's structural systems. Diaphragms. Structural analysis.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Organograma da revisão bibliográfica.	40
Figura 2.1 – Esquema ilustrativo da composição de pontes.	44
Figura 2.3 – Seções típicas para pontes em lajes maciças moldadas no local: (a) sem balanços; (b) com balanços.	47
Figura 2.5 – Seções vazadas para pontes em laje.	48
Figura 2.7 – Seção “T” para pontes em viga de concreto: (a) sem transversinas; (b) com transversinas.	50
Figura 2.8 – Evolução das seções transversais: (a) seção maciça; (b) seção vazada; (c) seção “T”; (d) seção “T” com alargamento da mesa inferior; (e) seção multicelular; (f) seção multicelular com redução de espessura nos balanços; (g) seção unicelular com redução de espessura nos balanços; (h) seção multicelular com maior eficiência estrutural.	51
Figura 2.10 – Deslocamentos típicos para seções maciças com apoios nas extremidades.	53
Figura 2.12 – Seção transversal e transporte de cargas.	55
Figura 2.14 – Cargas equivalentes na viga 1 (a) e na viga 2 (b) e sistema longitudinal para análise dos esforços para a viga 1 (c).	56
Figura 2.16 – Exemplo de aplicação do método de Leonhardt.	60
Figura 2.17 – Simplificação do carregamento distribuído para tabuleiros com larguras infinita e finita.	61
Figura 2.18 – Transversina sobre base elástica.	62
Figura 2.19 – Análise estrutural de pontes em viga: (a) tratamento do tabuleiro como sendo diversas vigas isoladas; (b) deslocamentos transversais da seção considerando vigas contínuas.	63
Figura 2.21 – Variabilidade do grau de determinação estática a partir dos vínculos e continuidade dos tramos: (a) tabuleiro simplesmente apoiado e determinado estaticamente para momentos fletores e de torção; (b) tabuleiro simplesmente apoiado e determinado estaticamente para momentos fletores; (c) múltiplos tramos simplesmente apoiados e determinados estaticamente para momentos fletores; (d) múltiplos tramos contínuos e indeterminados estaticamente.	66
Figura 2.23 – Típica distribuição de momentos fletores para pontes em laje ou viga: (a) tabuleiros simplesmente apoiados; (b) tabuleiros contínuos nos apoios intermediários; (c) tabuleiros com ligações rígidas nos apoios.	67
Figura 2.25 – Definição de chapas, placas e cascas.	70

Figura 2.27 – Graus de liberdade de uma barra i	79
Figura 2.29 – Discretização de um edifício pelo método de associação pórtico-grelha.	80
Figura 2.30 – Grelha plana.	81
Figura 2.32 – Exemplos de discretizações de tabuleiros de pontes a partir de grelhas, sendo: (a) ponte em viga de alma cheia com transversinas, (b) pontes em viga I, (c) pontes em viga contínua e (d) pontes em viga larga.....	83
Figura 2.33 – Flexão de uma viga: protótipos (a) sem carregamentos e (b) com carregamentos, e modelos em MEF (c) sem carregamentos e (d) com carregamentos.....	85
Figura 2.34 – Discretização de uma estrutura retangular a partir de elementos triangulares...	86
Figura 2.35 – Exemplo de discretizações de pontes em viga e celulares com elementos de placas.	86
Figura 2.36 – Pontes em arco: (a) discretizada com elementos de placas e (b) com elementos de cascas.	87
Figura 3.1 – Seção transversal do modelo com duas longarinas moldado <i>in loco</i> sem transversinas.	90
Figura 3.2 – Seção transversal do modelo M1 com transversina intermediária.....	90
Figura 3.3 – Seção transversal na região dos pilares do modelo M1.	91
Figura 3.4 – Detalhe da ligação entre os pilares e o tabuleiro do modelo M1.	91
Figura 3.5 – Seção transversal do modelo com duas longarinas pré-moldadas sem transversinas.	92
Figura 3.6 – Seção transversal do modelo com duas longarinas pré-moldadas com transversina.....	92
Figura 3.7 – Seção transversal na região dos pilares do modelo P1.....	94
Figura 3.8 – Detalhe da ligação entre os pilares e o tabuleiro do modelo P1.....	94
Figura 3.9 – Seção transversal do modelo M2 sem transversinas.	95
Figura 3.11 – Seção transversal na região dos pilares do modelo com quatro longarinas moldado no local.	96
Figura 3.12 – Seção transversal do modelo P2 sem transversinas.	97
Figura 3.13 – Seção transversal do modelo P2 com transversinas.....	97
Figura 3.15 – Seção transversal do modelo M3 sem transversinas.	99
Figura 3.16 – Seção transversal do modelo M3 com transversinas.....	99
Figura 3.17 – Seção transversal na região dos pilares do modelo M3 moldado <i>in loco</i>	100
Figura 3.18 – Seção transversal do modelo P3 sem transversinas.	100

Figura 3.19 – Seção transversal do modelo P3 com transversinas.....	101
Figura 3.20 – Seção transversal na região dos pilares do modelo P3.....	101
Figura 3.21 – Aparelho de apoio tipo <i>pot</i> fixo.	102
Figura 3.23 – Ligações dos modelos com estruturas moldadas no local.....	103
Figura 3.25 – Associação utilizadas em vigas pré-moldadas com lajes pré-moldadas.	104
Figura 3.27 – Distribuição das cargas devido à pavimentação.....	107
Figura 3.29 – Disposição das cargas estáticas.	108
Figura 3.31 – Aplicação das cargas de frenagem e aceleração no tabuleiro.	112
Figura 3.33 – Ações devido ao vento de acordo com a NBR 6123 (1988).	117
Figura 3.34 – Pressões devido ao vento para pontes rodoviárias de acordo com a NB-2 (1961).	117
Figura 3.35 – Ações devido ao vento com a ponte descarregada de acordo com a NB-2 (1961).	118
Figura 3.36 – Ações devido ao vento com a ponte descarregada de acordo com a NB-2 (1961).	118
Figura 4.1 – Exemplo de nós para serem definidos os eixos locais do elemento de barra ou pórtico.....	125
Figura 4.3 – Elemento de casca com quatro nós.	127
Figura 4.5 – Exemplos de discretizações de elementos de casca com quatro nós.	128
Figura 4.7 – Discretização de um modelo moldado <i>in loco</i> com seis longarinas na região do encontro.	130
Figura 4.8 – Discretização de um modelo moldado no local com seis longarinas na região dos pilares.	132
Figura 4.9 – Espaçamento dos nós para o modelo moldado <i>in loco</i> com duas longarinas. ...	133
Figura 4.10 – Espaçamento dos nós para o modelo moldado no local com quatro longarinas.	133
Figura 4.11 – Espaçamento dos nós para o modelo moldado no local com seis longarinas. .	133
Figura 4.12 – Discretização do modelo moldado <i>in loco</i> com duas longarinas e cinco TI por vão.	134
Figura 4.13 – Discretização do modelo moldado <i>in loco</i> com quatro longarinas e cinco TI por vão.	134
Figura 4.14 – Discretização do modelo moldado <i>in loco</i> com seis longarinas e cinco TI por vão.	134

Figura 4.15 – Discretização de um modelo pré-moldado com seis longarinas e sem transversinas.	135
Figura 4.17 – Exemplo de discretização de um modelo pré-moldado na região dos encontros.	137
Figura 4.18 – Exemplo de discretização de um modelo pré-moldado na região dos pilares.	138
Figura 4.19 – Espaçamento dos nós para o modelo pré-moldado com duas longarinas.	138
Figura 4.20 – Espaçamento dos nós para o modelo pré-moldado com quatro longarinas.	139
Figura 4.21 – Espaçamento dos nós para o modelo pré-moldado com seis longarinas.	139
Figura 4.22 – Discretização do modelo com duas longarinas pré-moldadas e cinco TI por vão.	140
Figura 4.23 – Discretização do modelo com quatro longarinas pré-moldadas e cinco TI por vão.	140
Figura 4.24 – Discretização do modelo M3 com cinco TI por vão.	140
Figura 4.25 – Aplicação no modelo moldado <i>in loco</i> com duas longarinas dos carregamentos devido à: (a) pavimentação, (b) defensas.	142
Figura 4.26 – Representação do <i>lane</i> criado no modelo P3 com cinco TI por vão.	142
Figura 4.27 – Superfície de influência da carga móvel vertical para os momentos fletores principais do modelo pré-moldado com seis longarinas e cinco TI por vão para um trecho de barra de longarina.	144
Figura 4.28 – Superfície de influência da carga móvel horizontal para os esforços axiais do modelo pré-moldado com seis longarinas e cinco TI por vão para um trecho de barra de longarina.	145
Figura 4.29 – Aplicação no modelo moldado pré-moldado com seis longarinas da carga do vento.	145
Figura 5.1 – Flechas dos tabuleiros no modelo M1 para: (a) sem TI, (b) 1 TI, (c) 3 TI e (d) 5 TI.	148
Figura 5.2 – Flechas dos tabuleiros no modelo P1 para: (a) sem TI, (b) 1 TI, (c) 3 TI e (d) 5 TI.	154
Figura 5.3 – Deslocamento vertical das longarinas no ELS para o modelo M2.	160
Figura 5.4 – Flechas nos tabuleiros do modelo M2 para: (a) sem TI, (b) 1 TI, (c) 3 TI e (d) 5 TI.	161
Figura 5.5 – Flechas dos tabuleiros do modelo P2 para: (a) sem TI, (b) 1 TI, (c) 3 TI e (d) 5 TI.	169

Figura 5.6 – Deslocamento vertical das longarinas no ELS para o modelo P2.....	170
Figura 5.7 – Flechas dos tabuleiros do modelo M3 para: (a) sem TI, (b) 1 TI, (c) 3 TI e (d) 5 TI.	178
Figura 5.8 – Deslocamento vertical das longarinas no ELS para o modelo M3.	179
Figura 5.9 – Configuração deformada do tabuleiro no modelo P3 para: (a) sem TI, (b) 1 TI, (c) 3 TI e (d) 5 TI.....	189
Figura 5.10 – Deslocamento vertical das longarinas no ELS para o modelo P3.....	190
Figura 5.11 – Esforços normais máximos de tração nas longarinas externas no ELU.....	198
Figura 5.12 – Esforços cortantes verticais máximos nas longarinas externas no ELU.	200
Figura 5.13 – Momentos de torção máximos nas longarinas externas no ELU.....	200
Figura 5.14 – Momentos fletores verticais máximos nas longarinas externas no ELU.	202
Figura 5.15 – Esforços normais de tração máximos nas longarinas externas devido à CMV.	204
Figura 5.16 – Momentos de torção máximos nas longarinas externas devido à CMV.....	205
Figura 5.17 – Esforços cortes verticais máximos nas longarinas externas devido à CMV....	206
Figura 5.18 – Momentos fletores verticais máximos nas longarinas externas devido à CMV.	207
Figura A.1 – Envoltória do DEN na longarina externa do modelo M1 das CNU.....	231
Figura A.2 – Envoltória do DEN na longarina externa (VE2) do modelo M1 das CNU.....	231
Figura A.3 – Envoltória do DEC verticais nas VE1 e VE2 do modelo M1 das CNU.	232
Figura A.4 – Envoltória do DEC horizontais na VE1 do modelo M1 das CNU.....	232
Figura A.5 – Envoltória do DEC horizontais na VE2 do modelo M1 das CNU.....	232
Figura A.6 – Envoltória do diagrama de momentos de torção na VE1 do modelo M1 das CNU.....	233
Figura A.7 – Envoltória do diagrama de momentos de torção na VE2 do modelo M1 das CNU.....	233
Figura A.8 – Envoltória do DMF verticais nas VE1 e VE2 do modelo M1 das CNU.....	233
Figura A.9 – Envoltória do diagrama de momentos fletores horizontais na VE1 para M1 das CNU.....	234
Figura A.10 – Envoltória do diagrama de momentos fletores horizontais na VE2 para M1 das CNU.....	234
Figura A.11 – Envoltória do DEN nas longarinas externas do modelo M1 da CMH.....	234
Figura A.12 – Envoltória do DEN nas longarinas externas do modelo M1 da CMV.....	235

Figura A.13 – Envoltória do DEC verticais nas longarinas externas para M1 da CMV.....	235
Figura A.14 – Envoltória do DMT nas longarinas externas do modelo M1 da CMV.	235
Figura A.15 – Envoltória do DMF verticais nas VE1 e VE2 do modelo M1 da CMV.....	236
Figura A.16 – Envoltória do DEN na VE1 do modelo M1 para a ação do vento.	236
Figura A.17 – Envoltória do DEN na VE2 do modelo M1 para a ação do vento.	236
Figura A.18 – Envoltória do DEC nas VE1 e VE2 do modelo M1 para a ação do vento.....	237
Figura A.19 – Envoltória do DMF horizontais nas VE1 e VE2 do modelo M1 para a ação do vento.	237
Figura A.20 – Envoltória do DEN na longarina externa (VE1) do modelo P1 das CNU.	237
Figura A.21 – Envoltória do DEN na longarina externa (VE2) do modelo P1 das CNU.	238
Figura A.22 – Envoltória do DEC verticais nas VE1 e VE2 do modelo P1 das CNU.....	238
Figura A.23 – Envoltória do DEC horizontais na VE1 do modelo P1 das CNU.	238
Figura A.24 – Envoltória do DEC horizontais na VE2 do modelo P1 das CNU.	239
Figura A.25 – Envoltória do diagrama de momentos de torção na VE1 do modelo P1 das CNU.....	239
Figura A.26 – Envoltória do diagrama de momentos de torção na VE2 do modelo P1 das CNU.....	239
Figura A.27 – Envoltória do DMF verticais nas VE1 e VE2 do modelo P1 das CNU.....	240
Figura A.28 – Envoltória do DMF horizontais na longarina VE1 para P1 das CNU.	240
Figura A.29 – Envoltória do diagrama de momentos fletores horizontais na VE2 para P1 das CNU.....	240
Figura A.30 – Envoltória do DEN nas longarinas externas do modelo P1 da CMH.	241
Figura A.31 – Envoltória do DEN nas longarinas externas do modelo P1 da CMV.	241
Figura A.32 – Envoltória do DEC verticais nas longarinas externas para P1 da CMV.....	241
Figura A.33 – Envoltória do DMT nas longarinas externas do modelo P1 da CMV.....	242
Figura A.34 – Envoltória do DMF verticais nas VE1 e VE2 do modelo P1 da CMV.....	242
Figura A.35 – Envoltória do DEN na VE1 do modelo P1 para a ação do vento.....	242
Figura A.36 – Envoltória do DEN na VE2 do modelo P1 para a ação do vento.....	243
Figura A.37 – Envoltória do DEC horizontais nas VE1 e VE2 do modelo P1 para a ação do vento.	243
Figura A.38 – Envoltória do DMF horizontais nas VE1 e VE2 do modelo P1 para a ação do vento.	243
Figura B.1 – Envoltória do DEN na longarina externa (VE1) do modelo M2 das CNU.....	244

Figura B.2 – Envoltória do DEN na longarina interna (VI1) do modelo M2 das CNU.....	244
Figura B.3 – Envoltória do DEN na longarina interna (VI2) do modelo M2 das CNU.....	245
Figura B.4 – Envoltória do DEN na longarina externa (VE2) do modelo M2 das CNU.....	245
Figura B.5 – Envoltória do DEC verticais nas VE1 e VE2 do modelo M2 das CNU.....	245
Figura B.6 – Envoltória do DEC verticais nas VI1 e VI2 do modelo M2 das CNU.....	246
Figura B.7 – Envoltória do DEC horizontais na VE1 do modelo M2 das CNU.....	246
Figura B.8 – Envoltória do DEC horizontais na VI1 do modelo M2 das CNU.....	246
Figura B.9 – Envoltória do DEC horizontais na VI2 do modelo M2 das CNU.....	247
Figura B.10 – Envoltória do DEC horizontais na VE2 do modelo M2 das CNU.....	247
Figura B.11 – Envoltória do DMT na VE1 do modelo M2 das CNU.....	247
Figura B.12 – Envoltória do DMT na VI1 do modelo M2 das CNU.....	248
Figura B.13 – Envoltória do DMT na VI2 do modelo M2 das CNU.....	248
Figura B.14 – Envoltória do DMT na VE2 do modelo M2 das CNU.....	248
Figura B.15 – Envoltória do DMF nas VE1 e VE2 do modelo M2 das CNU.....	249
Figura B.16 – Envoltória do DMF verticais nas VI1 e VI2 do modelo M2 das CNU.....	249
Figura B.17 – Envoltória do DMF horizontais na VE1 para M2 das CNU.....	249
Figura B.18 – Envoltória do DMF horizontais na VI1 para M2 das CNU.....	250
Figura B.19 – Envoltória do DMF horizontais na VI2 para M2 das CNU.....	250
Figura B.20 – Envoltória do DMF horizontais na VE2 para M2 das CNU.....	250
Figura B.21 – Envoltória do DEN nas longarinas externas do modelo M2 da CMH.....	251
Figura B.22 – Envoltória do DEN nas longarinas internas do modelo M2 da CMH.....	251
Figura B.23 – Envoltória do DEN nas longarinas externas do modelo M2 da CMV.....	251
Figura B.24 – Envoltória do DEN nas longarinas internas do modelo M2 da CMV.....	252
Figura B.25 – Envoltória do DEC verticais nas longarinas externas para M2 da CMV.....	252
Figura B.26 – Envoltória do DEC verticais nas longarinas internas para M2 da CMV.....	252
Figura B.27 – Envoltória do DMT nas longarinas externas do modelo M2 da CMV.....	253
Figura B.28 – Envoltória do DMT nas longarinas internas do modelo M2 da CMV.....	253
Figura B.29 – Envoltória do DMF verticais nas VE1 e VE2 do modelo M2 da CMV.....	253
Figura B.30 – Envoltória do DMF verticais nas VI1 e VI2 do modelo M2 da CMV.....	254
Figura B.31 – Envoltória do DEC na VE1 do modelo M2 para a ação do vento.....	254
Figura B.32 – Envoltória do DEN na VI1 do modelo M2 para a ação do vento.....	254
Figura B.33 – Envoltória do DEN na VI2 do modelo M2 para a ação do vento.....	255
Figura B.34 – Envoltória do DEN na VE2 do modelo M2 para a ação do vento.....	255

Figura B.35 – Envoltória do DEC horizontais nas VE1 e VE2 do modelo M2 para a ação do vento.	255
Figura B.36 – Envoltória do DEC horizontais nas VI1 e VI2 do modelo M2 para a ação do vento.	256
Figura B.37 – Envoltória do DMF horizontais nas VE1 e VE2 do modelo M2 para a ação do vento.	256
Figura B.38 – Envoltória do DMF horizontais nas VI1 e VI2 do modelo M2 para a ação do vento.	256
Figura B.39 – Envoltória do DEN na longarina externa (VE1) do modelo P2 das CNU.	257
Figura B.40 – Envoltória do DEN na longarina interna (VI1) do modelo P2 das CNU.	257
Figura B.41 – Envoltória do DEN na longarina interna (VI2) do modelo P2 das CNU.	257
Figura B.42 – Envoltória do DEN na longarina externa (VE2) do modelo P2 das CNU.	258
Figura B.43 – Envoltória do DEC verticais nas VE1 e VE2 do modelo P2 das CNU.	258
Figura B.44 – Envoltória do DEC verticais nas VI1 e VI2 do modelo P2 das CNU.	258
Figura B.45 – Envoltória do DEC horizontais na VE1 do modelo P2 das CNU.	259
Figura B.46 – Envoltória do DEC horizontais na VI1 do modelo P2 das CNU.	259
Figura B.47 – Envoltória do DEC horizontais na VI2 do modelo P2 das CNU.	259
Figura B.48 – Envoltória do DEC horizontais na VE2 do modelo P2 das CNU.	260
Figura B.49 – Envoltória do DMT na VE1 do modelo P2 das CNU.	260
Figura B.50 – Envoltória do DMT na VI1 do modelo P2 das CNU.	260
Figura B.51 – Envoltória do DMT na VI2 do modelo P2 das CNU.	261
Figura B.52 – Envoltória do DMT na VE2 do modelo P2 das CNU.	261
Figura B.53 – Envoltória do DMF verticais nas VE1 e VE2 do modelo P2 das CNU.	261
Figura B.54 – Envoltória do DMF verticais nas VI1 e VI2 do modelo P2 das CNU.	262
Figura B.55 – Envoltória do DMF horizontais na VE1 para P2 das CNU.	262
Figura B.56 – Envoltória do DMF horizontais na VI1 para P2 das CNU.	262
Figura B.57 – Envoltória do DMF horizontais na VI2 para P2 das CNU.	263
Figura B.58 – Envoltória do DMF horizontais na VE2 para P2 das CNU.	263
Figura B.59 – Envoltória do DEN nas longarinas externas do modelo P2 da CMH.	263
Figura B.60 – Envoltória do DEN nas longarinas internas do modelo P2 da CMH.	264
Figura B.61 – Envoltória do DEN nas longarinas externas do modelo P2 da CMV.	264
Figura B.62 – Envoltória do DEN nas longarinas internas do modelo P2 da CMV.	264
Figura B.63 – Envoltória do DEC verticais nas longarinas externas para P2 da CMV.	265

Figura B.64 – Envoltória do DEC verticais nas longarinas internas para P2 da CMV.	265
Figura B.65 – Envoltória do DMT nas longarinas externas do modelo P2 da CMV.	265
Figura B.66 – Envoltória do DMT nas longarinas internas do modelo P2 da CMV.	266
Figura B.67 – Envoltória do DMF verticais nas VE1 e VE2 do modelo P2 da CMV.	266
Figura B.68 – Envoltória do DMF verticais nas VI1 e VI2 do modelo P2 da CMV.	266
Figura B.69 – Envoltória do DEN na VE1 do modelo P2 para a ação do vento.	267
Figura B.70 – Envoltória do DEN na VI1 do modelo P2 para a ação do vento.	267
Figura B.71 – Envoltória do DEN na VI2 do modelo P2 para a ação do vento.	267
Figura B.72 – Envoltória do DEN na VE2 do modelo P2 para a ação do vento.	268
Figura B.73 – Envoltória do DEC horizontais nas VE1 e VE2 do modelo P2 para a ação do vento.	268
Figura B.74 – Envoltória do DEC horizontais nas VI1 e VI2 do modelo P2 para a ação do vento.	268
Figura B.75 – Envoltória do DMF horizontais nas VE1 e VE2 do modelo P2 para a ação do vento.	269
Figura B.76 – Envoltória do DMF horizontais nas VI1 e VI2 do modelo P2 para a ação do vento.	269
Figura C.1 – Envoltória do DEN na longarina externa (VE1) do modelo M3 das CNU.	270
Figura C.2 – Envoltória do DEN na longarina interna (VI1) do modelo M3 das CNU.	270
Figura C.3 – Envoltória do DEN na longarina interna (VI2) do modelo M3 das CNU.	271
Figura C.4 – Envoltória do DEN na longarina interna (VI3) do modelo M3 das CNU.	271
Figura C.5 – Envoltória do DEN na longarina interna (VI4) do modelo M3 das CNU.	271
Figura C.6 – Envoltória do DEN na longarina externa (VE2) do modelo M3 das CNU.	272
Figura C.7 – Envoltória do DEC verticais nas VE1 e VE2 do modelo M3 das CNU.	272
Figura C.8 – Envoltória do DEC verticais nas VI1 e VI4 do modelo M3 das CNU.	272
Figura C.9 – Envoltória do DEC verticais nas VI2 e VI3 do modelo M3 das CNU.	273
Figura C.10 – Envoltória do DEC horizontais na VE1 do modelo M3 das CNU.	273
Figura C.11 – Envoltória do DEC horizontais na VI1 do modelo M3 das CNU.	273
Figura C.12 – Envoltória do DEC horizontais na VI2 do modelo M3 das CNU.	274
Figura C.13 – Envoltória do DEC horizontais na VI3 do modelo M3 das CNU.	274
Figura C.14 – Envoltória do DEC horizontais na VI4 do modelo M3 das CNU.	274
Figura C.15 – Envoltória do DEC horizontais na VE2 do modelo M3 das CNU.	275
Figura C.16 – Envoltória do DMT na VE1 do modelo M3 das CNU.	275

Figura C.17 – Envoltória do DMT na VI1 do modelo M3 das CNU.....	275
Figura C.18 – Envoltória do DMT na VI2 do modelo M3 das CNU.....	276
Figura C.19 – Envoltória do DMT na VI3 do modelo M3 das CNU.....	276
Figura C.20 – Envoltória do DMT na VI4 do modelo M3 das CNU.....	276
Figura C.21 – Envoltória do DMT na VE2 do modelo M3 das CNU.....	277
Figura C.22 – Envoltória do DMF verticais nas VE1 e VE2 do modelo M3 das CNU.....	277
Figura C.23 – Envoltória do DMF verticais nas VI1 e VI4 do modelo M3 das CNU.....	277
Figura C.24 – Envoltória do DMF verticais nas VI2 e VI3 do modelo M3 das CNU.....	278
Figura C.25 – Envoltória do DMF horizontais na VE1 para M3 das CNU.	278
Figura C.26 – Envoltória do DMF horizontais na VI1 para M3 das CNU.	278
Figura C.27 – Envoltória do DMF horizontais na VI2 para M3 das CNU.	279
Figura C.28 – Envoltória do DMF horizontais na VI3 para M3 das CNU.	279
Figura C.29 – Envoltória do DMF horizontais na VI4 para M3 das CNU.	279
Figura C.30 – Envoltória do DMF horizontais na VE2 para M3 das CNU.	280
Figura C.31 – Envoltória do DEN nas longarinas externas do modelo M3 da CMH.	280
Figura C.32 – Envoltória do DEN nas longarinas VI1 e VI4 do modelo M3 da CMH.	280
Figura C.33 – Envoltória do DEN nas longarinas VI2 e VI3 do modelo M3 da CMH.	281
Figura C.34 – Envoltória do DEN nas longarinas externas do modelo M3 da CMV.	281
Figura C.35 – Envoltória do DEN nas longarinas VI1 e VI4 do modelo M3 da CMV.	281
Figura C.36 – Envoltória do DEN nas longarinas VI2 e VI3 do modelo M3 da CMV.	282
Figura C.37 – Envoltória do DEC verticais nas longarinas externas para M3 da CMV.....	282
Figura C.38 – Envoltória do DEC verticais nas vigas VI1 e VI4 para M3 da CMV.	282
Figura C.39 – Envoltória do DEC verticais nas vigas VI2 e VI3 para M3 da CMV.	283
Figura C.40 – Envoltória do DMT nas longarinas externas do modelo M3 da CMV.....	283
Figura C.41 – Envoltória do DMT nas vigas VI1 e VI4 do modelo M3 da CMV.....	283
Figura C.42 – Envoltória do DMT nas vigas VI2 e VI3 do modelo M3 da CMV.....	284
Figura C.43 – Envoltória do DMF verticais nas VE1 e VE2 do modelo M3 da CMV.....	284
Figura C.44 – Envoltória do DMF verticais nas VI1 e VI4 do modelo M3 da CMV.....	284
Figura C.45 – Envoltória do DMF verticais nas VI2 e VI3 do modelo M3 da CMV.	285
Figura C.46 – Envoltória do DEN na VE1 do modelo M3 para a ação do vento.	285
Figura C.47 – Envoltória do DEN na VI1 do modelo M3 para a ação do vento.....	285
Figura C.48 – Envoltória do DEN na VI2 do modelo M3 para a ação do vento.....	286
Figura C.49 – Envoltória do DEN na VI3 do modelo M3 para a ação do vento.....	286

Figura C.50 – Envoltória do DEN na VI4 do modelo M3 para a ação do vento.....	286
Figura C.51 – Envoltória do DEN na VE2 do modelo M3 para a ação do vento.	287
Figura C.52 – Envoltória do DEC horizontais nas VE1 e VE2 do modelo M3 para a ação do vento.	287
Figura C.53 – Envoltória do DEC horizontais nas VI1 e VI4 do modelo M3 para a ação do vento.	287
Figura C.54 – Envoltória do DEC horizontais nas VI2 e VI3 do modelo M3 para a ação do vento.	288
Figura C.55 – Envoltória do DMF horizontais nas VE1 e VE2 do modelo M3 para a ação do vento.	288
Figura C.56 – Envoltória do DMF horizontais nas VI1 e VI4 do modelo M3 para a ação do vento.	288
Figura C.57 – Envoltória do DMF horizontais nas VI2 e VI3 do modelo M3 para a ação do vento.	289
Figura C.58 – Envoltória do DEN na longarina externa (VE1) do modelo P3 das CNU.	289
Figura C.59 – Envoltória do DEN na longarina interna (VI1) do modelo P3 das CNU.	289
Figura C.60 – Envoltória do DEN na longarina interna (VI2) do modelo P3 das CNU.	290
Figura C.61 – Envoltória do DEN na longarina interna (VI3) do modelo P3 das CNU.	290
Figura C.62 – Envoltória do DEN na longarina interna (VI4) do modelo P3 das CNU.	290
Figura C.63 – Envoltória do DEN na longarina interna (VE2) do modelo P3 das CNU.	291
Figura C.64 – Envoltória do DEC verticais nas VE1 e VE2 do modelo P3 das CNU.	291
Figura C.65 – Envoltória do DEC verticais nas VI1 e VI4 do modelo P3 das CNU.	291
Figura C.66 – Envoltória do DEC verticais nas VI2 e VI3 do modelo P3 das CNU.	292
Figura C.67 – Envoltória do DEC horizontais na VE1 do modelo P3 das CNU.	292
Figura C.68 – Envoltória do DEC horizontais na VI1 do modelo P3 das CNU.	292
Figura C.69 – Envoltória do DEC horizontais na VI2 do modelo P3 das CNU.	293
Figura C.70 – Envoltória do DEC horizontais na VI3 do modelo P3 das CNU.	293
Figura C.71 – Envoltória do DEC horizontais na VI4 do modelo P3 das CNU.	293
Figura C.72 – Envoltória do DEC horizontais na VE2 do modelo P3 das CNU.	294
Figura C.73 – Envoltória do DMT na VE1 do modelo P3 das CNU.	294
Figura C.74 – Envoltória do DMT na VI1 do modelo P3 das CNU.	294
Figura C.75 – Envoltória do DMT na VI2 do modelo P3 das CNU.	295
Figura C.76 – Envoltória do DMT na VI3 do modelo P3 das CNU.	295

Figura C.77 – Envoltória do DMT na VI4 do modelo P3 das CNU.	295
Figura C.78 – Envoltória do DMT na VE2 do modelo P3 das CNU.	296
Figura C.79 – Envoltória do DMF verticais nas VE1 e VE2 do modelo P3 das CNU.	296
Figura C.80 – Envoltória do DMF verticais nas VI1 e VI4 do modelo P3 das CNU.	296
Figura C.81 – Envoltória do DMF verticais nas VI2 e VI3 do modelo P3 das CNU.	297
Figura C.82 – Envoltória do DMF horizontais na VE1 para P3 das CNU.....	297
Figura C.83 – Envoltória do DMF horizontais na VI1 para P3 das CNU.....	297
Figura C.84 – Envoltória do DMF horizontais na VI2 para P3 das CNU.....	298
Figura C.85 – Envoltória do DMF horizontais na VI3 para P3 das CNU.....	298
Figura C.86 – Envoltória do DMF horizontais na VI4 para P3 das CNU.....	298
Figura C.87 – Envoltória do DMF horizontais na VE2 para P3 das CNU.....	299
Figura C.88 – Envoltória do DEN nas longarinas externas do modelo P3 da CMH.....	299
Figura C.89 – Envoltória do DEN nas VI1 e VI4 do modelo P3 da CMH.	299
Figura C.90 – Envoltória do DEN nas VI2 e VI3 do modelo P3 da CMH.	300
Figura C.91 – Envoltória do DEN nas longarinas externas do modelo P3 da CMV.....	300
Figura C.92 – Envoltória do DEN nas VI1 e VI4 do modelo P3 da CMV.	300
Figura C.93 – Envoltória do DEN nas VI2 e VI3 do modelo P3 da CMV.	301
Figura C.94 – Envoltória do DEC verticais nas longarinas externas para P3 da CMV.	301
Figura C.95 – Envoltória do DEC verticais nas VI1 e VI4 para P3 da CMV.	301
Figura C.96 – Envoltória do DEC verticais nas VI2 e VI3 para P3 da CMV.	302
Figura C.97 – Envoltória do DMT nas longarinas externas do modelo P3 da CMV.....	302
Figura C.98 – Envoltória do DMT nas VI1 e VI4 do modelo P3 da CMV.....	302
Figura C.99 – Envoltória do DMT nas VI2 e VI3 do modelo P3 da CMV.....	303
Figura C.100 – Envoltória do DMF verticais nas VE1 e VE2 do modelo P3 da CMV.....	303
Figura C.101 – Envoltória do DMF verticais nas VI1 e VI4 do modelo P3 da CMV.	303
Figura C.102 – Envoltória do DMF verticais nas VI2 e VI3 do modelo P3 da CMV.	304
Figura C.103 – Envoltória do DEN na VE1 do modelo P3 para a ação do vento.....	304
Figura C.104 – Diagrama de esforços normais na VI1 do modelo P3 para a ação do vento. 304	
Figura C.105 – Envoltória do DEN na VI2 do modelo P3 para a ação do vento.....	305
Figura C.106 – Envoltória do DEN na VI3 do modelo P3 para a ação do vento.....	305
Figura C.107 – Envoltória do DEN na VI4 do modelo P3 para a ação do vento.....	305
Figura C.108 – Envoltória do DEN na VE2 do modelo P3 para a ação do vento.....	306

Figura C.109 – Envoltória do DEC horizontais nas VE1 e VE2 do modelo P3 para a ação do vento.	306
Figura C.110 – Envoltória do DEC horizontais nas VI1 e VI4 do modelo P3 para a ação do vento.	306
Figura C.111 – Envoltória do DEC horizontais nas VI2 e VI3 do modelo P3 para a ação do vento.	307
Figura C.112 – Envoltória do DMF horizontais nas VE1 e VE2 do modelo P3 para a ação do vento.	307
Figura C.113 – Envoltória do DMF horizontais nas VI1 e VI4 do modelo P3 para a ação do vento.	307
Figura C.114 – Envoltória do DMF horizontais nas VI2 e VI3 do modelo P3 para a ação do vento.	308

LISTA DE QUADROS

Quadro 2.1: Coeficiente de majoração do momento inércia da transversina central.	58
Quadro 2.2: Teorias de análise estrutura, hipóteses e limitações.	75
Quadro 3.1: Valores dos parâmetros para os modelos estruturais.....	88
Quadro 3.2: Definição dos modelos a serem estudados.	106
Quadro 5.1: Esforços e flechas nos ELU e ELS para as longarinas externas do modelo M1.	147
Quadro 5.2: Deslocamentos máximos no ELS para o tabuleiro do modelo M1.	147
Quadro 5.3: Esforços máximos no ELU para os pilares do modelo M1.	149
Quadro 5.4: Deslocamentos máximos no ELS para os pilares do modelo M1.	150
Quadro 5.5: Esforços máximos devido à frenagem e aceleração para as longarinas externas do modelo M1.....	150
Quadro 5.6: Esforços e flechas devido à carga móvel nas longarinas externas do modelo M1.	151
Quadro 5.7: Esforços máximos devido ao vento para as longarinas externas do modelo M1.	152
Quadro 5.8: Esforços e flechas nos ELU e ELS para as longarinas externas do modelo P1.	152
Quadro 5.9: Deslocamentos máximos no ELS para o tabuleiro do modelo P1.	153
Quadro 5.10: Esforços máximos no ELU para os pilares do modelo P1.	155
Quadro 5.11: Deslocamentos máximos no ELS para os pilares do modelo P1.	155
Quadro 5.12: Esforços máximos devido à frenagem e aceleração para as longarinas externas do modelo P1.....	156
Quadro 5.13: Esforços e flechas devido à carga móvel nas longarinas externas do modelo P1.	156
Quadro 5.14: Esforços máximos devido ao vento para as longarinas externas do modelo P1.	157
Quadro 5.15: Esforços máximos no ELU para as longarinas externas do modelo M2.....	159
Quadro 5.16: Esforços máximos no ELU para as longarinas internas do modelo M2.....	159
Quadro 5.17: Deslocamentos máximos no ELS para o tabuleiro do modelo M2.	160
Quadro 5.18: Esforços máximos no ELU para os pilares do modelo M2.	162
Quadro 5.19: Deslocamentos máximos no ELS para os pilares do modelo M2.	162
Quadro 5.20: Esforços máximos devido à frenagem e aceleração para as VE1 e VE2 do modelo M2.....	163

Quadro 5.21: Esforços máximos devido à frenagem e aceleração para as VII e VI2 do modelo M2.....	163
Quadro 5.22: Esforços e flechas devido à carga móvel nas longarinas externas do modelo M2.	164
Quadro 5.23: Esforços e flechas devido à carga móvel nas longarinas internas do modelo M2.	164
Quadro 5.24: Esforços máximos devido ao vento para as longarinas externas do modelo M2.	165
Quadro 5.25: Esforços máximos devido ao vento para as longarinas internas do modelo M2.	166
Quadro 5.26: Esforços máximos no ELU para as longarinas externas do modelo P2.	166
Quadro 5.27: Esforços máximos no ELU para as longarinas internas do modelo P2.	167
Quadro 5.28: Deslocamentos máximos no ELS para o tabuleiro do modelo P2.	168
Quadro 5.29: Esforços máximos no ELU para os pilares do modelo P2.	170
Quadro 5.30: Deslocamentos máximos no ELS para os pilares do modelo P2.	171
Quadro 5.31: Esforços máximos devido à frenagem e aceleração para as vigas externas do modelo P2.	171
Quadro 5.32: Esforços máximos devido à frenagem e aceleração para as vigas do modelo P2.	171
Quadro 5.33: Esforços e flechas devido à carga móvel nas longarinas externas do modelo P2.	172
Quadro 5.34: Esforços e flechas devido à carga móvel nas longarinas internas do modelo P2.	173
Quadro 5.35: Esforços máximos devido ao vento para as longarinas externas do modelo P2.	173
Quadro 5.36: Esforços máximos devido ao vento para as longarinas internas do modelo P2.	174
Quadro 5.37: Esforços máximos no ELU para as longarinas externas do modelo M3.	175
Quadro 5.38: Esforços máximos no ELU para as longarinas VII e VI4 do modelo M3.	176
Quadro 5.39: Esforços máximos no ELU para as longarinas VI2 e VI3 do modelo M3.	177
Quadro 5.40: Deslocamentos máximos no ELS para o tabuleiro do modelo M3.	179
Quadro 5.41: Esforços máximos no ELU para os pilares do modelo M3.	180
Quadro 5.42: Deslocamentos máximos no ELS para os pilares do modelo M3.	180

Quadro 5.43: Esforços máximos devido à frenagem e aceleração para as VE1 e VE2 do modelo M3.....	181
Quadro 5.44: Esforços máximos devido à frenagem e aceleração para as VII e VI4 do modelo M3.....	181
Quadro 5.45: Esforços máximos devido à frenagem e aceleração para as VI2 e VI3 do modelo M3.....	181
Quadro 5.46: Esforços e flechas devido à carga móvel para as longarinas externas do modelo M3.....	182
Quadro 5.47: Esforços e flechas devido à carga móvel para as VII e VI4 do modelo M3....	182
Quadro 5.48: Esforços e flechas devido à carga móvel para as VI2 e VI3 do modelo M3....	183
Quadro 5.49: Esforços máximos devido ao vento para as longarinas externas do modelo M3.	184
Quadro 5.50: Esforços máximos devido ao vento para as longarinas VII e VI4 do modelo M3.	184
Quadro 5.51: Esforços máximos devido ao vento para as longarinas VI2 e VI3 do modelo M3.	185
Quadro 5.52: Esforços máximos no ELU para as longarinas externas do modelo P3.	185
Quadro 5.53: Esforços máximos no ELU para as longarinas VII e VI4 do modelo P3.	186
Quadro 5.54: Esforços máximos no ELU para as longarinas VI2 e VI3 do modelo P3.	187
Quadro 5.55: Deslocamentos máximos no ELS para o tabuleiro do modelo P3.	188
Quadro 5.56: Esforços máximos no ELU para os pilares do modelo P3.	190
Quadro 5.57: Deslocamentos máximos no ELS para os pilares do modelo P3.	191
Quadro 5.58: Esforços máximos devido à frenagem e aceleração para as vigas externas do modelo P3.....	191
Quadro 5.59: Esforços devido à frenagem e aceleração para as vigas VII e VI4 do modelo P3.	191
Quadro 5.60: Esforços devido à frenagem e aceleração para as vigas VI2 e VI3 do modelo P3.	191
Quadro 5.61: Esforços e flechas devido à carga móvel para as longarinas externas do modelo P3.....	192
Quadro 5.62: Esforços e flechas devido à carga móvel para as VII e VI4 do modelo P3....	193
Quadro 5.63: Esforços e flechas devido à carga móvel para as VI2 e VI3 do modelo P3....	194

Quadro 5.64: Esforços máximos devido ao vento para as longarinas externas do modelo P3.	194
Quadro 5.65: Esforços máximos devido ao vento para as longarinas VI1 e VI4 do modelo P3.	195
Quadro 5.66: Esforços máximos devido ao vento para as longarinas VI2 e VI3 do modelo P3.	195
Quadro 5.67: Esforços normais e cortantes horizontais máximos no ELU das longarinas externas.....	197
Quadro 5.68: Esforços cortantes verticais e momentos de torção máximos no ELU das longarinas externas.	198
Quadro 5.69: Momentos fletores verticais e horizontais máximos no ELU das longarinas externas.....	201
Quadro 5.70: Deslocamentos verticais máximos no ELS das longarinas externas.	202
Quadro 5.71: Esforços normais e momentos de torção máximos devido às CMV das longarinas externas.	203
Quadro 5.72: Esforços cortantes e momentos fletores verticais máximos devido às CMV nas longarinas externas.	206
Quadro 5.73: Esforços máximos nas longarinas externas do modelo M1.....	211
Quadro 5.74: Dimensionamento e verificações nas longarinas externas do modelo M1.....	211
Quadro 5.75: Esforços máximos nas longarinas externas do modelo P1.....	213
Quadro 5.76: Dimensionamento e verificações nas longarinas externas do modelo P1.....	213
Quadro 5.77: Esforços máximos nas longarinas externas do modelo M2.....	214
Quadro 5.78: Dimensionamento e verificações nas longarinas externas do modelo M2.....	215
Quadro 5.79: Esforços máximos nas longarinas externas do modelo P2.....	216
Quadro 5.80: Dimensionamento e verificações nas longarinas externas do modelo P2.....	216
Quadro 5.81: Esforços máximos nas longarinas externas do modelo M3.....	217
Quadro 5.82: Dimensionamento e verificações nas longarinas externas do modelo M3.....	218
Quadro 5.83: Esforços máximos nas longarinas externas do modelo P3.....	219
Quadro 5.84: Dimensionamento e verificações nas longarinas externas do modelo P3.....	219

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO: *American Association of State Highway and Transportation Officials*

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas

CMV: Carga móvel horizontal

CMV: Carga móvel vertical

DEC: Diagrama de esforços cortantes

DEN: Diagrama de esforços normais

DMF: Diagrama de momentos fletores

DMT: Diagrama de momentos de torção

EPUSP: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

EPUSP: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

FI: Face inferior da seção transversal

FL: Faces laterais da seção transversal

FS: Face superior da seção transversal

li: Linha de influência

MEF: Método dos elementos finitos

NBR: Norma Brasileira Registrada

TA: Transversina de apoio

TI: Transversina intermediária

UFAL: Universidade Federal de Alagoas

UFRN: Universidade Federal do Rio Grande do Norte

USP: Universidade de São Paulo

LISTA DE SÍMBOLOS

CAPÍTULO 2: REFERENCIAL TEÓRICO

2.3) SISTEMAS ESTRUTURAIS

2.3.1) Pontes em laje

δ_i : Flecha do elemento estrutural na seção i

2.3.2) Pontes em viga

A_i : Área da superfície de influência delimitada pelo carregamento distribuído linear em questão

b : Metade da largura da seção transversal do tabuleiro

e : Excentricidade horizontal da carga P em relação ao baricentro da seção transversal

E_s : Esforço elástico através de uma superfície de influência

K : Coeficiente de majoração do momento de inércia da transversina central

$I_{eq,t}$: Momento de inércia equivalente da transversina central

I_l : Momento de inércia das longarinas

I_t : Momento de inércia da transversina central

L : Comprimento do vão das longarinas

L_t : Comprimento das transversinas

M_i : Momento fletor na viga i

n : Número de longarinas

p : Valor máximo do carregamento distribuído

P : Carga móvel concentrada

p_i : Intensidade do carregamento distribuído em linha

P_i : Intensidade da força concentrada

$p(x)$: Função senoidal do carregamento distribuído em um plano

$p(x, y)$: Função senoidal do carregamento distribuído no espaço

q_i : Intensidade do carregamento distribuído em área

R_i : Reação de apoio na longarina i

r_{ie} : Coeficiente de repartição transversal da longarina i

r_{nk} : Coeficiente de repartição transversal da longarina n quando a carga P está sendo aplicada no ponto k

T : Momento de torção, também conhecido como M_t

V_i : Esforço cortante na viga i

Vol_i : Volume da superfície de influência pelo carregamento distribuído na área em questão

$v(y)$: Função dos deslocamentos de uma viga ao longo do eixo y

W_i : Ordenada da superfície de influência no ponto de aplicação de P_i

$w(x, y)$: Função da superfície elástica de uma laje

x : Distância longitudinal partindo de uma borda

ζ : Grau de rigidez da grelha

η : Função que determina a linha de influência para uma viga

θ : Coeficiente de travejamento

μ_o : Módulo de recalque de uma base elástica

ρ_x : Rigidez à flexão das longarinas

ρ_y : Rigidez à flexão das transversinas

φ : Parâmetro de torção

χ_φ : Índices de repartição transversal

ψ_c e ψ_V : Coeficientes de correção para longarinas com seções variáveis

2.4) TEORIAS ANALÍTICAS

2.4.2) Teoria de Kirchhoff para placas e cascas

a : Largura da placa

b : Comprimento da placa

D : Rigidez à flexão das placas

E : Módulo de elasticidade do material

h : Espessura da placa ou casca

L : Comprimento do menor vão da placa ou casca

M_x : Momento fletor em torno do eixo x

M_y : Momento fletor em torno do eixo y

M_{xy} : Momento de torção

q : Carga externa perpendicular aplicada ao plano média da placa

Q_x : Esforço cortante ao longo do eixo x

Q_y : Esforço cortante ao longo do eixo y

$w(x, y)$: Função da superfície elástica de uma placa ou casca

γ_{ij} : Componente do tensor de deformação angular, onde o índice i indica o eixo da direção normal à face de atuação e o índice j aponta a direção do componente

ε : Distância entre eixos das longarinas

ε^0_{ij} : Componente do tensor de deformação linear na superfície média, onde o índice i indica o eixo da direção normal à face de atuação e o índice j aponta a direção do componente

ε_{ij} : Componente do tensor de deformação linear, onde o índice i indica o eixo da direção normal à face de atuação e o índice j aponta a direção do componente

σ_{ij} : Componente do tensor de tensão, onde o índice i indica o eixo da direção normal à face de atuação e o índice j aponta a direção do componente

ν : Coeficiente de Poisson do material

2.4.3) Teoria de flexão em vigas

E : Módulo de elasticidade do material

I : Momento de inércia em relação ao eixo perpendicular ao plano x e y

k : Curvatura no ponto x em análise

$M(x)$: Momento fletor em torno do eixo perpendicular ao plano x e y no ponto x em análise

$q(x)$: Carga aplicada paralelamente ao eixo y

$Q(x)$: Esforço cortante paralelo ao eixo y no ponto x em análise

$w(x)$: Função dos deslocamentos ao longo eixo y do ponto x

ρ : Raio de curvatura no ponto x em análise

2.5) MÉTODOS DE ANÁLISE ESTRUTURAL

$\{F\}$: Vetor das ações globais

$\{F_e\}_i$: Vetor dos esforços nodais no sistema local

$\{F_g\}_i$: Vetor dos esforços nodais no sistema global

$[R]$: Matriz de rigidez da estrutura

$[r_e]_i$: Matriz de rigidez do elemento i no sistema local

$[r_g]_i$: Matriz de rigidez global do elemento i

$\{u\}$: Vetor dos deslocamentos globais

$[\beta_e]_i$: Matriz de rotação do eixo local para o global do elemento i

$[\beta_g]_i$: Matriz de incidência cinemática global

CAPÍTULO 3: MODELOS DE CÁLCULO DOS SISTEMAS ESTRUTURAIS

ϕ : Diâmetro do elemento em questão

3.1) CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

E_{ci} : Módulo de deformação tangente inicial do concreto

E_{cs} : Módulo de deformação secante do concreto

E_s : Módulo de elasticidade do aço da armadura passiva

f_{ck} : Resistência característica à compressão do concreto

f_y : Resistência ao escoamento da armadura passiva

α_E : Parâmetro em função da natureza do agregado que influencia o módulo de elasticidade

α_i : Coeficiente que depende da resistência característica à compressão do concreto

γ_c : Peso específico do material

ν : Coeficiente de Poisson do material

3.3) AÇÕES

3.3.2) Carga móvel

CIA : Coeficiente de impacto adicional

CIV : Coeficiente de impacto vertical

CNF : Coeficiente do número de faixas

Liv : Comprimento do vão, expresso em metros

n : Número inteiro de faixas de tráfego rodoviário a serem carregadas sobre um tabuleiro transversalmente contínuo

q : Carregamento uniformemente distribuído de sobrecarga com valor característico e ponderado pelos CIA , CIV e CNF

Q : Carga estativa aplicada pelo veículo tipo no nível do pavimento, com valor característico e ponderado pelos CIA , CIV e CNF

p : Carregamento uniformemente distribuído de sobrecarga com valor característico e sem qualquer majoração

P : Carga estativa aplicada pelo veículo tipo no nível do pavimento, com valor característico e sem qualquer majoração

3.3.3) Carga de frenagem e/ou aceleração

B : Largura efetiva, expressa em metros, da carga distribuída q

H_f : Força de frenagem e/ou aceleração, expresso em kN

$H_{f,roda}$: Força de frenagem e/ou aceleração por roda

L : Comprimento concomitante, expresso em metros, da carga distribuída q

3.3.4) Carga de vento

A_e : Área da projeção ortogonal da edificação sobre um plano perpendicular à direção do vento

C_a : Coeficiente de arrasto

F_a : Força de arrasto do vento

h : Altura de uma edificação acima do terreno

H : Altura de atuação do vento na ponte que varia a depender do método de cálculo das pressões devido ao vento

q : Pressão dinâmica do vento

$L1$: Dimensão de uma edificação na direção perpendicular ao vento

$L2$: Dimensão de uma edificação na direção paralela ao vento

S_1 : Fator de influência devido à topografia da região

S_2 : Fator de influência devido à rugosidade da região

S_3 : Fator de influência estatístico

V_o : Velocidade básica do vento

V_k : Velocidade característica

3.4) ESTADOS LIMITES

$F_{G,def}$: Forças que representam os valores característicos das ações devido à defesa

$F_{Gi,k}$: Forças que representam os valores característicos das ações permanentes

$F_{Q,mov}$: Força característica da ação variável devido às cargas móveis

$F_{G,pav}$: Forças que representam os valores característicos das ações devido à pavimentação

$F_{G,pp}$: Forças que representam os valores característicos das ações devido ao peso próprio da estrutura

F_{id} : Combinação i de cálculo última normal

$F_{id,uti}$: Combinação i de serviço que depende dos coeficientes ψ_i que forem utilizados

$F_{Q1,k}$: Força característica da ação variável considerada principal para a combinação

$F_{Q,fa}$: Força característica da ação variável devido à frenagem ou aceleração

$F_{Qj,k}$: Forças características das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal

$F_{Q,v}$: Força característica da ação variável devido ao vento

γ_{gi} : Coeficientes de ponderação das ações permanentes

γ_q : Coeficientes de ponderação das ações variáveis

ψ_i : Coeficientes de redução para as ações variáveis que são consideradas principais para a combinação em questão

ψ_{ij} : Coeficientes de redução para as ações variáveis j que não são consideradas principais referentes à combinação em questão

CAPÍTULO 4: MODELAGEM NUMÉRICA

K_{rx} – Coeficiente de rigidez relacionado à rotação em torno do eixo x

K_{ry} – Coeficiente de rigidez relacionado à rotação em torno do eixo y

K_{rz} – Coeficiente de rigidez relacionado à rotação em torno do eixo z

K_{ux} – Coeficiente de rigidez relacionado ao deslocamento ao longo do eixo x

K_{uy} – Coeficiente de rigidez relacionado ao deslocamento ao longo do eixo y

K_{uz} – Coeficiente de rigidez relacionado ao deslocamento ao longo do eixo z

CAPÍTULO 5: APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

A_c : Área da seção transversal de concreto

$A_{s,f}$: Área de armadura longitudinal por face

CF : Combinação frequente de serviço

CQP : Combinação quase permanente de serviço

d' : Distância entre o eixo da armadura longitudinal de tração e a face mais próxima do elemento

d'' : Distância entre o eixo da armadura longitudinal de compressão e a face mais próxima do elemento

E_{cs} : Módulo de elasticidade secante do concreto

$(EI)_{eq,t0}$: Rigidez à flexão equivalente, considerando as fissuras e as armaduras

h : Altura da seção transversal, considerando a espessura da laje

I_c : Momento de inércia da seção bruta de concreto

M_d : Momento fletor de cálculo

N_d : Esforço normal de cálculo, sendo positivo para tração

Q_d ou V_{sd} : Esforço cortante solicitante de cálculo

T_d ou T_{sd} : Momento de torção solicitante de cálculo

T_{Rd2} : Momento de torção resistente de cálculo relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto

$V_{ar}(EI)$: Variação da rigidez inicial à flexão das longarinas

V_{Rd2} : Força resistente de cálculo relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto

ρ_f : Taxa de armadura longitudinal por face

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	35
1.1	Caracterização do problema.....	35
1.2	Objetivos.....	37
1.3	Justificativa	38
1.4	Metodologia.....	40
1.5	Síntese dos capítulos.....	42
2	REFERENCIAL TEÓRICO	44
2.1	Definições	44
2.2	Tipos de seções transversais	47
2.2.1	Seções maciças.....	47
2.2.2	Seções vazadas	48
2.2.3	Seções “T”.....	48
2.2.4	Seções celulares.....	50
2.3	Sistemas estruturais.....	51
2.3.1	Pontes em laje.....	51
2.3.2	Pontes em viga	53
2.3.3	Pontes em pórtico	65
2.4	Teorias analíticas	68
2.4.1	Teoria da elasticidade linear.....	68
2.4.2	Teoria de Kirchhoff para placas e cascas	69
2.4.2.1	<i>Restrições gerais</i>	70
2.4.2.2	<i>Teoria de placas</i>	71
2.4.2.3	<i>Teoria de cascas</i>	73
2.4.3	Teoria de flexão em vigas	74
2.4.4	Resumo das hipóteses e limitações das teorias	75
2.5	Métodos de análise estrutural.....	76
2.5.1	Método dos deslocamentos (método da rigidez).....	77
2.5.2	Modelo de pórtico	78
2.5.3	Modelo de grelha.....	80
2.5.4	Método dos elementos finitos	84
2.6	Aplicações nos modelos a serem estudados	87
3	MODELOS DE CÁLCULO DOS SISTEMAS ESTRUTURAIS	88
3.1	Caracterização dos materiais	88

3.2	Caracterização geométrica dos modelos	89
3.2.1	Modelos com duas longarinas	89
3.2.1.1	<i>Modelo em estrutura moldada no local (M1)</i>	89
3.2.1.2	<i>Modelo em estrutura pré-moldada (P1)</i>	92
3.2.2	Modelos com quatro longarinas	95
3.2.2.1	<i>Modelo em estrutura moldada no local (M2)</i>	95
3.2.2.2	<i>Modelo em estrutura pré-moldada (P2)</i>	96
3.2.3	Modelos com seis longarinas	98
3.2.3.1	<i>Modelo em estrutura moldada no local (M3)</i>	98
3.2.3.2	<i>Modelo em estrutura pré-moldada (P3)</i>	100
3.2.4	Ligações	102
3.2.5	Parâmetros variáveis	104
3.3	Ações	106
3.3.1	Cargas permanentes.....	107
3.3.2	Carga móvel	108
3.3.3	Carga de frenagem e/ou aceleração.....	111
3.3.4	Carga de vento.....	113
3.4	Estados limites	118
3.4.1	Estado limite último	119
3.4.2	Estado limite de serviço	119
3.4.3	Combinações	120
4	MODELAGEM NUMÉRICA	123
4.1	Elementos finitos utilizados.....	124
4.1.1	Elemento de barra.....	124
4.1.2	Elemento de casca	126
4.2	Montagem dos modelos	128
4.2.1	Estruturas moldadas no local	128
4.2.2	Estruturas pré-moldadas	135
4.3	Aplicação dos carregamentos	141
5	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	146
5.1	Modelos com duas longarinas.....	146
5.1.1	Modelo moldado no local (M1)	146
5.1.1.1	<i>Estado limite último (ELU) e de serviço (ELS)</i>	146
5.1.1.2	<i>Frenagem e aceleração</i>	150
5.1.1.3	<i>Carga móvel</i>	150
5.1.1.4	<i>Vento</i>	151

5.1.2	Modelo pré-moldado (P1)	152
5.1.2.1	<i>Estado limite último (ELU) e de serviço (ELS)</i>	152
5.1.2.2	<i>Frenagem e aceleração</i>	156
5.1.2.3	<i>Carga móvel</i>	156
5.1.2.4	<i>Vento</i>	157
5.1.3	Conclusões do modelo com duas longarinas.....	157
5.2	Modelos com quatro longarinas.....	158
5.2.1	Modelo moldado no local (M2)	158
5.2.1.1	<i>Estado limite último (ELU) e de serviço (ELS)</i>	158
5.2.1.2	<i>Frenagem e aceleração</i>	163
5.2.1.3	<i>Carga móvel</i>	163
5.2.1.4	<i>Vento</i>	165
5.2.2	Modelo pré-moldado (P2)	166
5.2.2.1	<i>Estado limite último (ELU) e de serviço (ELS)</i>	166
5.2.2.2	<i>Frenagem e aceleração</i>	171
5.2.2.3	<i>Carga móvel</i>	171
5.2.2.4	<i>Vento</i>	173
5.2.3	Conclusões do modelo com quatro longarinas.....	174
5.3	Modelos com seis longarinas	175
5.3.1	Modelo moldado no local (M3)	175
5.3.1.1	<i>Estado limite último (ELU) e de serviço (ELS)</i>	175
5.3.1.2	<i>Frenagem e aceleração</i>	180
5.3.1.3	<i>Carga móvel</i>	181
5.3.1.4	<i>Vento</i>	184
5.3.2	Modelo pré-moldado (P2)	185
5.3.2.1	<i>Estado limite último (ELU) e de serviço (ELS)</i>	185
5.3.2.2	<i>Frenagem e aceleração</i>	191
5.3.2.3	<i>Carga móvel</i>	192
5.3.2.4	<i>Vento</i>	194
5.3.3	Conclusões do modelo com seis longarinas.....	195
5.4	Comparação entre os esforços e deslocamentos obtidos nos modelos	196
5.5	Dimensionamento das longarinas para os modelos estudados	207
5.5.1	Modelos com duas longarinas	210
5.5.1.1	<i>Modelo moldado no local (M1)</i>	210
5.5.1.2	<i>Modelo pré-moldado (P1)</i>	212
5.5.2	Modelos com quatro longarinas	214
5.5.2.1	<i>Modelo moldado no local (M2)</i>	214

5.5.2.2	<i>Modelo pré-moldado (P2)</i>	215
5.5.3	Modelos com seis longarinas	217
5.5.3.1	<i>Modelo moldado no local (M3)</i>	217
5.5.3.2	<i>Modelo pré-moldado (P3)</i>	218
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS	221
6.1	Sugestão para trabalhos futuros	224
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	226
	APÊNDICE A – Resultados dos modelos com duas longarinas	231
	APÊNDICE B – Resultados dos modelos com quatro longarinas	244
	APÊNDICE C – Resultados dos modelos com seis longarinas	270

1 INTRODUÇÃO

1.1 Caracterização do problema

A AASTHO Standart Specifications (2002) define as transversinas como sendo enrijecedores transversais posicionados entre longarinas, com função de manter suas seções transversais planas. As transversinas podem ser introduzidas nos apoios, sendo chamadas de transversinas de apoio (TA), e ao longo do vão, sendo chamadas de transversinas intermediárias (TI).

O emprego é justificado por Chandolu (2003), o qual afirma que, durante a fase de construção, previne possíveis torções nas longarinas e auxilia na redistribuição dos esforços na estrutura na fase de serviço. Em contrapartida, o uso das transversinas aumenta os custos e o tempo de execução, o que ocasiona uma perda de eficiência. Garcia (1992) *apud* Cai *et al.* (2007) acrescentou que cargas, devido aos impactos laterais de caminhões pesados, distribuem-se para todas as vigas, reduzindo os danos totais. Todavia, não os limitam a pontos localizados, ou seja, ainda serão espalhados por todo o sistema estrutural. Por fim, Cai *et al.* (2007) asseveram que, devido ao trabalho oneroso de serem executadas, sua utilização deve ser justificada.

Dentro do âmbito acadêmico e profissional, existem diversas contradições e discussões quanto à funcionalidade das transversinas intermediárias, dentre elas:

- a) os travamentos intermediários reduzem os deslocamentos laterais das longarinas?
- b) o uso de transversinas diminui as flechas máximas no tabuleiro?
- c) em sistemas moldados no local, pode-se desprezar o seu uso?
- d) qual a sua contribuição no tocante à distribuição de cargas no tabuleiro?
- e) o comportamento dos pilares é afetado?

A NBR 7187 (2003) não apresenta recomendações acerca da utilização de transversinas, mas a AASTHO Standart Specifications (2002) orienta que as intermediárias sejam utilizadas em pontes de seção “T” nos pontos de momento máximo para tabuleiros com vãos superiores a 12 metros, porém não justifica. Já Leonhardt (1979) expõe que as TI são sempre indicadas para distribuir as cargas, quando existirem mais de duas vigas principais, e quanto à repartição

das forças, o melhor resultado se obtém com uma no meio do vão, já com duas igualmente espaçadas, os resultados são aproximadamente equivalentes, e um número maior é inútil.

Para as TA seu uso é bastante comum, sendo recomendadas para pontes em seções “T” e celulares pela AASHTO Standart Specifications (2002), pois resistem a forças laterais e mantêm as seções planas. A AASHTO Guide Specifications (2009) afirma que podem ser utilizadas como um sistema resistente transversal aos efeitos de terremotos e sismos. Leonhardt (1979) indica que as TA são necessárias nos apoios extremos para dar apoio ao bordo da laje do tabuleiro, porque, caso contrário, ela seria solicitada em excesso neste local, e que se pode prescindir nos apoios intermediários de vigas contínuas desde que elas não sejam necessárias como “traves de pórtico”, sobre pilares individuais, para absorver os esforços produzidos pelo vento, ou como enrijecimento à torção das longarinas.

Apesar das indicações da AASHTO Standart Specifications (2002) para o emprego das transversinas, o documento expõe que estas podem não ser empregadas quando existirem ensaios ou análises estruturais que comprovem adequadamente a resistência da estrutura.

Abendroth *et al.* (1995) pesquisaram o efeito de transversinas para pontes em viga protendidas e pré-moldadas a partir de oito configurações. Concluíram que os deslocamentos verticais são essencialmente independentes dos tipos e localizações de TI, enquanto deslocamentos horizontais são dependentes dos seus tipos e configurações. Para as de extremidade, ambas as direções são fortemente afetadas, assim como as condições de vinculações.

Chandolu (2003) propôs análises de diversos parâmetros de pontes em viga pré-moldadas, os quais pudessem interferir no efeito de transversinas no comportamento do tabuleiro e verificou que é função do tamanho dos vãos, esconsidade, rigidez e localização, enquanto outros aspectos como continuidade, espaçamento das vigas e número de vãos possuem pouca influência. Para os deslocamentos, entendeu que as longarinas externas sofreram elevações, enquanto as internas decréscimos, fazendo com que as cargas fossem melhor distribuídas.

No trabalho de Green *et al.* (2004) para pontes em viga, foram estudados os efeitos de TI para diferentes esconsidades, rigidezes e variações de temperaturas. O aumento da rigidez nas TI também elevou-a na ponte, diminuindo as deformações máximas, mas tal efeito se reduz com

o acréscimo do ângulo de esconsidade da ponte. O mesmo ocorre para variações de temperatura.

Araújo *et al.* (2005) comparam os fatores de distribuição de cargas para momentos fletores, usando modelos tridimensionais de elementos finitos com as recomendações da AASHTO LRFD (1998), AASHTO Standard Specifications (2002) e analogia de grelha seguindo as recomendações da NBR 6118 (2003). Ambos para uma ponte reta em viga de concreto pré-moldado protendido. Para o modelo de grelha, com a inclusão de TI, reduziram-se os esforços tanto para longarinas externas quanto internas, divergindo assim do modelo tridimensional, no qual cresceram os esforços nas longarinas internas e diminuíram nas externas. Os autores acreditam que devido a isso, o modelo de grelha não permite simular adequadamente a real influência das TI na distribuição de momentos fletores entre longarinas.

Cai *et al.* (2007) propuseram uma investigação sobre a sensibilidade do desempenho de uma ponte em viga protendida para diferentes modelagens de ligações entre TI e longarinas, nas quais as diferenças de tensões e deformações encontradas foram significativas. Incitando, assim, um estudo não linear para se quantificar a real rigidez desses componentes estruturais.

Para estruturas espaciais com integrações dos pilares na superestrutura, destacam-se Amorim *et al.* (2010), os quais modelaram uma estrutura de ponte em viga rigidamente ligada a quatro pilares e simplesmente apoiada nos encontros. Foi experimentado um algoritmo próprio baseado no método dos deslocamentos com associação grelha-pórtico. Encontraram como respostas que o acréscimo de TI aumentou os deslocamentos verticais e reduziu os deslocamentos horizontais no tabuleiro, servindo como contraventamento na presença do vento. No tocante aos pilares, os esforços axiais e cortantes elevaram-se, porém os momentos fletores, devido à ação do vento, decresceram.

Ocorreram divergências no estudo desenvolvido por Fulgêncio *et al.* (2014), que observaram reduções das flechas no modelo de ponte em viga protendida, com inclusões de TI, devido ao enrijecimento do conjunto estrutural. Entretanto, as forças cortantes, os momentos fletores e os momentos de torção ampliaram-se nas longarinas.

1.2 Objetivos

O objetivo deste trabalho foi desenvolver um estudo da influência de transversinas no comportamento de sistemas estruturais de pontes. Foram variáveis, as quantidades de

transversinas intermediárias, as ligações do tabuleiro com os pilares intermediários, como flexíveis e monolíticas, e o número e a altura das longarinas no tabuleiro, com a finalidade de se manter os mesmo níveis de deslocamentos. Foram abordados dois sistemas: pontes em viga pré-moldadas e pontes em pórtico moldadas no local, com o intuito de averiguar as diferenças de comportamento estrutural nos sistemas que possuem ligações entre o tabuleiro e os pilares com diferentes graus de restrições cinemáticas. A análise numérica foi realizada com o método dos elementos finitos.

O estudo foi conduzido com finalidade de serem obtidas as variações dos deslocamentos e esforços nas longarinas e nos pilares com a adição das TI e, finalmente, auxiliar os projetistas de pontes na escolha de se usar ou não TI em projetos de pontes de concreto armado.

Assim sendo, destacam-se como objetivos específicos:

- a) avaliar a variação dos esforços máximos e nos diagramas de esforços internos solicitantes nas longarinas com a inclusão das TI;
- b) examinar as mudanças nos esforços máximos dos pilares;
- c) analisar as alterações nos deslocamentos máximos das longarinas, dos tabuleiros e pilares;
- d) julgar a influência das TI na estabilidade global da estrutura;
- e) investigar a diferença de comportamento nos sistemas pré-moldados e moldados no local;
- f) ponderar a necessidade do emprego das TI nos modelos estudados.

1.3 Justificativa

A NBR 7187 (2003) não aborda a necessidade da inclusão de transversinas, sejam estas de apoio ou intermediárias. Todavia, a AASTHO Standart Specifications (2002) indica algumas recomendações, mas não exhibe justificativas, enquanto Leonardht (1979) argumenta que são sempre recomendadas para situações com mais de duas longarinas, visto que distribuem as cargas. Assim sendo, apesar de existirem referências estrangeiras, faltam comprovações numéricas e/ou experimentais da eficiência desses elementos nas estruturas de pontes, uma vez que podem surgir casos em que a introdução das transversinas não apresente melhorias significativas no comportamento da estrutura.

Conforme apontado por Chandolu (2003), as transversinas previnem possíveis torções na fase construtiva. Portanto, em sistemas moldados no local, que por apresentarem escoramentos reduzem esse problema consideravelmente, o uso não seria desprezível ou menos impactante que em pré-moldados?

Nos trabalhos acadêmicos diversas divergências surgem, como visto anteriormente. Logo, não é possível ter uma interpretação unânime de quando se deve aplicar e por que de se utilizarem as TI, seja por reduzir deslocamentos, reduzir esforços, enrijecer o tabuleiro ou aprimorar o desempenho estrutural global.

Outro aspecto relevante é que a elaboração de um projeto estrutural passa por algumas fases, são elas: (a) concepção, (b) análise estrutural, (c) dimensionamento e (d) detalhamento. A análise estrutural é aquela mais complexa e que mais gera dúvidas quanto ao modelo a ser adotado, que podem ser analíticos simplificados, de grelha, de pórtico, associado pórtico-grelha, de elementos finitos etc. Podendo assim, gerar resultados que variam com o aumento da complexidade da estrutura conforme apontado por Araújo *et al.* (2005), pois cada método de análise tem suas limitações. Então, as respostas podem divergir significativamente para sistemas estruturais de pontes.

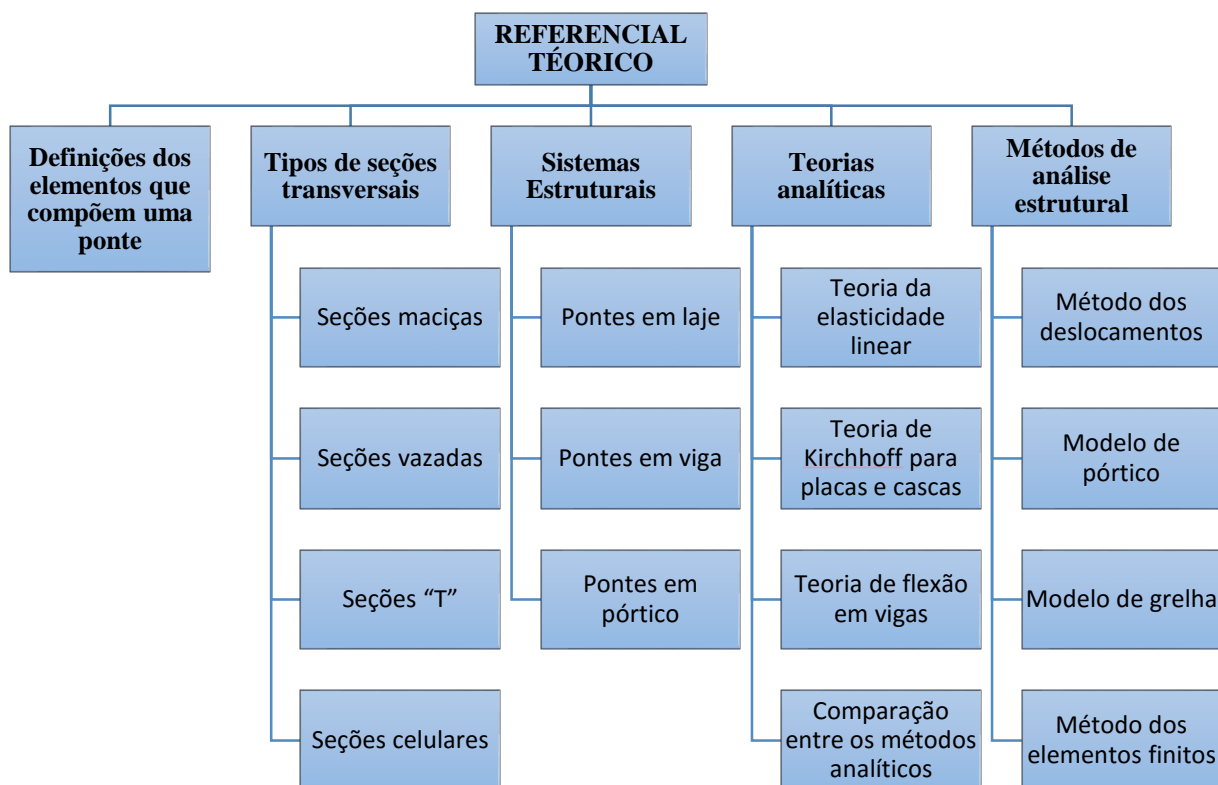
Avalia-se que pela complexidade do problema, é interessante alterar a abordagem de uma análise puramente nos estados limites, pois é improvável que as variações dos deslocamentos e esforços internos solicitantes nos elementos estruturais da ponte sejam as mesmas com o emprego das transversinas para cada ação isolada, ou seja, a ação do vento sofrerá impactos diferentes da carga móvel, por exemplo. Salienta-se que os trabalhos encontrados pelo autor não utilizaram esta perspectiva.

De acordo com Judice *et al.* (2008) *apud* Fulgêncio *et al.* (2014), nos últimos anos vem sendo prática usual a não utilização de transversinas em pontes de concreto armado, em razão de certa dificuldade de execução principalmente quando se têm vigas longarinas pré-moldadas. Além disso, ocorre o aumento de consumo de materiais e, conseqüentemente, elevação do peso próprio da estrutura. Por conseguinte, torna-se essencial para aplicação desses elementos, realizar-se comprovações da eficiência do comportamento estrutural.

1.4 Metodologia

A metodologia do trabalho consistiu em realizar revisões bibliográficas e, assim, formar um referencial teórico capaz de representar uma sequência de avaliação e análise dos sistemas estruturais de pontes para os modelos estudados (FIG. 1.1).

Figura 1.1 – Organograma da revisão bibliográfica.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Na próxima etapa, descrevem-se as caracterizações físicas e geométricas dos modelos a serem estudados. Estes foram divididos em pontes: (a) em pórtico moldadas no local e (b) em viga pré-moldadas. Ambos foram concebidos com vãos de 60 metros, considerando que seria um limite máximo para condições normais em estruturas desse tipo e, assim, representariam casos mais críticos quanto a necessidade de transversinas intermediárias. A distância do topo do tabuleiro até a fundação foi considerada como 24 metros, gerando assim pilares que estariam sujeitos a maiores influências de enrijecimentos nos tabuleiros. As longarinas foram dimensionadas para que as flechas elásticas fossem aproximadamente o comprimento do vão dividido por setecentos, sendo feitas estas simplificações para que os deslocamentos finais considerando deformações lentas e fissurações estivessem dentro dos limites impostos por normas. Os modelos variaram entre si a partir da quantidade de longarinas, tendo duas, quatro

ou seis ao todo. Estas por sua vez variam a altura para manter o mesmos níveis de deslocamentos verticais.

Na continuação foram descritas e calculadas as ações devido às cargas permanentes, cargas móveis, cargas de frenagem e/ou aceleração e ao vento. Sendo todas indicadas onde foram aplicadas na superestrutura. Em sequência foram indicadas as combinações de estados limites últimos e de serviço.

Quanto à modelagem, adotou-se o método dos elementos finitos em uma análise tridimensional, ou seja, foram empregados elementos finitos bidimensionais em um espaço tridimensional com as devidas compatibilizações. Justifica-se a escolha porque que o método de grelha não é capaz de modelar os pilares em conjunto com o tabuleiro e o método de pórticos não gera as lajes do tabuleiro junto aos pilares e vigas, sendo necessário a utilização de um modelo de associação de pórtico-grelha, porém este possui mais simplificações e não são recomendados segundo Araújo *et al.* (2005). A opção de se utilizarem elementos finitos tridimensionais foi descartada pela maior complexidade nos resultados e o maior tempo de processamento.

A análise da estrutura foi realizada no regime elástico linear, uma vez que é uma simplificação usual do comportamento dos sistemas estruturais e é adotada pela NBR 6118 (2013). Posteriormente, avaliou-se os estados limites de últimos e de serviço quanto à ruptura, abertura de fissuras e deslocamentos excessivos. Além disso, trata-se de um trabalho inicial sobre a avaliação da influência das transversinas e poderá ser estendido futuramente para modelos não lineares.

Com a fixação da ferramenta de solução da análise estrutural, abordaram-se os conceitos dos elementos finitos de barras e cascas. Após isso, foram expostos a montagem dos modelos com os instrumentos de ligações propostos pelo programa para realizar a compatibilização entre os nós, finalizando com a reprodução de como os carregamentos são aplicados e processados para se obter as respostas.

Por fim, foram relatadas as respostas encontradas, sendo estas: (a) diagramas de esforços internos solicitantes e esforços máximos nas longarinas, (b) flechas nas longarinas, (c) deslocamentos máximos no tabuleiro e nos pilares e (d) esforços máximos nos pilares. Logo,

foram comparadas e avaliadas quanto à necessidade do emprego de transversinas intermediárias.

O trabalho foi dividido em quatro etapas:

- a) Etapa 1 – Desenvolver a revisão bibliográfica necessária para entender os componentes dos sistemas estruturais de pontes e as ferramentas de soluções para problemas de análise estrutural;
- b) Etapa 2 – Descrever os modelos, com seus parâmetros fixos e variáveis, juntamente às ações a serem introduzidas;
- c) Etapa 3 – Apresentar os elementos finitos e a discretização da estrutura, que servem como base para solução da análise estrutural;
- d) Etapa 4 – Relatar os resultados e compará-los no intuito de julgar a influência e a necessidade do emprego das transversinas intermediárias.

1.5 Síntese dos capítulos

Esta seção apresenta a organização do presente trabalho. Sendo este o primeiro capítulo, no qual foi abordado o problema que foi trabalhado, descrevendo os objetivos, a justificativa do estudo e a metodologia empregada na elaboração do trabalho.

No capítulo 2, apresenta-se um referencial teórico sobre definições, seções transversais e sistemas estruturais de pontes, enfatizando os que serão aplicados nos modelos. Finaliza com os modelos analíticos e numéricos mais utilizados na prática de projetos estruturais, ilustrando as restrições de cada modelo.

No capítulo 3 descrevem-se as caracterizações físicas dos materiais e geométricas dos modelos estudados, relatando as ligações empregadas. Além disso, as ações que irão atuar nos protótipos foram calculadas e expostas nos locais de aplicação, juntamente com as combinações definidas por normas.

Por sua vez, o capítulo 4 trata dos aspectos da modelagem. Nele, são apresentados os elementos finitos e a modelagem das estruturas a serem trabalhadas, assim como são tratadas as cargas nos programas.

No capítulo 5, apontam-se os resultados nas longarinas e pilares para cada modelo e são feitas comparações entre cada sistema.

O capítulo 6 aborda as considerações finais e sugestões para trabalhos futuros, enfatizando como as respostas influenciam no comportamento da estrutura.

Os apêndices A, B e C apresentam os resultados dos diagramas de esforços internos solicitantes nas longarinas para os modelos com duas, quatro e seis longarinas respectivamente.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

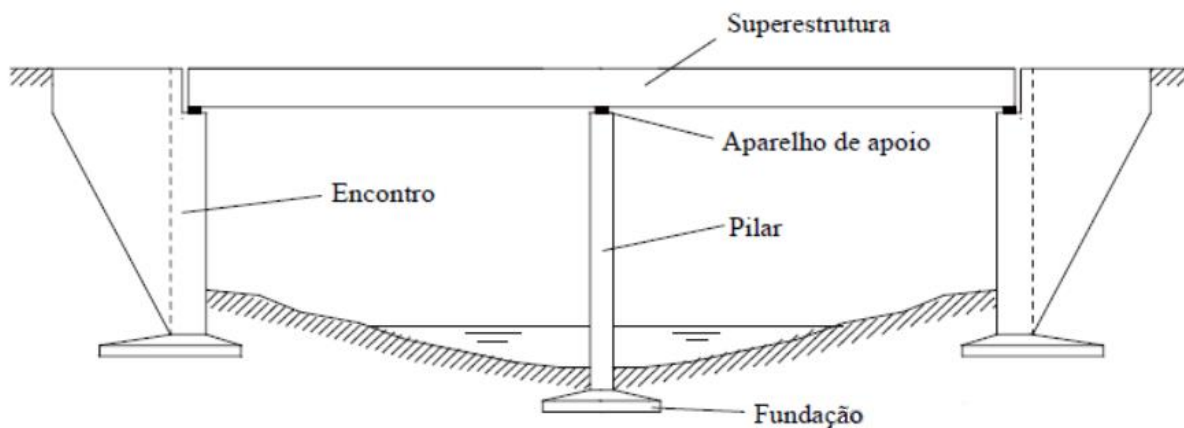
“Denomina-se *Ponte* a obra destinada a permitir a transposição de obstáculos à continuidade de uma via de comunicação qualquer. Os obstáculos podem ser: rios, braços de mar, vales profundos, outras vias etc” (MARCHETTI, 2008). Nas situações que o obstáculo a ser transposto não tem água a ponte é chamada de viaduto.

As pontes têm grande fator de importância na evolução da engenharia civil, visto que exigem tecnologias cada vez mais inovadoras e criativas para vencer os desafios impostos por condições climáticas, arquitetônicas, geológicas, logísticas etc. Além disso, relacionam-se diretamente ao grau de desenvolvimento de cidades, sendo indispensáveis economicamente para diversas situações de transportes de pessoas e mercadorias.

2.1 Definições

Os elementos estruturais que compõem uma ponte podem ser divididos nos seguintes componentes, conforme ilustrado na sequência:

Figura 2.1 – Esquema ilustrativo da composição de pontes.



Fonte: El Debs e Takeya (2009)

A superestrutura é composta pelas estruturas principais e secundárias. As principais são compostas pelas peças estruturais que têm a função de vencer o vão livre, enquanto as secundárias são constituídas pelos tabuleiros que são os membros que recebem as ações diretas das cargas e transmitem-nas para a estrutura principal.

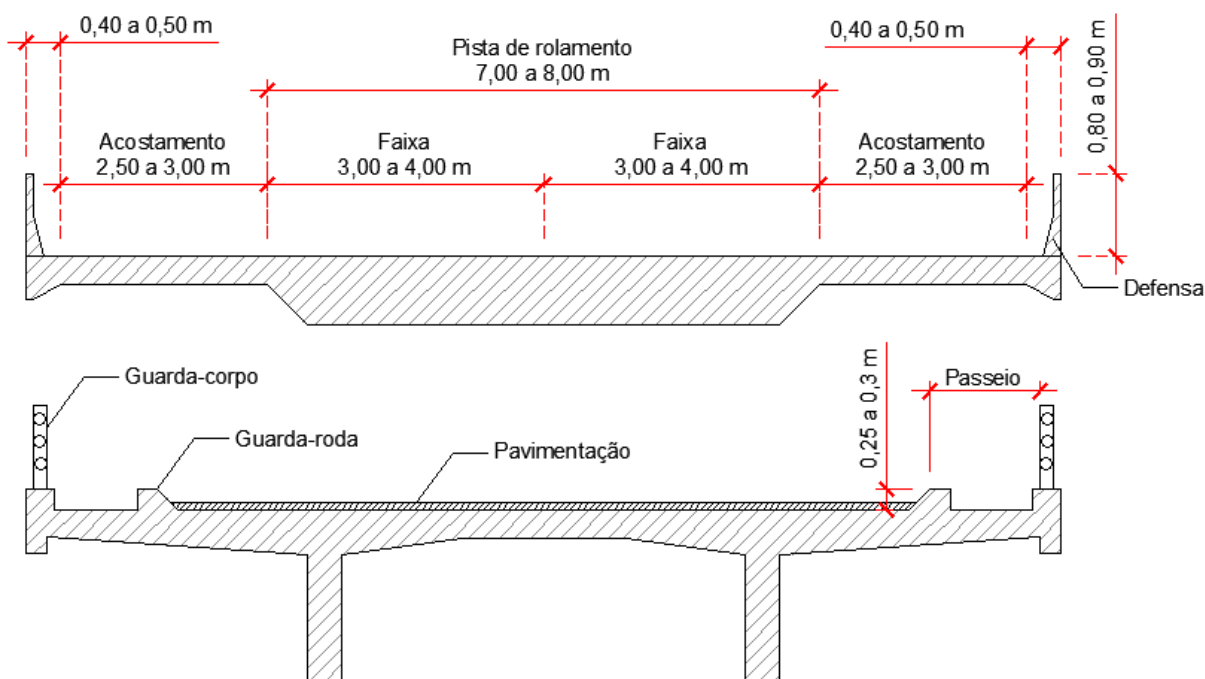
A mesoestrutura é composta pelos aparelhos de apoio e estes fazem a ligação entre a superestrutura e os elementos de suporte, quais sejam: (a) pilares, (b) encontros e (c)

elementos de fundação. Aqueles devem ser dimensionados e construídos de forma que apresentem condições de vinculação compatíveis com as ligações utilizadas em projeto.

A infraestrutura é composta pelos encontros, pilares e elementos de fundação, os quais podem ser caracterizados como: (a) sapatas, (b) tubulões, (c) blocos superficiais e (d) blocos estaqueados. Os encontros são situados nas extremidades e ficam em contato com aterros da via, trabalhando como muros de arrimo e suporte da superestrutura. Os pilares encontram-se nos vão intermediários com função de suporte da superestrutura. Simplificadamente, a infraestrutura irá transmitir os esforços provenientes da superestrutura para o material com capacidade carga resistente, neste caso o solo ou rocha.

A seção transversal de um tabuleiro de pontes rodoviárias pode ser dividida e caracterizada conforme cita El Debs e Takeya (2009):

Figura 2.2 – Dimensões e caracterizações de elementos que compõem seções transversais de pontes.



Fonte: adaptado de El Debs e Takeya (2009)

A pista de rolamento é dividida em faixas e estas compreendem o espaço de tráfego mais intenso dos automóveis. O acostamento é a região adicional às faixas que deve ser utilizado em situações emergenciais e deverá seguir com defensas que servem como objetos de proteção em impactos de automóveis. Os passeios destinam-se ao tráfego de pedestres e devem ser protegidos por guarda-rodas que impedirão o acesso dos veículos no espaço e de guarda-corpos para prevenir acidentes.

As defensas são constituídas por barreiras de concreto ou defensas metálicas. O Manual de Projetos de Obras-de-Arte Especiais (1996) define as barreiras de concreto como sendo dispositivos rígidos, de concreto armado, de proteção lateral de veículos. Elas devem possuir altura, capacidade resistente e perfil internado adequados para impedir a queda do veículo, absorver o choque lateral e propiciar sua recondução à faixa de tráfego.

As defensas metálicas também possuem as mesmas funções das barreiras de concreto, porém possuem aplicações distintas, visto que as metálicas são utilizadas nas vias de acesso e as barreiras de concreto ao longo da ponte, o Manual de Projetos de Obras-de-Arte Especiais (1996) recomenda que:

“As defensas metálicas, dispositivos de proteção lateral nas rodovias, não fazem parte, propriamente, das obras-de-arte especiais; entretanto, a transição entre as defensas metálicas, flexíveis, da rodovia, e as barreiras de concreto, rígidas, das obras-de-arte especiais, deve ser feita sem solução de continuidade e sem superfícies salientes.”

Outros componentes secundários também são importantes na caracterização de uma ponte, dentre eles, destacam-se:

- a) lajes de transição: é a unidade que realiza a transição entre o tabuleiro e a via de acesso à ponte;
- b) cortinas e alas: são estruturas que servem de suporte para as lajes de transição em pontes sem encontros, em geral diminuem os problemas gerados por aterros mal compactados;
- c) juntas de dilatação: são espaços entre elementos estruturais preenchidos por materiais com alta capacidade de deformação e baixo módulo de elasticidade, capaz de liberar que a estrutura se deforme.

Para maiores detalhes de membros que constituem uma estrutura de ponte, o Manual de Projeto de Obras-de-Arte Especiais (1996) traz uma série de recomendações para dimensões, critérios de dimensionamento, caracterização de cargas, tipos de materiais a serem utilizados e outros aspectos para que se evitem problemas em juntas de dilatação, lajes de transição, defensas, guarda-rodas, guarda-corpos etc.

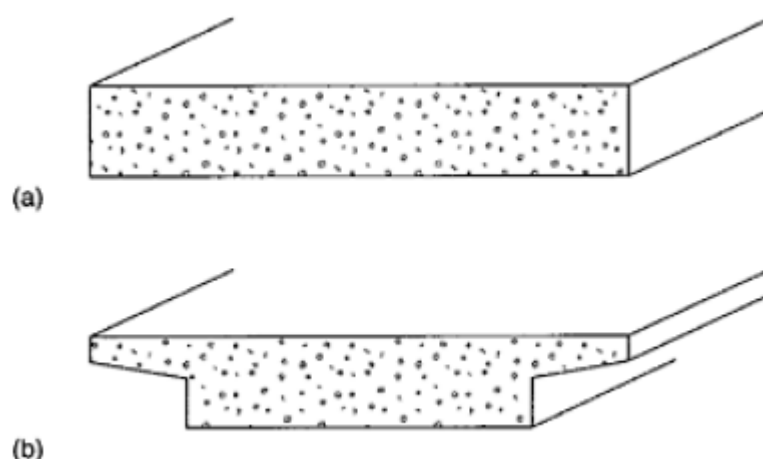
Diversas pontes no estado de São Paulo encontram-se em manutenção para a criação de acostamentos ou novas faixas, pois ocorrem diversos acidentes em pontes que possuem menos faixas que as vias de acesso ou não possuem acostamentos.

2.2 Tipos de seções transversais

2.2.1 Seções maciças

São seções típicas de pontes em laje, nas quais se tem um peso próprio elevado, tornando o sistema estrutural pouco eficiente devido à baixa relação do momento de inércia pela área da seção transversal. A figura 2.3 aponta seções maciças típicas.

Figura 2.3 – Seções típicas para pontes em lajes maciças moldadas no local: (a) sem balanços; (b) com balanços.



Fonte: O'Brien e Keogh (1999)

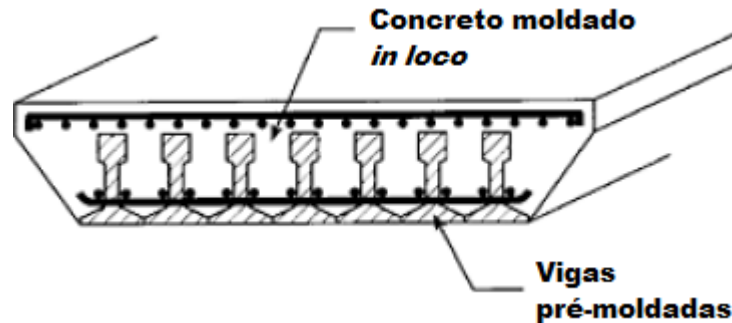
São pontes comumente executadas em concreto armado ou protendido e são de simples execução. Possuem uma melhor relação custo-benefício para vãos de até 20 metros de acordo com O'Brien e Keogh (1999), já Chen e Duan (2000) alegam que se tornam econômicas em vãos simplesmente apoiados até 9 metros e em vãos contínuos até 12 metros.

O uso de balanços com espessuras reduzidas melhora o comportamento estrutural, diminuindo o peso do conjunto sem diminuir excessivamente os momentos de inércia, entretanto é uma medida adotada principalmente para melhorar a estética.

Em alguns casos são utilizados elementos pré-moldados que podem dispensar escoramentos e aceleram a execução da obra, tornando o sistema mais competitivo. O'Brien e Keogh (1999) ilustram um caso de tabuleiro composta por vigas pré-moldadas justapostas com adição

posterior de concreto *in loco*, assim sendo, o escoramento pode ser dispensado sem comprometimento da estrutura (FIG. 2.4).

Figura 2.4 – Seções maciças com vigas pré-moldadas.

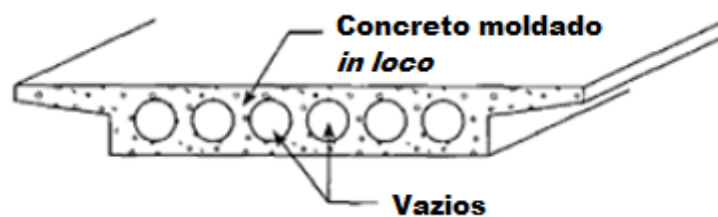


Fonte: adaptado de O'Brien e Keogh (1999)

2.2.2 Seções vazadas

As seções vazadas apresentam redução da massa e maior momento de inércia quando comparadas às maciças, sendo executadas em concreto armado ou por sistemas de protensão com pós-tração. São preferíveis em situações que o projetista requer espessuras pequenas comparáveis a outros tipos de seções transversais. O'Brien e Keogh (1999) caracterizam esse sistema como sendo vantajoso financeiramente para vãos entre 20 e 30 metros. Aponta-se como desvantagem a maior complexidade de execução em relação as seções maciças pelos furos ao longo da peça. A figura 2.5 ilustra uma seção vazada típica para pontes em laje.

Figura 2.5 – Seções vazadas para pontes em laje.



Fonte: adaptado de O'Brien e Keogh (1999)

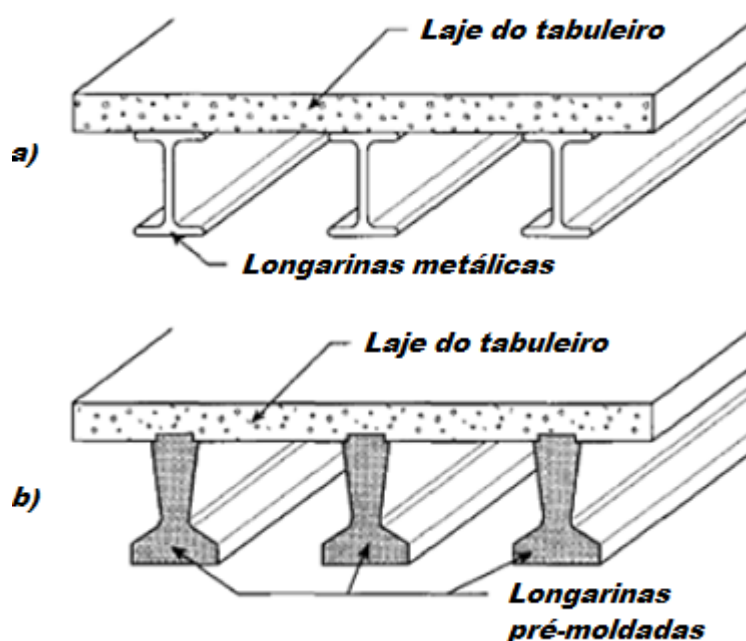
2.2.3 Seções "T"

Esse tipo de seção é caracterizado pelas longarinas que costumam ser: (a) treliçadas, (b) em perfis metálicos com seção "I" (FIG. 2.6a), (c) em vigas pré-moldadas ou pré-fabricadas em concreto armado ou protendido com seção "I" ou "T" (FIG. 2.6b) e (d) em vigas de concreto armado ou protendido retangulares moldadas *in loco*. As lajes apresentam espessuras

reduzidas e consolidam a seção, conferindo monoliticidade, isto se dá ao fato de que estas são unidirecionais com o sentido predominante de flexão perpendicular ao fluxo de automóveis.

São seções menos vantajosas estruturalmente que as vazadas, pois possuem mais matéria próxima a linha neutra. O'Brien e Keogh (1999) afirmam que são mais utilizadas para vãos entre 20 e 40 metros e Chen e Duan (2000) indicam que é geralmente mais econômico em vãos entre 12 e 18 metros. Para vigas pré-fabricadas ou pré-moldadas têm-se o peso como limitação desse sistema.

Figura 2.6 – Seção “T” para pontes em viga: (a) vigas metálicas; (b) vigas pré-moldadas.



Fonte: adaptado de O'Brien e Keogh (1999)

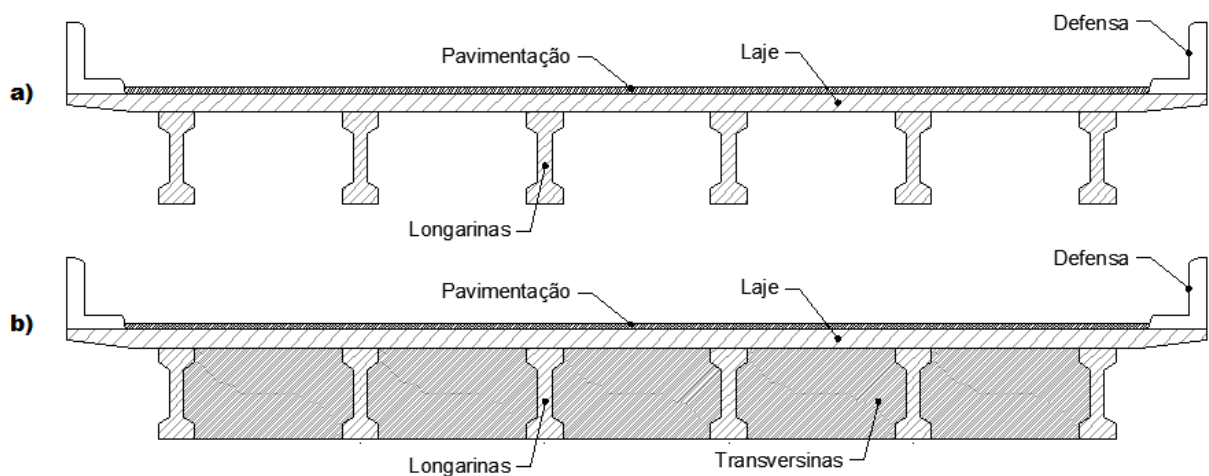
Esse tipo de seção transversal, apresenta como vantagens:

- a) flexibilidade na escolha dos materiais a serem utilizados: possibilidade de usar vigas em concreto armado ou protendido, em aço ou mistas e de se utilizar lajes em concreto armado ou protendido;
- b) flexibilidade na escolha da seção transversal das vigas;
- c) possibilidade de se utilizar elementos pré-moldados, pré-fabricados ou moldados no local, conferindo maior flexibilização quanto à logística do canteiro;
- d) pode desprezar o uso de escoramentos em determinadas situações;
- e) facilidade na determinação dos esforços, obtendo-se bons resultados com cálculos simplificados;

f) execução rápida.

Tonias e Zhao (2007) explanam que as transversinas são unidades secundárias que atuam, geralmente, sem receber carregamentos principais da superestrutura, mas são dimensionadas para prevenir deformações nas seções transversais dos pórticos da superestrutura e fornece melhor distribuição de cargas verticais entre as longarinas, permitindo que o tabuleiro trabalhe de forma única.

Figura 2.7 – Seção “T” para pontes em viga de concreto: (a) sem transversinas; (b) com transversinas.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Tonias e Zhao (2007) declaram que o espaçamento longitudinal das transversinas depende do tipo de elementos primários escolhido e do comprimento dos vãos, já a escolha varia com o tipo de estrutura e com a preferência do projetista.

Algumas desvantagens no uso de transversinas são:

- a) aumento do custo;
- b) aumento do tempo de execução.

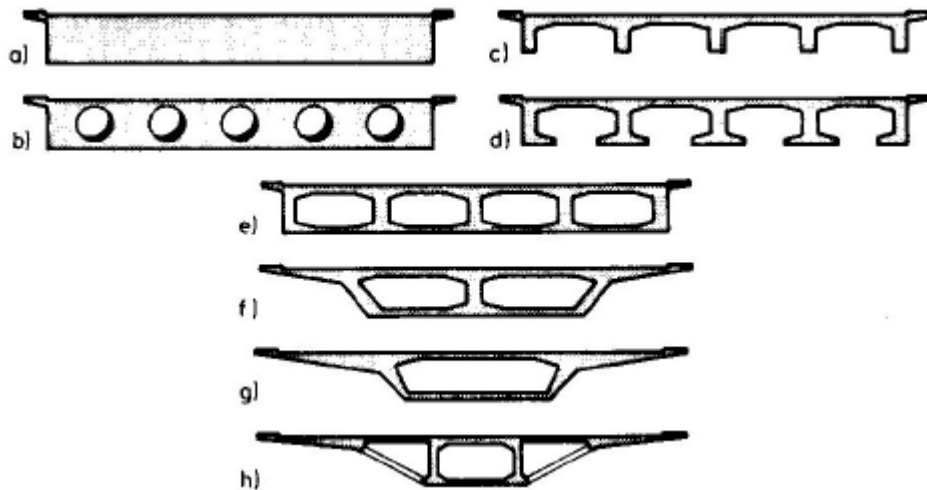
2.2.4 Seções celulares

São extensões da concepção de seções vazadas e possuem alto momento polar de inércia, conferindo rigidez elevada à torção com pequena taxa de massa. Tornam-se convenientes para vãos superiores a 40 metros (O'BRIEN e KEOGH, 1999).

Exigem altura suficiente para inspeção e recuperação, uma vez que são suscetíveis à ocorrência patologias internas à seção e não seriam vistas externamente. Na prática, surgiram muitos problemas com pessoas morando nesses locais, agravando as patologias.

Schlaich e Scheef (1982) expõem a evolução da concepção das seções transversais com redução de massa e ganhos na eficiência estrutural (FIG. 2.8).

Figura 2.8 – Evolução das seções transversais: (a) seção maciça; (b) seção vazada; (c) seção “T”; (d) seção “T” com alargamento da mesa inferior; (e) seção multicelular; (f) seção multicelular com redução de espessura nos balanços; (g) seção unicelular com redução de espessura nos balanços; (h) seção multicelular com maior eficiência estrutural.



Fonte: Schlaich e Scheef (1982)

Para se estudar a distribuição dos esforços ao longo da seção transversal nesse tipo de estrutura deve-se simular diferentes posições de carregamentos para que seja possível caracterizar os momentos fletores e de torção, esforços cortantes e axiais nas mesas e almas da seção celular. Schlaich e Scheef (1982) descrevem com maiores detalhes os locais que ocorrem os maiores esforços ao longo da seção transversal.

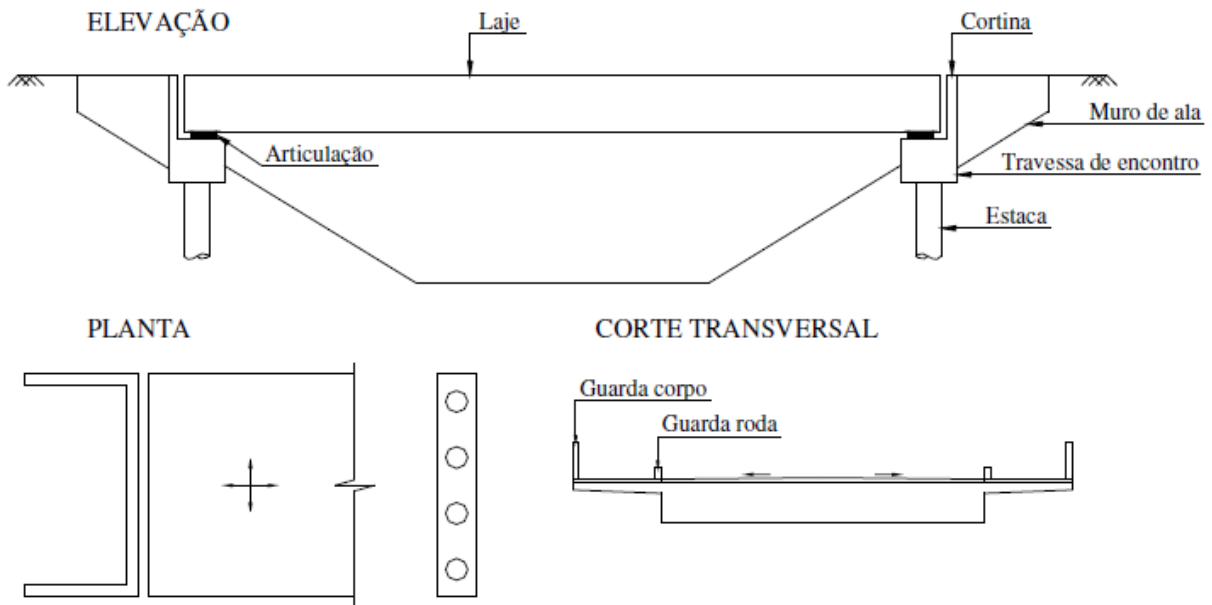
2.3 Sistemas estruturais

2.3.1 Pontes em laje

Em harmonia com Hambly (1991), a superestrutura de pontes em laje é composta por componentes estruturais contínuos em planos bidimensionais, onde as cargas aplicadas são suportadas por distribuições bidimensionais de forças cortantes, momentos fletores e

momentos de torção. Logo, os esforços são mais complexos que sistemas usuais de barras unidimensionais. A figura 2.9 ilustra como esse sistema é caracterizado usualmente.

Figura 2.9 – Ponte em laje com seção maciça.



Fonte: Stucchi (2006)

São sistemas que apresentam boa capacidade de redistribuição de esforços, podendo ser lajes contínuas ou biapoiadas, maciças ou vazadas. Em suma, irá apresentar as mesmas vantagens e desvantagens citadas para as seções transversais maciças e vazadas.

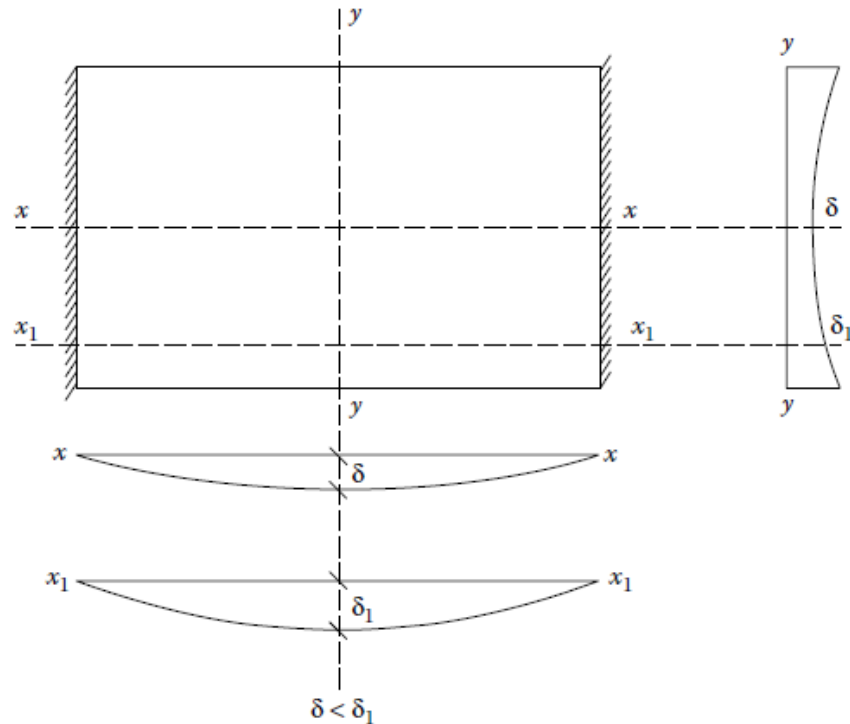
A análise dos esforços e deslocamentos costuma ser realizada por métodos analíticos simplificados ou aproximados por diferenças finitas, analogia de grelha, elementos finitos ou elementos de contorno.

As soluções analíticas são baseadas na teoria de placas ou cascas, sendo a primeira mais simples e reproduz bons resultados. A segunda é mais complexa e considera esforços horizontais no tabuleiro.

Nesse tipo de tabuleiro com apoios nas extremidades, a seção deforma nos sentidos ortogonais e longitudinais a depender da rigidez da seção, sendo os momentos fletores principais no sentido do tráfego, nos quais os esforços são transmitidos para os apoios diretamente através da rigidez da seção. Fu e Wang (2015) relatam que os momentos de torção devido às curvaturas em ambos os sentidos são de pequena intensidade e podem ser desprezados.

Os deslocamentos verticais ao longo da seção transversal para pontes em seções cheias costumam apresentar o formato ilustrado por Fu e Wang (2015), nos quais δ e δ_1 representam as flechas do tabuleiro nos pontos definidos pelas interseções dos cortes (FIG. 2.10).

Figura 2.10 – Deslocamentos típicos para seções maciças com apoios nas extremidades.



Fonte: Fu e Wang (2015)

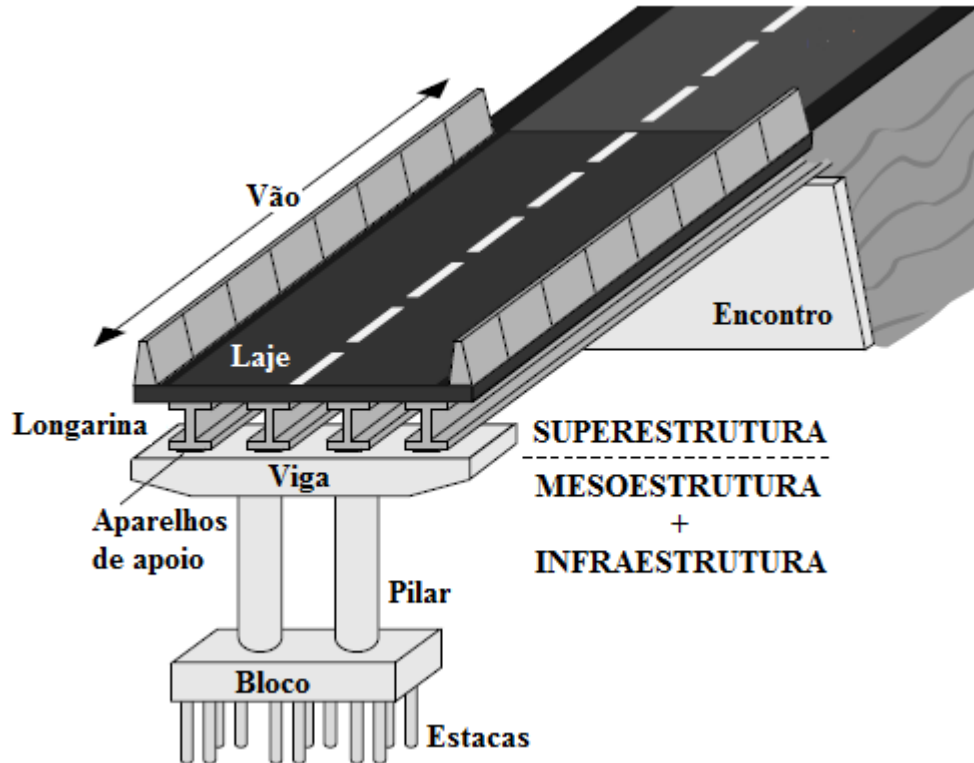
2.3.2 Pontes em viga

As pontes em viga constituem sistemas estruturais compostas por longarinas com ou sem transversinas servindo como suporte para lajes, que irão receber os carregamentos diretamente.

As longarinas se apoiam sobre os pilares sem transmissão de momentos fletores. Assim sendo, é comum o tratamento da análise estrutural separando a superestrutura da mesoestrutura, considerando os apoios indeformáveis.

A figura 2.11 exhibe os componentes de uma ponte em viga com vigas em seções “I”, indicando os aparelhos de apoio, vigas de travamento, longarinas, blocos de fundação, estacas, encontros e a separação entre superestrutura, mesoestrutura e infraestrutura.

Figura 2.11 – Componentes de uma ponte em viga com longarinas em seção “I”.



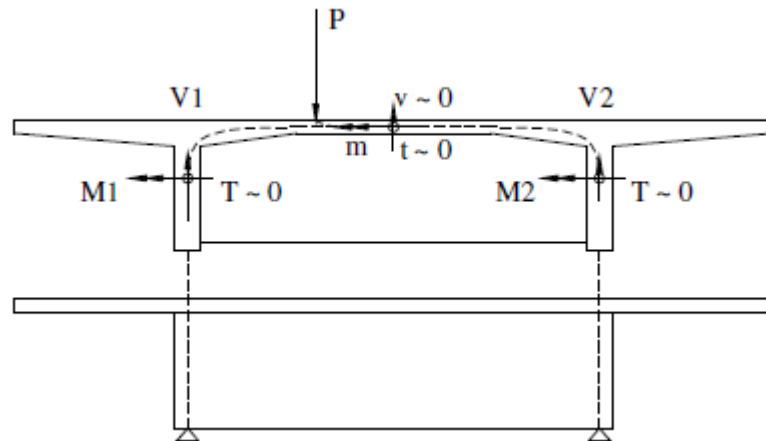
Fonte: adaptado de Lee e Sternberg (2015)

O dimensionamento dos esforços e deslocamentos das longarinas pode ser realizado analiticamente ou numericamente pela teoria de vigas, acrescidas pelos métodos das forças ou deslocamentos para estruturas hiperestáticas. Em análises numéricas é uma prática geral discretizar as lajes e vigas como elementos de barras, formando grelhas, ou utilizar soluções em elementos finitos para o tabuleiro.

Analiticamente é usual o emprego de linhas de influência criadas a partir do estudo da variabilidade gerada pela carga móvel ao longo da seção transversal nos esforços das longarinas. Segundo Abreu e Aguiar (2016), uma linha de influência representa a variação de um determinado efeito elástico, em uma seção de uma estrutura reticulada, devido a uma força vertical orientada para baixo e unitária que percorre toda a estrutura.

Stucchi (2006) ilustra um caso de pontes com duas longarinas consideradas indeslocáveis e travadas por TI, no qual será calculada a linha de influência para uma das vigas, porém o resultado pode ser extrapolado para a outra espelhando-a (FIG. 2.12).

Figura 2.12 – Seção transversal e transporte de cargas.



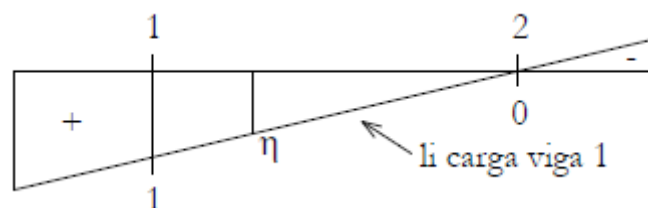
Fonte: Stucchi (2006)

Os parâmetros da figura 13 são definidos como:

- $M1$ e $M2$ = Momentos fletores nas vigas 1 e 2 respectivamente;
- $V1$ e $V2$ = Esforços cortantes nas vigas 1 e 2 respectivamente;
- T = Momentos de torção nas vigas, adotados como nulos;
- m , v e t = Momento fletor, esforço cortante e momento de torção na laje;
- P = Carga móvel concentrada.

A carga P tende a aumentar ou diminuir os esforços cortantes e momentos fletores nas vigas, a depender de onde esteja posicionada ao longo da seção transversal, criando assim uma linha de influência (li) determinada pelo parâmetro η (FIG. 2.13).

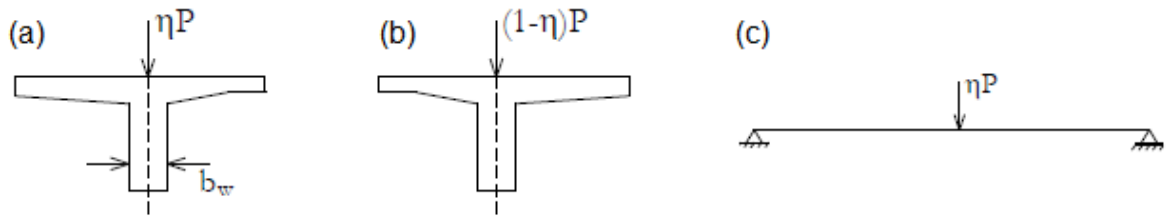
Figura 2.13 – Linha de influência da carga P para as reações na viga 1.



Fonte: Stucchi (2006)

Logo, é possível calcular os esforços para cada longarina de forma simplificada, utilizando-se a carga equivalente que é avaliada em ambas as vigas a partir do parâmetro η que é encontrado locomovendo a carga P ao longo da seção transversal (FIG. 2.14).

Figura 2.14 – Cargas equivalentes na viga 1 (a) e na viga 2 (b) e sistema longitudinal para análise dos esforços para a viga 1 (c).



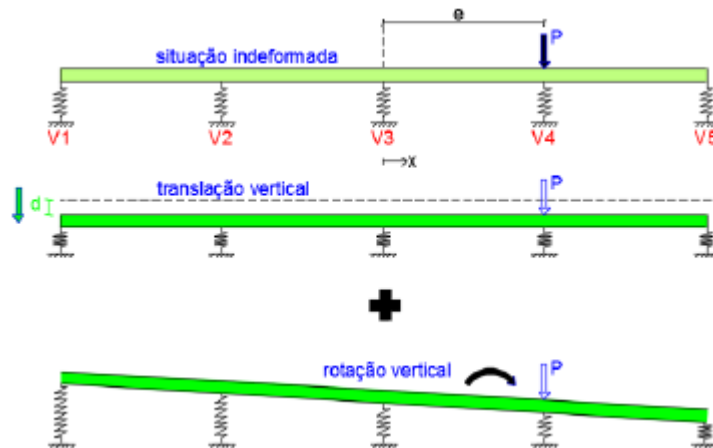
Fonte: Stucchi (2006)

Apesar de Stucchi (2006) expor um método para obtenção das parcelas de carregamento correspondente à cada uma das longarinas devido à uma carga P , estas podem apresentar flechas consideráveis, tornando os resultados menos exatos. Logo, existem alguns métodos simplificados que consideram os deslocamentos verticais das longarinas, dentre eles:

- método de Engesser-Courbon;
- método de Leonhardt;
- método de Guyon-Massonet-Bares.

O método de Engesser-Courbon trata as transversinas com rigidez infinita, tornando as deformações da seção transversal desprezíveis. Segundo Rebouças *et al.* (2016), isso fez com que o comportamento mecânico do conjunto à flexão transversal, na região das transversinas, ficasse semelhante ao de uma viga deslocando como corpo rígido sob apoios elásticos. Essa consideração foi criada devido às pequenas deformações elásticas do tabuleiro quando comparadas as das longarinas (FIG. 2.15).

Figura 2.15 – Deslocamento de corpo rígido da seção com cinco longarinas.



Fonte: Rebouças *et al.* (2016)

As restrições na geometria da seção transversal para aplicação do modelo são citadas por Stucchi (2006):

- a) a largura da seção transversal é menor que metade do vão;
- b) a altura das transversinas é da mesma ordem de grandeza daquela das longarinas;
- c) as espessuras das longarinas e das lajes são pequenas.

Além disso, adotam-se as mesmas hipóteses simplificadoras relativas a teoria de vigas e de acordo com Alves *et al.* (2004):

- a) as longarinas são paralelas, ligadas entre si perpendicularmente, por transversinas e possuem inércia constante;
- b) as transversinas estão simplesmente apoiadas nas longarinas e admite-se que estas possuem rigidez infinita à flexão, desprezando-se suas deformações em relação às das longarinas;
- c) desprezam-se os efeitos de torção.

Assim sendo, obtém-se as reações de apoio para cada longarina a partir da seguinte formulação:

$$R_i = \frac{P}{n} \left[1 + 6 \frac{2i - (n + 1)}{n^2 - 1} \frac{e}{\varepsilon} \right] \quad (2.1)$$

Onde:

R_i = Reação de apoio da longarina i ;

P = Carga atuante na seção transversal com transversina;

n = Número de longarinas;

e = Excentricidade horizontal da carga P em relação ao baricentro da seção transversal;

ε = Distância entre eixos das longarinas, consideradas como igualmente espaçadas.

Por fim, obtém-se o coeficiente de repartição transversal de cada longarina a partir da consideração de que P é uma carga unitária, ou seja, esse valor é uma parcela da totalidade da carga P que é absorvida individualmente.

$$r_{ie} = \frac{1}{n} \left[1 + 6 \frac{2i - (n + 1)}{n^2 - 1} \frac{e}{\varepsilon} \right] \quad (2.2)$$

Onde:

r_{ie} = Coeficiente de repartição transversal da longarina i ;

Em harmonia com Rebouças *et al.* (2016), o método desenvolvido pelo alemão Leonhardt nas décadas de 40 e 50 é considerado bastante prático e de tratamento matemático relativamente simples. Nele, considera-se a flexibilidade das transversinas, ou seja, não existe a consideração de que o tabuleiro é indeformável.

Segundo Neto (2015), Leonhardt estuda o efeito de grelha aplicando a teoria das deformações elásticas considerando apenas uma transversina central e supondo as longarinas com momento de inércia constante e simplesmente apoiadas nos extremos.

Assim como o método anterior, as simplificações da teoria de vigas também são válidas com os seguintes acréscimos, segundo Alves *et al.* (2004):

- a) todas as transversinas do tabuleiro são representadas por uma única transversina fictícia, apoiada no meio dos vãos das diversas longarinas;
- b) esta transversina fictícia é considerada como simplesmente apoiada nas longarinas;
- c) desprezam-se os efeitos de torção.

O cálculo da inércia equivalente da transversina central é realizado a partir da equação:

$$I_{eq,t} = K I_t \quad (2.3)$$

Onde:

$I_{eq,t}$ = Momento de inércia equivalente da transversina central;

I_t = Momento de inércia da transversina central;

K = Coeficiente de majoração do momento de inércia da transversina central.

Sendo o coeficiente K definido de acordo com o quadro 2.1:

Quadro 2.1: Coeficiente de majoração do momento inércia da transversina central.

Cálculo do coeficiente K	
Nº de transversinas	Coeficiente K
1 ou 2	1
3 ou 4	1,6
5 ou mais	2,0

Fonte: adaptado de Neto (2015)

Logo, determina-se o grau de rigidez da grelha. Este é um parâmetro que verifica a eficiência do conjunto de TI na distribuição transversal dos carregamentos, ou seja, quanto maior o grau, maior é a distribuição de cargas.

$$\zeta = \frac{I_l}{I_{eq,t}} \left(\frac{L}{2\varepsilon} \right)^3 \quad (2.4)$$

Onde:

ζ = Grau de rigidez da grelha;

I_l = Momento de inércia das longarinas;

L = Tamanho do vão das longarinas, consideradas como simplesmente apoiadas.

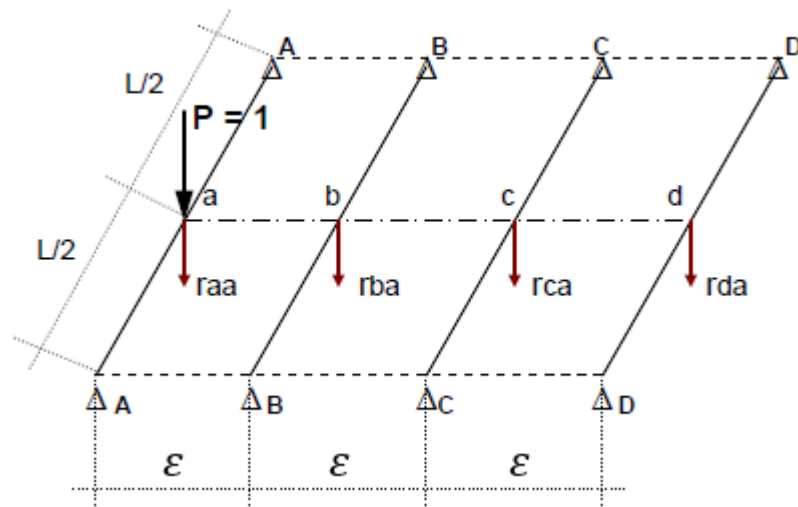
Para Neto (2015), ainda existem considerações a serem feitas para alguns casos:

- a) quando a viga principal tem momento de inércia variável, o cálculo dos coeficientes de distribuição deve ser feito diretamente pelo processo de grelhas, porém de modo aproximado, o problema poderá ser resolvido multiplicando-se o momento de inércia no centro da viga por coeficientes ψ_c e ψ_v ;
- b) se existirem mais de duas TI, substituem-se estas por uma só transversina virtual com momento de inércia majorado pelo coeficiente K ;
- c) para as vigas contínuas com momento de inércia constante, pode-se utilizar fatores dados em tabelas, permitindo, assim, corrigir os momentos de inércia da viga real, para efeito do uso das tabelas de coeficientes de distribuição;
- d) algumas tabelas não podem ser usadas para casos com longarinas externas mais reforçadas, sendo neste caso necessário utilizar dados fornecidos por Leonhardt.

A partir do grau de rigidez da grelha, obtém-se os coeficientes de repartição transversal do tabuleiro. Nos quais, são designados por r_{nk} , em que o índice n indica a longarina que se está avaliando e k o ponto onde está sendo aplicada carga unitária. Uma vez obtidos os valores dos coeficientes r_{nk} , as linhas de influência e os esforços são obtidos de forma análoga ao método de Engesser-Courbon.

A figura 2.16 apresenta um exemplo de aplicação do método para uma ponte com quatro longarinas pelo método de Leonhardt.

Figura 2.16 – Exemplo de aplicação do método de Leonhardt.



Fonte: adaptado de Neto (2015)

Estando a carga P no ponta a :

r_{aa} = Quinhão de P no ponta a que solicita a longarina A ;

r_{ba} = Quinhão de P no ponto a que solicita a longarina B ;

r_{ca} = Quinhão de P no ponto a que solicita a longarina C ;

r_{da} = Quinhão de P no ponto a que solicita a longarina D .

Por equilíbrio de forças, sabe-se que:

$$r_{aa} + r_{ba} + r_{ca} + r_{da} = 1 \quad (2.5)$$

O método de Guyon-Massonet-Barres difere dos apresentados pela consideração da torção nas vigas e por tratar o sistema contínuo como uma placa ortotrópica. Em harmonia com *Alves et al.* (2004), são admitidas as hipóteses:

- a) a espessura da placa é constante e pequena em relação às demais dimensões;
- b) as deformações são puramente elásticas, obedecem a lei de Hooke e os deslocamentos são pequenos em relação à espessura da laje;
- c) pontos alinhados segundo uma normal à superfície média da laje indeformada encontram-se também linearmente dispostos em uma normal à superfície média na configuração deformada;
- d) pontos situados na superfície média da laje deslocam-se somente normalmente à mesma;

- e) em relação ao material, admite-se que as propriedades elásticas sejam constantes, podendo ser diferentes nas duas direções ortogonais.

