

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO DE JOIVILLE
CURSO DE ENGENHARIA DE INFRAESTRUTURA

MARIANA BARATTI OSMARINI

**ANÁLISE DA CONCEPÇÃO ESTRUTURAL DE UMA PONTE EM CONCRETO
ARMADO NO MUNICÍPIO DE TUBARÃO/SC**

Joinville

2017

MARIANA BARATTI OSMARINI

**ANÁLISE ESTRUTURAL DE UMA PONTE EM CONCRETO ARMADO NO
MUNICÍPIO DE TUBARÃO/SC**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de graduação em Engenharia de Infraestrutura, da Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico de Joinville, como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel.

Orientadora: Dra. Paula Manica Lazzari

Joinville

2017

**ANÁLISE ESTRUTURAL DE UMA PONTE EM CONCRETO ARMADO NO
MUNICÍPIO DE TUBARÃO/SC**

MARIANA BARATTI OSMARINI

Esta Monografia foi julgada e aprovada como requisito parcial para a obtenção do título de bacharel em Engenharia de Infraestrutura, na Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico de Joinville.

Joinville, 01 de dezembro de 2017.

Banca Examinadora:

Dra. Eng. Paula Manica Lazzari
Orientadora
Centro Tecnológico de Joinville - UFSC

Dra. Eng. Bruna Manica Lazzari
Membro
Pontifícia Universidade Católica do Rio Grande do Sul – PUCRS

Me. Eng. Valéria Bennack
Membro
Centro Tecnológico de Joinville - UFSC

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente ao Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, pelo fornecimento do projeto que embasou todo este trabalho.

Agradeço à minha família, em especial aos meus pais, Marisa e Vanderlei, que com todo apoio e compreensão, me ensinaram que o caminho é longo, mas vale a pena ser percorrido. Vocês fizeram com que eu permanecesse firme, e com as esperanças de que precisava para superar os momentos mais difíceis em toda a graduação.

Agradeço à minha querida irmã, Manoela. Eu sempre vi em você um porto seguro, no qual eu me prendia cada vez que precisava de coragem e força para concluir esta etapa da minha vida.

Agradeço ao Bruno, por me trazer paz e conforto nos dias mais turbulentos. Você me fez acreditar que eu era capaz de enfrentar qualquer desafio.

Agradeço à minha orientadora, Paula. Neste ano você se tornou a pessoa mais importante e influente na minha vida. Sempre me lembrarei de cada conhecimento transmitido, da sua paciência em tirar inúmeras dúvidas, e de cada incentivo dado, após uma nova etapa ser concluída com sucesso.

Agradeço a todas as professoras da área de estruturas, que de alguma forma me influenciaram na realização deste trabalho. Vocês conseguiram transformar tais matérias numa aventura única, e numa paixão, da qual eu nunca me esquecerei.

Agradeço à Claudía. Mais que uma amiga, ela sempre foi minha irmã, uma companheira desde o ensino fundamental que a vida me presenteou. Obrigada por estar sempre presente, nas horas boas e ruins, nos dias fáceis e difíceis. Tenho um amor infinito por você.

Agradeço por fim, a todos os amigos que estiveram presentes nas diversas fases da minha vida, durante esses cinco anos e meio. Alguns nem sempre entendiam sobre o assunto tratado neste trabalho, outros, no entanto, compreendiam plenamente as incertezas e dificuldades enfrentadas, mesmo assim, ambos me estimularam a acreditar que no final tudo daria certo. Todos contribuíram de forma única nesta realização, guardarei um carinho especial por cada um de vocês.

RESUMO

Este estudo de caso baseia-se na análise estrutural de uma ponte em concreto armado situada no município de Tubarão, Santa Catarina, a qual foi construída na forma de vigas pré-moldadas. A análise do tipo de solução utilizada para o desenvolvimento do projeto torna-se o ponto mais crítico a ser determinado, pois está diretamente ligado à forma de execução, tempo de concepção e custos da obra. Deste modo, uma análise estrutural realizada previamente, torna-se um meio eficaz de averiguar qual a melhor solução a ser empregada em campo, comprovando a importância da etapa de concepção de projeto por meio da análise das diferentes soluções que podem ser utilizadas. O estudo foi realizado a partir do embasamento teórico necessário, juntamente com um programa computacional de análise estrutural, baseado no método dos elementos finitos. A partir desta ferramenta foi possível realizar a análise da ponte com diferentes concepções de projeto, envolvendo vigas rotuladas e contínuas. Inicialmente, foi realizado o cálculo das cargas atuantes, no caso, permanentes e variáveis para enfim, aplicar as variações na estrutura. A partir de tais alterações, foi feita a verificação das solicitações decorrentes e o respectivo impacto causado na estrutura, podendo assim, destacar em termos de solicitações, a melhor solução de concepção para o projeto.

Palavras-chave: Concreto estrutural. Análise estrutural. Concepções estruturais.

ABSTRACT

This case study is based on the structural analysis of a bridge in reinforced concrete located in the city of Tubarão, Santa Catarina, which was built in the form of precast beams. The analysis of the type of solution used for the development of the project becomes the most critical point to be determined, since it is directly related to the form of execution, design time and costs of the work. Thus, a previously performed structural analysis becomes an effective means of ascertaining the best solution to be used in the field; proving the importance of the project design stage by analyzing the different solutions that can be used. The study was carried out from the theoretical basis necessary together with a computational program of structural analysis based on the finite element method. From this tool it was possible to perform the analysis of the bridge with different conceptions of design, involving labeled and continuous beams. Initially, we performed the calculation of the acting loads, in this case, permanent and variable to finally apply the variations in the structure. Based on these changes, it was made the verification of the resulting requests and their impact on the structure, thus being able to highlight in terms of requests, the best design solution for the project.

Keywords: Structural concrete. Project design. Structural solutions.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Diagrama de etapas do trabalho	18
Figura 2 – Elementos constituintes das pontes	19
Figura 3 – Ponte de Santo Ângelo - Roma	20
Figura 4 – Ponte Britannia - Inglaterra	21
Figura 5 – Representação de uma ponte em viga	24
Figura 6 – Tipos de pontes em viga e em laje	25
Figura 7 – Esquemática de vigas contínuas	26
Figura 8 – Representação do veículo.....	29
Figura 9 – Representação do trem-tipo utilizado.....	30
Figura 10 – Disposição das cargas	31
Figura 11 – Representação da carga de vento com ponte carregada.....	32
Figura 12 – Representação da carga de vento com ponte descarregada.....	32
Figura 13 – Linha de influência do esforço cortante	34
Figura 14 – Localização da ponte em estudo	36
Figura 15 – Detalhamento de projeto da ponte simplificada.....	36
Figura 16 – Grade da estrutura	38
Figura 17 – Elementos constituintes de um dos vãos da ponte	39
Figura 18 – Seção das longarinas (em centímetros).....	39
Figura 19 – Definição das seções	40
Figura 20 – Subdivisão da malha do tabuleiro	40
Figura 21 – Elementos em forma de barras	42
Figura 22 – Recurso <i>Frame Insertion Point</i>	42
Figura 23 – Representação dos elementos com a ferramenta <i>extrude view</i>	43
Figura 24 – Posicionamento das cargas pontuais e distribuídas.....	44
Figura 25 – Definição da carga do guarda-rodas.....	45
Figura 26 – Distribuição da carga do guarda-rodas.....	46
Figura 27 – Definição da carga do pavimento.....	46
Figura 28 – Representação da carga do pavimento	47

Figura 29 – Posicionamento das cargas de vento (ponte descarregada).....	47
Figura 30 – Aplicação das cargas de aceleração e frenagem	48
Figura 31 – Criação do trem-tipo	50
Figura 32 – Definição do coeficiente de impacto.....	50
Figura 33 – Definição das linhas de influência de cada trem-tipo	51
Figura 34 – Definição das combinações.....	52
Figura 35 – Vigas rotuladas.....	53
Figura 36 – Convenção de eixos utilizados nos elementos analisados.....	55
Figura 37 – Representação das longarinas no eixo cartesiano	56
Figura 38 – Envoltória da longarina em $x = 4,55/7,55$ metros para o caso I.....	64
Figura 39 – Envoltória da longarina em $x = 7,55$ metros para o caso II	64
Figura 40 – Envoltória da longarina em $x = 7,55$ metros para o caso III.....	69
Figura 41 – Representação das transversinas no eixo cartesiano	70
Figura 42 – Envoltória das transversinas em $y = 18,9$ e $76,1$ metros para o caso I	77
Figura 43 – Envoltória das transversinas em $y = 18,9$ e $37,3$ metros para o caso II	78
Figura 44 – Envoltória das transversinas em $y = 18,9$ e $37,3$ metros para o caso III.....	83
Figura 45 – Representação das vigas de transição no eixo cartesiano	84
Figura 46 – Envoltória da viga de transição em $y = 37,8$ metros para o caso I.....	89
Figura 47 – Envoltória da viga de transição em $y = 37,8$ metros para o caso II	89
Figura 48 – Envoltória da viga de transição em $y = 37,8$ metros para o caso III.....	93
Figura 49 – Representação dos pilares no eixo cartesiano	94
Figura 50 – Envoltória do pilar em $y = 75,6$ e $x = 9,55$ metros para o caso I.....	100
Figura 51 – Envoltória do pilar em ($y = 37,8$ e $x = 2,55$ metros para M2, V3, T e P) e ($y = 75,6$ e $x = 9,55$ metros para M3) para o caso II.....	101
Figura 52 – Envoltória do pilar em ($y = 37,8$ e $x = 2,55$ metros para M2, V3, T e P) e ($y = 75,6$ e $x = 9,55$ metros para M3) para o caso III	105

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Grau de dificuldade <i>nd</i>	23
Quadro 2 – Seções de projeto dos elementos da ponte.....	38
Quadro 3 – Especificações dos materiais	41
Quadro 4 – Cargas pontuais do programa Ftool.....	44
Quadro 5 – Reações verticais no programa Ftool.....	44
Quadro 6 – Cargas de vento	48
Quadro 7 – Carga de aceleração e frenagem	48
Quadro 8 – Combinações finais.....	52
Quadro 9 – Alterações na estrutura da ponte.....	53
Quadro 10 – Solicitações para a carga permanente nas longarinas (casos I e II) – Combinação A	57
Quadro 11 – Solicitações para a carga permanente, trem-tipo 1 e Aceleração e Frenagem 1 nas longarinas (casos I e II) – Combinação B.....	58
Quadro 12 – Solicitações para a carga permanente, trem-tipo 1 e Aceleração e Frenagem 2 nas longarinas (casos I e II) – Combinação C.....	59
Quadro 13 – Solicitações para a carga permanente, trem-tipo 2, Aceleração e Frenagem 1 e vento 2 nas longarinas (casos I e II) – Combinação D	60
Quadro 14 – Solicitações para a carga permanente, trem-tipo 2, Aceleração e Frenagem 2 e vento 2 nas longarinas (casos I e II) – Combinação E.....	61
Quadro 15 – Solicitações para a carga permanente e vento 1 nas longarinas (casos I e II) – Combinação F.....	62
Quadro 16 – Solicitações para a carga permanente nas longarinas (caso III) – Combinação A	65
Quadro 17 – Solicitações para a carga permanente, trem-tipo 1 e Aceleração e Frenagem 1 e 2 nas longarinas (caso III) – Combinações B e C.....	66
Quadro 18 – Solicitações para a carga permanente, trem-tipo 2, Aceleração e Frenagem 1 e 2 e vento 2 nas longarinas (caso III) – Combinações D e E.....	67

Quadro 19 – Solicitações para a carga permanente e vento 1 nas longarinas (caso III) – Combinação F.....	68
Quadro 20 – Solicitações para a carga permanente nas transversinas (casos I e II) – Combinação A	70
Quadro 21 – Solicitações para a carga permanente, trem-tipo 1 e Aceleração e Frenagem 1 nas transversinas (casos I e II) – Combinação B	71
Quadro 22 – Solicitações para a carga permanente, trem-tipo 1 e Aceleração e Frenagem 2 nas transversinas (casos I e II) – Combinação C	72
Quadro 23 – Solicitações para a carga permanente, trem-tipo 2, Aceleração e Frenagem 1 e vento 2 nas transversinas (casos I e II) – Combinação D.....	73
Quadro 24 – Solicitações para a carga permanente, trem-tipo 2, Aceleração e Frenagem 2 e vento 2 nas transversinas (casos I e II) – Combinação E	74
Quadro 25 – Solicitações para a carga permanente e vento 1 nas transversinas (casos I e II) – Combinação F.....	76
Quadro 26 – Solicitações para a carga permanente nas transversinas (caso III) – Combinação A	79
Quadro 27 – Solicitações para a carga permanente, trem-tipo 1 e Aceleração e Frenagem 1 nas transversinas (caso III) – Combinação B.....	79
Quadro 28 – Solicitações para a carga permanente, trem-tipo 1 e Aceleração e Frenagem 2 nas transversinas (caso III) – Combinação C.....	80
Quadro 29 – Solicitações para a carga permanente, trem-tipo 2, Aceleração e Frenagem 1 e vento 2 nas transversinas (caso III) – Combinação D	81
Quadro 30 – Solicitações para a carga permanente, trem-tipo 2, Aceleração e Frenagem 2 e vento 2 nas transversinas (caso III) – Combinação E.....	81
Quadro 31 – Solicitações para a carga permanente e vento 1 nas transversinas (caso III) – Combinação F.....	82
Quadro 32 – Solicitações para a carga permanente nas vigas de transição (casos I e II) – Combinação A	84
Quadro 33 – Solicitações para a carga permanente, trem-tipo 1 e Aceleração e Frenagem 1 nas vigas de transição (casos I e II) – Combinação B.....	85
Quadro 34 – Solicitações para a carga permanente, trem-tipo 1 e Aceleração e Frenagem 2 nas vigas de transição (casos I e II) – Combinação C.....	85
Quadro 35 – Solicitações para a carga permanente, trem-tipo 2, Aceleração e Frenagem 1 e vento 2 nas vigas de transição (casos I e II) – Combinação D	86

Quadro 36 – Solicitações para a carga permanente, trem-tipo 2, Aceleração e Frenagem 2 e vento 2 nas vigas de transição (casos I e II) – Combinação E.....	87
Quadro 37 – Solicitações para a carga permanente e vento 1 nas vigas de transição (casos I e II) – Combinação F.....	88
Quadro 38 – Solicitações para a carga permanente nas vigas de transição (caso III) – Combinação A.....	90
Quadro 39 – Solicitações para a carga permanente, trem-tipo 1 e Aceleração e Frenagem 1 e 2 nas vigas de transição (caso III) – Combinações B e C.....	91
Quadro 40 – Solicitações para a carga permanente, trem-tipo 2, Aceleração e Frenagem 1 e 2 e vento 2 nas vigas de transição (caso III) – Combinações D e E.....	92
Quadro 41 – Solicitações para a carga permanente e vento 1 nas vigas de transição (caso III) – Combinação F.....	92
Quadro 42 – Solicitações para a carga permanente nos pilares (casos I e II) – Combinação A.....	95
Quadro 43 – Solicitações para a carga permanente, trem-tipo 1 e Aceleração e Frenagem 1 nos pilares (casos I e II) – Combinação B.....	95
Quadro 44 – Solicitações para a carga permanente, trem-tipo 1 e Aceleração e Frenagem 2 nos pilares (casos I e II) – Combinação C.....	96
Quadro 45 – Solicitações para a carga permanente, trem-tipo 2, Aceleração e Frenagem 1 e vento 2 nos pilares (casos I e II) – Combinação D.....	97
Quadro 46 – Solicitações para a carga permanente, trem-tipo 2, Aceleração e Frenagem 2 e vento 2 nos pilares (casos I e II) – Combinação E.....	97
Quadro 47 – Solicitações para a carga permanente e vento 1 nos pilares (casos I e II) – Combinação F.....	98
Quadro 48 – Solicitações para a carga permanente nos pilares (caso III) – Combinação A..	102
Quadro 49 – Solicitações para a carga permanente, trem-tipo 1 e Aceleração e Frenagem 1 nos pilares (caso III) – Combinação B.....	102
Quadro 50 – Solicitações para a carga permanente, trem-tipo 1 e Aceleração e Frenagem 2 nos pilares (caso III) – Combinação C.....	103
Quadro 51 – Solicitações para a carga permanente, trem-tipo 2, Aceleração e Frenagem 1 e vento 2 nos pilares (caso III) – Combinação D.....	103
Quadro 52 – Solicitações para a carga permanente, trem-tipo 2, Aceleração e Frenagem 2 e vento 2 nos pilares (caso III) – Combinação E.....	104

Quadro 53 – Solicitações para a carga permanente e vento 1 nos pilares (caso III) – Combinação F.....	104
Quadro 54 – Armaduras longitudinais para a viga em $x = 7,55$ metros (caso III)	111
Quadro 55 – Armaduras utilizadas no projeto original da ponte.....	113
Quadro 56 – Armaduras longitudinais para a viga em $x = 7,55$ metros (caso IV).....	113

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Envoltória do momento fletor das longarinas para os casos I, II e III	106
Gráfico 2 – Envoltória do momento fletor positivo das transversinas para os casos I, II e III	107
Gráfico 3 – Envoltória da torção das transversinas para os casos I, II e III	107
Gráfico 4 – Envoltória do momento fletor das vigas de transição para os casos I, II e III	108
Gráfico 5 – Envoltória da torção das vigas de transição para os casos I, II e III	108
Gráfico 6 – Envoltória do momento fletor dos pilares para os casos I, II e III	109
Gráfico 7 – Envoltória da força axial dos pilares para os casos I, II e III	110

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	15
1.1.	OBJETIVOS GERAIS	16
1.2.	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	16
1.3.	DELIMITAÇÕES	17
1.4.	DELINEAMENTO DE PESQUISA	17
2.	OBRA DE ARTE ESPECIAL: PONTE	19
2.1.	ELEMENTOS CONSTITUINTES	19
2.2.	HISTÓRICO	20
2.3.	FUNÇÕES	21
2.4.	CLASSIFICAÇÃO	22
2.5.	PONTES EM VIGA DE ALMA CHEIA	23
2.5.1.	Características	24
2.5.2.	Classificação das pontes em viga	25
3.	ESTUDO DA ESTRUTURA	27
3.1.	IDENTIFICAÇÃO DOS CARREGAMENTOS	27
3.1.1.	Carregamento Permanente	27
3.1.2.	Carregamento Variável	28
3.1.2.1.	Cargas Móveis	28
3.1.2.2.	Carga de Frenagem e Aceleração	31
3.1.2.3.	Cargas de Vento	32
3.1.3.	Carregamento Excepcional	32
3.2.	COMBINAÇÃO DOS CARREGAMENTOS	33
3.3.	LINHA DE INFLUÊNCIA	34
4.	MODELAGEM NUMÉRICA	35
4.1.	PONTE RODOVIÁRIA EM ESTUDO	35
4.2.	ESTUDO DO MODELO ESTRUTURAL E CARREGAMENTOS	37
4.2.1.	Lançamento do Modelo Numérico	37
4.2.2.	Verificação Inicial	43

4.2.3.	Lançamento das Cargas	45
4.2.4.	Definição das Combinações	51
4.3.	CONCEPÇÕES ESTRUTURAIS ESTUDADAS.....	52
5.	ANÁLISE DOS RESULTADOS	55
5.1.	LONGARINAS	56
5.2.	TRANSVERSINAS	69
5.3.	VIGAS DE TRANSIÇÃO	83
5.4.	PILARES	94
5.5.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	105
6.	DIMENSIONAMENTO	111
7.	CONCLUSÃO	115
	REFERÊNCIAS	117
	ANEXO A	119
	ANEXO B	121
	ANEXO C	123
	APÊNDICE A	127

1. INTRODUÇÃO

As pontes datam desde a antiguidade onde, segundo Leonhardt (1979), eram construídas na forma de vigas, vigas escoradas ou vigas armadas simples. Os romanos, já nesta época, eram capazes de arquitetar abóbadas de pedra, pois dispunham de grande desenvolvimento na arte das formas e na capacidade de vencer vales inteiros para conduzir suas canalizações de água. O concreto em si começou a ser utilizado em 1900 como um material que viria a substituir as pedras. Sua aplicação junto ao aço, denominado como *concreto de ferro*, foi empregada, inicialmente, para lajes de tabuleiros e nervuras de arcos. Somente em 1912 é que foram construídas as primeiras pontes em viga e pontes em pórtico.

As pontes podem ser consideradas obras de arte especiais que permitem a transposição de obstáculos, neste caso, rios, a fim de dar continuidade a uma via qualquer (MARCHETTI, 2008). Lazzari (2008) aponta a importância de tais obras para o crescimento econômico e social de determinada região, onde as relações culturais e comerciais podem ser abordadas de forma otimizada.

Este perfil de estrutura tem considerado grau de complexidade de projeto e exige estudos preliminares como diagnósticos geotécnicos, caracterização hidrológica e topográfica, bem como o sistema estrutural mais adequado para dada situação de campo. A análise da geometria da ponte pode ser avaliada como um dos fatores de significativa importância no projeto. Troitsky (2000 apud HOSS, 2014, p. 17) compartilha tal ponto de vista, em que:

O desenho inicial da estrutura é um problema de engenharia muito complexo. Ele inclui a consideração de outros fatores importantes, tais como, escolha do sistema estrutural da ponte, materiais, dimensões, fundações, estética, paisagem local e o ambiente.

Neste contexto, o presente trabalho objetiva analisar a importância da etapa de concepção do projeto de uma ponte, avaliando as diferentes soluções estruturais e de materiais empregados. A estrutura escolhida para este estudo é uma ponte rodoviária em concreto armado, localizada no município de Tubarão, no estado de Santa Catarina.

A cidade de Tubarão está localizada na região sul de Santa Catarina, a 140 km ao sul de Florianópolis, 57,2 km ao norte de Criciúma e 336 km ao norte de Porto Alegre. Seu nome

teve origem no Rio Tubarão, que passa por toda a cidade (SANTA CATARINA, 2017). A ponte Cavalcanti, escolhida para o estudo, foi inaugurada em setembro de 2016, sendo uma obra de duplicação da BR 101 que buscou extinguir os problemas de congestionamento no município, assim como, terminar o segmento de obras de duplicação da BR entre os trechos de Palhoça - SC a Osório – RS (BOSA; CARDOSO, 2016). Tal ponte é constituída por um sistema estrutural em vigas de concreto pré-moldadas junto ao tabuleiro, compondo a superestrutura. Os pilares de seção circular são apoiados sobre os blocos de fundação, formando os elementos da mesoestrutura, sendo sua ligação junto às vigas feita com o uso de aparelhos de apoio. Por fim, como parte da infraestrutura, têm-se blocos de coroamento em concreto armado sobre estacas metálicas (DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES, 2015). Para quantificar e avaliar a influência de variações no projeto, o estudo foi elaborado com a ajuda de um programa computacional de análise estrutural, baseado no método dos elementos finitos, o SAP2000.

Este *software* permite a criação e análise de modelos estruturais de forma prática e intuitiva, de completa integração com o ambiente de modelagem gráfica baseada em objetos tridimensionais (COMPUTERS AND STRUCTURES, 2017). Tal ferramenta possibilita verificar estruturalmente os efeitos das variações nas seções, e analisar as solicitações decorrentes desta mudança. Depois de definida a melhor geometria da estrutura para vigas em concreto armado, ainda serão discutidos possíveis variações nos materiais construtivos, com o objetivo de averiguar qual a forma mais econômica e otimizada a ser executada. A seguir são apresentados objetivos, delimitações e delineamento.

1.1. OBJETIVOS GERAIS

Analisar as solicitações dos elementos estruturais de uma ponte, utilizando diferentes concepções estruturais, a fim de avaliar qual a forma estrutural mais adequada para a execução deste projeto.

1.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- a) verificar em termos de solicitações, os efeitos da mudança de concepção dos elementos construtivos considerando vigas em concreto protendido;
- b) comparar os resultados apresentados pelas vigas em concreto protendido com uma solução de vigas contínuas em concreto armado.

1.3. DELIMITAÇÕES

Este trabalho delimita-se ao estudo de caso de uma ponte rodoviária em concreto armado localizada geograficamente na cidade de Tubarão, no estado de Santa Catarina.

1.4. DELINEAMENTO DE PESQUISA

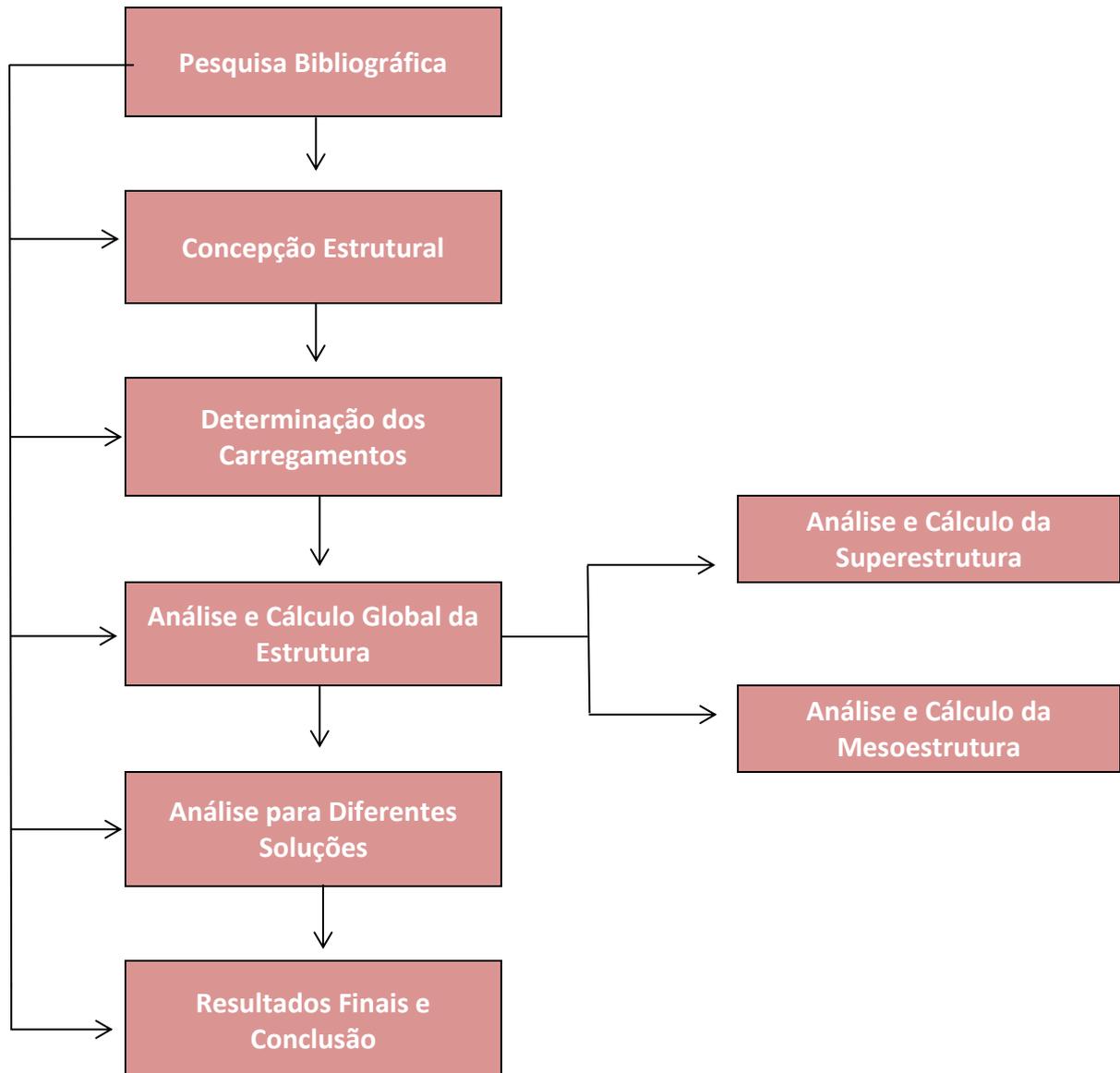
O trabalho será desenvolvido por meio das etapas mostradas na figura 1. A pesquisa bibliográfica, como mostra o diagrama, foi de suma importância para a elaboração do projeto, pois possibilitou o conhecimento e o embasamento teórico necessário para a evolução da pesquisa, por esse motivo a mesma é ligada a todas as etapas do trabalho.

Como a ponte construída faz parte de uma obra de duplicação da BR 101, sua concepção estrutural baseou-se na antiga ponte existente que já era em concreto armado com formato de vigas pré-moldadas. Porém, como a ponte construída anteriormente apresentou problemas estruturais; estudos topográficos, hidrológicos, geotécnicos e ambientais foram analisados mais detalhadamente para a solução adequada de projeto.

Com sua concepção estrutural determinada, pode-se prever a incidência dos carregamentos na estrutura (variáveis, permanentes e excepcionais) para realizar as análises e cálculo global da estrutura, a fim de verificar suas solicitações. Foram então calculadas as ações atuantes nos elementos da ponte considerando a superestrutura (tabuleiro, vigas de transição, longarinas e transversinas) e a mesoestrutura (pilares).

A partir da combinação dos carregamentos e obtida a pior situação dos esforços, pode-se realizar uma variação na concepção construtiva e prever qual seria a solução mais adequada a fins de projeto. Com o embasamento teórico e o auxílio de métodos computacionais foi possível realizar um estudo amplo e detalhado, o qual foi justificado nos resultados finais e conclusão.

Figura 1 – Diagrama de etapas do trabalho



Fonte: Autora (2017)

2. OBRA DE ARTE ESPECIAL: PONTE

Pfeil (1979) denomina como ponte, obras que transpõe obstáculos, dando continuidade a uma via, como por exemplo, rios e braços de mar. Marchetti (2008) ainda faz a observação de que, quando o obstáculo transposto é um vale ou uma via, a obra é denominada viaduto; ambas sendo consideradas obras de arte especiais. Nos itens a seguir, serão apresentadas as principais classificações e funções das pontes, bem como, um breve histórico destas estruturas.

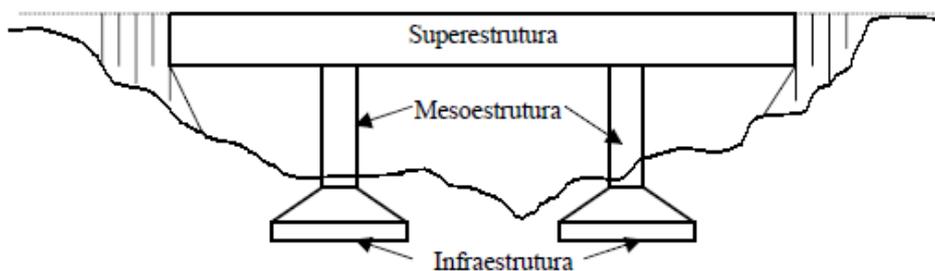
2.1. ELEMENTOS CONSTITUINTES

A ponte estudada é classificada como rodoviária por permitir que veículos possam trafegar por uma via da qual a ponte faz parte. Marchetti (2008) expõe como elementos constituintes das pontes, do ponto de vista funcional:

- a) infraestrutura: são os elementos responsáveis por transmitir ao solo, todos os esforços aplicados à estrutura. Esta é constituída por tubulões, blocos de estacas, sapatas, etc.
- b) mesoestrutura: estes elementos recebem os esforços da superestrutura e os transmitem à infraestrutura. Os pilares são os responsáveis por exercerem tal função.
- c) superestrutura: é a parte da ponte por onde os veículos trafegam. Esta é composta por vigas e lajes, que recebem diretamente os esforços e os transmitem à mesoestrutura.

A figura 2 representa a esquematização de tais elementos.

Figura 2 – Elementos constituintes das pontes



Fonte: Mattos (2001, p. 18)

2.2. HISTÓRICO

Desde os primórdios, a humanidade havia a necessidade de ultrapassar obstáculos como vales e rios. Inicialmente, segundo Leonhardt (1979), isto era feito por pontes de corda ou madeira, e sua estrutura baseava-se na forma de vigas simples, armadas ou escoradas.

Conforme Mattos (2001), tais estruturas tinham certas limitações. Geralmente, para vencer grandes vãos ou rios de muita profundidade, a forma encontrada de superar tais problemas surgiu da inovação por parte dos construtores em formar novas técnicas e criar novos materiais. Hoss (2014) afirma que a humanidade adaptou os modelos encontrados na natureza, ultrapassando seus limites de acordo com suas necessidades.

Cita-se que as primeiras grandes pontes eram feitas de madeira ou pedra e que a forma mais usada na época era em arco ou abóbadas. Os chineses e os romanos foram as primeiras civilizações a construir abóbadas de pedra, sendo que, para os últimos, o desenvolvimento desta técnica foi mais acentuada (LEONHARDT, 1979). A figura 3 é um exemplo do uso de tais técnicas de construção.

Figura 3 – Ponte de Santo Ângelo - Roma



Fonte: Istock (2017)

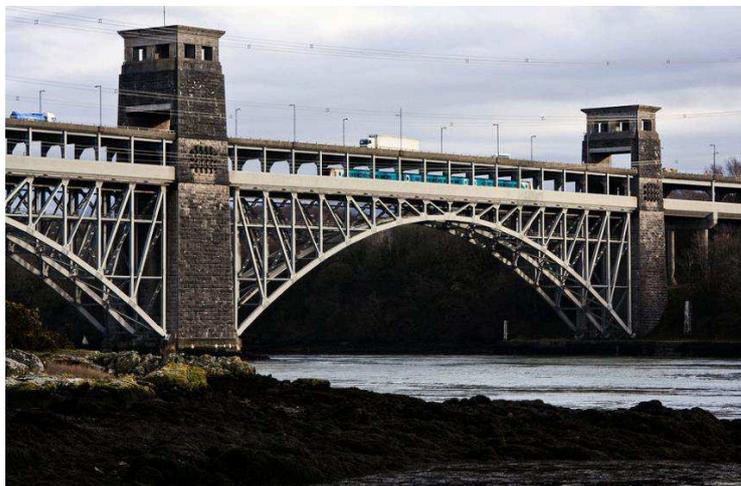
Com a evolução do aço como material de construção, foi possível construir estruturas mais leves e com maiores vãos. Deuschle (2016, p. 23) descreve que,

A introdução do aço, do concreto armado e protendido revolucionou o panorama da construção de pontes, possibilitando maiores vãos e esbeltez. Não mais limitado ao arco, passou-se a empregar em larga escala pontes em viga, estaiadas e pênséis.

Em 1846 foi construída a ponte Britannia sobre o estreito de Menai - Inglaterra, sendo a primeira ponte em viga em aço, com 141 metros de vão. Originalmente, suas seções

eram retangulares, porém depois da década de 70, se tornou uma ponte em arco, como mostrado na figura 4 (LEONHARDT, 1979).

Figura 4 – Ponte Britannia - Inglaterra



Fonte: Advisor Travel (2017)

Leonhardt (1979) contextualiza que o concreto surgiu a partir de 1900, onde, inicialmente, só foi utilizado como material de substituição das pedras em lajes de tabuleiros e em seguida para nervuras de arco. Em 1912 tal material foi proposto para a construção de pontes em pórtico e em vigas, porém limitadas a 30 metros de vão.

As pontes construídas com concreto protendido datam de 1938, porém só foram realmente desenvolvidas após a guerra em 1948. A partir deste momento, o mesmo começou a ser utilizado preferencialmente em vigas de grande extensão (LEONHARDT, 1979).

2.3. FUNÇÕES

De acordo com Pfeil (1979), as pontes podem ser classificadas em três funções: viária, estática e estética. A função viária tem por objetivo transpor um obstáculo dando continuidade à estrada. Alguns dos elementos constituintes que podem ser citados são: pista de rolamento, passeios laterais, e barreiras de proteção.

A segunda função a ser considerada é a estática, que prevê a distribuição das cargas desde a superfície da estrutura até o solo. A laje recebe diretamente os esforços dos veículos e os transmite ao viga principal. O viga secundário pode auxiliar na transmissão de tais cargas ou ter a função de dar robustez à estrutura. Os esforços horizontais e verticais são

então transferidos aos pilares, e em seguida para as fundações, que por sua vez, os transferem ao solo.

Por fim, a função estética tem como preceito, à harmonia com o ambiente, com a geometria e estrutura da obra. Foi possível observar na ponte em estudo, que a função citada anteriormente buscou uma padronização já existente no local de execução da obra. As funções viária e estática não diferiram, estando diretamente ligadas às normativas do projeto desenvolvido.

2.4. CLASSIFICAÇÃO

Pfeil (1979) relata que os critérios de classificação variam de acordo com o ponto de vista considerado. As maneiras mais comuns estão relacionadas à finalidade, ao tipo estrutural e aos materiais utilizados para sua construção.

Quanto à finalidade, Mattos (2001) classifica as pontes em rodoviárias, ferroviárias, passarelas (destinadas a pedestres), e ainda para o suporte de tubulações como aquedutos e oleodutos. A classificação perante o sistema estrutural da superestrutura pode ser em laje, arcos ou abóbadas, vigas retas de alma cheia ou vazada, em forma de quadros rígidos, pênséis ou estaiadas.

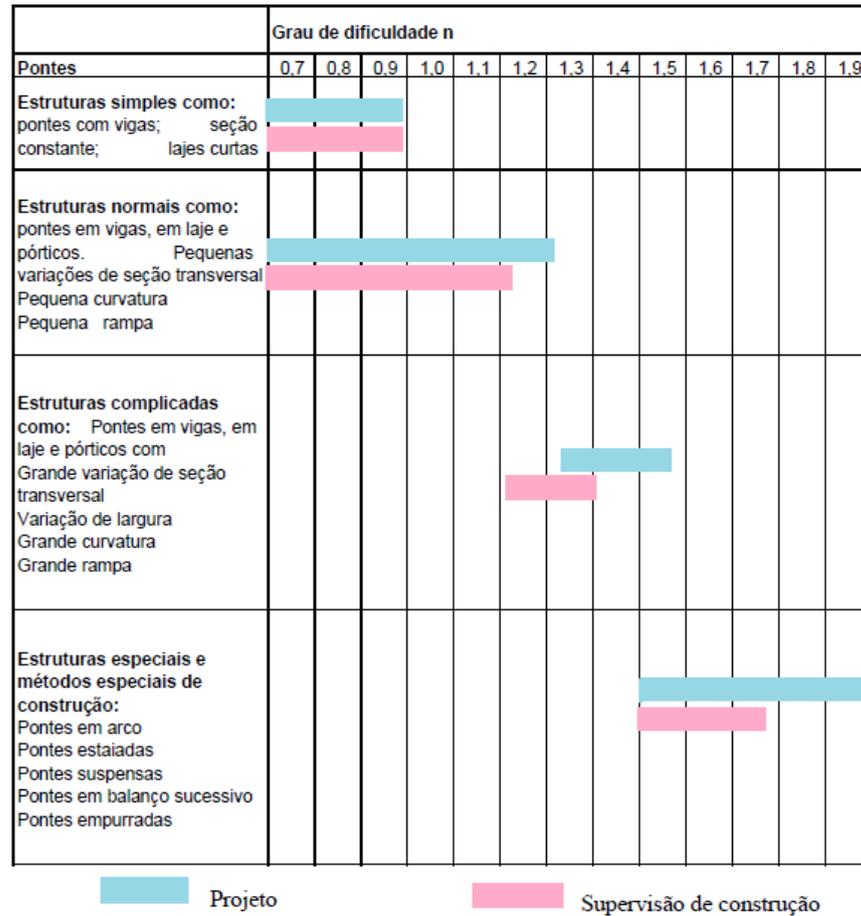
Em relação aos materiais utilizados, Pfeil (1979) indica que as pontes são predominantemente de madeira, pedra, concreto armado, ou protendido, e, ainda, metálicas. Mattos (2001), ainda comenta que as pontes de madeira são mais empregadas para obras provisórias, e que os outros materiais são geralmente usados em associação, como o concreto com o aço ou com a madeira.

A *Fédération Internationale du Béton - fib* (2000 apud MATTOS, 2001, p. 37-38) determina que para cada tipo de estrutura exista um coeficiente *nd* baseado nos critérios apresentados a seguir:

- a) grau de responsabilidade e risco assumidos pelo engenheiro;
- b) dificuldade de cálculo e dificuldade técnica para construção;
- c) complexidade das tarefas;
- d) dificuldade para execução do projeto;
- e) condições climáticas, topográficas, geológicas, geotécnicas e hidrológicas;
- f) extensão do trabalho necessário.

O quadro 1 mostra a relação do coeficiente nd com o tipo estrutural utilizado. Para a ponte em estudo, que se trata de uma solução em vigas retas de alma cheia, percebe-se que o coeficiente não é muito elevado, ou seja, o risco associado a esta obra bem como a dificuldade para executá-la não se tornam um problema a ser considerado.

Quadro 1 – Grau de dificuldade nd



Fonte: Mattos (2001, p. 38)

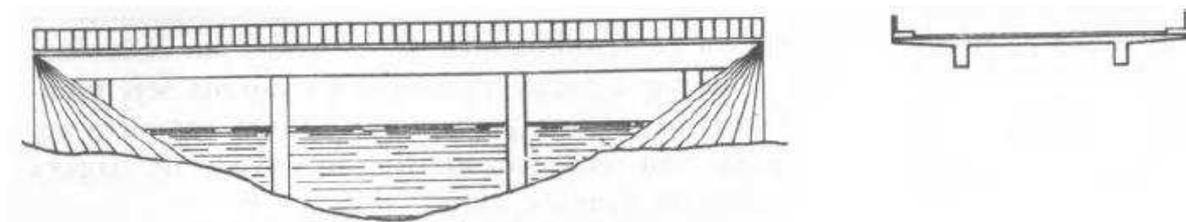
2.5. PONTES EM VIGA DE ALMA CHEIA

Pfeil (1979) conceitua pontes em viga como aquelas onde elementos alongados, denominados vigas, são responsáveis por vencer os vãos da estrutura. Também cita que as principais solicitações internas destes elementos, são momentos fletores e esforços cortantes.

2.5.1. Características

Neste tipo de solução os elementos que suportam o tabuleiro são as vigas, que, quando principais, são denominadas de longarinas e, quando secundárias, de transversinas. As últimas são geralmente introduzidas para aumentar a rigidez da estrutura (MATTOS, 2001). A figura 5 representa as seções transversal e longitudinal de uma ponte em viga.

Figura 5 – Representação de uma ponte em viga



Fonte: Pfeil (1979, p. 4)

Segundo Mason (1977 apud ROSENBLUM, 2009, p. 40-41),

Quando a obra não termina em encontros, a transversina extrema assume características particulares, substituindo o encontro na função de absorver os empuxos dos aterros de acesso, sendo normalmente denominada de cortina.

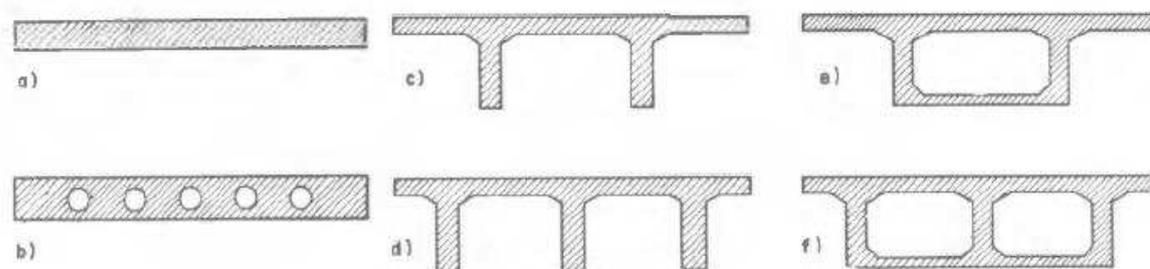
De acordo com Rodrigues (2008), as vigas podem ser tanto feitas *in situ* com o uso de formas, quanto pré-fabricadas. Neste caso, trazem a vantagem de dispensar a concretagem e facilitar a montagem na obra. O autor ainda comenta que o número de vigas principais varia, principalmente, de acordo com a largura do tabuleiro, e que sua quantidade deve ser a menor possível, a fim de facilitar a execução e diminuir os custos relacionados à concretagem. Como vantagens dessa solução, são apresentadas pelo autor:

- a) peso próprio inferior se comparado às vigas caixões;
- b) concretagem simplificada em relação às vigas caixões;
- c) simplicidade das formas e armaduras;
- d) utilização de pré-fabricação, possibilitando diminuir os custos com formas e concretagem.

