

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

Paula Manica Lazzari

**ESTUDO DE PROJETO ESTRUTURAL DE PONTE
RODOVIÁRIA EM ARCO INFERIOR EM CONCRETO
ARMADO NO MUNICÍPIO DE SAUDADES/SC**

Porto Alegre
dezembro 2008

PAULA MANICA LAZZARI

**ESTUDO DE PROJETO ESTRUTURAL DE PONTE
RODOVIÁRIA EM ARCO INFERIOR EM CONCRETO
ARMADO NO MUNICÍPIO DE SAUDADES/SC**

Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil

Orientador: Rubem C. Schwingel

Porto Alegre
dezembro 2008

PAULA MANICA LAZZARI

**ESTUDO DE PROJETO ESTRUTURAL DE PONTE
RODOVIÁRIA EM ARCO INFERIOR EM CONCRETO
ARMADO NO MUNICÍPIO DE SAUDADES/SC**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovada em sua forma final pelo Professor Orientador e pelo Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, dezembro de 2008

Prof. Rubem C. Schwingel
Msc. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Orientador

Prof. Inácio Benvegno Morsch
Chefe do DECIV

BANCA EXAMINADORA

Prof. Rubem C. Schwingel (UFRGS)
Msc. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Roberto Domingo Rios (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof.^a Virgínia Maria Rosito d'Avila (UFRGS)
Dr.^a pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho aos meus pais, Arduino e Teresinha,
e à minha irmã, Bruna, que sempre me apoiaram e
incentivaram especialmente durante o período deste Curso
de Graduação.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Professor Rubem C. Schwingel, orientador deste trabalho, pelo incentivo, pela disponibilidade, pela experiência transmitida e pela contribuição fundamental para a elaboração deste trabalho.

Agradeço ao Professor Roberto Domingo Rios pela paciência e ajuda na compreensão de determinados conteúdos que foram essenciais para a conclusão deste trabalho.

Agradeço à Professora Carin Schmitt, pelas aulas teóricas de orientação durante todo o período de realização deste trabalho.

Agradeço a todos os outros professores, principalmente aqueles da área de estruturas, que apresentaram os assuntos abordados neste trabalho em suas aulas durante o Curso de Graduação na Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Agradeço ao grupo *CTE Ingénieurs Conseils – Cabinet Technique de l'Est* pelos ensinamentos da prática profissional e pela paciência e compreensão nos momentos em que estive ausente pela dedicação a este trabalho.

Agradeço a todos meus amigos que me deram força, incentivo e determinação durante o período do Curso de Graduação.

Agradeço a toda minha família querida, principalmente aos meus pais Arduino e Teresinha e à minha irmã Bruna pela paciência, compreensão, carinho e amor em todos os momentos da minha vida.

Sem dúvida que em muitos aspectos a história da construção de pontes é a história da civilização. Através dela podemos medir uma parte importante do progresso de um povo

Franklin D. Roosevelt

RESUMO

LAZZARI, P. M. **Estudo de Projeto Estrutural de Ponte Rodoviária em Arco Inferior em Concreto Armado no Município de Saudades/SC**. 2008. 118 f. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

Este trabalho versa sobre a análise do desenvolvimento do projeto estrutural de ponte rodoviária em arco inferior em concreto armado no município de Saudades, estado de Santa Catarina. Esta ponte é constituída por três arcos inferiores paralelos, os quais sustentam o tabuleiro superior através dos pilares. Trata-se de uma ponte executada com elementos estruturais pré-fabricados em concreto armado, exceto as fundações, os encontros e determinados elementos de ligação que serão moldados *in loco*. A concepção estrutural da ponte foi definida pelo cliente, que desejava uma obra diferenciada com a intenção de embelezar a entrada do Município, mas que se adequasse ao meio natural presente. O estudo global da ponte foi feito através de comparações entre o embasamento teórico e os resultados obtidos por um programa computacional de análise estrutural. Primeiramente, foi realizada uma análise dos carregamentos permanentes, variáveis e excepcionais sobre a estrutura. Em seguida foi concebida a etapa de avaliação estrutural, ou seja, foram verificados para cada seção da ponte os esforços solicitantes. Através da determinação destes esforços resultantes na estrutura, foi feita a verificação da flambagem nos arcos e pilares devido à ação destas cargas, sempre considerando a pior situação de carregamento. É importante lembrar que neste trabalho não foram testadas outras formas estruturais além da ponte em concreto armado em arco inferior com elementos pré-fabricados e concretados no local. O cálculo e a análise da estrutura iniciaram a partir da parte superior da ponte, composta pelas lajes do tabuleiro e pelo vigamento, sendo concluídos com a infraestrutura, composta pelas fundações e os encontros. Após a conclusão do cálculo global, foi realizado o processo de detalhamento estrutural da superestrutura e da mesoestrutura, minimizando-se, assim, problemas nas ligações dos elementos. Por último, foi estudado e sugerido o método construtivo mais adequado a ser adotado. Como este trabalho baseia-se em conhecimento já existente, isto é, não foi testada nenhuma nova teoria sobre o assunto, a pesquisa bibliográfica foi de fundamental importância para a resolução de todas as etapas.

Palavras-chave: ponte; projeto estrutural; arcos; pré-fabricação.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: localização do município de Saudades/SC.....	14
Figura 2: ponte em arco com tabuleiro superior	15
Figura 3: esquema representativo da divisão estrutural de ponte	16
Figura 4: diagrama das etapas do trabalho	20
Figura 5: ponte pré-histórica localizada na Inglaterra	23
Figura 6: ponte <i>Sweet Track</i>	24
Figura 7: <i>Pons Aelius</i> em Roma, Itália	24
Figura 8: <i>Pont du Gard</i> localizada no sul da França	25
Figura 9: <i>Pont Adolphe</i> construída em 1903 pelo engenheiro francês <i>Sejourné</i> em Luxemburgo	26
Figura 10: ponte Dom Luís I, Portugal	27
Figura 11: ponte Rio das Antas entre Caxias do Sul e Vacaria, RS – Brasil	27
Figura 12: gráfico representativo do vão em relação ao custo das pontes.....	30
Figura 13: esquema representativo da força de compressão nos apoios dos arcos	32
Figura 14: arco com tabuleiro superior.....	34
Figura 15: arco com tabuleiro intermediário.....	34
Figura 16: arco com tabuleiro inferior.....	34
Figura 17: representação esquemática de uma carga móvel.....	39
Figura 18: representação esquemática da força aplicada no guarda-rodas.....	41
Figura 19: representação esquemática da força aplicada no guarda-corpo.....	41
Figura 20: representação da atuação das solicitações nos eixos locais 1, 2, e 3.....	43
Figura 21: representação dos vãos do tabuleiro superior.....	43
Figura 22: modelo computacional da ponte com seus elementos tipo <i>frame</i> e <i>shell</i>	44
Figura 23: representação da malha do tabuleiro superior.....	44
Figura 24: representação esquemática dos veículos-tipos 45.....	46
Figura 25: lançamento do veículo-tipo 45 no <i>software</i>	47
Figura 26: representação da carga de vento para ponte carregada.....	48
Figura 27: representação da carga de vento para ponte descarregada.....	48
Figura 28: modelo computacional real da ponte de Saudades.....	48
Figura 29: área de influência dos trens-tipo 1 e 2.....	49
Figura 30: representação do plano xy e xz para análise do vigamento secundário.....	52
Figura 31: diagrama de momentos fletores para cargas permanentes quando $y = 0,5$ ou $9,5$	56

Figura 32: diagrama de momentos fletores para cargas permanentes, móvel 1 e frenagem a quando $y = 2,5$	56
Figura 33: diagrama de momentos fletores para cargas permanentes, móvel 1 e frenagem b quando $y = 2,5$	56
Figura 34: diagrama de momentos fletores para cargas permanentes e vento 2 quando $y = 9,5$	60
Figura 35: diagrama de momentos fletores para cargas permanentes, móvel 2, frenagem a e vento 1 quando $y = 7,5$	60
Figura 36: diagrama de momentos fletores para cargas permanentes, móvel 2, frenagem b e vento 1 quando $y = 7,5$	60
Figura 37: representação do plano xy e xz para análise dos arcos e pilares.....	61
Figura 38: diagrama de momentos fletores para cargas permanentes quando $y = 5$	66
Figura 39: diagrama de momentos fletores para cargas permanentes, móvel 1 e frenagem a quando $y = 5$	66
Figura 40: diagrama de momentos fletores para cargas permanentes, móvel 1 e frenagem b quando $y = 5$	66
Figura 41: diagrama de esforço normal para cargas permanentes quando $y = 5$	67
Figura 42: diagrama de esforço normal para cargas permanentes, móvel 1 e frenagem a quando $y = 5$	67
Figura 43: diagrama de esforço normal para cargas permanentes, móvel 1 e frenagem b quando $y = 5$	67
Figura 44: representação do plano yz.....	68
Figura 45: diagrama de momentos fletores para cargas permanentes quando $x = 14$ ou 42	76
Figura 46: diagrama de momentos fletores para cargas permanentes, móvel 1 e frenagem a quando $x = 14$ ou 42	76
Figura 47: diagrama de esforço cortante para cargas permanentes quando $x = 14$ ou 42	77
Figura 48: diagrama de esforço cortante para cargas permanentes, móvel 1 e frenagem a quando $x = 14$ ou 42	77
Figura 49: locação das extremidades de arco no plano xy.....	78
Figura 50: interface do programa VigaS.....	84
Figura 51: interface do programa de flexão composta oblíqua.....	86
Figura 52: interface do programa de flexo-compressão.....	87
Figura 53: ponte em arco utilizando método de balanços sucessivos.....	96

LISTA DE QUADROS

Quadro 1: relação dos coeficientes de dificuldade com o tipo estrutural de ponte.....	31
Quadro 2: pontes em arco em concreto com grandes vãos.....	35
Quadro 3: cargas dos veículos	39
Quadro 4: características dos veículos.....	40
Quadro 5: elementos representados no plano yz.....	45
Quadro 6: elementos representados no plano xz.....	45
Quadro 7: elementos representados no plano xy.....	45
Quadro 8: elementos pré-fabricados.....	45
Quadro 9: elementos moldados no local.....	46
Quadro 10: lista das combinações de carga.....	49
Quadro 11: verificação da flambagem.....	50
Quadro 12: reações globais de base.....	51
Quadro 13: solicitações para cargas permanentes quando $y = 0,5$ ou $9,5$	53
Quadro 14: solicitações para cargas permanentes, carga móvel 1 e frenagem a quando $y = 2,5$	54
Quadro 15: solicitações para cargas permanentes, carga móvel 1 e frenagem b quando $y = 2,5$	55
Quadro 16: solicitações para cargas permanentes e vento 2 quando $y = 9,5$	57
Quadro 17: solicitações para cargas permanentes, carga móvel 2, frenagem a e vento 1 quando $y = 7,5$	58
Quadro 18: solicitações para cargas permanentes, carga móvel 2, frenagem b e vento 1 quando $y = 7,5$	59
Quadro 19: solicitações para cargas permanentes quando $y = 5$ (arcos).....	62
Quadro 20: solicitações para cargas permanentes, carga móvel 1, frenagem a quando $y = 5$ (arcos).....	63
Quadro 21: solicitações para cargas permanentes, carga móvel 1, frenagem b quando $y = 5$ (arcos).....	64
Quadro 22: solicitações para cargas permanentes quando $y = 5$ (pilares).....	64
Quadro 23: solicitações para cargas permanentes, carga móvel 1, frenagem a quando $y = 5$ (pilares).....	65
Quadro 24: solicitações para cargas permanentes, carga móvel 1, frenagem b quando $y = 5$ (pilares).....	65
Quadro 25: solicitações para cargas permanentes quando $x = 14$ ou 42	69
Quadro 26: solicitações para cargas permanentes, móvel 1 e frenagem a quando $x = 14$ ou 42	70

Quadro 27: solicitações para cargas permanentes, móvel 1, frenagem a e vento 1 quando $x = 14$ ou 42	71
Quadro 28: solicitações para cargas permanentes quando $x = 14$ ou 42 (viga de ligação entre pilares e arcos).....	72
Quadro 29: solicitações para cargas permanentes, móvel 1 e frenagem a quando $x = 14$ ou 42 (viga de ligação entre pilares e arcos).....	73
Quadro 30: solicitações para cargas permanentes, móvel 1, frenagem a e vento 1 quando $x = 14$ ou 42 (viga de ligação entre pilares e arcos).....	74
Quadro 31: solicitações para cargas permanentes quando $x = 12$ ou 44	78
Quadro 32: solicitações para cargas permanentes e vento 2 quando $x = 12$ ou 44	79
Quadro 33: solicitações para cargas permanentes, móvel 1 e frenagem a quando $x = 12$ ou 44	79
Quadro 34: solicitações para cargas permanentes, móvel 1, frenagem a e vento 1 quando $x = 12$ ou 44	80
Quadro 35: solicitações para cargas permanentes e vento 2 quando $x = 0$ ou 56	80
Quadro 36: solicitações para cargas permanentes, móvel 1, frenagem a e vento 1 quando $x = 0$ ou 56	81
Quadro 37: solicitações para cargas permanentes, móvel 2, frenagem a e vento 1 quando $x = 0$ ou 56	82
Quadro 38: verificação da flexão para o vigamento secundário.....	84
Quadro 39: verificação do corte para o vigamento secundário.....	85
Quadro 40: armadura necessária para os pilares.....	86
Quadro 41: momento fletor em ELU para os arcos.....	87
Quadro 42: esforço normal em ELU para os arcos.....	88
Quadro 43: esforço cortante em ELU para os arcos.....	88
Quadro 44: armaduras utilizadas nos arcos.....	88
Quadro 45: momento fletor para as vigas de ligação entre pilares e no vão central.....	89
Quadro 46: esforço cortante para as vigas de ligação entre pilares e no vão central.....	89
Quadro 47: armaduras para as vigas de ligação entre pilares e no vão central.....	89
Quadro 48: verificação do momento fletor.....	90
Quadro 49: verificação do esforço cortante.....	90
Quadro 50: verificação do momento torçor.....	90
Quadro 51: resumo das armaduras para o detalhamento.....	91
Quadro 52: tabela de carga para tirantes.....	92

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	13
2 MÉTODO DE PESQUISA	18
2.1 PROBLEMA DE PESQUISA	18
2.2 OBJETIVOS	18
2.2.1 Objetivo principal	18
2.2.2 Objetivos secundários	18
2.3 PRESSUPOSTOS	19
2.4 PREMISSAS	19
2.5 DELIMITAÇÕES	19
2.6 DELINEAMENTO DA PESQUISA	19
3 PONTE: OBRA-DE-ARTE ESPECIAL	22
3.1 DEFINIÇÃO	22
3.2 BREVE HISTÓRICO	22
3.3 FUNÇÕES	28
3.4 CLASSIFICAÇÃO	29
3.5 PONTES EM ARCO	32
3.5.1 Características	32
3.5.2 Classificação	34
4 ESTUDO GLOBAL DA ESTRUTURA	36
4.1 AVANÇO TECNOLÓGICO	37
4.2 CARREGAMENTOS	37
4.2.1 Carregamento permanente	38
4.2.2 Carregamento variável	38
4.2.3 Carregamento excepcional	42
4.3 ANÁLISE E CÁLCULO ESTRUTURAL.....	42
4.3.1 Modelo estrutural	42
4.3.2 Análise dos resultados	50
4.3.2.1 Flambagem.....	50
4.3.2.2 Reações de base.....	51
4.3.2.3 Vigamento secundário.....	52
4.3.2.4 Arcos e pilares.....	61
4.3.2.5 Vigas de ligação entre pilares e vigas de ligação entre pilares e arcos.....	68
4.3.2.6 Fundações e encontros.....	78

5 DETALHAMENTO	83
6 MÉTODO CONSTRUTIVO	93
6.1 CONCRETAGEM TRADICIONAL.....	93
6.2 UTILIZAÇÃO DE ELEMENTOS PRÉ-FABRICADOS	94
6.3 SISTEMA EM BALANÇOS SUCESSIVOS	95
7 CONCLUSÃO	98
REFERÊNCIAS	99
APÊNDICE A	101
APÊNDICE B	104

1 INTRODUÇÃO

A construção de pontes sempre foi um importante indicativo para o progresso de uma civilização (ROOSEVELT, 1931). Através da sua principal função de transpor obstáculos, ou seja, de ligar uma determinada região à outra, as pontes ajudam no crescimento do desenvolvimento social e econômico. É possível estreitar as relações comerciais entre cidades vizinhas, separadas por grandes rios ou vales profundos, dinamizando, assim, o transporte de seus produtos. Além disso, podem aumentar as relações culturais destas localidades, promovendo a difusão cultural, por meio de intercâmbios, entre as regiões. Desta forma, o conhecimento teórico e prático dos procedimentos para a elaboração de um projeto estrutural de ponte é de fundamental importância para dar continuidade a este avanço social e econômico.

Todas as pontes, estaiadas ou suspensas, em vigas ou em arcos, são consideradas obras-de-arte especiais. As pontes em arco, especificamente, encontram-se dentro do grupo das estruturas de pontes especiais, devido ao fato de apresentarem uma maior dificuldade na elaboração do projeto, e ainda por exigirem um acompanhamento rigoroso em sua execução. Portanto, para solucionar esses problemas teóricos e práticos da elaboração de projeto de pontes em arcos, foi selecionado como exemplo o estudo de uma ponte rodoviária em arco inferior em concreto armado no município de Saudades, estado de Santa Catarina.

Conforme dados de Santa Catarina (2007), sabe-se que a ponte estudada situa-se ao oeste do Estado. O município de Saudades tem como cidades próximas: município de Pinhalzinho e Modelo (ao norte), município de Cunhataí e São Carlos (ao sul), município de Nova Erechim (ao leste) e município de Cunha Porá (ao oeste).

Em 1930 expandiu-se o processo de colonização da região. Os primeiros colonizadores, vindos do Rio Grande do Sul, instalaram-se às margens do rio Saudades e começaram o trabalho para o crescimento do Município. Sua população é formada predominantemente por descendentes de alemães, e com menor número de russos e italianos. É considerada uma população pequena, pois é composta por um pouco mais de oito mil habitantes (SANTA CATARINA, 2007).

Saudades, emancipada em 1961, possui como principais atividades econômicas a agricultura e a indústria de artigos esportivos. Na figura 1 pode-se visualizar melhor a localização do Município no mapa (SANTA CATARINA, 2007).

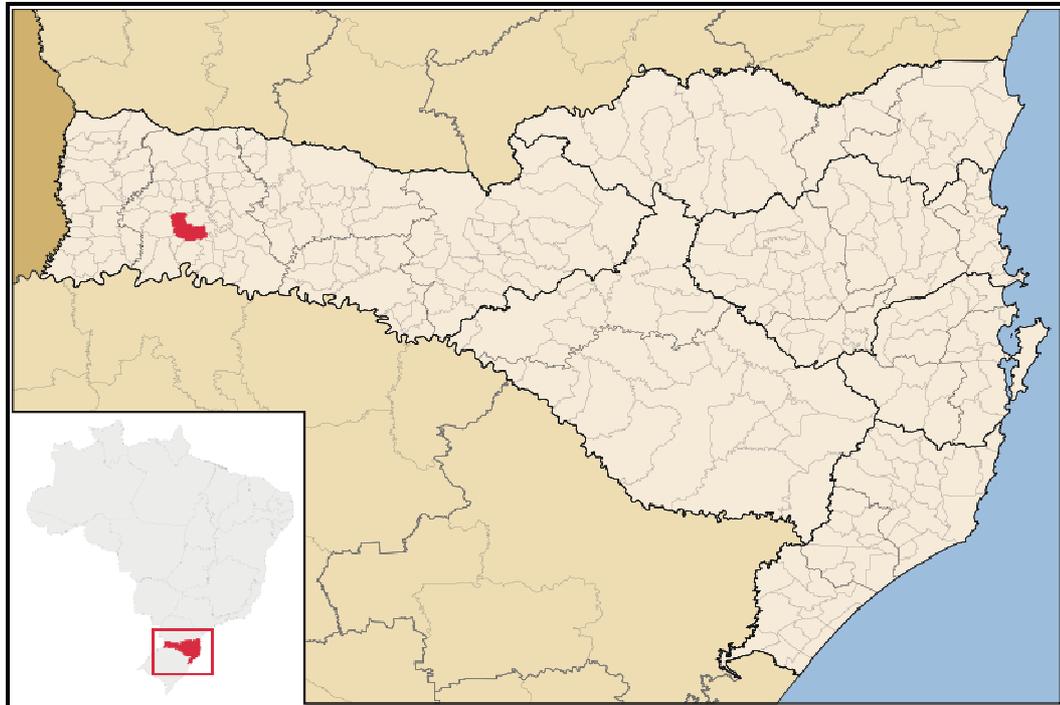


Figura 1: localização do município de Saudades/SC (SANTA CATARINA, 2007)

Na figura 2 pode-se observar a concepção estrutural da ponte estudada, a qual será executada em concreto armado, sendo constituída por três arcos inferiores paralelos entre si que, através dos pilares, darão sustentação ao tabuleiro superior. É importante esclarecer que a concepção estrutural da ponte foi definida pelo cliente, que desejava uma obra diferenciada, com o objetivo de embelezar a entrada do Município, mas, também, que se adequasse à topografia local. Na ponte em estudo, as lajes do tabuleiro, o vigamento principal e secundário, os pilares e os arcos foram projetados em elementos pré-fabricados. A utilização destes elementos pré-fabricados contribui para dinamizar o processo construtivo, reduzindo, assim, o canteiro de obras e ainda garantindo uma melhor qualidade das peças. Por outro lado, a fundação e os encontros serão executados no local, devido a questões de facilidades construtivas e eficiência estrutural.

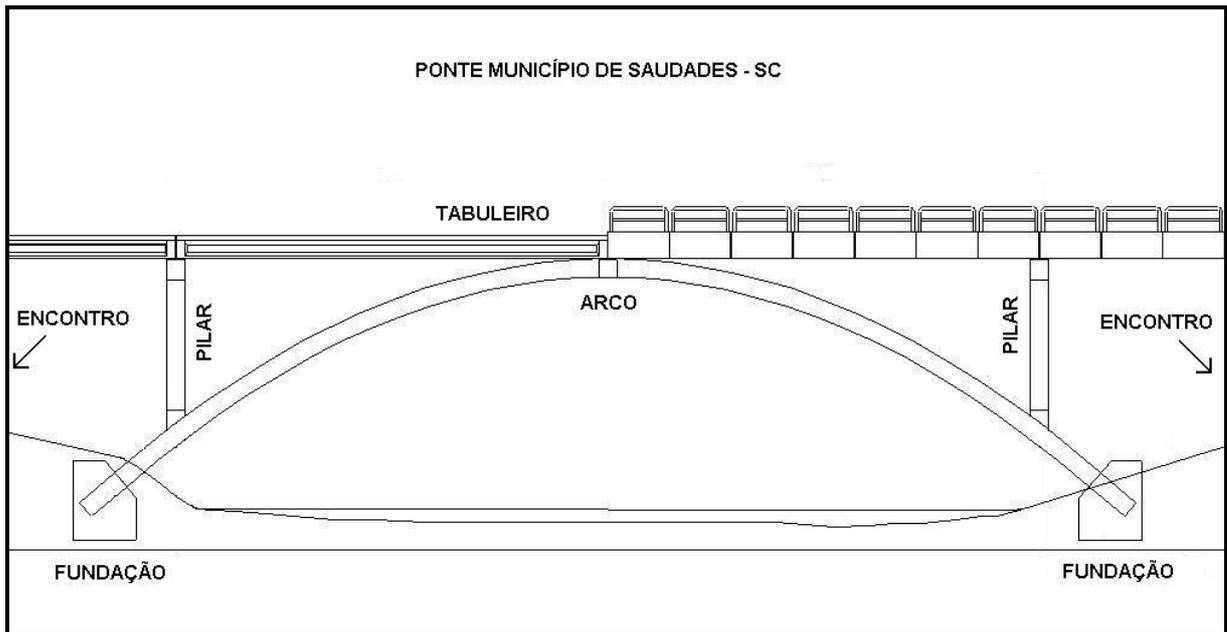


Figura 2: ponte em arco com tabuleiro superior

O estudo de projeto desta ponte foi dividido em quatro etapas estruturais: a infraestrutura, a mesoestrutura, a superestrutura e os encontros, conforme representado na figura 3:

- a) **superestrutura:** corresponde à parte superior, isto é, ao tabuleiro da ponte e ao vigamento principal e secundário, que absorvem todas as cargas do tráfego, transmitindo-as à mesoestrutura;
- b) **mesoestrutura:** é formada pelos arcos e pilares, que recebem os esforços da superestrutura, e transferem-nos para as fundações. Esta parte intermediária da estrutura também recebe diretamente outras forças solicitantes importantes, tais como pressões do vento e da água em movimento;
- c) **infraestrutura:** é composta pelas fundações e tem o objetivo de distribuir os esforços da mesoestrutura ao terreno;
- d) **encontros:** são paredes em concreto armado, que possuem a função de proteger as extremidades do aterro contra a erosão, e absorver os esforços horizontais de aceleração e frenagem aplicados no tabuleiro.

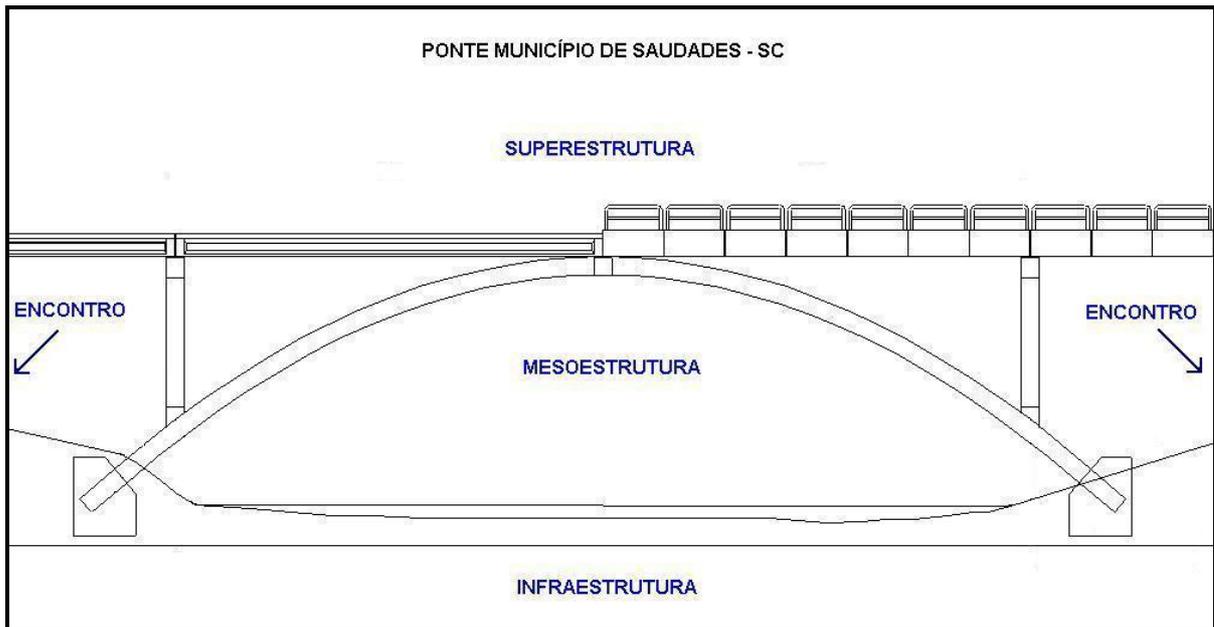


Figura 3: esquema representativo da divisão estrutural de ponte

A fim de avaliar os melhores métodos para a resolução deste projeto estrutural foi feito um estudo entre os resultados obtidos por um programa computacional de análise estrutural e seu embasamento teórico. Além disso, foi pesquisado um método construtivo a ser adotado, evitando eventuais acidentes na concepção da ponte. O detalhamento estrutural dos elementos constituintes desta obra-de-arte especial também foi de fundamental importância, minimizando, assim, problemas nas ligações entre os elementos.

Com o objetivo de apresentar de forma clara e objetiva o estudo realizado, este trabalho foi dividido em sete capítulos. Neste primeiro capítulo, foram descritas as considerações iniciais sobre o tema, destacando a importância do assunto abordado.

No capítulo 2 foi desenvolvido o método de pesquisa, sendo composto pela questão de pesquisa, objetivos, pressupostos, premissas, delimitações e pelo delineamento da pesquisa.

O capítulo 3 apresenta os conceitos gerais sobre pontes, no qual se encontra um breve histórico, as funções e a classificação destas obras-de-arte especiais.

O capítulo 4 explica os elementos principais para a elaboração de um projeto estrutural de ponte e a interpretação dos resultados finais obtidos pela análise computacional através da teoria.

Nos capítulos 5 e 6 são apresentados, respectivamente, o detalhamento dos elementos da superestrutura e da mesoestrutura, e sugestões de métodos construtivos a serem aplicados na execução da ponte.

Por último, no capítulo 7, são feitas as conclusões finais sobre o trabalho realizado.

2 MÉTODO DE PESQUISA

O método de pesquisa deste trabalho está baseado no problema de pesquisa, objetivos principais e secundários, pressupostos, premissas, delimitações e na descrição das etapas deste trabalho.

2.1 PROBLEMA DE PESQUISA

O principal problema desta pesquisa é identificar os melhores métodos para a resolução do projeto estrutural de ponte rodoviária em arco inferior em concreto armado no município de Saudades, Santa Catarina.

2.2 OBJETIVOS

2.2.1 Objetivo principal

Este trabalho tem como objetivo principal a análise dos melhores métodos para a resolução do projeto estrutural de ponte rodoviária em arco inferior em concreto armado no município de Saudades, Santa Catarina.

2.2.2 Objetivos secundários

Entre os objetivos secundários deste trabalho de diplomação pode-se citar:

- a) verificação da flambagem de arcos devido ao carregamento considerado;
- b) análise da ação dos ventos na estrutura;

- c) detalhamento estrutural da superestrutura e da mesoestrutura;
- d) pesquisa de métodos construtivos.

2.3 PRESSUPOSTOS

É pressuposto deste trabalho, conforme indicação do cliente, que desejava uma obra diferenciada, a realização do projeto de uma ponte rodoviária em concreto armado em arco inferior com elementos pré-fabricados, exceto fundações e encontros.

2.4 PREMISSAS

Para o estudo de projeto da ponte em arco inferior no município de Saudades/SC o greide deverá ser definido de maneira a proteger a estrutura dos períodos de cheia.

2.5 DELIMITAÇÕES

A delimitação deste trabalho de diplomação é que o espaço geográfico onde a ponte será construída é a entrada do município de Saudades no estado de Santa Catarina.

2.6 DELINEAMENTO DA PESQUISA

As etapas do andamento do trabalho foram estabelecidas conforme o diagrama representado na figura 4.

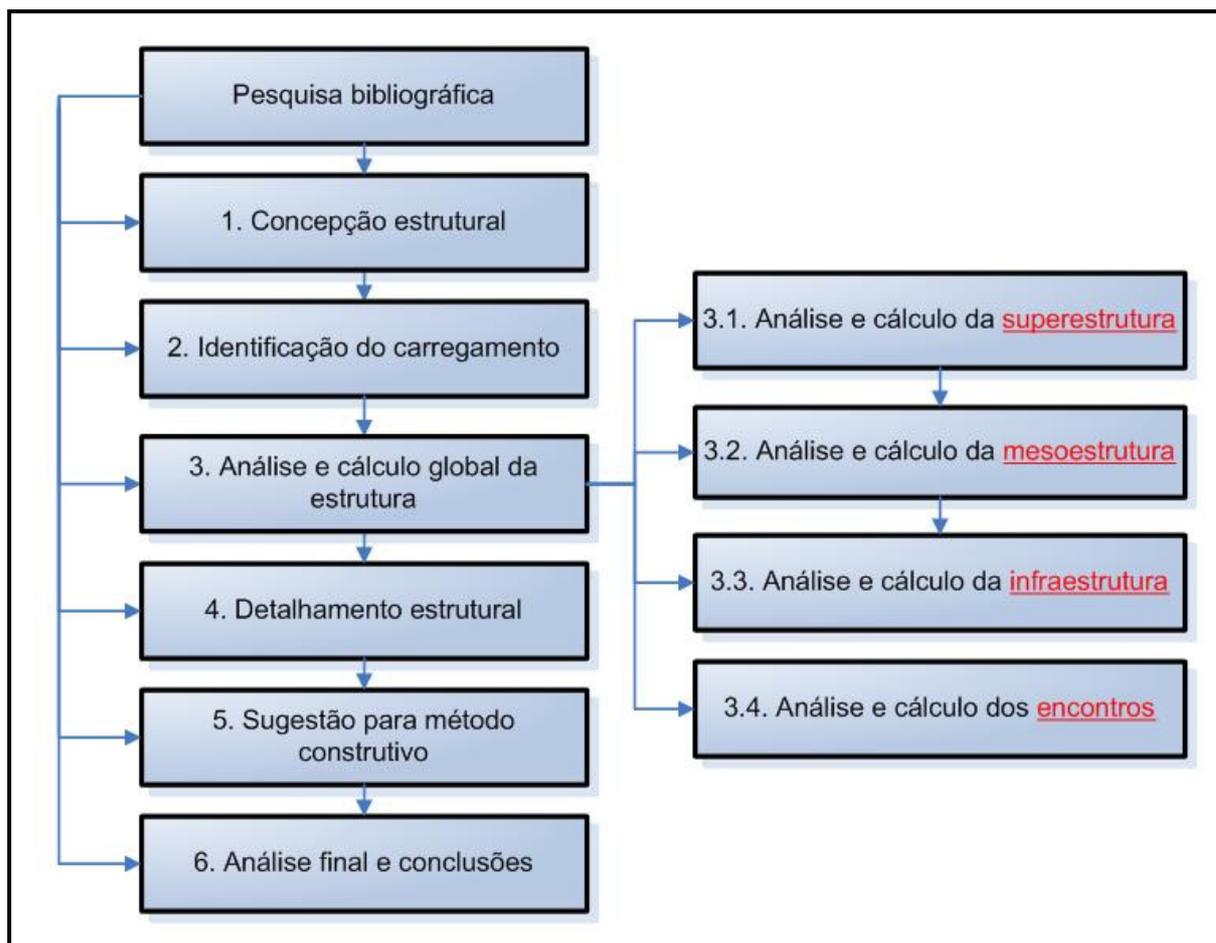


Figura 4: diagrama das etapas do trabalho

Como se pode observar no diagrama, a pesquisa bibliográfica foi essencial para a resolução de cada etapa do trabalho de diplomação. Por isso ela está conectada com todas as fases da realização do projeto.

A concepção estrutural, a qual depende da criatividade e experiência do engenheiro, foi solicitada pelo cliente que desejava um projeto arquitetonicamente diferenciado, mas que se adequasse à topografia existente. Após obter levantamentos topográficos, hidrológicos e geotécnicos do terreno, foi aprovada a solução de uma ponte em arco inferior.

Como a concepção estrutural da ponte já estava definida pelo contratante da obra, a primeira etapa para o estudo foi a determinação dos carregamentos da estrutura: permanente, variável e excepcional. Em seguida foram realizadas análise e cálculo global dos elementos estruturais da ponte, verificando inicialmente a superestrutura (tabuleiro) e mesoestrutura (pilares e arcos), e por último a infraestrutura (fundações) e os encontros. A partir desta análise global da estrutura, foram determinados os esforços solicitantes para cada seção da estrutura e foram

analisados os efeitos de flambagem sofridos pelos arcos e pilares, considerando sempre a pior situação de carregamento.