Considera-se que o espaçamento entre longarinas e transversinas são suficientemente pequenos para que o sistema se assemelhe a uma placa. Assim sendo, o tabuleiro composto por laje, longarinas e transversinas é substituído por uma placa ortotrópica equivalente (FIG. 2.17). Além disso, admite-se que qualquer distribuição de carregamento ao longo do sistema equivalente seja aproximada por meio da expressão:

$$p(x) = p \operatorname{sen}\left(\frac{\pi x}{L}\right) \quad (2.6)$$

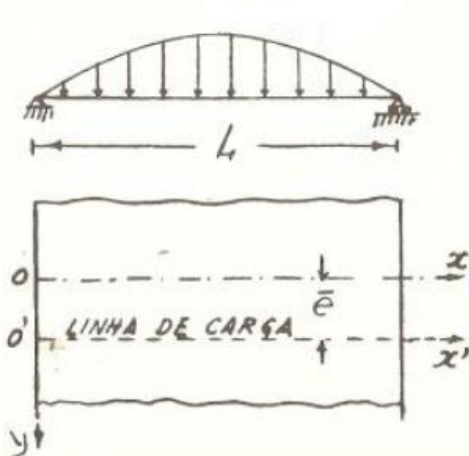
Onde:

$p(x)$ = Função senoidal do carregamento distribuído;

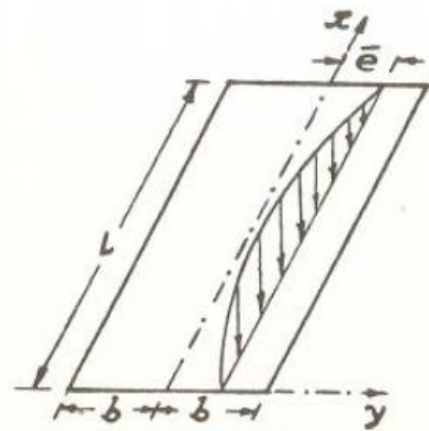
p = Valor máximo do carregamento distribuído;

x = Distância longitudinal, partindo de uma borda.

Figura 2.17 – Simplificação do carregamento distribuído para tabuleiros com larguras infinita e finita.



Tabuleiro de largura infinita



Tabuleiro de dimensões finitas

Fonte: adaptado de San Martin (1981) *apud* Rebouças *et al.* (2015)

Fazendo-se uso dessas considerações, logra-se a formulação de superfície elástica para uma placa ortotrópica equivalente:

$$\rho_x \frac{\partial^4 w(x, y)}{\partial x^4} + 2 \varphi \sqrt{\rho_x \rho_y} \frac{\partial^4 w(x, y)}{\partial x^2 \partial y^2} + \rho_y \frac{\partial^4 w(x, y)}{\partial y^4} = p(x, y) \quad (2.7)$$

Sendo:

ρ_x = Rigidez à flexão das longarinas;

ρ_y = Rigidez à flexão das transversinas;

φ = Parâmetro de torção;

$w(x, y)$ = Flecha elástica.

Os parâmetros podem ser obtidos a partir das equações:

$$\rho_x = \frac{E I_l}{L} \quad (2.8)$$

$$\rho_y = \frac{E I_t}{L_t} \quad (2.9)$$

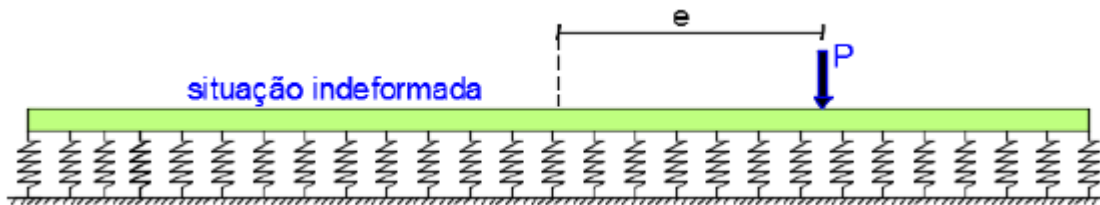
$$\varphi = \frac{\rho_x + \rho_y}{2 \sqrt{\rho_x \rho_y}} \quad (2.10)$$

Onde:

L_t = Comprimento das transversinas;

Os autores utilizaram uma carga P para simular a carga linear senoidal e consideraram a premissa de muitas longarinas, propondo, assim, a solução do sistema análogo a uma viga apoiada sobre base elástica (FIG. 2.18).

Figura 2.18 – Transversina sobre base elástica.



Fonte: Rebouças *et al.* (2016)

Obtendo-se a equação:

$$\frac{d^4 y}{d^4 x} + \frac{\rho_x}{\rho_y} \frac{\pi}{L^4} v(y) = 0 \quad (2.11)$$

Sendo:

$v(y)$ = Função do deslocamento vertical da viga.

Observa-se que a solução do sistema com uma viga apoiada sobre elástica com uma carga concentrada é semelhante à de uma viga simplesmente apoiada sobre base elástica com módulo de recalque (μ_o):

$$\mu_o = \frac{\rho_x}{\rho_y} \frac{\pi}{L^4} \quad (2.12)$$

Logo, calculam-se os índices de repartição transversal (χ_φ) a partir da solução da equação da superfície elástica da placa ortotrópica equivalente, utilizando tabelas propostas pelos autores. Para isso, determinam-se os parâmetros:

- a) Coeficiente de travejamento (θ), definido a seguir:

$$\theta = \frac{b}{L} \sqrt[4]{\frac{\rho_x}{\rho_y}} \quad (2.13)$$

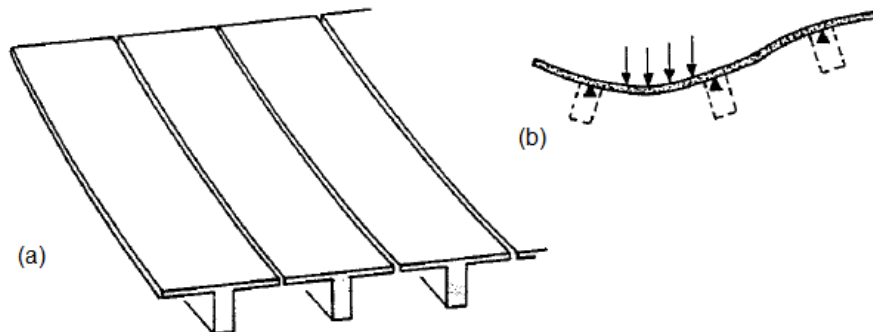
- b) Parâmetro de torção (φ), definido na equação (1.10);
 c) Posição da carga, definido por sua excentricidade (e);
 d) Posição da viga que se quer conseguir os índices de repartição transversal.

Enfim, com os valores dos coeficientes de distribuição de cargas, pode-se traçar as linhas de influência e, assim, determinar os esforços e deslocamentos correspondentes.

Além desses métodos, existem outros como: (a) método de Homberg-Trenks e (b) Fauchart. Descritos em Alves et al. (2004) e Stucchi (2006) respectivamente.

Para pontes em viga sem TI, Hambly (1991) sugere a análise dos esforços e deslocamentos longitudinais a partir de simples combinações de vigas, considerando parte da laje como elemento da viga, atuando como mesas superiores da viga (FIG. 2.19a).

Figura 2.19 – Análise estrutural de pontes em viga: (a) tratamento do tabuleiro como sendo diversas vigas isoladas; (b) deslocamentos transversais da seção considerando vigas contínuas.

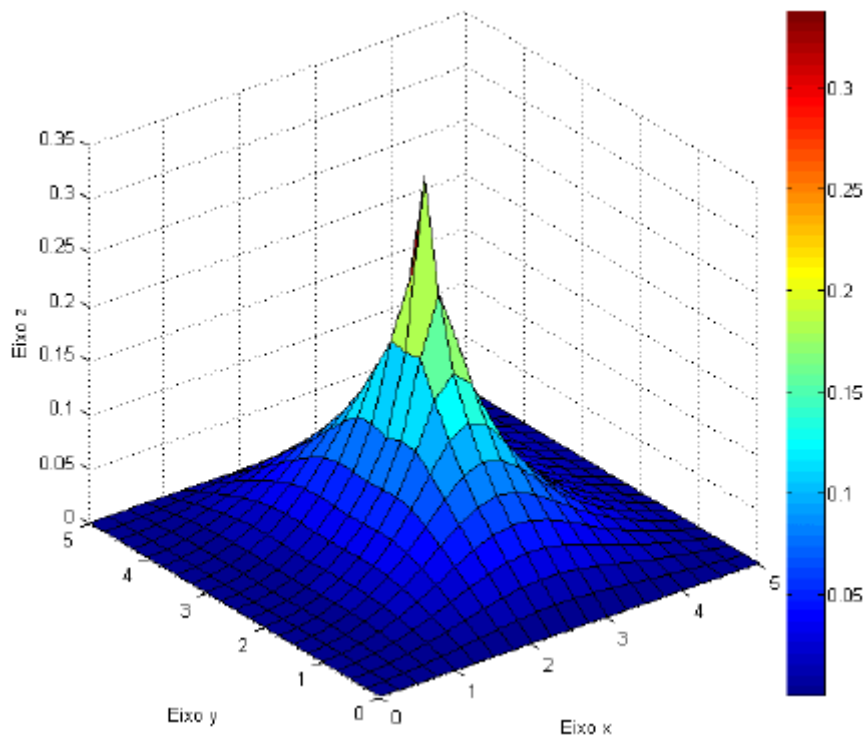


Fonte: Hambly (1991)

Verificam-se que há cuidados necessários para se estudar os deslocamentos transversais nas vigas, visto que se geram rotações que não são determinadas quando se considera a teoria de vigas planas (FIG. 2.19b).

Para se obter soluções mais exatas, adota-se a solução com superfícies de influência, que de acordo com Souza e Cunha (1998) *apud* Abreu e Aguiar (2016) é uma extensão do procedimento com linhas de influência para estruturas bidimensionais. Sendo o valor da ordenada de um ponto na superfície representativo do efeito elástico produzido na seção de observação devido a uma carga unitária orientada na vertical e para baixo aplicada sobre o ponto da ordenada na estrutura (FIG. 2.20).

Figura 2.20 – Exemplo de superfície de influência.



Fonte: Abreu e Aguiar (2016)

A obtenção de um esforço elástico através de uma superfície de influência pode ser realizada com a solução da equação:

$$E_s = \sum_{i=1}^n q_i Vol_i + \sum_{i=1}^n p_i A_i + \sum_{i=1}^n P_i W_i \quad (2.14)$$

Onde:

q_i = Intensidade do carregamento distribuído em área;

Vol_i = Volume da superfície de influência pelo carregamento distribuído na área em questão;

p_i = Intensidade do carregamento distribuído em linha;

A_i = Área da superfície de influência delimitada pelo carregamento distribuído linear em questão;

P_i = Intensidade da força concentrada;

W_i = Ordenada da superfície de influência no ponto de aplicação de P_i .

Ao final, o uso de superfícies de influências é viável apenas numericamente por se tratar de formulações extensas e complexas.

Uma vez obtidas as linhas de influência ou superfícies de influência, o trabalho direciona-se as soluções das equações analíticas da teoria de vigas e placas ou numéricas considerando pórticos, grelhas, elementos finitos ou elementos de contorno. A fim de se lograr as envoltórias dos esforços, deslocamentos, tensões e deformações da estrutura.

2.3.3 Pontes em pórtico

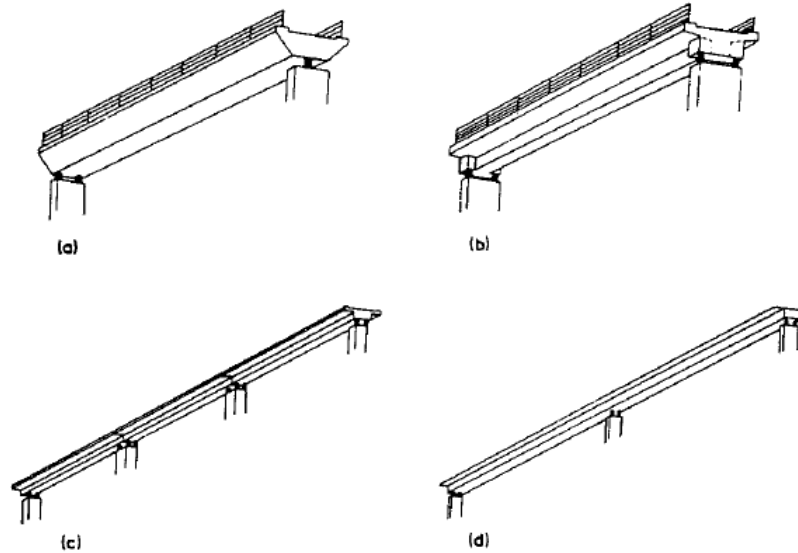
As pontes em pórtico diferenciam-se das pontes em laje e em viga por apresentar ligações rígidas ou semi-rígidas entre as partes do tabuleiro e dos pilares ou paredes dos encontros.

Leonardt (1979) explica que a extremidade da viga é engastada, com isso uma parcela do momento é diminuída pelo momento negativo do engastamento, o que conduz à redução da altura necessária do vão. É comum o uso desse tipo de sistema estrutural em pontes com tramo único.

O método de análise estrutural para esse sistema deve integrar os pilares com a superestrutura, fazendo com que modelos de grelha já não sejam viáveis. Para tanto, seriam necessários modelos de pórticos, associação pórtico-grelha ou o método dos elementos finitos. O cálculo das linhas de influência emprega os métodos abordados no tópico sobre pontes em viga.

O sistema estrutural da superestrutura pode ser contínuo ou simplesmente apoiado nos pilares, sendo estaticamente determinado para momentos fletores e de torção (FIG. 2.21a), determinado apenas para momentos fletores (FIG. 2.21b e 2.21c) e indeterminado para ambos (FIG. 2.21d).

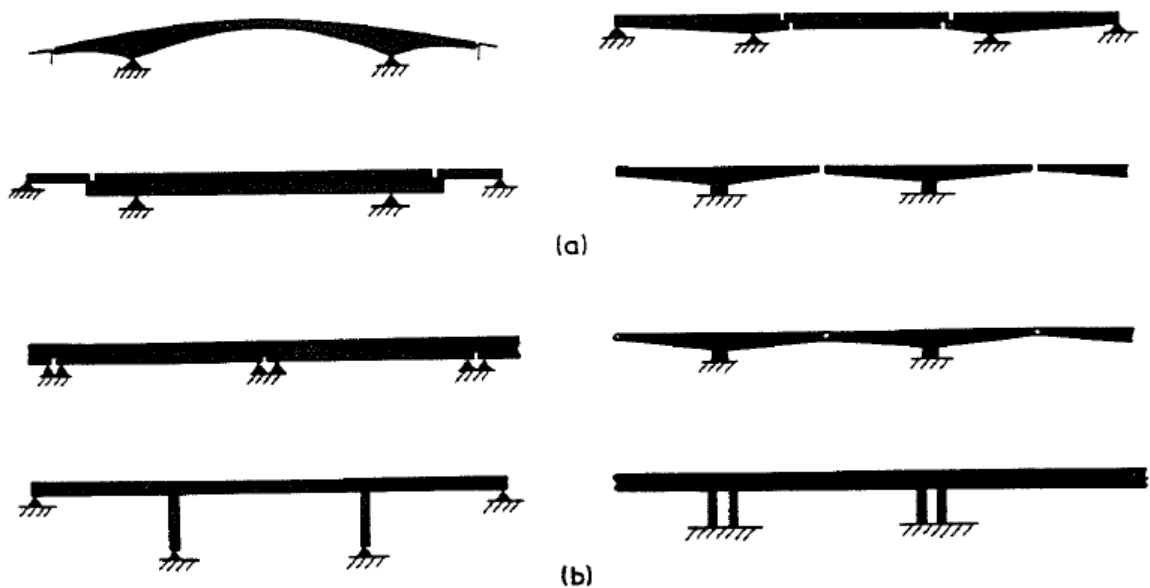
Figura 2.21 – Variabilidade do grau de determinação estática a partir dos vínculos e continuidade dos tramos: (a) tabuleiro simplesmente apoiado e determinado estaticamente para momentos fletores e de torção; (b) tabuleiro simplesmente apoiado e determinado estaticamente para momentos fletores; (c) múltiplos tramos simplesmente apoiados e determinados estaticamente para momentos fletores; (d) múltiplos tramos contínuos e indeterminados estaticamente.



Fonte: Hambly (1991)

O grau de indeterminação estático ainda pode variar a depender das vinculações dos pilares com os elementos de fundação e entre longarinas conforme ilustra Hambly (1991).

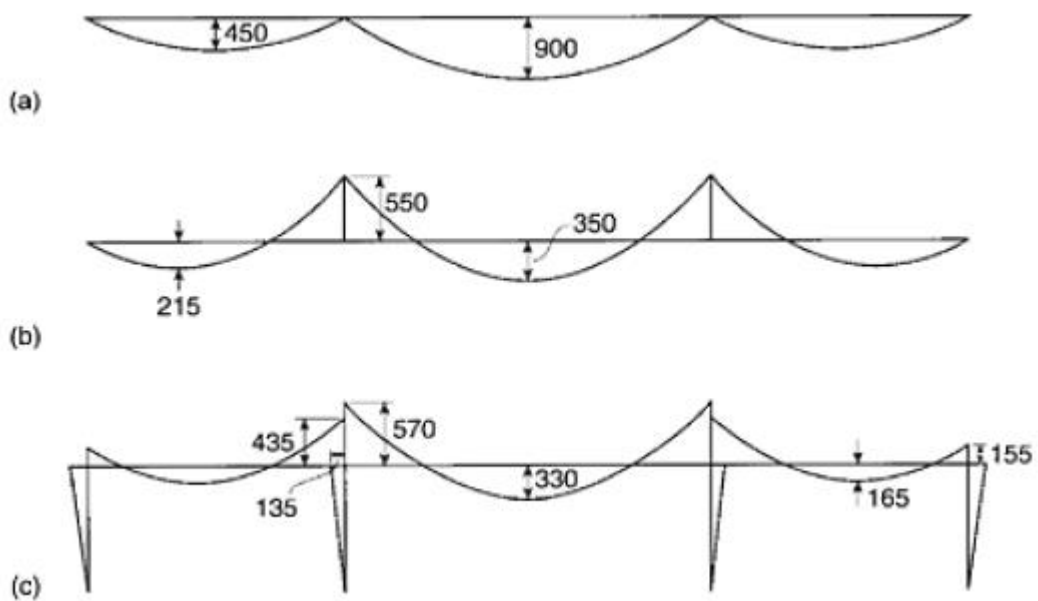
Figura 2.22 – Variabilidade do grau de determinação estática a partir dos vínculos entre longarinas-longarinas, longarinas-pilares e pilares-fundações e continuidade dos tramos: (a) estrutura determinada estaticamente; (b) estrutura indeterminada estaticamente.



Fonte: Hambly (1991)

O'Brien e Keogh (1999) ilustram casos típicos de distribuições de momentos fletores para pontes em viga ou laje que podem apresentar rótulas (FIG. 2.23a), continuidades (FIG. 2.23b) entre tabuleiros e continuidades com pilares e encontros (FIG. 2.23c). Podendo ser interpretados como casos usuais de tabuleiros pré-moldados quando são simplesmente apoiados nos pilares e moldados no local quando possuem ligações monolíticas e contínuas com os pilares e/ou encontros.

Figura 2.23 – Típica distribuição de momentos fletores para pontes em laje ou viga: (a) tabuleiros simplesmente apoiados; (b) tabuleiros contínuos nos apoios intermediários; (c) tabuleiros com ligações rígidas nos apoios.

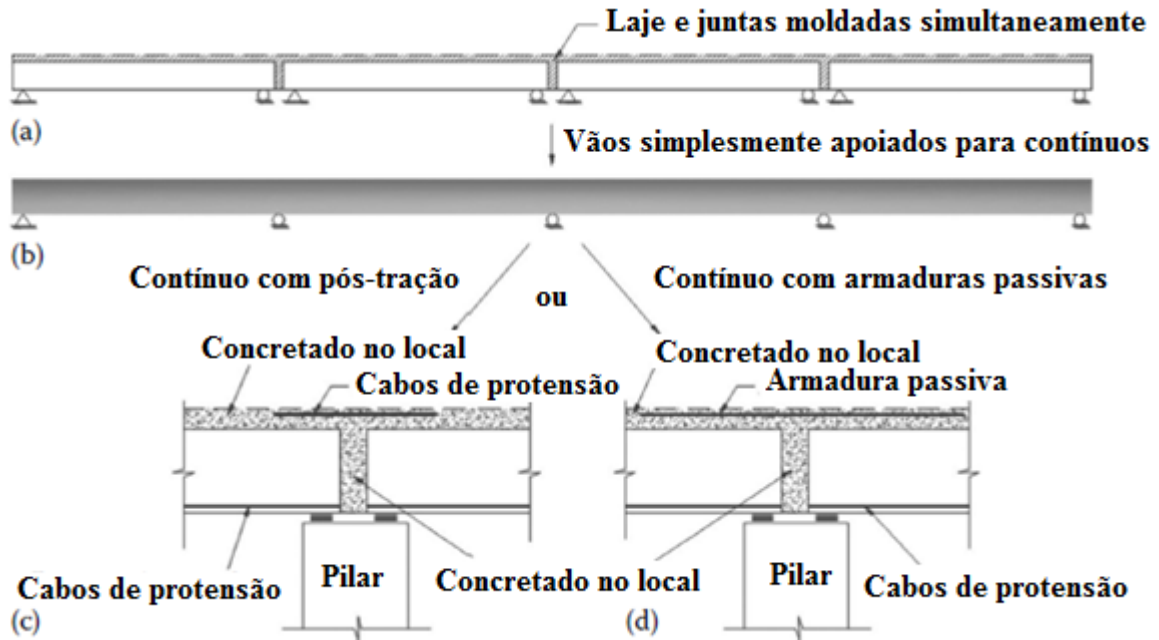


Fonte: O'Brien e Keogh (1999)

As ligações devem ser executadas para que o desempenho real seja compatível com as vinculações utilizadas no modelo de cálculo, sendo comum o uso de aparelhos de apoio para desvincular o tabuleiro dos pilares e o emprego de concretagens posteriores entre vigas pré-moldadas para que se tenha ou não continuidades nas transmissões de esforços entre vãos.

Fu e Wang (2015) apresentam casos com lajes e juntas moldadas simultaneamente (FIG. 2.24a) para tabuleiros sem continuidade nos apoios, vãos contínuos sem juntas (FIG. 2.24b) e com a ligação no apoio realizada por cabos de protensão (FIG. 2.24c) ou por armaduras passivas (FIG. 2.24d)

Figura 2.24 – Ligações e vinculações típicas em pontes em laje ou viga: (a) tabuleiros simplesmente apoiados; (b) tabuleiros contínuos; (c) tabuleiros contínuos com uso de armaduras ativas; (d) tabuleiros contínuos com o uso de armaduras passivas.



Fonte: adaptado de Fu e Wang (2015)

2.4 Teorias analíticas

Para se projetar com segurança é imprescindível o conhecimento do projetista pelas ferramentas de análise estrutural dos componentes do sistema estrutural. Nos tópicos seguintes, apresentam-se as formulações que envolvem a análise de vigas, placas e cascas partindo da teoria da elasticidade linear até os modelos numéricos como a teoria de pórticos, grelhas e o método dos elementos finitos que são utilizados no dia a dia de escritórios de projetos estruturais.

2.4.1 Teoria da elasticidade linear

Os métodos de análise estrutural aqui descritos são derivados da teoria da elasticidade linear, no qual o material é considerado contínuo. Segundo Lai (2010), a teoria do contínuo define a matéria como sendo indefinidamente divisível, considerando o volume infinitesimal como uma partícula do contínuo, possuindo partículas em toda vizinhança sem vazios.

Atkin e Fox (1980) apontam que no contínuo o comportamento microscópico do corpo é desprezado e se analisa apenas o comportamento macroscópico, sendo o material

continuamente distribuído ao longo do volume do material no espaço em qualquer instante de tempo.

A teoria apresenta como restrição que os materiais apresentem comportamentos isotrópicos, elásticos, lineares e homogêneos:

- a) comportamento isotrópico: apresenta as mesmas propriedades físicas, independentemente da direção considerada, ou seja, independente da direção das tensões, as respostas serão as mesmas;
- b) comportamento elástico: sofre deformações elásticas quando se encontra sujeito à ação de forças e recupera a forma original se estas forem eliminadas;
- c) comportamento linear: a deformação é diretamente proporcional à tensão aplicada, ou seja, a relação é linear entre carregamento e deformação;
- d) comportamento homogêneo: apresenta a mesma propriedade física em todos os pontos materiais.

Diversos materiais como o concreto apresentam comportamento não-linear após excedida a tensão limite de proporcionalidade, sendo imprescindível nestes casos a aplicação de teorias mais complexas para se conquistar resultados mais realísticos. A NBR 6118 (2014) contém métodos simplificados para previsões de flechas e reduções de rigidez em condições limites de tensões para estruturas de concreto.

Além das restrições dos materiais, algumas hipóteses são estabelecidas:

- a) o corpo irá apresentar pequenos deslocamentos e deformações;
- b) a imposição do equilíbrio será na configuração indeformada do corpo;
- c) o carregamento será quase-estático, ou seja, será aplicado com velocidade constante e aceleração aproximadamente nula;
- d) os efeitos do tempo no comportamento do sólido são desprezados.

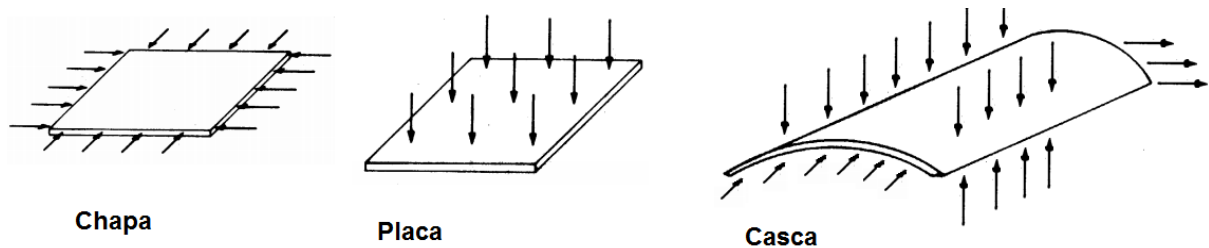
2.4.2 Teoria de Kirchhoff para placas e cascas

As placas são unidades planas que apresentam carregamentos externos perpendiculares à superfície do plano, apresentando os momentos fletores e esforços cortantes como principais agentes da introdução de esforços ao longo do elemento.

As chapas também são componentes planos, mas os carregamentos atuam paralelamente à superfície média do plano, onde surgem apenas esforços e deformações axiais ao longo do corpo sólido.

As cascas são estruturas laminares cuja a superfície média não é plana, podem possuir carregamentos externos distribuídos ou concentrados em qualquer sentido. Desta forma, os esforços internos solicitantes não são regidos por carregamentos em sentidos específicos.

Figura 2.25 – Definição de chapas, placas e cascas.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

2.4.2.1 Restrições gerais

As hipóteses básicas admitidas para ambas as teorias são:

- o material apresenta comportamento homogêneo, isotrópico e elástico linear (lei de Hooke);
- aplica-se o princípio da superposição dos efeitos;
- a estrutura trabalha em regime de pequenos deslocamentos e rotações;
- as cargas são quase estáticas aplicadas na superfície média;
- a placa ou casca é fina (Equação 2.15);
- as tensões normais que atuam perpendicularmente à superfície média podem ser desprezadas (Equação 2.16);
- o plano médio da placa ou casca é inextensível (Equações 2.17 e 2.18);
- seguem às hipóteses de Navier-Bernoulli para vigas, onde a seção transversal permanece plana após a deformação (Equações 2.19 à 2.21).

$$\frac{L}{h} \geq 20 \quad (2.15)$$

Onde:

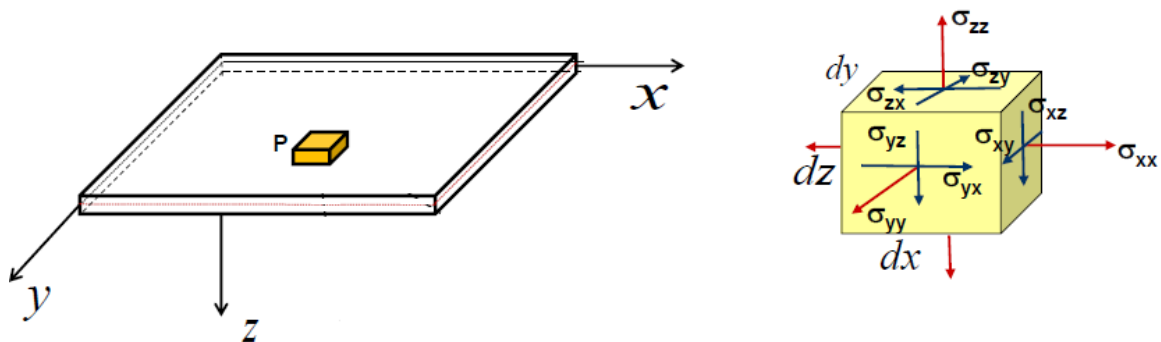
L = Comprimento do menor vão;

h = Espessura da placa ou casca.

2.4.2.2 Teoria de placas

Além das hipóteses básicas mencionadas, desprezam-se carregamentos externos que não sejam perpendiculares a superfície média do plano, pois considera-se que a placa suporta apenas momentos fletores e forças transversais, desprezando o efeito de membrana. Para o sistema de coordenadas descrito na figura 2.26, têm-se:

Figura 2.26 – Eixos globais da placa e direções das tensões de um ponto material.



Fonte: Marques (2014)

$$\sigma_{zz} \cong 0 \quad (2.16)$$

$$\varepsilon_{xx}^0 = 0 \quad (2.17)$$

$$\varepsilon_{yy}^0 = 0 \quad (2.18)$$

$$\varepsilon_{zz} = 0 \quad (2.19)$$

$$\gamma_{xz} = 0 \quad (2.20)$$

$$\gamma_{yz} = 0 \quad (2.21)$$

A partir de equações de equilíbrio de forças e momentos (HAMBLY, 1991), deduz-se a equação de Lagrange.

$$\frac{\partial^4 w(x, y)}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w(x, y)}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w(x, y)}{\partial y^4} = \frac{q}{D} \quad (2.22)$$

Onde:

$w(x, y)$ = Equação da linha elástica da superfície média, dependente de x e y ;

q = Carga externa perpendicular aplicada ao plano média da placa;

D = Rigidez à flexão das placas com espessura constante (Equação 2.23).

$$D = \frac{E h^3}{12(1 - \nu^2)} \quad (2.23)$$

Onde:

E = Módulo de elasticidade do material;

ν = Coeficiente de Poisson do material.

Os demais esforços são calculados em função da linha elástica.

$$Q_x = -D \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \quad (2.24)$$

$$Q_y = -D \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \quad (2.25)$$

$$M_x = -D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \quad (2.26)$$

$$M_y = -D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) \quad (2.27)$$

$$M_{xy} = -D(1 - \nu) \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \quad (2.28)$$

Onde:

Q_x = Esforço cortante ao longo do eixo x ;

Q_y = Esforço cortante ao longo do eixo y ;

M_x = Momento fletor em torno do eixo x ;

M_y = Momento fletor em torno do eixo y ;

M_{xy} = Momento de torção.

A solução analítica da equação de Lagrange é bastante complicada, restringindo a aplicabilidade da teoria para casos com geometrias e vinculações simples. Utilizam-se métodos estudados por outros autores para soluções de casos específicos, dentre eles destaca-se a solução de Navier através de séries duplas de Fourier descrito por Ventsel e Krauthammer (2001). Em síntese, para placas retangulares e articuladas nas extremidades submetidas à carregamentos que variam em função de x e y , a solução é dada por:

$$w(x, y) = \frac{1}{D \pi^4} \sum_{n=1}^N \frac{q(x, y)}{\left(\frac{m^2}{a^2} + \frac{n^2}{b^2}\right)^2} \sin\left(\frac{m \pi x}{a}\right) \cos\left(\frac{n \pi x}{b}\right) \quad (2.29)$$

Onde:

a = Largura da placa;

b = Comprimento da placa.

Em situações que o carregamento não for constante, pode-se transformar a função em uma série de Fourier e substituir os termos nas equações 2.22 ou 2.29.

Para os métodos analíticos aproximados baseados na teoria da elasticidade para carregamentos distribuídos uniformemente, destacam-se as tabelas de Bares, Czerny, Marcus, entre outras. Para estruturas de pontes submetidas à carregamentos móveis concentrados, aplicam-se as tabelas de Rüsçh.

2.4.2.3 Teoria de cascas

As equações que relacionam os carregamentos externos e condições de contorno com os esforços internos solicitantes são definidos a partir de formas geométricas definidas, existindo diversas soluções para casos diversos.

A análise dos esforços é dividida em dois tipos:

- a) teoria de membrana: em determinadas condições de carregamentos e contorno, as resultantes dos momentos fletores e de torção são desprezadas, sendo uma analogia a membranas que são componentes que não suportam momentos conforme cita Ventsel e Krauthammer (2001), aplica-se em elementos de chapas;
- b) teoria de flexão: é uma teoria que complementa a teoria de membrana, desconsiderando os carregamentos externos e aplicando cargas fictícias aos apoios, possibilitando a determinação de deflexões e rotações, aplica-se em elementos de placas.

Em geral, as cascas são definidas geometricamente para que os esforços axiais sejam predominantes, sendo bem atendido pela teoria de membrana, mas é usual as ligações restringirem rotações e deslocamentos, gerando esforços cortantes, momentos fletores e de torção que tendem a se dissipar rapidamente ao longo da superfície.

2.4.3 Teoria de flexão em vigas

A teoria de vigas é uma simplificação da teoria de placas de Kirchhoff acrescidas as seguintes restrições:

- a) as dimensões da seção transversal são desprezíveis comparadas ao comprimento da peça (Equação 2.30);
- b) é considerado um estado de plano de tensão.

$$\frac{dw}{dy} = 0 \quad (2.30)$$

As tensões e deformações são diretamente relacionadas à curvatura da curva de deflexão. Define-se curvatura como sendo o inverso do raio de curvatura e este é o raio formado pela deformação longitudinal da seção transversal após a aplicação de cargas transversais à linha neutra da seção. Desta forma, obtém-se:

$$k = \frac{1}{\rho} = \frac{M(x)}{EI} = \frac{d^2w(x)}{dx^2} \quad (2.31)$$

Onde:

k = Curvatura no ponto x em análise;

ρ = Raio de curvatura no ponto x em análise;

$M(x)$ = Momento fletor no ponto x em análise;

I = Momento de inércia em relação ao eixo perpendicular ao plano x e y ;

$w(x)$ = Função dos deslocamentos ao longo eixo y do ponto x .

As demais relações para carregamentos externos são definidas como:

$$\frac{Q(x)}{EI} = \frac{d^3w(x)}{dx^3} \quad (2.32)$$

$$\frac{q(x)}{EI} = \frac{d^4w(x)}{dx^4} \quad (2.33)$$

Onde:

$Q(x)$ = Esforço cortante paralelo ao eixo y no ponto x em análise;

$q(x)$ = Carga aplicada paralelamente ao eixo y .

2.4.4 Resumo das hipóteses e limitações das teorias

Segue um quadro com o resumo das teorias descritas nos itens anteriores.

Quadro 2.2: Teorias de análise estrutura, hipóteses e limitações.

<i>Teoria</i>	<i>Hipóteses</i>	<i>Limitações</i>
<i>Contínuo</i>	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Considera o material como sendo contínuo. 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ O comportamento microscópico do corpo é desprezado.
<i>Elasticidade linear</i>	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Material apresenta comportamento contínuo, elástico, linear, isotrópico e homogêneo. 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Despreza os comportamentos não lineares físicos e geométricos; ➤ Não se estuda corpos compostos por materiais com diferentes características ou que apresentem anisotropia; ➤ Estudo restrito até as deformações elásticas e lineares do material, desprezando-se os efeitos devido ao tempo; ➤ Exige soluções complexas para casos simples.
<i>Cascas</i>	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Material apresenta comportamento contínuo, elástico, linear, isotrópico e homogêneo; ➤ O corpo apresenta a espessura muito menor que a largura e o comprimento; ➤ As seções transversais permanecem planas após a deformação; ➤ A superfície neutra do corpo sólido não se deforma; ➤ O elemento trabalha no regime de pequenos deslocamentos e deformações; ➤ As cargas são aplicadas na superfície média e em condições quase estáticas. 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ As tensões normais à superfície média são desprezadas; ➤ A espessura da peça é limitada em função das outras dimensões; ➤ As equações diferenciais para geometrias não convencionais são bastante complexas; ➤ Em situações em que não se tem carregamentos de revolução exigem soluções analíticas bastante complexas mesmo em cascas com geometrias simples, como em cúpulas esféricas e cascas cilíndricas.
<i>Placas</i>	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Material apresenta comportamento contínuo, elástico, linear, isotrópico e homogêneo; ➤ Corpo apresenta comportamento de casca, desprezando o efeito de chapa; ➤ Aplicam-se apenas carregamentos externos perpendiculares e na superfície média. 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Desprezam-se carregamentos que não sejam perpendiculares à superfície média; ➤ Não se estudam os esforços axiais produzidos nas placas; ➤ As soluções analíticas são complexas para geometrias e carregamentos não usuais.
<i>Vigas</i>	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Material apresenta comportamento contínuo, elástico, linear, isotrópico e homogêneo; ➤ Apresenta as restrições de placas com o comportamento de barras. 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ As dimensões da seção são limitadas em função do comprimento; ➤ Estudam-se os esforços apenas em um plano; ➤ As soluções analíticas são complexas para carregamentos e vinculações não usuais.

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

2.5 Métodos de análise estrutural

Para análise de estruturas, desenvolvem-se uma formulação clássica e uma matricial com o intuito de resolver as equações diferenciais para cada tipo de componente estrutural. De acordo com Soriano (2005):

“Essa formulação clássica é útil para o desenvolvimento de compreensão do comportamento das estruturas em barras, muito importante para a concepção de estruturas eficientes e para a análise crítica de resultados fornecidos por computador. Já na formulação matricial, a ênfase é a generalização”.

A partir da complexidade das soluções analíticas das equações diferenciais fornecidas pelas teorias clássicas, foram inseridas metodologias numéricas para solucionar casos generalizados, posteriormente adicionadas aos computadores a partir de rotinas de cálculo.

No contexto atual, um projeto dimensionado analiticamente se torna bastante oneroso e limitado, uma vez que pode não contemplar todas as análises necessárias para o bom comportamento da estrutura o que pode inviabilizar em muitas situações sua elaboração.

Nesse âmbito, leciona Silva (2010):

“Com o recente avanço e sofisticação tecnológica, os problemas de engenharia estão sendo tratados com maior agilidade. Resolver esses problemas analiticamente muitas vezes implica em impor restrições geométricas ao problema ou mesmo introduzir simplificações nos cálculos ou arredondamentos, tornando a verificação mais distante da realidade”.

Em outras palavras, o exame computacional traz análises mais rigorosas dos comportamentos locais e globais das estruturas. Em projetos estruturais de pontes, diversos estudos são importantes, como a avaliação das não linearidades físicas e geométricas, do efeito dinâmico do vento e da carga móvel, da fluência e retração etc.

Para os modelos numéricos serão discutidos o modelo de pórtico, analogia de grelha e o método dos elementos finitos a partir do método dos deslocamentos. Soriano (2005) afirma que atualmente, todos os sistemas computacionais comerciais de análise estrutural fazem uso do método dos deslocamentos, incluindo sua extensão ao método dos elementos finitos em análise de estruturas contínuas.

2.5.1 Método dos deslocamentos (método da rigidez)

“O método dos deslocamentos consiste em obter os deslocamentos de uma estrutura através das equações de compatibilidade e, a partir de tais deslocamentos obter os esforços da estrutura” (REIS, 2007).

“No método, determina-se um sistema de equações de equilíbrio, em que a matriz dos coeficientes é chamada de matriz de rigidez e o vetor dos termos independentes, vetor das forças nodais” (SORIANO, 2005).

O processo dos deslocamentos tem como equação básica:

$$\{F\} = [R] \{u\} \quad (2.34)$$

Onde:

- $\{F\}$ = Vetor das ações globais;
- $[R]$ = Matriz de rigidez da estrutura;
- $\{u\}$ = Vetor dos deslocamentos globais.

Sendo necessário determinar a matriz de rigidez da estrutura e o vetor das ações globais. Para tanto, faz-se necessário calcular as matrizes de rigidez dos elementos no sistema local, a matriz de rotação do eixo local para o eixo global de cada membro e, assim, atingir a matriz de rigidez global para cada membro.

$$[r_g]_i = [\beta_e]_i^T [r_e]_i [\beta_e]_i \quad (2.35)$$

Sendo:

- $[r_e]_i$ = Matriz de rigidez do elemento i no sistema local;
- $[\beta_e]_i$ = Matriz de rotação do eixo local para o global do elemento i ;
- $[r_g]_i$ = Matriz de rigidez global do elemento i .

Para a composição da matriz de rigidez global da estrutura, torna-se imprescindível a obtenção da matriz de incidência cinemática global. Assim sendo, aquela é definida como:

$$[R] = \sum_{i=1}^N ([\beta_g]_i [r_g]_i [\beta_g]_i) \quad (2.36)$$

Sendo:

$[\beta_g]_i$ = Matriz de incidência cinemática global.

O vetor dos esforços nodais globais é definido a partir da determinação dos esforços nodais no sistema global, que é obtido através dos esforços nodais no sistema local.

$$\{F_g\}_i = [\beta_e]_i^T \{F_e\}_i [\beta_e]_i \quad (2.37)$$

Sendo:

$\{F_e\}_i$ = Vetor dos esforços nodais no sistema local;

$\{F_g\}_i$ = Vetor dos esforços nodais no sistema global.

Por fim, soluciona-se os sistemas de equações e logram-se os deslocamentos do sistema estrutural. Com isso, é possível determinar os esforços, tensões e deformações das unidades estruturais.

2.5.2 Modelo de pórtico

O modelo de pórtico é bastante utilizado para análise de estruturas reticuladas, pois dimensiona os elementos estruturais lineares através de barras de pórtico espacial (AMORIM *et al.*, 2010). Os pórticos espaciais são comumente utilizados em análises de edifícios, pontes e quaisquer estruturas compostas por elementos lineares.

Em pontes, é prática geral modelar a superestrutura isoladamente a partir da analogia de grelha e analisar pilares e vigas de travamento com os pórticos espaciais utilizando as devidas compatibilizações. Isto ocorre devido aos aparelhos de apoio em sistemas pré-moldados que são dimensionados a não restringir rotações ou deslocamentos em sentidos definidos, o que simplifica as transmissões de esforços entre o tabuleiro e os pilares.

As unidades são discretizadas como barras, utilizando a teoria generalizada de vigas, onde são ligadas por nós que podem possuir restrições nos deslocamentos ou não. Quando submetidas as solicitações sofrem deformações e os nós se deslocam para novas posições.

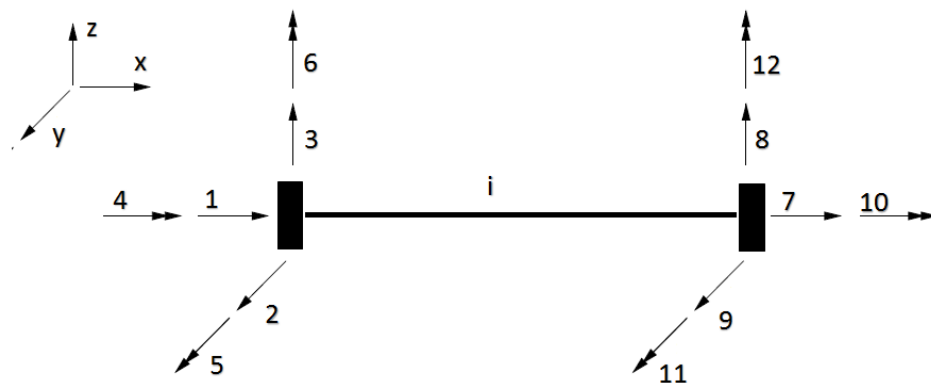
Cada nó possui seis graus de liberdade, ou seja, é possível obter os deslocamentos e as rotações ao longo dos três eixos coordenados. Os esforços internos solicitantes que podem ser obtidos são:

- a) esforço normal ao longo do eixo x ;

- b) esforço cortante no eixo y ;
- c) esforço cortante no eixo z ;
- d) momento fletor em torno do eixo y ;
- e) momento fletor em torno do eixo z ;
- f) momento de torção em torno do eixo x .

A figura 2.27 expõe os graus de liberdade de uma barra do pórtico.

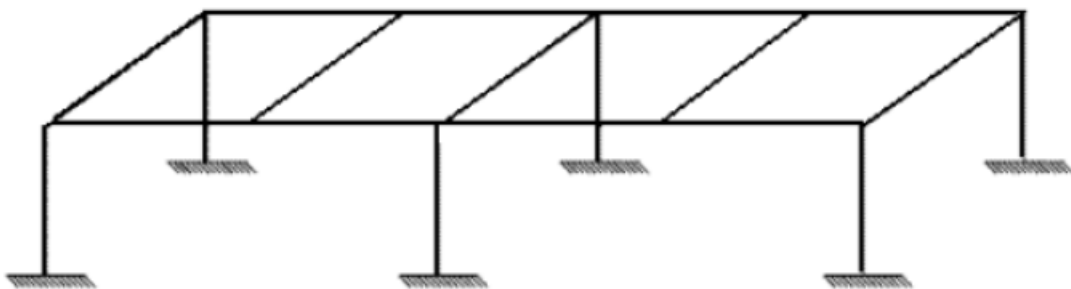
Figura 2.27 – Graus de liberdade de uma barra i .



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Segundo Bernadi (2007), a solidariedade entre vigas e pilares é considerada, sendo esta ligação efetivada mediante o emprego de coeficientes de engastamento. Estes apresentam o maior desafio na modelagem do sistema, para que os momentos fletores nesses pontos não sejam irreais.

Figura 2.28 – Exemplo de aplicação de um pórtico espacial.

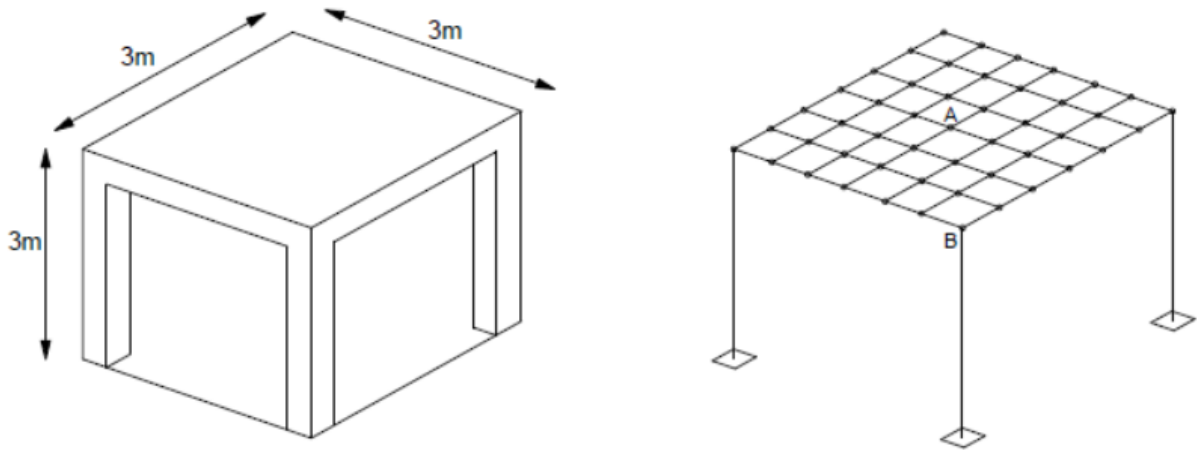


Fonte: Bernadi (2007)

Outra alternativa é o acoplamento dos pórticos espaciais com as grelhas, formando um sistema mais robusto e capaz de absorver os deslocamentos axiais dos pilares e redistribuir os esforços na grelha, tornando o sistema mais realista.

Oliveira (2009) exhibe um exemplo de discretização de um edifício pelo método de acoplamento de pórticos com placas (FIG. 2.29).

Figura 2.29 – Discretização de um edifício pelo método de associação pórtico-grelha.



Fonte: Oliveira (2009)

2.5.3 Modelo de grelha

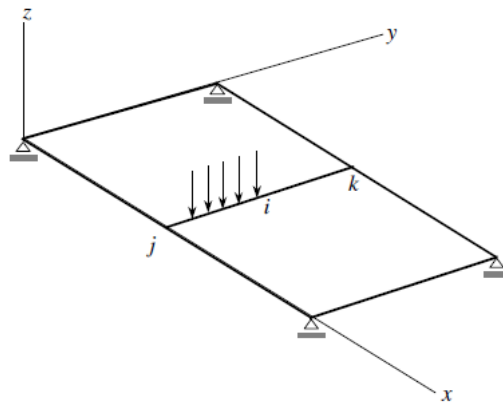
A analogia de grelha é provavelmente o método mais utilizado para análise de tabuleiros de ponte conforme citam Hambly (1991) e Aloma (2011) *apud* Khatri *et al.* (2012). De acordo com Barboza (1992), aquela consiste em representar a laje através de uma grelha equivalente, nas quais as rigidezes longitudinais são concentradas nas barras longitudinais e as rigidezes transversais nas barras transversais. O espaçamento entre as barras pode alterar sensivelmente os resultados, porém a partir de um determinado espaçamento os valores se estabilizam.

Khathri *et al.* (2012) afirmam que a técnica de analogia de grelha foi comparada com ensaios e métodos mais rigorosos, obtendo-se resultados suficientemente razoáveis para problemas de análise e dimensionamento de estruturas.

A analogia de grelha possui vantagens em relação a outros processos numéricos, entre os quais pode-se citar a sua formulação mais simples e não requer um alto grau de especialização do usuário para a modelagem e análise de resultados (REIS, 2007).

Na modelagem do elemento plano, as barras e nós são dispostos ao longo do plano x - y , as forças são aplicadas paralelamente ao eixo z e os momentos fletores têm seus vetores no plano x - y . A figura 2.30 ilustra um sistema de grelha, no qual a barra i está conectada pelos nós j e k , sendo submetido a um carregamento perpendicular ao plano da grelha.

Figura 2.30 – Grelha plana.



Fonte: Coelho (2000) *apud* Reis (2007)

Cada nó possui três graus de liberdade, ou seja, são obtidos os deslocamentos no eixo z e rotações nos eixos x e y . Os esforços internos solicitantes encontrados são:

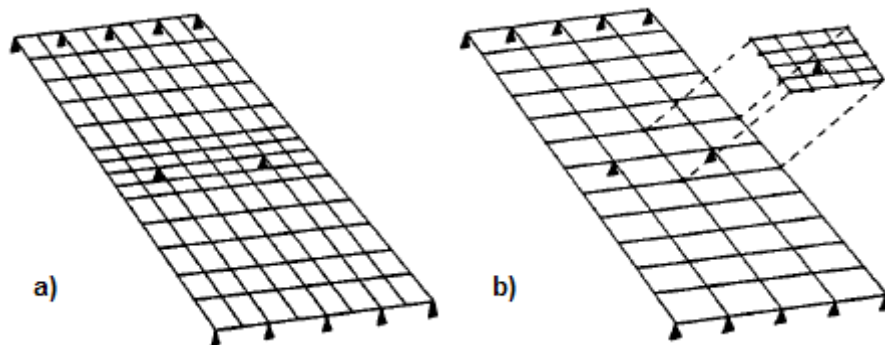
- a) esforço cortante no eixo z ;
- b) momento fletor em torno do eixo y ;
- c) momento de torção em torno do eixo x .

Alguns cuidados precisam ser tomados na escolha do espaçamento das barras e na aplicação dos carregamentos no modelo com grelhas, sendo recomendado por Hambly (1976) *apud* Reis (2007):

- a) procurar introduzir as barras da grelha em posições pré-determinadas no projeto, tais como linhas de apoio ao longo das vigas de extremidade, bem como de outras se existirem, que contenham uma ação específica etc;
- b) numa laje isotrópica, cada barra deve ter no máximo largura igual a $1/4$ do vão transversal ao seu eixo;
- c) numa laje ortótropa, na direção de menor inércia, deve-se considerar a largura das barras igual a 40% do vão transversal ao seu eixo, mas se houver dúvidas quanto à ortotropia, deve-se adotar o critério anterior ;
- d) quanto mais densa a malha, melhores são os resultados, no entanto, essa melhora deixa de ser expressiva quando a largura das barras for menor que duas ou três vezes a espessura da laje;
- e) no caso de balanço na laje, é necessário colocar-se pelo menos duas barras transversais ao vão em balanço;

- f) deve-se introduzir uma linha de barras no contorno livre da laje, cuja largura para o cálculo do momento de inércia a torção deve ser diminuída de 30% da altura, por se tratar do ponto por onde esta passa a resultante das tensões de cisalhamento devidas à torção;
- g) nas regiões de grande concentração de esforços, tais como apoios ou cargas pontuais, recomenda-se dispor uma malha cuja largura das barras não seja superior a três ou quatro vezes a espessura da laje (FIG. 2.31);
- h) a menos que estejam localizados muito próximos aos pilares, não devem ser considerados orifícios na laje cuja menor dimensão não exceda a três vezes a espessura, mas no caso de haver aberturas maiores, deve-se aplicar os mesmos critérios para bordas livres.

Figura 2.31 – Redução do espaçamento nos apoios da grelha para o sistema global (a) e local (b).

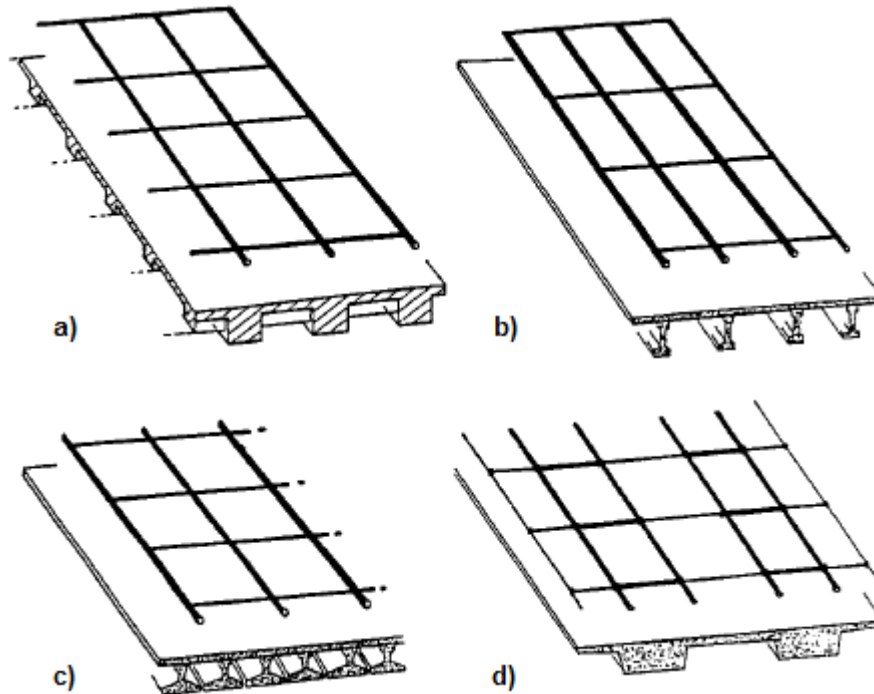


Fonte: adaptado de Hambly (1991)

Hambly (1991) ainda afirma que as discretizações tanto para pontes em viga, quanto pontes em laje, são mais adequadas a partir da análise do tabuleiro que pela introdução de regras.

Na figura 2.32a o tabuleiro é, basicamente, discretizado como uma grelha de barras longitudinais e transversais das vigas, considerando a rigidez das lajes. Neste caso, as rigidezes à flexão longitudinalmente e transversalmente são comparáveis. Portanto, a distribuição de cargas é similar a uma laje flexível trabalhando à torção, entretanto com forças concentradas. Nessas condições, o modelo é representado mais adequadamente a partir das barras sendo lançadas nos centros de gravidade das vigas.

Figura 2.32 – Exemplos de discretizações de tabuleiros de pontes a partir de grelhas, sendo: (a) ponte em viga de alma cheia com transversinas, (b) pontes em viga I, (c) pontes em viga contínua e (d) pontes em viga larga.



Fonte: adaptado de Hambly (1991)

Já no tabuleiro da figura 2.32b, não há transversinas. Logo, são discretizadas barras que transversalmente representam as lajes e longitudinalmente as longarinas. Longitudinalmente, elas são posicionadas nos centros de gravidade das vigas, e transversalmente, de forma arbitrária com espaçamento entre um quarto e um oitavo do vão efetivo, sendo imprescindível a colocação nos apoios e nas extremidades.

Para a ponte composta por vigas contínuas (FIG. 2.32c), deve-se introduzir barras longitudinalmente coincidindo com os centros de gravidade das longarinas, sendo desaconselhável posicionar uma barra para representar duas ou mais vigas, pois os resultados podem ser difíceis de serem interpretados. Além disso, Hambly (1991) sugere não utilizar espaçamentos superiores a um décimo do vão livre para as barras longitudinais devido à baixa capacidade de distribuição de carga para esse tipo de ponte. Transversalmente, as lajes são discretizadas para compatibilização e distribuição de esforços ao longo do tabuleiro.

Por fim, na figura 2.32d a melhor forma de modelar longitudinalmente o tabuleiro é representando as longarinas a partir de lajes, considerando duas barras por viga. Mesmo que a altura da viga represente uma laje espessa, Hambly (1991) afirma que estas devem ser

modelas como lajes finas, pois o tabuleiro deve apresentar flexibilidade quanto à flexão. No outro sentido, discretiza-se analogamente aos modelos anteriores.

Hambly (1991) ainda descreve algumas situações com pontes esconsas e descreve as propriedades geométricas das seções transversais a serem adotadas nas barras.

2.5.4 Método dos elementos finitos

Segundo La Rovere (2001) *apud* Reis (2007), o método dos elementos finitos é um método aproximado e aplicado geralmente em problemas que não são possíveis obter soluções satisfatórias por métodos analíticos.

Kim e Sankar (2011) definem que:

“A análise de elementos finitos tem por finalidade determinar a resposta (deslocamentos e tensões) de uma determinada estrutura para um determinado conjunto de cargas e condições de contorno. É um procedimento de análise no qual a estrutura – sua geometria, propriedades do material, condições de contorno e cargas – é bem definida e o objetivo é determinar sua resposta”.

Em síntese, o método dos elementos finitos (MEF) trata o problema contínuo como discreto. No problema contínuo a subdivisão do corpo é continuamente indefinida e o problema é estudado apenas por uma abstração matemática de um infinitesimal, gerando equações diferenciais complexas. Já no discreto, o objetivo é dividido em um número finito de variáveis, nos quais se aplicam conceitos numéricos para se atingir as respostas.

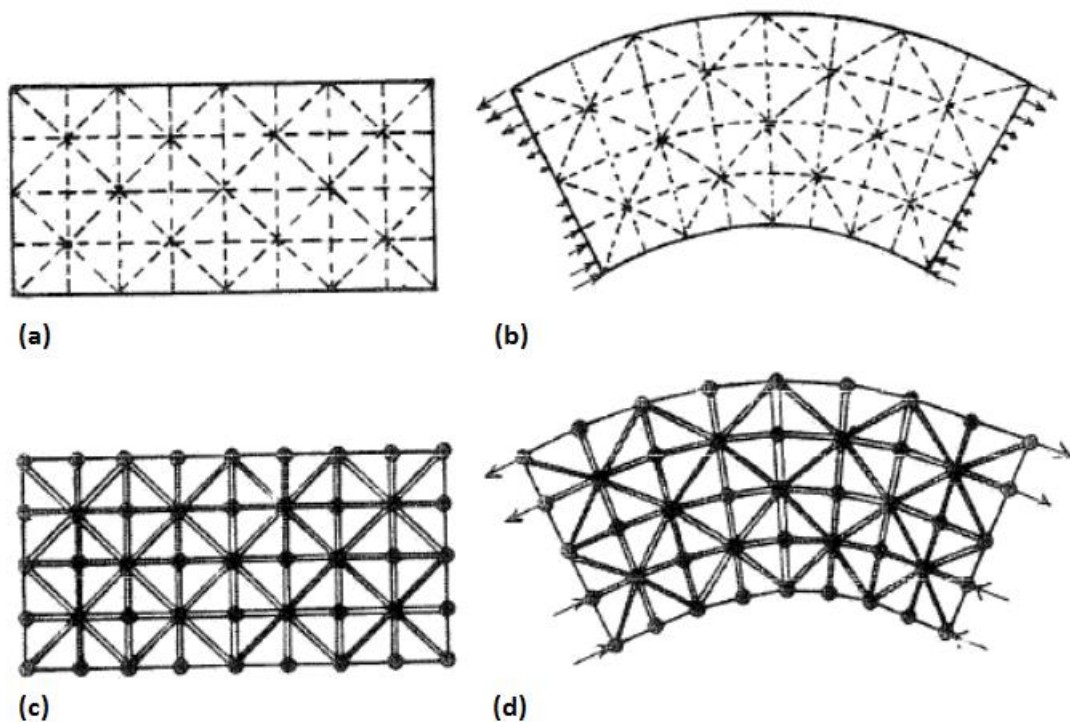
No MEF também pode ser aplicado o método dos deslocamentos, assim como o método das forças, sendo diferenciados dos métodos de grelha e pórtico pela maior flexibilização do elemento a ser discretizado, que pode ser apresentado em formatos diversos, sendo mais comuns os elementos de barra, triangulares, retangulares e hexagonais. Dessa forma, apresenta-se como uma ferramenta mais poderosa e capaz de solucionar problemas mais complexos pela capacidade do uso de teorias com menos restrições.

Em suma, o ponto mais crítico na modelagem se dá na escolha dos elementos a serem utilizados, e se for incorreta, os resultados poderão ser menos exatos que os métodos de grelha e pórtico.

Quanto à discretização, Fenner (1975) afirma que os elementos devem se encaixar na geometria da estrutura, sendo necessário usá-los menores e mais concentrados nas regiões que podem ocorrer resultados com grandes variações.

Hambly (1991) ilustra um caso genérico de uma viga submetida à flexão a partir de protótipos e modelos em MEF com e sem carregamentos utilizando elementos triangulares. A figura 2.33a exibe um protótipo de viga na configuração indeformada, contudo é aplicado um momento fletor, gerando assim os deslocamentos na viga e uma condição de tensões normais ao longo das seções (FIG. 2.33b). Com o objetivo de modelar este comportamento, a figura 2.33c apresenta a viga discretizada em elementos finitos triangulares e na figura 2.33d a viga está deformada com a atuação das cargas concentradas, obtidas no protótipo, nos nós que foram discretizados.

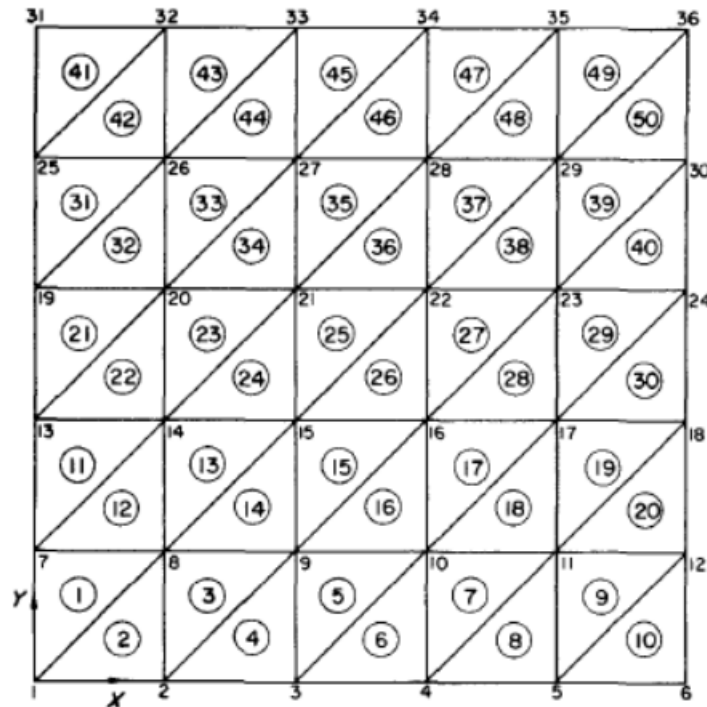
Figura 2.33 – Flexão de uma viga: protótipos (a) sem carregamentos e (b) com carregamentos, e modelos em MEF (c) sem carregamentos e (d) com carregamentos.



Fonte: adaptado de Hambly (1991)

Fenner (1975) sugere alguns formatos para discretizações em elementos triangulares, além de algumas indicações nos algoritmos (FIG. 2.34).

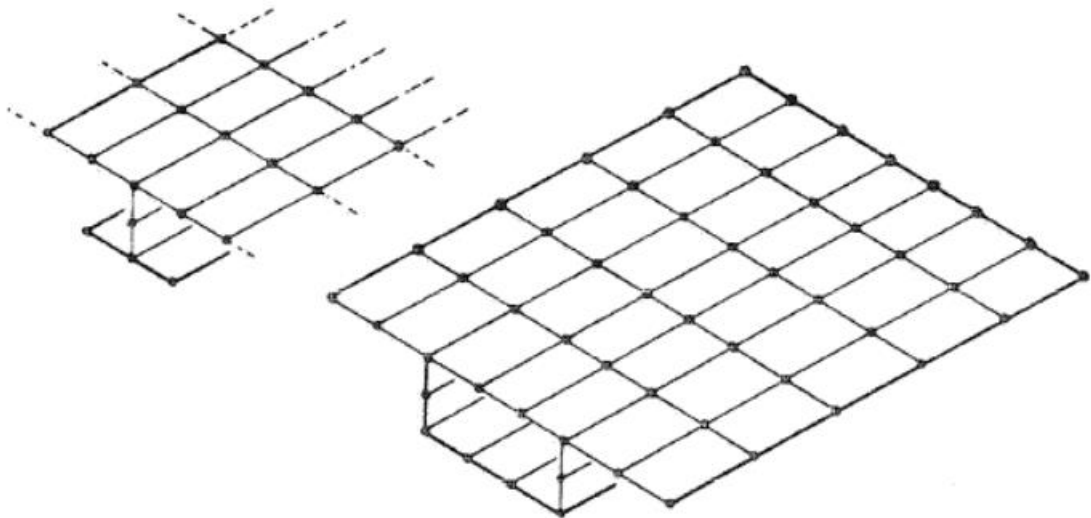
Figura 2.34 – Discretização de uma estrutura retangular a partir de elementos triangulares.



Fonte: Fenner (1975)

Para uma investigação mais detalhada de pontes com seções em “T” e celulares, exige-se uma análise tridimensional. Hambly (1991) afirma que é comum e possível simular o comportamento das lajes e das vigas a partir do uso de elementos de placas finas (FIG. 36). Todavia, as discretizações com elementos de cascas fornecem resultados com maior exatidão, uma vez que apresentam esforços de membrana e é possível modelá-los com curvaturas.

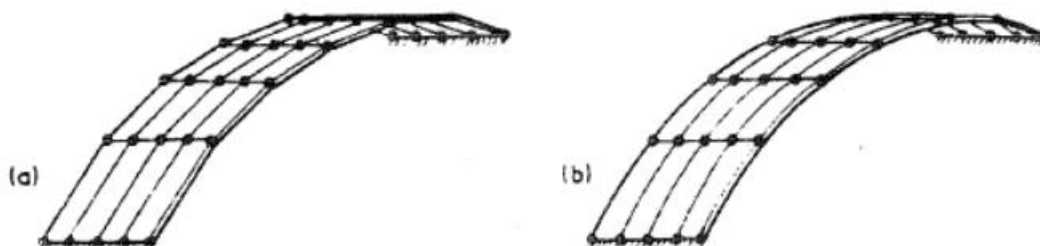
Figura 2.35 – Exemplo de discretizações de pontes em viga e celulares com elementos de placas.



Fonte: Hambly (1991)

Hambly (1991) ilustra um caso de ponte em arco discretizada com elementos de placas (FIG. 2.36a) e outro com elementos de cascas (FIG. 2.36b), porém o modelo com placas deve ser discretizado com espaçamentos pequenos para que o comportamento se assemelhe ao caso com cascas.

Figura 2.36 – Pontes em arco: (a) discretizada com elementos de placas e (b) com elementos de cascas.



Fonte: Hambly (1991)

Não há limitações de geometrias, vinculações ou sistema estrutural para o uso de análises tridimensionais com placas e cascas, mas cada nó deve apresentar seis graus de liberdade. Isto faz com que mesmo para soluções simples, sejam geradas matrizes de rigidez bastante extensas. Logo, é comum aplicar o método para análise de um vão ou parte específica da estrutura.

2.6 Aplicações nos modelos a serem estudados

Neste trabalho foram abordadas análises de sistemas estruturais de pontes em viga e em pórtico com a contribuição dos pilares a partir de ligações monolíticas e simplesmente apoiadas, variando a quantidade de longarinas, quantidades e vinculações das transversinas com os apoios intermediários, utilizando sistemas moldados no local e pré-moldados.

Os modelos foram estudados tridimensionalmente a partir do método dos elementos finitos com as lajes, longarinas moldadas no local e transversinas modeladas em elementos triangulares e retangulares de cascas, enquanto os pilares, longarinas pré-moldadas e vigas de travamento como elementos de barras.

Com os resultados de esforços e deslocamentos, foram feitas avaliações quanto aos estados limites últimos e de serviço seguindo as recomendações da NBR 6118 (2014).

3 MODELOS DE CÁLCULO DOS SISTEMAS ESTRUTURAIS

Os modelos foram concebidos a fim de se ter uma ponte com dois vãos de 60 metros, sustentados por dois sistemas estruturais: (a) ponte em pórtico formado por um método construtivo moldado no local e (b) ponte em viga pré-moldada. Desta forma, entende-se que os vãos são essencialmente grandes para esses sistemas estruturais e, inicialmente, seriam necessárias transversinas intermediárias.

Assim sendo, as longarinas foram definidas para que as flechas elásticas fossem aproximadamente o comprimento do vão dividido por setecentos. Essa foi uma premissa básica de projeto, visto que não foram considerados efeitos de deformação lenta e retração, porém realizaram-se estudos posteriores quanto às fissuras a partir das recomendações da NBR 6118 (2014). Por fim, definiu-se que a altura dos pilares mais o tabuleiro seria de 24 metros. Essa consideração está baseada no fato de que os pilares se tornariam mais deformáveis e, portanto, o efeito das transversinas poderia ser mais efetivo.

3.1 Caracterização dos materiais

As propriedades dos materiais que compõem os modelos foram obtidos segundo a NBR 6118 (2014) e a NBR 7480 (2007), são estas:

Quadro 3.1: Valores dos parâmetros para os modelos estruturais.

Concreto (Parâmetros do material)	
f_{ck} (Resistência característica à compressão do concreto)	40 MPa
Tipo de agregados	Granito e gnaisse
E_{cs} (Módulo de deformação secante do concreto)	31,87 GPa
ν (Coeficiente de poisson)	0,2
γ_c (Peso específico)	25 kN/m ³
Armadura passiva – CA 50 (Parâmetros do material)	
f_y (Resistência ao escoamento da armadura passiva)	500 MPa
E_s (Módulo de elasticidade do aço de armadura passiva)	210 GPa

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

O módulo de deformação secante do concreto, adotado como o módulo de elasticidade longitudinal dos elementos estruturais dos modelos, foi definido de acordo com o item 8.2.8 da NBR 6118 (2014), seguindo as equações a seguir.

$$E_{cs} = \alpha_i E_{ci} \quad (3.1)$$

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (3.2)$$

$$E_{ci} = \alpha_E 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad \forall \quad 20 \text{ MPa} \leq f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (3.3)$$

Onde:

α_i = Coeficiente que depende da resistência característica à compressão do concreto (Equação 3.2);

E_{ci} = Módulo de deformação tangente inicial do concreto (Equação 3.3);

α_E = Parâmetro em função da natureza do agregado que influencia o módulo de elasticidade, sendo adotado igual a 1 para os agregados granito e gnaisse.

Por se tratar de uma análise em regime elástico linear, desprezaram-se as reduções de rigidezes devido às fissurações na composição dos modelos, porém ao final foi avaliado o quanto as fissurações poderiam influenciar nos deslocamentos finais das longarinas. Para tal, foram adotados nos modelos as propriedades físicas e inerciais dos elementos estruturais como sendo composto apenas pelo concreto, adotando as recomendações da NBR 6118 (2013).

Ressalta-se que a NBR 6118 (2014) permite uma homogeneização da seção transversal do concreto com as armaduras para que seja possível calcular as aberturas e espessuras de fissuras, mas caso esta apresente maiores valores de rigidezes à flexão, não é possível considerá-las nas peças de concreto para obtenção de esforços e deslocamentos, posto que deve-se adotar o menor dentre os valores obtidos pela rigidez homogeneizada da seção transversal e pela rigidez obtida desconsiderando as armaduras.

3.2 Caracterização geométrica dos modelos

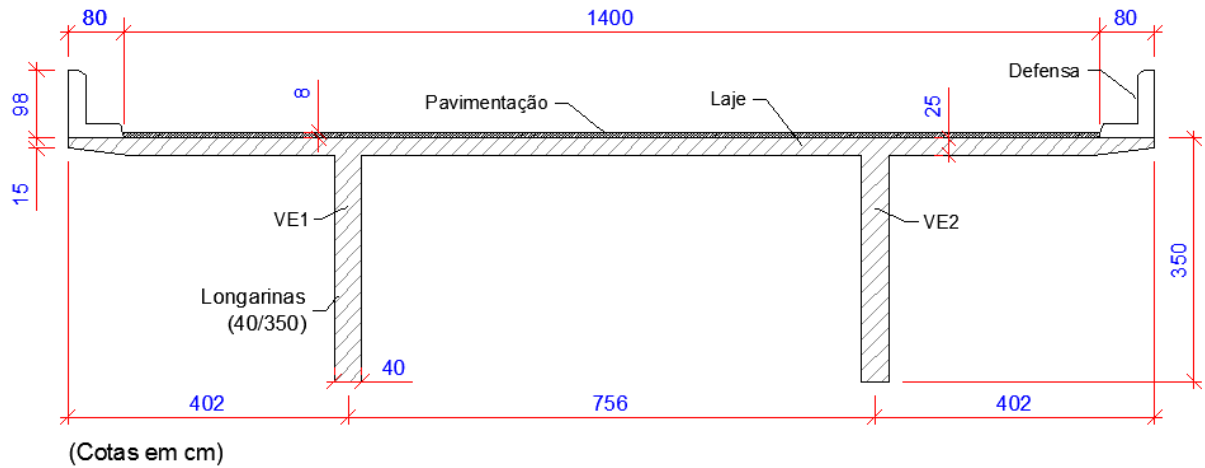
3.2.1 Modelos com duas longarinas

3.2.1.1 Modelo em estrutura moldada no local (M1)

Para o modelo com duas longarinas moldadas no local, as ligações entre vigas e pilares são monolíticas, no qual optou-se por uma ponte com quatro faixas sem acostamento, limitados por defensas nas extremidades da seção.

Foram definidas 2 longarinas, apoiadas nos pilares, que suportam uma laje maciça com espessura variável entre 25 e 15 centímetros. A pavimentação terá espessura constante de 8 centímetros e as defensas têm geometria em “L” (FIG. 3.1).

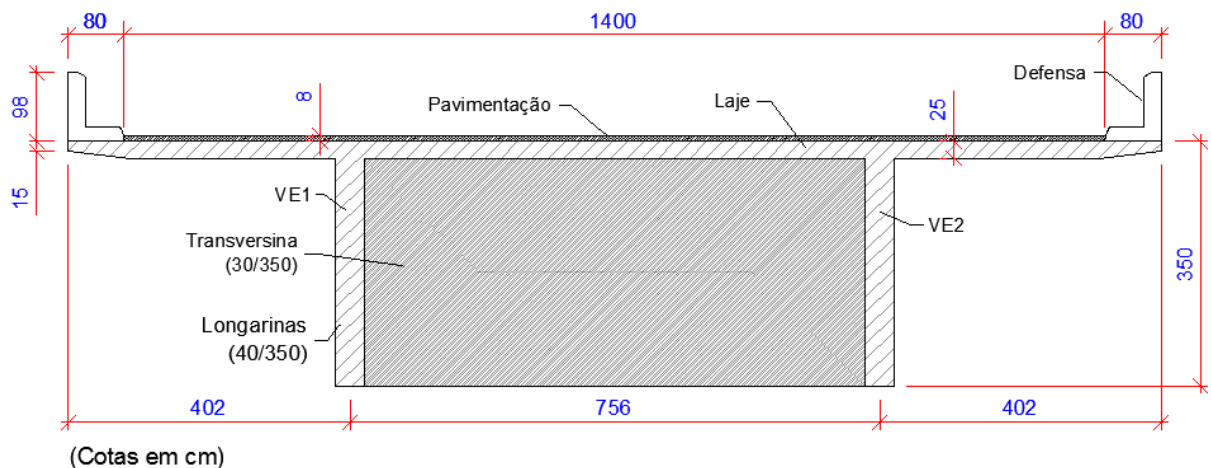
Figura 3.1 – Seção transversal do modelo com duas longarinas moldado *in loco* sem transversinas.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

As longarinas apresentam seções retangulares com largura de 40 centímetros e altura de 350 centímetros, enquanto as transversinas possuem largura de 30 centímetros e altura de 350 centímetros. Estas são rigidamente conectadas às lajes e longarinas, conforme ilustrado na figura 3.2.

Figura 3.2 – Seção transversal do modelo M1 com transversina intermediária.

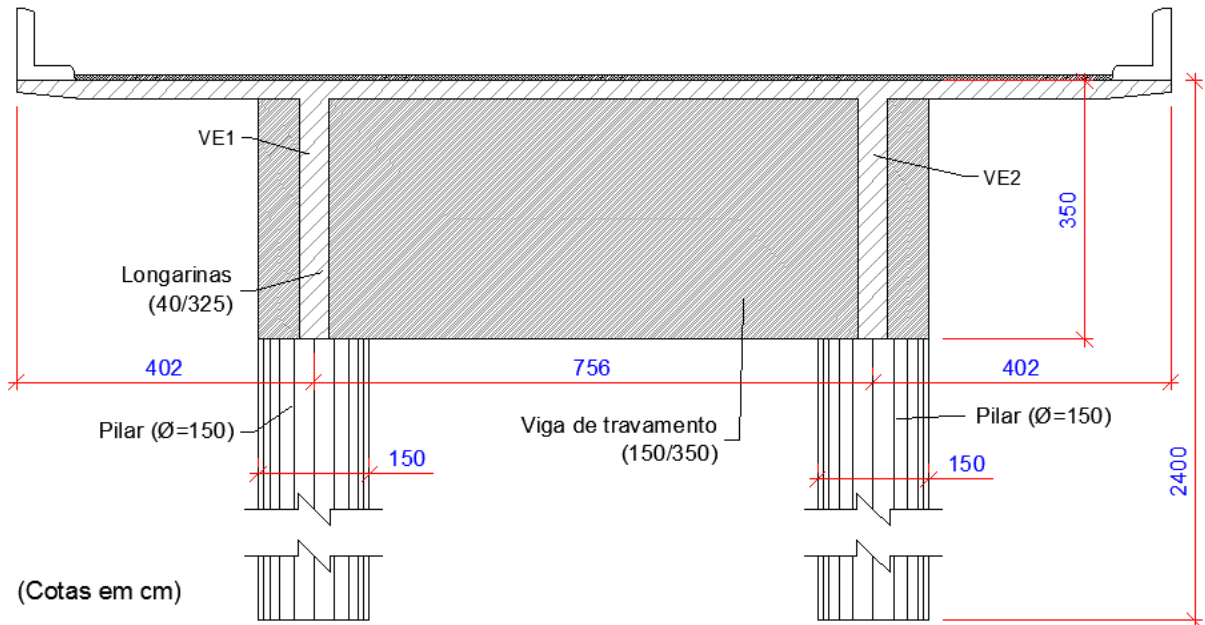


Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Para o apoio central, definiram-se dois pilares com diâmetros de 150 centímetros cada engastados na base, na qual uma viga de travamento ou também conhecida como travessa,

apresenta seção transversal com largura de 150 centímetros e altura de 350 centímetros, faz a ligação entre as longarinas e os pilares (FIG. 3.3).

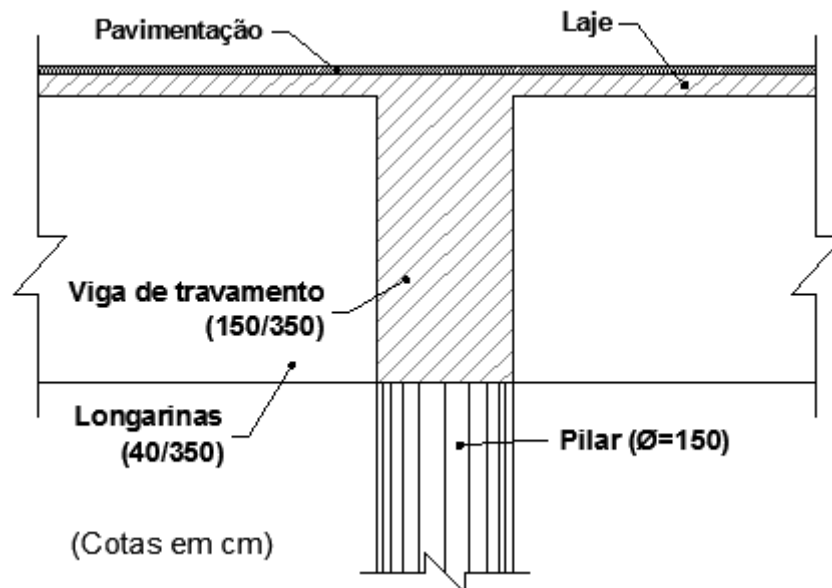
Figura 3.3 – Seção transversal na região dos pilares do modelo M1.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

O corte longitudinal da ligação entre as longarinas, vigas de travamento e pilares pode ser visto na figura 3.4.

Figura 3.4 – Detalhe da ligação entre os pilares e o tabuleiro do modelo M1.

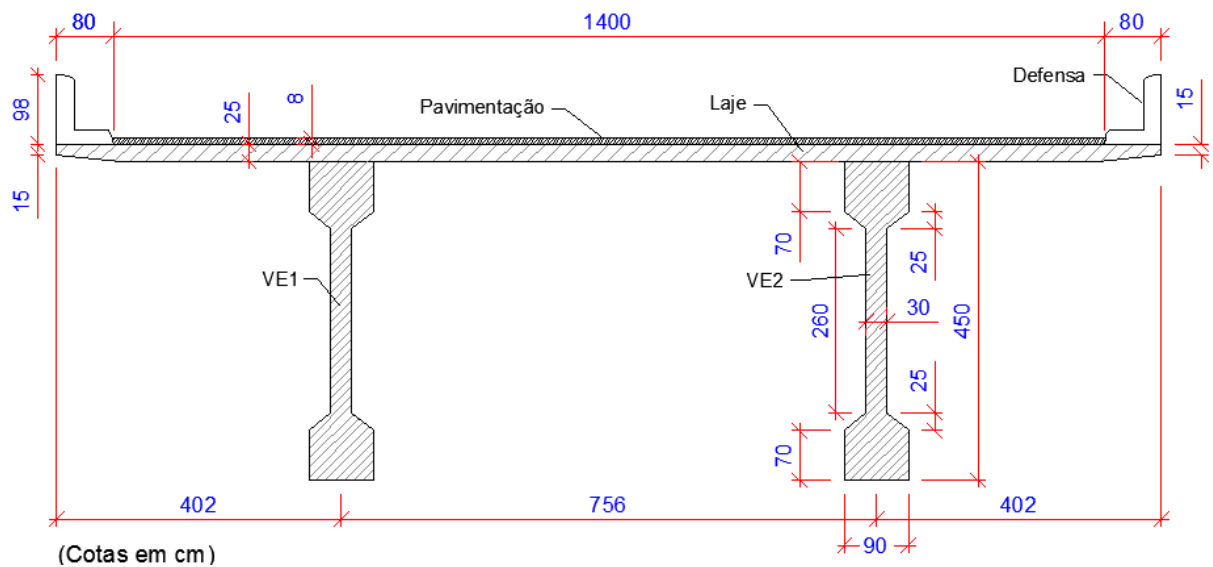


Fonte: elaborado pelo autor (2016)

3.2.1.2 Modelo em estrutura pré-moldada (P1)

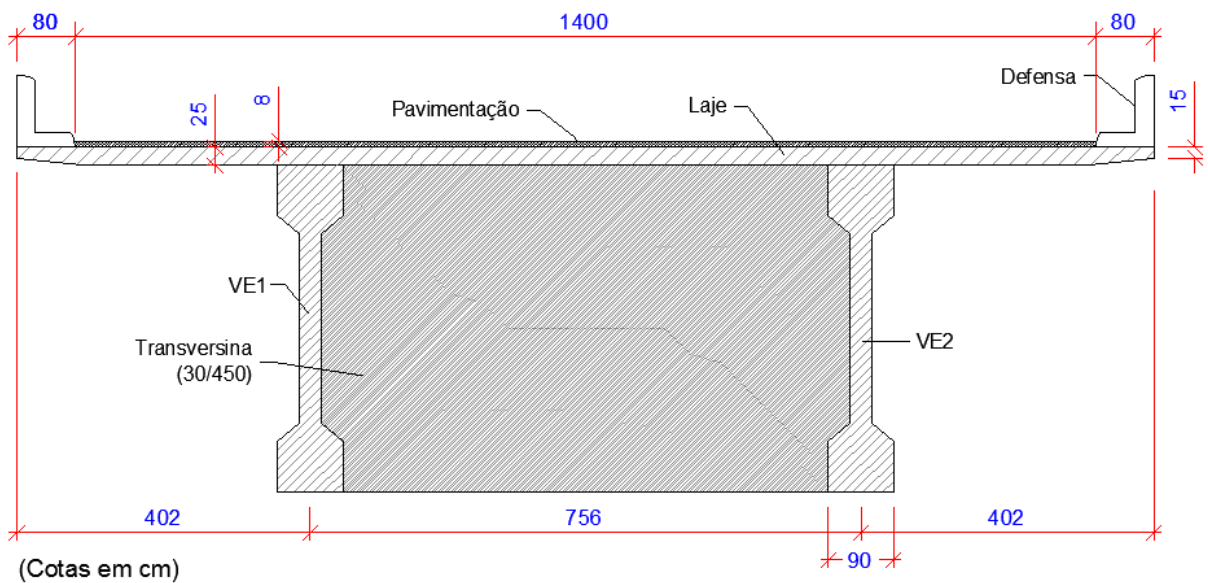
Nos modelos com duas longarinas pré-moldadas, as lajes são compostas por sistemas de lajes pré-moldadas com espessuras finais iguais a situação moldada no local, sendo conectadas às vigas principais por conectores de cisalhamento (FIG. 3.5). A figura 3.6 ilustra a seção transversal do modelo com duas longarinas pré-moldadas com a transversina intermediária.

Figura 3.5 – Seção transversal do modelo com duas longarinas pré-moldadas sem transversinas.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura 3.6 – Seção transversal do modelo com duas longarinas pré-moldadas com transversina.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Todas longarinas são iguais e apresentam seções em “I”, enquanto as transversinas possuem seção transversal retangular com largura de 30 centímetros e altura de 450 centímetros. Nestes modelos, as ligações entre as longarinas e as vigas de travamento foram realizadas com o uso de aparelhos de apoio que promovem rotações entre superestrutura e os elementos de apoio e compatibilizam deslocamentos.

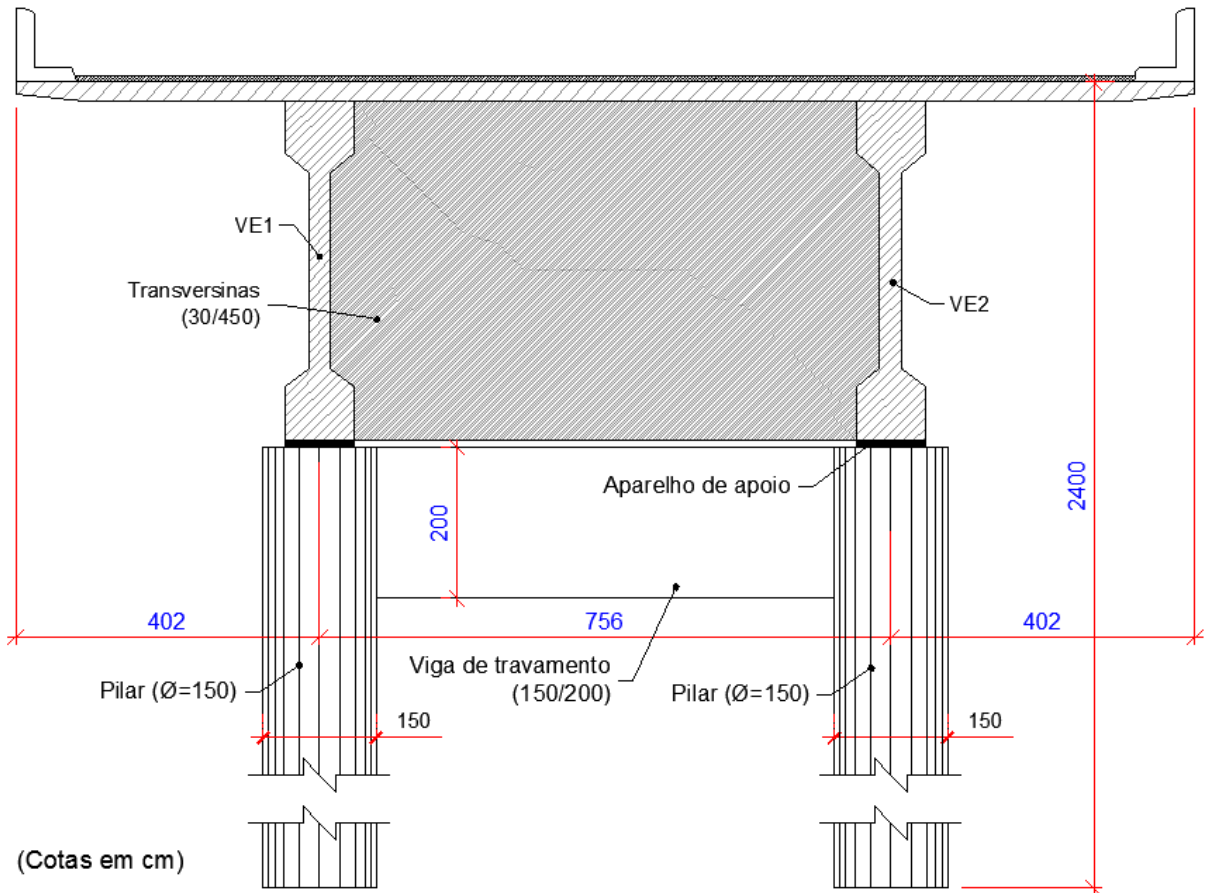
No apoio intermediário, o espaçamento entre os pilares, seus diâmetros e condições de apoio são iguais ao modelo anterior, porém as longarinas estão apoiadas diretamente nos pilares e conectadas por transversinas de apoio. Os pilares se encontram travados por travessas, que quando comparados ao modelo anterior, estão rebaixadas em relação ao tabuleiro.

A figura 3.7 apresenta a seção transversal da região de apoio dos pilares e vigas de travamento com o tabuleiro composto por duas longarinas pré-moldadas e transversinas de apoio.

O corte longitudinal do apoio central é ilustrado na figura 3.8 e apresentação a ligação com as juntas de dilatação, aparelhos de apoio e transversinas de apoio, estas foram modeladas nas extremidades das longarinas sem espaçamentos, uma vez que as divergências nos resultados são desprezíveis, porém é importante introduzi-las com no mínimo 5 centímetros de distância da borda das longarinas, em razão de dificultar possíveis manutenções na área e aumentar a área necessária de aplicação de juntas de dilatação.

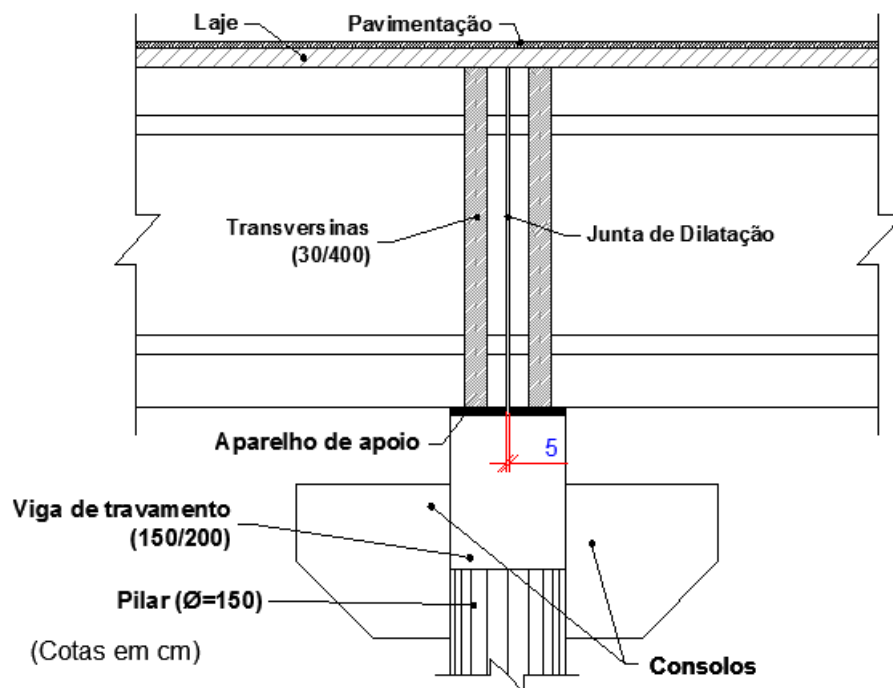
Ressalta-se que podem ser construídos consolos nos apoios centrais para que seja possível levantar a estrutura e realizar manutenções e substituições dos aparelhos de apoio, porém não foram modelados, posto que não iria variar consideravelmente os resultados. Outra opção seria o rebaixamento da viga de travamento para que esta fosse dimensionada considerando a utilização de equipamentos com o objetivo de suspender a superestrutura.

Figura 3.7 – Seção transversal na região dos pilares do modelo P1.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura 3.8 – Detalhe da ligação entre os pilares e o tabuleiro do modelo P1.



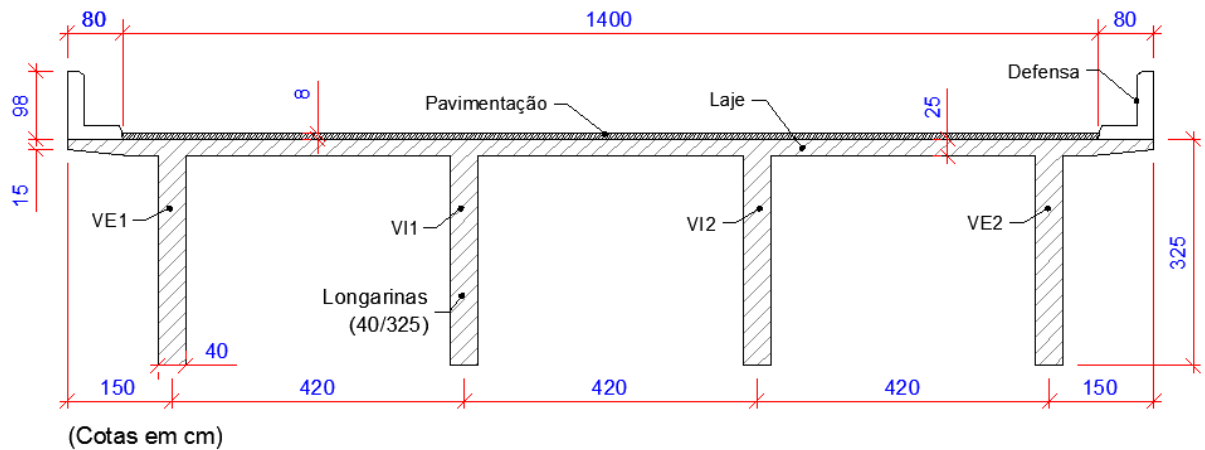
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

3.2.2 Modelos com quatro longarinas

3.2.2.1 Modelo em estrutura moldada no local (M2)

O modelo com quatro longarinas moldado no local possui as mesmas condições de ligações e dimensões do tabuleiro. Todavia, foram definidas quatro longarinas com alturas equivalentes para que as flechas fossem semelhantes aos modelos com duas longarinas (FIG. 3.9), este processo foi realizado a partir de vários processamentos com as características do modelo com duas longarinas, variando a altura das longarinas e os espaçamentos entre elas no modelo sem transversinas.

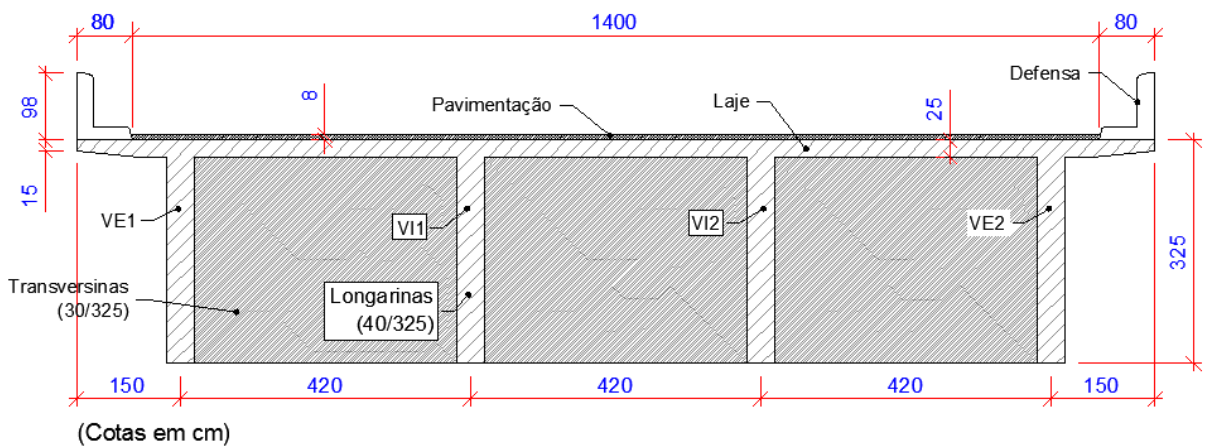
Figura 3.9 – Seção transversal do modelo M2 sem transversinas.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

A figura 3.10 exibe a seção transversal do modelo com quatro longarinas do sistema moldado no local com as transversinas intermediárias.

Figura 3.10 – Seção transversal do modelo M2 com transversinas.

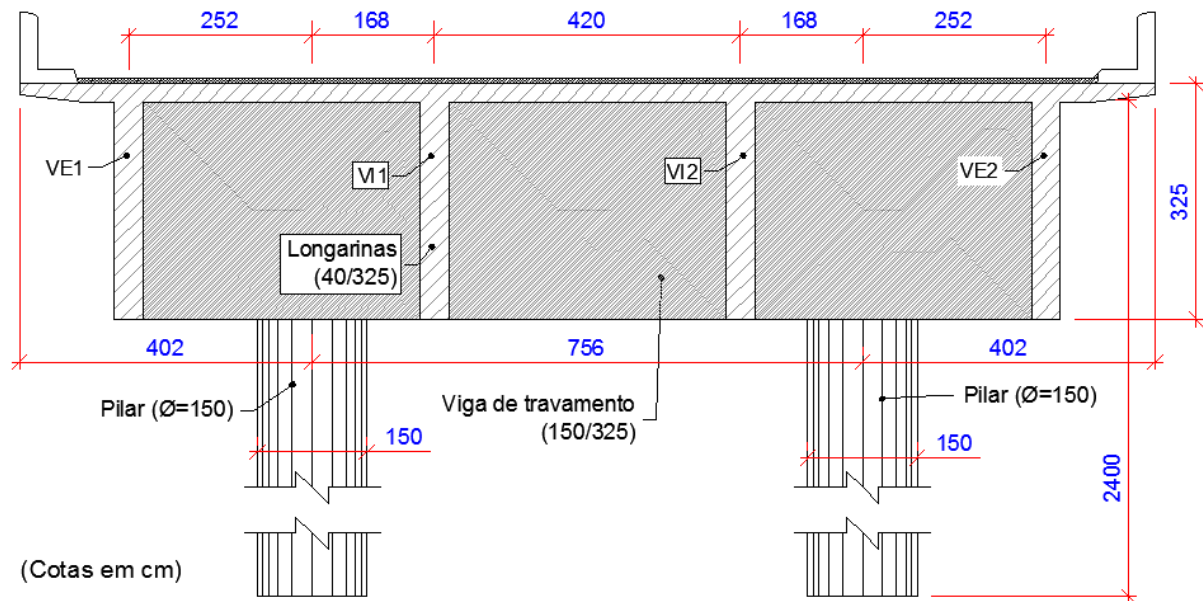


Fonte: elaborado pelo autor (2016)

As longarinas apresentam seções retangulares com largura de 40 centímetros e altura de 325 centímetros, enquanto as transversinas possuem largura de 30 centímetros e altura de 325 centímetros.

Para o apoio central, os pilares possuem as mesmas configurações dos modelos anteriores, sendo alterado apenas a viga de travamento para compatibilizar as dimensões (FIG. 3.11).

Figura 3.11 – Seção transversal na região dos pilares do modelo com quatro longarinas moldado no local.



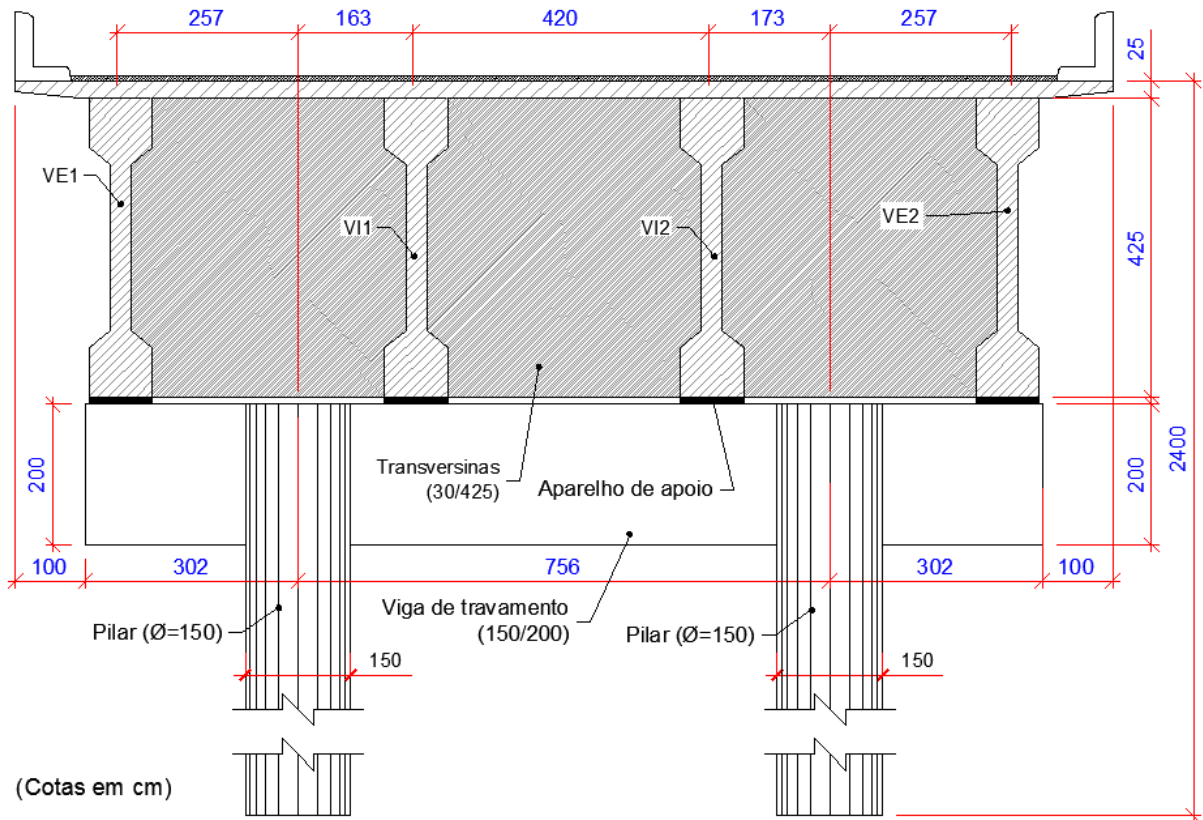
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Os detalhes de ligações entre a viga de travamento e os pilares é idêntico ao modelo moldado *in loco* anterior (M1).

3.2.2.2 Modelo em estrutura pré-moldada (P2)

O modelo com quatro longarinas pré-moldadas segue a mesma concepção do modelo com quatro longarinas moldado no local. As alterações se deram nas alturas das longarinas e no espaçamento entre elas.

A figura 3.12 expõe a seção transversal do modelo com quatro longarinas pré-moldadas sem as transversinas. Enquanto a figura 3.13 ilustra a mesma seção transversal, entretanto com o acréscimo das transversinas intermediárias.

Figura 3.14 – Seção transversal na região dos pilares do modelo P2.

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

3.2.3 Modelos com seis longarinas

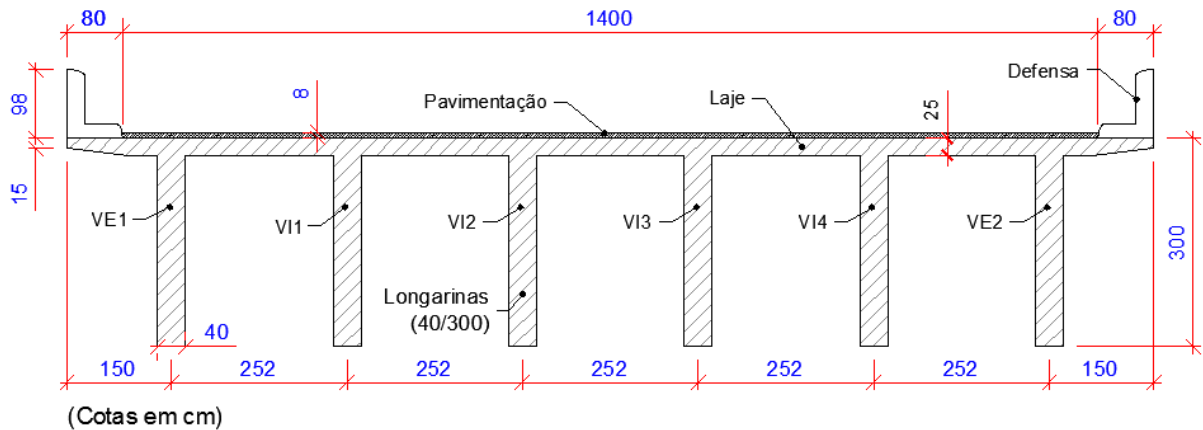
3.2.3.1 Modelo em estrutura moldada no local (M3)

Os modelos com seis longarinas foram ajustados para que as flechas fossem equivalentes aos modelos com duas e quatro longarinas, assim sendo, as configurações de ligações e dos pilares permanecem as mesmas.

As longarinas apresentam seções retangulares com largura de 40 centímetros e altura de 300 centímetros, enquanto as transversinas possuem largura de 30 centímetros e altura de 300 centímetros.

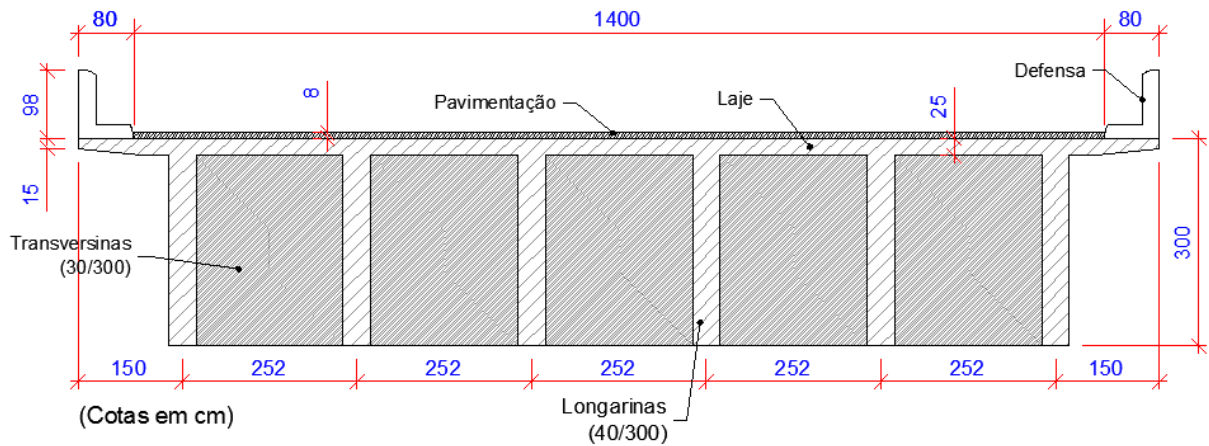
A figura 3.15 apresenta a seção transversal do modelo com seis longarinas moldados no local sem as transversinas. Enquanto a figura 3.16 ilustra a mesma seção com transversinas intermediárias.

Figura 3.15 – Seção transversal do modelo M3 sem transversinas.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura 3.16 – Seção transversal do modelo M3 com transversinas.

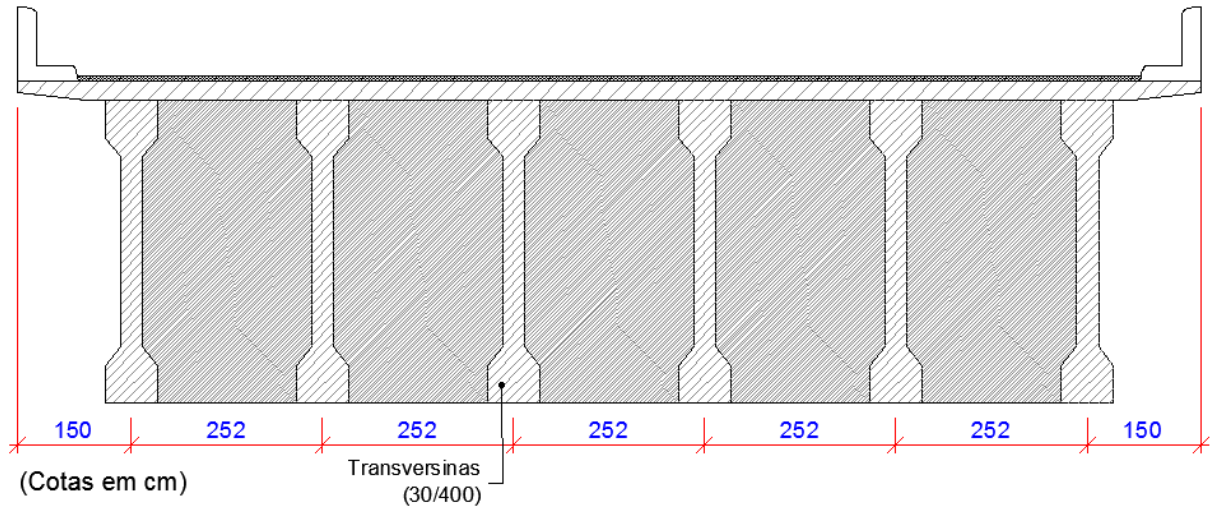


Fonte: elaborado pelo autor (2016)

No apoio central os pilares mantiveram-se com as configurações dos modelos moldadas no local anteriores, porém as vigas de travamento foram compatibilizadas com as dimensões das longarinas, tornando-as com seções transversais de largura de 150 centímetros e altura de 300 centímetros. Diferente dos anteriores, duas longarinas estão apoiadas nos pilares diretamente, enquanto as demais estão nas vigas de travamento.

O corte da seção transversal das ligações entre o tabuleiro e a mesoestrutura, do modelo com seis longarinas moldadas no local (M3), pode ser visualizado na figura 3.17.

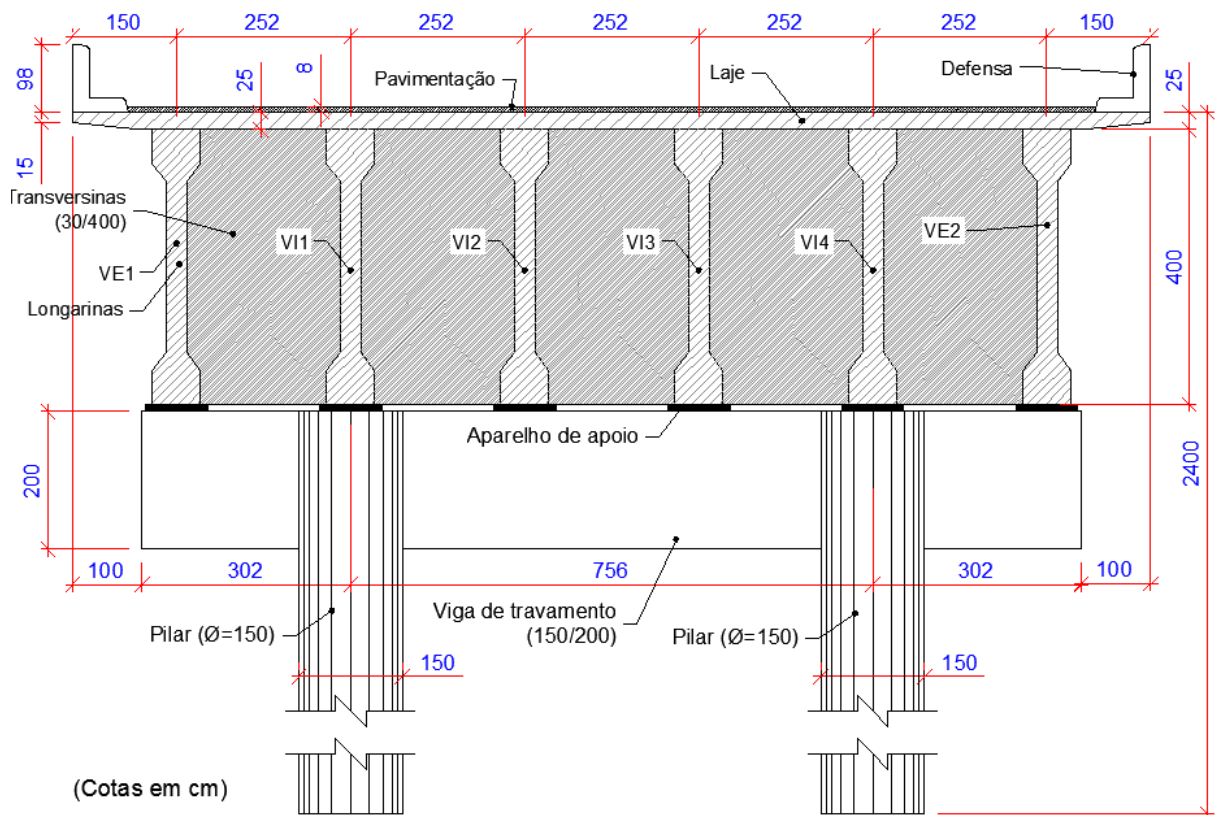
Figura 3.19 – Seção transversal do modelo P3 com transversinas.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

O corte da seção transversal na região dos pilares do modelo com seis longarinas pré-moldadas é analisado na figura 3.20.

Figura 3.20 – Seção transversal na região dos pilares do modelo P3.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

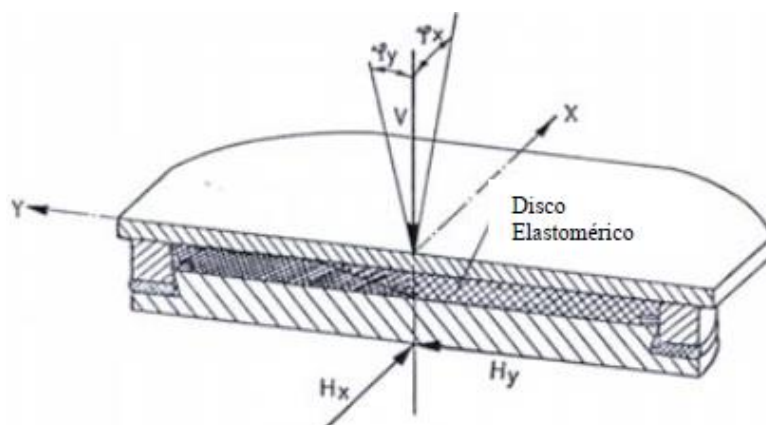
3.2.4 Ligações

“O termo ligação é aplicado a todos os detalhes construtivos, os quais promovam a união de partes da estrutura entre si ou a sua junção com elementos externos a ela” (CBCA, 2003). Sendo assim, as transmissões dos esforços entre peças estruturais devem-se às ligações entre elas. Desta forma, as referidas peças possuem fundamental importância no comportamento global da estrutura.

Para a calibração do modelo estrutural, faz-se necessário definir com clareza as ligações entre os membros estruturais e assim definir as restrições cinemáticas do problema. “Na interação superestrutura e mesoestrutura são introduzidos aparelhos de apoios que são dispositivos que fazem a transição entre esses elementos” (NORMA DNIT 091, 2006).

Segundo Pinho (2011), os aparelhos tipo *pot bearing* são constituídos por uma espécie de “panela” de aço, de planta circular ou retangular que recebe no seu interior um elastômero. Na parte superior, introduz-se uma placa circular que serve como fechamento, vedando o sistema. O elastômetro trabalha fortemente comprimido pelas forças aplicadas na placa superior e tem um funcionamento semelhante ao de um fluido viscoso dentro de uma prensa hidráulica. Por fim, a placa circular tem liberdade para girar em todas as direções, mantendo a pressão uniforme permanente sobre o elastômero.

Figura 3.21 – Aparelho de apoio tipo *pot* fixo.



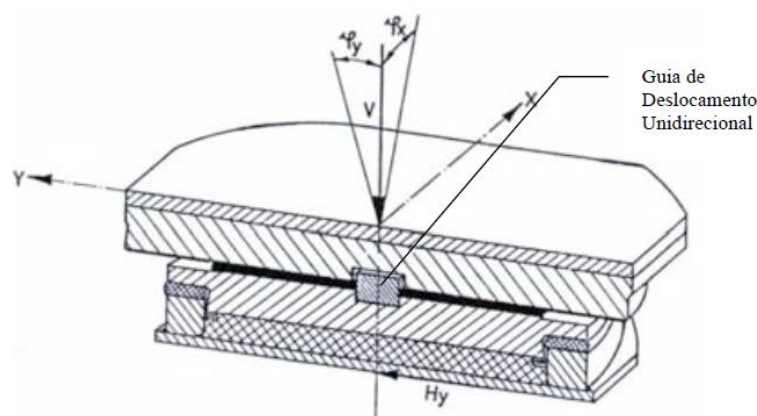
Fonte: Ramberger (2002) *apud* Mendes *et al.* (2010)

Existem diversos tipos de aparelhos no mercado com diversas condições de restrições. Segundo Mendes *et al.* (2010), o tipo padrão de aparelho de apoio tipo *pot* permite somente a rotação (FIG. 3.21). As forças horizontais são transmitidas diretamente para a almofada, já as forças horizontais provenientes da tampa são transmitidas ao vaso. Nos modelos pré-moldados, este será o aparelho

adotado nas ligações entre as longarinas e a viga de travamento dos pilares. Já nos modelos moldados no local esta ligação será monolítica.

Foram utilizados aparelhos de apoios que apresentam um sentido de deslocamento e as rotações livres nas ligações da superestrutura com a infraestrutura (FIG. 3.22). Segundo Vieira (2013), os aparelhos de apoio unidirecionais surgem da introdução de uma superfície de deslizamento num apoio *pot* do tipo fixo. Este tipo consiste, portanto, em um aparelho de apoio tipo *pot* fixo no qual são incorporados quatro componentes essenciais: um disco de teflon, uma superfície de aço inoxidável polida ligada a uma chapa de deslizamento em aço, graxa de lubrificação e um dispositivo de guiamento (guia) que orienta o movimento do aparelho na direção de deslocamento liberada, permitindo movimentos apenas na direção de guia que é usualmente um guia central que é fixada na chapa de deslizamento.

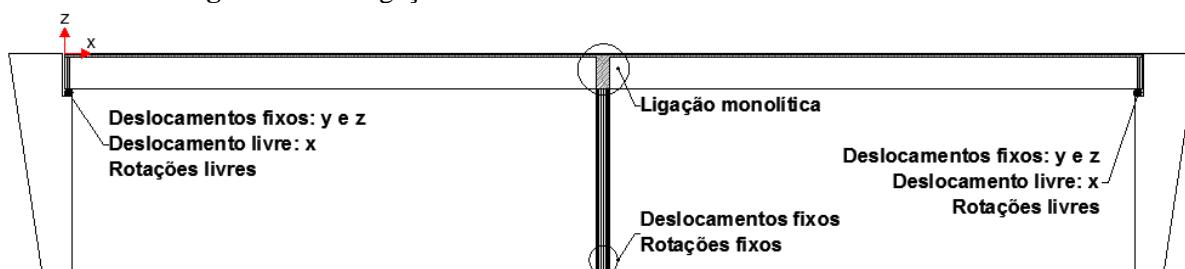
Figura 3.22 – Aparelho de apoio tipo *pot* com deslocamento unidirecional liberado.



Fonte: Ramberger (2002) *apud* Mendes *et al.* (2010)

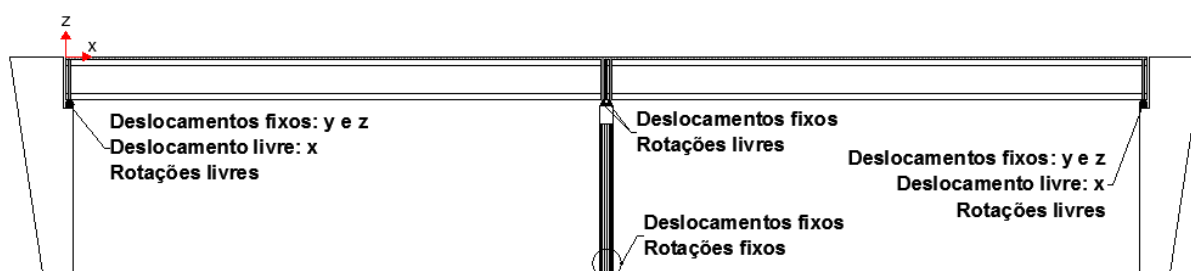
As condições de vinculações para os modelos têm as rotações e os deslocamentos ao longo do sentido do tráfego livres nos encontros e engastes nas bases dos pilares, porém as ligações entre a superestrutura e os pilares são monolíticas nos moldados no local (FIG. 3.23) e rotuladas com todos os deslocamentos fixos nos pré-moldados (FIG. 3.24).

Figura 3.23 – Ligações dos modelos com estruturas moldadas no local.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

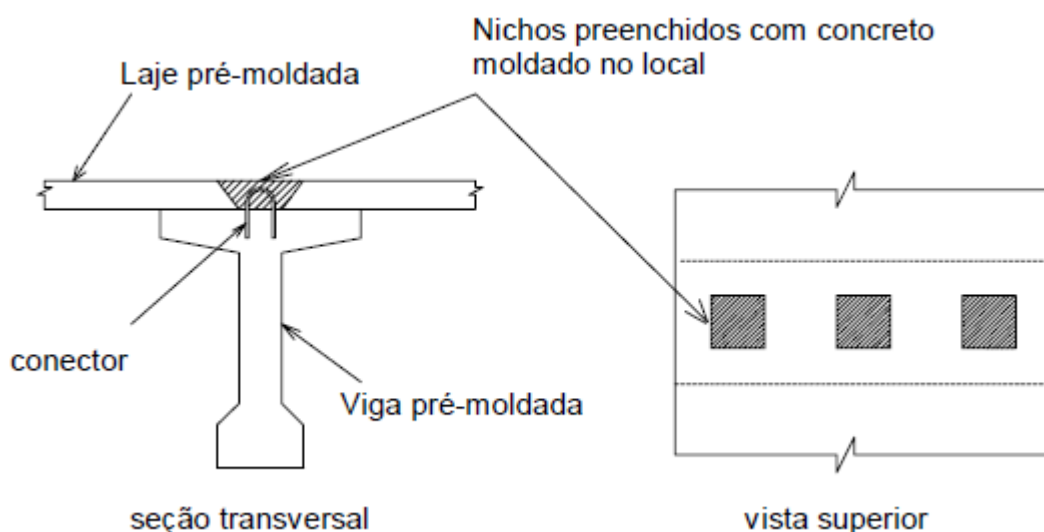
Figura 3.24 – Ligações dos modelos com estruturas pré-moldadas.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Nas ligações entre as vigas e as lajes não há necessidade de aparelhos ou dispositivos mais sofisticados para criar uma condição de monoliticidade, onde há necessidade apenas de se ter alguns cuidados nas armações e em suas ancoragens, sendo bastante utilizado no caso de vigas pré-moldadas o uso de conectores de cisalhamento (FIG. 3.25).

Figura 3.25 – Associação utilizadas em vigas pré-moldadas com lajes pré-moldadas.



Fonte: Araújo (2002)

Esses conectores fazem com que a interface entre os componentes estruturais apresente transferência integral de tensões de cisalhamento, trabalhando como uma peça monolítica.