2.5.2. Classificação das pontes em viga

Sua classificação pode ser feita pela distribuição das vigas na seção transversal ou de acordo com o esquema estrutural da mesma. A figura 6 apresenta as formas existentes, onde, as soluções (a) e (b) mostram pontes em laje maciça e oca respectivamente, as pontes (c) e (d) representam estruturas com duas e três vigas, na qual podem ser adotadas n vigas, e por fim (e) e (f) são exemplos de ponte em viga caixão, para uma, duas ou mais células (PFEIL, 1979).

Figura 6 – Tipos de pontes em viga e em laje

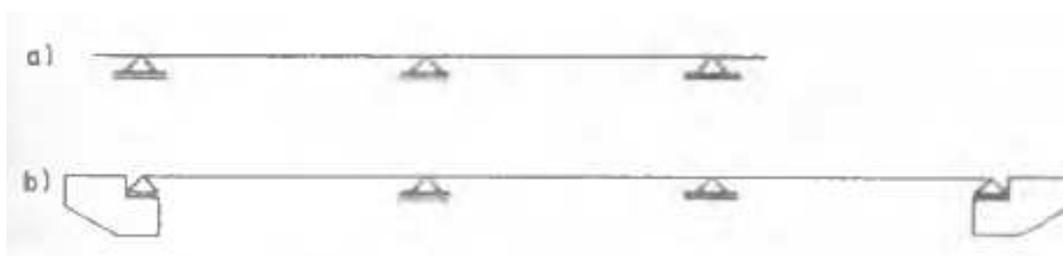


Fonte: Pfeil (1979, p. 82)

Quanto à seção longitudinal, são encontrados vigas ou quadros, sendo estes, estaticamente determinados ou indeterminados (PFEIL, 1979). As vigas estaticamente determinadas são as ditas simples, em balanço ou com rótulas. Porém, apesar do uso de rótula se tornar conveniente por possibilitar maiores comprimentos, elas formam pontos frágeis na estrutura. Sendo assim, o uso de vigas contínuas é a forma mais adequada de concepção por apresentar um estrado sem juntas.

Especificamente, nas estruturas em concreto armado é preferível utilizar as vigas contínuas ao invés de rótulas, por demonstrarem uma maior rigidez e se tornarem mais econômicas do ponto de vista estrutural (PFEIL, 1979). A seguir, na figura 7, é mostrada a exemplificação de vigas contínuas, onde (a) é uma viga contínua com dois vãos e balanços nas extremidades, e (b) uma viga também contínua, porém com três vãos e extremos apoiados em encontros.

Figura 7 – Esquematização de vigas contínuas



Fonte: Pfeil (1979, p. 83)

Pfeil (1979) aponta que as pontes em viga são principalmente utilizadas para vãos médios, permitindo o emprego de alturas úteis econômicas e formas simples. Ainda comenta, que o uso deste tipo de estrutura em concreto armado, possibilita o uso de vãos entre 40 e 50 metros de extensão.

Quando utilizado o concreto protendido em pontes em viga, nota-se que a extensão destes vãos aumenta significativamente. Isto ocorre devido ao aumento de resistência à tração, exercida pelo pré-tensionamento dos cabos, possibilitando que as vigas tenham uma menor seção e consigam vencer maiores vãos. Normalmente, as vigas protendidas são pré-fabricadas, em um ambiente com um rígido controle tecnológico e construtivo (VERÍSSIMO; CÉSAR JR., 1998). Em geral, é comum sua utilização como vigas bi apoiadas, entretanto, a solução em vigas contínuas, pode apresentar um comportamento mais interessante em relação às solicitações internas dos elementos.

3. ESTUDO DA ESTRUTURA

O estudo global da estrutura se faz necessário a fim de prever os carregamentos impostos à ponte, as solicitações geradas por essas cargas e também as variações que podem ocorrer ao longo da vida útil da obra. A seguir são apresentados os principais efeitos a serem considerados no projeto.

3.1. IDENTIFICAÇÃO DOS CARREGAMENTOS

Conforme prescreve a norma brasileira - NBR 7187, o aparecimento de esforços nos elementos ocorre devido à aplicação de ações na estrutura (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003). Estas ações ou carregamentos são divididos em permanentes, variáveis e excepcionais. Mattos (2001) afirma que o conhecimento da ordem em que os carregamentos atuam é tão importante quanto o seu valor em si, principalmente quando se trata de vigas pré-fabricadas ou pré-moldadas, pois podem ocasionar variações na sua seção transversal.

3.1.1. Carregamento Permanente

A NBR 7187 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003) define ações permanentes como aquelas que mantêm sua intensidade constante ao longo da vida útil da estrutura. São consideradas ainda, as cargas que aumentam linearmente com o tempo, tendendo a um valor limite, também constante.

A norma especifica que podem ser consideradas as ações advindas do peso próprio dos elementos estruturais, da pavimentação, da força de protensão das vigas, das deformações impostas à estrutura e ainda dos empuxos de terra e de água, quando agem continuamente. Pfeil (1979) aponta que a importância do peso próprio nas solicitações da estrutura depende do tipo de material utilizado, sendo que, quando empregado o concreto, esta carga se torna predominante.

No projeto serão considerados os pesos próprios referentes à laje, às vigas, aos pilares, à pavimentação, ao guarda-rodas e guarda corpo. O peso específico de projeto

utilizado será na ordem de 25 kN/m³, prescrito para concreto armado segundo recomendações da NBR 7187 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003).

3.1.2. Carregamento Variável

Este carregamento é provocado por cargas variáveis ao longo da vida útil da estrutura, que podem ser provocadas pela frenagem e aceleração dos veículos, vento, cargas móveis, entre outras. As cargas móveis, por sua vez, devem ser estudadas mais detalhadamente, pois apresentam uma maior influência sobre a estrutura.

3.1.2.1. Cargas Móveis

Para analisar o efeito dinâmico das cargas móveis, é utilizada a teoria dinâmica das estruturas, como definido pela NBR 7188 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013), onde se relacionam cargas móveis a cargas estáticas por um coeficiente de impacto. A fórmula 1 demonstra o método de cálculo a ser utilizado.

$$\varphi = CIV * CNF * CIA \quad (\text{fórmula 1})$$

Onde:

φ = Coeficiente de impacto;

CIV = Coeficiente de impacto vertical, que amplifica a ação da carga estática simulando o cálculo dinâmico;

CNF = Coeficiente do número de faixas, relaciona a carga móvel em função do número de faixas;

CIA = Coeficiente de impacto adicional, destinado à majoração da carga móvel.

Tais coeficientes são definidos e calculados conforme prescrito na norma revisada NBR 7188 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013). O coeficiente de impacto vertical e o coeficiente do número de faixas são determinados pelas fórmulas 2 e 3, respectivamente.

$$CIV = 1 + 1,06 * \left(\frac{20}{Liv+50} \right) \quad (\text{fórmula 2})$$

Sendo:

$L_{iv} = L =$ Vão em metros, conforme o tipo de estrutura.

Para estruturas com vão menor que 10,0 metros de extensão, utiliza-se $CIV=1,35$.

$$CNF = 1 - 0,05 * (n - 2) > 0,9 \quad (\text{fórmula 3})$$

Sendo:

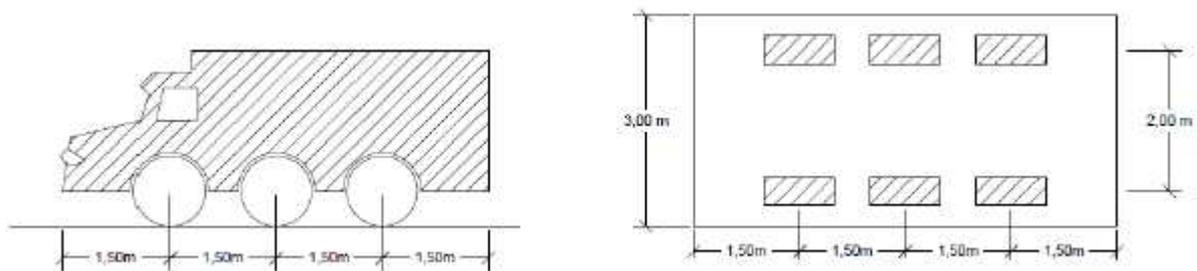
$n =$ Número de faixas de tráfego rodoviário a serem carregadas.

O coeficiente de impacto adicional é determinado de acordo com o material utilizado na obra, e se aplica no comprimento de 5,00 metros a partir das juntas e discontinuidades da estrutura. As construções mistas ou em concreto recebem o valor de 1,25, enquanto que obras feitas em aço, o valor atribuído é de 1,15.

Carga móvel pode ser denominada também como trem-tipo, sendo formada pelos carregamentos advindos do tráfego de veículos, durante a vida útil da estrutura. A mesma é composta por um caminhão, cuja representação se dá por cargas pontuais na posição das rodas, e cargas uniformemente distribuídas, que representam o conjunto de veículos de menor porte.

Para este projeto foi utilizado o TB-450 (450 kN). Esta classe de veículo possui uma largura e comprimento de 3,0 e 6,0 metros respectivamente, totalizando uma área de ocupação de 18 m². Este, possui ainda 6 rodas distanciadas 1,5 metros de eixo a eixo, como representado na figura 8.

Figura 8 – Representação do veículo

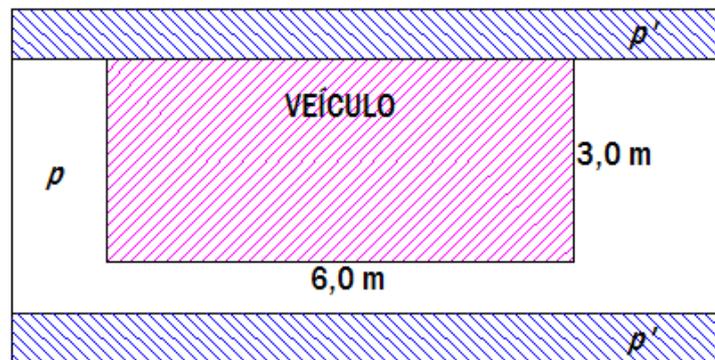


Fonte: Castro (2015, p. 18)

As cargas que circundam o veículo são descritas por Pfeil (1979), onde p é a carga distribuída principal, que ocupa todo o tabuleiro exceto a área abaixo do veículo. Esta é

colocada na situação mais desfavorável do elemento estrutural e majorada pelo coeficiente de impacto. A carga distribuída secundária p' está relacionada aos passeios, não sendo majorada pelo coeficiente de impacto. O veículo é posicionado de modo a apresentar a situação de maior esforço exercido na estrutura. A figura 9 apresenta a esquematização do trem-tipo e suas cargas distribuídas.

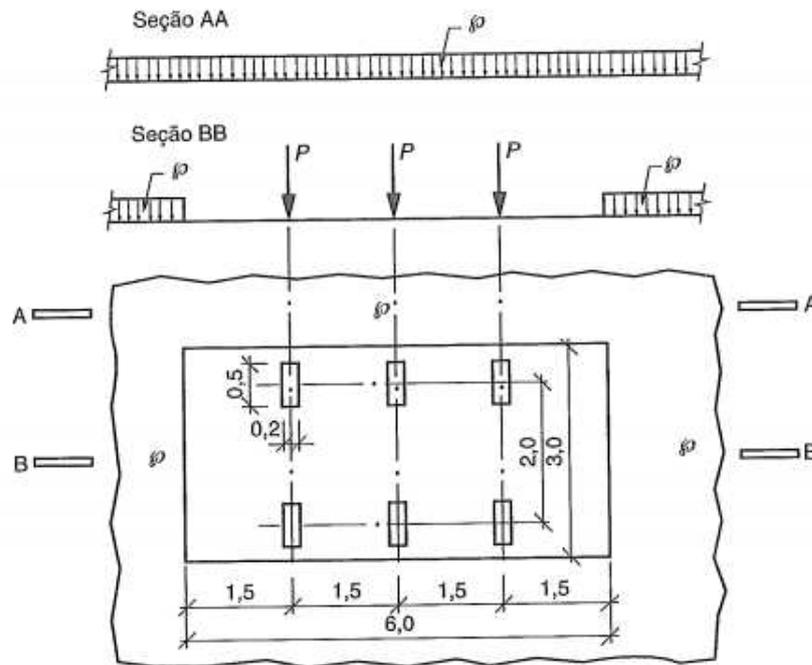
Figura 9 – Representação do trem-tipo utilizado



Fonte: Autora (2017)

Segundo a norma NBR 7188 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013), a carga uniformemente distribuída p , para esta classe de veículo, possui o valor de 5 kN/m^2 , enquanto que o valor da carga pontual P , é igual a 75 kN . A figura 10 apresenta a disposição das cargas presentes. Para obras de menor porte, dependendo dos critérios utilizados, a carga móvel pode ser reduzida ao veículo TB-240 (240 kN). Este por sua vez, apresenta 6 rodas de $P = 40 \text{ kN}$, circundado por uma carga uniforme de $p = 4 \text{ kN/m}^2$, permanecendo com área igual a 18 m^2 .

Figura 10 – Disposição das cargas



Fonte: ABNT NBR 7188 (2013, p. 4)

3.1.2.2. Carga de Frenagem e Aceleração

São definidas pela NBR 7188 como forças aplicadas no pavimento de forma horizontal, devido à frenagem e aceleração dos veículos. Este carregamento pode ser considerado como um percentual da carga vertical característica dos veículos (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013). Deve-se tomar como referência, o valor calculado por meio da fórmula 4.

$$Hf = 0,25 * B * L * CNF \quad (\text{fórmula 4})$$

Sendo:

Hf = Parcela da carga de aceleração e frenagem referente à incidência do trem-tipo;

Hf \geq 135 kN (trem-tipo de 450 kN);

B = Largura em metros, da carga distribuída sobre o tabuleiro;

L = Comprimento em metros, da carga distribuída;

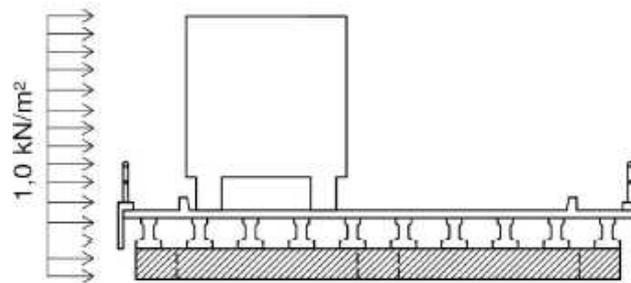
CNF = Coeficiente do número de faixas.

3.1.2.3. Cargas de Vento

A atual norma de pontes NBR 7187, bem como a NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003) não especificam o cálculo devido aos esforços de vento para pontes, somente para edificações. Dessa forma, as formulações se baseiam nas normativas descritas na antiga norma brasileira de pontes, NB2 de 1961.

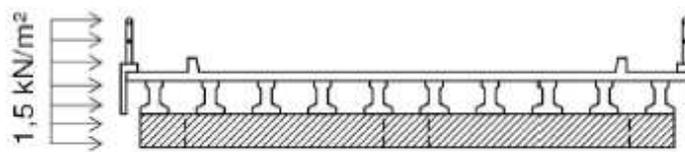
Pfeil (1979) indica que as cargas horizontais na direção normal ao eixo da estrutura, podem ser consideradas para as situações de ponte carregada e descarregada, onde a pressão do vento apresenta valores de $1,0 \text{ kN/m}^2$ e $1,5 \text{ kN/m}^2$ respectivamente. As figuras 11 e 12 apresentam tais condições.

Figura 11 – Representação da carga de vento com ponte carregada



Fonte: Lazzari (2008, p. 48)

Figura 12 – Representação da carga de vento com ponte descarregada



Fonte: Lazzari (2008, p. 48)

3.1.3. Carregamento Excepcional

Estas ações são aquelas com baixa probabilidade de ocorrência, mas que em virtude disso, devem ser consideradas pelo efeito nocivo que podem causar na estrutura (MATTOS, 2001). De acordo com a NBR 7187 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003), são exemplos deste tipo de carregamento: explosões, choques de objetos móveis, fenômenos naturais, como ventos e enchentes, entre outros. Deve ser verificada em

especial, segundo a presente norma, a segurança contra os choques nos pilares tanto por veículos rodoviários como embarcações, se os mesmos não apresentarem dispositivos de proteção.

A NBR 7187 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003) explica que para ações excepcionais não previstas em norma, as verificações quanto à segurança são de responsabilidade do proprietário da construção, e devem ser feitas somente quando a mesma for considerada uma obra especial.

3.2. COMBINAÇÃO DOS CARREGAMENTOS

A NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003) estabelece critérios para a verificação quanto à segurança das estruturas da construção civil, por meio da análise dos estados limites último e de serviço. O estado limite último está relacionado ao colapso total ou parcial de uma estrutura, inviabilizando o uso da mesma; já o estado limite de serviço, causa efeitos estruturais que não respeitam as especificações iniciais, afetando a durabilidade e aparência da construção. Cada estrutura está sujeita a um valor limite de cargas, à qual ela suportará sem nenhum dano. Essa combinação se dá nas condições mais desfavoráveis das suas seções críticas, e deve ser analisada para ambos os estados limites, com a utilização de seus coeficientes de ponderação.

Segundo a NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003), podem ocorrer em uma estrutura, carregamentos do tipo normal, especial ou excepcional. Estes são classificados ainda, de acordo com seu intervalo de tempo, sendo transitórios ou de longa duração.

Para a situação de carregamento normal são verificados ambos os estados limites, devido à duração da estrutura ser análoga ao seu período de referência. Para carregamento do tipo especial, onde ocorrem ações variáveis de efeitos intensos, é analisado somente o estado limite último, por apresentar duração muito pequena (transitória) em relação à vida útil da estrutura. Por fim nos carregamentos que apresentam efeitos catastróficos, do tipo excepcional, são avaliados apenas os estados limites últimos e em obras consideradas especiais, de acordo com sua duração extremamente curta e transitória. Neste trabalho, limitou-se ao estudo de ELU, a fim de obter as solicitações para posterior dimensionamento dos elementos estruturais.

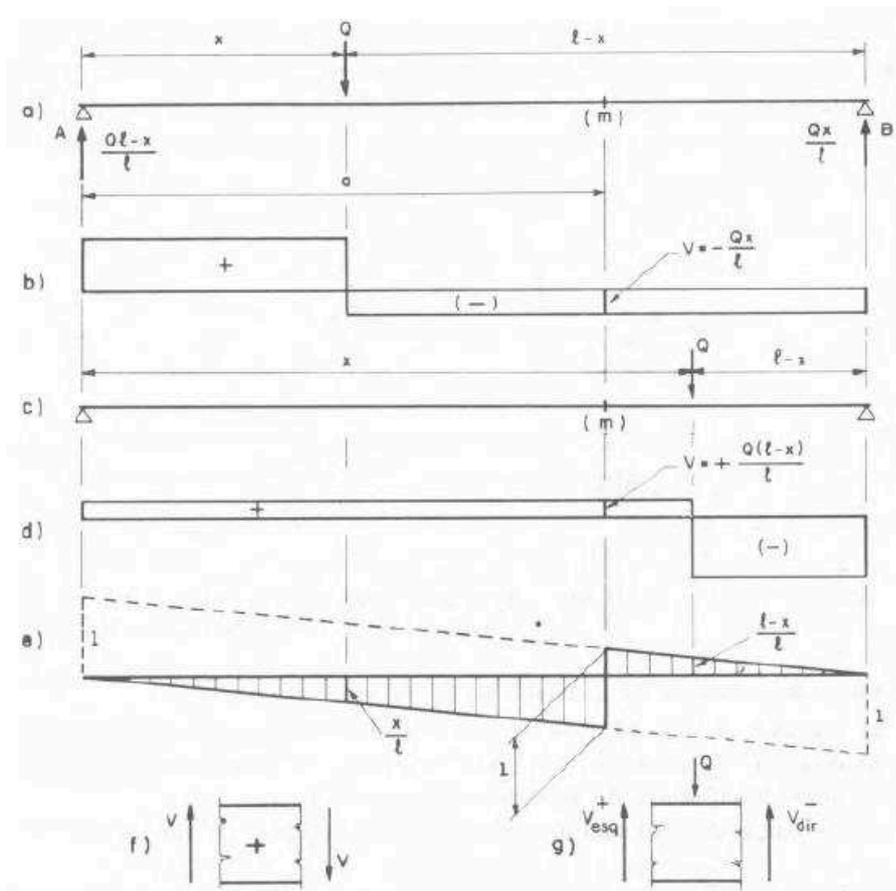
3.3. LINHA DE INFLUÊNCIA

“À medida que uma carga em movimento passa por uma estrutura, as forças internas em cada ponto da estrutura variam.” (JANSEN, 2017, p. 93). Com isso, pode-se afirmar que o diagrama de esforço em dada seção de uma viga, expressa a variação dessa sollicitação devido a um conjunto de reações externas.

A linha de influência é determinada para cada reação da estrutura, e pode ser expressa como o esforço aplicado em certo ponto da barra, por uma força unitária adimensional, que percorre a estrutura analisada. Jansen (2017), afirma que a mesma é construída a fim de determinar as forças máximas de projeto nas seções mais críticas.

A análise das linhas de influência é de suma importância na concepção estrutural de obras rodoviárias, como pontes, pois possibilitam a identificação das cargas móveis. A figura 13 apresenta a linha de influência do esforço cortante em uma seção m de uma viga simplesmente apoiada, com uma carga pontual Q posicionada aleatoriamente.

Figura 13 – Linha de influência do esforço cortante



Fonte: Pfeil (1979, p. 107)

4. MODELAGEM NUMÉRICA

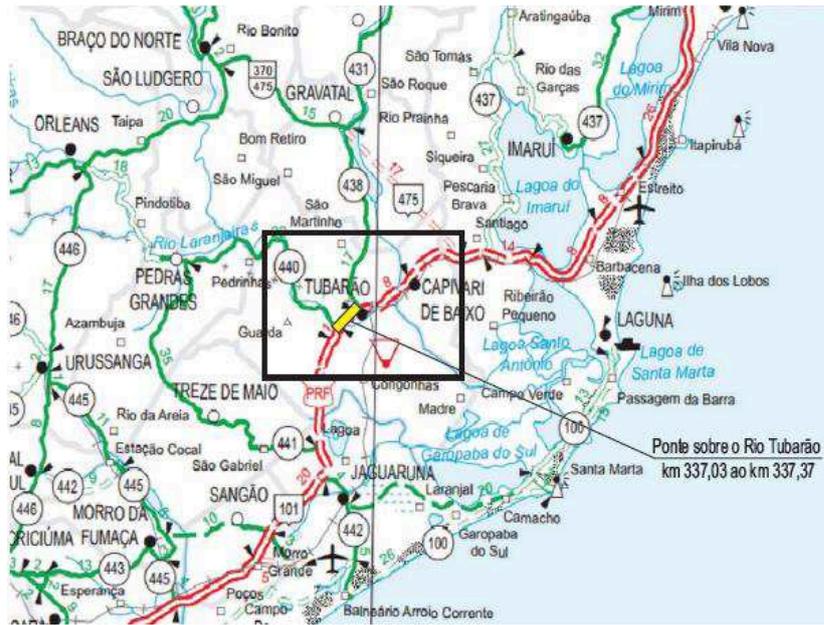
Neste capítulo serão abordados os dados de projeto utilizados para a modelagem no programa SAP2000, bem como, o detalhamento das etapas efetuadas no *software*. Serão analisadas diferentes formas de estrutura, para então, verificar as solicitações nos seus respectivos elementos. Por fim, uma comparação será realizada, a fim de se obter a melhor forma de execução do projeto.

4.1. PONTE RODOVIÁRIA EM ESTUDO

A ponte sobre o Rio Tubarão, em Tubarão/SC (figura 14), localiza-se do lado esquerdo da rodovia BR 101, na direção norte, do km 337,03 ao km 337,37, e possui no total, uma extensão de 340,80 metros. A superestrutura possui 2 balanços externos de 5,00 metros cada, e é dividida em 9 vãos, onde, 4 tem o comprimento de 37,80 metros, 2 apresentam 37,3 metros e 3 dos tramos são de 35,00 metros. O conjunto dos 9 tabuleiros em concreto armado, isostáticos, possuem 0,20 metros de espessura e 12,10 metros de largura, sendo, 11,30 metros de largura destinada à pista de rolamento e 0,40 metros para cada guarda-rodas. A ponte ainda conta com 4 longarinas pré-moldadas em concreto protendido de perfil I, no sentido longitudinal à via, solidarizadas por 5 transversinas de perfil retangular para cada vão, que transmitem as cargas para as vigas de transição, e por sua vez, aos pilares. Os últimos fazem parte da mesoestrutura, e apresentam seção circular de 1,40 metros de diâmetro.

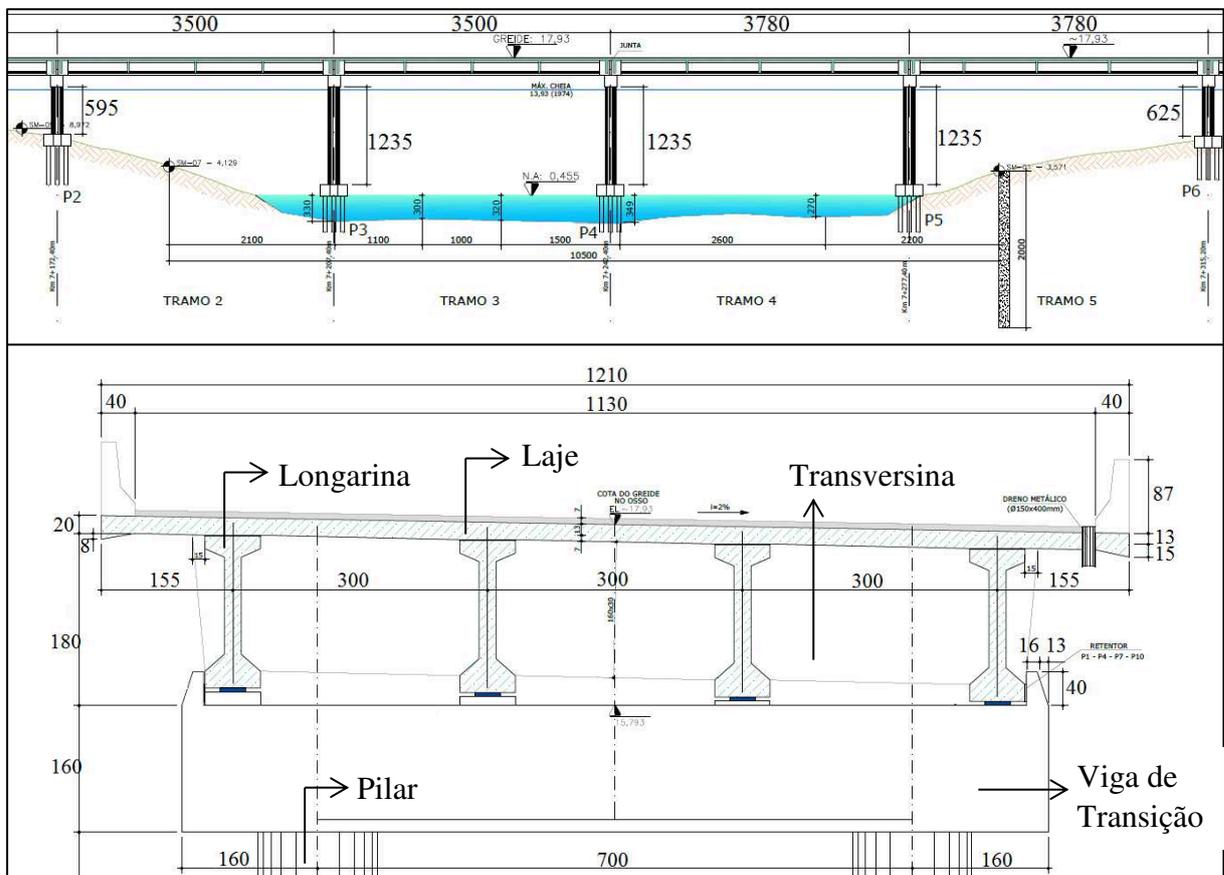
No projeto original, as longarinas são isostáticas com concreto protendido pós-tensionado, apresentando resistência à compressão de 35 MPa (f_{ck}), e aço CP-190RB. Para as vigas de 37,8 metros, a força de protensão aplicada foi de 1.627,9 kN (166 Tf), enquanto que nas vigas de 35 metros utilizou-se 1.353,3 kN (138 Tf). Para as armaduras ativas, foram colocados 5 cabos em cada viga, cada um composto por 10 Φ 12,7 mm (Área nominal = 10 cm²), e 12 Φ 12,7 mm (Área nominal = 12 cm²), para as vigas de 35 e 37,8 metros, respectivamente. (DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES, 2015). A figura 15 apresenta a estrutura da ponte que será estudada, de forma simplificada.

Figura 14 – Localização da ponte em estudo



Fonte: DNIT (2015, p. 11)

Figura 15 – Detalhamento de projeto da ponte simplificada



Fonte: DNIT (2015, p. 14 e 15)

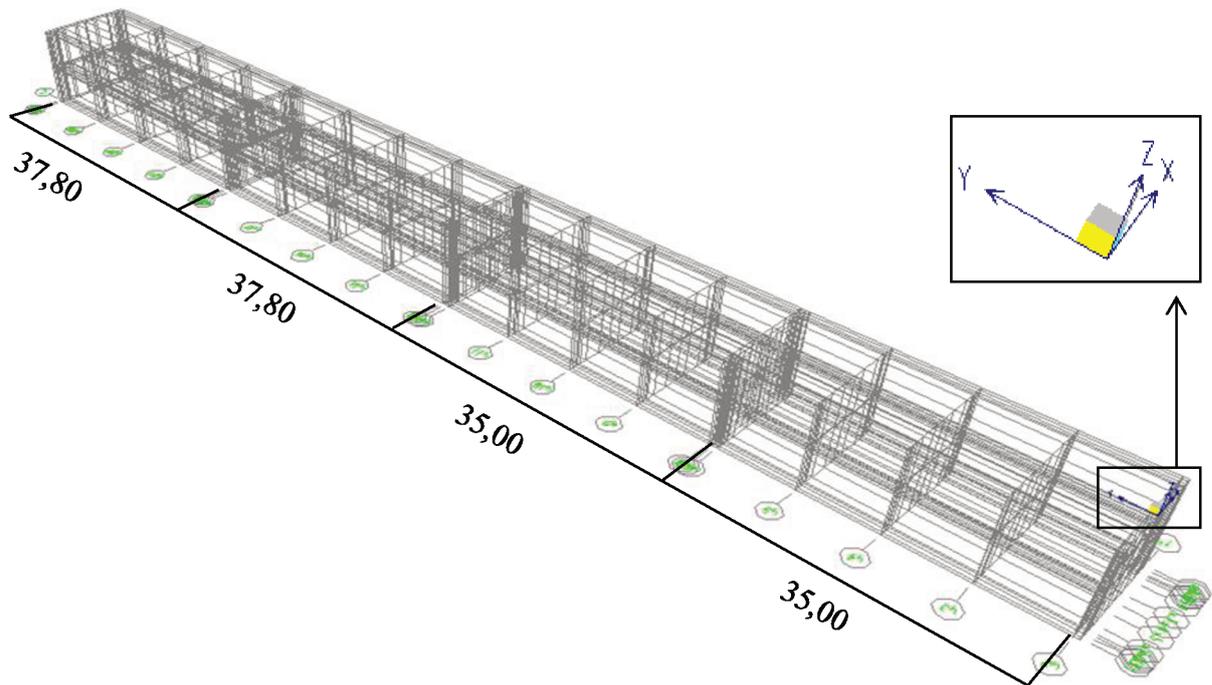
4.2. ESTUDO DO MODELO ESTRUTURAL E CARREGAMENTOS

A modelagem estrutural, por meio do programa SAP2000, procurou seguir de forma mais fiel possível os detalhes prescritos no projeto original da ponte, com o intuito de minimizar os erros e simplificações não condizentes, que poderiam alterar o resultado final. O programa aplica a análise pelo método dos elementos finitos, o qual considera como malha, um conjunto de elementos estruturais individuais. Esta apresenta, por sua vez, os resultados dos esforços gerados em cada ponto, sendo que, na maioria dos casos, quanto mais refinada for a malha, mais exata será a aproximação do comportamento da estrutura (LAZZARI, 2008). Salienta-se, que cada caso necessita de uma análise rigorosa para determinar o quão refinada deve ser esta malha. O procedimento utilizado para a modelagem será descrito abaixo, juntamente com suas simplificações e considerações.

4.2.1. Lançamento do Modelo Numérico

O início do detalhamento se dá pela definição da grade (*Systems Grid*) da estrutura. A fim de simplificar a modelagem, foram considerados os 4 vãos centrais da ponte, que passam por cima do Rio Tubarão, sendo 2 deles de 37,80 metros e 2 de 35 metros. Como mostrado na figura 16, os planos x e y representam a seção transversal e longitudinal da ponte, respectivamente, enquanto que o eixo z, representa o plano vertical. As linhas de grade foram estruturadas considerando o centro de gravidade de cada elemento, sendo assim, foi possível desenhá-los como barras interligadas no plano xy.

Figura 16 – Grade da estrutura



Fonte: Autora (2017)

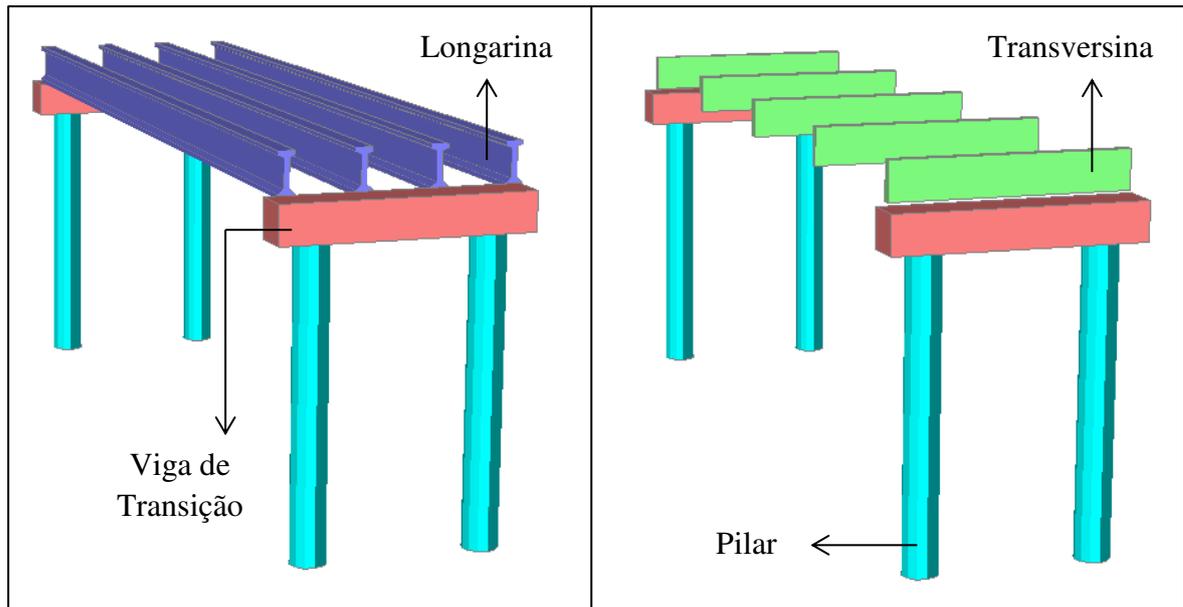
As seções dos elementos foram definidas, inicialmente, de acordo com o projeto. O quadro 2 apresenta as dimensões dos elementos constituintes da ponte de forma simplificada e na figura 17 podem ser visualizados tais elementos em conjunto. O perfil I adotado nas longarinas é apresentado na figura 18.

Quadro 2 – Seções de projeto dos elementos da ponte

ELEMENTO	QUANTIDADE	COMPRIMENTO (m)	SEÇÃO (m)	
Viga de Transição	5	10,20	Retangular	1,60 x 1,60
Transversina	8	9,60	Retangular	1,60 x 0,30
Longarina	8	35,00	Perfil I	Ver figura 18
	8	37,80	Perfil I	Ver figura 18
Pilar	6	12,35	Circular	ϕ 1,40
	2	6,25	Circular	ϕ 1,40
	2	5,95	Circular	ϕ 1,40
Laje	1	145,60	Retangular	12,10 x 0,20

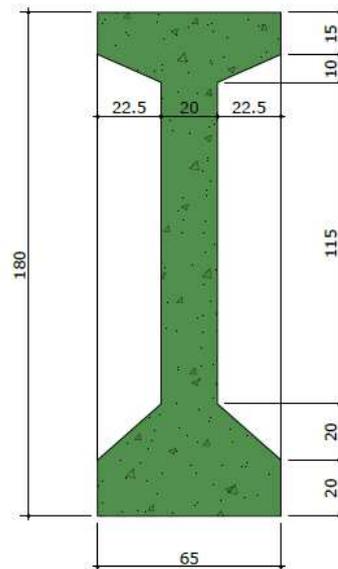
Fonte: Autora (2017)

Figura 17 – Elementos constituintes de um dos vãos da ponte



Fonte: Autora (2017)

Figura 18 – Seção das longarinas (em centímetros)

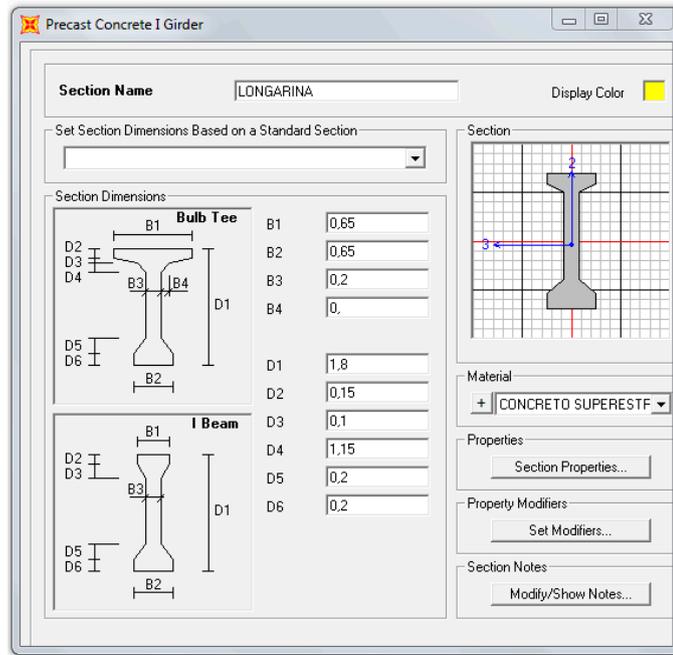


Fonte: DNIT (2015, p. 14)

Com o auxílio da ferramenta *Frame Sections* oferecida pelo *software*, foi possível detalhar o material e a seção das longarinas, transversinas, vigas de transição e pilares (figura 19). A laje, em concreto armado, por ser um elemento distribuído sobre o greide, foi definida como *Shell-Thin*, e foi subdividida em pequenas áreas de 0,50x0,50 metros, a fim de

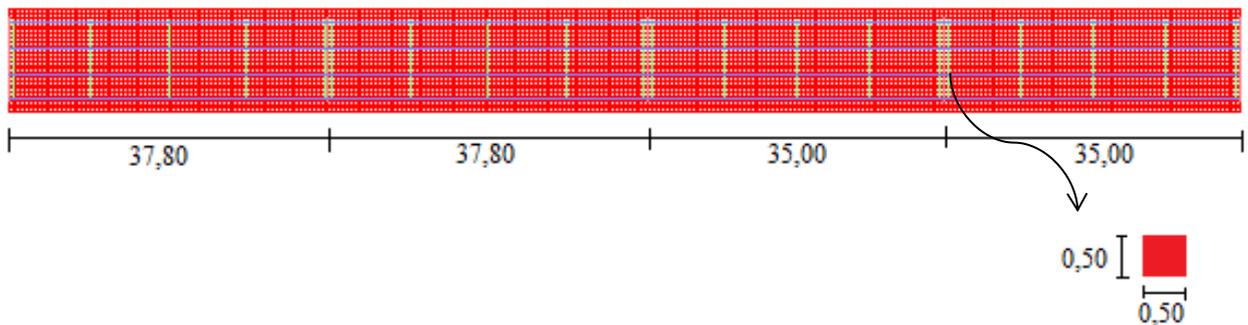
possibilitar uma maior precisão no resultado das análises. A vista superior da malha do tabuleiro pode ser visualizada na figura 20.

Figura 19 – Definição das seções



Fonte: Autora (2017)

Figura 20 – Subdivisão da malha do tabuleiro



Fonte: Autora (2017)

Os materiais foram especificados segundo o projeto, pela ferramenta *Define Materials*. De acordo com as características, foram utilizados dois tipos de concreto, como mostrado no quadro 3. O módulo de elasticidade da mesoestrutura foi calculado pela fórmula 5, obtida pela norma NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), pelo fato do seu valor não constar no memorial de cálculo do projeto.

Quadro 3 – Especificações dos materiais

CONCRETO	ELEMENTOS	γ (kN/m ³)	E (MPa)	Fck (MPa)
Superestrutura	Tabuleiro, Longarina, Transversina, Viga de Transição	25	28.000	35
Mesoestrutura	Pilar	25	30.672	30

Fonte: Autora (2017)

$$E = \alpha * 5600 * \sqrt{f_{ck}} \quad (\text{Fórmula 5})$$

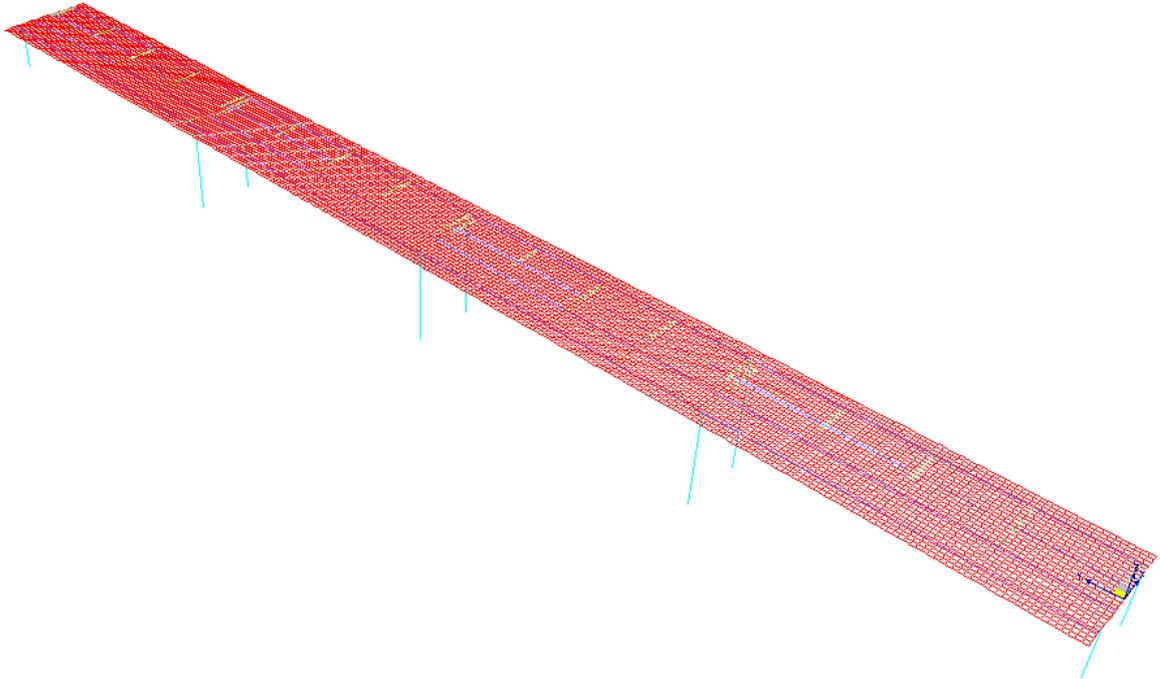
Sendo:

$\alpha = 1,0$ (Material constituinte do solo da região = granito).