Logo após realizadas as comparações entre os resultados obtidos pelo cálculo estrutural desenvolvido com a ajuda de uma ferramenta computacional e o embasamento teórico, foi feito o detalhamento dos elementos estruturais que formam a superestrutura e a mesoestrutura, a fim de evitar problemas nas ligações entre os elementos durante a execução da construção. Como a ponte foi projetada toda em elementos pré-fabricados, exceto as fundações, os encontros e alguns elementos de ligação, foram sugeridos os mais adequados métodos construtivos a serem adotados na realização da ponte. Por fim, foi feita a análise final e conclusões.

3 PONTE: OBRA-DE-ARTE ESPECIAL

3.1 DEFINIÇÃO

Pfeil (1983a, p. 1) define ponte como uma obra-de-arte especial. Ela é destinada a ultrapassar obstáculos (rios, braços de mar, vales) que impeçam a continuidade de uma via.

Geralmente as pontes são construídas com projetos específicos elaborados para cada tipo de obra. É importante lembrar que, quando se tem uma estrutura que vence obstáculo não constituído por água, esta é denominada de viaduto.

A grande maioria das pontes (MATTOS, 2001, p. 19):

[...] é composta por lajes, vigas principais e secundárias, pilares e as fundações. A laje recebe as cargas dos veículos e pedestres e as transfere para as vigas, que as transmitem para os pilares. Os pilares recebem as cargas verticais e horizontais da superestrutura transferindo-as para as fundações, que as transmitem para o terreno.

3.2 BREVE HISTÓRICO

As primeiras pontes foram utilizadas para transpor pequenos obstáculos (rios e vales) e tinham a função de interligar desde pequenos vilarejos até cidades maiores, conforme explica Mattos (2001, p. 19). Estas pontes possuíam uma estrutura extremamente simples, sendo constituídas por materiais como: cordas, madeira e pedras trabalhadas em forma de chapa. Na figura 5 é possível visualizar uma ponte pré-histórica de pedra, localizada na Inglaterra, estruturada como uma viga simplesmente apoiada, que servia para vencer um estreito curso d'água.



Figura 5: ponte pré-histórica localizada na Inglaterra (ESTRUTURAS, 2007)

Mattos (2001, p. 19) acrescenta que as pontes pré-históricas possuíam algumas limitações, principalmente para vencer grandes vãos e rios que possuíam uma maior profundidade. Os primeiros engenheiros foram aperfeiçoando-se, descobrindo novas formas e técnicas de construção, e utilizando novos materiais. Estes avanços e descobertas permitiram a transposição de obstáculos cada vez maiores e a construção de pontes que representavam a evolução da Engenharia. Assim, “As primeiras grandes pontes realizadas foram feitas com madeira e pedras. Oficialmente, a ponte mais antiga de que se tem registro é a ponte de madeira “*Sweet Track*”, com 1100 metros de comprimento, feita na Inglaterra em 3806 a.C.” (THE SWEDISH INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, 2001 apud MATTOS, 2001, p. 20). Na figura 6 pode-se observar a ponte *Sweet Track*.



Figura 6: ponte *Sweet Track* (WIKIPÉDIA, 2007)

Segundo Mattos (2001, p. 20) a ponte em arco foi a forma estrutural mais utilizada ao longo do tempo. Os romanos, que foram os primeiros grandes construtores de pontes, utilizavam este estilo para a construção de suas pontes e aquedutos (tipo de ponte que conduz água). As rochas foram os materiais predominantes encontrados na construção destas obras.

A figura 7 mostra um exemplo de ponte Romana em arcos, a *Ponte Sant'Angelo*, construída por volta de 135 d.C., conhecida originalmente como *Pons Aelius*. Esta ponte, que faz a ligação entre Roma e o Vaticano, é estruturada por arcos inferiores de pedra que sustentam o tabuleiro superior.

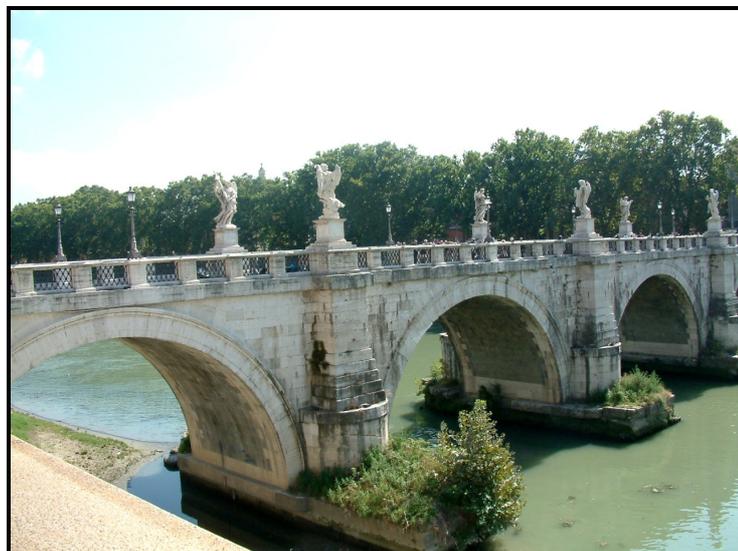


Figura 7: *Pons Aelius* em Roma, Itália (WIKIPÉDIA, 2007)

É importante comentar que, nas pontes mais antigas em arco, os tímpanos eram geralmente cheios, ou seja, eram constituídos de material de enchimento como pedras, terra e concreto magro (PFEIL, 1983b, p. 89). Na figura 8 pode-se observar outro exemplo famoso de ponte Romana em arco sobre o rio Gardon, constituída, assim como a *Ponte Sant'Angelo*, por tímpanos preenchidos. Este aqueduto foi construído por volta de 19 a.C., próximo a Nîmes, no sul da França, e é conhecido como *Pont du Gard*.



Figura 8: *Pont du Gard* localizada no sul da França (WIKIPÉDIA, 2007)

Atualmente, com o progresso da Engenharia e descoberta de novos materiais, os construtores passaram a adotar tímpanos vazados, isto é, utilizam pilares ou paredes em concreto armado para ajudar a suportar o tabuleiro superior de uma forma mais econômica e racional. Na figura 9 pode-se visualizar os detalhes da *Pont Adolphe*, ponte em arcos isolados de alvenaria de pedra com vão de 84 m, construída em 1903 pelo engenheiro francês *Sejourné* (PFEIL, 1983b, p. 76). Nesta ponte em arco situada em Luxemburgo, já é notável a presença de tímpanos vazados. O apoio do tabuleiro é feito pelos arcos e pilares de alvenaria, diminuindo, assim, o peso próprio da obra.

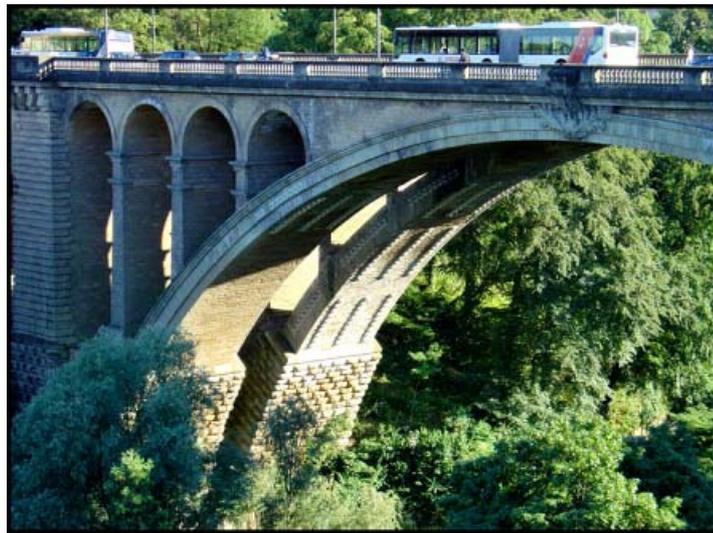
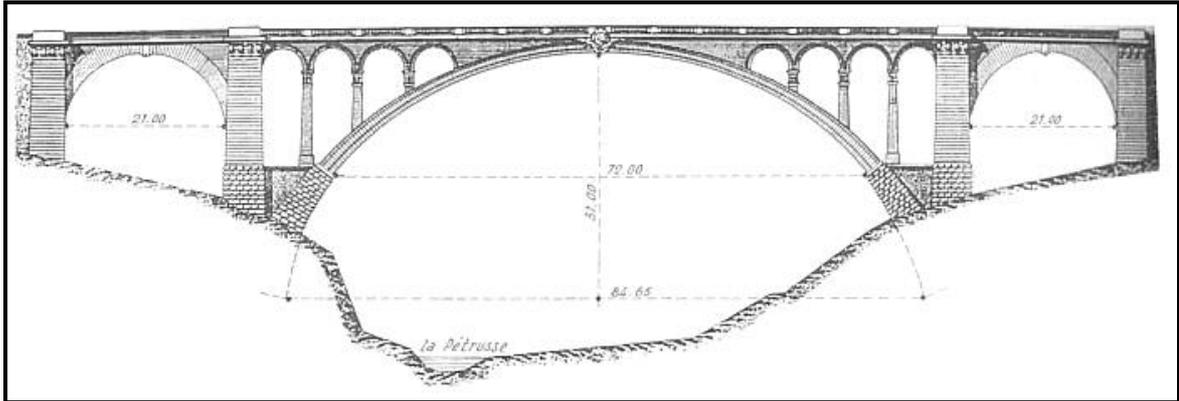


Figura 9: *Pont Adolphe* construída em 1903 pelo engenheiro francês *Sejourné* em Luxemburgo (KREMPPER, 2007)

As primeiras pontes em arco em concreto armado surgiram na segunda década do século XX, substituindo as tradicionais pontes em arcos isostáticos (triarticulados) de alvenaria de pedra. Normalmente elas eram usadas para vãos acima de 30 m, alcançando uma boa eficiência estrutural e ainda uma grande economia de material em sua construção (PFEIL, 1983b, p. 17).

Mattos (2001, p. 21) afirma que com o surgimento do aço, do concreto armado e protendido, foi possível a construção de estruturas com vãos cada vez maiores. A ponte de aço, representada na figura 10, é a ponte Dom Luís I que une as cidades do Porto e Vila Nova de Gaia sobre o rio Douro em Portugal.



Figura 10: ponte Dom Luís I, Portugal

A figura 11 mostra a ponte Rio das Antas. É um exemplo de ponte em arco inferior em concreto armado, situada entre as cidades de Caxias do Sul e Vacaria, no Rio Grande do Sul.

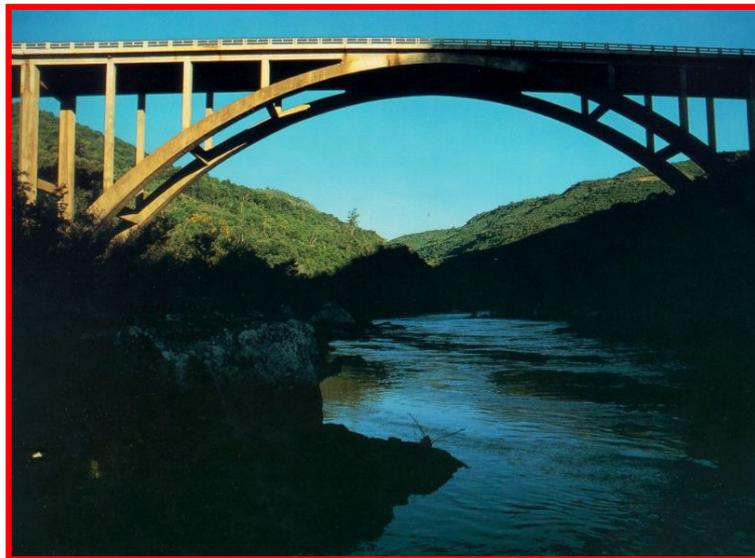


Figura 11: ponte Rio das Antas entre Caxias do Sul e Vacaria, RS – Brasil
(BRASIL, 2007)

Através desta ponte rodoviária sobre o Rio das Antas, construída em 1943, pode-se imaginar como é o *design* da ponte em estudo no município de Saudades, SC. Ela apresenta características semelhantes à ponte como, por exemplo, a utilização de arcos inferiores paralelos, o uso do tabuleiro superior e o emprego de tímpanos vazados. Outro detalhe importante, que pode ser observado nesta ponte, é a colocação de barras (vigas em concreto armado) horizontais, ligando os arcos, a fim de ajudar no contraventamento e no aumento da rigidez da estrutura.

3.3 FUNÇÕES

Pfeil (1983b, p. 13) aponta as principais funções dos elementos constituintes das pontes:

- a) funções viárias: têm por objetivo dar continuidade à estrada, ultrapassando obstáculos. É necessário realizar o estudo das principais exigências geométricas requeridas pelo usuário, tais como o número necessário de faixas de tráfego, pistas de pedestres, passeios, guarda-corpo, largura e comprimento da obra, entre outros;
- b) funções estáticas: transferem toda carga recebida pela estrutura para o terreno. As lajes, o vigaamento principal e secundário, os pilares e as fundações caracterizam os elementos estruturais com funções estáticas,
 - lajes: absorvem de forma direta as cargas dos veículos que passam sobre o tabuleiro;
 - vigaamento secundário: funciona como um apoio das lajes, transferindo as reações desta para o vigaamento principal;
 - vigaamento principal: sua principal função é vencer os obstáculos que determinam o projeto da obra, e transmitir o carregamento para os apoios (pilares);
 - pilares: são os elementos estruturais que, além de receberem as cargas verticais, ainda absorvem os esforços horizontais;
 - fundações: distribuem todos os esforços no solo;
- c) funções estéticas: devem apresentar uma harmonia com o ambiente e uma geometria equilibrada. Uma ponte arquitetonicamente diferenciada pode embelezar uma simples ponte urbana.

Na ponte em estudo foi analisado o conjunto de todas estas funções. Entre estas, as funções estáticas são as principais em termos estruturais, as quais foram estudadas e analisadas com

maior ênfase neste trabalho. As funções viárias devem ser obedecidas segundo características geométricas da estrada, disponibilizando um melhor conforto ao usuário.

Em relação às funções estéticas de pontes, O'Connor (1976, p. 443) declara que:

Esteticamente, o arco pode ser o tipo de ponte de maior sucesso. Parece que, por experiência ou hábito, o homem comum considera a forma em arco harmoniosa e expressiva. A forma de curva é quase sempre agradável. Essa vantagem estética é reduzida [...] nos casos em que o arco sobe acima do tabuleiro. Entretanto, mesmo nesses casos, o arco pode ser atraente.

Sabe-se já que a função estética foi determinante para a concepção arquitetônica da ponte de Saudades e que o cliente exigia uma obra diferenciada. Portanto, de acordo com a explicação de O'Connor (1976, p. 443), a escolha de uma ponte em arco com tabuleiro superior foi ideal para atender às funções estéticas desejadas pelo cliente.

3.4 CLASSIFICAÇÃO

Conforme Mattos (2001, p. 27) as pontes podem ser classificadas quanto à finalidade, ao material e ao tipo estrutural. Quanto à sua finalidade, as pontes são divididas em rodoviárias, ferroviárias, de pedestres (passarelas). Quando as pontes são destinadas ao suporte de tubulações para água e óleo, elas são nomeadas, respectivamente, em aquedutos e oleodutos.

Quanto ao material, as pontes podem ser em madeira, em pedra, em concreto armado ou protendido, em aço ou mistas (concreto e aço ou madeira). Conforme a figura 12, as pontes em madeira são utilizadas, normalmente, em obras provisórias com pequenos vãos, devido ao seu baixo custo de implantação. Ao contrário, para problemas de transposição de obstáculos com vãos muito grandes, é recomendado a utilização de pontes metálicas.

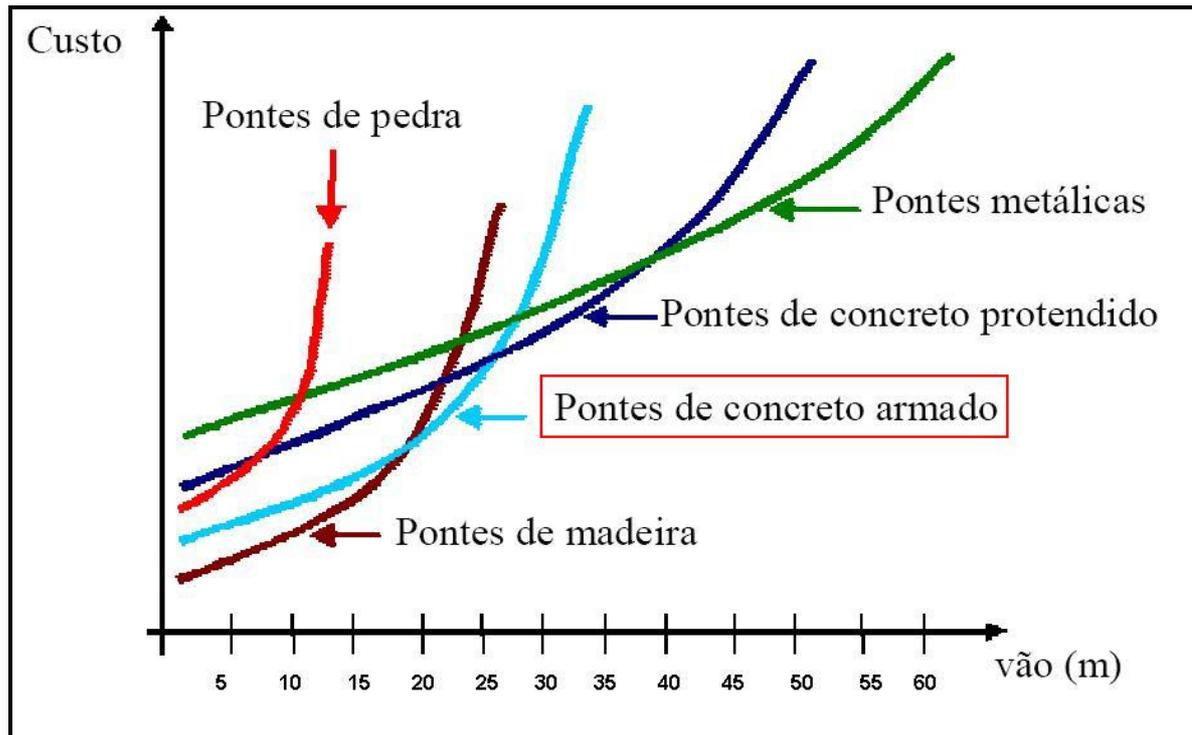


Figura 12: gráfico representativo do vão em relação ao custo das pontes (trabalho não publicado)¹

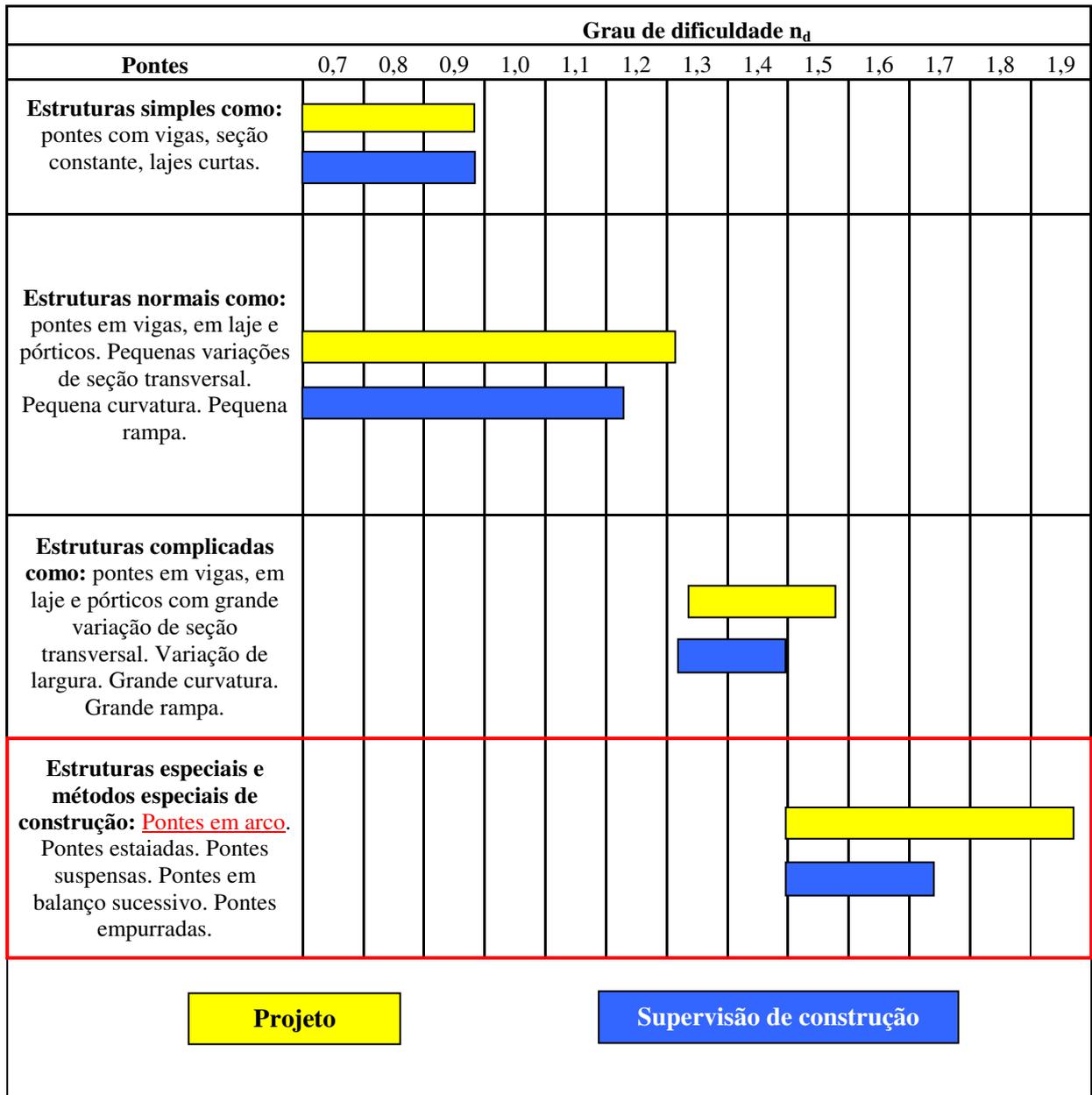
Quanto ao tipo estrutural, as pontes podem ser em laje, em arcos ou abóbadas, em vigas retas de alma cheia ou vazada (treliças), em quadros rígidos, pênseis (suspensas) ou estaiadas. É importante explicar que, dependendo do tipo estrutural da ponte, pode-se encontrar uma maior ou menor dificuldade em sua concepção e em seu projeto.

Conforme a *Fédération Internationale du Béton* (2000 apud MATTOS, 2001, p. 37) os valores do coeficiente de dificuldade n_d são declarados para cada tipo de estrutura, baseando-se nos seguintes critérios:

- 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.

¹ Material didático da disciplina de Estruturas de Concreto II, do curso de Engenharia Civil (2002/2), cujo docente era Aline da Silva Ramos Barboza, na Universidade Federal de Alagoas.

O quadro 1 mostra a variação deste índice de dificuldade, n_d , em relação o tipo estrutural da ponte. Conforme o quadro 1, as pontes em arco pertencem ao grupo de estruturas especiais e métodos especiais de construção. Este grupo é considerado o grupo estrutural que possui maiores dificuldades de resolução de projeto e de controle da construção.



Quadro 1: relação dos coeficientes de dificuldade com o tipo estrutural de ponte (baseado em MATTOS, 2001, p. 38)

3.5 PONTES EM ARCO

3.5.1 Características

Antigamente, quando ainda não havia o conhecimento de muitos materiais, a ponte em arco era a única solução para vencer grandes vãos. Utilizava-se este modelo estrutural, especialmente quando não era possível a implantação de apoios intermediários e escoramentos, ou seja, em vales profundos ou em cursos de água a vencer (MASON, 1977, p. 297).

Morrissey (2000) determina que uma ponte em arco é uma estrutura semicircular que transmite naturalmente seu peso para os suportes localizados em cada uma das suas extremidades, como representado na figura 13. Portanto, as pontes em arco podem ser construídas em concreto armado convencional, aproveitando ao máximo a boa resistência à compressão que o concreto possui, com baixo consumo de material e, ainda, exigindo armações não exageradas nas peças.

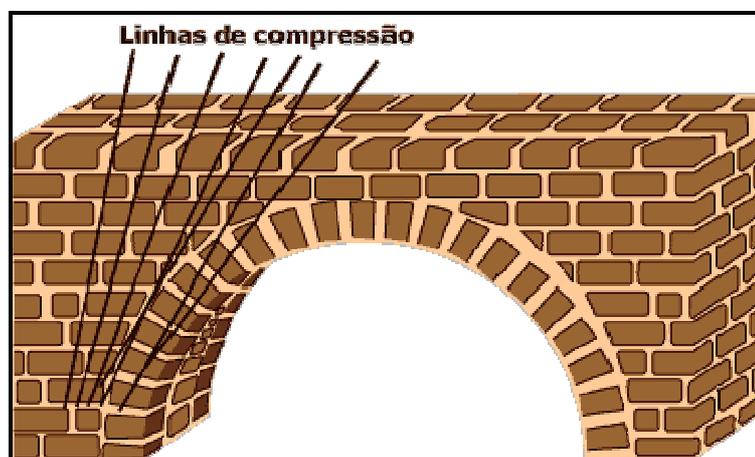


Figura 13: esquema representativo da força de compressão nos apoios dos arcos (MORRISSEY, 2000)

Pfeil (1983b, p. 144) complementa a análise de Morrissey (2000), explicando que as forças horizontais resultantes nos apoios provocam tração entre as fundações no terreno e compressão na estrutura. Devido a esta força de compressão na estrutura, o valor dos momentos fletores provocados pelo carregamento é praticamente nulo. Estes pequenos

momentos fletores causam tensões internas de flexão mínimas. Logo, pode-se dizer que a estrutura é solicitada, predominantemente, por tensões normais de compressão.

Resumindo, o eixo do arco é projetado preferencialmente coincidindo com a linha de pressões da carga permanente, isto é, quando a carga produzirá somente força de compressão, aproveitando a boa resistência à compressão do concreto. As cargas móveis produzem tensões de compressão e tração, sendo que as de tração são consideradas inferiores que as de compressão.

Conforme Morrissey (2000):

A curva natural do arco e sua capacidade de dissipar a força para fora reduzem em muito os efeitos de tensão sobre a parte de baixo do arco. Quanto maior for o grau de curvatura (quanto maior o semicírculo do arco), no entanto, maiores serão os efeitos da tensão na parte de baixo.

Aspectos positivos da utilização de pontes em arco (PFEIL, 1983b, p. 88-92):

- a) ultrapassagem de grandes vãos: as pontes em arco em concreto armado já ultrapassaram vãos de até 425 m (ponte *Wanxian*, na China, construída em 1997). O principal fator limitante para a construção de pontes em arco com vãos maiores é a resistência das fundações aos esforços horizontais. Quanto maior o vão, maiores serão os esforços que as fundações deverão absorver;
- b) comprovada eficiência estrutural: o concreto é um componente importante que suporta de forma eficaz os esforços predominantes de compressão nas extremidades do arco;
- c) economia no material de construção.

Aspectos negativos da utilização de pontes em arco (PFEIL, 1983b, p. 92):

- a) elevado custo: tanto em relação a concepção do projeto estrutural, quanto para a construção;
- b) problema construtivo na execução dos arcos: método construtivo adotado exige técnicas mais sofisticadas de execução e, conseqüentemente, mão-de-obra mais especializada.

3.5.2 Classificação

Mattos (2001, p. 33) classifica as pontes em arco conforme a locação de seu tabuleiro:

As estruturas em arco podem ser projetadas com tabuleiro superior, sustentado por montantes, ou com tabuleiro inferior, sustentado por tirantes ou pendurais. Existe ainda o sistema misto com o arco intermediário, sustentado lateralmente por montantes e, no centro, por pendurais [...].

As figuras 14 a 16 mostram estes três principais tipos de pontes em arco que foram citadas anteriormente.

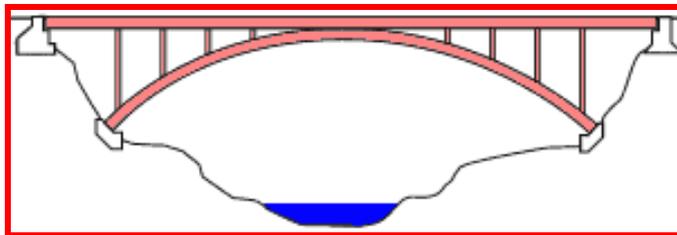


Figura 14: arco com tabuleiro superior (baseado em MATTOS, 2001, p. 33)

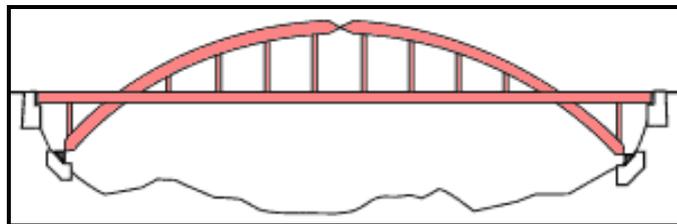


Figura 15: arco com tabuleiro intermediário (baseado em MATTOS, 2001, p. 33)

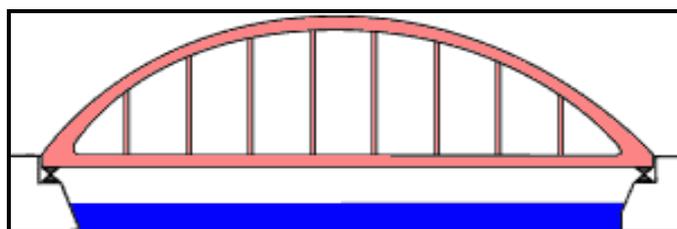


Figura 16: arco com tabuleiro inferior (baseado em MATTOS, 2001, p. 33)

As pontes com arco inferior e intermediário apresentam grandes esforços horizontais na base do arco. Este fator exige um excelente terreno de fundação. Caso a ponte seja construída em concreto armado, deve-se prever um bom plano de concretagem a fim de evitar os efeitos de retração e deformação lenta do material (MATTOS, 2001, p. 33).

De acordo com Mason (1977, p. 297):

As pontes em arco com tabuleiro inferior são mais indicadas para pequenos vãos e para grandes vãos utiliza-se a ponte em arco com tabuleiro superior. As pontes em arco com tabuleiro intermediário são menos utilizadas uma vez que a interseção do arco com o tabuleiro representa problemas construtivos.

No quadro 2 estão listados os nomes das pontes em arco em concreto que possuem grandes vãos (THE SWEDISH INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, 2001 apud MATTOS, 2001, p. 40).

Ponte	País	Vão (m)	Ano
Wanxian	China	425	1997
Krk - 1	Croácia	390	1980
Jiangjiehe	China	330	1995
Yongning	China	312	1998
Gladesville	Austrália	305	1964
Ponte da Amizade	Brasil/Paraguai	290	1964
Bloukrans	África do Sul	272	1983
Arrábida	Portugal	270	1963
Sandö	Suécia	264	1943
Chateaubriand	França	261	1991

Quadro 2: pontes em arco em concreto com grandes vãos
(baseado em MATTOS, 2001)

4 ESTUDO GLOBAL DA ESTRUTURA

Conforme Mason (1977, p. 12):

A escolha da solução estrutural para um determinado projeto de ponte é feita em decorrência do exame das condições locais da obra e demais parâmetros técnico-econômicos. A seleção do tipo de ponte baseia-se em cálculos de pré-dimensionamento, aplicados a soluções estruturais igualmente interessantes ao caso.

Após definida a solução estrutural e as fundações da ponte deve-se realizar o seu dimensionamento através da interação global da superestrutura com a meso e a infra-estrutura, fixando a distribuição de esforços. Em seguida deve ser feito um estudo detalhado de cada parte componente da obra, iniciando-se pela superestrutura (MANSON, 1977, p. 12).

Segundo a NBR 7187, a estrutura deve ser projetada e calculada considerando todas as combinações possíveis de ações durante sua construção e utilização. A estrutura deve atender a todos os estados limites últimos e de utilização exigíveis, assim como às condições de durabilidade requerida (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1987, p. 4).

Primeiramente, para o estudo de projeto estrutural, foi necessário analisar e conhecer os carregamentos atuantes na ponte. Em seguida, foram lançados alguns modelos estruturais no programa computacional utilizado para a realização do cálculo global – SAP2000 versão 10.0.1 – com a finalidade de fazer comparações entre as diferentes dimensões consideradas para os elementos estruturais da ponte e mesmo com outras variáveis. Conforme relata Leonhardt (1979, p. 21), esta análise preliminar é fundamental para estabelecer o modelo estrutural de forma mais econômica e que se adapte melhor às exigências fixadas pelo contratante.

4.1 AVANÇO TECNOLÓGICO

Segundo Mattos (2001, p. 15):

Antigamente o engenheiro buscava simplificar os sistemas estruturais em função dos escassos meios disponíveis para solucioná-los. Uma estrutura muito complexa exigia uma grande quantidade de esforço para resolvê-la e, por vezes, obrigava o engenheiro a realizar simplificações nem sempre coerentes com o real comportamento da estrutura.

De acordo com Mattos (2001, p. 16) houve um grande progresso nas ferramentas para a realização de um projeto estrutural. A régua de cálculo foi deixada para trás e adotaram-se os modernos *softwares*, os quais modificaram o processo de concepção e análise estrutural.

Hoje em dia é possível testar várias soluções visando otimizar o projeto estrutural, algo que antigamente dependia muito da experiência do projetista. Devido à velocidade da evolução tecnológica, existem ainda grandes dificuldades para o acompanhamento destas mudanças, principalmente pelas universidades que não conseguem acompanhar este progresso e necessitam de adaptações nos currículos (MATTOS, 2001, p. 16).

Por outro lado, a utilização inconsciente destes programas estruturais pode provocar sérios desastres na construção civil. Certamente o engenheiro deve aproveitar estes recursos disponíveis para o cálculo, porém deve ter, também, sensibilidade aos resultados. Com a freqüente atualização dos *softwares* estruturais, normalmente, não ocorrem erros causados pelo programa, mas sim por parte do operador. Para evitar estes tipos de erros operacionais, é de extrema importância que o engenheiro tenha uma noção do resultado final.

4.2 CARREGAMENTOS

Conforme Mattos (2001, p. 54):

Os carregamentos em estruturas de pontes são constituídos de cargas permanentes, variáveis e excepcionais. Tão importante quanto o valor dos carregamentos é o momento e a ordem que os carregamentos atuam, principalmente nas pontes efetuadas em concreto protendido e nas em vigas pré-fabricadas e pré-moldadas em que ocorrem mudanças nas características da seção transversal.

4.2.1 Carregamento permanente

É aquele tipo de carregamento que possui valor constante durante toda a vida útil da obra, ou seja, o peso próprio dos elementos portantes (estrutura). Deverão ser consideradas no projeto as cargas permanentes de lajes, de vigas, de arcos, de pilares, de pavimentação, de guarda-rodas, de guarda-corpo.

Para a realização do cálculo do carregamento permanente deve-se considerar como peso específico do concreto armado o valor mínimo de 25 kN/m³, de acordo com recomendações da NBR 7187 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1987, p. 5).