3.2.5 Parâmetros variáveis

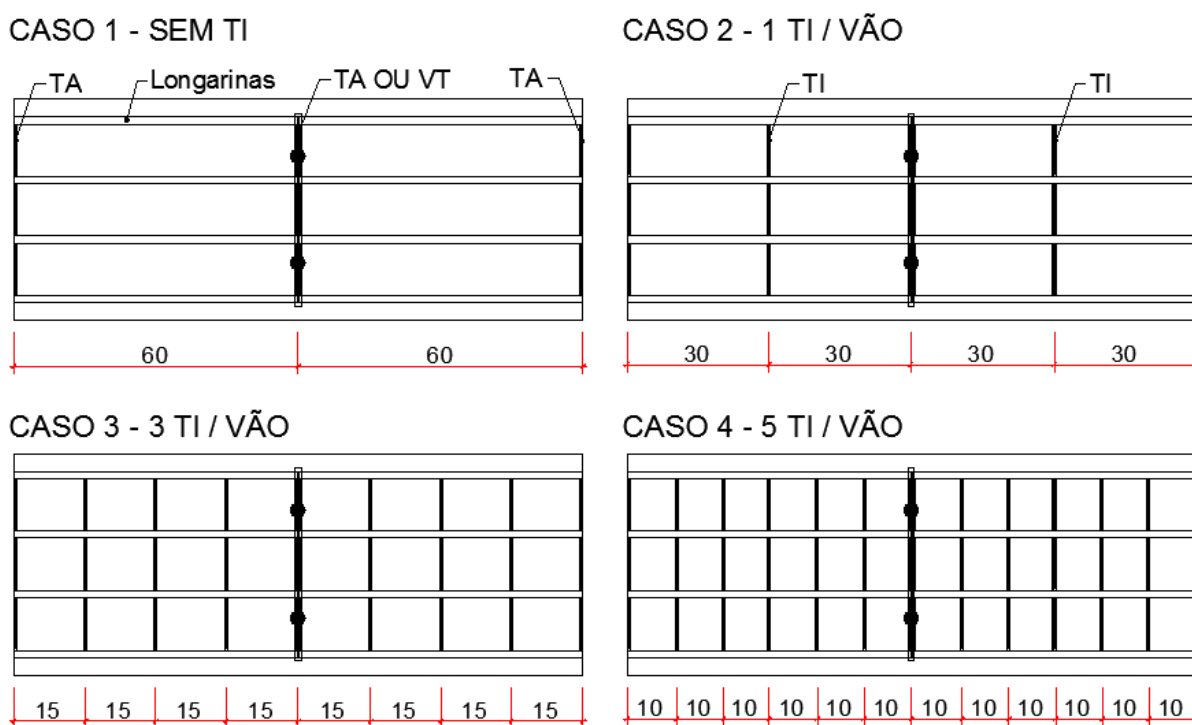
Para os modelos em análise, são seis modelos distintos, variando o número de TI. Nas estruturas moldadas no local, a viga de travamento tem comportamento monolítico com as longarinas, desprezando o uso das TA. Já nas pré-moldadas, as transversinas são ligadas

rigidamente às longarinas e estas são simplesmente apoiadas na viga de travamento dos pilares.

A variação entre os modelos está na quantidade de longarinas e em suas alturas. Foram concebidas desta forma, para que mantivessem valores de flechas máximas próximas ao estabelecido como critério de projeto.

Foram estudadas 4 configurações de transversinas combinadas a 6 modelos independentes, totalizando 24 processamentos. As TI foram introduzidas igualmente espaçadas (FIG. 62), tendo: (a) nenhuma TI porvão, (b) uma TI porvão, (c) três TI porvão e (d) cinco TI porvão.

Figura 3.26 – Vista superior da ponte com quatro longarinas com a introdução das TI.



(Cotas em metros)

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Os casos apresentados na figura 3.26 exibem a disposição das TI para os modelos com quatro longarinas, mas servem para todos os modelos. O quadro com um resumo dos casos a serem estudados está disposto a seguir. Ressalta-se que as vigas de travamento abordadas no trabalho também são conhecidas como travessas.

Quadro 3.2: Definição dos modelos a serem estudados.

SISTEMAS MOLDADOS NO LOCAL				
Tipo	Nº de Longarinas	Nº de TI por Vão	Distância entre Transversinas (m)	Tipo de ligação entre Long e Viga de Trav.
M1-2020	2	0	60	Monolítica
M1-2121	2	1	30	Monolítica
M1-2323	2	3	15	Monolítica
M1-2525	2	5	10	Monolítica
M2-4040	4	0	60	Monolítica
M2-4141	4	1	30	Monolítica
M2-4343	4	3	15	Monolítica
M2-4545	4	5	10	Monolítica
M3-6060	6	0	60	Monolítica
M3-6161	6	1	30	Monolítica
M3-6363	6	3	15	Monolítica
M3-6565	6	5	10	Monolítica
SISTEMAS PRÉ-MOLDADOS				
Tipo	Nº de Longarinas	Nº de TI por Vão	Distância entre Transversinas (m)	Tipo de ligação entre Long e Viga de Trav.
P1-2020	2	0	60	Rótula
P1-2121	2	1	30	Rótula
P1-2323	2	3	15	Rótula
P1-2525	2	5	10	Rótula
P2-4040	4	0	60	Rótula
P2-4141	4	1	30	Rótula
P2-4343	4	3	15	Rótula
P2-4545	4	5	10	Rótula
P3-6060	6	0	60	Rótula
P3-6161	6	1	30	Rótula
P3-6363	6	3	15	Rótula
P3-6565	6	5	10	Rótula

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

3.3 Ações

Para estruturas de pontes existem diversas solicitações impostas pela natureza ou pela utilização corrente, dentre as principais destacam-se as ações dinâmicas devido ao vento, as cargas devido aos veículos que podem ser dinâmicas ou quase-estáticas, a depender da velocidade do tráfego no momento, e as cargas puramente estáticas como o peso próprio, peso de revestimentos, asfaltos e outros elementos sem fins estruturais.

As ações externas e internas da estrutura serão definidas seguindo:

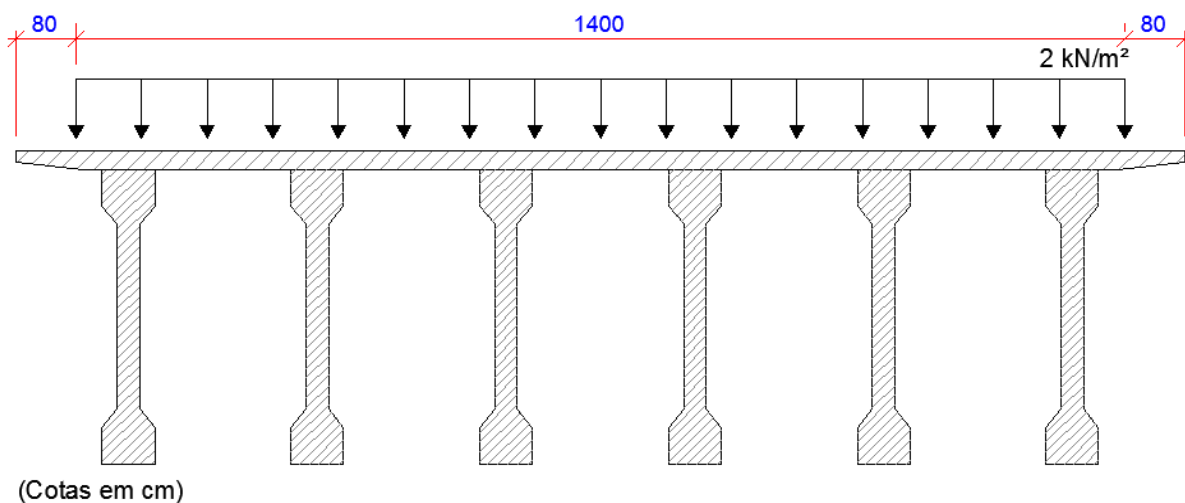
- a) NBR 7187 (2003) – Projeto de pontes de concreto armado – Procedimento;
- b) NBR 6123 (1988) – Forças devido ao vento em edificações – Procedimento;
- c) NBR 7188 (2013) – Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre – Procedimento.

Para os modelos em questão serão desprezadas as ações devido às colisões de veículos, variação de temperatura, retração, fluência, deslocamento de fundações e eventos excepcionais como sismos, explosões etc.

3.3.1 Cargas permanentes

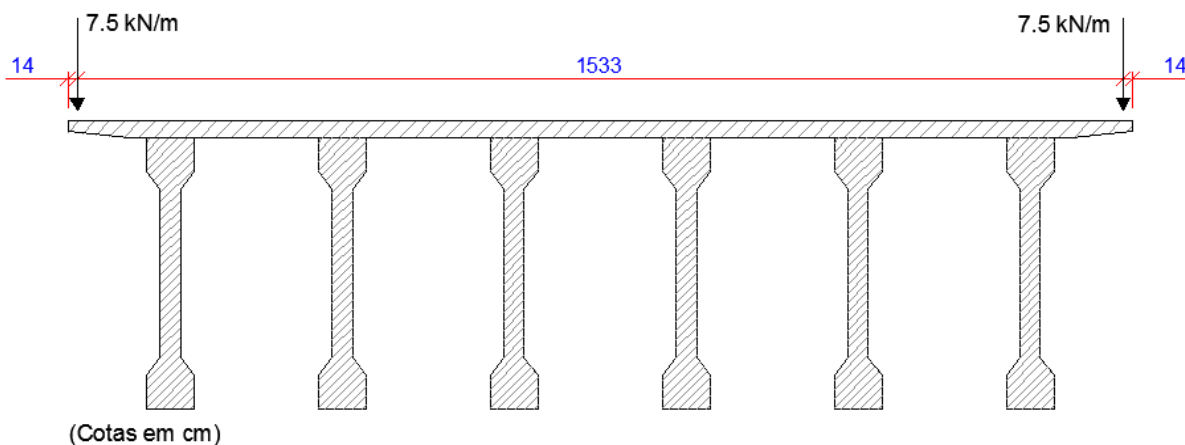
De acordo com a NBR 7187 (2003), ações permanentes são aquelas cujas intensidades podem ser consideradas como constantes ao longo da vida útil da construção. Para os casos em estudo, serão consideradas as cargas devido ao peso próprio, à pavimentação (FIG. 3.27) e às defensas (FIG. 3.28). O peso específico considerado nos componentes estruturais, na pavimentação e nas defensas é de 25 kN/m^3 .

Figura 3.27 – Distribuição das cargas devido à pavimentação.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura 3.28 – Distribuição das cargas devido às defensas.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

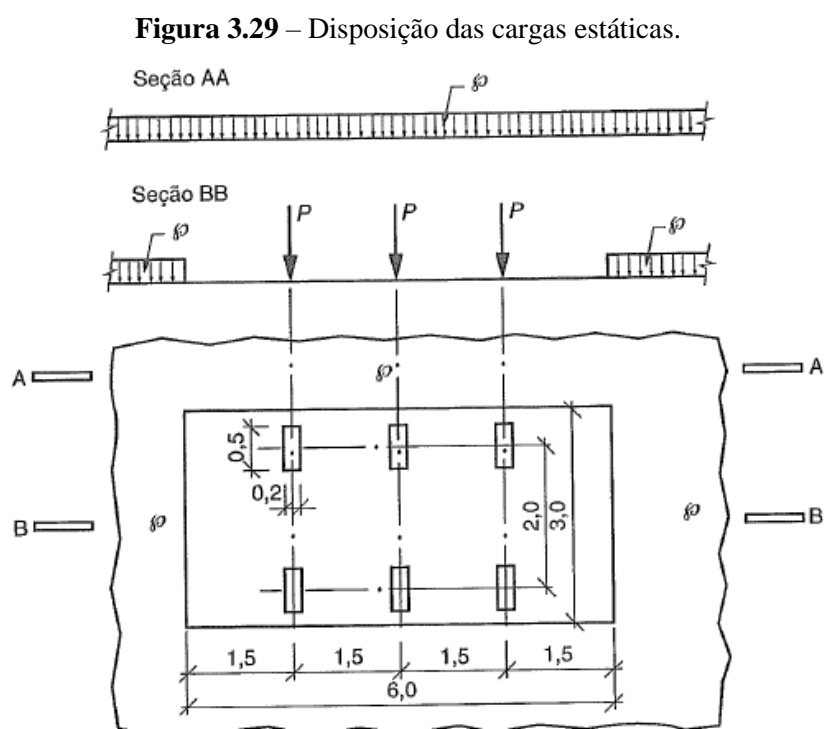
3.3.2 Carga móvel

Devido às dificuldades em se obter os carregamentos reais dos veículos em pontes, foram criadas as cargas móveis, que são um sistema de cargas representativo dos valores característicos dessas ações a que a estrutura está sujeita em serviço.

Em suma, a norma brasileira substitui o carregamento real dos veículos por carregamentos fictícios distribuídos em pequenas áreas a fim de reproduzir as solicitações provocadas pelo tráfego. Segundo a NBR 7187 (2003), o efeito dinâmico das cargas móveis deve ser analisado pela teoria da dinâmica das estruturas, mas é permitido, no entanto, assimilar as cargas móveis, através de sua multiplicação por coeficientes adicionais.

O veículo hipotético é admitido como tendo dimensões de seis metros de largura por três metros de comprimento, já nas áreas restantes é aplicado um carregamento uniformemente distribuído p de sobrecarga. A carga P é carga estática aplicada pelo veículo tipo no nível do pavimento, com valor característico e sem qualquer majoração.

Para a análise dos carregamentos será considerada a carga móvel rodoviária padrão TB-450 que é definida pela NBR 7188 (2013) como sendo um veículo tipo de 450 kN, com geometria definida a seguir.



Fonte: NBR 7188 (2013)

A carga móvel deve assumir qualquer posição ao longo de toda a pista rodoviária com as rodas na posição mais desfavorável, inclusive em acostamentos e faixas de segurança. A carga distribuída deve ser introduzida as regiões mais desfavoráveis para a análise de cada elemento estrutural.

Os resultados Q e q são as cargas concentradas e distribuídas, respectivamente, nos quais são os valores de carga móvel iguais aos característicos ponderados pelos coeficientes de impacto vertical (CIV), do número de faixas (CNF) e de impacto adicional (CIA), definidos como:

$$Q = P CIV CNF CIA \quad (3.4)$$

$$q = p CIV CNF CIA \quad (3.5)$$

a) Coeficiente de impacto vertical

O coeficiente de impacto vertical (CIV) majora os carregamentos concentrados P e distribuídos q no dimensionamento das peças estruturais. O coeficiente aumenta a carga estática a partir do efeito de amplificação dinâmica da carga em movimento e a suspensão de veículos. É definido como:

$$CIV = 1,35 \quad \forall Liv \leq 10 m \quad (3.6)$$

$$CIV = 1 + 1,06 \left(\frac{20}{Liv + 50} \right) \quad \forall 200 \leq Liv \leq 10 m \quad (3.7)$$

Onde:

Liv = Comprimento do vão, expresso em metros (m).

Ambos os vãos possuem o mesmo comprimento, logo:

$$CIV = 1 + 1,06 \left(\frac{20}{60 + 50} \right) = 1,192 \quad (3.8)$$

b) Coeficiente de número de faixas

O coeficiente de número de faixas (CNF) ajusta os valores das cargas móveis a partir do número de faixas definido na seção transversal da ponte. O coeficiente leva em conta a probabilidade da carga móvel ocorrer em função do número de faixas.

$$CNF = 1 - 0,05 (n - 2) > 0,9 \quad (3.9)$$

Onde:

n = Número inteiro de faixas de tráfego rodoviário a serem carregadas sobre um tabuleiro transversalmente contínuo. Acostamentos e faixas de segurança não são faixas de tráfego na rodoviária.

Logo, para os modelos em questão foram adotadas quatro faixas, gerando assim:

$$CNF = 1 - 0,05 (4 - 2) = 0,9 \quad (3.10)$$

c) Coeficiente de impacto adicional

O coeficiente de impacto adicional (*CIA*) majora os esforços em função de imperfeições ou descontinuidades da superestrutura para seções com afastamento inferiores à 5 metros desses pontos. Para o caso em questão será considerado para toda a estrutura. Para obras em concreto ou mistas é dado como:

$$CIA = 1,25 \quad (3.11)$$

d) Cargas distribuídas e concentradas finais

As cargas P e p para o tipo TB-450 são:

$$P = 75 \text{ kN} \quad (3.12)$$

$$p = 5 \text{ kN/m}^2 \quad (3.13)$$

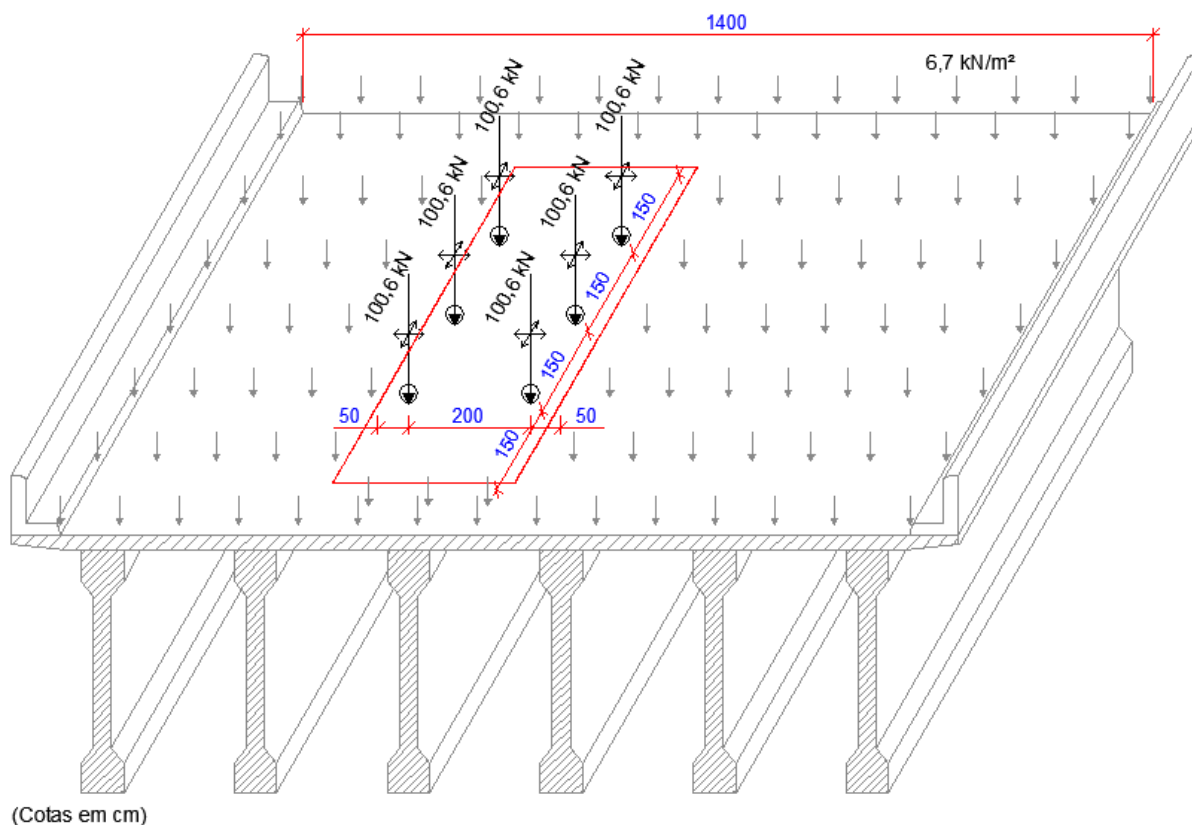
Por fim, obtém-se:

$$Q = P \text{ CIV CNF CIA} = 100,6 \text{ kN} \quad (3.14)$$

$$q = p \text{ CIV CNF CIA} = 6,7 \text{ kN/m}^2 \quad (3.15)$$

A distribuição das cargas móveis ao longo do tabuleiro é descrita na figura 3.30, na qual tem o veículo-tipo dentro de uma área de 6 metros por 3 metros, enquanto a sobrecarga é distribuída no restante. Ressalta-se que o trem-tipo deve ser posicionado nos pontos que gerem os maiores esforços para cada componente estrutural a ser verificado.

Figura 3.30 – Distribuição das cargas móveis ao longo do tabuleiro.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

3.3.3 Carga de frenagem e/ou aceleração

Em harmonia com a NBR 7188 (2013), as forças horizontais devido à frenagem e/ou aceleração aplicadas no nível do pavimento são um percentual da carga característica dos veículos aplicados sobre o tabuleiro, na posição mais desfavorável.

$$H_f = 0,25 B L CNF \geq 135 \text{ kN} \quad (3.16)$$

Onde:

H_f = Força de frenagem e/ou aceleração, expresso em kN;

B = Largura efetiva, expressa em metros (m), da carga distribuída q ;

L = Comprimento concomitante, expresso em metros (m), da carga distribuída q .

A largura efetiva é igual à largura da seção transversal sem as defensas e o comprimento será definido simplificadaamente como o maior comprimento total dos modelos descrito nos itens anteriores.

$$B = 14 \text{ m} \quad (3.17)$$

$$L = 120 \text{ m} \quad (3.18)$$

No final, obtém-se a carga horizontal total.

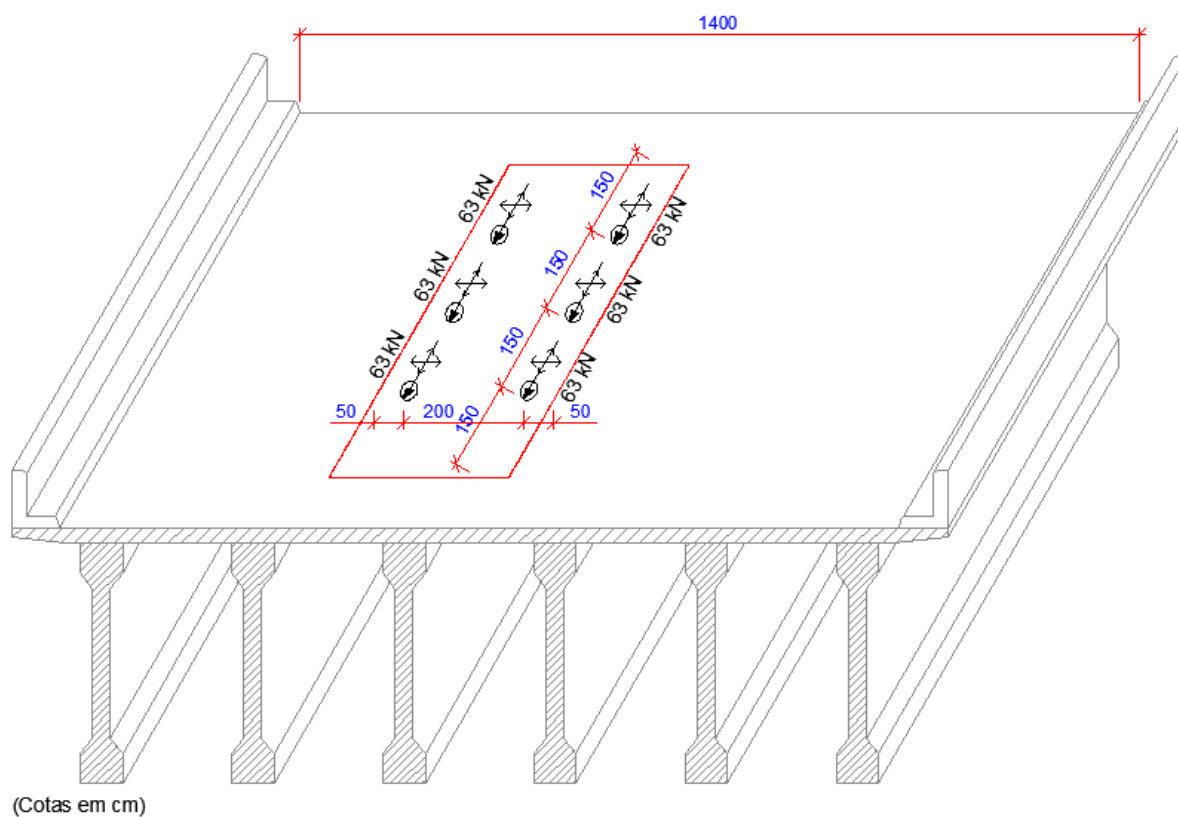
$$H_f = 378 \text{ kN} \quad (3.19)$$

A carga total foi aplicada no nível do tabuleiro, dividindo-a igualmente para cada roda do veículo representativo do trem-tipo. Desta forma, foi criado um carregamento móvel composto apenas por carregamentos concentrados horizontais com a seguinte intensidade por roda:

$$H_{f,roda} = 63 \text{ kN/roda} \quad (3.20)$$

A aplicação das cargas horizontais devido à frenagem e/ou aceleração, formando um trem-tipo horizontal, é vista na figura 3.31.

Figura 3.31 – Aplicação das cargas de frenagem e aceleração no tabuleiro.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

3.3.4 Carga de vento

O vento é uma ação dinâmica que incide sobre a estrutura da ponte preponderantemente no plano transversal à seção da ponte, sendo preconizado pela NBR 7187 (2003) que esta ação deve ser avaliada pela NBR 6123 (1988), porém El Debs e Takeya (2009) afirmam que esta trata da ação do vento em edifícios e na falta de recomendações para pontes, apresenta-se o procedimento indicado pela antiga norma de pontes NB-2 (1961). Para os modelos foram calculadas as ações devido ao vento recomendadas por ambas as normas, porém foram consideradas apenas as máximas.

A NBR 6123 (1988) trata as ações devido ao vento como cargas estáticas, considerando uma velocidade básica dimensionada a partir de uma rajada 3 segundos, excedida em média uma vez em 50 anos.

Para os casos propostos, será desprezado o efeito dinâmico devido à turbulência atmosférica, fazendo as adaptações necessárias do modelo estático para as condições fictícias do problema. Para o caso de edificações de formas usuais a NBR 6123 (1988) considera o efeito do vento sobre uma edificação utilizando coeficientes simplificadores, devido a geometria usual da ponte, serão utilizados os mesmos procedimentos da determinação dos esforços de um edifício.

Adotou-se a maior dimensão (L1) igual a 120 metros, enquanto a menor (L2) igual a 15,6 metros e altura (h) com 24 metros. Como a seção transversal despreza eventuais inclinações na laje a inclinação foi desprezada. Só será considerado a ação do vento a 90 graus, visto que no outro sentido será impedido pelos encontros.

- **Pressão dinâmica do vento**

Para determinar a pressão dinâmica na estrutura é necessário conhecer a velocidade básica do vento da região e aplicar os fatores de influência da topografia, rugosidade do local e estatístico.

$$V_k = V_o S_1 S_2 S_3 \quad (3.21)$$

Onde:

V_k = Velocidade característica;

V_o = Velocidade básica do vento;

S_1 = Fator de influência devido à topografia da região;

S_2 = Fator de influência devido à rugosidade da região;

S_3 = Fator de influência estatístico;

Conhecida a velocidade característica na estrutura é possível encontrar a pressão dinâmica por uma expressão definida na seção 4.2 da NBR 6123 (1988):

$$q = 0,613 V_k^2 \quad (3.22)$$

Onde:

q = Pressão dinâmica do vento.

a) Velocidade básica do vento (V_o)

A velocidade básica do vento adotada fpo referente ao pior caso e segundo as isopletras da NBR 6123 (1988) é:

$$V_o = 50 \text{ m/s} \quad (3.23)$$

b) Fator topográfico (S_1)

Foi considerado que o terreno é plano ou fracamente acidentado.

$$S_1 = 1 \quad (3.24)$$

c) Fator de rugosidade (S_2)

Foi adotada a categoria III, terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas. Classe C, onde a maior dimensão é maior ou igual a 50m. A partir dos parâmetros retirados da tabela 2 da NBR 6123 (1988) que relaciona Categoria e Classe com a altura.

$$S_2 = 0,98 \quad (3.25)$$

d) Fator estatístico (S_3)

Foi adotado o grupo 1 que enquadra as edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva, visto que se trata de uma estrutura com alto custo e que a ruína pode gerar muitas perdas materiais e humanas.

$$S_3 = 1,1 \quad (3.26)$$

e) Velocidade característica (V_k)

Obtendo-se:

$$V_k = V_o S_1 S_2 S_3 = 53,9 \text{ m/s} \quad (3.27)$$

f) Pressão dinâmica do vento (q)

Por fim, a pressão dinâmica é calculada a partir da velocidade característica.

$$q = 0,613 V_k^2 = 1,78 \text{ kN/m}^2 \quad (3.28)$$

Onde:

q = Pressão dinâmica do vento;

- **Força de arrasto**

A força de arrasto (F_a) é a componente da força do vento na direção de incidência, sendo assim uma força horizontal. Esta é determinada pela seguinte relação:

$$F_a = q C_a A_e \quad (3.29)$$

Onde:

F_a = Força de arrasto;

C_a = Coeficiente de arrasto;

A_e = Área da projeção ortogonal da edificação sobre um plano perpendicular à direção do vento.

Para a determinação do coeficiente de arrasto segundo a NBR 6123 (1988), calculam-se previamente as seguintes relações:

$$\frac{h}{L1} = \frac{24}{120} = 0,20 \quad (3.30)$$

$$\frac{L1}{L2} = \frac{120}{15,6} = 7,70 \quad (3.31)$$

Onde:

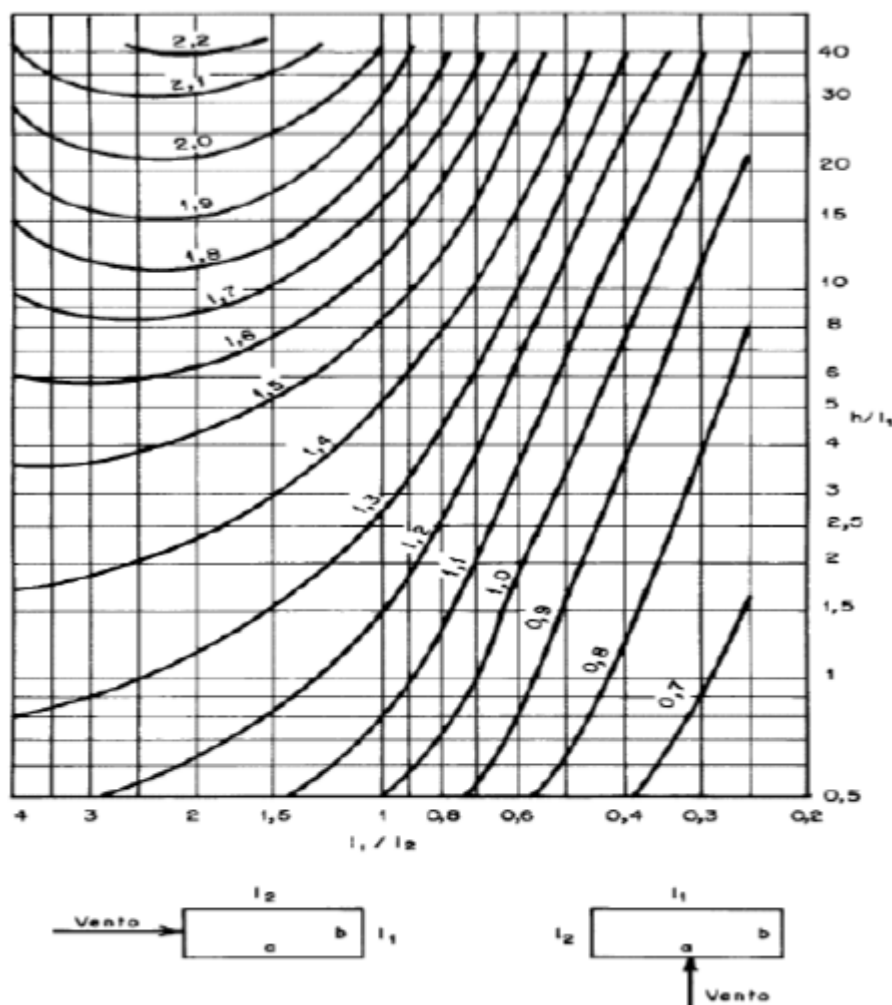
h = Altura de uma edificação acima do terreno;

$L1$ = Dimensão de uma edificação na direção perpendicular ao vento;

$L2$ = Dimensão de uma edificação na direção paralela ao vento.

Os valores obtidos das relações anteriores fornecem o coeficiente de arrasto verificado no ábaco fornecido pela NBR 6123 (1988), que se encontra ilustrado na figura 3.32.

Figura 3.32 – Ábaco para cálculo do coeficiente de arrasto para edificações paralelepípedicas em ventos de baixa turbulência.



Fonte: NBR 6123 (1988)

Para as relações encontradas não é possível determinar o coeficiente de arrasto, mas extrapolando os valores e aproximando para o maior valor, encontra-se:

$$C_a = 1,2 \quad (3.32)$$

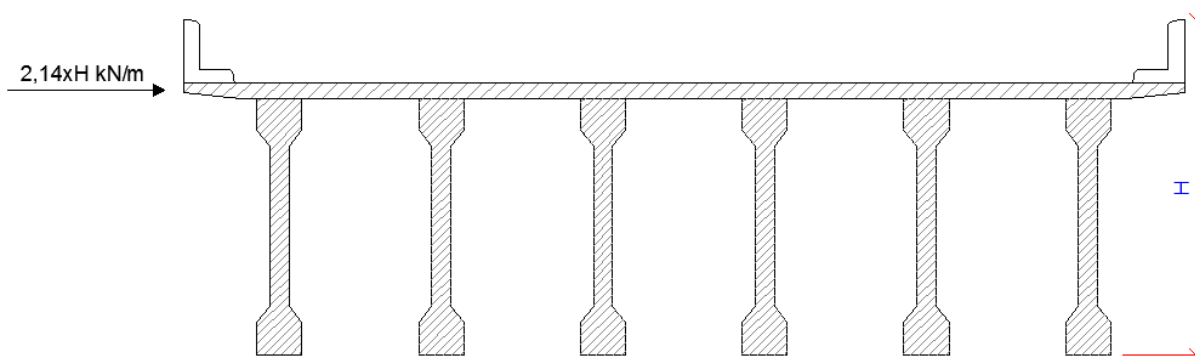
A área frontal efetiva para o cálculo da força de arrasto é definida a partir da largura perpendicular à ação do vento e pela altura total das longarinas, lajes e defensas. Assim sendo, a área frontal irá variar para cada modelo.

Por fim,

$$F_a = 2,14 H \text{ kN/m} \quad (3.33)$$

A aplicação das cargas nos modelos segue conforme ilustrado a seguir, na qual foi considerada de forma simplificada que são introduzidas na lateral da estrutura, sendo simétrica e indiferente ao lado de aplicação.

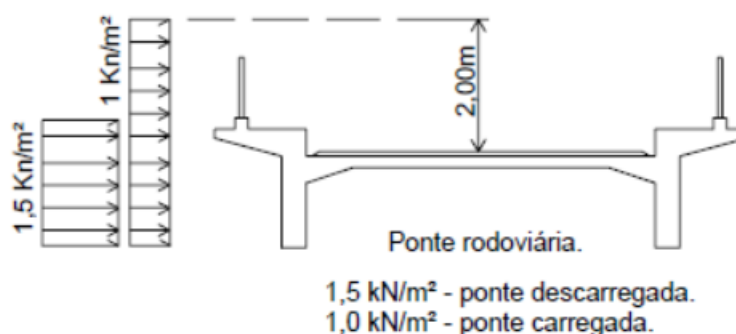
Figura 3.33 – Ações devido ao vento de acordo com a NBR 6123 (1988).



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Segundo a NB-2 (1961) para pontes rodoviárias, as pressões devido ao vento são consideradas em duas condições, sendo a primeira para pontes descarregadas com intensidades de $1,5 \text{ kN/m}^2$ na superfície delimitada pela estrutura e a segunda para pontes carregadas com intensidades 1 kN/m^2 na superfície delimitada pela estrutura sem as barreiras acrescida de uma projeção de veículos com altura de 2 metros (FIG. 3.34).

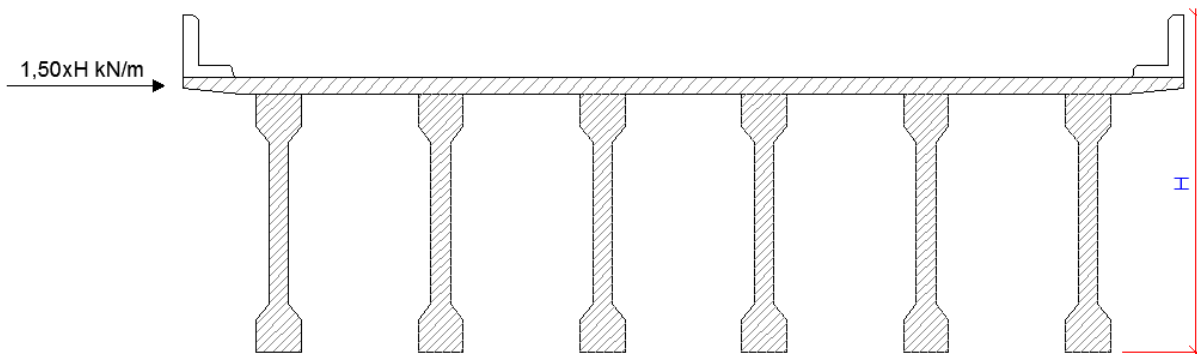
Figura 3.34 – Pressões devido ao vento para pontes rodoviárias de acordo com a NB-2 (1961).



Fonte: Catai (2005)

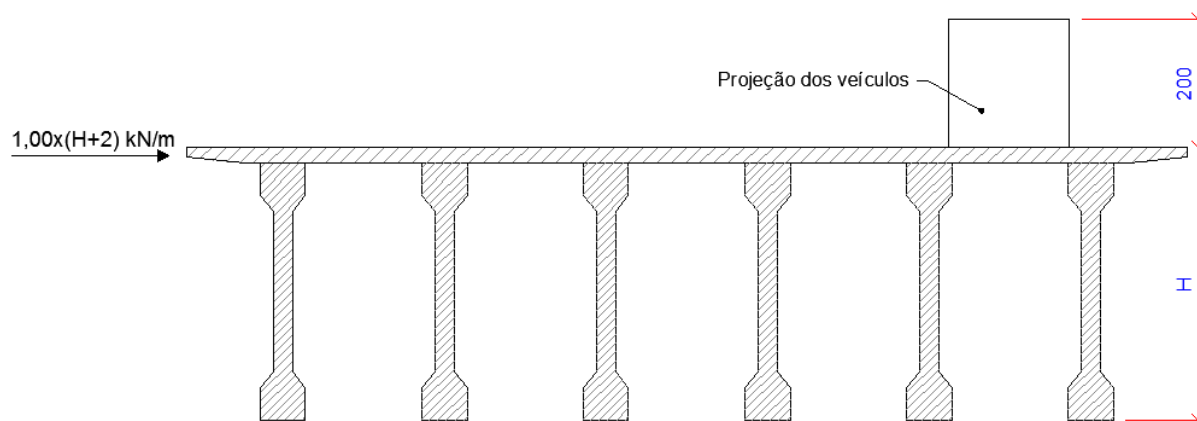
Os resultados das forças de arrasto devido à NB-2 (1961) para os modelos estudados são ilustrados nas figuras 3.35 e 3.36.

Figura 3.35 – Ações devido ao vento com a ponte descarregada de acordo com a NB-2 (1961).



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura 3.36 – Ações devido ao vento com a ponte descarregada de acordo com a NB-2 (1961).



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Para todos os modelos as ações devido a NBR 6123 (1988) apresentaram valores maiores, uma vez que a pressão encontrada foi maior que para NB-2 (1961). Assim sendo, foram consideradas as ações segundo a figura 69.

3.4 Estados limites

A NBR 8681 (2003) define estados limites de uma estrutura como sendo condições as quais a estrutura apresenta desempenho inadequado às finalidades da construção, já a NBR 6118 (2014) indica que uma estrutura ou parte dela atinge um estado limite quando, de modo efetivo ou convencional, se torna inutilizável ou quando deixa de satisfazer às condições previstas para sua utilização.

Compreende-se naturalmente que uma estrutura deve atender os requisitos mínimos esperados de uma construção, que a mesma deva reunir condições adequadas de segurança, durabilidade

e funcionalidade. Quando algum dos itens não são obedecidos, diz-se que ela atingiu um estado limite. Deste modo, se concebe dois tipos de estados limites, a saber:

- a) estados limites últimos;
- b) estados limites de serviço.

3.4.1 Estado limite último

O estado limite último é caracterizado quando ocorre (NBR 8681, 2003):

- a) perda de equilíbrio, global ou parcial, admitida a estrutura como um corpo rígido;
- b) ruptura ou deformação plástica excessiva dos materiais;
- c) transformação da estrutura, no todo ou em parte, em sistema hipostático;
- d) instabilidade por deformação;
- e) instabilidade dinâmica.

Sendo este estado o mais crítico, visto que poderá causar colapso parcial ou total dos elementos que compõe a estrutura, causando maiores danos materiais e à vida.

3.4.2 Estado limite de serviço

O estado limite de serviço é caracterizado quando ocorre (NBR 8681, 2003):

- a) danos ligeiros ou localizados, que comprometam o aspecto estético da construção ou durabilidade da estrutura;
- b) deformações excessivas que afetem a utilização normal da construção ou seu aspecto estético;
- c) vibração excessiva ou desconfortável.

É caracterizado como um estado que pode ou não causar ruína, mas causam desconforto aos usuários e em determinadas situações podem levar ao estado limite último. É dividido em:

- a) estado limite de formação de fissuras;
- b) estado limite de abertura de fissuras;
- c) estado limite de deformações excessivas;
- d) estado limite de vibrações excessivas.

3.4.3 Combinações

Para se verificar os estados limites é necessário fazer análises a partir de combinações, que podem ser:

- a) combinações últimas normais;
- b) combinações últimas especiais ou de construção;
- c) combinações últimas excepcionais;
- d) combinações quase permanentes de serviço;
- e) combinações frequentes de serviço;
- f) combinações raras de serviço.

Para os modelos serão utilizadas as combinações últimas normais para análise de esforços e combinações quase permanentes de serviço para determinação de deslocamentos.

As combinações últimas normais são determinadas e utilizadas nos dimensionamentos e verificações de estado limite último, sendo descritas pela seguinte equação:

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \psi_{0j} F_{Qj,k}) \quad (3.34)$$

Onde:

$F_{Gi,k}$ – São as forças que representam os valores característicos das ações permanentes;

$F_{Q1,k}$ – É a força característica da ação variável considerada principal para a combinação;

$F_{Qj,k}$ – São as forças características das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal;

γ_{gi} – São os coeficientes de ponderação das ações permanentes;

γ_q – São os coeficientes de ponderação das ações variáveis;

ψ_{0j} – São os coeficientes de redução para as ações variáveis que não são consideradas principais.

Desta forma, definem-se as combinações seguindo a NBR 8681 (2003):

- a) combinação normal última 1 (carga móvel como carga variável principal e vento como carga variável secundária):

$$F_{1d} = 1,35 (F_{G,pp} + F_{G,pav} + F_{G,def}) + 1,5 (F_{Q,mov} + F_{Q,fa}) + 1,4 (0,6 F_{Q,v}) \quad (3.35)$$

- b) combinação normal última 2 (vento como carga variável principal e carga móvel como carga variável secundária):

$$F_{2d} = 1,35 (F_{G,pp} + F_{G,pav} + F_{G,def}) + 1,4 F_{Q,v} + 1,5 (0,7 F_{Q,mov} + 0,7 F_{Q,fa}) \quad (3.36)$$

Onde:

$F_{G,pp}$ – São as forças que representam os valores característicos das ações devido ao peso próprio da estrutura;

$F_{G,pav}$ – São as forças que representam os valores característicos das ações devido à pavimentação;

$F_{G,def}$ – São as forças que representam os valores característicos das ações devido à defesa;

$F_{Q,mov}$ – É a força característica da ação variável devido às cargas móveis;

$F_{Q,fa}$ – É a força característica da ação variável devido à frenagem ou aceleração;

$F_{Q,v}$ – É a força característica da ação variável devido ao vento;

F_{id} – É a combinação i de cálculo última normal.

As combinações quase permanentes de serviço são utilizadas nas verificações de flechas, sendo definidas de acordo com a equação a seguir.

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n (\psi_{2j} F_{Qj,k}) \quad (3.37)$$

Onde:

ψ_{2j} – São os coeficientes de redução para as ações variáveis referentes às combinações de serviço.

- c) Combinação quase permanente de serviço:

$$F_{d,uti} = F_{G,pp} + F_{G,pav} + F_{G,def} + 0,3 (F_{Q,mov} + F_{Q,fa}) \quad (3.38)$$

Onde:

$F_{d,uti}$ – É a combinação quase permanente de serviço.

As combinações frequentes de serviço em estruturas de concreto armado são usadas na avaliação de abertura de fissuras, sendo determinadas pela formulação em sequência.

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{G_i,k} + \psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\psi_{2j} F_{Qj,k}) \quad (3.39)$$

Onde:

ψ_{2j} – São os coeficientes de redução para as ações variáveis referentes às combinações de serviço.

- d) Combinação frequente de serviço 1 (carga móvel como carga variável principal e vento como carga variável secundária):

$$F_{1d,uti} = F_{G,pp} + F_{G,pav} + F_{G,def} + 0,5 (F_{Q,mov} + F_{Q,fa}) \quad (3.40)$$

- e) Combinação frequente de serviço 2 (vento como carga variável principal e carga móvel como carga variável secundária):

$$F_{d,uti} = F_{G,pp} + F_{G,pav} + F_{G,def} + 0,3 F_{Q,v} + 0,3 (F_{Q,mov} + F_{Q,fa}) \quad (3.41)$$

Onde:

$F_{id,uti}$ – É a combinação i frequente de serviço.

4 MODELAGEM NUMÉRICA

Segundo Rezende *et al.* (2006), a modelagem numérica de um sistema físico qualquer consiste em simulá-lo por meio de uma aproximação matemática. Faz-se uso de um conjunto de elementos finitos inter-relacionados, os quais representam de maneira satisfatória o sistema de interesse.

No presente trabalho, foram realizadas simulações numéricas para se alcançar o comportamento estrutural de modelos predefinidos no capítulo anterior, a fim de se estudar a influência de alguns parâmetros no desempenho global da estrutura. Utilizaram-se elementos finitos de barras para simular pilares, vigas de travamento e longarinas pré-moldadas e de cascas para as lajes, transversinas e longarinas moldadas no local.

Os problemas tratados, neste trabalho, serão modelados e analisados, utilizando-se o pacote *SAPfire* para análises estruturais e permite, entre muitas outras funções, a realização de simulações numéricas de diversos tipos de estruturas de pontes. Obtêm-se, desse modo, respostas estáticas e dinâmicas, lineares ou não lineares, com ou sem sismos, dentre outros recursos. Os programas que utilizam aquele pacote são amplamente utilizados profissionalmente e academicamente, conforme citam Fulgêncio *et al.* (2014).

Justifica-se a utilização dos elementos finitos por se tratar de uma análise com menos simplificações e gerar resultados mais realistas que os modelos de grelha, pórtico e associação grelha-pórtico. Os elementos finitos tridimensionais segundo Carvalho (2007), representam uma técnica muito eficaz, porém esta consiste em uma análise computacionalmente cara, dada à alta demanda por processamento computacional e consumo de memória, sendo muito aplicável a estudos de peças específicas e comportamentos específicos, todavia é inviável na modelagem de grandes estruturas. Além disso, os resultados obtidos são apresentados em tensões, o que exige uma integração das tensões normais e cisalhantes para se obter os esforços nas seções e, assim, dimensionar as peças de acordo com as recomendações das normas brasileiras. Assim sendo, adotou-se uma análise tridimensional com elementos finitos bidimensionais com as devidas compatibilizações que conforme Hambly (1991) apresenta bons resultados para sistemas estruturais de pontes.

4.1 Elementos finitos utilizados

O código de cálculo do *SAPfire* disponibiliza ao usuário uma extensa variedade de elementos finitos, os quais devem ser convenientemente escolhidos de acordo com o tipo de problema a ser resolvido. A seleção deve ser feita levando-se em conta vários aspectos, tais como, a família a qual o elemento pertence, graus de liberdade, número de nós e, principalmente, o comportamento que ele apresentará perante a análise desejada.

Segundo o *CSI Analysis Reference Manual* (2013), os objetos podem ser modelados como:

- a) objetos pontuais (nó): são automaticamente criados nas extremidades dos elementos e podem ser adicionados em locais específicos para se capturar esforços localizados;
- b) objetos lineares (elementos de barra): são utilizados como elementos de pórtico espacial para modelar vigas, pilares e treliças, e de plano para estais sob peso próprio e tração e cabos de protensão;
- c) objetos de área (elementos de cascas): São utilizados como chapas (teoria de membrana), placas (teoria de flexão) ou cascas (teoria de membrana e flexão) para discretizar lajes, paredes finas e sólidos bidimensionais.

Para modelar os pilares, longarinas pré-moldadas e vigas de travamento foram utilizados elementos de barras, enquanto as lajes, transversinas e longarinas moldadas no local foram modeladas por elementos de cascas.

4.1.1 Elemento de barra

Segundo *CSI Analysis Reference Manual* (2013), o elemento de barra ou pórtico (*frame elemento*) é um componente que pode ser usado para modelar vigas, pilares e treliças em um plano bidimensional ou tridimensional.

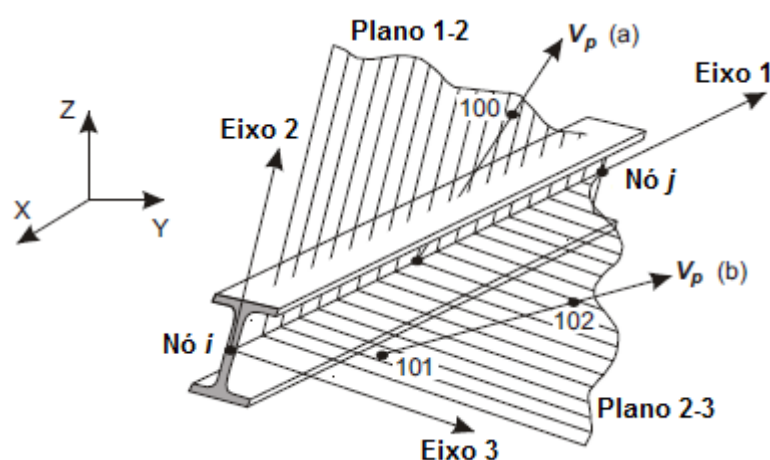
O elemento é definido por dois nós com seis graus de liberdade em cada nó: translações e rotações nodais nas direções x , y , e z . É possível se obter os seguintes esforços:

- a) momentos fletores nas duas direções;
- b) esforços normais;
- c) esforços cortantes em duas direções;
- d) momentos de torção.

Cada membro é modelado como uma linha reta conectando dois nós i e j , no qual é possível descrever curvas a partir de várias subdivisões de barras retas, tendo um sistema local para cada para definir as propriedades, cargas e os resultados.

Com a definição dos nós é possível determinar os eixos locais do elemento, e assim, determinar a matriz de rotação, transformando as matrizes locais em globais para satisfazer o problema. A rotação do elemento em relação ao eixo principal (paralelo ao elemento) é definido a partir de vetores unitários perpendiculares ao comprimento da barra (FIG. 4.1).

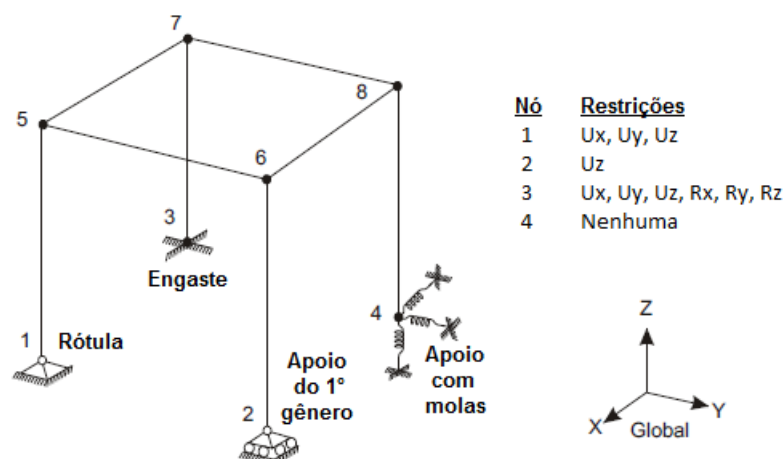
Figura 4.1 – Exemplo de nós para serem definidos os eixos locais do elemento de barra ou pórtico.



Fonte: adaptado de *CSI Analysis Reference Manual* (2013)

As restrições cinemáticas dos nós são definidas como ilustrado a seguir, nos quais os pontos sólidos indicam continuidade de momentos fletores, enquanto os pontos abertos representam rótulas. Os apoios ou nós ao longo do elemento são definidos como fixos em deslocamentos e livres em rotações (1), deslocamento fixo em uma direção e livres em rotações e deslocamentos nas demais (2), fixo em todos os deslocamentos e rotações (3), parcialmente restritos em deslocamentos e rotações (4) e livres em deslocamentos e rotações (5, 6, 7 e 8).

Figura 4.2 – Graus de restrições cinemáticas dos nós do pórtico.



Fonte: adaptado de *CSi Analysis Reference Manual* (2013)

4.1.2 Elemento de casca

Segundo *CSi Analysis Reference Manual* (2013), o elemento de casca ou *shell element* é um tipo de objeto de área que é usado para discretizar membranas, placas e cascas planas ou tridimensionais.

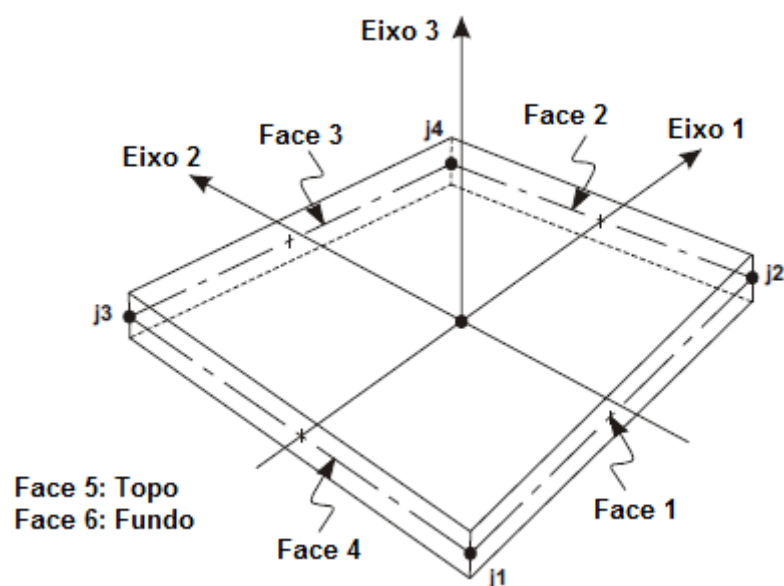
Cada elemento é modelado por formulações com três ou quatro nós, onde são combinados os comportamentos de membranas e placas sob flexão. Aquele com quatro nós não precisa ser plano. Ambos apresentam sistemas locais próprios para que sejam definidos parâmetros dos materiais, carregamentos e os resultados.

As formulações podem ser *homogeneous* ou *layered*, sendo a primeira definida para materiais homogêneos e combina os comportamentos de membrana e de placas independentemente, já a segunda podem haver variações na espessura e nas características do material, incorporando comportamentos não lineares do material.

Foram adotadas equações homogêneas regidas pela teoria de Kirchhoff, nas quais as deformações transversais da casca são desprezadas, porém é possível solucionar os problemas a partir da teoria de Mindlin e Reissner.

O elemento de quatro nós apresenta seis faces e são definidas pelos nós j_1 , j_2 , j_3 e j_4 . Eventuais forças externas podem ser aplicadas em quaisquer faces do elemento (FIG. 4.3).

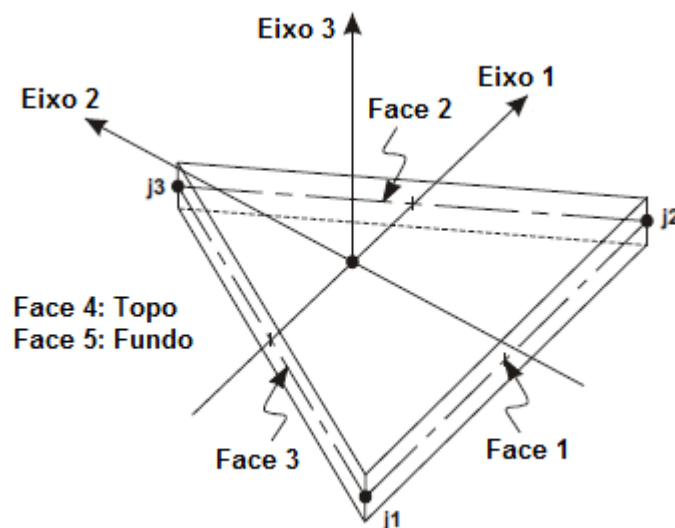
Figura 4.3 – Elemento de casca com quatro nós.



Fonte: adaptado de *CSI Analysis Reference Manual* (2013)

Já o elemento de três nós apresenta cinco faces e são definidas pelos nós $j1$, $j2$ e $j3$ conforme é visualizado na figura 4.4.

Figura 4.4 – Elemento de casca com três nós.

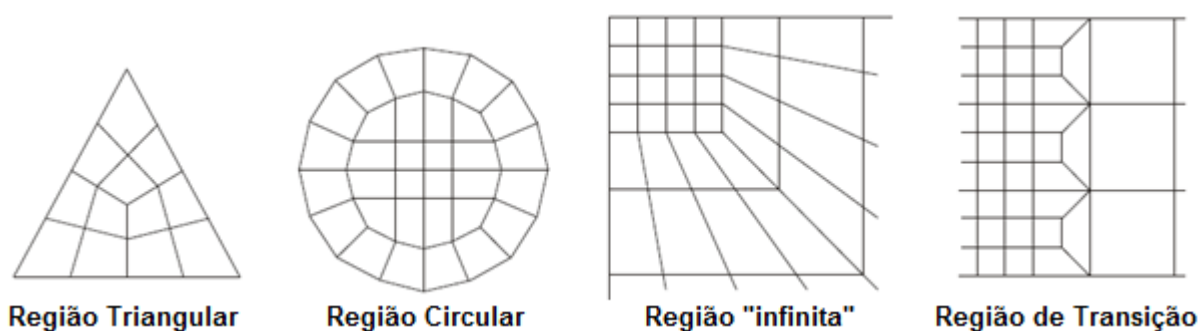


Fonte: adaptado de *CSI Analysis Reference Manual* (2013)

Os elementos utilizados nos modelos foram com três e quatro nós, utilizando os comportamentos combinados de membrana e placas sob flexão.

Discretizações em elementos de quatro nós fornecem melhores resultados com ângulos próximos à 90° , devendo ser lançados com ângulos entre 45° e 135° para que os resultados sejam satisfatórios. Os elementos com três nós apresentam menor exatidão, devendo ser utilizados em regiões com suaves mudanças nas distribuições de tensões (FIG. 4.5).

Figura 4.5 – Exemplos de discretizações de elementos de casca com quatro nós.



Fonte: adaptado de *CSI Analysis Reference Manual* (2013)

Cada nó possui seis graus de liberdade: translações e rotações nodais nas direções x , y , e z . É possível obter os seguintes esforços:

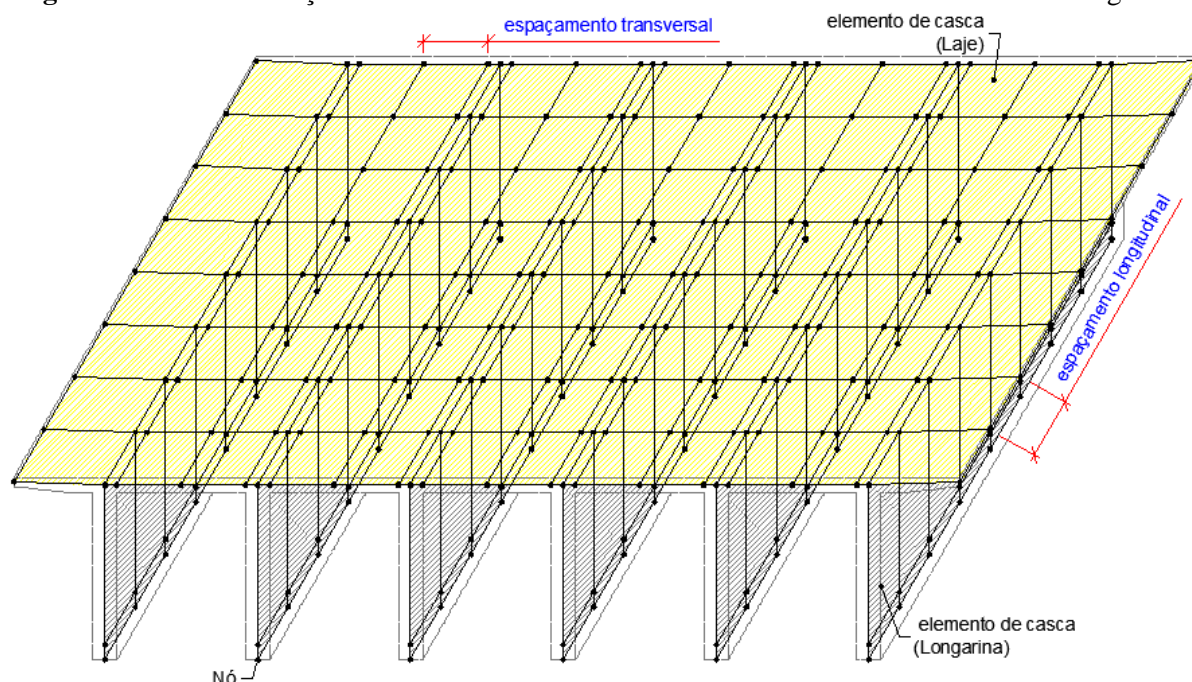
- a) momentos fletores nas duas direções;
- b) esforços normais;
- c) esforços cortantes em duas direções;
- d) momentos de torção.

4.2 Montagem dos modelos

4.2.1 Estruturas moldadas no local

As modelagens das estruturas moldadas no local foram realizadas considerando: (a) lajes, longarinas e transversinas como elementos de cascas de com quatro e três nós e (b) pilares e vigas de travamento como elementos de barra. Ressalta-se que as lajes tiveram reduções nas espessuras nos balanços, sendo estas visíveis na inclinação das superfícies médias expostas na figura 4.6.

Figura 4.6 – Discretização de um modelo moldado *in loco* sem transversinas e com seis longarinas.



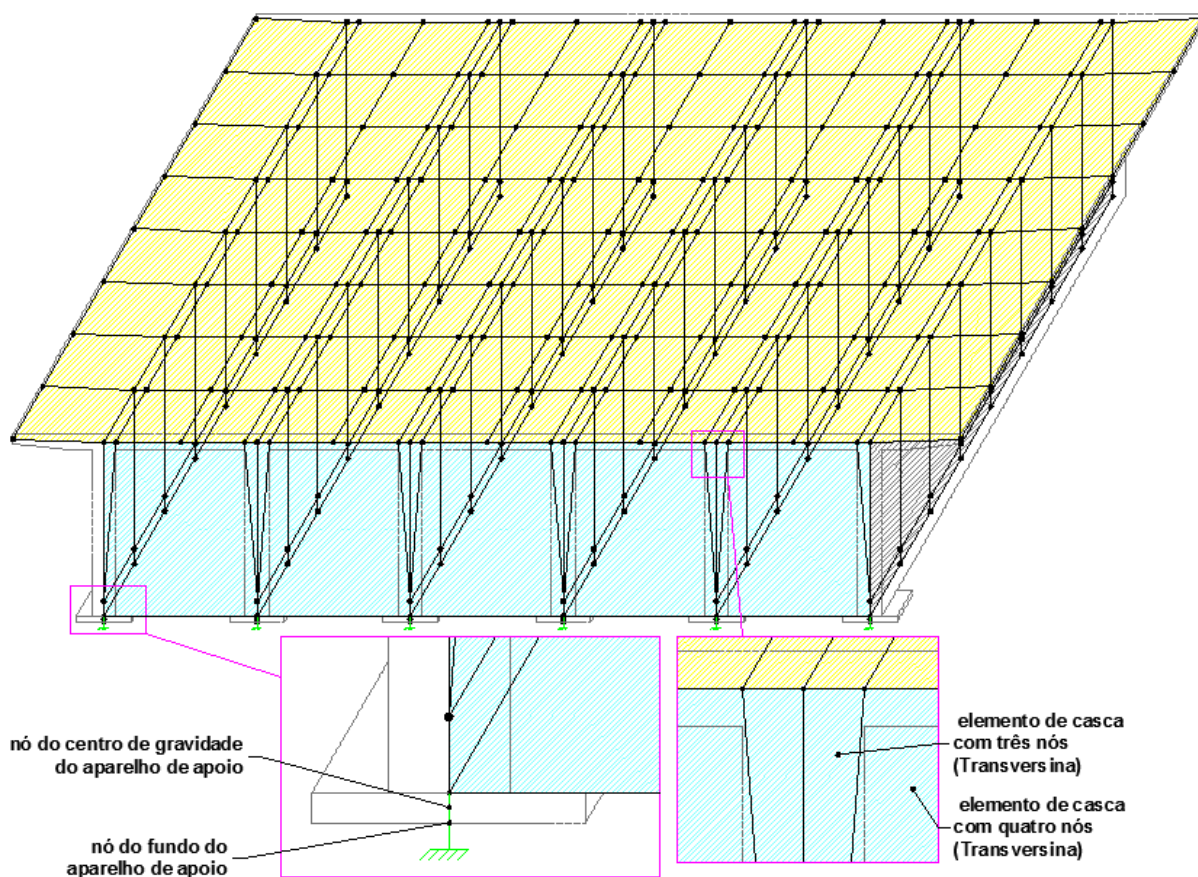
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

O espaçamento entre nós foi de aproximadamente um metro tanto longitudinalmente quanto transversalmente, esta escolha se deu pelo processamento dos modelos com variações nos espaçamentos até encontrar valores que variavam na ordem de até 2%. Na região dos encontros, foram utilizadas TA e as longarinas foram apoiadas nos nós inferiores por molas que consideram o centro de gravidade dos aparelhos de apoio.

As modelagens das TA e TI são idênticas, diferenciam-se apenas pelos aparelhos de apoio nas longarinas e, conseqüentemente, as vinculações e ligações entre os encontros, aparelhos de apoio e longarinas.

As transversinas não estão ligadas diretamente as lajes, sendo modeladas entre os nós das longarinas apenas (FIG. 4.7).

Figura 4.7 – Discretização de um modelo moldado *in loco* com seis longarinas na região do encontro.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Os nós inferiores dos aparelhos de apoio estão travados quanto aos deslocamentos e rotações a partir dos *restraints*, que representam as restrições de movimentos devido às vinculações externas. Nesses nós surgirão reações de apoio devido aos carregamentos.

A ligação entre os nós do fundo e dos centros de gravidade dos aparelhos de apoio foi realizada a partir de molas com os seguintes coeficientes de rigidezes predeterminados pelo *software*:

$$K_{uy} = K_{uz} = 10^{11} \text{ kN/m} \quad (4.1)$$

$$K_{ux} = K_{rx} = K_{ry} = K_{rz} = 0 \quad (4.2)$$

Onde:

K_{ux} – Coeficiente de rigidez relacionado ao deslocamento ao longo do eixo x (sentido longitudinal da ponte);

K_{uy} – Coeficiente de rigidez relacionado ao deslocamento ao longo do eixo y (sentido transversal da ponte);

K_{uz} – Coeficiente de rigidez relacionado ao deslocamento ao longo do eixo z ;

K_{rx} – Coeficiente de rigidez relacionado à rotação em torno do eixo x ;

K_{ry} – Coeficiente de rigidez relacionado à rotação em torno do eixo y ;

K_{rz} – Coeficiente de rigidez relacionado à rotação em torno do eixo z .

Os valores utilizados para as molas de coeficientes de rigidezes, tornam os deslocamentos ao longo dos eixos y e z quase nulos e livres para o eixo x e para as rotações. Em síntese, os nós dos centros de gravidade dos aparelhos trabalham quase que estando vinculados a rótulas perfeitas com um sentido de deslocamento livre.

Já as molas que unem os nós dos centros de gravidade dos aparelhos de apoio com os nós superiores das longarinas apresentam estas constantes elástica:

$$K_{ux} = K_{uy} = K_{uz} = 10^{11} \text{ kN/m} \quad (4.3)$$

$$K_{rx} = K_{ry} = K_{rz} = 10^{11} \text{ kN m/rad} \quad (4.4)$$

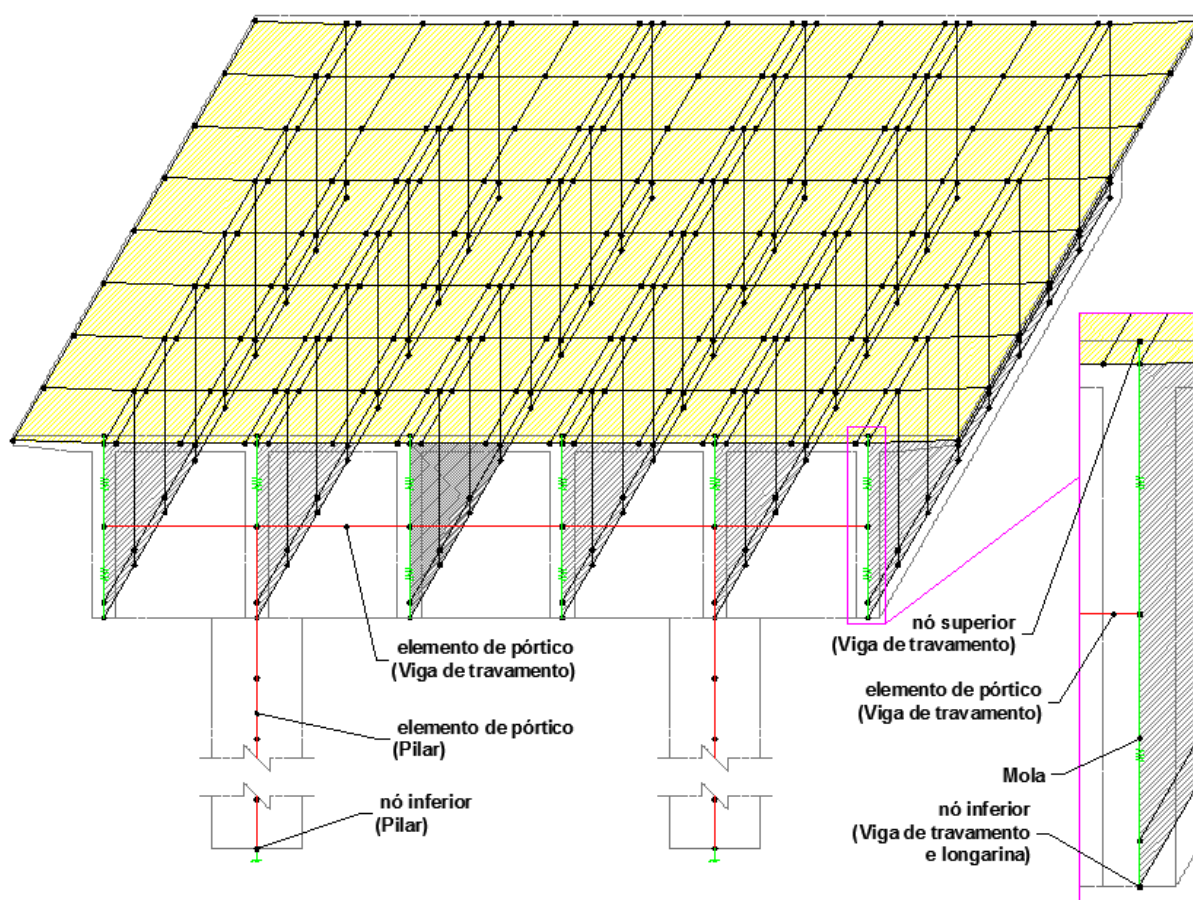
As molas foram discretizadas como *link elements*. Segundo o *CSI Analysis Reference Manual* (2013), esses elementos são usados para fazer a junção entre dois nós, podendo se comportar de formas lineares, não lineares e dependentes da frequência. Basicamente, cada *link element* é assumido como uma composição de seis molas independentes, uma para cada grau de liberdade relacionado as deformações.

Em síntese, o nó inferior do aparelho de apoio está travado, enquanto os nós do centro de gravidade e do fundo da longarina deslocam-se igualmente com restrições de deslocamentos verticais e transversais.

Nos apoios centrais, os pilares e viga de travamento foram representados como elementos de barras. A ligação entre a viga de travamento e as longarinas foi gerada a partir de molas com as mesmas constantes elásticas das equações 4.3 e 4.4.

Enquanto isso, os nós inferiores dos pilares foram vinculados com o mesmo artifício dos nós inferiores dos aparelhos de apoio, ou seja, criou-se uma condição de engaste (FIG. 4.8).

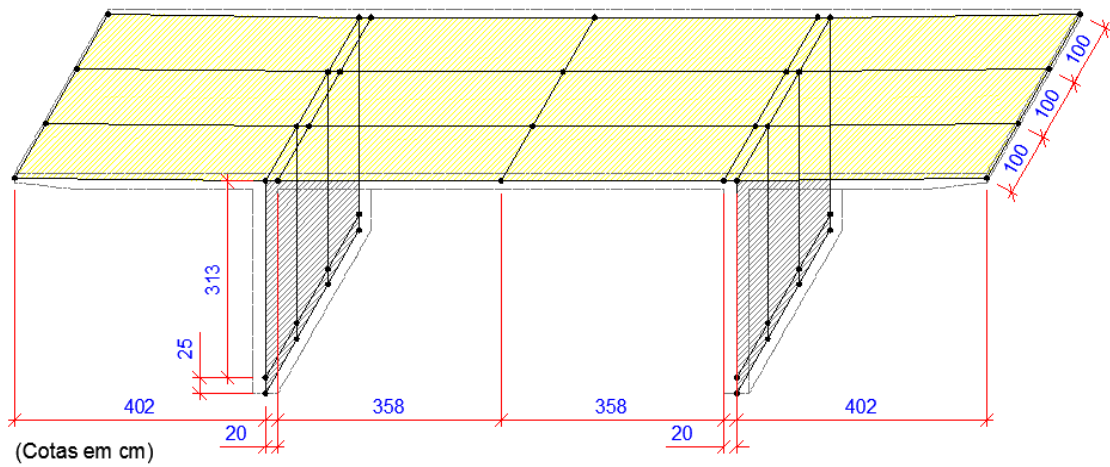
Figura 4.8 – Discretização de um modelo moldado no local com seis longarinas na região dos pilares.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

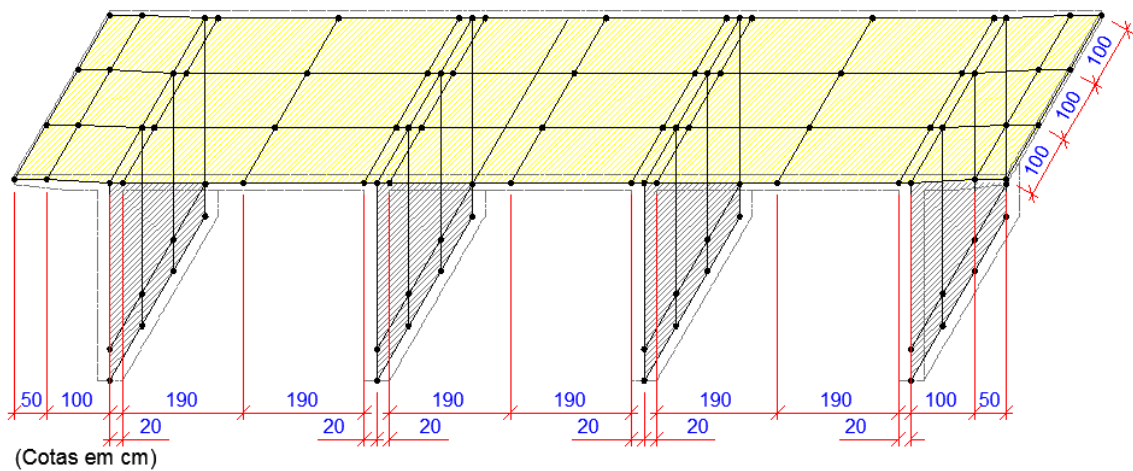
Por fim, descrevem-se os espaçamentos para os modelos com duas (FIG. 4.9), quatro (FIG. 4.10) e seis longarinas (FIG. 4.11) moldadas no local nas seções sem TI. Enquanto as figuras 4.12, 4.13 e 4.14 ilustram as discretizações globais da estrutura para os modelos com duas, quatro e seis longarinas moldadas no local respectivamente. Os modelos apresentaram entre 1600 e 4600 nós, variando a partir da quantidade de longarinas e transversinas.

Figura 4.9 – Espaçamento dos nós para o modelo moldado *in loco* com duas longarinas.



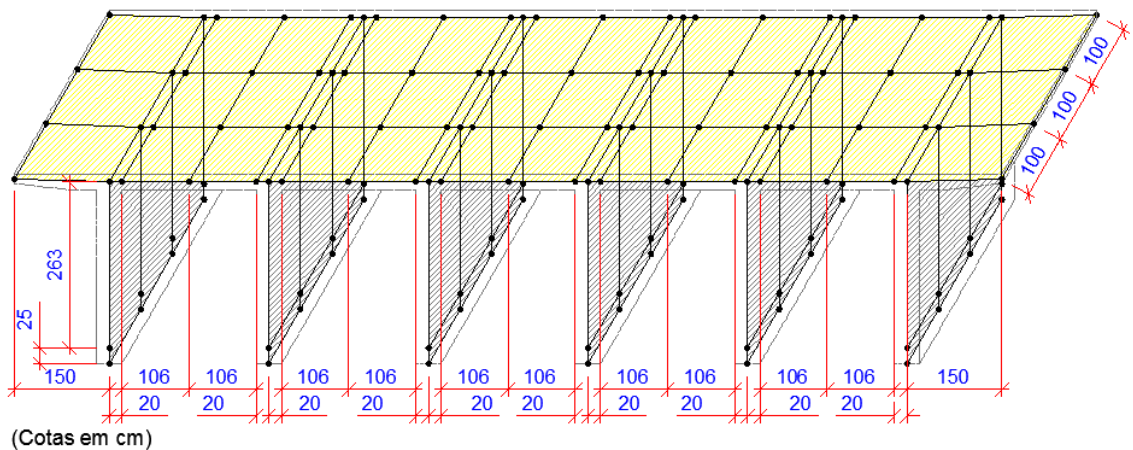
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura 4.10 – Espaçamento dos nós para o modelo moldado no local com quatro longarinas.



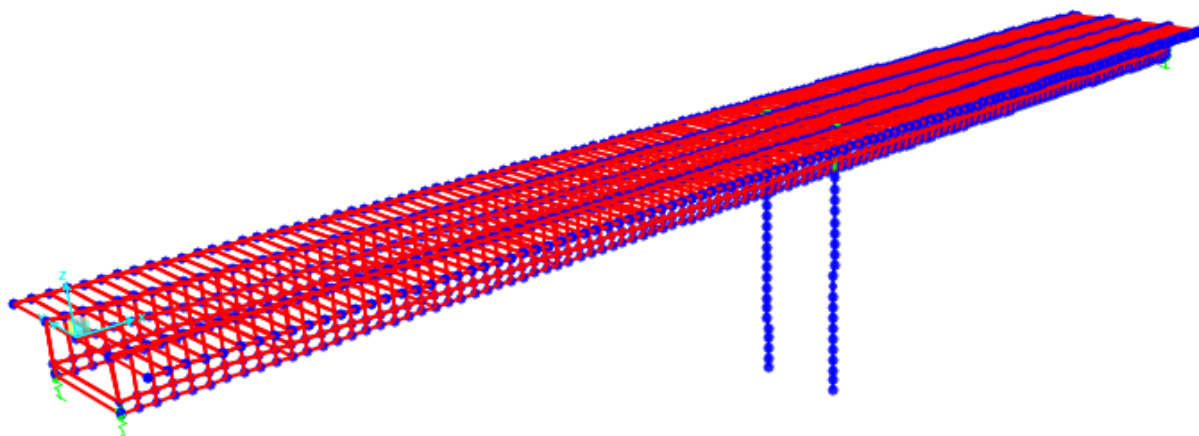
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura 4.11 – Espaçamento dos nós para o modelo moldado no local com seis longarinas.



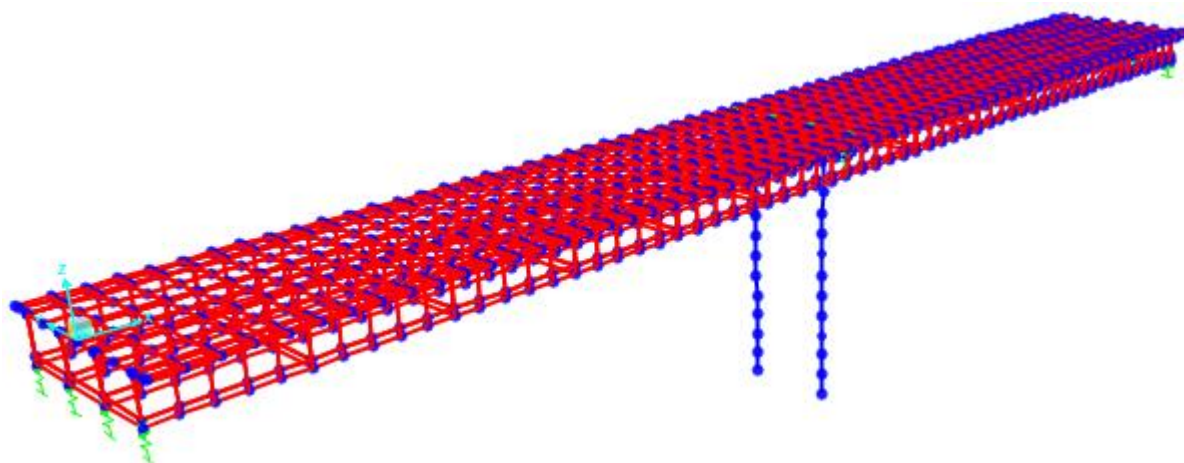
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura 4.12 – Discretização do modelo moldado *in loco* com duas longarinas e cinco TI porvão.



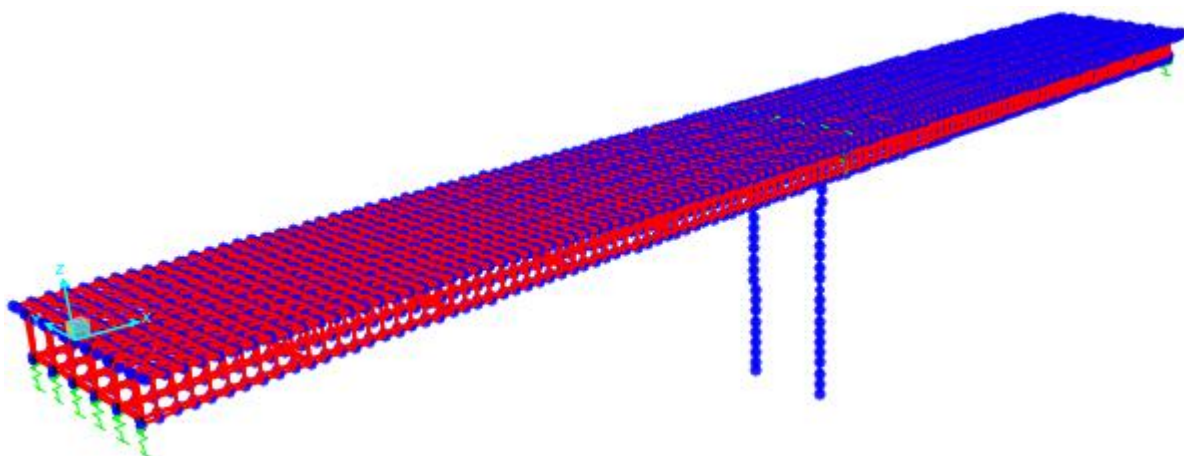
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura 4.13 – Discretização do modelo moldado *in loco* com quatro longarinas e cinco TI porvão.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura 4.14 – Discretização do modelo moldado *in loco* com seis longarinas e cinco TI porvão.

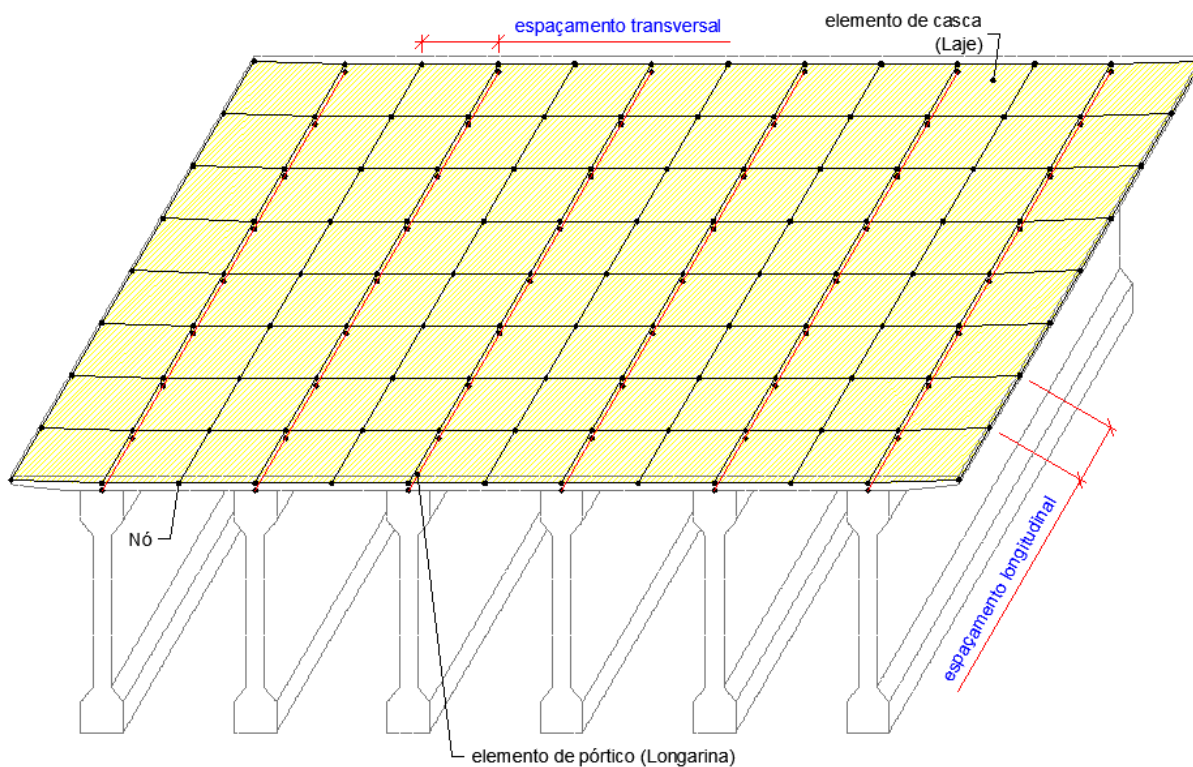


Fonte: elaborado pelo autor (2016)

4.2.2 Estruturas pré-moldadas

Nos modelos com o tabuleiro em estruturas pré-moldadas, as lajes e transversinas foram discretizadas como elementos de cascas de quatro nós, enquanto as longarinas, viga de travamento e pilares foram simulados através de elementos de barra (FIG. 4.15).

Figura 4.15 – Discretização de um modelo pré-moldado com seis longarinas e sem transversinas.

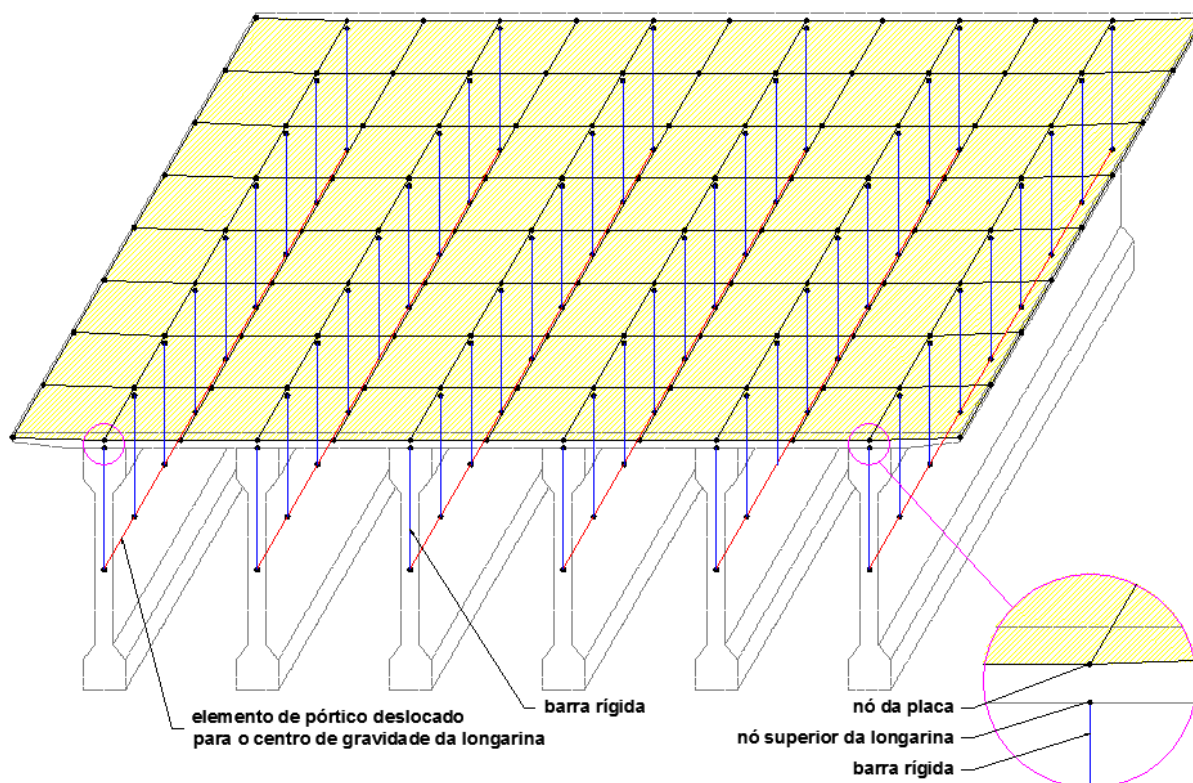


Fonte: elaborado pelo autor (2016)

As barras que simulam as longarinas tiveram suas rigidezes transformadas para a consideração de *offset* rígido, ou seja, elas apresentam um comportamento análogo a serem utilizadas nos centros de gravidade e conectadas aos nós superiores das vigas através de barras rígidas.

A ligação entre os nós superiores das longarinas e os nós das cascas é feita partir de *body constraints*, que são compatibilizações nos deslocamentos. Basicamente, o *CSI Analysis Reference Manual* (2013) afirma que as *constraints* são usadas para forçar certos tipos de comportamento de corpo rígido, conectando diferentes partes do modelo, e para impor algumas condições de simetria. Resumidamente, aqueles conectivos são utilizados para criar um comportamento de corpo rígido entre os nós a serem ligados (FIG. 4.16).

Figura 4.16 – Discretização de um modelo pré-moldado com seis longarinas e sem transversinas, utilizando *offset* rígido nas barras das longarinas.



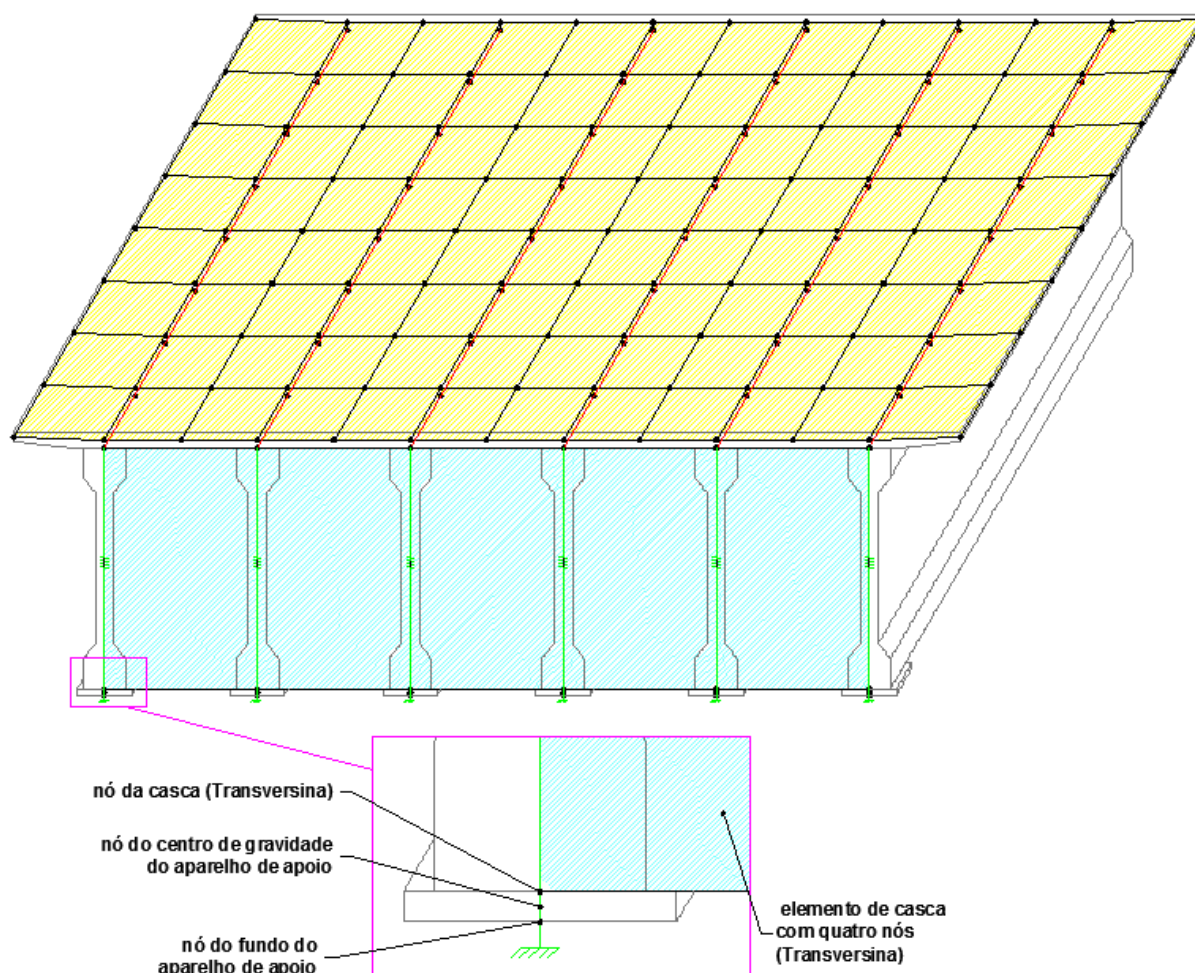
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Nos encontros, as molas introduzidas foram análogas aos modelos moldados *in loco*, exceto que união foi promovida entre o nó do centro de gravidade do aparelho de apoio e o nó superior da longarina.

Os elementos de cascas das transversinas foram lançados nos nós superiores das longarinas e nós adicionais no fundo das longarinas. As TI foram discretizadas seguindo o padrão das TA, retirando as ligações com os aparelhos de apoio.

A figura 4.17 expõe a discretização de um modelo pré-moldado com seis longarinas e com transversinas de apoio na região dos encontros.

Figura 4.17 – Exemplo de discretização de um modelo pré-moldado na região dos encontros.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Na região central, as barras dos pilares foram lançadas até o centro de gravidade da viga de travamento. As lajes são contínuas na ligação, entretanto as longarinas possuem juntas de dilatação. A união entre as vigas de travamento e as longarinas foi realizada a partir de molas, sendo necessário introduzi-las horizontalmente para conectar os nós da viga de travamento e a projeção dos nós do fundo do aparelho de apoio e verticalmente conectando-os com os do centro de gravidade dos aparelhos e, posteriormente, com os nós superiores das longarinas.

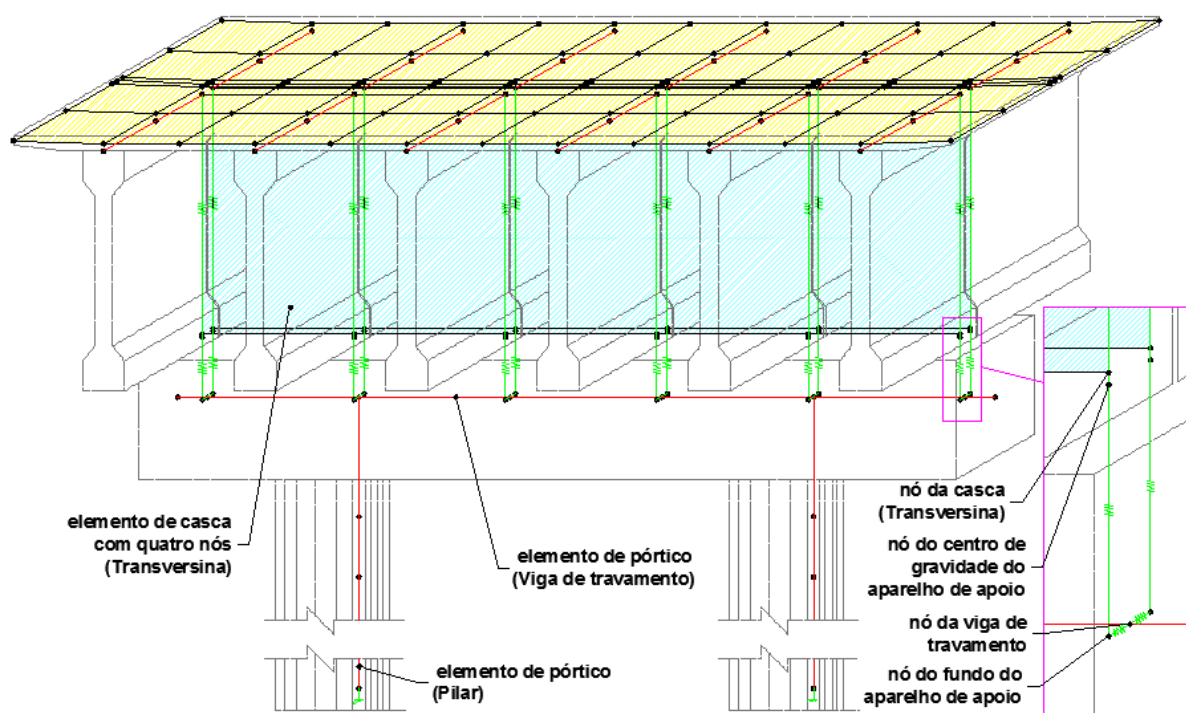
As molas horizontais e as verticais entre os nós dos centros de gravidade dos aparelhos e nós superiores das longarinas possuem os mesmos coeficientes de rigidezes que as equações 4.3 e 4.4, enquanto as verticais entre os nós das projeções do fundo e centros de gravidade dos aparelhos são:

$$K_{ux} = K_{uy} = K_{uz} = 10^{11} \text{ kN/m} \quad (4.5)$$

$$K_{rx} = K_{ry} = K_{rz} = 0 \quad (4.6)$$

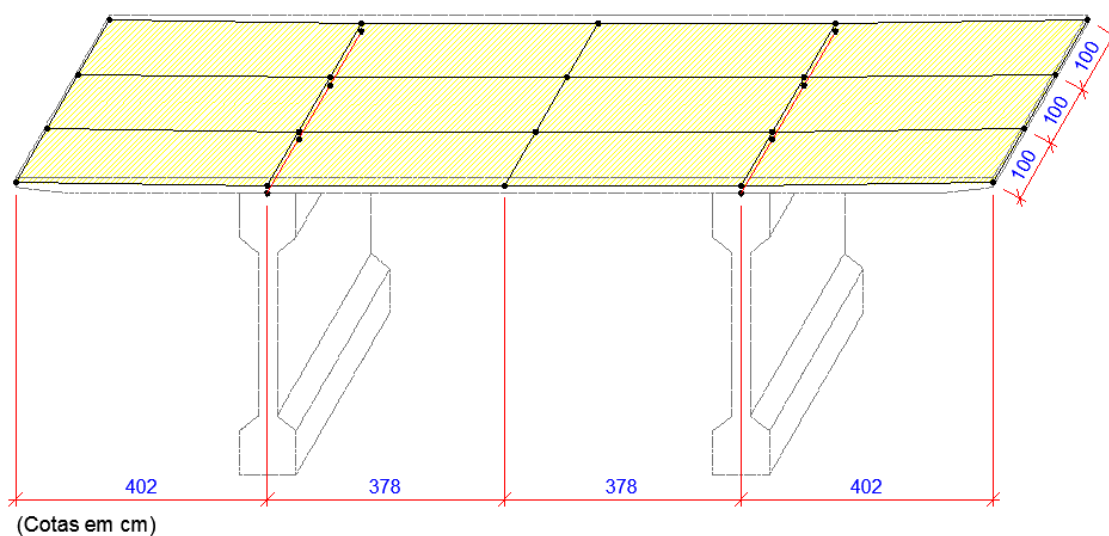
As molas verticais entre os nós dos aparelhos simulam rótulas perfeitas. Os pilares seguem com as mesmas configurações de vínculações externas que os os modelos moldados *in loco*. A figura 4.18 apresenta a discretização do modelo pré-moldado com seis longarinas e com a transversina de apoio na região dos pilares.

Figura 4.18 – Exemplo de discretização de um modelo pré-moldado na região dos pilares.



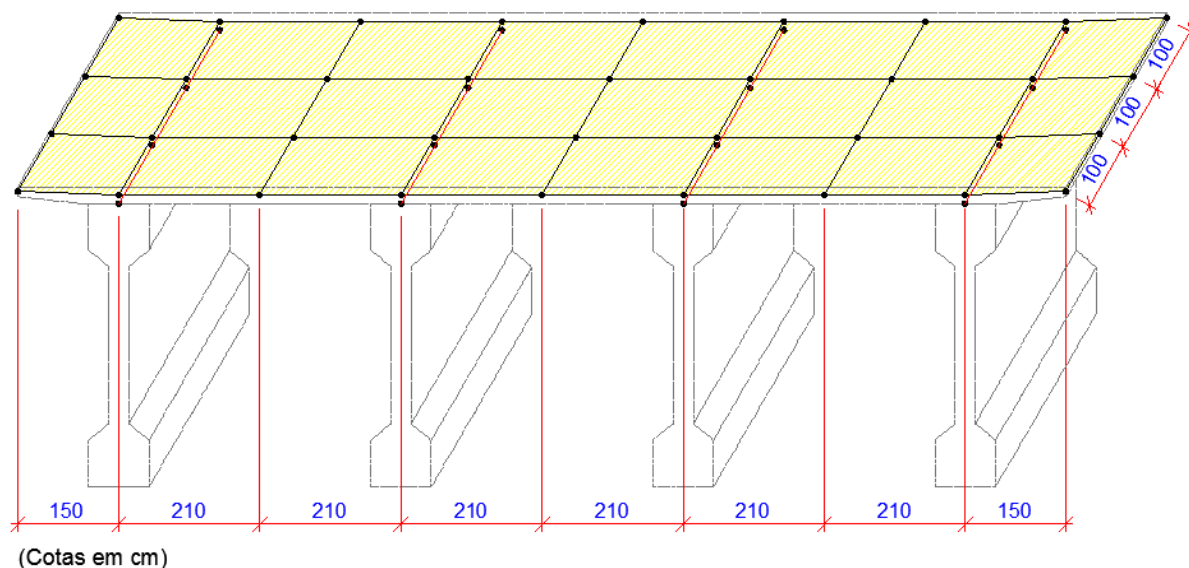
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura 4.19 – Espaçamento dos nós para o modelo pré-moldado com duas longarinas.



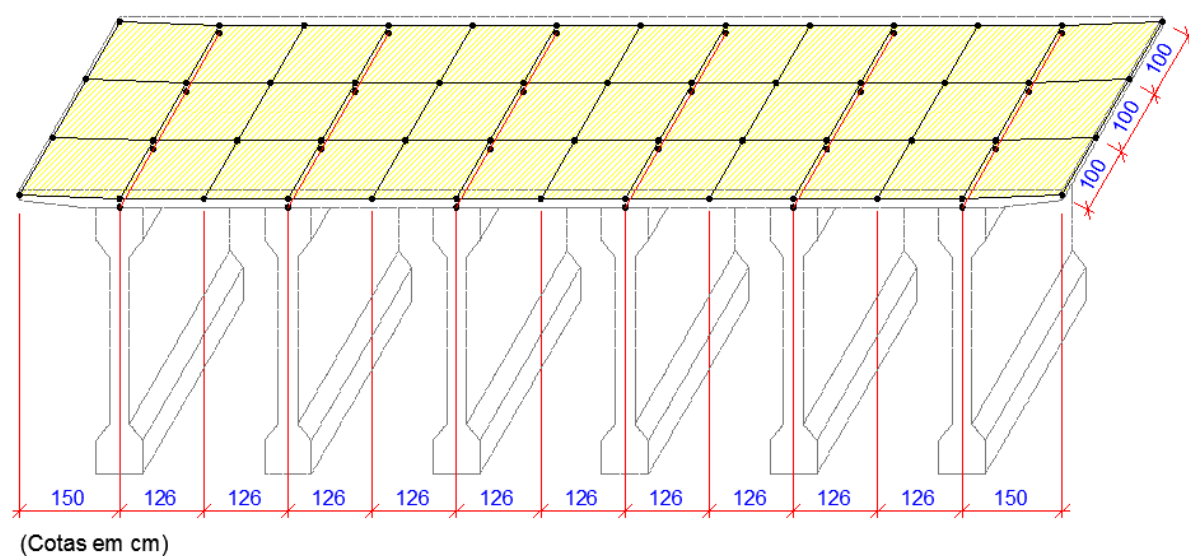
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura 4.20 – Espaçamento dos nós para o modelo pré-moldado com quatro longarinas.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura 4.21 – Espaçamento dos nós para o modelo pré-moldado com seis longarinas.

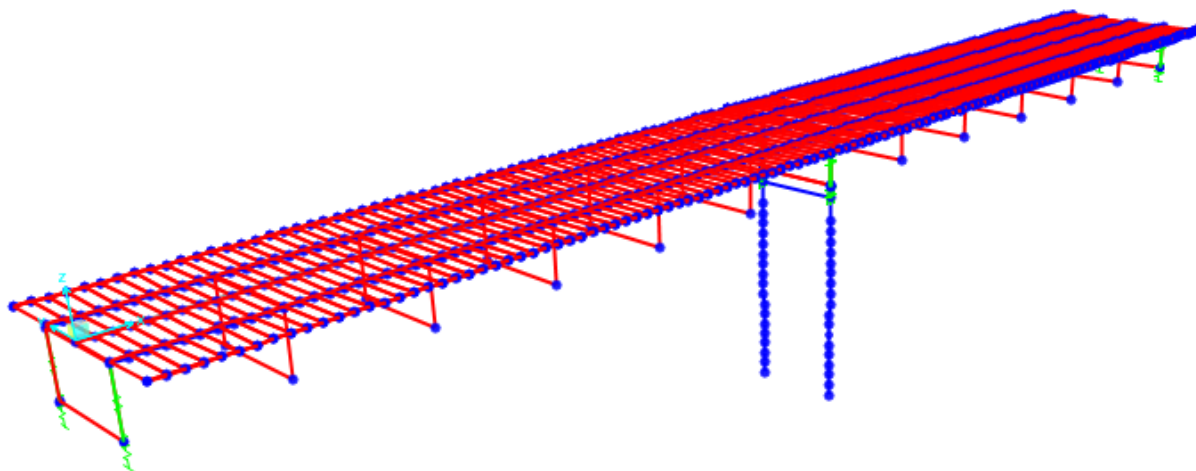


Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Finalmente, descrevem-se os espaçamentos para os modelos de pontes em viga com duas (FIG. 4.19), quatro (FIG. 4.20) e seis longarinas (FIG. 4.21) pré-moldadas nas seções sem TI. Enquanto as figuras 4.21, 4.22 e 4.23 ilustram as discretizações globais da estrutura para os modelos com duas, quatro e seis longarinas pré-moldadas respectivamente.

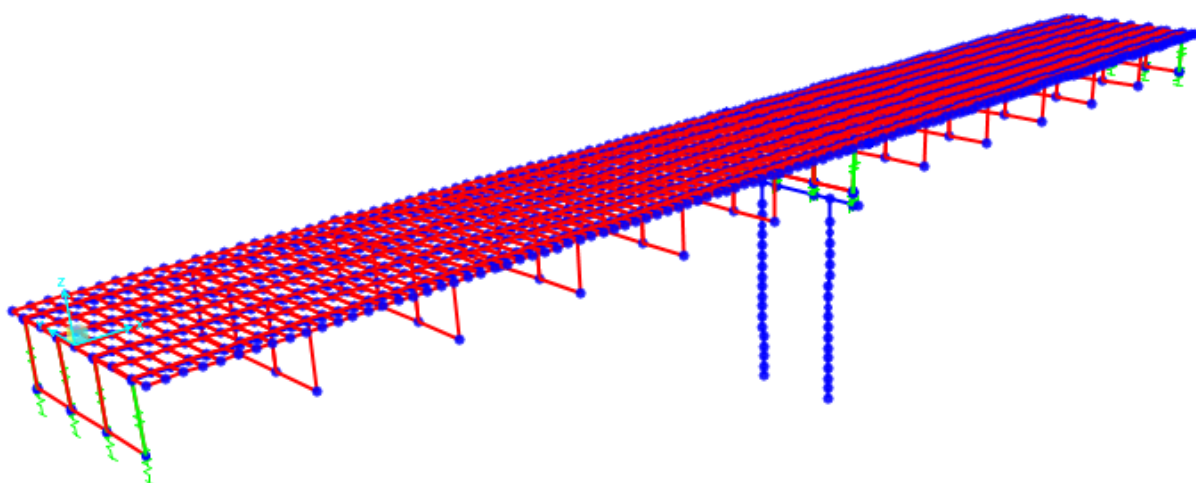
Os modelos pré-moldados possuem entre 1200 e 2600 nós, variando a partir da quantidade de longarinas e transversinas.

Figura 4.22 – Discretização do modelo com duas longarinas pré-moldadas e cinco TI porvão.



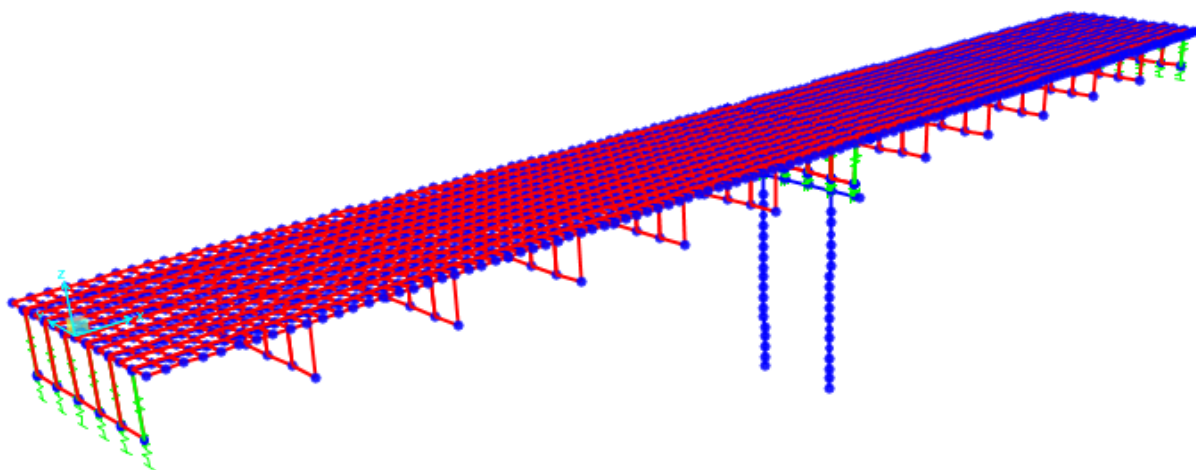
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura 4.23 – Discretização do modelo com quatro longarinas pré-moldadas e cinco TI porvão.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura 4.24 – Discretização do modelo M3 com cinco TI porvão.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

4.3 Aplicação dos carregamentos

Os carregamentos a serem aplicados nos modelos são:

- a) peso próprio da estrutura;
- b) peso da pavimentação;
- c) peso das defensas;
- d) carga móvel dos veículos;
- e) carga de frenagem e aceleração;
- f) carga devido ao vento.

As ações foram aplicadas nas estruturas a partir dos *load cases*, que são os casos de carregamento. Estes são descritos pelo *CSI Analysis Reference Manual* (2013) como sendo uma ferramenta para definir como as cargas serão aplicadas a estrutura e como será a resposta estrutural. Nessa fase, pode-se definir se a análise será estática ou dinâmica, linear ou não linear etc. Como citado anteriormente, toda a análise será linear.

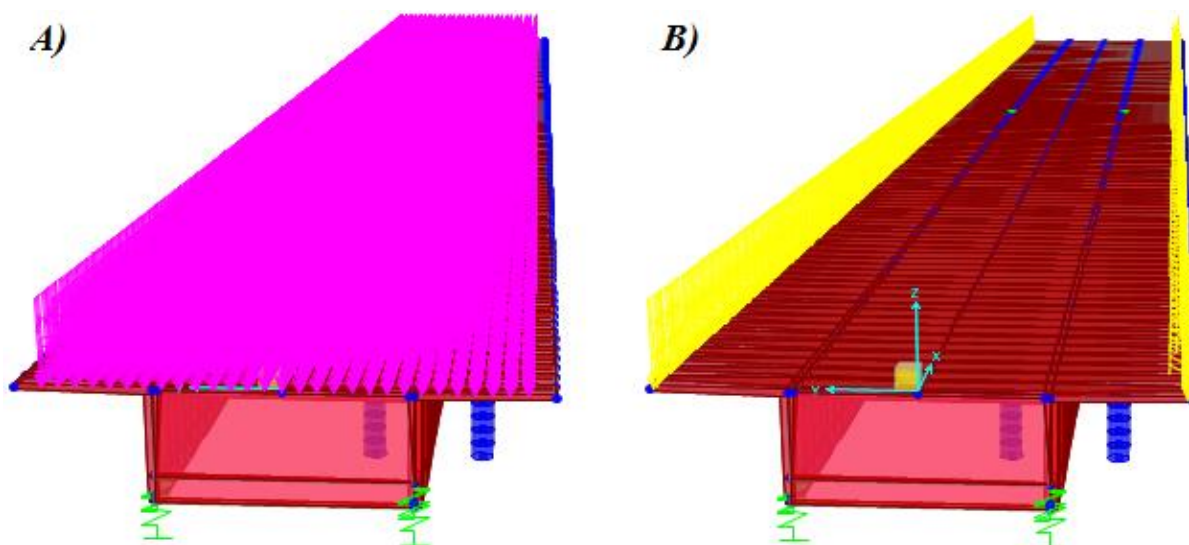
Os *load cases* são seguidos pelos *load patterns*, que são padrões de carga. Estes são distribuições espaciais específicas de forças, deslocamentos, temperaturas e outros efeitos que atuem sobre a estrutura. Simplificadamente, essa etapa consiste na combinação dos efeitos produzidos pelos *load cases*.

O peso próprio (*self-weight load*) dos elementos de barra é distribuído ao longo do comprimento da barra, já nos elementos de casca, é repartido uniformemente sobre os planos médios. Para ambos os casos, o carregamento é obtido através do cálculo da densidade do material vezes a área da seção transversal.

As ações devido à pavimentação e defensas foram implementadas como *uniform load*, ou seja, como carregamentos uniformemente distribuídos na superfície média dos elementos de casca no mesmo sentido das forças gravitacionais. Diferenciam-se nos tipos, pois aquela gera cargas em uma área, enquanto essa aproxima-se linearmente.

A figura 4.25 ilustra a aplicação da cargas devido à pavimentação e às defensas para o modelo moldado no local com duas longarinas.

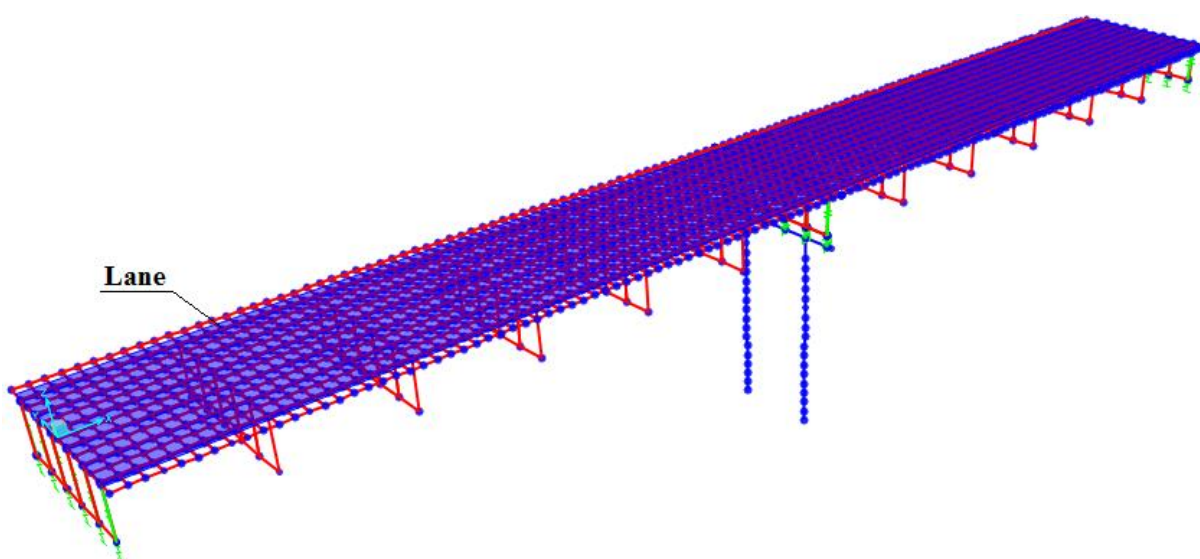
Figura 4.25 – Aplicação no modelo moldado *in loco* com duas longarinas dos carregamentos devido à: (a) pavimentação, (b) defensas.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

O *software* apresenta o módulo *moving-load analysis*, que seria uma ferramenta para análise dos carregamentos móveis, na qual se determinam as respostas da superestrutura da ponte devido ao peso dos trens-tipo. Dessa forma, o *CSI Analysis Reference Manual* (2013) declara que é considerado a rigidez da estrutura para se determinar envoltórias de deslocamentos, forças e tensões para múltiplas pistas de rolamento (*lanes*), podendo ser resolvidas a partir de combinações estáticas ou dinâmicas.

Figura 4.26 – Representação do *lane* criado no modelo P3 com cinco TI por vão.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Nesse contexto, as cargas móveis foram lançadas em um único *lane*, sendo este definido para representar onde aquelas podem atuar na superestrutura. Assim sendo, a pista de rolamento foi adotada no centro de gravidade das lajes e possui a largura da seção transversal da ponte decrescida das larguras das defensas. A figura 4.26 exibe a pista de rolamento (*lane*) utilizado para todos os modelos, porém é descrito no modelo pré-moldado com seis longarinas e cinco transversinas intermediárias por vão.

Essa consideração faz com que seja utilizado apenas um veículo tipo sobre a pista de rolamento e, assim, sejam determinadas as superfícies de influência. As análises podem ser de duas formas (*CSI ANALYSIS REFERENCE MANUAL*, 2013):

- a) por superfícies de influência: veículos se locomovem em ambas as direções de tráfego através de cada *lane*, usando linhas de influência, eles são automaticamente locados ao longo da largura e comprimento das pistas de rolamento para produzir as envoltórias e cada trem-tipo pode atuar em mais de uma *lane*, tendo o programa capacidade de determinar os esforços máximos para cada situação e, por fim, obter as envoltórias máximas;
- b) *step-by-step analysis* ou análise passo-a-passo: qualquer número de veículos pode ser aplicados simultaneamente em cada *lane*, cada qual com seu tempo saída, posição, direção e velocidade.

Este trabalho adotou a análise por superfícies de influência, visto que pela NBR 7188 (2013) trata-se apenas de um veículo tipo, esse método de análise é mais adequado por desprezar parâmetros como: (a) aceleração, (b) tempo de saída, (c) distância entre veículos, (d) quantidade de veículos, dentre outros.

Foram criados dois veículos-tipo reduzidos, sendo o primeiro com as ações verticais devido ao peso dos automóveis e o segundo devido à aceleração e frenagem. Isto ocorreu porque a versão do programa ainda não dispõe dos valores adotados pela NBR 7188 (2013). Para ambos os casos, a *lane* foi discretizada a cada 50 centímetros tanto longitudinalmente, quanto transversalmente. Consequentemente, os trens-tipo foram posicionados a cada 50 centímetros em ambas as direções.

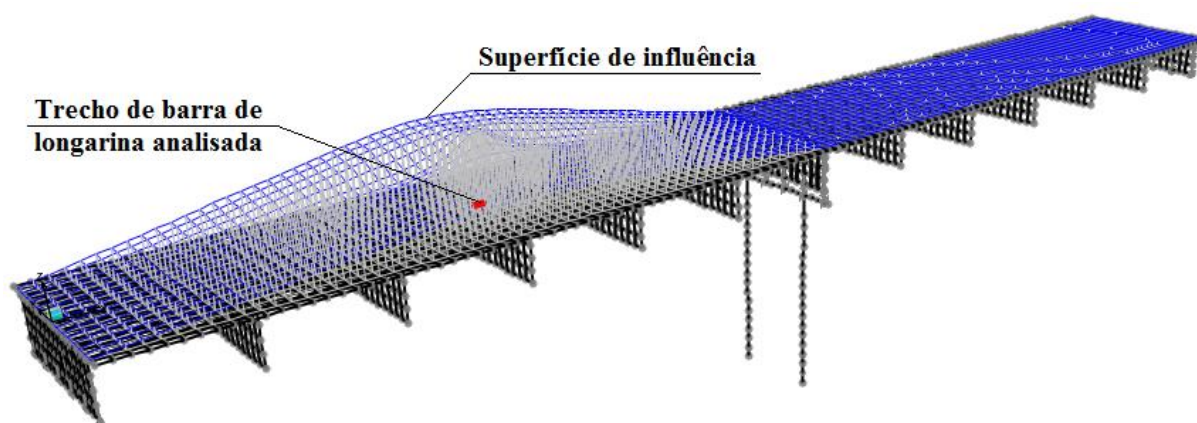
O trem-tipo reduzido com ações verticais foi introduzido com as cargas concentradas, simulando as rodas, e cargas distribuídas internamente ao perímetro do veículo com sentido

contrário à gravidade. Por fim, atribuiu-se uma carga distribuída em uma área ao longo da *lane* no sentido da gravidade, com o intuito de reproduzir a sobrecarga.

Quando foram feitas as somas das *load cases* a partir dos *load patterns*, obtiveram-se as envoltórias para as ações descritas no capítulo anterior. Foi necessário esse artifício, pois o programa não permite variar os valores da sobrecarga para o trem-tipo convencional ao longo da largura do veículo, ou seja, não seria possível atribuir valores nulos para as cargas distribuídas no perímetro do veículo e não nulos para o restante do *lane*.

A figura 4.27 expõe uma superfície de influência da carga móvel vertical para os momentos fletores em torno do eixo *y* em um trecho de barra de longarina no modelo pré-moldado com seis longarinas e cinco transversinas intermediárias.

Figura 4.27 – Superfície de influência da carga móvel vertical para os momentos fletores principais do modelo pré-moldado com seis longarinas e cinco TI por vão para um trecho de barra de longarina.



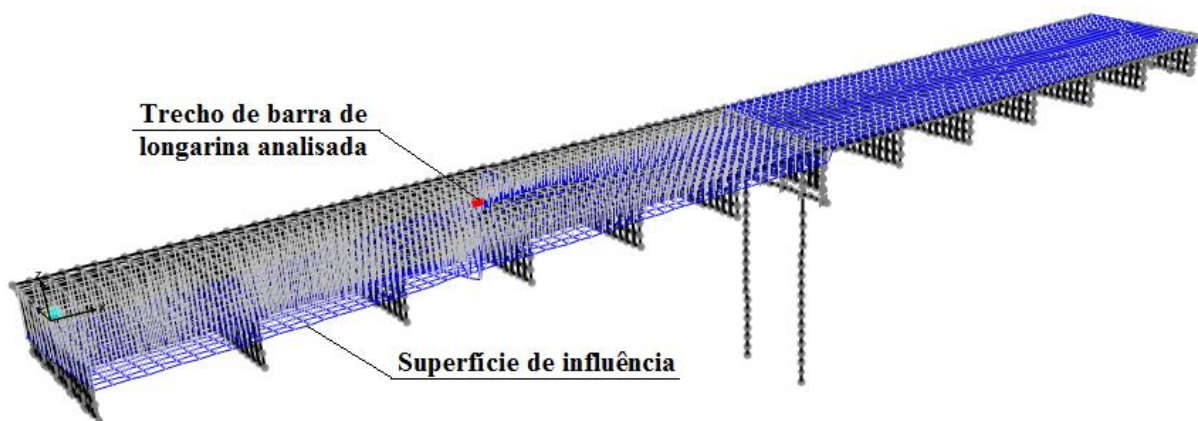
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Para a reprodução das ações devido à frenagem e aceleração, foi criado um trem-tipo apenas com cargas concentradas horizontais no sentido do tráfego. A introdução da carga móvel horizontal seguiu as mesmas condições impostas para as verticais conforme as disposições do capítulo anterior.

A figura 4.28 ilustra uma superfície de influência da carga móvel horizontal para os esforços axiais em um trecho de barra de longarina no modelo pré-moldado com seis longarinas e cinco transversinas intermediárias.

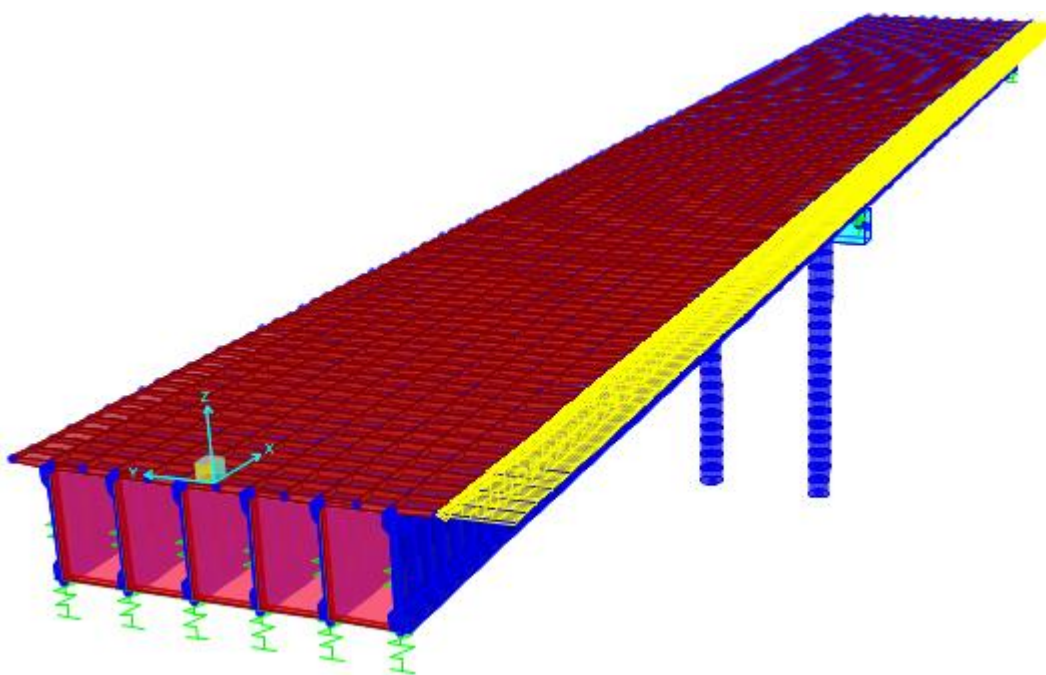
As cargas devido ao vento foram implantadas de forma análoga às cargas devido às defensas. Altera-se apenas o sentido das forças conforme ilustrado na figura 4.29.