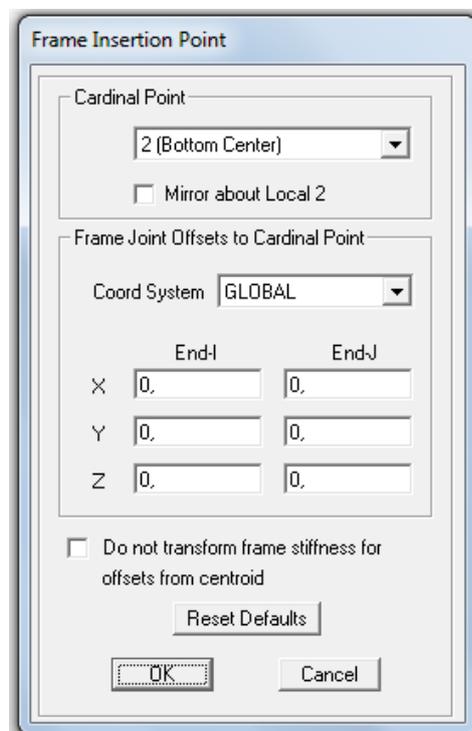
O programa possui a ferramenta *Extrude View*, onde é possível ter uma melhor visualização tridimensional da estrutura. Como os elementos foram desenhados em forma de linhas no mesmo plano (figura 21), foi necessário alterar a intersecção dos pontos de cada elemento, para que estes não ficassem sobrepostos uns pelos outros, facilitando a visualização. Esse procedimento foi realizado por meio do recurso *Frame Insertion Point* (figura 22), sendo que, alguns elementos fixaram-se ao topo e outros abaixo da linha previamente definida. A figura 23 apresenta a estrutura com seus elementos de barra e de placa. Entretanto, apesar desse recurso oferecer uma visualização mais real, ele altera significativamente os valores das solicitações, devido à mudança do centro de gravidade do elemento. Dessa forma, essa ferramenta foi utilizada somente com o intuito de uma melhor visualização dos elementos da estrutura, sendo que na modelagem final, foi mantido o centro de gravidade original de cada seção. Sugere-se um estudo mais aprofundado deste recurso, aplicando em estruturas mais simples para verificar sua viabilidade.

Por fim, determinaram-se as condições de contorno utilizadas no modelo. Foi considerado, para todos os pilares, o apoio estrutural de engaste, que restringe os movimentos de rotação e translação dos elementos estruturais.

Figura 21 – Elementos em forma de barras

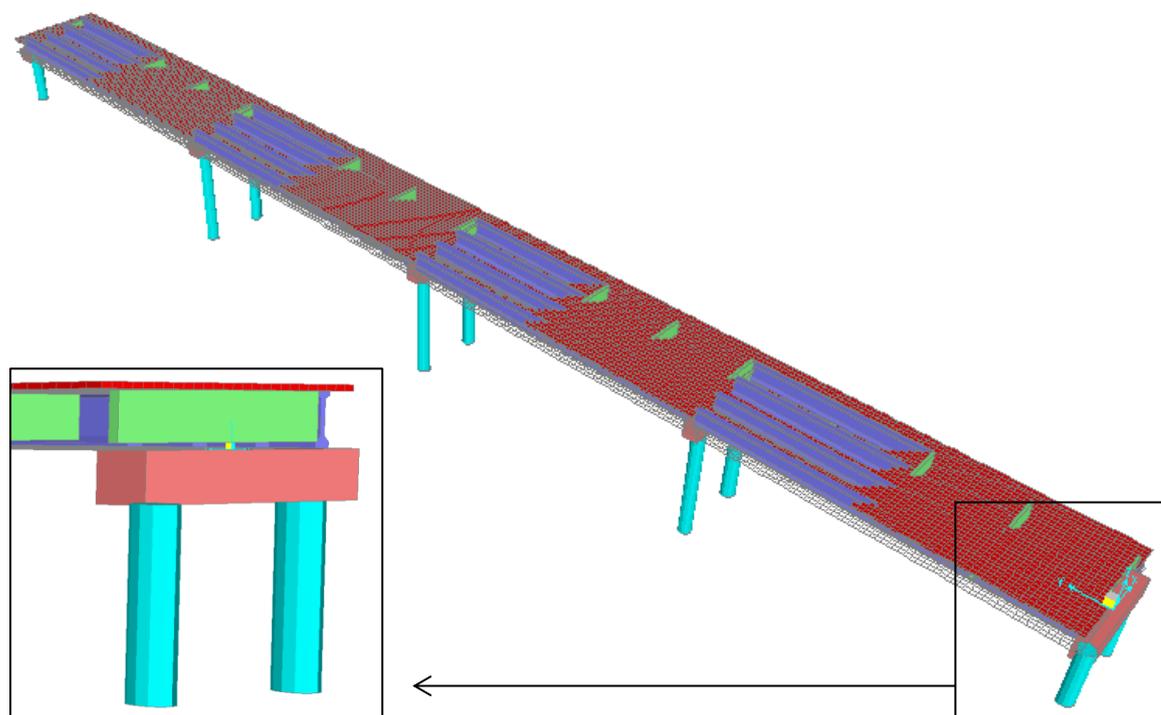


Fonte: Autora (2017)

Figura 22 – Recurso *Frame Insertion Point*

Fonte: Autora (2017)

Figura 23 – Representação dos elementos com a ferramenta *extrude view*



Fonte: Autora (2017)

4.2.2. Verificação Inicial

Uma análise inicial foi realizada, com o auxílio do *software* Ftool, a fim de verificar se o modelo de barras foi introduzido corretamente. O programa SAP2000 determina automaticamente a carga devido ao peso próprio da estrutura, por meio das seções e materiais atribuídos aos elementos. A verificação baseou-se então, na soma de todas as reações no sentido vertical, que suportam os esforços da estrutura, correspondendo a uma solicitação de 26.685,12 kN.

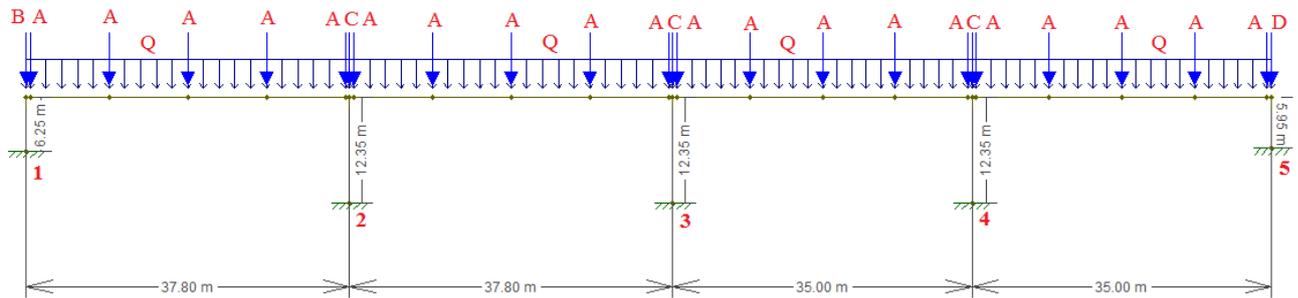
Para fazer a mesma análise no programa Ftool, algumas simplificações foram necessárias, devido ao fato deste se basear em uma modelagem bidimensional. Os pilares, barras de transição e transversinas se tornaram cargas pontuais, sendo seus valores mostrados no quadro 4. Tomou-se o cuidado de somar para cada ponto, as respectivas quantidades de pilares e ainda a barra de transição, já que estes elementos pertencem ao mesmo eixo. A laje e as longarinas, fixaram-se como carga uniformemente distribuída, com valor de $Q = 119 \text{ kN/m}$. Na figura 24 pode ser visualizada a estrutura da ponte e os pontos de aplicação das cargas.

Quadro 4 – Cargas pontuais do programa Ftool

ELEMENTO	NOMENCLATURA	CARGA PONTUAL (kN)
Transversina	A	115,20
Pilares 6,25 m + Viga de Transição	B	1.110,80
Pilares 12,35 m + Viga de Transição	C	1.603,40
Pilares 5,95 m + Viga de Transição	D	1.133,90

Fonte: Autora (2017)

Figura 24 – Posicionamento das cargas pontuais e distribuídas



Fonte: Autora (2017)

Depois de aplicadas as cargas, foi possível identificar as reações nos pilares. Como mostrado no quadro 5, a soma dos esforços verticais resultou na mesma carga gerada pelo programa SAP2000, apesar das simplificações feitas e das diferentes abordagens utilizadas. A concordância entre os valores demonstrou que os parâmetros empregados foram definidos corretamente, e que o programa estava identificando todos os elementos constituintes da estrutura.

Quadro 5 – Reações verticais no programa Ftool

APOIO	CARGA (kN)
1	6.575,00
2	4.489,50
3	4.859,40
4	4.306,30
5	6.455,00
TOTAL:	26.685,20

Fonte: Autora (2017)

4.2.3. Lançamento das Cargas

Após a definição dos elementos e verificação inicial perante o peso próprio da estrutura, foi possível aplicar os carregamentos, conforme indicado na norma NBR 7188 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013). Primeiramente, todas as cargas incidentes foram criadas pela ferramenta *Load Patterns*, para que em seguida, pudessem ser atribuídas às suas respectivas seções. As solicitações geradas pelo guarda-rodas e pelo pavimento, são designadas como cargas permanentes, juntamente com o peso próprio da estrutura. Ambas caracterizam-se como cargas mortas (*Dead*), e são as primeiras a serem definidas.

Para o guarda-rodas, foi criada uma carga distribuída lateralmente com o valor de 5,8 kN/m, obtida pela área da seção transversal e peso específico do concreto. Sua definição utilizou o recurso *Frame Loads* (figura 25), e sua distribuição pode ser visualizada na figura 26.

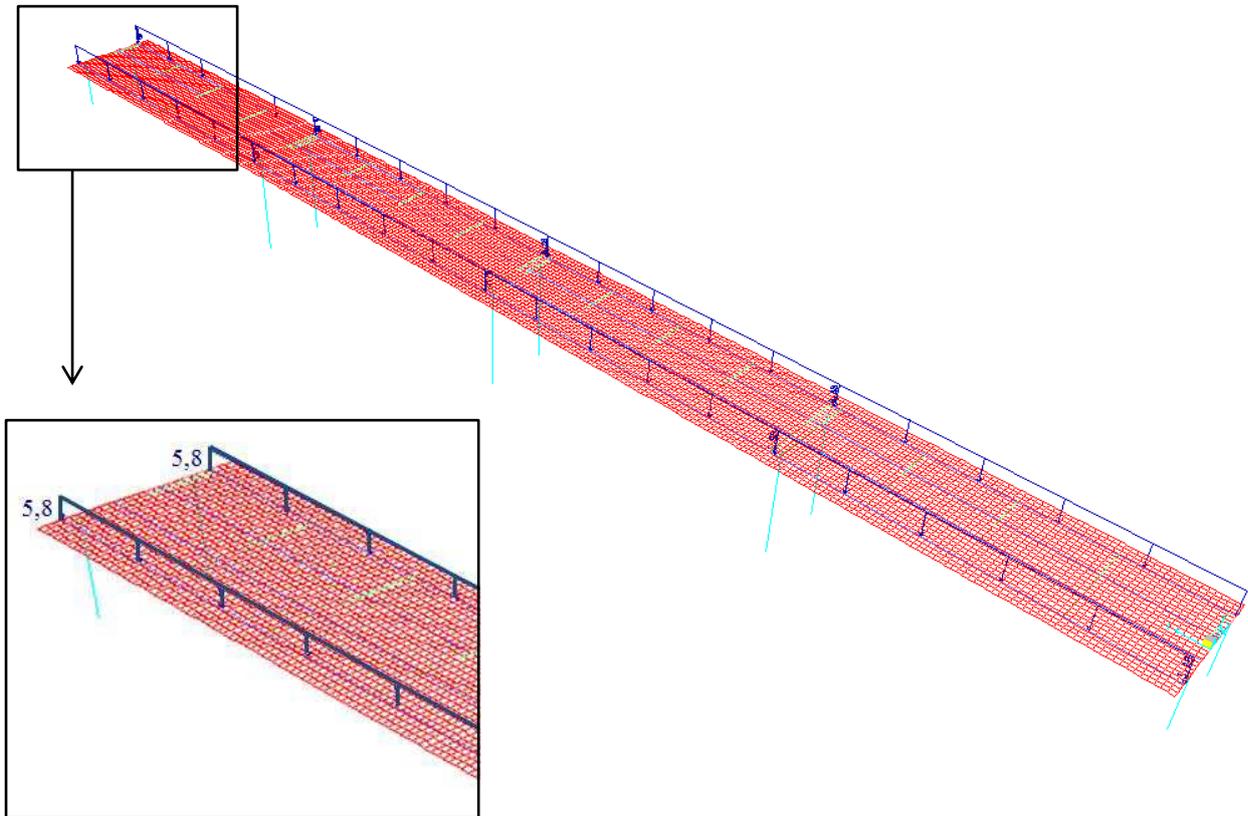
Figura 25 – Definição da carga do guarda-rodas

The image shows a software dialog box titled "Frame Distributed Loads". It is divided into several sections:

- Load Pattern Name:** A dropdown menu showing "GUARDA-RODAS".
- Units:** A dropdown menu showing "KN, m, C".
- Load Type and Direction:** Radio buttons for "Forces" (selected) and "Moments". Below are dropdowns for "Coord Sys" (GLOBAL) and "Direction" (Gravity).
- Options:** Radio buttons for "Add to Existing Loads", "Replace Existing Loads" (selected), and "Delete Existing Loads".
- Trapezoidal Loads:** A table with 4 columns labeled 1, 2, 3, 4. Each column has "Distance" and "Load" input fields, all containing "0". Below the table are radio buttons for "Relative Distance from End-I" (selected) and "Absolute Distance from End-I".
- Uniform Load:** A "Load" input field containing "5.8".
- Buttons:** "OK" and "Cancel" buttons at the bottom right.

Fonte: Autora (2017)

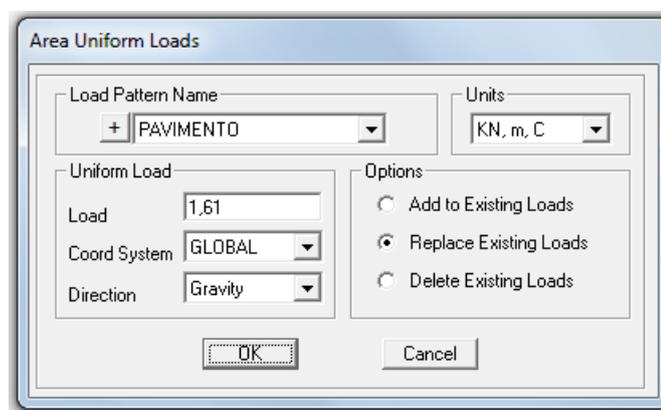
Figura 26 – Distribuição da carga do guarda-rodas



Fonte: Autora (2017)

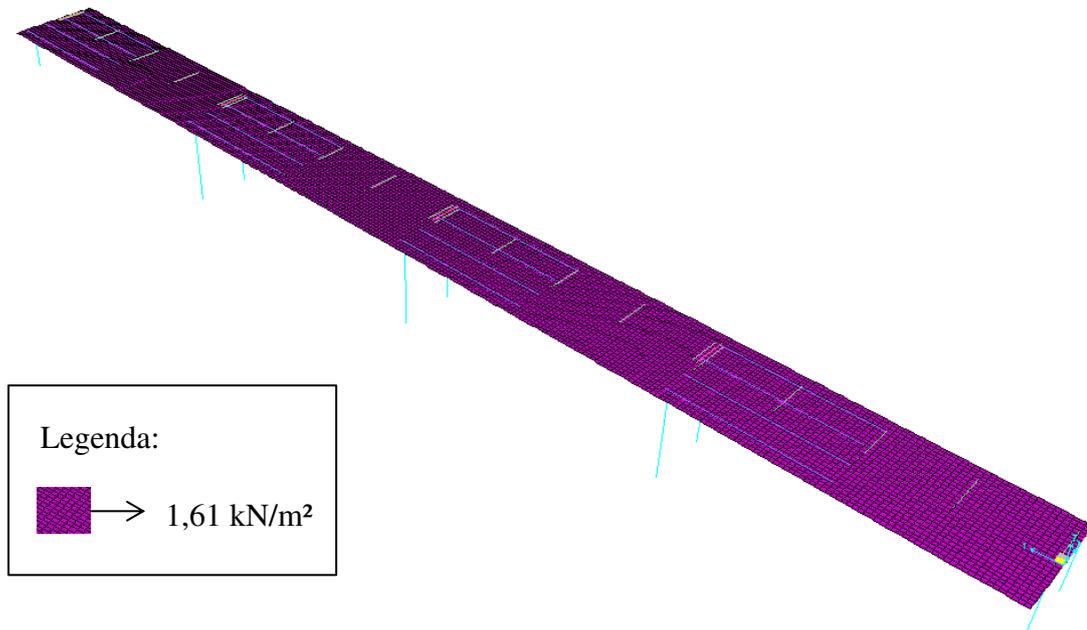
A carga do pavimento foi modelada como *Area Loads*, distribuída uniformemente pelo tabuleiro. A mesma possui o valor de $1,61 \text{ kN/m}^2$, obtido pela espessura do pavimento e seu respectivo peso específico de 23 kN/m^3 definido em projeto. As figuras 27 e 28 apresentam a definição da carga e sua representação na estrutura, respectivamente.

Figura 27 – Definição da carga do pavimento



Fonte: Autora (2017)

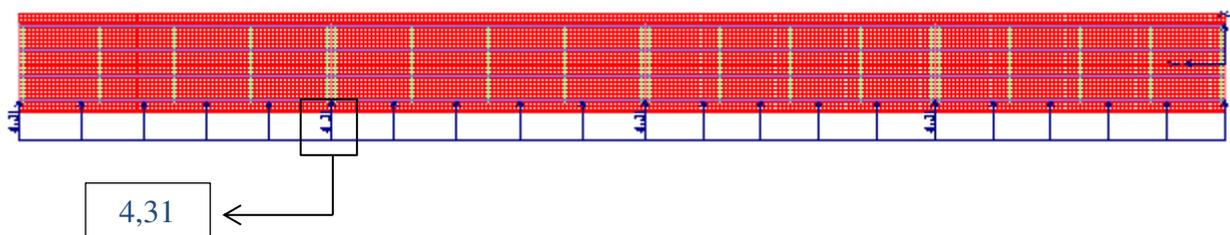
Figura 28 – Representação da carga do pavimento



Fonte: Autora (2017)

O carregamento variável devido ao vento foi dividido em função de a ponte estar ou não carregada. Esse esforço distribuiu-se lateralmente sobre a ponte, no comprimento de 145,60 metros, no sentido positivo do eixo x, como mostrado na figura 29. Estas cargas afetam diretamente na flexão dos pilares e são mensuradas de acordo com a altura de influência e comprimento da ponte, sendo seus valores apresentados no quadro 6. A altura considerada no caso da ponte carregada, envolve um veículo rodoviário padronizado de 2,00 metros.

Figura 29 – Posicionamento das cargas de vento (ponte descarregada)



Fonte: Autora (2017)

Quadro 6 – Cargas de vento

CASO	COEFICIENTE (kN/m ²)	ALTURA (m)	CARGA TOTAL (kN/m)
1 - PONTE DESCARREGADA	1,50	2,87	4,31
2 - PONTE CARREGADA	1,00	4,07	4,07

Fonte: Autora (2017)

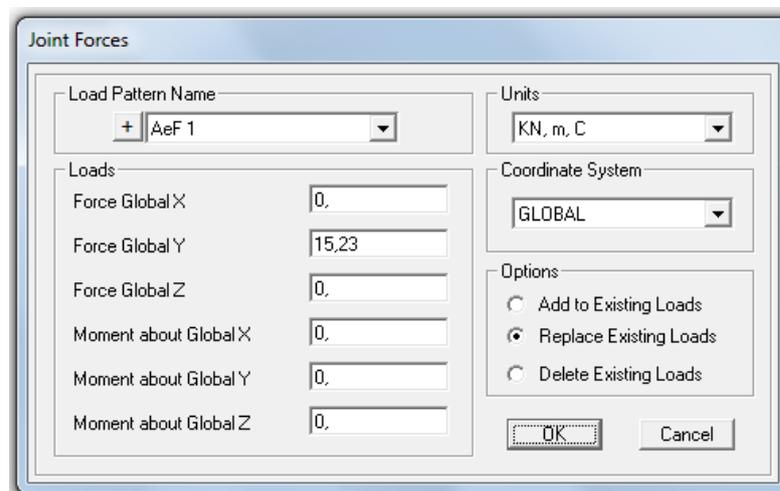
Em relação à carga de aceleração e frenagem, foi utilizado o esforço máximo correspondente à equação citada anteriormente. Como apresentado no quadro 7, o cálculo envolveu o coeficiente do número de faixas (CNF) e foi dividido entre os nós da região central da ponte. Apesar do fluxo de veículos ocorrer em uma só direção, optou-se em aplicar a carga em ambos os sentidos da pista, a fim de verificar os esforços caso ocorram mudanças de direção futuras. Sendo assim, as cargas foram aplicadas pontualmente na área transversal central da ponte (considerada a mais crítica), no sentido positivo (1) e negativo (2) do eixo y, com o auxílio da ferramenta *Joint Loads* oferecida pelo *software* (figura 30).

Quadro 7 – Carga de aceleração e frenagem

CARGA DE ACELERAÇÃO E FRENAGEM	NÚMERO DE FAIXAS	CNF	NÚMERO DE NÓS	Hf (kN)	Hf por nó (kN)
1	2	1	27,00	411,32	15,23
2	2	1	27,00	411,32	-15,23

Fonte: Autora (2017)

Figura 30 – Aplicação das cargas de aceleração e frenagem



Fonte: Autora (2017)

O último esforço ao qual a estrutura está submetida, é o referente à carga móvel. Este carregamento é determinado com a criação do trem-tipo de projeto (figura 31), que neste caso, é o TB-450 (450 kN). O coeficiente de impacto de projeto foi calculado de acordo com a fórmula 6, seguindo a norma vigente na época do projeto NBR 7187. O valor atribuído foi de 1,145, considerando L como a média entre o maior (37,80) e menor (35,00) vão. Porém, optou-se por utilizar a norma de carga móvel mais recente, a NBR 7188, e suas respectivas fórmulas já mencionadas anteriormente.

$$\varphi = 1,4 - (0,007 * L) \geq 1 \quad (\text{Fórmula 6})$$

Sendo:

L = Comprimento do vão teórico.

O coeficiente CIA utilizado na equação do coeficiente de impacto, foi um ponto importante a ser considerado. A norma estabelece que os valores de 1,15 e 1,25 devam ser empregados somente para majorar os esforços dos elementos estruturais a uma distância igual ou inferior a 5,00 metros, para cada lado da junta ou descontinuidade estrutural. Esta majoração se deve a eventuais defeitos de continuidade da pista, que fazem com que os veículos não entrem suavemente na estrutura, aumentando o impacto, consecutivamente. Entretanto, como este fator é usado somente perante o esforço normal, no dimensionamento das lajes e transversinas que estão nesta região, o coeficiente utilizado torna-se 1,00. Sendo assim, o valor final do coeficiente de impacto foi de 1,24, ainda superior ao utilizado no projeto original, e este pôde ser adicionado aos cálculos com o auxílio da ferramenta *Vehicle Classes*, como apresentado na figura 32.

Figura 31 – Criação do trem-tipo

General Vehicle Data

Vehicle name: TB-45 1 Units: KN, m, C

Floating Axle Loads

For Lane Moments: Value: 0, Width Type: One Point, Axle Width: []

For Other Responses: Value: 0, Width Type: One Point, Axle Width: []

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage

Lane Negative Moments at Supports

Interior Vertical Support Forces

All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load

Lane Exterior Edge: 0.3

Lane Interior Edge: 0.6

Length Effects

Axle: None Modify/Show...

Uniform: None Modify/Show...

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		5,	Fixed Width	3,	0,	Two Points	2,
Leading Load	Infinite		5,	Fixed Width	3,	0,	Two Points	2,
Fixed Length	1,5	0,	0,	Fixed Width	3,	150,	Two Points	2,
Fixed Length	1,5	0,	0,	Fixed Width	3,	150,	Two Points	2,
Fixed Length	1,5	0,	0,	Fixed Width	3,	150,	Two Points	2,
Fixed Length	1,5	0,	0,	Fixed Width	3,	0,	Two Points	2,
Trailing Load	Infinite		5,	Fixed Width	3,	0,	Two Points	2,

Add Insert Modify Delete

Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only Straddle Reduction Factor: []

Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

OK Cancel

Fonte: Autora (2017)

Figura 32 – Definição do coeficiente de impacto

Vehicle Class Data

Vehicle Class Name: TB-45 1

Define Vehicle Class

Vehicle Name	Scale Factor
TB-45 1	1,24
TB-45 1	1,24

Add

Modify

Delete

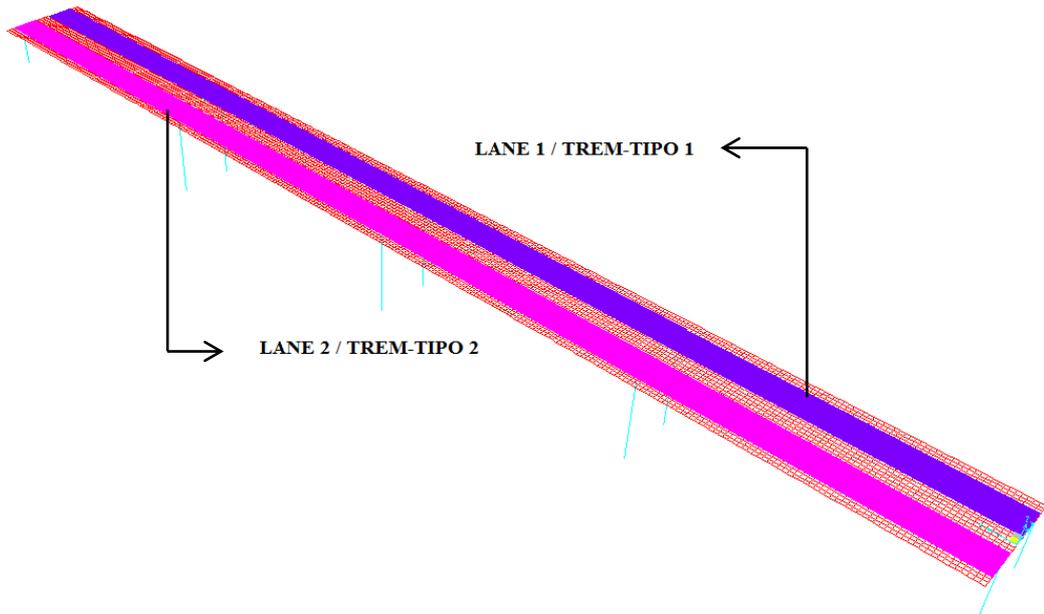
OK Cancel

Fonte: Autora (2017)

Foi necessário, então, criar as *Lanes* pelas quais o trem-tipo tende a passar, representando a área de influência do veículo sobre as faixas de tráfego. Foram considerados dois trem-tipos de cargas iguais, para que ambos pudessem ser analisados separadamente de acordo com cada faixa de tráfego. As *Lanes* foram centralizadas no tabuleiro da ponte com largura igual a 3,60 metros como especificado no manual de estudos de tráfego

(DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES, 2006). Seu detalhamento pode ser visualizado na figura 33.

Figura 33 – Definição das linhas de influência de cada trem-tipo



Fonte: Autora (2017)

4.2.4. Definição das Combinações

As combinações analisadas pelo programa foram criadas com a ferramenta *Define Load Combinations*. Conforme mostrado na figura 34, após ser adicionado cada carregamento, foi possível inserir o fator de majoração para cargas variáveis (1,50) e cargas permanentes (1,35). O quadro 8 apresenta o detalhamento de cada combinação.

Figura 34 – Definição das combinações

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated): COMBINAÇÃO B

Notes: Modify/Show Notes...

Load Combination Type: Linear Add

Options: Convert to User Load Combo, Create Nonlinear Load Case from Load Combo

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
DEAD	Linear Static	1.35
DEAD	Linear Static	1.35
GUARDA-RODAS	Linear Static	1.35
PAVIMENTO	Linear Static	1.35
TREM-TIPO 1	Moving Load	1.5
AeF 1	Linear Static	1.5

Add, Modify, Delete

OK, Cancel

Fonte: Autora (2017)

Quadro 8 – Combinações finais

COMBINAÇÃO	CARREGAMENTO
A	PP+GUARDA-RODAS + PAVIMENTO (PERMANENTE)
B	PERMANENTE + TREM-TIPO 1(2) + AeF 1
C	PERMANENTE + TREM-TIPO 1(2) + AeF 2
D	PERMANENTE + TREM-TIPO 2(1) + AeF 1 + VENTO 2
E	PERMANENTE + TREM-TIPO 2(1) + AeF 2 + VENTO 2
F	PERMANENTE + VENTO 1

Fonte: Autora (2017)

4.3. CONCEPÇÕES ESTRUTURAIS ESTUDADAS

Depois de realizados tais procedimentos, analisou-se a estrutura perante três diferentes soluções estruturais. O quadro 9, mostrado a seguir, detalha as modificações realizadas para cada caso que será analisado. Nos casos I, II, III e IV, estudou-se o comportamento estrutural do modelo. O primeiro contempla a situação “original” de projeto, onde foram utilizadas longarinas rotuladas protendidas, e o segundo, considera longarinas contínuas em concreto protendido. Os casos III e IV, fazem uma comparação utilizando concreto armado, considerando longarinas contínuas na estrutura. A seção 1, considerada no caso III, será determinada pelo pré-dimensionamento apresentado a seguir, enquanto que para a seção 2 (caso IV), será considerada uma redução em torno de 50% da área proposta anteriormente. Deve-se salientar que, a análise para as vigas em concreto protendido será feita

em termos de solicitações, as quais podem ser utilizadas futuramente, a fim do dimensionamento da força de protensão necessária na estrutura. Nas vigas em concreto armado será realizado ainda o dimensionamento perante a flexão, com o intuito de analisar a variação da área de aço necessária entre a solução apresentada e o projeto “original”.

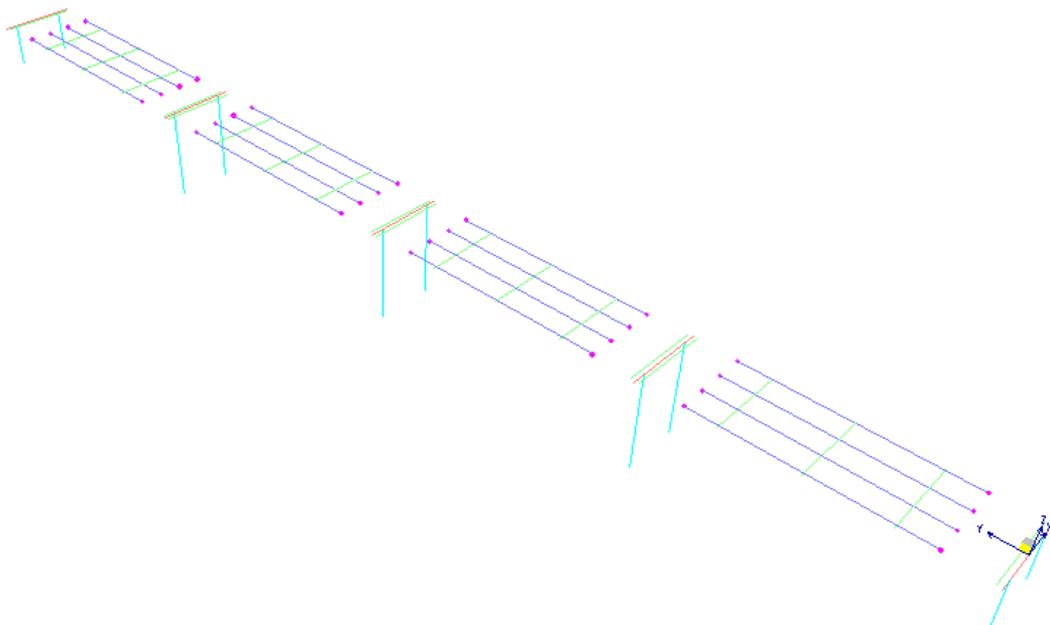
Quadro 9 – Alterações na estrutura da ponte

CASO	SITUAÇÃO
I	VIGAS ROTULADAS EM CP
II	VIGAS CONTÍNUAS EM CP
III	VIGAS CONTÍNUAS EM CA (Seção 1)
IV	VIGAS CONTÍNUAS EM CA (Seção 2)

Fonte: Autora (2017)

Para o caso I, onde as longarinas são rotuladas, utilizou-se a ferramenta *Releases/Partial Fixity*, restringindo o esforço de momento fletor. A existência de rótulas na estrutura, provoca uma distribuição de esforços mais acentuada nos momentos positivos, já que em cada apoio, os momentos negativos tornam-se nulos. Na figura 35, pode ser visualizado o resultado de tal procedimento no SAP2000.

Figura 35 – Vigas rotuladas



Fonte: Autora (2017)

A modelagem dos casos II, III e IV diferem na execução da seção transversal das longarinas. O caso II se assemelha ao primeiro, mantendo a seção das vigas protendidas em I, e alterando-as para um sistema contínuo. O terceiro, por sua vez, exige um pré-dimensionamento da seção das longarinas, já que a solução apresentada é em concreto armado. A fim de facilitar o dimensionamento que será apresentado no capítulo 5, optou-se então, por vigas retangulares.

As vigas contínuas são aquelas apoiadas em mais de dois pontos, dando continuidade aos vãos. A critério de projeto, a altura foi calculada em função do maior vão do elemento, de acordo com a fórmula 7 (LAZZARI, 2017¹). A altura encontrada foi de 2,52 metros, arredondando, foi utilizado $h = 2,50$ metros. A base da seção permaneceu 0,65 metros.

$$h = \frac{L}{15} \quad (\text{Fórmula 7})$$

Sendo:

h = Altura da seção;

L = Maior vão da viga.

Considerando o critério proposto, com a redução de aproximadamente 50% da área encontrada no caso III, a seção 2 referente ao caso IV, apresentou uma seção transversal de 2,00 x 0,40 metros.

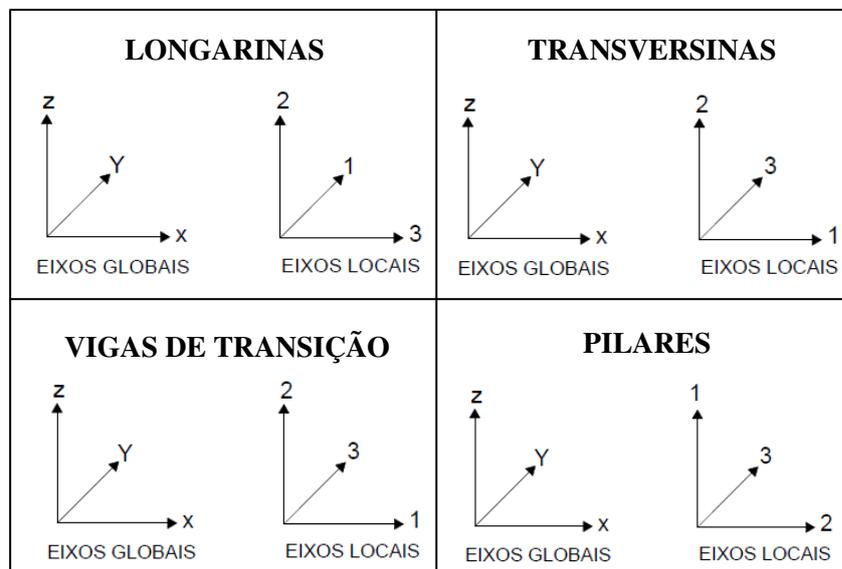
¹ LAZZARI, B. M. Material Didático Disponibilizado na Disciplina de Análise Estrutural. Curso de Arquitetura e Urbanismo. Unisinos. 16 slides. Color. Rio Grande do Sul, 2017.

5. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Para realizar a análise dos esforços, é necessário entender que o *software* trabalha com dois eixos de coordenadas, o global e o local. O primeiro é fixo e refere-se aos eixos x, y e z. Já o segundo, é gerado para cada elemento da estrutura e varia entre os eixos 1, 2 e 3. Este fato faz com que os resultados obtidos (em coordenadas locais), sejam identificados de acordo com seus respectivos eixos globais. A figura 36 representa a convenção entre eixos utilizada para a análise das longarinas, transversinas, vigas de transição e pilares.

Nos itens a seguir, serão expressos os resultados dos esforços obtidos pelo *software* SAP2000, para todos os elementos já citados. As tabelas apresentadas contêm os esforços nos pontos mais importantes de cada viga ou pilar, sendo executadas a partir dos momentos máximos e mínimos dos elementos da estrutura.

Figura 36 – Convenção de eixos utilizados nos elementos analisados

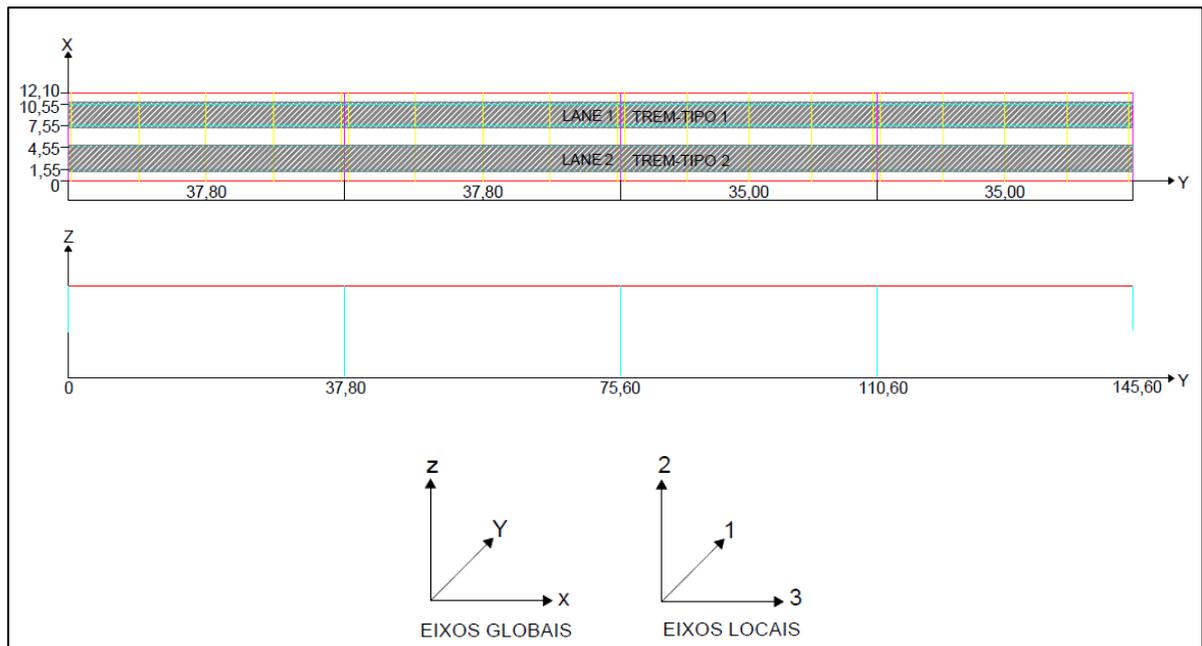


Fonte: Autora (2017)

5.1. LONGARINAS

Na figura 37 podem ser visualizados os planos xy e yz, as respectivas distâncias entre os elementos da ponte e a concordância de eixos utilizada. Considerando uma análise apenas do carregamento permanente (combinação A), as longarinas mais solicitadas são as de $x=1,55$ ou $10,55$ metros, devido ao peso do guarda-rodas. Quando esta é somada à carga móvel (combinações B e C), os maiores esforços variam entre $x = 4,55$ ou $7,55$ metros, dependendo de qual trem-tipo está sendo analisado. Como os valores resultantes do trem-tipo 1 e 2 foram semelhantes, optou-se por apresentar apenas os dados tabelados do trem-tipo 1, em $x = 7,55$ metros. Nos casos onde existe a carga móvel e que são apresentados dois valores na coluna de y (m), deve ser considerado que o primeiro ponto corresponde às solicitações mínimas, e o segundo as máximas. Os quadros 10 a 12 apresentam os valores de momento fletor ($M3$) e esforço cortante ($V2$) para os casos I e II.