4.2.2 Carregamento variável

É aquele tipo de carga que possui variação em seu valor durante a vida útil da estrutura. São consideradas como exemplo: cargas móveis, cargas devido à aceleração e frenagem, ação dos ventos e carga devido à variação de temperatura. Entre estas, a carga móvel é a que possui maior influência e é aquela que será estudada mais detalhadamente neste projeto.

A fim de conhecer os efeitos dinâmicos das cargas móveis, a NBR 7187 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1987, p. 9) permite a utilização da multiplicação das cargas estáticas com os coeficientes de impacto resultantes da fórmula 1:

$$\text{Coeficiente de Impacto} = 1,4 - 0,007 * L \quad (\text{fórmula 1})$$

Onde:

L= é o comprimento, em metros, de cada vão teórico do elemento carregado.

A carga móvel é denominada de trem-tipo nas pontes rodoviárias e representa os valores de um carregamento característico aplicado na estrutura, que é originado do tráfego. A NBR 7188 alerta que as pontes utilizadas com uma maior frequência por veículos transportando cargas contendo peso excepcional, ou seja, cargas consideradas superiores às definidas pela Norma, devem ser analisadas também para cargas móveis especiais. E ainda adverte que as

“[...] condições de travessia é atribuição do órgão que tenha jurisdição sobre as referidas pontes.” (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1984, p. 1).

Os trens-tipo compõem-se de um veículo e de cargas uniformemente distribuídas, possuindo intensidades p e p' , cujos valores estão no quadro 3. Este veículo ocupa uma área supostamente retangular, sendo que suas dimensões são de 3,0 m de largura e 6,0 m de comprimento, conforme representado na figura 17. A carga distribuída de intensidade p é aplicada em toda a pista de rolamento exceto a área ocupada pelo veículo. A carga distribuída p' refere-se aos passeios, independe da altura ou largura e não é majorada pelo impacto. Na NBR 7188 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1984, p. 4) observa-se, ainda, que os elementos estruturais que suportam de forma direta os passeios devem ser verificados também para a ação de uma sobrecarga $p = 5 \text{ kN/m}^2$ (500 kgf/m^2), não majorada, que atua sobre os passeios.

Classe da ponte	Veículo			Carga uniformemente distribuída				Disposição da carga
	Tipo	Peso total		p		p'		
		kN	tf	kN/m^2	kgf/m^2	kN/m^2	kgf/m^2	
45	45	450	45	5	500	3	300	Carga p em toda a pista Carga p' nos passeios
30	30	300	30	5	500	3	300	
12	12	120	12	4	400	3	300	

Quadro 3: cargas dos veículos
(baseado na ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1984, p. 3)

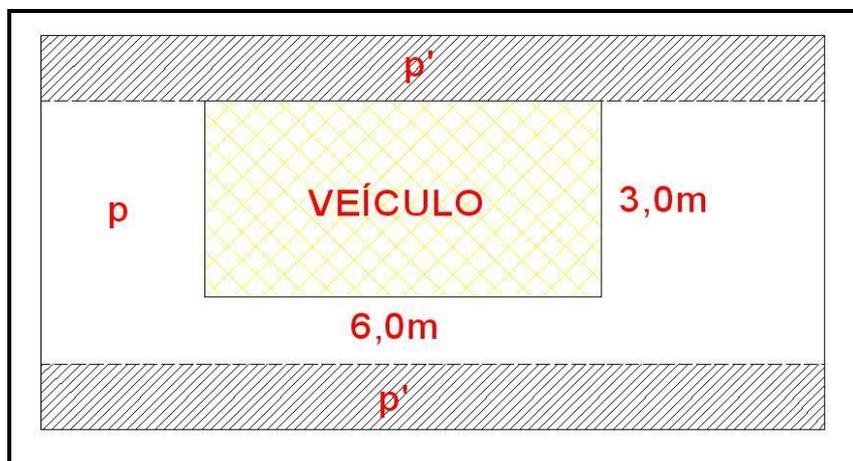


Figura 17: representação esquemática de uma carga móvel

A NBR 7188 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1984, p. 3) também fornece os valores correspondentes aos detalhes dimensionais e de carga para cada veículo-tipo. No quadro 4 estão representadas separadamente estas características para os veículos-tipos 12, 30 e 45.

	Unidade	Tipo 45	Tipo 30	Tipo 12
Quantidade de eixos	eixo	3	3	2
Peso total do veículo	kN - tf	450 - 45	300 - 30	120 - 12
Peso de cada roda dianteira	kN - tf	75 - 7,5	50 - 5	20 - 2
Peso de cada roda traseira	kN - tf	75 - 7,5	50 - 5	40 - 4
Peso de cada roda intermediária	kN - tf	75 - 7,5	50 - 5	-
Largura de contato b1 de cada roda dianteira	m	0,50	0,40	0,20
Largura de contato b3 de cada roda traseira	m	0,50	0,40	0,30
Largura de contato b2 de cada roda intermediária	m	0,50	0,40	-
Comprimento de contato de cada roda	m	0,20	0,20	0,20
Área de contato de cada roda	m ²	0,20 x b	0,20 x b	0,20 x b
Distância entre os eixos	m	1,50	1,50	3,00
Distância entre os centros de roda de cada eixo	m	2,00	2,00	2,00

Quadro 4: características dos veículos
(baseado na ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1984, p. 3)

Na NBR 7188 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1984, p. 4) declara-se que para o cálculo de cada elemento estrutural, o veículo-tipo deve ser colocado na posição mais desfavorável e ainda é necessário desconsiderar as posições de carregamento que provocam a redução das solicitações. É importante lembrar que o trem-tipo sempre deve estar orientado na direção do tráfego.

A determinação da carga móvel é um dos fatores principais na consideração do cálculo das ações variáveis sobre a ponte rodoviária. A soma das ações variáveis, das ações permanentes e das ações excepcionais é fundamental para a definição das solicitações na estrutura e, conseqüentemente, para o seu cálculo global.

Outro detalhe que deve ser lembrado, é que os guarda-rodas devem ser verificados para uma força concentrada aplicada horizontalmente na aresta superior de 60 kN, como indicado na figura 18. Conforme a NBR 7188 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1984, p. 4), para esta verificação não é necessário fazer o acréscimo devido ao impacto.

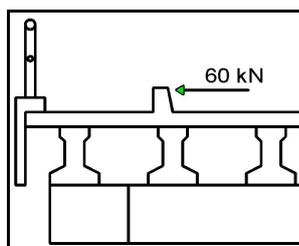


Figura 18: representação esquemática da força aplicada no guarda-rodas

Já em relação ao guarda-corpo, deve ser verificado por uma força uniformemente distribuída de 1 kN/m ao longo do seu comprimento (CALIL JUNIOR et al., 2006, p. 26). Esta força é aplicada na parte superior do guarda-corpo, conforme indicado na figura 19.

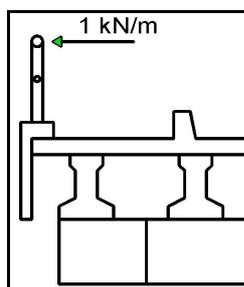


Figura 19: representação esquemática da força aplicada no guarda-corpo

De acordo com a NBR 7187 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1987, p. 10), nas pontes rodoviárias, as cargas variáveis de aceleração e frenagem resultam em forças de curta duração. Elas são consideradas por uma fração das cargas móveis sem a utilização do coeficiente de impacto. Estas forças são aplicadas na superfície de rolamento e deve-se utilizar o maior dos seguintes valores:

- a) 5% do peso do carregamento do estrado com as cargas móveis distribuídas, excluindo os passeios (parcela atribuída à aceleração);
- b) 30% do peso do veículo-tipo (parcela atribuída à frenagem).

4.2.3 Carregamento excepcional

Conforme a NBR 7187 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1987, p. 11), as ações excepcionais “São aquelas cuja ocorrência se dá em circunstâncias anormais. Compreendem os choques de objetos móveis, as explosões, os fenômenos naturais pouco freqüentes, como ventos ou enchentes catastróficas e sismos, entre outros.”. Exemplos de cargas excepcionais em pontes rodoviárias: choques de veículos em pilares de viadutos, esforço horizontal devido à terremotos, possíveis choques de veículos no guarda-rodas e choques de embarcações nos pilares da ponte.

Este tipo de carregamento possui pouca probabilidade de ocorrência e pouca duração. Por este motivo a NBR 7187 informa que as verificações de segurança para outros tipos de ações excepcionais, além dos choques de objetos móveis, somente devem ser feitas em construções especiais, a critério do proprietário da obra (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1987, p. 11).

4.3 ANÁLISE E CÁLCULO ESTRUTURAL

4.3.1 Modelo estrutural

O lançamento do modelo estrutural da ponte de Saudades foi realizado através da criação de um sistema de coordenadas pelo comando *grid only* do *software* SAP2000 (*Structural Analysis Program*). Este programa, um dos mais utilizados para o cálculo de estruturas no mundo, faz a análise estática e dinâmica da estrutura baseando-se no método dos elementos finitos. Este método considera um conjunto de elementos estruturais individuais formando, assim, uma malha de elementos, a qual fornece uma solução aproximada das solicitações em qualquer ponto da estrutura. É importante lembrar que quanto mais refinada for a malha, mais exatos e confiáveis serão os resultados obtidos. Porém, este maior número de elementos exige um maior tempo de cálculo e maior capacidade computacional, tornando o projeto mais caro e muitas vezes inviável.

O programa baseia-se em um sistema de coordenadas globais e locais. Os eixos globais são representados por x, y e z. Já o sistema de coordenadas locais, que é utilizado para cada elemento gerado, tanto de área como linear, é representado pelos eixos 1, 2 e 3. Através da figura 20 é possível ver a convenção das solicitações em cada elemento de área, tipo *shell*, nos eixos locais 1, 2 e 3.

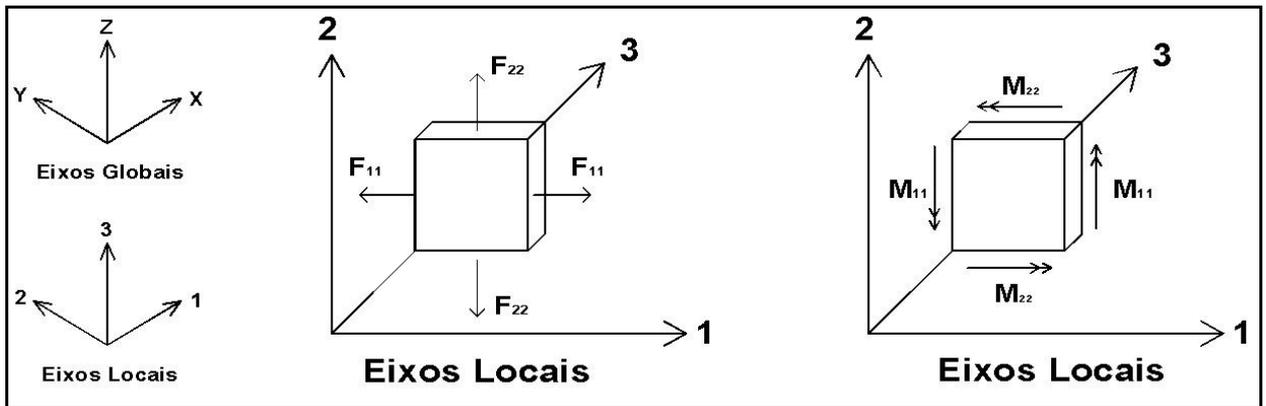


Figura 20: representação da atuação das solicitações nos eixos locais 1, 2 e 3

No modelo da ponte de Saudades foram usados 113 planos no eixo x, variando entre 0 a 56 m, com intervalo de 0,5 m; 21 planos no eixo y, variando entre 0 a 10 m, com intervalo de 0,5 m; e ainda 33 planos no eixo z com valores entre 0 a 7,9 m. O vigamento secundário e principal, os arcos e os pilares foram representados por 1380 elementos lineares, tipo *frame three-dimensional*, com dimensões específicas para cada tipo de seção. Além disto, a pista de rolamento, que possui 4 vãos de 14 m (figura 21), foi representada pelo elemento tipo *shell* disponível pelo *software*. Em relação ao material utilizado, foi definido concreto armado para todos estes elementos constituintes da ponte, inclusive para o revestimento do estrado, possuindo como peso específico um valor de 25 kN/m³.

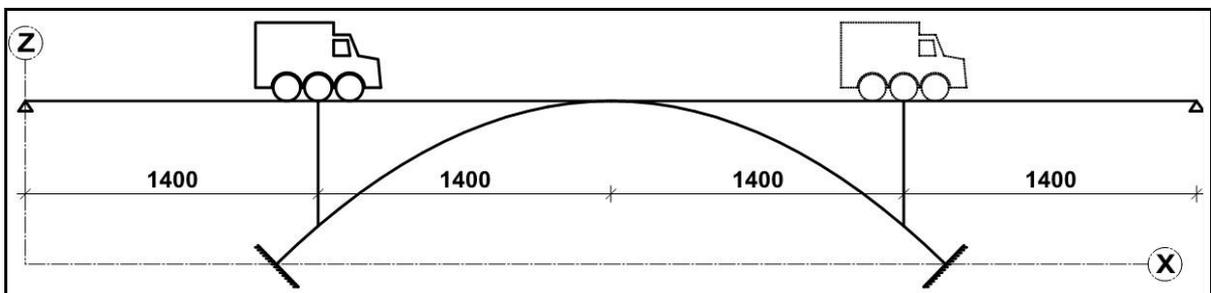


Figura 21: representação dos vãos do tabuleiro superior

Sabe-se que o arco da ponte sobre o rio Saudades ultrapassa um vão de 32 m e possui uma flecha de 7,90 m. Na figura 22 pode-se observar o modelo computacional desta estrutura desenvolvido a partir dos elementos tipo *frame* e tipo *shell* citados anteriormente.

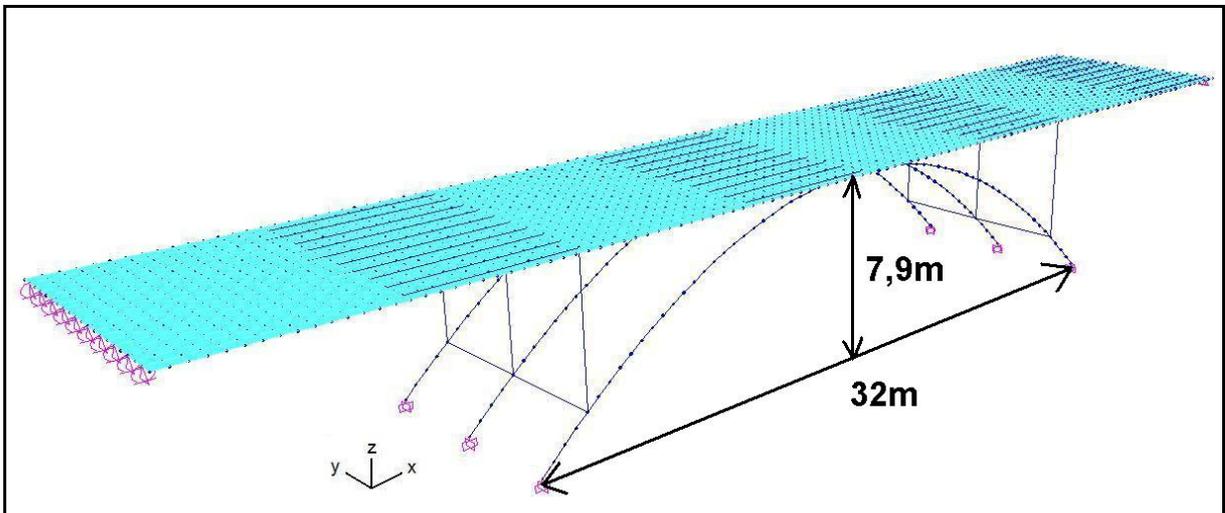


Figura 22: modelo computacional da ponte com seus elementos tipo *frame* e *shell*

A malha do tabuleiro superior pode ser visualizada mais detalhadamente na figura 23 com seus 2240 elementos de seção quadrada de dimensão 50 x 50 cm e com 15 cm de altura no plano xy. Para estes elementos tipo *shell* foi considerada uma rigidez praticamente nula na direção F_{11} . Este método foi adotado porque esta rigidez foi levada em conta nas vigas secundárias de seção I, no plano xy, que ultrapassam um vão de 14 m, as quais possuem 15 cm de espessura na mesa superior, correspondendo à espessura do tabuleiro. Os quadros 5 a 7 mostram, respectivamente, a localização dos elementos estruturais que compõem a ponte nos planos yz, xz e xy.

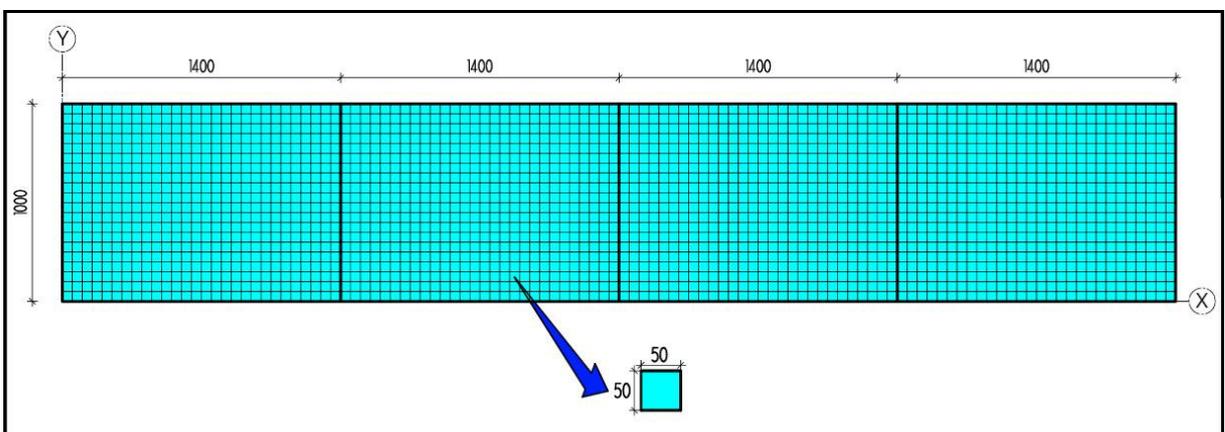


Figura 23: representação da malha do tabuleiro superior

Plano yz (0 - 56 m)	
0	encontro
12	fundação
14	pilares, viga de ligação entre pilares e arcos e viga de ligação entre pilares
28	viga de ligação entre arcos
42	pilares, viga de ligação entre pilares e arcos e viga de ligação entre pilares
44	fundação
56	encontro

Quadro 5: elementos representados no plano yz

Plano xz (0 - 10 m)	
0,5	arco, pilares e viga secundária
1,5	viga secundária
2,5	viga secundária
3,5	viga secundária
4,5	viga secundária
5	arco, pilar
5,5	viga secundária
6,5	viga secundária
7,5	viga secundária
8,5	viga secundária
9,5	arco, pilar e viga secundária

Quadro 6: elementos representados no plano xz

Plano no eixo xy (0 - 7,9 m)	
0	fundações
1,85	viga de ligação entre arcos e pilares
7,9	viga de ligação entre arcos

Quadro 7: elementos representados no plano xy

Após o término da análise preliminar da ponte, foram definidas as seções dos elementos estruturais a fim de melhor atender as exigências do cliente. Os elementos pré-fabricados que serão utilizados na construção estão listados no quadro 8 com suas respectivas informações.

Elementos pré-fabricados	Quantidade	Seção (cm)	
Tabuleiro	126/vão	retangular	-
Vigas secundárias	10/vão	seção I	-
Arcos	3	retangular	80x60
Pilares	6	quadrada	60x60
Viga de ligação entre pilares	2	quadrada	60x60

Quadro 8: elementos pré-fabricados

Além de peças pré-fabricadas, também será utilizada concretagem *in loco* para as fundações, encontros e elementos de ligação entre os elementos pré-fabricados. No quadro 9 pode-se observar as características destes elementos estruturais.

Elementos moldados <i>in loco</i>	Quantidade	Seção (cm)	
Viga de ligação entre arcos	1	retangular	60x60
Viga de ligação entre arcos e pilares	2	-	-
Fundações	6	-	-
Encontros	2	-	-

Quadro 9: elementos moldados no local

Os carregamentos estudados no capítulo anterior deste trabalho foram adicionados ao modelo imediatamente após a conclusão da definição e do lançamento dos elementos estruturais. Para o carregamento móvel foi considerado um trem-tipo 45, onde a base do sistema é um veículo-tipo de 450 kN (45 tf) de peso total. Na figura 24 podem ser visualizadas as características deste trem-tipo 45 que foram utilizadas para o lançamento da carga móvel no *software* SAP2000. É importante lembrar que, como este programa não utiliza as normas brasileiras para o cálculo global da estrutura, ou seja, não disponibiliza os trens-tipos determinados pela Norma nacional, foi usado um artifício para a criação de um novo trem-tipo, respeitando, assim, as recomendações exigidas pela NBR 7188. Na figura 25 verifica-se o lançamento das cargas do trem-tipo no *software* já majoradas pelo coeficiente de impacto de valor igual a 1,3.

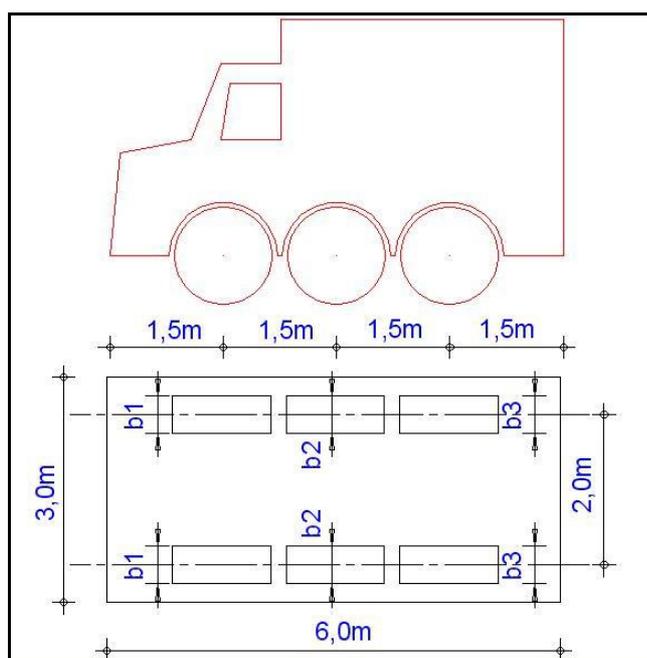


Figura 24: representação esquemática do veículo-tipo 45

General Vehicle Data

Vehicle Name: TB45

Usage:

- Lane Negative Moments at Supports
- Interior Vertical Support Forces
- All other Responses

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

Use BD 37/01 (2002) for Uniform Load Length Effects:

Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only:

Straddle Reduction Factor:

Load Plan:

Load Elevation:

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0,65	Fixed Width	3,	0,	Two Points	2,
Leading Load	Infinite		0,65	Fixed Width	3,	0,	Two Points	2,
Fixed Length	1,5		0,	Zero Width		19,5	Two Points	2,
Fixed Length	1,5		0,	Zero Width		19,5	Two Points	2,
Fixed Length	1,5		0,	Zero Width		19,5	Two Points	2,
Fixed Length	1,5		0,	Fixed Width	3,	0,	Two Points	2,
Trailing Load	Infinite		0,65	Fixed Width	3,	0,	Two Points	2,

Add Insert Modify Delete

OK Cancel

Units: Ton, m, C

Figura 25: lançamento do veículo-tipo 45 no *software*

Para as cargas de aceleração e frenagem foi utilizado 30% do peso do veículo-tipo (parcela referente à frenagem), ou seja, 135 kN, sendo este um valor superior aos 5% do peso do carregamento do estrado com as cargas móveis distribuídas, excluindo os passeios (parcela referente à aceleração). Através deste cálculo foi possível observar que quanto menor o comprimento do estrado, maior será a possibilidade da utilização do carregamento devido à frenagem na superfície de rolamento da ponte.

Em relação a ação do vento, foi utilizado a norma antiga de pontes, a NB2, pois estas informações não estão presentes nem na norma atual de pontes, a NBR 7187, nem na norma de ventos, a NBR 6123. Esta carga é representada por uma pressão horizontal média para ponte carregada e descarregada, agindo horizontalmente em direção ao seu eixo, como representado nas figuras 26 e 27 (PFEIL, 1983b, p. 134):

- ponete descarregada: considerar 1,5 kN/m²;
- ponete carregada: considerar 1,0 kN/m².

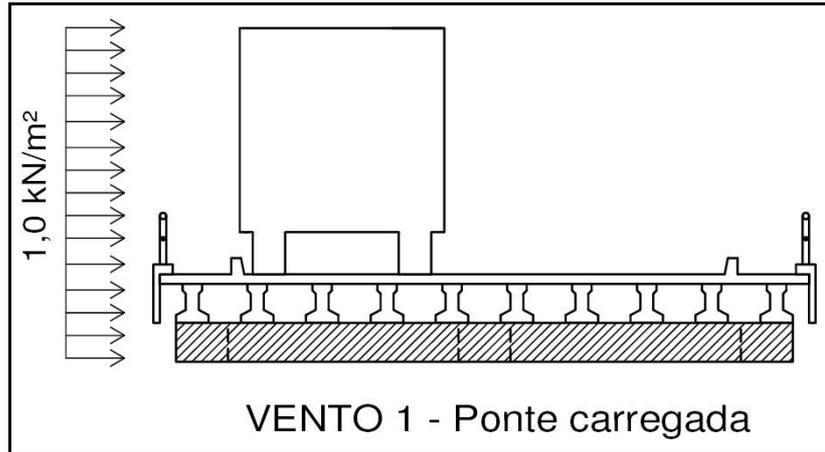


Figura 26: representação da carga de vento para ponte carregada

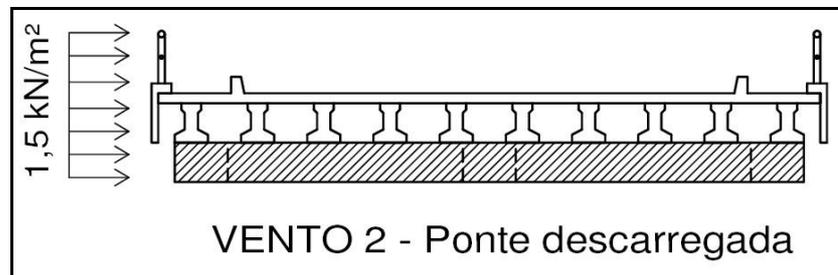


Figura 27: representação da carga de vento para ponte descarregada

Os deslocamentos, verticais e horizontais, e os momentos na fundação foram impedidos pela aplicação de apoios engastados que bloqueiam a translação e a rotação em x , y e z . Já os encontros foram representados por apoios simples que restringiam o deslocamento na vertical. Na figura 28 observa-se a estrutura constituída por seus elementos com suas dimensões reais, de acordo com a opção de visualização *extrude* do SAP2000.

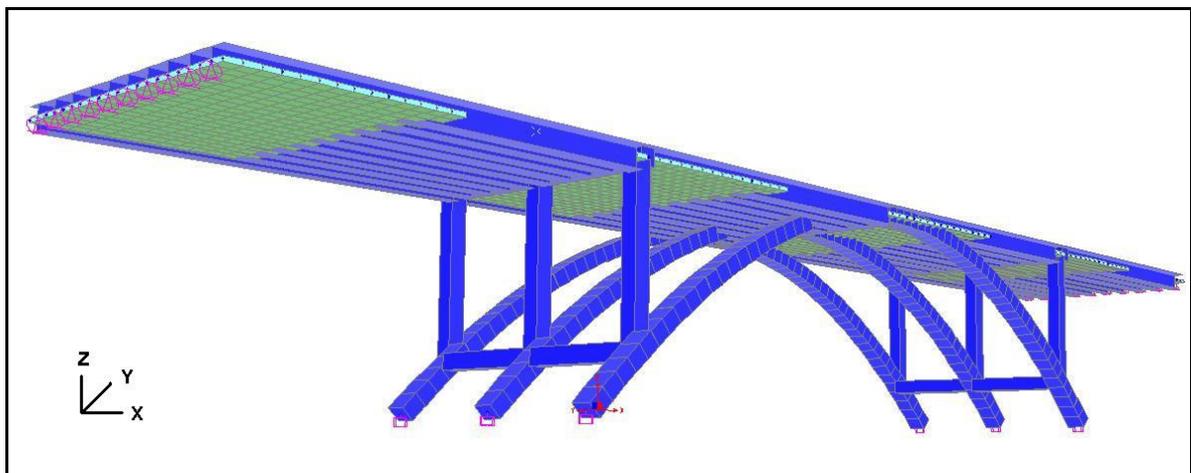


Figura 28: modelo computacional real da ponte de Saudades

Para a análise global da estrutura da ponte foram considerados 6 tipos de combinações de cargas. Os primeiros cálculos foram efetuados levando em conta as combinações envolvendo as cargas permanentes (peso próprio, guarda-corpo e revestimento), a carga móvel (trem-tipo 1 e 2) e a carga devido à frenagem (frenagem **a**: sentido positivo do eixo x; frenagem **b**: sentido negativo do eixo x). Por último, foi considerado nas combinações de cálculo os casos de vento 1 e vento 2 como explicados anteriormente. No quadro 10 estão listadas os tipos de combinações consideradas no cálculo global da estrutura.

COMBINAÇÕES DE CARGA
a) carga permanente (peso próprio + revestimento + guarda-corpo)
b) carga permanente + carga móvel 1 (trem-tipo 1) + carga de frenagem (a e b)
c) carga permanente + carga móvel 2 (trem-tipo 2) + carga de frenagem (a e b)
d) carga permanente + carga móvel 1 (trem-tipo 1) + carga frenagem (a e b) + vento 1
e) carga permanente + carga móvel 2 (trem-tipo 2) + carga frenagem (a e b) + vento 1
f) carga permanente + vento 2

Quadro 10: lista das combinações de carga

Para a carga móvel foi considerado dois casos de carga, um para cada faixa da pista de rolamento. As áreas de influência referente aos trens-tipo 1 e 2 estão identificadas na figura 29.

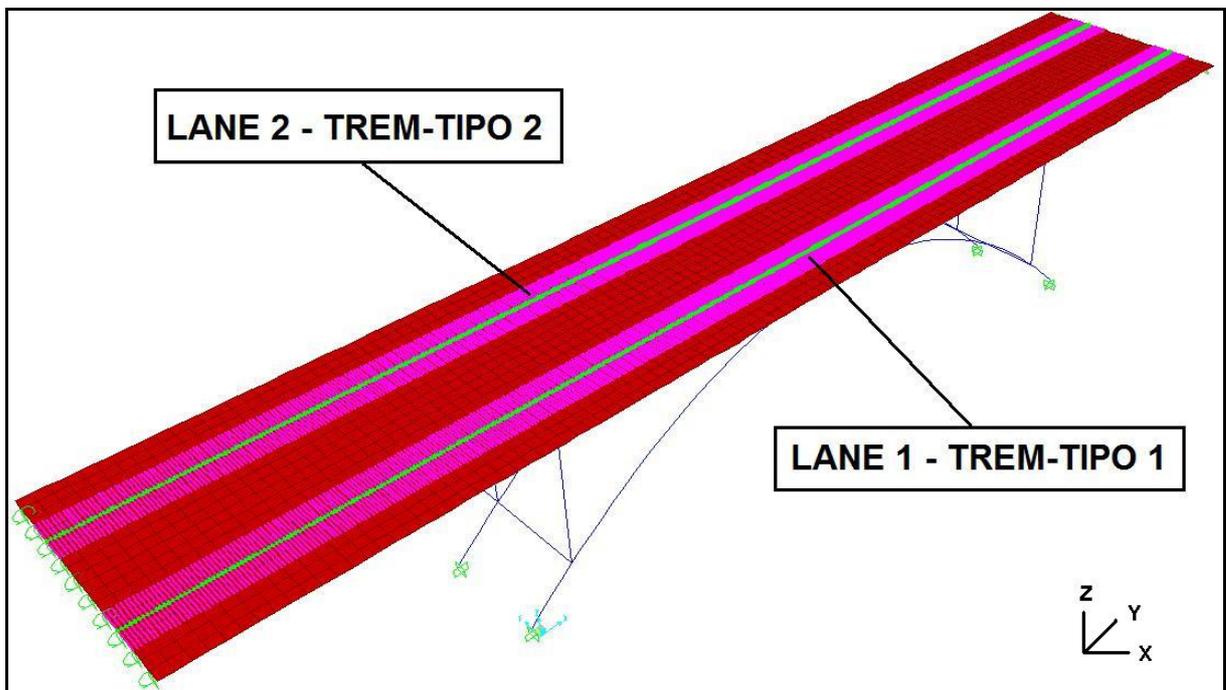


Figura 29: área de influência dos trens-tipo 1 e 2

4.3.2 Análise dos resultados

4.3.2.1 Flambagem

A primeira verificação foi em relação aos efeitos da flambagem sobre arcos e pilares. Ao analisar os resultados, constatou-se que a ponte está segura, isto é, as dimensões dos elementos estruturais estabelecidas inicialmente são satisfatórias para este tipo de verificação. Para este estudo, o SAP2000 desenvolve a solução de um problema envolvendo autovalores e autovetores, onde cada autovetor corresponde a um modo de flexão da estrutura (fórmula 2). No quadro 11 estão indicados os autovalores λ (fatores de segurança) obtidos conforme os 10 modos diferentes de flambagem para o conjunto de combinações estudadas. Observa-se neste quadro que o pior caso localiza-se no primeiro modo, ou seja, se for aplicada uma carga superior a 36,84 vezes a carga considerada no cálculo, ocorrerá flambagem na estrutura.

$$K - \lambda G(r) \Psi = 0 \quad (\text{fórmula 2})$$

Onde:

K = matriz de rigidez;

λ = matriz diagonal que representa os autovalores (varia conforme a carga aplicada);

$G(r)$ = matriz geométrica;

Ψ = matriz que representa os autovetores (modos de flambagem).

Caso de flambagem	Modos	Fator
Flambagem	1	36,84
Flambagem	2	58,61
Flambagem	3	62,51
Flambagem	4	64,79
Flambagem	5	69,55
Flambagem	6	70,14
Flambagem	7	73,27
Flambagem	8	80,63
Flambagem	9	88,41
Flambagem	10	94,26

Quadro 11: verificação da flambagem

4.3.2.2 Reações de base

Os valores das solicitações na base da estrutura da ponte estão representados no quadro 12 com seus respectivos tipos de combinações consideradas. A fim de verificar os resultados obtidos, foi realizada uma estimativa do volume de concreto em m³ dos elementos estruturais. Após a realização deste cálculo para a combinação de cargas permanentes, foi confirmado que os resultados encontrados foram aceitáveis, chegando-se a um valor aproximadamente igual a 782,89 ton, isto é, valor resultante do carregamento permanente na direção FZ.