Figura 4.28 – Superfície de influência da carga móvel horizontal para os esforços axiais do modelo pré-moldado com seis longarinas e cinco TI por vão para um trecho de barra de longarina.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura 4.29 – Aplicação no modelo moldado pré-moldado com seis longarinas da carga do vento.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Após a aplicação de todas as ações, seguem as *load combinations*, que são as combinações de carga. Nessa fase são introduzidos os coeficientes de majoração e minoração fornecidos pela NBR 8681 (2003) para os resultados dos *load cases*. Cada combinação produz um par de valores que corresponde as envoltórias dos esforços, deslocamentos, tensões e deformações.

5 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Os resultados foram avaliados para as longarinas, os tabuleiros e pilares a partir dos esforços e deslocamentos, como consequência das inclusões de TI. Por se tratar de um problema hiperestático e espacial, foram adotadas análises para as combinações normais últimas e de serviço, além de uma comparação para os esforços isolados devidos: (a) à carga móvel vertical, (b) à frenagem e aceleração e (c) ao vento. Para os esforços isolados, considerou-se apenas aqueles que tinham maior influência nas combinações normais últimas a depender de cada ação isoladamente.

Por conseguinte, foram verificadas como as TI influenciam no comportamento estrutural dos modelos estudados para cada esforço isolado e combinados segundo a NBR 8681 (2003), tratando-os em análises elásticas e lineares. Quanto aos resultados, as células dos quadros que indicam as variações dos esforços e deslocamentos foram preenchidas com vermelho para indicar aumentos e verde para diminuições.

5.1 Modelos com duas longarinas

5.1.1 Modelo moldado no local (M1)

5.1.1.1 Estado limite último (ELU) e de serviço (ELS)

O ELU representa a condição de dimensionamento de uma estrutura, sendo este a principal ferramenta de análise de esforços para uma estrutura, já o ELS é utilizado para obtenção dos deslocamentos limites e outras condições de serviço. Assim sendo, utilizou-se o ELU para obtenção dos esforços máximos e o ELS para os deslocamentos.

Os esforços máximos e os diagramas de esforços internos solicitantes, visualizados no APÊNDICE A, e obtidos nos protótipos para as longarinas externas são avaliados da seguinte forma:

- a) os valores de esforços normais, cortantes verticais e momentos fletores máximos sofrem variações de até 6%, mas os comportamentos dos diagramas não são afetados;
- b) os valores de momentos de torção máximos reduziram em até 27% com a inclusão de 5 TI, estes são reduzidos nas ligações com os pilares e sofrem aumentos nos pontos com transversinas, redistribuindo-os e tornando-os mais constantes;

- c) os valores de esforços cortantes horizontais possuem picos nos apoios intermediários, sendo estes pouco influenciados pelas TI, mas as seções enrijecidas apresentaram aumentos locais; por fim, observa-se que os valores máximos decresceram em até 7%.

Os esforços e deslocamentos máximos obtidos para as longarinas externas no modelo com duas longarinas são definidos no quadro 5.1:

Quadro 5.1: Esforços e flechas nos ELU e ELS para as longarinas externas do modelo M1.

LONGARINAS EXTERNAS - VE1 = VE2				
VALORES MÁXIMOS	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI
Esforço normal (kN) - tração	2028	2035	2029	2028
VAR (%)	-	0,4	0,1	0,0
Esforço cortante horizontal (kN)	846	838	835	790
VAR (%)	-	-0,9	-1,4	-6,6
Esforço cortante vertical (kN)	8634	8724	8900	9074
VAR (%)	-	1,0	3,1	5,1
Momento de torção (kN.m)	1857	1777	1531	1362
VAR (%)	-	-4,4	-17,6	-26,7
Momento fletor vertical (kN.m)	101570	103030	105180	107160
VAR (%)	-	1,4	3,5	5,5
Momento fletor horizontal (kN.m)	5820	5971	5919	5990
VAR (%)	-	2,6	1,7	2,9
Deslocamento vertical (cm)	8,41	8,60	8,83	9,04
VAR (%)	-	2,3	5,0	7,5

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

As flechas aumentaram com as introduções das TI, sendo estes explicados pelo aumento do peso próprio da estrutura com as inclusões. Os deslocamentos máximos obtidos no tabuleiro foram:

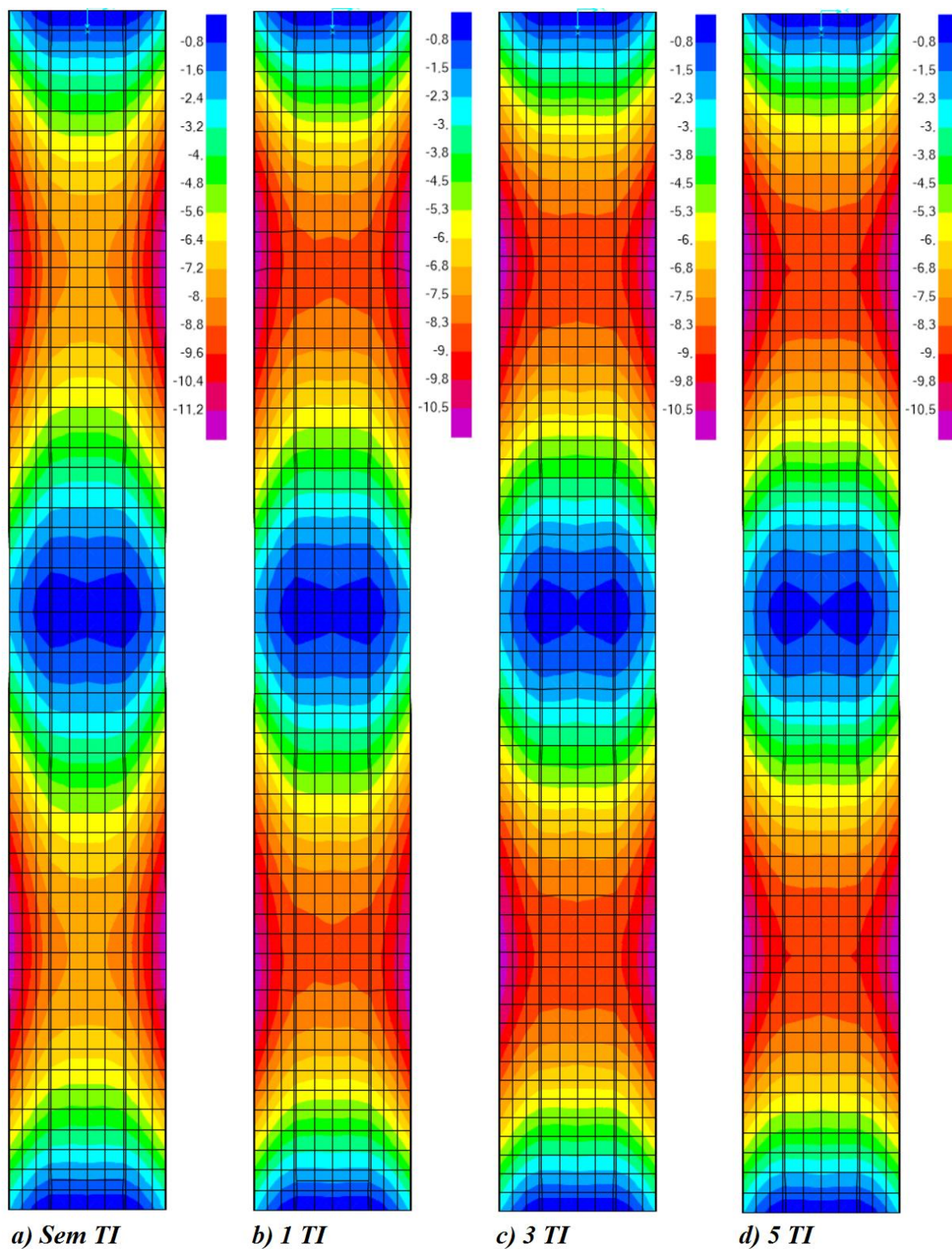
Quadro 5.2: Deslocamentos máximos no ELS para o tabuleiro do modelo M1.

TABULEIRO				
DESLOCAMENTOS MÁXIMOS	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI
Deslocamento vertical (cm)	11,9	11,1	11,1	11,2
VAR (%)	-	-6,72	-6,72	-5,88
Deslocamento transversal (cm)	0,71	0,71	0,71	0,71
VAR (%)	-	0	0	0
Deslocamento longitudinal (cm)	2,08	1,99	2,03	2,06
VAR (%)	-	-4,33	-2,4	-0,96

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

A figura 5.1 ilustra os deslocamentos verticais obtidos nos tabuleiros, em centímetros, para os modelos moldados no local com duas longarinas.

Figura 5.1 – Flechas dos tabuleiros no modelo M1 para: (a) sem TI, (b) 1 TI, (c) 3 TI e (d) 5 TI.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Quanto à laje do tabuleiro, os deslocamentos máximos verticais e longitudinais ao sentido do tráfego foram reduzidos. Isso ocorre por que as lajes foram enrijecidas nos pontos das TI, porém a inclusão contínua reduz esses ganhos. Já os deslocamentos transversais não apresentaram variações e, estes, foram obtidos a partir dos esforços característicos do vento.

As inclusões de TI indicam a ocorrência de uma uniformização das flechas no meio dos vãos. As lajes reduziram os deslocamentos nas extremidades da seção pela rigidez promovida pelas transversinas, mas as longarinas se deformaram mais. Em suma, ocorreram reduções dos deslocamentos relativos entre as lajes e as longarinas.

As solicitações máximas nos pilares no ELU foram dimensionadas nas bases e são:

Quadro 5.3: Esforços máximos no ELU para os pilares do modelo M1.

PILARES				
SOLICITAÇÕES MÁXIMAS	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI
Esforço normal de compressão (kN)	18780	18960	19300	19630
VAR (%)	-	1,0	2,8	4,5
Esforço cortante transversal (kN)	122	123	124	125
VAR (%)	-	0,8	1,6	2,5
Esforço cortante longitudinal (kN)	323	323	323	322
VAR (%)	-	0,0	0,0	-0,3
Momento de torção (kN.m)	18,8	18,4	17,3	16,9
VAR (%)	-	-2,1	-8,0	-10,1
Momento fletor longitudinal (kN.m)	3529	3530	3526	3521
VAR (%)	-	0,0	-0,1	-0,2
Momento fletor transversal (kN.m)	1231	1234	1243	1248
VAR (%)	-	0,2	1,0	1,4

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Os esforços cortantes e momentos fletores transversais nos pilares são aqueles que ocorrem no eixo transversal ao sentido de tráfego do tabuleiro, ou seja, no sentido de aplicação da força do vento. Já os longitudinais atuam no sentido do tráfego, ou seja, no sentido das forças de frenagem e aceleração.

Para os pilares, nota-se que apenas a torção e a compressão variam acima de 3%, tendo um aumento no esforço axial devido ao acréscimo do peso próprio e uma redução no momento de torção. Em suma, a inclusão das TI enrijeceu o tabuleiro a ponto de reduzir as torções nos pilares, mesmo que esses valores fossem pequenos comparados à resistência da seção transversal.

Os deslocamentos máximos nos pilares são ilustrados no quadro na continuação.

Quadro 5.4: Deslocamentos máximos no ELS para os pilares do modelo M1.

PILARES				
DESLOCAMENTOS MÁXIMOS	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI
Deslocamento vertical (cm)	0,35	0,36	0,37	0,37
VAR (%)	-	2,857	5,714	5,714
Deslocamento transversal (cm)	0,71	0,71	0,71	0,71
VAR (%)	-	0	0	0
Deslocamento longitudinal (cm)	0,72	0,72	0,72	0,71
VAR (%)	-	0	0	-1,39

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Verifica-se que os deslocamentos dos pilares longitudinais e transversais não sofrem alterações consideráveis, mas ocorrem aumentos nos deslocamentos axiais de até 6% e, estes, geram encurtamentos. Os deslocamentos transversais foram obtidos a partir da carga característica do vento.

5.1.1.2 Frenagem e aceleração

Com relação à frenagem e aceleração, abordaram-se os esforços mais relevantes gerados pela frenagem e aceleração:

Quadro 5.5: Esforços máximos devido à frenagem e aceleração para as longarinas externas do modelo M1.

LONGARINAS EXTERNAS - VE1 = VE2				
VALORES MÁXIMOS	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI
Esforço normal (kN) - tração	396	396	397	397
VAR (%)	-	0,0	0,0	0,0

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Considerando os diagramas apresentados no APÊNDICE A e o quadro 5.5, avalia-se que as TI não tiveram influência relevante no comportamento das longarinas.

5.1.1.3 Carga móvel

As respostas devido à carga móvel foram avaliadas a partir da envoltória obtida pelo trem-tipo acrescentando a carga de multidão. Para as longarinas, foram logradas as seguintes variações para os esforços mais relevantes na obtenção do ELU:

Quadro 5.6: Esforços e flechas devido à carga móvel nas longarinas externas do modelo M1.

LONGARINAS EXTERNAS - VE1 = VE2				
VALORES MÁXIMOS	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI
Esforço normal (kN) - tração	285	289	284	281
VAR (%)	-	1,5	-0,3	-1,3
Esforço cortante vertical (kN)	2342	2342	2346	2353
VAR (%)	-	0,0	0,2	0,5
Momento de torção (kN.m)	711	702	699	635
VAR (%)	-	-1,2	-1,7	-10,6
Momento fletor vertical (kN.m)	-25860	-25870	-25840	-25820
VAR (%)	-	0,0	-0,1	-0,2
Deslocamento vertical (cm)	4,90	4,90	4,89	4,87
VAR (%)	-	0,0	-0,2	-0,6

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Os valores máximos e os diagramas de esforços internos solicitantes, visualizados no APÊNDICE A, e obtidos para as cargas móveis verticais são apreciados como:

- os valores de esforços normais, cortantes verticais e momentos fletores verticais máximos sofrem oscilações de até 2%, mas além de pouco expressivos, não alteram o funcionamento dos diagramas;
- os momentos de torção máximos reduziram entre 1% e 11% com a inclusão das TI, estes são reduzidos nas ligações intermediárias e seguem o comportamento no ELU;
- os deslocamentos verticais máximos reduzem em até 1%, ou seja, o enrijecimento proporcionado pelas transversinas não os alteram consideravelmente.

5.1.1.4 Vento

Os resultados atingidos para a ação do vento são análogos ao das cargas de frenagem e aceleração, nas quais são sofrem alterações importantes nos diagramas com a adição das TI, mantendo os diagramas de esforços quase inalterados.

As solicitações máximas devido à ação do vento são ilustradas no quadro 5.7, nas quais os valores de esforços normais máximos de tração são de 1574 kN, os cortantes horizontais máximos são de 259 kN e os momentos fletores horizontais máximos são de 1032 kN.m.

Quadro 5.7: Esforços máximos devido ao vento para as longarinas externas do modelo M1.

LONGARINAS EXTERNAS - VE1 = VE2				
VALORES MÁXIMOS	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI
Esforço normal (kN) - tração	1574	1574	1574	1574
VAR (%)	-	0,0	0,0	0,0
Esforço cortante horizontal (kN)	259	259	260	260
VAR (%)	-	0,0	0,2	0,2
Momento fletor horizontal (kN.m)	1031	1030	1025	1032
VAR (%)	-	0,0	-0,6	0,1

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

5.1.2 Modelo pré-moldado (P1)

5.1.2.1 Estado limite último (ELU) e de serviço (ELS)

Para o modelo com duas longarinas pré-moldadas, encontram-se as envoltórias no ELU e no ELS para as longarinas:

Quadro 5.8: Esforços e flechas nos ELU e ELS para as longarinas externas do modelo P1.

LONGARINAS EXTERNAS - VE1 = VE2				
VALORES MÁXIMOS	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI
Esforço normal (kN) - tração	1658	1643	1660	1660
VAR (%)	-	-0,9	0,1	0,1
Esforço cortante horizontal (kN)	617	669	650	652
VAR (%)	-	8,4	5,3	5,7
Esforço cortante vertical (kN)	8310	8396	8584	8753
VAR (%)	-	1,0	3,3	5,3
Momento de torção (kN.m)	2932	2775	2568	2392
VAR (%)	-	-5,4	-12,4	-18,4
Momento fletor vertical (kN.m)	124050	126700	129330	131940
VAR (%)	-	2,1	4,3	6,4
Momento fletor horizontal (kN.m)	5283	5732	5634	5649
VAR (%)	-	8,5	6,7	6,9
Deslocamento vertical (cm)	7,21	7,39	7,62	7,84
VAR (%)	-	2,5	5,7	8,7

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

A partir dos diagramas de esforços internos solicitantes (ver APÊNDICE A), esforços e deslocamentos máximos encontrados nos ELU e ELS, conclui-se alguns pontos quanto às longarinas:

- a) os valores de esforços normais, cortantes verticais e momentos fletores máximos sofrem variações de até 7%, mas assim como o modelo moldado *in loco*, os traçados dos diagramas não são afetados expressivamente;
- b) os valores de momentos de torção reduziram entre 5% e 19% com as TI, estes são reduzidos nos apoios intermediárias e sofrem acréscimos nos pontos com transversinas, semelhante ao modelo M1;
- c) os valores de esforços cortantes horizontais máximos cresceram em até 8%, diferente do modelo moldado no local, tendo diagramas são mais comportados e apresentam um traçado similar a uma função linear do primeiro grau, as seções enrijecidas sofreram pequenos aumentos localizados.

Os deslocamentos máximos nos prótipos do modelo pré-moldado com duas longarinas (P1) no ELS estão descritos no quadro 5.9.

Quadro 5.9: Deslocamentos máximos no ELS para o tabuleiro do modelo P1.

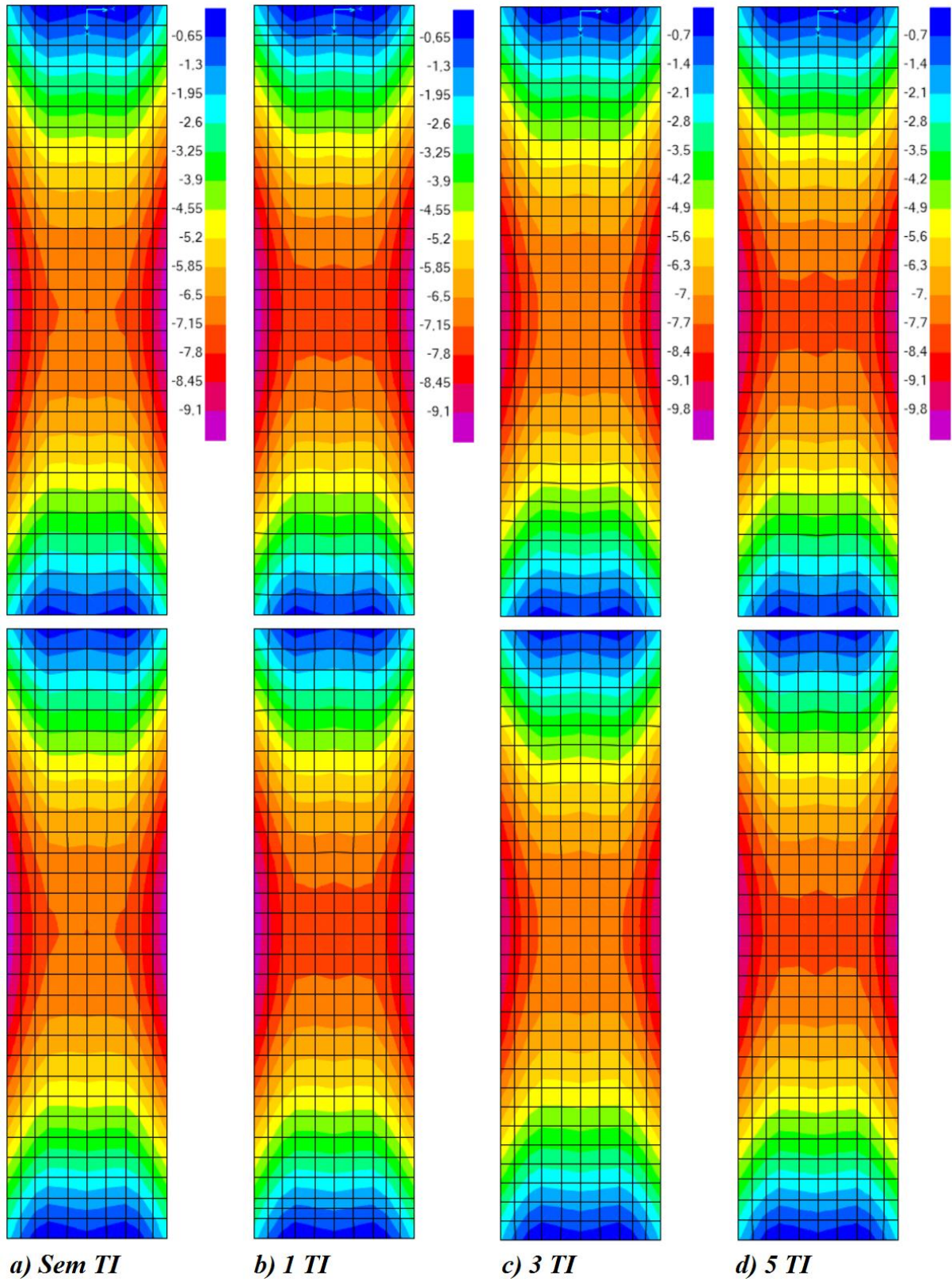
TABULEIRO				
DESLOCAMENTOS MÁXIMOS	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI
Deslocamento vertical (cm)	9,61	9,65	9,8	9,97
VAR (%)	-	0,416	1,977	3,746
Deslocamento transversal (cm)	2,42	2,45	2,41	2,4
VAR (%)	-	1,24	-0,41	-0,83
Deslocamento longitudinal (cm)	4,04	4,1	4,18	4,25
VAR (%)	-	1,485	3,465	5,198

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Quanto à laje do tabuleiro, os deslocamentos verticais e longitudinais máximos cresceram em até 6%, mas estas variações foram inferiores às das longarinas, visto que o aumento de rigidez provocado pelas TI reduzem as flechas relativas nas lajes. Nos transversais, os valores máximos se alternaram com acréscimos e decréscimos de 1%, e estes foram calculados com as ações características do vento.

O comportamento oriundo da inclusão das TI é observado na figura 103, gerando conclusões similares ao modelo moldado no local, nos quais as flechas nas longarinas cresceram, mas nas lajes estas diminuíram. Percebe-se que não ocorrem redistribuições de esforços entre as longarinas, pois só existem duas no modelo, mas as lajes tiveram melhor comportamento com as TI. A figura 100 ilustra as configurações deformadas dos modelos pré-moldados com duas longarinas (P1) com as introduções das TI, sendo as unidades em centímetros.

Figura 5.2 – Flechas dos tabuleiros no modelo P1 para: (a) sem TI, (b) 1 TI, (c) 3 TI e (d) 5 TI.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Os esforços máximos nos pilares devido ao ELU são descritos no quadro 5.10.

Quadro 5.10: Esforços máximos no ELU para os pilares do modelo P1.

PILARES				
SOLICITAÇÕES MÁXIMAS	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI
Esforço normal de compressão (kN)	18180	18370	18710	19060
VAR (%)	-	1,0	2,9	4,8
Esforço cortante transversal (kN)	384	390	387	388
VAR (%)	-	1,6	0,8	1,0
Esforço cortante longitudinal (kN)	296	296	296	296
VAR (%)	-	0,0	0,0	0,0
Momento de torção (kN.m)	48,9	49,2	48,8	48,7
VAR (%)	-	0,6	-0,2	-0,4
Momento fletor longitudinal (kN.m)	5629	5620	5619	5619
VAR (%)	-	-0,2	-0,2	-0,2
Momento fletor transversal (kN.m)	3591	3637	3607	3609
VAR (%)	-	1,3	0,4	0,5

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Assim como o modelo anterior, nos pilares houve um aumento nos esforços axiais devido ao aumento do peso próprio da estrutura. Nesse modelo, os momentos de torção pouco mudaram, juntamente com os outros esforços.

Os deslocamentos máximos logrados no ELS para os pilares do modelo P1 são ilustrados no quadro 5.11, no qual apresenta os deslocamentos transversais obtidos pela carga do vento.

Quadro 5.11: Deslocamentos máximos no ELS para os pilares do modelo P1.

PILARES				
DESLOCAMENTOS MÁXIMOS	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI
Deslocamento vertical (cm)	0,31	0,31	0,32	0,32
VAR (%)	-	0	3,226	3,226
Deslocamento transversal (cm)	1,69	1,71	1,69	1,69
VAR (%)	-	1,183	0	0
Deslocamento longitudinal (cm)	1,57	1,57	1,57	1,57
VAR (%)	-	0	0	0

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Salvo os encurtamentos axiais gerados nos pilares, os demais deslocamentos não tiveram impactos significativos com a inclusão das transversinas intermediárias.

5.1.2.2 Frenagem e aceleração

Os diagramas de esforços (ver APÊNDICE A) e valores máximos das longarinas não sofreram variações relevantes com as TI. Foram analisados apenas os esforços normais, visto que são os mais expressivos gerados pela frenagem e aceleração na análise do ELU.

Quadro 5.12: Esforços máximos devido à frenagem e aceleração para as longarinas externas do modelo P1.

LONGARINAS EXTERNAS - VE1 = VE2				
VALORES MÁXIMOS	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI
Esforço normal (kN) - tração	398	398	398	398
VAR (%)	-	0,1	0,0	0,0

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

5.1.2.3 Carga móvel

Os resultados dos esforços máximos, mais relevantes devido à carga móvel vertical para o ELU, são descritos na continuação.

Quadro 5.13: Esforços e flechas devido à carga móvel nas longarinas externas do modelo P1.

LONGARINAS EXTERNAS - VE1 = VE2				
VALORES MÁXIMOS	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI
Esforço normal (kN) - tração	202	201	203	202
VAR (%)	-	-0,5	0,7	0,3
Esforço cortante vertical (kN)	2004	2004	2009	2005
VAR (%)	-	0,0	0,3	0,1
Momento de torção (kN.m)	694	672	636	601
VAR (%)	-	-3,1	-8,4	-13,4
Momento fletor vertical (kN.m)	29650	29660	29640	29640
VAR (%)	-	0,0	0,0	0,0
Deslocamento vertical (cm)	3,1	3,1	3,1	3,1
VAR (%)	-	0,0	0,0	0,0

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Os valores máximos e os diagramas de esforços internos solicitantes, visualizados no APÊNDICE A, e logrados a partir das cargas móveis nos protótipos são avaliados como:

- os valores de esforços normais, cortantes verticais e momentos fletores verticais máximos não sofrem flutuações consideráveis, inclusive no comportamento dos diagramas;

- b) os valores de momentos de torção máximos reduzem entre 2% e 12% com a inclusão das TI, esses são minimizados nos apoios e maximizados nos locais com as transversinas, ambos suavemente;
- c) os deslocamentos verticais máximos praticamente não variam.

5.1.2.4 Vento

Seguem os resultados das solicitações máximas devido à carga do vento nos pilares para o modelo P1.

Quadro 5.14: Esforços máximos devido ao vento para as longarinas externas do modelo P1.

LONGARINAS EXTERNAS - VE1 = VE2				
VALORES MÁXIMOS	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI
Esforço normal (kN) - tração	1158	1141	1159	1159
VAR (%)	-	-1,4	0,1	0,1
Esforço cortante horizontal (kN)	224	223	225	225
VAR (%)	-	-0,7	0,3	0,2
Momento de torção (kN.m)	582	564	587	586
VAR (%)	-	-3,1	0,9	0,8
Momento fletor horizontal (kN.m)	395	381	387	393
VAR (%)	-	-3,5	-1,9	-0,4

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

O uso de uma TI reduziu todos os esforços estudados em até 4%, tendo esses ganhos reduzidos com o uso de mais vigas secundárias. Entretanto, os comportamentos dos diagramas não se alteram, ou seja, não houve influência significativa das TI.

5.1.3 Conclusões do modelo com duas longarinas

Observa-se a partir dos resultados que a inclusão de TI para as longarinas resultou em:

- a) nos ELU e ELS as flechas aumentaram em até 9%, pois houve um acréscimo no peso próprio da estrutura, juntamente com os momentos fletores e esforços cortantes verticais;
- b) os esforços normais não sofreram variações impactantes;
- c) os valores de momentos de torção máximos foram reduzidos em até 27%, tendo maiores impactos nos modelos moldados no local, visto que estes apresentam nos diagramas picos maiores nas ligações entre vigas e pilares que foram diluídos ao longo

- das longarinas, sendo este comportamento análogo para os pré-moldados, mas em menor escala;
- d) os valores de esforços cortantes horizontais máximos oscilaram entre modelos, sendo favorável para os moldados no local em até 7% e desfavorável para os pré-moldados em até 9%, isso se dá ao fato que os diagramas possuem máximos nas regiões das TI;
 - e) as respostas devido à ação do vento e da frenagem e aceleração não foram alteradas expressivamente.

As respostas entre os modelos moldados no local e pré-moldados foram bastantes próximas, exceto pelos esforços cortantes horizontais. Os pilares pouco tiveram influência das TI, tendo apenas os momentos de torção reduzidos no modelo moldado no local e os esforços e deslocamentos normais elevados em até 6%.

Um ponto importante no emprego das TI foi a tendência de redução dos deslocamentos verticais relativos entre lajes e longarinas ao longo das seções transversais do tabuleiro. Isto reforça o fato que o caminho do trem-tipo ao longo da seção transversal deve ser bem observado para que estas flechas relativas não sejam altas.

5.2 Modelos com quatro longarinas

5.2.1 Modelo moldado no local (M2)

5.2.1.1 Estado limite último (ELU) e de serviço (ELS)

Os esforços máximos e os diagramas de esforços internos solicitantes (ver APÊNDICE B), encontrados nos protótipos para as longarinas externas, são interpretados como:

- a) os valores de esforços normais máximos de tração cresceram em até 19% com 5 TI, esses nos diagramas reduziram-se nos apoios centrais, mas elevaram-se no meio dos vãos;
- b) os valores de esforços cortantes verticais e momentos fletores máximos aumentaram entre 2% e 7%, mas sem alterar a trajetória dos diagramas;
- c) os valores de momentos de torção e esforços cortantes horizontais máximos ampliaram-se em até 3% e 7% respectivamente; esses elevaram-se ao longo das longarinas a partir dos enrijecimentos proporcionados pelas TI, sendo os picos nos apoios centrais determinantes na obtenção dos valores máximos.

As solicitações máximas, logradas no ELU, das longarinas externas no modelo com quatro longarinas moldadas no local, são ilustradas no quadro 5.15.

Quadro 5.15: Esforços máximos no ELU para as longarinas externas do modelo M2.

LONGARINAS EXTERNAS - VE1 = VE2				
VALORES MÁXIMOS	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI
Esforço normal (kN) - tração	2287	2597	2665	2712
VAR (%)	-	13,6	16,5	18,6
Esforço cortante horizontal (kN)	1201	1233	1313	1273
VAR (%)	-	2,7	9,3	5,9
Esforço cortante vertical (kN)	5068	5212	5308	5331
VAR (%)	-	2,8	4,7	5,2
Momento de torção (kN.m)	1265	1263	1344	1308
VAR (%)	-	-0,2	6,3	3,4
Momento fletor vertical (kN.m)	57920	59620	60950	62000
VAR (%)	-	2,9	5,2	7,0
Momento fletor horizontal (kN.m)	7735	7881	8065	8301
VAR (%)	-	1,9	4,3	7,3

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Os resultados no ELU para as longarinas internas estão dispostos no quadro 5.16.

Quadro 5.16: Esforços máximos no ELU para as longarinas internas do modelo M2.

LONGARINAS INTERNAS - VII = VI2				
VALORES MÁXIMOS	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI
Esforço normal (kN)	1928	2259	2295	2353
VAR (%)	-	17,2	19,0	22,1
Esforço cortante horizontal (kN)	447	489	497	562
VAR (%)	-	9,2	11,1	25,6
Esforço cortante vertical (kN)	5549	5539	5673	5843
VAR (%)	-	-0,2	2,2	5,3
Momento de torção (kN.m)	486	542	574	584
VAR (%)	-	11,5	18,2	20,3
Momento fletor vertical (kN.m)	62640	62600	64130	66160
VAR (%)	-	-0,1	2,4	5,6
Momento fletor lateral (kN.m)	871	882	886	867
VAR (%)	-	1,2	1,7	-0,5

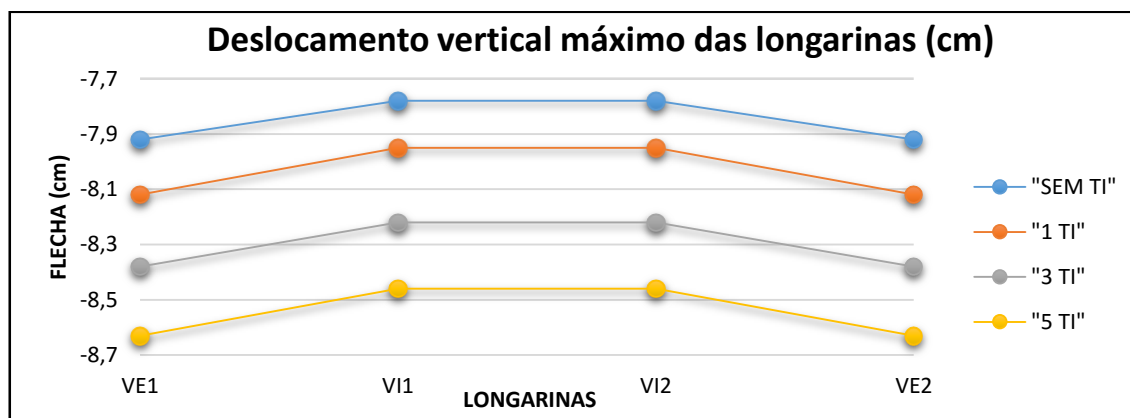
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Quanto às longarinas internas, os valores máximos e os diagramas de esforços internos solicitantes, vistos no APÊNDICE B, indicam que:

- os valores de esforços axiais máximos amplificaram-se entre 17% e 22% a partir das TI, já os diagramas ilustraram aumentos ao longo de ambas as longarinas;
- os valores de esforços cortantes verticais e momentos fletores máximos aumentaram em até 6%, todavia sem variar o traçado dos diagramas;
- os valores de momentos de torção e esforços cortantes horizontais máximos elevaram-se em até 20% e 26% respectivamente, esses tiveram os diagramas com valores mais elevados em toda a trajetória da longarina com o uso das TI.

Com o uso de uma TI verifica-se que os momentos fletores verticais mantiveram-se constantes nas longarinas internas, ou seja, ocorreu uma redistribuição de esforços entre as externas e internas, sendo mais visível nos gráficos que ilustram as flechas (FIG. 5.3).

Figura 5.3 – Deslocamento vertical das longarinas no ELS para o modelo M2.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

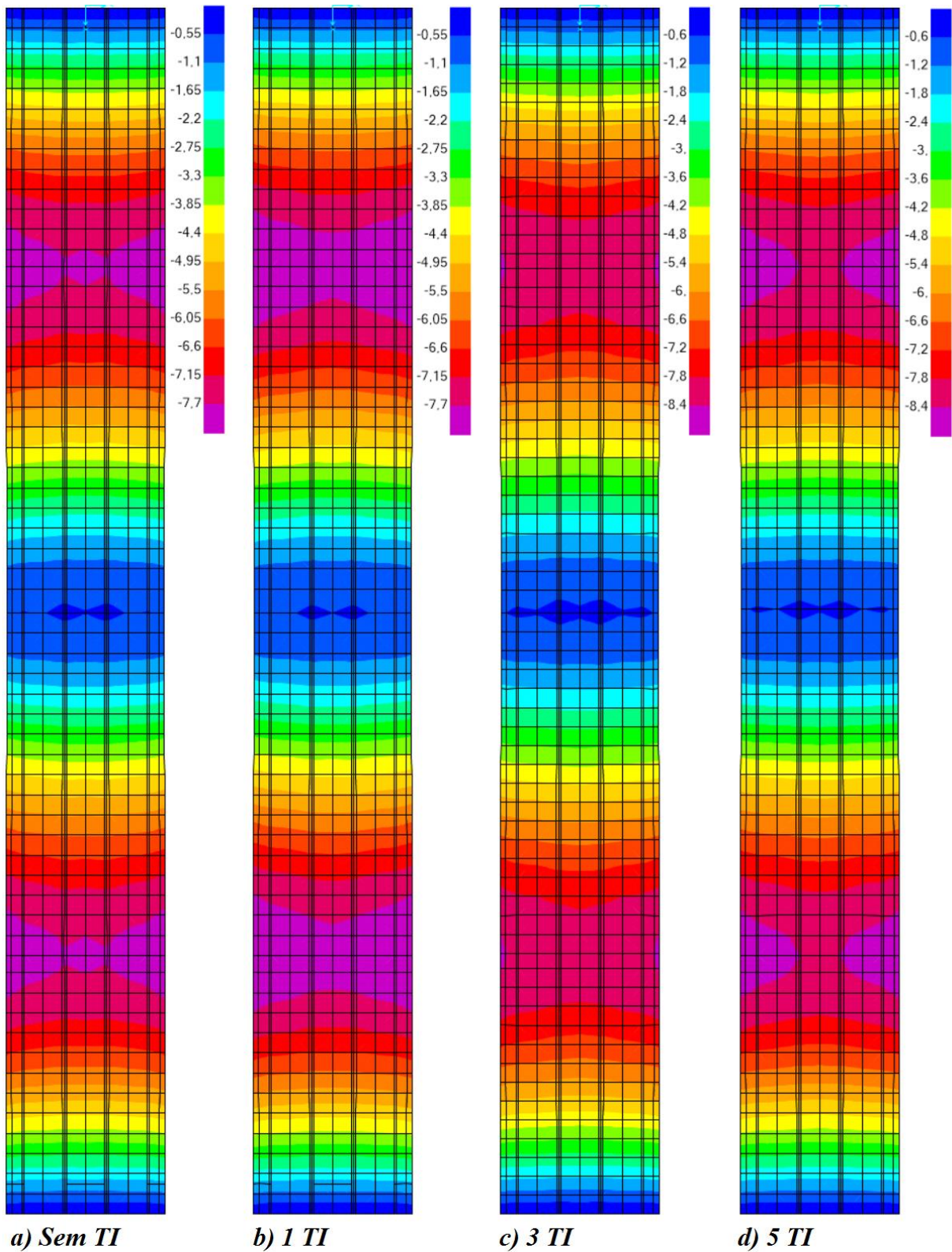
Assim como anteriormente, os deslocamentos tanto do tabuleiro quanto dos pilares foram calculados considerando o ELS para os verticais e longitudinais e a ação do vento para os transversais. O quadro 5.17 exhibe os deslocamentos máximos no tabuleiro.

Quadro 5.17: Deslocamentos máximos no ELS para o tabuleiro do modelo M2.

TABULEIRO				
DESLOCAMENTOS MÁXIMOS	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI
Deslocamento vertical (cm)	8	8,2	8,47	8,71
VAR (%)	-	2,5	5,875	8,875
Deslocamento transversal (cm)	0,42	0,42	0,42	0,42
VAR (%)	-	0	0	0
Deslocamento longitudinal (cm)	1,87	1,89	1,91	1,97
VAR (%)	-	1,07	2,139	5,348

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura 5.4 – Flechas nos tabuleiros do modelo M2 para: (a) sem TI, (b) 1 TI, (c) 3 TI e (d) 5 TI.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Ocorreram aumentos nos deslocamentos verticais e longitudinais do tabuleiro devido ao acréscimo das flechas nas longarinas. A figura 5.4 ilustra as flechas nos tabuleiro para os protótipos, sendo as unidades em centímetros.

Ocorreram redistribuições de esforços entre as longarinas no tabuleiro devido à inclusão das TI, fazendo com que os deslocamentos verticais relativas entre lajes e vigas fossem reduzidos, porém as flechas absolutas da estrutura crescem devido ao fato que as longarinas se deformam mais pelo acréscimo do peso próprio.

Os resultados dos pilares são similares ao modelo moldado no local com duas longarinas, nos quais as variações nos esforços foram relevantes para a compressão e torção apenas. A compressão cresceu em até 6%, contudo a torção reduziu-se em até 35%.

Quadro 5.18: Esforços máximos no ELU para os pilares do modelo M2.

PILARES				
SOLICITAÇÕES MÁXIMAS	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI
Esforço normal de compressão (kN)	22280	22560	23080	23590
VAR (%)	-	1,3	3,6	5,9
Esforço cortante transversal (kN)	74	75	74	73
VAR (%)	-	1,6	0,3	-1,1
Esforço cortante longitudinal (kN)	306	306	306	305
VAR (%)	-	0,0	0,0	-0,3
Momento de torção (kN.m)	12,8	10,0	8,6	8,3
VAR (%)	-	-21,9	-32,8	-35,2
Momento fletor longitudinal (kN.m)	3494	3493	3489	3486
VAR (%)	-	0,0	-0,1	-0,2
Momento fletor transversal (kN.m)	750	758	756	746
VAR (%)	-	1,1	0,8	-0,5

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Quadro 5.19: Deslocamentos máximos no ELS para os pilares do modelo M2.

PILARES				
DESLOCAMENTOS MÁXIMOS	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI
Deslocamento vertical (cm)	0,49	0,5	0,51	0,53
VAR (%)	-	2,041	4,082	8,163
Deslocamento transversal (cm)	0,42	0,42	0,42	0,42
VAR (%)	-	0	0	0
Deslocamento longitudinal (cm)	0,76	0,76	0,76	0,76
VAR (%)	-	0	0	0

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

As alterações nos deslocamentos dos pilares não foram significativas, tendo apenas as deformações normais sido elevadas com o acréscimo das TI.

5.2.1.2 Frenagem e aceleração

Os esforços máximos devido à frenagem e aceleração estão dispostos a seguir.

Quadro 5.20: Esforços máximos devido à frenagem e aceleração para as VE1 e VE2 do modelo M2.

LONGARINAS EXTERNAS - VE1 = VE2				
VALORES MÁXIMOS	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI
Esforço normal (kN) - tração	260	260	262	261
VAR (%)	-	0,1	0,8	0,4

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Quadro 5.21: Esforços máximos devido à frenagem e aceleração para as VI1 e VI2 do modelo M2.

LONGARINAS INTERNAS - VI1 = VI2				
VALORES MÁXIMOS	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI
Esforço normal (kN) - tração	213	213	216	216
VAR (%)	-	0,0	1,7	1,6

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Nota-se que os esforços gerados pela frenagem e aceleração pouco são influenciados pelo uso das TI no comportamento das longarinas. Isto ocorre devido ao fato de que os esforços axiais alteraram-se em até 2% e os diagramas permaneceram com o mesmo comportamento com e sem as TI.

5.2.1.3 Carga móvel

Para as longarinas externas, os valores máximos e os diagramas de esforços internos solicitantes, idealizados no APÊNDICE B, e obtidos para as cargas móveis verticais são analisados como:

- os valores de esforços axiais elevaram-se em até 23%, nos quais variam nos diagramas expressivamente a partir do uso de uma TI, tendo uma inversão entre tração e compressão ao longo das longarinas;
- os valores de momentos de torção máximos decresceram entre 5% e 12% com as TI, esses foram reduzidos nas ligações intermediárias e cresceram ao longo das longarinas;

- c) os valores de esforços cortantes e momentos fletores verticais amplificaram-se em até 6% e mantiveram os diagramas com o mesmo comportamento;
- d) os deslocamentos verticais máximos aumentaram em até 3%, ou seja, há um transporte das cargas das longarinas internas para as externas.

Os resultados dos esforços e flechas máximos devido à carga móvel vertical para as longarinas externas são exibidos na continuidade.

Quadro 5.22: Esforços e flechas devido à carga móvel nas longarinas externas do modelo M2.

LONGARINAS EXTERNAS - VE1 = VE2				
VALORES MÁXIMOS	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI
Esforço normal (kN) - tração	340	419	412	402
VAR (%)	-	23,0	21,0	18,2
Esforço cortante vertical (kN)	1141	1204	1224	1208
VAR (%)	-	5,6	7,3	5,9
Momento de torção (kN.m)	343	325	328	303
VAR (%)	-	-5,2	-4,4	-11,5
Momento fletor vertical (kN.m)	11890	12440	12500	12440
VAR (%)	-	4,7	5,1	4,6
Deslocamento vertical (cm)	3,6	3,7	3,7	3,7
VAR (%)	-	2,7	2,7	1,9

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

O quadro 5.23 ilustra os esforços e deslocamentos máximos devido à carga móvel nas longarinas internas do modelo M2.

Quadro 5.23: Esforços e flechas devido à carga móvel nas longarinas internas do modelo M2.

LONGARINAS INTERNAS - VI1 = VI2				
VALORES MÁXIMOS	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI
Esforço normal (kN)	437	343	345	349
VAR (%)	-	-21,4	-21,0	-20,0
Esforço cortante vertical (kN)	1448	1380	1338	1310
VAR (%)	-	-4,7	-7,6	-9,5
Momento de torção (kN.m)	211	159	188	176
VAR (%)	-	-24,7	-10,8	-16,3
Momento fletor vertical (kN.m)	-13890	-12940	-12540	-12570
VAR (%)	-	-6,8	-9,7	-9,5
Deslocamento vertical (cm)	3,5	3,3	3,3	3,2
VAR (%)	-	-6,3	-6,9	-7,2

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Os esforços máximos e os diagramas de esforços internos solicitantes (ver APÊNDICE B) nas longarinas internas, que foram calculados devido às cargas móveis verticais, são interpretados como:

- os valores de esforços normais reduziram-se em até 21%, nos quais variam nos diagramas significativamente a partir do uso de uma TI, assim como nas externas, ocorreram inversões entre tração e compressão ao longo das longarinas;
- os valores de momentos de torção máximos decresceram entre 25% e 16% com as TI, esses foram minimizados nos apoios centrais e elevaram-se nos pontos enrijecidos pelas vigas secundárias;
- os valores de esforços cortantes e momentos fletores verticais reduziram-se em até 10% e mantiveram-se os diagramas com o mesmo traçado;
- os deslocamentos verticais máximos decresceram em até 7%, ou seja, há uma trajetórias das cargas das longarinas internas para as externas.

Em suma, avalia-se que houve uma redistribuição de esforços entre as longarinas externas e internas, causando acréscimos nos esforços e deslocamentos nas externas, e decréscimos nas internas. Apenas os momentos de torção reduziram-se em ambos os casos. Os diagramas de esforços axiais das longarinas inverteram-se, ou seja, o fluxo de carga com as introduções de TI fizeram que as forças axiais migrassem entre as longarinas, invertendo os diagramas.

5.2.1.4 Vento

Seguem os resultados obtidos para as longarinas externas e internas devido à ação do vento.

Quadro 5.24: Esforços máximos devido ao vento para as longarinas externas do modelo M2.

LONGARINAS EXTERNAS - VE1 = VE2				
VALORES MÁXIMOS	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI
Esforço normal (kN) - tração	1019	1017	1017	1017
VAR (%)	-	-0,2	-0,2	-0,2
Esforço cortante horizontal (kN)	75	75	75	75
VAR (%)	-	0,2	0,1	0,0
Momento fletor horizontal (kN.m)	127	129	127	129
VAR (%)	-	1,5	-0,3	1,3

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Quadro 5.25: Esforços máximos devido ao vento para as longarinas internas do modelo M2.

LONGARINAS INTERNAS - VII = VI2				
VALORES MÁXIMOS	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI
Esforço normal (kN)	382	382	382	383
VAR (%)	-	0,1	0,0	0,3
Esforço cortante horizontal (kN)	183	183	184	183
VAR (%)	-	-0,1	0,1	0,0
Momento fletor horizontal (kN.m)	207	207	201	209
VAR (%)	-	0,3	-2,7	1,1

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Assim como as cargas de frenagem e aceleração, as respostas nas longarinas devido a ação do vento não tem influência significativa com as introduções de TI. Apenas os momentos fletores horizontais variaram em até 3%, porém todos os diagramas mantiveram os mesmos comportamentos.

5.2.2 Modelo pré-moldado (P2)

5.2.2.1 Estado limite último (ELU) e de serviço (ELS)

Quanto ao modelo pré-moldado com quatro longarinas, constatou-se no ELU os valores máximos nas externas, estes, são expostos no quadro 5.26.

Quadro 5.26: Esforços máximos no ELU para as longarinas externas do modelo P2.

LONGARINAS EXTERNAS - VE1 = VE2				
VALORES MÁXIMOS	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI
Esforço normal (kN) - tração	2482	2595	2608	2691
VAR (%)	-	4,5	5,1	8,4
Esforço cortante horizontal (kN)	610	632	669	683
VAR (%)	-	3,6	9,7	11,9
Esforço cortante vertical (kN)	5400	5495	5678	5811
VAR (%)	-	1,8	5,2	7,6
Momento de torção (kN.m)	975	1086	1073	1136
VAR (%)	-	11,4	10,1	16,6
Momento fletor vertical (kN.m)	77980	80490	82420	84340
VAR (%)	-	3,2	5,7	8,2
Momento fletor horizontal (kN.m)	5255	5450	5599	5764
VAR (%)	-	3,7	6,5	9,7

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Quanto às longarinas externas, a partir das solicitações máximas e os diagramas de esforços internos solicitantes, ilustrados no APÊNDICE B, são discutidos os seguintes resultados:

- a) os valores de esforços normais máximos ampliaram-se entre 5% e 8% com as TI, esses nos diagramas reduziram-se nos apoios centrais, porém elevaram-se no meio dos vãos;
- b) os valores de esforços cortantes verticais e momentos fletores máximos aumentaram entre 2% e 10%, mas não sofreram alterações no comportamento dos diagramas;
- c) os valores de momentos de torção cresceram em até 17% e os esforços cortantes horizontais máximos em até 12%, ambos elevaram-se ao longo das longarinas a partir dos enrijecimentos proporcionados pelas TI, sendo os picos nos apoios centrais determinantes na obtenção dos valores máximos.

O quadro 5.27 fornece os esforços máximos nas longarinas internas do modelo pré-moldado.

Quadro 5.27: Esforços máximos no ELU para as longarinas internas do modelo P2.

LONGARINAS INTERNAS - VII = VI2				
VALORES MÁXIMOS	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI
Esforço normal (kN) - tração	354	374	233	192
VAR (%)	-	5,5	-34,3	-45,8
Esforço cortante horizontal (kN)	406	423	451	487
VAR (%)	-	4,2	11,1	19,8
Esforço cortante vertical (kN)	5786	5771	5947	6150
VAR (%)	-	-0,3	2,8	6,3
Momento de torção (kN.m)	649	710	796	852
VAR (%)	-	9,5	22,7	31,4
Momento fletor vertical (kN.m)	81740	81880	84070	86280
VAR (%)	-	0,2	2,9	5,6
Momento fletor horizontal (kN.m)	553	592	592	639
VAR (%)	-	7,0	7,1	15,6

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Os esforços máximos e os diagramas de esforços internos solicitantes (ver APÊNDICE B) das longarinas internas são interpretados como:

- a) os valores de esforços normais máximos cresceram em 6% com a inclusão de uma TI e reduziram em até 46% com cinco TI, os diagramas expõem aumento da tração no apoio central e da compressão no meio dos vãos, ou seja, as longarinas internas trabalham predominantemente à compressão;
- b) os valores de esforços cortantes verticais e momentos fletores máximos amplificaram-se em até 16%, contudo não tiveram alterações significativas no traçado dos diagramas;

- c) os valores de momentos de torção e esforços cortantes horizontais máximos ampliaram-se em até 31% e 20% respectivamente, ambos elevaram-se ao longo das longarinas a partir dos enrijecimentos proporcionados pelas TI, sendo os picos nos apoios centrais determinantes na obtenção dos valores máximos.

O quadro 5.28 demonstra os deslocamentos máximos no ELS para o tabuleiro.

Quadro 5.28: Deslocamentos máximos no ELS para o tabuleiro do modelo P2.

TABULEIRO				
DESLOCAMENTOS MÁXIMOS	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI
Deslocamento vertical (cm)	7,11	7,3	7,55	7,79
VAR (%)	-	2,672	6,188	9,564
Deslocamento transversal (cm)	0,92	0,96	0,95	0,95
VAR (%)	-	4,348	3,261	3,261
Deslocamento longitudinal (cm)	3,71	3,76	3,83	3,9
VAR (%)	-	1,348	3,235	5,121

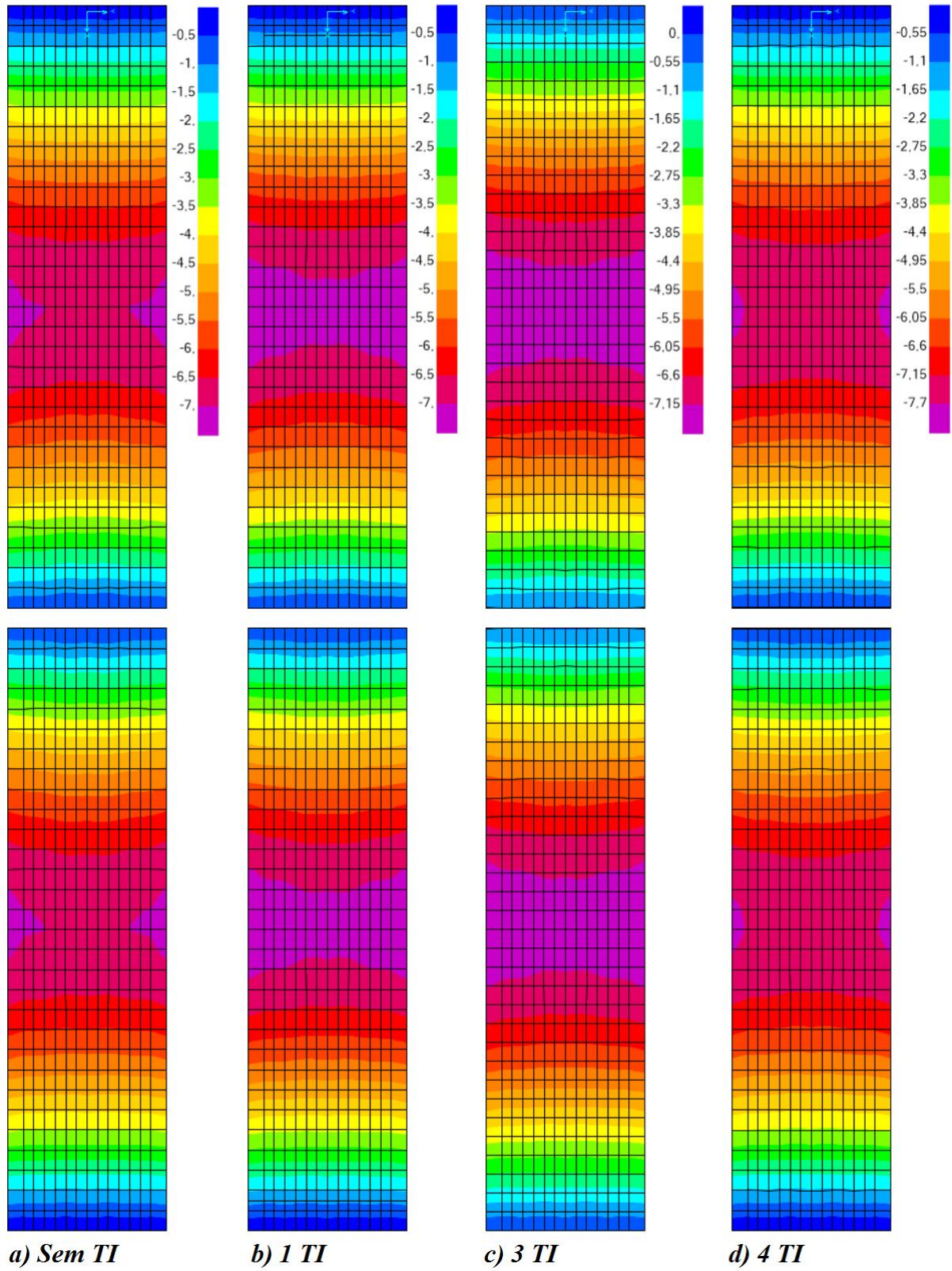
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

O uso das TI acarretou no crescimento dos deslocamentos máximos no tabuleiro, em consequência das longarinas. Os deslocamentos transversais foram calculados a partir dos esforços característicos do vento, sendo o mesmo para os pilares.

A figura 5.5 indica os deslocamentos verticais encontrados nos tabuleiros do modelo pré-moldado com quatro longarinas a partir da mudança na quantidade de TI, nas quais as estruturas estão nas condições deformadas, considerando as unidades em centímetros. Nela é possível observar como ocorre a redistribuição de esforços entre as longarinas. Em suma, os pontos em que foram inseridos as transversinas iniciam a se deslocar mais, mas de forma uniforme. Apesar da ocorrência dos enrijecimentos locais, os deslocamentos absolutos são maiores, visto que o tabuleiro trabalha de forma conjunta com as longarinas.

A partir das figuras 5.5 e 5.6 é possível visualizar a evolução dos deslocamentos verticais ao longo das seções transversais do tabuleiro. Em síntese, os deslocamentos relativos entre as longarinas e as lajes tendem a ser quase nulos quando o número de TI vai aumentando.

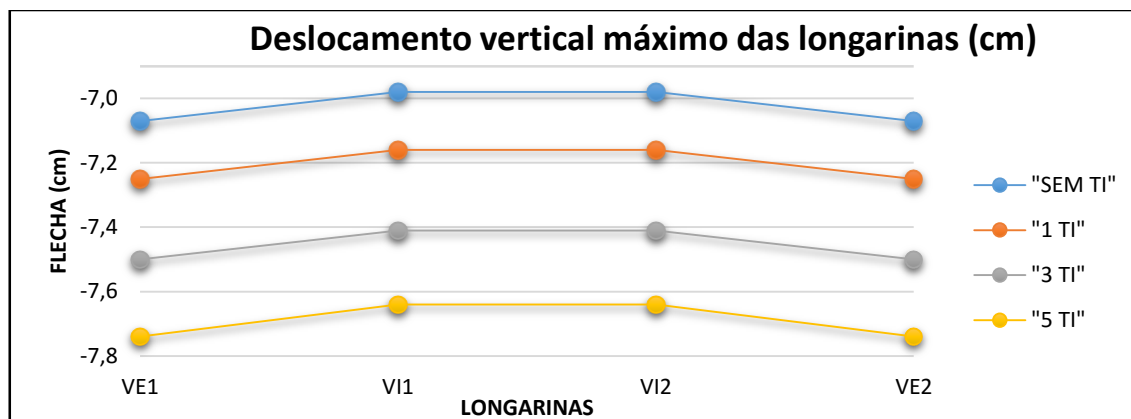
Figura 5.5 – Flechas dos tabuleiros do modelo P2 para: (a) sem TI, (b) 1 TI, (c) 3 TI e (d) 5 TI.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Na continuação são ilustradas as flechas máximas ocorridas nas longarinas internas do modelo P2 considerando o ELS.

Figura 5.6 – Deslocamento vertical das longarinas no ELS para o modelo P2.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Os esforços máximos nos pilares no ELU são visualizados no quadro 5.29.

Quadro 5.29: Esforços máximos no ELU para os pilares do modelo P2.

PILARES				
SOLICITAÇÕES MÁXIMAS	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI
Esforço normal de compressão (kN)	22960	23240	23780	24340
VAR (%)	-	1,2	3,6	6,0
Esforço cortante transversal (kN)	224	227	223	220
VAR (%)	-	1,3	-0,4	-1,8
Esforço cortante longitudinal (kN)	292	292	292	292
VAR (%)	-	0,0	0,0	0,0
Momento de torção (kN.m)	26,7	22,2	20,3	20,0
VAR (%)	-	-16,9	-24,0	-25,1
Momento fletor longitudinal (kN.m)	5655	5655	5655	5655
VAR (%)	-	0,0	0,0	0,0
Momento fletor transversal (kN.m)	2001	2024	1995	1976
VAR (%)	-	1,1	-0,3	-1,2

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Os resultados obtidos nos pilares a partir do ELU tiveram influência nos momentos de torção com reduções de até 25% e na compressão com acréscimos de até 6%. Apesar da variação considerável nos momentos de torção, estes são muito pequenos e, neste caso, desprezíveis no dimensionamento.

Quadro 5.30: Deslocamentos máximos no ELS para os pilares do modelo P2.

PILARES				
DESLOCAMENTOS MÁXIMOS	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI
Deslocamento vertical (cm)	0,43	0,44	0,45	0,47
VAR (%)	-	2,326	4,651	9,302
Deslocamento transversal (cm)	0,84	0,85	0,84	0,83
VAR (%)	-	1,19	0	-1,19
Deslocamento longitudinal (cm)	1,63	1,63	1,63	1,63
VAR (%)	-	0	0	0

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Quanto aos deslocamentos, os pilares não sofreram variações significativas. Ocorre um aumento do encurtamento, mas estes são desprezíveis para uma análise de deslocamentos limites.

5.2.2.2 Frenagem e aceleração

Os esforços máximos devido à frenagem e aceleração estão dispostos a seguir.

Quadro 5.31: Esforços máximos devido à frenagem e aceleração para as vigas externas do modelo P2.

LONGARINAS EXTERNAS - VE1 = VE2				
VALORES MÁXIMOS	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI
Esforço normal (kN) - tração	263	273	266	265
VAR (%)	-	4,1	1,1	0,7

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Quadro 5.32: Esforços máximos devido à frenagem e aceleração para as vigas do modelo P2.

LONGARINA INTERNA - VI1 = VI2				
VALORES MÁXIMOS	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI
Esforço normal (kN) - tração	232	261	239	237
VAR (%)	-	12,7	3,1	2,2

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Avalia-se a partir do APÊNDICE B que os diagramas de esforços normais das longarinas, devido à frenagem e aceleração, sofrem um pequeno pico no início com uso de uma TI, todavia o restante do traçado permanece quase inalterado.

5.2.2.3 Carga móvel

Os resultados dos esforços e deslocamentos máximos devido à carga móvel vertical são expostas no quadro 5.33.

Quadro 5.33: Esforços e flechas devido à carga móvel nas longarinas externas do modelo P2.

LONGARINAS EXTERNAS - VE1 = VE2				
VALORES MÁXIMOS	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI
Esforço normal (kN) - tração	553	300	280	283
VAR (%)	-	-45,7	-49,3	-48,9
Esforço cortante vertical (kN)	1015	1040	1064	1064
VAR (%)	-	2,4	4,8	4,8
Momento de torção (kN.m)	291	218	243	228
VAR (%)	-	-25,0	-16,7	-21,8
Momento fletor vertical (kN.m)	14790	15290	15070	15020
VAR (%)	-	3,4	1,9	1,6
Deslocamento vertical (cm)	2,2	2,2	2,2	2,2
VAR (%)	-	1,4	1,4	1,4

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

As solicitações máximas e os diagramas de esforços internos solicitantes, observados no APÊNDICE B, e obtidos a partir das cargas móveis nos protótipos para as longarinas externas, são avaliados como:

- os valores de esforços normais diminuiram entre 46% e 49% com as introduções das transversinas, os diagramas reproduziram acréscimos no meio dos vãos e reduções nos apoios centrais;
- os valores de esforços cortantes e momentos fletores verticais elevaram-se em até 5%, todavia não indicaram variações consideráveis nos comportamentos dos diagramas;
- os valores de momentos de torção máximos reduziram-se entre 17% e 25% com as inclusões das TI, esses foram minimizados ao longo das longarinas e sofreram pequenos picos nas regiões enrijecidas com as TI;
- os deslocamentos verticais máximos praticamente não alteram-se.

Quanto às longarinas internas, a partir dos esforços máximos e os diagramas de esforços internos solicitantes (ver APÊNDICE B), são discutidos os seguintes resultados:

- os valores de esforços normais máximos de tração decresceram entre 47% e 100% com as TI, tendo-os também reduzidos nos diagramas no meio dos vãos, enquanto a compressão existente nos apoios centrais diminuiram;
- os valores de esforços cortantes verticais e momentos fletores máximos baixaram entre 6% e 11%, contudo não sofreram variações importantes no traçado dos diagramas;

- c) os valores de momentos de torção reduziram em até 33% e seguiram o comportamento de forma semelhante ao das longarinas externas;
- d) as flechas decresceram em até 5% com o uso das vigas secundárias.

O quadro 5.34 apresenta os esforços e deslocamentos máximos para as longarinas internas do modelo P2.

Quadro 5.34: Esforços e flechas devido à carga móvel nas longarinas internas do modelo P2.

LONGARINAS INTERNAS - VII = VI2				
VALORES MÁXIMOS	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI
Esforço normal (kN) - tração	426	226	33	0,0
VAR (%)	-	-46,9	-92,4	-100,0
Esforço cortante vertical (kN)	1298	1224	1181	1152
VAR (%)	-	-5,7	-9,0	-11,2
Momento de torção (kN.m)	293	196	221	213
VAR (%)	-	-33,3	-24,7	-27,3
Momento fletor vertical (kN.m)	15270	13950	14040	14060
VAR (%)	-	-8,6	-8,1	-7,9
Deslocamento vertical (cm)	2,1	2,0	2,0	2,0
VAR (%)	-	-4,8	-4,8	-4,8

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Em suma, a aplicação das TI redistribuiu os esforços entre as longarinas, fazendo com que os esforços nas internas reduzissem, inclusive as flechas. Porém nas externas, alguns esforços cresceram e os deslocamentos verticais mantiveram-se constantes.

5.2.2.4 Vento

As respostas nas longarinas externas e internas devido à ação do vento são exibidas nos quadros 5.35 e 5.36 respectivamente.

Quadro 5.35: Esforços máximos devido ao vento para as longarinas externas do modelo P2.

LONGARINAS EXTERNAS - VE1 = VE2				
VALORES MÁXIMOS	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI
Esforço normal (kN) - tração	941	938	942	942
VAR (%)	-	-0,3	0,1	0,1
Esforço cortante horizontal (kN)	86	88	86	86
VAR (%)	-	2,3	0,6	0,0
Momento fletor horizontal (kN.m)	112	111	108	111
VAR (%)	-	-1,5	-3,6	-1,1

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Quadro 5.36: Esforços máximos devido ao vento para as longarinas internas do modelo P2.

LONGARINAS INTERNAS - VII = VI2				
VALORES MÁXIMOS	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI
Esforço normal (kN)	310	310	313	312
VAR (%)	-	0,0	0,8	0,7
Esforço cortante horizontal (kN)	184	182	184	184
VAR (%)	-	-0,9	0,0	0,1
Momento fletor horizontal (kN.m)	237	221	227	236
VAR (%)	-	-6,8	-4,1	-0,4

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Verifica-se que as variações nos momentos fletores horizontais foram de até 7% e nos esforços cortantes horizontais de até 2%, mas ambos tendem a reduzir com o aumento do número de TI. Visualizando o APÊNDICE B é possível analisar que os diagramas praticamente não se alteram, tendo algumas alterações apenas nos picos.

5.2.3 Conclusões do modelo com quatro longarinas

Observa-se a partir dos resultados que a inclusão de TI para as longarinas resultou em:

- nos ELU e ELS as flechas aumentaram em até 9%, pois houve um acréscimo no peso próprio da estrutura, juntamente com os momentos fletores e esforços cortantes verticais;
- os valores de esforços normais nas longarinas externas cresceram em até 19% para o modelo moldado *in loco* e 9% para o pré-moldado no ELU, enquanto na carga móvel vertical visualizou-se uma queda desses esforços em até 21% nas internas e aumento de até 23% nas externas para o moldado no local, porém ambas sofreram decréscimos entre 50% e 100% no pré-moldado;
- em ambos os modelos aconteceram incrementos nos momentos de torção no ELU de até 20% e reduções devido à carga móvel vertical de até 28%;
- os valores de esforços cortantes horizontais expandiram-se nos dois modelos, sendo mais crítico no moldado no local com adições de até 26% e menores no pré-moldado em até 20% no ELU;
- as respostas devido à ação do vento e da frenagem e aceleração não foram alteradas expressivamente.

A adição das transversinas intermediárias acabaram gerando maiores esforços em ambos os modelos, sendo mais acentuado no moldado *in loco*. Os pilares pouco tiveram influência das TI, tendo apenas os momentos de torção reduzidos em ambos os modelos.

5.3 Modelos com seis longarinas

5.3.1 Modelo moldado no local (M3)

5.3.1.1 Estado limite último (ELU) e de serviço (ELS)

Os esforços máximos obtidos no ELU para as longarinas externas do modelo moldado *in loco* estão apresentados no quadro 5.37.

Quadro 5.37: Esforços máximos no ELU para as longarinas externas do modelo M3.

LONGARINAS EXTERNAS - VE1 = VE2				
VALORES MÁXIMOS	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI
Esforço normal (kN) - tração	1751	1425	1366	1367
VAR (%)	-	-18,6	-22,0	-21,9
Esforço cortante horizontal (kN)	1146	1146	1199	1164
VAR (%)	-	0,0	4,6	1,5
Esforço cortante vertical (kN)	4073	4071	4079	4065
VAR (%)	-	0,0	0,2	-0,2
Momento de torção (kN.m)	1006	1028	1091	1076
VAR (%)	-	2,2	8,5	7,0
Momento fletor vertical (kN.m)	46420	46400	46840	47310
VAR (%)	-	0,0	0,9	1,9
Momento fletor horizontal (kN.m)	1364	1336	1304	1286
VAR (%)	-	-2,1	-4,4	-5,8

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

As solicitações máximas e os diagramas de esforços internos solicitantes (ver APÊNDICE C) das longarinas externas são interpretados como:

- os valores de esforços normais máximos decresceram em 19% com a inclusão de uma TI e reduziram em até 22% com cinco; os diagramas expõem aumento da tração no apoio central e redução no meio dos vãos;
- os valores de momentos fletores máximos cresceram em até 2%, contudo não tiveram alterações significativas no traçado dos diagramas;
- os valores de esforços cortantes verticais não sofreram variações impactantes;

- d) os valores de momentos de torção e esforços cortantes horizontais máximos ampliaram-se em até 7% e 2% respectivamente; ambos pouco influenciaram no comportamento dos diagramas, visto que os picos nos apoios centrais foram determinantes na obtenção dos máximos.

Quanto às longarinas internas VII e VI4, a partir dos esforços máximos e os diagramas de esforços internos solicitantes, ilustrados no APÊNDICE C, são discutidos os seguintes resultados:

- a) os valores de esforços normais máximos reduziram-se entre 8% e 12% com as TI; esses nos diagramas reduziram-se ao longo das longarinas;
- b) os valores de esforços cortantes verticais e momentos fletores máximos aumentaram entre 1% e 7%, porém não sofreram variações consideráveis no traçado dos diagramas;
- c) os valores de momentos de torção cresceram em até 6% e os esforços cortantes horizontais máximos em até 2%, ambos diminuíram ao longo das longarinas a partir dos enrijecimentos proporcionados pelas TI, sendo os picos nos apoios centrais determinantes na obtenção dos valores máximos.

O quadro 5.38 apresenta os esforços máximos nas longarinas internas VII e VI4 do modelo M3.

Quadro 5.38: Esforços máximos no ELU para as longarinas VII e VI4 do modelo M3.

LONGARINAS INTERNAS - VII = VI4				
VALORES MÁXIMOS	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI
Esforço normal (tf) – tração	1126	1037	1002	994
VAR (%)	-	-7,9	-11,0	-11,7
Esforço cortante horizontal (kN)	562	566	574	560
VAR (%)	-	0,7	2,2	-0,3
Esforço cortante vertical (kN)	4178	4229	4352	4487
VAR (%)	-	1,2	4,2	7,4
Momento de torção (kN.m)	550	560	581	576
VAR (%)	-	1,8	5,7	4,8
Momento fletor vertical (kN.m)	45390	46130	47380	48670
VAR (%)	-	1,6	4,4	7,2
Momento fletor horizontal (kN.m)	679	648	633	670
VAR (%)	-	-4,7	-6,8	-1,3

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Os esforços máximos logrados no ELU para as longarinas internas VI2 e VI3 do modelo M3 estão expostos no quadro 5.39.

Quadro 5.39: Esforços máximos no ELU para as longarinas VI2 e VI3 do modelo M3.

LONGARINAS INTERNAS - VI2 = VI3				
VALORES MÁXIMOS	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI
Esforço normal (kN) - tração	1063	874	872	857
VAR (%)	-	-17,8	-18,0	-19,4
Esforço cortante horizontal (kN)	254	249	230	226
VAR (%)	-	-1,8	-9,3	-10,8
Esforço cortante vertical (kN)	3867	3940	4021	4073
VAR (%)	-	1,9	4,0	5,3
Momento de torção (kN.m)	373	348	324	323
VAR (%)	-	-6,6	-13,2	-13,4
Momento fletor vertical (kN.m)	43490	44300	45150	46180
VAR (%)	-	1,9	3,8	6,2
Momento fletor horizontal (kN.m)	322	328	324	314
VAR (%)	-	1,7	0,6	-2,5

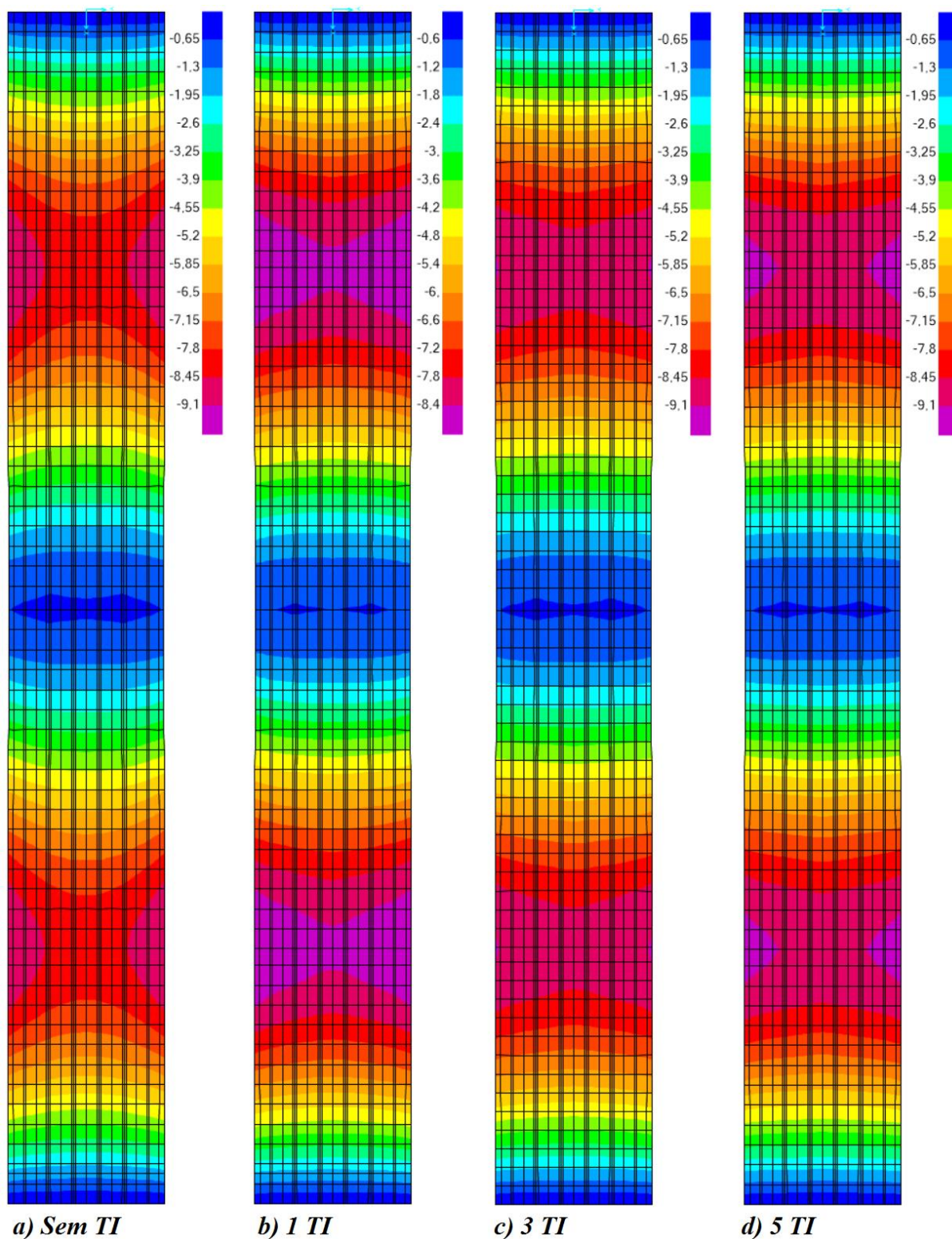
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Os esforços máximos e os diagramas de esforços internos solicitantes, vistos no APÊNDICE C, gerados no ELU para as longarinas internas VI2 e VI3 são analisados como:

- os valores de esforços normais máximos decresceram em até 20% com a inclusão de cinco TI; os diagramas indicam reduções ao longo de todo o trajeto;
- os valores de esforços cortantes verticais e momentos fletores verticais máximos sofreram acréscimos de até 6%, contudo não tiveram variações consideráveis no traçado dos diagramas;
- os valores de momentos fletores horizontais oscilaram entre acréscimos e decréscimos na ordem de 3% com as TI, mas assim como os verticais não sofreram alterações importantes nos diagramas;
- os valores de momentos de torção e esforços cortantes horizontais máximos reduziram-se em até 13% e 11% respectivamente, ambos elevaram-se ao longo das longarinas a partir dos enrijecimentos proporcionados pelas TI e reduziram-se nos apoios centrais.

A figura na continuação ilustra os deslocamentos verticais, expressos em centímetros, obtidos nos tabuleiros do modelo moldado no local com seis longarinas a partir do ELS.

Figura 5.7 – Flechas dos tabuleiros do modelo M3 para: (a) sem TI, (b) 1 TI, (c) 3 TI e (d) 5 TI.



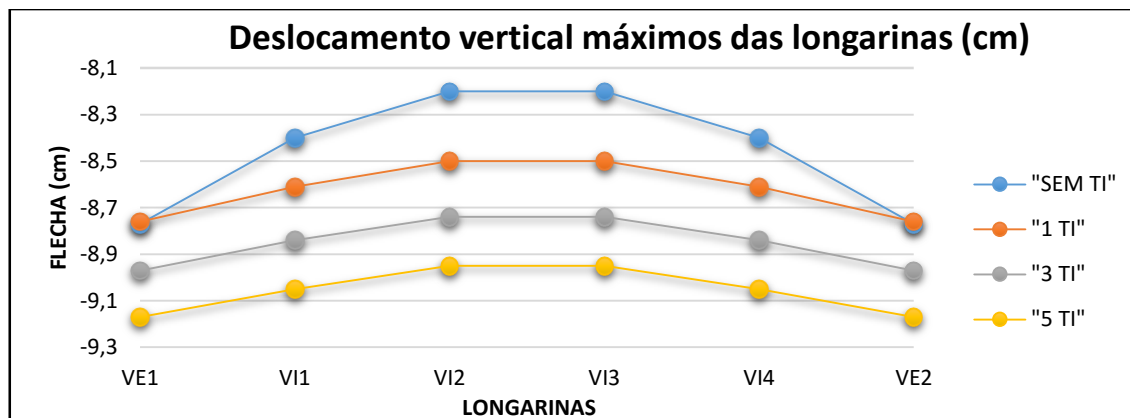
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Constata-se que a inclusão de uma TI reduz os deslocamentos verticais e os uniformiza ao longo da seção transversal com a transversina. O contínuo acréscimo de mais TI faz com que o peso próprio aumente e, conseqüentemente, as flechas. A redistribuição de esforços é

notada a partir das diferenças relativas entre deslocamentos das longarinas que diminuem com as introduções.

A figura 5.8 apresenta as flechas encontradas nas longarinas para o modelo M3 no ELS.

Figura 5.8 – Deslocamento vertical das longarinas no ELS para o modelo M3.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

As flechas encontradas no ELS ilustram uma redistribuição de cargas das longarinas externas para as internas, diminuindo assim, a diferença de deslocamentos máximos relativos ao longo da seção transversal.

No tabuleiro foram calculados os seguintes deslocamentos:

Quadro 5.40: Deslocamentos máximos no ELS para o tabuleiro do modelo M3.

TABULEIRO				
DESLOCAMENTOS MÁXIMOS	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI
Deslocamento vertical (cm)	9,1	8,93	9,12	9,32
VAR (%)	-	-1,87	0,22	2,418
Deslocamento transversal (cm)	0,36	0,36	0,36	0,36
VAR (%)	-	0	0	0
Deslocamento longitudinal (cm)	1,8	1,79	1,81	1,84
VAR (%)	-	-0,56	0,556	2,222

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Assim como nos outros modelos, os deslocamentos verticais e longitudinais aumentam com o acréscimo do peso próprio, sendo que quando foi acrescentado uma TI, eles reduziram os absolutos a partir da redistribuição de esforços entre as longarinas. Os transversais foram encontrados com o uso da ação característica do vento, assim como para os pilares.

O quadro 5.41 expõe os esforços máximos no ELU para os pilares do modelo M3.

Quadro 5.41: Esforços máximos no ELU para os pilares do modelo M3.

PILARES				
SOLICITAÇÕES MÁXIMAS	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI
Esforço normal de compressão (tf)	24650	24910	25390	25860
VAR (%)	-	1,1	3,0	4,9
Esforço cortante transversal (tf)	63	61	59	58
VAR (%)	-	-3,2	-6,3	-7,9
Esforço cortante longitudinal (tf)	310	310	309	308
VAR (%)	-	0,0	-0,3	-0,6
Momento de torção (tf.m)	19	19	19	19
VAR (%)	-	0,0	-0,5	-0,5
Momento fletor longitudinal (tf.m)	3415	3414	3407	3400
VAR (%)	-	0,0	-0,2	-0,4
Momento fletor transversal (tf.m)	637	625	612	599
VAR (%)	-	-1,9	-3,9	-6,0

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Nos pilares a adição das TI reduziu os momentos fletores transversais e cortantes transversais em até 6% e 8% respectivamente, enquanto aumentou a compressão em até 5%. Os demais esforços não sofreram alterações relevantes.

Os deslocamentos nos pilares não se alteram consideravelmente, tendo apenas as deformações normais crescendo a partir do aumento do peso próprio da estrutura.

Quadro 5.42: Deslocamentos máximos no ELS para os pilares do modelo M3.

PILARES				
DESLOCAMENTOS MÁXIMOS	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI
Deslocamento vertical (cm)	0,52	0,53	0,54	0,55
VAR (%)	-	1,923	3,846	5,769
Deslocamento transversal (cm)	0,36	0,36	0,36	0,36
VAR (%)	-	0	0	0
Deslocamento longitudinal (cm)	0,7	0,7	0,7	0,7
VAR (%)	-	0	0	0

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

5.3.1.2 Frenagem e aceleração

Os esforços máximos devido à frenagem e aceleração nas longarinas externas e internas estão dispostos nos quadros 5.43, 5.44 e 5.45.

Quadro 5.43: Esforços máximos devido à frenagem e aceleração para as VE1 e VE2 do modelo M3.

LONGARINAS EXTERNAS - VE1 = VE2				
VALORES MÁXIMOS	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI
Esforço normal (kN) - tração	208	208	202	201
VAR (%)	-	0,0	-2,9	-3,4

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Quadro 5.44: Esforços máximos devido à frenagem e aceleração para as VI1 e VI4 do modelo M3.

LONGARINAS INTERNAS - VI1 = VI4				
VALORES MÁXIMOS	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI
Esforço normal (kN)	180	181	185	176
VAR (%)	-	0,3	2,6	-2,5

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Quadro 5.45: Esforços máximos devido à frenagem e aceleração para as VI2 e VI3 do modelo M3.

LONGARINA INTERNAS - VI2 = VI3				
VALORES MÁXIMOS	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI
Esforço normal (kN)	163	163	148	147
VAR (%)	-	0,0	-9,4	-9,6

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Os resultados indicam variações de até 10% nos valores máximos, porém visualizando pelo APÊNDICE C é notável que os diagramas não mudam o comportamento, tendo apenas pequenas reduções na região das ligações entre as longarinas e os pilares.

5.3.1.3 Carga móvel

As solicitações máximas e os diagramas de esforços internos solicitantes, visualizados no APÊNDICE C, e obtidos a partir das cargas móveis nos protótipos para as longarinas externas, são estudados como:

- os valores de esforços normais diminuiram entre 27% e 45% com as introduções das vigas secundárias; os diagramas reproduziram reduções das compressões no meio dos vãos e das trações nos apoios centrais;
- os valores de esforços cortantes verticais elevaram-se em até 3% e os momentos fletores verticais variaram em até 1%, contudo ambos não indicaram variações consideráveis nos comportamentos dos diagramas;

- c) os valores de momentos de torção máximos reduziram-se entre 2% e 8% com as inclusões das TI, esses foram minimizados nas ligações centrais, tendo pequenos aumentos nas regiões onde foram introduzidas as transversinas;
- d) os deslocamentos verticais sofreram decréscimos de até 2%.

Os resultados dos esforços máximos devido à carga móvel vertical para as longarinas externas do modelo M3 são descritos na sequência.

Quadro 5.46: Esforços e flechas devido à carga móvel para as longarinas externas do modelo M3.

LONGARINAS EXTERNAS - VE1 = VE2				
VALORES MÁXIMOS	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI
Esforço normal (kN) - tração	294	216	177	163
VAR (%)	-	-26,5	-39,9	-44,6
Esforço cortante vertical (kN)	839	863	867	851
VAR (%)	-	2,8	3,3	1,4
Momento de torção (kN.m)	220	215	216	203
VAR (%)	-	-2,2	-1,9	-7,9
Momento fletor vertical (kN.m)	-8740	-8820	-8750	-8690
VAR (%)	-	0,8	0,1	-0,6
Deslocamento vertical (cm)	3,6	3,6	3,6	3,5
VAR (%)	-	-0,6	-1,1	-1,9

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

As longarinas internas VII e VI4 indicam os esforços e deslocamentos máximos descritos no quadro 5.47.

Quadro 5.47: Esforços e flechas devido à carga móvel para as VII e VI4 do modelo M3.

LONGARINAS INTERNAS - VII = VI4				
VALORES MÁXIMOS	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI
Esforço normal (kN) - tração	206	210	117	81
VAR (%)	-	2,1	-43,2	-60,9
Esforço cortante vertical (kN)	964	959	950	935
VAR (%)	-	-0,5	-1,4	-3,0
Momento de torção (kN.m)	135	122	122	121
VAR (%)	-	-9,6	-9,6	-10,7
Momento fletor vertical (kN.m)	-8570	-8500	-8460	-8480
VAR (%)	-	-0,8	-1,3	-1,1
Deslocamento vertical (cm)	3,3	3,3	3,3	3,3
VAR (%)	-	-0,6	-0,9	-1,5

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Quanto às longarinas internas VII e VI4, a partir dos esforços máximos e os diagramas de esforços internos solicitantes (ver APÊNDICE C), são apresentados os seguintes resultados:

- os valores de esforços normais máximos de tração decresceram em até 61% com as TI, tendo-os também reduzidos nos diagramas no meio dos vãos, enquanto a compressão existente nos apoios centrais diminuíram; percebe-se que apenas com mais de uma TI a redistribuição reduziu efetivamente as solicitações máximas;
- os valores de esforços cortantes verticais e momentos fletores máximos baixaram em até 3%, contudo não sofreram variações importantes no traçado dos diagramas;
- os valores de momentos de torção reduziram em até 11% e seguiram o comportamento de forma semelhante ao das longarinas externas;
- as flechas decresceram em 2% com o uso das vigas secundárias.

O quadro 5.48 exibe os esforços e deslocamentos máximos devido à carga móvel vertical para as longarinas internas VI2 e VI3.

Quadro 5.48: Esforços e flechas devido à carga móvel para as VI2 e VI3 do modelo M3.

LONGARINAS INTERNAS - VI2 = VI3				
VALORES MÁXIMOS	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI
Esforço normal (kN) - tração	404	285	151	116
VAR (%)	-	-29,4	-62,7	-71,3
Esforço cortante vertical (kN)	931	908	888	860
VAR (%)	-	-2,5	-4,6	-7,7
Momento de torção (kN.m)	120	108	96	95
VAR (%)	-	-9,6	-19,7	-20,8
Momento fletor vertical (kN.m)	-8490	-8130	-7860	-7850
VAR (%)	-	-4,2	-7,4	-7,5
Deslocamento vertical (cm)	3,1	3,0	3,0	3,0
VAR (%)	-	-4,5	-4,8	-4,8

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

As solicitações e os diagramas de esforços internos solicitantes (ver APÊNDICE C) nas longarinas internas VI2 e VI3, que foram calculados devido às cargas móveis verticais, são interpretados como:

- os valores de esforços normais reduziram-se entre 29% e 71%, nos quais variam nos diagramas significativamente a partir do uso de uma TI, as trações decresceram no meio dos vãos e elevaram-se nos apoios centrais, enquanto as compressões diminuíram ao longo das longarinas;

- b) os valores de momentos de torção máximos decresceram entre 10% e 21% com as TI; esses apresentaram comportamento análogo ao das demais longarinas;
- c) os valores de esforços cortantes e momentos fletores verticais reduziram-se em até 8% e mantiveram-se os diagramas com o mesmo traçado;
- d) os deslocamentos verticais máximos decresceram em até 5%.

Avalia-se que as TI reduziram satisfatoriamente, a partir das redistribuições de esforços no tabuleiro, as solicitações máximas geradas pela carga móvel vertical nas longarinas. Sendo os esforços normais e os momentos de torção os mais afetados.

5.3.1.4 Vento

Analisa-se que os momentos fletores horizontais máximos gerados pela ação do vento sofrem alterações de até 6%, sendo estes os mais consideráveis. Os demais esforços não se alteram significativamente. Visualizando o APÊNDICE C, é possível interpretar que os diagramas não alteram o comportamento, tendo apenas suaves mudanças nos apoios centrais. As solicitações máximas devido à ação do vento são ilustradas na continuação.

Quadro 5.49: Esforços máximos devido ao vento para as longarinas externas do modelo M3.

LONGARINAS EXTERNAS - VE1 = VE2				
VALORES MÁXIMOS	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI
Esforço normal (kN) - tração	751	750	751	751
VAR (%)	-	-0,1	0,0	0,0
Esforço cortante horizontal (kN)	37	37	37	37
VAR (%)	-	0,6	0,4	0,2
Momento fletor horizontal (kN.m)	38	39	39	40
VAR (%)	-	1,8	2,4	5,3

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Quadro 5.50: Esforços máximos devido ao vento para as longarinas VII e VI4 do modelo M3.

LONGARINAS INTERNAS - VII = VI4				
VALORES MÁXIMOS	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI
Esforço normal (kN) – tração	455	453	453	454
VAR (%)	-	-0,3	-0,4	-0,2
Esforço cortante horizontal (kN)	91	91	91	91
VAR (%)	-	0,1	0,2	-0,1
Momento fletor horizontal (kN.m)	91	92	86	91
VAR (%)	-	0,3	-5,6	0,2

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Quadro 5.51: Esforços máximos devido ao vento para as longarinas VI2 e VI3 do modelo M3.

LONGARINAS INTERNAS - VI2 = VI3				
VALORES MÁXIMOS	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI
Esforço normal (kN) - tração	150	151	150	151
VAR (%)	-	0,3	0,1	0,4
Esforço cortante horizontal (kN)	111	111	111	111
VAR (%)	-	-0,2	0,0	0,1
Momento fletor horizontal (kN.m)	113	113	106	113
VAR (%)	-	-0,2	-6,0	0,1

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Por fim, conclui-se que as transversinas pouco influenciam nos esforços mais relevantes no ELU gerados pela ação do vento. Apesar dos enrijecimentos localizados alterarem os diagramas de momentos de torção, cortantes horizontais e normais, estes são mais impactantes quanto aos carregamentos verticais.

5.3.2 Modelo pré-moldado (P3)

5.3.2.1 Estado limite último (ELU) e de serviço (ELS)

Os esforços máximos nas longarinas externas estão expostos a seguir.

Quadro 5.52: Esforços máximos no ELU para as longarinas externas do modelo P3.

LONGARINAS EXTERNAS - VE1 = VE2				
VALORES MÁXIMOS	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI
Esforço normal (kN) - tração	1421	1153	1139	1174
VAR (%)	-	-18,8	-19,8	-17,4
Esforço cortante horizontal (kN)	304	302	313	313
VAR (%)	-	-0,6	3,0	3,1
Esforço cortante vertical (kN)	4082	4122	4184	4247
VAR (%)	-	1,0	2,5	4,0
Momento de torção (kN.m)	648	558	491	471
VAR (%)	-	-13,9	-24,2	-27,3
Momento fletor vertical (kN.m)	57570	57920	59530	60880
VAR (%)	-	0,6	3,4	5,8
Momento fletor horizontal (kN.m)	408	519	547	551
VAR (%)	-	27,4	34,3	35,1

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

As solicitações máximas e os diagramas de esforços internos solicitantes (ver APÊNDICE C), das longarinas externas do modelo P3, são avaliados como:

- a) os valores denormais máximos decresceram entre 17% e 19%; os diagramas expõem, assim como no modelo M3, aumento da tração no apoio central e redução no meio dos vãos;
- b) os valores de esforços cortantes e momentos fletores verticais máximos cresceram em até 6%, mas não tiveram variações importantes no traçado dos diagramas;
- c) os valores momentos fletores horizontais cresceram entre 27% e 35%, nos quais os aumentos se deram nas regiões onde foram introduzidas as TI, criando picos.
- d) os valores de momentos de torção decresceram em até 27%, sendo os valores dos diagramas reduzidos nos apoios centrais e amplificados nos pontos enrijecidos;
- e) os valores de esforços cortantes horizontais cresceram em até 3%, tendo os diagramas comportamento semelhante ao dos momentos de torção, porém nos apoios centrais não ocorreram reduções.

As longarinas internas VII e VI4 tiveram os seguintes esforços máximos no ELU:

Quadro 5.53: Esforços máximos no ELU para as longarinas VII e VI4 do modelo P3.

LONGARINAS INTERNAS - VII = VI4				
VALORES MÁXIMOS	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI
Esforço normal (kN) - tração	733	711	726	729
VAR (%)	-	-3,0	-1,0	-0,6
Esforço cortante horizontal (kN)	245	247	257	247
VAR (%)	-	1,0	4,9	1,1
Esforço cortante vertical (kN)	4173	4230	4386	4560
VAR (%)	-	1,4	5,1	9,3
Momento de torção (kN.m)	591	475	475	480
VAR (%)	-	-19,7	-19,7	-18,7
Momento fletor vertical (kN.m)	55840	57230	58230	59510
VAR (%)	-	2,5	4,3	6,6
Momento fletor horizontal (kN.m)	281	288	275	271
VAR (%)	-	2,5	-1,9	-3,3

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Quanto às longarinas internas VII e VI4, a partir dos esforços máximos e os diagramas de esforços internos solicitantes, ilustrados no APÊNDICE C, são comentados os pontos:

- a) os valores de esforços normais máximos diminuíram em até 3%; esses nos diagramas reduziram-se ao longo das longarinas;

- b) os valores de esforços cortantes verticais e momentos fletores verticais máximos aumentaram entre 9% e 7%, porém não sofreram variações consideráveis no traçado dos diagramas;
- c) os valores de momentos fletores horizontais oscilaram entre variações positivas e negativas de até 3%;
- d) os valores de momentos de torção reduziram-se em até 20% e os esforços cortantes horizontais máximos aumentaram em até 9%, ambos tiveram os diagramas com o mesmo comportamento das longarinas externas.

O quadro 5.54 ilustra os esforços máximos no ELU para as longarinas internas VI2 e VI3 do modelo P3.

Quadro 5.54: Esforços máximos no ELU para as longarinas VI2 e VI3 do modelo P3.

LONGARINAS INTERNAS - VI2 = VI3				
VALORES MÁXIMOS	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI
Esforço normal (kN) - tração	703	536	493	505
VAR (%)	-	-23,7	-29,9	-28,1
Esforço cortante horizontal (kN)	224	223	217	206
VAR (%)	-	-0,4	-3,4	-8,1
Esforço cortante vertical (kN)	3780	3842	3914	3973
VAR (%)	-	1,7	3,6	5,1
Momento de torção (kN.m)	444	407	395	412
VAR (%)	-	-8,2	-10,9	-7,2
Momento fletor vertical (kN.m)	54720	55520	56690	58000
VAR (%)	-	1,4	3,6	6,0
Momento fletor horizontal (kN.m)	245	252	227	236
VAR (%)	-	2,8	-7,4	-3,7

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Os esforços máximos e os diagramas de esforços internos solicitantes, vistos no APÊNDICE C, gerados no ELU para as longarinas internas VI2 e VI3 são analisados como:

- a) os normais máximos decresceram em até 30% com a inclusão das TI, os diagramas indicam reduções ao longo de todo o trajeto;
- b) os esforços cortantes verticais e momentos fletores verticais máximos forem acréscimos de até 6%, mas não tiveram variações consideráveis no traçado dos diagramas;

- c) os momentos fletores horizontais oscilaram entre acréscimos e decréscimos em até 3% e 7% respectivamente, mas assim como os verticais não sofreram alterações importantes nos diagramas;
- d) os momentos de torção e esforços cortantes horizontais máximos reduziram-se em até 11% e 8% respectivamente, ambos diminuíram ao longo das longarinas a partir dos enrijecimentos proporcionados pelas TI e reduziram-se nos apoios centrais.

Os deslocamentos máximos no tabuleiro estão exibidos a seguir.

Quadro 5.55: Deslocamentos máximos no ELS para o tabuleiro do modelo P3.

TABULEIRO				
DESLOCAMENTOS MÁXIMOS	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI
Deslocamento vertical (cm)	8,23	8,27	8,5	8,74
VAR (%)	-	0,486	3,281	6,197
Deslocamento transversal (cm)	0,91	0,92	0,91	0,91
VAR (%)	-	1,099	0	0
Deslocamento longitudinal (cm)	3,93	3,96	4,03	4,09
VAR (%)	-	0,763	2,545	4,071

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

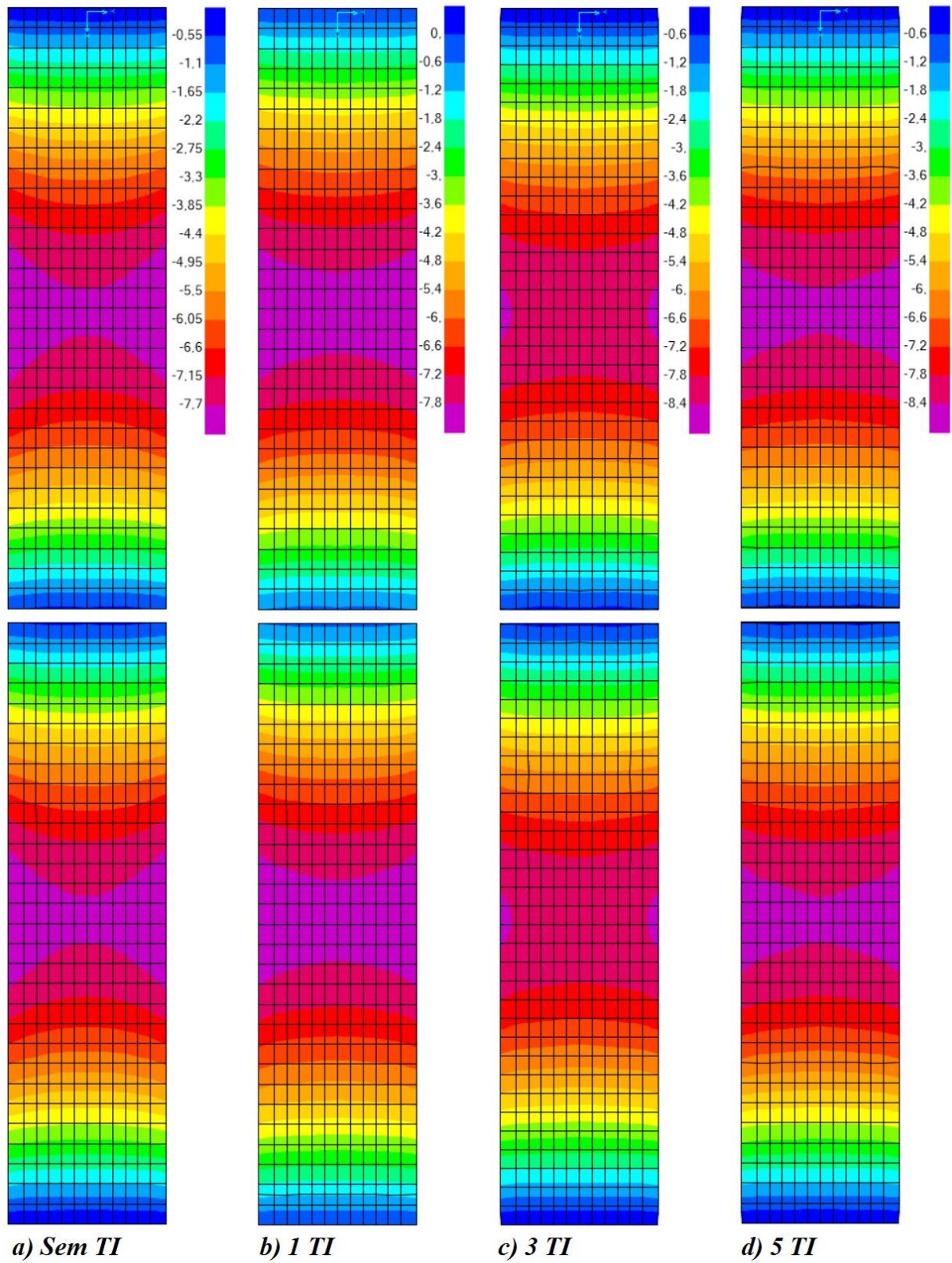
Assim como nos modelos anteriores, a introdução das TI aumentou os deslocamentos máximos absolutos do tabuleiro, tendo pouco influência nos deslocamentos transversais obtidos pela carga de vento.

As flechas encontradas no ELS (FIG. 5.10) demonstram uma redistribuição de cargas das longarinas externas para as internas, diminuindo assim, a diferença de deslocamentos máximos relativos ao longo da seção transversal.

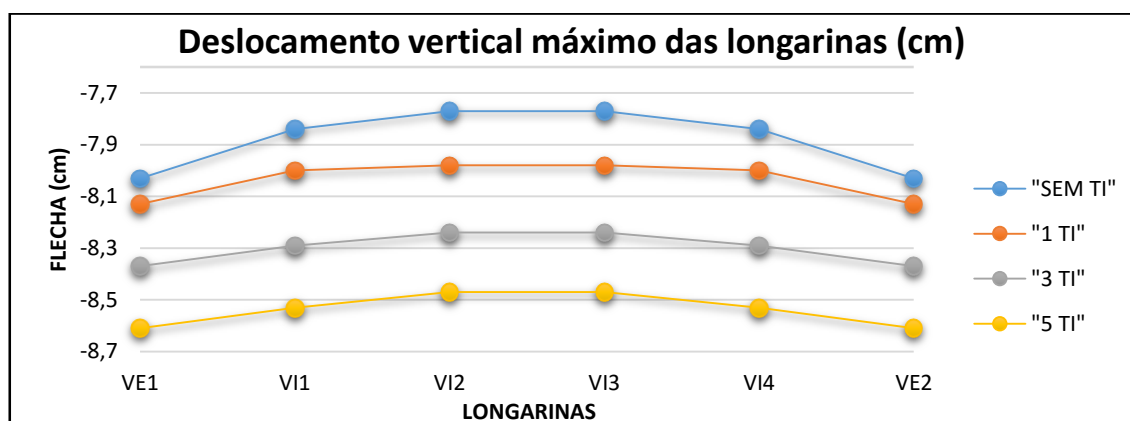
O tabuleiro sofre reduções nos deslocamentos verticais relativos entre longarinas e laje ao longo das seções transversais quando se incluem as TI, visto que ocorrem enrijecimentos que uniformizam os deslocamentos das longarinas.

A figura 5.9 exhibe os deslocamentos verticais máximos, expresso em centímetros, dos tabuleiros em cada protótipo do modelo pré-moldado com seis longarinas.

Figura 5.9 – Configuração deformada do tabuleiro no modelo P3 para: (a) sem TI, (b) 1 TI, (c) 3 TI e (d) 5 TI.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura 5.10 – Deslocamento vertical das longarinas no ELS para o modelo P3.

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Nos pilares, apenas os valores máximos dos momentos de torção reduziram-se consideravelmente em até 33%, enquanto os esforços normais máximos aumentaram em até 6%. Os esforços máximos no ELU dos pilares no modelo com seis longarinas pré-moldadas (P3) são expostos na continuação.

Quadro 5.56: Esforços máximos no ELU para os pilares do modelo P3.

PILARES				
SOLICITAÇÕES MÁXIMAS	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI
Esforço normal de compressão (kN)	24100	24370	24880	25400
VAR (%)	-	1,1	3,2	5,4
Esforço cortante transversal (kN)	212	212	208	207
VAR (%)	-	0,0	-1,9	-2,4
Esforço cortante longitudinal (kN)	292	292	292	292
VAR (%)	-	0,0	0,0	0,0
Momento de torção (kN.m)	29,2	22,9	21,2	19,6
VAR (%)	-	-21,6	-27,4	-32,9
Momento fletor longitudinal (kN.m)	5727	5729	5727	5727
VAR (%)	-	0,0	0,0	0,0
Momento fletor transversal (kN.m)	1915	1925	1890	1887
VAR (%)	-	0,5	-1,3	-1,5

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Quanto aos deslocamentos dos pilares, apenas houve acréscimo nas deformações axiais de até 6%. Os resultados estão ilustrados no quadro 5.57.

Quadro 5.57: Deslocamentos máximos no ELS para os pilares do modelo P3.

PILARES				
DESLOCAMENTOS MÁXIMOS	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI
Deslocamento vertical (cm)	0,47	0,48	0,49	0,5
VAR (%)	-	2,128	4,255	6,383
Deslocamento transversal (cm)	0,81	0,82	0,81	0,81
VAR (%)	-	1,235	0	0
Deslocamento longitudinal (cm)	1,69	1,69	1,69	1,69
VAR (%)	-	0	0	0

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

5.3.2.2 Frenagem e aceleração

Os esforços máximos nas longarinas devido à frenagem e aceleração estão dispostos a seguir.

Quadro 5.58: Esforços máximos devido à frenagem e aceleração para as vigas externas do modelo P3.

LONGARINAS EXTERNAS - VE1 = VE2				
VALORES MÁXIMOS	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI
Esforço normal (kN) - tração	202	211	204	204
VAR (%)	-	4,5	1,2	0,8

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Quadro 5.59: Esforços devido à frenagem e aceleração para as vigas VI1 e VI4 do modelo P3.

LONGARINAS INTERNAS - VI1 = VI4				
VALORES MÁXIMOS	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI
Esforço normal (kN) - tração	160	177	163	163
VAR (%)	-	10,4	2,1	1,6

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Quadro 5.60: Esforços devido à frenagem e aceleração para as vigas VI2 e VI3 do modelo P3.

LONGARINAS INTERNAS - VI2 = VI3				
VALORES MÁXIMOS	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI
Esforço normal (kN) - tração	146	167	151	150
VAR (%)	-	14,2	3,5	2,9

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Em todos os casos surgiram amplificações nas trações máximas com as inclusões de TI. De acordo com o APÊNDICE C, a introdução de uma TI gerou um pico irregular em uma das extremidades das longarinas, não sendo realista. Assim sendo, observa-se que o aumento dos esforços axiais devido as transversinas foi de até 4%.

5.3.2.3 Carga móvel

Os resultados das solicitações e deslocamentos máximos nas longarinas devido à carga móvel vertical no modelo P3 estão apontados na continuidade.

Quadro 5.61: Esforços e flechas devido à carga móvel para as longarinas externas do modelo P3.

LONGARINAS EXTERNAS - VE1 = VE2				
VALORES MÁXIMOS	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI
Esforço normal (kN) - tração	282	130	90	89
VAR (%)	-	-54,0	-68,0	-68,5
Esforço cortante vertical (kN)	752	760	764	761
VAR (%)	-	1,1	1,6	1,1
Momento de torção (kN.m)	162	122	126	120
VAR (%)	-	-24,6	-22,4	-25,7
Momento fletor vertical (kN.m)	10540	10580	10490	10470
VAR (%)	-	0,4	-0,5	-0,6
Deslocamento vertical (cm)	2,3	2,3	2,3	2,3
VAR (%)	-	0,0	-0,4	-0,4

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

As solicitações máximas e os diagramas de esforços internos solicitantes, visualizados no APÊNDICE C, e obtidos a partir das cargas móveis nos protótipos para as longarinas externas do modelo P3, são estudados como:

- Os valores de esforços normais diminuiram entre 54% e 69% com as introduções das vigas secundárias; assim como no modelo moldado no local, os diagramas reproduziram reduções das compressões no meio dos vãos e das trações nos apoios centrais;
- os valores de esforços cortantes verticais elevaram-se em até 2% e os momentos fletores verticais variaram em até 1%, contudo ambos não indicaram variações consideráveis nos comportamentos dos diagramas;
- os valores de momentos de torção máximos reduziram-se entre 22% e 26% com as inclusões das TI, esses foram minimizados nas ligações centrais, tendo pequenos aumentos nas regiões onde foram introduzidas as transversinas;
- os deslocamentos verticais mantiveram-se quase constantes.

O quadro 5.62 apresenta os esforços e deslocamentos máximos à carga móvel para as longarinas internas VII e VI4 do modelo P3.

Quadro 5.62: Esforços e flechas devido à carga móvel para as VII e VI4 do modelo P3.

LONGARINAS INTERNAS - VII = VI4				
VALORES MÁXIMOS	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI
Esforço normal (kN) – tração	175	165	79	43
VAR (%)	-	-5,6	-54,9	-75,4
Esforço cortante vertical (kN)	841	836	830	824
VAR (%)	-	-0,6	-1,3	-2,0
Momento de torção (kN.m)	201	144	134	130
VAR (%)	-	-28,2	-33,0	-35,2
Momento fletor vertical (kN.m)	9870	9640	9650	9670
VAR (%)	-	-2,3	-2,2	-2,0
Deslocamento vertical (cm)	2,2	2,2	2,2	2,2
VAR (%)	-	-0,5	-0,5	-0,5

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Quanto às longarinas internas VII e VI4, a partir dos esforços máximos e os diagramas de esforços internos solicitantes (ver APÊNDICE C), são apresentados os seguintes resultados:

- os valores de esforços normais máximos de tração decresceram em até 75% com as TI, tendo-os também reduzidos nos diagramas no meio dos vãos, enquanto a compressão existente nos apoios centrais diminuíram, percebe-se que apenas com mais de uma TI a redistribuição reduziu efetivamente as solicitações máximas;
- os valores de esforços cortantes verticais e momentos fletores máximos baixaram em até 2%, contudo não sofreram variações importantes no traçado dos diagramas;
- os valores de momentos de torção diminuíram em até 35% e seguiram o comportamento de forma semelhante ao das longarinas externas;
- as flechas, assim como nas externas, mantiveram-se sem alterações significativas.

As solicitações e os diagramas de esforços internos solicitantes (ver APÊNDICE C) nas longarinas internas VI2 e VI3, que foram calculados devido às cargas móveis verticais, são interpretados como:

- os valores de esforços normais reduziram-se entre 33% e 85%, as trações decresceram no meio dos vãos e elevaram-se nos apoios centrais, enquanto as compressões diminuíram ao longo das longarinas;
- os valores de momentos de torção máximos decresceram entre 15% e 36% com as TI, esses apresentaram comportamento análogo ao das demais longarinas;

- c) os valores de esforços cortantes e momentos fletores verticais reduziram-se em até 9% e mantiveram-se os diagramas com o mesmo traçado;
- d) os deslocamentos verticais máximos decresceram em até 3%.

Os esforços e deslocamentos máximos devido à carga móvel nas longarinas internas VI2 e VI3 são expostos na continuação.

Quadro 5.63: Esforços e flechas devido à carga móvel para as VI2 e VI3 do modelo P3.

LONGARINA INTERNA - VI2 = VI3				
VALORES MÁXIMOS	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI
Esforço normal (kN) – tração	318	212	76	46
VAR (%)	-	-33,4	-76,1	-85,4
Esforço cortante vertical (kN)	784	764	740	717
VAR (%)	-	-2,6	-5,6	-8,6
Momento de torção (kN.m)	178	151	115	115
VAR (%)	-	-15,1	-35,3	-35,7
Momento fletor vertical (kN.m)	9510	8870	8920	8910
VAR (%)	-	-6,7	-6,2	-6,3
Deslocamento vertical (cm)	2,1	2,1	2,1	2,1
VAR (%)	-	-2,8	-2,8	-2,8

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Analisa-se que o emprego das TI reduziu significativamente tanto os momentos fletores verticais, quanto os momentos de torção gerados pela carga móvel nas longarinas do modelo P3.

5.3.2.4 Vento

As respostas nas longarinas devido à ação do vento são ilustradas nos quadros 5.64, 5.65 e 5.66.

Quadro 5.64: Esforços máximos devido ao vento para as longarinas externas do modelo P3.

LONGARINAS EXTERNAS - VE1 = VE2				
VALORES MÁXIMOS	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI
Esforço normal (kN) - tração	724	720	726	724
VAR (%)	-	-0,5	0,3	-0,1
Esforço cortante horizontal (kN)	48	50	47	46
VAR (%)	-	4,7	-1,2	-3,8
Momento fletor horizontal (kN.m)	51	58	48	50
VAR (%)	-	13,3	-5,8	-1,9

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Quadro 5.65: Esforços máximos devido ao vento para as longarinas VII e VI4 do modelo P3.

LONGARINAS INTERNAS - VII = VI4				
VALORES MÁXIMOS	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI
Esforço normal (kN) - tração	432	429	430	431
VAR (%)	-	-0,6	-0,4	-0,1
Esforço cortante horizontal (kN)	100	100	100	99
VAR (%)	-	-0,3	-0,3	-1,2
Momento fletor horizontal (kN.m)	116	127	109	114
VAR (%)	-	10,2	-5,8	-1,2

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Quadro 5.66: Esforços máximos devido ao vento para as longarinas VI2 e VI3 do modelo P3.

LONGARINA INTERNA - VI2 = VI3				
VALORES MÁXIMOS	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI
Esforço normal (kN) - tração	144	143	144	144
VAR (%)	-	-0,7	-0,2	0,2
Esforço cortante horizontal (kN)	112	111	114	116
VAR (%)	-	-0,5	1,9	4,1
Momento fletor horizontal (kN.m)	133	149	129	139
VAR (%)	-	11,6	-3,4	4,0

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Verificam-se variações nos momentos fletores horizontais de até 13%. Visualizando o APÊNDICE C é possível analisar que os diagramas praticamente não se alteram, tendo algumas alterações apenas nos picos.

5.3.3 Conclusões do modelo com seis longarinas

Observa-se a partir dos resultados que a inclusão de TI para as longarinas do modelo P3 resultou em:

- nos ELU e ELS as flechas aumentaram em até 9%, pois houve um acréscimo no peso próprio da estrutura, juntamente com os momentos fletores e esforços cortantes verticais;
- os valores máximos dos esforços normais nas longarinas externas decresceram em até 22% para o modelo moldado no local e 30% para o pré-moldado no ELU, na carga móvel vertical visualizou-se uma queda desses esforços em até 71% nas longarinas internas e 45% nas externas para o moldado “in loco” e decréscimos de até 85% para o pré-moldado;

- c) no modelo M3 aconteceram incrementos nos valores máximos dos momentos de torção no ELU de até 7% nas longarinas externas e diminuições de até 13% nas internas, já no modelo P3 todas reduziram em até 27%, enquanto nos esforços máximos devido à carga móvel vertical ambos os modelos decresceram em até 21% para o moldado no local e 36 % para o pré-moldado;
- d) os valores máximos dos esforços cortantes horizontais oscilaram nos modelos no ELU, tendo reduções apenas nas longarinas internas VI2 e VI3 de até 11% no moldado no local e 8% no pré-moldado;
- e) as respostas devido à ação do vento e da frenagem e aceleração não foram alteradas de forma expressiva.

A adição das TI acabaram reduzindo os esforços normais em ambos os modelos, porém nos momentos de torção o efeito alternou nas longarinas externas e semelhantes nas internas. A influência foi mais acentuada e gerou mais ganhos no modelo pré-moldado. Os pilares pouco tiveram influência das TI, tendo apenas os momentos de torção reduzidos no pré-moldado.

5.4 Comparação entre os esforços e deslocamentos obtidos nos modelos

Nas seções anteriores foram introduzidos e discutidos os resultados obtidos isoladamente para cada modelo. Assim sendo, aqui serão expostas as repostas das logarinas externas comparando-as entre os modelos estudados. Elas foram adotadas porque são as que possuem as maiores solicitações, ou seja, são preponderantes no dimensionamento.

Quanto aos esforços axiais máximos é possível afirmar que:

- a) nos modelos M1 e P1 não sofrem variações sensíveis tanto nos esforços máximos, quanto nos diagramas;
- b) ambos os modelos com quatro longarinas sofreram impactos negativos com aumentos entre 14% e 19% para o moldado no local e entre 5% e 8% no pré-moldado, destaca-se que os diagramas cresceram no meio dos vãos e reduziram-se nos apoios centrais;
- c) nos modelos M3 e P3, eles decresceram entre 19% e 22% no primeiro e entre 19% e 20% no segundo, salienta-se que o comportamento foi inverso ao dos modelos M2 e P3.

O uso das TI foi prejudicial quanto os esforços axiais nos modelos M2 e P2, benéfico nos modelos com seis longarinas e desprezível naqueles com duas longarinas. Observa-se ainda que os moldados no local sofreram maiores alterações com as transversinas.

O quadro 5.67 exhibe os esforços normais e cortantes horizontais máximos das longarinas externas para todos os modelos estudados no ELU.

Quadro 5.67: Esforços normais e cortantes horizontais máximos no ELU das longarinas externas.

LONGARINAS EXTERNAS - VE1 = VE2								
MODELO	ESFORÇO NORMAL (kN)				ESFORÇO CORTANTE HORIZONTAL (kN)			
NÚMERO DE LONGARINAS	Tração							
	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI
M1	2028	2035	2029	2028	846	838	835	790
2 LONGARINAS	-	0,3%	0,0%	0,0%	-	-0,9%	-1,3%	-6,6%
P1	1658	1643	1660	1660	617	669	650	652
2 LONGARINAS	-	-0,9%	0,1%	0,1%	-	8,4%	5,3%	5,7%
M2	2287	2597	2665	2712	1201	1233	1313	1273
4 LONGARINAS	-	13,6%	16,5%	18,6%	-	2,7%	9,3%	6,0%
P2	2482	2595	2608	2691	610	632	669	683
4 LONGARINAS	-	4,6%	5,1%	8,4%	-	3,6%	9,7%	12,0%
M3	1751	1425	1366	1367	1146	1146	1199	1164
6 LONGARINAS	-	-18,6%	-22,0%	-21,9%	-	0,0%	4,6%	1,6%
P3	1421	1153	1139	1174	304	302	313	313
6 LONGARINAS	-	-18,9%	-19,8%	-17,4%	-	-0,7%	3,0%	3,0%

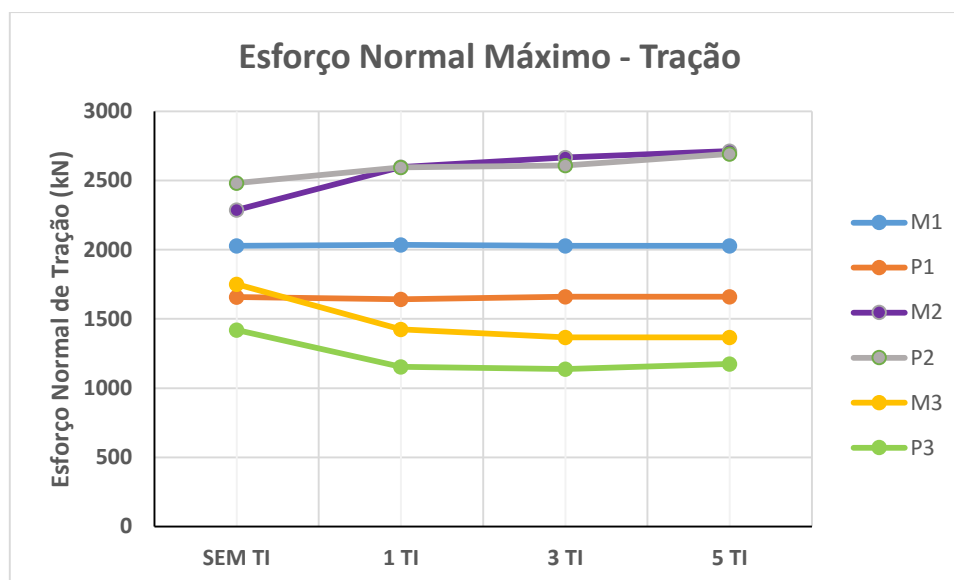
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Já nos esforços cortantes horizontais máximos, conclui-se que:

- nos modelos com duas longarinas, o moldado no local reduziram entre 1% e 7%, enquanto no pré-moldado cresceram entre 5% e 8%, avalia-se que apesar das divergências, ambos os diagramas flutuaram nas regiões com as TI e nos apoios centrais, que apresentaram maiores valores, mantiveram o traçado com leves alterações;
- os modelos M2 e P2, assim como nos anteriores, tiveram os diagramas com variações nos pontos de enrijecimento, e em ambos ampliaram, sendo entre 3% e 6% no moldado no local, enquanto no pré-moldado permaneceu entre 4% e 12%;
- para os modelos M3 e P3, os diagramas tiveram o comportamento alterado de forma semelhante aos anteriores com as TI, e também amplificaram-se, nos quais foram entre 2% e 5% para o moldado no local e em até 3% no pré-moldado.

A figura 5.11 ilustra os esforços normais de tração máximos nos modelos estudados para as longarinas externas no ELU.

Figura 5.11 – Esforços normais máximos de tração nas longarinas externas no ELU.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Os esforços cortantes horizontais cresceram nos modelos P1, M2, P2, M3 e P3, e inversamente aos axiais, aqueles mudaram em maior percentagem os moldados no local. Detaca-se o modelo M1 que foi o único a apresentar reduções nos valores máximos.

Quadro 5.68: Esforços cortantes verticais e momentos de torção máximos no ELU das longarinas externas.

LONGARINAS EXTERNAS - VE1 = VE2 (ELU)								
MODELO	ESFORÇO CORTANTE VERTICAL (kN)				MOMENTO DE TORÇÃO (kN.m)			
	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI
M1	8634	8724	8900	9074	1857	1777	1531	1362
2 LONGARINAS	-	1,0%	3,1%	5,1%	-	-4,3%	-17,6%	-26,7%
P1	8310	8396	8584	8753	2932	2775	2568	2392
2 LONGARINAS	-	1,0%	3,3%	5,3%	-	-5,4%	-12,4%	-18,4%
M2	5068	5212	5308	5331	1265	1263	1344	1308
4 LONGARINAS	-	2,8%	4,7%	5,2%	-	-0,2%	6,2%	3,4%
P2	5400	5495	5678	5811	975	1086	1073	1136
4 LONGARINAS	-	1,8%	5,1%	7,6%	-	11,4%	10,1%	16,5%
M3	4073	4071	4079	4065	1006	1028	1091	1076
6 LONGARINAS	-	0,0%	0,1%	-0,2%	-	2,2%	8,4%	7,0%
P3	4082	4122	4184	4247	648	558	491	471
6 LONGARINAS	-	1,0%	2,5%	4,0%	-	-13,9%	-24,2%	-27,3%

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

O quadro 72 apresentou os esforços cortantes verticais e momento de torção máximos nas longarinas externas dos modelos no ELU. Quanto aos primeiros, afirma-se que:

- a) nos modelos M1 e P1 cresceram na entre 1% e 5% de forma semelhante;
- b) nos modelos M2 e P2 também aumentaram, porém no primeiro entre 3% e 5%, à medida que o segundo foi entre 2% e 8%;
- c) o modelo M3 não exibiu variações significativas e o P3 elevou-se entre 1% e 4%.

Analisa-se que em todos os modelos os diagramas não sofreram alterações consideráveis, tendo apenas acréscimos nos valores máximos. As TI, a partir dos enrijecimentos localizados, elevaram os cortantes horizontais máximos em quase todos os modelos, sendo nos pré-moldados os piores casos.