Figura 37 – Representação das longarinas no eixo cartesiano



Fonte: Autora (2017)

Quadro 10 – Solicitações para a carga permanente nas longarinas (casos I e II) – Combinação A

COMBINAÇÃO A (x = 1,55 ou 10,55 m)					
CASO I			CASO II		
Y (m)	V2 (kN) MÁX.	M3 (kN.m) MÁX.	Y (m)	V2 (kN) MÁX.	M3 (kN.m) MÁX.
0,00	-521,14	0,00	0,00	-444,98	-1215,65
6,70	-336,22	2874,94	6,70	-260,06	1148,51
12,80	-168,11	4412,34	12,80	-91,95	2221,57
18,90	0,00	4924,81	15,85	-7,89	2373,74
24,38	151,30	4509,71	24,38	227,46	1436,68
30,48	319,41	3074,80	30,48	395,57	-462,57
37,80	521,14/-521,14	0,00	37,80	597,31/-541,55	-4094,59
44,50	-336,22	2874,94	44,50	-356,63	-659,51
50,60	-168,11	4412,34	50,60	-188,52	1002,31
56,70	0,00	4924,81	57,31	-3,60	1646,52
62,18	151,30	4509,71	62,18	130,89	1336,08
68,28	319,41	3074,80	68,28	299,00	25,60
75,60	521,14/-482,54	0,00	75,60	500,74/-478,00	-2924,42
81,63	-316,15	2409,83	81,63	-296,96	-345,75
88,27	-149,75	3815,57	88,27	-130,57	944,20
93,10	0,00	4222,23	93,10	2,55	1253,21
99,13	166,39	3720,18	99,13	168,94	735,79
105,77	349,43	2008,20	105,77	351,97	-993,11
110,60	482,54/-482,54	0,00	110,60	485,09/-548,51	-3399,40
116,63	-316,15	2409,83	116,63	-382,11	-591,50
123,27	-149,75	3815,57	123,27	-199,08	1337,45
128,10	0,00	4222,23	130,51	0,59	2056,11
134,13	166,39	3720,18	134,13	100,43	1873,23
140,77	349,43	2008,20	140,77	283,46	599,12
145,60	482,54	0,00	145,60	416,58	-1090,63

Fonte: Autora (2017)

Quadro 11 – Solicitações para a carga permanente, trem-tipo 1 e Aceleração e Frenagem 1 nas longarinas (casos I e II) – Combinação B

COMBINAÇÃO B (x = 7,55 m)									
CASO I					CASO II				
Y (m)	V2 (kN) MÍN.	M3 (kN.m) MÍN.	V2 (kN) MÁX.	M3 (kN.m) MÁX.	Y (m)	V2 (kN) MÍN.	M3 (kN.m) MÍN.	V2 (kN) MÁX.	M3 (kN.m) MÁX.
0,00	-1313,26	0,00	-373,14	0,71	0,00	-1249,24	-4847,52	-264,85	148,68
6,40	-998,11	1983,51	-137,75	6848,05	6,40	-967,32	294,22	-99,47	2737,69
12,79	-692,99	3158,36	138,27	10845,88	12,79	-634,57	1903,63	173,52	5459,87
18,60	-424,26	3525,50	397,85	12138,72	13,9/17,4	-571,66	1911,13	406,61	6238,67
24,42	-163,85	3225,11	665,74	11078,54	24,42	-24,61	727,28	782,27	4648,32
30,81	112,99	2123,69	970,03	7312,58	30,81	249,48	-1633,27	1115,19	981,37
37,80	-1313,26	0,00	1313,26	0,71	37,80	-1362,42	-8306,73	1420,76	-2530,90
44,20	-998,11	1983,51	-137,75	6848,05	44,20	-1084,28	-1945,67	-209,17	644,13
50,59	-692,99	3158,36	138,27	10845,88	50,59	-751,80	254,93	61,36	4037,99
56,40	-424,26	3525,50	397,85	12138,72	58,15	-343,01	906,37	449,94	5415,57
62,22	-163,85	3225,11	665,74	11078,54	62,22	-138,01	643,42	671,56	4538,50
68,61	112,99	2123,69	970,03	7312,58	68,61	138,22	-1011,88	1006,53	1573,89
75,60	-1270,14	0,00	1313,26	0,71	75,60	-1294,65	-6931,45	1313,51	-1598,74
82,01	-943,65	1810,95	-100,51	6517,27	82,01	-1002,86	-1371,59	-145,70	1033,34
88,43	-628,07	2808,34	188,42	10049,03	88,43	-652,56	216,46	144,35	3972,11
93,10	-405,08	3023,26	405,08	10906,17	93,10	-388,92	547,18	393,27	4752,64
99,51	-108,47	2616,92	712,99	9371,81	99,51	-53,30	6,50	755,37	3312,15
106,51	202,55	1246,77	1061,25	4471,54	106,51	223,52	-2997,90	1121,34	-231,60
110,60	-1270,14	0,00	1270,14	0,71	110,60	-1376,30	-7352,06	1298,24	-1903,05
117,01	-943,65	1810,95	-100,51	6517,27	117,01	-1086,57	-1444,58	-233,09	939,88
123,43	-628,07	2808,34	188,42	10049,03	123,43	-738,72	735,01	54,10	4429,53
128,10	-405,08	3023,26	405,08	10906,17	133/128	-197,51	1727,34	333,54	5634,33
134,51	-108,47	2616,92	712,99	9371,81	134,51	-140,20	1691,64	661,23	4769,81
141,51	202,55	1246,77	1061,25	4471,54	141,51	143,97	-824,85	1028,80	1746,23
145,60	345,50	0,00	1270,14	0,71	145,60	238,82	-4207,73	1209,09	294,49

Fonte: Autora (2017)

Quadro 12 – Solicitações para a carga permanente, trem-tipo 1 e Aceleração e Frenagem 2 nas longarinas (casos I e II) – Combinação C

COMBINAÇÃO C (x = 7,55 m)									
CASO I					CASO II				
Y (m)	V2 (kN) MÍN.	M3 (kN.m) MÍN.	V2 (kN) MÁX.	M3 (kN.m) MÁX.	Y (m)	V2 (kN) MÍN.	M3 (kN.m) MÍN.	V2 (kN) MÁX.	M3 (kN.m) MÁX.
0,00	-1313,26	0,00	-373,14	0,71	0,00	-1241,62	-4663,22	-257,23	332,98
6,40	-998,11	1983,51	-137,75	6848,05	6,40	-959,69	429,74	-91,85	2873,21
12,79	-692,99	3158,36	138,27	10845,88	11,05	-720,53	1888,63	99,70	4973,98
18,60	-424,26	3525,50	397,85	12138,72	13,4/17,4	-595,49	1993,05	414,23	6289,97
24,42	-163,85	3225,11	665,74	11078,54	24,42	-16,99	725,39	789,89	4646,43
30,81	112,99	2123,69	970,03	7312,58	30,81	257,10	-1683,92	1122,81	930,72
37,80	-1313,26	0,00	1313,26	0,71	37,80	-1359,72	-8410,59	1428,38	-2488,54
44,20	-998,11	1983,51	-137,75	6848,05	44,20	-1081,58	-1920,60	-206,47	669,19
50,59	-692,99	3158,36	138,27	10845,88	50,59	-749,10	262,71	64,06	4045,77
56,40	-424,26	3525,50	397,85	12138,72	58,2/57,6	-340,30	893,73	421,51	5403,67
62,22	-163,85	3225,11	665,74	11078,54	62,22	-135,31	619,79	674,26	4514,87
68,61	112,99	2123,69	970,03	7312,58	68,61	140,92	-1052,80	1009,23	1532,98
75,60	-1270,14	0,00	1313,26	0,71	75,60	-1291,72	-6991,22	1316,21	-1658,51
82,01	-943,65	1810,95	-100,51	6517,27	82,01	-999,93	-1328,43	-142,77	1076,50
88,43	-628,07	2808,34	188,42	10049,03	88,43	-649,63	240,82	147,28	3996,46
93,10	-405,08	3023,26	405,08	10906,17	93,10	-385,99	557,86	396,20	4763,32
99,51	-108,47	2616,92	712,99	9371,81	99,51	-50,37	-1,63	758,30	3304,03
106,51	202,55	1246,77	1061,25	4471,54	106,51	226,45	-3026,54	1124,28	-260,25
110,60	-1270,14	0,00	1270,14	0,71	110,60	-1367,40	-7242,70	1301,18	-1943,67
117,01	-943,65	1810,95	-100,51	6517,27	117,01	-1077,69	-1392,22	-224,22	992,24
123,43	-628,07	2808,34	188,42	10049,03	123,43	-729,84	730,41	62,97	4424,93
128,10	-405,08	3023,26	405,08	10906,17	133/135	-218,60	1635,31	342,42	5583,12
134,51	-108,47	2616,92	712,99	9371,81	134,51	-131,32	1588,65	670,11	4666,82
141,51	202,55	1246,77	1061,25	4471,54	141,51	152,85	-989,98	1037,68	1581,09
145,60	345,50	0,00	1270,14	0,71	145,60	247,70	-4409,14	1217,97	93,08

Fonte: Autora (2017)

Observa-se que, para o caso I, os resultados estão constantemente simétricos e proporcionais. Percebe-se ainda para este caso, que não houve diferença para as combinações B e C, apesar da direção oposta das forças de aceleração e frenagem. Já para o caso II, os esforços possuem proporções diferentes para cada situação, de acordo com o tamanho do vão e influência do tamanho dos pilares próximos. Percebe-se que apesar da direção oposta entre as cargas de aceleração, os resultados entre as combinações B e C foram aproximados, com uma variação de 0,2 a 5%. Isso se deve ao fato de que a carga de aceleração não possui

influência direta sobre as longarinas, somente sobre as vigas de transição e transversinas, que serão apresentadas futuramente.

Os quadros abaixo (13-15), apresentam os resultados das solicitações com o acréscimo do esforço de vento. Na situação de vento 2 (ponte carregada), foram verificadas que as vigas de $x = 4,55$ ou $7,55$ metros se encontravam com maiores esforços, variando de acordo com o trem-tipo analisado. Como mencionado anteriormente, os valores entre ambos os trens-tipo não sofreram grandes alterações, sendo analisado então o $x = 4,55$ metros, referente à carga móvel 2.

Na combinação F, que envolve a ponte descarregada, a pior situação foi apresentada nas vigas em $x = 1,55$ ou $10,55$ metros para o caso I, e na viga em $x = 10,55$ metros para o caso II. No caso II, os esforços da viga em $x = 1,55$ metros foram muito próximos, porém mais baixos, não sendo então analisados.

Quadro 13 – Solicitações para a carga permanente, trem-tipo 2, Aceleração e Frenagem 1 e vento 2 nas longarinas (casos I e II) – Combinação D

COMBINAÇÃO D ($x = 4,55$ m)									
CASO I					CASO II				
Y (m)	V2 (kN) MÍN.	M3 (kN.m) MÍN.	V2 (kN) MÁX.	M3 (kN.m) MÁX.	Y (m)	V2 (kN) MÍN.	M3 (kN.m) MÍN.	V2 (kN) MÁX.	M3 (kN.m) MÁX.
0,00	-1313,26	0,00	-373,14	0,71	0,00	-1248,95	-4840,52	-264,56	155,68
6,40	-998,11	1983,51	-137,75	6848,05	6,40	-967,02	299,35	-99,18	2742,82
12,79	-692,99	3158,36	138,27	10845,88	12,79	-634,28	1906,89	173,81	5463,12
18,60	-424,26	3525,50	397,85	12138,72	13,9/17,4	-571,36	1914,04	406,90	6240,56
24,42	-163,85	3225,11	665,74	11078,54	24,42	-24,32	727,13	782,56	4648,17
30,81	112,99	2123,69	970,03	7312,58	30,81	249,77	-1635,29	1115,48	979,35
37,80	-1313,26	0,00	1313,26	0,71	37,80	-1362,40	-8310,79	1421,05	-2530,30
44,20	-998,11	1983,51	-137,75	6848,05	44,20	-1084,25	-1945,13	-209,14	644,66
50,59	-692,99	3158,36	138,27	10845,88	50,59	-751,78	255,31	61,38	4038,37
56,40	-424,26	3525,50	397,85	12138,72	58,15	-342,98	906,56	449,96	5415,76
62,22	-163,85	3225,11	665,74	11078,54	62,22	-137,99	643,52	671,58	4538,60
68,61	112,99	2123,69	970,03	7312,58	68,61	138,24	-1011,94	1006,55	1573,83
75,60	-1270,14	0,00	1313,26	0,71	75,60	-1294,69	-6931,68	1313,54	-1598,97
82,01	-943,65	1810,95	-100,51	6517,27	82,01	-1002,90	-1371,86	-145,74	1033,08
88,43	-628,07	2808,34	188,42	10049,03	88,43	-652,60	216,46	144,31	3972,10
93,10	-405,08	3023,26	405,08	10906,17	93,10	-388,96	547,36	393,23	4752,83
99,51	-108,47	2616,92	712,99	9371,81	99,51	-53,34	6,94	755,33	3312,59
106,51	202,55	1246,77	1061,25	4471,54	106,51	223,48	-2997,18	1121,30	-230,88

Continua

Continuação

CASO I					CASO II				
Y (m)	V2 (kN) MÍN.	M3 (kN.m) MÍN.	V2 (kN) MÁX.	M3 (kN.m) MÁX.	Y (m)	V2 (kN) MÍN.	M3 (kN.m) MÍN.	V2 (kN) MÁX.	M3 (kN.m) MÁX.
110,60	-1270,14	0,00	1270,14	0,71	110,60	-1376,63	-7356,60	1298,20	-1902,16
117,01	-943,65	1810,95	-100,51	6517,27	117,01	-1086,92	-1446,86	-233,45	937,61
123,43	-628,07	2808,34	188,42	10049,03	123,43	-739,08	735,01	53,74	4429,52
128,10	-405,08	3023,26	405,08	10906,17	133/135	-197,87	1730,85	333,18	5636,19
134,51	-108,47	2616,92	712,99	9371,81	134,51	-140,56	1695,56	660,88	4773,74
141,51	202,55	1246,77	1061,25	4471,54	141,51	143,62	-818,45	1028,44	1752,63
145,60	345,50	0,00	1270,14	0,71	145,60	238,47	-4199,89	1208,74	302,34

Fonte: Autora (2017)

Quadro 14 – Solicitações para a carga permanente, trem-tipo 2, Aceleração e Frenagem 2 e vento 2 nas longarinas (casos I e II) – Combinação E

COMBINAÇÃO E (x = 4,55 m)									
CASO I					CASO II				
Y (m)	V2 (kN) MÍN.	M3 (kN.m) MÍN.	V2 (kN) MÁX.	M3 (kN.m) MÁX.	Y (m)	V2 (kN) MÍN.	M3 (kN.m) MÍN.	V2 (kN) MÁX.	M3 (kN.m) MÁX.
0,00	-1313,26	0,00	-373,14	0,71	0,00	-1241,32	-4656,22	-256,93	339,98
6,40	-998,11	1983,51	-137,75	6848,05	6,40	-959,40	434,87	-91,55	2878,34
12,79	-692,99	3158,36	138,27	10845,88	12,79	-626,66	1993,65	181,43	5549,89
18,60	-424,26	3525,50	397,85	12138,72	13,9/17,4	-563,74	1991,94	414,52	6291,86
24,42	-163,85	3225,11	665,74	11078,54	24,42	-16,70	725,24	790,18	4646,28
30,81	112,99	2123,69	970,03	7312,58	30,81	257,40	-1685,94	1123,11	928,70
37,80	-1313,26	0,00	1313,26	0,71	37,80	-1359,70	-8414,65	1428,67	-2487,86
44,20	-998,11	1983,51	-137,75	6848,05	44,20	-1081,55	-1920,07	-206,44	669,72
50,59	-692,99	3158,36	138,27	10845,88	50,59	-749,08	263,09	64,09	4046,15
56,40	-424,26	3525,50	397,85	12138,72	58,25/57,6	-340,28	893,92	421,54	5403,88
62,22	-163,85	3225,11	665,74	11078,54	62,22	-135,28	619,88	674,29	4514,96
68,61	112,99	2123,69	970,03	7312,58	68,61	140,94	-1052,86	1009,25	1532,92
75,60	-1270,14	0,00	1313,26	0,71	75,60	-1291,76	-6991,45	1316,24	-1658,74
82,01	-943,65	1810,95	-100,51	6517,27	82,01	-999,97	-1328,70	-142,81	1076,24
88,43	-628,07	2808,34	188,42	10049,03	88,43	-649,67	240,81	147,24	3996,46
93,10	-405,08	3023,26	405,08	10906,17	93,10	-386,03	558,04	396,16	4763,51
99,51	-108,47	2616,92	712,99	9371,81	99,51	-50,41	-1,19	758,26	3304,47
106,51	202,55	1246,77	1061,25	4471,54	106,51	226,41	-3025,82	1124,24	-259,53

Continua

Continuação

CASO I					CASO II				
Y (m)	V2 (kN) MÍN.	M3 (kN.m) MÍN.	V2 (kN) MÁX.	M3 (kN.m) MÁX.	Y (m)	V2 (kN) MÍN.	M3 (kN.m) MÍN.	V2 (kN) MÁX.	M3 (kN.m) MÁX.
110,60	-1270,14	0,00	1270,14	0,71	110,60	-1367,75	-7247,25	1301,13	-1942,78
117,01	-943,65	1810,95	-100,51	6517,27	117,01	-1078,04	-1394,49	-224,57	989,97
123,43	-628,07	2808,34	188,42	10049,03	123,43	-730,20	730,41	62,62	4424,92
128,10	-405,08	3023,26	405,08	10906,17	132/135	-218,95	1638,61	342,06	5584,98
134,51	-108,47	2616,92	712,99	9371,81	134,51	-131,68	1592,57	669,76	4670,74
141,51	202,55	1246,77	1061,25	4471,54	141,51	152,50	-983,58	1037,32	1587,49
145,60	345,50	0,00	1270,14	0,71	145,60	247,35	-4401,30	1217,62	100,93

Fonte: Autora (2017)

Quadro 15 – Solicitações para a carga permanente e vento 1 nas longarinas (casos I e II) – Combinação F

COMBINAÇÃO F (x = 10,55 m)					
CASO I			CASO II		
Y (m)	V2 (kN) MÁX.	M3 (kN.m) MÁX.	Y (m)	V2 (kN) MÁX.	M3 (kN.m) MÁX.
0,00	-521,14	0,00	0,00	-445,80	-1235,14
6,70	-336,22	2874,94	6,70	-260,88	1134,53
12,80	-168,11	4412,34	12,80	-92,77	2212,60
18,90	0,00	4924,81	16,46	8,10	2367,47
24,38	151,30	4509,71	24,38	226,64	1437,23
30,48	319,41	3074,80	30,48	394,75	-457,01
37,80	521,14/-521,14	0,00	37,80	596,48/-541,63	-4083,01
44,50	-336,22	2874,94	44,50	-356,71	-660,96
50,60	-168,11	4412,34	50,60	-188,60	1001,34
56,70	0,00	4924,81	57,31	-3,68	1646,07
62,18	151,30	4509,71	62,18	130,81	1336,02
68,28	319,41	3074,80	68,28	298,92	26,01
75,60	521,14/-482,54	0,00	75,60	500,66/-479,85	-2922,35
81,63	-316,15	2409,83	81,63	-296,82	-344,59
88,27	-149,75	3815,57	88,27	-130,43	944,53
93,10	0,00	4222,23	93,10	2,69	1252,87
99,13	166,39	3720,18	99,13	169,08	734,61
105,77	349,43	2008,20	105,77	352,11	-995,21

Continua

Continuação

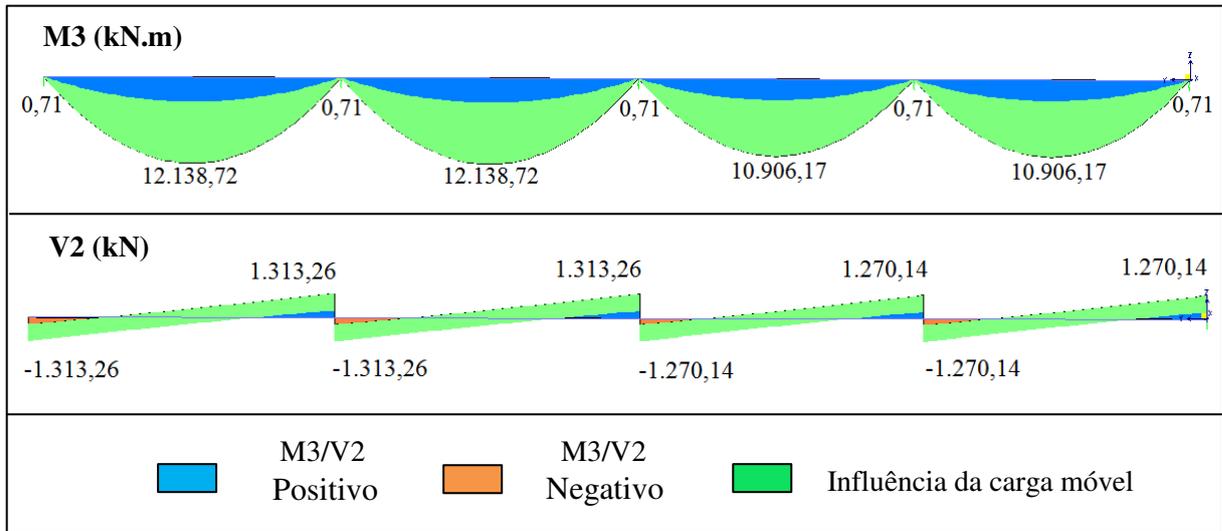
CASO I			CASO II		
Y (m)	V2 (kN) MÁX.	M3 (kN.m) MÁX.	Y (m)	V2 (kN) MÁX.	M3 (kN.m) MÁX.
110,60	482,54/-482,54	0,00	110,60	485,23/-547,52	-3386,64
116,63	-316,15	2409,83	116,63	-364,49	-359,69
123,27	-149,75	3815,57	123,27	-198,10	1337,78
128,10	0,00	4222,23	130,51	1,57	2049,34
134,13	166,39	3720,18	134,13	101,41	1862,90
140,77	349,43	2008,20	140,77	284,44	582,28
145,60	482,54	0,00	145,60	417,56	-1112,20

Fonte: Autora (2017)

Nota-se que, para ambos os casos, as cargas de aceleração/frenagem e vento não influenciam diretamente nas solicitações, sendo de significativa importância, a análise referente às cargas móvel e permanente. Percebe-se também, que para o caso I, nas combinações que envolvem a carga móvel, o momento nas extremidades de cada viga não é nulo. Este valor de 0,71 kN.m, surge como reação da viga de transição, pelo fato desta não estar rotulada.

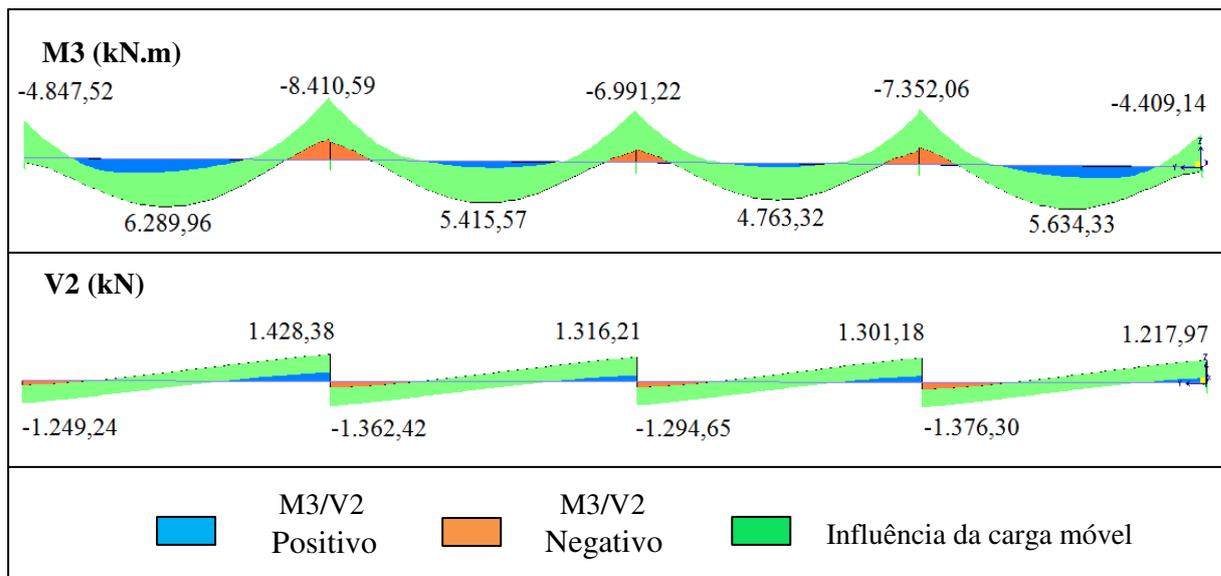
As figuras 38 e 39, apresentam as envoltórias do momento e cortante das piores combinações para os casos I e II, respectivamente. Nestes gráficos é possível identificar os maiores momentos positivos e negativos em cada ponto da estrutura, entre todas as combinações, que poderão ser utilizados para o dimensionamento das vigas protendidas. Para o caso I, a pior situação encontrada foi nas vigas em $x = 4,55$ e $7,55$ metros, referente às combinações de B à E, já que se tratavam do mesmo valor. Para o caso II, as combinações mais relevantes permaneceram as mesmas, com uma maior influência das combinações B e C em $x = 7,55$ metros e D e E em $x = 4,55$ metros. Apesar dos esforços aproximados entre ambas as longarinas, em $x = 7,55$ metros apresentaram-se os maiores valores de solicitações, sendo esta, analisada.

Figura 38 – Envoltória da longarina em $x = 4,55/7,55$ metros para o caso I



Fonte: Autora (2017)

Figura 39 – Envoltória da longarina em $x = 7,55$ metros para o caso II



Fonte: Autora (2017)

Nas tabelas 16 a 19, apresentadas a seguir, serão analisados os esforços nas longarinas perante o caso III. As combinações analisadas foram as mencionadas anteriormente, sendo assim, as vigas com maiores valores de solicitações permaneceram as mesmas para cada situação.

Quadro 16 – Solicitações para a carga permanente nas longarinas (caso III) – Combinação A

COMBINAÇÃO A (x = 1,55 ou 10,55 m)		
CASO III		
Y (m)	V2 (kN) MÁX.	M3 (kN.m) MÁX.
0,00	-961,74	-1116,61
6,70	-541,42	3923,81
12,80	-159,31	6059,91
15,24	-6,47	6262,05
24,38	566,69	3700,38
30,48	948,80	-919,43
37,80	1407,3/-1259,3	-9538,31
44,50	-838,94	-2018,29
50,60	-456,84	1931,74
57,92	1,69	3596,68
62,18	269,17	3018,69
68,28	651,28	212,82
75,60	1109,8/-1064,8	-6361,76
81,63	-686,60	-1077,35
88,27	-270,58	2099,49
92,50	-5,83	2683,28
99,13	410,19	1341,24
105,77	826,21	-2762,34
110,60	1128,8/-1292,1	-7886,92
116,63	-913,89	-1230,93
123,27	-497,87	3454,64
131,12	-6,20	5431,80
134,13	182,90	5165,23
140,77	598,92	2570,38
145,60	901,49	-1051,30

Fonte: Autora (2017)

Quadro 17 – Solicitações para a carga permanente, trem-tipo 1 e Aceleração e Frenagem 1 e 2 nas longarinas (caso III) – Combinações B e C

COMBINAÇÃO B (x = 7,55 m)					COMBINAÇÃO C (x = 7,55 m)				
CASO III					CASO III				
Y (m)	V2 (kN) MÍN.	M3 (kN.m) MÍN.	V2 (kN) MÁX.	M3 (kN.m) MÁX.	Y (m)	V2 (kN) MÍN.	M3 (kN.m) MÍN.	V2 (kN) MÁX.	M3 (kN.m) MÁX.
0,00	-1744,31	-3467,86	-749,14	735,79	0,00	-1734,85	-3217,50	-739,69	986,14
6,40	-1224,65	3766,02	-357,61	6248,74	6,40	-1215,20	3955,87	-348,15	6438,60
12,79	-670,99	5821,95	145,75	10130,02	12,79	-661,54	5951,32	155,21	10259,40
13,9/16,3	-568,97	5840,66	439,23	10724,32	13,4/16,3	-610,52	5964,45	448,69	10820,71
24,42	326,37	2669,33	1147,25	7405,86	24,42	335,83	2688,74	1156,71	7425,28
30,81	820,33	-2386,36	1695,66	650,70	30,81	829,78	-2427,42	1705,12	609,63
37,80	-2086,13	-13619,20	2248,18	-7827,36	37,80	-2084,53	-13726,26	2257,63	-7818,20
44,20	-1576,67	-3522,53	-691,63	-595,61	44,20	-1575,07	-3523,61	-690,03	-596,69
50,59	-1024,52	715,06	-195,38	5316,64	50,59	-1022,93	703,76	-193,78	5305,33
58,15	-361,45	2567,35	449,74	7727,25	58,15	-359,85	2543,96	451,34	7703,86
62,22	-18,10	1984,40	808,26	6601,48	62,22	-16,50	1954,50	809,86	6571,58
68,61	482,09	-956,96	1361,86	2018,12	68,61	483,69	-997,09	1363,46	1977,99
75,60	-1876,57	-9872,28	1919,38	-4613,16	75,60	-1874,95	-9923,57	1920,98	-4664,46
82,01	-1353,44	-1964,16	-484,10	983,44	82,01	-1351,81	-1921,94	-482,47	1025,66
88,43	-784,69	989,54	30,68	5507,38	88,43	-783,06	1021,32	32,30	5539,17
93,10	-365,02	1639,31	437,19	6494,92	93,10	-363,40	1663,50	438,81	6519,12
99,51	188,27	36,56	1014,13	4128,57	99,51	189,89	50,31	1015,76	4142,32
106,51	706,24	-5099,28	1622,14	-2225,25	106,51	707,86	-5096,91	1623,76	-2222,88
110,60	-2138,40	-11722,03	1948,09	-6276,71	110,60	-2127,45	-11610,42	1949,72	-6280,98
117,01	-1621,66	-1952,29	-758,76	814,53	117,01	-1610,71	-1910,96	-747,81	855,87
123,43	-1058,88	2647,16	-251,79	7108,02	123,43	-1047,93	2618,24	-240,85	7079,10
133/131	-234,38	5166,35	409,03	9701,76	133/131	-223,43	5035,25	419,98	9589,82
134,51	-86,21	5106,05	722,90	8868,23	134,51	-75,26	4955,79	733,85	8717,98
141,51	450,49	1873,90	1335,72	4164,33	141,51	461,44	1647,01	1346,67	3937,44
145,60	689,38	-2919,95	1670,33	846,82	145,60	700,33	-3191,58	1681,28	575,19

Fonte: Autora (2017)

Quadro 18 – Solicitações para a carga permanente, trem-tipo 2, Aceleração e Frenagem 1 e 2 e vento 2 nas longarinas (caso III) – Combinações D e E

COMBINAÇÃO D (x = 4,55 m)					COMBINAÇÃO E (x = 4,55 m)				
CASO III					CASO III				
Y (m)	V2 (kN) MÍN.	M3 (kN.m) MÍN.	V2 (kN) MÁX.	M3 (kN.m) MÁX.	Y (m)	V2 (kN) MÍN.	M3 (kN.m) MÍN.	V2 (kN) MÁX.	M3 (kN.m) MÁX.
0,00	-1743,78	-3454,68	-748,62	748,97	0,00	-1734,33	-3204,32	-739,16	999,33
6,40	-1224,13	3775,84	-357,08	6258,57	6,40	-1214,67	3965,70	-347,63	6448,42
12,79	-670,47	5828,41	146,28	10136,49	12,79	-661,01	5957,79	155,73	10265,86
13,4/16,3	-619,45	5846,73	439,76	10728,95	13,4/16,3	-610,00	5970,61	449,21	10825,34
24,42	326,90	2669,68	1147,78	7406,22	24,42	336,35	2689,10	1157,23	7425,63
30,81	820,85	-2389,36	1696,19	647,70	30,81	830,31	-2430,42	1705,64	606,63
37,80	-2086,14	-13625,86	2248,70	-7827,49	37,80	-2084,54	-13732,93	2258,16	-7818,33
44,20	-1576,68	-3522,60	-691,64	-595,68	44,20	-1575,08	-3523,67	-690,04	-596,75
50,59	-1024,54	715,07	-195,39	5316,64	50,59	-1022,94	703,76	-193,79	5305,34
58,15	-361,46	2567,44	449,73	7727,34	58,15	-359,86	2544,05	451,33	7703,95
62,22	-18,11	1984,53	808,25	6601,61	62,22	-16,51	1954,63	809,84	6571,71
68,61	482,08	-956,76	1361,85	2018,32	68,61	483,68	-996,89	1363,45	1978,19
75,60	-1876,57	-9872,00	1919,37	-4612,89	75,60	-1874,94	-9923,30	1920,97	-4664,18
82,01	-1353,44	-1964,23	-484,10	983,37	82,01	-1351,81	-1922,01	-482,47	1025,59
88,43	-784,69	989,46	30,68	5507,30	88,43	-783,06	1021,24	32,31	5539,09
93,10	-365,02	1639,22	437,19	6494,84	93,10	-363,39	1663,41	438,81	6519,03
99,51	188,27	36,46	1014,13	4128,47	99,51	189,89	50,22	1015,76	4142,23
106,51	706,24	-5099,39	1622,14	-2225,36	106,51	707,87	-5097,02	1623,76	-2222,99
110,60	-2139,05	-11729,52	1948,10	-6276,82	110,60	-2128,10	-11617,91	1949,72	-6281,09
117,01	-1622,30	-1955,65	-759,40	811,18	117,01	-1611,35	-1914,31	-748,45	852,51
123,43	-1059,52	2647,94	-252,44	7108,80	123,43	-1048,57	2619,02	-241,49	7079,88
133/131	-235,02	5173,15	408,39	9707,44	133/131	-224,07	5042,05	419,34	9595,50
134,51	-86,85	5113,98	722,25	8876,17	134,51	-75,90	4963,72	733,20	8725,91
141,51	449,85	1886,35	1335,07	4176,78	141,51	460,80	1659,46	1346,02	3949,88
145,60	688,73	-2904,87	1669,69	861,90	145,60	699,68	-3176,50	1680,64	590,27

Fonte: Autora (2017)

Quadro 19 – Solicitações para a carga permanente e vento 1 nas longarinas (caso III) – Combinação F

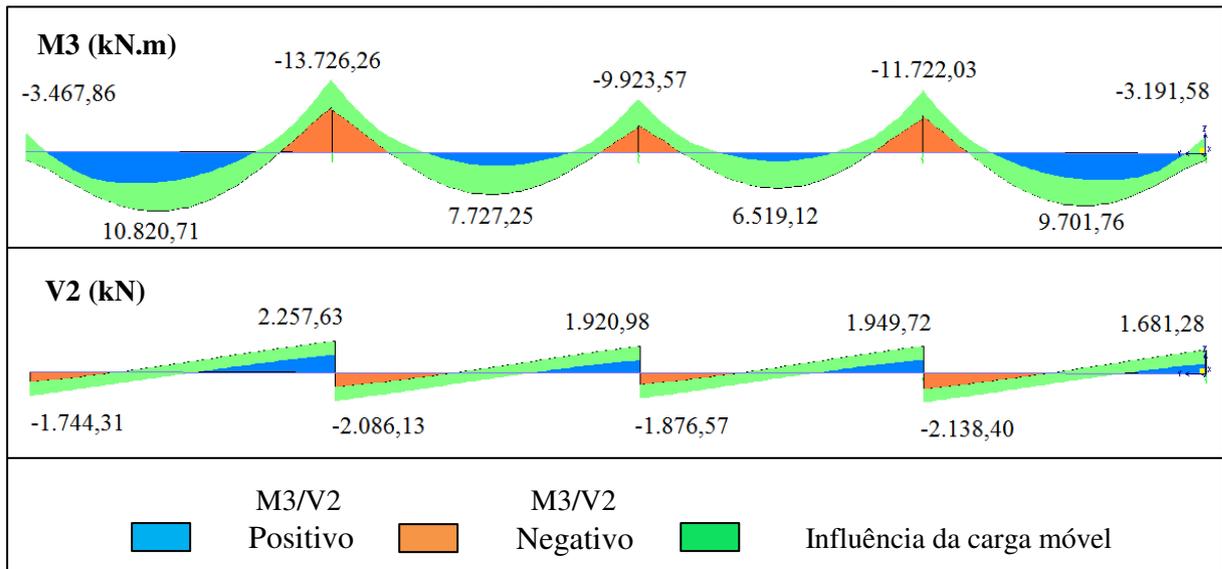
COMBINAÇÃO F (x = 10,55 m)		
CASO III		
Y (m)	V2 (kN) MÁX.	M3 (kN.m) MÁX.
0,00	-963,27	-1154,78
6,70	-542,95	3895,90
12,80	-160,84	6041,32
15,24	-8,00	6247,20
24,38	565,16	3699,51
30,48	947,27	-910,98
37,80	1405,8/-1259,3	-9518,67
44,50	-838,95	-2018,07
50,60	-456,85	1932,02
57,92	1,69	3597,02
62,18	269,16	3019,07
68,28	651,27	213,25
75,60	1109,8/-1064,7	-6359,65
81,63	-648,70	-672,83
88,27	-270,50	2100,63
92,50	-5,76	2684,10
99,13	410,27	1341,54
105,77	826,29	-2762,55
110,60	1128,9/-1290,3	-7865,44
116,63	-874,24	-681,53
123,27	-496,04	3452,93
131,12	-4,37	5415,73
134,13	184,73	5143,63
140,77	600,76	2536,63
145,60	903,32	-1093,89

Fonte: Autora (2017)

O comportamento da estrutura não se altera significativamente com o acréscimo da carga de vento ou mudança da direção da força de aceleração, como nos outros casos. Entretanto, percebe-se que esta solução provoca um aumento pontual nas solicitações, comparando-as aos casos I e II. Isto se deve pelo aumento do peso próprio da viga, uma vez que a área da seção transversal da longarina aumenta de 0,585 m² (perfil I) para 1,625 m² (perfil retangular), ou seja, quase três vezes maior. As combinações com maior influência na estrutura variam da B à E, onde foram considerados os trens-tipo.

A envoltória apresentada na figura 40, pertence à viga em $x = 7,55$ metros, onde foram encontrados os piores esforços referentes às combinações B e C. Comparando-se em termos de momentos máximos, o caso III apresentou um acréscimo de 42 a 63,2% nos momentos negativos mínimos e máximos, respectivamente, e de 37 a 72% considerando os momentos positivos, em relação ao caso II.

Figura 40 – Envoltória da longarina em $x = 7,55$ metros para o caso III

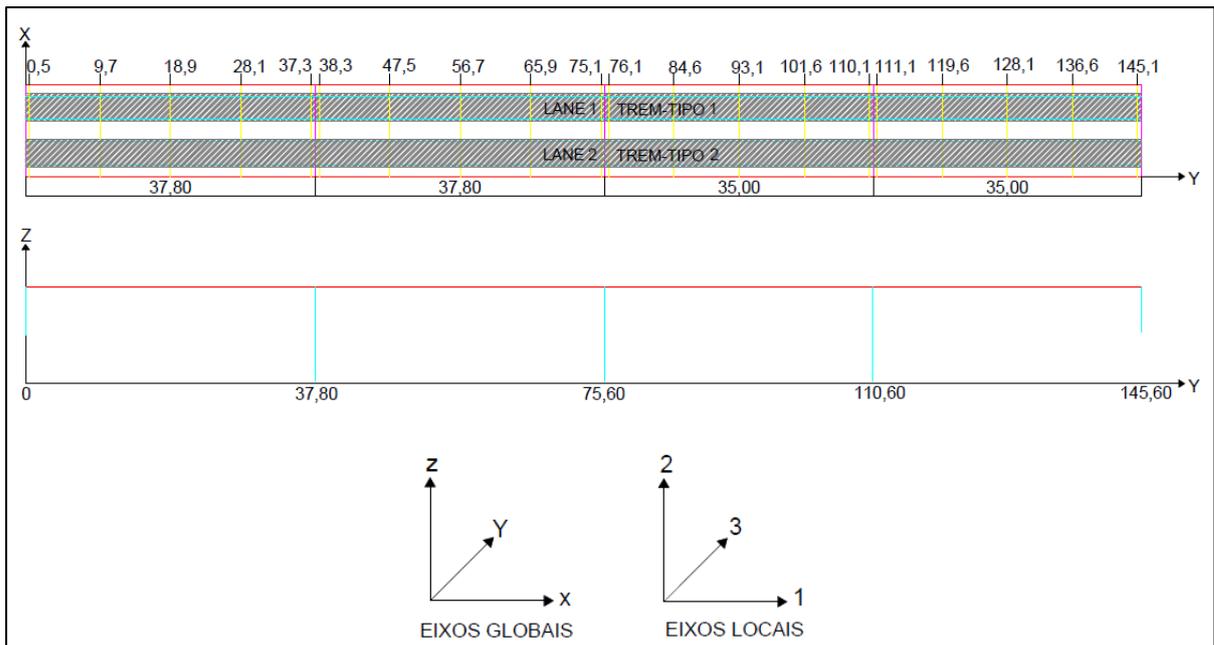


Fonte: Autora (2017)

5.2. TRANSVERSINAS

A análise das transversinas baseou-se na verificação das piores vigas, considerando o máximo momento positivo e negativo. Quando analisado o momento negativo, tanto o caso I quanto o II apresentaram as piores condições na viga em $y = 18,9$ m, ou seja, no centro do primeiro vão. Já para o momento positivo, as maiores solicitações variaram entre $y = 38,3$ e $76,1$ metros para o caso I, e $y = 37,3$ metros para o caso II, onde as transversinas se localizam ao lado de uma viga de transição. A disposição das transversinas é mostrada na figura 41, bem como a relação entre os eixos global e local utilizada. Nos quadros 20 a 22 podem ser visualizados o momento fletor (M3), o cortante (V2) e a torção (T) referentes às combinações A, B e C.

Figura 41 – Representação das transversinas no eixo cartesiano



Fonte: Autora (2017)

Quadro 20 – Solicitações para a carga permanente nas transversinas (casos I e II) – Combinação A

COMBINAÇÃO A							
X (m)	V2 (kN) MÁX.	M3 (kN.m) MÁX.	T (kN.m) MÁX.	X (m)	V2 (kN) MÁX.	M3 (kN.m) MÁX.	T (kN.m) MÁX.
CASO I				CASO II			
Y = 18,9 m				Y = 18,9 m			
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,14	596,82	-156,73	0,32	0,14	597,38	-156,87	0,32
1,54	200,52	-690,72	0,39	1,54	200,72	-691,38	0,39
4,80	9,47	-893,06	-0,01	4,80	-9,48	-893,93	-0,01
8,06	-200,52	-690,72	-0,39	8,06	-200,72	-691,38	-0,39
9,45	-596,82	-156,73	-0,32	9,45	-597,38	-156,87	-0,32
9,60	0,00	0,00	0,00	9,60	0,00	0,00	0,00
Y = 38,3 m				Y = 37,3 m			
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,14	2,37	-0,17	0,00	0,14	2,37	-0,17	0,00
1,54	4,09	151,70	33,38	1,54	3,66	138,52	-32,48
4,80	-6,79	309,02	-1,65	4,80	-7,98	325,50	-1,71
8,06	-4,09	151,70	-33,38	8,06	-3,66	138,52	32,48
9,45	-2,37	-0,17	0,00	9,45	-2,37	-0,17	0,00
9,60	0,00	0,00	0,00	9,60	0,00	0,00	0,00

Fonte: Autora (2017)

Quadro 21 – Solicitações para a carga permanente, trem-tipo 1 e Aceleração e Frenagem 1 nas transversinas (casos I e II) – Combinação B

COMBINAÇÃO B						
X (m)	V2 (kN) MÍN.	M3 (kN.m) MÍN.	V2 (kN) MÁX.	M3 (kN.m) MÁX.	T (kN.m) MÍN.	T (kN.m) MÁX.
CASO I						
Y = 18,9 m						
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,14	596,72	-156,70	596,73	-156,70	0,28	0,32
1,54	200,49	-690,60	200,49	-690,60	0,33	0,42
4,80	9,47	-892,90	9,47	-892,90	-0,03	0,10
8,06	-200,49	-690,60	-200,49	-690,60	-0,39	-0,29
9,45	-596,73	-156,70	-596,73	-156,70	-0,30	-0,26
9,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Y = 76,1 m						
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,14	2,37	-0,17	2,37	-0,17	0,00	0,00
1,54	-0,21	192,30	8,37	200,49	41,40	42,54
4,80/5,73	-24,92	304,34	26,23	368,45	-3,54	2,59
8,06	-3,60	197,77	29,12	231,58	-41,64	-36,04
9,45	-2,37	-0,17	-2,37	-0,17	0,00	0,00
9,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
CASO II						
Y = 18,9 m						
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,14	596,79	-157,08	598,25	-156,73	0,24	0,39
1,54	200,51	-692,40	201,03	-690,69	0,21	0,54
4,80	9,47	-895,30	9,49	-893,02	-0,27	0,25
8,06	-201,03	-692,39	-200,51	-690,70	-0,24	-0,19
9,45	-598,25	-157,08	-596,80	-156,73	-0,45	-0,21
9,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Y = 37,3 m						
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,14	2,37	-0,17	2,37	-0,17	0,00	0,00
1,54	-3,65	120,20	11,33	154,50	-40,26	-25,84
4,80/5,73	-56,27	305,28	46,38	427,95	-1,52	1,48
8,06	-7,68	138,62	44,19	182,40	26,60	32,43
9,45	-2,37	-0,17	-2,37	-0,17	0,00	0,00
9,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Fonte: Autora (2017)

Quadro 22 – Solicitações para a carga permanente, trem-tipo 1 e Aceleração e Frenagem 2 nas transversinas (casos I e II) – Combinação C

COMBINAÇÃO C						
X (m)	V2 (kN) MÍN.	M3 (kN.m) MÍN.	V2 (kN) MÁX.	M3 (kN.m) MÁX.	T (kN.m) MÍN.	T (kN.m) MÁX.
CASO I						
Y = 18,9 m						
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,14	596,93	-156,75	596,94	-156,75	0,33	0,37
1,54	200,56	-690,85	200,56	-690,85	0,41	0,50
4,80	-9,47	-893,22	-9,47	-893,22	-0,03	0,10
8,06	-200,56	-690,85	-200,56	-690,85	-0,47	-0,37
9,45	-596,94	-156,75	-596,94	-156,75	-0,36	-0,32
9,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Y = 76,1 m						
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,14	2,37	-0,17	2,37	-0,17	0,00	0,00
1,54	-0,21	193,52	8,38	201,71	41,64	42,78
4,80/5,73	-24,97	304,66	26,08	368,87	-3,47	2,54
8,06	-3,61	198,99	29,11	232,80	-41,88	-36,28
9,45	-2,37	-0,17	-2,37	-0,17	0,00	0,00
9,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
CASO II						
Y = 18,9 m						
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,14	596,93	-157,12	598,39	-156,76	0,25	0,40
1,54	200,56	-692,55	201,08	-690,85	0,23	0,56
4,80	9,47	-895,51	-9,47	-893,23	-0,26	0,25
8,06	-201,08	-692,55	-200,56	-690,86	-0,66	-0,20
9,45	-598,39	-157,12	-596,93	-156,76	-0,46	-0,22
9,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Y = 37,3 m						
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,14	2,37	-0,17	2,37	-0,17	0,00	0,00
1,54	-3,39	118,54	11,58	152,84	-40,46	-25,68
4,80/5,73	-56,40	308,10	46,86	430,48	-1,54	1,55
8,06	-7,93	136,95	43,94	180,74	26,80	32,63
9,45	-2,37	-0,17	-2,37	-0,17	0,00	0,00
9,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Fonte: Autora (2017)

Nota-se que o acréscimo do esforço de carga móvel e aceleração, não alteraram significativamente nos valores de momento negativo obtidos para ambos os casos. Percebe-se que para o momento positivo, o caso II apresentou um aumento de até 17% nos esforços de momento positivo em relação ao caso I, e que o acréscimo do carregamento variável tornou-se mais expressivo, aumentando em 19 e 32% nas solicitações de momento positivo para os casos I e II, respectivamente. Pelos resultados, observa-se um efeito da solicitação de torção maior nas transversinas próximas às extremidades das longarinas, ou seja, onde a longarina está sofrendo a maior rotação. Os quadros 23 a 25 expressam os valores encontrados após a análise do esforço de vento. As transversinas analisadas permanecem as mesmas dos casos anteriores.