Reações na base							
Combinação	Máx e Mín	GlobalFX (ton)	GlobalFY (ton)	GlobalFZ (ton)	GlobalMX (ton.m)	GlobalMY (ton.m)	GlobalMZ (ton.m)
Perm		0,00	0,00	782,89	3914,45	-12526,23	0,00
Perm+Movel_1a	Máx	-256,50	0,00	874,38	4143,16	-13951,73	1282,50
Perm+Movel_1a	Mín	-256,50	0,00	782,89	3914,45	-17503,81	1282,50
Perm+Movel_2a	Máx	-256,50	0,00	874,38	4600,60	-13951,73	1282,50
Perm+Movel_2a	Mín	-256,50	0,00	782,89	3914,45	-17503,81	1282,50
Perm+Movel_1b	Máx	256,50	0,00	874,38	4143,16	-9899,03	-1282,50
Perm+Movel_1b	Mín	256,50	0,00	782,89	3914,45	-13451,11	-1282,50
Perm+Movel_2b	Máx	256,50	0,00	874,38	4600,60	-9899,03	-1282,50
Perm+Movel_2b	Mín	256,50	0,00	782,89	3914,45	-13451,11	-1282,50
Perm+Movel_1a+Vento1	Máx	-256,50	5,31	874,38	4101,22	-13951,73	1367,47
Perm+Movel_1a+Vento1	Mín	-256,50	5,31	782,89	3872,50	-17503,81	1367,47
Perm+Movel_1b+Vento1	Máx	256,50	5,31	874,38	4101,22	-9899,03	-1197,53
Perm+Movel_1b+Vento1	Mín	256,50	5,31	782,89	3872,50	-13451,11	-1197,53
Perm+Movel_2a+Vento1	Máx	-256,50	5,31	874,38	4558,65	-13951,73	1367,47
Perm+Movel_2a+Vento1	Mín	-256,50	5,31	782,89	3872,50	-17503,81	1367,47
Perm+Movel_2b+vento1	Máx	256,50	5,31	874,38	4558,65	-9899,03	-1197,53
Perm+Movel_2b+vento1	Mín	256,50	5,31	782,89	3872,50	-13451,11	-1197,53
Perm+Vento2		0,00	7,97	782,89	3851,53	-12526,23	127,45

Quadro 12: reações globais de base

Outro aspecto evidente nestas informações de reações de base, é que as cargas de vento não proporcionam grande influência na base da estrutura, referindo-se a uma análise global. Este fato ocorre devido à ponte de Saudades apresentar uma estrutura mais esbelta, ou seja, livre de barreiras consideráveis para a passagem do vento.

4.3.2.3 Vigamento secundário

Na figura 30 é possível visualizar os planos xy e xz. Em relação ao plano xy, o qual é formado por 4 vãos de 14 m, verifica-se que o pior caso de carregamento para as vigas secundárias de seção I é onde passam os trens-tipo 1 e 2, ou seja, quando y é igual a 2,5 ou 7,5. Caso seja analisada somente a ocorrência de cargas permanentes, então a pior situação para o vigamento secundário é quando y possuir um valor igual a 0,5 ou 9,5, isto porque nestas posições é considerado o peso do guarda-corpo localizado nas laterais da pista. Nos quadros 13 a 15 foram informados os valores das solicitações de momento fletor, $M3$, e esforço cortante, $V2$, para cada seção da estrutura, levando em conta as piores combinações em relação às cargas permanentes e móveis para o vigamento secundário, isto é, quando $y = 0,5$ ou $9,5$ e quando $y = 2,5$ ou $7,5$.

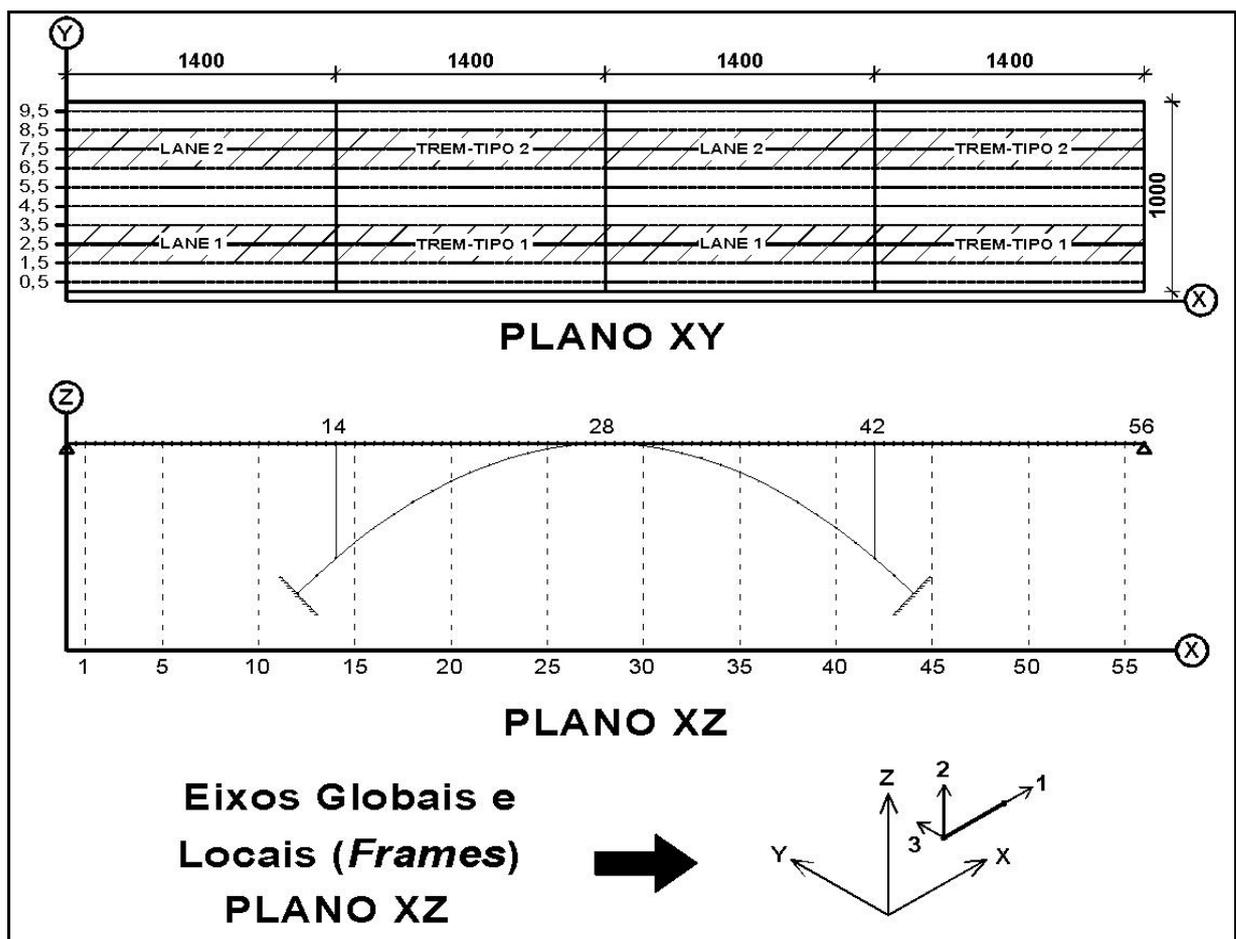


Figura 30: representação do plano xy e xz para análise do vigamento secundário

y = 0,5 ou 9,5 -> VIGAMENTO SECUNDÁRIO CARGAS PERMANENTES			
X (m)	Frame	V2 (ton)	M3 (ton.m)
0	201	-6,68	0,00
1	205	-5,07	6,05
3	212	-2,58	13,84
5	311	-0,30	16,88
7	315	1,98	15,38
9	319	4,40	9,23
11	323	7,17	-1,97
13	327	10,77	-19,22
14	581	-12,91	-35,23
15	583	-10,52	-23,15
17	587	-6,85	-5,45
19	591	-3,99	5,63
21	595	-1,44	11,27
23	599	1,11	11,85
25	603	3,95	7,17
27	607	7,53	-3,66
28	861	-9,02	-11,93
29	863	-6,94	-3,66
31	867	-3,59	7,17
33	871	-0,86	11,85
35	875	1,66	11,27
37	879	4,26	5,63
39	883	7,27	-5,45
41	887	11,25	-23,15
42	1141	-12,36	-35,23
43	1143	-10,15	-19,22
45	1147	-6,83	-1,97
47	1151	-4,18	9,23
49	1155	-1,80	15,38
51	1159	0,47	16,88
53	1163	2,76	13,84
55	1167	5,41	6,05
56	1168	6,68	0,00

Quadro 13: solicitações para cargas permanentes quando y = 0,5 ou 9,5

y = 2,5 -> VIGAMENTO SECUNDÁRIO (LANE 1) CARGAS PERMANENTES + CARGA MÓVEL 1 + FRENAGEM a (sentido positivo de x)					
X (m)	Frame	V2 (ton) Máx	M3 (ton.m) Máx	V2 (ton) Mín	M3 (ton.m) Mín
0	357	-4,31	0,00	-28,38	0,00
1	359	-3,19	24,43	-18,43	3,87
3	363	3,05	47,86	-12,33	8,66
5	367	8,63	55,01	-8,91	9,29
7	371	12,37	52,27	-5,63	5,53
9	375	15,97	41,31	-1,99	-2,72
11	379	20,25	21,82	2,78	-15,34
13	383	27,23	-8,33	5,18	-32,49
14	637	-5,80	-18,21	-29,04	-50,37
15	639	-5,83	-8,41	-25,58	-31,85
17	643	-2,09	21,35	-19,37	-13,83
19	647	2,55	40,17	-15,31	-0,13
21	651	6,53	50,18	-11,39	8,87
23	655	10,86	51,31	-6,84	11,51
25	659	16,25	41,88	-0,79	6,58
27	663	24,31	18,53	3,08	-4,53
28	917	-0,60	1,58	-23,37	-24,86
29	919	-0,54	10,25	-19,68	-12,81
31	923	3,47	28,92	-13,68	-6,38
33	927	7,47	36,74	-10,32	-3,06
35	931	10,72	36,95	-7,21	-4,36
37	935	14,13	29,91	-3,65	-10,39
39	939	18,35	14,69	1,15	-20,49
41	943	25,45	-11,40	3,71	-34,84
42	1197	-6,05	-18,11	-29,52	-49,84
43	1199	-5,91	-7,94	-25,99	-32,11
45	1203	-2,09	22,81	-19,59	-14,35
47	1207	2,59	42,48	-15,43	-1,55
49	1211	6,18	53,31	-11,76	6,57
51	1215	9,48	55,78	-7,77	10,06
53	1219	13,12	48,31	-1,94	9,12
55	1223	21,83	24,58	3,59	4,02
56	1224	28,53	0,00	4,45	0,00

Quadro 14: solicitações para cargas permanentes, carga móvel 1 e frenagem a quando y = 2,5

y = 2,5 -> VIGAMENTO SECUNDÁRIO (LANE 1) CARGAS PERMANENTES + CARGA MÓVEL 1 + FRENAGEM b (sentido negativo de x)					
X (m)	Frame	V2 (ton) Máx	M3 (ton.m) Máx	V2 (ton) Mín	M3 (ton.m) Mín
0	357	-4,45	0,00	-28,53	0,00
1	359	-3,19	24,43	-18,59	4,02
3	363	2,89	48,31	-12,49	9,12
5	367	8,48	55,78	-9,06	10,06
7	371	12,27	53,31	-5,73	6,57
9	375	15,99	42,48	-1,97	-1,55
11	379	20,47	22,81	3,00	-14,35
13	383	27,66	-7,94	5,62	-32,11
14	637	-4,07	-19,45	-27,31	-51,62
15	639	-4,03	-11,40	-23,77	-34,84
17	643	-0,24	14,69	-17,53	-20,48
19	647	4,22	29,91	-13,64	-10,39
21	651	7,61	36,95	-10,31	-4,36
23	655	10,69	36,74	-7,00	-3,06
25	659	14,38	28,92	-2,65	-6,38
27	663	21,40	10,25	0,17	-12,81
28	917	-3,62	6,89	-26,40	-19,55
29	919	-3,29	18,53	-22,43	-4,53
31	923	2,01	41,88	-15,13	6,58
33	927	7,69	51,31	-10,11	11,51
35	931	12,00	50,18	-5,93	8,87
37	935	15,87	40,17	-1,91	-0,13
39	939	20,20	21,35	3,00	-13,83
41	943	27,21	-8,41	5,48	-31,85
42	1197	-5,56	-18,04	-29,04	-49,77
43	1199	-5,52	-8,33	-25,60	-32,49
45	1203	-1,93	21,82	-19,43	-15,34
47	1207	2,57	41,31	-15,45	-2,72
49	1211	6,06	52,27	-11,88	5,53
51	1215	9,33	55,01	-7,92	9,29
53	1219	12,96	47,86	-2,10	8,66
55	1223	21,68	24,43	3,44	3,87
56	1224	28,38	0,00	4,30	0,00

Quadro 15: solicitações para cargas permanentes, carga móvel 1 e frenagem b quando y = 2,5

Ao observar os quadros 14 e 15, verificou-se que seus resultados estão distribuídos de forma simétrica, ou seja, por exemplo, o valor de **M3** quando x = 5, no quadro 14, corresponde ao valor de **M3** quando x = 51, no quadro 15. Este fato ocorre, pois as cargas de frenagem **a**

foram lançadas exatamente no lado oposto das cargas de frenagem **b** sobre a viga de ligação dos arcos, na parte central. Lembra-se que estes resultados deveriam ser idênticos, devido à simetria da estrutura. Caso alguns destes valores apresentem diferenças não significativas, provavelmente deve ter ocorrido um pequeno erro na etapa de lançamento da estrutura. A figura 31 mostra o diagrama de momentos fletores **M3** quando $y = 0,5$ ou $9,5$. Já nas figuras 32 e 33, que mostram o diagrama de momentos fletores **M3** para a combinação com carga móvel **1a** e **1b**, quando $y = 2,5$, é possível visualizar melhor a simetria em torno do eixo z .

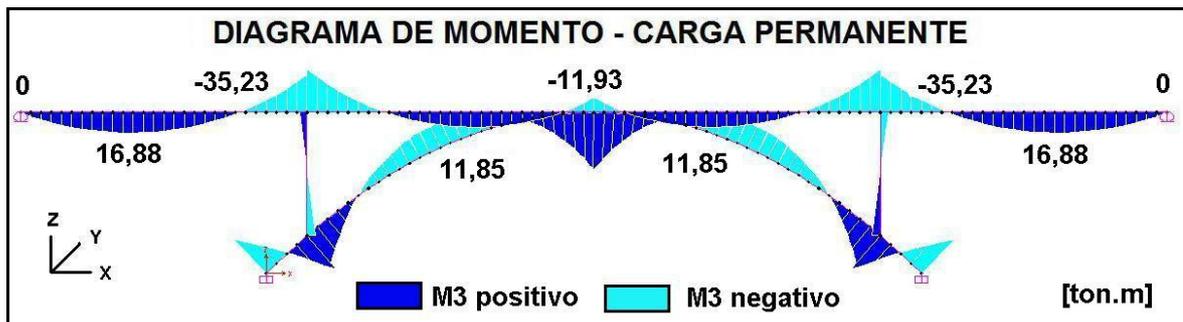


Figura 31: diagrama de momentos fletores para cargas permanentes quando $y = 0,5$ ou $9,5$

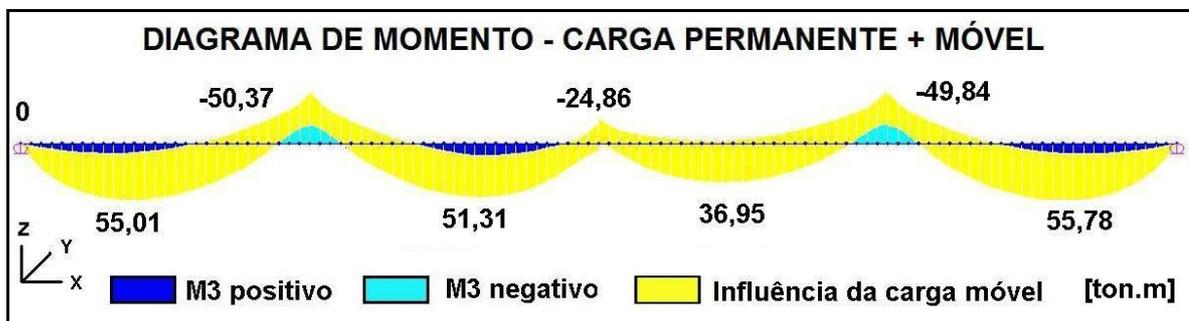


Figura 32: diagrama de momentos fletores para cargas permanentes, móvel 1 e frenagem **a** quando $y = 2,5$

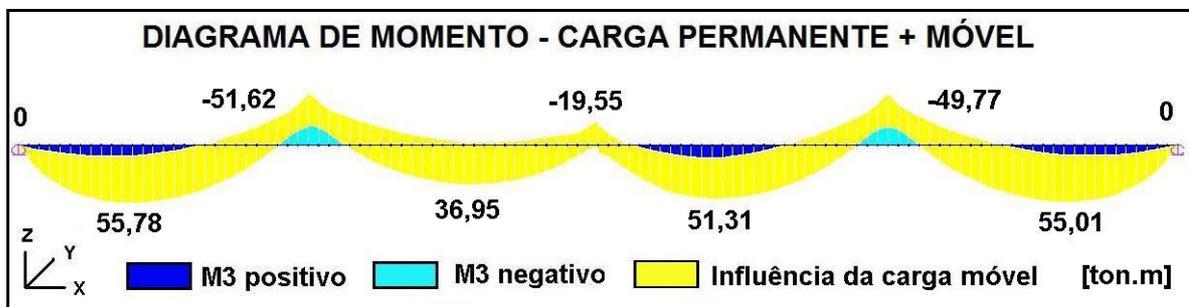


Figura 33: diagrama de momentos fletores para cargas permanentes, móvel 1 e frenagem **b** quando $y = 2,5$

Em seguida foi feita a verificação do viga secundário em relação às cargas de vento. Como se pode observar nos quadros 16 a 18, as solicitações devido à ação do vento tiveram

pouca alteração em relação às soluções das combinações anteriores. Este resultado já era previsto devido à grande rigidez do tabuleiro superior, que está localizado sobre estas vigas secundárias. As lajes da pista de rolamento funcionam como uma viga horizontal que absorve os esforços da ação dos ventos e os transmitem para suas extremidades, isto é, os encontros. A partir desta análise do vento, confirma-se também que as pontes esbeltas são pouco influenciadas por estas cargas horizontais na análise global da estrutura.

y = 9,5 -> VIGAMENTO SECUNDÁRIO CARGAS PERMANENTES + VENTO 2			
X (m)	Frame	V2 (ton)	M3 (ton.m)
0	553	-6,71	0,00
1	555	-5,09	6,07
3	559	-2,60	13,91
5	563	-0,33	17,00
7	567	1,95	15,56
9	571	4,37	9,47
11	575	7,15	-1,68
13	579	10,76	-18,90
14	833	-12,90	-35,06
15	835	-10,51	-22,99
17	839	-6,82	-5,32
19	843	-3,94	5,67
21	847	-1,38	11,21
23	851	1,17	11,68
25	855	4,02	6,88
27	859	7,63	-4,11
28	1113	-9,12	-12,48
29	1115	-7,03	-4,11
31	1119	-3,66	6,88
33	1123	-0,92	11,68
35	1127	1,61	11,21
37	1131	4,21	5,67
39	1135	7,24	-5,32
41	1139	11,24	-22,99
42	1393	-12,33	-35,06
43	1395	-10,14	-18,90
45	1399	-6,81	-1,68
47	1403	-4,15	9,47
49	1407	-1,78	15,56
51	1411	0,49	17,00
53	1415	2,78	13,91
55	1419	5,44	6,07
56	1420	6,71	0,00

Quadro 16: solicitações para cargas permanentes e vento 2 quando y = 9,5

y = 7,5 -> VIGAMENTO SECUNDÁRIO (LANE 2)					
CARGAS PERMANENTES + CARGA MÓVEL 2 + FRENAGEM a + VENTO 1					
X (m)	Frame	V2 (ton) Máx	M3 (ton.m) Máx	V2 (ton) Mín	M3 (ton.m) Mín
0	497	-4,33	0,00	-28,40	0,00
1	499	-3,21	24,45	-18,45	3,89
3	503	3,04	47,92	-12,36	8,71
5	507	8,61	55,13	-8,94	9,38
7	511	12,35	52,44	-5,65	5,65
9	515	15,94	41,54	-2,01	-2,56
11	519	20,23	22,10	2,76	-15,14
13	523	27,22	-8,04	5,16	-32,24
14	777	-5,74	-17,92	-28,99	-50,12
15	779	-5,78	-8,18	-25,52	-31,66
17	783	-2,04	21,47	-19,33	-13,69
19	787	2,60	40,18	-15,27	-0,11
21	791	6,57	50,11	-11,36	8,79
23	795	10,89	51,18	-6,81	11,38
25	799	16,27	41,71	-0,76	6,38
27	803	24,33	18,33	3,10	-4,78
28	1057	-0,62	1,35	-23,39	-25,11
29	1059	-0,56	10,06	-19,70	-13,05
31	1063	3,44	28,76	-13,71	-6,56
33	1067	7,45	36,62	-10,36	-3,18
35	1071	10,69	36,89	-7,25	-4,43
37	1075	14,09	29,93	-3,69	-10,36
39	1079	18,31	14,80	1,10	-20,36
41	1083	25,40	-11,20	3,67	-34,68
42	1337	-6,03	-17,86	-29,52	-49,56
43	1339	-5,89	-7,69	-25,97	-31,89
45	1343	-2,08	23,06	-19,57	-14,18
47	1347	2,61	42,69	-15,41	-1,41
49	1351	6,20	53,47	-11,74	6,67
51	1355	9,50	55,89	-7,75	10,14
53	1359	13,14	48,37	-1,93	9,16
55	1363	21,84	24,60	3,60	4,03
56	1364	28,54	0,00	4,46	0,00

Quadro 17: solicitações para cargas permanentes, carga móvel 2, frenagem a e vento 1 quando $y = 7,5$

y = 7,5 -> VIGAMENTO SECUNDÁRIO (LANE 2) CARGAS PERMANENTES + CARGA MÓVEL 2 + FRENAGEM b + VENTO 1					
X (m)	Frame	V2 (ton) Máx	M3 (ton.m) Máx	V2 (ton) Mín	M3 (ton.m) Mín
0	497	-4,47	0,00	-28,54	0,00
1	499	-3,36	24,60	-18,60	4,03
3	503	2,88	48,37	-12,51	9,16
5	507	8,46	55,88	-9,08	10,14
7	511	12,25	53,47	-5,75	6,68
9	515	15,97	42,69	-1,99	-1,41
11	519	20,45	23,06	2,98	-14,18
13	523	27,65	-7,69	5,60	-31,89
14	777	-4,02	-19,20	-27,27	-51,40
15	779	-3,98	-11,20	-23,73	-34,68
17	783	-0,20	14,80	-17,49	-20,36
19	787	4,26	29,92	-13,61	-10,36
21	791	7,65	36,89	-10,28	-4,43
23	795	10,72	36,62	-6,98	-3,18
25	799	14,41	28,76	-2,63	-6,57
27	803	21,42	10,06	0,19	-13,05
28	1057	-3,64	6,65	-26,41	-19,80
29	1059	-3,31	18,33	-22,45	-4,78
31	1063	1,99	41,71	-15,16	6,39
33	1067	7,66	51,18	-10,15	11,38
35	1071	11,97	50,11	-5,97	8,79
37	1075	15,83	40,18	-1,96	-0,11
39	1079	20,15	21,47	2,95	-13,69
41	1083	27,16	-8,18	5,43	-31,66
42	1337	-5,55	-17,75	-29,03	-49,44
43	1339	-5,50	-8,04	-25,59	-32,24
45	1343	-1,91	22,10	-19,41	-15,13
47	1347	2,59	41,55	-15,42	-2,56
49	1351	6,08	52,44	-11,86	5,65
51	1355	9,35	55,13	-7,90	9,38
53	1359	12,98	47,92	-2,08	8,71
55	1363	21,70	24,45	3,46	3,89
56	1364	28,40	0,00	4,32	0,00

Quadro 18: solicitações para cargas permanentes, carga móvel 2, frenagem b e vento 1 quando y = 7,5

Sabe-se que a análise do efeito da ação dos ventos no vigamento secundário foi feita no eixo $y = 7,5$ e $9,5$, uma vez que esta carga horizontal foi aplicada de maneira linear sobre a linha da viga que suporta o guarda-corpo, ou seja, onde $y = 9,5$. A figura 34 mostra o diagrama de momentos para a combinação de carga permanente e vento 2 quando $y = 9,5$. Já nas figuras 35 e 36 é possível visualizar o diagrama de momentos fletores **M3** para a combinação de carga permanente, móvel 2, frenagem **a** e **b**, e vento 1 quando $y = 7,5$.

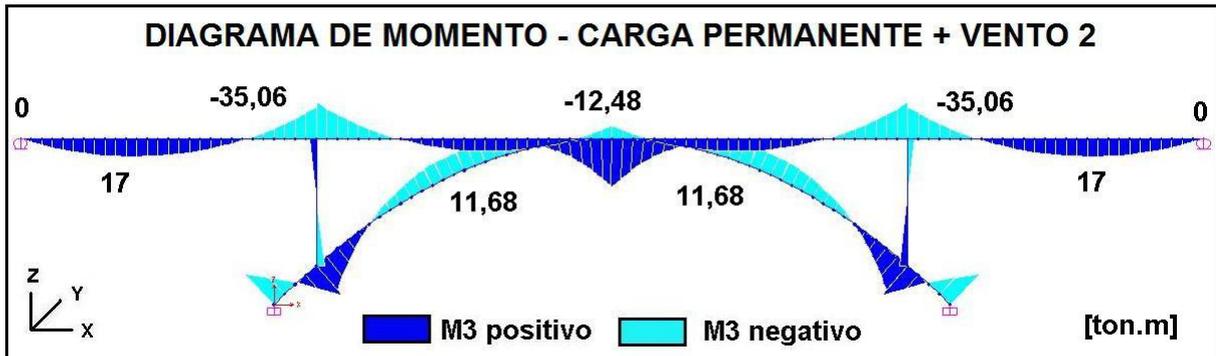


Figura 34: diagrama de momentos fletores para cargas permanentes e vento 2 quando $y = 9,5$

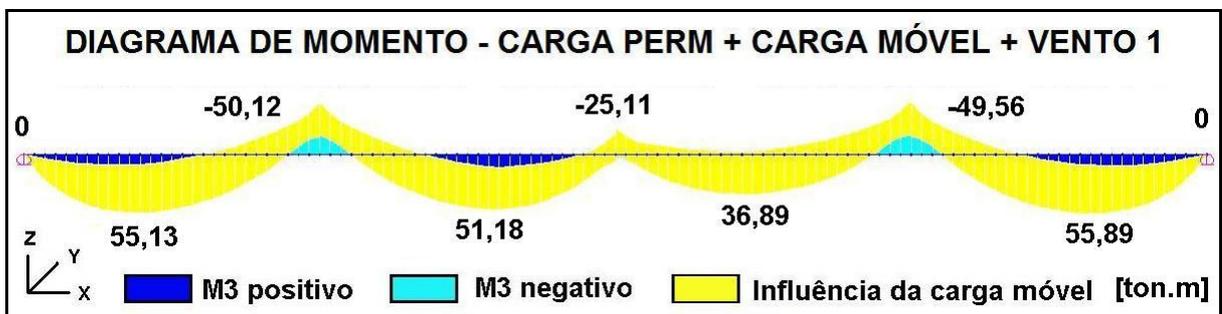


Figura 35: diagrama de momentos fletores para cargas permanentes, móvel 2, frenagem **a** e vento 1 quando $y = 7,5$

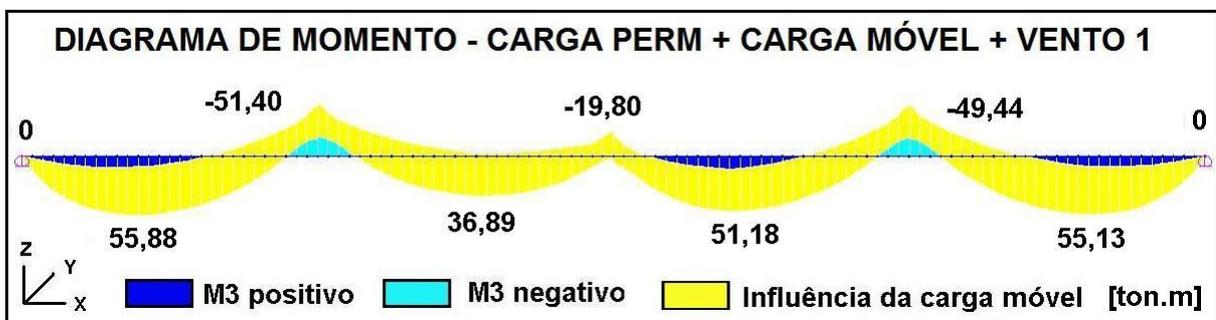


Figura 36: diagrama de momentos fletores para cargas permanentes, móvel 2, frenagem **b** e vento 1 quando $y = 7,5$

4.3.2.4 Arcos e pilares

Ao realizar o estudo dos arcos e pilares, foi constatado que a posição mais desfavorável de carregamento é quando o plano xz localiza-se em $y = 5$, ou seja, onde se encontra o eixo de simetria do tabuleiro superior. Como esta região é a parte central da ponte, acaba recebendo os esforços das duas faixas de rolamento do estrado superior (figura 37). Nos quadros 19 a 24 é possível observar as solicitações devido às cargas permanentes e móvel para o arco central e os pilares da ponte. Lembra-se que nestes quadros os valores de **P** correspondem ao esforço normal, os valores de **T** correspondem ao esforço torçor, os valores de **V2** correspondem ao esforço cortante e os valores de **M3** correspondem ao momento fletor resultante em cada seção da estrutura. Os resultados devido à ação do vento não foram indicados, uma vez que não apresentam diferenças significativas nas soluções obtidas.

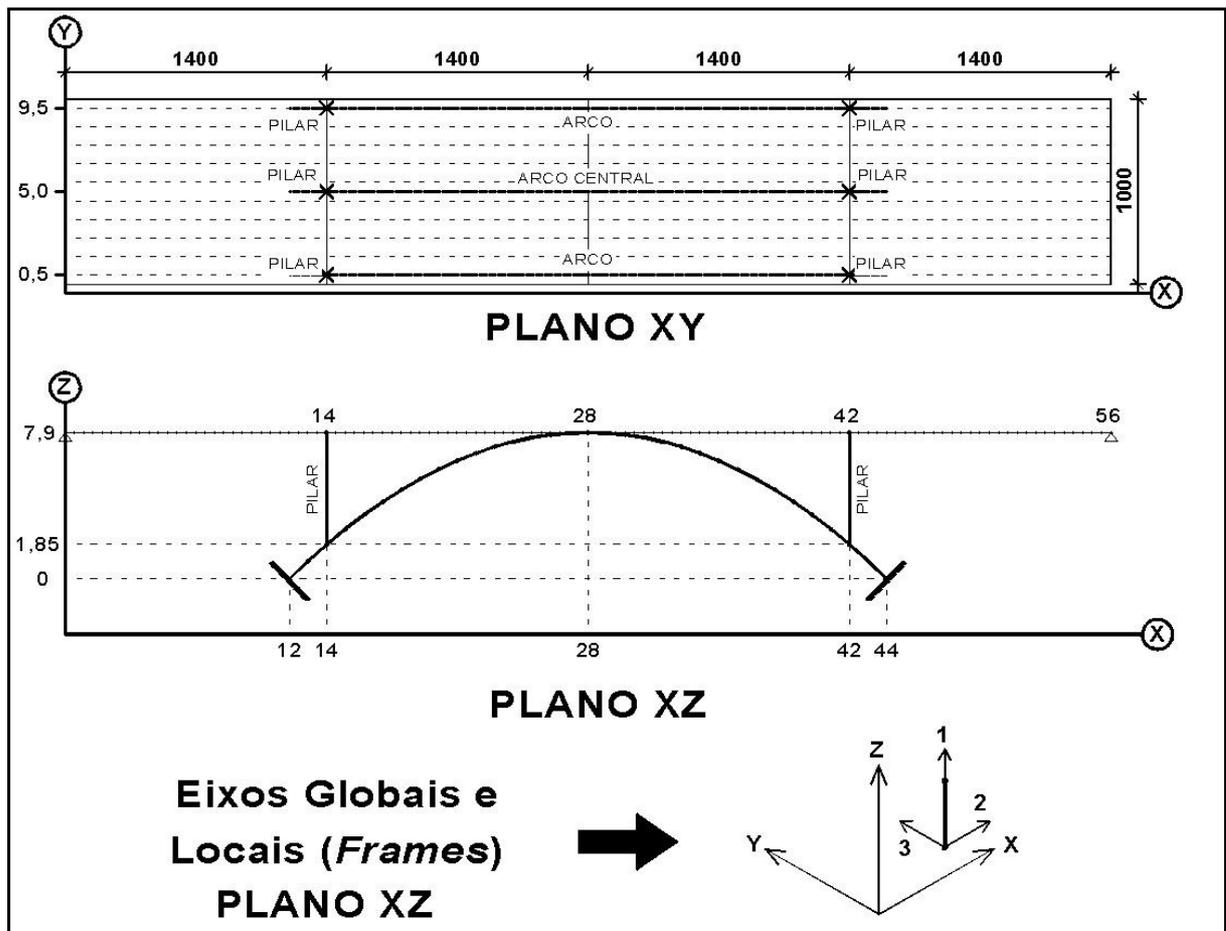


Figura 37: representação do plano xy e xz para análise de arcos e pilares

y = 5 -> ARCOS CARGAS PERMANENTES					
X (m)	Frame	P (ton)	T (ton.m)	V2 (ton)	M3 (ton.m)
12	67	-156,88	3,76	-45,18	-69,39
13	69	-153,75	3,76	-50,61	-5,34
14	71	-85,65	-0,75	16,36	46,98
16	75	-85,01	-0,68	11,33	9,14
18	79	-84,23	-0,62	6,58	-14,79
20	83	-83,34	-0,58	-0,25	-26,75
22	87	-82,16	-0,56	-5,00	-24,20
24	91	-80,31	-0,55	-13,17	-8,43
26	95	-78,00	-0,56	-20,11	21,49
28	99	-76,10	0,58	23,95	65,65
30	103	-78,73	0,55	17,02	21,49
32	107	-80,76	0,55	10,13	-8,43
34	111	-82,24	0,56	3,56	-24,20
36	115	-83,25	0,59	-3,79	-26,75
38	119	-84,12	0,63	-7,80	-14,79
40	123	-84,69	0,70	-13,52	9,14
42	126	-85,65	0,75	-16,36	46,98
43	128	-153,75	-3,76	50,61	-5,34
44	130	-156,88	-3,76	45,18	-69,39