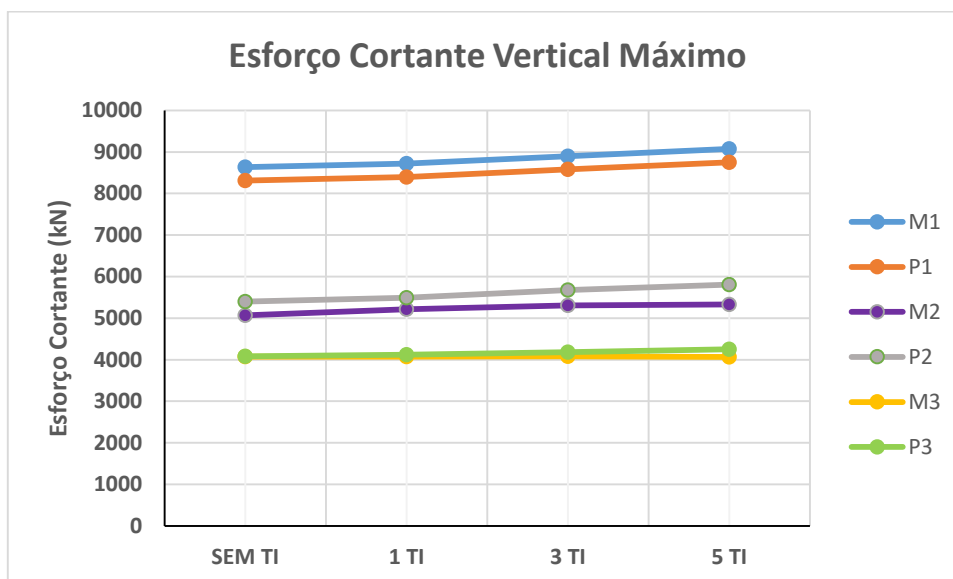
Para os momentos de torção máximos nas longarinas externas, destacam-se alguns pontos:

- a) os modelos com duas longarinas sofreram decréscimos entre 4% e 26% no moldado no local, e entre 5% e 18% no pré-moldado, ambos os casos ilustraram nos diagramas reduções nas ligações centrais e acréscimos nos pontos de inclusão das TI;
- b) quanto aos modelos M2 e P2, eles apresentaram aumentos de até 6% e 17% respectivamente, nos quais sofreram alterações semelhantes nos traçados dos diagramas, sendo estes amplificados tanto nos apoios centrais quanto no meio do vãos;
- c) nos modelos com seis longarinas, o moldado no local elevaram-se entre 2% e 8%, já o pré-moldado diminuíram entre 14% e 27%, ambos os diagramas reduziram-se no meio dos vãos, porém no primeiro cresceu no apoio central, enquanto no segundo decresceu.

Os resultados dos momentos de torção máximos nas longarinas externas demonstrou respostas distintas, nas quais foram favoráveis nos modelos M1, P1 e P3, e desfavoráveis nos demais. Assim sendo, as redistribuições de esforços tiveram soluções diferentes a depender da rigidez das vigas principais.

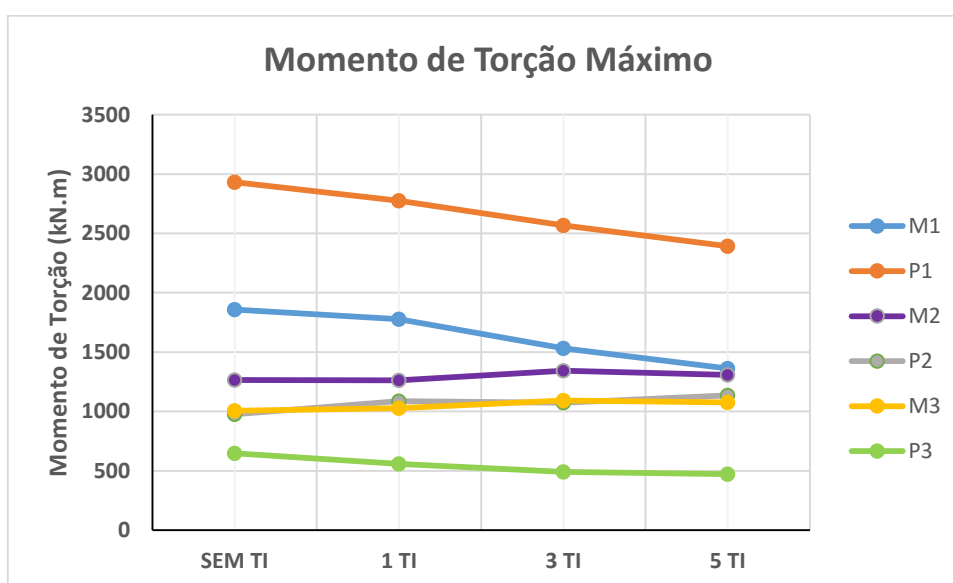
As figuras 5.12 e 5.13 apresentam os esforços cortantes verticais e momentos de torção máximos nos modelos estudados para as longarinas externas no ELU.

Figura 5.12 – Esforços cortantes verticais máximos nas longarinas externas no ELU.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura 5.13 – Momentos de torção máximos nas longarinas externas no ELU.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

O quadro 5.69 expõe os momentos fletores verticais e horizontais máximos nas longarinas externas devido ao ELU para todos os modelos estudados.

Quanto aos momentos fletores verticais máximos, interpreta-se que:

- no modelo M1 cresceram entre 1% e 6%, já no P1 foram entre 2% e 6%;
- nos modelos com quatro longarinas, estes acréscimos se deram entre 3% e 7% no moldado no local e entre 3% e 8% no pré-moldado;

c) no modelo M3 eleveram-se em até 2%, enquanto no pré-moldado em até 6%.

Assim como nos esforços cortantes verticais, os momentos fletores verticais amplificaram-se devido ao aumento do peso próprio. Um fato importante está na redistribuição dos esforços entre as longarinas, este torna claro que no modelo M3 há uma transferência das cargas das externas para as internas, porém o aumento de peso gerado pelas TI também eleva os momentos.

Quadro 5.69: Momentos fletores verticais e horizontais máximos no ELU das longarinas externas.

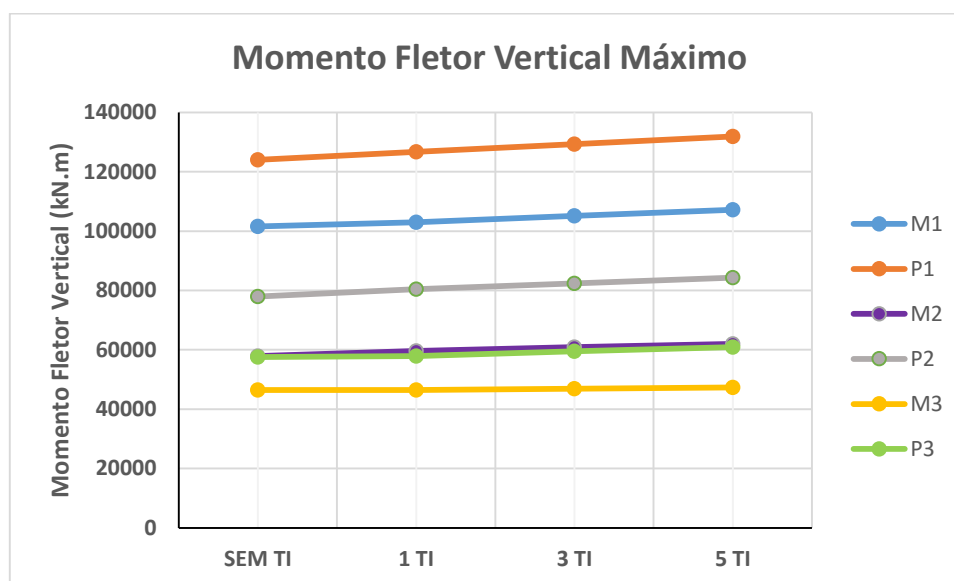
LONGARINAS EXTERNAS - VE1 = VE2 (ELU)								
MODELO	MOMENTO FLETOR VERTICAL (kN.m)				MOMENTO FLETOR HORIZONTAL (kN.m)			
NÚMERO DE LONGARINAS	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI
M1	101570	103030	105180	107160	5820	5971	5919	5990
2 LONGARINAS	-	1,4%	3,6%	5,5%	-	2,6%	1,7%	2,9%
P1	124050	126700	129330	131940	5283	5732	5634	5649
2 LONGARINAS	-	2,1%	4,3%	6,4%	-	8,5%	6,6%	6,9%
M2	57920	59620	60950	62000	7735	7881	8065	8301
4 LONGARINAS	-	2,9%	5,2%	7,0%	-	1,9%	4,3%	7,3%
P2	77980	80490	82420	84340	5250	5450	5599	5764
4 LONGARINAS	-	3,2%	5,7%	8,2%	-	3,8%	6,6%	9,8%
M3	46420	46400	46840	47310	1364	1336	1304	1286
6 LONGARINAS	-	0,0%	0,9%	1,9%	-	-2,1%	-4,4%	-5,7%
P3	57570	57920	59530	60880	408	519	547	551
6 LONGARINAS	-	0,6%	3,4%	5,7%	-	27,2%	34,1%	35,0%

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Para os momentos fletores horizontais máximos nas longarinas externas, destacam-se as seguintes afirmações:

- no modelo M1 cresceram em até 3%, já no P1 foram entre 7% e 9%;
- nos modelos com quatro longarinas, estes acréscimos se deram entre 2% e 7% no moldado no local e entre 4% e 10% no pré-moldado;
- no modelo M3 reduziram-se em até 6%, enquanto no pré-moldado ampliaram em até 35%.

A figura 5.14 ilustra os momentos fletores verticais máximos obtidos para as longarinas externas nos modelos estudados para o ELU.

Figura 5.14 – Momentos fletores verticais máximos nas longarinas externas no ELU.

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Nas análises feitas para os momentos fletores horizontais é possível averiguar que se elevaram significativamente nos modelos pré-moldados, enquanto nos moldados no local foram em menor intensidade e no modelo M3 reduziu os valores máximos. Todos os diagramas sofreram picos nas regiões enrijecidas pelas TI, porém nos pré-moldados foram mais significativos.

O quadro 74 expõe as flechas obtidas nas longarinas externas no ELS.

Quadro 5.70: Deslocamentos verticais máximos no ELS das longarinas externas.

LONGARINAS EXTERNAS - VE1 = VE2 (ELS)				
MODELO	FLECHA (cm)			
	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI
M1	8,41	8,60	8,83	9,04
2 LONGARINAS	-	2,3%	5,0%	7,5%
P1	7,21	7,39	7,62	7,84
2 LONGARINAS	-	2,5%	5,7%	8,7%
M2	7,87	8,07	8,33	8,58
4 LONGARINAS	-	2,5%	5,8%	9,0%
P2	7,02	7,20	7,45	7,69
4 LONGARINAS	-	2,6%	6,1%	9,5%
M3	8,77	8,76	8,97	9,17
6 LONGARINAS	-	-0,1%	2,3%	4,6%
P3	8,03	8,13	8,37	8,61
6 LONGARINAS	-	1,2%	4,2%	7,2%

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Em todos os casos ocorrem aumentos das flechas, visto que foi uma consequência do aumento do peso próprio. Nos pré-moldados essas variações foram maiores, pois o peso próprio do tabuleiro é inferior, ou seja, a relação entre os volumes das TI e do tabuleiro é maior. Todavia, no modelo M3 a inclusão de uma TI reduziu a flecha, ou seja, a redistribuição de cargas foi favorável nesse ponto.

A partir do ELU não é possível avaliar a influência das TI isoladamente para cada ação. Assim sendo, observa-se o comportamento da estrutura nos carregamentos externos devido às cargas móveis verticais, cargas móveis horizontais e ao vento.

O quadro 75 ilustra os esforços normais e momentos de torção máximos obtidos nas longarinas devido às cargas móveis verticais em todos os modelos estudados.

Quadro 5.71: Esforços normais e momentos de torção máximos devido às CMV das longarinas externas.

LONGARINAS EXTERNAS - VE1 = VE2 (CMV)								
MODELO	ESFORÇO NORMAL (kN)				MOMENTO DE TORÇÃO (kN.m)			
NÚMERO DE LONGARINAS	Tração							
	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI
M1	285	289	284	281	711	702	699	635
2 LONGARINAS	-	1,4%	-0,4%	-1,4%	-	-1,3%	-1,7%	-10,7%
P1	202	201	203	202	694	672	636	601
2 LONGARINAS	-	-0,5%	0,5%	0,0%	-	-3,2%	-8,4%	-13,4%
M2	340	419	412	402	343	325	328	303
4 LONGARINAS	-	23,2%	21,2%	18,2%	-	-5,2%	-4,4%	-11,7%
P2	553	300	280	283	291	218	243	228
4 LONGARINAS	-	-45,8%	-49,4%	-48,8%	-	-25,1%	-16,5%	-21,6%
M3	404	285	151	116	120	108	96	95
6 LONGARINAS	-	-29,5%	-62,6%	-71,3%	-	-10,0%	-20,0%	-20,8%
P3	282	130	90	89	162	122	126	120
6 LONGARINAS	-	-53,9%	-68,1%	-68,4%	-	-24,7%	-22,2%	-25,9%

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Quanto aos esforços axiais máximos devido às cargas móveis verticais é possível afirmar que:

- nos modelos M1 e P1 não sofrem variações sensíveis tanto nos esforços máximos, quanto nos diagramas;
- o modelo M2 sofreu aumentos entre 18% e 23% para o moldado no local, já o pré-moldado diminuiu entre 46% e 49%, destaca-se que os diagramas cresceram no meio dos vãos e reduziram-se nos apoios centrais;

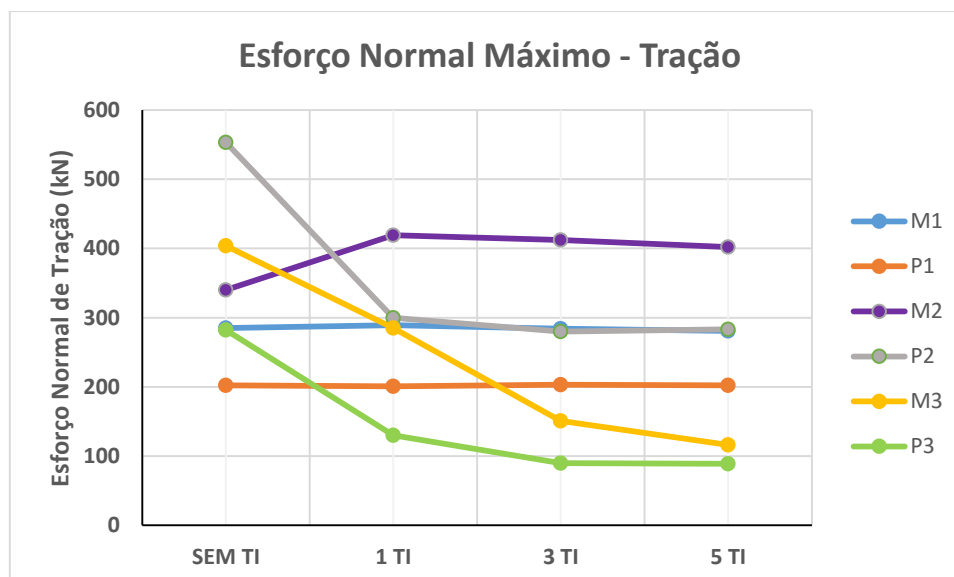
- c) nos modelos M3 e P3, eles decresceram entre 30% e 71% no primeiro e entre 54% e 68% no segundo, salienta-se que o comportamento semelhante, tendo reduções importantes nos apoios centrais.

Para os momentos de torção máximos nas longarinas externas, destacam-se alguns pontos:

- a) os modelos com duas longarinas sofreram decréscimos entre 1% e 11% o moldado no local, e entre 3% e 13% no pré-moldado, ambos os casos ilustraram nos diagramas reduções nas ligações centrais e acréscimos nos pontos de inclusão das TI;
- b) quanto aos modelos M2 e P2, eles apresentaram reduções de até 12% e 25% respectivamente, nos quais sofreram alterações semelhantes nos traçados dos diagramas, sendo estes minimizados nos apoios centrais e amplificados no meio do vãos;
- c) no modelo com seis longarinas, o moldado no local decresceram entre 10% e 21%, já o pré-moldado diminuíram entre 22% e 26%, ambos os diagramas reduziram-se nas ligações com os pilares.

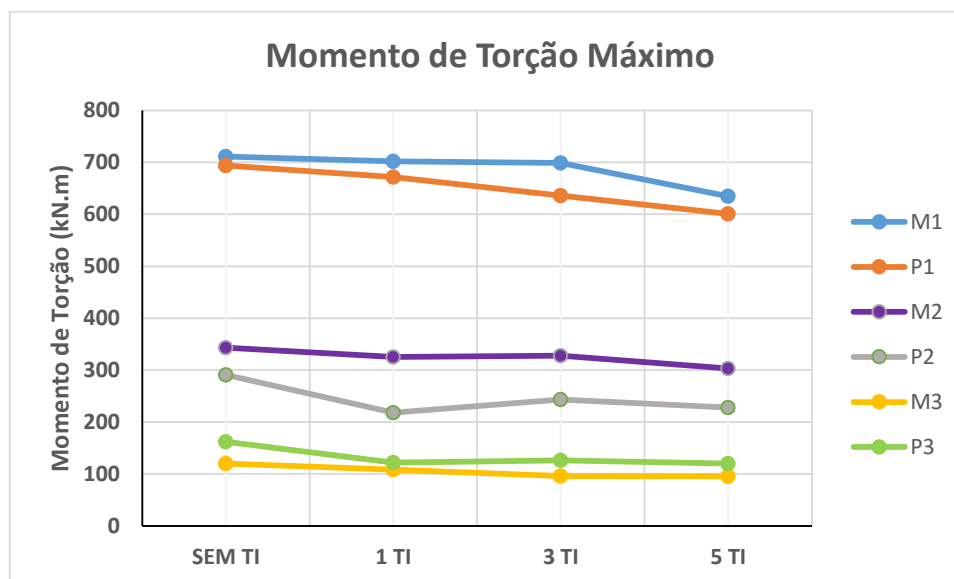
As figuras 5.15 e 5.16 apresentam os esforços normais de tração e momentos de torção máximos nas longarinas externas dos modelos para à CMV.

Figura 5.15 – Esforços normais de tração máximos nas longarinas externas devido à CMV.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura 5.16 – Momentos de torção máximos nas longarinas externas devido á CMV.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

O emprego das TI impactaram consideravelmente nos carregamentos verticais tanto nos esforços axiais, quanto nos momentos de torção. Elas Reduziram os valores máximos para quase todos os casos, exceto no modelo M2 para os esforços axiais apenas. Destaca-se que os diagramas de esforços internos solicitantes também alteraram os comportamentos.

Os esforços cortantes e momentos fletores verticais devido às cargas móveis verticais são descritos no quadro 5.72.

Quanto aos momentos fletores verticais máximos, interpreta-se que:

- nos modelos com duas longarinas não sofrem variações significativas;
- nos modelos com quatro longarinas, estes acréscimos se derem entre 6% e 7% no moldado no local e entre 3% e 5% no pré-moldado;
- no modelo M3 reduziram-se em até 8%, enquanto no pré-moldado elevaram-se em até 2%.

Já os esforços cortantes verticais máximos, destaca-se que:

- nos modelos M1 e P1 não sofrem alterações consideráveis;
- nos modelos M2 e P2 aumentaram, porém no primeiro em torno de 5%, à medida que o segundo foi entre 2% e 3%;
- o modelo M3 diminuíram em até 8% e no P3 alternaram-se em até 1%.

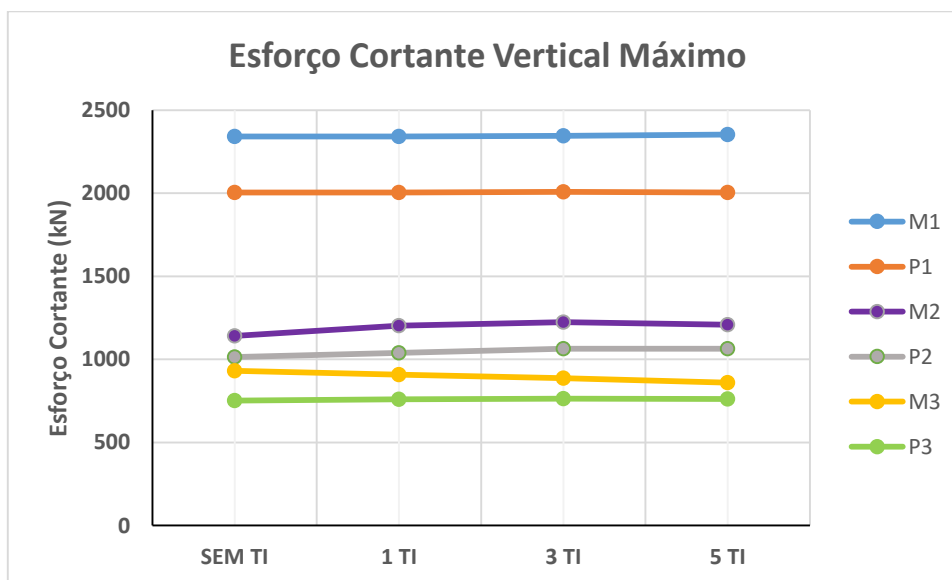
Quadro 5.72: Esforços cortantes e momentos fletores verticais máximos devido às CMV nas longarinas externas.

LONGARINAS EXTERNAS - VE1 = VE2 (CMV)								
MODELO	ESFORÇO CORTANTE VERTICAL (kN)				MOMENTO FLETOR VERTICAL (kN.m)			
NÚMERO DE LONGARINAS	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI	S/TI	1 TI	3 TI	5 TI
M1	2342	2342	2346	2353	25860	25870	25840	25820
2 LONGARINAS	-	0,0%	0,2%	0,5%	-	0,0%	-0,1%	-0,2%
P1	2004	2004	2009	2005	29650	29960	29640	29640
2 LONGARINAS	-	0,0%	0,2%	0,0%	-	1,0%	0,0%	0,0%
M2	1141	1204	1224	1208	11890	12440	12500	12440
4 LONGARINAS	-	5,5%	7,3%	5,9%	-	4,6%	5,1%	4,6%
P2	1015	1040	1064	1064	14790	15290	15070	15020
4 LONGARINAS	-	2,5%	4,8%	4,8%	-	3,4%	1,9%	1,6%
M3	931	908	888	860	8490	8130	7860	7850
6 LONGARINAS	-	-2,5%	-4,6%	-7,6%	-	-4,2%	-7,4%	-7,5%
P3	752	760	764	761	10540	10580	10490	10470
6 LONGARINAS	-	1,1%	1,6%	1,2%	-	0,4%	-0,5%	-0,7%

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

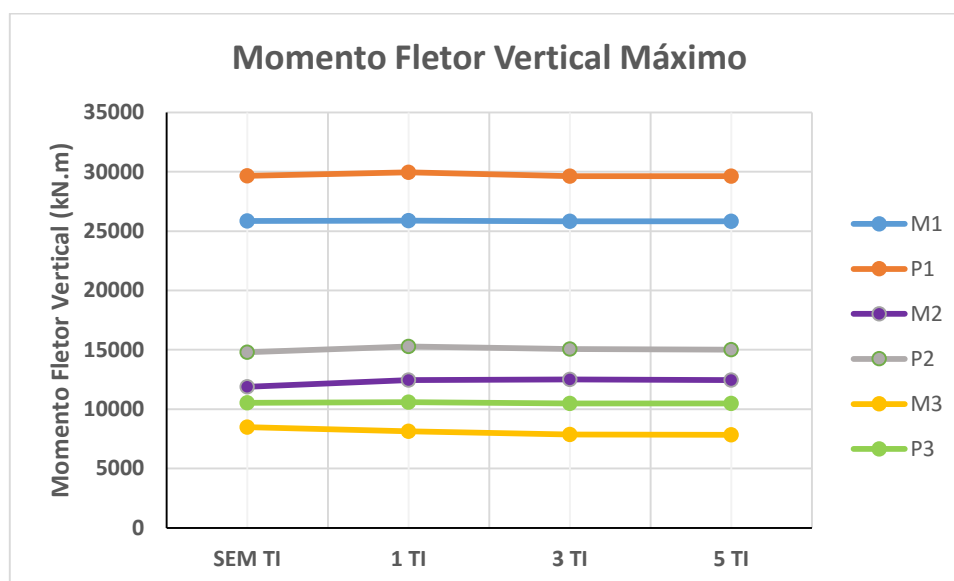
As figuras 5.17 e 5.18 ilustram os esforços cortantes e momentos fletores verticais máximos devido às CMV nas longarinas externas.

Figura 5.17 – Esforços cortes verticais máximos nas longarinas externas devido à CMV.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura 5.18 – Momentos fletores verticais máximos nas longarinas externas devido à CMV.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Ambos os esforços descritos anteriormente não mudaram os comportamentos dos diagramas de esforços internos solicitantes, enquanto os valores máximos dependem da distribuição interna de cargas entre as longarinas.

Quanto aos esforços devido à ação do vento e a carga de frenagem e aceleração é avaliado que não sofrem influência importante com as TI, visto que a laje trabalha como um diafragma rígido e pouco é alterado quanto à distribuição dos carregamentos horizontais.

5.5 Dimensionamento das longarinas para os modelos estudados

Com os resultados obtidos em uma análise elástica e linear, determinaram-se as áreas de aço necessárias longitudinais, resistência nas bielas de compressão, aberturas de fissuras e variação das rigidezes nas longarinas externas para os casos mais críticos segundo a NBR 6118 (2014) em cada um dos modelos, sendo esses:

- a) nos modelos moldados no local foram dimensionadas para flexão composta normal e momentos de torção próximo ao meio do vão, onde surgem os momentos fletores positivos máximos, e flexão normal, momentos de torção e esforços cortantes nos apoios centrais;
- b) nos moldes pré-moldados foram dimensionadas para flexão composta normal e momentos de torção no meio do vão e esforços cortantes e momentos de torção nos apoios centrais.

Apenas as longarinas externas foram dimensionadas, posto que são às mais solicitadas. Para isto, adotou-se que a distância entre o eixo da armadura longitudinal de tração e a face mais próxima do elemento (d') como:

$$d' = 0,1 h \quad (5.1)$$

Onde:

h = Altura da seção transversal, considerando a espessura da laje.

Já a distância entre o eixo da armadura longitudinal de compressão e a face mais próxima do elemento (d'') foi adotada simplificadamente como:

$$d'' = 0,07 h \quad (5.2)$$

Em todos os casos, foi considerado que as lajes contribuem para as longarinas, foram seções “T”, o cálculo da largura colaborante foi realizado segundo o item 14.6.2.2 da NBR 6118 (2014).

As verificações de resistência à compressão diagonal do concreto nos apoios centrais foram realizadas de acordo com o item 17.7.2.2 da NBR 6118 (2014), no qual é calculada a partir da seguinte equação.

$$\frac{V_{Sd}}{V_{Rd2}} + \frac{T_{Sd}}{T_{Rd2}} \leq 1 \quad (5.3)$$

Onde:

V_{Sd} = Força cortante solicitante de cálculo, na seção;

V_{Rd2} = Força resistente de cálculo relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto;

T_{Sd} = Momento de torção solicitante de cálculo, na seção;

T_{Rd2} = Momento de torção resistente de cálculo relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto;

Não foram dimensionados as armaduras transversais, uma vez que as longarinas não apresentaram resistência suficiente nas bielas de compressão para os esforços máximos nos apoios centrais.

Quanto ao dimensionamento das armaduras longitudinais de compressão e de tração devido à flexão composta normal, adotou-se o método de dimensionamento descrito por Campos Filho (2014) com as devidas compatibilizações para seções “T”. A área de aço total por face foi determinada após o cálculo da área de aço necessária devido ao momento de torção segundo o item 17.5.1 da NBR 6118 (2014), acrescida a área de aço necessária devido à flexão composta normal, sendo este procedimento descrito por Pinheiro (2005).

Após isso, calcularam-se as taxas de armadura longitudinal por face (ρ_f), sendo a face superior (FS), a soma das faces laterais (FL) e a face inferior (FI) da seção transversal da longarina considerada. Para tal, a área da seção transversal foi adotada como sendo a área da longarina mais a espessura da laje, considerando a largura colaborante igual à largura da mesa da seção “T” ou à largura da seção retangular.

$$\rho_f = \frac{A_{s,f}}{A_c} \quad (5.4)$$

Onde:

$A_{s,f}$ = Área de armadura longitudinal por face;

A_c = Área da seção transversal de concreto considerada.

Com as taxas de armaduras por faces é possível avaliar de forma direta o quanto de armadura está sendo necessária por esforço, uma vez que os momentos de torção exigem maior quantidade de armadura nas faces laterais e os momentores fletores, juntamente com os esforços normais requerem armaduras nas faces inferiores e superiores a depender do sentido de atuação dos momentos fletores.

Em todos os casos foram desprezados os esforços cortantes e momentos fletores horizontais, posto que seriam quase desprezíveis em relação aos demais esforços.

Para todos os casos mencionados acima, adotou-se a combinação mais crítica do estado limite último (ELU). Enquanto nas verificações de abertura de fissuras e variações da rigidez da seção transversal foram utilizados os estados limites de serviço frequentes e quase permanentes, respectivamente.

A determinação dos valores das aberturas de fissuras foi conduzido conforme o item 17.3.3.2 da NBR 6118 (2014). Para tal, desprezaram-se os momentos de torção e os esforços normais nesses cálculos, ou seja, utilizaram-se apenas os momentos fletores.

Para avaliação do aumento da flecha das longarinas proporcionada pelas fissuras, considerou-se apenas o cálculo simplificado imposto no item 17.3.2.1.1 da NBR 6118 (2014), no qual considera a flecha imediata em vigas de concreto armado. Logo, foram determinadas a rigidez à flexão inicial, considerando seção no estágio I e desprezando as armaduras, e a rigidez à flexão equivalente, na qual considera as armaduras longitudinais e as fissuras. Assim sendo, foi obtida a seguinte expressão:

$$V_{ar}(EI) = \frac{(EI)_{eq,t0}}{E_{cs} I_c} \quad (5.5)$$

Onde:

$V_{ar}(EI)$ = Variação da rigidez inicial à flexão das longarinas;

$(EI)_{eq,t0}$ = Rigidez à flexão equivalente, considerando as fissuras e as armaduras;

E_{cs} = Módulo de elasticidade secante do concreto;

I_c = Momento de inércia da seção bruta de concreto.

Nos cálculos anteriores, consideraram-se as seções como sendo em “T”, utilizando os mesmos parâmetros da NBR 6118 (2014) para a determinação da largura colaborante. Além disso, adotaram-se bitolas de 32 mm e áreas de aço equivalentes às necessárias no dimensionamento para o estado limite último na obtenção dos resultados nos estados limites de serviço.

Ressalta-se que os pilares não foram dimensionados, em razão de que não apresentaram variações consideráveis nos esforços máximos com a inclusão das transversinas intermediárias.

5.5.1 Modelos com duas longarinas

5.5.1.1 Modelo moldado no local (M1)

Os valores máximos obtidos para os esforços no estado limite último com combinações normais últimas e nos estados limites de serviço para combinações frequentes e quase permanentes para o modelo moldado no local com duas longarinas estão descritos no quadro 5.73.

Quadro 5.73: Esforços máximos nas longarinas externas do modelo M1.

ESFORÇOS NAS LONGARINAS EXTERNAS VE1=VE2 - MODELO M1 (2 LONGARINAS)									
NÚMERO DE TI	ESFORÇOS DE CÁLCULO - ELU (UNIDADES EM kN e m)							ESFORÇOS - ELS	
	Apoios Centrais				Meio do Vão			CQP	CF
	Nd	Md	Td	Qd	Nd	Md	Td	Md (KN.m)	Md (KN.m)
SEM TI	2016	-101570	1677	8634	1879	64131	794	-53003	-58420
1 TI	2019	-103030	1593	8724	1882	65136	1559	-54075	-59493
3 TI	2016	-105180	1296	8900	1888	66209	1369	-55688	-61100
5 TI	2012	-107160	1007	9074	1875	67387	1156	-57180	-62587

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Onde:

N_d = Esforços normais de cálculo, nos quais são positivos para tração;

M_d = Momentos fletores de cálculo;

Q_d = Esforço cortante de cálculo;

T_d = Momento de torção de cálculo;

CQP = Combinação de serviço quase permanente;

CF = Combinação de serviço frequente.

Com estes esforços, dimensionaram-se as longarinas externas para cada quantidade de transversinas intermediárias:

Quadro 5.74: Dimensionamento e verificações nas longarinas externas do modelo M1.

DIMENSIONAMENTO DAS LONGARINAS EXTERNAS VE1=VE2 - MODELO M1 (2 LONGARINAS)										
NÚMERO DE TI	VERIFICAÇÕES - ELU								VERIFICAÇÕES - ELS	
	Apoios Centrais				Meio do Vão				Considerando flexão simples	
	Torção + Cisalhamento	Flexão Composta			Flexão Composta					
		Taxa de Aço (%)			Taxa de Aço (%)					
	Bielas de Compressão	FS	FL	FI	FS	FL	FI	Abertura de fissuras w (mm)	Variação das rigidezes (EI,eq / EI,el)	
TOTAL	TOTAL			TOTAL						
SEM TI	2,28	6,53	1,62	3,66	0,02	0,84	3,47	0,237	1,653	
		11,80			4,34					
1 TI	2,23	6,61	1,55	3,79	0,04	1,46	3,56	0,246	1,653	
		11,94			5,05					
3 TI	2,04	6,72	1,30	3,90	0,04	1,30	3,49	0,259	1,653	
		11,92			4,83					
5 TI	1,85	6,87	1,05	4,05	0,03	1,13	3,67	0,273	1,78	
		11,97			4,83					

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Para o dimensionamento das longarinas externas do modelo moldado no local com duas longarinas no estado limite último, conclui-se que:

- a) é necessário aumentar a largura da alma das longarinas em todos os casos, uma vez que as verificações das bielas de compressão não foram satisfeitas, porém o acréscimo de TI reduziu as tensões solicitantes consideravelmente;
- b) nos apoios centrais, os valores de taxas de armaduras longitudinais foram maiores que o máximo imposto na NBR 6118 (2014) que é de 4%, sendo inclusive necessário armadura de compressão adicionada na face inferior; o emprego de TI reduziu a quantidade necessária de armaduras nas faces laterais, porém foi necessário maiores taxas nas faces superiores e inferiores e ao final aumentou a taxa total de armadura longitudinal;
- c) próximo ao meio do vão, os valores de taxas de armaduras longitudinais ficaram próximas aos valores máximos, sem a necessidade de armaduras duplas, esses valores aumentaram com a inclusão de uma transversina intermediária nas faces lateral, porém reduziram com o aumento do número das TI, os valores das taxas totais de armaduras longitudinais cresceram com o aumento do número de TI.

Quanto às verificações no estado limite de serviço, observa-se que:

- a) as aberturas de fissuras crescem com o acréscimo das TI e estão dentro de limites consideráveis;
- b) a rigidez à flexão inicial é menor que a rigidez à flexão equivalente inicial, ou seja, é possível afirmar que as armaduras e a seção na condição fissurada apresenta maior rigidez que a seção de concreto no estágio I; logo, as flechas imediatas serão menores que as calculadas nos modelos adotados.

5.5.1.2 Modelo pré-moldado (P1)

O quadro 5.75 apresenta os valores máximos obtidos para os esforços no estado limite último com combinações normais últimas e nos estados limites de serviço para combinações frequentes e quase permanentes.

Quadro 5.75: Esforços máximos nas longarinas externas do modelo P1.

ESFORÇOS NAS LONGARINAS EXTERNAS VE1=VE2 - MODELO P1 (2 LONGARINAS)							
NÚMERO DE TI	ESFORÇOS DE CÁLCULO - ELU					ESFORÇOS - ELS	
	Apoios Centrais		Meio do Vão			CQP	CF
	Td (kN.m)	Qd (kN)	Nd (kN)	Md (KN.m)	Td (kN.m)	Mserv (KN.m)	Mser (KN.m)
SEM TI	2932	8310	1612	124050	803	65826	71893
1 TI	2775	8396	1603	126700	891	67781	73851
3 TI	2568	8584	1611	129330	848	69724	75789
5 TI	2392	8753	1611	131940	860	71672	77737

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Nos resultados do dimensionamento das longarinas externas logrados para os apoios centrais e no meio do vão no estado limite último, afirma-se que:

- assim como no modelo moldado no local, as verificações das bielas de compressão não foram satisfeitas, exigindo aumento da largura da alma das longarinas, tendo os esforços reduzidos com o acréscimo das TI;
- os valores das taxas totais de armaduras longitudinais estão dentro do limite de 4% considerado pela NBR 6118 (2014) e não exigiu a utilização de armaduras de compressão; esses cresceram com o aumento do número de TI.

Os resultados do dimensionamento das longarinas externas são expressos no quadro 5.76.

Quadro 5.76: Dimensionamento e verificações nas longarinas externas do modelo P1.

DIMENSIONAMENTO DAS LONGARINAS EXTERNAS VE1=VE2 - MODELO P1 (2 LONG)							
NÚMERO DE TI	VERIFICAÇÕES - ELU					VERIFICAÇÕES - ELS	
	Apoios Centrais		Meio do Vão			Considerando flexão simples	
	Torção + Cisalhamento		Flexão Composta				
			Taxa de Aço (%)				
	Bielas de Compressão		FS	FL	FI	Abertura de fissuras w (mm)	Variação das rigidezes (El,eq / El,el)
TOTAL							
SEM TI	3,32		0,01	0,62	2,72	0,45	0,717
			3,35				
1 TI	3,199		0,01	0,67	2,77	0,365	0,745
			3,45				
3 TI	3,05		0,01	0,65	2,82	0,386	0,745
			3,47				
5 TI	2,92		0,01	0,65	2,88	0,374	0,772
			3,54				

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Já nas verificações de aberturas de fissuras e flechas imediatas, aborda-se que:

- a redução dos momentos fletores com o emprego das TI proporcionou a redução dos valores das espessuras das fissuras, porém estes se encontram em patamares elevados quando comparados aos limites da NBR 6118 (2014);
- diferente dos resultados obtidos no modelo M1, a rigidez à flexão equivalente é menor que a rigidez à flexão no estágio I, ou seja, as flechas imediatas seriam superiores às calculadas no regime elástico linear.

5.5.2 Modelos com quatro longarinas

5.5.2.1 Modelo moldado no local (M2)

No modelo moldado no local com quatro longarinas, utilizaram-se os resultados expostos no quadro 5.77 para o dimensionamento e verificações nos estados limites últimos e de serviço, considerando aquelas como seções “T”.

Quadro 5.77: Esforços máximos nas longarinas externas do modelo M2.

ESFORÇOS NAS LONGARINAS EXTERNAS VE1=VE2 - MODELO M2 (4 LONGARINAS)									
NÚMERO DE TI	ESFORÇOS DE CÁLCULO - ELU (UNIDADES EM kN e m)							ESFORÇOS - ELS	
	Apoios Centrais				Meio do Vão			CQP	CF
	Nd	Md	Td	Qd	Nd	Md	Td	Md (KN.m)	Md (KN.m)
SEM TI	639	-57920	1258	5068	2269	36071	240	-32618	-35114
1 TI	31	-59620	1255	5212	2561	37692	263	-33427	-36033
3 TI	-17	-60950	1335	5308	2665	38462	228	-34377	-36991
5 TI	-102	-62000	1298	5331	2668	39309	208	-35209	-37810

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Com os esforços obtidos nos estados limites últimos e de serviço, determinaram-se os valores das taxas de armaduras, verificações das diagonais de compressão do concreto, aberturas de fissuras e a rigidez equivalente à flexão no tempo inicial, sendo estes dispostos no quadro 5.78. Assim sendo, as verificações quanto ao estado limite último, avalia-se que:

- ocorrem ruínas nas seções devido às diagonais de compressão do concreto, sendo os esforços elevados com o aumento do número de transversinas intermediárias;
- nos apoios centrais, foram necessárias armaduras de compressão e os valores das taxas de armaduras longitudinais estão acima do limite de 4% e crescem com acréscimo de TI;

- c) os valores das taxas de armaduras longitudinais no meio do vão são inferiores ao limite máximo imposto na NBR 6118 (2014) e sofrem acréscimos com o uso de transversinas intermediárias.

Quadro 5.78: Dimensionamento e verificações nas longarinas externas do modelo M2.

DIMENSIONAMENTO DAS LONGARINAS EXTERNAS VE1=VE2 - MODELO M2 (4 LONGARINAS)									
NÚMERO DE TI	VERIFICAÇÕES - ELU							VERIFICAÇÕES - ELS	
	Apoios Centrais				Meio do Vão			Considerando flexão simples	
	Torção + Cisalhamento	Flexão Composta			Flexão Composta				
		Taxa de Aço (%)			Taxa de Aço (%)				
	Bielas de Compressão	FS	FL	FI	FS	FL	FI	Abertura de fissuras w (mm)	Variação das rigidezes (EI,eq / EI,el)
TOTAL			TOTAL						
SEM TI	1,59	4,22	1,29	1,52	0,01	0,46	2,31	0,244	0,859
		7,03			2,78				
1 TI	1,61	4,27	1,29	1,68	0,01	0,46	2,42	0,257	0,859
		7,24			2,89				
3 TI	1,68	4,37	1,36	1,78	0,01	0,46	2,48	0,264	0,97
		7,52			2,96				
5 TI	1,66	4,42	1,33	1,86	0,01	0,46	2,53	0,276	0,97
		7,61			3,00				

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

No estado limite de serviço, avalia-se que para as longarinas externas do modelo moldado no local com quatro longarinas:

- as aberturas de fissuras são inferiores a 3 mm e aumentam com o uso das transversinas intermediárias;
- a rigidez equivalente à flexão no tempo inicial é menor que a rigidez à flexão da seção de concreto no estágio I em todos os casos, porém estes valores reduziram, uma vez que foi necessário aumentar a quantidade de armaduras longitudinais nas condições com três e cinco transversinas intermediárias; todavia, as reduções são pequenas, tornando as flechas finais , considerando deformação lenta, fissuração e retração, dentro dos limites considerados na NBR 6118 (2014).

5.5.2.2 Modelo pré-moldado (P2)

Os valores máximos obtidos para os esforços no estado limite último com combinações normais últimas e nos estados limites de serviço para combinações frequentes e quase permanentes para o modelo pré-moldado com quatro longarinas estão descritos no quadro 5.79.

Quadro 5.79: Esforços máximos nas longarinas externas do modelo P2.

ESFORÇOS NAS LONGARINAS EXTERNAS VE1=VE2 - MODELO P2 (4 LONGARINAS)							
NÚMERO DE TI	ESFORÇOS DE CÁLCULO - ELU					ESFORÇOS - ELS	
	Apoios Centrais		Meio do Vão			CQP	CF
	Td (kN.m)	Qd (kN)	Nd (kN)	Md (KN.m)	Td (kN.m)	Mserv (KN.m)	Mser (KN.m)
SEM TI	975	5400	2443	77980	346	44856	47894
1 TI	1086	5495	2460	80490	600	46312	49452
3 TI	1073	5678	2520	82420	604	47926	51021
5 TI	1136	5811	2635	84340	577	49396	52480

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Com estes esforços, dimensionaram-se as longarinas externas para cada quantidade de transversinas intermediárias:

Quadro 5.80: Dimensionamento e verificações nas longarinas externas do modelo P2.

DIMENSIONAMENTO DAS LONGARINAS EXTERNAS VE1=VE2 - MODELO P2 (4 LONG)							
NÚMERO DE TI	VERIFICAÇÕES - ELU					VERIFICAÇÕES - ELS	
	Apoios Centrais		Meio do Vão			Considerando flexão simples	
	Torção + Cisalhamento		Flexão Composta				
			Taxa de Aço (%)				
	Bielas de Compressão		FS	FL	FI	Abertura de fissuras w (mm)	Variação das rigidezes (El,eq / El,el)
TOTAL							
SEM TI	1,47		0,00	0,34	1,91	0,416	0,675
			2,25				
1 TI	1,58		0,01	0,50	1,97	0,444	0,675
			2,48				
3 TI	1,59		0,01	0,50	2,03	0,429	0,702
			2,53				
5 TI	1,66		0,01	0,48	2,09	0,454	0,702
			2,58				

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Nos resultados do dimensionamento das longarinas externas logrados para os apoios centrais e no meio do vão no estado limite último, afirma-se que:

- assim como no modelo moldado no local, as verificações das bielas de compressão não foram satisfeitas, exigindo aumento da largura da alma das longarinas, tendo os esforços sido elevados com o acréscimo das TI;
- os valores das taxas totais de armaduras longitudinais estão dentro do limite de 4% considerado pela NBR 6118 (2014) e não exigiu a utilização de armaduras de compressão; esses cresceram com o aumento do número de TI.

Já nas verificações de aberturas de fissuras e flechas imediatas, aborda-se que:

- a) a oscilação dos momentos fletores com o emprego das TI proporcionou a reduções e elevações nos valores das espessuras das fissuras, porém estes se encontram em patamares elevados quando comparados aos limites da NBR 6118 (2014);
- b) a rigidez à flexão equivalente é menor que a rigidez à flexão no estágio I, ou seja, as flechas imediatas seriam superiores às calculadas no regime elástico linear; assim como no modelo M1, foi necessário aumentar a quantidade de armaduras longitudinais nos dois últimos casos, aumentando, assim, a rigidez à flexão equivalente no tempo inicial.

5.5.3 Modelos com seis longarinas

5.5.3.1 Modelo moldado no local (M3)

O quadro 5.81 apresenta os valores máximos obtidos para os esforços no estado limite último com combinações normais últimas e nos estados limites de serviço para combinações frequentes e quase permanentes.

Quadro 5.81: Esforços máximos nas longarinas externas do modelo M3.

ESFORÇOS NAS LONGARINAS EXTERNAS VE1=VE2 - MODELO M3 (6 LONGARINAS)									
NÚMERO DE TI	ESFORÇOS DE CÁLCULO - ELU (UNIDADES EM kN e m)							ESFORÇOS - ELS	
	Apoios Centrais				Meio do Vão			CQP	CF
	Nd	Md	Td	Qd	Nd	Md	Td	Md (KN.m)	Md (KN.m)
SEM TI	530	-46420	1000	4073	1738	29108	102	-26939	-28748
1 TI	646	-46400	1021	4071	1409	29194	183	-26860	-28684
3 TI	689	-46840	1083	4079	1369	29589	93	-27247	-29056
5 TI	666	-47310	1068	4065	1333	29967	100	-27664	-29456

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Os resultados do dimensionamento das longarinas externas para o modelo moldado no local com seis longarinas são expressos no quadro 5.82. Assim sendo, as verificações quanto ao estado limite último, avalia-se que:

- a) ocorrem ruínas nas seções devido às diagonais de compressão do concreto, tendo os esforços elevados com o aumento do número de transversinas intermediárias;
- b) nos apoios centrais, foram necessárias armaduras de compressão e os valores das taxas de armaduras longitudinais estão acima do limite de 4% e crescem com acréscimo de TI;

- c) os valores das taxas de armaduras longitudinais no meio do vão são inferiores ao limite máximo imposto na NBR 6118 (2014) e sofrem acréscimos com o emprego de transversinas intermediárias.

Quadro 5.82: Dimensionamento e verificações nas longarinas externas do modelo M3.

DIMENSIONAMENTO DAS LONGARINAS EXTERNAS VE1=VE2 - MODELO M3 (6 LONGARINAS)									
NÚMERO DE TI	VERIFICAÇÕES - ELU							VERIFICAÇÕES - ELS	
	Apoios Centrais				Meio do Vão			Considerando flexão simples	
	Torção + Cisalhamento	Flexão Composta			Flexão Composta				
		Taxa de Aço (%)			Taxa de Aço (%)				
	Bielas de Compressão	FS	FL	FI	FS	FL	FI	Abertura de fissuras w (mm)	Variação das rigidezes (EI,eq / EI,el)
TOTAL			TOTAL						
SEM TI	1,38	4,00	1,13	1,30	0,01	0,46	2,17	0,255	0,738
		6,43			2,65				
1 TI	1,4	4,01	1,15	1,28	0,01	0,46	2,15	0,253	0,738
		6,44			2,62				
3 TI	1,45	4,05	1,21	1,32	0,01	0,46	2,18	0,26	0,738
		6,57			2,65				
5 TI	1,43	4,08	1,20	1,35	0,01	0,46	2,19	0,267	0,738
		6,63			2,67				

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

No estado limite de serviço, avalia-se que para as longarinas externas do modelo moldado no local com quatro longarinas:

- as aberturas de fissuras são inferiores a 3 mm e aumentam com o uso das transversinas intermediárias;
- a rigidez equivalente à flexão no tempo inicial é menor que a rigidez à flexão da seção de concreto no estágio I em todos os casos, ou seja, é necessário avaliar as flechas finais com as fissuras, uma vez que as análises elásticas lineares.

5.5.3.2 Modelo pré-moldado (P3)

Os valores máximos obtidos para os esforços no estado limite último com combinações normais últimas e nos estados limites de serviço para combinações frequentes e quase permanentes para o modelo pré-moldado com seis longarinas estão descritos no quadro 5.83.

Quadro 5.83: Esforços máximos nas longarinas externas do modelo P3.

ESFORÇOS NAS LONGARINAS EXTERNAS VE1=VE2 - MODELO P3 (6 LONGARINAS)							
NÚMERO DE TI	ESFORÇOS DE CÁLCULO - ELU					ESFORÇOS - ELS	
	Apoios Centrais		Meio do Vão			CQP	CF
	Td (kN.m)	Qd (kN)	Nd (kN)	Md (KN.m)	Td (kN.m)	Mserv (KN.m)	Mser (KN.m)
SEM TI	648	4082	1421	57570	171	33537	35700
1 TI	558	4122	968	57920	379	33764	35934
3 TI	491	4184	1031	59530	405	35021	37175
5 TI	471	4247	1079	60880	400	36029	38179

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Com estes esforços, dimensionaram-se as longarinas externas para cada quantidade de transversinas intermediárias:

Quadro 5.84: Dimensionamento e verificações nas longarinas externas do modelo P3.

DIMENSIONAMENTO DAS LONGARINAS EXTERNAS VE1=VE2 - MODELO P3 (6 LONG)							
NÚMERO DE TI	VERIFICAÇÕES - ELU					VERIFICAÇÕES - ELS	
	Apoios Centrais		Meio do Vão			Considerando flexão simples	
	Torção + Cisalhamento		Flexão Composta				
			Taxa de Aço (%)				
	Bielas de Compressão		FS	FL	FI	Abertura de fissuras w (mm)	Variação das rigidezes (El,eq / El,el)
TOTAL							
SEM TI	1,1		0,00	0,33	1,89	0,406	0,578
			2,22				
1 TI	1,02		0,01	0,45	1,87	0,412	0,578
			2,32				
3 TI	0,97		0,01	0,47	1,92	0,441	0,578
			2,40				
5 TI	0,96		0,01	0,47	1,99	0,465	0,578
			2,47				

Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Nos resultados do dimensionamento das longarinas externas logrados para os apoios centrais e no meio do vão no estado limite último, afirma-se que:

- assim como no modelo moldado no local, as verificações das bielas de compressão não foram satisfeitas, exigindo aumento da largura da alma das longarinas, tendo os esforços reduzidos com o acréscimo das TI;
- os valores das taxas totais de armaduras longitudinais estão dentro do limite de 4% considerado pela NBR 6118 (2014) e não exigiu a utilização de armaduras de compressão; esses cresceram com o aumento do número de TI.

Já nas verificações de aberturas de fissuras e flechas imediatas, aborda-se que:

- a) o aumento dos momentos fletores com o emprego das TI proporcionou elevações nos valores das espessuras das fissuras, e estes se encontram em patamares elevados quando comparados aos limites da NBR 6118 (2014);
- b) a rigidez à flexão equivalente é menor que a rigidez à flexão no estágio I, ou seja, as flechas imediatas seriam superiores às calculadas no regime elástico linear.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste trabalho, apresentaram-se propostas de estudos numéricos para pontes em viga pré-moldadas e pontes em pórtico moldadas no local. Criaram-se protótipos com variações nas quantidades e ligações das transversinas intermediárias, nas quais avaliaram-se a influência no comportamento estrutural do tabuleiro e dos pilares. Para isto, foi apresentada uma revisão bibliográfica sobre as descrições dos componentes das pontes e classificações, sistemas estruturais, teorias analíticas e métodos de análise estrutural, para com isso conhecer o estado da arte sobre os sistemas de pontes.

Ademais, foram descritos os modelos com as caracterizações geométricas e físicas dos elementos que os compõem, além das descrições das cargas que atuaram na estrutura, juntamente com os pontos e áreas de aplicação, e das combinações últimas e de serviço. Ainda foram detalhados os modelos numéricos desenvolvidos com o MEF, utilizando elementos finitos modelados para a superestrutura e para mesoestrutura. A análise foi elástica linear e ao final as longarinas foram dimensionadas e verificadas quanto às aberturas de fissuras e variações na rigidez à flexão tanto inicial da seção de concreto no estágio I quanto na equivalente no tempo inicial.

Por fim, discutiram-se os resultados obtidos para os estados limites últimos e de serviço, as ações devido às cargas móveis verticais e horizontais e à atuação do vento nas longarinas e nos pilares.

A consideração de que as transversinas não estavam ligadas às lajes do tabuleiro, gerou maiores deslocamentos ao longo da seção transversal do tabuleiro. Enquanto a mudança das alturas e espaçamentos das longarinas faz com que os modelos fossem avaliados independentemente, já que os valores absolutos dos esforços foram diferentes. Porém, o intuito foi avaliar como as redistribuições de esforços impactou nos modelos isoladamente.

Algumas conclusões acerca dos esforços e diagramas com a utilização das transversinas intermediárias foram tiradas a partir dos resultados, dentre elas:

- a) o efeito nos esforços das longarinas depende de sua distribuição interna, ou seja, as TI geram redistribuições de cargas que podem ser favoráveis ou desfavoráveis a depender da parcela de carregamento que cada viga está recebendo;

- b) o aumento de rigidez local não altera significativamente os esforços oriundos de cargas paralelas ao tabuleiro, como do vento e de frenagem e aceleração, pois as lajes trabalham como diafragmas rígido e não alteram o fluxo de carregamento com esses acréscimos;
- c) os esforços nas longarinas que sofrem maiores repercussões são os normais, os cortantes horizontais e os momentos de torção, porém os horizontais não são preponderantes no dimensionamento das peças;
- d) os esforços normais e os momentos de torção nas longarinas são influenciados quanto às cargas verticais, sendo reduzidos em maior parte dos modelos quanto aos carregamentos móveis verticais e variaram no ELU;
- e) os esforços cortantes verticais e momentos fletores nas longarinas não passam por transformações nos diagramas, tendo apenas acréscimos nos valores máximos pelo aumento do peso próprio da estrutura, todavia podem gerar decréscimos caso existam maiores mudanças nas repartições de cargas entre as longarinas.

A condição de aplicação da carga de frenagem e aceleração no tabuleiro indicou o surgimento de esforços axiais importantes no dimensionamento. Desta forma é aconselhável definições mais precisas nas normas vigentes sobre como devam ser introduzidas na estrutura, visto que é comum na literatura que sejam empregadas apenas nos apoios.

Os pilares não sofreram mudanças significativas nos valores de esforços para os modelos estudados, exceto os momentos de torção que se reduziram, porém estes foram de pequena intensidade sendo desprezíveis no dimensionamento.

Quanto às variações dos deslocamentos a partir do emprego das TI, conclui-se que:

- a) ocorreram aumentos nas flechas máximas das longarinas devido ao aumento do peso próprio da estrutura, porém as regiões de enrijecimentos com as TI tendem a reduzir os deslocamentos verticais relativos entre as lajes e as vigas principais;
- b) os deslocamentos longitudinais e transversais dos tabuleiros não variaram consideravelmente, porém os verticais tendem a ampliarem-se devido aos deslocamentos sofridos nas longarinas;
- c) os pilares não sofrem mudanças impactantes nos deslocamentos, excetuando-se os encurtamentos que são amplificados.

Quanto à estabilidade global da estrutura, pode-se afirmar que as TI não inferiram variações nos deslocamentos longitudinais e transversais tanto no tabuleiro quanto nos pilares. Portanto, aquela não é afetada.

Construtivamente, as TI são importantes na execução de estruturas pré-moldadas, em razão de reduzir ou eliminar possíveis torções nas longarinas. Entretanto, as moldadas no local não sofrem essa necessidade, posto que o sistema de escoramento desempenha o papel de manter a geometria indicada em projeto.

Em serviço, os resultados apontam que as ligações entre o tabuleiro e os pilares indicaram as maiores divergências entre os modelos, sendo nestes pontos os valores máximos de torção e momentos fletores nos moldados no local. Como os deslocamentos paralelos ao tabuleiro não sofreram mudanças significativas, avalia-se que o emprego das TI deve ser avaliado quanto aos esforços axiais e momentos de torção, uma vez que são os mais afetados.

Quanto ao dimensionamento das longarinas externas nos estados limites últimos e de serviço, observa-se que:

- a) foram utilizadas apenas as longarinas externas, uma vez que apresentaram os maiores valores de esforços nos estados limites últimos e de serviço;
- b) em todos os casos, ocorre ruína das diagonais de compressão do concreto, sendo necessário aumentar a largura da alma próximo aos apoios;
- c) nos modelos moldados no local, os momentos fletores verticais negativos que ocorrem nos apoios centrais produziram resultados que exigem armaduras de compressão e taxas de armaduras longitudinais superiores às impostas pela NBR 6118 (2014) que é de 4%; todavia, não foi considerada a perda rigidez à flexão nesses pontos devido à fissuração, o que iria gerar reduções nos momentos fletores negativos e acréscimos nos momentos fletores positivos ao longo das longarinas;
- d) os momentos fletores verticais positivos para quase todos os casos proporcionaram valores de taxas de armaduras longitudinais estiveram dentro dos limites impostos pela NBR 6118 (2014), porém nos modelos pré-moldados as aberturas de fissuras foram superiores a 4 mm;
- e) em todos os modelos, exceto no moldado no local com duas longarinas, a rigidez à flexão equivalente no tempo inicial foi inferior à rigidez à flexão da seção de concreto

no estágio I, ou seja, os deslocamentos verticais serão maiores que os previstos na análise elástica linear.

A partir dos estudos aqui realizados, observa-se que o emprego das TI na condição de utilização da estrutura não foi essencial nos modelos estudados de pontes em viga e em pórtico, visto que:

- a) os deslocamentos paralelos ao tabuleiro não foram alterados consideravelmente;
- b) apenas os momentos de torção dos pilares reduziram-se, porém são desprezíveis no dimensionamento, enquanto os demais esforços mantiveram-se quase constantes;
- c) os momentos fletores verticais, esforços cortantes verticais e flechas tenderam a aumentar devido ao acréscimo do peso próprio;
- d) os momentos fletores horizontais não são preponderantes no dimensionamento;
- e) os esforços axiais e momentos de torção tiveram tanto acréscimos quanto decréscimos, ou seja, a otimização da estrutura pode reduzir estes valores sem as transversinas intermediárias;
- f) os dimensionamentos das longarinas provaram que a influência do emprego das TI não conduziu a melhoras significativas;
- g) o dimensionamento dos pilares não sofre interferência.

Salienta-se que os resultados são válidos apenas quando as vinculações impostas no modelo sejam compatíveis com a escolha, o dimensionamento e a execução das ligações na obra, sejam os aparelhos de apoio ou as fundações dos pilares. Além do que, foram desprezados efeitos dinâmicos, de sismos, não lineares etc. Logo, as conclusões aqui anotadas são ratificadas apenas para os modelos estudados com os parâmetros adotados.

6.1 Sugestão para trabalhos futuros

Seguem algumas sugestões para trabalhos futuros com a análise das transversinas intermediárias para sistemas estruturais de pontes:

- a) considerar as forças de protensão no sistema estrutural;
- b) variar as espessuras das lajes;
- c) variar a relação do peso das transversinas com o da estrutura;
- d) variar a relação de esbeltez dos pilares;
- e) utilizar coeficientes de molas nas ligações obtidos experimentalmente;

- f) estudar os impactos dinâmicos no tabuleiro;
- g) introduzir não linearidades na análise com MEF;
- h) introduzir esconsidades nos sistemas estruturais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABENDROTH, R. E.; KLAIBER, F. W.; SHAFER, M. W. Diaphragm Effectiveness in Prestressed-Concrete Girder Bridges. **Journal of Structural Engineering**, v. 121, p. 1362-1369. 1995.

ABREU, R. O. A.; AGUIAR, E. A. B. **Determinação da Envoltória dos Esforços de uma Laje Protendida através de uma Metodologia Alternativa para Produzir Superfícies de Influência**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE PONTES E ESTRUTURAS, 9, Rio de Janeiro, Brasil. 2016.

ALVES, E. V.; ALMEIDA, S. M.; JUDICE, F. M. S. Métodos de Análise Estrutural de Tabuleiros de Pontes em Vigas Múltiplas de Concreto Protendido. **Revista da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Fluminense (ENGEVISTA)**, v. 6, n. 2, p. 48-58. 2004.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO). **Guide specifications for LRFD seismic bridge design**. Washington, D.C. 2009.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO). **LRFD bridge design specifications**. Washington, D.C. 1998.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO). **Standard bridge design specifications**. Washington, D.C. 2002.

AMORIM, D. L. N. F.; BARBOZA, A. S. R.; BARBIRATO, J. C. **Análise do Comportamento de Sistemas Estruturais de Pontes em Vigas Utilizando a Técnica de Analogia de Grelha Aplicada ao Tabuleiro Associada a um Modelo de Pórtico**. In: ASOCIACIÓN ARGENTINA DE MECÁNICA COMPUTACIONAL, 1, Argentina. 2010.

ARAUJO, D. L. **Cisalhamento entre viga e laje pré-moldadas mediante nichos preenchidos com concreto de alto desempenho**. Tese. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, São Paulo, Brasil. 2002.

ARAUJO, M. C.; CAI, S. C. S.; TEIXEIRA, P. W. G. N.; VANÊSSA, M. N. **Distribuição transversal de cargas em ponte de concreto protendido pré-moldada – avaliação da influência das transversinas com uso de procedimentos da NBR 6118/2003, do LaDOTD e de modelos elementos finitos sólidos**. In: ENCONTRO NACIONAL DE PESQUISA-PROJETO-PRODUÇÃO EM CONCRETO PRÉ-MOLDADO, 1, São Carlos, Brasil. 2005.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT/ NBR 7480. **Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - Especificação**. Rio de Janeiro, Brasil. 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT/ NBR 8681. **Ações e segurança nas estruturas - Procedimento**. Rio de Janeiro, Brasil. 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT/ NBR 6123. **Forças devido ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, Brasil. 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT/ NBR 6118. **Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro, Brasil. 2014.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT/ NBR 7188. **Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas**. Rio de Janeiro, Brasil. 2013.

ATKIN, R. J.; FOX, N. **An Introduction to the Theory of Elasticity**. Longman Group Limited. USA. 1980.

BARBOZA, A. S. R. **Contribuição à análise estrutural de sistemas lajes-vigas de concreto armado mediante analogia de grelha**. Dissertação de mestrado. Departamento de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, São Paulo, Brasil. 1992.

BERNADI, D. F. **Estudo comparativo entre modelo de viga contínua e o modelo de pórtico espacial para uma estrutura em concreto armado de pequeno porte**. Monografia de Graduação. Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, Brasil. 2007.

CAI, C. S.; ARAUJO, M.; CHANDOLU, A.; AVENT, R. R.; ALAYWAN, W. Diaphragm Effects of Prestressed Concrete Girder Bridges: Review and Discussion. **Practical Periodical on Structural Design and Construction**, p. 161-167. 2007.

CAMPOS FILHO, A. **Dimensionamento de seções retangulares de concreto armado à flexão composta normal**. Notas de Aula. Escola de Engenharia, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Rio Grande do Sul, Brasil. 2014.

CARVALHO, J. M. F. **Análise não-linear de pórticos tridimensionais formados por elementos mistos de aço e concreto**. Dissertação de mestrado. Departamento de Engenharia Civil, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto, Minas Gerais, Brasil. 2007.

CATAI, E. **Análise dos efeitos da retração e fluência em vigas mistas**. Dissertação de mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Paulo, Brasil. 2005.

CENTRO BRASILEIRO DA CONSTRUÇÃO EM AÇO – CBCA. **Ligações em estruturas metálicas – Volume II**. 4ed. Instituto Aço Brasil. Rio de Janeiro, Brasil. 2003.

CHANDOLU, A. **Assessing the Needs for Intermediate Diaphragms in Prestressed Concrete Girder Bridges**. Thesis (Master of Science degree) – Department of Civil and Environmental Engineering, Faculty of the Louisiana State University. Louisiana State, USA. 2003.

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

Computer & Structures, INC. **CSi Analysis Reference Manual**. USA. 2013.

CSiBridge®. **Integrated 3D Bridge Design Software**. Computers & Structures, Inc. Berkeley, CA, USA. 2016.

EL DEBS, M. K.; TAKEYA, T. **Introdução às Pontes de Concreto**. Notas de Aula. Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, São Paulo, Brasil. 2009.

FENNER, R. T. **Finite Element Methods for Engineers**. Imperial College Press. 1 ed. London, England. 1975.

GREEN, T.; YAZDANI, N.; SPAINHOUR, L. Contribution of Intermediate Diaphragms in Enhancing Precast Bridge Girder Performance. **Journal of Performance of Constructed Facilities**, v. 18, p. 142-146. 2004.

HAMBLY, E. C. **Bridge Deck Behaviour**. E & FN Spon. 2 ed. London, England. 1991.

FU, C. C.; WANG, S. **Computational Analysis and Design of Bridge Structures**. CRC Press. USA. 2015.

FULGÊNCIO, J. P. T. O. R.; PAULA, F. A.; AZEVEDO, C. P. B. **Análise do Uso de Transversinas em Pontes de Concreto Armado**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE PONTES E ESTRUTURAS, 7, Rio de Janeiro, Brasil. 2014.

KHATRI, V.; MAITI, P. R.; SINGH, P. K.; KAR, A. Analysis of Skew Bridges Using Computational Methods. **International Journal of Computational Engineering**, v. 2, p. 628-636. 2012.

KIM, N.; SANKAR, B. V. **Introdução à Análise e ao Projeto em Elementos Finitos**. Livros Técnicos e Científicos Editora Ltda. Rio de Janeiro, Brasil. 2011.

LAI, M.; KREMPL, E.; RUBEN, D. **Introduction to Continuum Mechanics**. Elsevier Inc. 4 ed. Oxford, England. 2010.

LEE, G. C.; STERNBERG, E. **Bridges Their Engineering and Planning**. State University of New York Press. New York, USA. 2015.

LEONHARDT, F. **Princípios Básicos da Construção de Pontes de Concreto**. Editora Interciência Ltda. Rio de Janeiro, Brasil. 1979.

PINHEIRO, L. M. **Fundamentos do Concreto e Projetos de Edifícios**. Notas de Aula. Escola de Engenharia de São Carlos, Departamento de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo. São Carlos, São Paulo, Brasil. 2005.

MARCHETTI, O. **Pontes de Concreto Armado**. Editora Blucher. 1 ed. São Paulo, Brasil. 2008.

MARQUES, S. P. C. **Placas e Cascas**. Notas de Aula. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - PPGEC, Universidade Federal de Alagoas. Alagoas, Brasil. 2014.

MENDES, L. C.; PUGA, M. H. R. G.; ALVES, R. A. **A importância dos Aparelhos de Apoio na Reabilitação de Estruturas de Pontes**. In: CONGRESSO INTERNACIONAL SOBRE PATOLOGÍA Y RECUPERACIÓN DE ESTRUCTURAS, 6, Córdoba, Argentina. 2010.

NETO, A. G. A. **Método de Leonhardt**. Notas de Aula. Universidade Presbiteriana Mackenzie. São Paulo, Brasil. 2015.

NORMA DNIT 091. **Tratamento de aparelhos de apoio: concreto, neoprene e metálicos – Especificações de serviço**. Rio de Janeiro, Brasil. 2006.

O'BRIEN, E.; KEOGH, D. **Bridge Deck Analysis**. E & FN Spon. London, England. 1999.

OLIVEIRA, J. C. A. **Avaliação da rigidez de pórticos tridimensionais de concreto armado**. Tese de doutorado. Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, Brasil. 2007.

PINHO, M. F. **Pontes Integrais Aspectos de Projeto e Construção**. Dissertação de mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília. Brasília, Brasil. 2009.

REBOUÇAS, A. S.; JOVEM, T. P.; FILHO, J. N.; DIÓGENES, H. J. F.; MATA, R. C. **Análise Comparativa da Distribuição de Carga em Pontes Hiperestáticas de Concreto Armado com Múltiplas Longarinas por Meio de Modelos Analíticos Clássicos e do Método do Elementos Finitos**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE PONTES E ESTRUTURAS, 9, Rio de Janeiro, Brasil. 2016.

REIS, E. M. **Análise de Pavimentos de Edifícios Utilizando a Analogia de Grelha**. Dissertação de mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - PPGEC, Universidade Federal de Santa Catarina. Santa Catarina, Brasil. 2007.

REZENDE, P.G.; MALITE, M.; NETO, J. M. Análise numérica de ligações parafusadas em chapas finas e perfis formados a frio. **Semina: Ciências Exatas e Tecnológicas**, v. 27, p. 23-27. 2006.

SAP2000®. **Integrated Software for Structural Analysis and Design**. Computers & Structures, Inc. Berkeley, CA, USA. 2016.

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

SILVA, J. D. G. L. **Desenvolvimento de um ambiente para auxílio de projeto de elementos lineares em estruturas de aço via web**. Monografia de Graduação. Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Alagoas. Alagoas, Brasil. 2010.

SORIANO, H. L. **Análise de Estruturas – Formulação Matricial e Implementação Computacional**. Editora Ciência Moderna Ltda. Rio de Janeiro, Brasil. 2005.

STUCCHI, F. R. **Pontes e Grandes Estruturas**. Notas de Aula. Departamento de Estruturas e Fundações, Universidade de São Paulo, Escola Politécnica. São Paulo, Brasil. 2006.

TONIAS, D. E.; ZHAO, J. J. **Bridge Engineering: Design, Rehabilitation, and Maintenance of Modern Highway Bridges**. McGraw-Hill Professional. 2 ed. New York, USA. 2007.

VENTSEL, E.; KRAUTHAMMER, T. **Thin Plates and Shells**. Marcel Dekker Inc. New York, USA. 2001.

VIEIRA, M. I. C. (2013). **Tipologia, instalação, funcionamento e manutenção dos diversos tipos de aparelhos de apoio em Obras de Arte**. Dissertação. Área Departamental de Engenharia Civil, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa. Lisboa, Portugal.

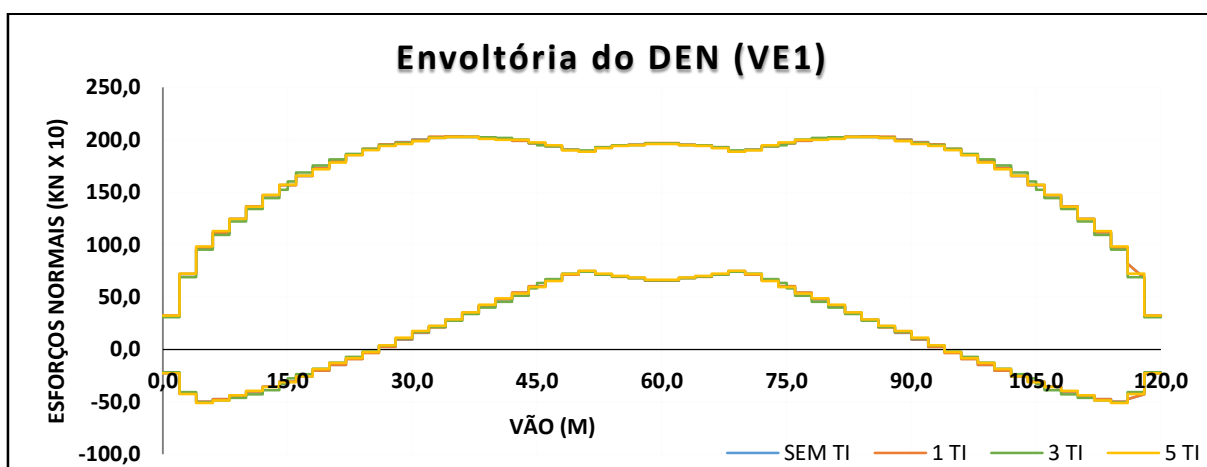
APÊNDICE A – Resultados dos modelos com duas longarinas

Este APÊNDICE tem como função apresentar os resultados obtidos nas longarinas, sendo ilustrado os diagramas dos esforços axiais (DEN), esforços cortantes (DEC) e momentos de torção (DMT) e momentos fletores (DMF). Os momentos fletores verticais, aqui apresentados, são aqueles que acontecem em torno do eixo de maior inércia da viga, enquanto os horizontais atuam em torno do eixo de menor inércia. Os cortantes verticais atuam perpendicularmente e os horizontais paralelamente ao eixo de maior inércia.

a) Esforços para o modelo moldado no local com duas longarinas (M1):

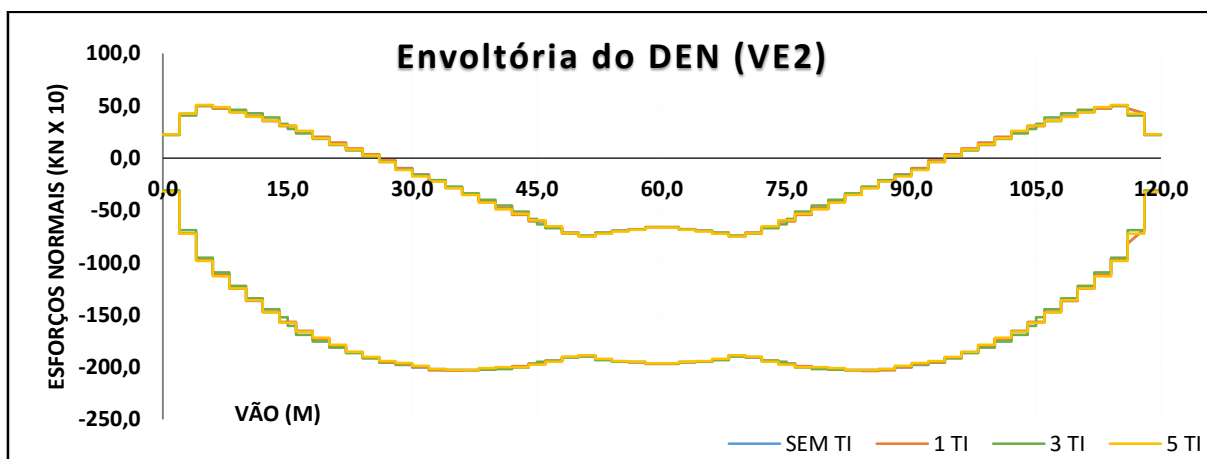
a.1) Envoltória das combinações normais últimas (CNU):

Figura A.1 – Envoltória do DEN na longarina externa do modelo M1 das CNU.



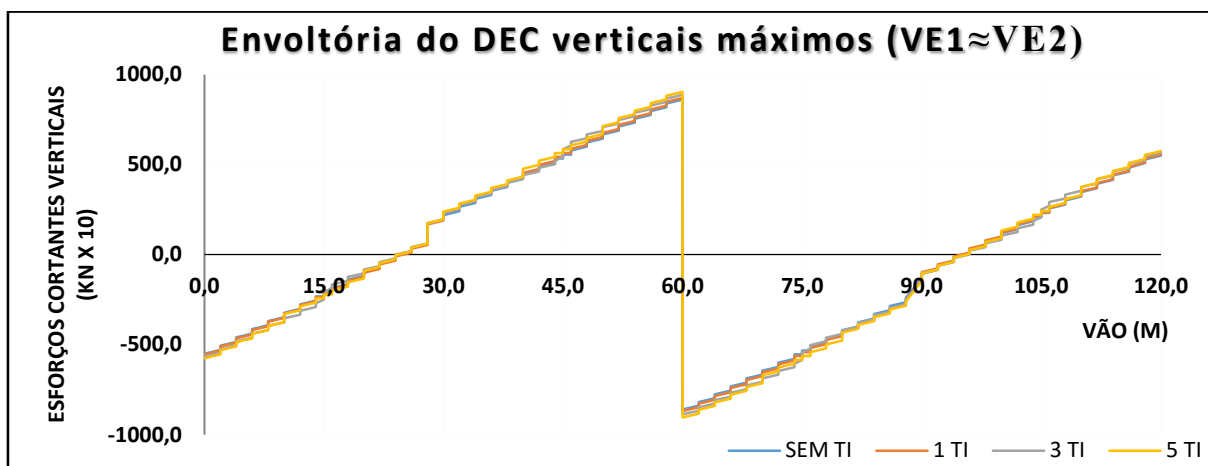
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura A.2 – Envoltória do DEN na longarina externa (VE2) do modelo M1 das CNU.



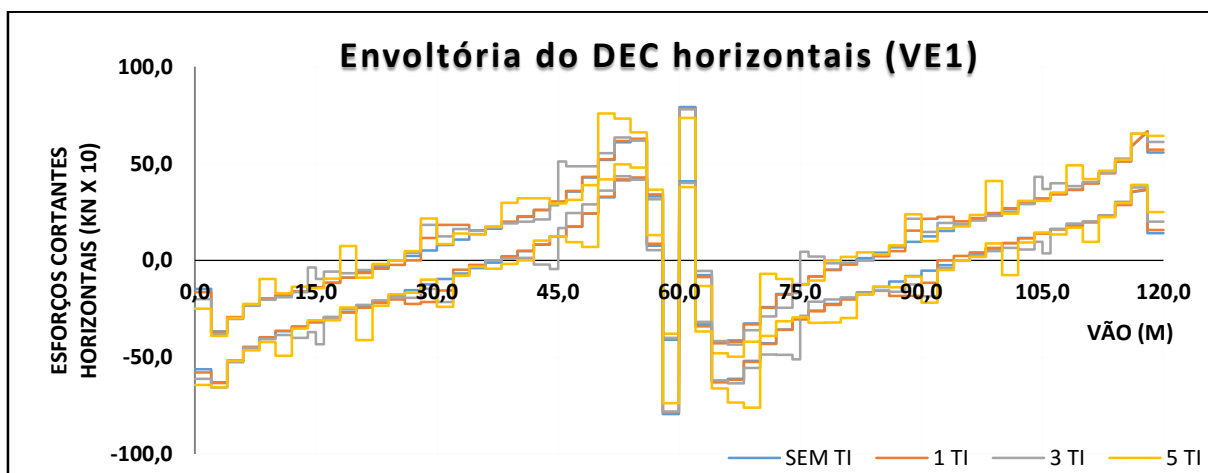
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura A.3 – Envoltória do DEC verticais nas VE1 e VE2 do modelo M1 das CNU.



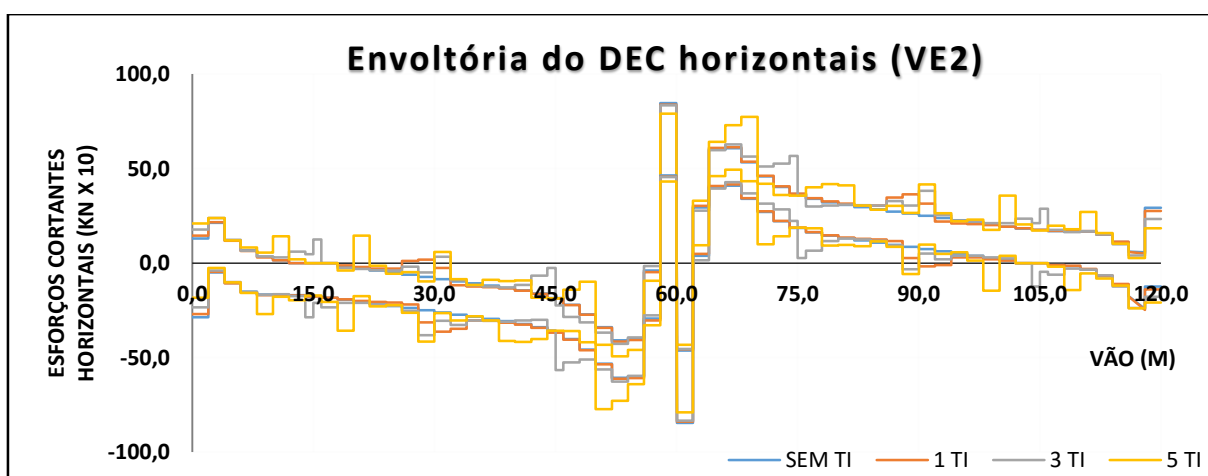
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura A.4 – Envoltória do DEC horizontais na VE1 do modelo M1 das CNU.



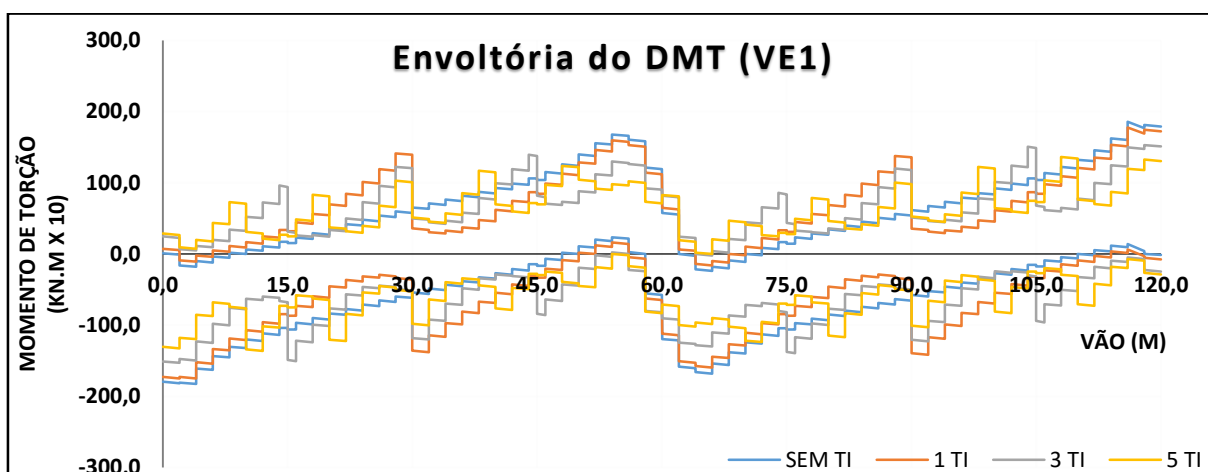
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura A.5 – Envoltória do DEC horizontais na VE2 do modelo M1 das CNU.



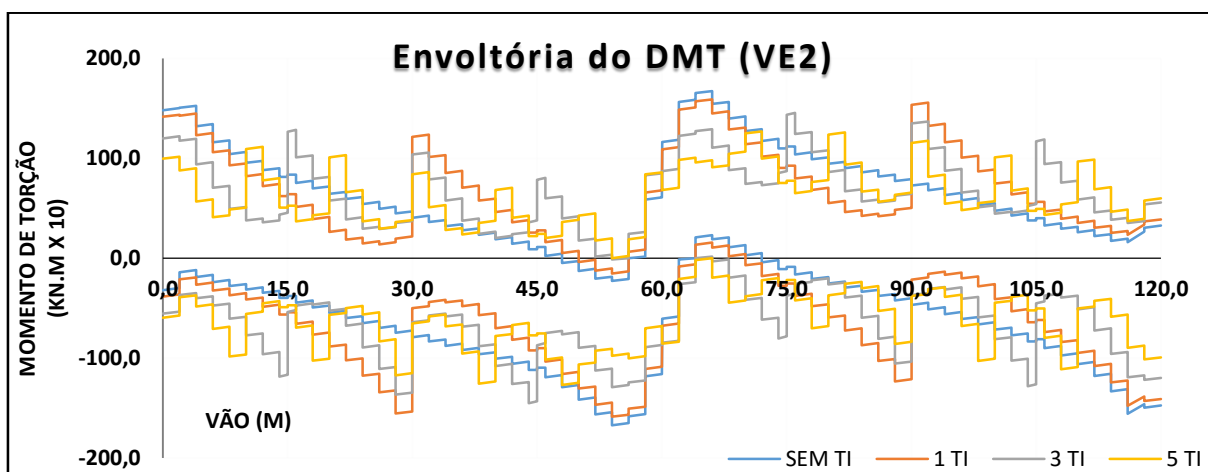
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura A.6 – Envoltória do diagrama de momentos de torção na VE1 do modelo M1 das CNU.



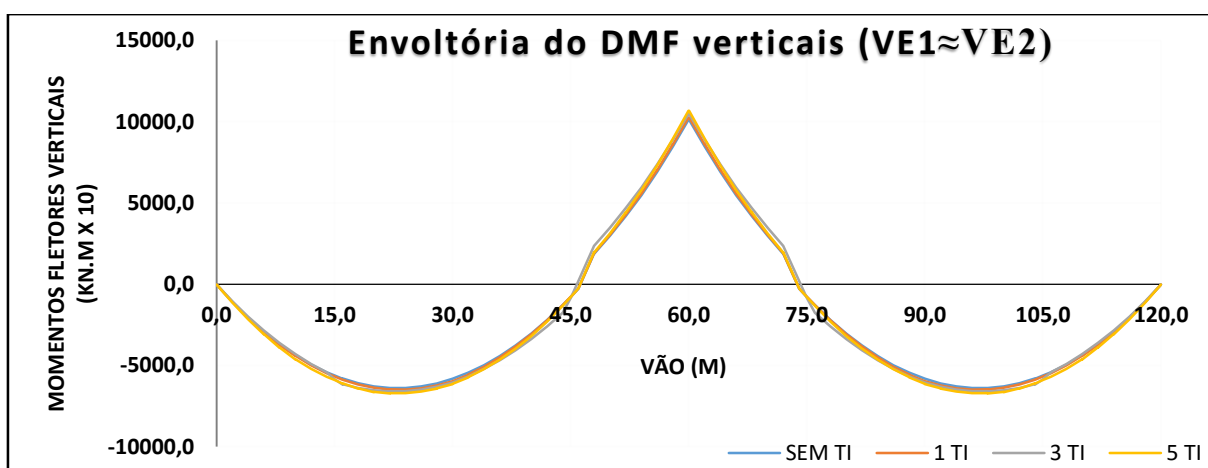
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura A.7 – Envoltória do diagrama de momentos de torção na VE2 do modelo M1 das CNU.



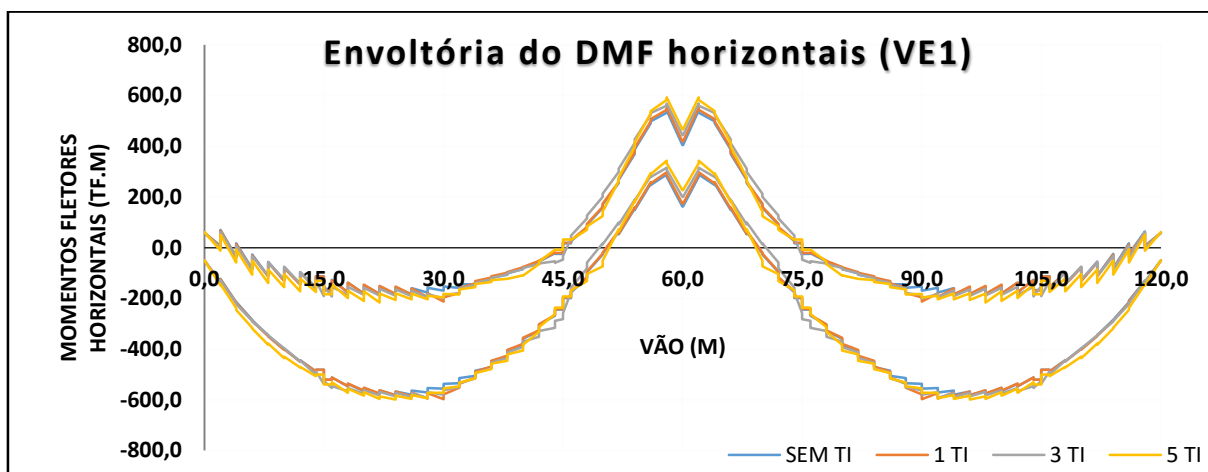
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura A.8 – Envoltória do DMF verticais nas VE1 e VE2 do modelo M1 das CNU.



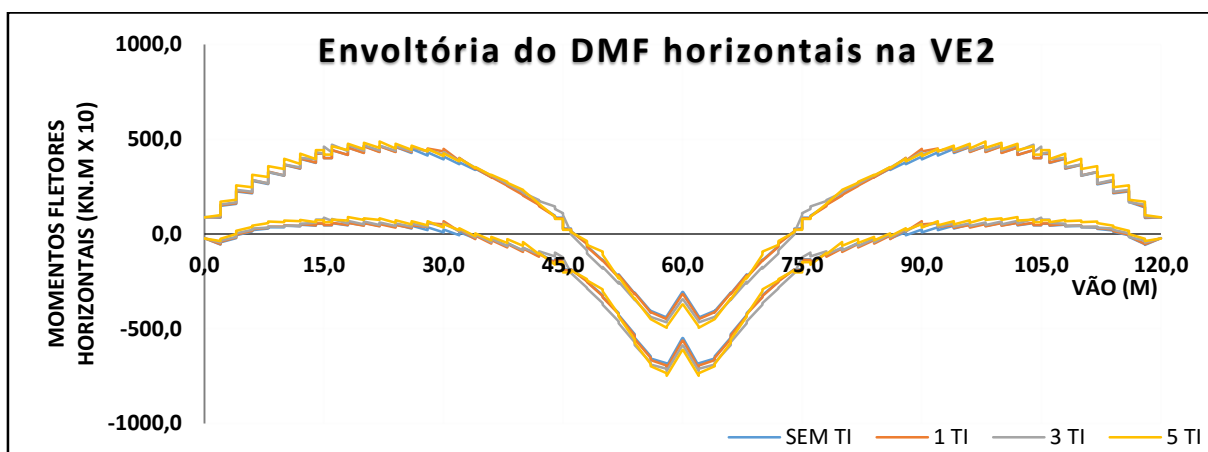
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura A.9 – Envoltória do diagrama de momentos fletores horizontais na VE1 para M1 das CNU.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

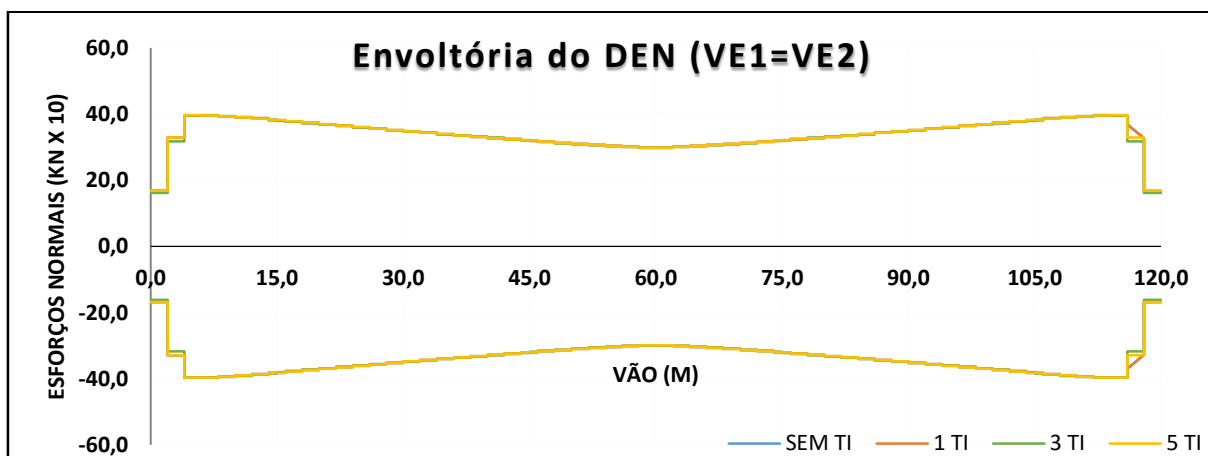
Figura A.10 – Envoltória do diagrama de momentos fletores horizontais na VE2 para M1 das CNU.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

a.2) Frenagem e aceleração – carga móvel horizontal (CMH):

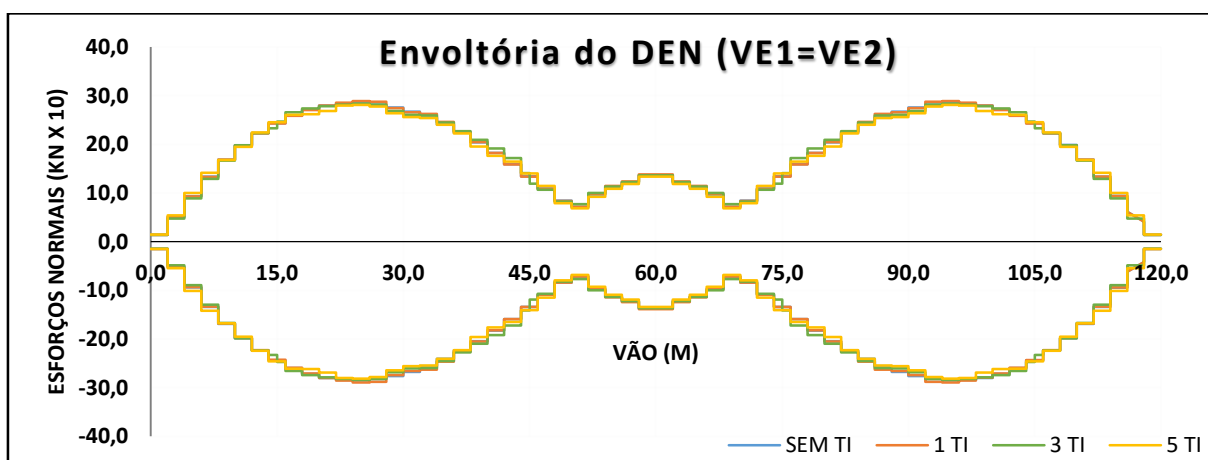
Figura A.11 – Envoltória do DEN nas longarinas externas do modelo M1 da CMH.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

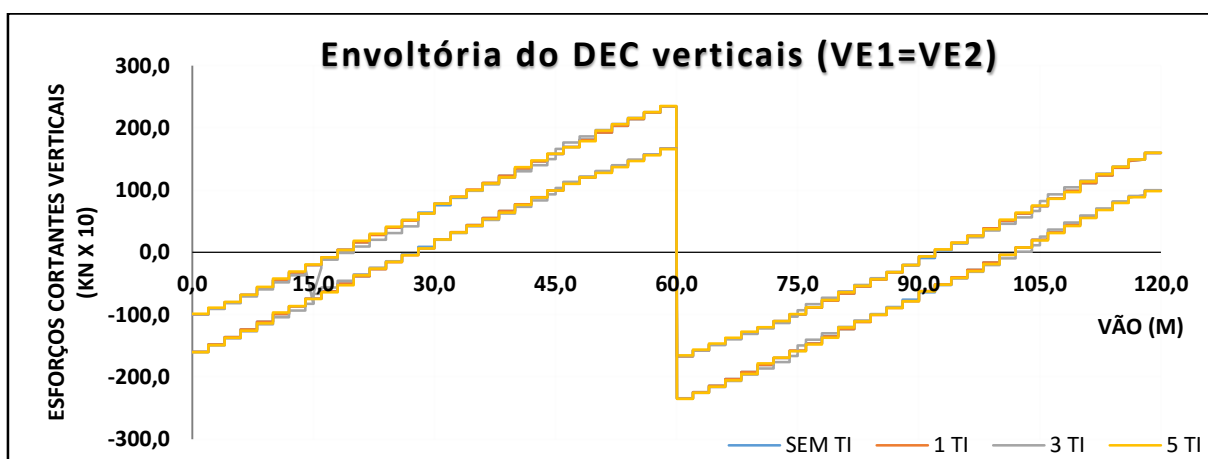
a.3) Carga móvel vertical (CMV):

Figura A.12 – Envoltória do DEN nas longarinas externas do modelo M1 da CMV.



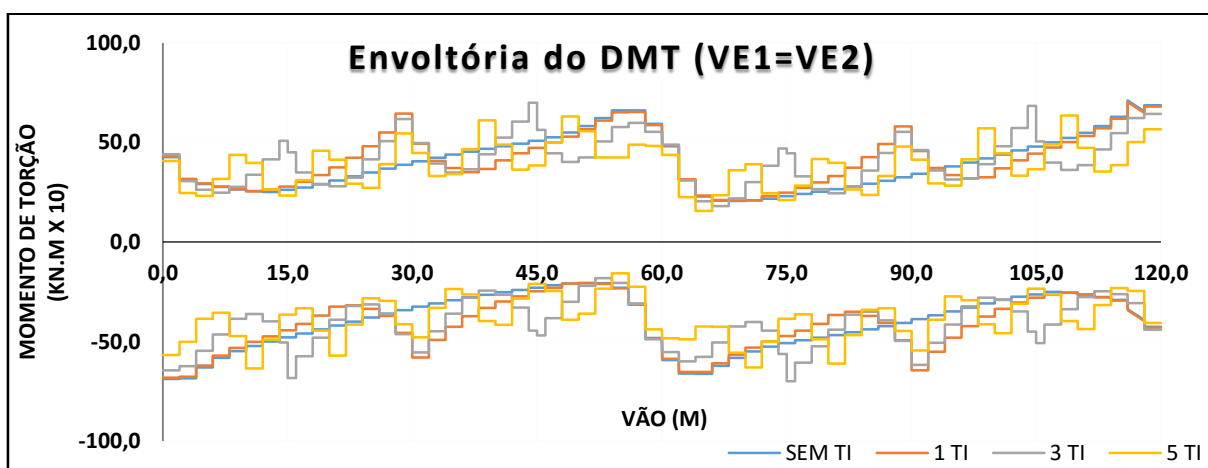
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura A.13 – Envoltória do DEC verticais nas longarinas externas para M1 da CMV.



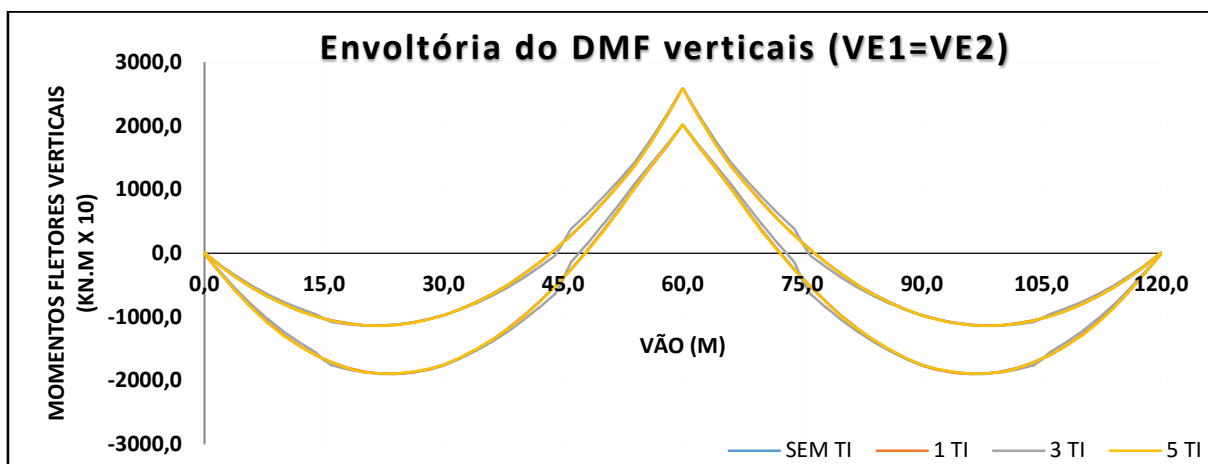
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura A.14 – Envoltória do DMT nas longarinas externas do modelo M1 da CMV.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

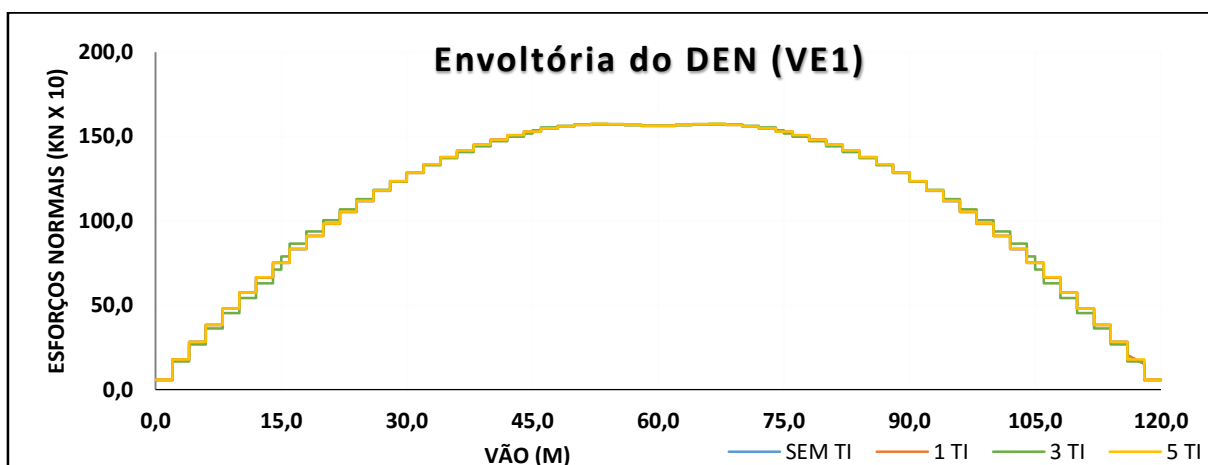
Figura A.15 – Envoltória do DMF verticais nas VE1 e VE2 do modelo M1 da CMV.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

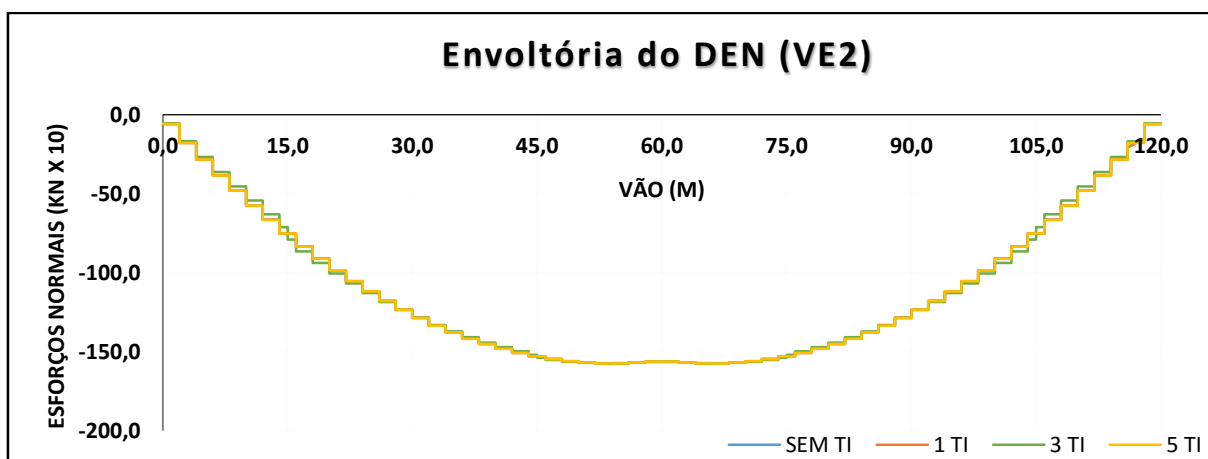
a.4) Vento:

Figura A.16 – Envoltória do DEN na VE1 do modelo M1 para a ação do vento.



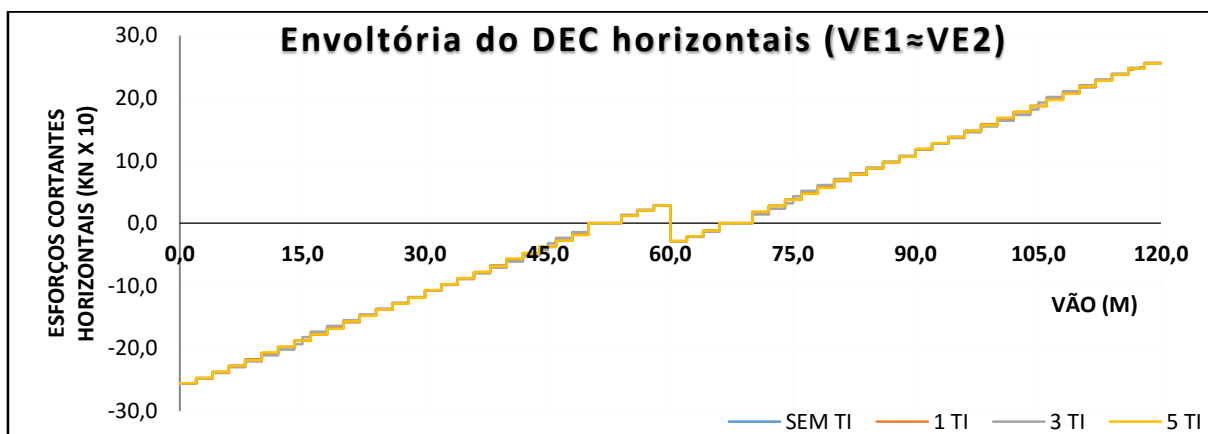
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura A.17 – Envoltória do DEN na VE2 do modelo M1 para a ação do vento.



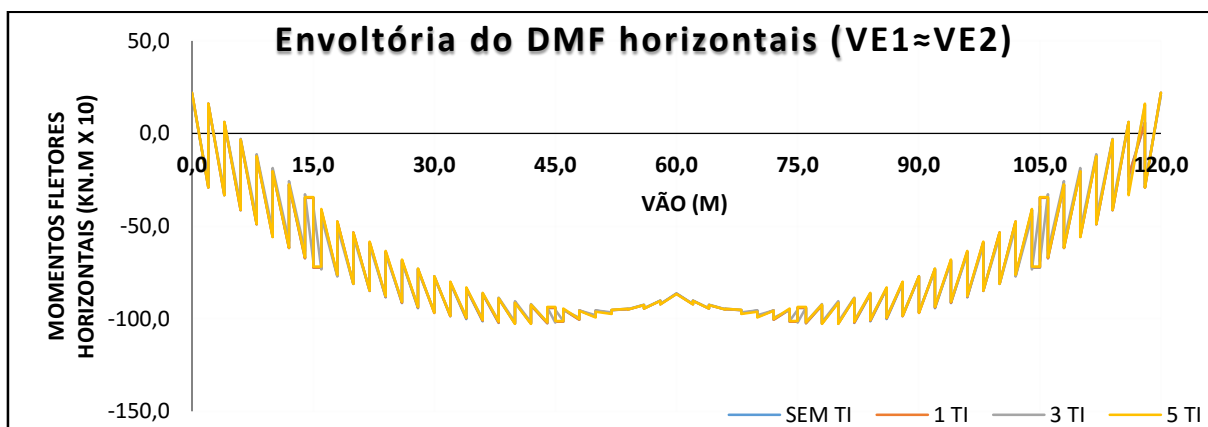
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura A.18 – Envoltória do DEC nas VE1 e VE2 do modelo M1 para a ação do vento.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura A.19 – Envoltória do DMF horizontais nas VE1 e VE2 do modelo M1 para a ação do vento.

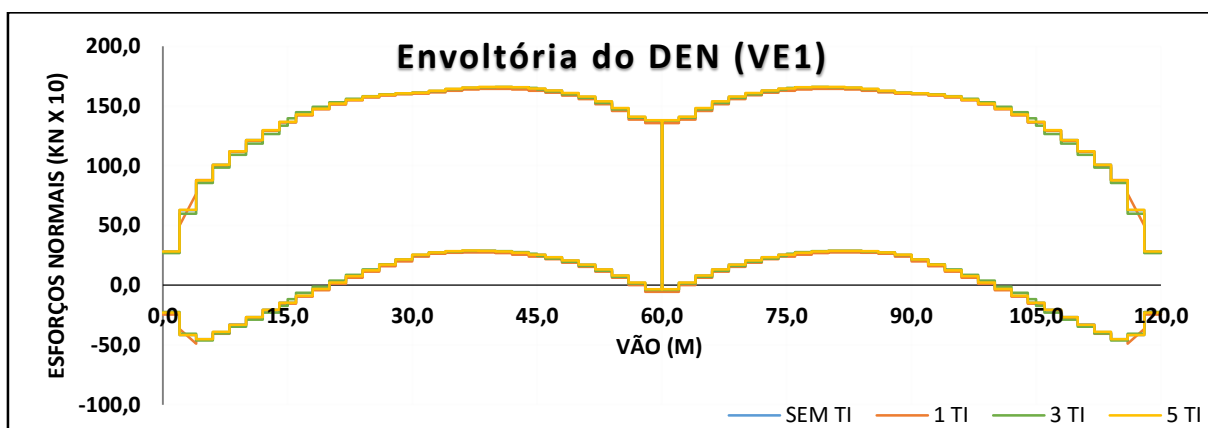


Fonte: elaborado pelo autor (2016)

b) Esforços para o modelo pré-moldado com duas longarinas (P1):

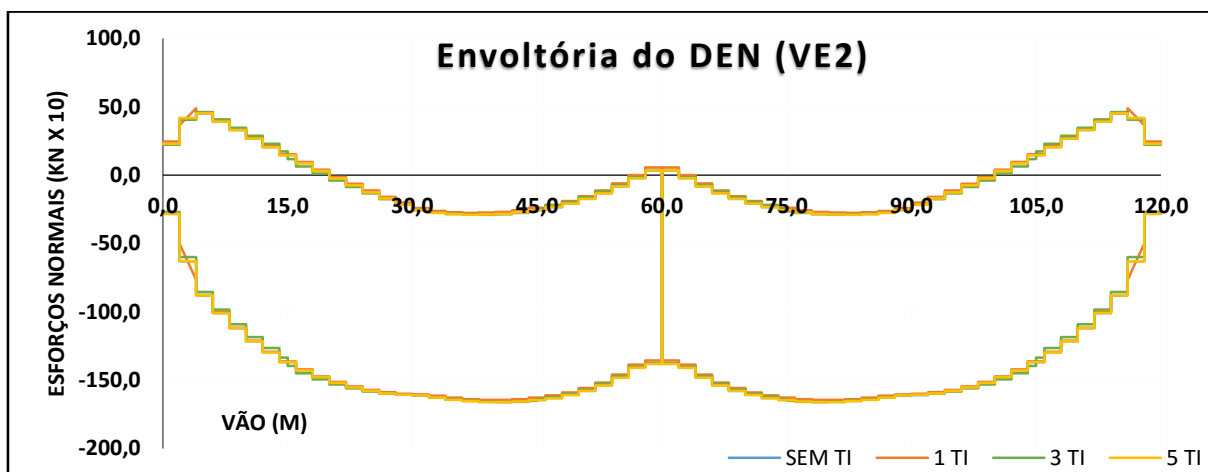
b.1) Envoltória das combinações normais últimas (CNU):

Figura A.20 – Envoltória do DEN na longarina externa (VE1) do modelo P1 das CNU.



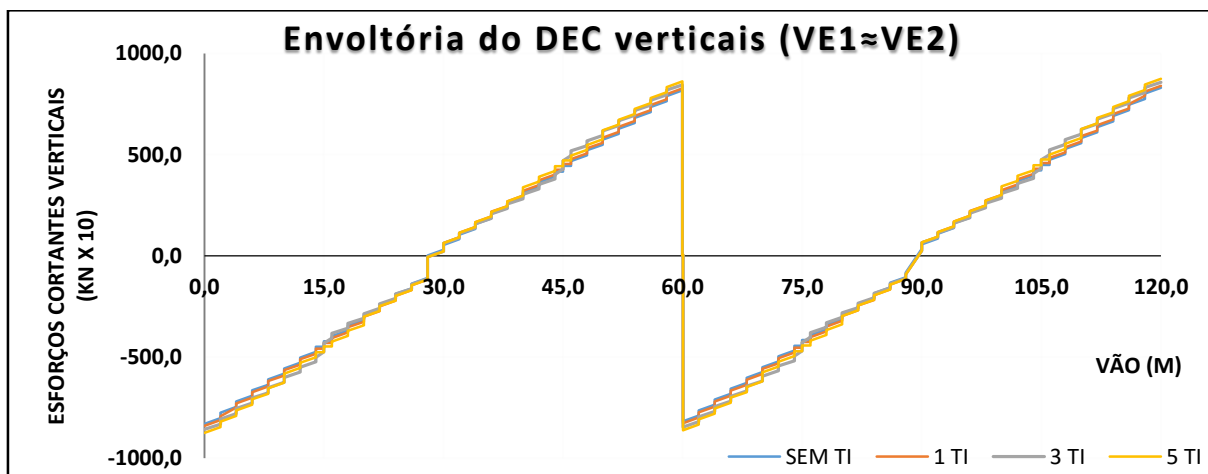
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura A.21 – Envoltória do DEN na longarina externa (VE2) do modelo P1 das CNU.



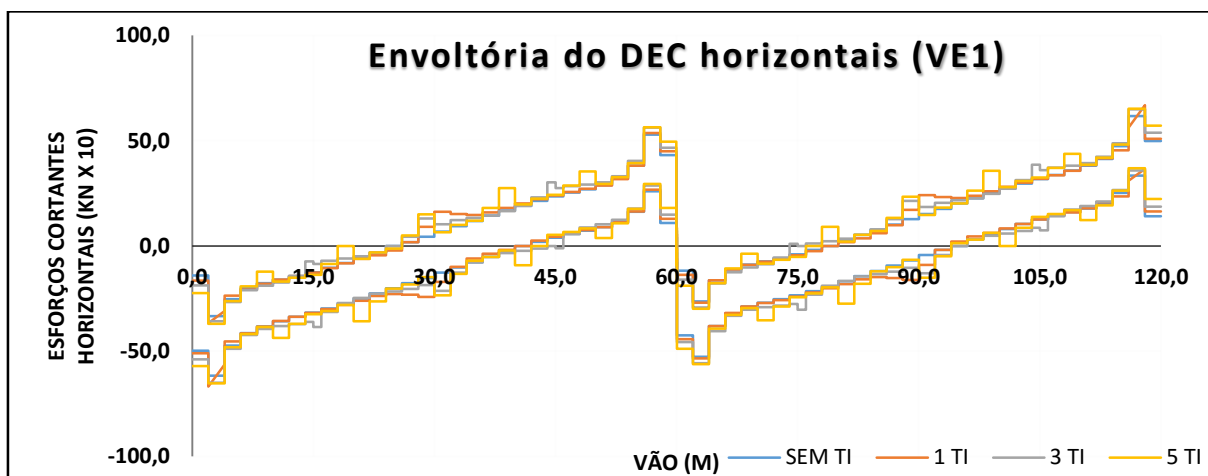
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura A.22 – Envoltória do DEC verticais nas VE1 e VE2 do modelo P1 das CNU.



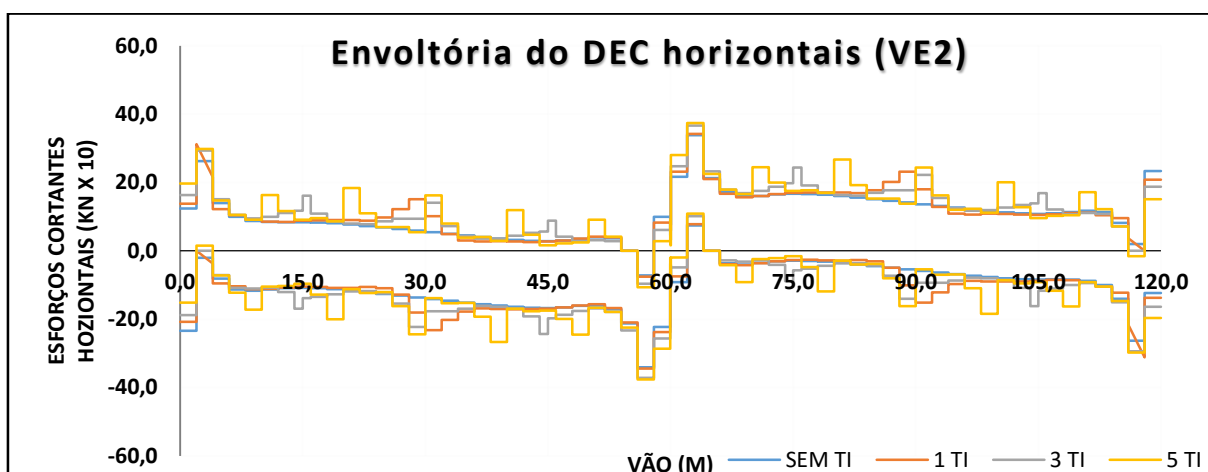
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura A.23 – Envoltória do DEC horizontais na VE1 do modelo P1 das CNU.



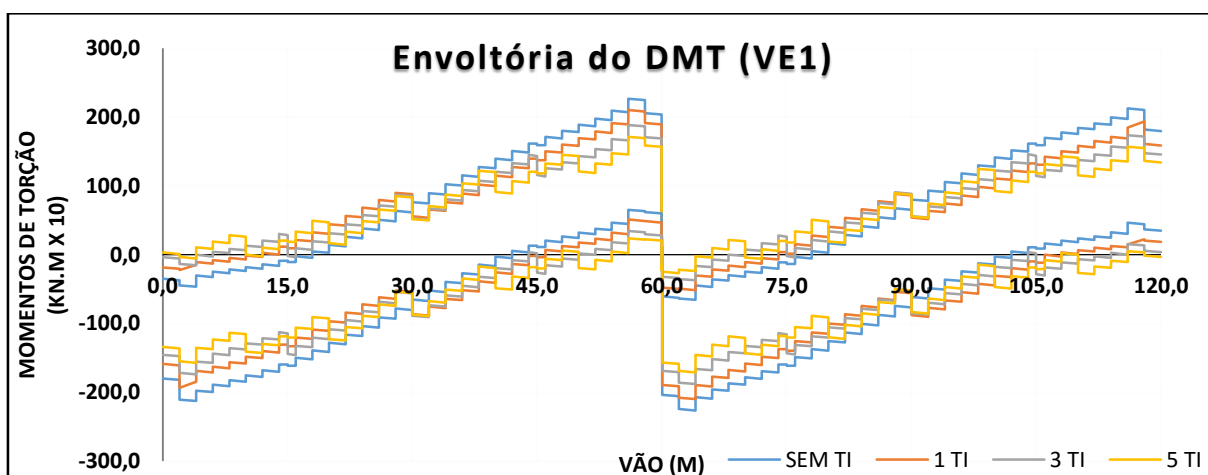
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura A.24 – Envoltória do DEC horizontais na VE2 do modelo P1 das CNU.



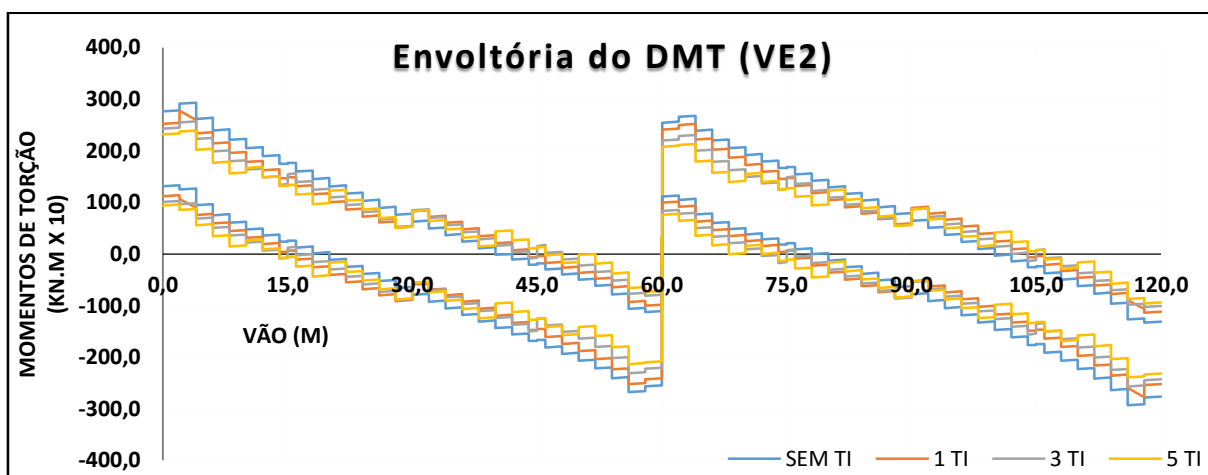
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura A.25 – Envoltória do diagrama de momentos de torção na VE1 do modelo P1 das CNU.



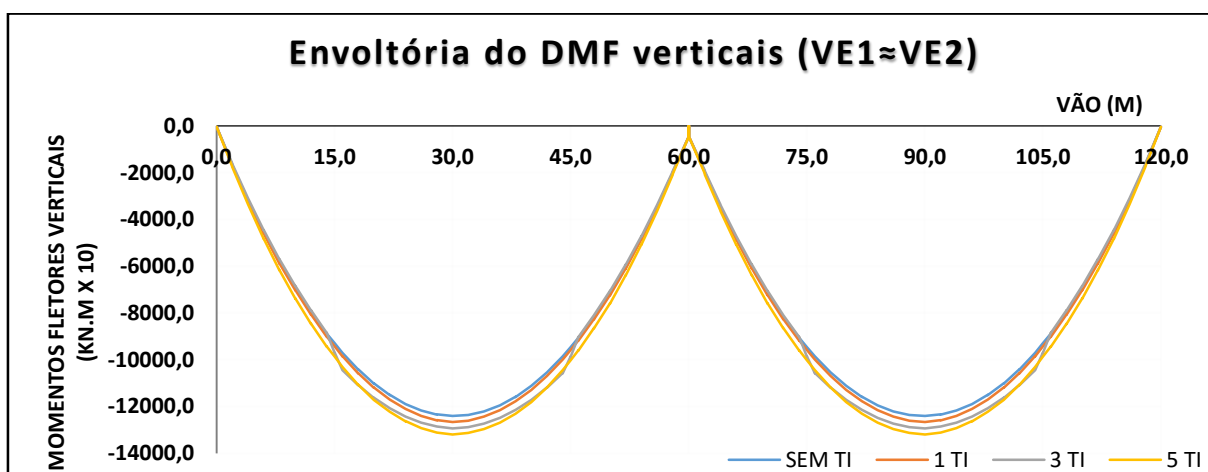
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura A.26 – Envoltória do diagrama de momentos de torção na VE2 do modelo P1 das CNU.



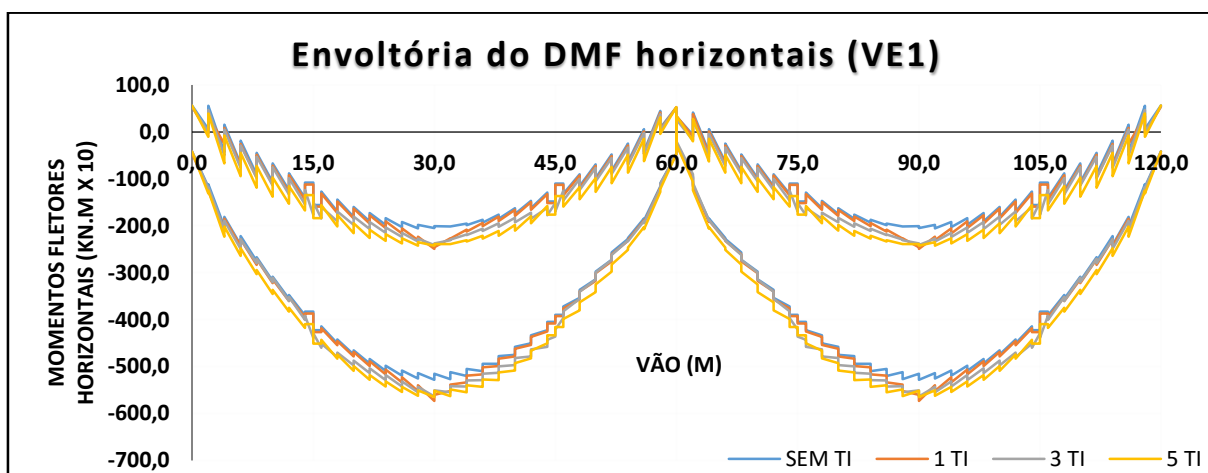
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura A.27 – Envoltória do DMF verticais nas VE1 e VE2 do modelo P1 das CNU.