Quadro 23 – Solicitações para a carga permanente, trem-tipo 2, Aceleração e Frenagem 1 e vento 2 nas transversinas (casos I e II) – Combinação D

COMBINAÇÃO D						
X (m)	V2 (kN) MÍN.	M3 (kN.m) MÍN.	V2 (kN) MÁX.	M3 (kN.m) MÁX.	T (kN.m) MÍN.	T (kN.m) MÁX.
CASO I						
Y = 18,9 m						
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,14	596,72	-156,70	596,73	-156,70	0,30	0,34
1,54	200,49	-690,60	200,49	-690,60	0,36	0,46
4,80	9,47	-892,90	9,47	-892,90	0,02	0,15
8,06	-200,49	-690,60	-200,49	-690,60	-0,35	-0,26
9,45	-596,73	-156,70	-596,73	-156,70	-0,28	-0,24
9,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Y = 76,1 m						
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,14	2,37	-0,17	2,37	-0,17	0,00	0,00
1,54	-45,68	220,74	-12,96	254,54	33,15	38,75
4,33/3,87	5,38	311,81	19,53	384,83	1,37	4,53
8,06	-24,88	169,39	-16,30	177,58	-45,42	-44,28
9,45	-2,37	-0,17	-2,37	-0,17	0,00	0,00
9,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Continua

Continuação

X (m)	V2 (kN) MÍN.	M3 (kN.m) MÍN.	V2 (kN) MÁX.	M3 (kN.m) MÁX.	T (kN.m) MÍN.	T (kN.m) MÁX.
CASO II						
Y = 18,9 m						
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,14	596,80	-157,08	598,25	-156,73	0,25	0,48
1,54	200,51	-692,39	201,03	-690,70	0,26	0,71
4,80	9,47	-895,30	-9,47	-893,02	-0,13	0,39
8,06	-201,03	-692,40	-200,51	-690,69	-0,47	-0,14
9,45	-598,25	-157,08	-596,79	-156,73	-0,35	-0,20
9,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Y = 37,3 m						
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,14	2,37	-0,17	2,37	-0,17	0,00	0,00
1,54	-57,98	157,62	-6,11	201,40	-30,04	-24,21
4,80/3,87	-5,84	305,41	19,26	441,63	-7,48	3,78
8,06	-25,06	101,27	-10,09	135,57	27,87	42,65
9,45	-2,37	-0,17	-2,37	-0,17	0,00	0,00
9,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Fonte: Autora (2017)

Quadro 24 – Solicitações para a carga permanente, trem-tipo 2, Aceleração e Frenagem 2 e vento 2 nas transversinas (casos I e II) – Combinação E

COMBINAÇÃO E						
X (m)	V2 (kN) MÍN.	M3 (kN.m) MÍN.	V2 (kN) MÁX.	M3 (kN.m) MÁX.	T (kN.m) MÍN.	T (kN.m) MÁX.
CASO I						
Y = 18,9 m						
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,14	596,93	-156,75	596,93	-156,75	0,36	0,40
1,54	200,56	-690,85	200,56	-690,85	0,44	0,54
4,80	9,47	-893,22	9,47	-893,22	0,02	0,15
8,06	-200,56	-690,85	-200,56	-690,85	-0,42	-0,33
9,45	-596,94	-156,75	-596,94	-156,75	-0,34	-0,30
9,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Continua

Continuação

X (m)	V2 (kN) MÍN.	M3 (kN.m) MÍN.	V2 (kN) MÁX.	M3 (kN.m) MÁX.	T (kN.m) MÍN.	T (kN.m) MÁX.
CASO I						
Y = 76,1 m						
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,14	2,37	-0,17	2,37	-0,17	0,00	0,00
1,54	-45,67	221,96	-12,95	255,77	33,40	39,00
4,80/3,87	12,97	305,12	19,68	385,25	1,38	4,58
8,06	-24,89	170,61	-16,30	178,80	-45,66	-44,53
9,45	-2,37	-0,17	-2,37	-0,17	0,00	0,00
9,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
CASO II						
Y = 18,9 m						
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,14	596,93	-157,12	598,38	-156,76	0,26	0,50
1,54	200,56	-692,55	201,08	-690,86	0,27	0,73
4,80	-9,49	-895,51	9,49	-893,23	-0,13	0,40
8,06	-201,08	-692,55	-200,56	-690,85	-0,49	-0,16
9,45	-598,39	-157,12	-596,93	-156,76	-0,36	-0,21
9,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Y = 37,3 m						
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,14	2,37	-0,17	2,37	-0,17	0,00	0,00
1,54	-57,73	155,95	-5,86	199,74	-30,24	-24,41
4,80/3,87	-5,98	308,24	18,78	444,16	-7,51	3,71
8,06	-25,32	99,60	-10,34	133,90	28,07	42,84
9,45	-2,37	-0,17	-2,37	-0,17	0,00	0,00
9,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Fonte: Autora (2017)

Quadro 25 – Solicitações para a carga permanente e vento 1 nas transversinas (casos I e II) – Combinação F

COMBINAÇÃO F							
X (m)	V2 (kN) MÁX.	M3 (kN.m) MÁX.	T (kN.m) MÁX.	X (m)	V2 (kN) MÁX.	M3 (kN.m) MÁX.	T (kN.m) MÁX.
CASO I				CASO II			
Y = 18,9 m				Y = 18,9 m			
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,14	596,82	-156,73	0,36	0,14	597,38	-156,87	0,36
1,54	200,52	-690,72	0,47	1,54	200,72	-691,38	0,47
4,80	9,47	-893,06	0,12	4,80	-9,48	-893,93	0,11
8,06	-200,52	-690,72	-0,32	8,06	-200,72	-691,38	-0,32
9,45	-596,82	-156,73	-0,28	9,45	-597,38	-156,87	-0,28
9,60	0,00	0,00	0,00	9,60	0,00	0,00	0,00
Y = 76,1 m				Y = 37,3 m			
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,14	2,37	-0,17	0,00	0,14	2,37	-0,17	0,00
1,54	-13,99	222,81	38,70	1,54	-10,94	158,64	-29,95
4,33	-2,03	312,72	-0,24	4,33	-0,55	327,42	-0,42
8,06	-21,03	174,22	-44,81	8,06	-18,21	118,47	35,01
9,45	-2,37	-0,17	0,00	9,45	-2,37	-0,17	0,00
9,60	0,00	0,00	0,00	9,60	0,00	0,00	0,00

Fonte: Autora (2017)

Verificou-se que o vento não influencia diretamente nas transversinas, sendo que os valores encontrados não se diferenciaram muito das análises anteriores. Neste projeto, o vigamento secundário é responsável, principalmente, para aumentar a rigidez da estrutura, ao invés de receber boa parte do carregamento do tabuleiro. Esta consideração pode ser verificada por meio dos esforços encontrados, que são bem menores comparados aos das longarinas. O carregamento variável devido à aceleração, apesar de estar mais presente nas transversinas do que nas longarinas, tornou-se desprezível, por apresentar valores muito baixos em ambos os casos. O caso I foi o que apresentou as piores condições de torção, sendo seus maiores valores deslocados dos centros de cada transversina, na análise dos momentos positivos.

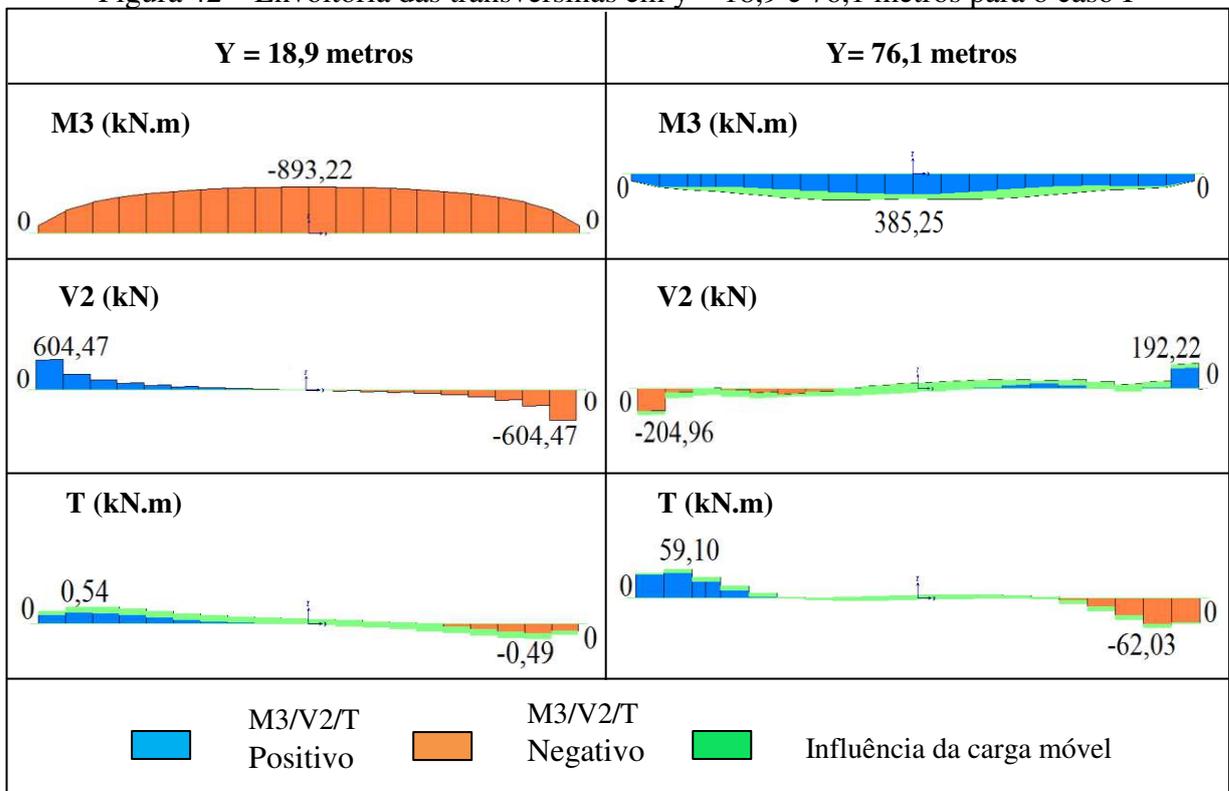
As figuras 42 e 43 apresentam as envoltórias, indicando os valores máximos para o momento fletor (positivo e negativo), o esforço cortante e a torção, respectivamente. É importante lembrar, que os valores máximos para a torção e o cortante podem não coincidir com os valores apresentados nas tabelas, pois as mesmas foram padronizadas pelos pontos

máximos de momento positivo e negativo. Para o caso I, as vigas com maiores solicitações foram em $y = 76,1$ metros para o momento positivo e $y = 18,9$ metros para o momento negativo. Para a primeira, a condição mais desfavorável foi a combinação E, sendo apresentados os maiores valores da mesma, já para o esforço de momento negativo, as combinações C e E prevaleceram, ambas possuindo os mesmos valores.

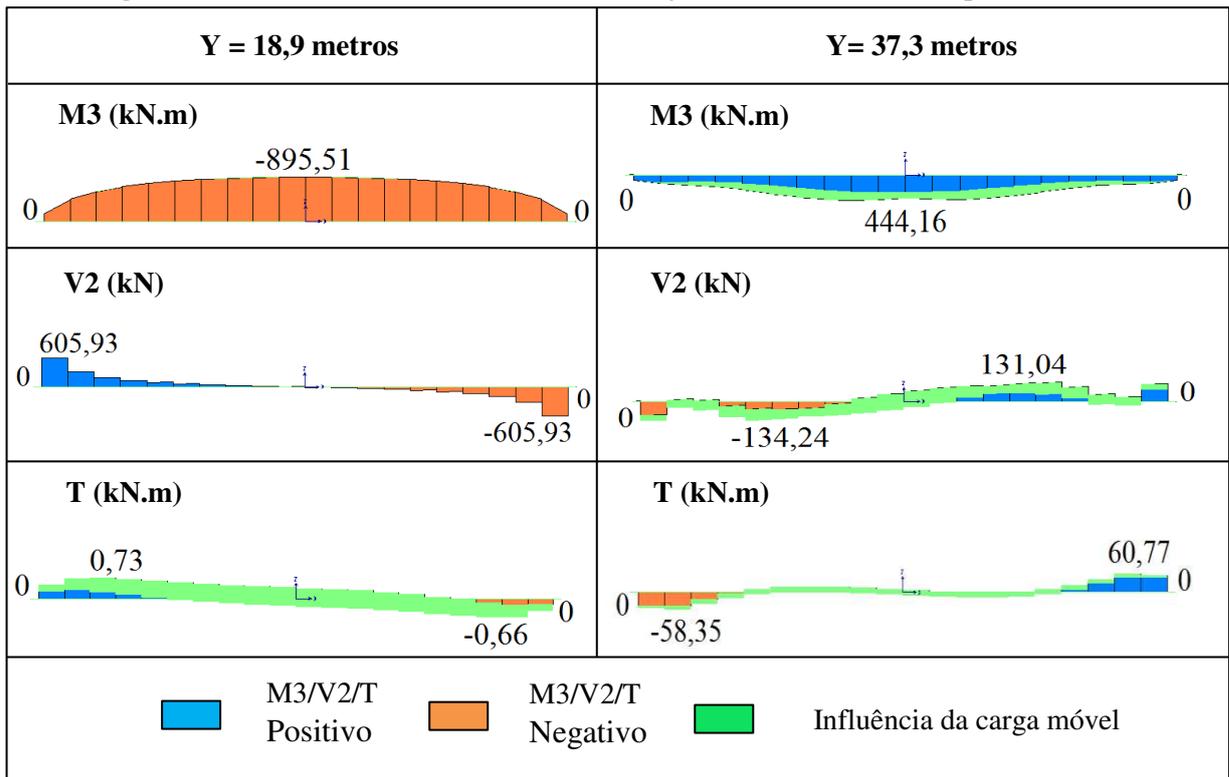
O caso II mostrou que a viga em $y = 18,9$ metros foi a pior situação para o momento negativo, sendo que as combinações C e E apresentaram os mesmos valores e os mais significativos. A viga em $y = 37,3$ metros demonstrou a pior condição de esforço positivo, sendo que seus valores se encontram na combinação E.

A transversina em $y = 18,9$ metros apresentou um aumento de aproximadamente 0,3% no momento negativo para o caso II. As transversinas consideradas com o momento máximo positivo não foram as mesmas para os casos I e II, porém, assumindo este como o valor máximo encontrado, percebe-se que há um aumento de 15,3% no esforço perante o caso II. Entre os casos I e II, as maiores diferenças dos esforços se apresentaram nas transversinas próximas às extremidades das longarinas, pois houve mudança da condição de apoio.

Figura 42 – Envoltória das transversinas em $y = 18,9$ e $76,1$ metros para o caso I



Fonte: Autora (2017)

Figura 43 – Envolvória das transversinas em $y = 18,9$ e $37,3$ metros para o caso II

Fonte: Autora (2017)

Nota-se que os valores de torção para as vigas de momento positivo são inversamente proporcionais entre os casos. Isto ocorre devido às vigas analisadas estarem em diferentes posições na estrutura, fazendo com que os esforços solicitantes dependam da carga aplicada e da influência do vão em que se encontram. Neste caso, as vigas se encontraram em posições diferentes de acordo com o momento máximo encontrado para cada caso, neste elemento.

O caso III será apresentado nas tabelas 26 a 31. Para todas as combinações, as piores situações para momento positivo e negativo se encontraram nas vigas em $y = 37,3$ e $18,9$ metros, respectivamente. Verificou-se que para o caso III, o valor de momento máximo positivo teve um aumento de 44% em relação ao caso I, e 25% ao caso II. Como mencionado anteriormente, esse efeito é provocado pelo aumento do peso próprio da viga principal, que por produzir maiores esforços, tende a distribuir as solicitações entre todos os elementos, dando um equilíbrio à estrutura. Os valores de momento negativo permaneceram proporcionais em todas as combinações e sua magnitude foi similar aos casos anteriores.

Quadro 26 – Solicitações para a carga permanente nas transversinas (caso III) – Combinação A

COMBINAÇÃO A			
X (m)	V2 (kN) MÁX.	M3 (kN.m) MÁX.	T (kN.m) MÁX.
CASO III			
Y = 18,9 m			
0,00	0,00	0,00	0,00
0,14	597,21	-156,83	0,29
1,54	200,66	-691,18	0,35
4,80	9,48	-893,67	0,01
8,06	-200,66	-691,18	-0,35
9,45	-597,21	-156,83	-0,29
9,60	0,00	0,00	0,00
Y = 37,3 m			
0,00	0,00	0,00	0,00
0,14	2,37	-0,17	0,00
1,54	-1,53	111,93	-33,09
4,80	-15,76	460,71	2,71
8,06	1,53	111,93	33,09
9,45	-2,37	-0,17	0,00
9,60	0,00	0,00	0,00

Fonte: Autora (2017)

Quadro 27 – Solicitações para a carga permanente, trem-tipo 1 e Aceleração e Frenagem 1 nas transversinas (caso III) – Combinação B

COMBINAÇÃO B						
X (m)	V2 (kN) MÍN.	M3 (kN.m) MÍN.	V2 (kN) MÁX.	M3 (kN.m) MÁX.	T (kN.m) MÍN.	T (kN.m) MÁX.
CASO III						
Y = 18,9 m						
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,14	596,92	-156,93	597,66	-156,76	0,24	0,33
1,54	200,56	-691,70	200,83	-690,85	0,24	0,44
4,80	9,47	-894,38	9,48	-893,23	-0,16	0,15
8,06	-200,82	-691,70	-200,56	-690,85	-0,49	-0,24
9,45	-597,66	-156,93	-596,93	-156,76	-0,36	-0,23
9,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Continua

Continuação

X (m)	V2 (kN) MÍN.	M3 (kN.m) MÍN.	V2 (kN) MÁX.	M3 (kN.m) MÁX.	T (kN.m) MÍN.	T (kN.m) MÁX.
Y = 37,3 m						
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,14	2,37	-0,17	2,37	-0,17	0,00	0,00
1,54	-8,16	98,77	4,80	123,04	-38,31	-28,66
4,80/5,26	-58,52	448,04	30,29	544,56	1,28	3,04
8,06	0,52	112,57	45,81	153,98	27,20	33,12
9,45	-2,37	-0,17	-2,37	-0,17	0,00	0,00
9,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Fonte: Autora (2017)

Quadro 28 – Solicitações para a carga permanente, trem-tipo 1 e Aceleração e Frenagem 2 nas transversinas (caso III) – Combinação C

COMBINAÇÃO C						
X (m)	V2 (kN) MÍN.	M3 (kN.m) MÍN.	V2 (kN) MÁX.	M3 (kN.m) MÁX.	T (kN.m) MÍN.	T (kN.m) MÁX.
CASO III						
Y = 18,9 m						
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,14	596,99	-156,95	597,73	-156,78	0,24	0,33
1,54	200,59	-691,78	200,85	-690,93	0,25	0,45
4,80	9,47	-894,49	9,48	-893,34	-0,16	0,15
8,06	-200,85	-691,78	-200,59	-690,93	-0,50	-0,24
9,45	-597,73	-156,95	-597,00	-156,78	-0,36	-0,24
9,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Y = 37,3 m						
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,14	2,37	-0,17	2,37	-0,17	0,00	0,00
1,54	-7,76	97,20	5,20	121,47	-38,48	-28,84
4,80/5,26	-58,65	450,40	30,42	546,85	1,26	3,06
8,06	0,13	111,01	45,41	152,41	27,38	33,29
9,45	-2,37	-0,17	-2,37	-0,17	0,00	0,00
9,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Fonte: Autora (2017)

Quadro 29 – Solicitações para a carga permanente, trem-tipo 2, Aceleração e Frenagem 1 e vento 2 nas transversinas (caso III) – Combinação D

COMBINAÇÃO D						
X (m)	V2 (kN) MÍN.	M3 (kN.m) MÍN.	V2 (kN) MÁX.	M3 (kN.m) MÁX.	T (kN.m) MÍN.	T (kN.m) MÁX.
CASO III						
Y = 18,9 m						
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,14	596,93	-156,93	597,66	-156,76	0,26	0,38
1,54	200,56	-691,70	200,82	-690,85	0,29	0,54
4,80	9,47	-894,38	-9,47	-893,23	-0,06	0,23
8,06	-200,83	-691,70	-200,56	-690,85	-0,39	-0,19
9,45	-597,66	-156,93	-596,92	-156,76	-0,30	-0,21
9,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Y = 37,3 m						
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,14	2,37	-0,17	2,37	-0,17	0,00	0,00
1,54	-58,60	130,22	-13,31	171,62	-30,87	-24,95
4,80/4,33	-9,60	448,26	-1,95	551,48	-4,85	6,82
8,06	-17,54	81,19	-4,58	105,46	30,90	40,55
9,45	-2,37	-0,17	2,37	-0,17	0,00	0,00
9,60	0,00	0,00	-107,87	88,91	0,00	-52,50

Fonte: Autora (2017)

Quadro 30 – Solicitações para a carga permanente, trem-tipo 2, Aceleração e Frenagem 2 e vento 2 nas transversinas (caso III) – Combinação E

COMBINAÇÃO E						
X (m)	V2 (kN) MÍN.	M3 (kN.m) MÍN.	V2 (kN) MÁX.	M3 (kN.m) MÁX.	T (kN.m) MÍN.	T (kN.m) MÁX.
CASO III						
Y = 18,9 m						
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,14	597,00	-156,95	597,73	-156,78	0,26	0,39
1,54	200,59	-691,78	200,85	-690,93	0,29	0,55
4,80	-9,48	-894,49	9,48	-893,34	-0,08	0,25
8,06	-200,85	-691,78	-200,59	-690,93	-0,40	-0,20
9,45	-597,73	-156,95	-596,99	-156,78	-0,31	-0,22
9,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Continua

Continuação

X (m)	V2 (kN) MÍN.	M3 (kN.m) MÍN.	V2 (kN) MÁX.	M3 (kN.m) MÁX.	T (kN.m) MÍN.	T (kN.m) MÁX.
Y = 37,3 m						
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,14	2,37	-0,17	2,37	-0,17	0,00	0,00
1,54	-58,20	128,65	-12,91	170,06	-31,05	-25,13
4,80/4,33	-9,74	450,62	-2,40	553,77	-4,86	6,78
8,06	-17,93	79,62	-4,98	103,90	31,08	40,72
9,45	-2,37	-0,17	-2,37	-0,17	0,00	0,00
9,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Fonte: Autora (2017)

Quadro 31 – Solicitações para a carga permanente e vento 1 nas transversinas (caso III) – Combinação F

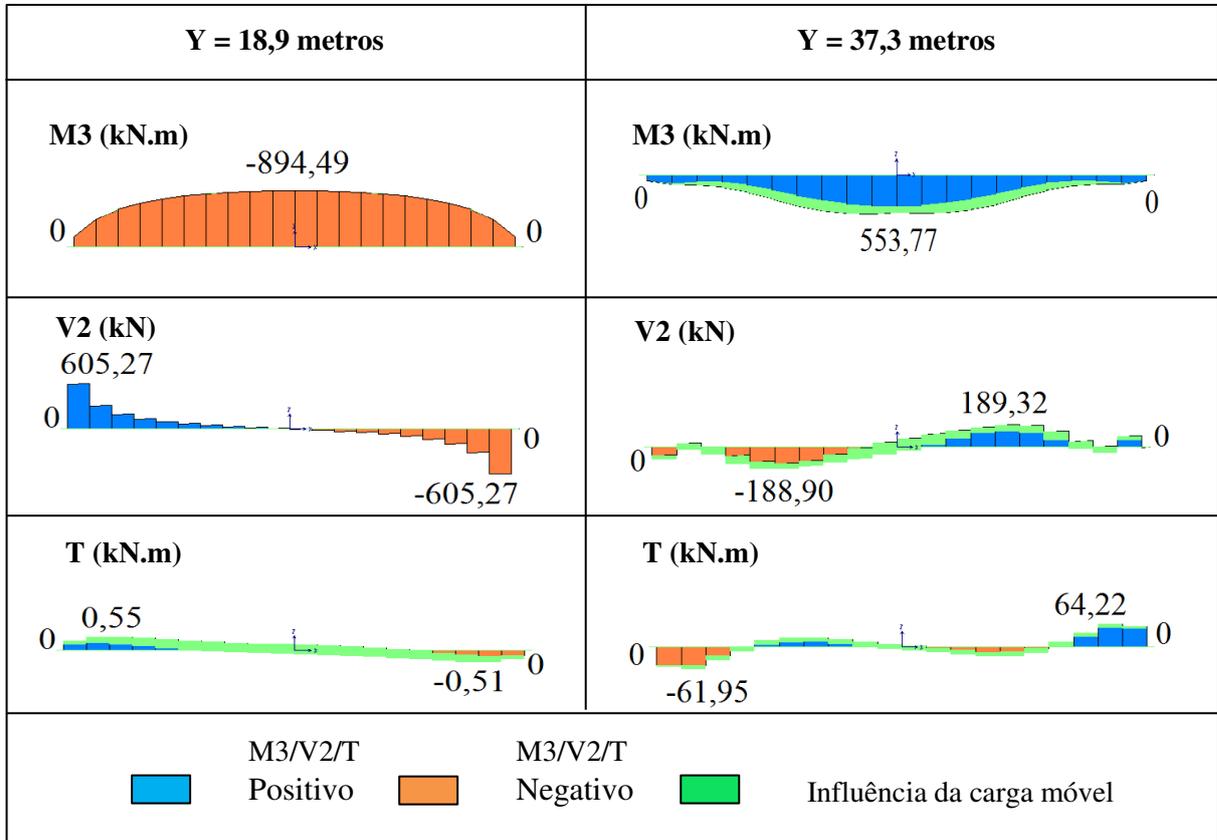
COMBINAÇÃO F			
X (m)	V2 (kN) MÁX.	M3 (kN.m) MÁX.	T (kN.m) MÁX.
CASO III			
Y = 18,9 m			
0,00	0,00	0,00	0,00
0,14	597,21	-156,83	0,31
1,54	200,66	-691,18	0,40
4,80	-9,48	-893,67	0,06
8,06	-200,66	-691,18	-0,30
9,45	-597,21	-156,83	-0,26
9,60	0,00	0,00	0,00
Y = 37,3 m			
0,00	0,00	0,00	0,00
0,14	2,37	-0,17	0,00
1,54	-15,07	130,61	-30,71
4,80	-1,84	461,10	0,80
8,06	-11,96	93,31	35,47
9,45	-2,37	-0,17	0,00
9,60	0,00	0,00	0,00

Fonte: Autora (2017)

Das vigas apresentadas, para $y = 18,9$ m com maior momento negativo, a pior combinação foi a C ou E, com os mesmos valores atribuídos. Já para $y = 37,3$ m com

momento positivo, o caso E prevaleceu. As envoltórias do momento fletor (M3), cortante (V2) e torção (T) para cada viga, são mostradas na figura 44.

Figura 44 – Envoltória das transversinas em $y = 18,9$ e $37,3$ metros para o caso III

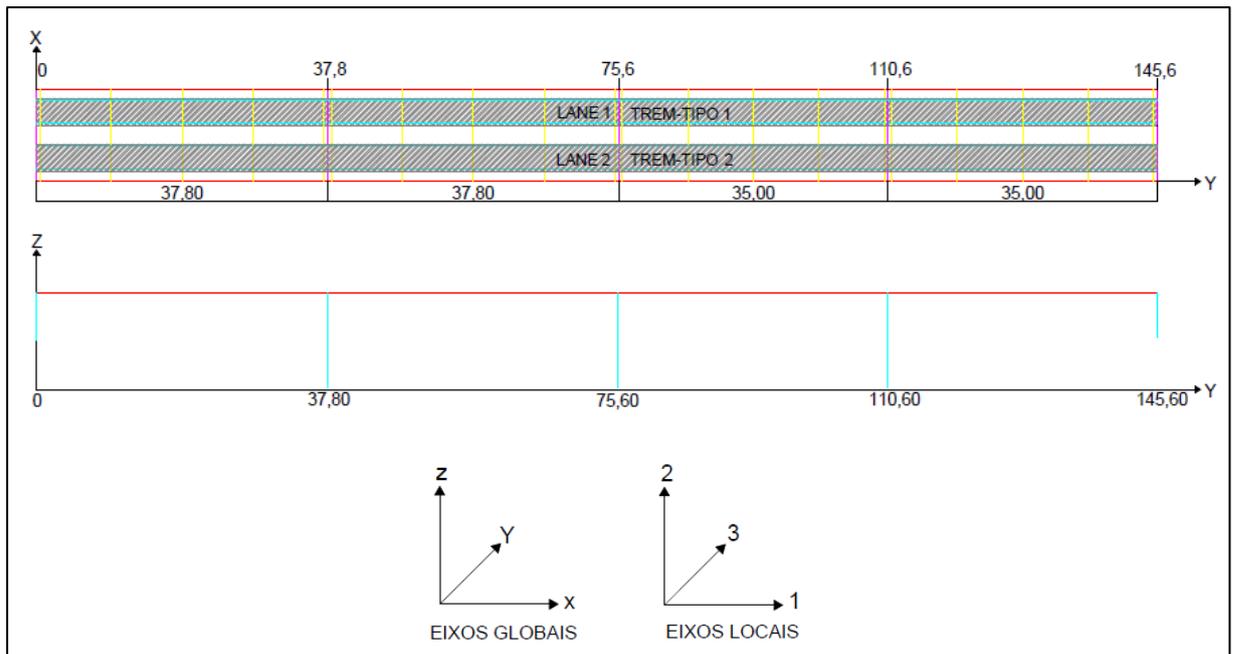


Fonte: Autora (2017)

5.3. VIGAS DE TRANSIÇÃO

Foram consideradas nesta análise, somente as vigas de transição centrais da ponte, por apresentarem um comportamento mais semelhante ao real. Nas vigas da extremidade, foi visualizado um comportamento mais elevado, pois não foi considerada a continuidade da estrutura. A viga mais solicitada, e a qual serão apresentados os valores para ambos os casos e combinações, se encontra no vão inicial, em $y = 37,8$ metros. As vigas em $y = 75,6$ e $110,6$ metros demonstraram comportamentos semelhantes, porém, de magnitude inferior. A figura 45 apresenta a disposição das vigas na estrutura e a relação entre eixos global e local, enquanto que nos quadros 32 a 34, podem ser visualizados os esforços de momento (M3), cortante (V2) e torção (T) da viga mais solicitada.

Figura 45 – Representação das vigas de transição no eixo cartesiano



Fonte: Autora (2017)

Quadro 32 – Solicitações para a carga permanente nas vigas de transição (casos I e II) – Combinação A

COMBINAÇÃO A							
X (m)	V2 (kN) MÁX.	M3 (kN.m) MÁX.	T (kN.m) MÁX.	X (m)	V2 (kN) MÁX.	M3 (kN.m) MÁX.	T (kN.m) MÁX.
CASO I / Y = 37,8 m				CASO II / Y = 37,8 m			
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,45	313,98	72,81	6,24	0,45	309,65	72,77	4,30
1,60	-2248,29	-1679,93	-37,39	1,60	-2336,55	-1771,68	-504,26
3,60	-1004,57	1431,24	-16,22	3,60	-1083,65	1501,76	-481,89
5,10	-76,09	1923,05	-2,29	5,10	-74,91	1987,36	-1,19
6,60	1004,57	1431,24	16,22	6,60	1083,65	1501,76	481,89
8,60	2248,29	-1679,93	37,39	8,60	2336,55	-1771,68	504,26
9,75	-313,98	72,81	-6,24	9,75	-309,65	72,77	-4,30
10,20	0,00	0,00	0,00	10,20	0,00	0,00	0,00

Fonte: Autora (2017)

Quadro 33 – Solicitações para a carga permanente, trem-tipo 1 e Aceleração e Frenagem 1 nas vigas de transição (casos I e II) – Combinação B

COMBINAÇÃO B						
X (m)	V2 (kN) MÍN.	M3 (kN.m) MÍN.	V2 (kN) MÁX.	M3 (kN.m) MÁX.	T (kN.m) MÍN.	T (kN.m) MÁX.
CASO I / Y = 37,8 m						
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,45	308,47	72,68	315,15	73,00	5,29	5,29
1,60	-2340,57	-1791,77	-2201,02	-1677,85	-31,91	-31,55
3,60	-1074,64	1306,51	-948,54	1511,01	-13,99	-13,66
5,10	-174,35	1698,96	164,60	2151,59	-2,18	1,97
6,60	1004,43	1430,52	1999,45	3240,79	13,48	13,73
8,60	2248,04	-1782,61	3156,75	-1675,75	31,37	31,62
9,75	-342,95	71,63	-313,90	72,80	-5,30	-5,26
10,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
CASO II / Y = 37,8 m						
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,45	303,90	72,65	310,97	73,00	2,07	6,73
1,60	-2435,15	-1897,35	-2289,67	-1754,32	-1737,19	803,97
3,60	-1158,36	1377,29	-1028,30	1584,13	-1689,21	799,16
5,10	-176,80	1766,41	0,75	2223,15	-1891,63	1875,15
6,60	1063,97	1478,37	2092,78	3336,04	-1813,15	2700,92
8,60	2315,35	-1879,76	3258,89	-1753,08	-1762,62	2693,23
9,75	-339,30	71,56	-309,68	72,76	-10,04	1,28
10,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Fonte: Autora (2017)

Quadro 34 – Solicitações para a carga permanente, trem-tipo 1 e Aceleração e Frenagem 2 nas vigas de transição (casos I e II) – Combinação C

COMBINAÇÃO C						
X (m)	V2 (kN) MÍN.	M3 (kN.m) MÍN.	V2 (kN) MÁX.	M3 (kN.m) MÁX.	T (kN.m) MÍN.	T (kN.m) MÁX.
CASO I / Y = 37,8 m						
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,45	308,48	72,71	315,16	73,03	7,19	7,19
1,60	-2340,68	-1791,73	-2201,14	-1677,81	-43,45	-43,08
3,60	-1074,67	1306,70	-948,57	1511,19	-19,00	-18,67
5,10	-174,36	1699,19	1,52	2150,92	-2,89	-2,60
6,60	1004,46	1430,71	1999,48	3240,98	18,49	18,74
8,60	2248,16	-1782,57	3156,86	-1675,70	42,90	43,15
9,75	-342,96	71,65	-313,91	72,83	-7,21	-7,17
10,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Continua

Continuação

X (m)	V2 (kN) MÍN.	M3 (kN.m) MÍN.	V2 (kN) MÁX.	M3 (kN.m) MÁX.	T (kN.m) MÍN.	T (kN.m) MÁX.
CASO II / Y = 37,8 m						
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,45	303,65	72,66	310,72	73,01	1,91	6,57
1,60	-2439,29	-1901,88	-2293,81	-1758,85	-1884,89	656,28
3,60	-1162,00	1380,29	-1031,93	1587,13	-1834,21	654,16
5,10	-176,76	1769,15	0,80	2225,89	-1891,53	1875,26
6,60	1067,60	1481,37	2096,42	3339,04	-1668,15	2845,93
8,60	2319,49	-1884,29	3263,03	-1757,62	-1614,92	2840,93
9,75	-339,06	71,57	-309,44	72,78	-9,88	1,44
10,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Fonte: Autora (2017)

Percebe-se que para ambos os casos, há uma descentralização do momento máximo positivo, justamente na parte da estrutura onde o trem-tipo está passando e gerando um maior esforço. O caso II apresenta as maiores solicitações em relação ao caso I, com um acréscimo de até 6% nos momentos negativos e 3% nos positivos. A carga de aceleração não influencia diretamente nos resultados, por apresentar valores muito baixos. Nos quadros 35 a 37 são expressos os esforços para a carga de vento.

Quadro 35 – Solicitações para a carga permanente, trem-tipo 2, Aceleração e Frenagem 1 e vento 2 nas vigas de transição (casos I e II) – Combinação D

COMBINAÇÃO D						
X (m)	V2 (kN) MÍN.	M3 (kN.m) MÍN.	V2 (kN) MÁX.	M3 (kN.m) MÁX.	T (kN.m) MÍN.	T (kN.m) MÁX.
CASO I / Y = 37,8 m						
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,45	335,13	70,55	364,18	71,73	5,32	5,36
1,60	1762,69	-1404,62	1798,70	-1381,52	16,83	16,98
3,60	-1876,42	1601,62	-881,40	3411,89	-32,54	-32,29
5,10	-56,89	1699,55	134,67	2152,47	-20,69	-20,41
6,60	1071,46	1136,23	1197,56	1340,72	-5,16	-4,82
8,60	2369,53	-2252,47	2509,08	-2138,55	12,28	12,65
9,75	-293,99	73,75	-287,32	74,07	-5,22	-5,22
10,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Continua

Continuação

X (m)	V2 (kN) MÍN.	M3 (kN.m) MÍN.	V2 (kN) MÁX.	M3 (kN.m) MÁX.	T (kN.m) MÍN.	T (kN.m) MÁX.
CASO II / Y = 37,8 m						
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,45	331,90	70,44	361,52	71,64	-1,29	10,04
1,60	1834,93	-1501,74	1897,86	-1458,59	-326,74	1115,24
3,60	-1963,98	1657,81	-935,16	3515,48	-2713,62	1800,46
5,10	-48,39	1767,04	144,91	2224,99	-1892,40	1888,18
6,60	1156,98	1198,66	1287,04	1405,49	-811,92	1676,46
8,60	2466,10	-2380,06	2611,58	-2237,03	-817,05	1724,12
9,75	-288,82	73,77	-281,75	74,12	-6,74	-2,08
10,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Fonte: Autora (2017).

Quadro 36 – Solicitações para a carga permanente, trem-tipo 2, Aceleração e Frenagem 2 e vento 2 nas vigas de transição (casos I e II) – Combinação E

COMBINAÇÃO E						
X (m)	V2 (kN) MÍN.	M3 (kN.m) MÍN.	V2 (kN) MÁX.	M3 (kN.m) MÁX.	T (kN.m) MÍN.	T (kN.m) MÁX.
CASO I / Y = 37,8 m						
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,45	335,13	70,58	364,19	71,75	7,23	7,27
1,60	1762,72	-1404,61	1798,73	-1381,51	22,83	22,98
3,60	-1876,45	1601,81	-881,43	3412,08	-37,55	-37,30
5,10	-56,90	1699,78	134,66	2152,70	-21,40	-21,12
6,60	764,36	1136,09	915,94	1340,54	-0,14	0,19
8,60	2369,64	-2252,42	2509,19	-2138,50	23,82	24,18
9,75	-294,00	73,78	-287,32	74,10	-7,13	-7,13
10,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
CASO II / Y = 37,8 m						
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,45	331,65	70,45	361,27	71,65	-1,45	9,87
1,60	1839,45	-1506,04	1902,38	-1462,88	-155,44	1286,54
3,60	-1967,62	1660,81	-938,80	3518,48	-2858,62	1655,46
5,10	-48,34	1769,78	144,96	2227,73	-1892,29	1888,29
6,60	1160,61	1201,65	1290,68	1408,49	-666,92	1821,46
8,60	2470,25	-2384,59	2615,73	-2241,56	-669,35	1871,82
9,75	-288,57	73,78	-281,50	74,13	-6,57	-1,92
10,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Fonte: Autora (2017)

Quadro 37 – Solicitações para a carga permanente e vento 1 nas vigas de transição (casos I e II) – Combinação F

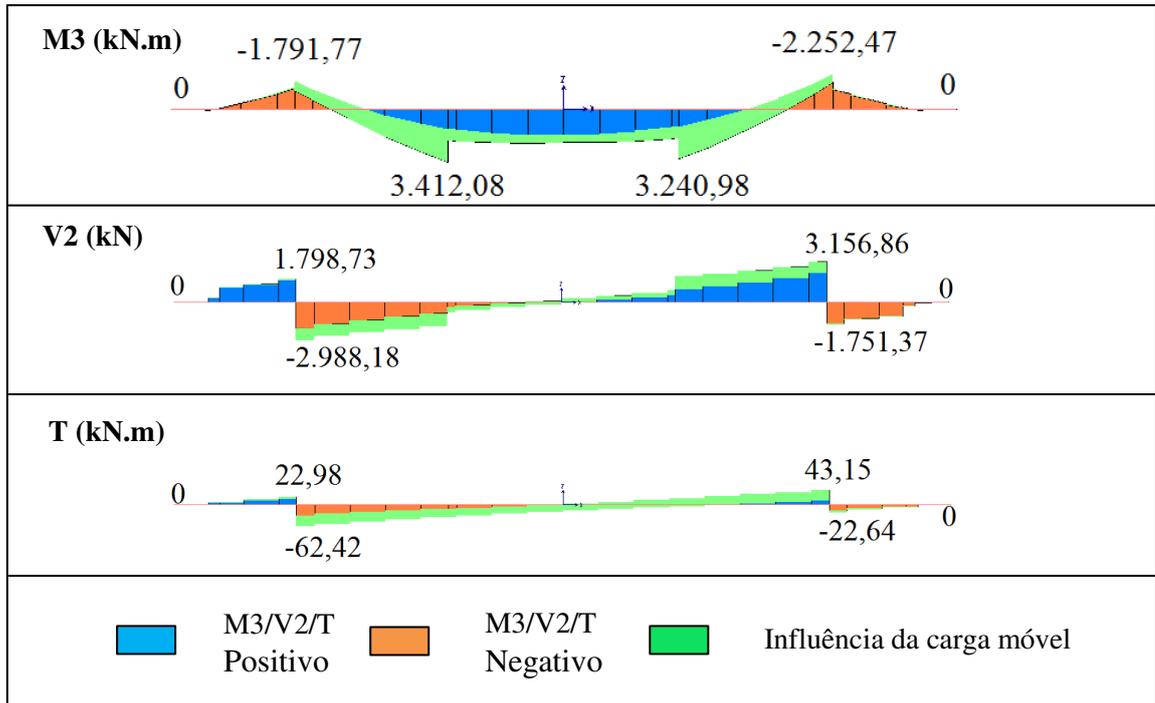
COMBINAÇÃO F							
X (m)	V2 (kN) MÁX.	M3 (kN.m) MÁX.	T (kN.m) MÁX.	X (m)	V2 (kN) MÁX.	M3 (kN.m) MÁX.	T (kN.m) MÁX.
CASO I / Y = 37,8 m				CASO II / Y = 37,8 m			
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,45	336,46	71,68	6,30	0,45	333,18	71,58	4,29
1,60	1765,74	-1393,93	19,94	1,60	1855,30	-1479,07	456,21
3,60	-874,29	1612,43	-36,14	3,60	-947,25	1691,78	-495,33
4,63	-2,23	1932,29	-22,11	4,63	4,52	1999,77	-9,59
6,60	1134,74	1250,91	-3,71	6,60	1219,92	1312,59	468,39
8,60	2426,74	-2167,79	16,98	8,60	2523,39	-2282,85	490,42
9,75	-291,57	73,95	-6,17	9,75	-286,20	73,96	-4,31
10,20	0,00	0,00	0,00	10,20	0,00	0,00	0,00

Fonte: Autora (2017)

Novamente, nota-se que os esforços tendem a serem maiores no lado da estrutura à qual está passando o trem-tipo, porém, neste caso, o lado mais solicitado é o oposto ao anterior, por ter sido analisado o trem-tipo 2 ao invés do 1. Os valores indicam que o acréscimo da carga de vento não é tão significativo para estes elementos, como já foi mencionado, o mesmo só alterou a distribuição dos esforços nas vigas (combinação F), em relação à carga permanente (combinação A). O caso II permanece com as piores situações de esforços de momento negativo e positivo, mantendo as mesmas proporções de 6 e 3%, respectivamente.