Quadro 19: solicitações para cargas permanentes quando y = 5 (arcos)

y = 5 -> ARCOS									
CARGAS PERMANENTES + CARGA MÓVEL 1 + FRENAGEM a									
X (m)	Frame	V2 (ton) Máx	V2 (ton) Mín	M3 (ton.m) Máx	M3 (ton.m) Mín	P (ton) Máx	P (ton) Mín	T (ton.m) Máx	T (ton.m) Mín
12	67	-59,56	-80,82	-117,74	-160,07	-111,32	-147,10	5,22	3,74
13	69	-63,74	-85,45	-34,03	-47,02	-107,48	-142,81	5,16	3,74
14	71	8,33	2,09	31,47	18,80	-36,74	-61,03	2,15	-1,49
16	75	5,46	1,31	18,61	11,37	-35,06	-59,78	2,24	-1,32
18	79	2,85	0,76	12,90	0,12	-33,62	-58,59	2,40	-1,22
20	83	0,18	-1,31	9,00	-4,87	-32,40	-57,44	2,72	-1,15
22	87	-0,33	-3,81	8,35	-1,78	-31,39	-56,28	3,02	-1,15
24	91	-2,16	-8,64	11,72	7,52	-30,50	-54,80	3,55	-1,21
26	95	-3,49	-12,63	29,01	13,45	-29,76	-53,19	4,08	-1,33
28	99	53,59	42,71	136,79	101,44	-120,54	-143,20	1,39	-4,52
30	103	38,50	30,24	38,90	23,34	-125,10	-148,87	1,23	-3,95
32	107	23,40	17,79	-26,73	-30,93	-128,38	-152,89	1,13	-3,44
34	111	8,94	5,87	-55,83	-65,96	-130,45	-155,38	1,09	-3,02
36	115	-6,49	-7,35	-59,22	-73,09	-131,47	-156,52	1,11	-2,64
38	119	-14,14	-16,59	-35,84	-48,62	-132,00	-156,95	1,16	-2,44
40	123	-24,37	-29,15	10,13	2,90	-131,75	-156,36	1,30	-2,27
42	127	55,21	33,37	95,66	76,46	-131,47	-155,75	1,42	-2,21
43	128	53,29	31,58	59,23	52,39	-196,64	-231,97	-3,37	-4,79
44	130	45,46	24,20	-1,00	-43,33	-199,00	-235,35	-3,39	-4,86

Quadro 20: solicitações para cargas permanentes, carga móvel 1, frenagem a quando y = 5 (arcos)

y = 5 -> ARCOS									
CARGAS PERMANENTES + CARGA MÓVEL 1 + FRENAGEM b									
X (m)	Frame	V2 (ton) Máx	V2 (ton) Mín	M3 (ton.m) Máx	M3 (ton.m) Mín	P (ton) Máx	P (ton) Mín	T (ton.m) Máx	T (ton.m) Mín
12	67	-24,20	-45,46	-1,00	-43,33	-199,57	-235,35	4,86	3,39
13	69	-32,16	-53,87	34,96	21,96	-197,16	-232,49	4,79	3,37
14	71	36,28	30,04	86,77	74,11	-131,96	-156,25	2,21	-1,42
16	75	25,10	20,96	10,13	2,90	-132,33	-157,06	2,31	-1,25
18	79	14,30	12,22	-35,84	-48,62	-132,19	-157,17	2,47	-1,15
20	83	0,81	-0,67	-59,22	-73,09	-131,64	-156,68	2,78	-1,09
22	87	-8,19	-11,66	-55,83	-65,96	-130,32	-155,20	3,08	-1,09
24	91	-22,67	-29,16	-26,73	-30,93	-127,59	-151,90	3,60	-1,15
26	95	-35,19	-44,33	38,90	23,34	-123,80	-147,23	4,13	-1,27
28	99	14,51	3,62	55,95	20,60	-29,32	-51,98	1,43	-4,48
30	103	10,53	2,27	29,01	13,45	-29,89	-53,65	1,28	-3,90
32	107	6,57	0,96	11,72	7,52	-30,57	-55,09	1,19	-3,39
34	111	2,82	-0,24	8,35	-1,78	-31,40	-56,33	1,15	-2,95
36	115	-1,06	-1,92	9,00	-4,87	-32,38	-57,43	1,17	-2,57
38	119	-1,25	-3,70	12,90	0,12	-33,60	-58,55	1,23	-2,37
40	123	-2,22	-7,00	18,61	11,37	-35,01	-59,62	1,37	-2,20
42	127	85,79	63,95	68,29	49,09	-36,24	-60,53	1,49	-2,15
43	128	84,87	63,16	11,49	4,64	-106,96	-142,29	-3,74	-5,16
44	130	80,82	59,56	-117,74	-160,07	-110,75	-146,54	-3,74	-5,22

Quadro 21: solicitações para cargas permanentes, carga móvel 1, frenagem b quando y = 5 (arcos)

y = 5 -> PILARES						
CARGAS PERMANENTES						
Z (m)	Frame	V2 (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)	P (ton)	T (ton.m)
0	131	-4,44	2,12	-15,03	-90,63	-0,57
3,025	131	-4,44	1,20	-1,61	-88,01	-0,57
6,05	131	-4,44	0,29	11,81	-85,40	-0,57
0	132	4,44	2,12	15,03	-90,63	0,57
3,025	132	4,44	1,20	1,61	-88,01	0,57
6,05	132	4,44	0,29	-11,81	-85,40	0,57

Quadro 22: solicitações para cargas permanentes quando y = 5 (pilares)

y = 5 -> PILARES							
CARGAS PERMANENTES + CARGA MÓVEL 1 + FRENAGEM a							
Z (m)	Frame	V2 (ton) Máx	V2 (Ton) Mín	M3 (ton.m) Máx	M3 (ton.m) Mín	P (ton) Máx	P (ton) Mín
0	131	-4,62	-8,00	-23,07	-37,75	-92,17	-125,86
3,025	131	-4,62	-8,00	-5,21	-18,41	-89,55	-123,24
6,05	131	-4,62	-8,00	12,66	0,94	-86,94	-120,62
0	132	5,86	2,48	10,66	-4,03	-87,74	-121,43
3,025	132	5,86	2,48	-2,20	-15,40	-85,12	-118,81
6,05	132	5,86	2,48	-15,06	-26,78	-82,51	-116,19
Z (m)	Frame	V3 (ton) Máx	V3 (ton) Mín	M2 (ton.m) Máx	M2 (ton.m) Mín	T (ton.m) Máx	T (ton.m) Mín
0	131	3,73	0,22	8,81	2,15	-0,60	-0,89
3,025	131	3,73	0,22	4,82	-5,82	-0,60	-0,89
6,05	131	3,73	0,22	0,83	-13,79	-0,60	-0,89
0	132	3,63	0,12	8,34	1,68	0,83	0,54
3,025	132	3,63	0,12	4,66	-5,97	0,83	0,54
6,05	132	3,63	0,12	0,99	-13,63	0,83	0,54

Quadro 23: solicitações para cargas permanentes, carga móvel 1, frenagem a quando y = 5 (pilares)

y = 5 -> PILARES							
CARGAS PERMANENTES + CARGA MÓVEL 1 + FRENAGEM b							
Z (m)	Frame	V2 (ton) Máx	V2 (ton) Mín	M3 (ton.m) Máx	M3 (ton.m) Mín	P (ton) Máx	P (ton) Mín
0	131	-2,48	-5,86	4,03	-10,66	-87,74	-121,43
3,025	131	-2,48	-5,86	15,40	2,20	-85,12	-118,81
6,05	131	-2,48	-5,86	26,78	15,06	-82,51	-116,19
0	132	8,00	4,62	37,75	23,07	-92,17	-125,85
3,025	132	8,00	4,62	18,41	5,21	-89,55	-123,24
6,05	132	8,00	4,62	-0,94	-12,66	-86,94	-120,62
Z (m)	Frame	V3 (ton) Máx	V3 (ton) Mín	M2 (ton.m) Máx	M2 (ton.m) Mín	T (ton.m) Máx	T (ton.m) Mín
0	131	3,63	0,12	8,34	1,68	-0,54	-0,83
3,025	131	3,63	0,12	4,66	-5,97	-0,54	-0,83
6,05	131	3,63	0,12	0,99	-13,63	-0,54	-0,83
0	132	3,73	0,22	8,81	2,15	0,89	0,60
3,025	132	3,73	0,22	4,82	-5,82	0,89	0,60
6,05	132	3,73	0,22	0,83	-13,79	0,89	0,60

Quadro 24: solicitações para cargas permanentes, carga móvel 1, frenagem b quando y = 5 (pilares)

As figuras 38 a 40 mostram o diagrama de momentos fletores **M3** para a combinação de carga permanente, móvel 1 e frenagem **a** e **b** quando $y = 5$. É importante esclarecer que os *Frames* 131 e 132, citados nos quadros referentes às informações dos pilares, correspondem, respectivamente, ao pilar da esquerda e da direita no plano xz quando $y = 5$. Nota-se que a representação dos momentos fletores nas figuras 39 e 40 é simétrica em relação ao eixo z , sendo que o fator que os diferencia é a direção a qual é aplicada a frenagem.

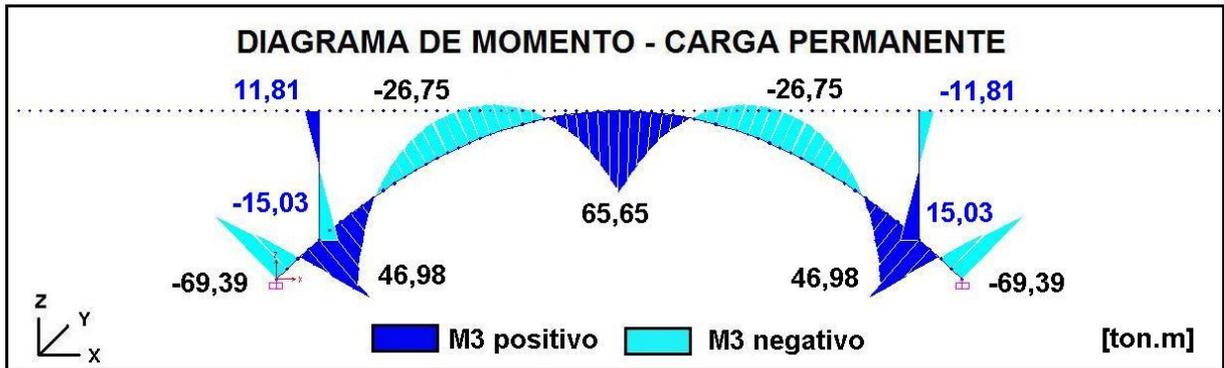


Figura 38: diagrama de momentos fletores para cargas permanentes quando $y = 5$

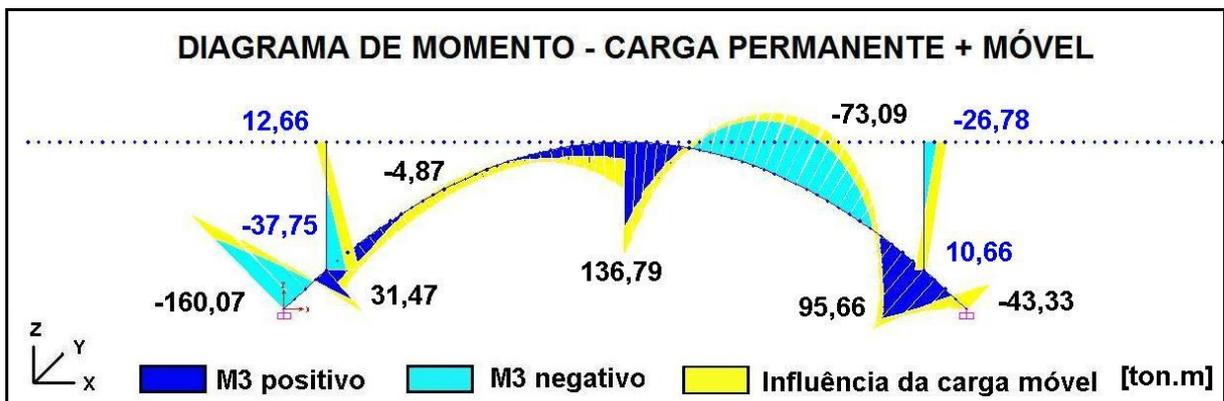


Figura 39: diagrama de momentos fletores para cargas permanentes, móvel 1 e frenagem **a** quando $y = 5$

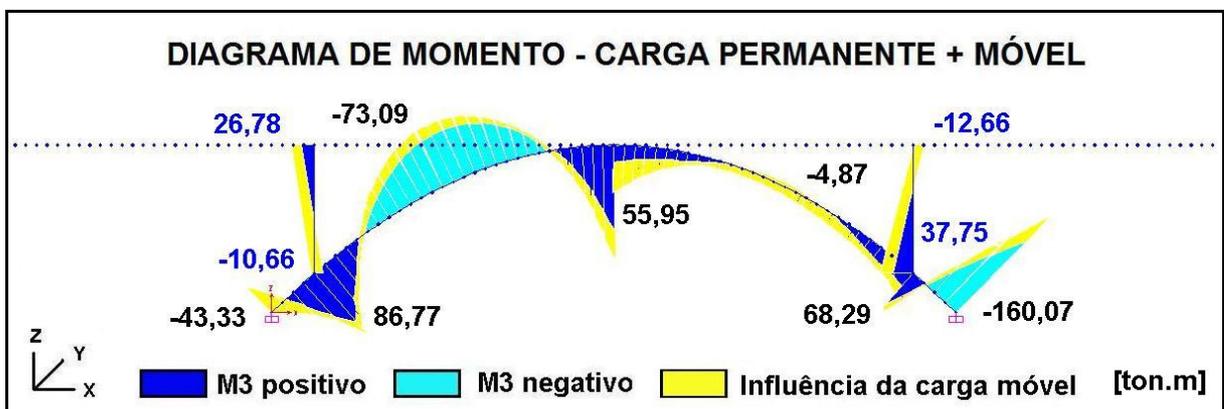


Figura 40: diagrama de momentos fletores para cargas permanentes, móvel 1 e frenagem **b** quando $y = 5$

A seguir, nas figuras 41 a 43, estão representados os diagramas de esforço normal P no plano xz quando $y = 5$. Estes esquemas foram adicionados ao trabalho a fim de mostrar o quanto são importantes estes esforços no cálculo global da estrutura. Por este motivo, eles devem ser levados em conta no momento do dimensionamento dos arcos e pilares.

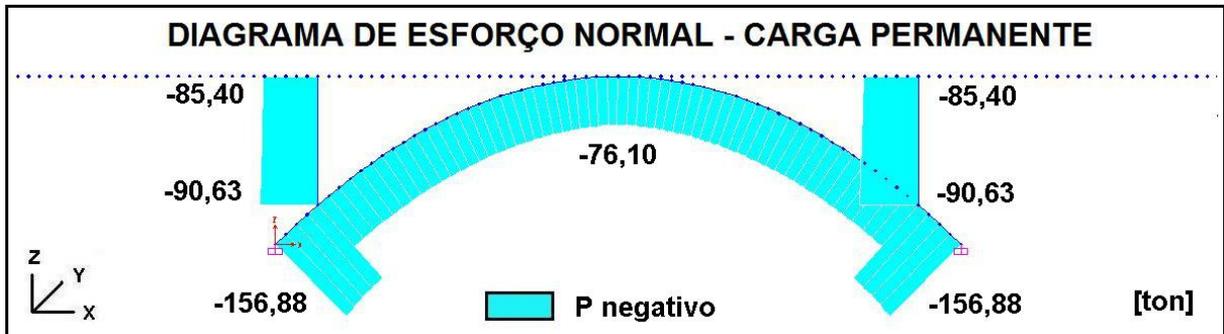


Figura 41: diagrama de esforço normal para cargas permanentes quando $y = 5$

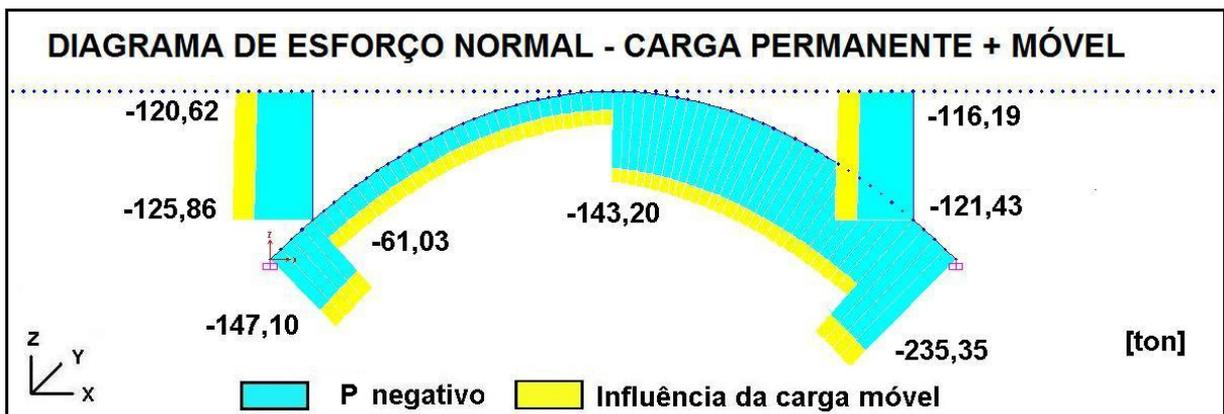


Figura 42: diagrama de esforço normal para cargas permanentes, móvel 1 e frenagem a quando $y = 5$

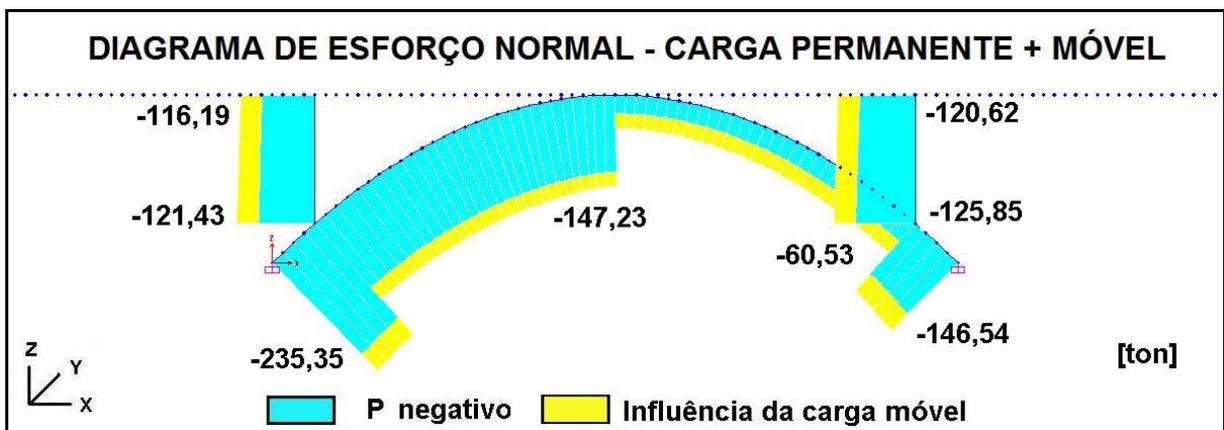


Figura 43: diagrama de esforço normal para cargas permanentes, móvel 1 e frenagem b quando $y = 5$

4.3.2.5 Vigas de ligação entre pilares e vigas de ligação entre pilares e arcos

Para a análise das vigas de ligação entre pilares e das vigas de ligação entre pilares e arcos foi estudado o plano yz do modelo (figura 44). Esta viga que une os pilares e arcos não absorve os esforços resultantes do carregamento da ponte, mas os transfere diretamente aos elementos de arco. Ela tem como sua principal função o contraventamento da estrutura. Por outro lado, as duas vigas de ligação entre pilares devem resistir às cargas aplicadas no tabuleiro e ainda transmiti-las aos pilares. Nos quadros 25 a 30 estão listadas as reações obtidas neste plano, através das combinações de cargas permanentes, móvel, e de vento resultantes do cálculo global da estrutura.

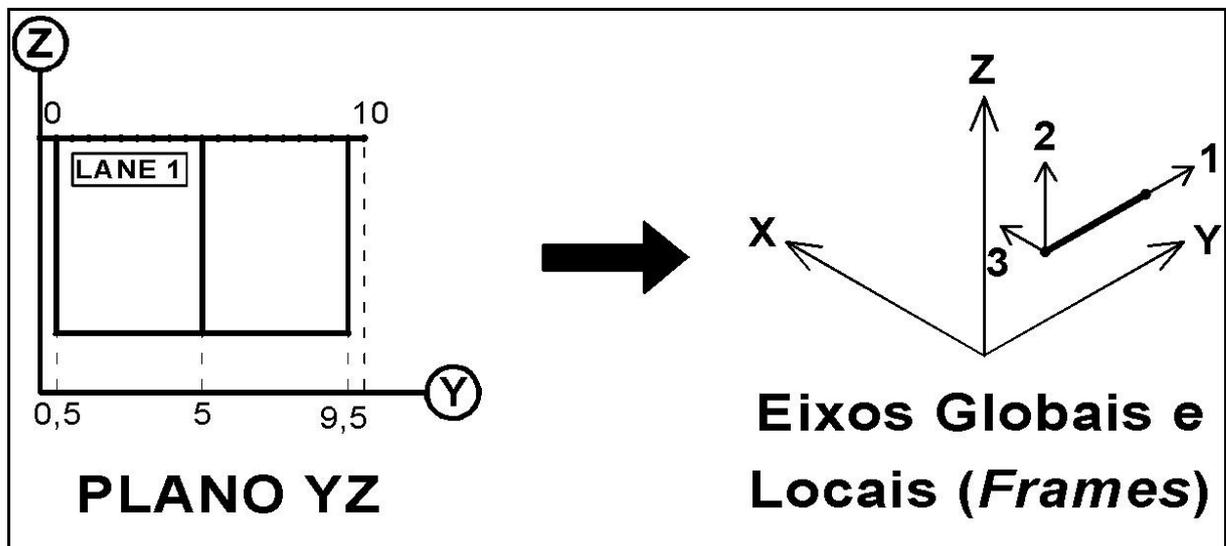


Figura 44: representação do plano yz

x = 14 ou 42 -> VIGAS DE LIGAÇÃO ENTRE PILARES CARGAS PERMANENTES							
Y (m)	Frame	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)	P (ton)	T (ton.m)
0	211	-0,43	0,00	0,00	-0,11	-0,43	0,00
0,5	291	-24,09	0,93	0,54	-13,70	-2,99	-1,88
1	292	-23,62	0,93	0,08	-1,37	-2,99	-1,88
1,5	293	-8,34	0,47	0,13	10,60	-3,03	-1,00
2	294	-7,90	0,47	-0,11	14,79	-3,03	-1,00
2,5	295	4,93	0,17	-0,05	18,63	-3,07	-0,32
3	296	5,39	0,17	-0,13	15,96	-3,07	-0,32
3,5	297	18,78	-0,45	-0,22	12,84	-3,12	0,72
4	298	19,17	-0,45	0,01	3,01	-3,12	0,72
4,5	299	39,52	-2,08	0,19	-6,98	-3,17	5,95
5	300	-40,13	2,35	0,66	-27,13	-2,87	-5,86
5,5	301	-19,72	0,96	0,38	-6,87	-2,93	-5,86
6	302	-19,34	0,96	-0,10	3,21	-2,93	-0,63
6,5	303	-5,95	0,46	0,04	13,10	-2,99	0,41
7	304	-5,50	0,46	-0,19	16,06	-2,99	0,41
7,5	305	7,29	0,10	-0,15	18,70	-3,06	1,11
8	306	7,73	0,10	-0,20	14,82	-3,06	1,11
8,5	307	22,93	-0,73	-0,35	10,59	-3,13	2,04
9	308	23,41	-0,73	0,02	-1,37	-3,13	2,04
9,5	308	23,84	-0,73	0,38	-13,18	-3,13	2,04
10	214	-0,23	0,00	0,00	-0,01	0,00	0,00

Quadro 25: solicitações para cargas permanentes quando x = 14 ou 42

Ao analisar estes primeiros resultados, pode-se observar um pequeno erro em relação aos resultados de torção **T** obtidos para a viga de ligação entre pilares. Neste caso, quando o vigamento secundário está simplesmente apoiado sobre esta viga, não deveria ocorrer torção. Então foi descoberto que estas vigas tinham sido consideradas como engastadas no momento do lançamento do modelo. Por este motivo que a reação de torção apresentou valores tão elevados, principalmente na região central da viga.

Logo após identificado o erro, liberou-se os elementos lineares que formam as vigas de ligação entre pilares em relação à torção e o programa foi rodado outra vez. Por isso, nos quadros 26 a 30 já foram indicados os valores verdadeiros de torção

x = 14 ou 42 -> VIGAS DE LIGAÇÃO ENTRE PILARES							
CARGAS PERMANENTES + CARGA MÓVEL 1 + FRENAGEM a							
Y (m)	Frame	P (ton) Máx	P (ton) Mín	M2 (ton.m) Máx	M2 (ton.m) Mín	M3 (ton.m) Máx	M3 (ton.m) Mín
0	211	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,11	-0,11
0,5	291	-2,53	-6,20	6,52	5,35	-12,43	-29,92
1	292	-2,53	-6,20	0,85	0,60	0,44	-2,52
1,5	293	-2,42	-6,07	3,34	2,51	37,04	10,01
2	294	-2,42	-6,07	-1,28	-1,46	46,07	13,93
2,5	295	-2,34	-5,98	-0,42	-1,20	54,77	17,52
3	296	-2,34	-5,98	-2,00	-2,12	48,12	14,99
3,5	297	-2,30	-5,95	-1,89	-2,62	30,89	12,03
4	298	-2,30	-5,95	-0,92	-1,02	8,29	2,32
4,5	299	-2,31	-6,01	0,58	-0,35	-6,85	-17,98
5	300	-2,11	-2,40	0,81	-0,02	-26,29	-37,49
5,5	301	-2,19	-2,50	1,29	-0,14	-6,73	-15,83
6	302	-2,19	-2,50	-1,03	-1,15	2,97	-4,84
6,5	303	-2,33	-2,64	-2,30	-3,57	12,81	5,95
7	304	-2,33	-2,64	-2,09	-2,14	15,83	9,88
7,5	305	-2,49	-2,82	-4,82	-5,86	18,47	13,48
8	306	-2,50	-2,83	-1,36	-1,58	14,78	10,81
8,5	307	-2,68	-3,05	-4,00	-4,50	10,65	7,76
9	308	-2,69	-3,05	0,77	0,44	-0,70	-2,52
9,5	308	-2,69	-3,05	6,03	4,90	-11,92	-12,88
10	214	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,20	-0,22
Y (m)	Frame	T (ton.m) Máx	T (ton.m) Mín	V2 (ton) Máx	V2 (ton) Mín	V3 (ton) Máx	V3 (ton) Mín
0	211	0,00	0,00	-0,43	-0,43	0,00	0,00
0,5	291	0,00	0,00	-22,34	-54,99	11,44	9,45
1	292	0,00	0,00	-21,86	-56,21	11,44	9,45
1,5	293	0,00	0,00	-7,15	-21,50	9,42	7,85
2	294	0,00	0,00	-6,77	-20,33	9,42	7,85
2,5	295	0,00	0,00	15,33	3,48	3,27	1,78
3	296	0,00	0,00	16,53	3,87	3,27	1,78
3,5	297	0,00	0,00	48,28	17,94	-1,90	-3,21
4	298	0,00	0,00	46,80	18,32	-1,90	-3,21
4,5	299	0,00	0,00	65,57	38,03	-1,08	-2,17
5	300	0,00	0,00	-38,76	-43,20	3,92	0,71
5,5	301	0,00	0,00	-18,97	-21,50	4,63	2,02
6	302	0,00	0,00	-18,59	-21,15	4,63	2,02
6,5	303	0,00	0,00	-5,70	-7,88	-0,33	-2,93
7	304	0,00	0,00	-5,24	-7,41	-0,33	-2,93
7,5	305	0,00	0,00	6,91	4,90	-6,49	-9,00
8	306	0,00	0,00	7,36	5,35	-6,49	-9,00
8,5	307	0,00	0,00	21,76	19,55	-8,91	-10,53
9	308	0,00	0,00	22,25	20,04	-8,91	-10,53
9,5	308	0,00	0,00	22,68	20,47	-8,91	-10,53
10	214	0,00	0,00	-0,60	-0,63	0,00	0,00

Quadro 26: solicitações para cargas permanentes, móvel 1 e frenagem a quando x = 14 ou 42

x = 14 ou 42 -> VIGAS DE LIGAÇÃO ENTRE PILARES CARGAS PERMANENTES + CARGA MÓVEL 1 + FRENAGEM a + VENTO 1							
Y (m)	Frame	P (ton) Máx	P (ton) Mín	M2 (ton.m) Máx	M2 (ton.m) Mín	M3 (ton.m) Máx	M3 (ton.m) Mín
0	211	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,11	-0,11
0,5	291	-2,84	-6,51	6,82	5,65	-13,46	-30,95
1	292	-2,84	-6,51	0,95	0,70	-0,34	-3,31
1,5	293	-2,72	-6,37	3,75	2,92	36,50	9,47
2	294	-2,72	-6,37	-1,20	-1,37	45,71	13,58
2,5	295	-2,63	-6,27	-0,02	-0,80	54,60	17,35
3	296	-2,63	-6,27	-1,96	-2,08	48,13	15,00
3,5	297	-2,57	-6,23	-1,51	-2,25	31,08	12,22
4	298	-2,57	-6,23	-0,91	-1,00	8,68	2,71
4,5	299	-2,55	-6,25	0,92	0,00	-6,26	-17,39
5	300	-2,85	-3,15	0,83	0,01	-27,05	-38,25
5,5	301	-2,89	-3,19	1,64	0,20	-7,21	-16,31
6	302	-2,89	-3,20	-1,04	-1,16	2,68	-5,13
6,5	303	-2,94	-3,25	-1,99	-3,26	12,71	5,86
7	304	-2,94	-3,25	-2,13	-2,18	15,90	9,95
7,5	305	-2,97	-3,30	-4,59	-5,63	18,72	13,73
8	306	-2,98	-3,30	-1,44	-1,66	15,21	11,24
8,5	307	-2,93	-3,30	-3,92	-4,42	11,28	8,38
9	308	-2,93	-3,30	0,67	0,35	0,17	-1,66
9,5	308	-2,93	-3,30	5,76	4,63	-10,81	-11,77
10	214	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,21	-0,23
Y (m)	Frame	T (ton.m) Máx	T (ton.m) Mín	V2 (ton) Máx	V2 (ton) Mín	V3 (ton) Máx	V3 (ton) Mín
0	211	0,00	0,00	-0,43	-0,43	0,00	0,00
0,5	291	0,00	0,00	-22,82	-55,48	11,84	9,86
1	292	0,00	0,00	-22,33	-56,68	11,84	9,86
1,5	293	0,00	0,00	-7,51	-21,86	10,07	8,51
2	294	0,00	0,00	-7,13	-20,69	10,07	8,51
2,5	295	0,00	0,00	14,99	3,14	3,99	2,50
3	296	0,00	0,00	16,19	3,53	3,99	2,50
3,5	297	0,00	0,00	47,90	17,55	-1,18	-2,49
4	298	0,00	0,00	46,41	17,94	-1,18	-2,49
4,5	299	0,00	0,00	65,01	37,47	-0,36	-1,45
5	300	0,00	0,00	-39,30	-43,73	4,65	1,45
5,5	301	0,00	0,00	-19,34	-21,87	5,35	2,73
6	302	0,00	0,00	-18,96	-21,52	5,35	2,73
6,5	303	0,00	0,00	-6,03	-8,21	0,37	-2,23
7	304	0,00	0,00	-5,57	-7,75	0,37	-2,23
7,5	305	0,00	0,00	6,56	4,55	-5,88	-8,38
8	306	0,00	0,00	7,01	5,00	-5,88	-8,38
8,5	307	0,00	0,00	21,29	19,08	-8,55	-10,17
9	308	0,00	0,00	21,76	19,56	-8,55	-10,17
9,5	308	0,00	0,00	22,19	19,99	-8,55	-10,17
10	214	0,00	0,00	-0,62	-0,66	0,00	0,00

Quadro 27: solicitações para cargas permanentes, móvel 1, frenagem a e vento 1 quando x = 14 ou 42

x = 14 ou 42 -> VIGAS DE LIGAÇÃO ENTRE PILARES E ARCOS CARGAS PERMANENTES							
Y (m)	Frame	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)	P (ton)	T (ton.m)
0,5	203	0,43	0,00	0,00	-0,11	0,00	0,00
1	203	0,87	0,00	0,00	-0,43	0,00	0,00
1,5	203	1,30	0,00	0,00	-0,97	0,00	0,00
2	203	1,73	0,00	0,00	-1,73	0,00	0,00
2,5	203	2,16	0,00	0,00	-2,70	0,00	0,00
3	203	2,60	0,00	0,00	-3,89	0,00	0,00
3,5	203	3,03	0,00	0,00	-5,30	0,00	0,00
4	203	3,46	0,00	0,00	-6,92	0,00	0,00
4,5	203	3,89	0,00	0,00	-8,76	0,00	0,00
5	204	-0,97	0,38	0,42	-0,45	3,04	0,78
5,5	204	-0,53	0,38	0,23	-0,07	3,04	0,78
6	204	-0,10	0,38	0,04	0,08	3,04	0,78
6,5	204	0,33	0,38	-0,15	0,03	3,04	0,78
7	204	0,77	0,38	-0,34	-0,25	3,04	0,78
7,5	204	1,20	0,38	-0,53	-0,74	3,04	0,78
8	204	1,63	0,38	-0,73	-1,45	3,04	0,78
8,5	204	2,06	0,38	-0,92	-2,37	3,04	0,78
9	204	2,50	0,38	-1,11	-3,51	3,04	0,78
9,5	204	2,93	0,38	-1,30	-4,86	3,04	0,78

Quadro 28: solicitações para cargas permanentes quando x = 14 ou 42
(viga de ligação entre pilares e arcos)

x = 14 ou 42 -> VIGAS DE LIGAÇÃO ENTRE PILARES E ARCOS CARGAS PERMANENTES + CARGA MÓVEL 1 + FRENAGEM a							
Y (m)	Frame	P (ton) Máx	P (ton) Mín	M2 (ton.m) Máx	M2 (ton.m) Mín	M3 (ton.m) Máx	M3 (ton.m) Mín
0,5	203	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,11	-0,11
1	203	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,43	-0,43
1,5	203	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,97	-0,97
2	203	0,00	0,00	0,00	0,00	-1,73	-1,73
2,5	203	0,00	0,00	0,00	0,00	-2,70	-2,70
3	203	0,00	0,00	0,00	0,00	-3,89	-3,89
3,5	203	0,00	0,00	0,00	0,00	-5,30	-5,30
4	203	0,00	0,00	0,00	0,00	-6,92	-6,92
4,5	203	0,00	0,00	0,00	0,00	-8,76	-8,76
5	204	3,44	1,22	2,67	-2,39	5,72	-2,16
5,5	204	3,44	1,22	2,52	-2,43	5,55	-2,13
6	204	3,44	1,22	2,36	-2,47	5,16	-2,31
6,5	204	3,44	1,22	2,21	-2,51	4,56	-2,71
7	204	3,44	1,22	2,06	-2,55	3,74	-3,33
7,5	204	3,44	1,22	1,90	-2,60	2,70	-4,16
8	204	3,44	1,22	1,75	-2,64	1,45	-5,21
8,5	204	3,44	1,22	1,59	-2,68	-0,02	-6,48
9	204	3,44	1,22	1,44	-2,72	-1,70	-7,96
9,5	204	3,44	1,22	1,29	-2,76	-3,61	-9,66
Y (m)	Frame	T (ton.m) Máx	T (ton.m) Mín	V2 (ton) Máx	V2 (ton) Mín	V3 (ton) Máx	V3 (ton) Mín
0,5	203	0,00	0,00	0,43	0,43	0,00	0,00
1	203	0,00	0,00	0,87	0,87	0,00	0,00
1,5	203	0,00	0,00	1,30	1,30	0,00	0,00
2	203	0,00	0,00	1,73	1,73	0,00	0,00
2,5	203	0,00	0,00	2,16	2,16	0,00	0,00
3	203	0,00	0,00	2,60	2,60	0,00	0,00
3,5	203	0,00	0,00	3,03	3,03	0,00	0,00
4	203	0,00	0,00	3,46	3,46	0,00	0,00
4,5	203	0,00	0,00	3,89	3,89	0,00	0,00
5	204	2,03	-0,88	1,47	-1,62	1,20	-0,82
5,5	204	2,03	-0,88	1,90	-1,19	1,20	-0,82
6	204	2,03	-0,88	2,34	-0,76	1,20	-0,82
6,5	204	2,03	-0,88	2,77	-0,33	1,20	-0,82
7	204	2,03	-0,88	3,20	0,11	1,20	-0,82
7,5	204	2,03	-0,88	3,63	0,54	1,20	-0,82
8	204	2,03	-0,88	4,07	0,97	1,20	-0,82
8,5	204	2,03	-0,88	4,50	1,40	1,20	-0,82
9	204	2,03	-0,88	4,93	1,84	1,20	-0,82
9,5	204	2,03	-0,88	5,36	2,27	1,20	-0,82