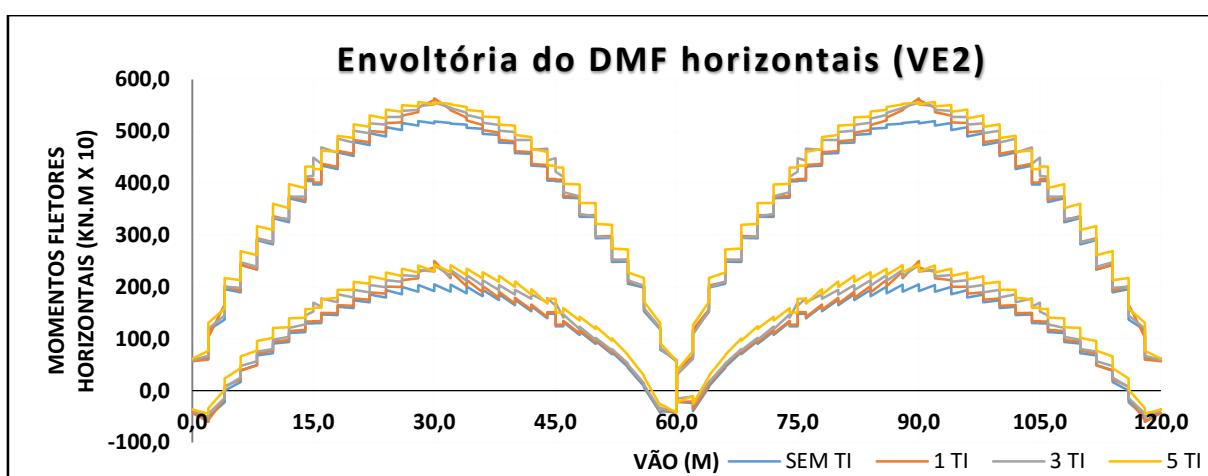
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura A.28 – Envoltória do DMF horizontais na longarina VE1 para P1 das CNU.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

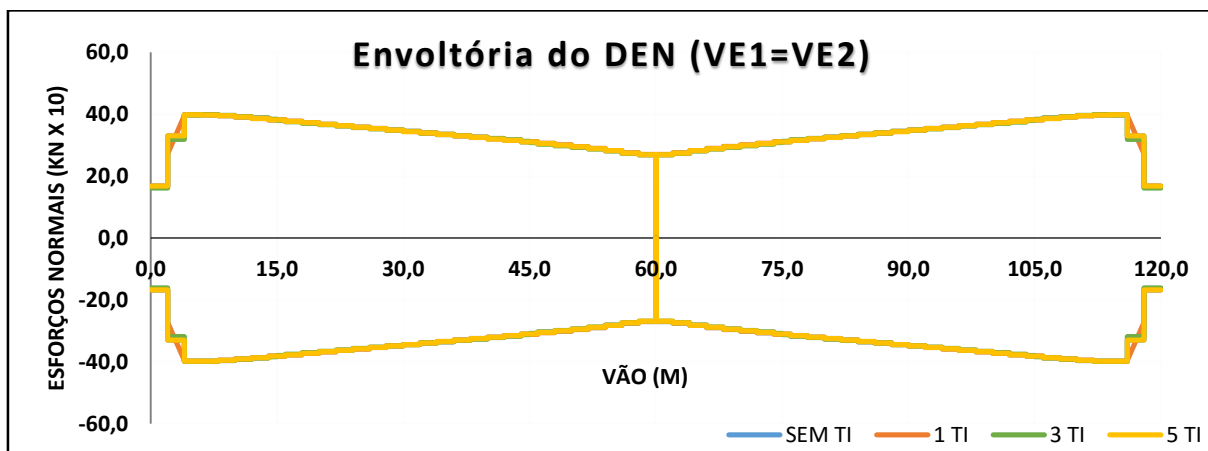
Figura A.29 – Envoltória do diagrama de momentos fletores horizontais na VE2 para P1 das CNU.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

b.2) Frenagem e aceleração – carga móvel horizontal (CMH):

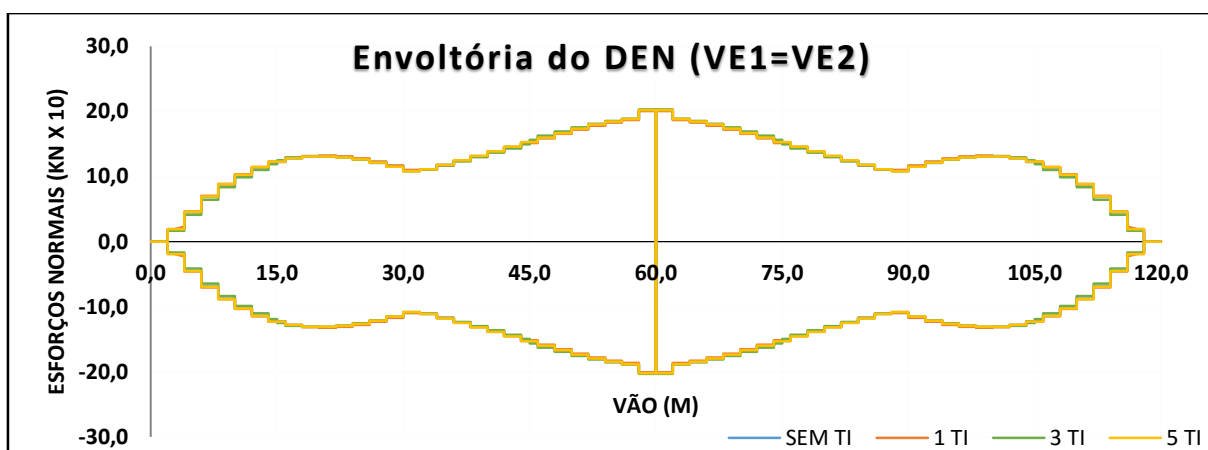
Figura A.30 – Envoltória do DEN nas longarinas externas do modelo P1 da CMH.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

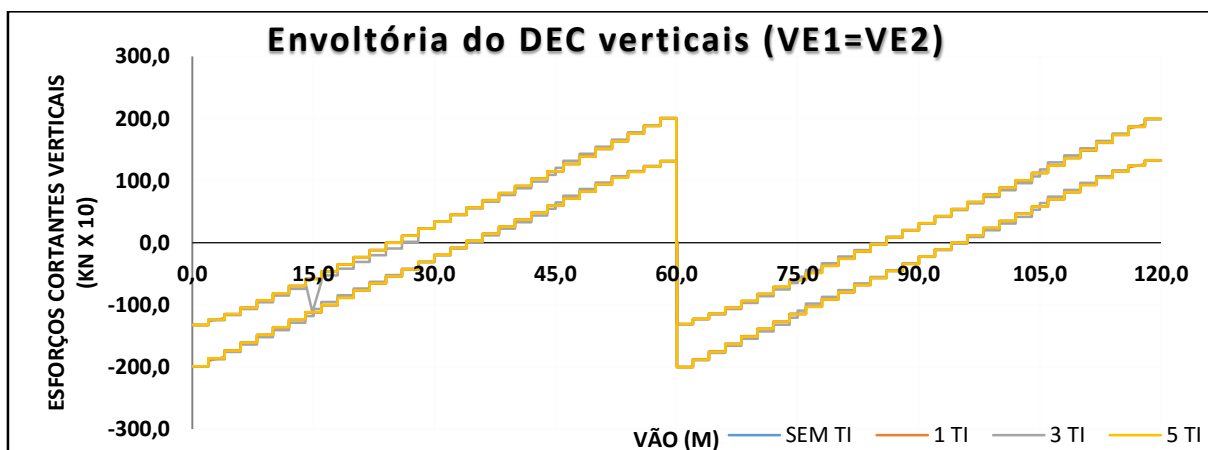
b.3) Carga móvel vertical (CMV):

Figura A.31 – Envoltória do DEN nas longarinas externas do modelo P1 da CMV.



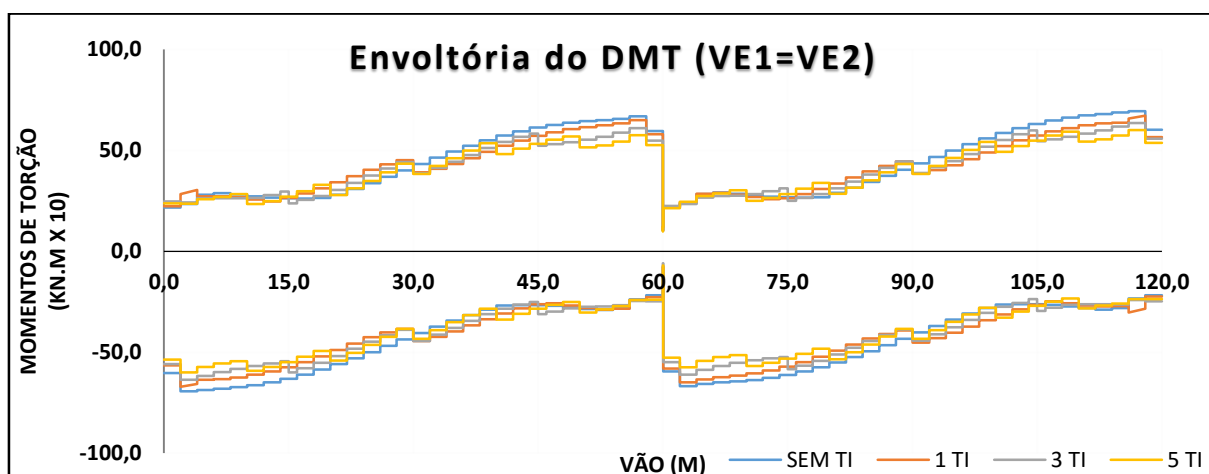
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura A.32 – Envoltória do DEC verticais nas longarinas externas para P1 da CMV.



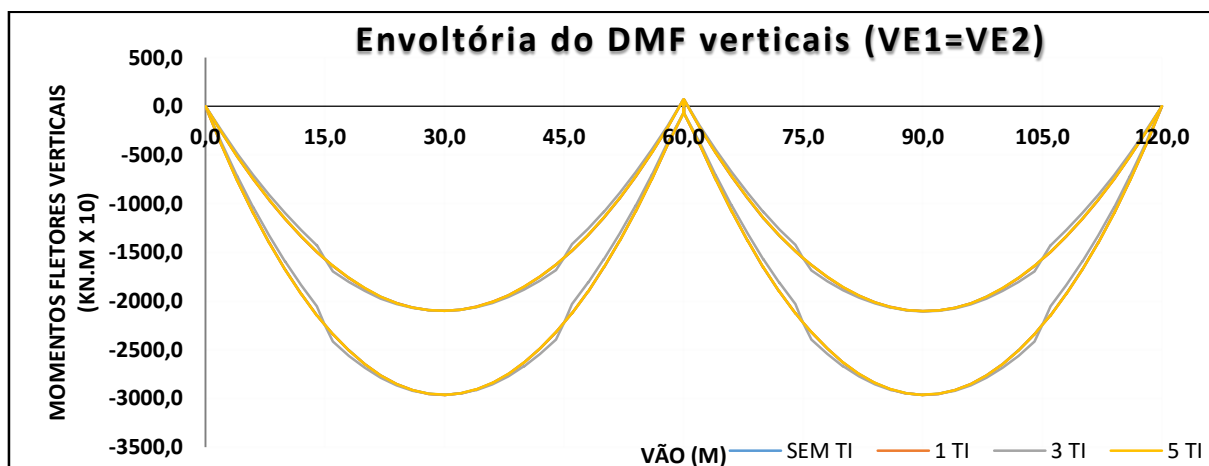
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura A.33 – Envoltória do DMT nas longarinas externas do modelo P1 da CMV.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

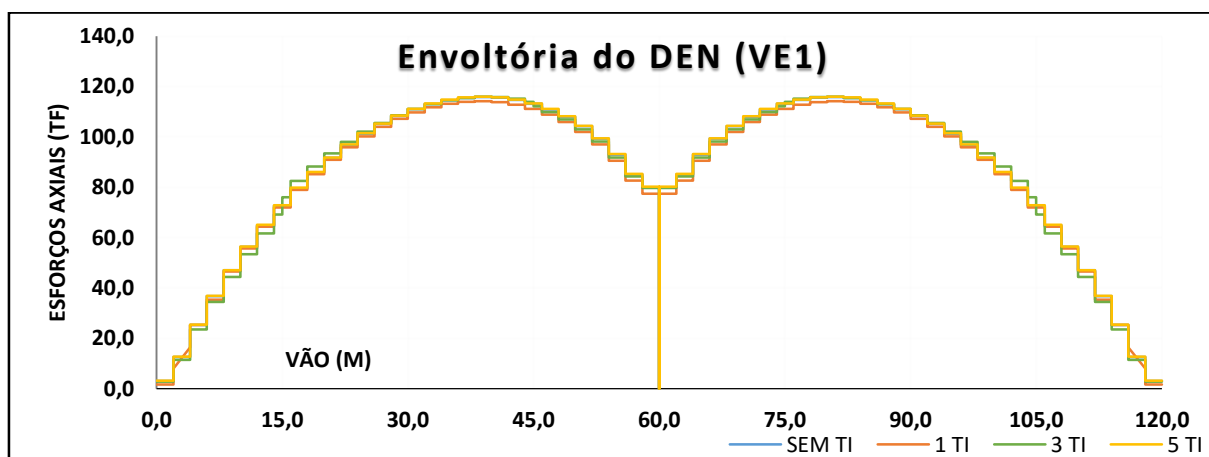
Figura A.34 – Envoltória do DMF verticais nas VE1 e VE2 do modelo P1 da CMV.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

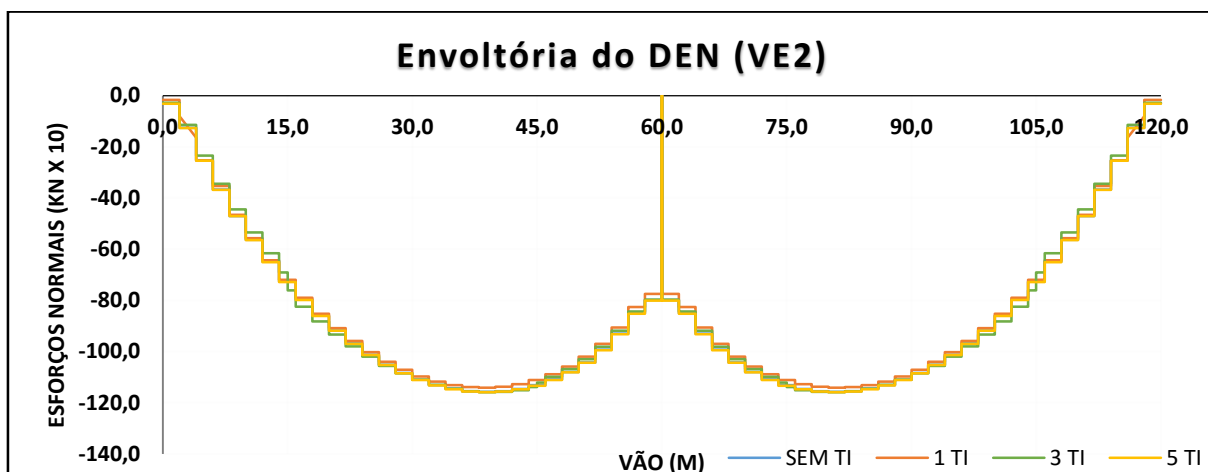
b.4) Vento:

Figura A.35 – Envoltória do DEN na VE1 do modelo P1 para a ação do vento.



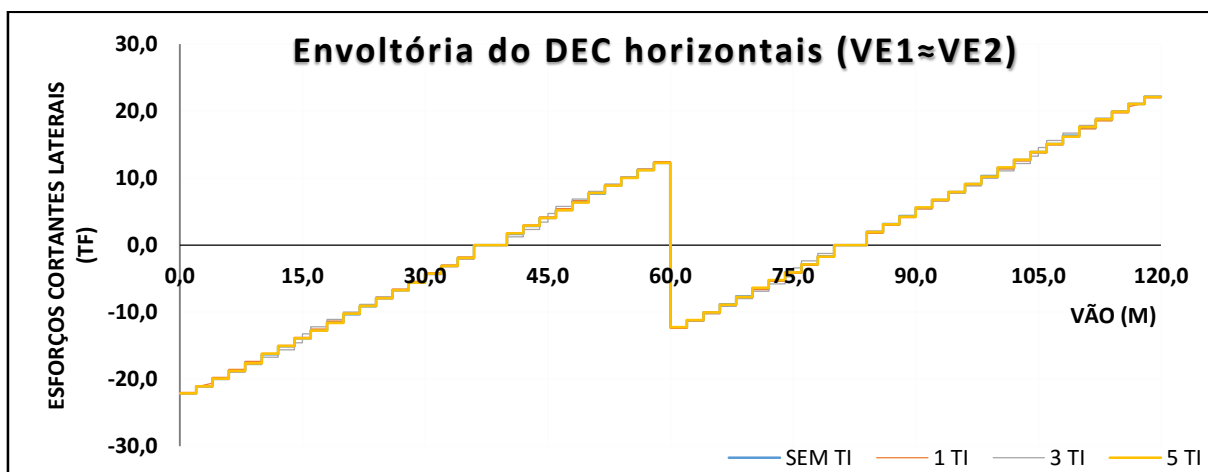
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura A.36 – Envoltória do DEN na VE2 do modelo P1 para a ação do vento.



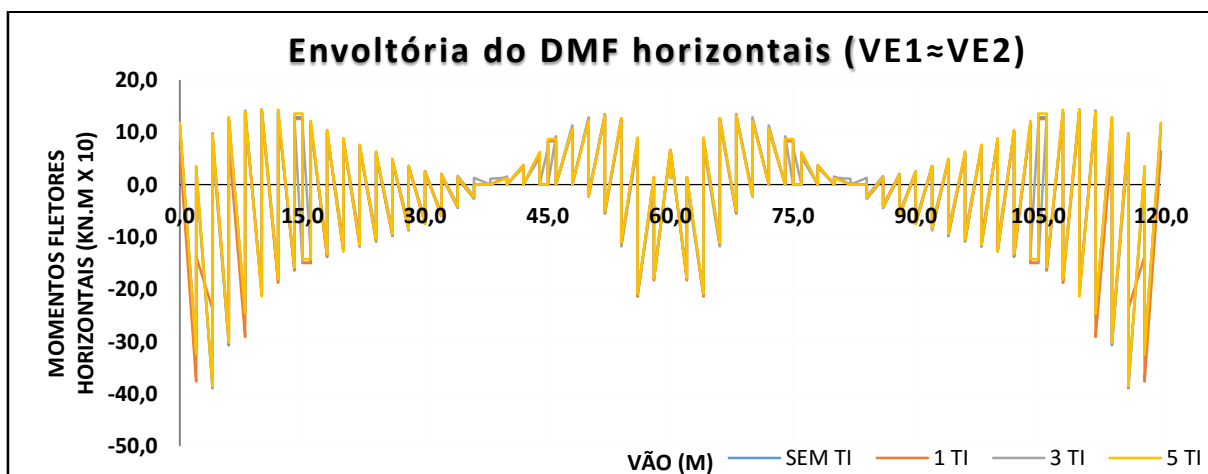
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura A.37 – Envoltória do DEC horizontais nas VE1 e VE2 do modelo P1 para a ação do vento.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura A.38 – Envoltória do DMF horizontais nas VE1 e VE2 do modelo P1 para a ação do vento.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

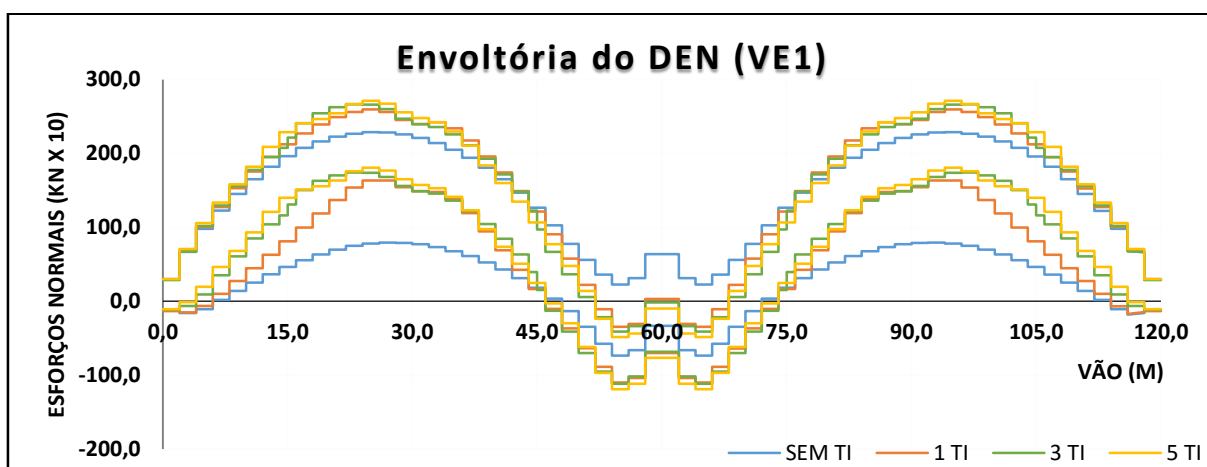
APÊNDICE B – Resultados dos modelos com quatro longarinas

Este APÊNDICE tem como função apresentar os resultados obtidos nas longarinas, sendo ilustrado os diagramas dos esforços axiais (DEN), esforços cortantes (DEC), momentos de torção (DMT) e momentos fletores (DMF). Os momentos fletores verticais, aqui apresentados, são aqueles que acontecem em torno do eixo de maior inércia da viga, enquanto os horizontais atuam em torno do eixo de menor inércia. Os cortantes verticais atuam perpendicularmente e os horizontais paralelamente ao eixo de maior inércia.

a) Esforços para o modelo moldado no local com quatro longarinas (M2):

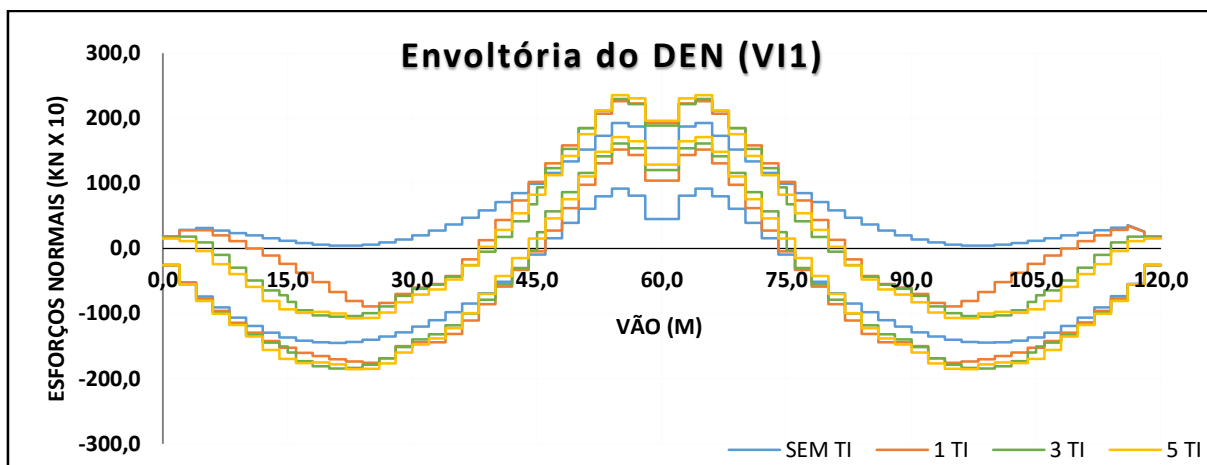
a.1) Envoltória das combinações normais últimas (CNU):

Figura B.1 – Envoltória do DEN na longarina externa (VE1) do modelo M2 das CNU.



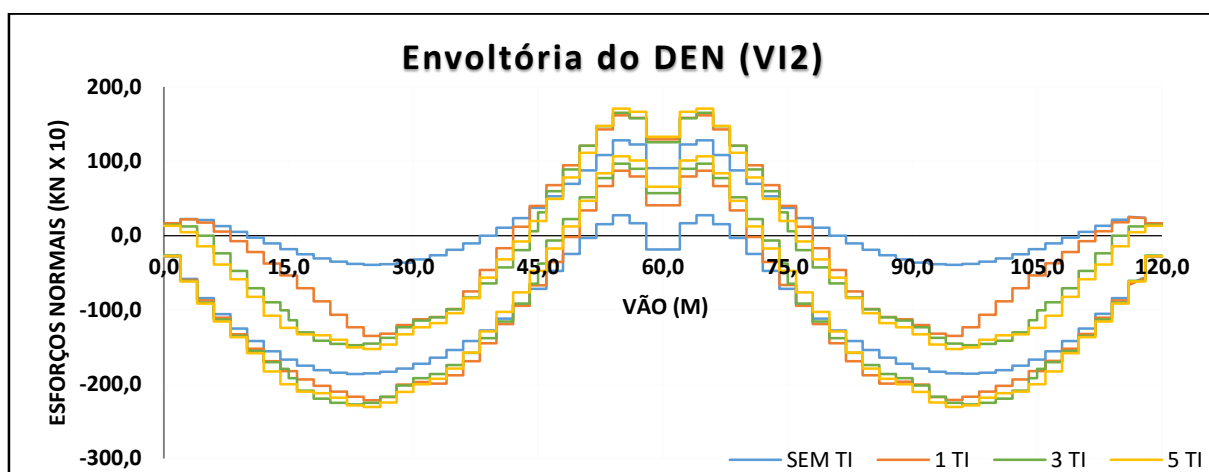
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura B.2 – Envoltória do DEN na longarina interna (VI1) do modelo M2 das CNU.



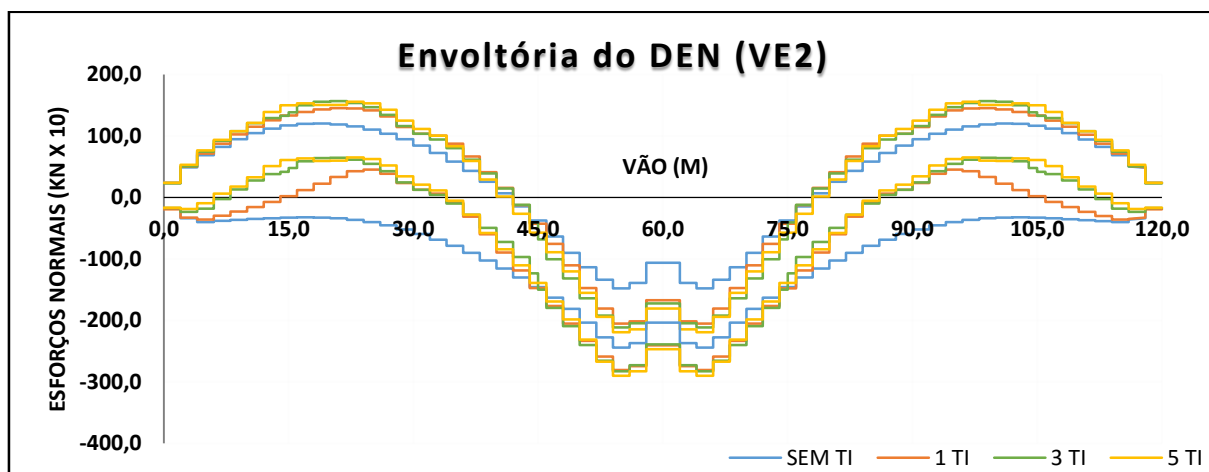
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura B.3 – Envoltória do DEN na longarina interna (VI2) do modelo M2 das CNU.



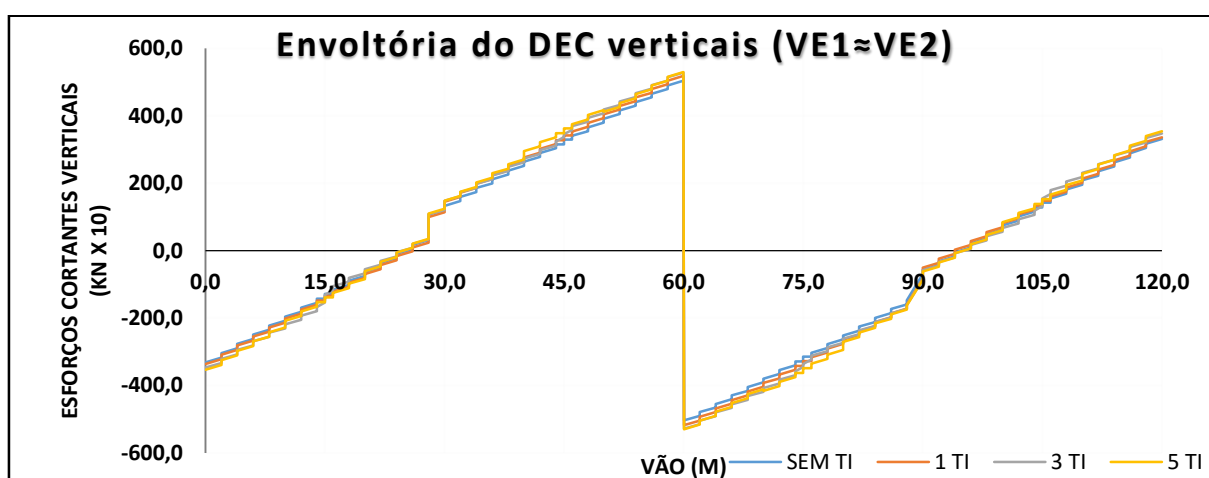
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura B.4 – Envoltória do DEN na longarina externa (VE2) do modelo M2 das CNU.



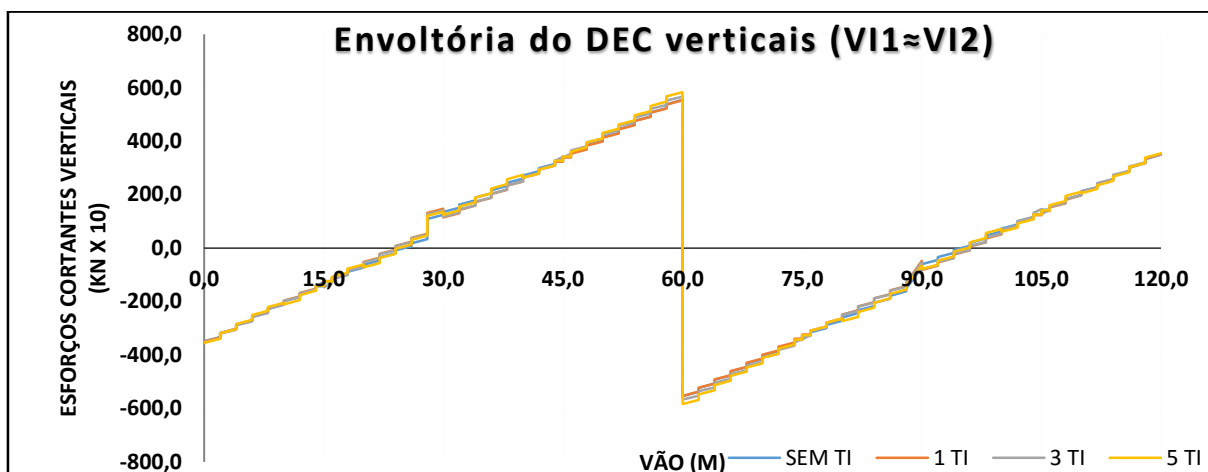
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura B.5 – Envoltória do DEC verticais nas VE1 e VE2 do modelo M2 das CNU.



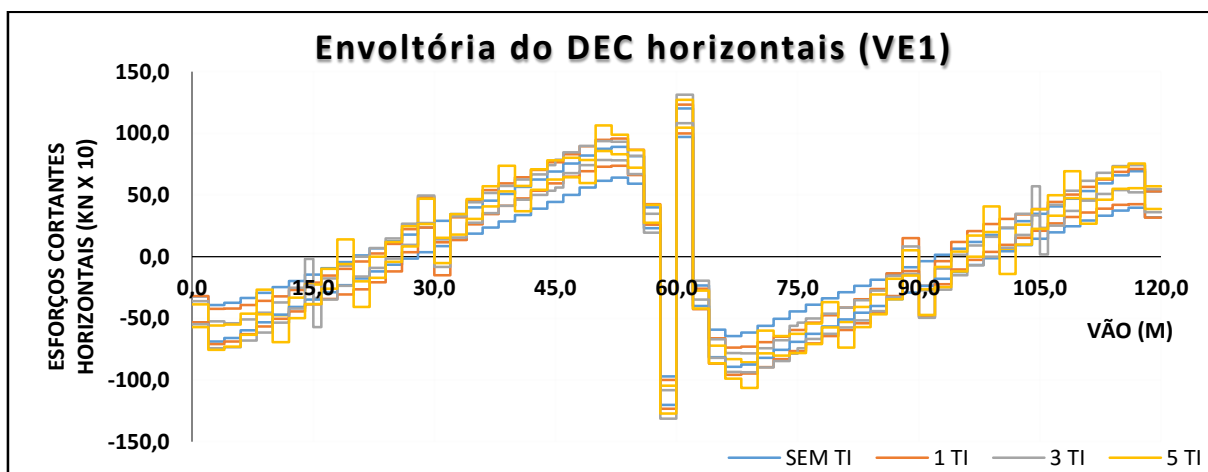
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura B.6 – Envoltória do DEC verticais nas VII e VI2 do modelo M2 das CNU.



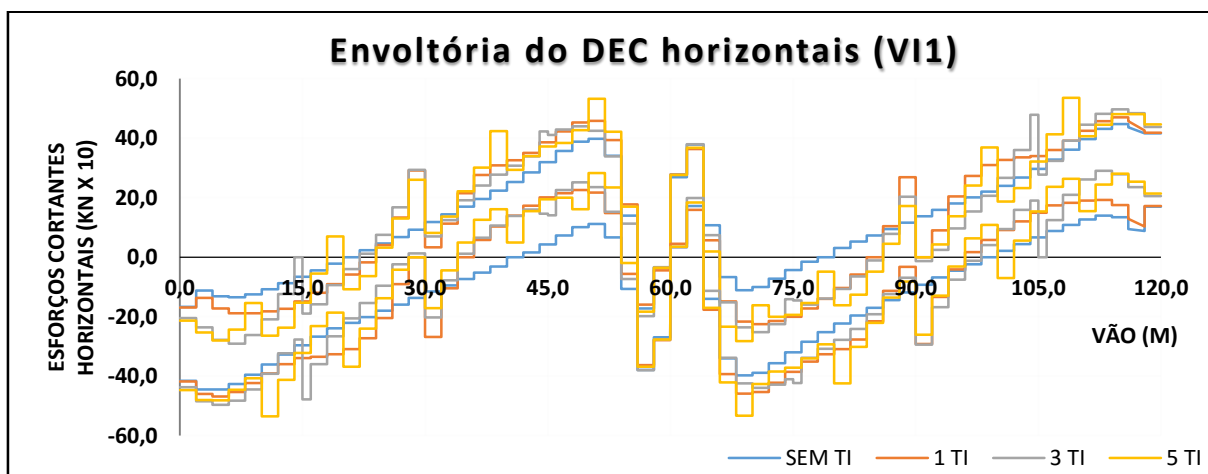
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura B.7 – Envoltória do DEC horizontais na VE1 do modelo M2 das CNU.



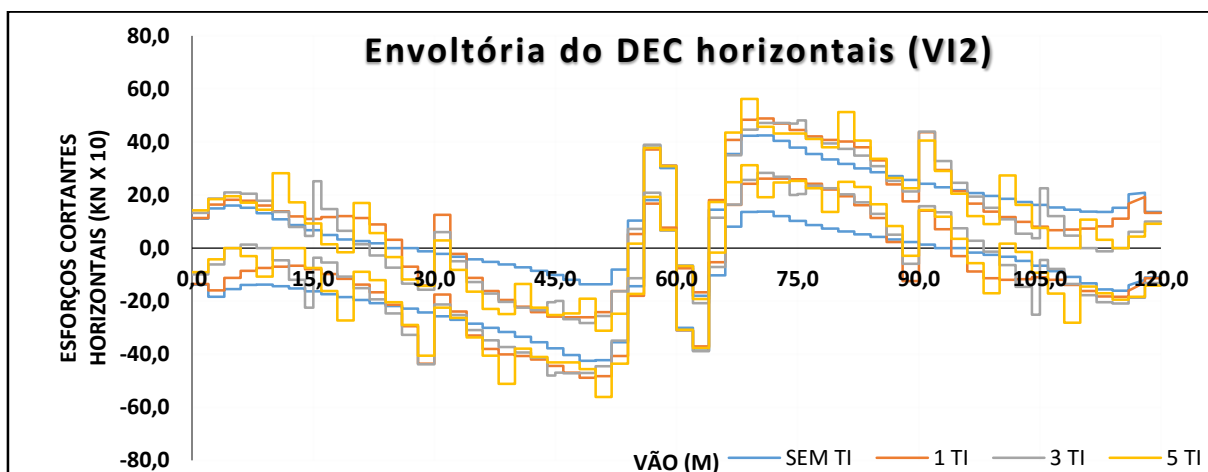
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura B.8 – Envoltória do DEC horizontais na VII1 do modelo M2 das CNU.



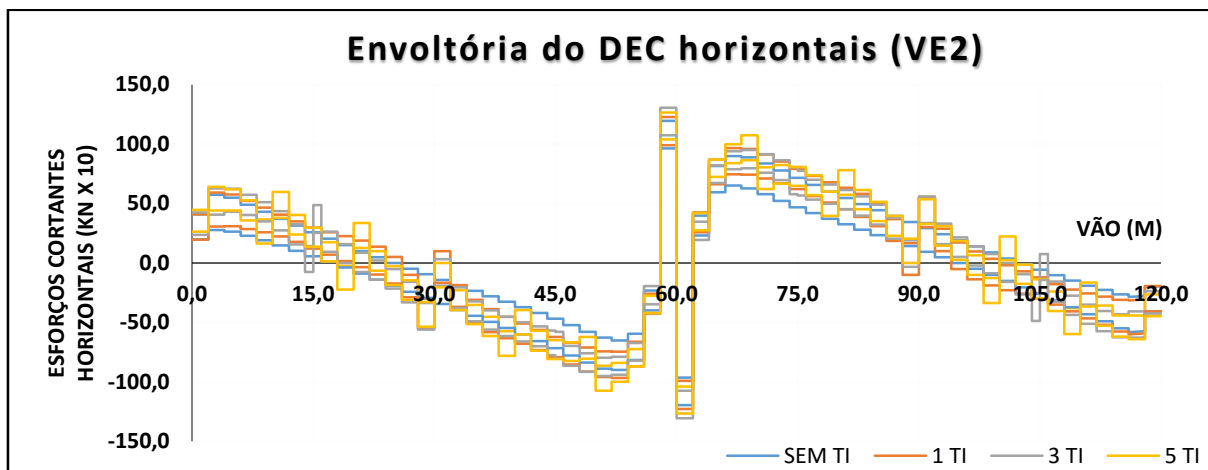
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura B.9 – Envoltória do DEC horizontais na VI2 do modelo M2 das CNU.



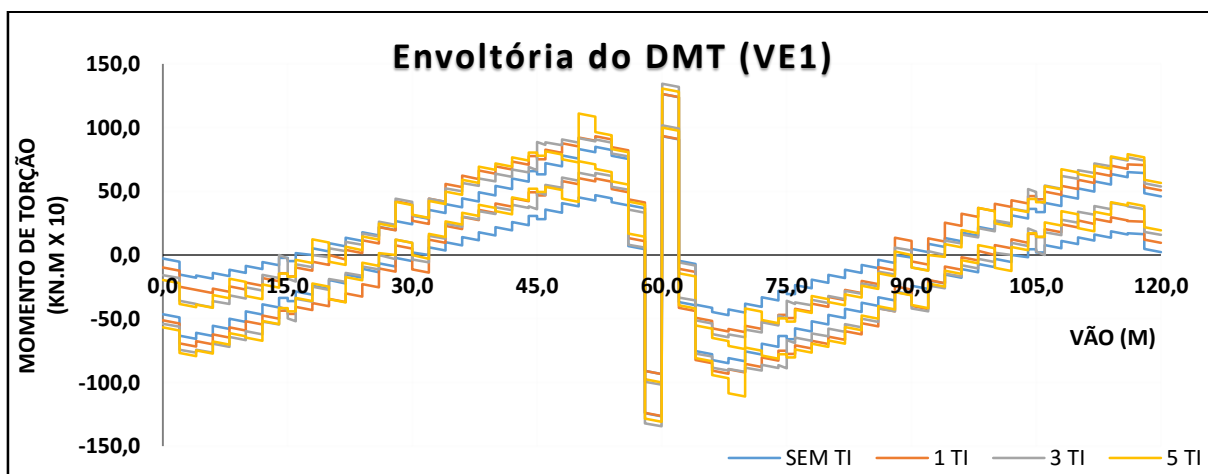
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura B.10 – Envoltória do DEC horizontais na VE2 do modelo M2 das CNU.



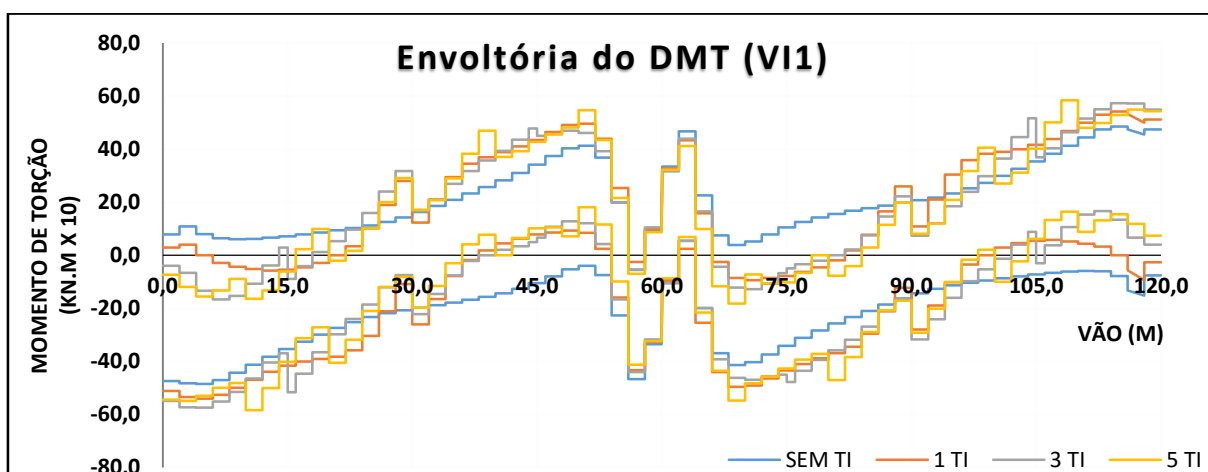
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura B.11 – Envoltória do DMT na VE1 do modelo M2 das CNU.



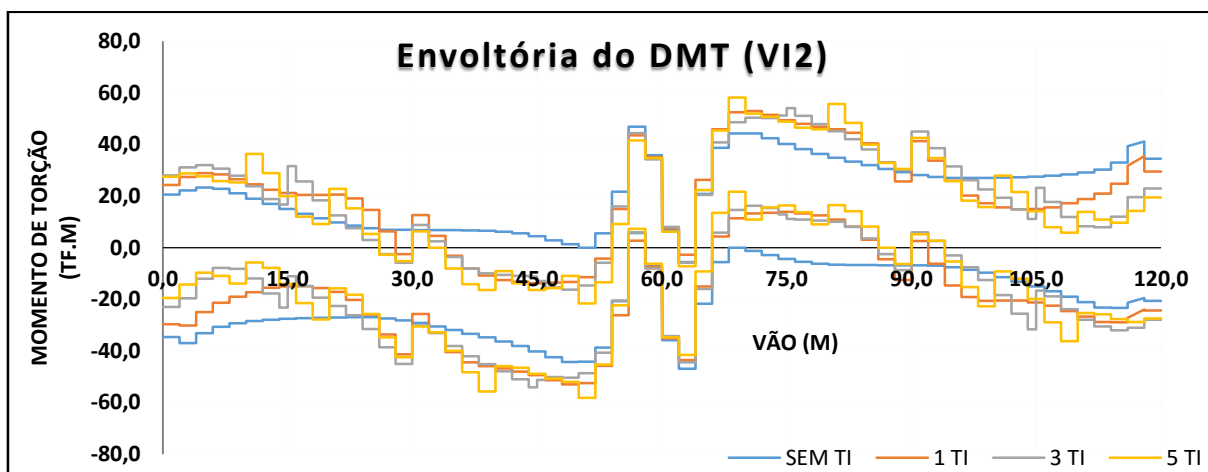
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura B.12 – Envoltória do DMT na VI1 do modelo M2 das CNU.



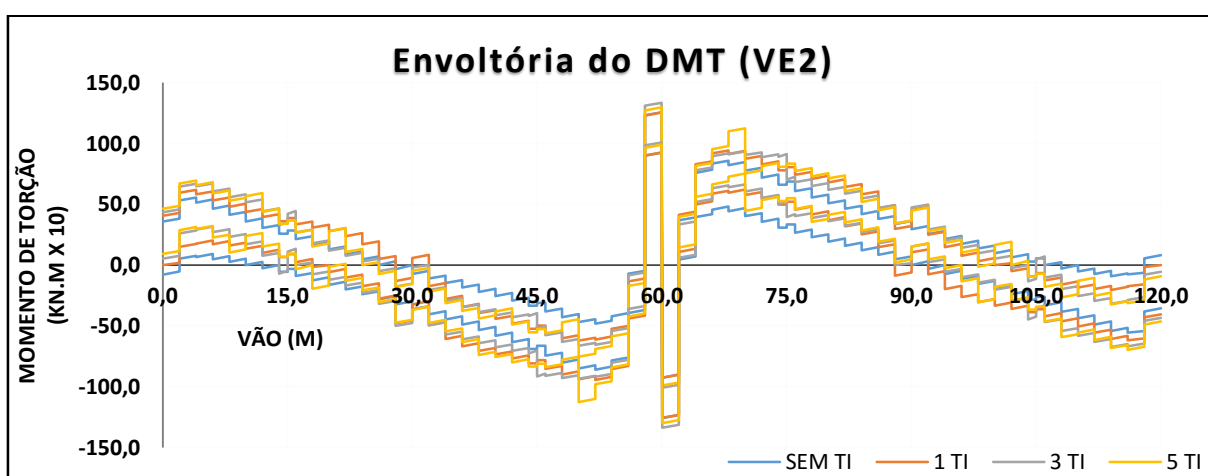
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura B.13 – Envoltória do DMT na VI2 do modelo M2 das CNU.



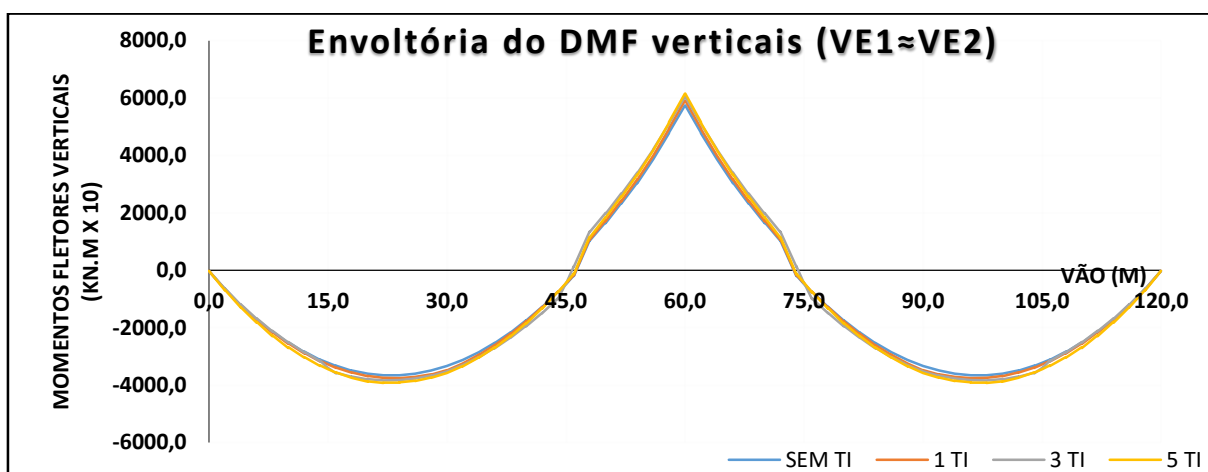
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura B.14 – Envoltória do DMT na VE2 do modelo M2 das CNU.



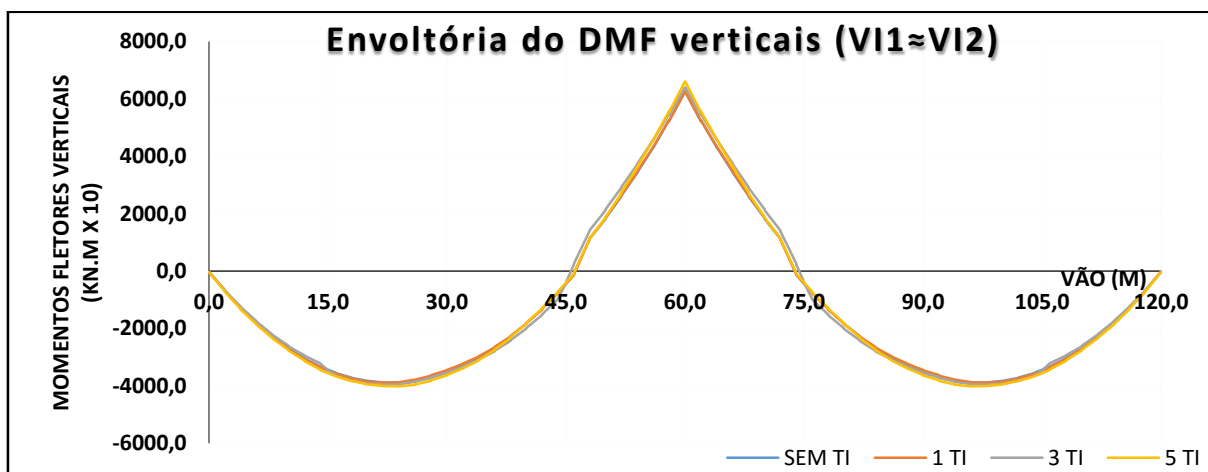
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura B.15 – Envoltória do DMF nas VE1 e VE2 do modelo M2 das CNU.



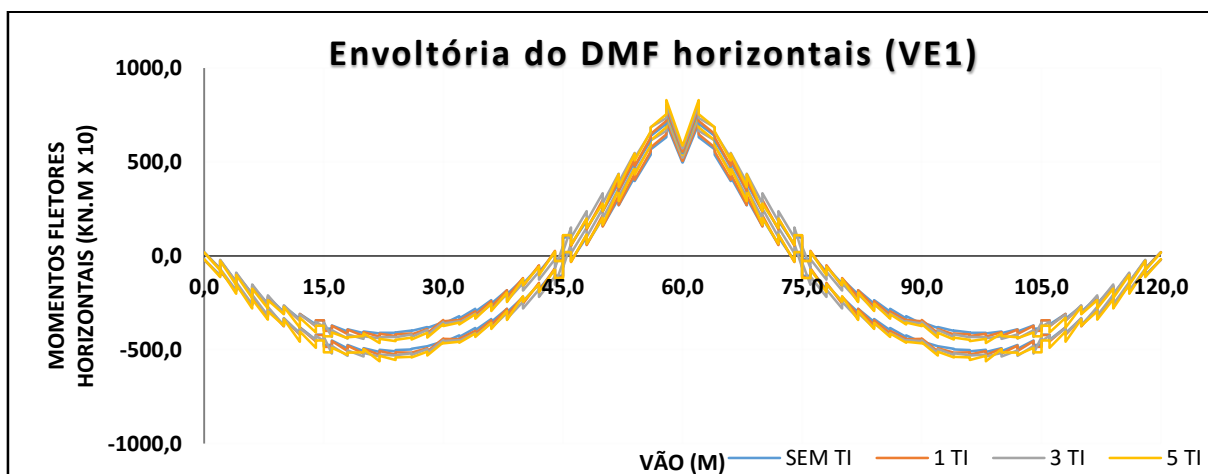
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura B.16 – Envoltória do DMF verticais nas VI1 e VI2 do modelo M2 das CNU.



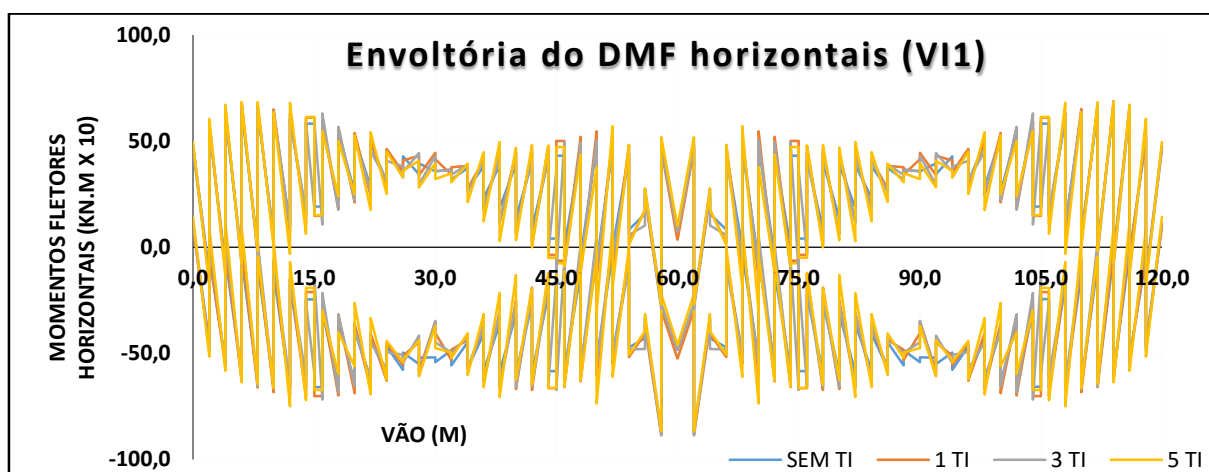
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura B.17 – Envoltória do DMF horizontais na VE1 para M2 das CNU.



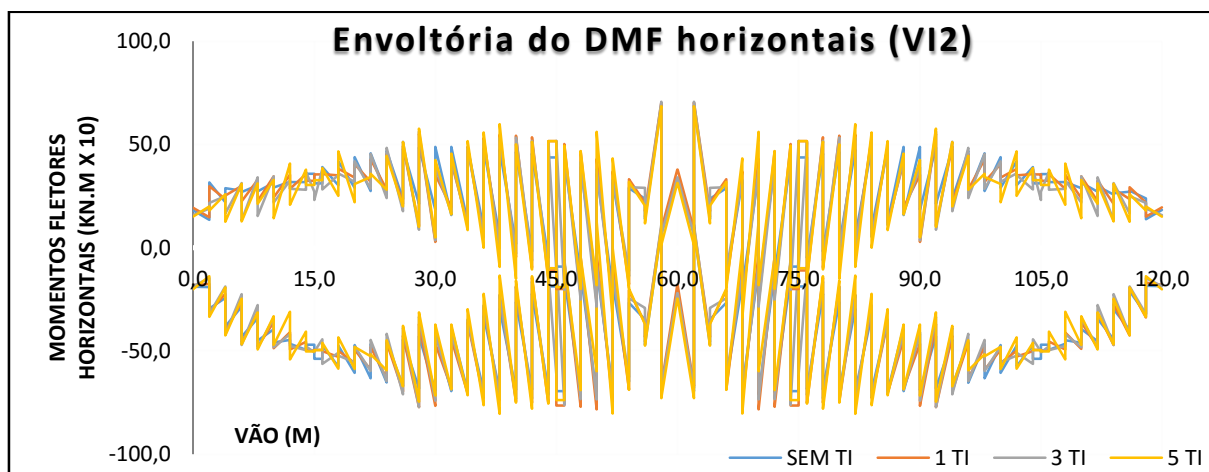
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura B.18 – Envoltória do DMF horizontais na VI1 para M2 das CNU.



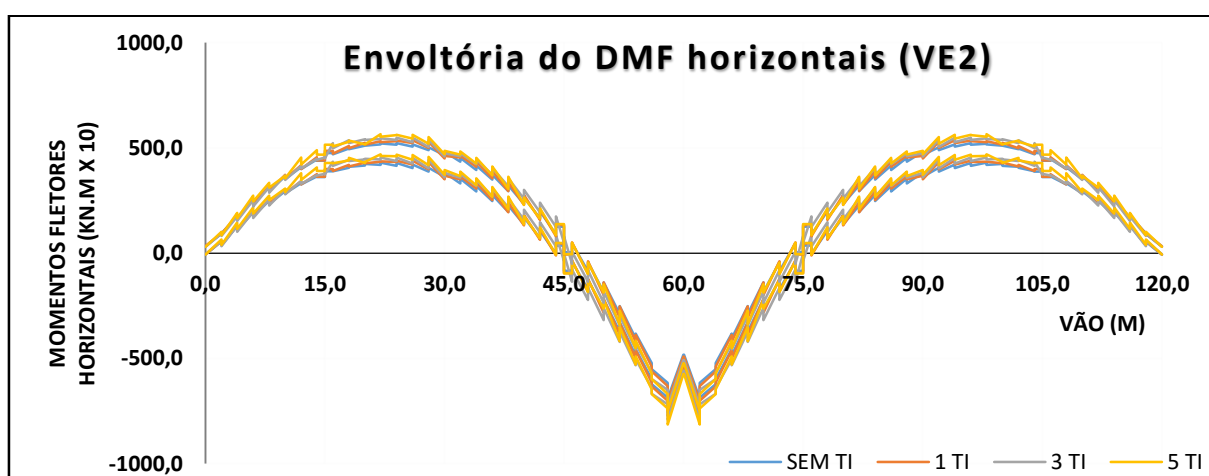
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura B.19 – Envoltória do DMF horizontais na VI2 para M2 das CNU.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

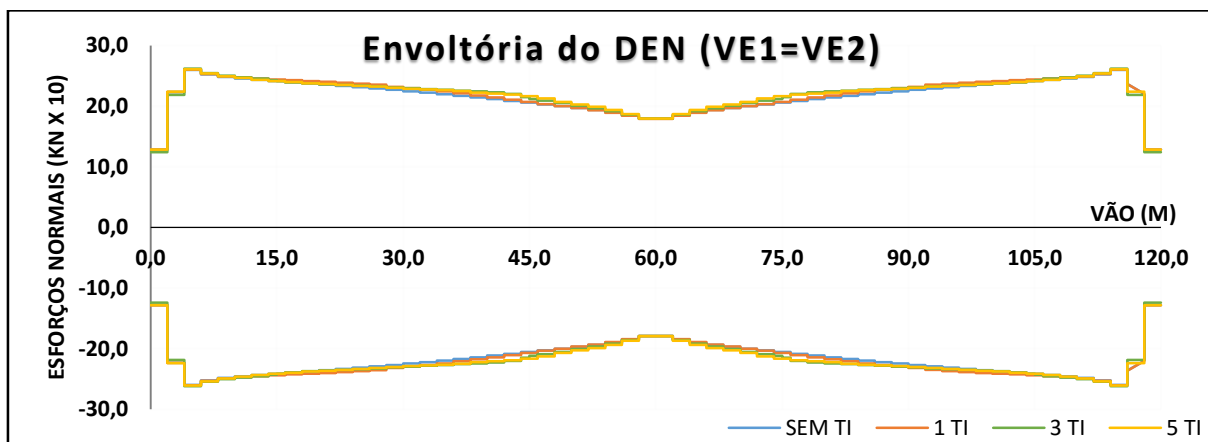
Figura B.20 – Envoltória do DMF horizontais na VE2 para M2 das CNU.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

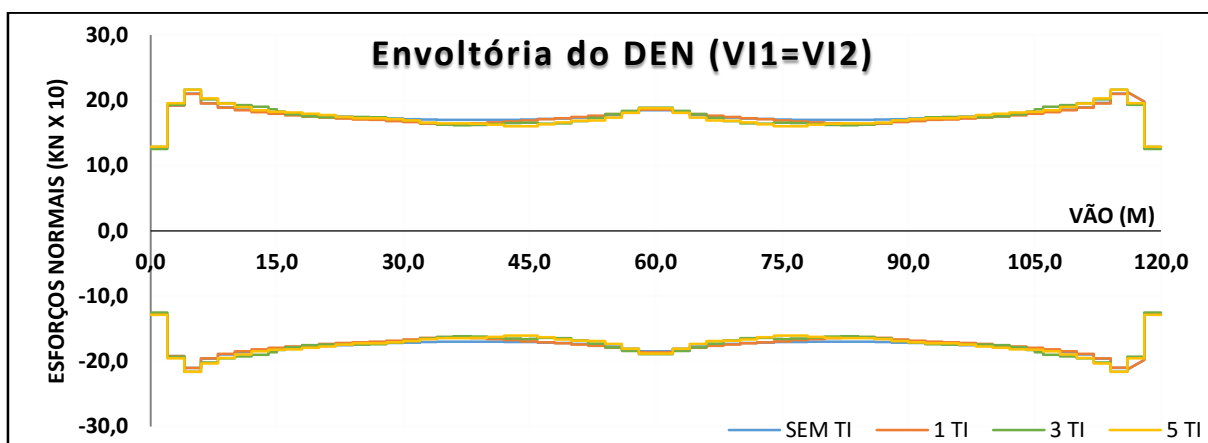
a.2) Frenagem e aceleração – carga móvel horizontal (CMH):

Figura B.21 – Envoltória do DEN nas longarinas externas do modelo M2 da CMH.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

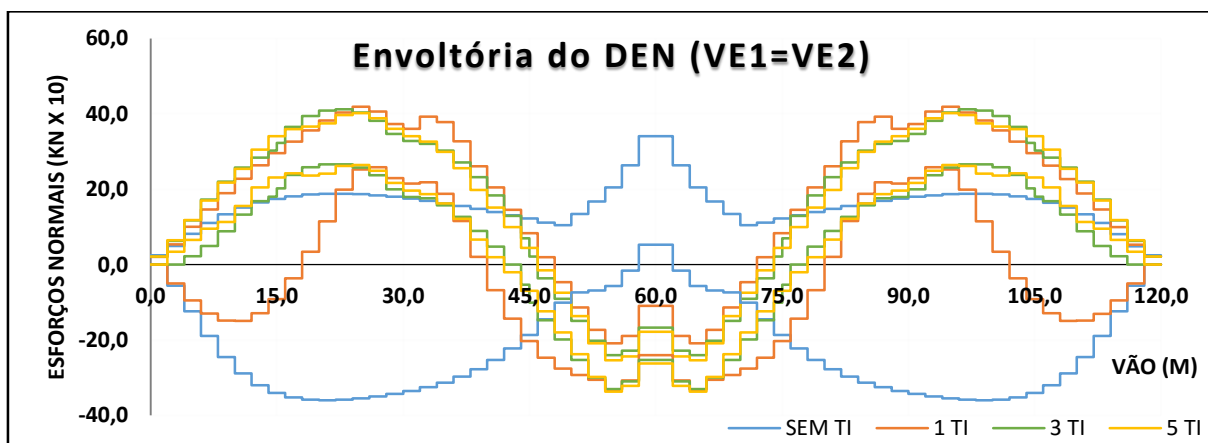
Figura B.22 – Envoltória do DEN nas longarinas internas do modelo M2 da CMH.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

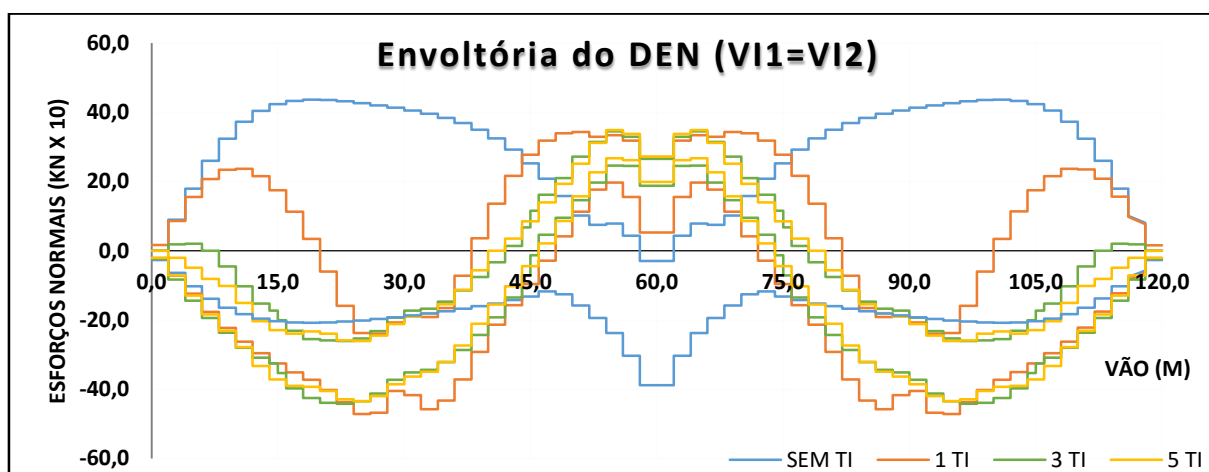
a.3) Carga móvel vertical (CMV):

Figura B.23 – Envoltória do DEN nas longarinas externas do modelo M2 da CMV.



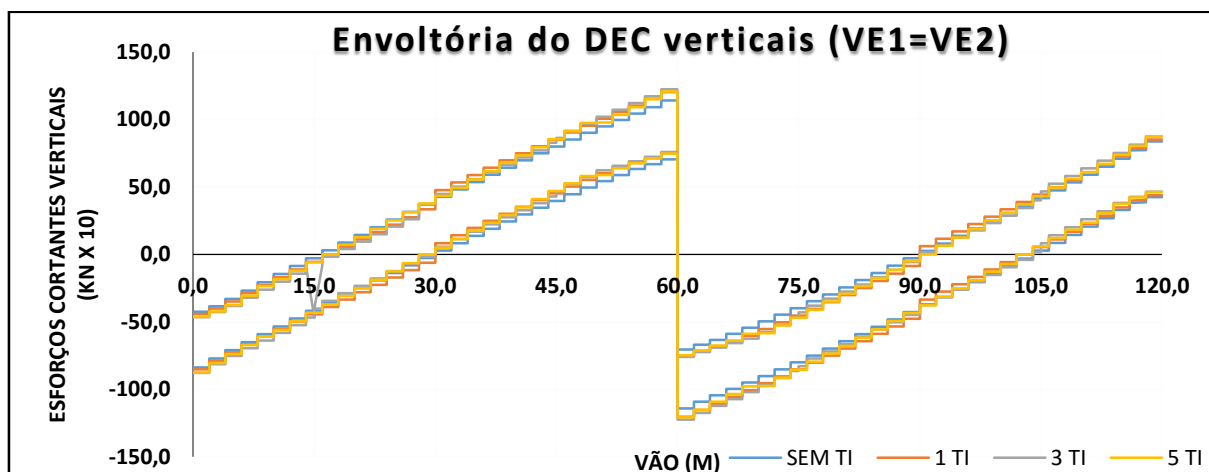
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura B.24 – Envoltória do DEN nas longarinas internas do modelo M2 da CMV.



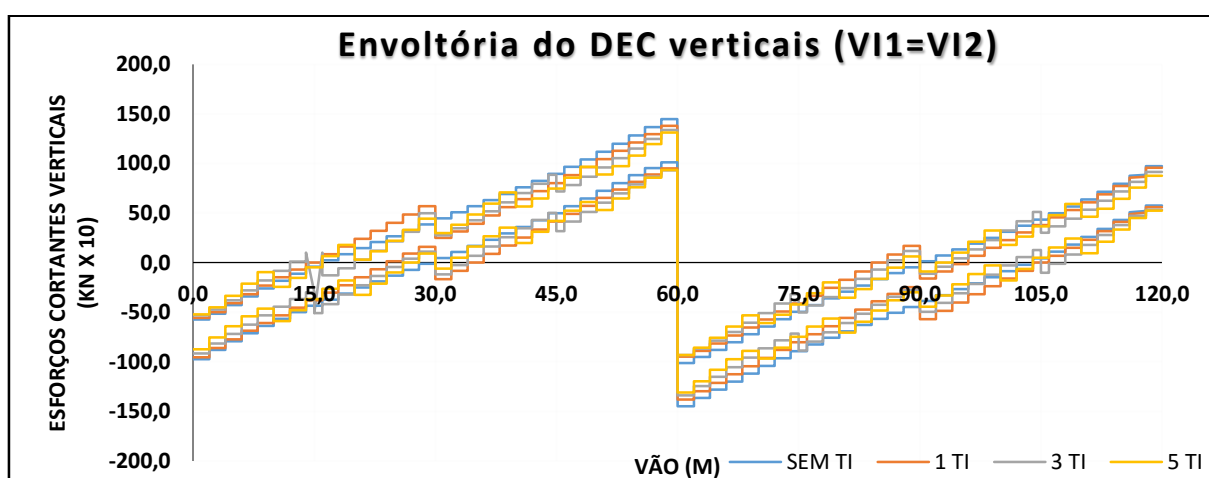
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura B.25 – Envoltória do DEC verticais nas longarinas externas para M2 da CMV.



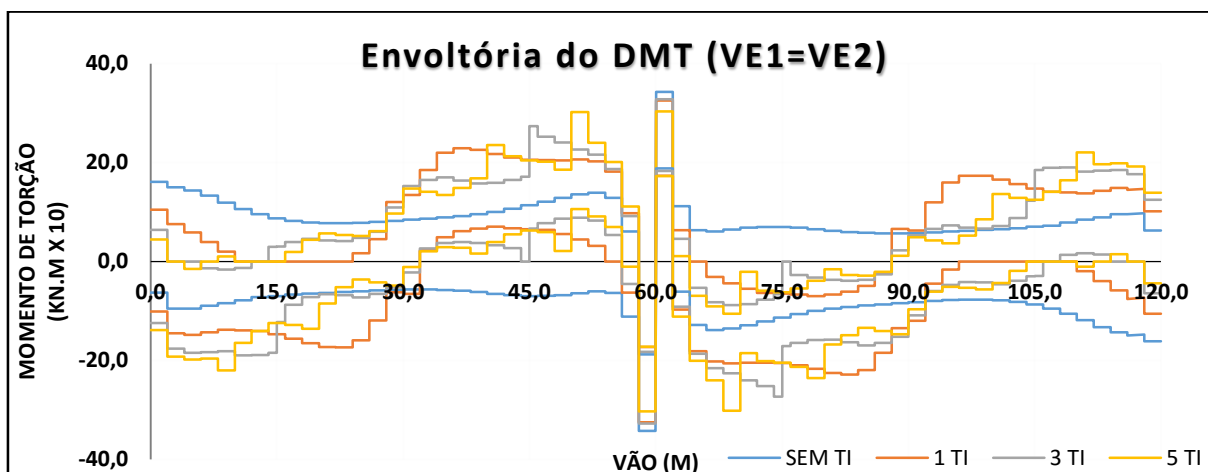
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura B.26 – Envoltória do DEC verticais nas longarinas internas para M2 da CMV.



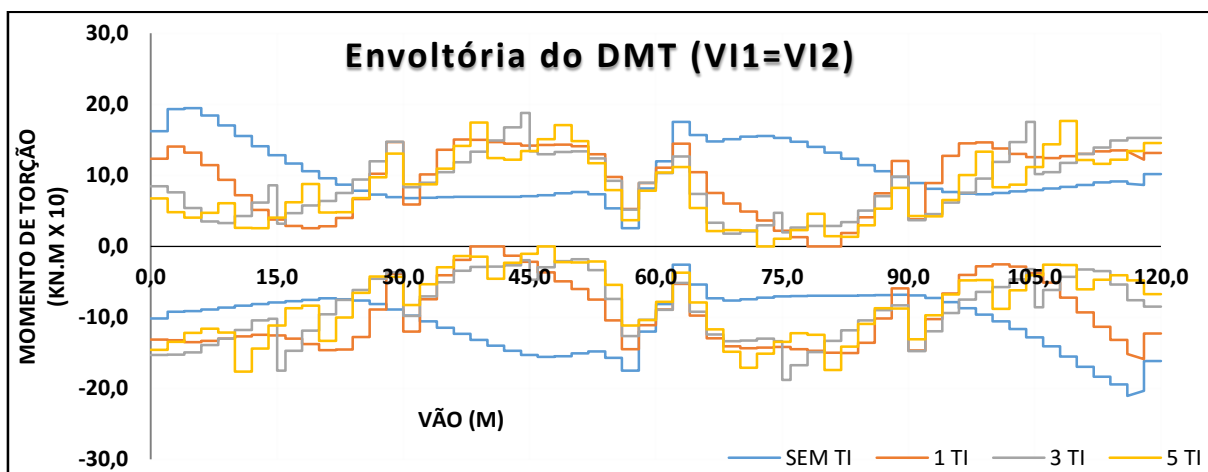
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura B.27 – Envoltória do DMT nas longarinas externas do modelo M2 da CMV.



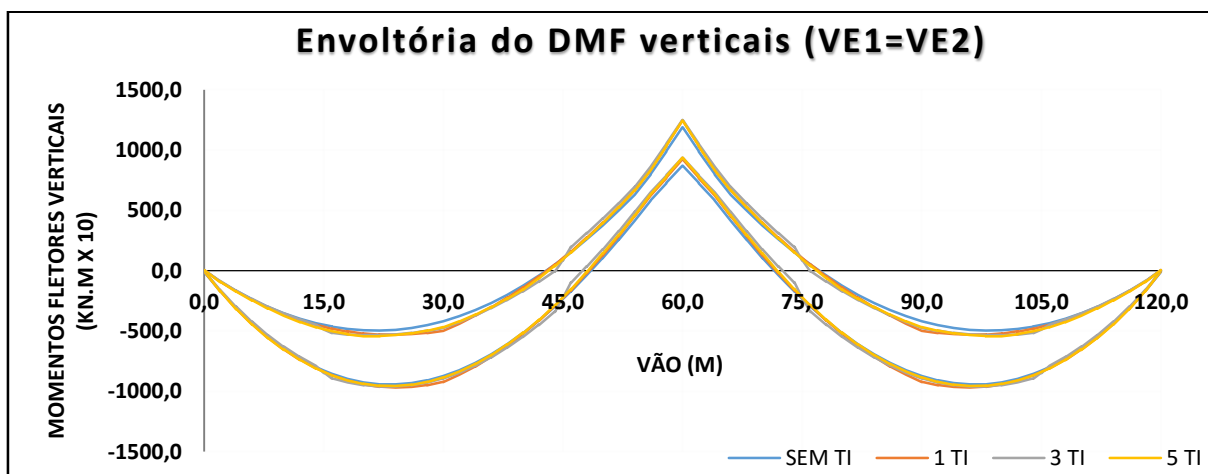
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura B.28 – Envoltória do DMT nas longarinas internas do modelo M2 da CMV.



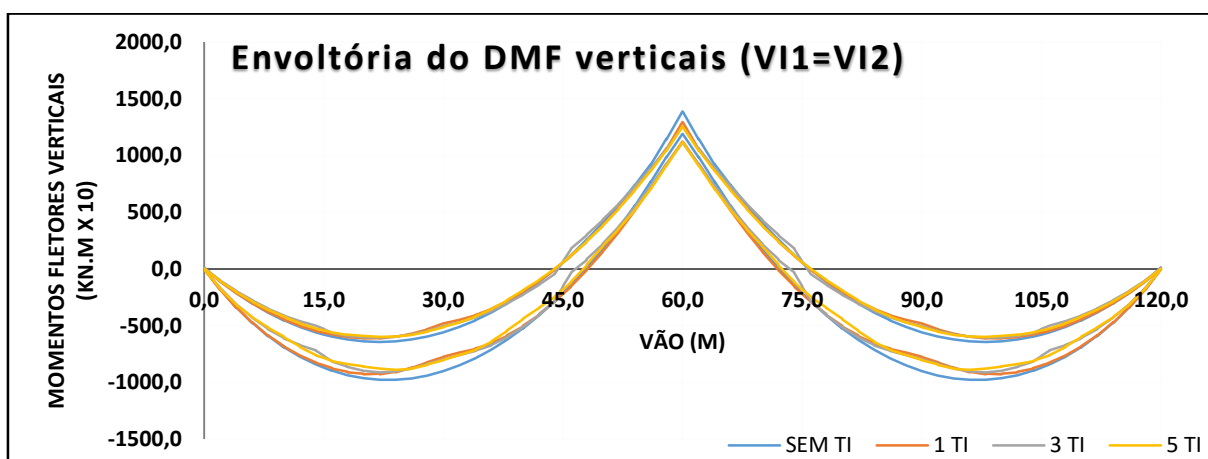
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura B.29 – Envoltória do DMF verticais nas VE1 e VE2 do modelo M2 da CMV.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

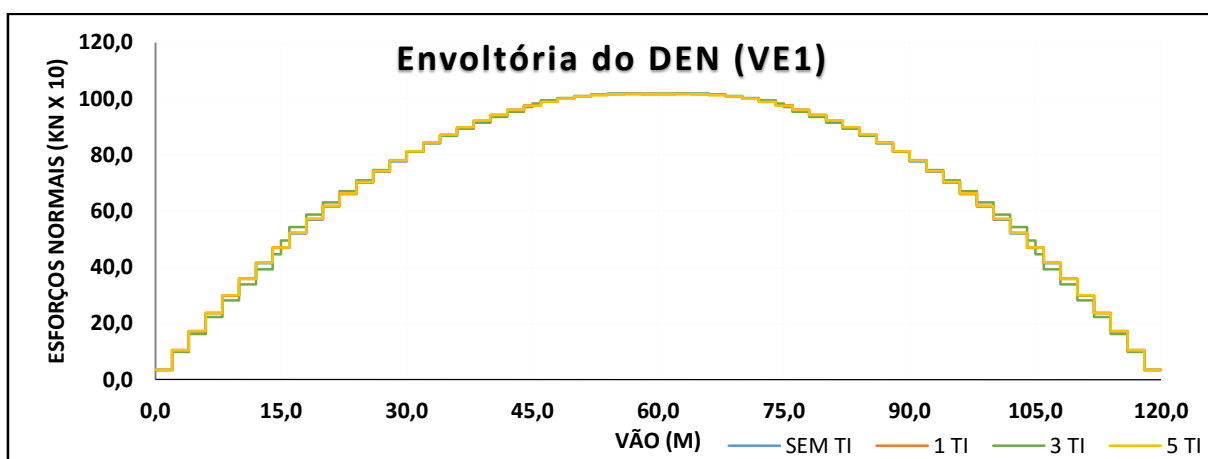
Figura B.30 – Envoltória do DMF verticais nas VI1 e VI2 do modelo M2 da CMV.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

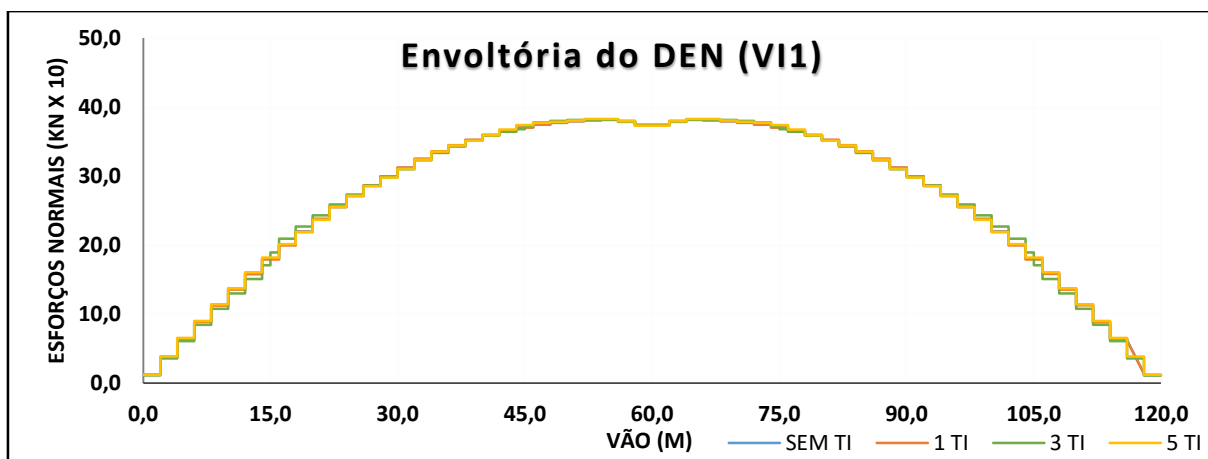
a.4) Vento:

Figura B.31 – Envoltória do DEC na VE1 do modelo M2 para a ação do vento.



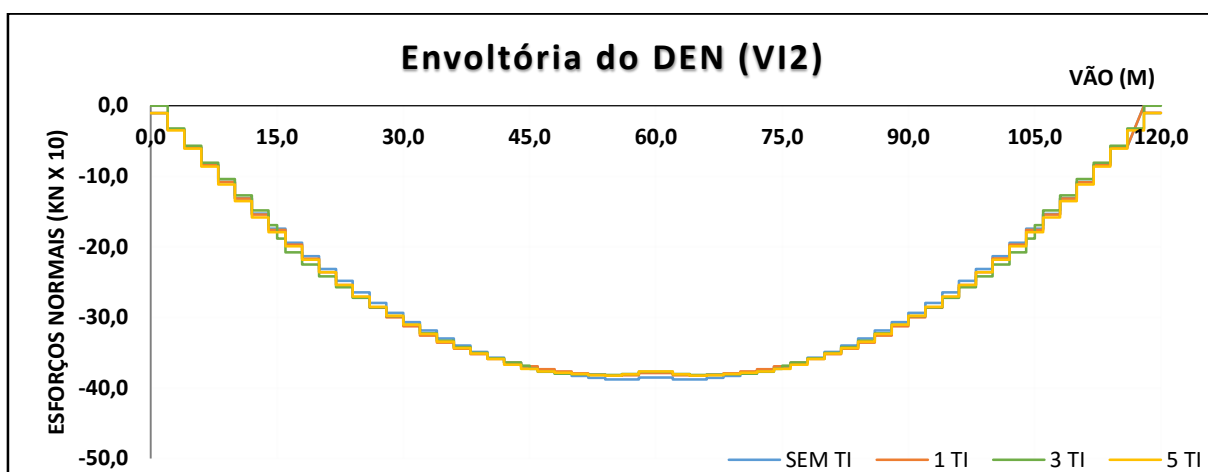
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura B.32 – Envoltória do DEN na VI1 do modelo M2 para a ação do vento.



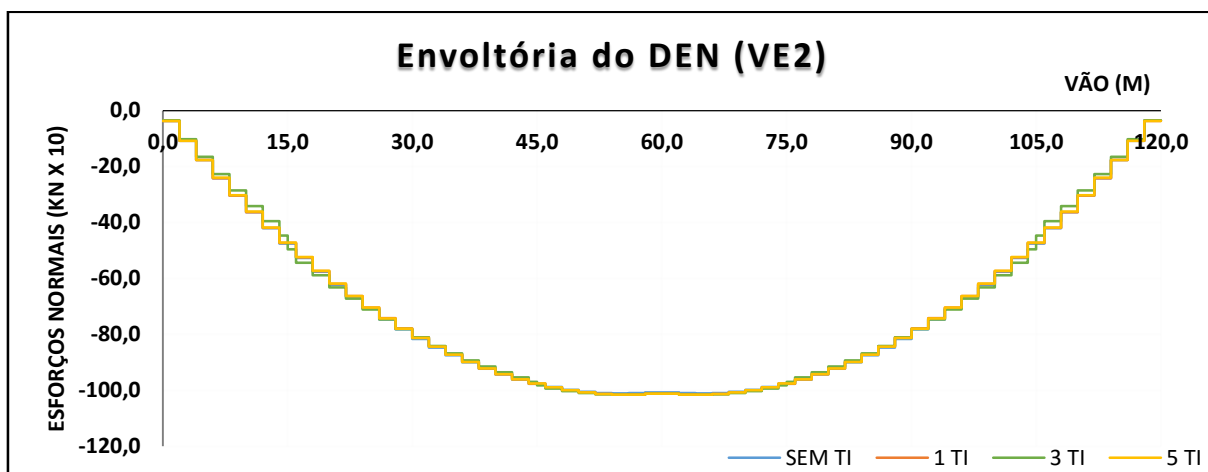
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura B.33 – Envoltória do DEN na VI2 do modelo M2 para a ação do vento.



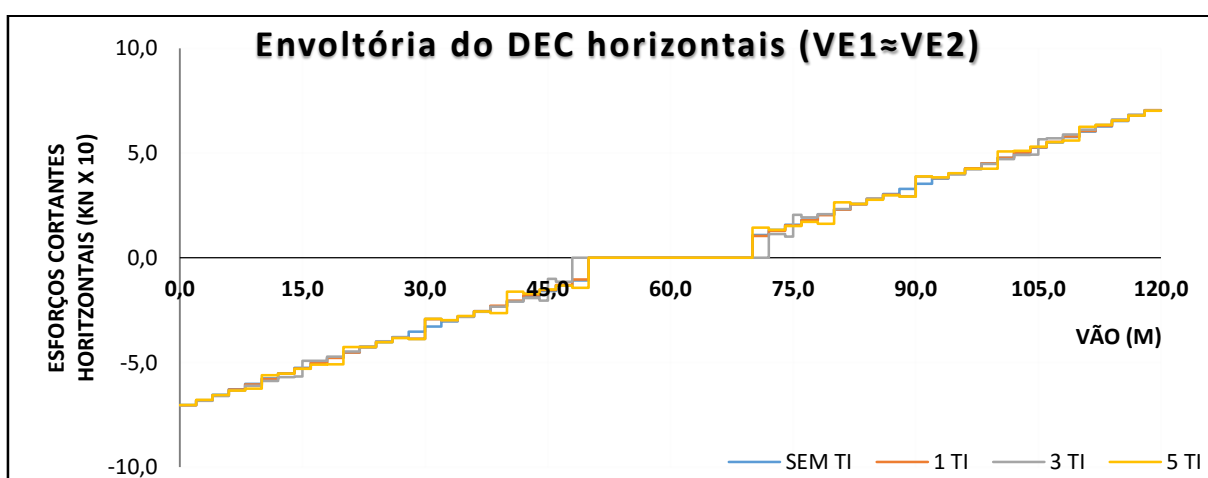
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura B.34 – Envoltória do DEN na VE2 do modelo M2 para a ação do vento.



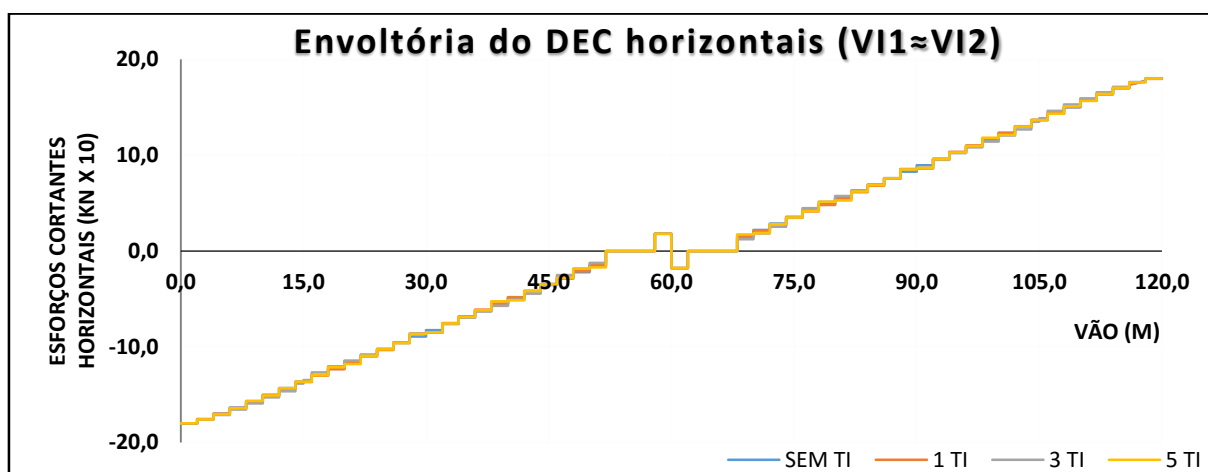
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura B.35 – Envoltória do DEC horizontais nas VE1 e VE2 do modelo M2 para a ação do vento.



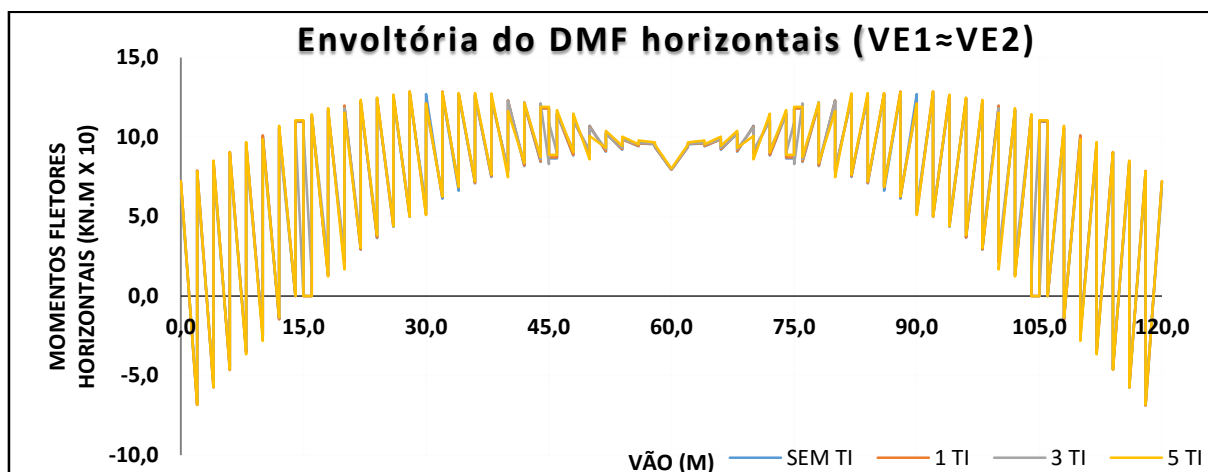
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura B.36 – Envoltória do DEC horizontais nas VI1 e VI2 do modelo M2 para a ação do vento.



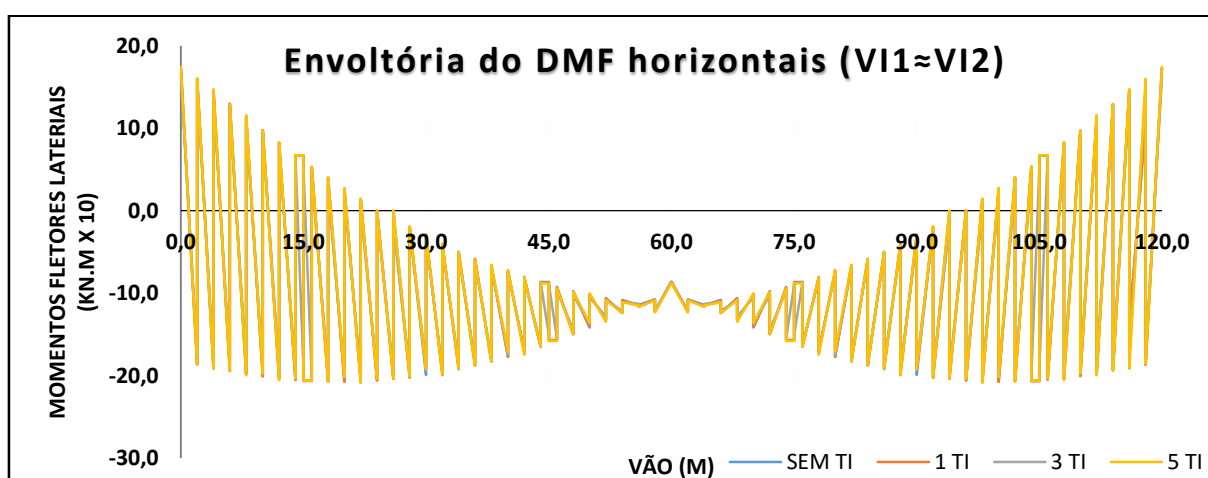
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura B.37 – Envoltória do DMF horizontais nas VE1 e VE2 do modelo M2 para a ação do vento.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura B.38 – Envoltória do DMF horizontais nas VI1 e VI2 do modelo M2 para a ação do vento.

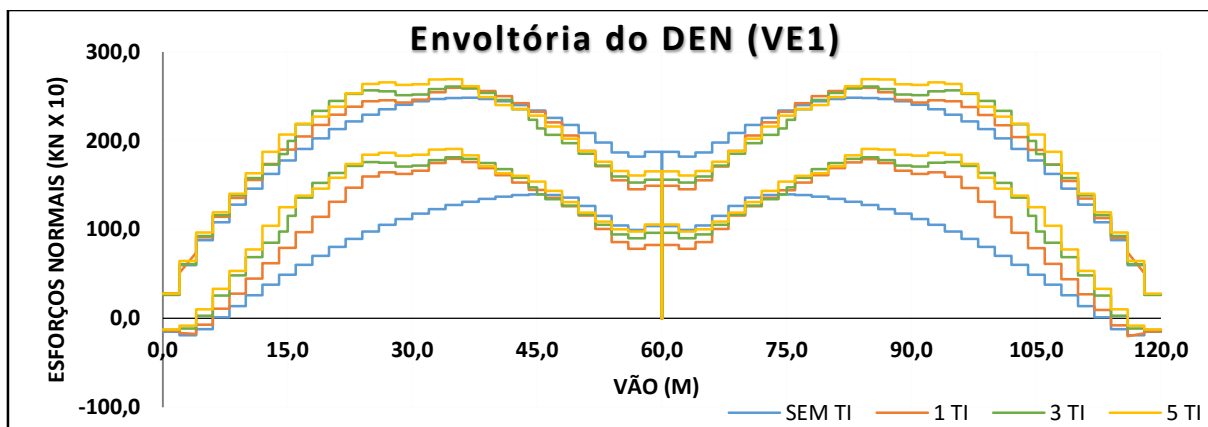


Fonte: elaborado pelo autor (2016)

b) Esforços para o modelo pré-moldado com quatro longarinas (P2):

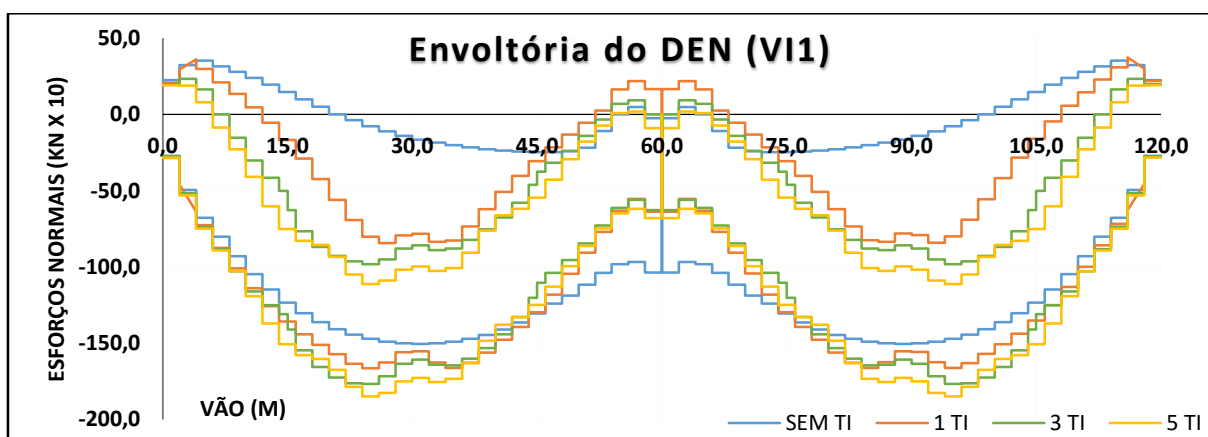
b.1) Envoltória das combinações normais últimas (CNU):

Figura B.39 – Envoltória do DEN na longarina externa (VE1) do modelo P2 das CNU.



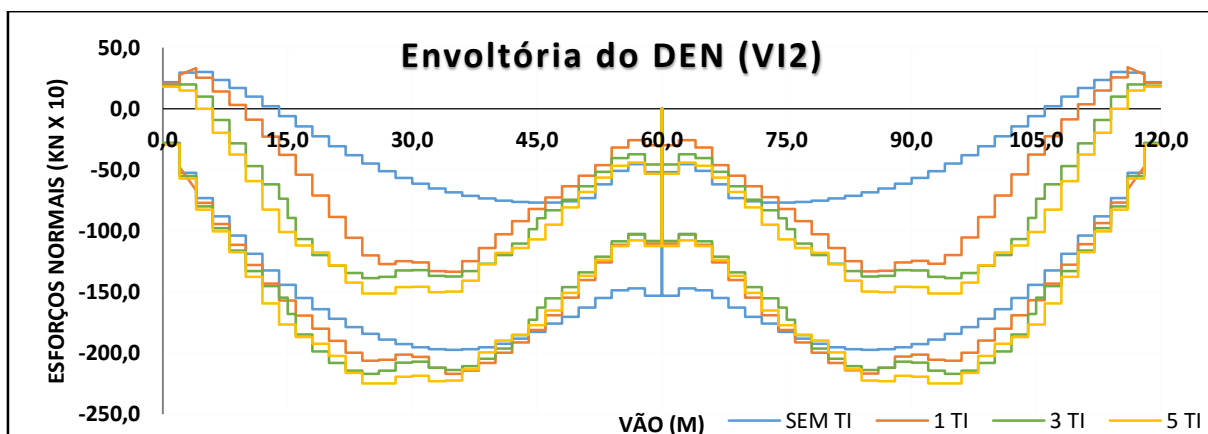
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura B.40 – Envoltória do DEN na longarina interna (VI1) do modelo P2 das CNU.



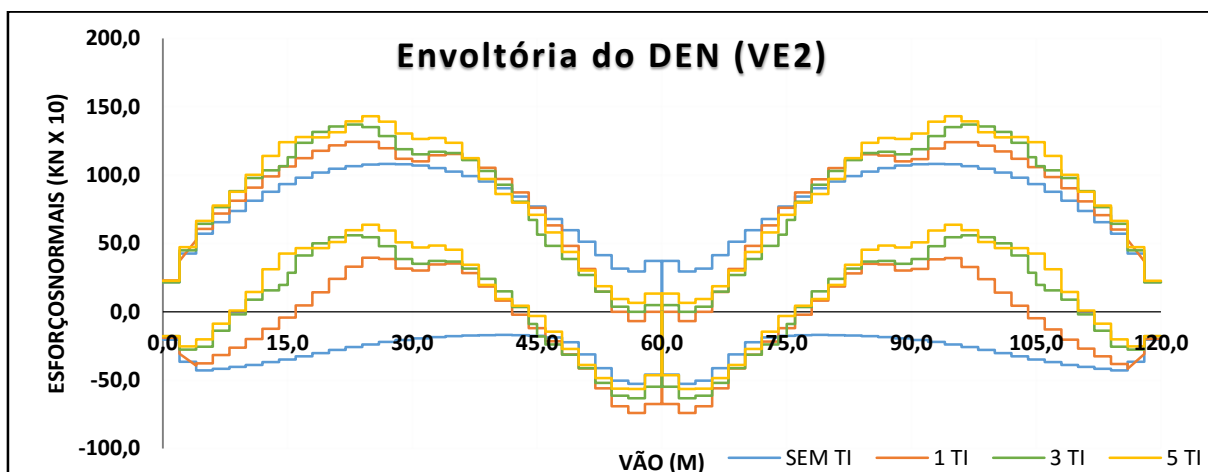
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura B.41 – Envoltória do DEN na longarina interna (VI2) do modelo P2 das CNU.



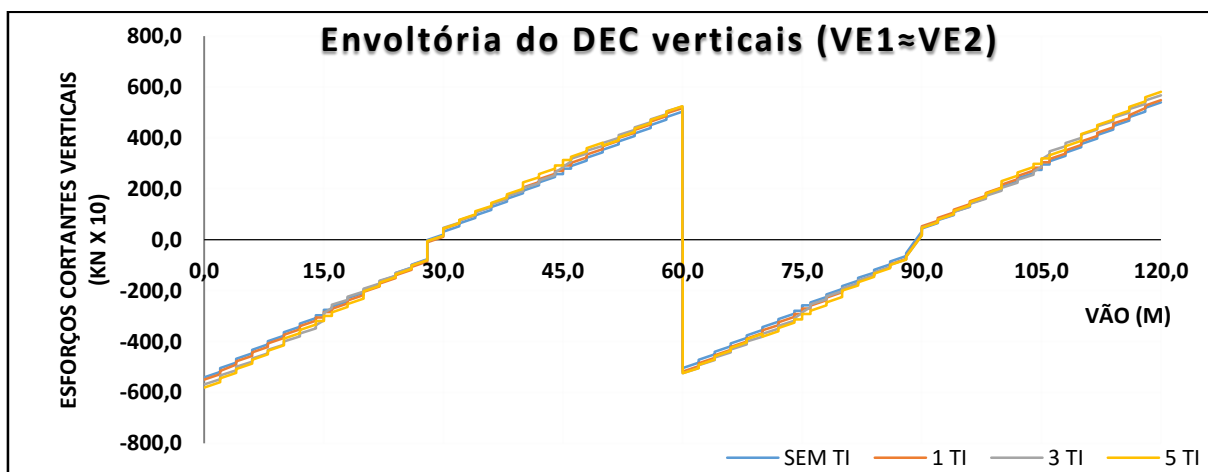
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura B.42 – Envoltória do DEN na longarina externa (VE2) do modelo P2 das CNU.



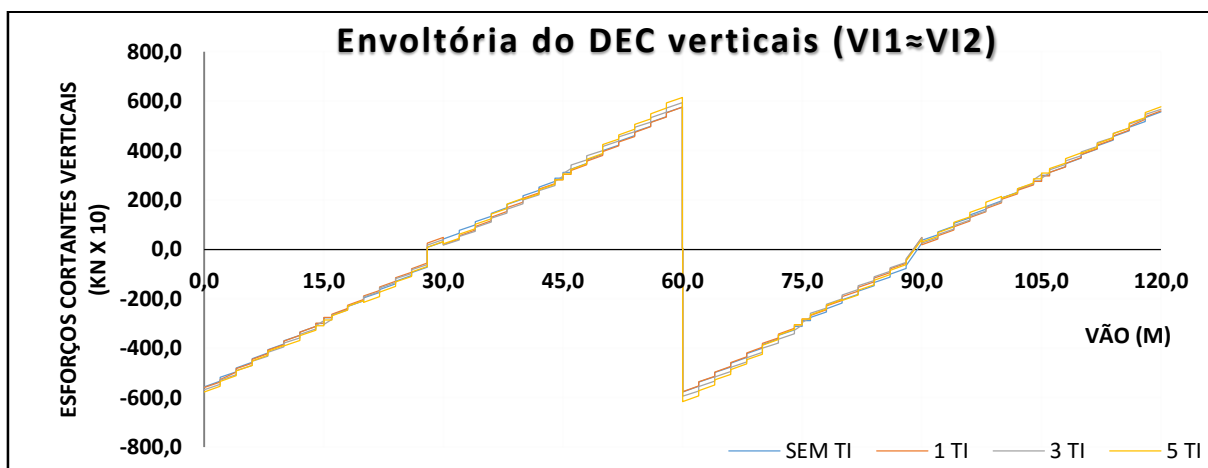
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura B.43 – Envoltória do DEC verticais nas VE1 e VE2 do modelo P2 das CNU.



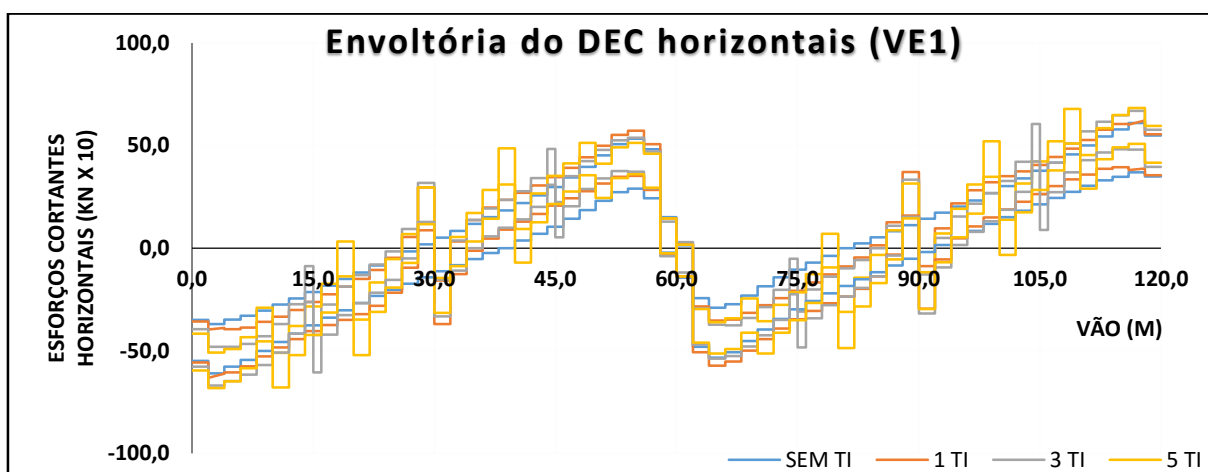
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura B.44 – Envoltória do DEC verticais nas VI1 e VI2 do modelo P2 das CNU.



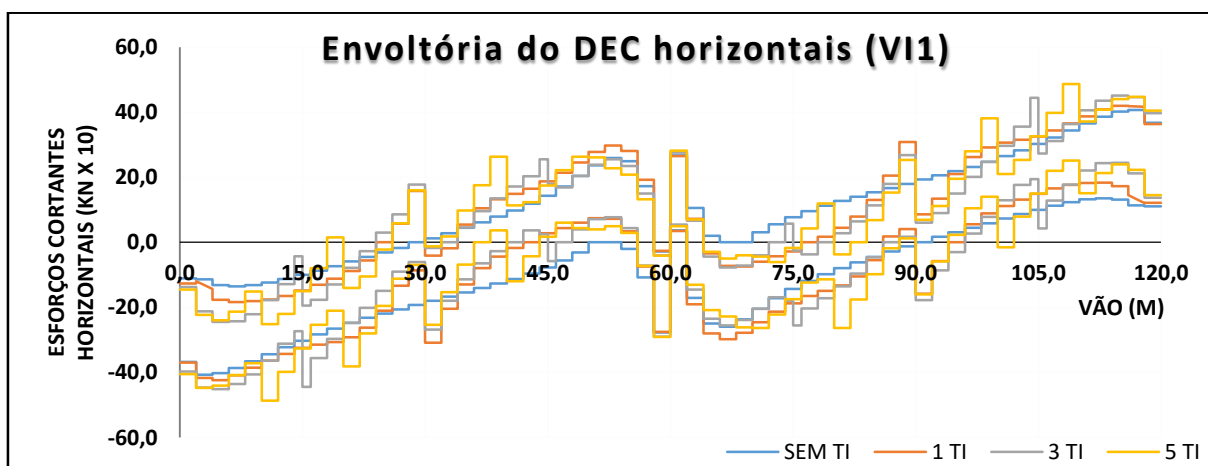
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura B.45 – Envoltória do DEC horizontais na VE1 do modelo P2 das CNU.



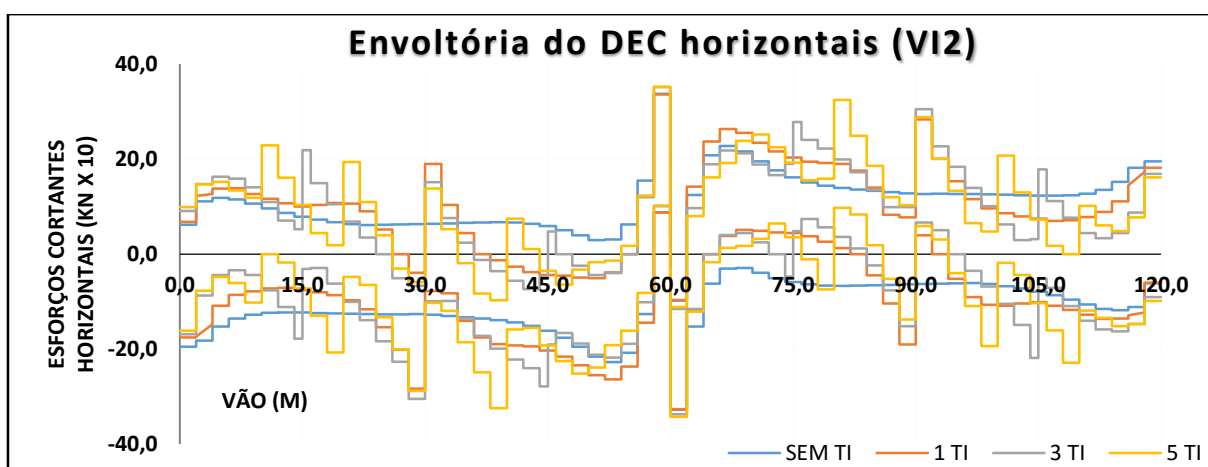
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura B.46 – Envoltória do DEC horizontais na VI1 do modelo P2 das CNU.



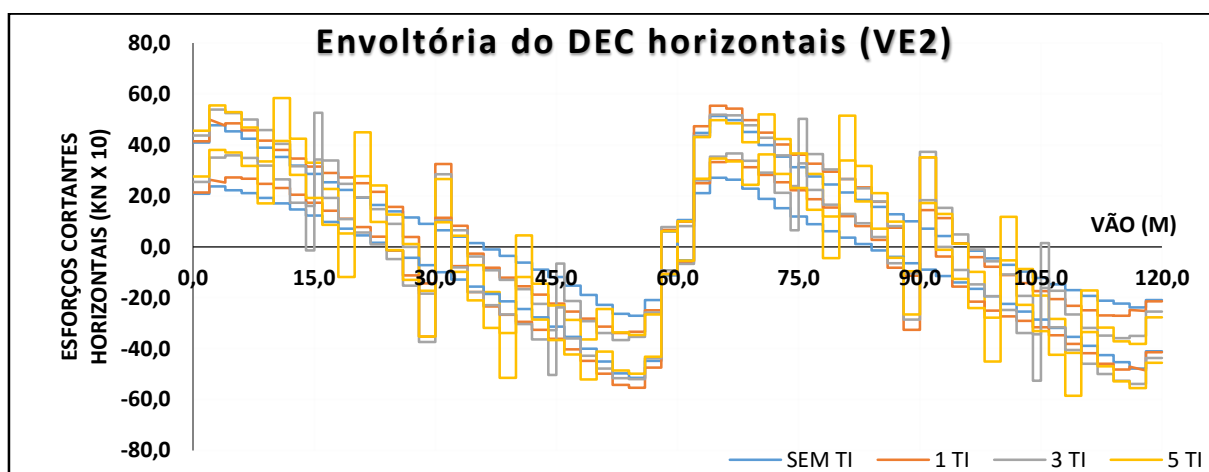
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura B.47 – Envoltória do DEC horizontais na VI2 do modelo P2 das CNU.



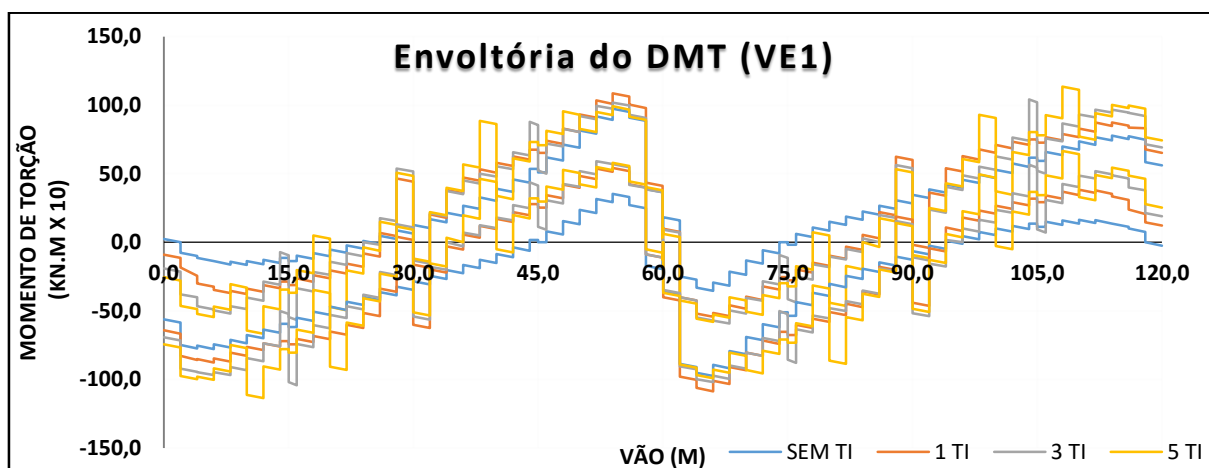
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura B.48 – Envoltória do DEC horizontais na VE2 do modelo P2 das CNU.



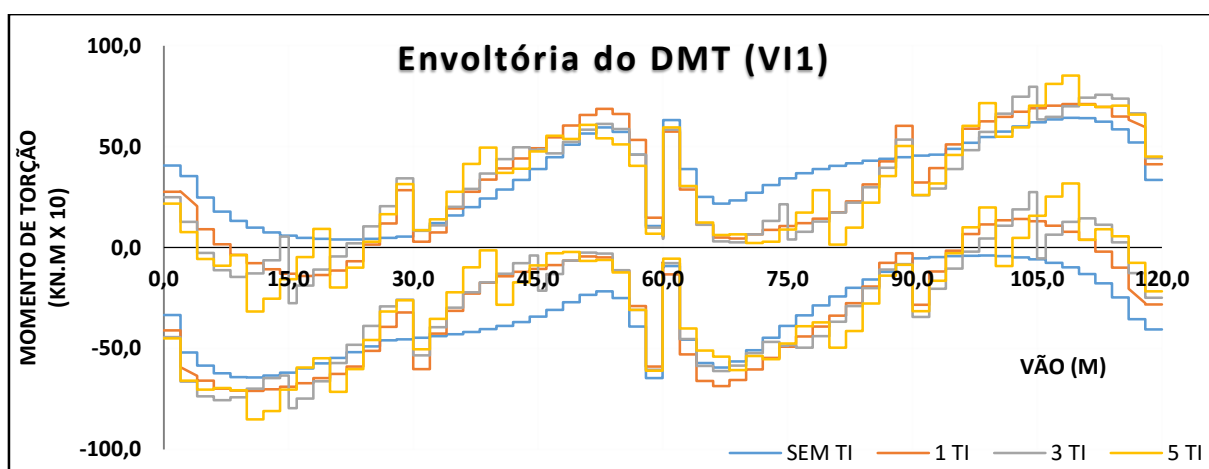
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura B.49 – Envoltória do DMT na VE1 do modelo P2 das CNU.



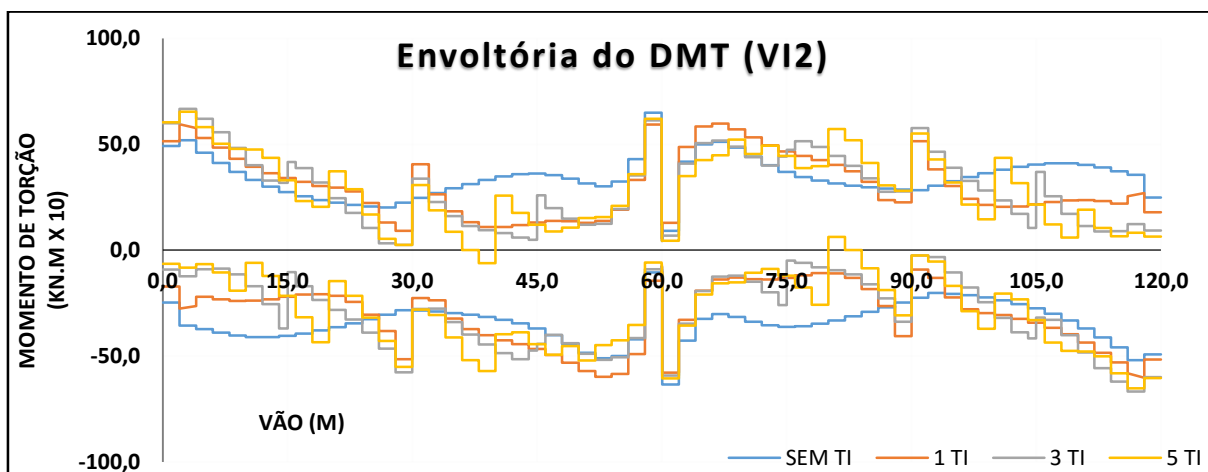
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura B.50 – Envoltória do DMT na VI1 do modelo P2 das CNU.



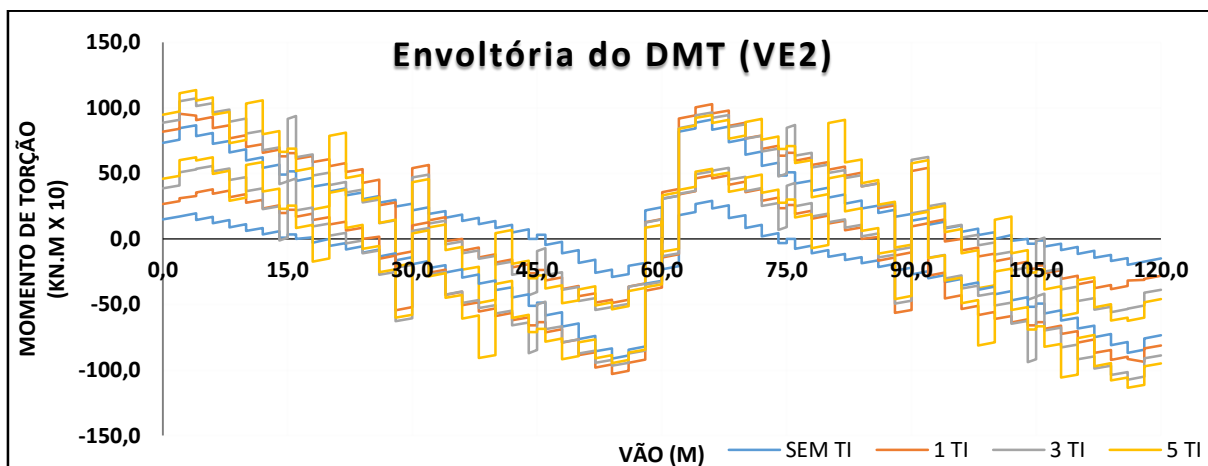
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura B.51 – Envoltória do DMT na VI2 do modelo P2 das CNU.



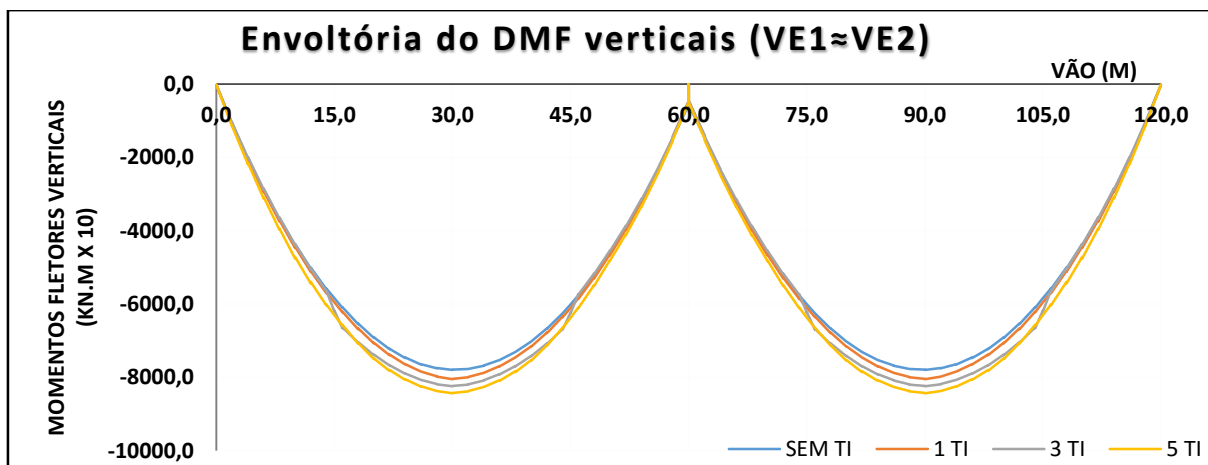
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura B.52 – Envoltória do DMT na VE2 do modelo P2 das CNU.



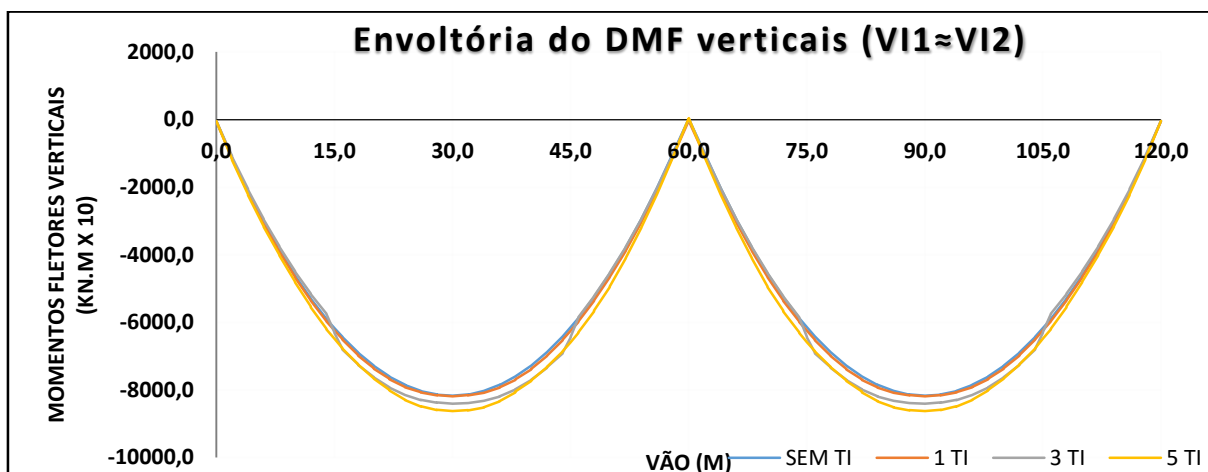
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura B.53 – Envoltória do DMF verticais nas VE1 e VE2 do modelo P2 das CNU.



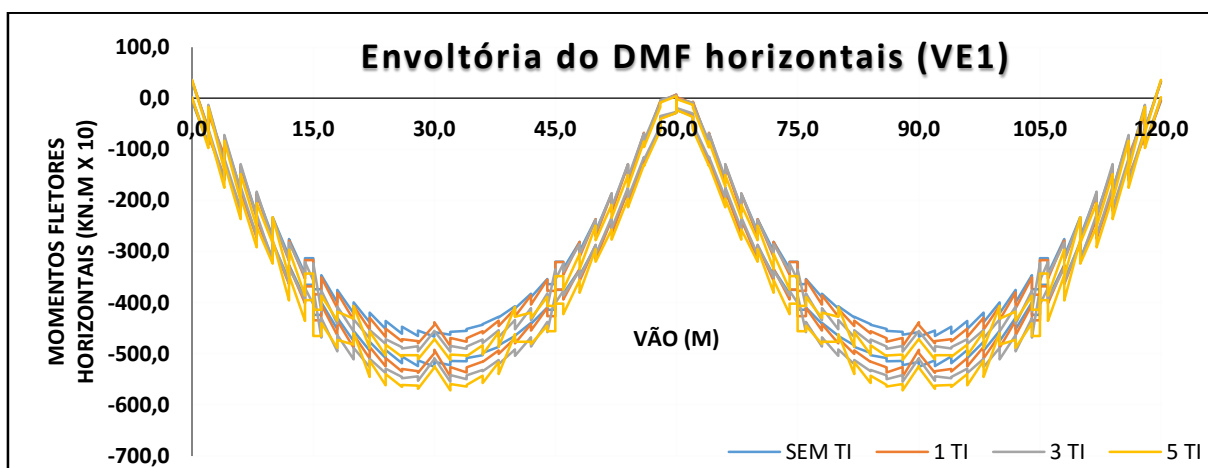
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura B.54 – Envoltória do DMF verticais nas VI1 e VI2 do modelo P2 das CNU.



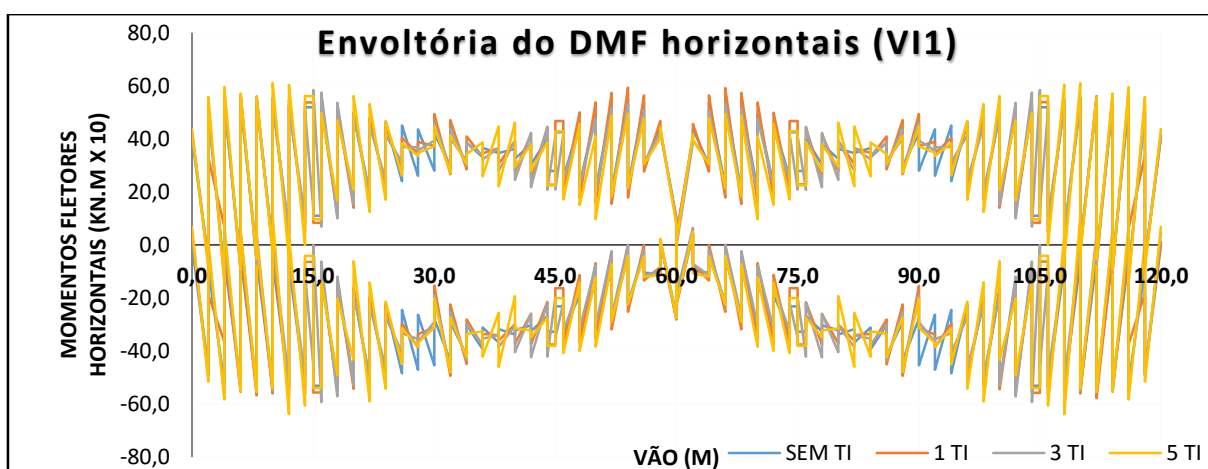
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura B.55 – Envoltória do DMF horizontais na VE1 para P2 das CNU.



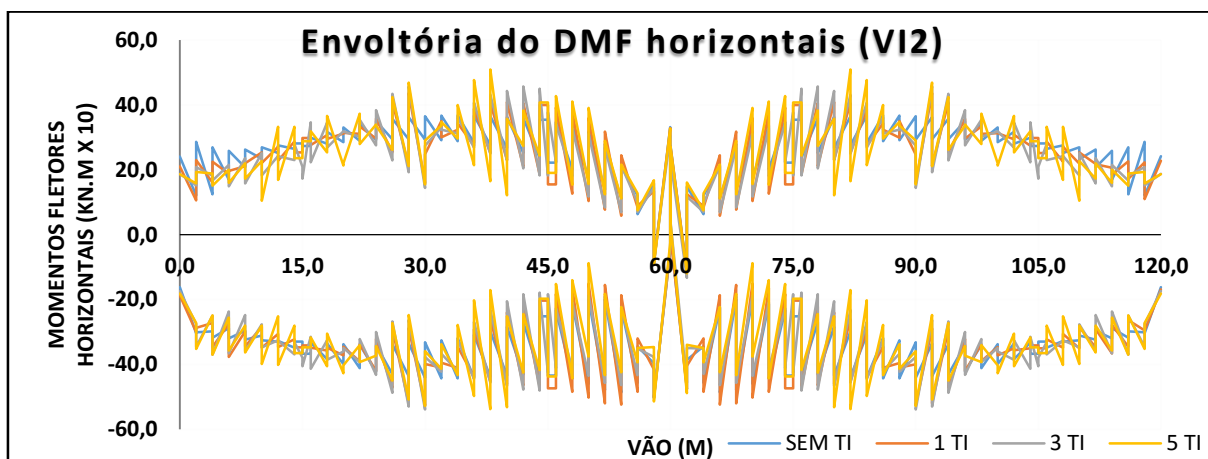
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura B.56 – Envoltória do DMF horizontais na VI1 para P2 das CNU.