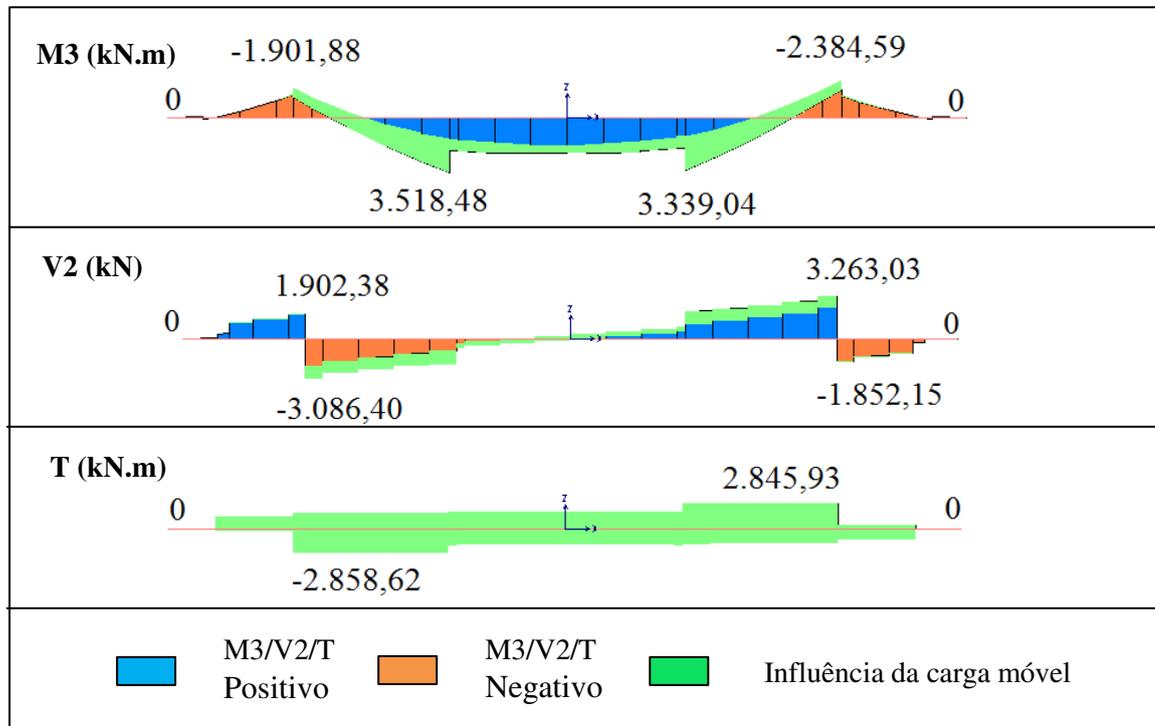
Nas figuras 46 e 47 podem ser visualizados os gráficos de momento, cortante e torção da viga em $y = 37,8$ metros, respectivamente. Nota-se que nas envoltórias abaixo, são considerados os valores máximos para cada ponto. Nos casos de momento positivo, os valores máximos são atribuídos aos dois trens-tipos utilizados, simultaneamente. Para o caso I as combinações B à E apresentaram as piores condições, e para o caso II as combinações variaram entre a C e E.

Figura 46 – Envoltória da viga de transição em $y = 37,8$ metros para o caso I



Fonte: Autora (2017)

Figura 47 – Envoltória da viga de transição em $y = 37,8$ metros para o caso II



Fonte: Autora (2017)

Observa-se que o valor da sollicitação de torção teve um aumento significativo no caso II. Isto deve-se a não rotulação da longarina na extremidade. Ou seja, quando a longarina

tende a girar nos pontos de extremidade, este giro tende a ser impedido pelo engastamento da longarina com a viga de transição, gerando esforços elevados de torção.

O caso III será apresentado nos quadros 38 a 41. A viga analisada permanece sendo em $y = 37,8$ metros. O comportamento deste caso se assemelha aos anteriores, onde há um pico no momento positivo, de acordo com o trem-tipo analisado. Entre os casos estudados, o III exerce os maiores esforços na viga de transição, com um acréscimo de 27 a 28,5% nos momentos positivos máximos e mínimos, e de 58 a 74% considerando os momentos negativos, em relação ao caso II. Isto ocorre, pois as vigas de transição recebem as longarinas, que no caso III, apresentam praticamente três vezes o valor do peso próprio considerado nos casos I e II.

Quadro 38 – Solicitações para a carga permanente nas vigas de transição (caso III) – Combinação A

COMBINAÇÃO A			
X (m)	V2 (kN) MÁX.	M3 (kN.m) MÁX.	T (kN.m) MÁX.
CASO III / Y = 37,8 m			
0,00	0,00	0,00	0,00
0,45	236,94	71,89	3,54
1,60	-3614,14	-3167,25	-569,53
3,60	-2221,41	2446,10	-548,61
5,10	-58,14	2836,95	-0,86
6,60	2221,41	2446,10	548,61
8,60	3614,14	-3167,25	569,53
9,75	-236,94	71,89	-3,54
10,20	0,00	0,00	0,00

Fonte: Autora (2017)

Quadro 39 – Solicitações para a carga permanente, trem-tipo 1 e Aceleração e Frenagem 1 e 2 nas vigas de transição (caso III) – Combinações B e C

COMBINAÇÃO B						
X (m)	V2 (kN) MÍN.	M3 (kN.m) MÍN.	V2 (kN) MÁX.	M3 (kN.m) MÁX.	T (kN.m) MÍN.	T (kN.m) MÁX.
CASO III / Y = 37,8 m						
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,45	231,28	71,79	238,15	72,10	1,99	5,65
1,60	-3715,65	-3297,26	-3567,11	-3145,11	-1184,45	90,10
3,60	-2298,79	2324,52	-2166,29	2530,97	-1144,32	90,86
5,10	-161,44	2618,44	16,25	3073,62	-1442,36	1403,30
6,60	2186,58	2403,20	3236,47	4285,14	-1090,21	2142,92
8,60	3577,61	-3285,28	4542,83	-3139,89	-1047,76	2140,42
9,75	-266,43	70,69	-237,08	71,92	-10,04	2,44
10,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
COMBINAÇÃO C						
X (m)	V2 (kN) MÍN.	M3 (kN.m) MÍN.	V2 (kN) MÁX.	M3 (kN.m) MÁX.	T (kN.m) MÍN.	T (kN.m) MÁX.
CASO III / Y = 37,8 m						
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,45	230,81	71,79	237,68	72,11	1,53	5,19
1,60	-3722,27	-3305,09	-3573,73	-3152,93	-1301,11	-26,57
3,60	-2304,59	2328,70	-2172,09	2535,14	-1259,18	-24,00
5,10	-161,36	2622,14	16,33	3077,33	-1442,22	1403,45
6,60	2192,38	2407,38	3242,27	4289,32	-975,35	2257,78
8,60	3584,23	-3293,11	4549,45	-3147,72	-931,09	2257,09
9,75	-265,96	70,69	-236,61	71,92	-9,58	2,90
10,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Fonte: Autora (2017)

Quadro 40 – Solicitações para a carga permanente, trem-tipo 2, Aceleração e Frenagem 1 e 2 e vento 2 nas vigas de transição (caso III) – Combinações D e E

COMBINAÇÃO D						
X (m)	V2 (kN) MÍN.	M3 (kN.m) MÍN.	V2 (kN) MÁX.	M3 (kN.m) MÁX.	T (kN.m) MÍN.	T (kN.m) MÁX.
CASO III / Y = 37,8 m						
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,45	257,61	69,65	286,96	70,87	-2,49	9,99
1,60	-4379,48	-2837,33	3261,14	-2735,98	-2146,72	1328,24
3,60	-3117,38	2569,65	-2067,50	4451,58	-2149,05	1084,08
5,10	-38,59	2619,02	154,78	3075,42	-1408,88	1445,14
6,60	2285,22	2158,86	2417,72	2365,31	-96,99	1138,18
8,60	3730,23	-3744,03	3878,77	-3591,88	-96,40	1178,14
9,75	-217,69	72,82	-210,82	73,14	-5,70	-2,04
10,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
COMBINAÇÃO E						
X (m)	V2 (kN) MÍN.	M3 (kN.m) MÍN.	V2 (kN) MÁX.	M3 (kN.m) MÁX.	T (kN.m) MÍN.	T (kN.m) MÁX.
CASO III / Y = 37,8 m						
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,45	257,14	69,65	286,49	70,88	-2,95	9,53
1,60	-4386,10	-2845,16	3269,13	-2743,58	-2263,39	1501,15
3,60	-3123,18	2573,82	-2073,29	4455,76	-2263,91	969,21
5,10	-38,51	2622,73	154,86	3079,13	-1408,73	1445,29
6,60	2291,02	2163,04	2423,52	2369,48	17,87	1253,05
8,60	3736,85	-3751,86	3885,39	-3599,71	20,27	1294,81
9,75	-217,22	72,83	-210,35	73,14	-5,24	-1,58
10,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Fonte: Autora (2017)

Quadro 41 – Solicitações para a carga permanente e vento 1 nas vigas de transição (caso III) – Combinação F

COMBINAÇÃO F			
X (m)	V2 (kN) MÁX.	M3 (kN.m) MÁX.	T (kN.m) MÁX.
CASO III / Y = 37,8 m			
0,00	0,00	0,00	0,00
0,45	258,68	70,78	3,49
1,60	3208,25	-2762,68	521,45
3,60	-2095,30	2622,36	-555,11

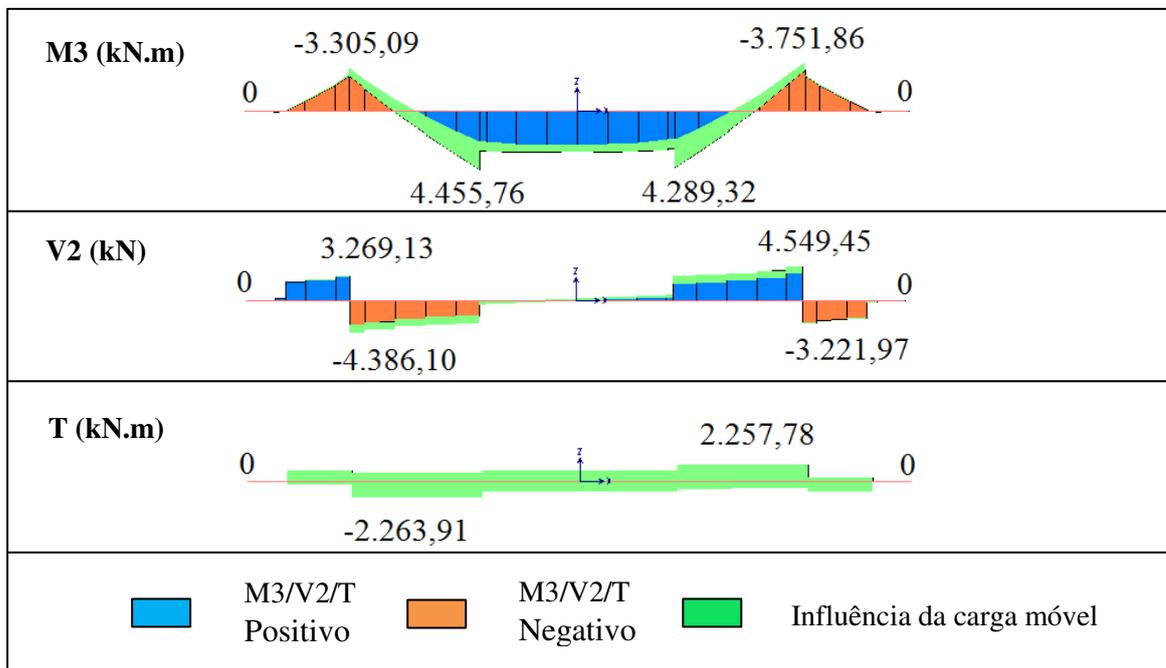
Continua

Continuação

X (m)	V2 (kN) MÁX.	M3 (kN.m) MÁX.	T (kN.m) MÁX.
5,10	52,69	2837,84	-0,47
6,60	2347,36	2270,67	542,12
8,60	3786,88	-3640,38	562,85
9,75	-215,28	72,98	-3,60
10,20	0,00	0,00	0,00

Fonte: Autora (2017)

A figura 48 apresenta a envoltória da viga em $y = 37,8$ metros. As combinações C e E foram as mais influentes neste caso, e os valores visualizados são os maiores entre tais combinações, para ambos os esforços. Deve-se salientar, que os pontos indicados nas tabelas são referentes aos maiores e menores valores de momento, sendo que, os maiores valores de cortante ou torção nem sempre coincidiram nestes pontos.

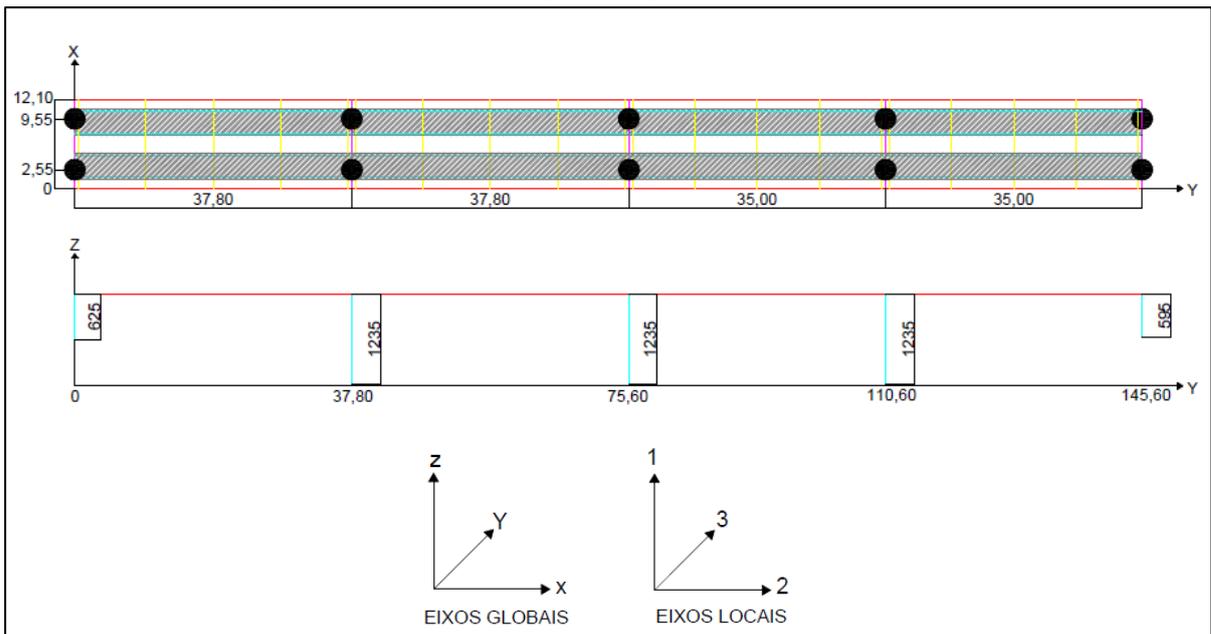
Figura 48 – Envoltória da viga de transição em $y = 37,8$ metros para o caso III

Fonte: Autora (2017)

5.4. PILARES

Os pilares analisados foram os que se encontravam na região central do vão ($y = 37,8, 75,6, 110,6$ metros), variando entre $x = 2,55$ e $9,55$ metros, por representarem um comportamento mais semelhante ao real, como realizado com as vigas de transição. Para o caso I as combinações A, B e C foram representadas pelo pilar em $y = 75,6$ e $x = 9,55$ metros, os respectivos pilares em $x = 2,55$ apresentaram resultados simétricos. Para o caso II, os esforços foram distribuídos para as combinações A, B e C em $y = 37,8$ e $x = 2,55$ m, $y = 110,6$ e $x = 9,55$ m e $y = 37,8$ e $x = 9,55$ m, respectivamente. O pilar, por ser o elemento responsável pela transmissão dos esforços ao solo, recebe grandes solicitações de força axial (P). Tais forças, juntamente com o momento fletor (M3 e M2), cortante (V3 e V2) e torção (T), serão apresentadas nos quadros 42 a 44. A figura 49 apresenta a distribuição dos pilares em planta e a relação entre eixos global e local.

Figura 49 – Representação dos pilares no eixo cartesiano



Fonte: Autora (2017)

Quadro 42 – Solicitações para a carga permanente nos pilares (casos I e II) – Combinação A

COMBINAÇÃO A						
Z (m)	V2 (kN) MÁX.	V3 (kN) MÁX.	M2 (kN.m) MÁX.	M3 (kN.m) MÁX.	T (kN.m) MÁX.	P (kN) MÁX.
CASO I (Y = 75,6 m / X = 9,55 m)						
0,00	-38,52	-118,57	-965,84	-319,04	0,09	-3860,33
6,17	-38,52	-118,57	-233,68	-81,20	0,09	-4181,14
12,35	-38,52	-118,57	498,49	156,64	0,09	-4501,96
CASO II (Y = 37,8 m / X = 2,55 m)						
0,00	42,22	-126,64	-946,83	349,73	0,40	-4138,65
6,17	42,22	-126,64	-164,81	89,00	0,40	-4459,47
12,35	42,22	-126,64	617,22	-171,73	0,40	-4780,29

Fonte: Autora (2017)

Quadro 43 – Solicitações para a carga permanente, trem-tipo 1 e Aceleração e Frenagem 1 nos pilares (casos I e II) – Combinação B

COMBINAÇÃO B						
Z (m)	V2 (kN) MÍN.	V3 (kN) MÍN.	M2 (kN.m) MÍN.	M3 (kN.m) MÍN.	T (kN.m) MÍN.	P (kN) MÍN.
CASO I (Y = 75,6 m / X = 9,55 m)						
0,00	-50,05	-100,73	-957,96	-413,18	0,11	-4788,17
6,17	-50,05	-100,73	-336,17	-128,46	0,11	-5108,99
12,35	-50,05	-100,73	285,62	156,26	0,11	-5429,81
CASO II (Y = 110,6 m / X = 9,55 m)						
0,00	-48,43	-24,29	-283,92	-401,34	0,04	-4840,49
6,17	-48,43	-24,29	-879,06	-135,15	0,04	-5161,31
12,35	-48,43	-24,29	-1474,19	131,04	0,04	-5482,12
Z (m)	V2 (kN) MÁX.	V3 (kN) MÁX.	M2 (kN.m) MÁX.	M3 (kN.m) MÁX.	T (kN.m) MÁX.	P (kN) MÁX.
CASO I (Y = 75,6 m / X = 9,55 m)						
0,00	-38,44	-100,66	-957,47	-318,45	0,05	-3860,30
6,17	-38,44	-100,66	-335,70	-56,73	0,05	-4181,11
12,35	-38,44	-100,66	286,07	204,99	0,05	-4501,93
CASO II (Y = 110,6 m / X = 9,55 m)						
0,00	-34,13	321,19	2497,08	-290,27	0,98	-3851,49
6,17	-34,13	321,19	1256,55	-46,61	0,98	-4172,31
12,35	-34,13	321,19	16,03	197,05	0,98	-4493,13

Fonte: Autora (2017)

Quadro 44 – Solicitações para a carga permanente, trem-tipo 1 e Aceleração e Frenagem 2 nos pilares (casos I e II) – Combinação C

COMBINAÇÃO C						
Z (m)	V2 (kN) MÍN.	V3 (kN) MÍN.	M2 (kN.m) MÍN.	M3 (kN.m) MÍN.	T (kN.m) MÍN.	P (kN) MÍN.
CASO I (Y = 75,6 m / X = 9,55 m)						
0,00	-50,05	-136,48	-974,21	-413,18	0,11	-4788,12
6,17	-50,05	-136,48	-131,65	-128,46	0,11	-5108,93
12,35	-50,05	-136,48	710,92	156,26	0,11	-5429,75
CASO II (Y = 37,8 m / X = 9,55 m)						
0,00	-53,59	-358,26	-2730,73	-444,13	-1,04	-5102,55
6,17	-53,59	-358,26	-1343,61	-147,09	-1,04	-5423,36
12,35	-53,59	-358,26	43,52	149,96	-1,04	-5744,18
Z (m)	V2 (kN) MÁX.	V3 (kN) MÁX.	M2 (kN.m) MÁX.	M3 (kN.m) MÁX.	T (kN.m) MÁX.	P (kN) MÁX.
CASO I (Y = 75,6 m / X = 9,55 m)						
0,00	-38,44	-136,41	-973,72	-318,44	0,27	-3860,24
6,17	-38,44	-136,41	-131,18	-56,73	0,27	-4181,05
12,35	-38,44	-136,41	711,36	204,99	0,27	-4501,87
CASO II (Y = 37,8 m / X = 9,55 m)						
0,00	-38,93	27,37	382,84	-330,27	0,09	-4108,78
6,17	-38,93	27,37	1038,99	-56,17	0,09	-4429,59
12,35	-38,93	27,37	1695,15	217,92	0,09	-4750,41

Fonte: Autora (2017)

O caso II constantemente oferece esforços maiores, com um aumento de até 7% na força axial máxima. Percebe-se que a mudança de direção da aceleração não altera significativamente o momento negativo (M2) para o caso I, porém a aceleração e frenagem 2 aumenta praticamente 150% em relação a aceleração e frenagem 1, considerando o momento positivo (M2). Para o caso II, os resultados se invertem simetricamente, devido à mudança de direção da força de aceleração e frenagem. Os quadros 45 a 47 expressam os esforços com o acréscimo da carga de vento. Para o caso I, o pilar analisado permanece o mesmo ($y = 75,6$ e $x = 9,55$ m), entretanto não existe mais simetria de eixo, devido a efeitos de segunda ordem, que geram maiores deslocamentos e conseqüentemente maiores momentos no eixo contrário à aplicação da carga. O caso II permanece com esforços distribuídos entre as combinações D ($y = 110,6$ e $x = 2,55$ m), E ($y = 37,8$ e $x = 2,55$ m) e F ($y = 75,6$ e $x = 9,55$ m).

Quadro 45 – Solicitações para a carga permanente, trem-tipo 2, Aceleração e Frenagem 1 e vento 2 nos pilares (casos I e II) – Combinação D

COMBINAÇÃO D						
Z (m)	V2 (kN) MÍN.	V3 (kN) MÍN.	M2 (kN.m) MÍN.	M3 (kN.m) MÍN.	T (kN.m) MÍN.	P (kN) MÍN.
CASO I (Y = 75,6 m / X = 9,55 m)						
0,00	-158,85	-101,12	-960,01	-1061,43	-1,79	-4117,86
6,17	-158,85	-101,12	-335,74	-106,17	-1,79	-4438,67
12,35	-158,85	-101,12	288,52	849,09	-1,79	-4759,49
CASO II (Y = 110,6 m / X = 2,55 m)						
0,00	-49,19	-19,37	-255,27	-202,91	-18,70	-4723,23
6,17	-49,19	-19,37	-880,80	67,95	-18,70	-5044,05
12,35	-49,19	-19,37	-1506,33	338,82	-18,70	-5364,86
Z (m)	V2 (kN) MÁX.	V3 (kN) MÁX.	M2 (kN.m) MÁX.	M3 (kN.m) MÁX.	T (kN.m) MÁX.	P (kN) MÁX.
CASO I (Y = 75,6 m / X = 9,55 m)						
0,00	-146,21	-101,08	-959,79	-956,52	-1,63	-3962,55
6,17	-146,21	-101,08	-335,49	-28,08	-1,63	-4283,37
12,35	-146,21	-101,08	288,80	900,35	-1,63	-4604,19
CASO II (Y = 110,6 m / X = 2,55 m)						
0,00	-34,89	326,11	2525,73	-91,84	-17,76	-3734,23
6,17	-34,89	326,11	1254,81	156,49	-17,76	-4055,05
12,35	-34,89	326,11	-16,11	404,83	-17,76	-4375,87

Fonte: Autora (2017)

Quadro 46 – Solicitações para a carga permanente, trem-tipo 2, Aceleração e Frenagem 2 e vento 2 nos pilares (casos I e II) – Combinação E

COMBINAÇÃO E						
Z (m)	V2 (kN) MÍN.	V3 (kN) MÍN.	M2 (kN.m) MÍN.	M3 (kN.m) MÍN.	T (kN.m) MÍN.	P (kN) MÍN.
CASO I (Y = 75,6 m / X = 9,55 m)						
0,00	-158,85	-136,87	-976,26	-1061,43	-1,57	-4117,80
6,17	-158,85	-136,87	-131,22	-106,17	-1,57	-4438,62
12,35	-158,85	-136,87	713,82	849,09	-1,57	-4759,43
CASO II (Y = 37,8 m / X = 2,55 m)						
0,00	-51,92	-362,72	-2756,62	-207,51	16,07	-4976,15
6,17	-51,92	-362,72	-1341,95	79,35	16,07	-5296,97
12,35	-51,92	-362,72	72,72	366,21	16,07	-5617,78

Continua

Continuação

Z (m)	V2 (kN) MÁX.	V3 (kN) MÁX.	M2 (kN.m) MÁX.	M3 (kN.m) MÁX.	T (kN.m) MÁX.	P (kN) MÁX.
CASO I (Y = 75,6 m / X = 9,55 m)						
0,00	-146,21	-136,83	-976,04	-956,51	-1,41	-3962,50
6,17	-146,21	-136,83	-130,97	-28,08	-1,41	-4283,31
12,35	-146,21	-136,83	714,10	900,35	-1,41	-4604,13
CASO II (Y = 37,8 m / X = 2,55 m)						
0,00	-37,26	22,91	356,95	-93,65	17,20	-3982,38
6,17	-37,26	22,91	1040,65	170,26	17,20	-4303,19
12,35	-37,26	22,91	1724,35	434,18	17,20	-4624,01

Fonte: Autora (2017)

Quadro 47 – Solicitações para a carga permanente e vento 1 nos pilares (casos I e II) – Combinação F

COMBINAÇÃO F						
Z (m)	V2 (kN) MÁX.	V3 (kN) MÁX.	M2 (kN.m) MÁX.	M3 (kN.m) MÁX.	T (kN.m) MÁX.	P (kN) MÁX.
CASO I (Y = 75,6 m / X = 9,55 m)						
0,00	-152,98	-119,00	-968,16	-996,57	-1,71	-4022,05
6,17	-152,98	-119,00	-233,34	-51,92	-1,71	-4342,87
12,35	-152,98	-119,00	501,49	892,73	-1,71	-4663,69
CASO II (Y = 75,6 m / X = 9,55 m)						
0,00	-156,92	-94,68	-753,35	-1019,22	-1,92	-3985,53
6,17	-156,92	-94,68	-168,68	-50,21	-1,92	-4306,35
12,35	-156,92	-94,68	415,98	918,79	-1,92	-4627,16

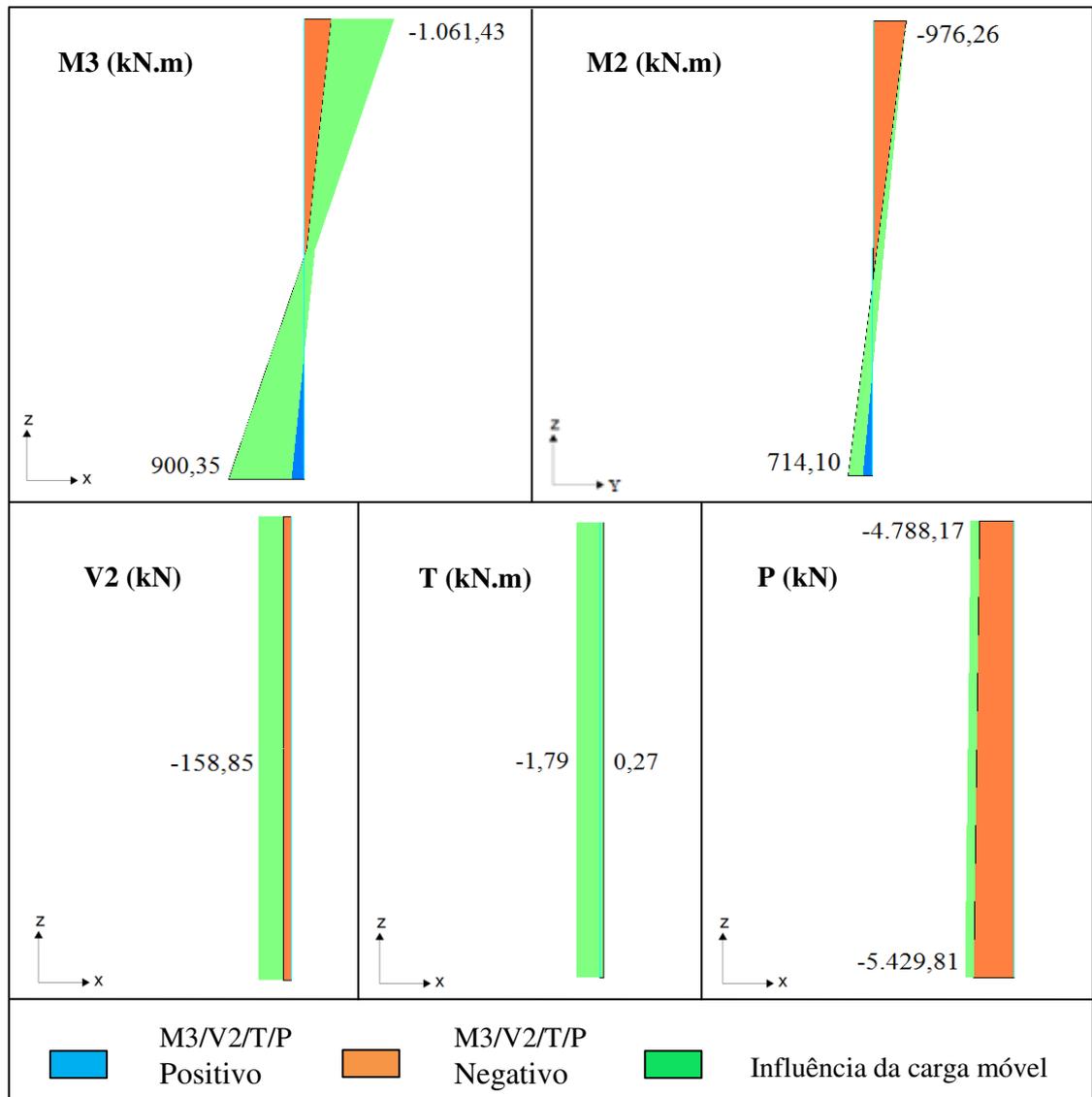
Fonte: Autora (2017)

Nota-se que os picos de momento variam entre M3 e M2, de acordo com o caso e o pilar analisado, isso porque depende das cargas de aceleração/frenagem e de vento analisadas. Como pode ser visualizado nos quadros apresentados, o esforço de compressão axial é predominante nos pilares. Observa-se que para este esforço normal, em ambos os casos, os valores diminuem uma pequena parcela com o acréscimo da carga de vento, em comparação às combinações anteriores, chegando a 14% para o caso I e 2,5% para o caso II. Apesar disto, o caso II ainda apresenta os maiores valores de esforço axial, com um aumento de até 18%, em comparação ao valor máximo encontrado no caso I. As combinações D e E foram maiores para o caso II em M2, enquanto que para o caso I os maiores valores foram apresentados no

esforço M3, para as mesmas combinações. Este aumento da carga nestas combinações é coerente, pelo fato dos pilares receberem boa parte dos esforços de vento lateralmente.

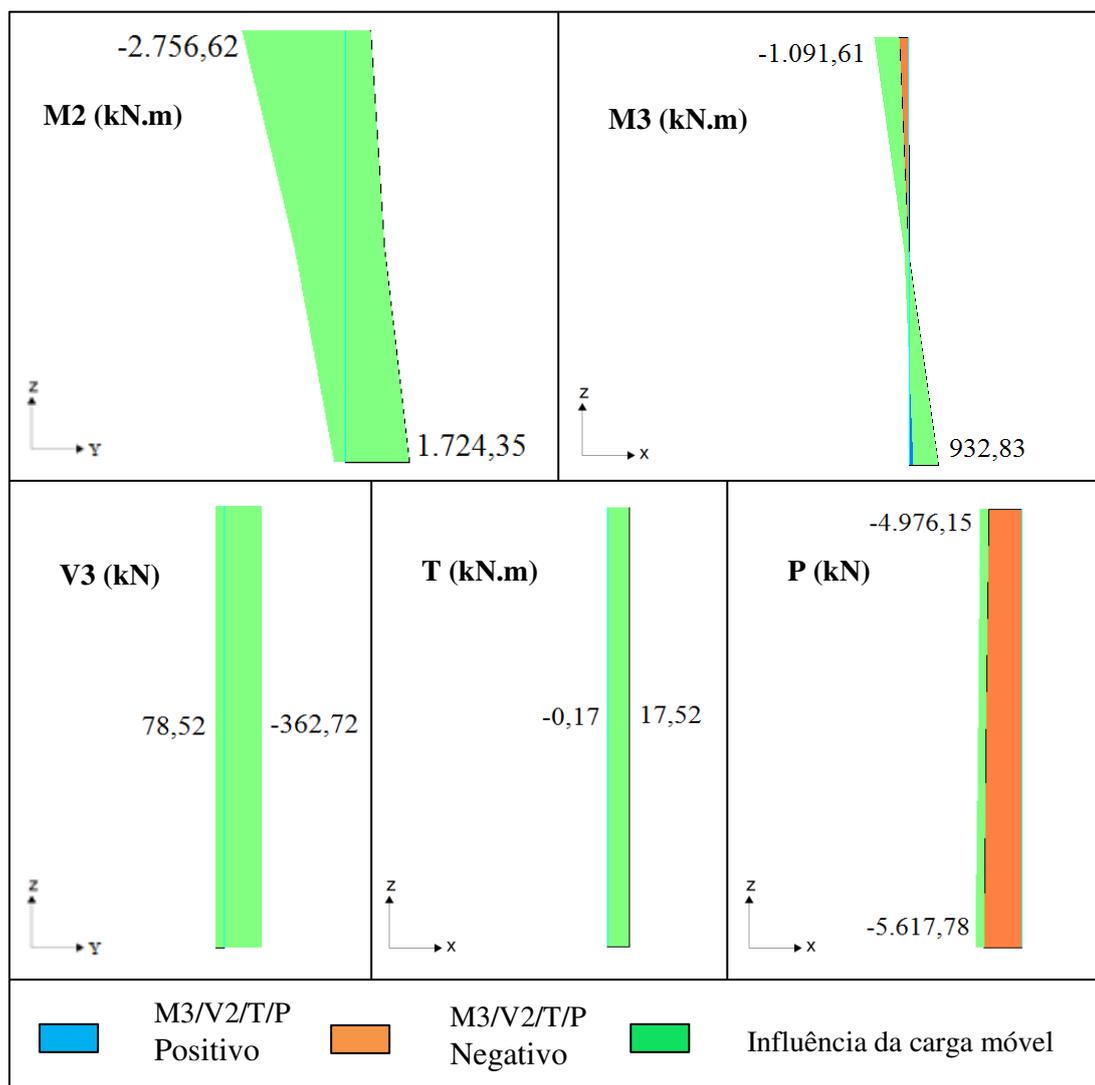
Nas figuras 50 e 51 são apresentadas as envoltórias para cada caso em estudo. Deve-se salientar, que os pilares escolhidos como pior situação, foram determinados de acordo com os momentos máximos positivos e negativos. No caso dos pilares, nem sempre o momento máximo está atrelado à força axial máxima, sendo assim, a envoltória da força axial apresenta o valor mais alto para determinado pilar, entre todas as combinações. Para o caso I, o pior pilar encontrado foi em $y = 75,6$ e $x = 9,55$ metros, com os maiores esforços de momento (M3) e cortante na combinação D ou E (de mesmo valor), torção nas combinações C e D e força axial na combinação B. Para o caso II o pilar em $y = 37,8$ e $x = 2,55$ metros obteve maiores solicitações. Os esforços de momento fletor (M2) e força axial são encontrados na combinação E, enquanto que o cortante e a torção variam entre as combinações C, D, E e F. Em relação ao momento fletor e esforço cortante, para os pilares determinados acima, foram apresentados os valores máximos referentes ao M3 e V2 para o caso I, e M2 e V3 para o caso II. Para o caso I será apresentado ainda o maior esforço M2, que coincidiu no mesmo pilar da pior situação M3. Para o caso II, a pior situação do M3 localizou-se no pilar $y = 75,6$ e $x = 9,55$ metros.

Figura 50 – Envoltória do pilar em $y = 75,6$ e $x = 9,55$ metros para o caso I



Fonte: Autora (2017)

Figura 51 – Envoltória do pilar em ($y = 37,8$ e $x = 2,55$ metros para M2, V3, T e P) e ($y = 75,6$ e $x = 9,55$ metros para M3) para o caso II



Fonte: Autora (2017)

Percebe-se que o momento M2 para o caso II assume valores bem mais significativos do que para o caso I. Isto se deve à existência de engaste do pilar com a longarina, fazendo com que os esforços sejam transmitidos aos pilares, enquanto que no caso I, as vigas rotuladas impedem o esforço de momento neste ponto.

O caso III será apresentado nas tabelas que seguem (48 – 53). Os pilares analisados permaneceram os mesmos do caso II, devido à semelhança da estrutura. Nota-se que o caso III gerou esforços axiais ainda maiores que no caso II, em torno de 46%, em relação aos valores máximos encontrados em cada caso. A adição da carga de vento influenciou na diminuição dos esforços axiais máximos em até 2% e no aumento do momento máximo negativo (M2) em até 2%.

Como pode ser visto, pelos pilares estudados, o vento não gerou influência significativa nos casos II e III, já que a distribuição dos esforços ocorreu simultaneamente entre todos os pilares analisados. Já para o caso I, deixou de existir simetria entre os pilares do centro a partir do momento que foi acrescentada a carga de vento, sendo considerado o pior pilar na extremidade oposta onde foi aplicada a carga em si ($x = 9,55$ metros). Isto acontece pelo trem-tipo 2 passar próximo a carga de vento, sobre os pilares em $x = 2,55$ metros. Esse carregamento móvel compensa os esforços vindos do vento, fazendo com que as maiores solicitações se encontrem na parte oposta da estrutura.