Quadro 29: solicitações para cargas permanentes, móvel 1 e frenagem a quando
x = 14 ou 42 (viga de ligação entre pilares e arcos)

x = 14 ou 42 -> VIGAS DE LIGAÇÃO ENTRE PILARES E ARCOS CARGAS PERMANENTES + CARGA MÓVEL 1 + FRENAGEM a + VENTO 1							
Y (m)	Frame	P (ton) Máx	P (ton) Mín	M2 (ton.m) Máx	M2 (ton.m) Mín	M3 (ton.m) Máx	M3 (ton.m) Mín
0,5	203	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,11	-0,11
1	203	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,43	-0,43
1,5	203	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,97	-0,97
2	203	0,00	0,00	0,00	0,00	-1,73	-1,73
2,5	203	0,00	0,00	0,00	0,00	-2,70	-2,70
3	203	0,00	0,00	0,00	0,00	-3,89	-3,89
3,5	203	0,00	0,00	0,00	0,00	-5,30	-5,30
4	203	0,00	0,00	0,00	0,00	-6,92	-6,92
4,5	203	0,00	0,00	0,00	0,00	-8,76	-8,76
5	204	3,50	1,29	3,30	-1,76	4,39	-3,49
5,5	204	3,50	1,29	3,00	-1,94	4,51	-3,17
6	204	3,50	1,29	2,71	-2,13	4,41	-3,06
6,5	204	3,50	1,29	2,41	-2,31	4,10	-3,17
7	204	3,50	1,29	2,11	-2,50	3,57	-3,50
7,5	204	3,50	1,29	1,82	-2,68	2,82	-4,04
8	204	3,50	1,29	1,52	-2,86	1,86	-4,80
8,5	204	3,50	1,29	1,22	-3,05	0,68	-5,78
9	204	3,50	1,29	0,93	-3,23	-0,71	-6,97
9,5	204	3,50	1,29	0,63	-3,42	-2,32	-8,37
Y (m)	Frame	T (ton.m) Máx	T (ton.m) Mín	V2 (ton) Máx	V2 (ton) Mín	V3 (ton) Máx	V3 (ton) Mín
0	203	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,5	203	0,00	0,00	0,43	0,43	0,00	0,00
1	203	0,00	0,00	0,87	0,87	0,00	0,00
1,5	203	0,00	0,00	1,30	1,30	0,00	0,00
2	203	0,00	0,00	1,73	1,73	0,00	0,00
2,5	203	0,00	0,00	2,16	2,16	0,00	0,00
3	203	0,00	0,00	2,60	2,60	0,00	0,00
3,5	203	0,00	0,00	3,03	3,03	0,00	0,00
4	203	0,00	0,00	3,46	3,46	0,00	0,00
4,5	203	0,00	0,00	3,89	3,89	0,00	0,00
5	204	2,07	-0,84	0,89	-2,21	1,49	-0,53
5,5	204	2,07	-0,84	1,32	-1,77	1,49	-0,53
6	204	2,07	-0,84	1,75	-1,34	1,49	-0,53
6,5	204	2,07	-0,84	2,19	-0,91	1,49	-0,53
7	204	2,07	-0,84	2,62	-0,48	1,49	-0,53
7,5	204	2,07	-0,84	3,05	-0,04	1,49	-0,53
8	204	2,07	-0,84	3,48	0,39	1,49	-0,53
8,5	204	2,07	-0,84	3,92	0,82	1,49	-0,53
9	204	2,07	-0,84	4,35	1,25	1,49	-0,53
9,5	204	2,07	-0,84	4,78	1,69	1,49	-0,53

Quadro 30: solicitações para cargas permanentes, móvel 1, frenagem a e vento 1 quando x = 14 ou 42 (viga de ligação entre pilares e arcos)

Como foi visto nos quadros 28 a 30, verificou-se que os efeitos de torção se tornaram presente nesta viga de ligação entre pilares e arcos. Este fato ocorreu, pois a peça será moldada no local, ou seja, foi considerada engastada com os arcos e pilares no lançamento da estrutura no programa computacional. Nas figuras 45 e 46 é possível visualizar os diagramas de momento fletor **M3** para estas vigas submetidas à carga permanente e móvel, quando $x = 14$ ou 42 . Além disso, as figuras 47 e 48 mostram os efeitos do esforço cortante **V2** conforme cada tipo de combinação.

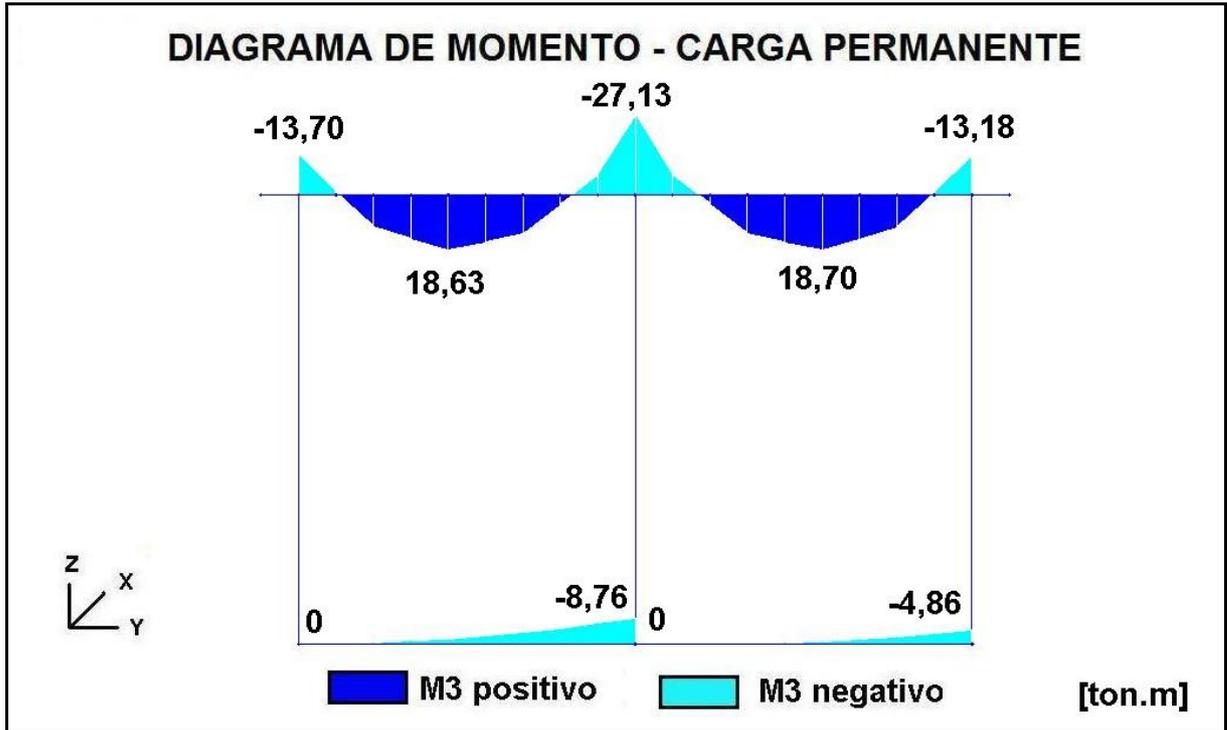


Figura 45: diagrama de momentos fletores para cargas permanentes quando $x = 14$ ou 42

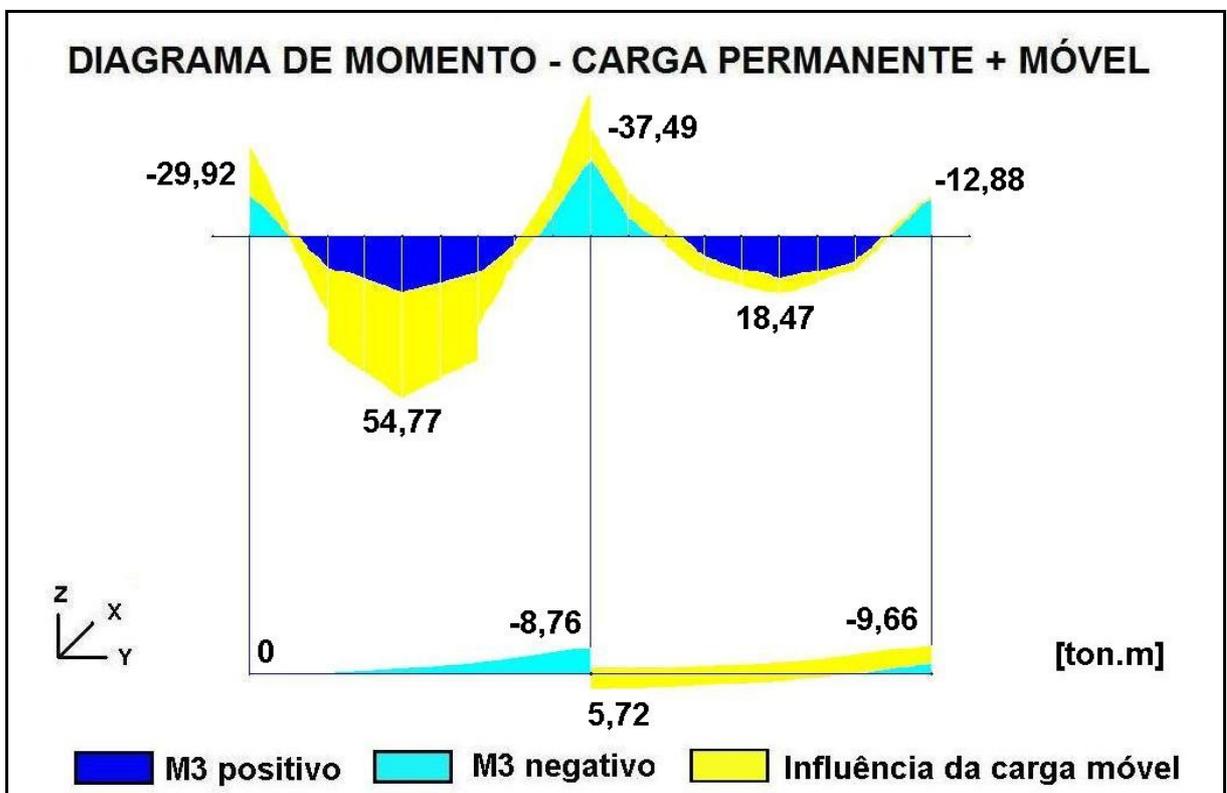


Figura 46: diagrama de momentos fletores para cargas permanentes, móvel 1 e frenagem a quando $x = 14$ ou 42

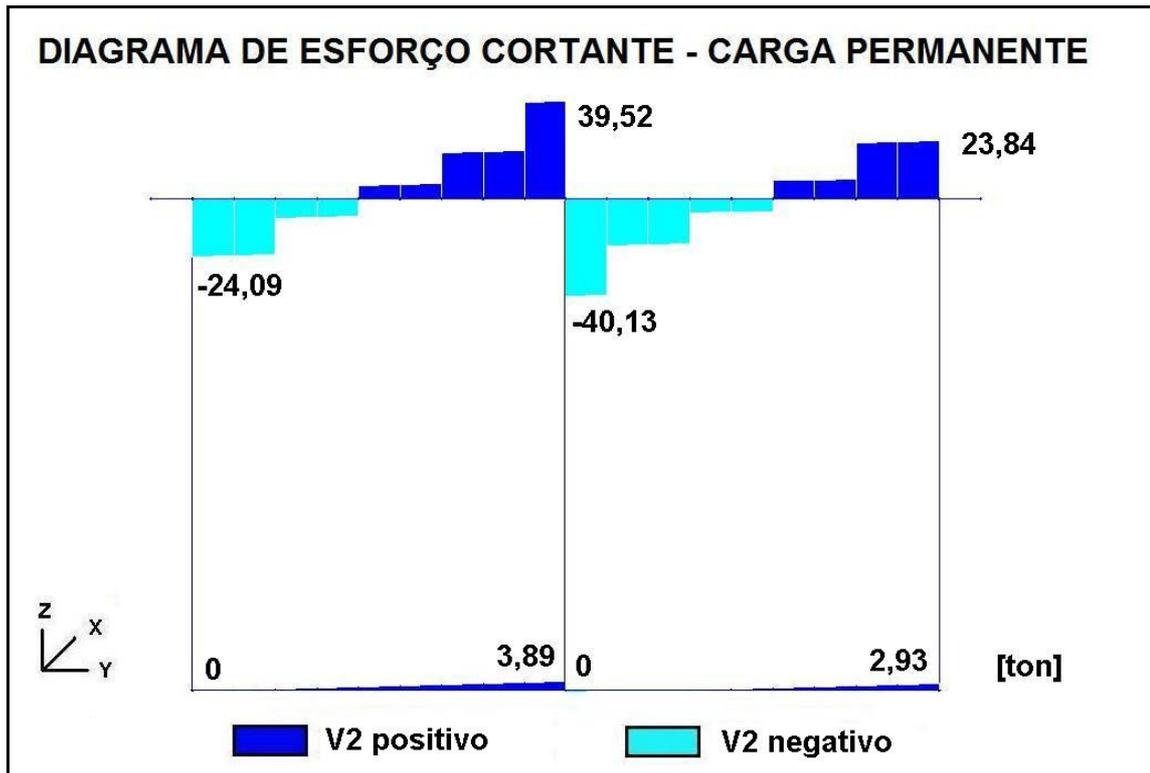


Figura 47: diagrama de esforço cortante para cargas permanentes quando $x = 14$ ou 42

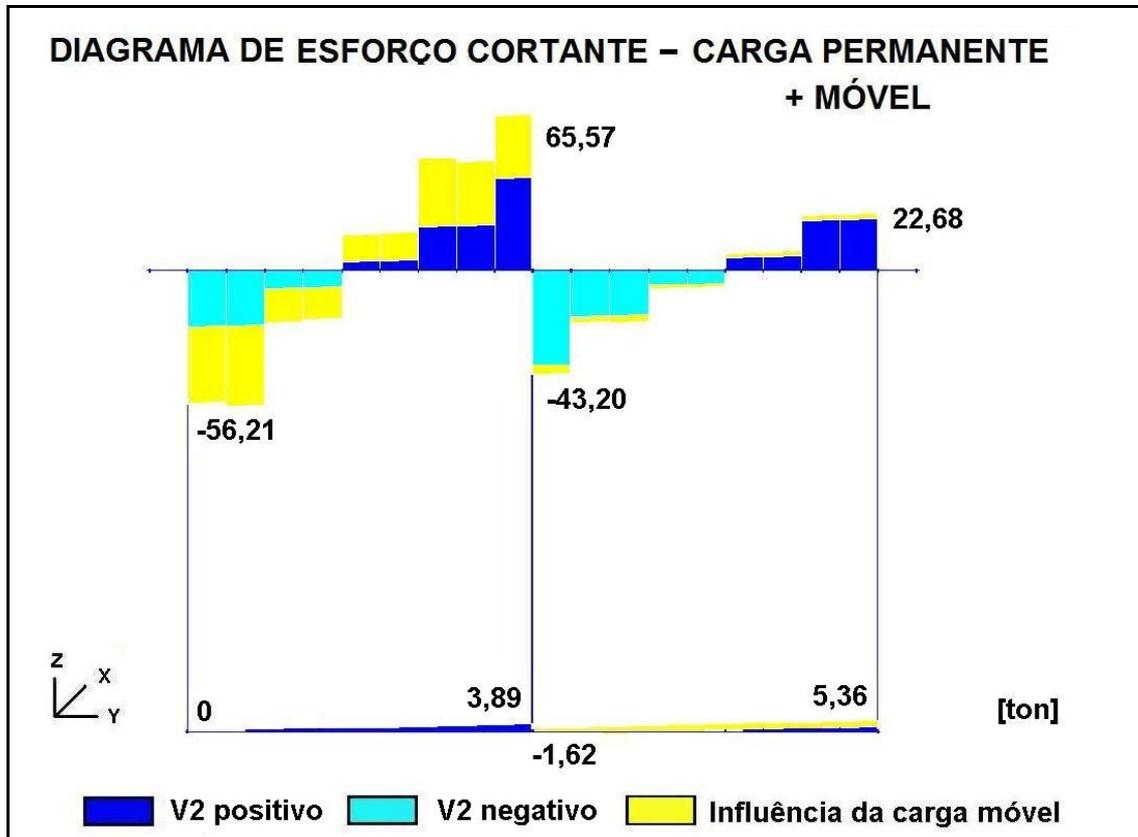


Figura 48: diagrama de esforço cortante para cargas permanentes, móvel 1 e frenagem a quando $x = 14$ ou 42

4.3.2.6 Fundações e encontros

Por último foram analisadas as reações nas extremidades dos arcos e nos encontros (figura 49). A fim de suportar estes esforços resultantes na base da estrutura, será executado um único bloco de fundação, envolvendo as três extremidades de arcos, e ainda serão adicionados tirantes como reforço estrutural. Observa-se também que o efeito da ação dos ventos não apresenta interferência significativa nos elementos de apoio na base da estrutura, isto porque esta força horizontal é transmitida para os encontros a partir das lajes do tabuleiro, como já foi explicado anteriormente. A seguir, encontram-se os quadros 31 a 34 que mostram os valores dos momentos e das forças resultantes na fundação para cargas permanentes, móvel e vento.

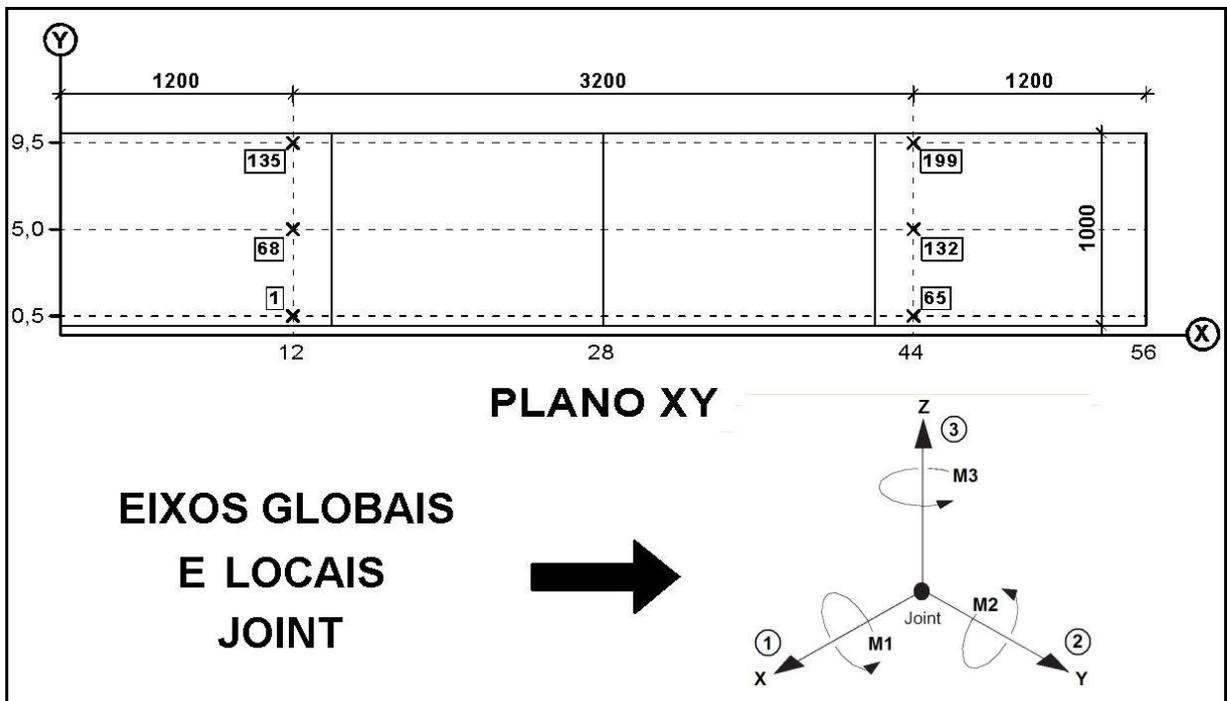


Figura 49: localização das extremidades de arco no plano xy

x = 12 ou 44 -> FUNDAÇÕES CARGAS PERMANENTES							
Y (m)	Joint	F1 (ton)	F2 (ton)	F3 (ton)	M1 (ton.m)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
0,50	1	60,81	3,16	95,71	-7,16	-38,61	5,83
0,50	65	-60,81	3,16	95,71	-7,16	38,61	-5,83
5,00	68	80,43	-3,23	142,07	-0,32	-69,39	-5,04
5,00	132	-80,43	-3,23	142,07	-0,32	69,39	5,04
9,50	135	60,85	-0,44	98,17	0,07	-41,86	-2,13
9,50	199	-60,85	-0,44	98,17	0,07	41,86	2,13

Quadro 31: solicitações para cargas permanentes quando x = 12 ou 44

x = 12 ou 44 -> FUNDAÇÕES CARGAS PERMANENTES + VENTO 2							
Y (m)	Joint	F1 (ton)	F2 (ton)	F3 (ton)	M1 (ton.m)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
0,50	1	61,12	3,74	96,50	-9,67	-39,15	7,47
0,50	65	-61,12	3,74	96,50	-9,67	39,15	-7,47
5,00	68	80,96	-2,41	142,93	-2,43	-69,80	-3,51
5,00	132	-80,96	-2,41	142,93	-2,43	69,80	3,51
9,50	135	60,01	0,42	96,52	-2,00	-40,89	-0,53
9,50	199	-60,01	0,42	96,52	-2,00	40,89	0,53

Quadro 32: solicitações para cargas permanentes e vento 2 quando x = 12 ou 44

x = 12 ou 44 -> FUNDAÇÕES CARGAS PERMANENTES + CARGA MÓVEL 1 + FRENAGEM a								
Y (m)	Joint	Máx Mín	F1 (ton)	F2 (ton)	F3 (ton)	M1 (ton.m)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
0,50	1	Máx	43,94	6,60	114,61	-6,21	-80,59	10,27
0,50	1	Mín	17,08	3,03	77,91	-15,11	-132,53	4,95
0,50	65	Máx	-101,33	6,73	147,66	-7,36	18,59	-6,48
0,50	65	Mín	-128,19	3,16	110,96	-16,26	-33,36	-11,80
5,00	68	Máx	56,96	-2,86	157,49	0,58	-117,74	-4,73
5,00	68	Mín	35,61	-3,94	122,66	-0,83	-160,07	-7,71
5,00	132	Máx	-123,39	-3,54	194,00	1,56	43,33	8,20
5,00	132	Mín	-144,74	-4,62	159,18	0,14	1,00	5,22
9,50	135	Máx	22,13	-0,68	82,68	0,75	-93,70	-2,15
9,50	135	Mín	14,75	-3,09	79,09	-0,20	-103,33	-6,75
9,50	199	Máx	-99,21	-0,13	115,66	1,10	-11,19	6,59
9,50	199	Mín	-106,60	-2,55	112,07	0,15	-20,82	1,99

Quadro 33: solicitações para cargas permanentes, móvel 1 e frenagem a quando x = 12 ou 44

x = 12 ou 44 -> FUNDAÇÕES								
CARGAS PERMANENTES + CARGA MÓVEL 1 + FRENAGEM a + VENTO 1								
Y (m)	Joint	Máx Mín	F1 (ton)	F2 (ton)	F3 (ton)	M1 (ton.m)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
0,50	1	Máx	44,15	6,99	115,14	-7,89	-80,95	11,36
0,50	1	Mín	17,29	3,42	78,44	-16,78	-132,89	6,05
0,50	65	Máx	-101,54	7,11	148,19	-9,04	18,94	-7,57
0,50	65	Mín	-128,40	3,54	111,49	-17,93	-33,00	-12,89
5,00	68	Máx	57,31	-2,31	158,06	-0,83	-118,01	-3,71
5,00	68	Mín	35,97	-3,40	123,23	-2,24	-160,35	-6,69
5,00	132	Máx	-123,75	-3,00	194,57	0,15	43,60	7,18
5,00	132	Mín	-145,09	-4,08	159,75	-1,27	1,27	4,20
9,50	135	Máx	21,57	-0,10	81,58	-0,63	-93,05	-1,08
9,50	135	Mín	14,19	-2,52	77,99	-1,58	-102,68	-5,68
9,50	199	Máx	-98,66	0,44	114,56	-0,28	-11,84	5,52
9,50	199	Mín	-106,04	-1,97	110,97	-1,23	-21,47	0,92

Quadro 34: solicitações para cargas permanentes, móvel 1, frenagem a e vento 1 quando x = 12 ou 44

Os quadros 35 a 37 mostram os valores das forças F2 e F3 em cada nó que compõe os encontros laterais da ponte de Saudades. Estas reações resultam das combinações feitas, envolvendo cargas permanentes e variáveis no plano yz quando x = 0 ou 56. Observa-se que na coluna de F2, situada no quadro 35, ocorre o crescimento gradativo destes valores de força em relação à posição do nó no eixo y. Isto acontece devido à combinação da ação do vento 2 com as cargas permanentes.

x = 0 ou 56 -> ENCONTROS					
		PERM		PERM + VENTO 2	
Y (m)	Joint	F2 (ton)	F3 (ton)	F2 (ton)	F3 (ton)
0,5	214	0,04	7,18	0,11	7,19
1,5	215	0,06	5,01	0,18	5,02
2,5	217	0,06	5,20	0,19	5,20
3,5	219	0,05	5,13	0,19	5,13
4,5	221	0,05	5,17	0,20	5,17
5,5	223	0,06	5,18	0,22	5,18
6,5	225	0,06	5,14	0,24	5,14
7,5	227	0,05	5,21	0,25	5,21
8,5	229	0,04	5,03	0,28	5,03
9,5	231	0,03	7,24	0,37	7,22

Quadro 35: solicitações para cargas permanentes e vento 2 quando x = 0 ou 56

x = 0 ou 56 -> ENCONTROS						
CARGAS PERMANENTES +			MÓVEL 1 a		MÓVEL 1 a + VENTO 1	
Y (m)	Joint	Máx Mín	F2 (ton)	F3 (ton)	F2 (ton)	F3 (ton)
0,5	214	Máx	0,02	8,17	0,07	8,17
		Mín	-0,08	-1,73	-0,03	-1,72
1,5	215	Máx	-0,03	24,09	0,05	24,09
		Mín	-0,19	4,06	-0,11	4,07
2,5	217	Máx	0,01	35,62	0,10	35,62
		Mín	-0,15	4,27	-0,07	4,27
3,5	219	Máx	0,08	23,75	0,17	23,75
		Mín	-0,08	4,32	0,01	4,32
4,5	221	Máx	0,13	9,08	0,23	9,08
		Mín	-0,04	-2,73	0,06	-2,73
5,5	223	Máx	0,16	6,50	0,27	6,50
		Mín	-0,02	4,68	0,09	4,69
6,5	225	Máx	0,21	5,40	0,33	5,40
		Mín	0,02	4,78	0,14	4,78
7,5	227	Máx	0,28	5,19	0,41	5,19
		Mín	0,09	4,81	0,23	4,81
8,5	229	Máx	0,30	5,01	0,46	5,01
		Mín	0,13	4,71	0,29	4,71
9,5	231	Máx	0,15	7,16	0,38	7,16
		Mín	0,05	6,54	0,28	6,53

Quadro 36: solicitações para cargas permanentes, móvel 1, frenagem a e vento 1 quando x = 0 ou 56

x = 0 ou 56 -> ENCONTROS						
CARGAS PERMANENTES +			MÓVEL 2 a		MÓVEL 2 a + VENTO 1	
Y (m)	Joint	Máx Mín	F2 (ton)	F3 (ton)	F2 (ton)	F3 (ton)
0,5	214	Máx	0,02	7,12	0,07	7,12
		Mín	-0,07	6,43	-0,02	6,44
1,5	215	Máx	-0,03	4,99	0,05	5,00
		Mín	-0,18	4,70	-0,10	4,70
2,5	217	Máx	0,02	5,17	0,11	5,17
		Mín	-0,15	4,79	-0,06	4,79
3,5	219	Máx	0,09	5,40	0,18	5,40
		Mín	-0,08	4,76	0,01	4,76
4,5	221	Máx	0,13	6,51	0,23	6,51
		Mín	-0,03	4,67	0,07	4,68
5,5	223	Máx	0,15	9,09	0,26	9,09
		Mín	0,01	-2,73	0,11	-2,73
6,5	225	Máx	0,19	23,77	0,31	23,77
		Mín	0,05	4,33	0,17	4,33
7,5	227	Máx	0,26	35,64	0,40	35,64
		Mín	0,12	4,29	0,26	4,29
8,5	229	Máx	0,29	24,11	0,45	24,11
		Mín	0,16	4,08	0,31	4,08
9,5	231	Máx	0,14	8,21	0,38	8,21
		Mín	0,06	-1,67	0,29	-1,68

Quadro 37: solicitações para cargas permanentes, móvel 2, frenagem a e vento 1 quando x = 0 ou 56

5 DETALHAMENTO

Após o término do cálculo global da estrutura da ponte, foi realizado o detalhamento de seus elementos estruturais através do *software* Allplan, versão 2006. Este programa é um sistema de CAD de alta tecnologia da Nemetschek que oferece um prático menu de armaduras, através do qual foi detalhada a estrutura da ponte. As armaduras das lajes, das vigas, dos pilares e dos arcos serão fornecidas para posterior pré-fabricação por uma empresa especializada. No entanto, as armaduras dos elementos de ligação entre os elementos pré-fabricados serão detalhadas, mas serão executadas no canteiro (Apêndice B).

Para a análise do tabuleiro superior foi utilizado o valor máximo de momento fletor de 4,1 ton.m, atuando, simultaneamente, as cargas permanentes e móveis. Sabe-se que a espessura total do estrado superior corresponde a 15 cm, ou seja, serão previstas pré-lajes de 5 cm de espessura, que se apóiam no vigamento secundário, e os 10 cm restantes serão concretados no local logo após a montagem destas pré-lajes.

Como a armadura necessária para resistir aos esforços resultantes sobre a pista de rolamento é de 13,03 cm²/m, então será utilizado uma malha de armadura de Ø 10 à cada 10 cm. E ainda, para absorver aos momentos negativos resultantes da análise do tabuleiro superior, será adicionada à parte superior do estrado, ou seja, região moldada *in loco*, uma armadura negativa de Ø 8 à cada 15 cm.

O vigamento secundário de seção I foi calculado através do programa VigaS², utilizando como artifício o cálculo de uma viga de seção T disponível pelo *software* (figura 50). Este programa realiza o dimensionamento de viga em relação à flexão, ao esforço cortante e à torção. No quadro 38 é possível visualizar as armaduras longitudinais e no quadro 39 foi verificado o detalhamento dos estribos resultantes do cálculo de cada trecho do vigamento secundário, considerando o caso mais desfavorável de carregamento.

² Programa desenvolvido pelo Prof. Roberto Domingo Rios e pelo bolsista Serguem Trott no Programa de Iniciação Científica PIBIC/CNPq (2004 - 2005), na Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

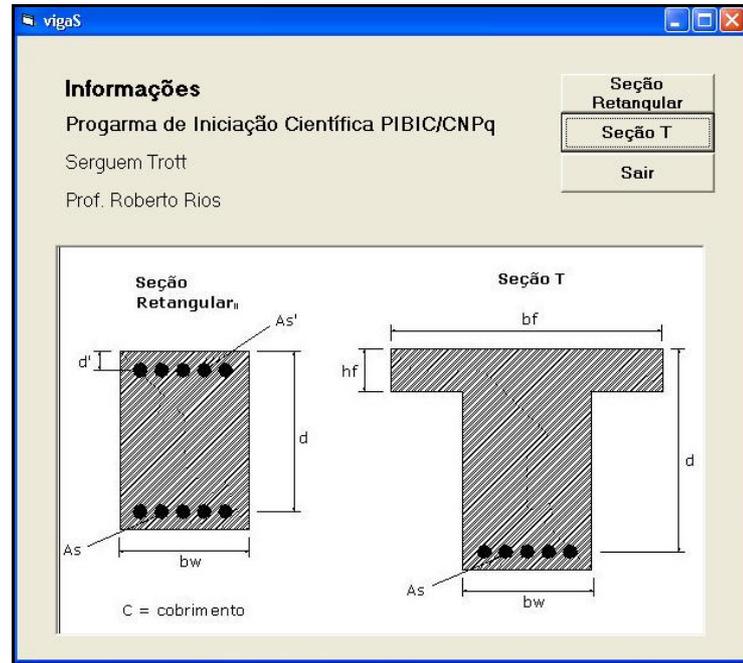


Figura 50: interface do programa VigaS

VIGAMENTO SECUNDÁRIO – MOMENTO FLETOR									
X (m)	Mmáx Perm (ton.m)	Mmáx Móvel (ton.m)	Mmáx x 1,35 Perm (ton.m)	Mmáx x 1,5 Móvel (ton.m)	Mmáx Total (ton.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)	Barras	As (cm ²) usada
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	8 Ø25	39,27
1 - 13	16,88	38,13	22,79	57,20	79,98	32,73	0,83	8 Ø25	39,27
14	-35,23	-15,14	-47,56	-22,71	-70,27	27,51	0,00	6 Ø25	29,45
15 - 27	11,85	39,46	16,00	59,19	75,19	30,36	0,00	8 Ø25	39,27
28	-11,93	-12,93	-16,11	-19,40	-35,50	12,28	0,00	4 Ø20	12,57
29 - 41	11,85	25,10	16,00	37,65	53,65	19,42	0,00	8 Ø25	39,27
42	-35,23	-16,39	-47,56	-24,59	-72,15	28,53	0,00	6 Ø25	29,45
43 - 55	16,88	38,90	22,79	58,35	81,14	33,11	1,21	8 Ø25	39,27
56	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	8 Ø25	39,27

Quadro 38: verificação da flexão para o vigamento secundário

VIGAMENTO SECUNDÁRIO – ESFORÇO CORTANTE								
X (m)	V _{máx} Perm (Ton)	V _{máx} Móvel (Ton)	V _{máx} x 1,35 Perm (Ton)	V _{máx} x 1,5 Móvel (Ton)	V Total (Ton)	Asw (cm ² /m)	Barras	Asw (cm ² /m) usada
0	-6,68	-21,70	-9,02	-32,55	-41,57	11,03	Ø8 c/8	12,57
1 - 13	-0,30	-8,61	-0,41	-12,92	-13,32	0,85	Ø8 c/20	5,03
14	-12,91	-16,13	-17,43	-24,20	-41,62	11,08	Ø8 c/8	12,57
15 - 27	1,11	9,75	1,50	14,63	16,12	1,86	Ø8 c/20	5,03
28	-9,02	-14,35	-12,18	-21,53	-33,70	8,21	Ø8 c/8	12,57
29 - 41	-0,86	-9,46	-1,16	-14,19	-15,35	1,61	Ø8 c/20	5,03
42	-12,36	-17,16	-16,69	-25,74	-42,43	11,34	Ø8 c/8	12,57
43 - 55	0,47	9,01	0,63	13,515	14,15	1,16	Ø8 c/20	5,03
56	6,68	21,85	9,02	32,775	41,79	11,18	Ø8 c/8	12,57

Quadro 39: verificação do corte para o vigamento secundário

Para o cálculo destas e de todas as armaduras deste trabalho de diplomação, foram utilizadas as combinações últimas (ELU) como recomenda a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2004, p. 59). Para as cargas permanentes aplicou-se um fator de majoração com valor correspondente a 1,35 e para as cargas variáveis foi usado um fator igual a 1,5. Sabe-se que a NBR 8681 indica o emprego de um fator de majoração de 1,30 para as cargas permanentes nas estruturas pré-fabricadas, mas, por questões de facilidade e segurança, foi considerado o valor igual a 1,35 em todos os elementos, sendo eles pré-fabricados ou não (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003, p. 9).