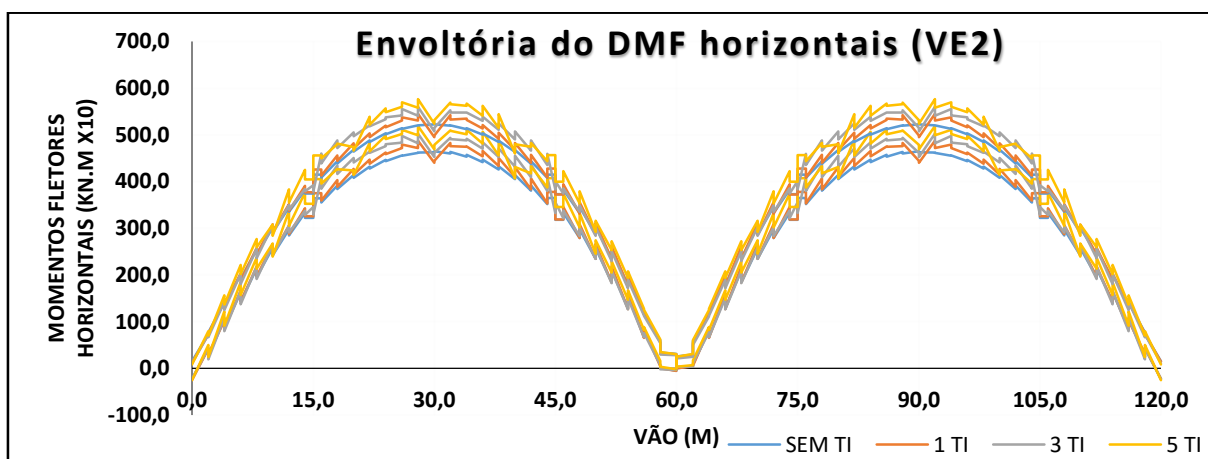
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura B.57 – Envoltória do DMF horizontais na VI2 para P2 das CNU.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

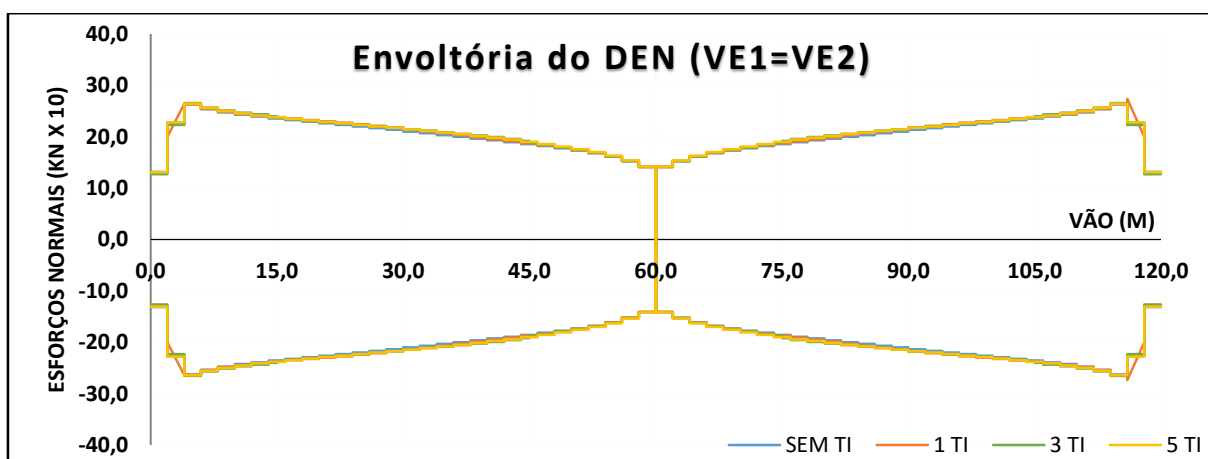
Figura B.58 – Envoltória do DMF horizontais na VE2 para P2 das CNU.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

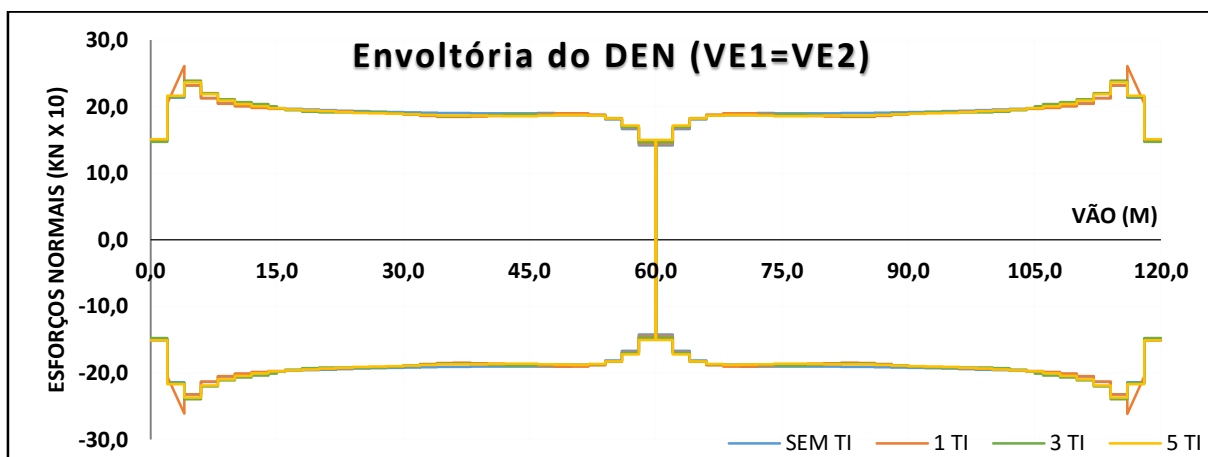
b.2) Freagem e aceleração – carga móvel horizontal (CMH):

Figura B.59 – Envoltória do DEN nas longarinas externas do modelo P2 da CMH.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

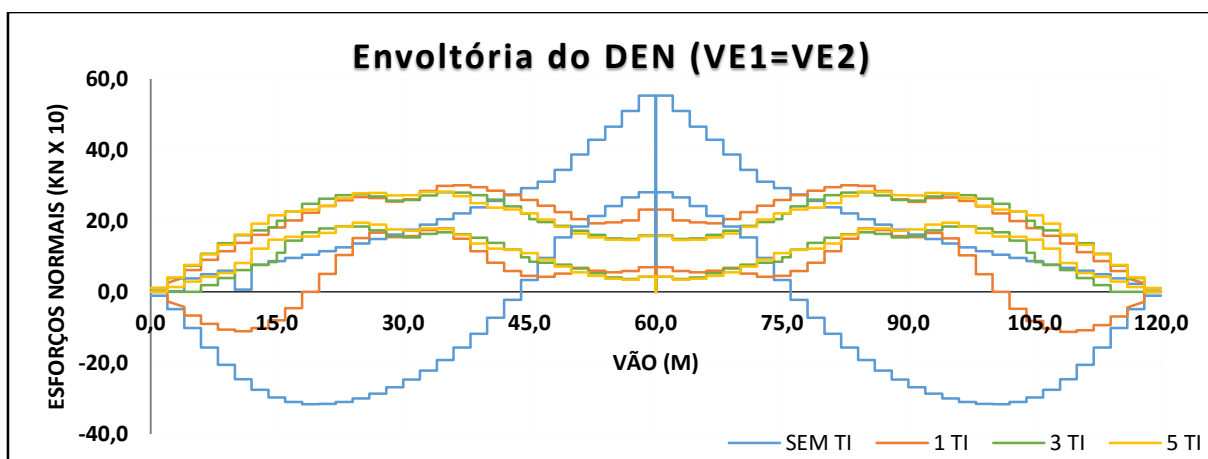
Figura B.60 – Envoltória do DEN nas longarinas internas do modelo P2 da CMH.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

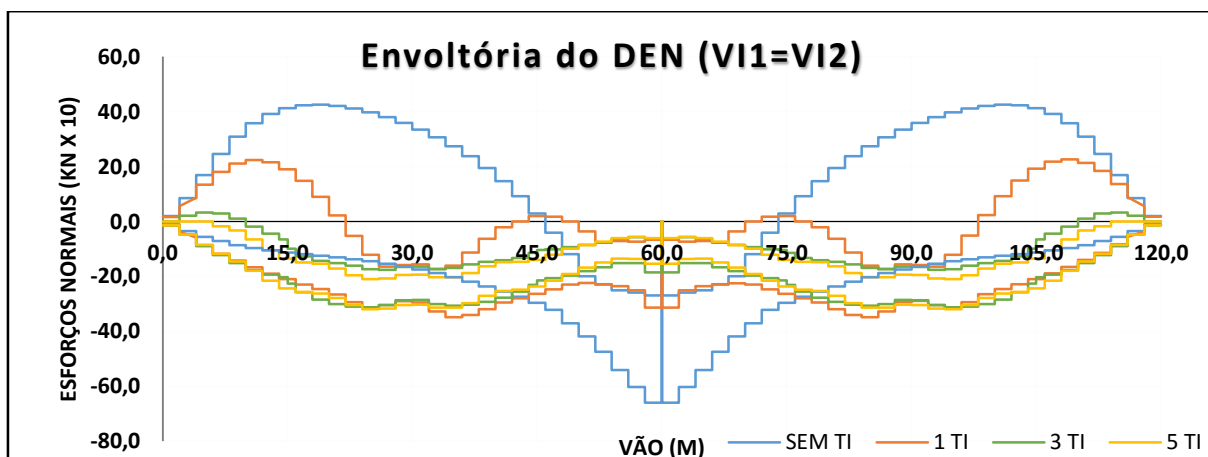
b.3) Carga móvel vertical (CMV):

Figura B.61 – Envoltória do DEN nas longarinas externas do modelo P2 da CMV.



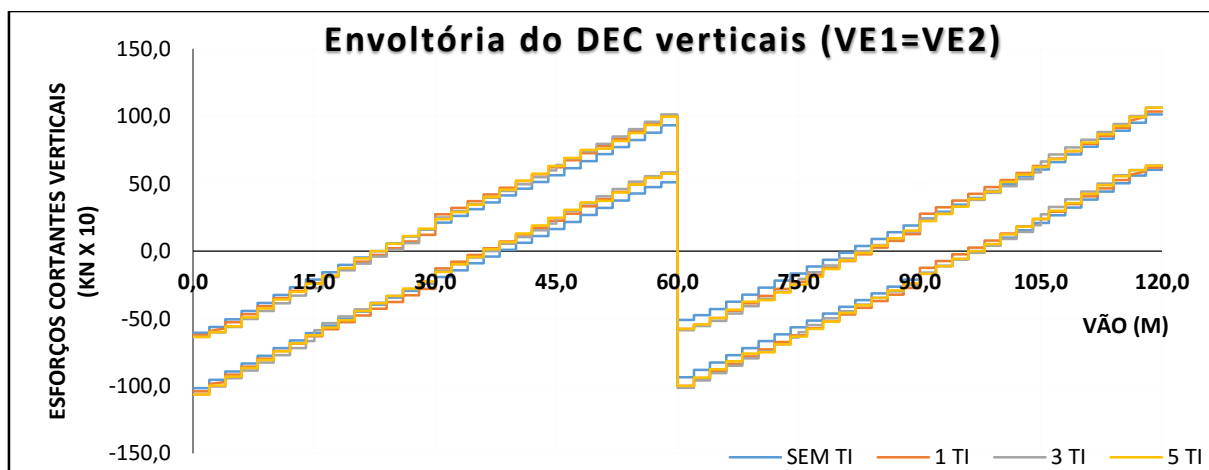
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura B.62 – Envoltória do DEN nas longarinas internas do modelo P2 da CMV.



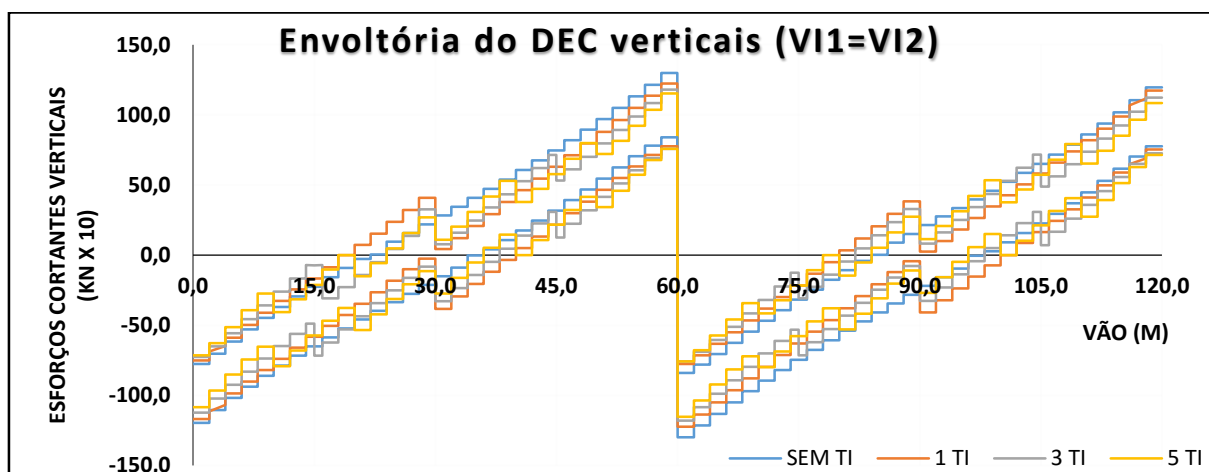
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura B.63 – Envoltória do DEC verticais nas longarinas externas para P2 da CMV.



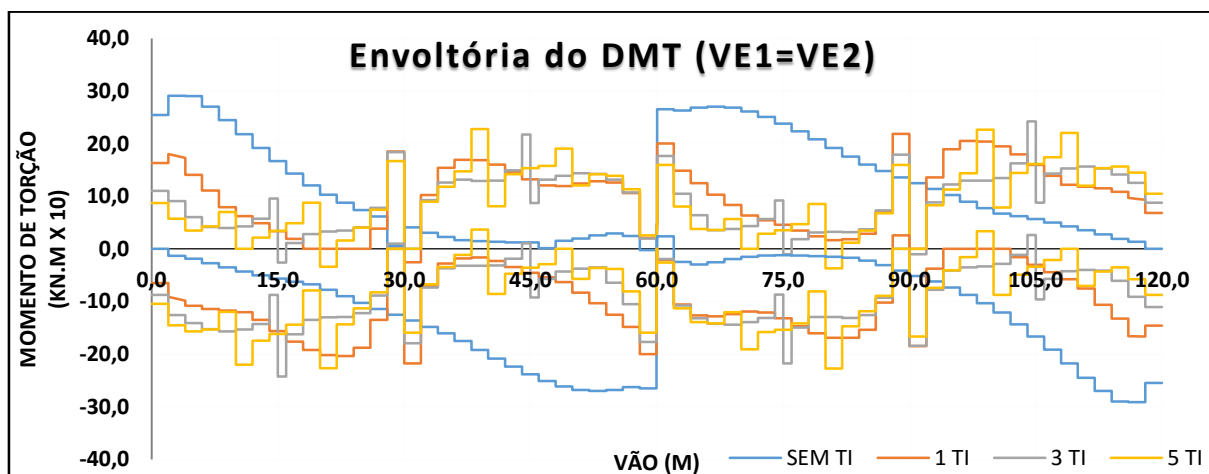
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura B.64 – Envoltória do DEC verticais nas longarinas internas para P2 da CMV.



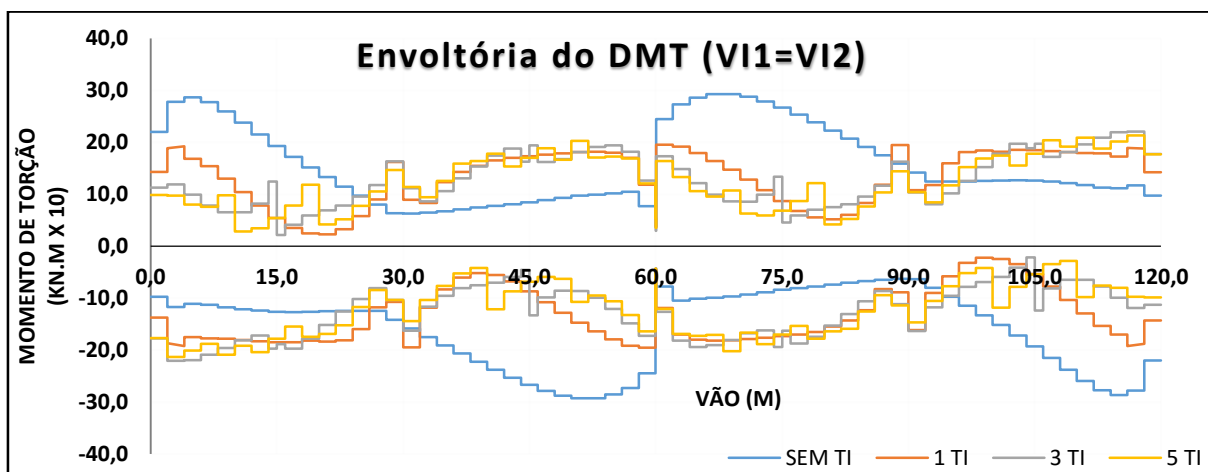
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura B.65 – Envoltória do DMT nas longarinas externas do modelo P2 da CMV.



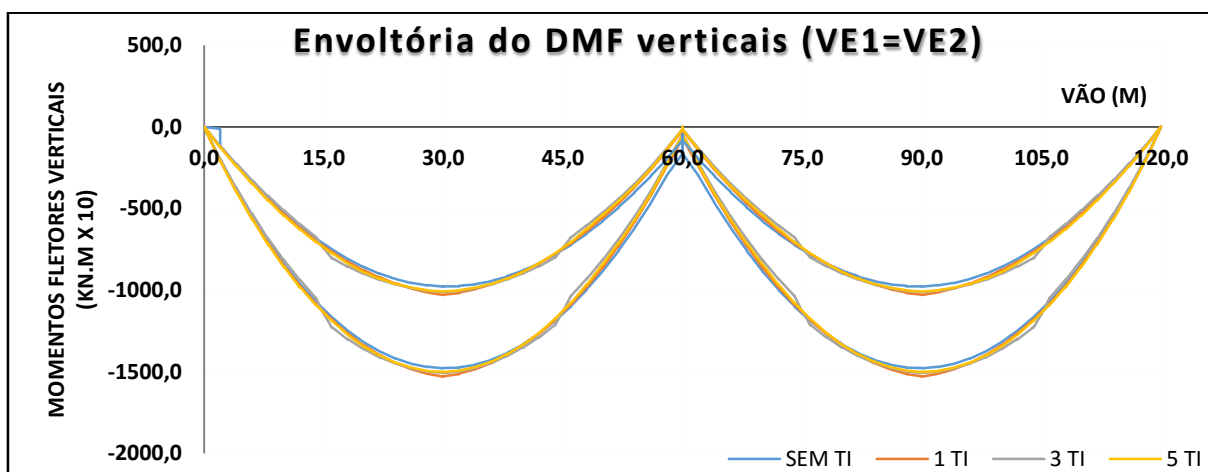
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura B.66 – Envoltória do DMT nas longarinas internas do modelo P2 da CMV.



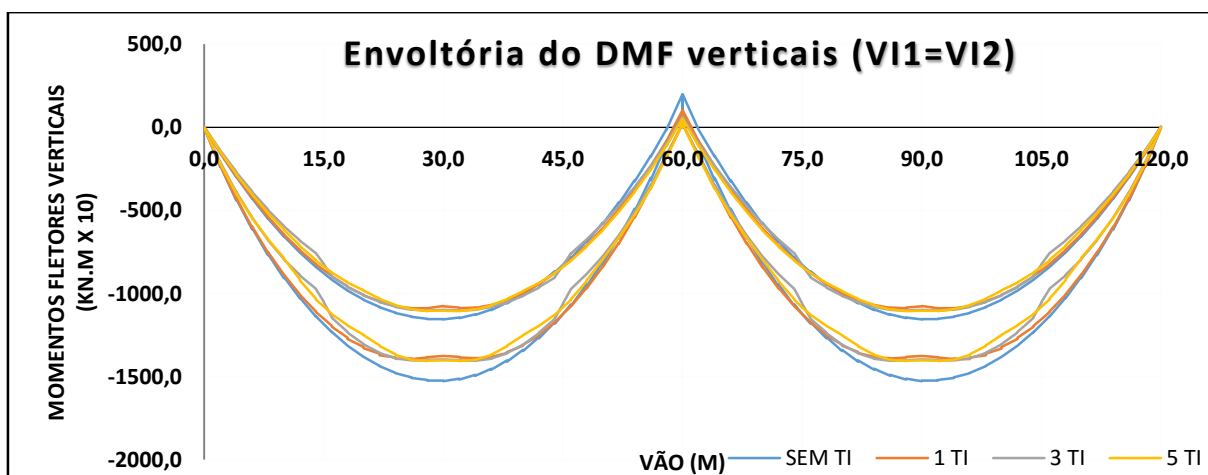
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura B.67 – Envoltória do DMF verticais nas VE1 e VE2 do modelo P2 da CMV.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

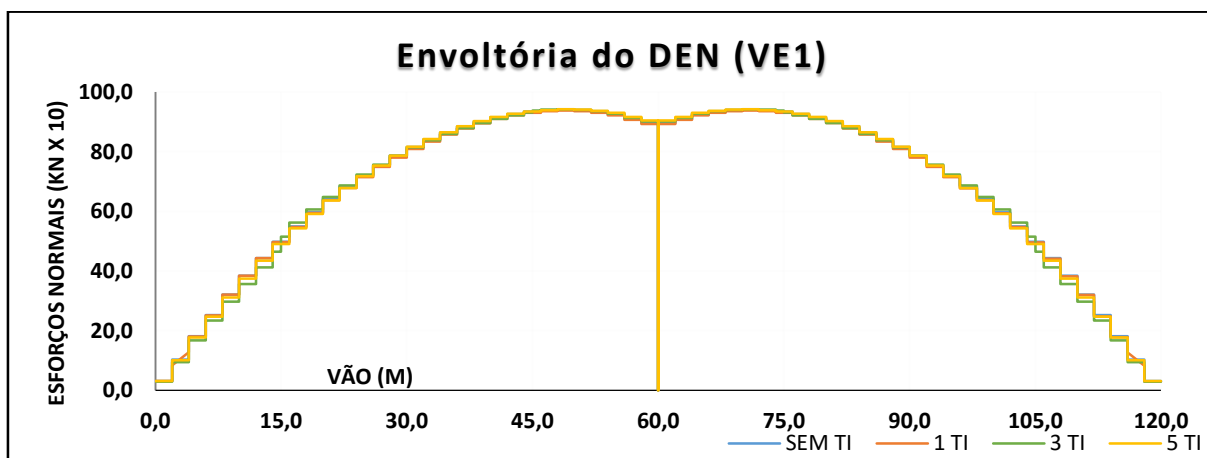
Figura B.68 – Envoltória do DMF verticais nas VI1 e VI2 do modelo P2 da CMV.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

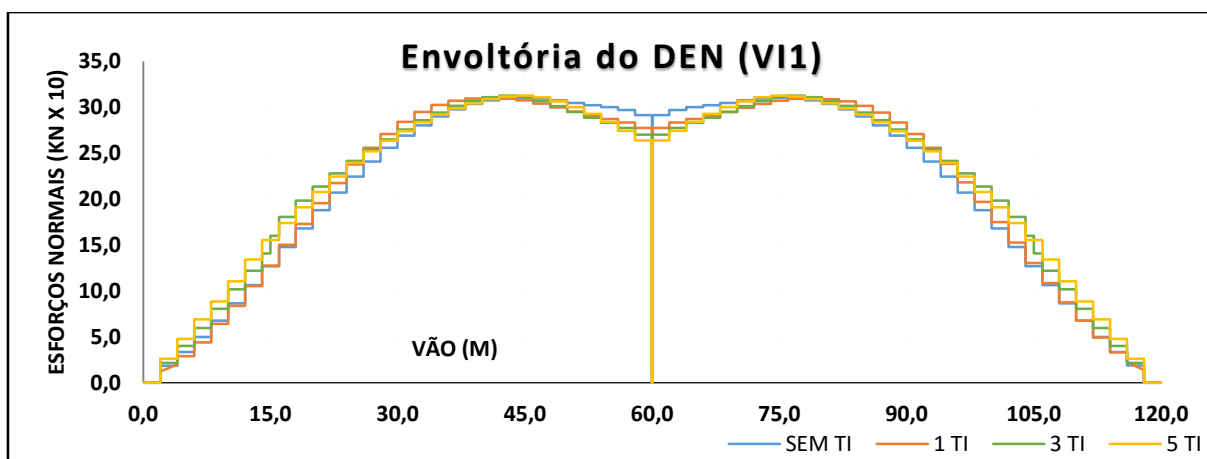
b.4) Vento:

Figura B.69 – Envoltória do DEN na VE1 do modelo P2 para a ação do vento.



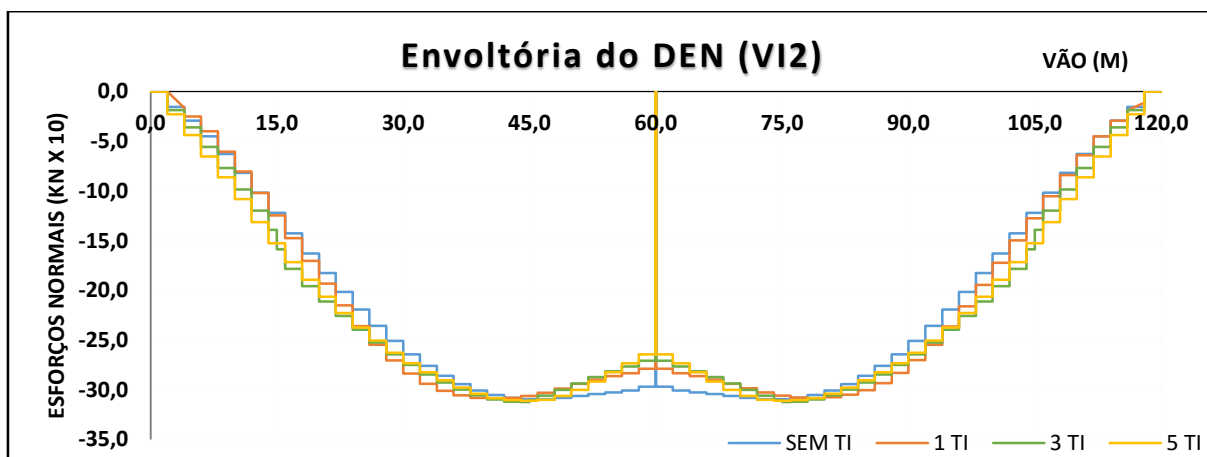
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura B.70 – Envoltória do DEN na VI1 do modelo P2 para a ação do vento.



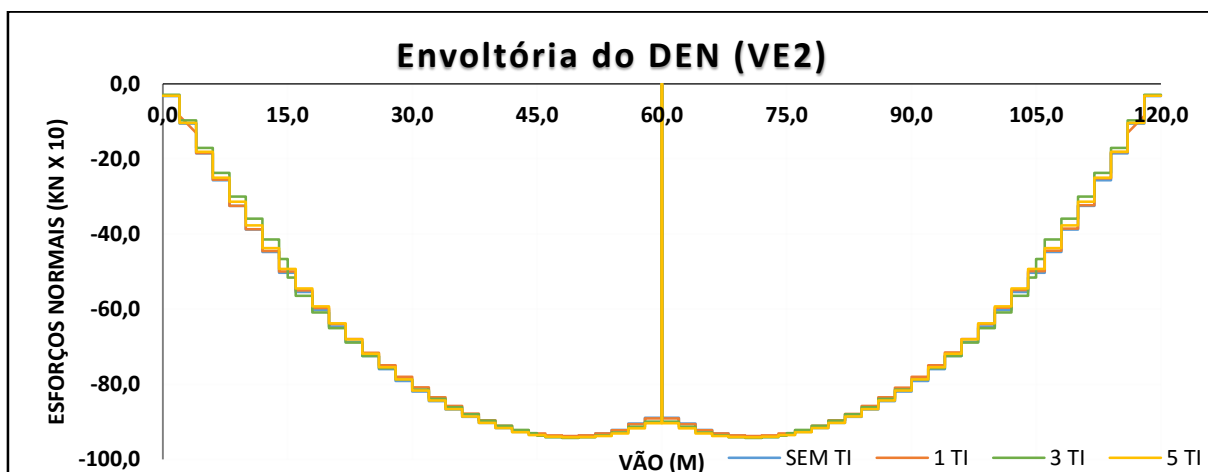
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura B.71 – Envoltória do DEN na VI2 do modelo P2 para a ação do vento.



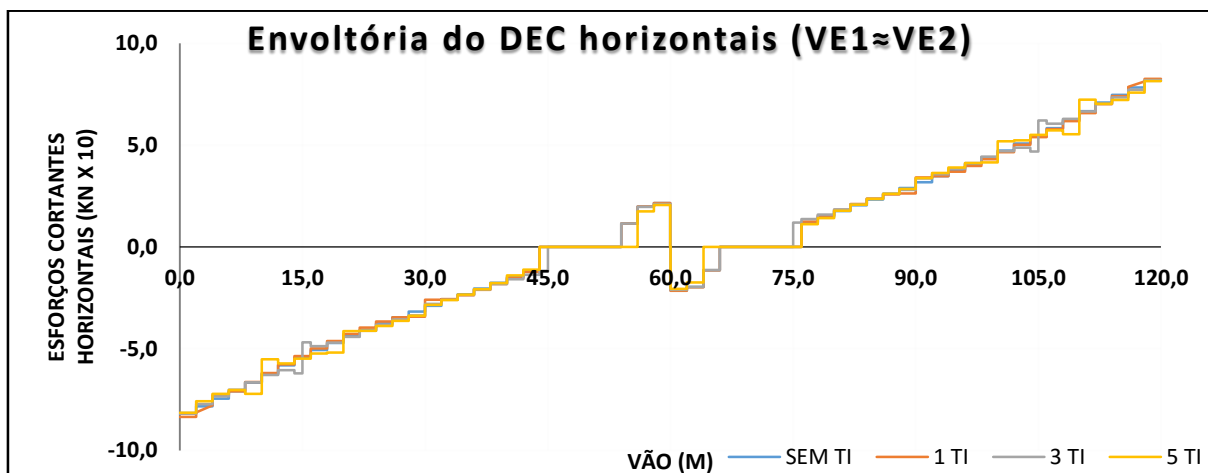
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura B.72 – Envoltória do DEN na VE2 do modelo P2 para a ação do vento.



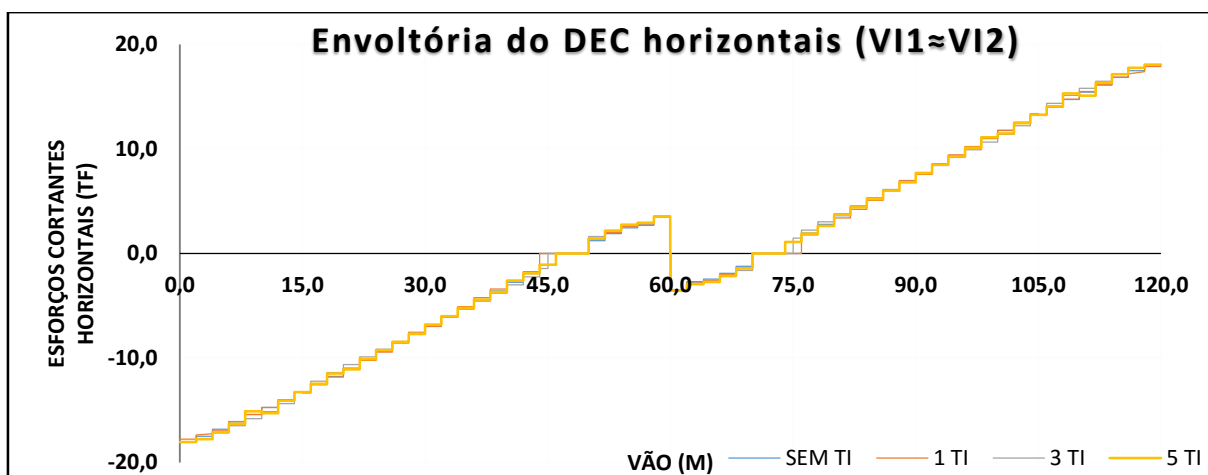
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura B.73 – Envoltória do DEC horizontais nas VE1 e VE2 do modelo P2 para a ação do vento.



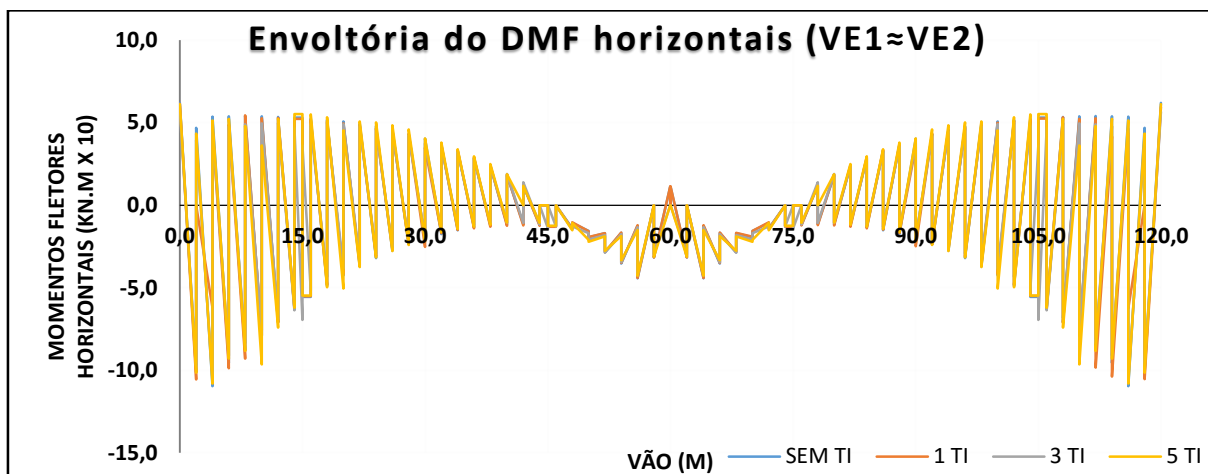
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura B.74 – Envoltória do DEC horizontais nas VI1 e VI2 do modelo P2 para a ação do vento.



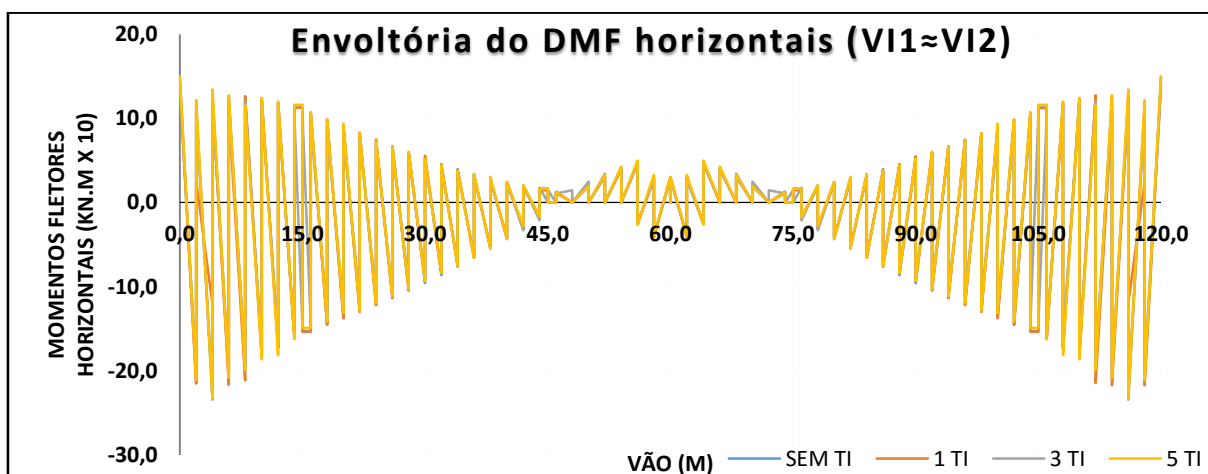
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura B.75 – Envoltória do DMF horizontais nas VE1 e VE2 do modelo P2 para a ação do vento.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura B.76 – Envoltória do DMF horizontais nas VI1 e VI2 do modelo P2 para a ação do vento.



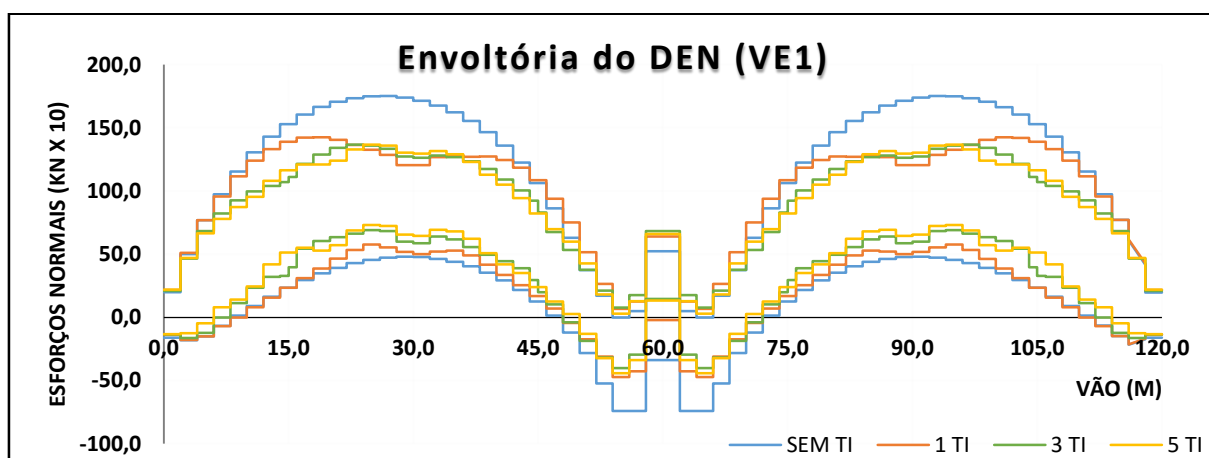
APÊNDICE C – Resultados dos modelos com seis longarinas

Este APÊNDICE tem como função apresentar os resultados obtidos nas longarinas, sendo ilustrado os diagramas dos esforços axiais (DEN), esforços cortantes (DEC), momentos de torção (DMT) e momentos fletores (DMF). Os momentos fletores verticais, aqui apresentados, são aqueles que acontecem em torno do eixo de maior inércia da viga, enquanto os horizontais atuam em torno do eixo de menor inércia. Os cortantes verticais atuam perpendicularmente e os horizontais paralelamente ao eixo de maior inércia.

a) Esforços para o modelo moldado no local com seis longarinas (M3):

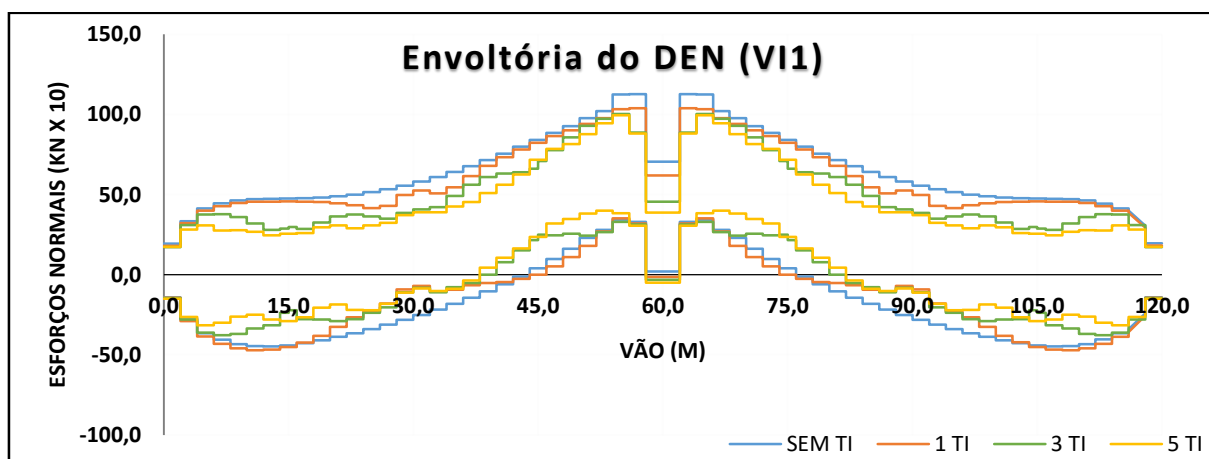
a.1) Envoltória das combinações normais últimas (CNU):

Figura C.1 – Envoltória do DEN na longarina externa (VE1) do modelo M3 das CNU.



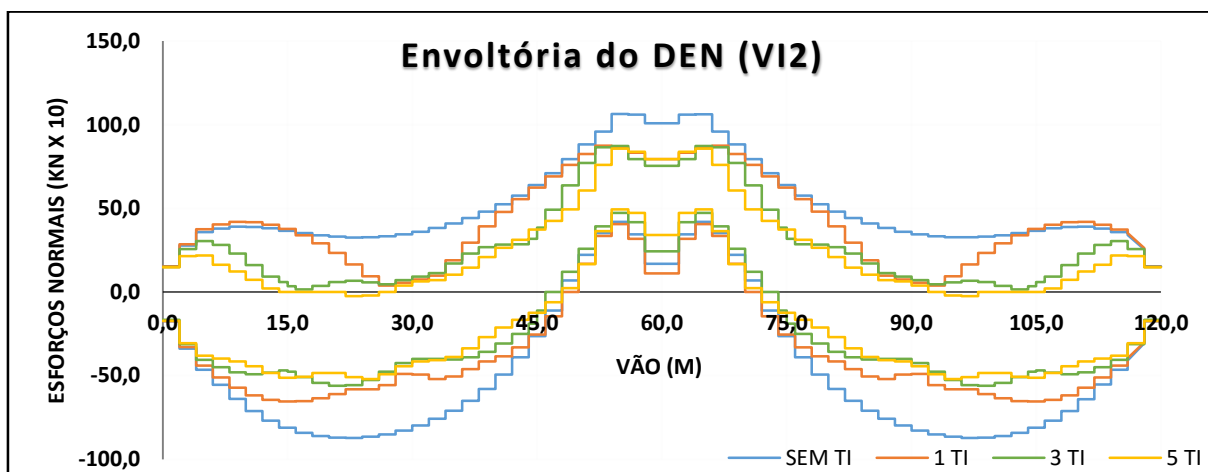
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.2 – Envoltória do DEN na longarina interna (VI1) do modelo M3 das CNU.



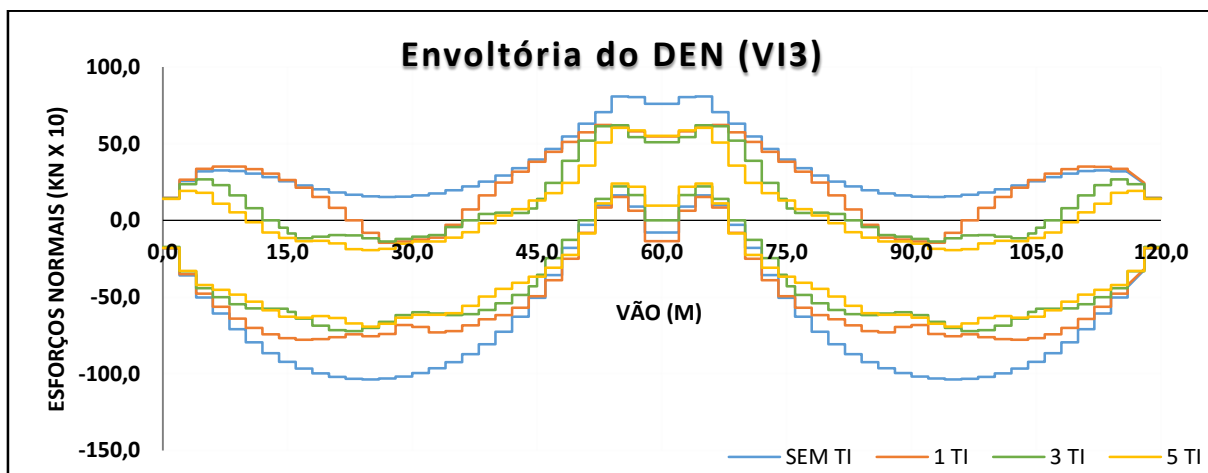
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.3 – Envoltória do DEN na longarina interna (VI2) do modelo M3 das CNU.



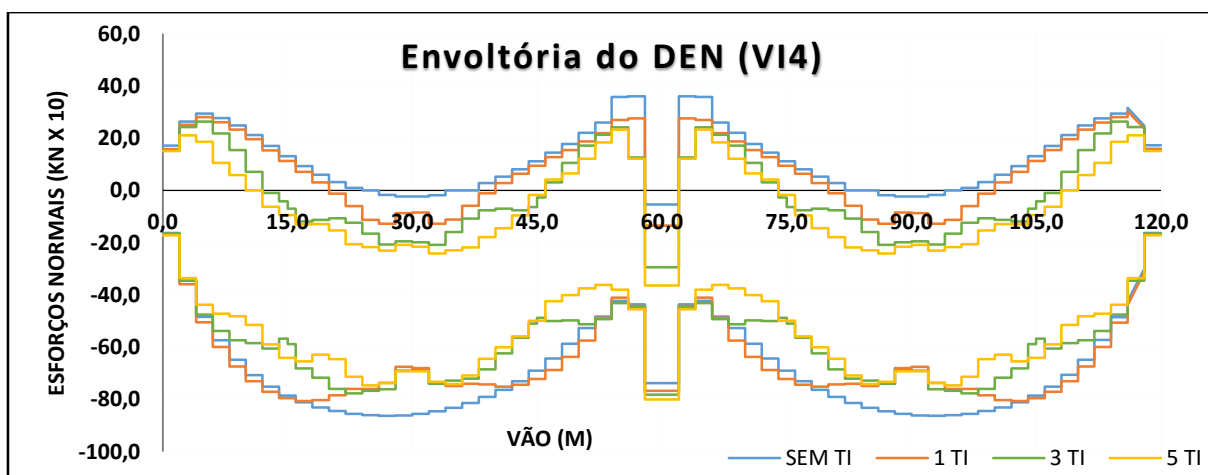
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.4 – Envoltória do DEN na longarina interna (VI3) do modelo M3 das CNU.



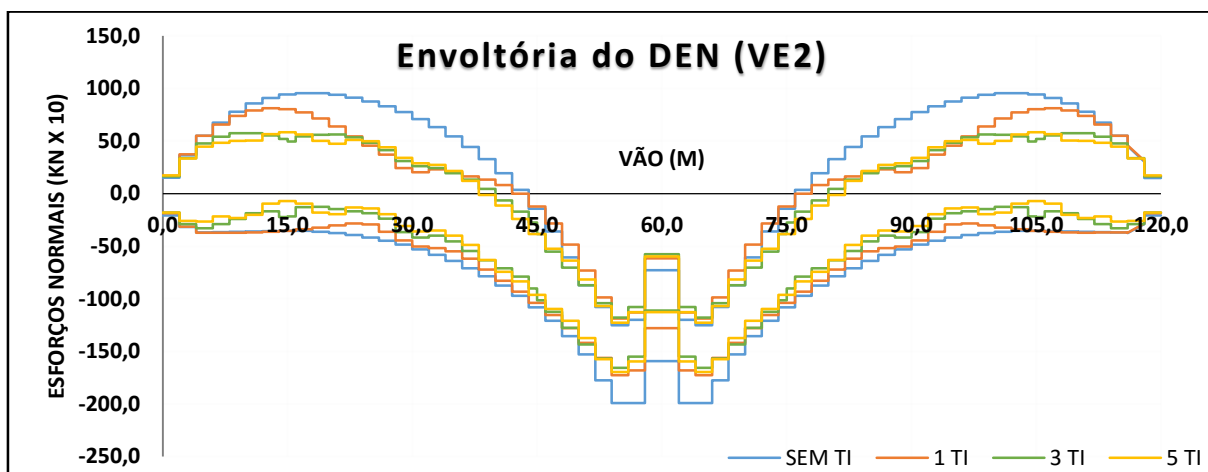
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.5 – Envoltória do DEN na longarina interna (VI4) do modelo M3 das CNU.



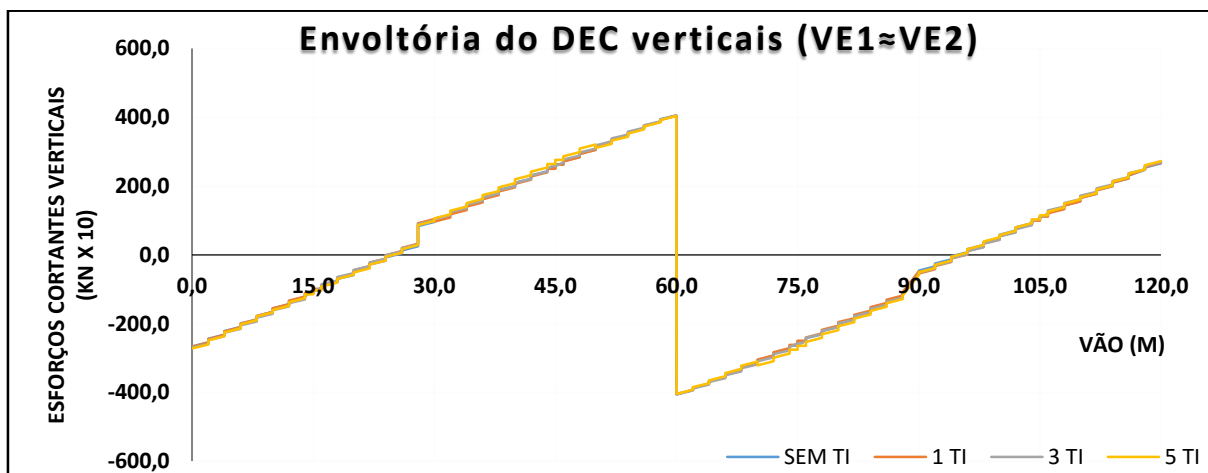
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.6 – Envoltória do DEN na longarina externa (VE2) do modelo M3 das CNU.



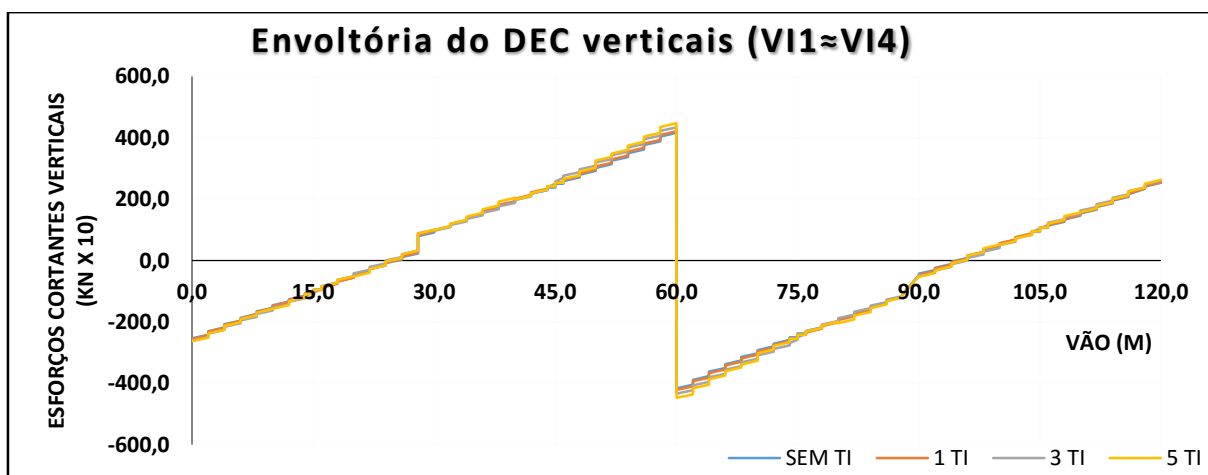
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.7 – Envoltória do DEC verticais nas VE1 e VE2 do modelo M3 das CNU.



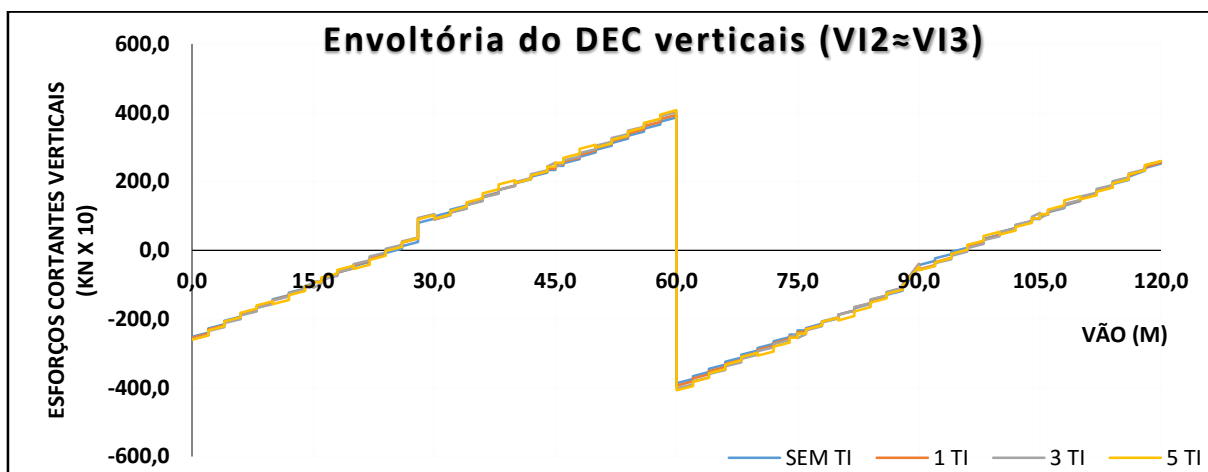
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.8 – Envoltória do DEC verticais nas VII e VI4 do modelo M3 das CNU.



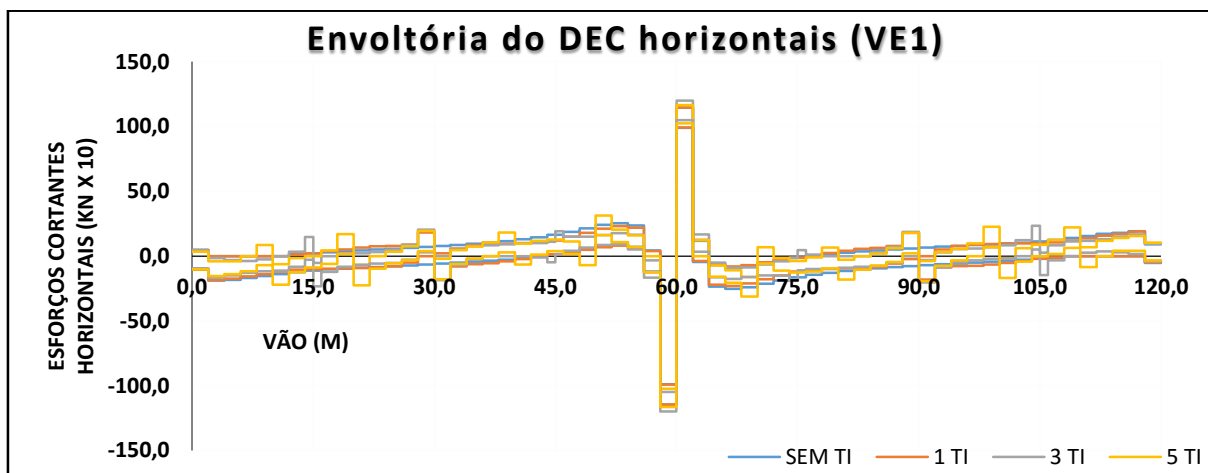
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.9 – Envoltória do DEC verticais nas VI2 e VI3 do modelo M3 das CNU.



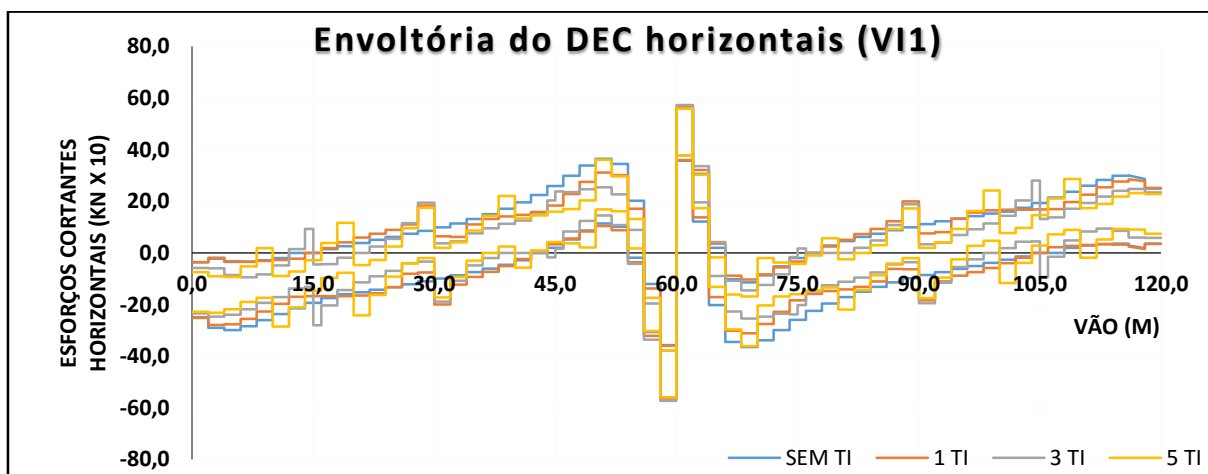
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.10 – Envoltória do DEC horizontais na VE1 do modelo M3 das CNU.



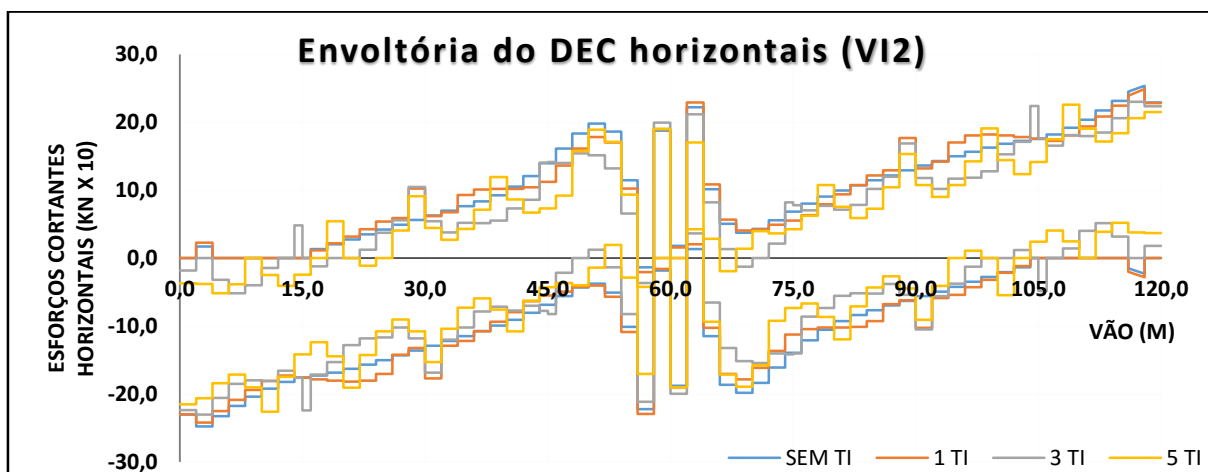
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.11 – Envoltória do DEC horizontais na VI1 do modelo M3 das CNU.



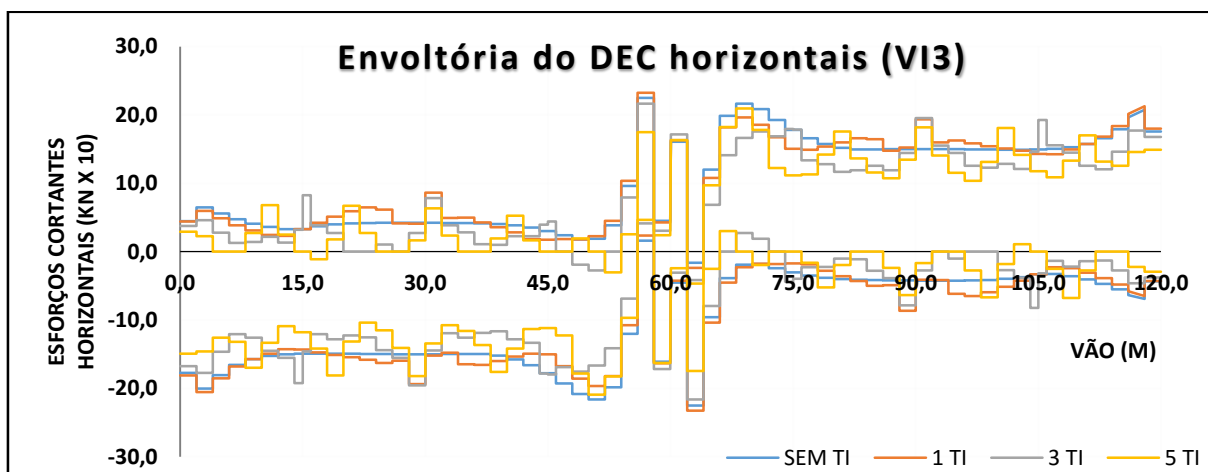
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.12 – Envoltória do DEC horizontais na VI2 do modelo M3 das CNU.



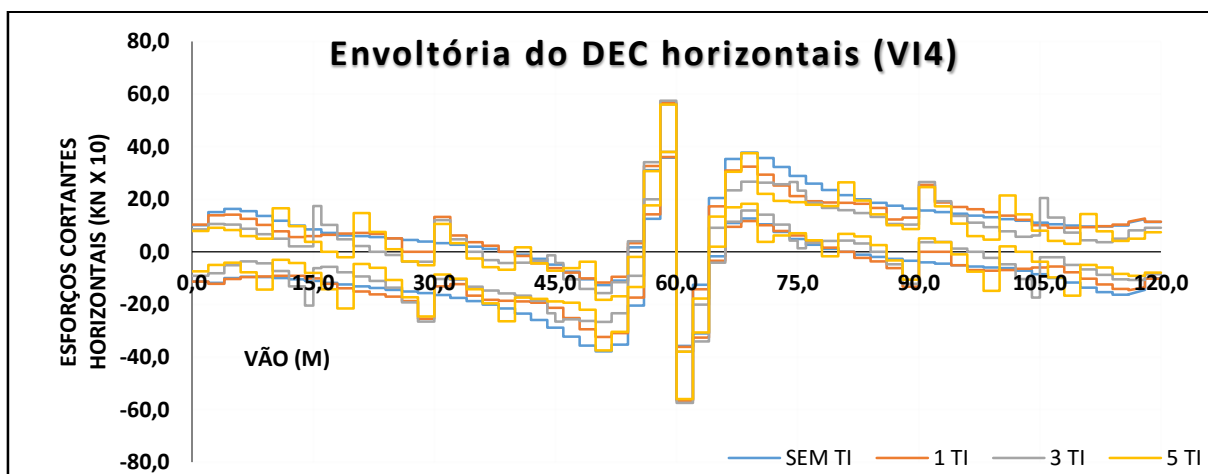
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.13 – Envoltória do DEC horizontais na VI3 do modelo M3 das CNU.



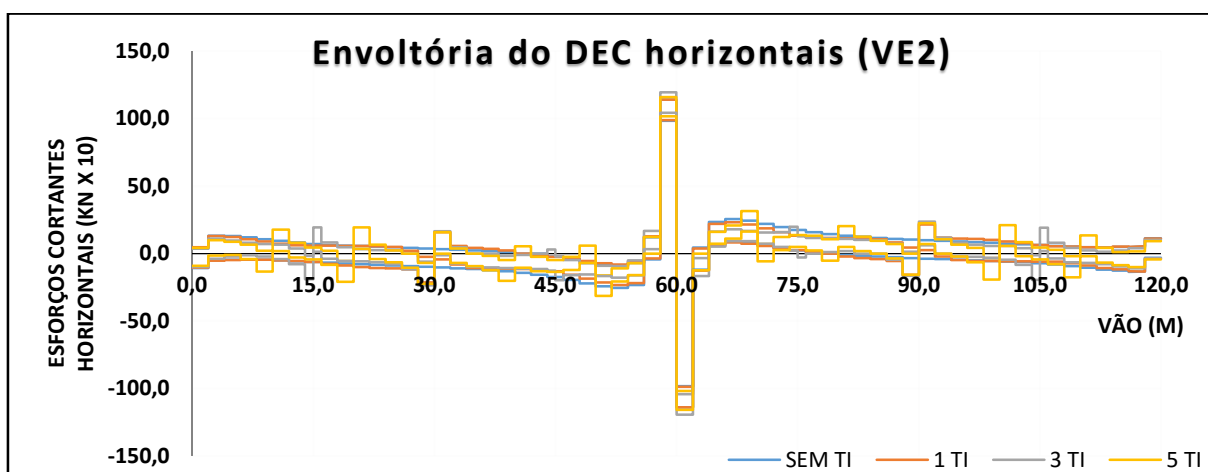
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.14 – Envoltória do DEC horizontais na VI4 do modelo M3 das CNU.



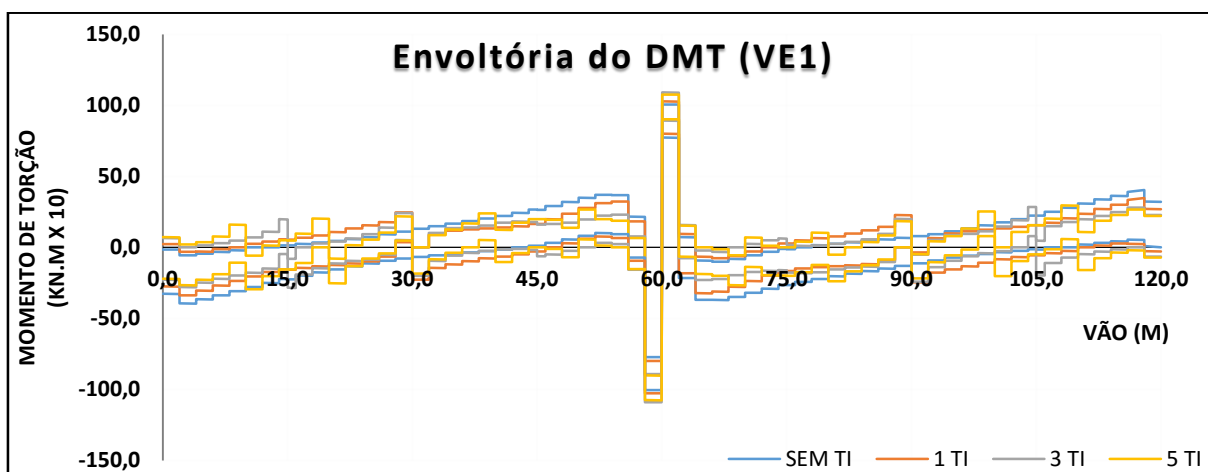
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.15 – Envoltória do DEC horizontais na VE2 do modelo M3 das CNU.



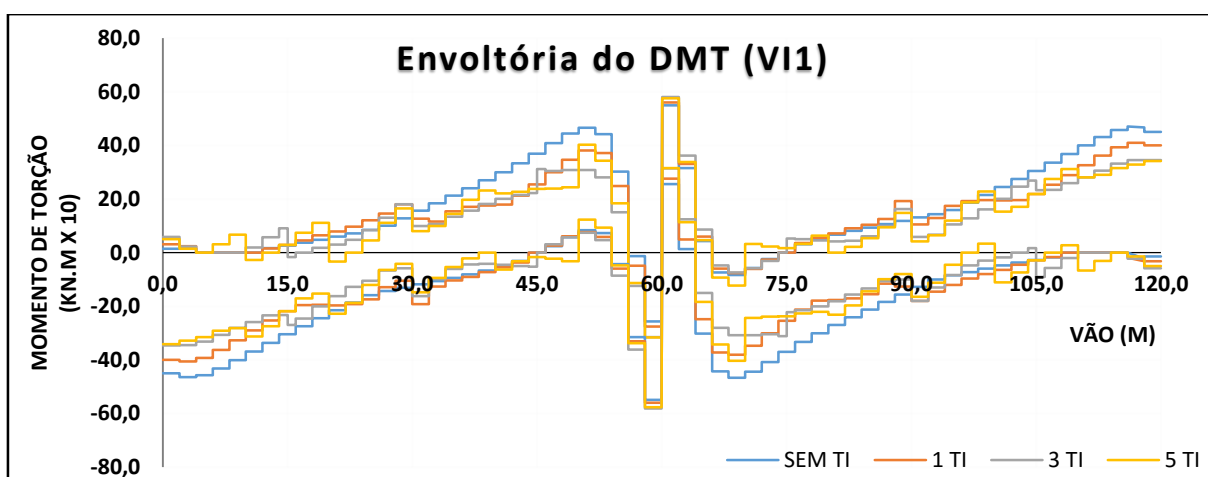
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.16 – Envoltória do DMT na VE1 do modelo M3 das CNU.



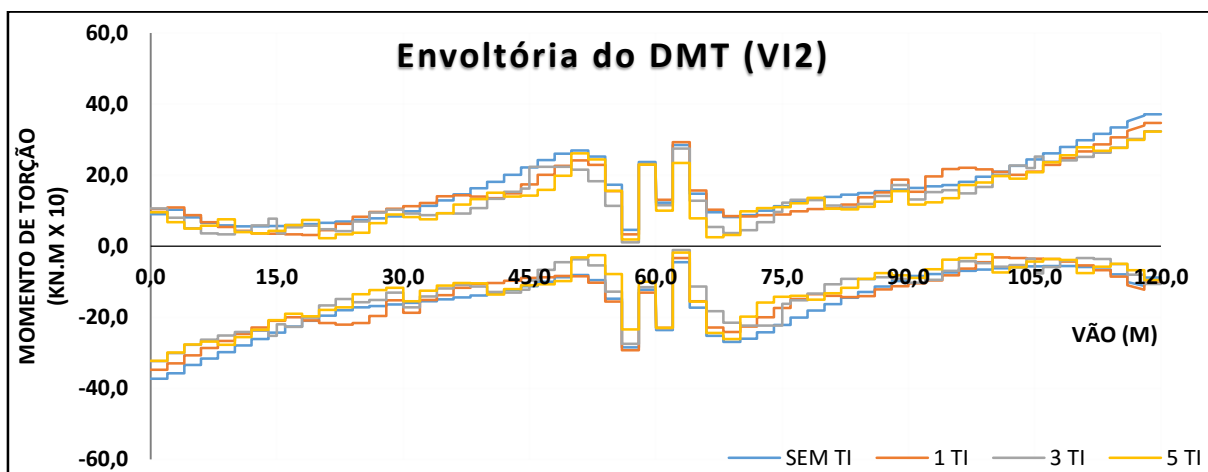
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.17 – Envoltória do DMT na VI1 do modelo M3 das CNU.



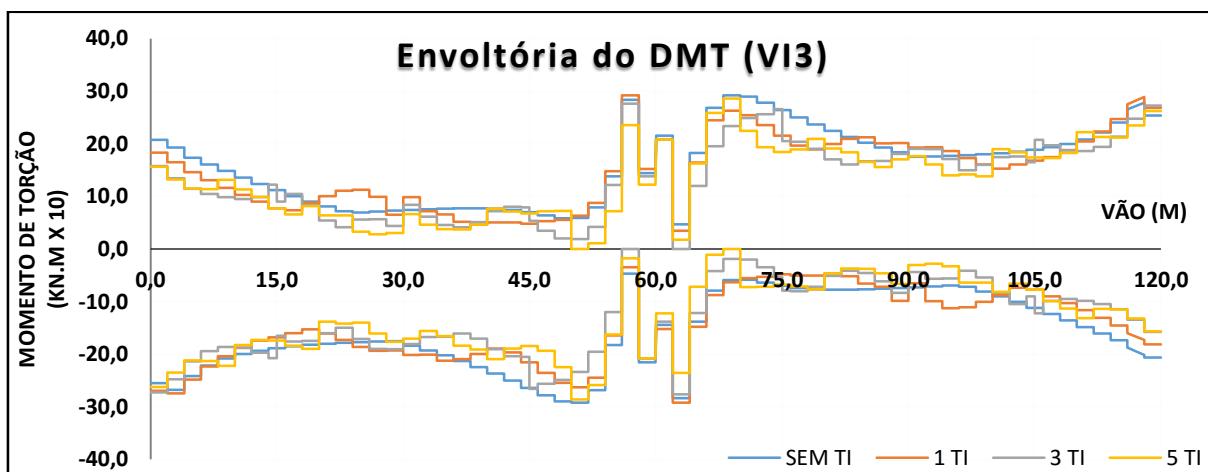
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.18 – Envoltória do DMT na VI2 do modelo M3 das CNU.



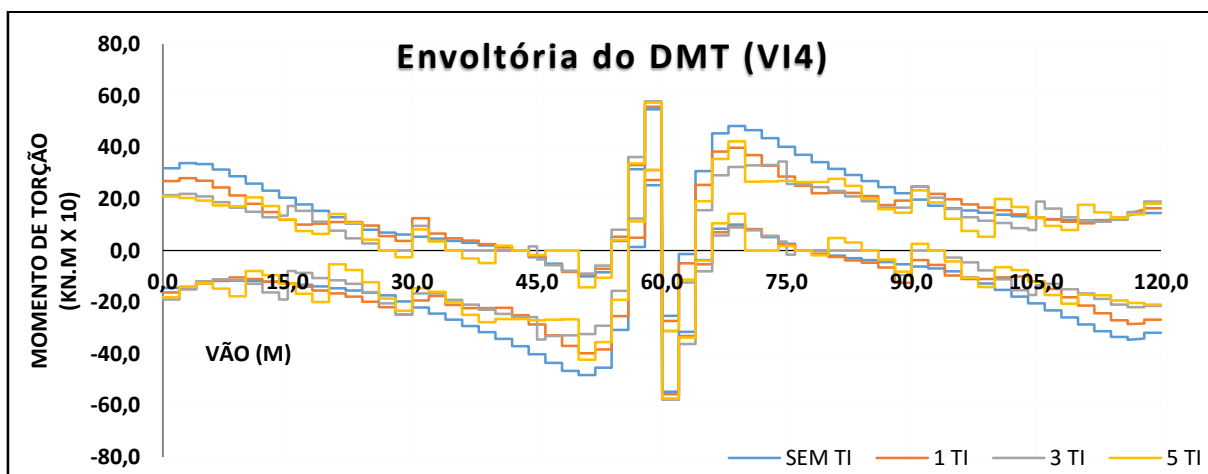
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.19 – Envoltória do DMT na VI3 do modelo M3 das CNU.



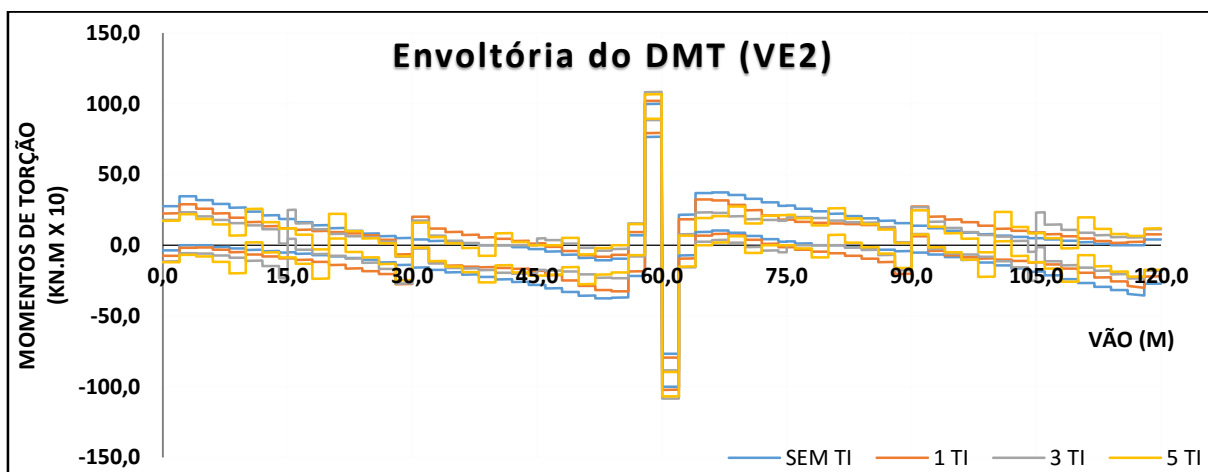
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.20 – Envoltória do DMT na VI4 do modelo M3 das CNU.



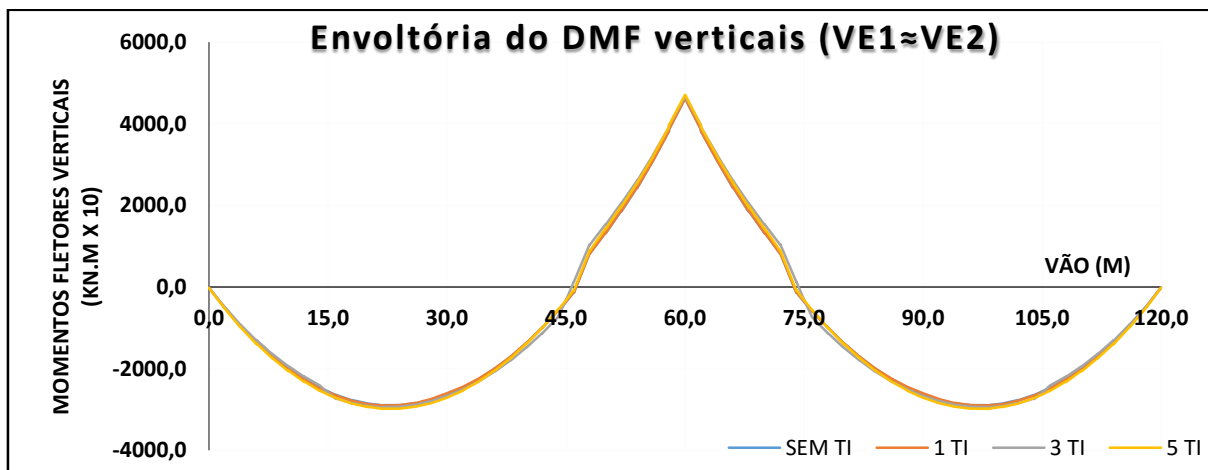
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.21 – Envoltória do DMT na VE2 do modelo M3 das CNU.



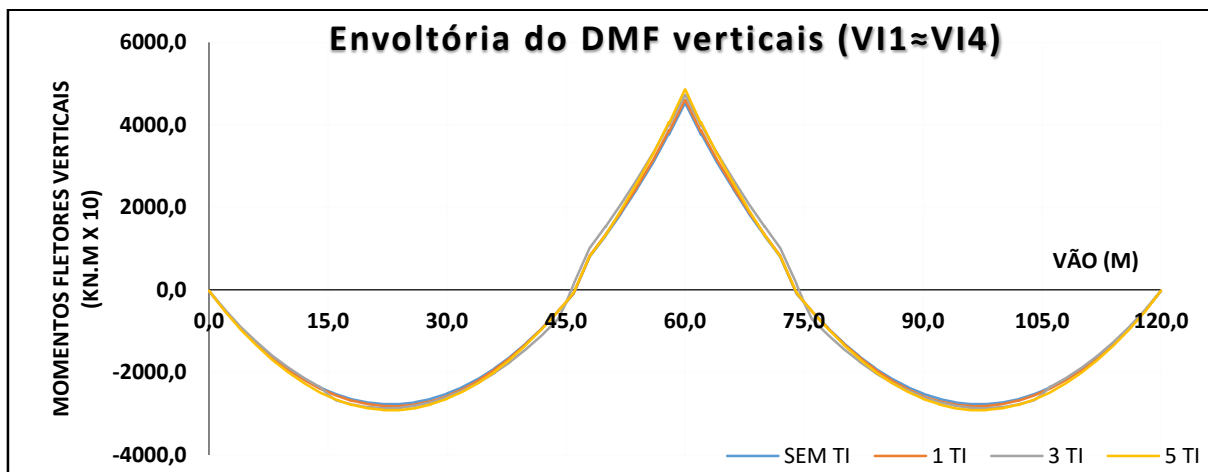
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.22 – Envoltória do DMF verticais nas VE1 e VE2 do modelo M3 das CNU.



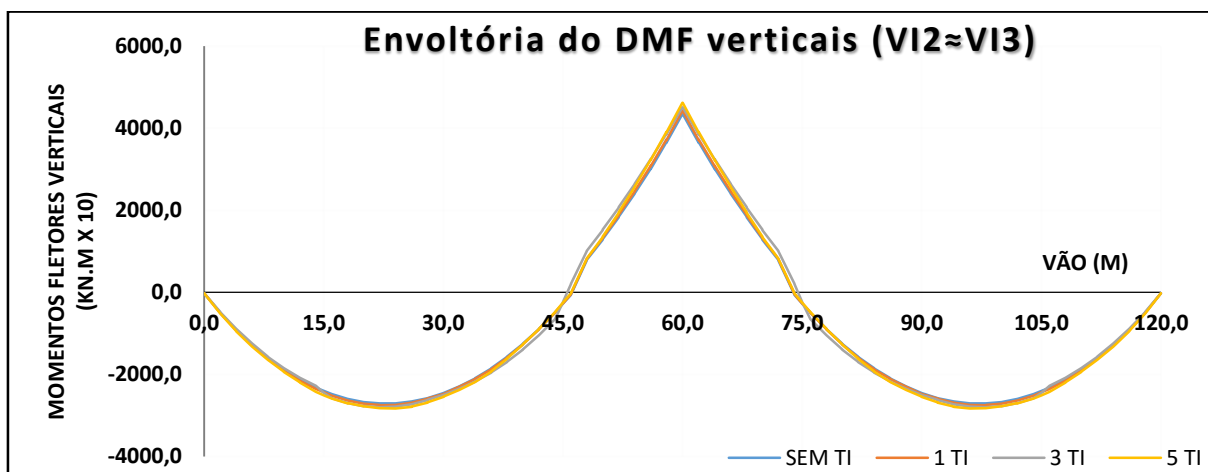
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.23 – Envoltória do DMF verticais nas VI1 e VI4 do modelo M3 das CNU.



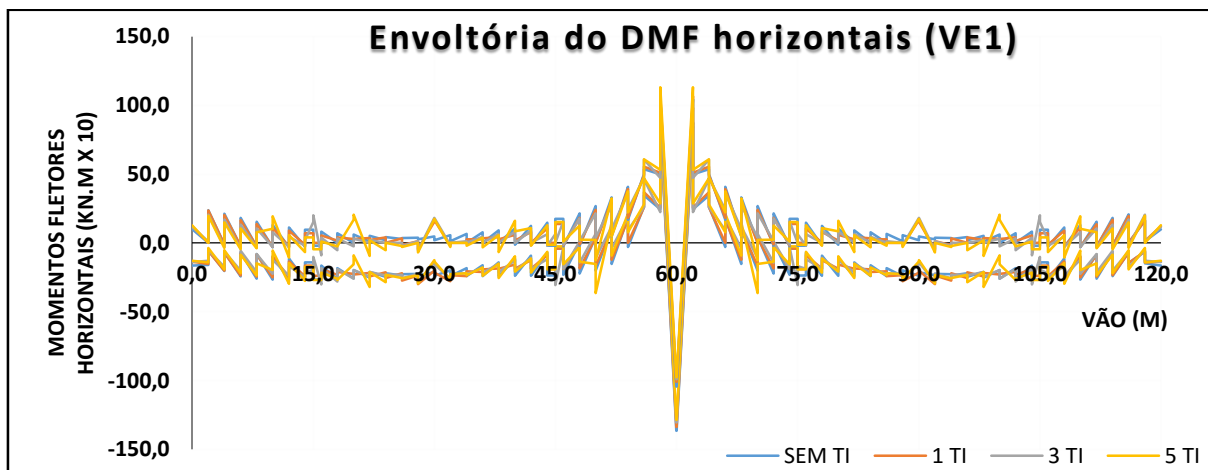
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.24 – Envoltória do DMF verticais nas VI2 e VI3 do modelo M3 das CNU.



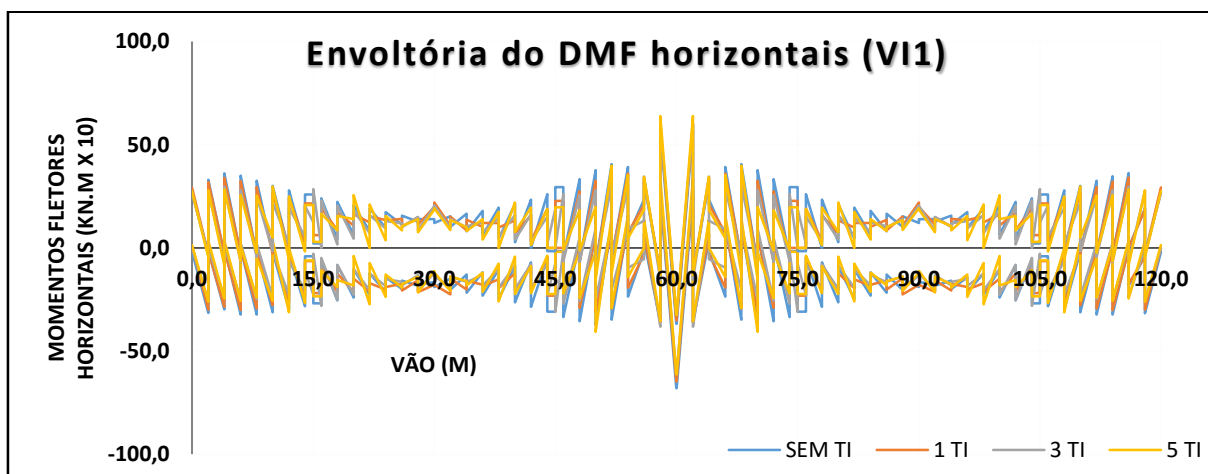
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.25 – Envoltória do DMF horizontais na VE1 para M3 das CNU.



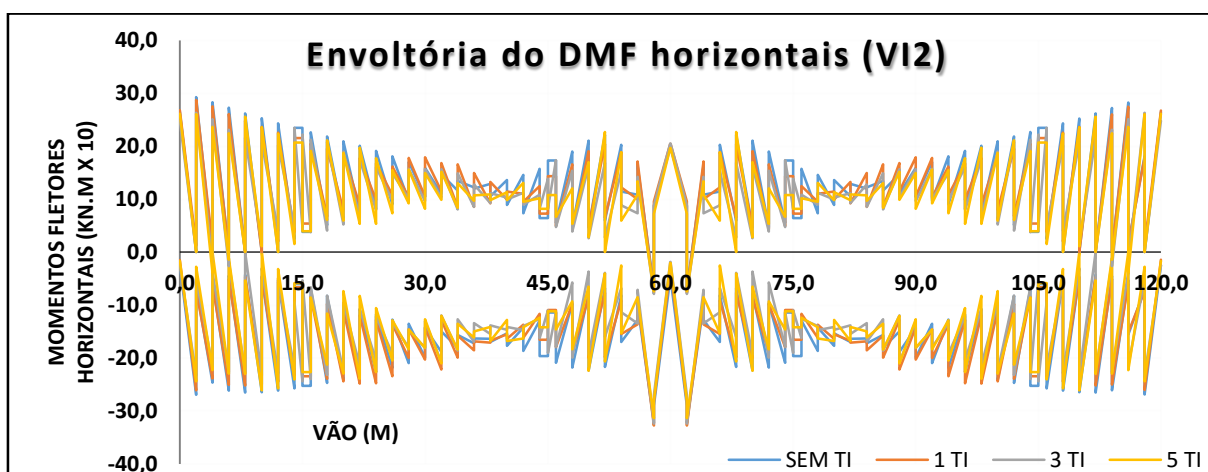
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.26 – Envoltória do DMF horizontais na VI1 para M3 das CNU.



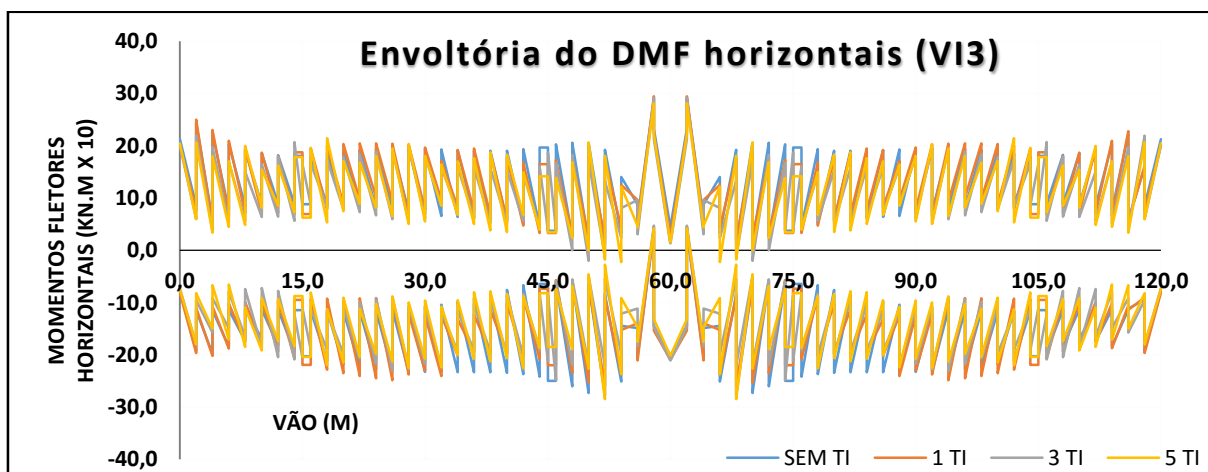
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.27 – Envoltória do DMF horizontais na VI2 para M3 das CNU.



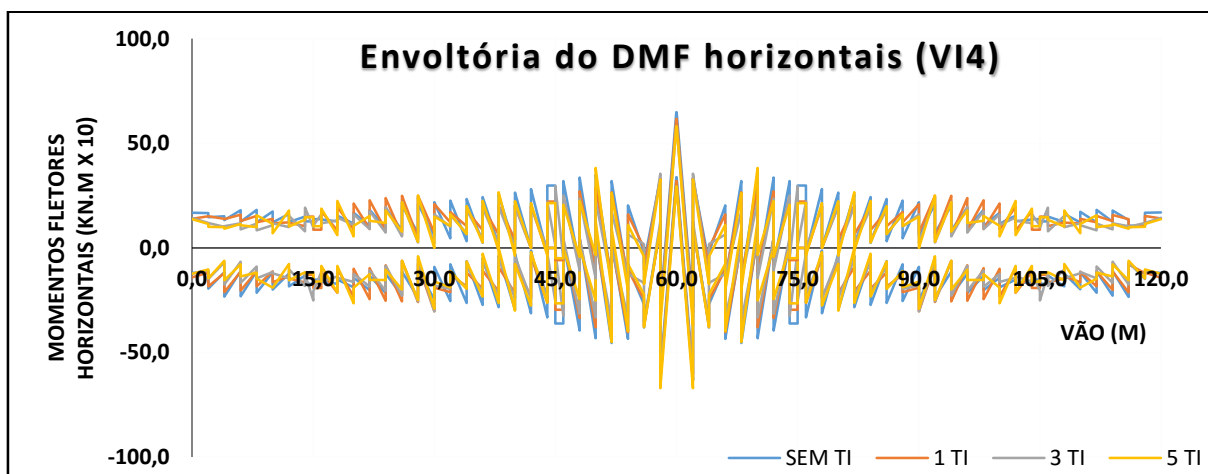
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.28 – Envoltória do DMF horizontais na VI3 para M3 das CNU.



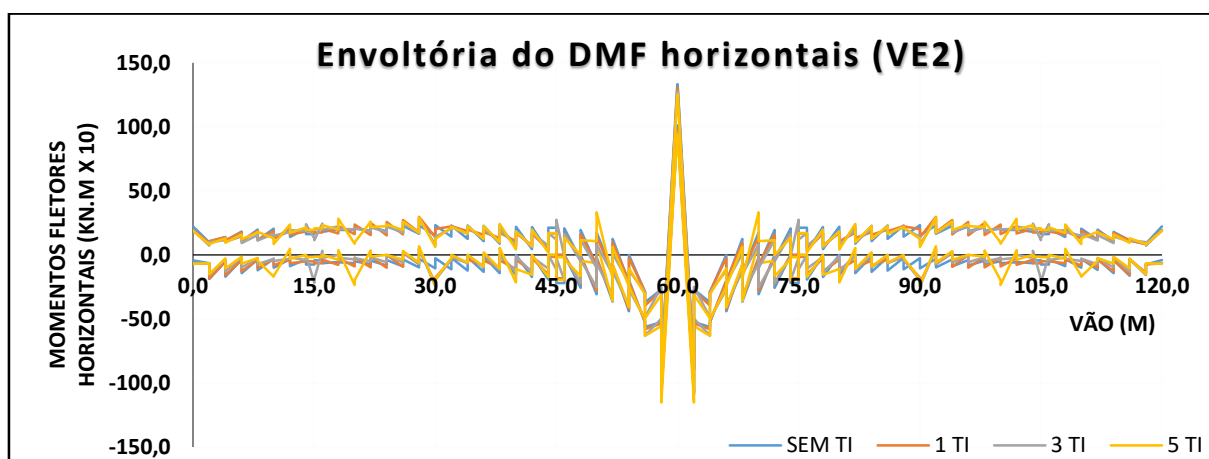
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.29 – Envoltória do DMF horizontais na VI4 para M3 das CNU.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

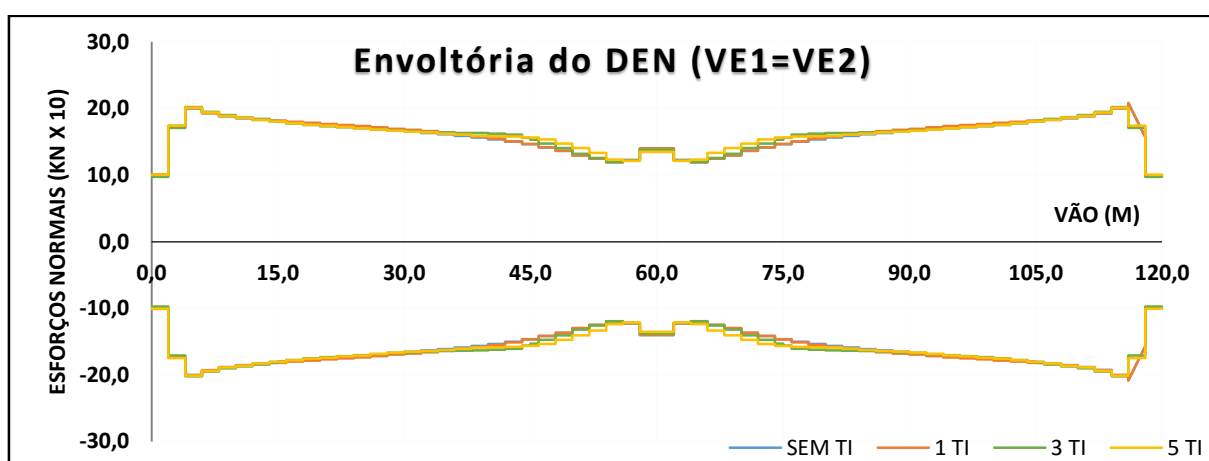
Figura C.30 – Envoltória do DMF horizontais na VE2 para M3 das CNU.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

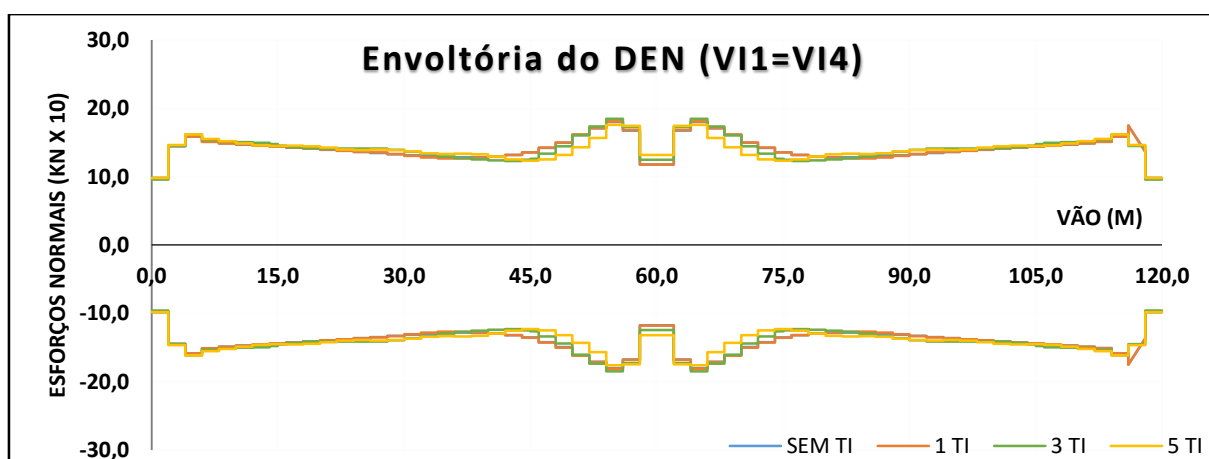
a.2) Frenagem e aceleração – carga móvel horizontal (CMH):

Figura C.31 – Envoltória do DEN nas longarinas externas do modelo M3 da CMH.



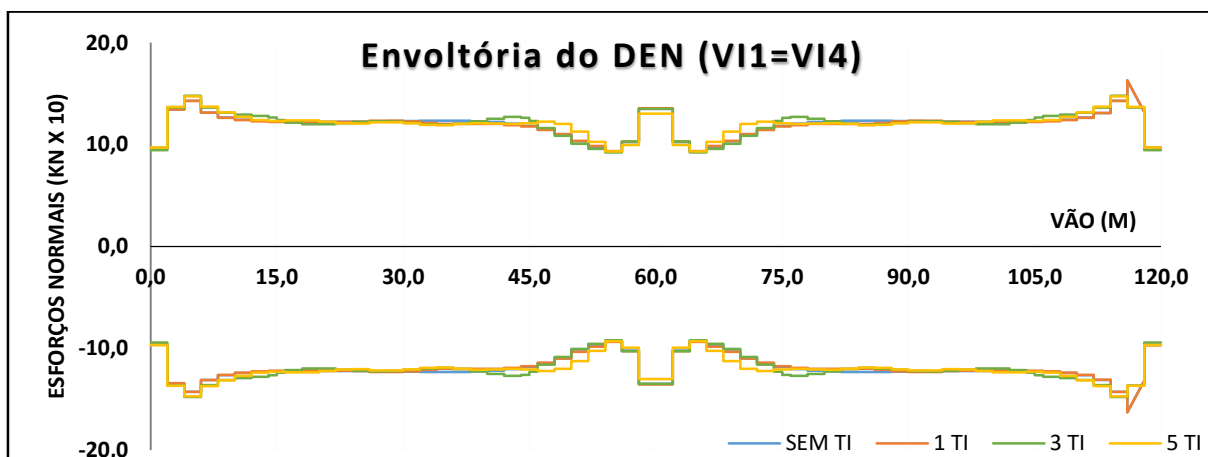
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.32 – Envoltória do DEN nas longarinas VI1 e VI4 do modelo M3 da CMH.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

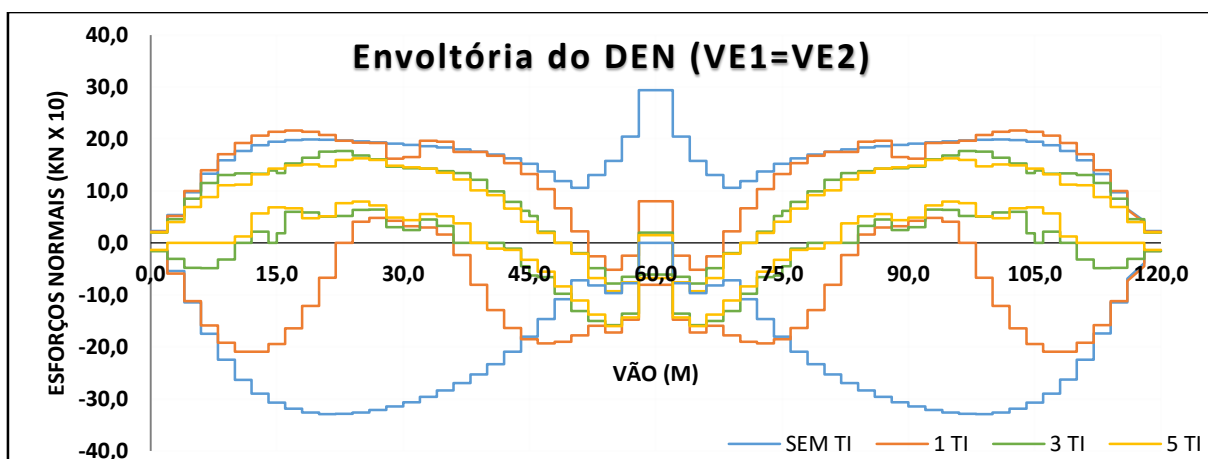
Figura C.33 – Envoltória do DEN nas longarinas VI2 e VI3 do modelo M3 da CMH.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

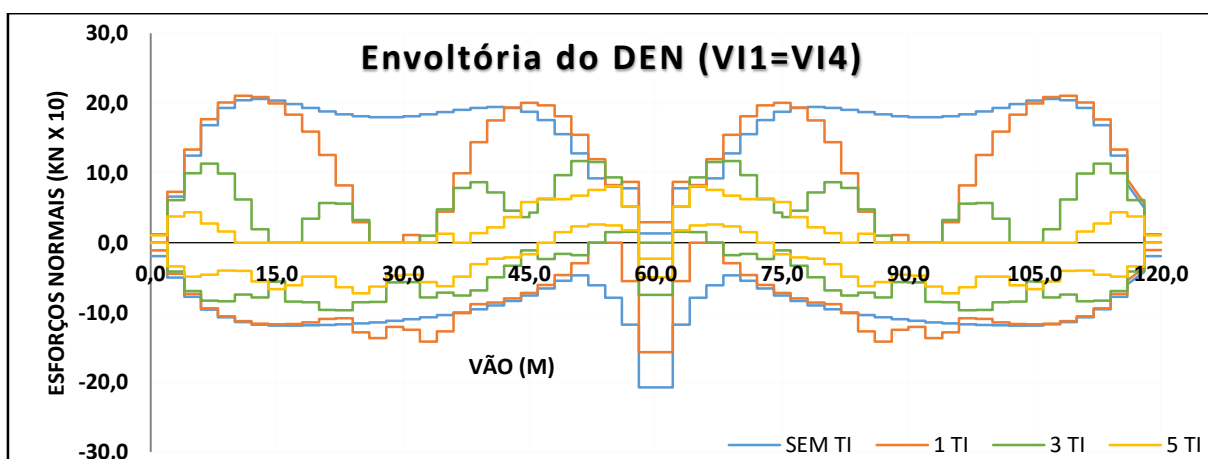
a.3) Carga móvel vertical (CMV):

Figura C.34 – Envoltória do DEN nas longarinas externas do modelo M3 da CMV.



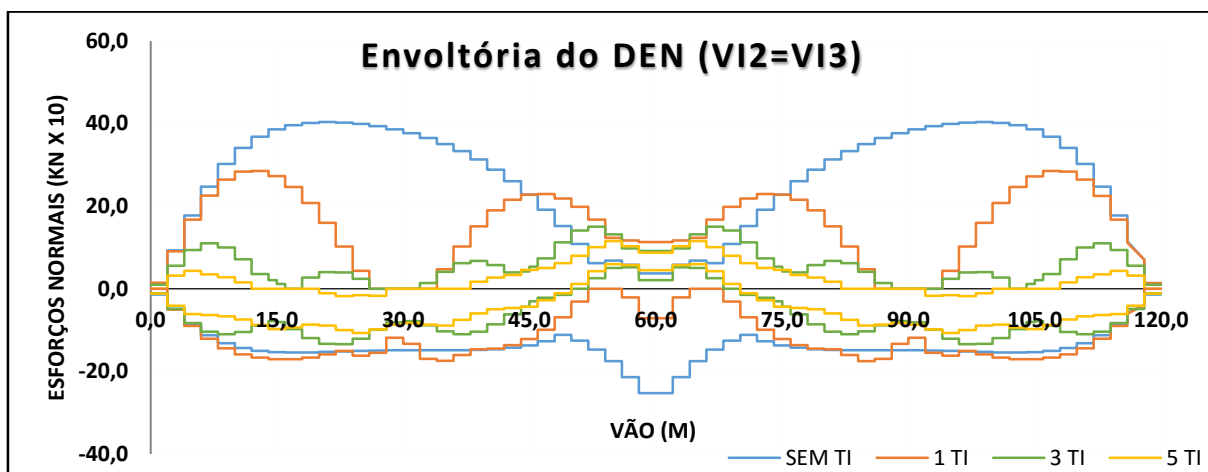
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.35 – Envoltória do DEN nas longarinas VII e VI4 do modelo M3 da CMV.



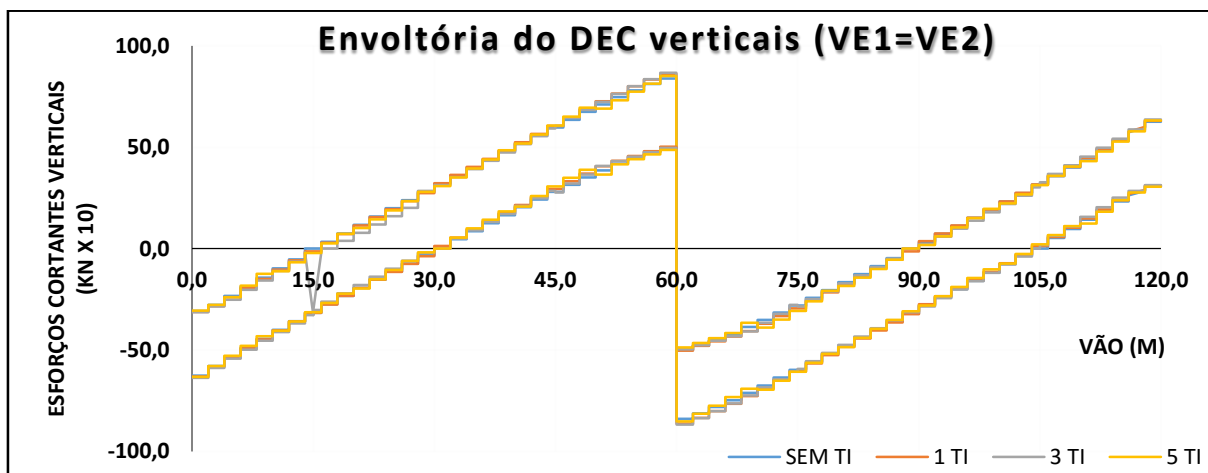
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.36 – Envoltória do DEN nas longarinas VI2 e VI3 do modelo M3 da CMV.



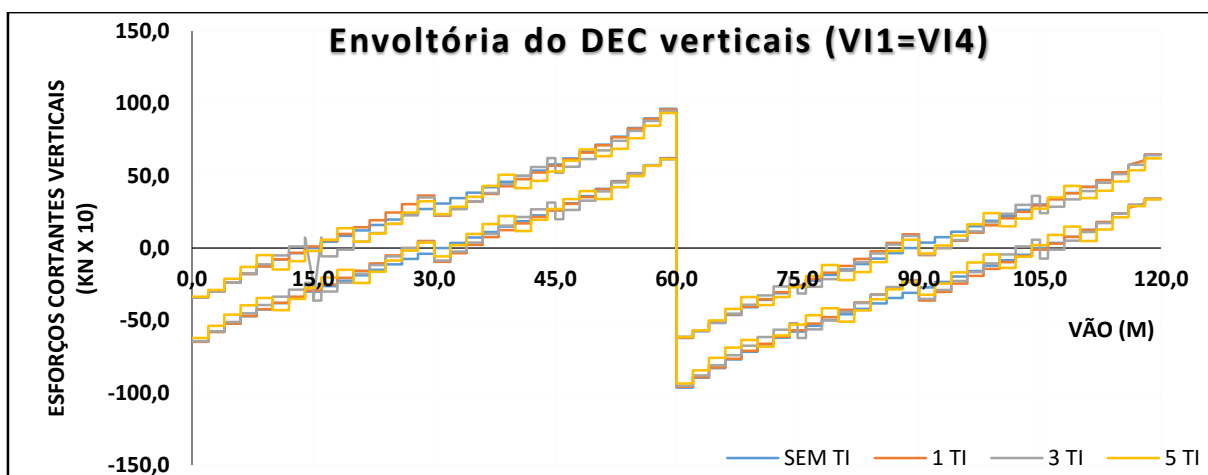
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.37 – Envoltória do DEC verticais nas longarinas externas para M3 da CMV.



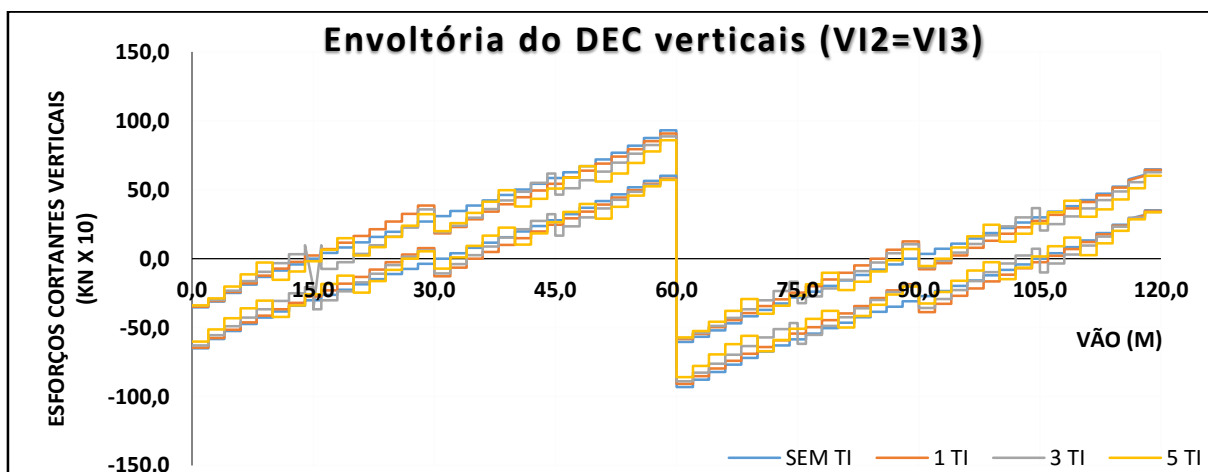
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.38 – Envoltória do DEC verticais nas vigas VI1 e VI4 para M3 da CMV.



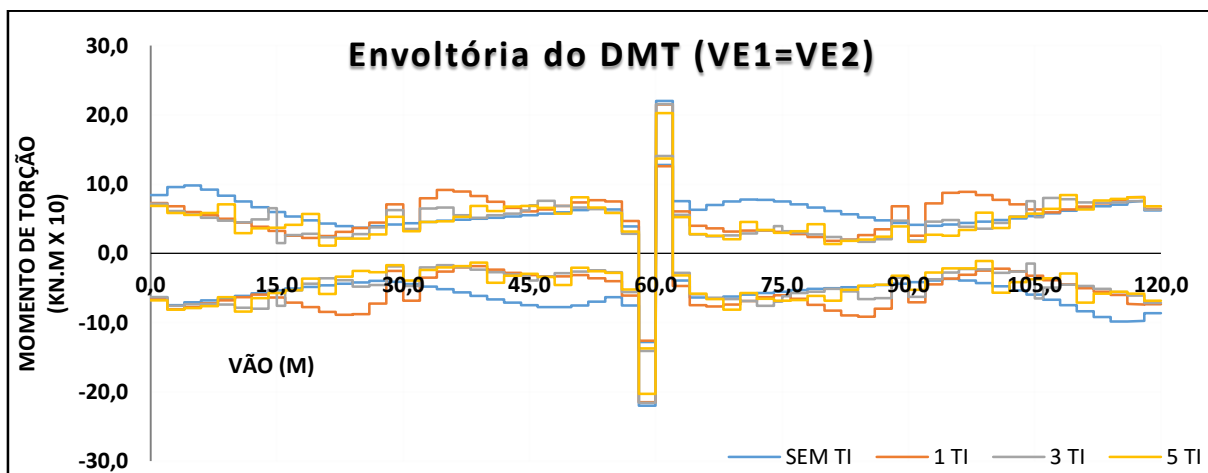
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.39 – Envoltória do DEC verticais nas vigas VI2 e VI3 para M3 da CMV.



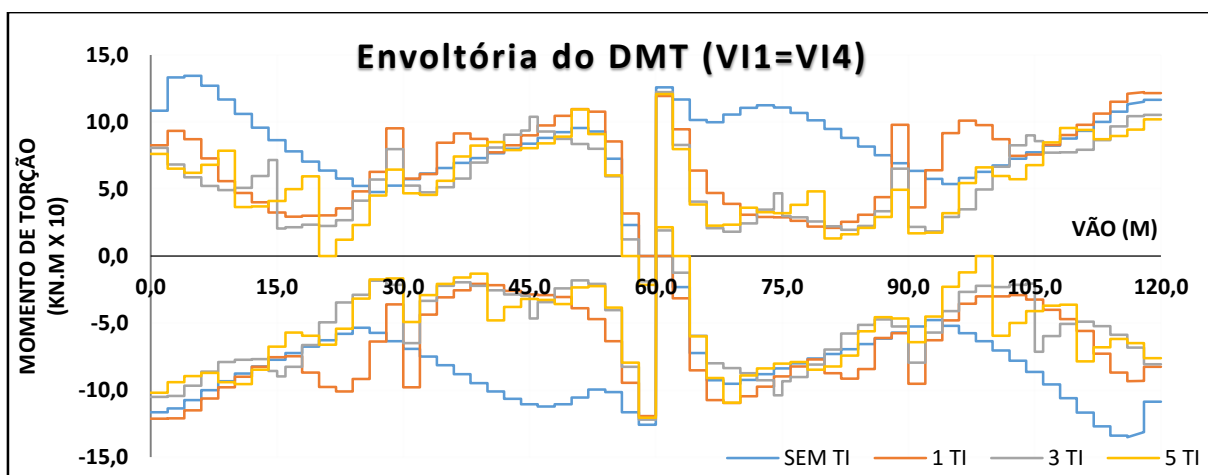
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.40 – Envoltória do DMT nas longarinas externas do modelo M3 da CMV.



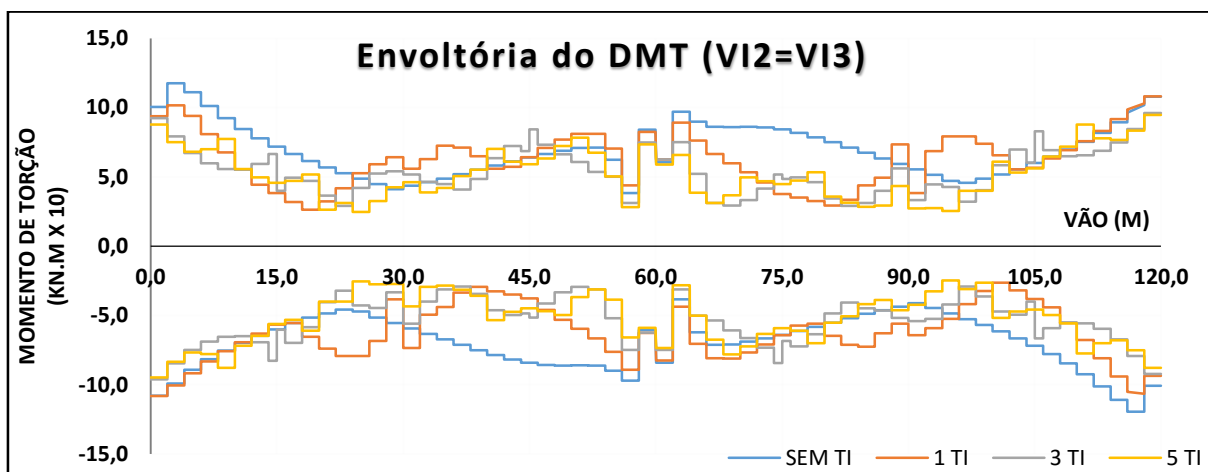
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.41 – Envoltória do DMT nas vigas VII e VI4 do modelo M3 da CMV.



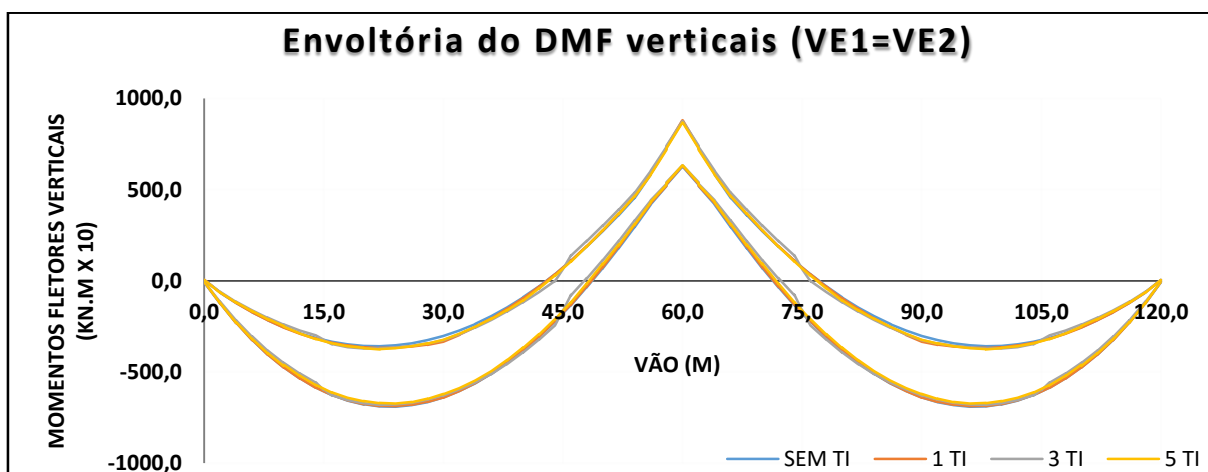
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.42 – Envoltória do DMT nas vigas VI2 e VI3 do modelo M3 da CMV.



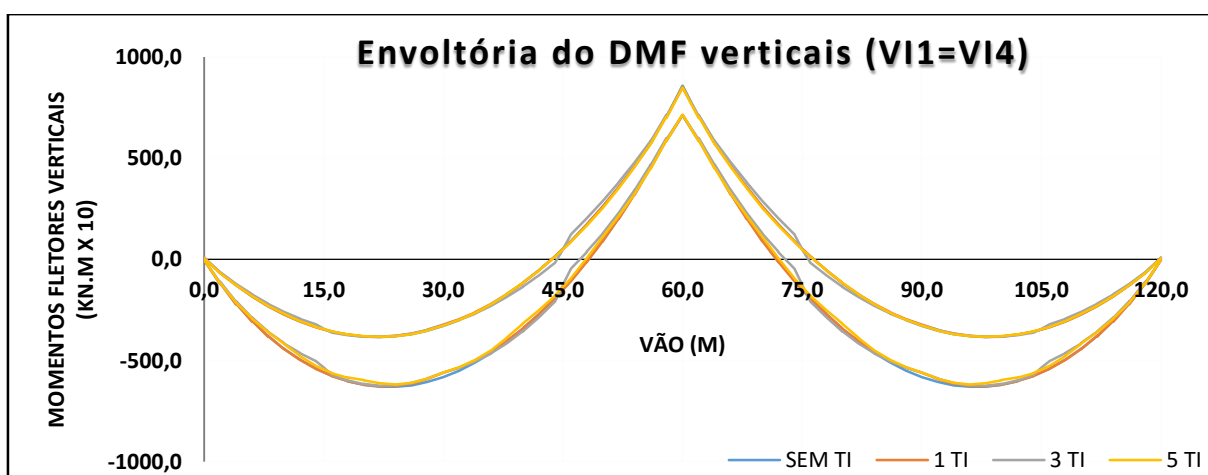
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.43 – Envoltória do DMF verticais nas VE1 e VE2 do modelo M3 da CMV.



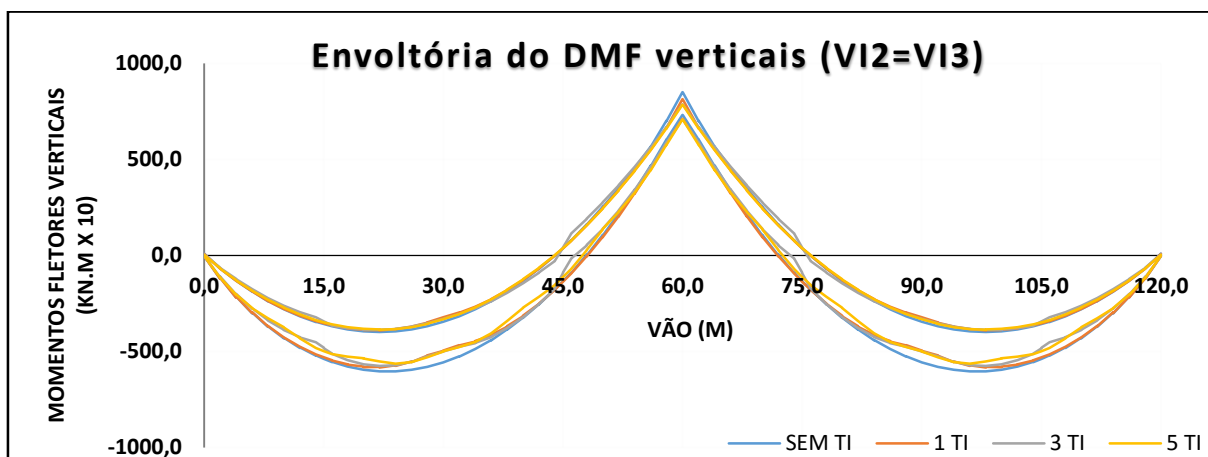
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.44 – Envoltória do DMF verticais nas VI1 e VI4 do modelo M3 da CMV.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

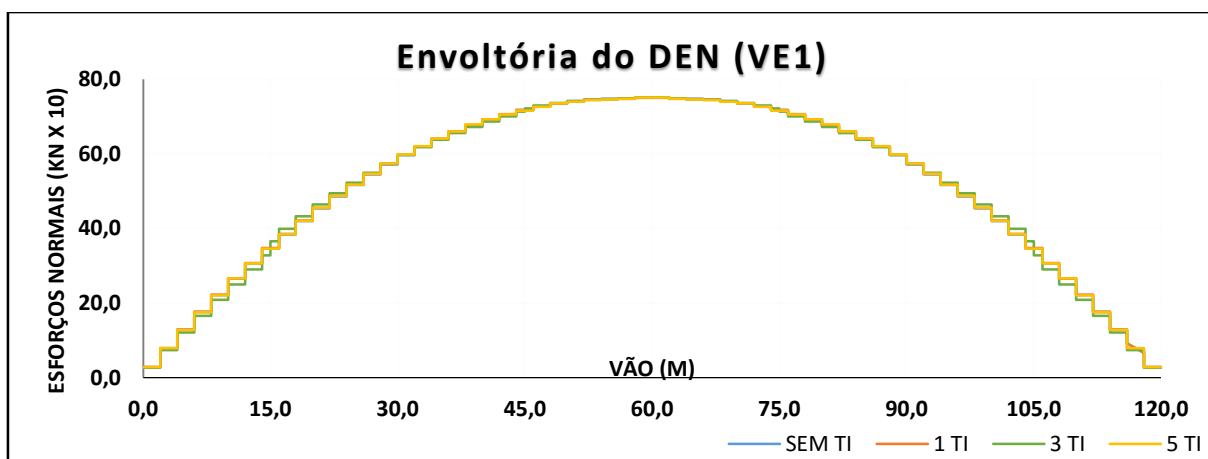
Figura C.45 – Envoltória do DMF verticais nas VI2 e VI3 do modelo M3 da CMV.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

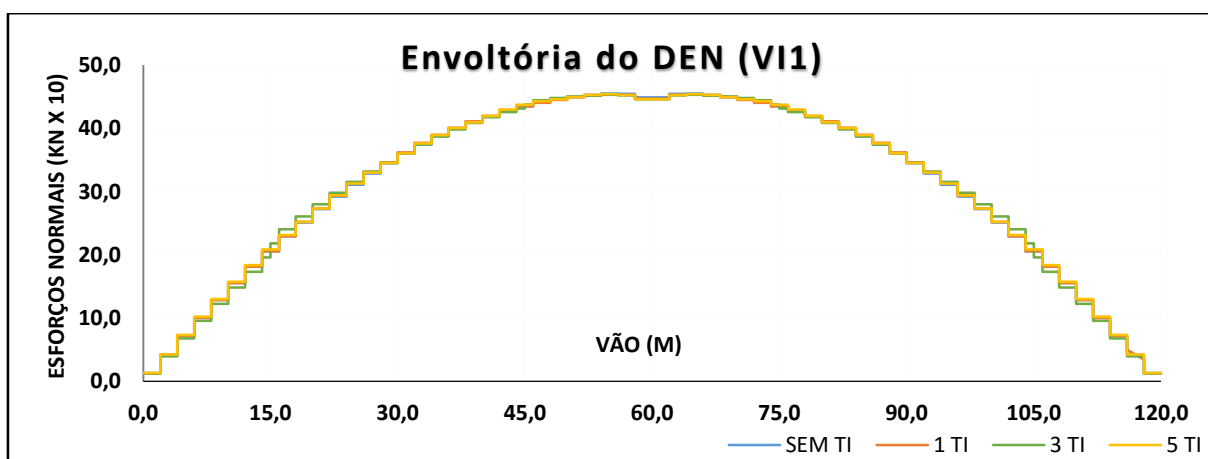
a.4) Vento:

Figura C.46 – Envoltória do DEN na VE1 do modelo M3 para a ação do vento.



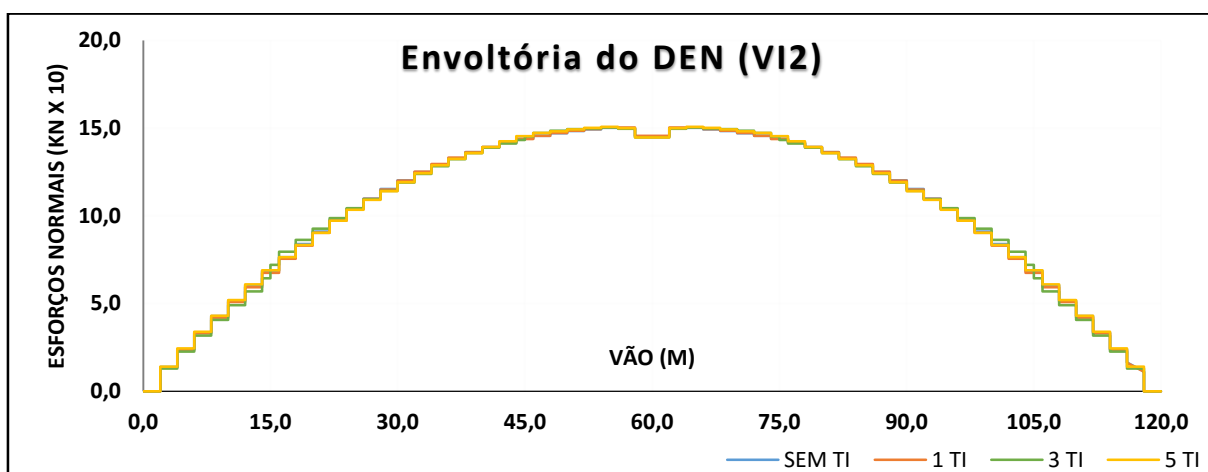
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.47 – Envoltória do DEN na VI1 do modelo M3 para a ação do vento.