Quadro 48 – Solicitações para a carga permanente nos pilares (caso III) – Combinação A

COMBINAÇÃO A						
Z (m)	V2 (kN) MÁX.	V3 (kN) MÁX.	M2 (kN.m) MÁX.	M3 (kN.m) MÁX.	T (kN.m) MÁX.	P (kN) MÁX.
CASO III (Y = 37,8 m / X = 2,55 m)						
0,00	55,35	-136,88	-1071,56	458,66	0,94	-6772,46
6,17	55,35	-136,88	-226,31	116,87	0,94	-7093,28
12,35	55,35	-136,88	618,94	-224,92	0,94	-7414,09

Fonte: Autora (2017)

Quadro 49 – Solicitações para a carga permanente, trem-tipo 1 e Aceleração e Frenagem 1 nos pilares (caso III) – Combinação B

COMBINAÇÃO B						
Z (m)	V2 (kN) MÍN.	V3 (kN) MÍN.	M2 (kN.m) MÍN.	M3 (kN.m) MÍN.	T (kN.m) MÍN.	P (kN) MÍN.
CASO III (Y = 110,6 m / X = 9,55 m)						
0,00	-60,92	62,09	469,19	-504,67	0,76	-7271,34
6,17	-60,92	62,09	-267,19	-156,10	0,76	-7592,16
12,35	-60,92	62,09	-1003,57	192,47	0,76	-7912,98
Z (m)	V2 (kN) MÁX.	V3 (kN) MÁX.	M2 (kN.m) MÁX.	M3 (kN.m) MÁX.	T (kN.m) MÁX.	P (kN) MÁX.
0,00	-48,20	223,94	1762,98	-401,72	1,50	-6250,48
6,17	-48,20	223,94	732,67	-76,95	1,50	-6571,30
12,35	-48,20	223,94	-297,65	247,83	1,50	-6892,11

Fonte: Autora (2017)

Quadro 50 – Solicitações para a carga permanente, trem-tipo 1 e Aceleração e Frenagem 2 nos pilares (caso III) – Combinação C

COMBINAÇÃO C						
Z (m)	V2 (kN) MÍN.	V3 (kN) MÍN.	M2 (kN.m) MÍN.	M3 (kN.m) MÍN.	T (kN.m) MÍN.	P (kN) MÍN.
CASO III (Y = 37,8 m / X = 9,55 m)						
0,00	-66,99	-259,77	-2003,01	-555,07	-1,46	-7749,52
6,17	-66,99	-259,77	-794,06	-169,69	-1,46	-8070,34
12,35	-66,99	-259,77	414,90	215,70	-1,46	-8391,16
Z (m)	V2 (kN) MÁX.	V3 (kN) MÁX.	M2 (kN.m) MÁX.	M3 (kN.m) MÁX.	T (kN.m) MÁX.	P (kN) MÁX.
0,00	-54,01	-77,02	-536,30	-450,34	-0,76	-6728,14
6,17	-54,01	-77,02	334,72	-88,92	-0,76	-7048,95
12,35	-54,01	-77,02	1205,73	272,50	-0,76	-7369,77

Fonte: Autora (2017)

Quadro 51 – Solicitações para a carga permanente, trem-tipo 2, Aceleração e Frenagem 1 e vento 2 nos pilares (caso III) – Combinação D

COMBINAÇÃO D						
Z (m)	V2 (kN) MÍN.	V3 (kN) MÍN.	M2 (kN.m) MÍN.	M3 (kN.m) MÍN.	T (kN.m) MÍN.	P (kN) MÍN.
CASO III (Y = 110,6 m / X = 2,55 m)						
0,00	-29,47	66,65	496,75	-58,05	-16,43	-7163,24
6,17	-29,47	66,65	-267,75	96,77	-16,43	-7484,05
12,35	-29,47	66,65	-1032,25	251,59	-16,43	-7804,87
Z (m)	V2 (kN) MÁX.	V3 (kN) MÁX.	M2 (kN.m) MÁX.	M3 (kN.m) MÁX.	T (kN.m) MÁX.	P (kN) MÁX.
0,00	-16,75	228,50	1790,54	44,90	-15,69	-6142,37
6,17	-16,75	228,50	732,11	175,93	-15,69	-6463,19
12,35	-16,75	228,50	-326,33	306,95	-15,69	-6784,01

Fonte: Autora (2017)

Quadro 52 – Solicitações para a carga permanente, trem-tipo 2, Aceleração e Frenagem 2 e vento 2 nos pilares (caso III) – Combinação E

COMBINAÇÃO E						
Z (m)	V2 (kN) MÍN.	V3 (kN) MÍN.	M2 (kN.m) MÍN.	M3 (kN.m) MÍN.	T (kN.m) MÍN.	P (kN) MÍN.
CASO III (Y = 37,8 m / X = 2,55 m)						
0,00	-30,27	-263,85	-2027,65	-48,68	14,20	-7633,32
6,17	-30,27	-263,85	-793,51	110,35	14,20	-7954,14
12,35	-30,27	-263,85	440,64	269,39	14,20	-8274,95
Z (m)	V2 (kN) MÁX.	V3 (kN) MÁX.	M2 (kN.m) MÁX.	M3 (kN.m) MÁX.	T (kN.m) MÁX.	P (kN) MÁX.
0,00	-17,29	-81,10	-560,94	56,04	14,89	-6611,93
6,17	-17,29	-81,10	335,27	191,12	14,89	-6932,75
12,35	-17,29	-81,10	1231,47	326,20	14,89	-7253,57

Fonte: Autora (2017)

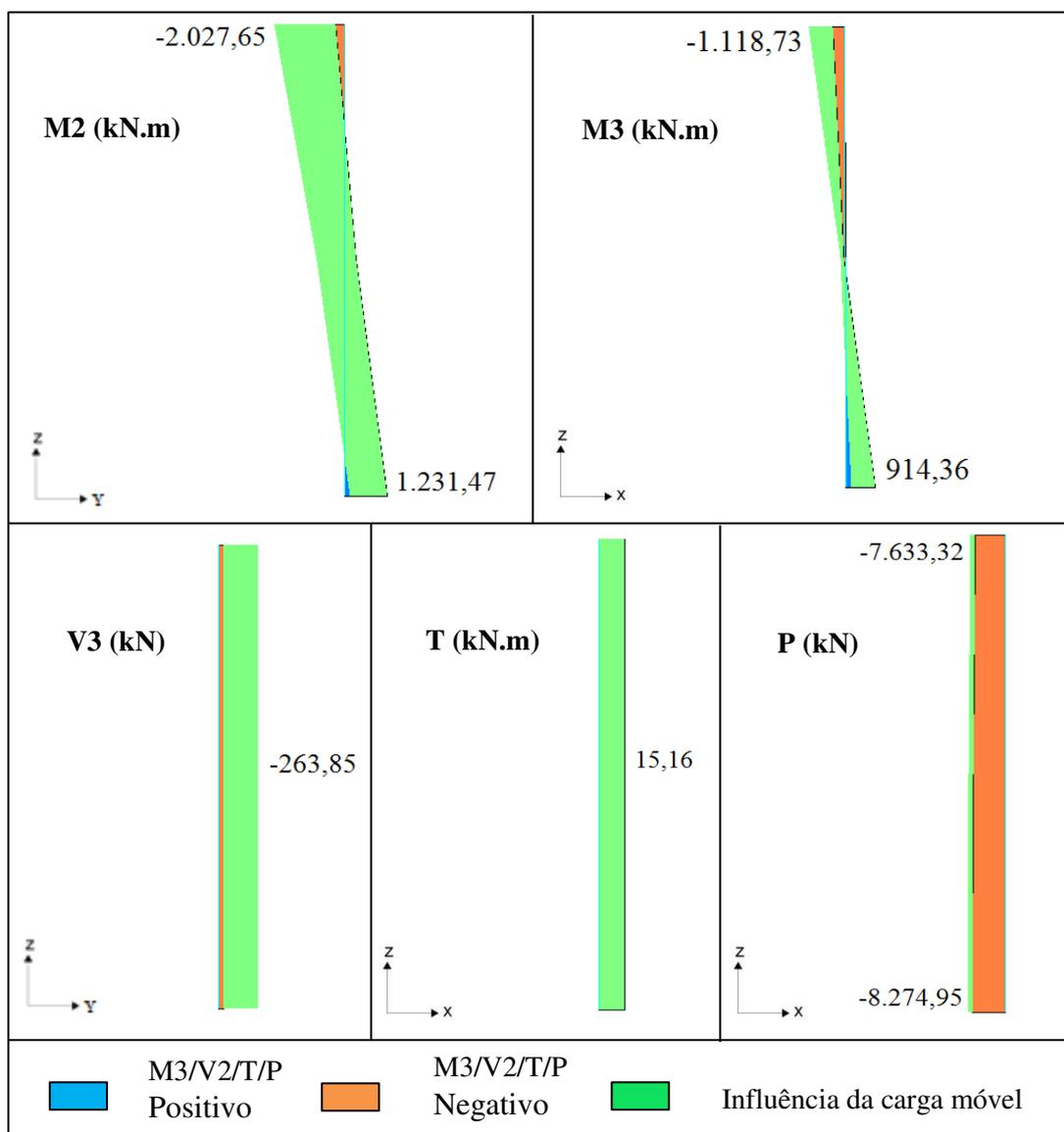
Quadro 53 – Solicitações para a carga permanente e vento 1 nos pilares (caso III) – Combinação F

COMBINAÇÃO F						
Z (m)	V2 (kN) MÁX.	V3 (kN) MÁX.	M2 (kN.m) MÁX.	M3 (kN.m) MÁX.	T (kN.m) MÁX.	P (kN) MÁX.
CASO III (Y = 75,6 m / X = 9,55 m)						
0,00	-157,61	-65,03	-511,95	-1046,37	-1,58	-6023,30
6,17	-157,61	-65,03	-110,38	-73,13	-1,58	-6344,12
12,35	-157,61	-65,03	291,18	900,12	-1,58	-6664,93

Fonte: Autora (2017)

A envoltória apresentou os maiores resultados em M2 e V3, no mesmo pilar apresentado no caso II ($y = 37,8$ m e $x = 2,55$ metros), devido à solução estrutural empregada ser a mesma. Na figura 52 podem ser visualizados os esforços de momento (M2), cortante (V3), torção (T) e força axial (P). A combinação E apresentou os maiores esforços, com exceção da torção, que se encontra na combinação F. O momento M3 também será apresentado na sua pior situação, que se encontra no pilar $y = 75,6$ e $x = 9,55$ metros.

Figura 52 – Envoltória do pilar em ($y = 37,8$ e $x = 2,55$ metros para M2, V3, T e P) e ($y = 75,6$ e $x = 9,55$ metros para M3) para o caso III



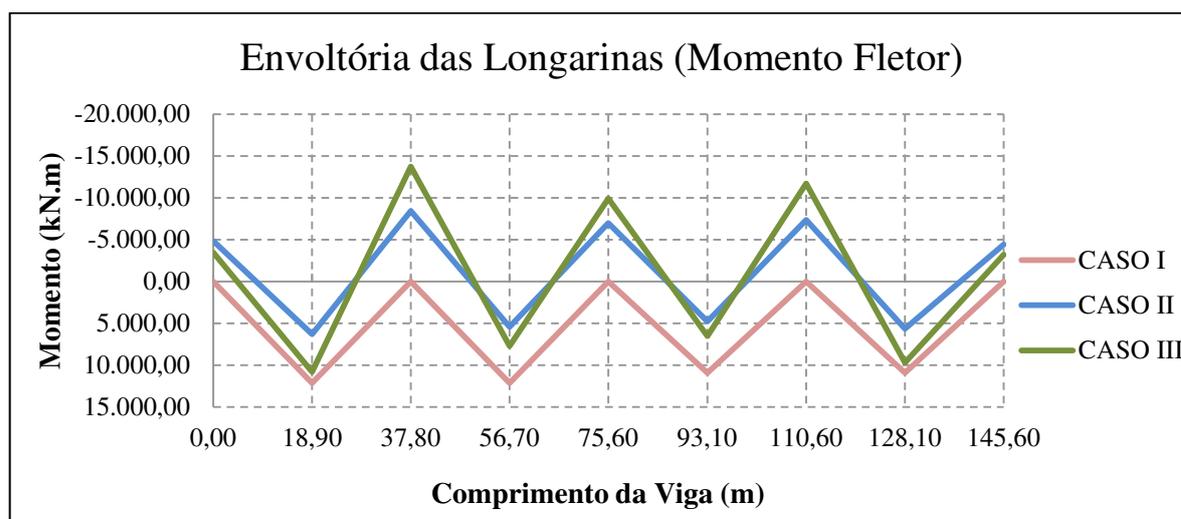
Fonte: Autora (2017)

5.5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Depois de realizadas as análises por meio das tabelas geradas pelo programa, os valores máximos foram aplicados em forma de gráficos, para uma melhor visualização e interpretação dos resultados. Percebe-se que a variação da solução estrutural e seus efeitos são mais visíveis, entre todos os elementos, no viga principal. Por meio do gráfico 1, nota-se que os casos II e III (vigas contínuas), são soluções onde há uma melhor distribuição dos esforços, enquanto que no caso I, estes se acumulam no centro das vigas. Optar por um sistema que forneça esse esforço pontual na estrutura, é viável quando se utiliza a protensão,

como no projeto original, onde a força de protensão aplicada contribui para o aumento de resistência das vigas. Levando em consideração este aspecto, as vigas protendidas contínuas do caso II se tornam uma solução interessante, onde, além do aumento de resistência da viga, os esforços não sobrecarregariam somente uma parte da longarina, mas sim, todo o conjunto de forma distribuída.

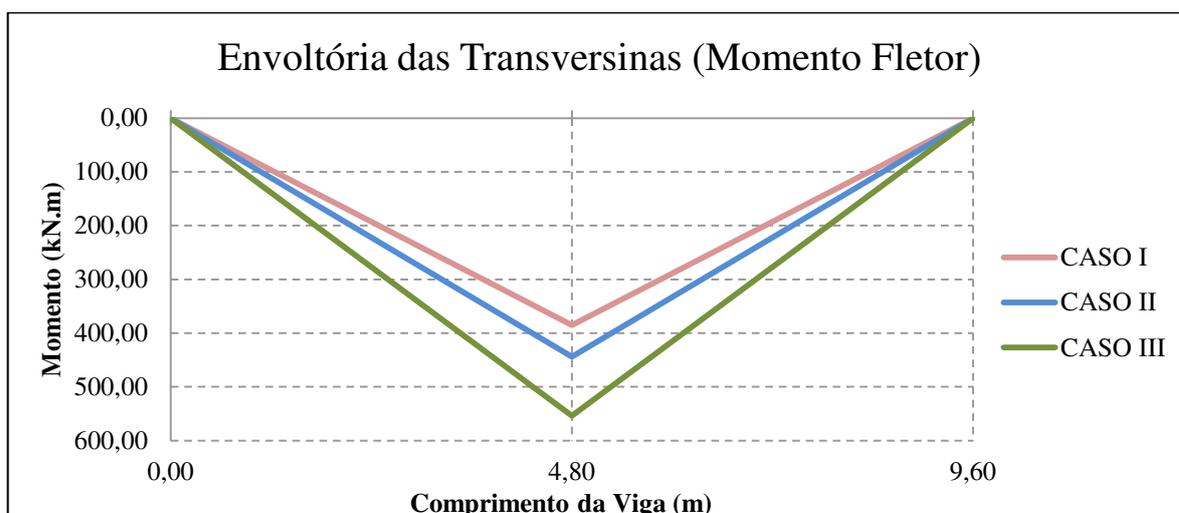
Gráfico 1 – Envoltória do momento fletor das longarinas para os casos I, II e III



Fonte: Autora (2017)

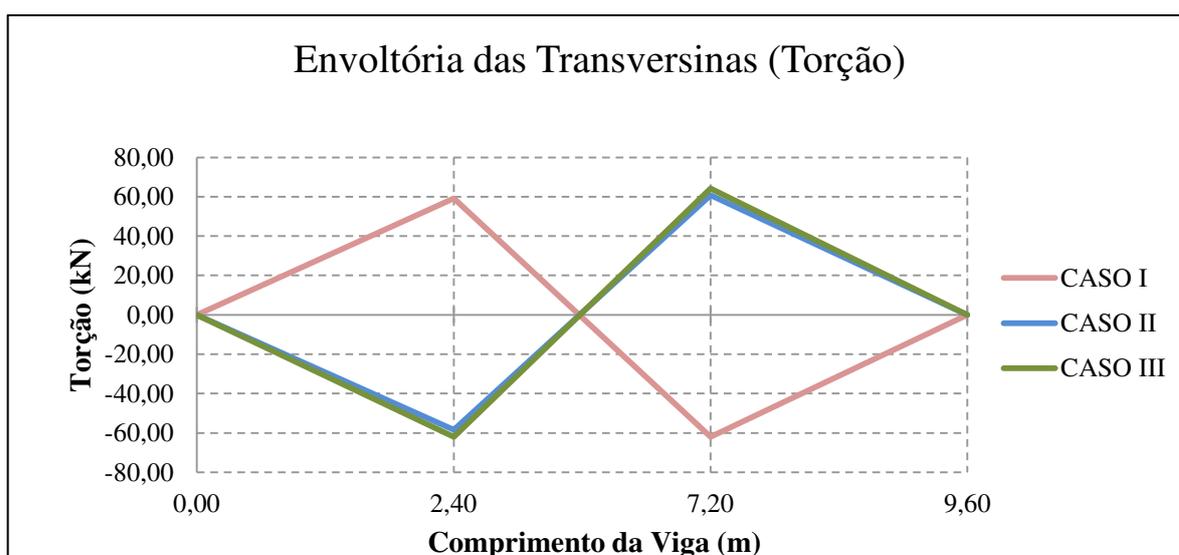
O gráfico 2 apresenta as envoltórias de momento positivo para as transversinas. Para o momento negativo não foi elaborado um gráfico devido à proximidade entre os valores e a difícil visualização dos mesmos. Nota-se que para as transversinas, as diferentes soluções estruturais não diferem muito em relação à distribuição dos esforços, quando comparado às longarinas. Entretanto, é possível visualizar o aumento dos esforços de momento positivo quando utilizadas vigas contínuas. Considerando as vigas em concreto protendido (caso II), este aumento ocorre pela melhor distribuição dos esforços entre todos os elementos, fazendo com que a carga nas transversinas aumente proporcionalmente. Isto também se aplica nas vigas em concreto armado (caso III), porém, nestas, o aumento é mais expressivo devido ao aumento do peso próprio da estrutura. O gráfico 3 apresenta as envoltórias do esforço de torção para as vigas mais solicitadas, neste caso, mais próximas dos encontros entre as longarinas. Nota-se que a magnitude dos esforços não se altera significativamente, porém, para o caso I, estes tornam-se inversamente proporcionais aos casos II e III, devido à posição da transversina analisada, e os diferentes esforços solicitantes desta, de acordo com a sua posição na estrutura.

Gráfico 2 – Envoltória do momento fletor positivo das transversinas para os casos I, II e III



Fonte: Autora (2017)

Gráfico 3 – Envoltória da torção das transversinas para os casos I, II e III

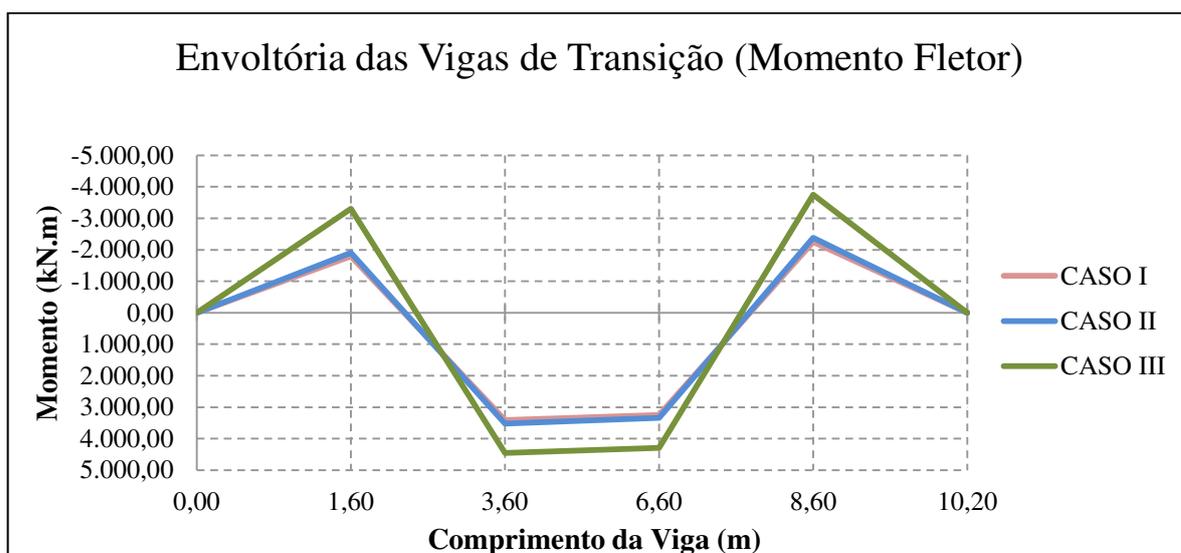


Fonte: Autora (2017)

No gráfico 4 são visualizadas as envoltórias das vigas de transição, em relação ao momento fletor. Percebe-se que existe uma proporção entre os casos I e II, entretanto, a magnitude dos valores perante o caso III, aumenta consideravelmente. Esse comportamento se assemelha ao das transversinas, o qual é justificado devido à utilização de vigas contínuas e o aumento do peso próprio das longarinas no caso III. No gráfico 5 podem ser visualizados os esforços de torção para as vigas de transição mais solicitadas. Os resultados do caso I se tornaram insignificantes comparados às magnitudes dos casos II e III. Para o caso I, os

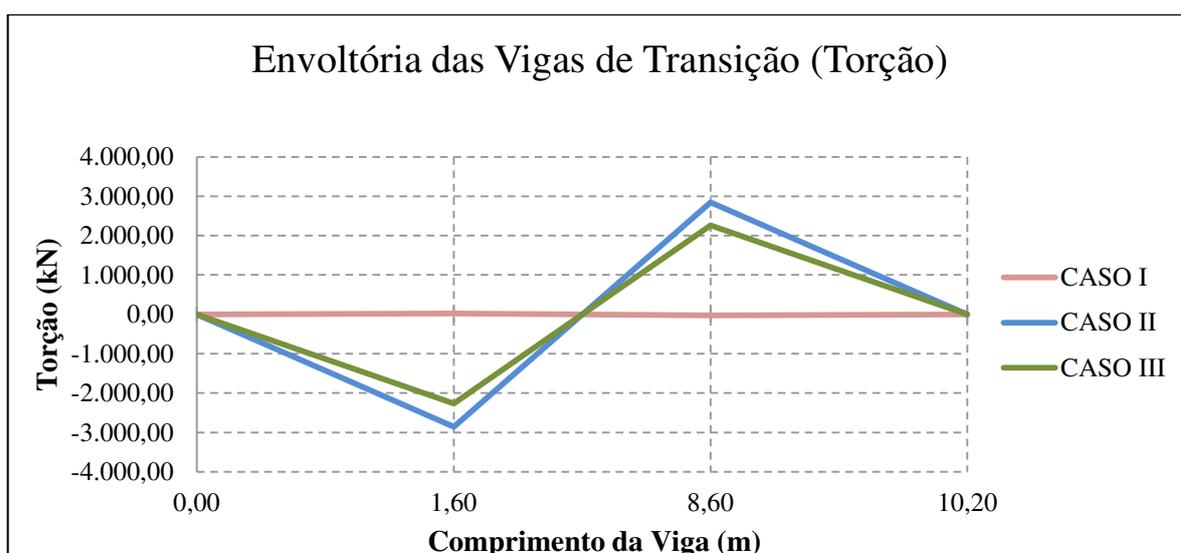
maiores valores encontrados foram de -62,42 e 43,15 kN.m, respectivamente. A torção para o caso II adquiriu os maiores valores, semelhante à sollicitação de momento (M2) dos pilares para este caso, como será mostrado a seguir. Estes valores elevados de momento e torção, compensam a queda brusca da força axial que ocorre nos pilares para o caso II, em comparação ao caso III.

Gráfico 4 – Envoltória do momento fletor das vigas de transição para os casos I, II e III



Fonte: Autora (2017)

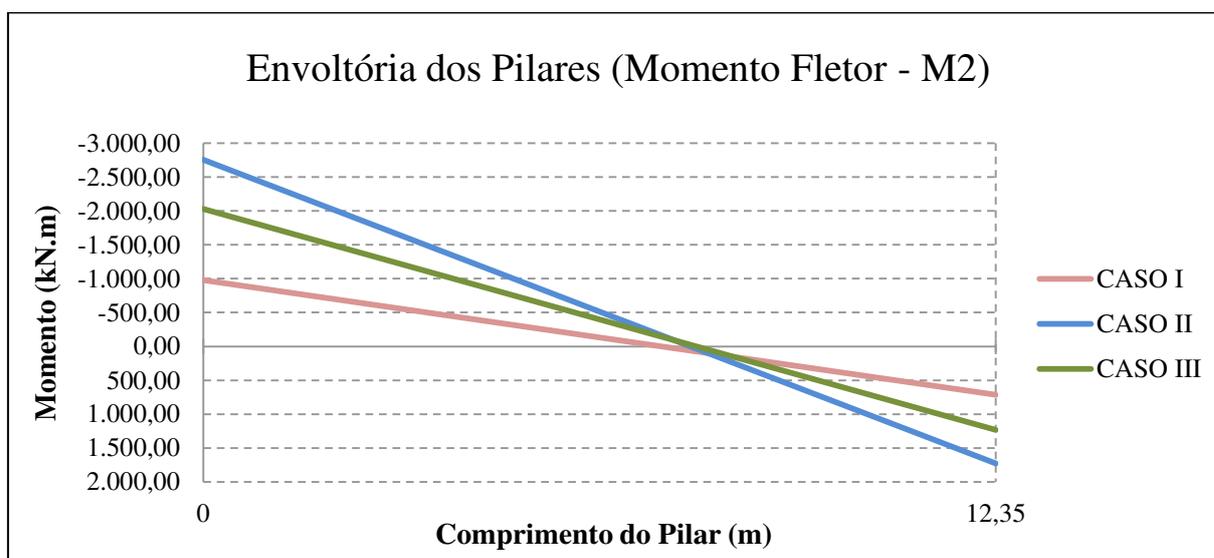
Gráfico 5 – Envoltória da torção das vigas de transição para os casos I, II e III



Fonte: Autora (2017)

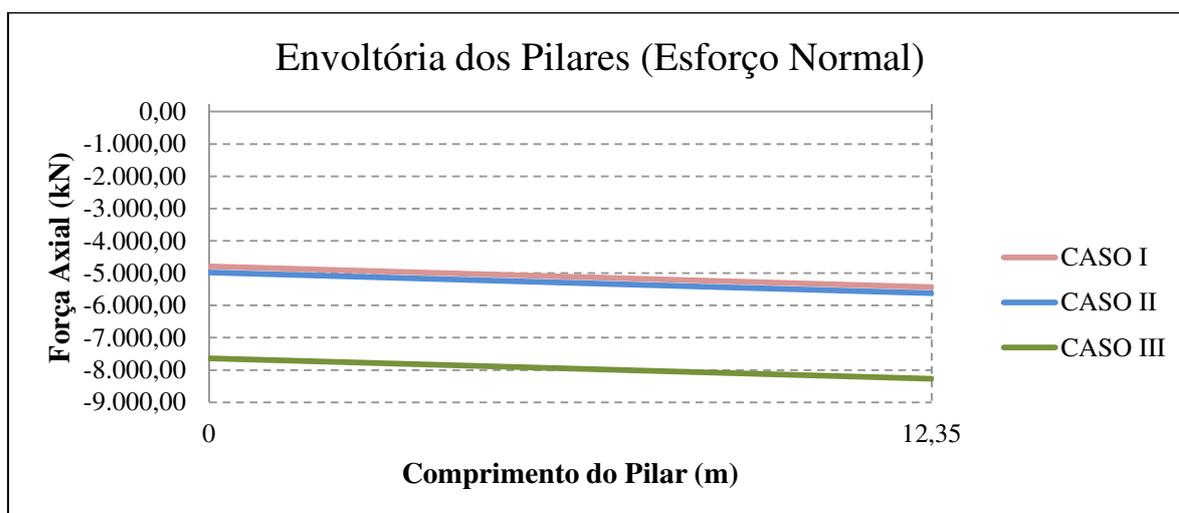
Nos gráficos 6 e 7 apresentados a seguir, podem ser visualizados os esforços de momento fletor e força axial máxima para os pilares, respectivamente. Realizando uma comparação entre os casos II e III, ambos com a mesma solução estrutural, notam-se aumentos de 36 e 40% nos valores de momento (M_2) negativo e positivo, respectivamente, para o caso II. Já em relação à força axial máxima, o caso III apresentou um acréscimo de 47,3 a 53,4% em relação aos valores máximos e mínimos do caso II, respectivamente. O fato do momento para o caso II atingir valores maiores do que no caso III pode ser justificado pela análise da carga axial, onde este apresentou valores muito semelhantes ao do caso I e uma variância elevada em relação ao III. Neste caso, a flexo-compressão do momento adquiriu um valor elevado por estar compensando nos esforços totais, fazendo com que a força axial reduza proporcionalmente. O aumento deste esforço normal perante o caso III ocorre devido à elevação do peso próprio da estrutura, contribuindo com maiores carregamentos transmitidos ao solo diretamente pelos pilares.

Gráfico 6 – Envoltória do momento fletor dos pilares para os casos I, II e III



Fonte: Autora (2017)

Gráfico 7 – Envoltória da força axial dos pilares para os casos I, II e III



Fonte: Autora (2017)

Percebe-se como o peso próprio da estrutura, e a carga gerada por este, é um fator de grande importância na determinação das solicitações, podendo ser usado como critério definitivo na escolha da melhor solução a ser empregada. Quando se utiliza concreto armado, nem sempre é possível fazer o uso de uma viga esbelta, devido ao fato de uma parcela da peça trabalhar à tração, fazendo com que exista um limite de resistência à compressão a ser alcançado. Já para o concreto protendido, como a peça inteira trabalha sobre compressão, as peças podem ser esbeltas e fornecer maior leveza à estrutura como um todo, tornando economicamente mais viável seu uso em estruturas de grande porte.

6. DIMENSIONAMENTO

Este capítulo aborda o dimensionamento perante a flexão das longarinas em concreto armado (caso III). Pela análise feita no capítulo 4, pode-se visualizar que o carregamento mais desfavorável foi encontrado na longarina em $x = 7,55$ metros. A partir dos valores apresentados e utilizando como base para o cálculo a norma NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), foi possível mensurar as armaduras longitudinais necessárias para a estabilidade da estrutura. Foram especificados pelo projeto dados como, o f_{ck} (35 MPa), a classe de agressividade ambiental (CAA II – cobertura de 3,5 cm), e o aço (CA-50). Para os momentos negativos, o dimensionamento foi realizado utilizando vigas retangulares, já para o momento positivo, considerou-se a contribuição da laje no esforço de compressão, sendo então, aplicado o dimensionamento em forma de vigas tipo T. Para estas, considerou-se uma largura de mesa comprimida igual a 301 centímetros. No quadro 54 podem ser visualizadas as armaduras longitudinais calculadas para a viga mais solicitada.

Quadro 54 – Armaduras longitudinais para a viga em $x = 7,55$ metros (caso III)

LONGARINA $x = 7,55$ metros - MOMENTO FLETOR						
Y (m)	M. Máx Total (kN.m)	Armadura	As (cm ²)	Barras	As Const. (Compressão) (cm ²)	Barras
0,00	-3.467,86	AS	47,27	13 Φ 22mm	0,90	3 Φ 6,3mm
16,30	10.820,71	AS	141,35	18 Φ 32mm	0,90	3 Φ 6,3mm
37,80	-13.726,26	AS	202,69	26 Φ 32mm	0,90	3 Φ 6,3mm
58,15	7.727,25	AS	100,94	13 Φ 32mm	0,90	3 Φ 6,3mm
75,60	-9.923,57	AS	140,90	18 Φ 32mm	0,90	3 Φ 6,3mm
93,10	6.519,12	AS	85,16	23 Φ 22mm	0,90	3 Φ 6,3mm
110,60	-11.722,03	AS	173,10	22 Φ 32mm	0,90	3 Φ 6,3mm
131,00	9.701,76	AS	126,73	16 Φ 32mm	0,90	3 Φ 6,3mm
145,60	-3.191,58	AS	43,50	12 Φ 22mm	0,90	3 Φ 6,3mm
					Área Total (cm²):	1.069,74

Fonte: Autora (2017)

Por meio dos valores apresentados no quadro anterior, é possível visualizar que não foi realizada a majoração os esforços de acordo com o tipo de carregamento utilizado (permanente ou variável), pois este procedimento já foi executado durante a modelagem estrutural no *software*. As armaduras encontradas foram do tipo simples, onde se faz necessária à utilização de armadura principal somente na parte tracionada da viga. Na parte comprimida da viga, neste caso, exige-se uma armadura construtiva, que tem por objetivo, facilitar a amarração dos estribos e evitar que estes se movimentem durante a concretagem.

Como a viga apresentada tem uma altura maior que 60 centímetros (65x250 cm), foi necessário o cálculo da armadura de pele, como estipulado em norma. Esta armadura é posicionada nas laterais da viga, evitando a ocorrência de fissuras excessivas. A área encontrada para ambas as laterais foi de 32,5 cm², calculada pela fórmula 8, entretanto, o valor limite estipulado por face é de 5 cm²/m. Sendo assim, multiplicando-se o valor de 5 cm²/m pela altura da viga (2,50 m), foi encontrado o valor de 12,5 cm² para cada face, ou seja, 25 cm² no total. Desse modo, a armadura utilizada na viga contínua, considerando os 4 vãos, possui uma área total de 1.094,74 cm², sendo composta pela armadura principal (longitudinal) e construtiva (1.069,74 cm²) e a de pele (25 cm²).

$$A_{sp} = 0,10\% * b * h \quad \text{(Fórmula 8)}$$

Sendo:

b = Base da viga;

h = Altura da viga.

A fim de realizar uma análise mais completa, se propôs uma comparação entre a armadura calculada para as vigas em concreto armado e a armadura utilizada no projeto “original” da ponte. As áreas de aço referentes às vigas em concreto protendido foram fornecidas pelo projeto, no qual foram separadas entre vigas de 37,8 e 35 metros. Por se tratar de um sistema complexo, foi necessário relacionar as armaduras ativa (protensão) e passiva (longitudinal e de pele). A armadura de protensão contou com 5 cabos, de C-1 a C-5, sendo que em cada cabo utilizou-se 10 ou 12 cordoalhas de 12,7 mm, variando de acordo com o tamanho da viga. A área nominal de cada conjunto de cordoalhas foi de 10 cm² para as vigas de 35 metros e 12 cm² para as de 37,8 metros. O quadro 55 apresenta as armaduras totais utilizadas nas vigas protendidas.

Quadro 55 – Armaduras utilizadas no projeto original da ponte

ARMADURAS DE PROJETO						
VIGA	Passiva	Área (cm ²)	Ativa	Área (cm ²)	Quant. Vigas	Área Total (Ativa + Passiva) (cm ²)
35,00 m	22 Φ 10mm	17,28	50 Φ 12,7mm	50,00	2	205,1
	14 Φ 12,5mm	17,18				
	9 Φ 16mm	18,09				
37,80 m	22 Φ 10mm	17,28	60 Φ 12,7mm	60,00	2	221,08
	14 Φ 12,5mm	17,18				
	8 Φ 16mm	16,08				
					TOTAL:	426,18

Fonte: Autora (2017)

Percebe-se que ocorreu um aumento em torno de 2,77 vezes maior no total da armadura utilizada no caso III. Esse acréscimo já era esperado devido à grande robustez da seção transversal da viga e as elevadas solicitações impostas na estrutura. O pré-dimensionamento realizado para as vigas contínuas em concreto armado apresenta uma base para a determinação da seção a ser empregada, porém, esse cálculo possui uma margem de segurança elevada. Sendo assim, uma quarta análise foi efetuada, com o intuito de encontrar uma seção mais coerente para o uso de vigas em concreto armado.

Lançou-se no programa então, longarinas de seção transversal 2,00 x 0,40 metros, reduzindo aproximadamente 50% da área da seção anterior. Foi considerada essa largura, por estar dentro dos padrões mais utilizados em vigas de concreto armado, nas construções em geral. O dimensionamento seguiu os mesmos parâmetros utilizados no caso III, diferindo na largura da mesa comprimida, igual a 276 cm, e na área necessária para a armadura de pele, sendo esta, de 20 cm² ao total. Os valores finais de armadura longitudinal podem ser visualizados no quadro 56, onde as nomenclaturas AS e AD se referem a armaduras simples e duplas, respectivamente.

Quadro 56 – Armaduras longitudinais para a viga em x = 7,55 metros (caso IV)

LONGARINA x = 7,55 metros - MOMENTO FLETOR						
Y (m)	M. Máx Total (kN.m)	Armadura	As (cm ²)	Barras	As Const. (Compressão) (cm ²)	Barras
0,00	-5.102,85	AS	94,53	25 Φ 22mm	0,90	3 Φ 6,3mm
17,44	6.967,09	AS	119,13	15 Φ 32mm	0,90	3 Φ 6,3mm

Continua

Continuação

37,80	-9.444,24	AD	187,40	24 Φ 32mm	32,44	9 Φ 22mm
58,15	5.873,17	AS	96,24	12 Φ 32mm	0,90	3 Φ 6,3mm
75,60	-7.717,12	AD	158,58	20 Φ 32mm	3,63	5 Φ 10mm
93,10	5.123,75	AS	83,96	11 Φ 32mm	0,90	3 Φ 6,3mm
110,60	-8.211,11	AD	166,82	21 Φ 32mm	11,87	4 Φ 22mm
131,00	6.224,03	AS	101,99	13 Φ 32mm	0,90	3 Φ 6,3mm
145,60	-4.632,95	AS	53,82	15 Φ 32mm	0,90	3 Φ 6,3mm
Área Total (cm²):						1.115,81

Fonte: Autora (2017)

A área de armadura total obtida para este caso, considerando as armaduras longitudinais e de pele, foi de 1.135,81 cm², resultando num aumento de 4% em relação ao caso III. As solicitações encontradas diminuiram 32 e 36% em relação aos momentos máximos negativos e positivos para cada caso, respectivamente. A diminuição dos esforços está diretamente ligada à redução das cargas advindas do peso próprio da estrutura, reduzindo significativamente as reações nos pontos de apoio e, conseqüentemente, gerando um gasto menor com as fundações. Já, o acréscimo da área de armadura necessária, justifica-se pela diminuição da área resistente da seção, necessitando em alguns casos, a utilização de armadura dupla para ajudar a absorver os esforços de compressão.

Pfeil (1984) realizou um procedimento semelhante, onde comparou a armadura necessária para uma viga em concreto armado e protendido. As cargas utilizadas foram as mesmas, incluindo o peso próprio, e o resultado encontrado foi a redução de 60% na armadura (ativa e passiva) quando utilizado concreto protendido. Neste projeto, encontramos uma redução de aproximadamente 61% da área total de armadura, tornado coerente o resultado obtido.

Quando comparado as vigas em concreto armado (casos III e IV), nota-se uma redução do concreto perante o caso IV, porém, este apresenta um aumento de aproximadamente 40 cm² de armadura. A solução mais otimizada, neste caso, dependeria de uma análise dos custos envolvidos, bem como, das definições pré-estabelecidas do projeto estrutural. Nos anexos A e B, podem ser visualizadas as armaduras ativa e passiva, respectivamente, para as vigas protendidas de 37,8 metros. No apêndice A, consta o memorial de cálculo das armaduras, enquanto que no anexo C, são apresentadas as tabelas utilizadas no dimensionamento das longarinas.

7. CONCLUSÃO

O presente trabalho teve por objetivo aprimorar os conhecimentos na área de estruturas, por meio do estudo de diferentes concepções estruturais de uma ponte simplificada em concreto armado, localizada em Tubarão/SC. O programa computacional SAP2000 possui uma ampla base de ferramentas, nas quais puderam ser simulados carregamentos permanentes e móveis, que permitiram uma análise mais eficiente e prática da estrutura como um todo.

Dentre as soluções estudadas, o modelo com vigas contínuas em concreto protendido apresentou os melhores comportamentos, com uma diminuição expressiva das solicitações impostas à estrutura, e com uma significativa redução do material necessário para compor as vigas principais. Pode-se notar, que o peso próprio da estrutura é um dos fatores mais influentes na determinação da concepção estrutural, sendo que as vigas de concreto protendido, neste caso, tornam-se a solução mais vantajosa a ser empregada. O uso de vigas protendidas esbeltas permite o alcance de vãos com maiores extensões, garantindo uma maior leveza à estrutura. Tais características, aliadas à redução dos materiais como concreto e aço, fazem com que seu uso diminua os custos finais da obra e se torne economicamente viável em estruturas de grande porte.

Em relação aos tipos de vinculação aplicados nas longarinas, nota-se que as vigas quando contínuas forneceram resultados mais significativos, caracterizados pela melhor distribuição dos esforços em toda a extensão do elemento. Deve-se salientar, que quando empregado concreto protendido, é mais usual a execução de vigas isostáticas, como realizado no projeto original da ponte. Entretanto, percebe-se que o uso de concreto protendido em forma de vigas contínuas pode trazer grandes benefícios à estrutura, como a diminuição dos carregamentos pontuais e uma melhor interação entre todos os elementos estruturais. As precauções que devem ser tomadas neste tipo de concepção, estão atreladas à fase de execução da protensão. Este método implica na necessidade de mão de obra especializada, bem como um rígido controle do concreto utilizado, dos cuidados relacionados à corrosão das armaduras ativas, e ainda, no posicionamento das mesmas, que deve ser o mais fiel possível ao projeto, para evitar o surgimento de esforços inesperados. Nota-se que a escolha desta

concepção estrutural, implica na elaboração de um projeto muito mais complexo, sendo que nem sempre seu uso se torna viável, de acordo com a quantidade de variáveis existentes.

Por fim, de acordo com as análises realizadas e os resultados apresentados, sugere-se para estudos futuros, a utilização de vigas mistas em estruturas de grande porte, a análise de vigas em concreto armado de seção I, bem como uma avaliação dos custos ligados à execução de vigas isostáticas e contínuas em concreto protendido. É proposta, a análise deste projeto com a utilização de outro programa computacional, a fim de avaliar o desempenho relacionado a diferentes *softwares*. Sugere-se ainda, um estudo mais aprofundado do recurso *Frame Insertion Point* (centro de gravidade descentralizado), aplicando em estruturas mais simples para verificar sua viabilidade e influência sobre as solicitações na estrutura.

REFERÊNCIAS

ADVISOR.travel. **Ponte Britannia**. Disponível em < <https://pt.advisor.travel/poi/Ponte-Britannia-4673>>. Acesso em: 01 jul. 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. 3 ed. Rio de Janeiro, 2014.

_____. **NBR 7187**: Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR 7188**: Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. 2 ed. Rio de Janeiro, 2013.

_____. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NB2**: Projeto e execução de pontes de concreto armado. Rio de Janeiro, 1961.

BOSA, Gabriel; CARDOSO, Mayara. Uma Semana de Ponte Cavalcanti. **A Tribuna**, 20 abr. 2016. Disponível em: <<http://www.clicatribuna.com/noticia/especial/uma-semana-de-ponte-cavalcanti-17853>>. Acesso em: 23 abr. 2017.

CASTRO, Thiago da Silva. **Ponte vau grande – Cruzaltense – RS**. 2015. 83 p. Memorial de cálculo, Rio Grande do Sul, Palmeira das Missões, 2015.

COMPUTERS AND STRUCTURES, INC. **SAP2000. Site oficial**. Disponível em: <<https://www.csiamerica.com/products/sap2000>>. Acesso em: 23 abr. 2017.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Manual de estudos de tráfego**. DNIT, Rio de Janeiro, 2006.

_____. **Projeto executivo de engenharia para execução das obras de construção da ponte sobre o rio tubarão (LE) incluindo demolição da ponte existente, na rodovia BR-101/SC**. DNIT, set. 2015. 1-3 v.

DEUSCHLE, Eduardo. **Estudo de métodos clássicos e numéricos para obtenção de esforços solicitantes em longarinas de pontes**. 2016. 160 p. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2016.

HOSS, Cristiano. **Projeto de uma ponte em arco inferior em concreto armado**. 2014. 144 p. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2014.

ISTOCK by Getty Images. **Ponte Britannia**. Disponível em <[http://www.istockphoto.com/br/fotos/túmulo-de-adriano?excludenudity=true&mediatype=photography&phrase=túmulo%20de%20adriano&ort=mostpopular](http://www.istockphoto.com/br/fotos/túmulo-de-adriano?excludenudity=true&mediatype=photography&phrase=túmulo%20de%20adriano&sort=mostpopular)>. Acesso em: 04 jun. 2017.

JANSEN, Rafael. **Teoria das estruturas I**. Blumenau: Universidade de Blumenau, 2017. 115 p. Departamento de Engenharia Civil da FURB.

LAZZARI, Paula Manica. **Estudo de projeto estrutural de ponte rodoviária em arco inferior em concreto armado no município de Saudade/SC**. 2008. 119 p. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.

LEONHARDT, Fritz. **Construções de concreto: princípios básicos da construção de pontes de concreto**. Rio de Janeiro: Interciência Ltda, 1979. 6 v.

LIBÂNIO, Miranda Pinheiro. **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios**. Escola de Engenharia de São Carlos, Departamento de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

MARCHETTI, Oswaldemar. **Pontes de concreto armado**. São Paulo: Edgard Blucher, 2008.

MATTOS, Tales Simões. **Programa para análise de superestruturas de pontes de concreto armado e protendido**. 2001. 156 p. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Pós-graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2001.

PFEIL, Walter. **Concreto Protendido: dimensionamento à flexão**. 1ª ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1984, 3 v.

_____. **Pontes em concreto armado**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 1979.

RODRIGUES, Rodolfo Alexandre de Almeida. **Estudo econômico de processos construtivos de tabuleiros betonados in situ em pontes de pequeno e médio vão**. 2007/2008. 126 p. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008.

ROSENBLUM, Anna. **Pontes em estruturas segmentadas pré-moldadas protendidas: análise e contribuições ao gerenciamento do processo construtivo**. 2009. 202 p. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2009.

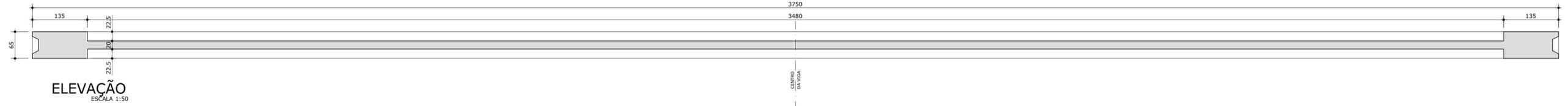
SANTA CATARINA. **Municípios**. 2017. Disponível em: <<http://www.sc.gov.br/index.php/conhecasc/municipios-de-sc/tubarao>>. Acesso em: 22 abr. 2017.

VERÍSSIMO, Gustavo de Souza; CÉSAR JR, Kléus Lenz. **Concreto Protendido: fundamentos básicos**. 1998. 78 p. 4 ed. Centro de Ciências Exatas e Tecnológicas, Universidade Federal de Viçosa, Minas Gerais, 1998.