Os seis pilares que sustentam a superestrutura da ponte foram verificados através do cálculo da flexão composta oblíqua. O dimensionamento destes pilares foi feito desta maneira, pois, além de seu principal carregamento de compressão, ainda apresentou valores consideráveis de momento fletor que foram levados em consideração no cálculo das armaduras. Esta verificação foi realizada com a ajuda do programa de dimensionamento de seções retangulares de concreto armado à flexão composta oblíqua³ (figura 51). No quadro 40 estão indicadas as armaduras necessárias para o detalhamento dos pilares.

³ Programa desenvolvido pelo Prof. Américo Campos Filho para a disciplina de Estruturas de Concreto II, na Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Disponível em: <http://chasqueweb.ufrgs.br/~americo/eng01112/>.

Seções Retangulares - Flexão Composta

dimensionamento de seções retangulares de concreto armado à flexão composta oblíqua

armadura igual nas quatro faces

solicitação
 tração compressão

tipo de aço
 CA-25 CA-50 CA-60

tipo de concreto
 C15 C20 C25 C30 C35 C40 C45 C50

dimensões da seção
 $h_x = 60$ cm
 $h_y = 60$ cm
 $d' = 3$ cm

solicitações de serviço
 $N = 1260$ kN
 $M_x = 389$ kN.m
 $M_y = 148$ kN.m

DECIV/UFRGS

calcular

sair

área total de armadura
 $A_{s,total} = 30,75 \text{ cm}^2$

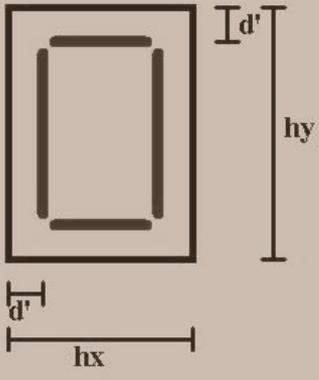


Figura 51: interface do programa de flexão composta oblíqua

PILARES					
M2		M3		P	
Flexão	(ton.m)	Flexão	(ton.m)	Compressão	(ton)
Mmáx Perm	0,29	Mmáx Perm	-15,03	Pmáx Perm	-90,63
Mmáx Móvel	-14,08	Mmáx Móvel	-22,72	Pmáx Móvel	-35,23
Mmáx x 1,35 Perm	0,39	Mmáx x 1,35 Perm	-20,29	Pmáx x 1,35 Perm	-122,35
Mmáx x 1,5 Móvel	-21,12	Mmáx x 1,5 Móvel	-34,08	Pmáx x 1,5 Móvel	-52,85
Mmáx Total	-20,73	Mmáx Total	-54,37	Pmáx Total	-175,20
As (cm ²)		Barras		As (cm ²) usada	
30,75		8 Ø25		39,27	

Quadro 40: armadura necessária para os pilares

Em seguida foi realizado o cálculo para o detalhamento dos arcos da estrutura. Sabe-se que estes elementos apresentam como reações principais os esforços de compressão nas suas extremidades. Por este motivo, os arcos foram verificados à flexo-compressão (figura 52), garantindo, assim, que a peça absorva tanto os esforços predominantes de compressão, como os esforços de tração resultantes do cálculo estrutural estudado no capítulo anterior. Lembre-se que a torção não foi analisada, pois apresentou valores de uma grandeza inferior em relação

aos outros esforços. Nos quadros 41 a 43 estão representados, respectivamente, os esforços últimos de momento fletor, de esforço normal e esforço cortante. No quadro 44, estão indicadas as seções de armadura longitudinal e transversal necessárias para o detalhamento dos elementos de arco.

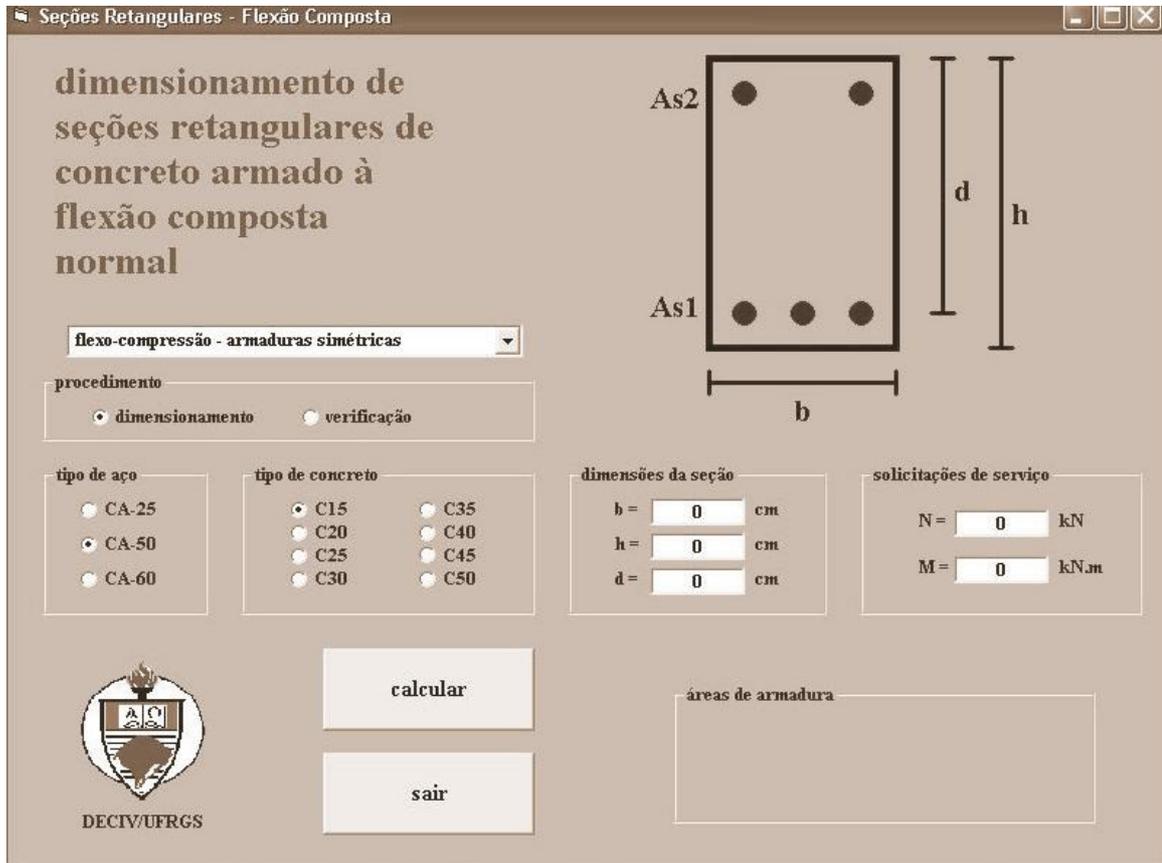


Figura 52: interface do programa de flexo-compressão

ARCOS – MOMENTO FLETOR					
X (m)	M _{máx} Perm (ton.m)	M _{máx} Móvel (ton.m)	M _{máx} x 1,35 Perm (ton.m)	M _{máx} x 1,5 Móvel (ton.m)	M _{máx} Total (ton.m)
12 - 13	-69,39	-90,68	-93,68	-136,02	-229,70
14 - 16	46,98	39,79	63,42	59,69	123,11
18 - 20	-26,75	-46,34	-36,11	-69,51	-105,62
22 - 24	-24,20	-41,76	-32,67	-62,64	-95,31
26 - 28	65,65	71,14	88,63	106,71	195,34

Quadro 41: momento fletor em ELU para os arcos

ARCOS – ESFORÇO NORMAL					
X (m)	Pmáx Perm (ton)	Pmáx Móvel (ton)	Pmáx x 1,35 Perm (ton)	Pmáx x 1,5 Móvel (ton)	Pmáx Total (ton)
12 - 13	-156,88	-78,47	-211,79	-117,71	-329,49
14 - 16	-85,65	-71,41	-115,63	-107,12	-222,74
18 - 20	-84,23	-72,94	-113,71	-109,41	-223,12
22 - 24	-82,16	-73,04	-110,92	-109,56	-220,48
26 - 28	-78,00	-69,23	-105,30	-103,85	-209,15

Quadro 42: esforço normal em ELU para os arcos

ARCOS – ESFORÇO CORTANTE					
X (m)	Vmáx Perm (ton)	Vmáx Móvel (ton)	Vmáx x 1,35 Perm (ton)	Vmáx x 1,5 Móvel (ton)	Vmáx Total (ton)
12 - 13	-45,18	-35,64	-60,99	-53,46	-114,45
14 - 16	16,36	-8,03	22,09	-12,05	10,04
18 - 20	6,58	-3,73	8,88	-5,60	3,29
22 - 24	-13,17	4,53	-17,78	6,80	-10,98
26 - 28	-20,11	73,70	-27,15	110,55	83,40

Quadro 43: esforço cortante em ELU para os arcos

ARCOS – ARMADURAS					
X (m)	As (cm ²)	As' (cm ²)	Barras	As e As' (cm ²) usada	Asw (cm ²)
12 - 13	76,74	72,52	10 + 8 Ø25 - 8 Ø16 + 12 Ø25	88,36 - 75,00	3,44 cm ² c/10
14 - 16	43,64	14,85	10 Ø25 - 8 Ø16	49,09 - 16,08	-
18 - 20	36,14	7,45	10 Ø25 - 8 Ø16	49,09 - 16,08	-
22 - 24	32,03	2,73	10 Ø25 - 8 Ø16	49,09 - 16,08	-
26 - 28	75,91	44	10 + 8 Ø25 - 8 Ø16 + 6 Ø25	88,36 - 45,53	2,07 cm ² c/10

Quadro 44: armaduras utilizadas nos arcos

Para o detalhamento das duas vigas de ligação entre os pilares e para a viga que une os arcos no vão central foi utilizado o programa VigaS, verificando, assim, a flexão e o corte para uma seção retangular de 60x60 cm. Nos quadros 45 e 46 encontram-se os valores últimos das solicitações necessários para o cálculo da área de armadura. E, no quadro 47, estão resumidos os tipos e a quantidade de barras a serem adicionadas nestes dois tipos de vigas.

VIGA DE LIGAÇÃO ENTRE PILARES E NO VÃO CENTRAL – MOMENTO FLETOR						
Y (m)	Mmáx Perm (ton.m)	Mmáx Móvel (ton.m)	Mmáx x 1,35 Perm (ton.m)	Mmáx x 1,5 Móvel (ton.m)	Mmáx Total (ton.m)	As (cm ²)
0 - 2	-13,70	-16,22	-18,50	-24,33	-42,83	19,16
2 - 4	18,63	36,14	25,15	54,21	79,36	39,13
4 - 6	-27,13	-10,36	-36,63	-15,54	-52,17	23,88
6 - 8	18,70	-0,23	25,25	-0,35	24,90	10,73
8 - 10	-13,18	0,30	-17,79	0,45	-17,34	7,36

Quadro 45: momento fletor para as vigas de ligação entre pilares e no vão central

VIGA DE LIGAÇÃO ENTRE PILARES E NO VÃO CENTRAL – ESFORÇO CORTANTE						
Y (m)	Vmáx Perm (ton)	Vmáx Móvel (ton)	Vmáx x 1,35 Perm (ton)	Vmáx x 1,5 Móvel (ton)	V Total (ton)	Asw (cm ² /m)
0 - 2	-24,09	-30,90	-32,52	-46,35	-78,87	24,23
2 - 4	19,17	27,63	25,88	41,45	67,32	18,93
4 - 6	-40,13	-3,07	-54,18	-4,61	-58,78	15,03
6 - 8	-19,34	-1,81	-26,11	-2,72	-28,82	6,16
8 - 10	23,84	-1,16	32,18	-1,74	30,44	6,16

Quadro 46: esforço cortante para as vigas de ligação entre pilares e no vão central

VIGA DE LIGAÇÃO ENTRE PILARES E NO VÃO CENTRAL – ARMADURAS				
Y (m)	Barras As (cm ²)	As (cm ²) usada	Barras Asw (cm ² /m)	Asw (cm ² /m) usada
0 - 2	5 Ø25	24,54	Ø10 c/12	26,18
2 - 4	8 Ø25	39,27	Ø10 c/15	20,94
4 - 6	5 Ø25	24,54	Ø10 c/15	20,94
6 - 8	8 Ø25	39,27	Ø10 c/15	20,94
8 - 10	5 Ø25	24,54	Ø10 c/12	26,18

Quadro 47: armaduras para as vigas de ligação entre pilares e no vão central

Nas vigas de ligação entre os pilares e os arcos também foi utilizado o programa VigaS para a verificação da flexão, do corte e da torção. Como esta viga não tem a função de suportar diretamente os esforços resultantes do carregamento da ponte, o cálculo de seu detalhamento indicou armadura mínima para os três tipos de verificações. Nos quadros 48 a 50 estão indicadas estas três análises, contendo a armadura mínima necessária para o detalhamento

VIGA DE LIGAÇÃO ENTRE PILARES E ARCOS – MOMENTO FLETOR						
Y (m)	Mmáx Perm (ton.m)	Mmáx Móvel (ton.m)	Mmáx x 1,35 Perm (ton.m)	Mmáx x 1,5 Móvel (ton.m)	Mmáx Total (ton.m)	As (cm ²)
0,5	0,00	-0,11	0,00	-0,17	-0,17	5,04 (armadura mínima)
2,5	-2,70	0,00	-3,65	0,00	-3,65	
5	-8,76	0,00	-11,83	0,00	-11,83	
7,5	-1,45	4,15	-1,96	6,23	4,27	
9,5	-4,86	1,25	-6,56	1,88	-4,69	

Quadro 48: verificação do momento fletor

VIGA DE LIGAÇÃO ENTRE PILARES E ARCOS – ESFORÇO CORTANTE						
Y (m)	Vmáx Perm (ton)	Vmáx Móvel (ton)	Vmáx x 1,35 Perm (ton)	Vmáx x 1,5 Móvel (ton)	V Total (ton)	Asw (cm ² /m)
0,5	0,00	0,43	0,00	0,65	0,65	6,16 (armadura mínima)
2,5	2,16	0,00	2,92	0,00	2,92	
5	3,89	0,00	5,25	0,00	5,25	
7,5	1,20	2,43	1,62	3,65	5,27	
9,5	2,93	2,43	3,96	3,65	7,60	

Quadro 49: verificação do esforço cortante

VIGA DE LIGAÇÃO ENTRE PILARES E ARCOS – MOMENTO TORÇOR							
Y (m)	Tmáx Perm (ton.m)	Tmáx Móvel (ton.m)	Tmáx x 1,35 Perm (ton.m)	Tmáx x 1,5 Móvel (ton.m)	Tmáx Total (ton.m)	A90s (cm ² /m)	Arm long torção (cm ²)
0,5	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	6,16	11,09 (armadura mínima)
2,5	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00		
5	0,78	1,25	1,05	1,88	2,93		
7,5	0,78	1,25	1,05	1,88	2,93		
9,5	0,78	1,25	1,05	1,88	2,93		

Quadro 50: verificação do momento torçor

No quadro 51 estão indicadas as armaduras necessárias para o detalhamento da viga de ligação entre pilares e arcos, sendo que **As** corresponde à armadura longitudinal que resiste a tração. As áreas de armaduras representadas por **Asw** e **A90s** indicam qual o detalhamento que deve ser previsto para os estribos, para que a peça resista ao corte e à torção respectivamente.

Barras As e Arm long torção	As e Arm long torção (cm ²) usada	Barras Asw e A90s	Asw e A90s (cm ² /m) usada
6 Ø20	18,85	Ø8c/15	13,40

Quadro 51: resumo das armaduras para o detalhamento

Sabe-se que a infraestrutura da ponte de Saudades, composta pelos encontros e fundações, não foi detalhada neste trabalho. Mas, em relação à fundação, foi feita a verificação quanto ao não-tombamento e ao não-deslizamento.

Devido ao momento aplicado na base da fundação, ocorre uma tendência natural ao tombamento. Desta forma, o tombamento foi verificado, comparando o momento atuante com o momento resistente pela fundação, conforme suas características de massa e geometria, e, ainda, utilizando um coeficiente de segurança igual a 1,5. Substituindo os valores de M_{res} e M_{at} na fórmula 3, verificou-se que a fundação não resiste ao tombamento, e, por este motivo, recomenda-se uso de tirantes para a estabilização da estrutura.

$$M_{res} > 1,5.M_{at} \quad (\text{fórmula 3})$$

Onde:

M_{res} = momento resistente aplicado na fundação;

M_{at} = momento atuante aplicado na fundação.

A verificação ao deslizamento consiste em comparar a força horizontal aplicada na base da fundação, com a resistência do conjunto das reações verticais ao deslizamento, força resistente, utilizando um fator de segurança adotado como 1,5 (fórmula 4). Após a substituição dos valores horizontais e verticais (carga vertical resultante da análise global + peso próprio da fundação + peso do solo), obteve-se um resultado insatisfatório em relação ao deslizamento, ou seja, 145 ton (força horizontal resultante na base da fundação) < 101 ton (força máxima que o solo pode resistir sem ocorrer o deslizamento). Para solucionar este problema, também é recomendado o uso de tirantes permanentes como reforço estrutural e estabilização do maciço ou o redimensionamento da fundação.

$$Hd < Vd.Tg \phi'/1,5$$

(fórmula 4)

Onde:

Hd = componente horizontal devido ao esforço aplicado na fundação;

Vd = componente vertical devido ao esforço aplicado na fundação;

ϕ' = ângulo de atrito interno do solo (foi considerado 30° para solo rochoso).

Logo a pós a verificação quanto ao tombamento e ao deslizamento, foi calculada a maior força vertical que os tirantes devem suportar. Ou seja, em relação ao tombamento, os tirantes devem resistir uma força de 252 ton em cada lateral da fundação, já, em relação ao deslizamento, os tirantes devem suportar uma carga de 115 ton. Por este motivo, serão utilizados 8 tirantes permanentes, tipo *Dywidag*, com $\phi = 32$, os quais possuem uma carga de trabalho de 280 ton, conforme as especificações informadas no quadro 52.

<i>Tirantes provisórios</i>	<i>Tirantes permanentes</i>	<i>Tipo</i>	<i>Aço</i>	<i>Quantidade</i>
<i>Carga (tf)</i>	<i>Carga (tf)</i>			
12	10	Barra	CA50	1 Ø 7/8"
15	13	Barra	CA50	1 Ø 1"
16	14	Barra	1045	1 Ø 231mm
16	14	Fios	CP-150RB	1 Ø 8mm
24	21	Barra	CA50	1 Ø 1. 1/4"
24	21	Barra	GEWI	1 Ø 1. 1/4"
24	21	Fios	CP-150RB	6 Ø 8 mm
33	28	Fios	CP-150RB	8 Ø 8 mm
41	35	Fios	CP-150RB	10 Ø 8 mm
41	35	Barra	DYWIDAG	1 Ø 1. 1/4"
49	41	Fios	CP-150RB	12 Ø 8 mm
61	53	Cordoalha	CP-190RB	6 Ø 1/2"
81	69	Cordoalha	CP-190RB	8 Ø 1/2"
121	87	Cordoalha	CP-190RB	10 Ø 1/2"
122	104	Cordoalha	CP-190RB	12 Ø 1/2"
Obs.: Valores para simples consulta.				

Quadro 52: tabela de cargas para tirantes
(disponível em: http://www.rocafundacoes.com.br/index_arquivos/Page711.htm)

6 MÉTODO CONSTRUTIVO

O estudo do método construtivo a ser utilizado deve ser feito logo nas primeiras fases do projeto, por influenciar de forma crucial na concepção de ponte. A escolha do melhor processo depende das condições locais, dos custos das diversas soluções possíveis, da segurança durante a construção da obra, dos prazos de execução, da capacidade técnica do empreiteiro, entre outros (FERRAZ, 2001, p. 31).

Nos próximos itens estão expostos três métodos construtivos que serão utilizados para a construção da ponte sobre o rio Saudades em Santa Catarina.

6.1 CONCRETAGEM TRADICIONAL

A construção de pontes em concreto armado moldado no local é um dos métodos mais antigos e mais utilizáveis para a construção de pontes. Constitui-se basicamente de fôrmas montadas sobre um escoramento, nas quais o concreto é lançado.

Mattos (2001, p. 43) alerta que este tipo de obra exige um cuidado especial com o projeto de escoramentos, principalmente porque deve ser compatível com o tipo de obra e com o plano de concretagem. Antigamente, para o caso de pontes em arcos, foram executadas verdadeiras obras de carpintaria e mesmo os escoramentos em si já representavam grandes realizações (LEONHARDT, 1979, p. 39).

As pontes em concreto armado moldadas no local apresentam o sistema tradicional de construção, isto é, são executadas com as fôrmas sobre os escoramentos e concretadas com a prática usual. Quando se utiliza o processo de escoramentos deslizantes, um sistema de treliças móveis em estrutura metálica é deslocado à medida que a concretagem avança (MATTOS, 2001, p. 43).

Não é recomendada (ALMEIDA, 1986 apud MATTOS, 2001, p. 43):

[...] a aplicação deste sistema construtivo quando: altura de escoramento elevada ($H > 15\text{m}$); obras com grandes comprimentos ($L > 400\text{m}$); caixas de rios profundos e rios sem regimes bem definidos; rios com grandes velocidades ($v > 3\text{m/s}$); cronogramas de execução apertados.

No caso da ponte em estudo, este método tradicional de concretagem será utilizado para a construção da infraestrutura (fundações) e para os encontros (paredes em concreto armado). A ligação entre os elementos pré-fabricados também poderá ser feita *in loco*, quando necessário.

6.2 UTILIZAÇÃO DE ELEMENTOS PRÉ-FABRICADOS

A construção de pontes com elementos pré-fabricados é adequado para vãos entre 25 e 45 m, e quando se tem os seguintes fatores, isolados ou simultâneos (ALMEIDA, 2000 apud MATTOS, 2001, p. 45):

- a) elevada altura de escoramento;
- b) grande extensão da estrutura, o que indica uma grande quantidade de vigas;
- c) caixa de rio muito profunda e rios sem regimes definidos;
- d) cronograma apertado, exigindo a execução simultânea da superestrutura e mesoestrutura.

A utilização de elementos pré-fabricados apresenta algumas vantagens como: o rígido controle da qualidade das peças, a redução do canteiro de obras, a rapidez de execução, o perfeito acabamento devido ao uso de fôrmas metálicas e a utilização de mão-de-obra especializada. Neste sistema pode-se pré-fabricar toda a estrutura, uma vez que a fábrica pode produzir as vigas, as lajes, os pilares, os arcos, os guarda-rodas, entre outros.

As vigas são executadas em baias e são encaixadas posteriormente com a ajuda de treliças de lançamento ou guindastes. Através deste método pode-se verificar uma industrialização do processo construtivo, criando-se um canteiro onde as vigas são executadas de uma forma mais rápida com o uso de fôrmas metálicas. Se a laje não for pré-fabricada, ela pode ser executada de uma forma mais moderna, ou seja, utilizando-se pré-lajes, que podem conter as armaduras

positivas da laje. Após o lançamento das vigas, as pré-lajes seriam montadas, servindo de escoramento para a laje a ser concretada (ALMEIDA, 1996 apud MATTOS, 2001, p. 45).

Segundo Almeida (1994 apud MATTOS, 2001, p. 45):

Este sistema apresentava a desvantagem de precisar de juntas de dilatação, que representam uma descontinuidade no tabuleiro da obra e criam um local de futuros problemas e patologias, além do desconforto para o usuário. Modernamente utilizam-se as lajes de continuidade ou lajes elásticas que dispensam o uso de juntas de dilatação em obras de até 150m de comprimento. Este comprimento é limitado para que os efeitos de temperatura no tabuleiro da ponte não sejam excessivos.

Na ponte de Saudades serão utilizados elementos pré-fabricados nas lajes do tabuleiro, no vigaamento principal e secundário, nos arcos e pilares. Este método construtivo foi sugerido para a grande parte dos elementos estruturais devido as suas principais vantagens de redução do canteiro de obras, rigoroso controle sobre as peças e rapidez de execução.

6.3 SISTEMA EM BALANÇOS SUCESSIVOS

O sistema em balanços sucessivos “[...] foi criado pelo engenheiro brasileiro Emílio Baumgart, para a construção do vão central da Ponte de Herval, sobre o rio Peixe em Santa Catarina, em 1930.” (ALMEIDA, 2000 apud MATTOS, 2001, p. 46).

Conforme Ferraz (2001, p. 51) neste processo a obra é construída em segmentos pré-moldados ou moldados no local, denominados de aduelas, que vão avançando sobre o obstáculo a ser vencido. O sistema de avanços sucessivos inicia-se de cada apoio do vão e finalizam-se exatamente na metade do vão, evitando-se assim articulações onde poderiam ocorrer futuras patologias. É necessário haver um rigoroso controle na execução, principalmente em relação às deformações para que não ocorram problemas quando os trechos se encontrarem no meio do vão. Recomenda-se que a concretagem do trecho central seja realizada nos períodos com menor variação térmica, a fim de prevenir esforços no trecho até o endurecimento do concreto.

Segundo Mason (1977, p. 288), após a concretagem do fechamento do vão central surge um esforço denominado de momento de restituição ou hiperestático da deformação lenta. Este

esforço ocorre em função da alteração do sistema estrutural que impede a deformação diferida do concreto que prosseguiria até sua estabilização final. Com a continuidade central o aumento da rotação diferida na seção é impedido surgindo assim o esforço hiperestático. Este esforço é nulo no instante da ligação crescendo progressivamente até um limite em função do fenômeno da relaxação.

Com a finalidade de evitar grandes desequilíbrios entre as cargas, deve-se projetar a obra para que os balanços sejam feitos de forma simétrica em relação ao apoio. Se os balanços forem desiguais ou existir balanço em apenas um vão, pode-se utilizar lastro no vão anterior ao balanço ou ainda estais ajustáveis ao desenvolvimento do vão, sendo suportados por torres provisórias e ancoradas no apoio anterior (MATTOS, 2001, p. 47).

A aplicação do sistema de balanços sucessivos em pontes em arco inferior pode ser visualizada na figura 53. São construídas duas torres provisórias de concreto armado em cada extremidade da ponte, as quais suportam os semi-arcos através de cabos. A concretagem do trecho de ligação dos semi-arcos, na parte central, deverá ser feita conforme o recomendado anteriormente, a fim de evitar esforços adicionais na estrutura.

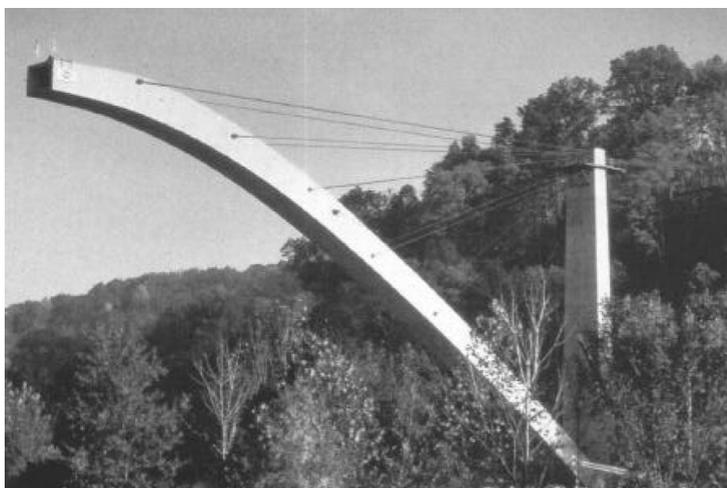


Figura 53: ponte em arco utilizando método de balanços sucessivos (FERRAZ, 2001)

A principal vantagem deste processo é a ausência de escoramentos, liberando assim todo o espaço embaixo da ponte. É ideal para pontes que devem transpor vales profundos, onde o escoramento é impraticável. Apresenta, ainda, um bom rendimento da mão-de-obra, devido à mecanização do processo, utilizando diversas frentes de trabalho (FERRAZ, 2001, p. 53). Ferraz (2001, p. 55) alerta que é necessário uma grande capacidade técnica do empreiteiro

responsável pela obra, devido às dificuldades evidentes da aplicação deste processo construtivo.

Pfeil (1983b, p. 92) explica que para solucionar o problema construtivo da execução dos arcos de concreto, a técnica construtiva de arcos de concreto em balanços progressivos garante a concorrência entre os outros tipos de pontes, que apresentam menores riscos construtivos.

7 CONCLUSÃO

O presente trabalho de diplomação do curso de Engenharia Civil teve como objetivo aprimorar os conhecimentos adquiridos na área de estruturas ao longo da graduação. Através da análise estrutural de ponte rodoviária em concreto armado em arco inferior no município de Saudades/SC, foi possível a realização de um aprofundamento dos conhecimentos teóricos e práticos da execução de pontes.

Sabe-se que a construção deste tipo especial de estrutura é um importante indicativo do crescimento sócio-econômico de uma determinada região. Por este motivo que um trabalho desta natureza apresenta uma significada relevância na área estrutural. Neste estudo foram apresentadas as etapas mais importantes que compõem a elaboração de um projeto estrutural de ponte, indicando os melhores métodos para sua resolução. As descrições dos cálculos realizados e dos parâmetros adotados no projeto estão de acordo com as normas da ABNT.

A utilização de programas para o cálculo global da estrutura por elementos finitos e para a realização do detalhamento estrutural dos elementos constituintes da ponte possibilitaram ao estudante constatar como estão sendo elaborados os projetos estruturais atualmente. Porém, o aproveitamento deste progresso na área computacional pode provocar sérios problemas devido uso incorreto pelo operador. Exige-se que o engenheiro tenha conhecimento em programas computacionais, além do conhecimento da teoria, e que tenha uma noção dos resultados a fim de julgar se as soluções obtidas estão coerentes com o esperado.

A partir da descrição e execução das etapas para a concretização do projeto estrutural de ponte rodoviária em arco inferior em concreto armado no município de Saudades/SC, alcançou-se os objetivos iniciais deste trabalho, e, além disto, os resultados obtidos foram satisfatórios para este tipo de estrutura. As plantas de corte e de fôrma estão presentes no Apêndice A e o detalhamento dos elementos estruturais da ponte está indicado no Apêndice B.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7188**: carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre. Rio de Janeiro, 1984.

_____. **NBR 7187**: projeto e execução de pontes de concreto armado e protendido. Rio de Janeiro, 1987.

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

_____. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, 2004.

BRASIL. Ministério dos Transportes. **Banco de Informações dos transportes**. Disponível em: < <http://www.transportes.gov.br/bit/pontes/RS/antas-2-br-116/gpt-r-antas2.htm>>. Acesso em: 16 jun. 2007.

ESTRUTURAS. **Material didático da disciplina Introdução à Mecânica das Estruturas, do curso de Engenharia Civil da Escola Politécnica da USP**. 2007. Disponível em: <<http://www.lmc.ep.usp.br/people/hlinde/Estruturas/index.htm>>. Acesso em: 11 maio 2007.

FERRAZ, M. A. C. **Um modelo de análise para o estudo de pontes como estruturas evolutivas**. 2001. 258 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Faculdade de Engenharia. Universidade do Porto, Porto.

CALIL JUNIOR, C. et al. **Manual de projeto e construção de pontes de madeira**. São Paulo: FAPESP, 2006.

KREMPPER, M. **Bulletin Sciences et Techniques de l'Association Française de Philatélie Thématique**. Disponível em: <http://www.timbresponts.fr/articles_et_publications/le_pont_adolphe_a_luxembourg_mic.htm>. Acesso em: 10 jun. 2007.

LEONHARDT, F. **Construções de concreto**: princípios básicos da construção de pontes de concreto. Rio de Janeiro: Interciência, 1979.

MASON, J. **Pontes em concreto armado e protendido**: princípios do projeto e cálculo. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1977.

MATTOS, T. S. **Programa para análise de superestruturas de pontes de concreto armado e protendido**. 2001. 167 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Curso de Pós-Graduação de Engenharia. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

MORRISSEY, M. Como funcionam as pontes. **HowStuffWorks**, 2000. Disponível em: <<http://ciencia.hsw.uol.com.br/pontes5.htm>>. Acesso em: 20 abr. 2007.

O'CONNOR, C. **Pontes**: superestruturas. Rio de Janeiro: Editora da USP, 1976.

PFEIL, W. **Pontes em concreto armado**. 3. ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1983a.