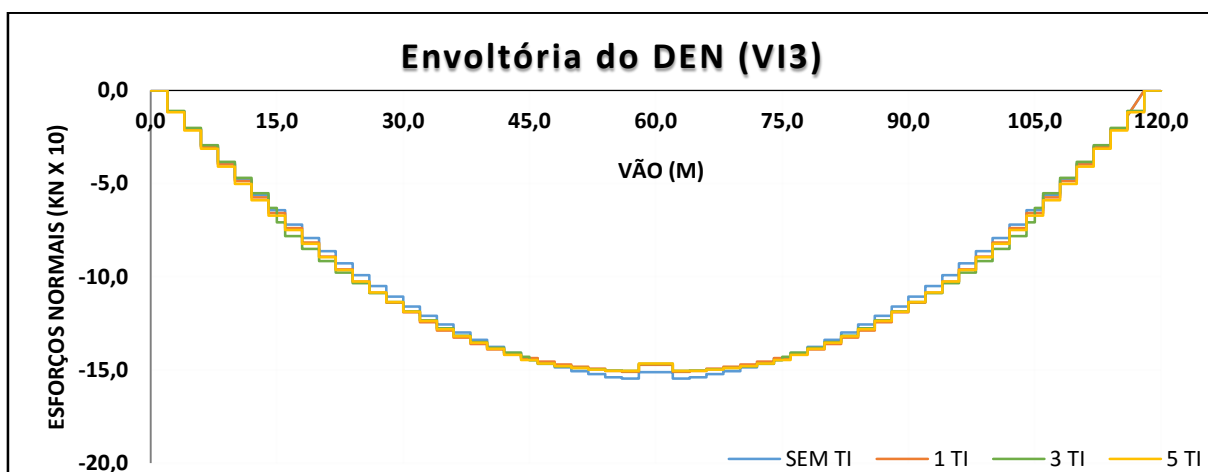
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.48 – Envoltória do DEN na VI2 do modelo M3 para a ação do vento.



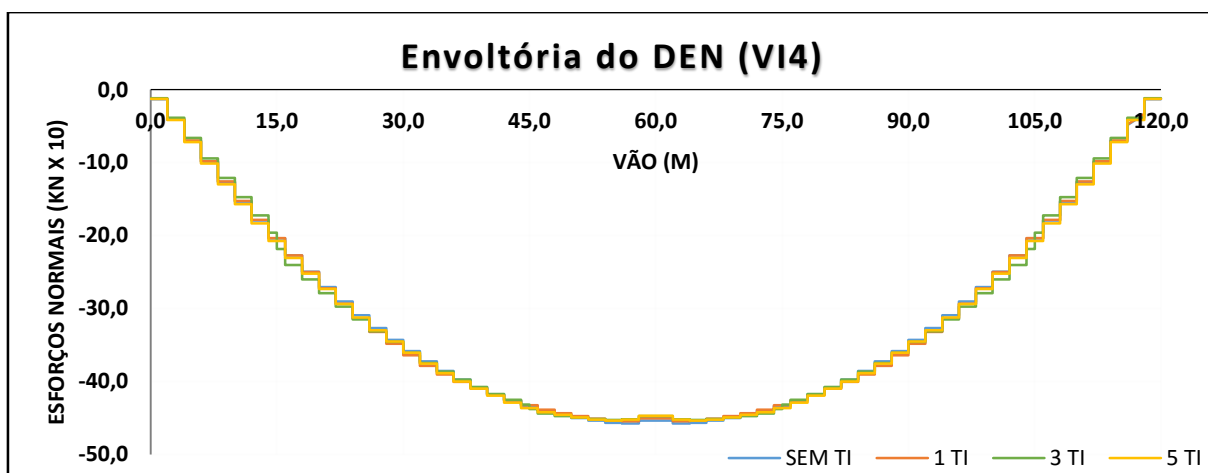
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.49 – Envoltória do DEN na VI3 do modelo M3 para a ação do vento.



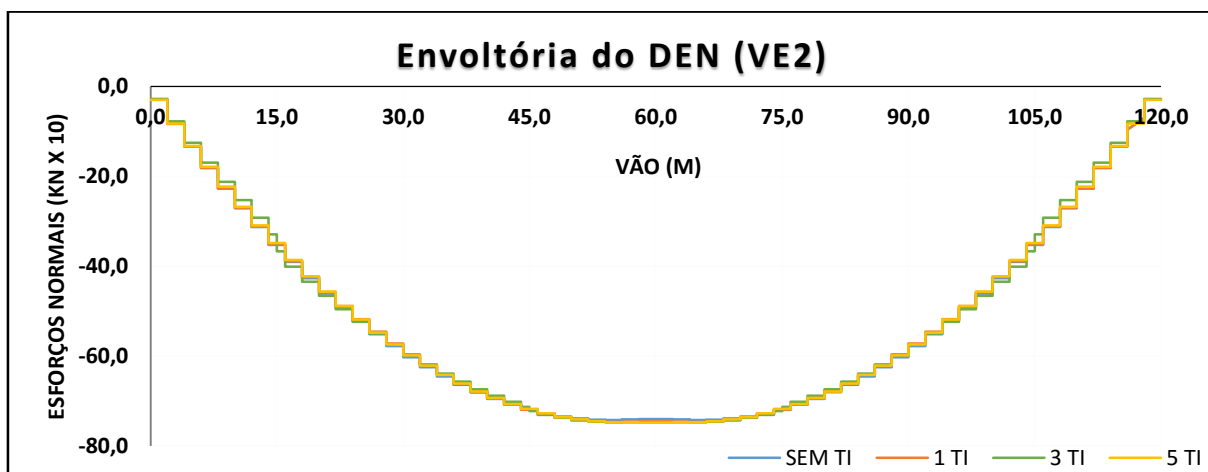
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.50 – Envoltória do DEN na VI4 do modelo M3 para a ação do vento.



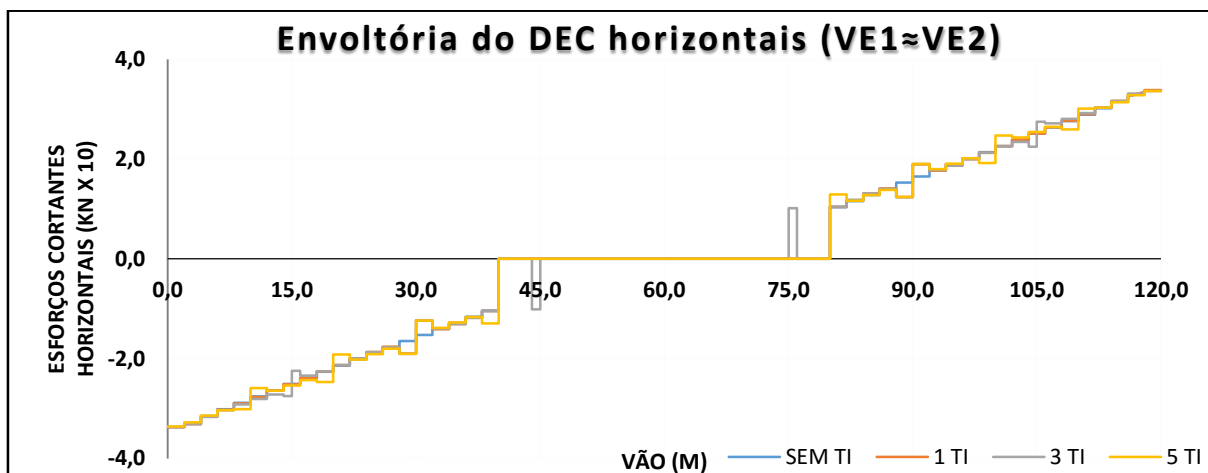
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.51 – Envoltória do DEN na VE2 do modelo M3 para a ação do vento.



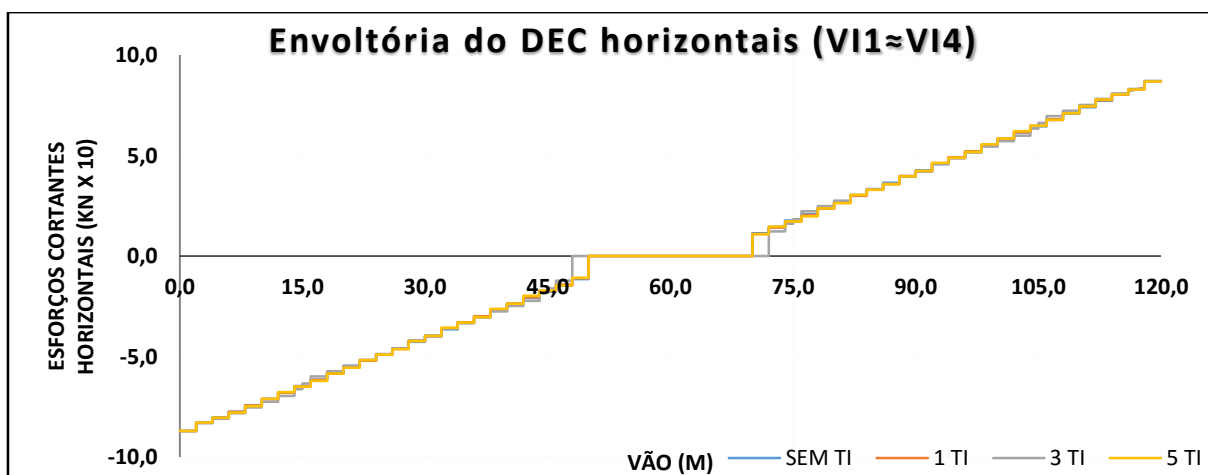
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.52 – Envoltória do DEC horizontais nas VE1 e VE2 do modelo M3 para a ação do vento.



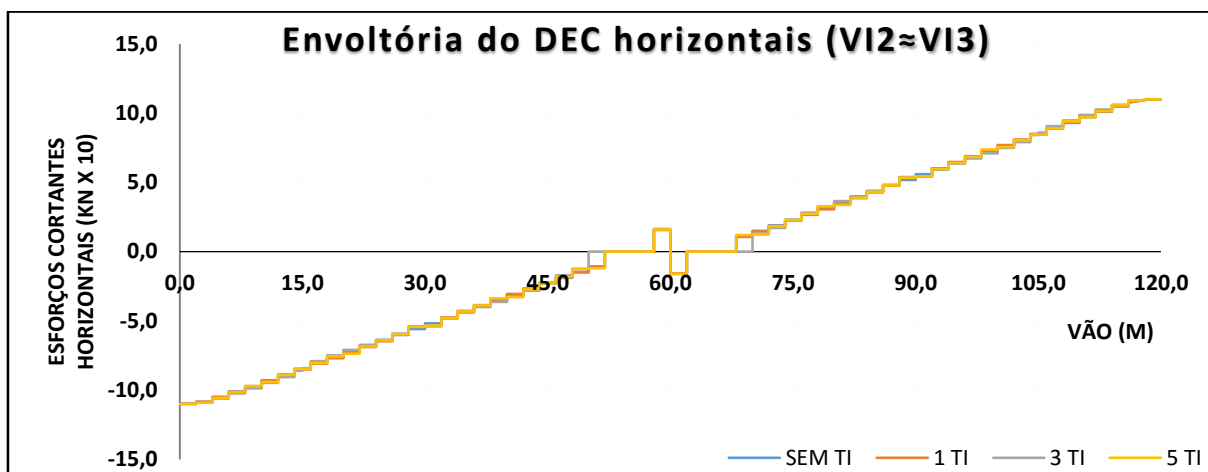
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.53 – Envoltória do DEC horizontais nas VI1 e VI4 do modelo M3 para a ação do vento.



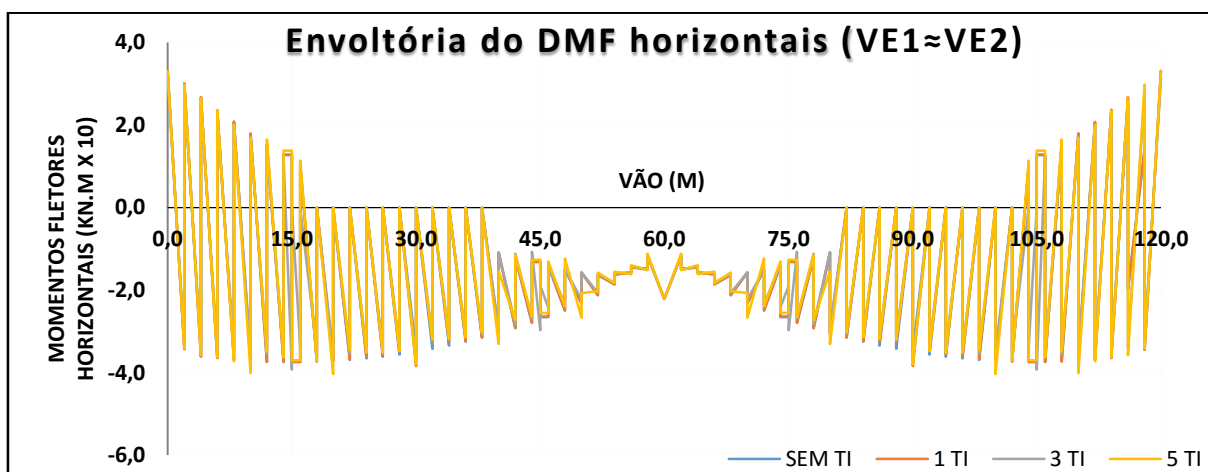
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.54 – Envoltória do DEC horizontais nas VI2 e VI3 do modelo M3 para a ação do vento.



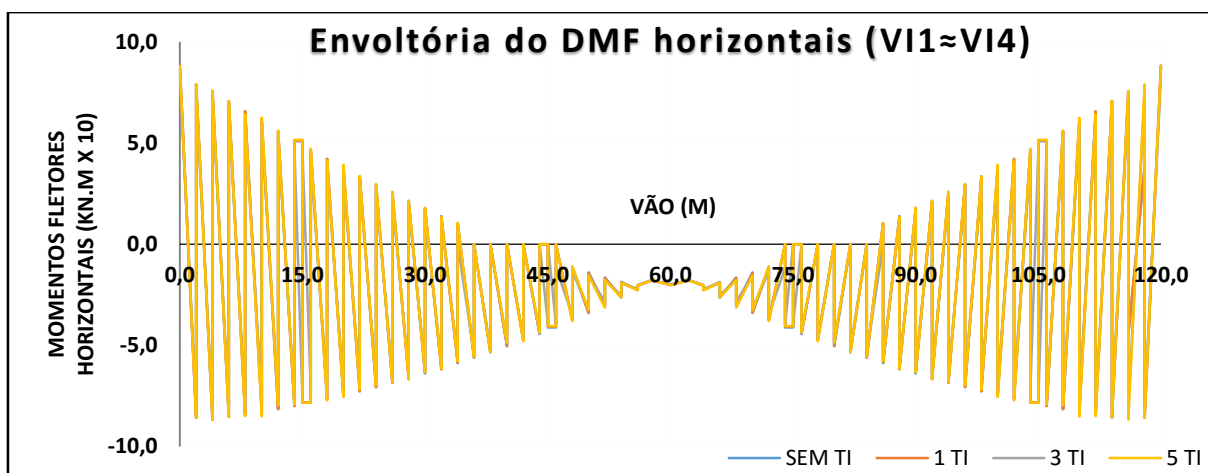
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.55 – Envoltória do DMF horizontais nas VE1 e VE2 do modelo M3 para a ação do vento.



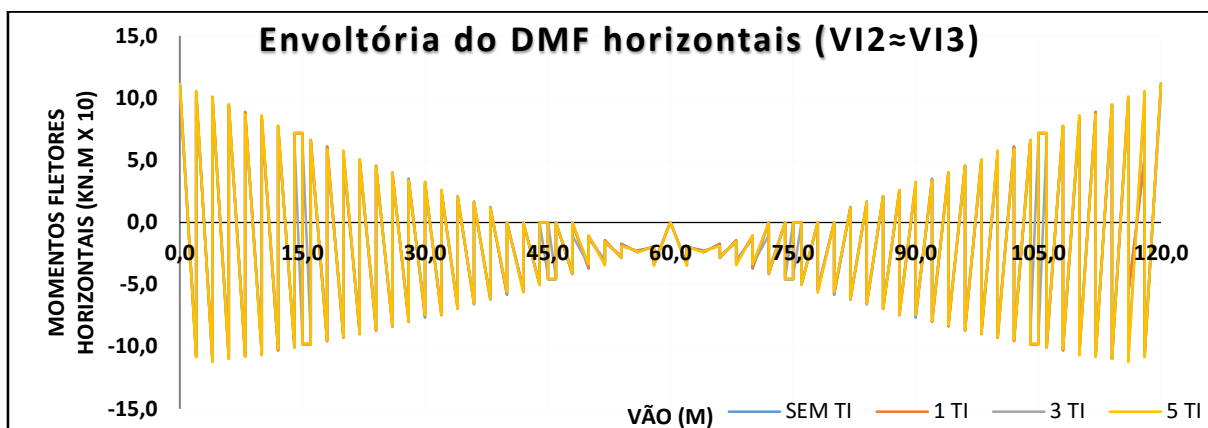
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.56 – Envoltória do DMF horizontais nas VI1 e VI4 do modelo M3 para a ação do vento.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.57 – Envoltória do DMF horizontais nas VI2 e VI3 do modelo M3 para a ação do vento.

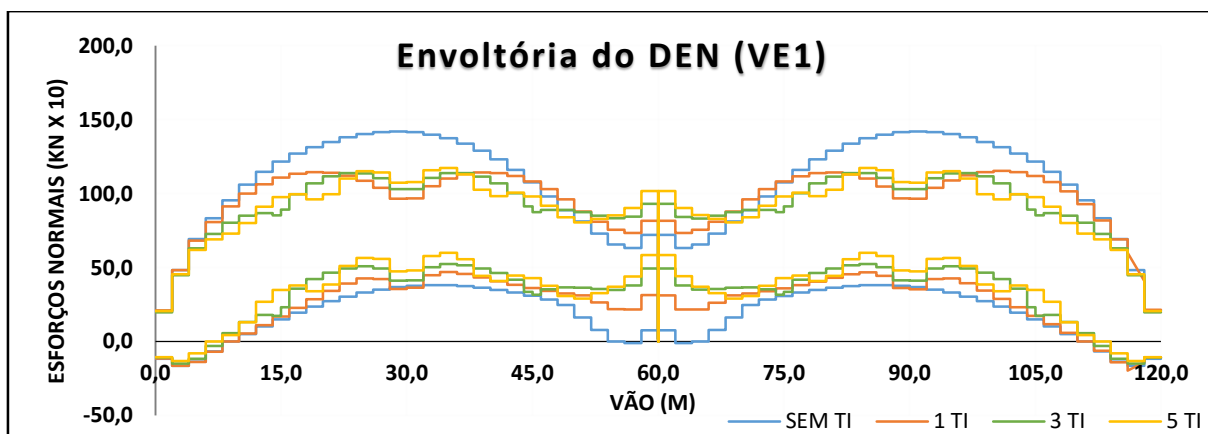


Fonte: elaborado pelo autor (2016)

b) Esforços para o modelo pré-moldado com seis longarinas (P3):

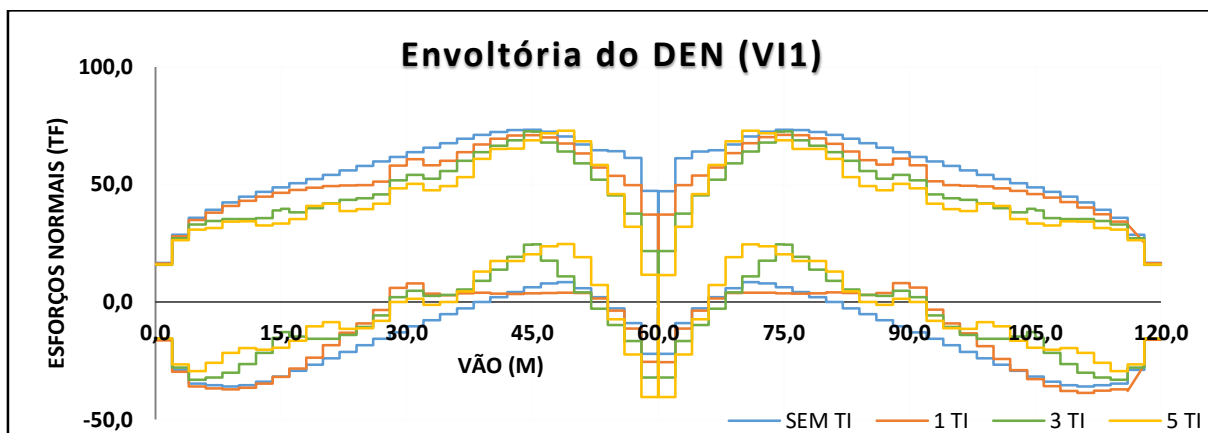
b.1) Envoltória das combinações normais últimas (CNU):

Figura C.58 – Envoltória do DEN na longarina externa (VE1) do modelo P3 das CNU.



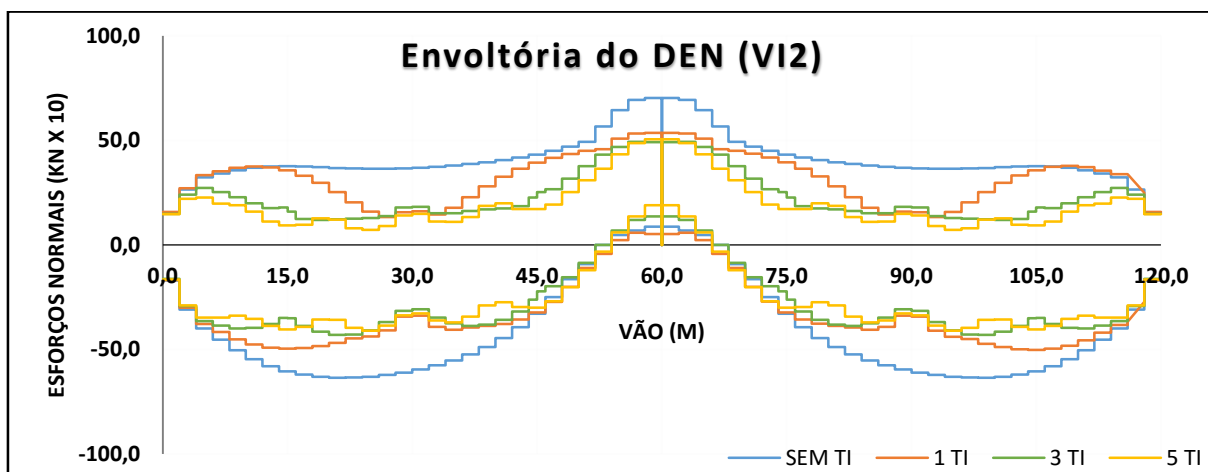
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.59 – Envoltória do DEN na longarina interna (VI1) do modelo P3 das CNU.



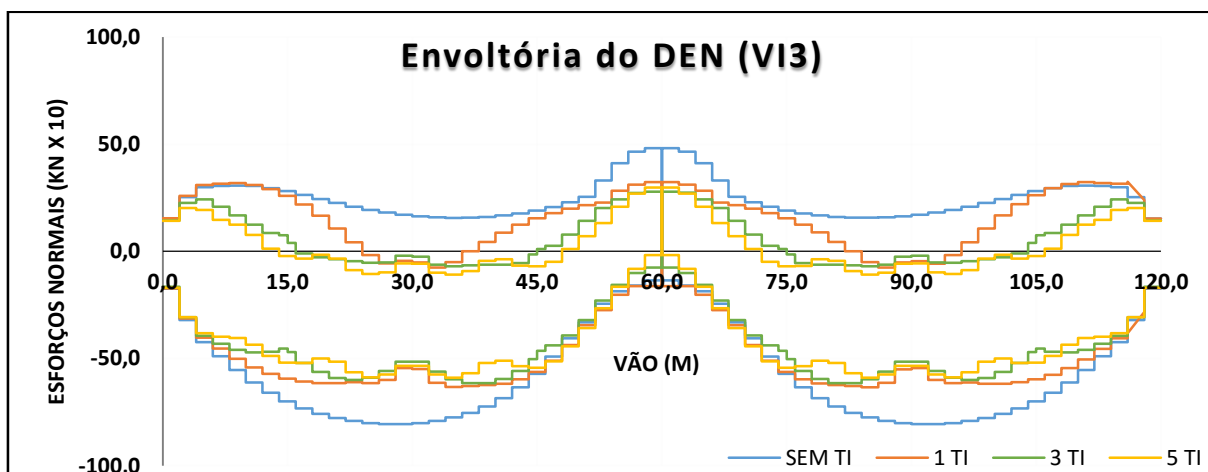
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.60 – Envoltória do DEN na longarina interna (VI2) do modelo P3 das CNU.



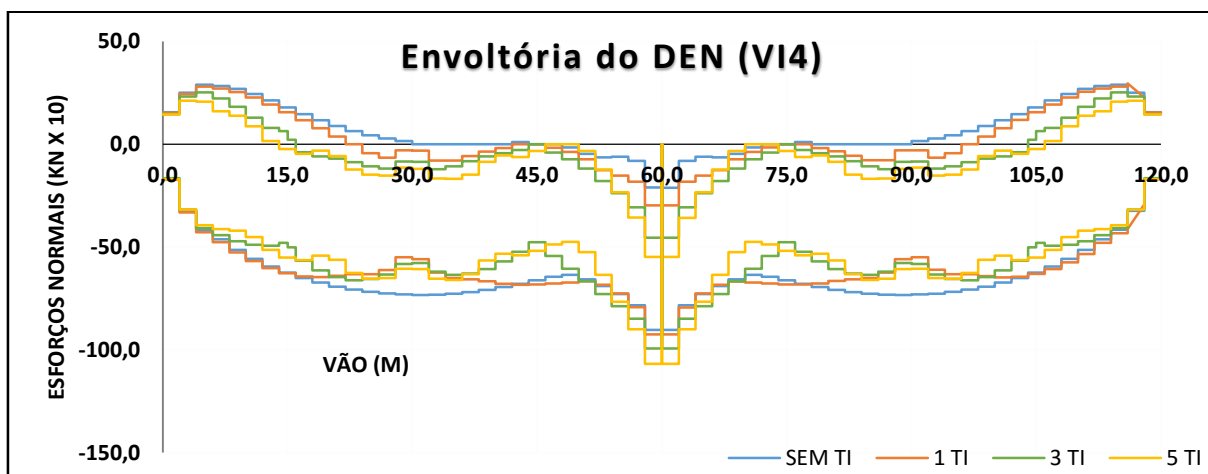
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.61 – Envoltória do DEN na longarina interna (VI3) do modelo P3 das CNU.



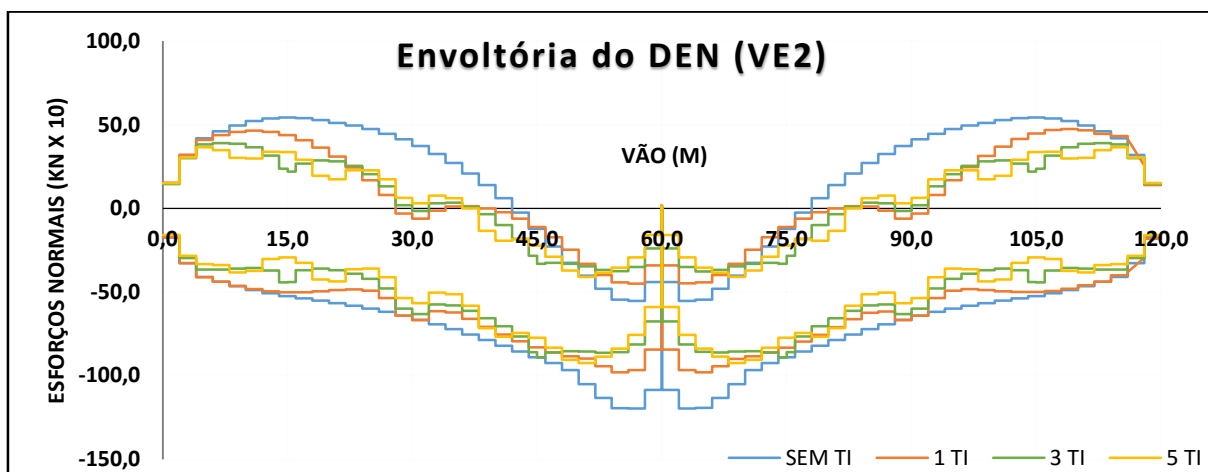
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.62 – Envoltória do DEN na longarina interna (VI4) do modelo P3 das CNU.



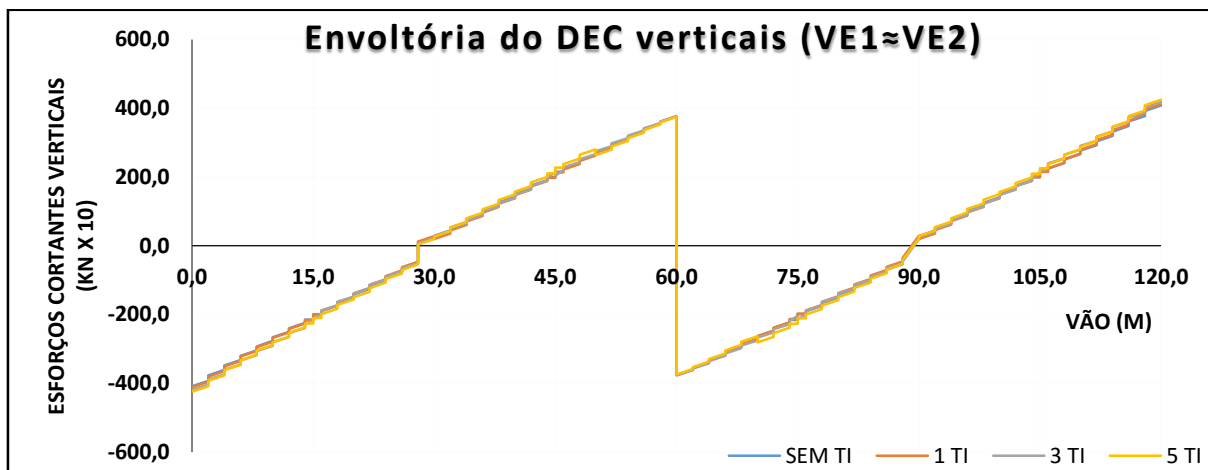
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.63 – Envoltória do DEN na longarina interna (VE2) do modelo P3 das CNU.



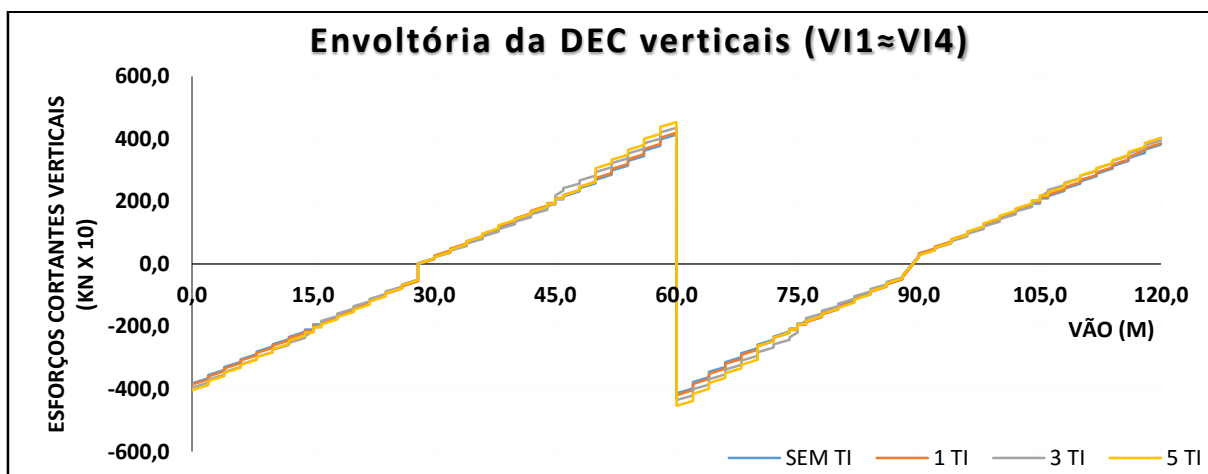
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.64 – Envoltória do DEC verticais nas VE1 e VE2 do modelo P3 das CNU.



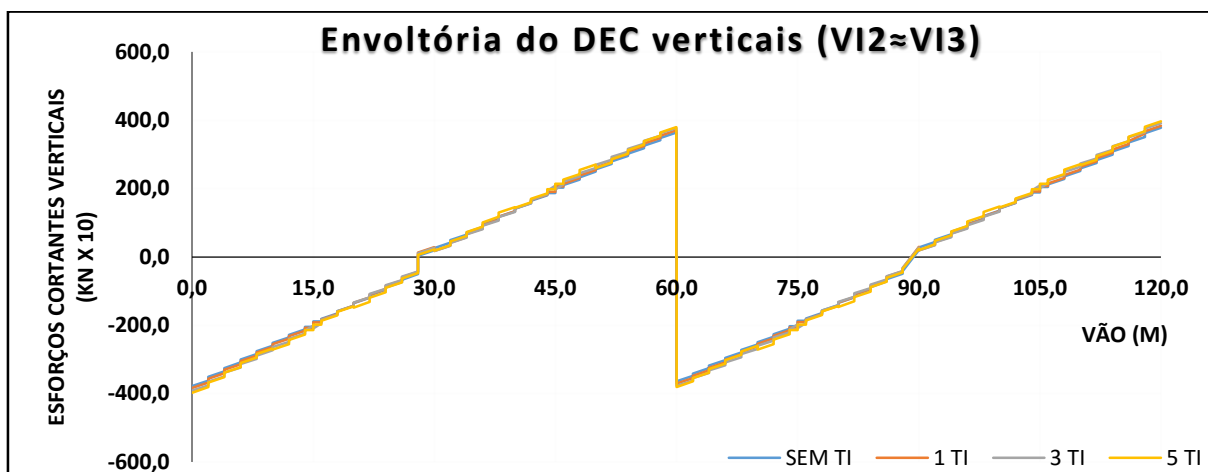
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.65 – Envoltória do DEC verticais nas VII e VI4 do modelo P3 das CNU.



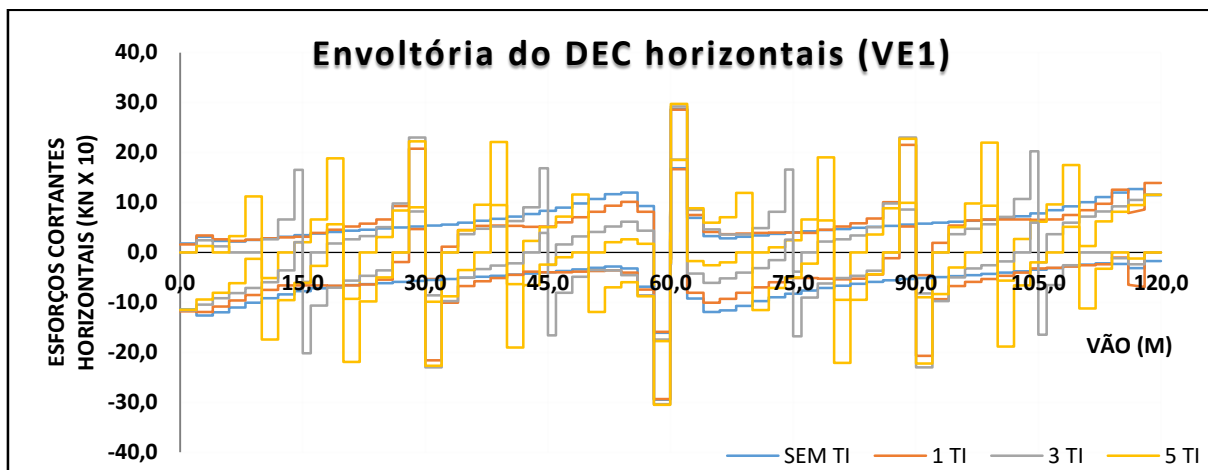
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.66 – Envoltória do DEC verticais nas VI2 e VI3 do modelo P3 das CNU.



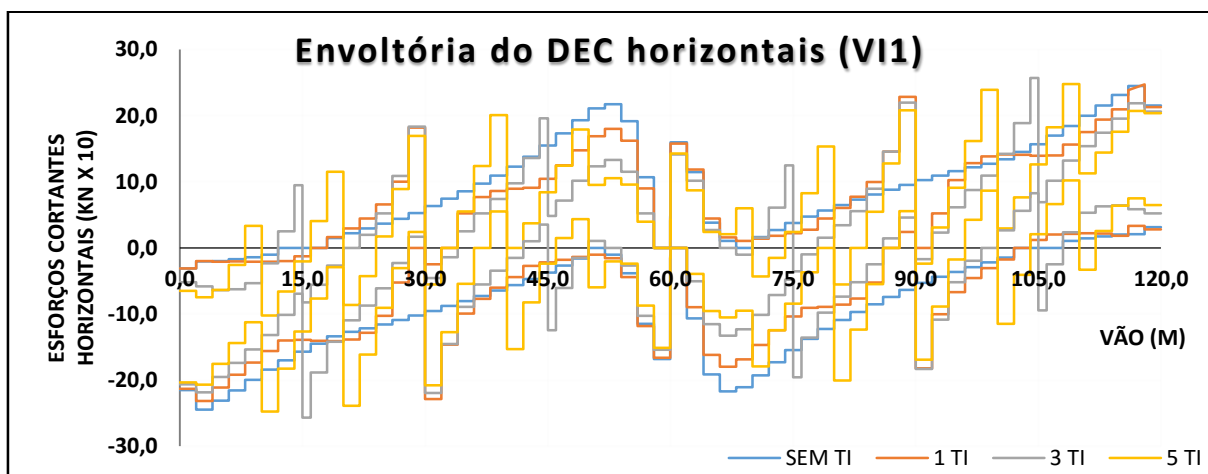
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.67 – Envoltória do DEC horizontais na VE1 do modelo P3 das CNU.



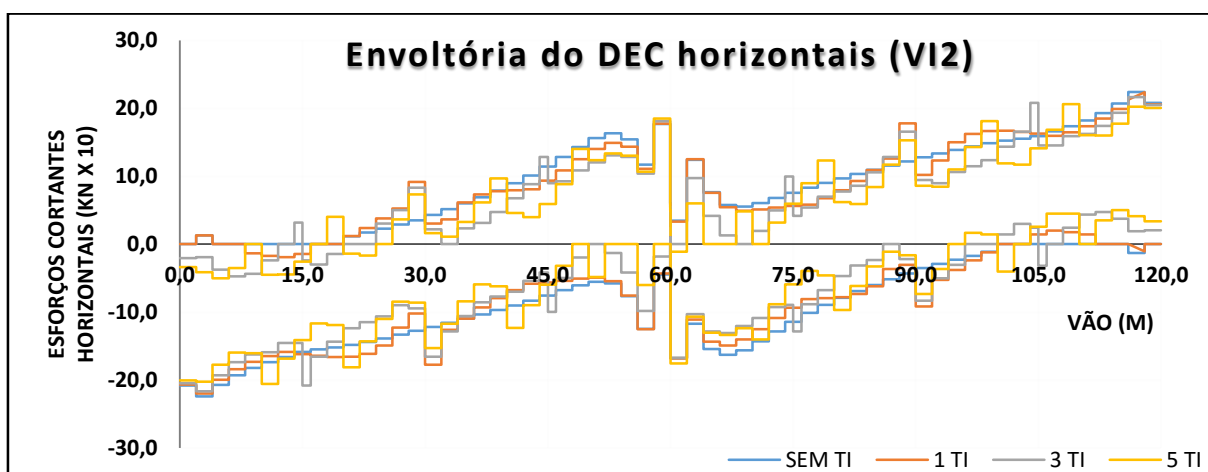
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.68 – Envoltória do DEC horizontais na VI1 do modelo P3 das CNU.



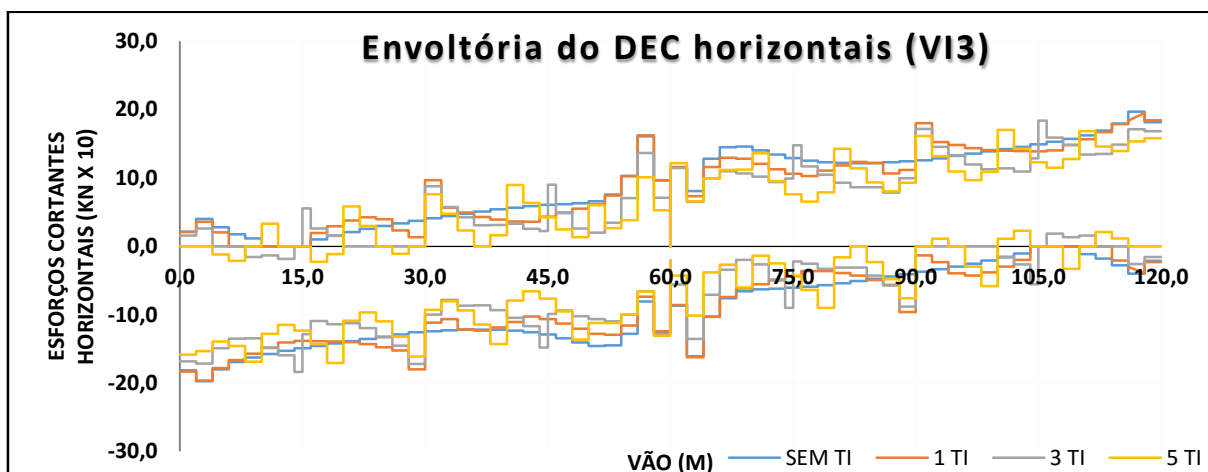
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.69 – Envoltória do DEC horizontais na VI2 do modelo P3 das CNU.



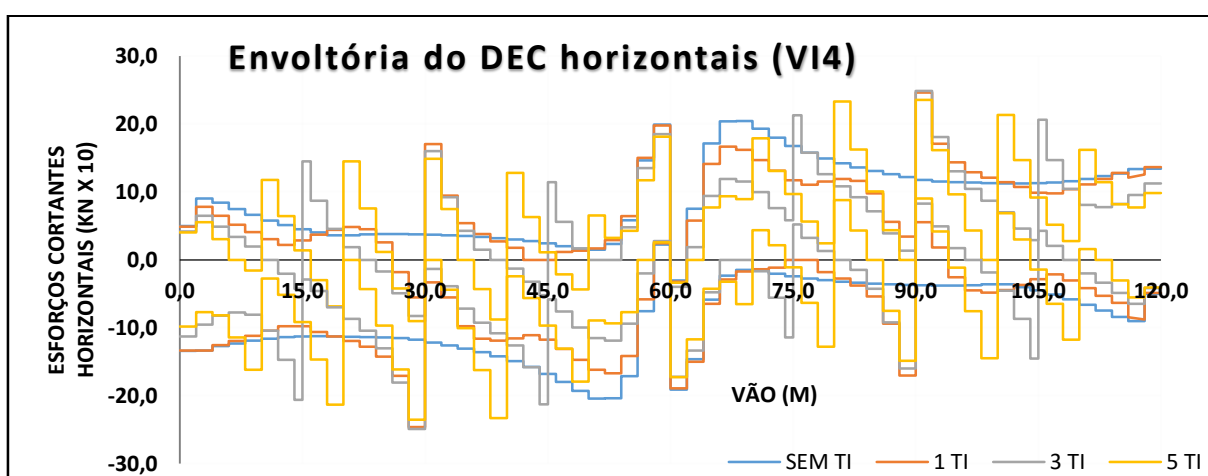
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.70 – Envoltória do DEC horizontais na VI3 do modelo P3 das CNU.



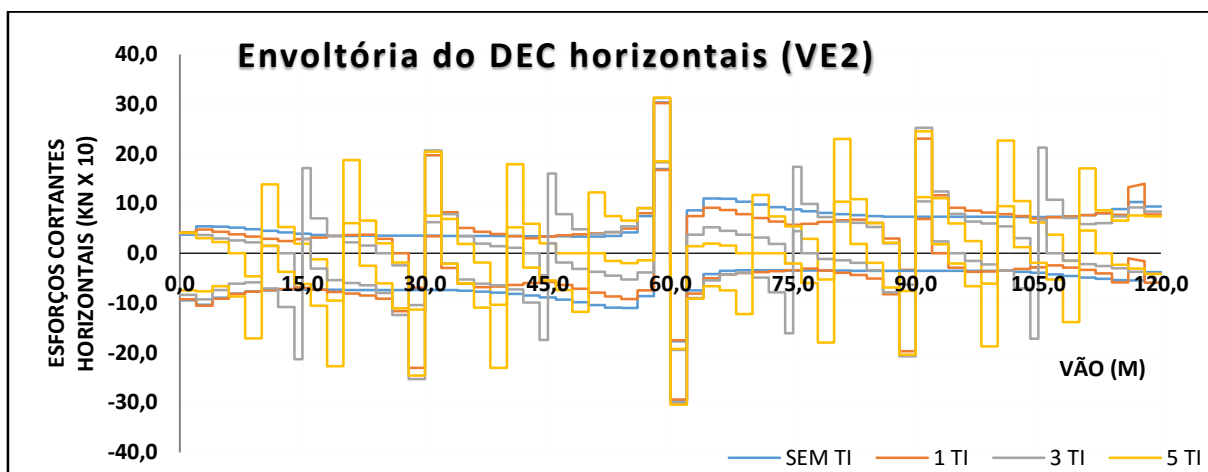
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.71 – Envoltória do DEC horizontais na VI4 do modelo P3 das CNU.



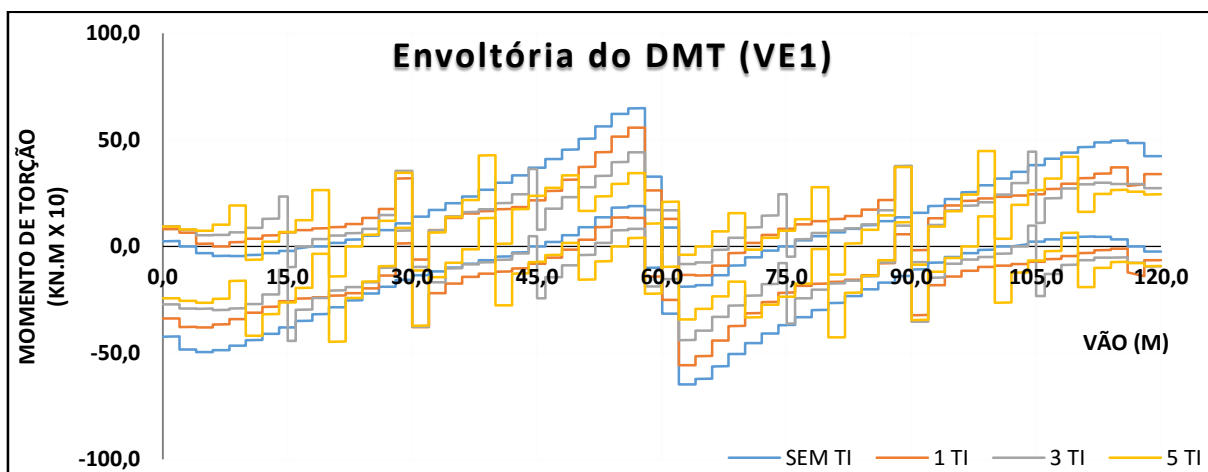
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.72 – Envoltória do DEC horizontais na VE2 do modelo P3 das CNU.



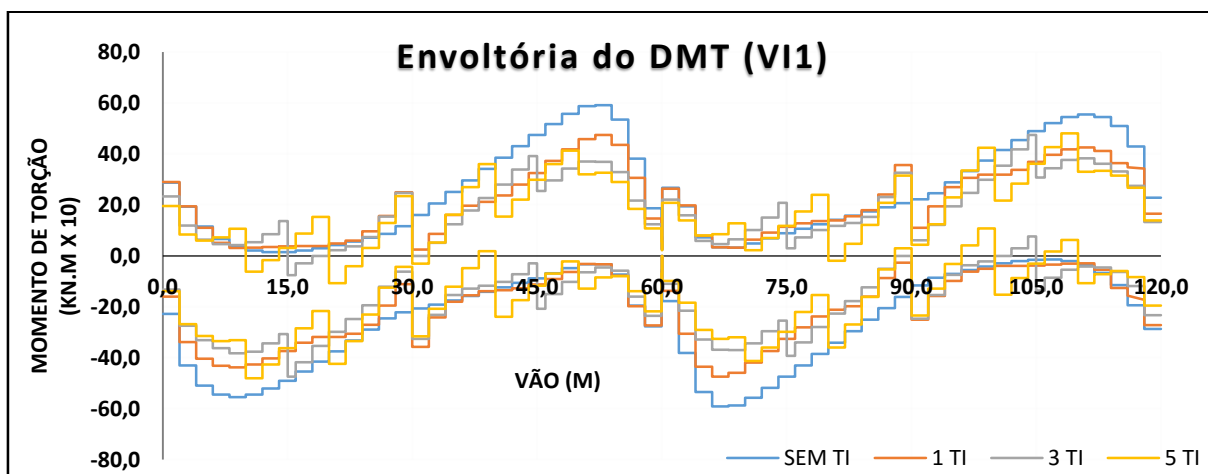
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.73 – Envoltória do DMT na VE1 do modelo P3 das CNU.



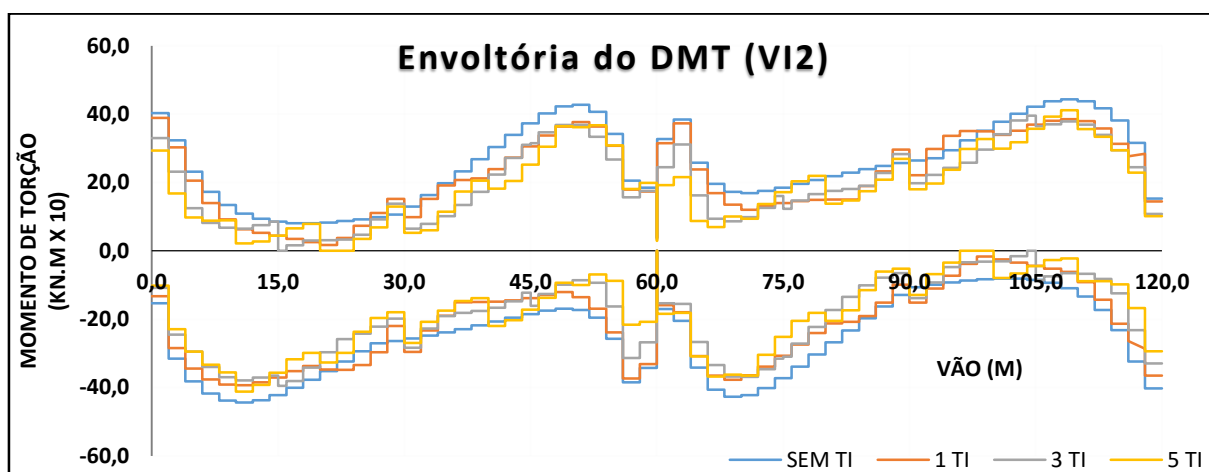
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.74 – Envoltória do DMT na VI1 do modelo P3 das CNU.



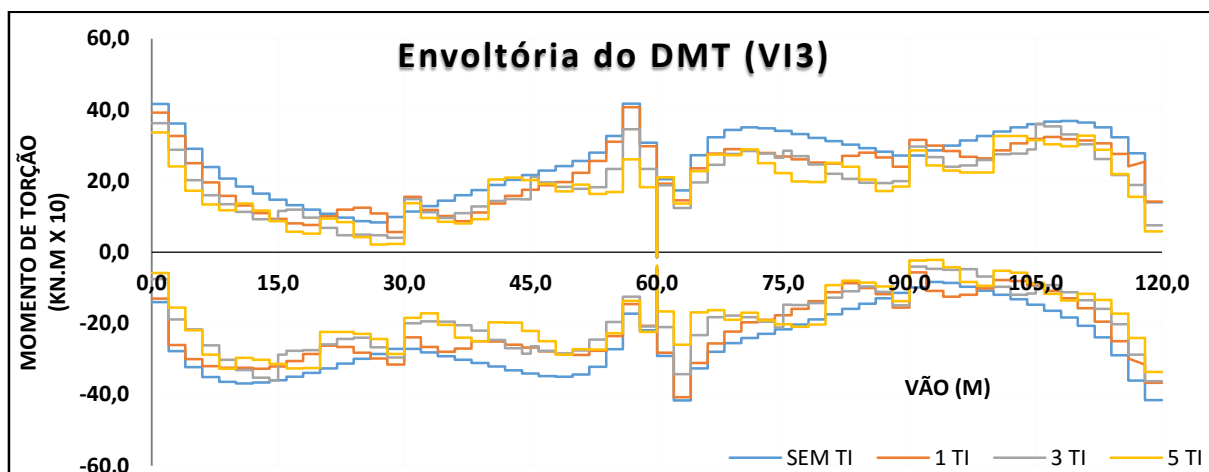
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.75 – Envoltória do DMT na VI2 do modelo P3 das CNU.



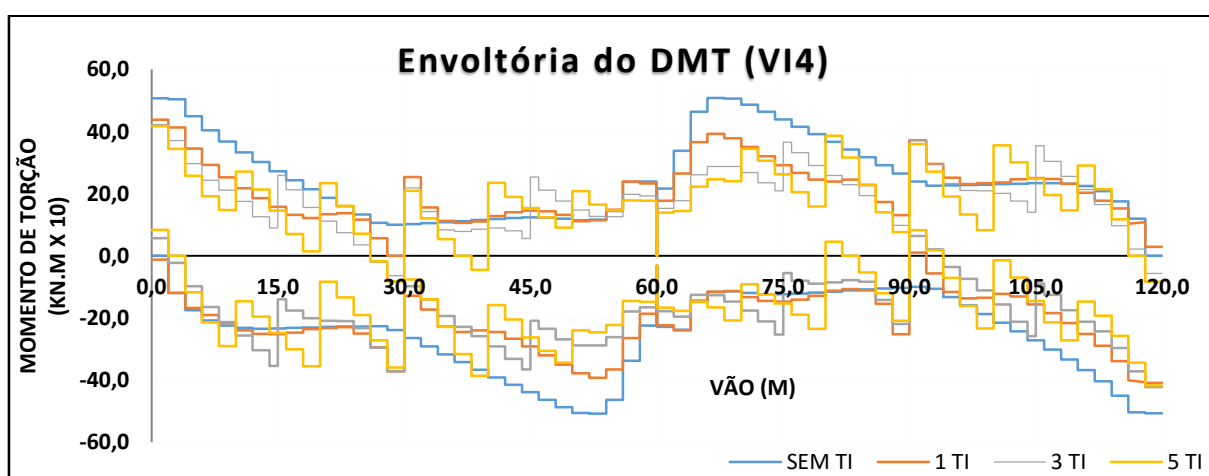
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.76 – Envoltória do DMT na VI3 do modelo P3 das CNU.



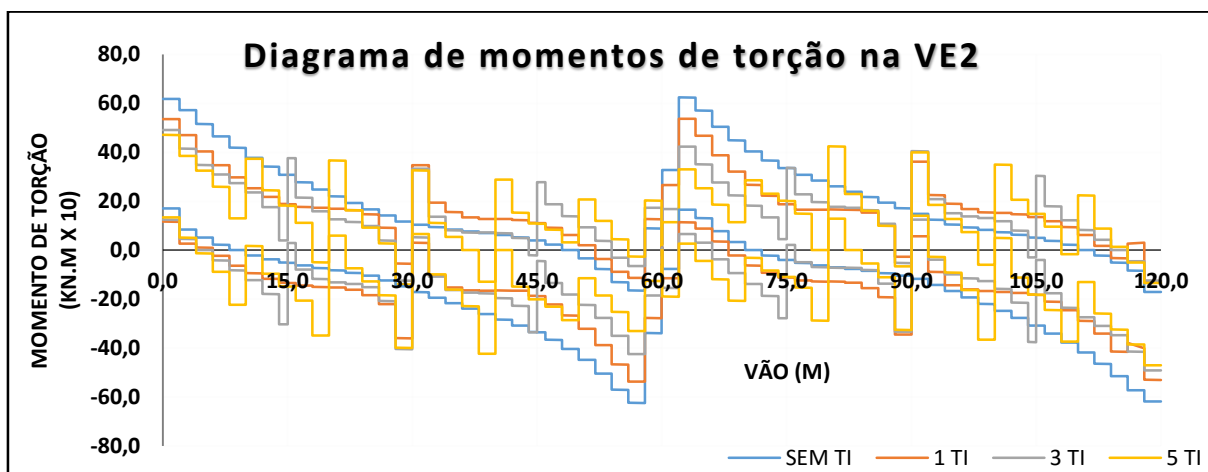
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.77 – Envoltória do DMT na VI4 do modelo P3 das CNU.



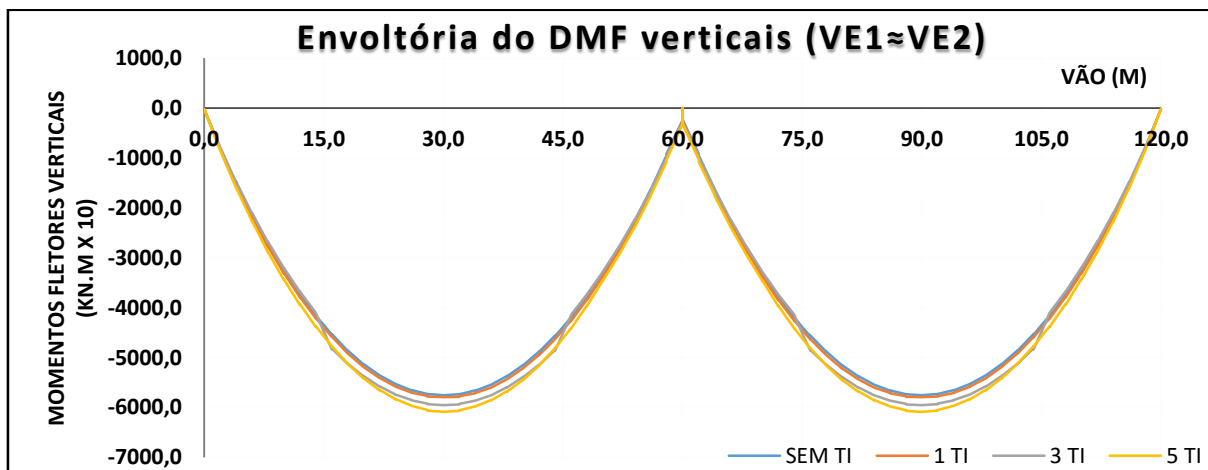
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.78 – Envoltória do DMT na VE2 do modelo P3 das CNU.



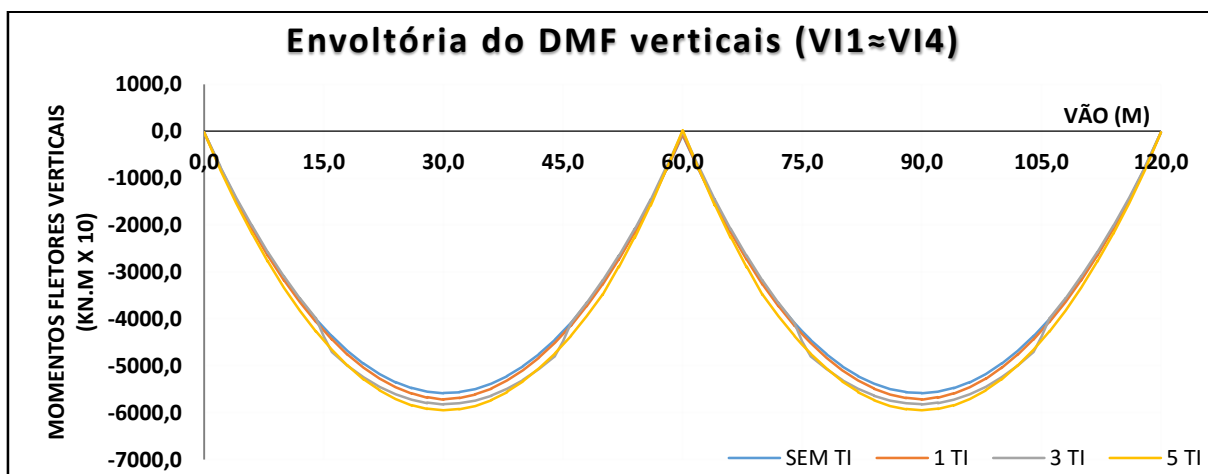
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.79 – Envoltória do DMF verticais nas VE1 e VE2 do modelo P3 das CNU.



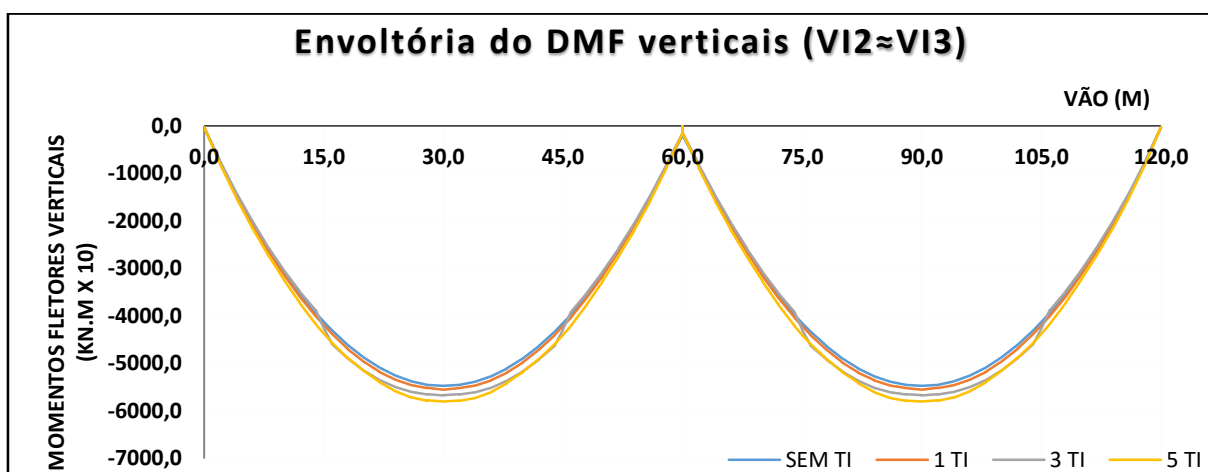
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.80 – Envoltória do DMF verticais nas VI1 e VI4 do modelo P3 das CNU.



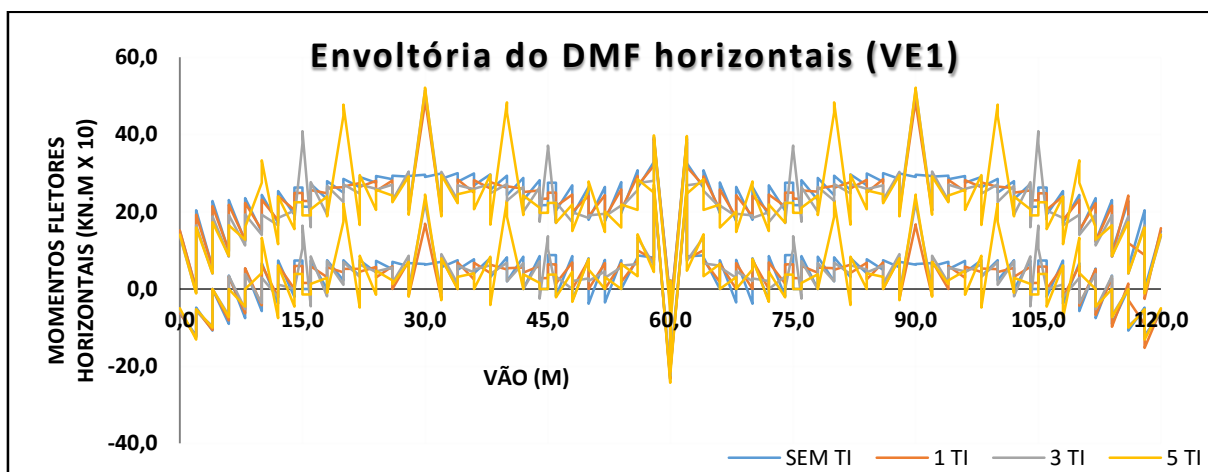
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.81 – Envoltória do DMF verticais nas VI2 e VI3 do modelo P3 das CNU.



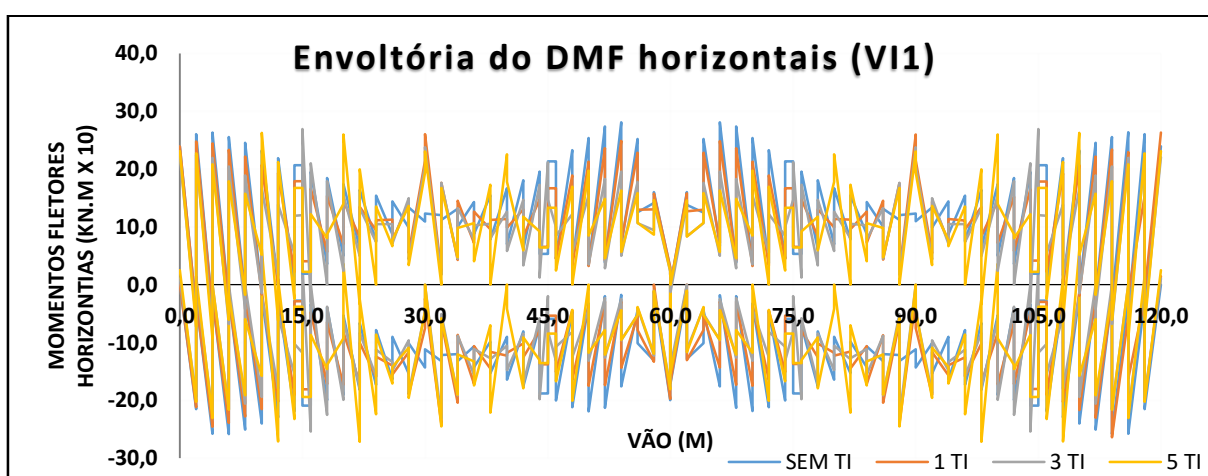
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.82 – Envoltória do DMF horizontais na VE1 para P3 das CNU.



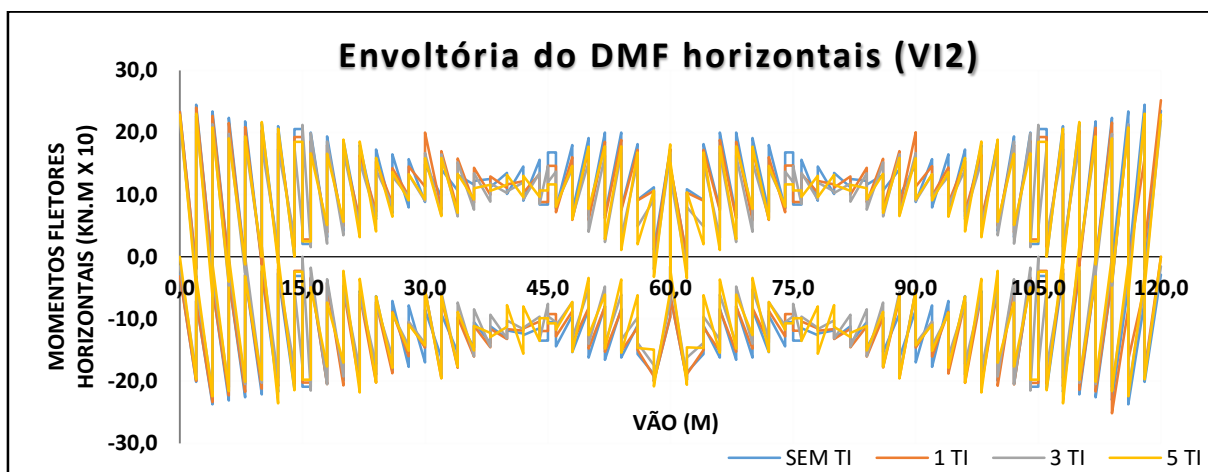
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.83 – Envoltória do DMF horizontais na VI1 para P3 das CNU.



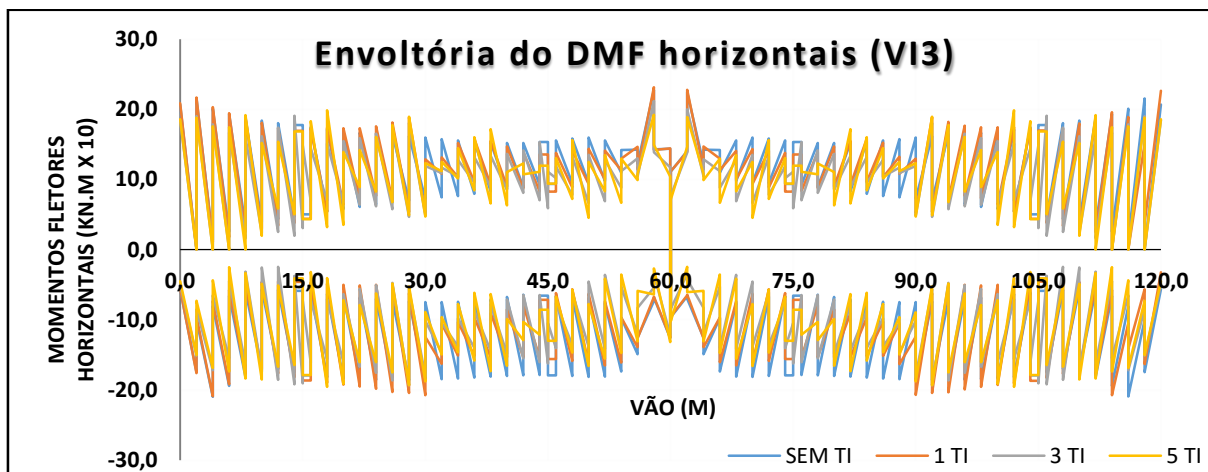
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.84 – Envoltória do DMF horizontais na VI2 para P3 das CNU.



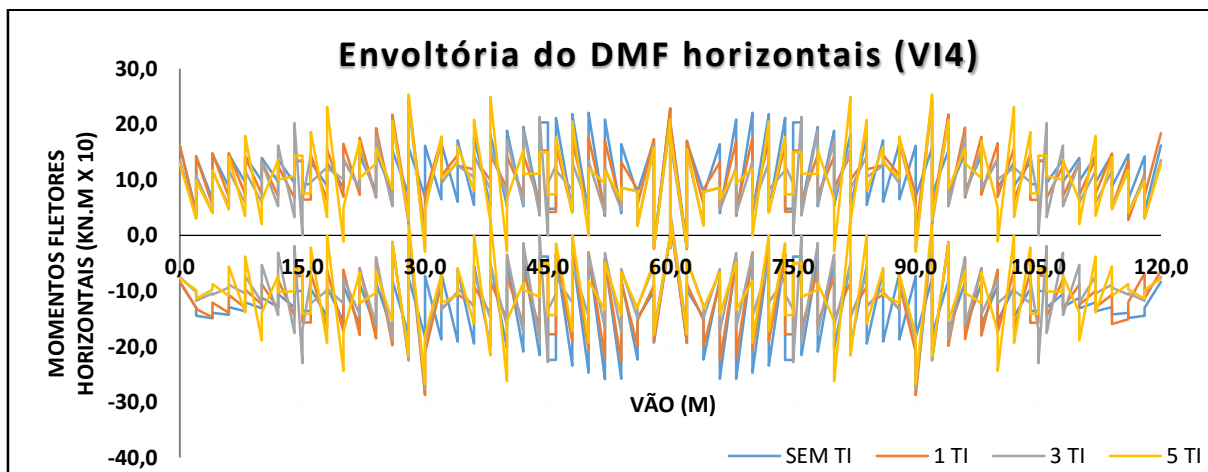
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.85 – Envoltória do DMF horizontais na VI3 para P3 das CNU.



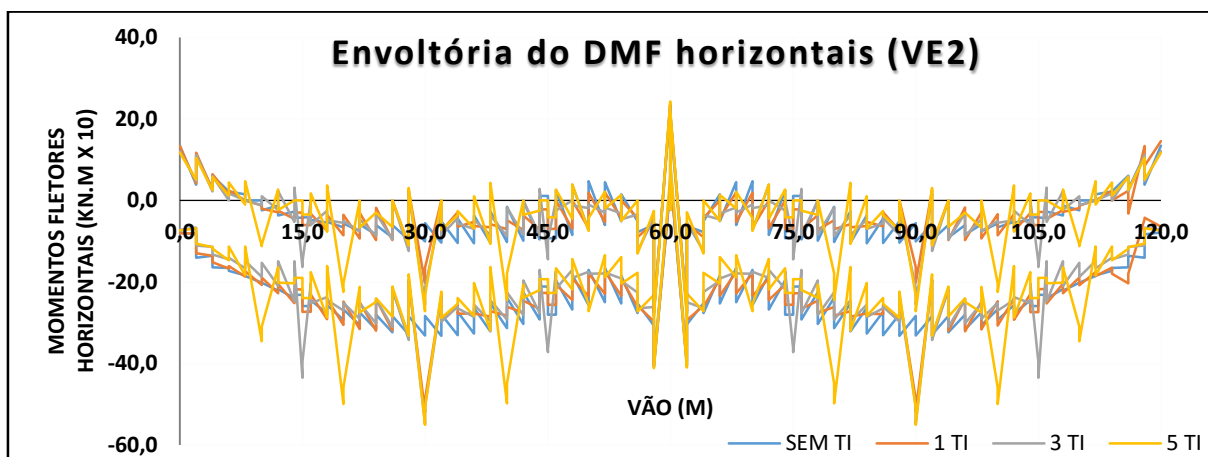
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.86 – Envoltória do DMF horizontais na VI4 para P3 das CNU.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

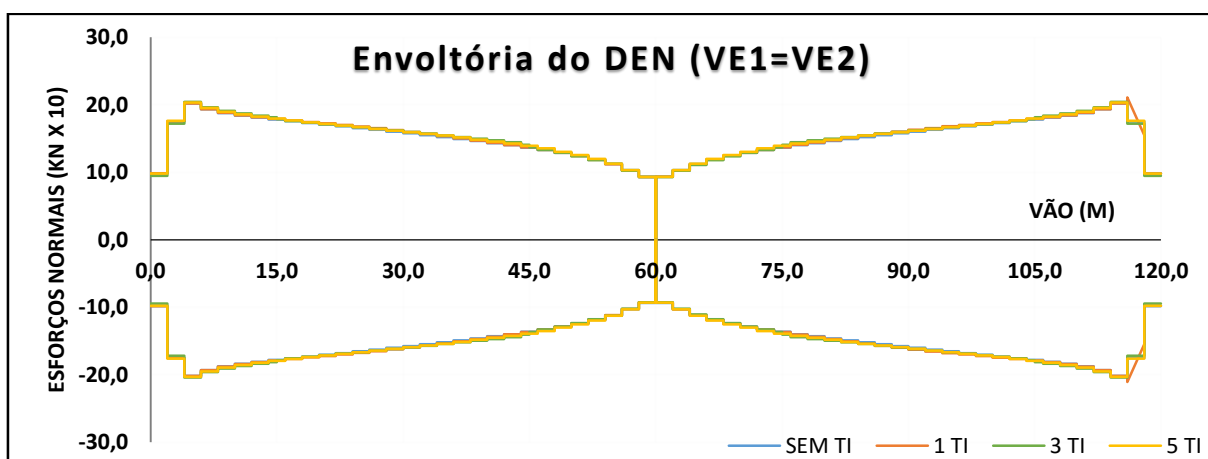
Figura C.87 – Envoltória do DMF horizontais na VE2 para P3 das CNU.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

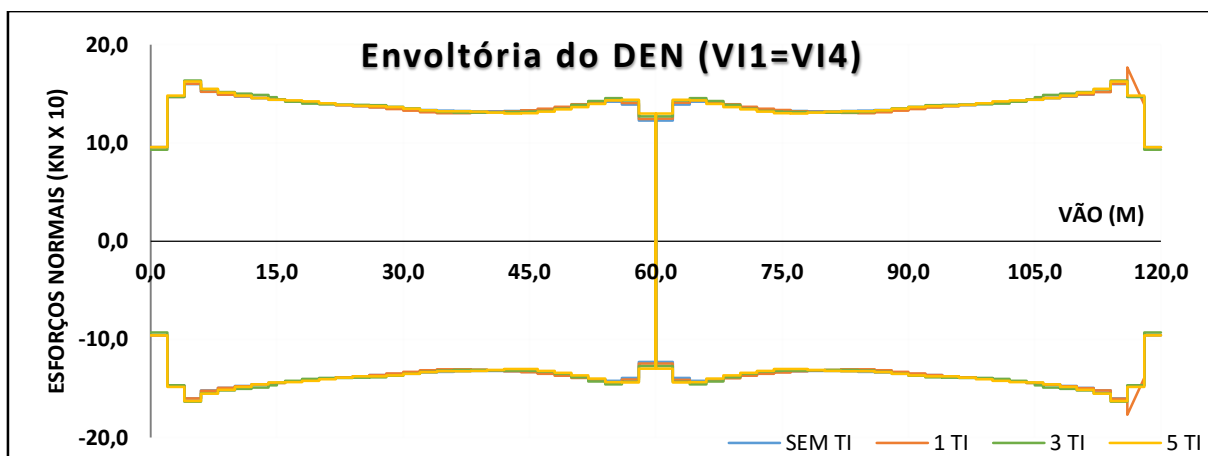
b.2) Freagem e aceleração – carga móvel horizontal (CMH):

Figura C.88 – Envoltória do DEN nas longarinas externas do modelo P3 da CMH.



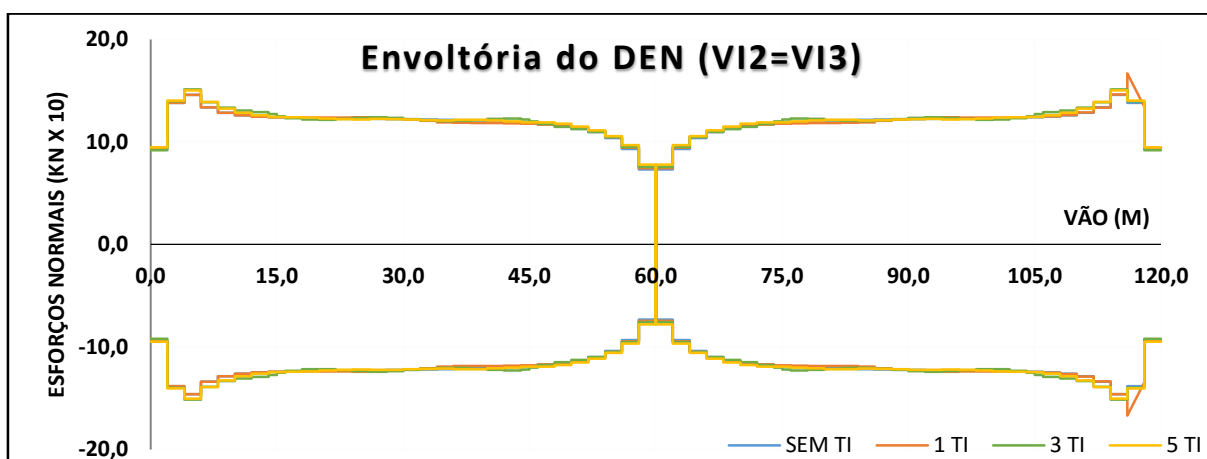
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.89 – Envoltória do DEN nas VI1 e VI4 do modelo P3 da CMH.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

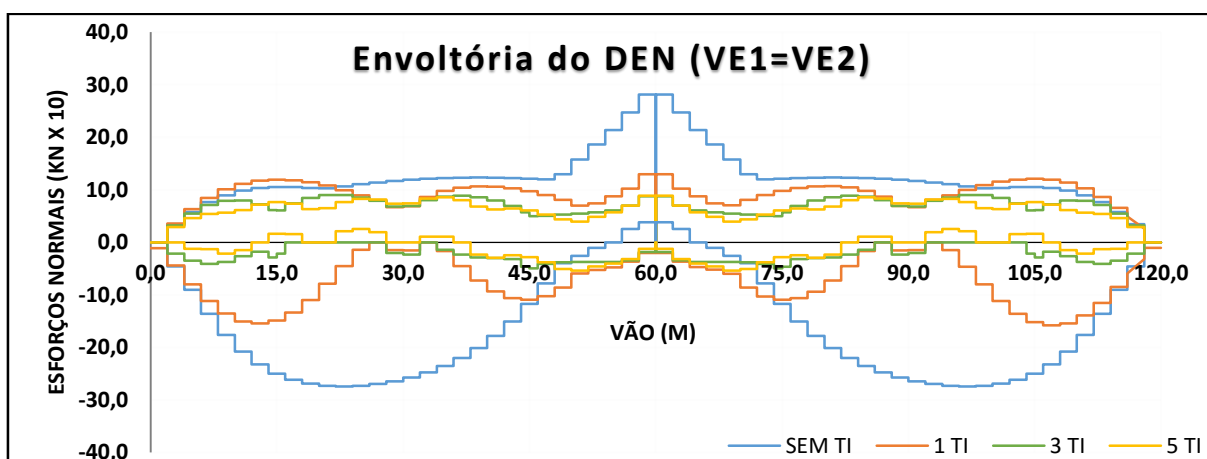
Figura C.90 – Envoltória do DEN nas VI2 e VI3 do modelo P3 da CMH.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

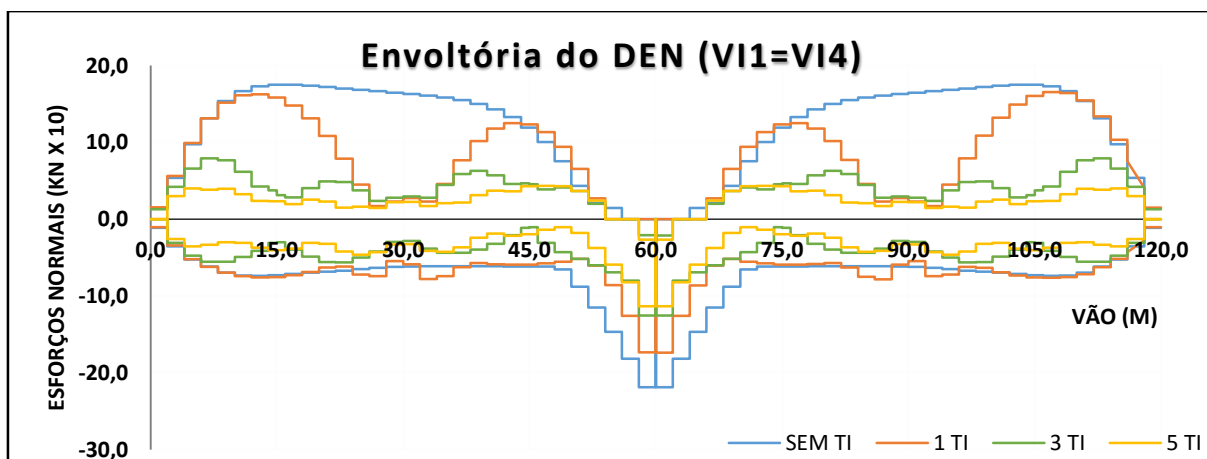
b.3) Carga móvel vertical (CMV):

Figura C.91 – Envoltória do DEN nas longarinas externas do modelo P3 da CMV.



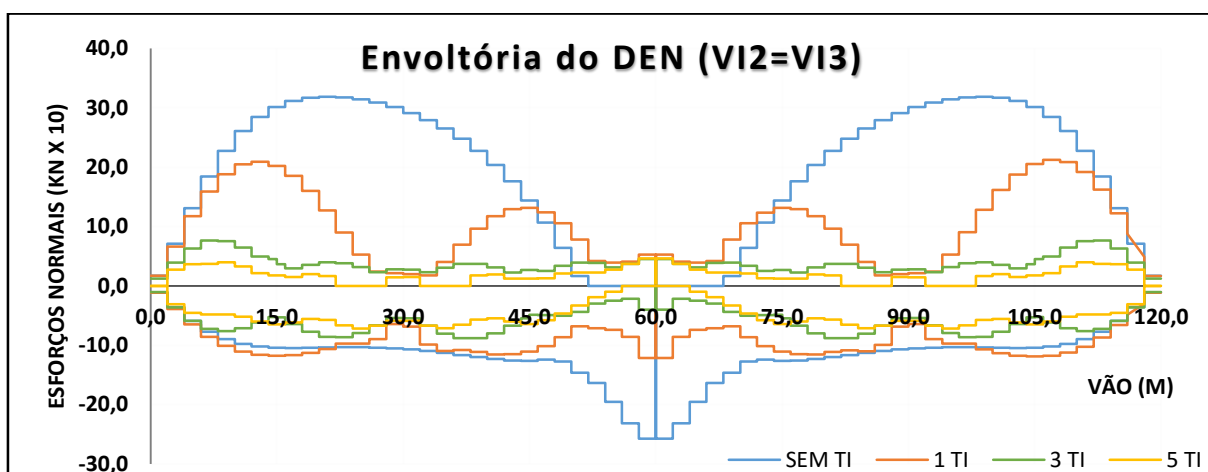
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.92 – Envoltória do DEN nas VII e VI4 do modelo P3 da CMV.



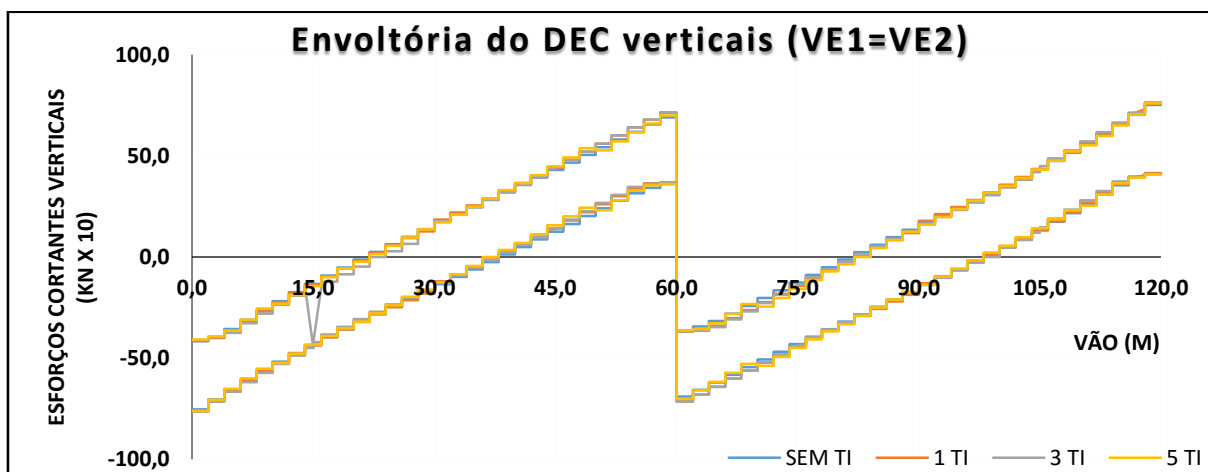
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.93 – Envoltória do DEN nas VI2 e VI3 do modelo P3 da CMV.



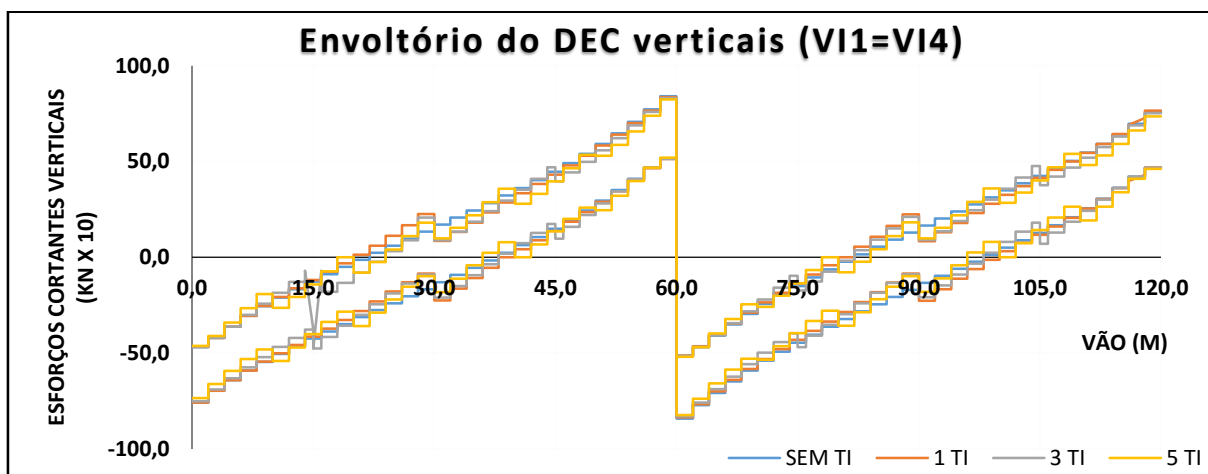
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.94 – Envoltória do DEC verticais nas longarinas externas para P3 da CMV.



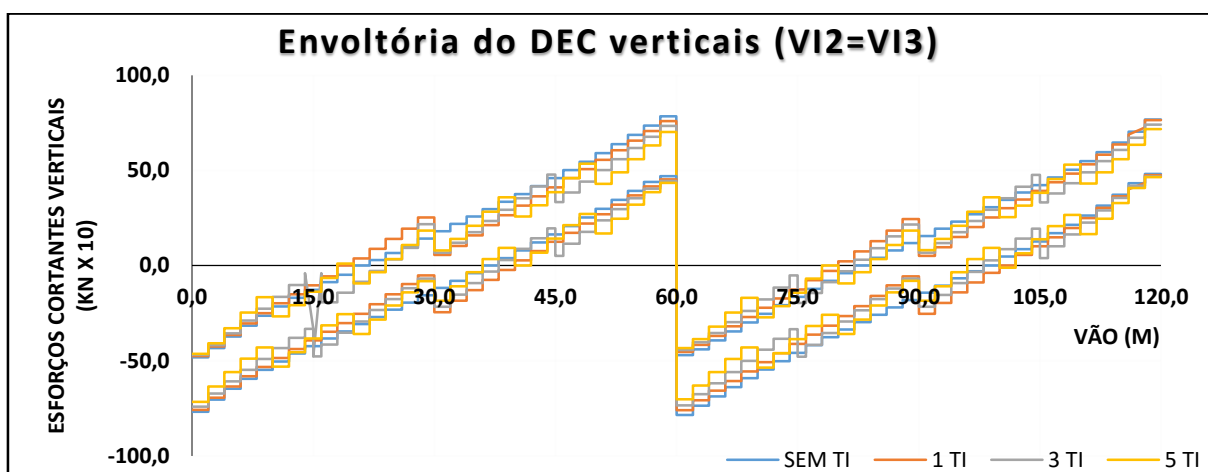
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.95 – Envoltória do DEC verticais nas VII e VI4 para P3 da CMV.



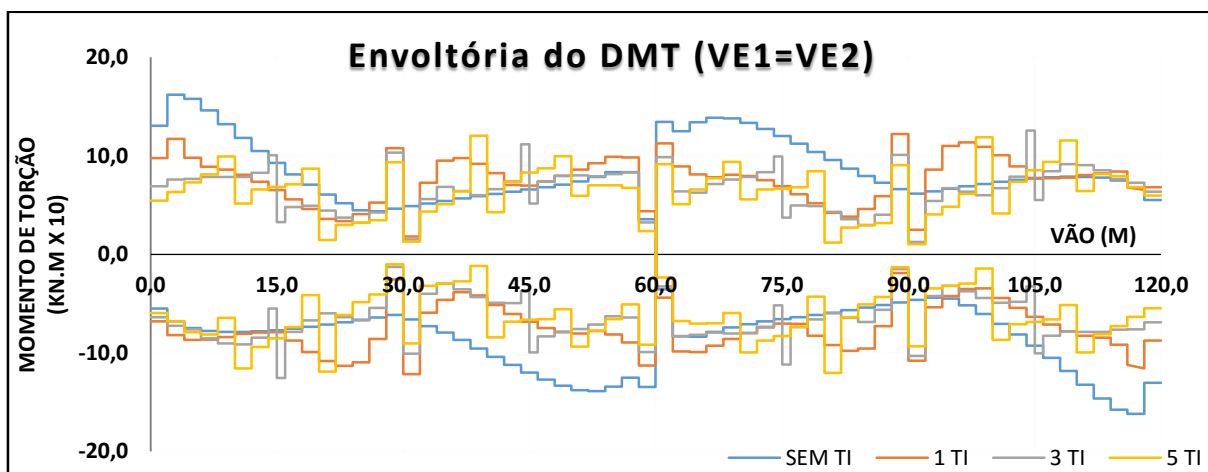
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.96 – Envoltória do DEC verticais nas VI2 e VI3 para P3 da CMV.



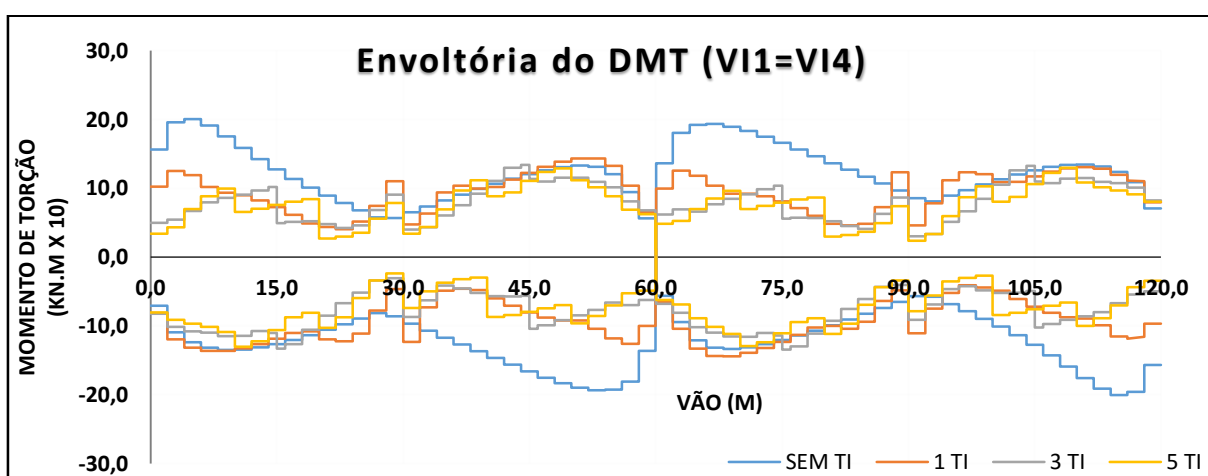
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.97 – Envoltória do DMT nas longarinas externas do modelo P3 da CMV.



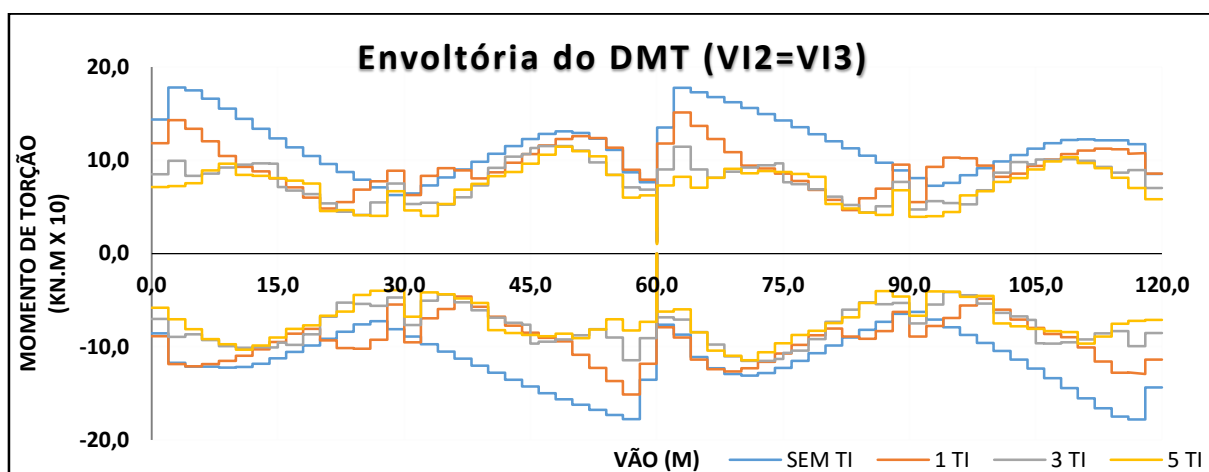
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.98 – Envoltória do DMT nas VI1 e VI4 do modelo P3 da CMV.



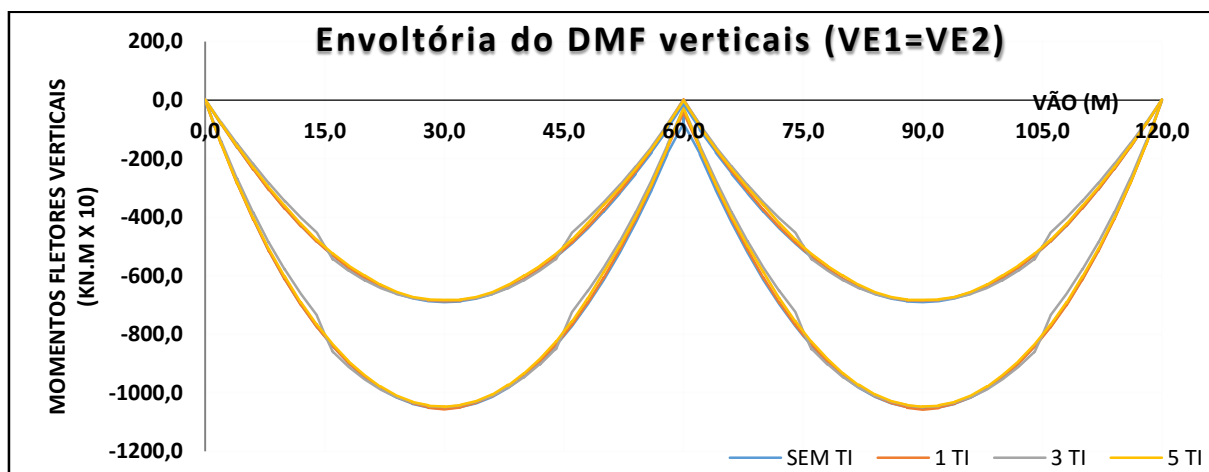
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.99 – Envoltória do DMT nas VI2 e VI3 do modelo P3 da CMV.



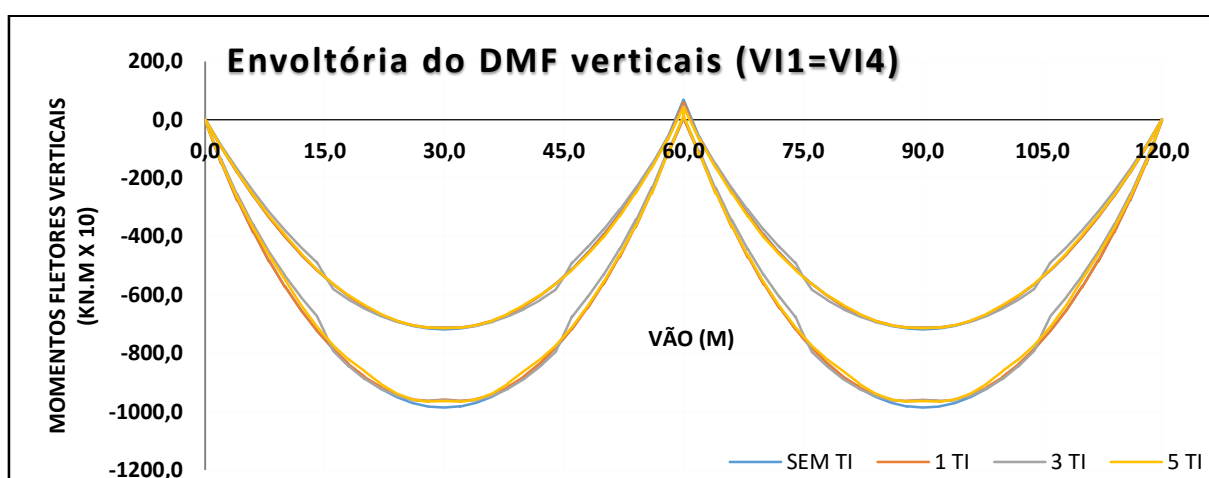
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.100 – Envoltória do DMF verticais nas VE1 e VE2 do modelo P3 da CMV.



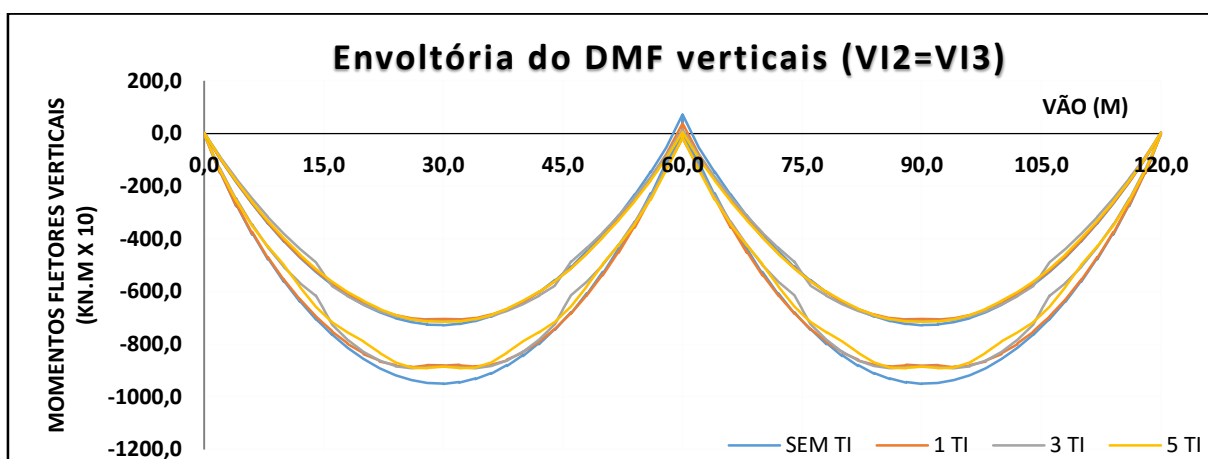
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.101 – Envoltória do DMF verticais nas VI1 e VI4 do modelo P3 da CMV.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

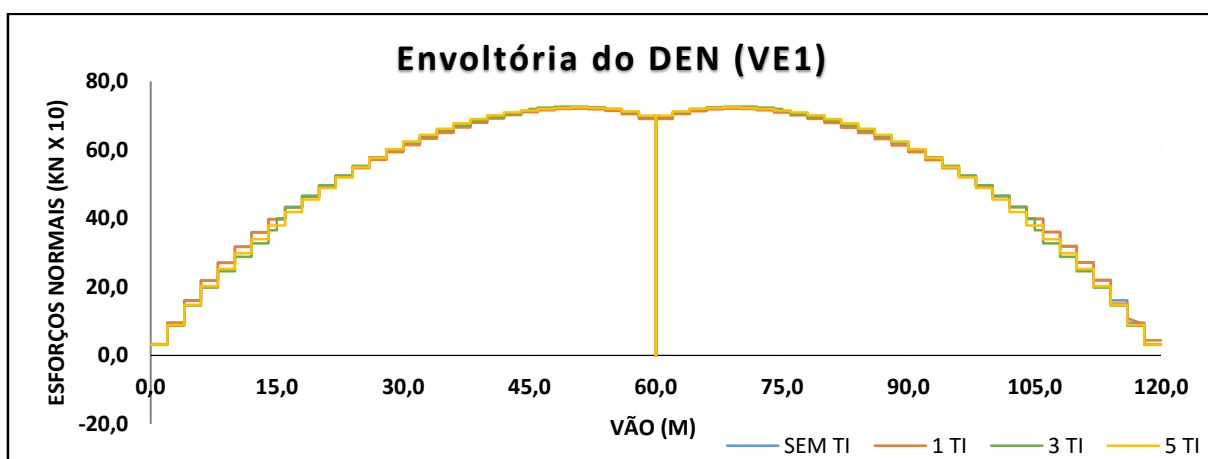
Figura C.102 – Envoltória do DMF verticais nas VI2 e VI3 do modelo P3 da CMV.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

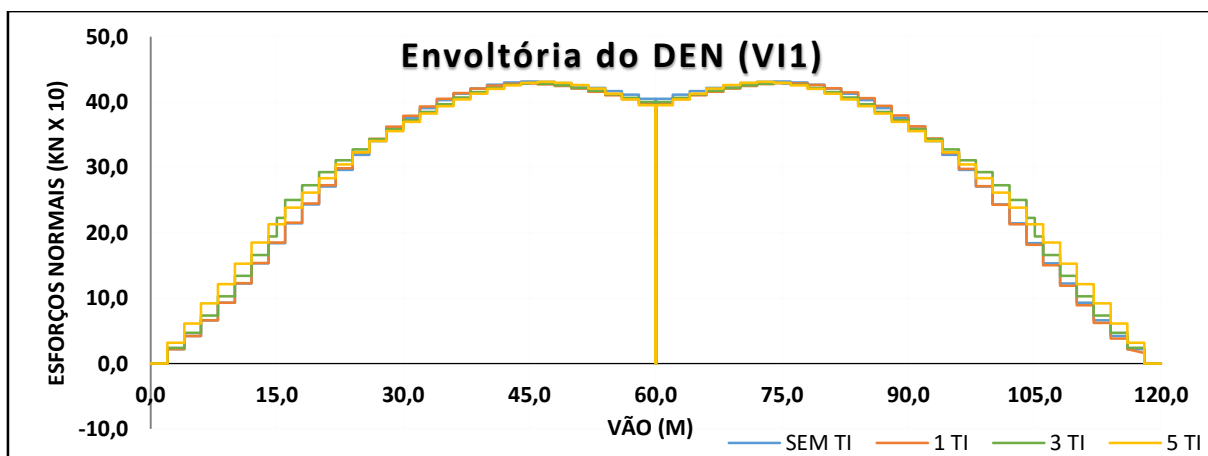
b.4) Vento:

Figura C.103 – Envoltória do DEN na VE1 do modelo P3 para a ação do vento.



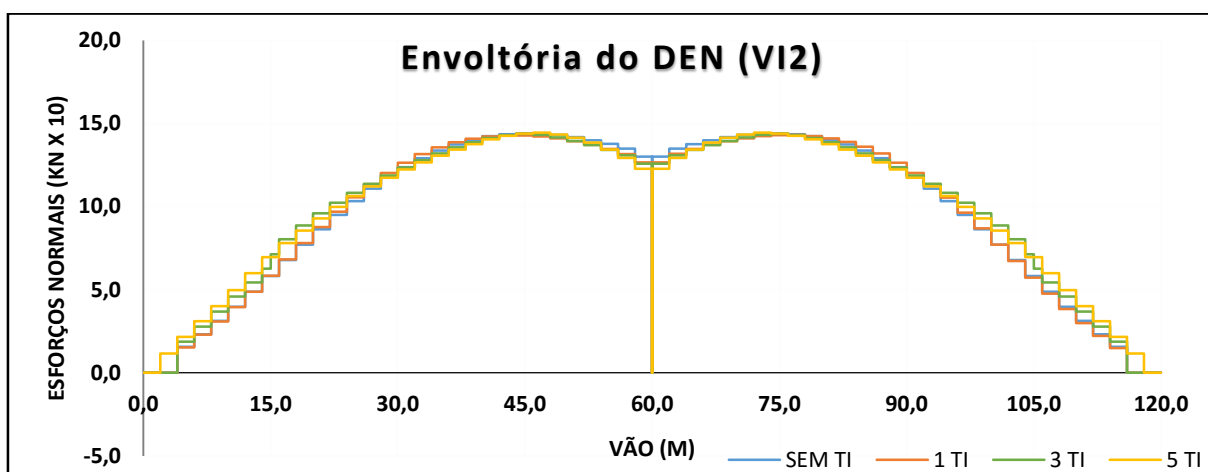
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.104 – Diagrama de esforços normais na VI1 do modelo P3 para a ação do vento.



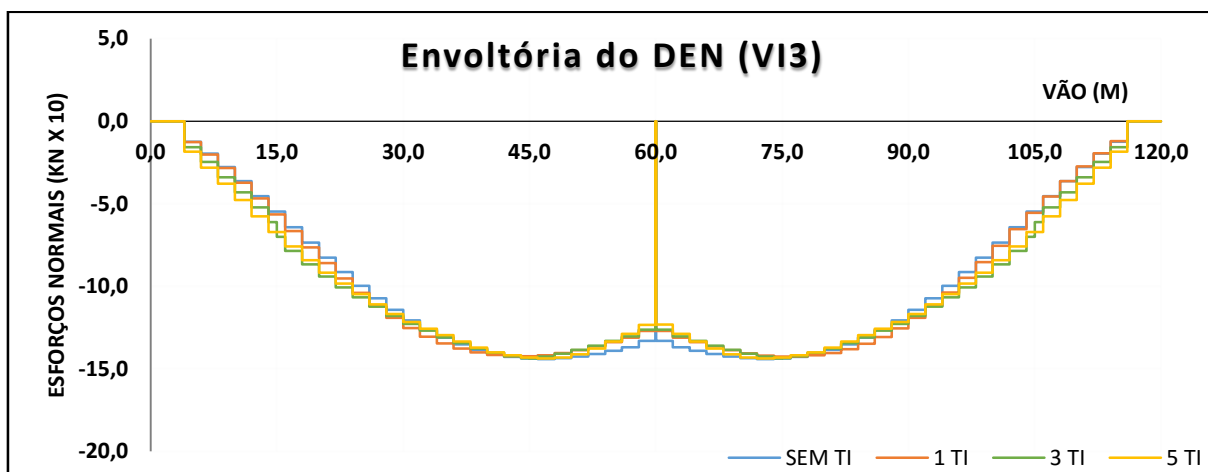
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.105 – Envoltória do DEN na VI2 do modelo P3 para a ação do vento.



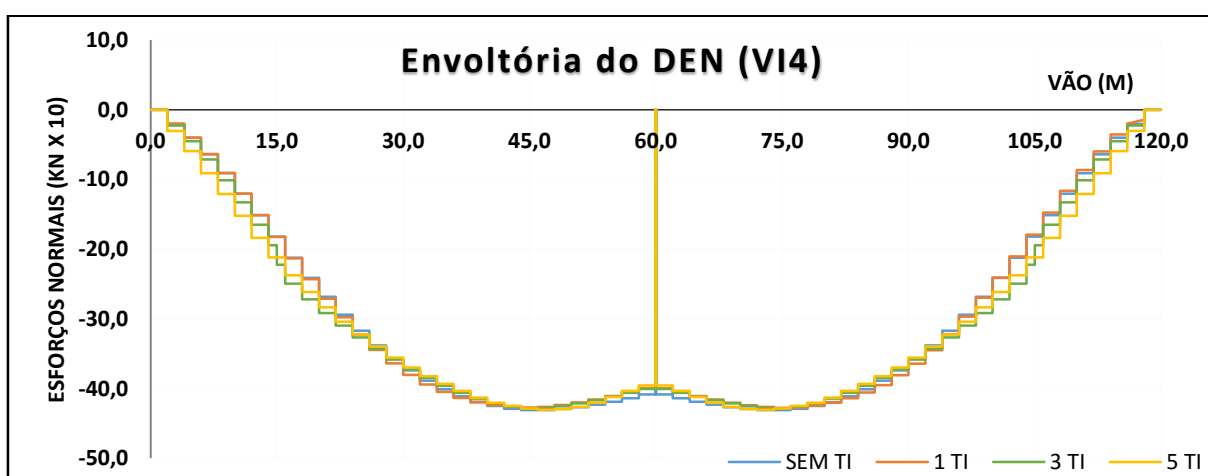
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.106 – Envoltória do DEN na VI3 do modelo P3 para a ação do vento.



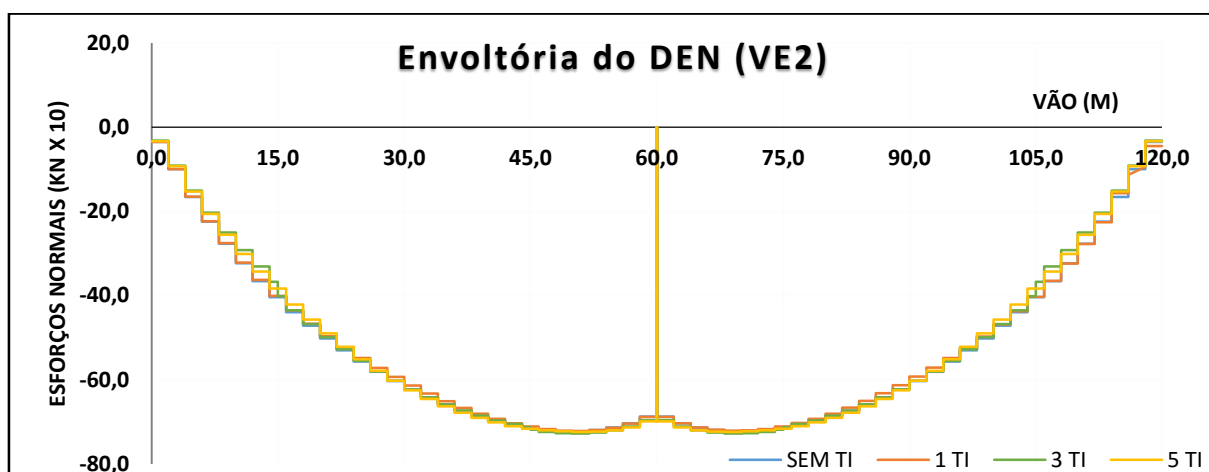
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.107 – Envoltória do DEN na VI4 do modelo P3 para a ação do vento.



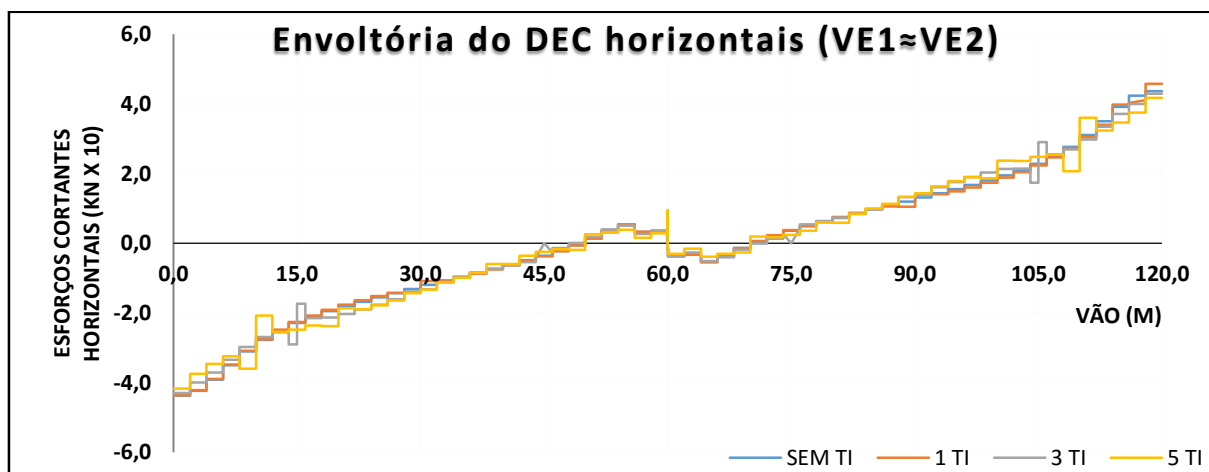
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.108 – Envoltória do DEN na VE2 do modelo P3 para a ação do vento.



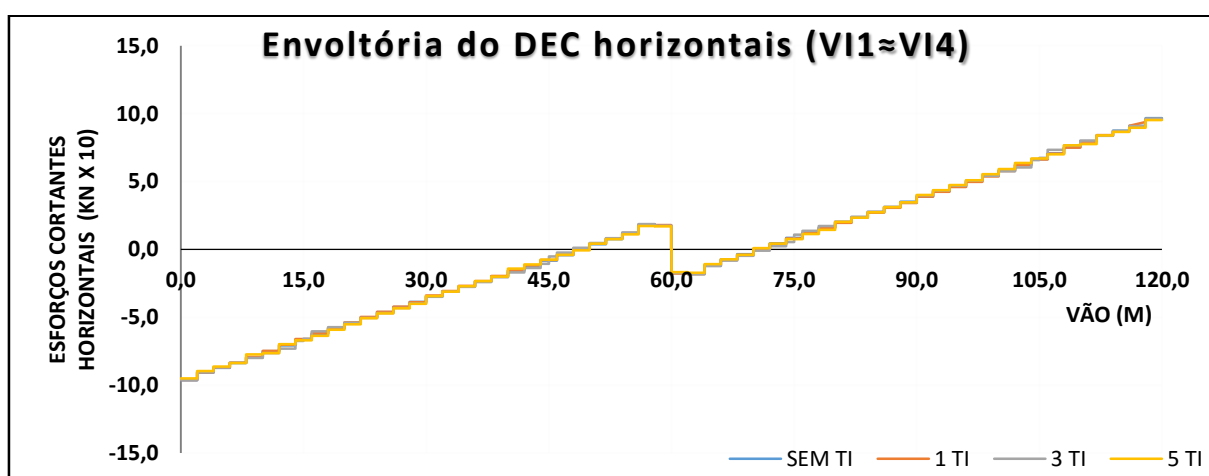
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.109 – Envoltória do DEC horizontais nas VE1 e VE2 do modelo P3 para a ação do vento.



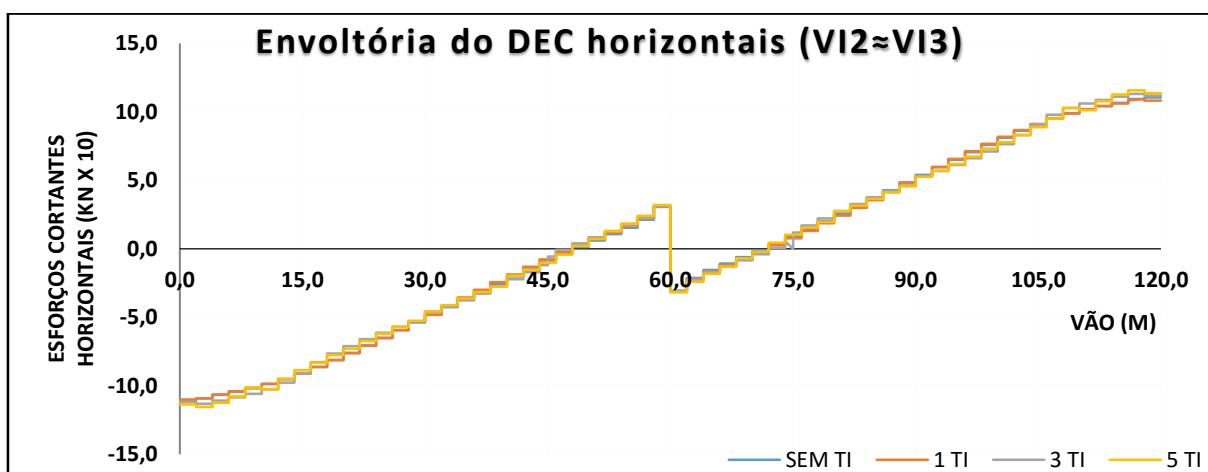
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.110 – Envoltória do DEC horizontais nas VII e VI4 do modelo P3 para a ação do vento.



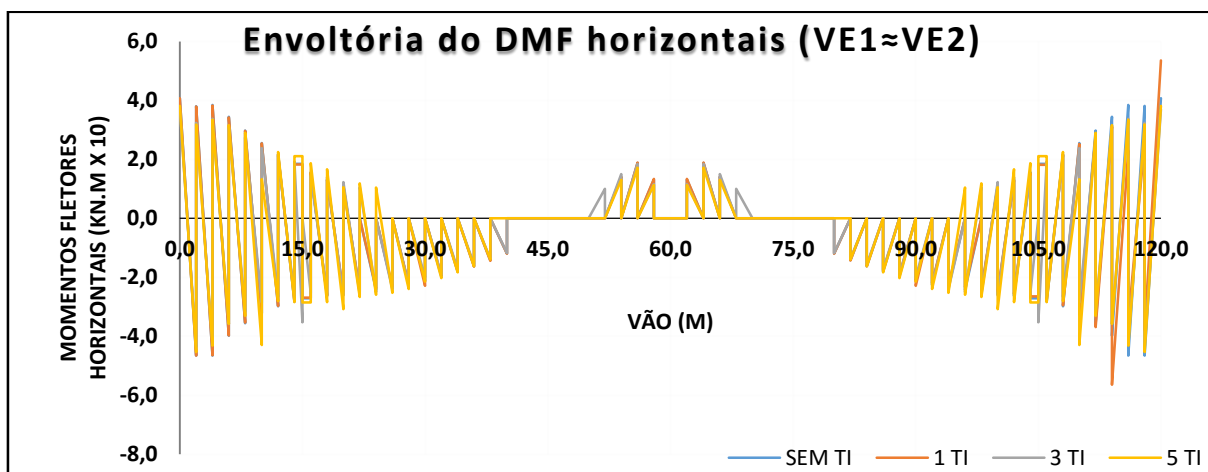
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.111 – Envoltória do DEC horizontais nas VI2 e VI3 do modelo P3 para a ação do vento.



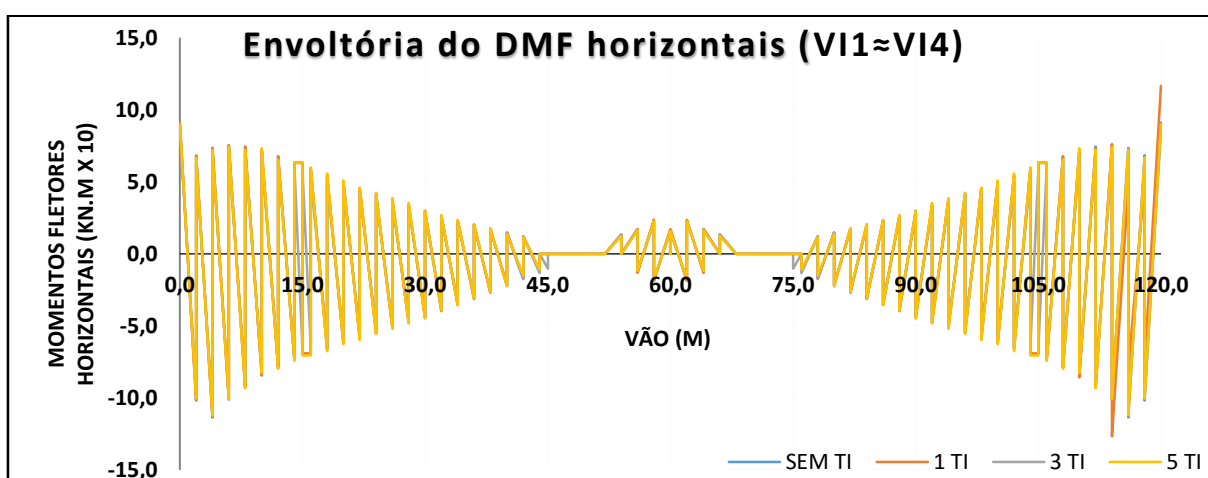
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.112 – Envoltória do DMF horizontais nas VE1 e VE2 do modelo P3 para a ação do vento.



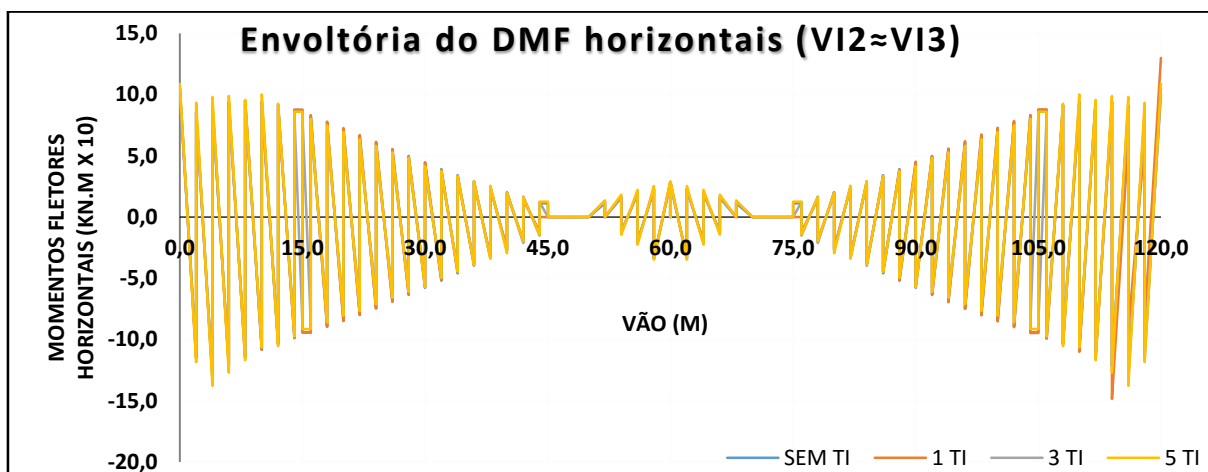
Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.113 – Envoltória do DMF horizontais nas VI1 e VI4 do modelo P3 para a ação do vento.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)

Figura C.114 – Envoltória do DMF horizontais nas VI2 e VI3 do modelo P3 para a ação do vento.



Fonte: elaborado pelo autor (2016)