**ANEXO A – DETALHAMENTO DAS ARMADURAS ATIVAS DA VIGA
PROTENDIDA**

IMPLANTAÇÃO DOS CABOS DE PROTENSÃO

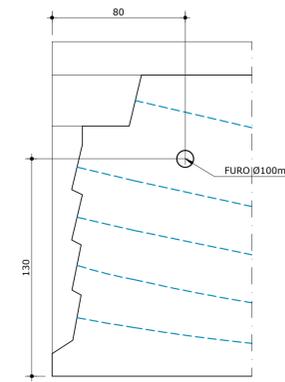
ESCALA 1:50



	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34		
CABO C-1	1.200	1.200	1.200	1.200	1.200	1.200	1.200	1.200	1.200	1.200	1.200	1.200	1.200	1.200	1.200	1.200	1.200	1.200	1.200	1.200	1.200	1.200	1.200	1.200	1.200	1.200	1.200	1.200	1.200	1.200	1.200	1.200	1.200	1.200	1.200	1.200	CABO C-1
CABO C-2	0.900	0.900	0.900	0.900	0.900	0.900	0.900	0.900	0.900	0.900	0.900	0.900	0.900	0.900	0.900	0.900	0.900	0.900	0.900	0.900	0.900	0.900	0.900	0.900	0.900	0.900	0.900	0.900	0.900	0.900	0.900	0.900	0.900	0.900	0.900	0.900	CABO C-2
CABO C-3	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600	CABO C-3
CABO C-4	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	CABO C-4
CABO C-5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	CABO C-5	

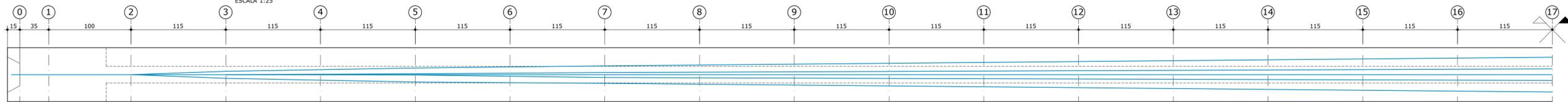
DETALHE DO FURO PARA IÇAMENTO

ESCALA 1:20



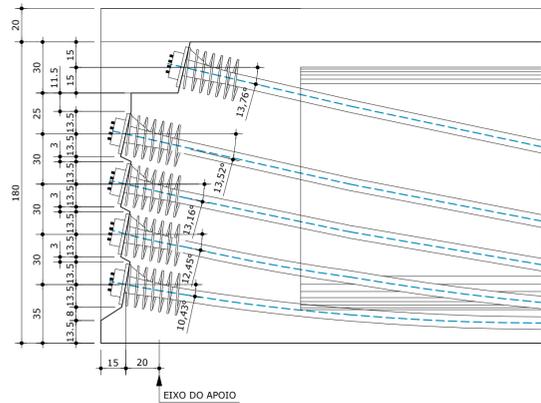
PLANTA DO POSICIONAMENTO DOS CABOS

ESCALA 1:25



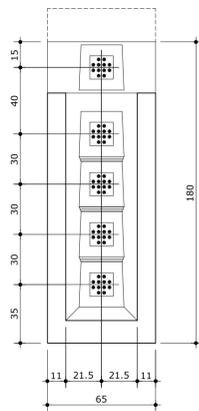
ELEVÇÃO

ESCALA 1:20



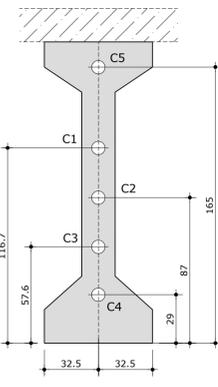
VISÃO FRONTAL

ESCALA 1:20



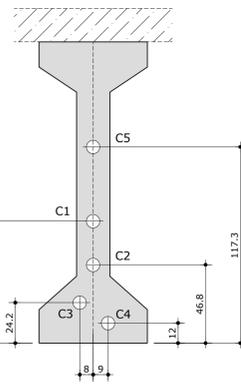
SEÇÃO 1=33

ESCALA 1:20



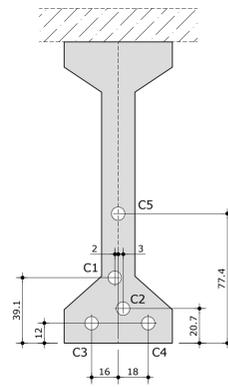
SEÇÃO 3=31

ESCALA 1:20



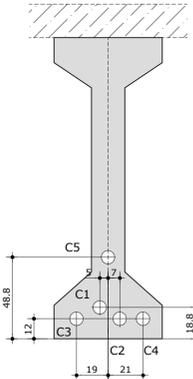
SEÇÃO 5=29

ESCALA 1:20



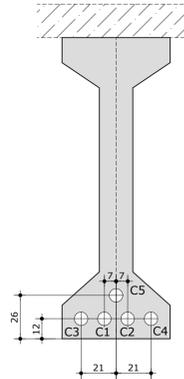
SEÇÃO 7=27

ESCALA 1:20



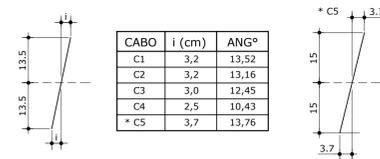
SEÇÃO 17

ESCALA 1:20



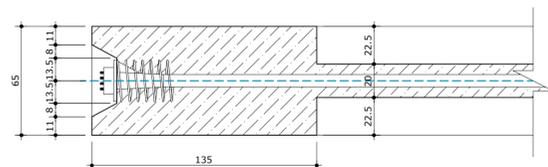
INCLINAÇÃO DAS FACES

ESCALA 1:10



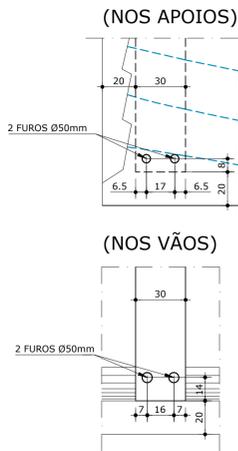
PLNATA

ESCALA 1:20



DETALHE DOS FUROS PARA AS TRANSVERINAS

ESCALA 1:20



ESPECIFICAÇÕES PARA A PROTENSÃO

- CONCRETO $f_{ck} \geq 35$ MPa PARA TODAS AS PEÇAS ETRUTURAIAS
- A PROTENSÃO SERÁ EXECUTADA EM DUAS ETAPAS:
 - ETAPA - NO CANTEIRO DE PRÉ-MOLDAGEM.
 - SERÃO PROTENDIDOS OS CABOS C1 a C4, NA ORDEM DE NUMERAÇÃO.
 - O CONCRETO DEVERÁ APRESENTAR MADUREZA DE EQUIVALENTE A 7 DIAS E RESISTENCIA $f_{cj} \geq 26$ MPa.
 - OS CABOS DEVERÃO SER PROTENDIDOS PELAS DUAS EXTREMIDADES.
 - ETAPA - APÓS O POSICIONAMENTO DAS VIGAS NOS APOIOS DEFINITIVOS, E A CONCRETAGEM DAS TRANSVERINAS E DAS LAJES DO TABOLEIRO.
 - SERÁ PROTENDIDO O CABO C5.
 - A IDADE MÍNIMA PARA O CONCRETO NO LOCAL PARA ESTA ETAPA SERÁ 20 DIAS E $f_{cj} \geq 26$ MPa.
 - O CABO DEVERA SER PROTENDIDO PELAS DUAS EXTREMIDADES.
- CARACTERISTICA DOS CABOS DE PROTENÇÃO:
 - Nº DE CORDOALHAS: 12Ø12,7mm, AÇO CP-190 RB
 - ÁREA DE AÇO: $A_p = 12,0$ cm²
 - DIÂMETRO DA BAINHA: 65 mm (INTERNO)
71 mm (EXTERNO)
- FORÇA INICIAL DE PROTENSÃO PARA TODOS OS CABOS:
 $P_o = 166,00$ tf
- MÓDULO DE ELASTICIDADE DO AÇO DE PROTENSÃO:
 $E_p = 195.000$ MPa
- COEFICIENTE DE ATRITO:
 - EM CURVA $\mu=0,20$
 - EM RETA $k=0,002$
- ACOMODAÇÃO DA ANCORAGENS:
 $S = 6$ mm
- BAINHAS:
 - EMPREGAR BAINHAS METÁLICAS, SEMI-RÍGIDAS E GALVANIZADAS.

TABELA DOS CABOS DE PROTENSÃO - 12Ø12,7mm CP 190 RB

CABOS	NUMERO DE CORDOALHAS	QUANTIDADE ANCORAGENS	COMPRIMENTO DOS CABOS		COMPRIMENTO DAS BAINHAS		ALONG. TOTAL DO CABO(mm)	
			UNIT.	TOTAL	UNIT.	TOTAL		
C-1	12 Ø12,7	1	2	39,00	39,00	37,00	37,00	241
C-2	12 Ø12,7	1	2	39,00	39,00	37,00	37,00	240
C-3	12 Ø12,7	1	2	38,90	38,90	36,90	36,90	240
C-4	12 Ø12,7	1	2	38,80	38,80	36,80	36,80	240
C-5	12 Ø12,7	1	2	38,30	38,30	36,30	36,30	237
RESUMO DO AÇO CP190 RB 12Ø12,7mm - PARA 1 VIGA								
CABO	Kg/m		COMPRIMENTO		PESO TOTAL			
12 Ø12,7mm	9,50		194,00		1843,00 Kg			
RESUMO DAS BAINHAS SEMI-RÍGIDAS GALVANIZADAS								
Ø EXT. (mm)		Ø INT. (mm)		COMPRIMENTO TOTAL				
71mm		65mm		184,00				

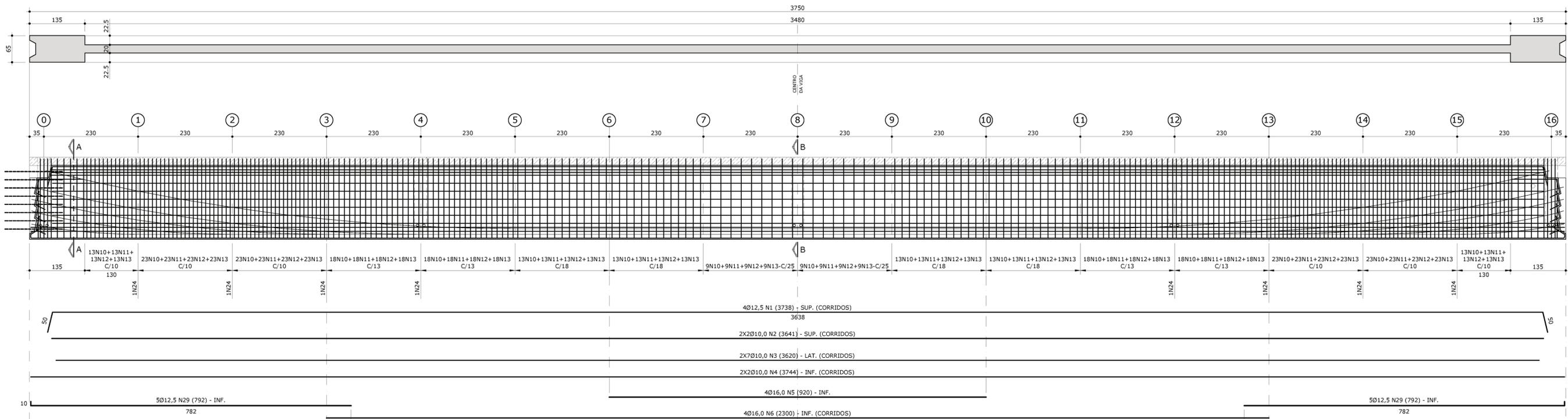
REVISÃO	DATA	MODIFICAÇÃO
00	23/10/2014	EMIÇÃO

CONSÓRCIO ENGEDAL-CIMA WILSON PICHETH GHEUR CREA 976-D/PR		OBR: PONTE SOBRE O RIO TUBARÃO CLASSE 45 - NBR - 7188-2013 LOCAL: BR101/SC TIJUCAS-DIVISA SC/RS	
RUA MARIA CLARA, 300 - CURITIBA - PARANÁ - CEP.: 80030-140 TELEFONE.: (41)3352 3166 - FAX: (41)3253 2157		ESCALA:	DATA:
		INDICADA	OUTUBRO/2014
PROJETO: ARMADURA DE PROTENSÃO... DESENHO: JARDEL J. MEDEIROS		REFERÊNCIA: ARMADURA DE PROTENSÃO DAS VIGAS 3750cm	

**ANEXO B – DETALHAMENTO DAS ARMADURAS PASSIVAS DA VIGA
PROTENDIDA**

FORMA E ARMADURA PASSIVA DAS VIGAS PRÉ-MOLDADAS (3750cm) - (24X)

ESCALA 1:50

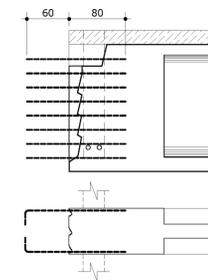
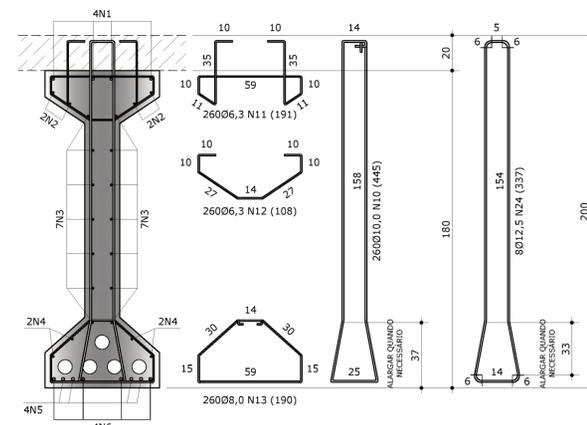
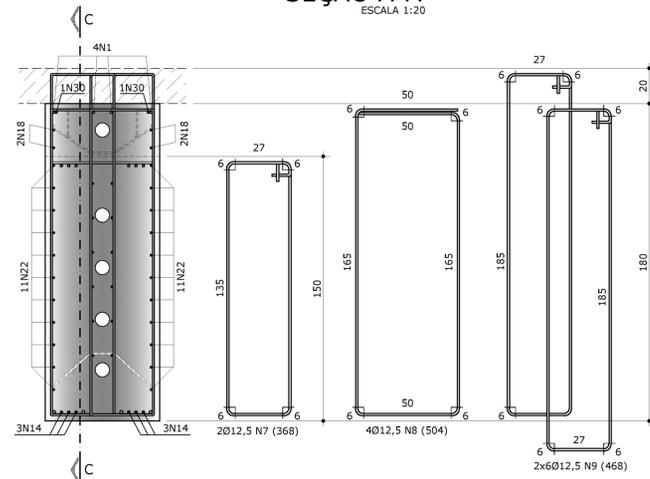
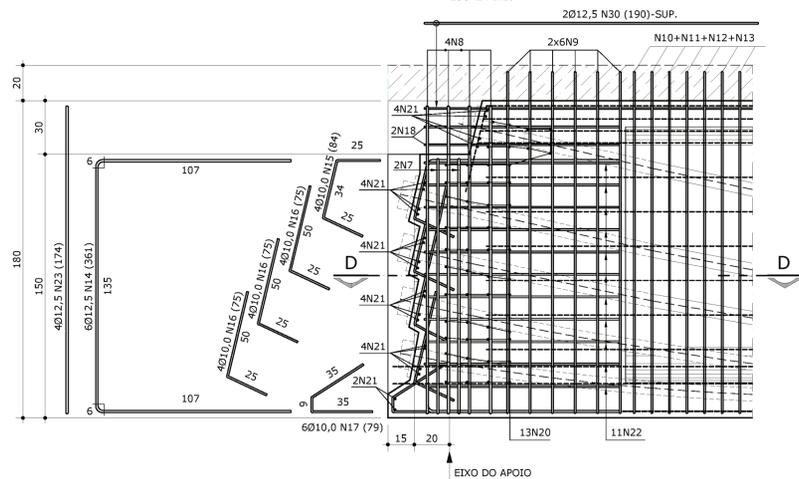


SEÇÃO C-C
ESCALA 1:20

SEÇÃO A-A
ESCALA 1:20

SEÇÃO B-B
ESCALA 1:20

DET. DE ANCORAGEM DO BALANÇO
ESCALA 1:50

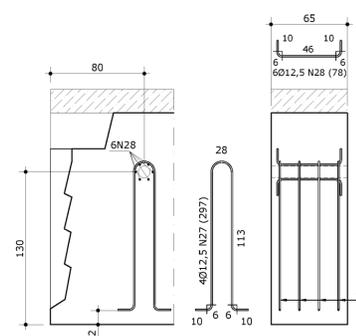
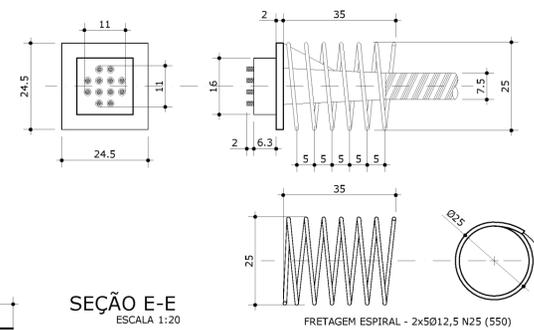


OBS.: (VER PRANCHA 13-ARMADURA DO BALANÇO)
AS ARMADURAS DE FIXAÇÃO DOS BALANÇOS SERÃO
COLOCADAS APENAS NAS VIGAS DOS VÃO
LATERAIS, E NA EXTREMIDADE ADJACENTE AO BALANÇO.

N	Ø	QUANT.	COMPR. UNIT. (cm)
1	12,5	4	3738
2	10,0	4	3641
3	10,0	14	3620
4	10,0	4	3744
5	16,0	4	920
6	16,0	4	2300
7	12,5	4	368
8	12,5	8	504
9	12,5	24	468
10	10,0	260	445
11	6,3	260	191
12	6,3	260	108
13	8,0	260	190
14	12,5	12	361
15	10,0	8	84
16	10,0	24	75
17	10,0	12	79
18	10,0	4	313
19	10,0	44	51
20	10,0	26	297
21	10,0	44	79
22	10,0	22	366
23	12,5	8	174
24	12,5	8	337
25	12,5	10	550
26	10,0	18	60
27	12,5	8	297
28	12,5	12	78
29	12,5	10	792
30	12,5	4	190

DETALHE DO FURO IÇAMENTO
ESCALA 1:30

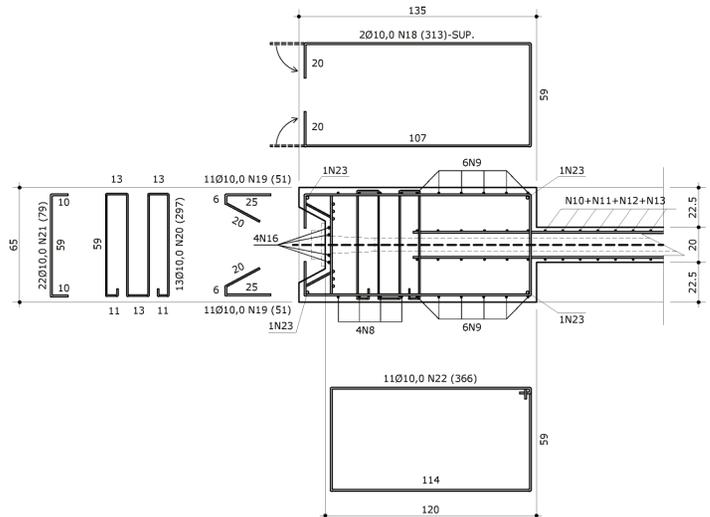
FRETAGEM DOS CABOS ESPIRAL Ø12,5 CA-50 (10X)
ESCALA 1:10



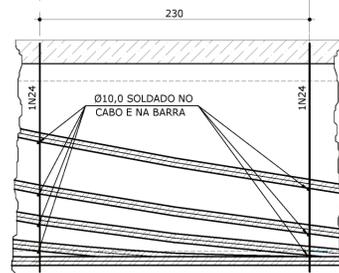
* = COMPRIMENTO TOTAL CORRIDO NÃO CONSIDERAR PARA CORTE.

Ø	kg/m	COMPR. (m)	PESO (kg)
6,3	0,250	778	195
8,0	0,400	494	198
10,0	0,630	2.232	1.407
12,5	1,000	576	576
16,0	1,600	129	207
TOTAL	kg	PARA UMA VIGA	2.583
TOTAL	kg	PARA 24 VIGAS	61.992

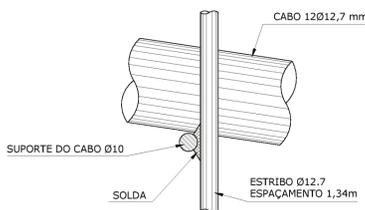
SEÇÃO D-D
ESCALA 1:20



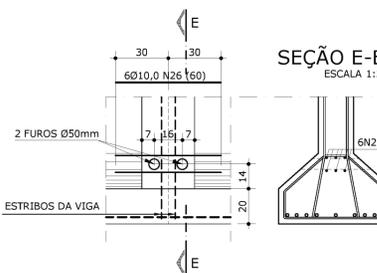
1 SUPORTE DOS CABOS
ESCALA 1:30



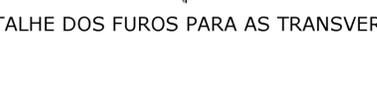
DETALHE DOS SUPORTES DOS CABOS
ESCALA 1:2



SEÇÃO E-E
ESCALA 1:20



DETALHE DOS FUROS PARA AS TRANSVERINAS (3X)
ESCALA 1:20



Ø	r	x	Ø
12,5	31,5	4,4	6
16,0	40	5,6	7,5
20,0	80	10	14
25,0	100	12,5	17,5

cb = comprimento da barra

REVISÃO	DATA	MODIFICAÇÃO
00	23/10/2014	EMIÇÃO
01	04/03/2015	REVISÃO-TABELA

CONSORCIO ENGEDAL-CIMA WILSON PICHETH GHEUR CREA 976-D/PR	OBRA: PONTE SOBRE O RIO TUBARÃO CLASSE 45 - NBR - 7188-2013
RUA MARIA CLARA, 300 - CURITIBA - PARANÁ - CEP.: 80020-140 TELEFONE: (41)3352 3166 - FAX: (41)3353 2157	LOCAL: BR101/SC TIJUCAS-DIVISA SC/RS
ESCALA: INDICADA	DATA: MARÇO/2015

ARQUIVO: 07-ARMADURA PASSIVA DAS V...	REFERÊNCIA: ARMADURA PASSIVA DAS VIGAS 3750cm
DESENHO: JARDEL J. MEDEIROS	

07

ESTE DESENHO É PROPRIEDADE DA PROJETH - NÃO PODE SER TRANSFERIDO OU USADO PARA OUTROS FINS SEM AUTORIZAÇÃO ESCRITA.

ANEXO C – TABELAS DE DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO DAS LONGARINAS

Ky	Kx	Kz	Km									Ka		
			fck50	fck45	fck40	fck35	fck30	fck25	fck20	fck15	CA25	CA50	CA60	
0,010	0,013	0,995	33,107	36,785	41,383	47,295	55,178	66,213	82,767	110,356	0,046	0,023	0,019	
0,020	0,025	0,990	16,637	18,486	20,796	23,767	27,728	33,274	41,592	55,457	0,046	0,023	0,019	
0,030	0,038	0,985	11,148	12,386	13,935	15,925	18,579	22,295	27,869	37,159	0,047	0,023	0,019	
0,040	0,050	0,980	8,403	9,337	10,504	12,005	14,006	16,807	21,008	28,011	0,047	0,023	0,020	
0,050	0,063	0,975	6,757	7,508	8,446	9,653	11,262	13,514	16,893	22,524	0,047	0,024	0,020	
0,060	0,075	0,970	5,660	6,289	7,075	8,086	9,433	11,320	14,150	18,867	0,047	0,024	0,020	
0,070	0,088	0,965	4,877	5,418	6,096	6,967	8,128	9,753	12,191	16,255	0,048	0,024	0,020	
0,080	0,100	0,960	4,289	4,766	5,362	6,127	7,149	8,578	10,723	14,297	0,048	0,024	0,020	
0,090	0,113	0,955	3,833	4,258	4,791	5,475	6,388	7,665	9,581	12,775	0,048	0,024	0,020	
0,100	0,125	0,950	3,467	3,853	4,334	4,954	5,779	6,935	8,669	11,558	0,048	0,024	0,020	
0,110	0,138	0,945	3,169	3,521	3,961	4,527	5,282	6,338	7,922	10,563	0,049	0,024	0,020	
0,120	0,150	0,940	2,920	3,245	3,650	4,172	4,867	5,841	7,301	9,734	0,049	0,024	0,020	
0,130	0,163	0,935	2,710	3,011	3,388	3,872	4,517	5,420	6,775	9,034	0,049	0,025	0,020	
0,140	0,175	0,930	2,530	2,811	3,163	3,614	4,217	5,060	6,325	8,433	0,049	0,025	0,021	
0,150	0,188	0,925	2,374	2,638	2,968	3,392	3,957	4,748	5,935	7,914	0,050	0,025	0,021	
0,160	0,200	0,920	2,238	2,487	2,797	3,197	3,730	4,476	5,595	7,460	0,050	0,025	0,021	
0,170	0,213	0,915	2,118	2,353	2,647	3,025	3,530	4,235	5,294	7,059	0,050	0,025	0,021	
0,180	0,225	0,910	2,011	2,235	2,514	2,873	3,352	4,022	5,028	6,704	0,051	0,025	0,021	
0,190	0,238	0,905	1,916	2,129	2,395	2,737	3,193	3,831	4,789	6,386	0,051	0,025	0,021	
0,200	0,250	0,900	1,830	2,033	2,288	2,614	3,050	3,660	4,575	6,100	0,051	0,026	0,021	
0,210	0,263	0,895	1,753	1,947	2,191	2,504	2,921	3,505	4,382	5,842	0,051	0,026	0,021	
0,220	0,275	0,890	1,682	1,869	2,103	2,403	2,804	3,365	4,206	5,608	0,052	0,026	0,022	
0,230	0,288	0,885	1,618	1,798	2,023	2,312	2,697	3,237	4,046	5,394	0,052	0,026	0,022	
0,240	0,300	0,880	1,560	1,733	1,950	2,228	2,600	3,119	3,899	5,199	0,052	0,026	0,022	
0,250	0,313	0,875	1,506	1,673	1,882	2,151	2,510	3,012	3,765	5,020	0,053	0,026	0,022	
0,260	0,325	0,870	1,456	1,618	1,820	2,080	2,427	2,913	3,641	4,854	0,053	0,026	0,022	
0,270	0,338	0,865	1,410	1,567	1,763	2,015	2,351	2,821	3,526	4,702	0,053	0,027	0,022	
0,280	0,350	0,860	1,368	1,520	1,710	1,954	2,280	2,736	3,420	4,560	0,053	0,027	0,022	
0,290	0,363	0,855	1,329	1,476	1,661	1,898	2,214	2,657	3,321	4,428	0,054	0,027	0,022	
0,300	0,375	0,850	1,292	1,435	1,615	1,845	2,153	2,584	3,230	4,306	0,054	0,027	0,023	
0,310	0,388	0,845	1,258	1,397	1,572	1,796	2,096	2,515	3,144	4,192	0,054	0,027	0,023	
0,320	0,400	0,840	1,225	1,362	1,532	1,751	2,042	2,451	3,064	4,085	0,055	0,027	0,023	
0,330	0,413	0,835	1,195	1,328	1,494	1,708	1,992	2,391	2,989	3,985	0,055	0,028	0,023	
0,340	0,425	0,830	1,167	1,297	1,459	1,668	1,945	2,335	2,918	3,891	0,055	0,028	0,023	
0,350	0,438	0,825	1,141	1,268	1,426	1,630	1,901	2,282	2,852	3,803	0,056	0,028	0,023	
0,360	0,450	0,820	1,116	1,240	1,395	1,594	1,860	2,232	2,790	3,720	0,056	0,028	0,023	
0,370	0,463	0,815	1,092	1,214	1,365	1,561	1,821	2,185	2,731	3,641	0,056	0,028	0,024	
0,380	0,475	0,810	1,070	1,189	1,338	1,529	1,784	2,140	2,676	3,567	0,057	0,028	0,024	
0,390	0,488	0,805	1,049	1,166	1,312	1,499	1,749	2,098	2,623	3,497	0,057	0,029	0,024	
0,400	0,500	0,800	1,029	1,144	1,287	1,471	1,716	2,059	2,574	3,431	0,058	0,029	0,024	
0,410	0,513	0,795	1,011	1,123	1,263	1,444	1,684	2,021	2,527	3,369	0,058	0,029	0,024	
0,420	0,525	0,790	0,993	1,103	1,241	1,418	1,655	1,986	2,482	3,309	0,058	0,029	0,024	
0,430	0,538	0,785	0,976	1,084	1,220	1,394	1,626	1,952	2,440	3,253	0,059	0,029	0,024	
0,440	0,550	0,780	0,960	1,066	1,200	1,371	1,600	1,920	2,400	3,199	0,059	0,029	0,025	
0,450	0,563	0,775	0,945	1,049	1,181	1,349	1,574	1,889	2,361	3,148	0,059	0,030	0,025	
0,460	0,575	0,770	0,930	1,033	1,163	1,329	1,550	1,860	2,325	3,100	0,060	0,030	0,025	
0,470	0,588	0,765	0,916	1,018	1,145	1,309	1,527	1,832	2,290	3,054	0,060	0,030	0,025	
0,480	0,600	0,760	0,903	1,003	1,129	1,290	1,505	1,806	2,257	3,010	0,061	0,030		

Continua

Continuação

0,490	0,613	0,755	0,890	0,989	1,113	1,272	1,484	1,781	2,226	2,968	0,061	0,030	
0,500	0,625	0,750	0,878	0,976	1,098	1,255	1,464	1,757	2,196	2,928	0,061	0,031	
0,510	0,638	0,745	0,867	0,963	1,084	1,239	1,445	1,734	2,167	2,890	0,062		
0,520	0,650	0,740	0,856	0,951	1,070	1,223	1,427	1,712	2,140	2,854	0,062		
0,530	0,663	0,735	0,846	0,940	1,057	1,208	1,409	1,691	2,114	2,819	0,063		
0,540	0,675	0,730	0,836	0,928	1,045	1,194	1,393	1,671	2,089	2,785	0,063		
0,550	0,688	0,725	0,826	0,918	1,033	1,180	1,377	1,652	2,065	2,754	0,063		
0,560	0,700	0,720	0,817	0,908	1,021	1,167	1,362	1,634	2,042	2,723	0,064		
0,570	0,713	0,715	0,808	0,898	1,010	1,155	1,347	1,617	2,021	2,694	0,064		
0,580	0,725	0,710	0,800	0,889	1,000	1,143	1,333	1,600	2,000	2,666	0,065		
0,590	0,738	0,705	0,792	0,880	0,990	1,131	1,320	1,584	1,980	2,640	0,065		
0,600	0,750	0,700	0,784	0,871	0,980	1,120	1,307	1,569	1,961	2,614	0,066		
0,610	0,763	0,695	0,777	0,863	0,971	1,110	1,295	1,554	1,943	2,590	0,066		
0,620	0,775	0,690	0,770	0,856	0,963	1,100	1,283	1,540	1,925	2,567	0,067		

OBSERVAÇÕES:

Kx = 0,4 situação limite entre armadura simples e dupla para momento negativo com fck maior que 35 Mpa

Kx = 0,5 situação limite entre armadura simples e dupla para momento negativo com fck menor ou igual a 35 Mpa

Kx = 0,625 situação limite entre armadura simples e dupla para momento positivo para qualquer fck

Tabela 1.3a														
ÁREA DA SEÇÃO DE BARRAS A_s (cm ²)														
LARGURA MÍNIMA PARA UMA CAMADA b_w (cm)														
DIÂMETRO NOMINAL (mm)	MASSA APROX. (kg/m)	MASSA NOMINAL (kg/m)	A_s (cm ²) e b_w (cm)	NÚMERO DE BARRAS										
				1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
5	$\frac{3}{16}$	0,154	A_s	0,20	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96	
			b_w	Br.1	-	10	12	15	18	21	23	26	29	32
				Br.2	-	10	14	17	21	24	28	31	35	38
6,3	$\frac{1}{4}$	0,245	A_s	0,31	0,62	0,94	1,25	1,56	1,87	2,18	2,49	2,81	3,12	
			b_w	Br.1	-	10	13	16	19	21	24	27	30	33
				Br.2	-	11	14	18	21	25	29	32	36	40
8	$\frac{5}{16}$	0,395	A_s	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52	5,03	
			b_w	Br.1	-	10	13	16	19	22	26	29	32	35
				Br.2	-	11	15	18	22	26	30	34	37	41
10	$\frac{3}{8}$	0,617	A_s	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85	
			b_w	Br.1	-	11	14	17	20	24	27	30	34	37
				Br.2	-	11	15	19	23	27	31	35	39	43
12,5	$\frac{1}{2}$	0,963	A_s	1,23	2,45	3,68	4,91	6,14	7,36	8,59	9,82	11,04	12,27	
			b_w	Br.1	-	11	15	18	22	25	29	32	36	39
				Br.2	-	12	16	20	25	29	33	37	42	46
16	$\frac{5}{8}$	1,578	A_s	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11	
			b_w	Br.1	-	12	16	20	23	27	31	35	39	43
				Br.2	-	12	17	22	26	31	35	40	45	49
20	$\frac{3}{4}$	2,466	A_s	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	31,42	
			b_w	Br.1	-	13	17	21	25	30	34	38	43	47
				Br.2	-	13	18	23	28	33	38	43	48	53
22	$\frac{7}{8}$	2,984	A_s	3,80	7,60	11,40	15,21	19,01	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01	
			b_w	Br.1	-	13	17	22	26	31	35	40	44	49
				Br.2	-	14	19	24	29	34	40	45	50	55
25	1	3,853	A_s	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	49,09	
			b_w	Br.1	-	14	19	24	29	34	39	44	49	54
				Br.2	-	14	20	25	31	36	42	47	53	58
32	$1\frac{1}{4}$	6,313	A_s	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42	
			b_w	Br.1	-	16	22	29	35	41	48	54	61	67
				Br.2	-	16	22	29	35	41	48	54	61	67
40	$1\frac{1}{2}$	9,865	A_s	12,57	25,13	37,70	50,27	62,83	75,40	87,96	100,5	113,1	125,7	
			b_w	Br.1	-	18	26	34	42	50	58	66	74	82
				Br.2	-	18	26	34	42	50	58	66	74	82

Elaborada por Alessandro L. Nascimento e Libânio M. Pinheiro.
De acordo com a NBR 7480:1996; b_w conforme item 18.3.2.2 da NBR 6118:2003.

Br.1 = Brita 1 ($\phi_{max} = 19$ mm) Br.2 = Brita 2 ($\phi_{max} = 25$ mm)

Valores adotados: $\phi_t = 6,3$ mm e $c = 2,5$ cm.

Para $c = 3,0$ (3,5) cm, somar 1 (2) cm aos valores de b_w .

$e_t : 2$ cm; $\phi_c : 1,2\phi_{tmax}$; $e_v : 2$ cm; $\phi_c : 0,5\phi_{tmax}$ (maiores valores)

**APÊNDICE A – MEMORIAL DE CÁLCULO DO DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO
DAS LONGARINAS**

As formulações utilizadas no dimensionamento basearam-se na norma de projeto de estruturas de concreto, NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014). O procedimento foi realizado para os casos III e IV, sendo que todos os cálculos foram baseados nas tabelas que constam no anexo C (LIBÂNIO, 2007).

1. ARMADURA SIMPLES

Considerando o momento máximo negativo para o caso III, de -13.726,26 kN.m (Mk), $f_{ck} = 35$ MPa, CA50, cobrimento de 3,5 cm (d''), $h = 250$ cm e $b_w = 65$ cm, tem-se:

$$a) \quad M_d = M_k * 100 \text{ (cm)} * 1,4 = 13.726,26 * 100 * 1,4 = 1.921.676 \text{ kN.cm}$$

$$b) \quad d = h - d'' = 250 - 3,5 = 246,5 \text{ cm}$$

$$c) \quad K_m = \frac{b_w * d^2}{M_d} = \frac{65 * 246,5^2}{1.921.676} = 2,05$$

Como K_{al} é 0,029 para momentos negativos, o K_m limite é 1,471. Logo, K_m limite é menor que o K_m , portanto a armadura necessária é simples. O K_a utilizado na formulação que segue, é referente ao valor encontrado para o $K_m = 2,05$.

$$d) \quad A_s = \frac{k_a * M_d}{d} = \frac{0,026 * 1.921.676}{246,5} = 202,69 \text{ cm}^2$$

$$e) \quad A_{s, \text{mín}} = \rho_{\text{mín}} * b_w * h = 0,00164 * 65 * 250 = 26,65 \text{ cm}^2$$

$$A_{s, \text{máx}} = 4\% * b_w * d = 0,04 * 65 * 246,5 = 640,90 \text{ cm}^2$$

A armadura encontrada está entre os limites estabelecidos. Utiliza-se então, para a armadura de 202,69 cm², 26 ϕ 32 mm (Área nominal ϕ 32 mm = 8,04 cm²).

$$f) \quad A_s' \leq (0,90 \text{ cm}^2); \left(\frac{1}{5} * A_s\right); (A_s \text{ mín}),$$

A armadura construtiva utilizada será de 0,90 cm², composta por 3 ϕ 6,3 mm (Área nominal ϕ 6,3 mm = 0,31 cm²).

2. ARMADURA DUPLA

Considerando o momento máximo negativo para o caso IV, de -9.444,24 kN.m (Mk), $f_{ck} = 35$ MPa, CA50, cobrimento de 3,5 cm (d''), $h = 200$ cm e $b_w = 40$ cm, tem-se:

$$g) \quad M_d = M_k * 100 \text{ (cm)} * 1,4 = 9444,24 * 100 * 1,4 = 1.322.194 \text{ kN.cm}$$

$$h) \quad d = h - d'' = 200 - 3,5 = 196,5 \text{ cm}$$

$$i) \quad K_m = \frac{b_w * d^2}{M_d} = \frac{40 * 196,5^2}{1.322.194} = 1,17$$

Como Kal é 0,029 para momentos negativos, o Km limite é 1,471. Logo, Km limite é maior que o Km , portanto a armadura necessária é dupla.

$$j) \quad Md1 = \frac{bw*d^2}{kml} = \frac{40*196,5^2}{1,471} = 1.049.959,2 \text{ kN.cm}$$

$$k) \quad AS1 = \frac{kal*Md1}{d} = \frac{0,029*1.049.959,2}{196,5} = 154,96 \text{ cm}^2$$

$$l) \quad Md2 = Md - Md1 = 1.322.194 - 1.049.959,2 = 272.234,4 \text{ kN.cm}$$

$$m) \quad AS2 = \frac{Md2}{fyd*(d-d'')} = \frac{272.234,4}{\left(\frac{50}{1,15}\right)*(196,5-3,5)} = 32,44 \text{ cm}^2$$

$$n) \quad AS = AS1 + AS2 = 154,96 + 32,44 = 187,40 \text{ cm}^2$$

$$o) \quad As, \text{ mín} = pmín * bw * h = 0,00164 * 40 * 200 = 13,12 \text{ cm}^2$$

$$As, \text{ máx} = 4\% * bw * d = 0,04 * 40 * 196,5 = 314,40 \text{ cm}^2$$

A armadura se encontra entre os valores limites. Foi utilizado então, para uma área de 187,40 cm², 24 ϕ 32 mm. (Área nominal ϕ 32 mm = 8,04 cm²).

$$p) \quad \sigma's = \left(\frac{x-d''}{x}\right) * 3,5\% = \left(\frac{98,25-3,5}{98,25}\right) * 3,5 = 3,40\%$$

$$\text{Onde: } y = kyl * d = 0,4 * 196,5 = 78,60;$$

$$x = 1,25 * y = 1,25 * 78,60 = 98,25.$$

$$\text{Se } \sigma's \geq 2,1\% \rightarrow \sigma's = fyd$$

$$\sigma's < 2,1\% \rightarrow \sigma's = Ey * \sigma's$$

Como $\sigma's = 3,40$, o valor de $\sigma's$ utilizado deverá ser fyd , que é igual a (50/1,15).

Logo, o valor de AS' (armadura secundária), será igual ao de $AS2$ (32,44 cm²). Para esta, utilizou-se 9 ϕ 22 mm (Área nominal ϕ 22 mm = 3,80 cm²).

3. ARMADURA PARA VIGAS TIPO T

Considerando o momento máximo positivo para o caso III, de 10.820,71 kN.m (M_k), $f_{ck} = 35$ MPa, CA50, cobrimento de 3,5 cm (d''), $h = 250$ cm, $hf = 20$ cm e $bw = 65$ cm, tem-se:

a) A largura de contribuição da laje é contínua para os dois lados ($b1$)

b) $b1 \leq (0,5 * b2); (0,10 * a)$,

Onde: $b2 = 235$ cm (Largura livre entre as longarinas);

$a = 3.780$ cm (Maior vão efetivo).

$$c) \quad bf = (2 * b1) + bw = (2 * 118) + 65 = 301 \text{ cm}$$

$$d) \quad Md = Mk * 100 \text{ (cm)} * 1,4 = 10.820,71 * 100 * 1,4 = 1.514.899 \text{ kN.cm}$$

$$e) \quad Mdl = 0,85 * \left(\frac{3,5}{1,4}\right) * bf * hf * \left(d - \left(\frac{hf}{2}\right)\right) = 0,85 * \left(\frac{3,5}{1,4}\right) * 301 * 20 * \left(246,5 * \left(\frac{20}{2}\right)\right) = 3.025.426 \text{ kN.cm}$$

Como $Md \leq Mdl$, a linha neutral corta a mesa, sendo assim, a seção utilizada é 301 x 250 cm.

$$f) \quad Km = \frac{bw * d^2}{Md} = \frac{65 * 246,5^2}{1.514.899} = 12,07$$

Como Kal é 0,031 para momentos positivos, o Km limite é 1,255. Logo, Km limite é menor que o Km , portanto a armadura necessária é simples. O Ka utilizado na formulação que segue, é referente ao valor encontrado para o $Km = 12,07$.

$$g) \quad AS = \frac{ka * Md}{d} = \frac{0,023 * 1.514.899}{246,5} = 141,35 \text{ cm}^2$$

$$h) \quad As, \text{ mín} = pmín * bw * h = 0,00164 * 65 * 250 = 26,65 \text{ cm}^2$$

$$As, \text{ máx} = 4\% * bw * d = 0,04 * 65 * 246,5 = 640,90 \text{ cm}^2$$

A armadura encontrada está entre os limites estabelecidos. Utiliza-se então, para a armadura de 141,35 cm², 18 ϕ 32 mm (Área nominal ϕ 32 mm = 8,04 cm²).

$$i) \quad AS' \leq (0,90 \text{ cm}^2); \left(\frac{1}{5} * AS\right); (AS \text{ mín}),$$

A armadura construtiva utilizada será de 0,90 cm², composta por 3 ϕ 6,3 mm (Área nominal ϕ 6,3 mm = 0,31 cm²).

4. ARMADURA DE PELE

O cálculo da armadura de pele se faz necessário quando a altura da viga é maior que 60 cm. Considerou-se o cálculo das vigas para o caso III, com seção 250 x 65 cm.

$$As \text{ pele} = 0,10 \% * \text{Área do concreto}$$

$$As \text{ pele} = 0,10 \% * (250 * 65) = 16,25 \text{ cm}^2$$

Porém a área máxima permitida é de 5 cm²/m por face. Recalculou-se a armadura pela seguinte fórmula:

$$As \text{ pele (por face)} = 5 * 2,5 = 12,5 \text{ cm}^2$$

A área de armadura total utilizada, considerando as duas faces, resultou em 25 cm².