_____. **Pontes:** curso básico. Projeto, construção e manutenção. Rio de Janeiro: Campus, 1983b.

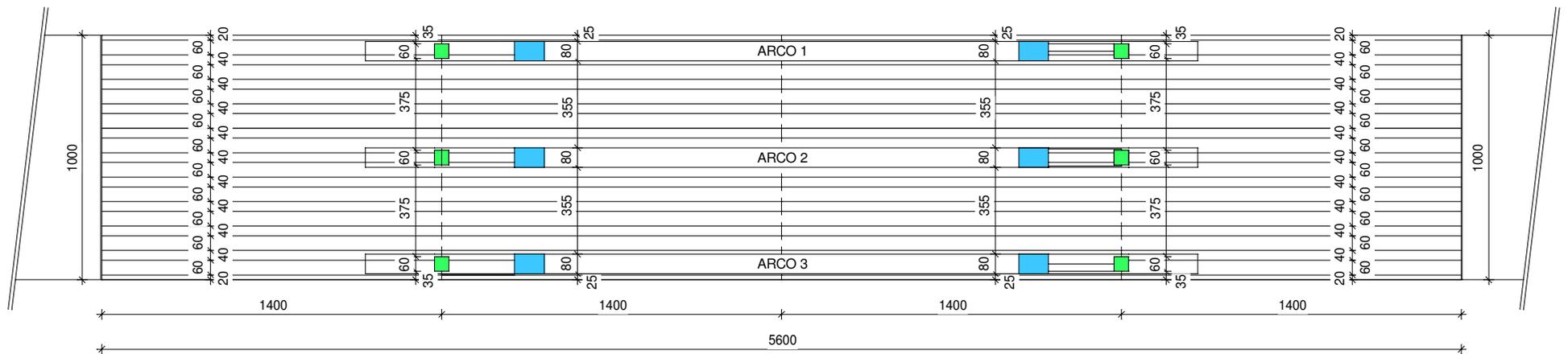
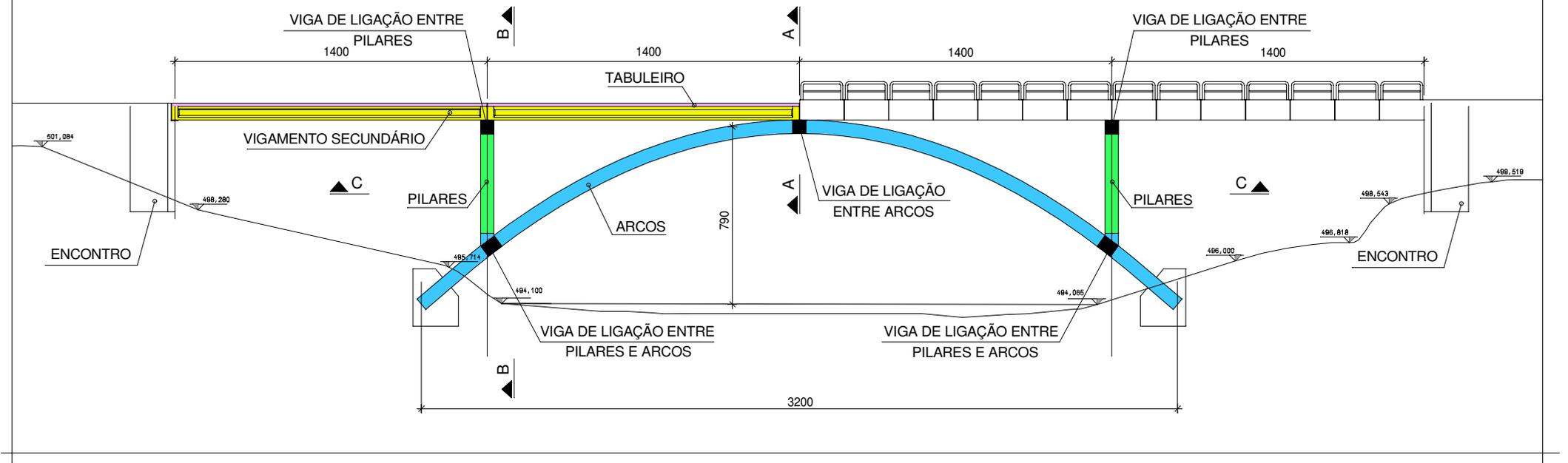
ROOSEVELT, F. D. **Pons Sublicius.** 1931. Disponível em:
<<http://en.structurae.de/structures/data/index.cfm?ID=s0001258>>. Acesso em: 11 set. 2008.

SANTA CATARINA. **Municípios.** 2007. Disponível em:
<<http://www.sc.gov.br/conteudo/municipios/framesetmunicipios.htm>>. Acesso em: 12 jun. 2007.

WIKIPÉDIA A enciclopédia livre. **Pontes.** Disponível em:
<<http://pt.wikipedia.org/wiki/Ponte>>. Acesso em: 5 abr. 2007.

APÊNDICE A – Planta da vista frontal e cortes

PONTE MUNICÍPIO DE SAUDADES/SC



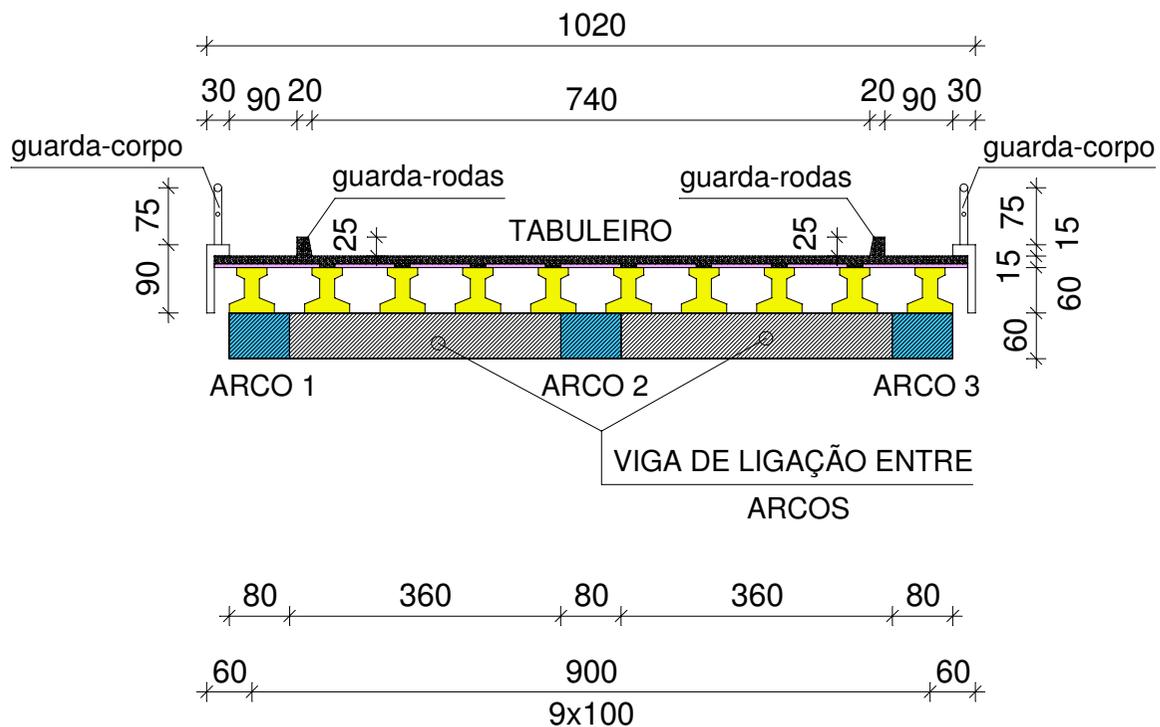
TRABALHO DE DIPLOMAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL II - ENG 01039

Paula Manica Lazzari - 128889

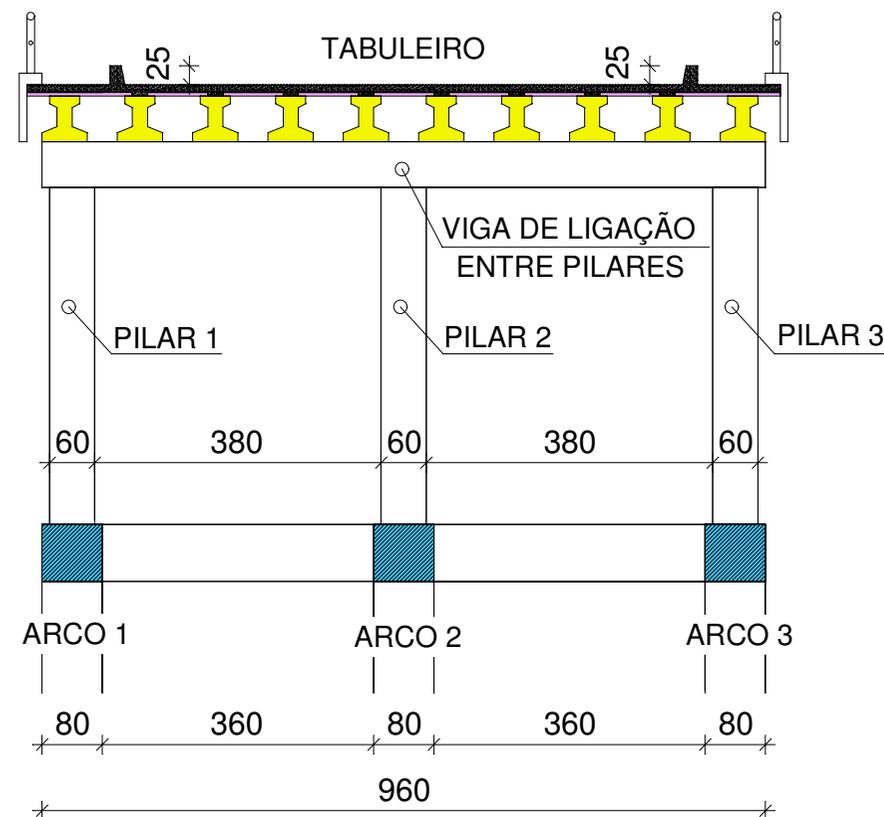
Estudo de projeto estrutural de ponte rodoviária em arco inferior em concreto armado no município de Saudades/SC

VISTA FRONTAL DA PONTE E CORTE CC

PLANTA: 01



CORTE A-A



CORTE B-B

TRABALHO DE DIPLOMAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL II - ENG 01039

Paula Manica Lazzari - 128889

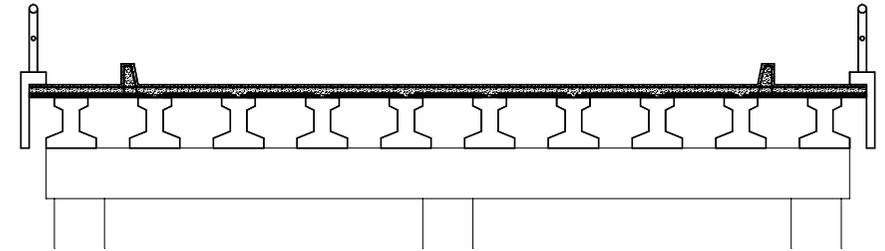
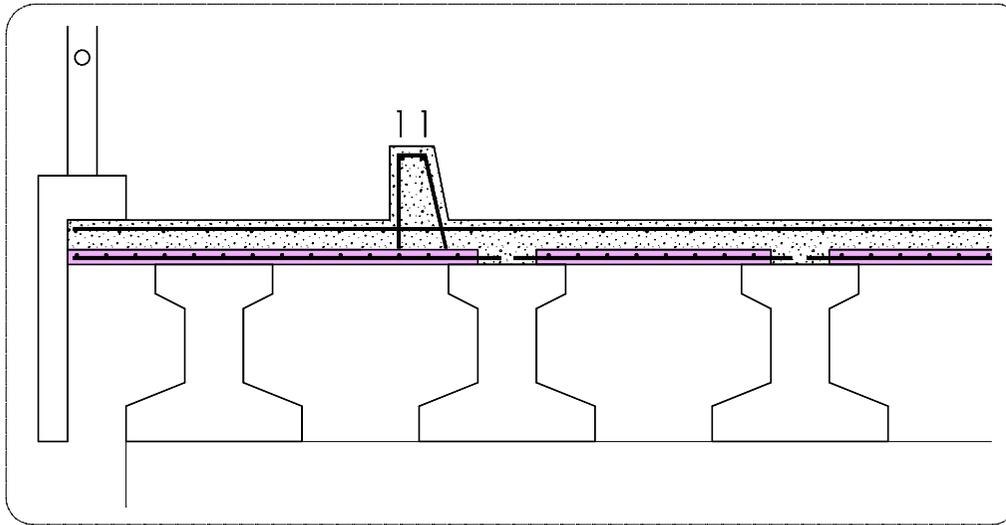
Estudo de projeto estrutural de ponte rodoviária em arco inferior em concreto armado no município de Saudades/SC

CORTE A-A E B-B

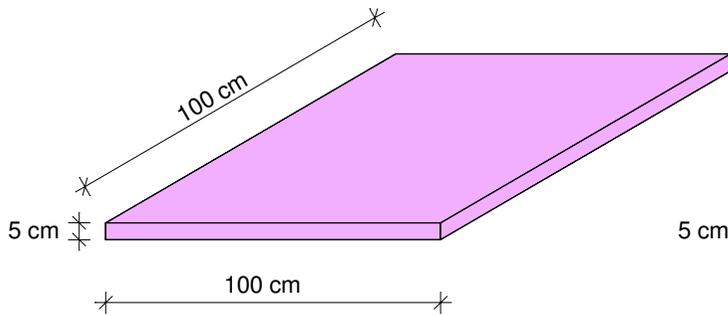
PLANTA: 02

APÊNDICE B – Detalhamento de armaduras

TABULEIRO

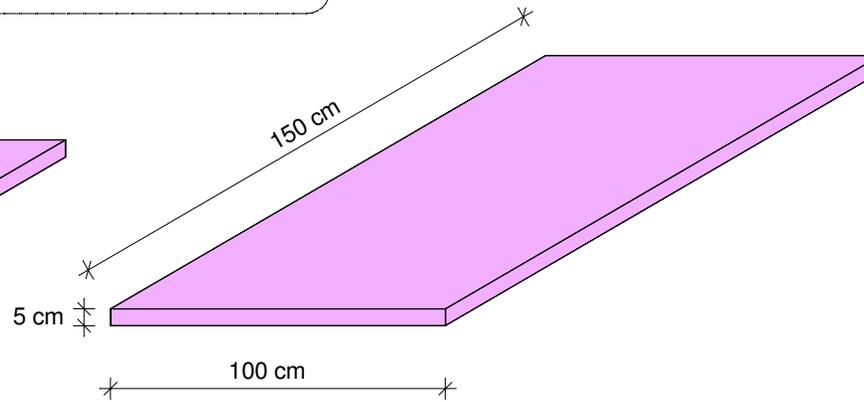


CORTE a-a



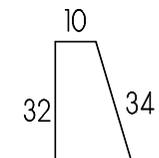
- 100x100x5cm (98 peças / vão de 14m)

- 100x150x5cm (28 peças / vão de 14m)



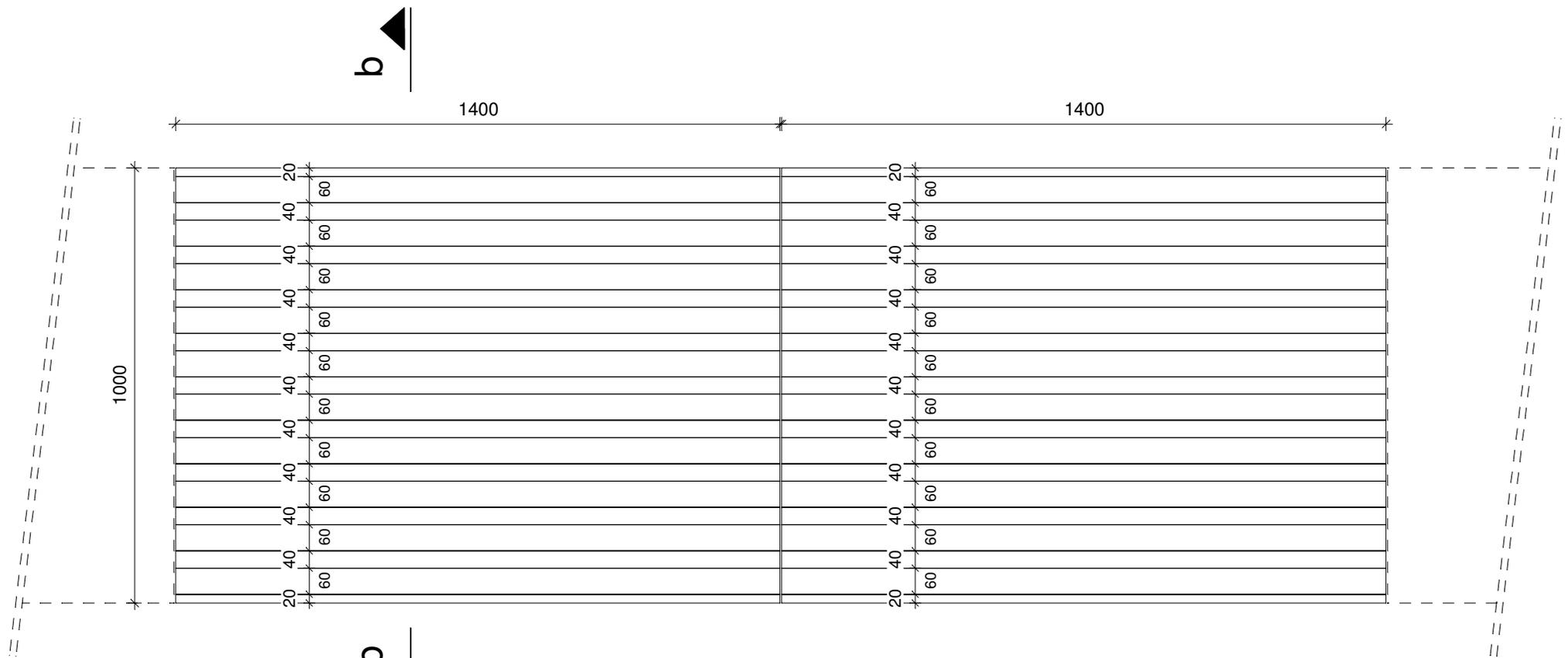
- malha inferior $\varnothing 10$ c/10
- malha superior $\varnothing 8$ c/15

① 2x2 $\varnothing 10$ - 56 m

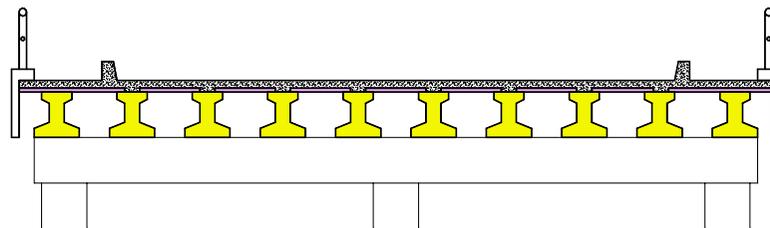


② 2x280 $\varnothing 8$ c/20 cm - 76 cm

VIGAMENTO SECUNDÁRIO

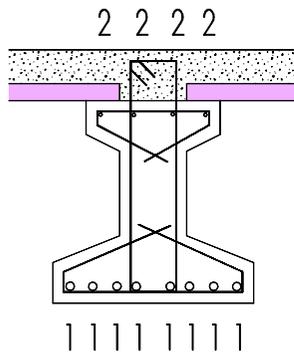
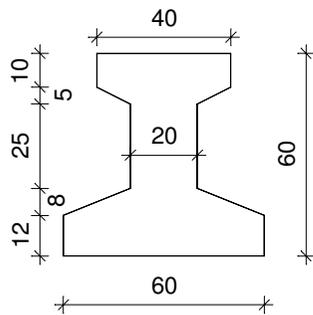
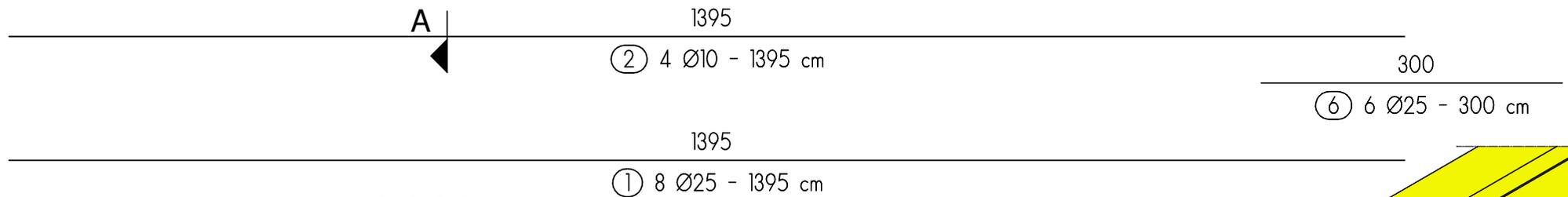
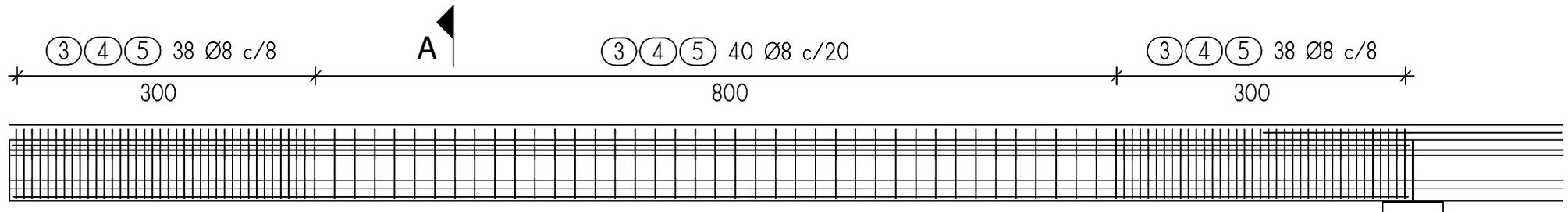
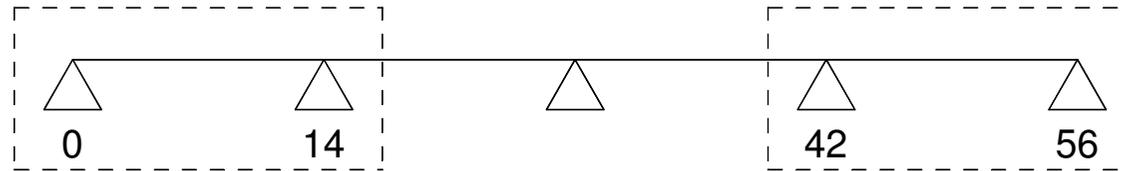


b

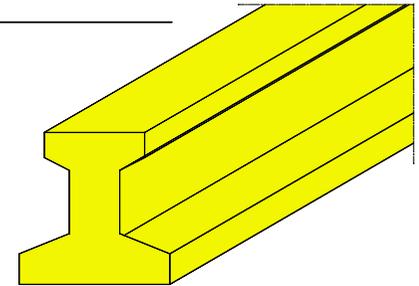
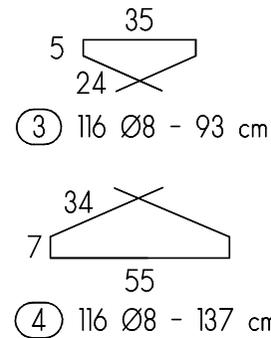
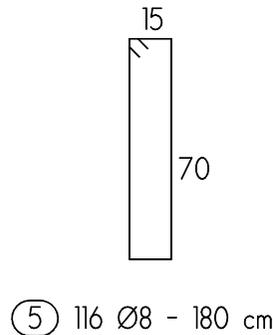


CORTE b-b

VIGAMENTO SECUNDÁRIO (1/2)

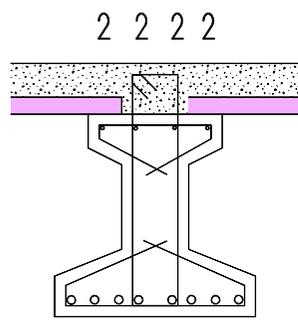
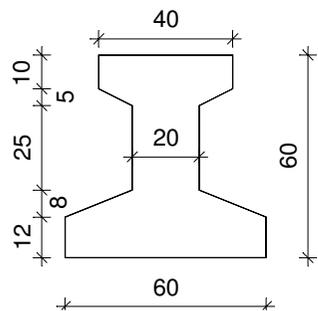
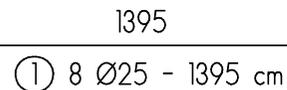
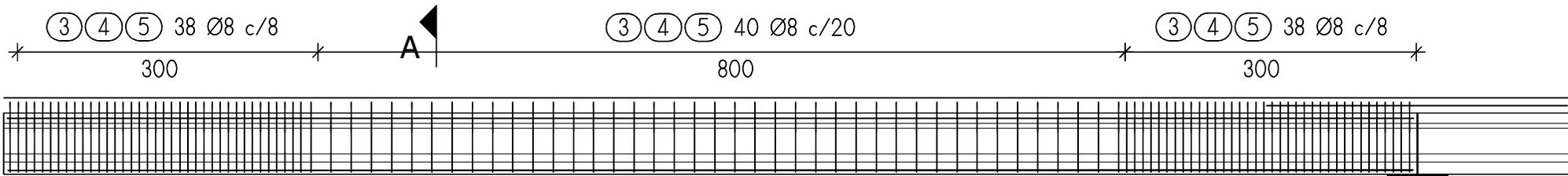
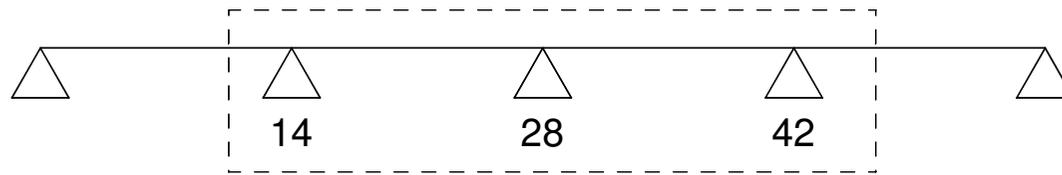


CORTE A-A

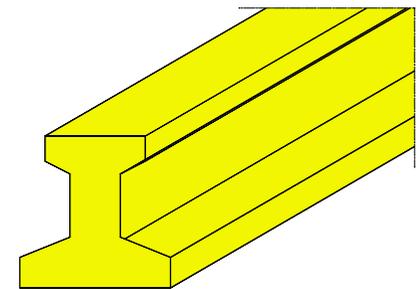
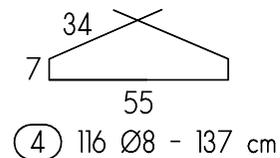
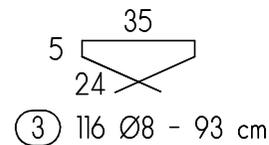


Vigamento secundário - seção I
(20 peças)
x = 0 - 14 cm e 42 - 56 cm

VIGAMENTO SECUNDÁRIO (2/2)

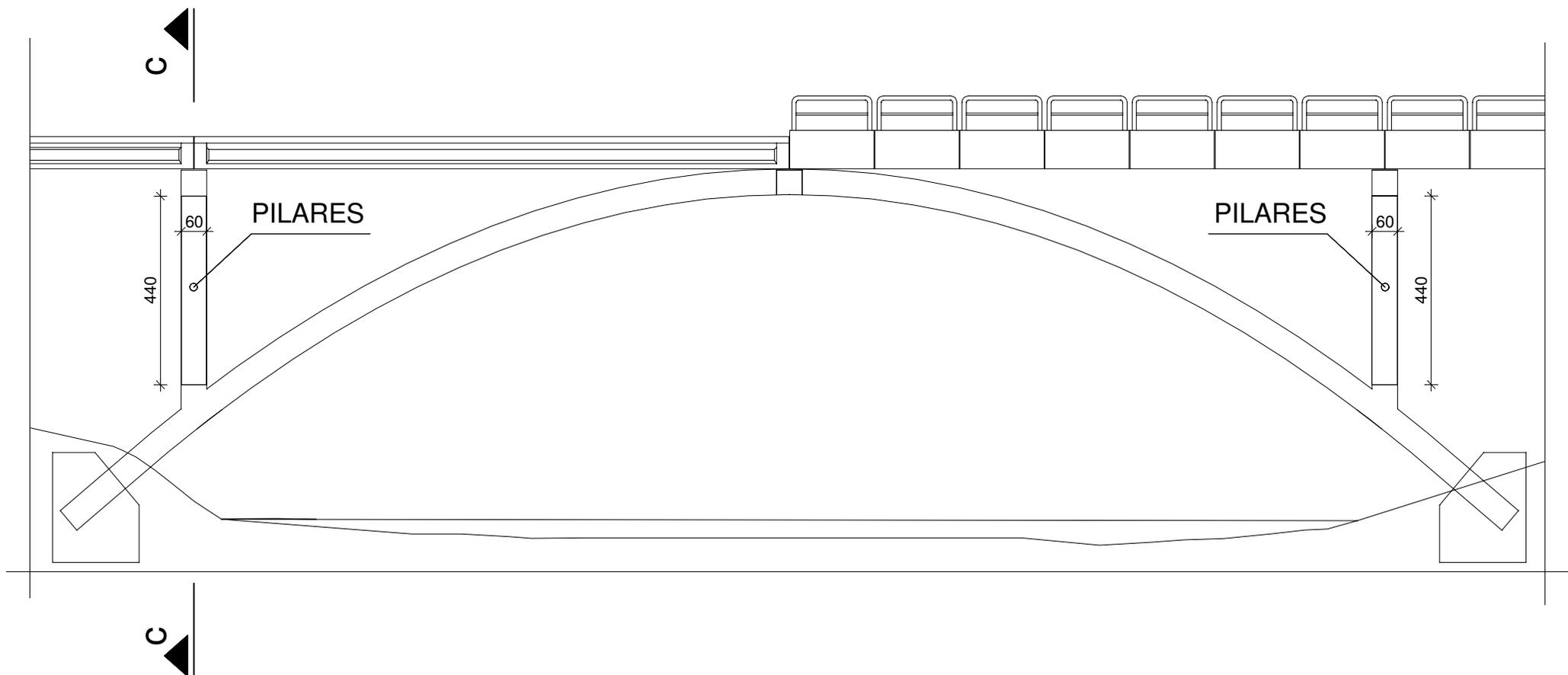


CORTE A-A

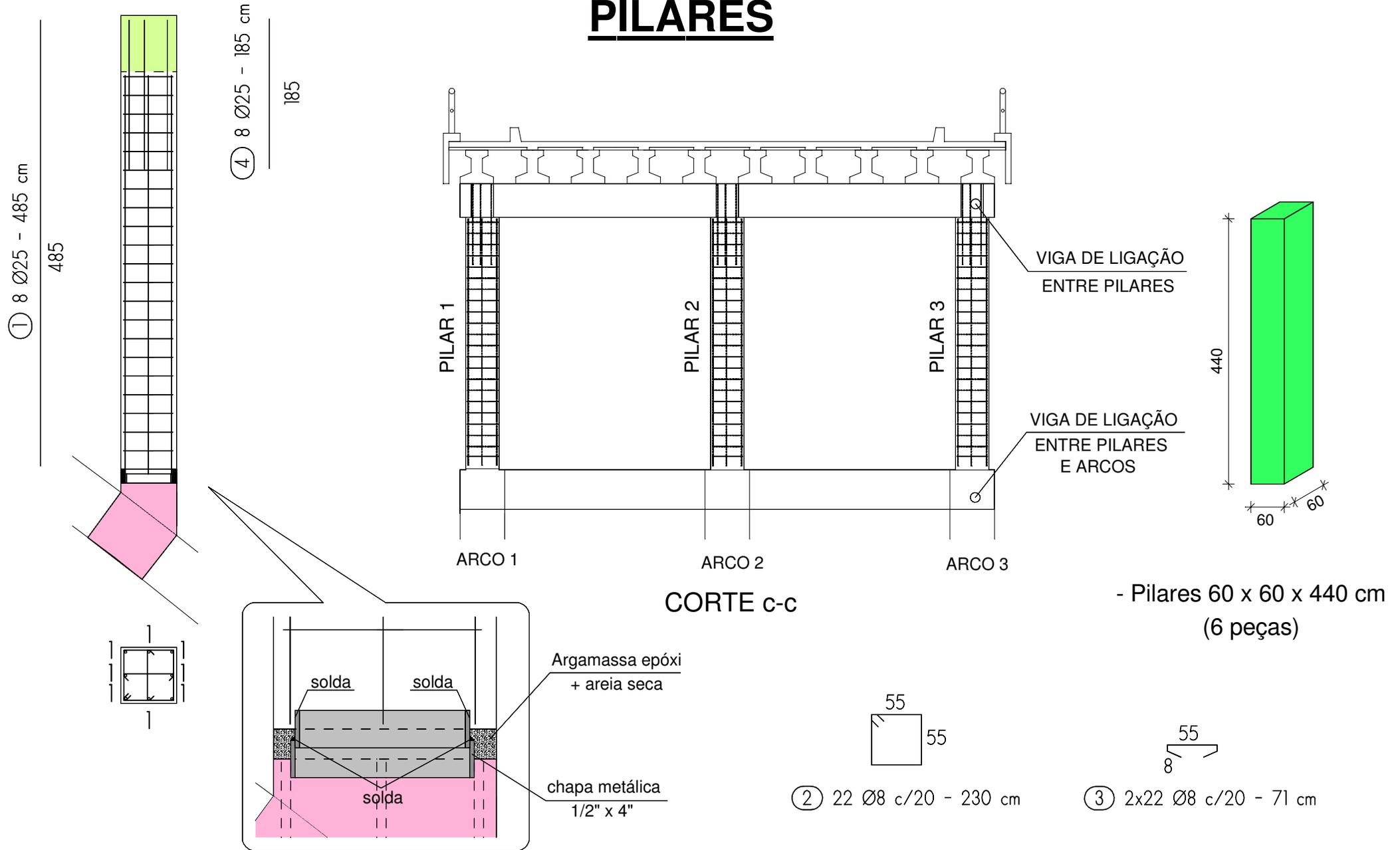


Vigamento secundário - seção I
(20 peças)
x = 14 - 28 cm e 28 - 42 cm

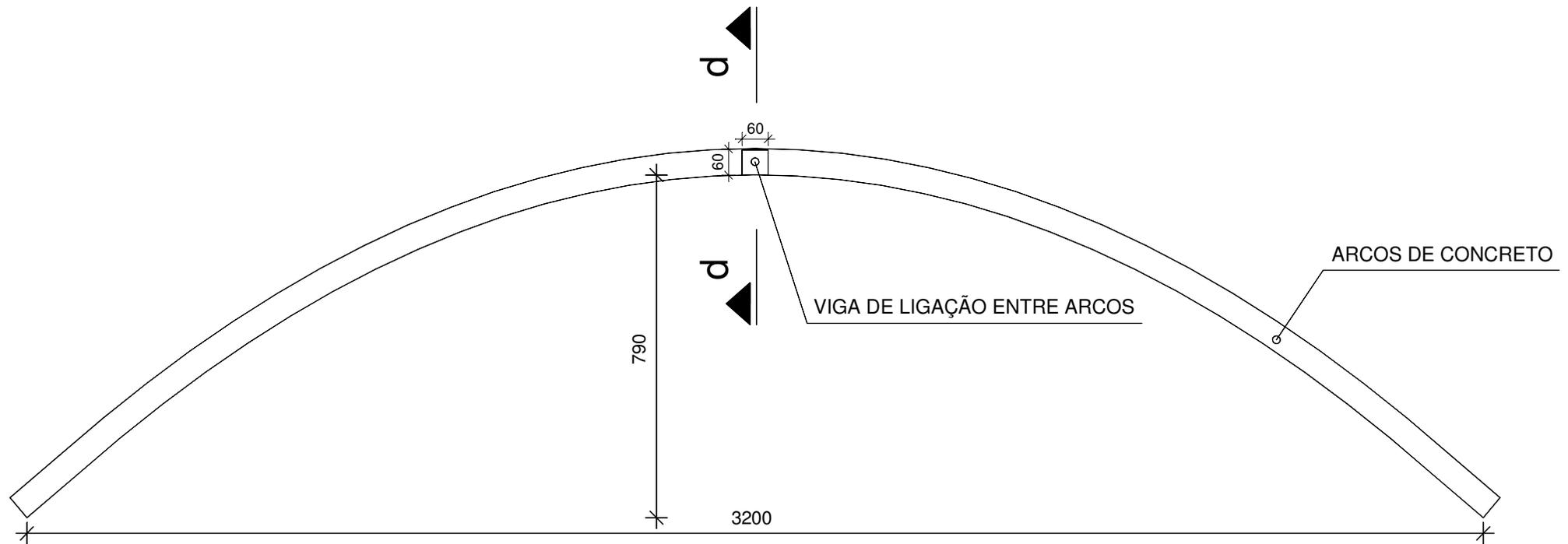
PILARES



PILARES



ARCOS E VIGA DE LIGAÇÃO



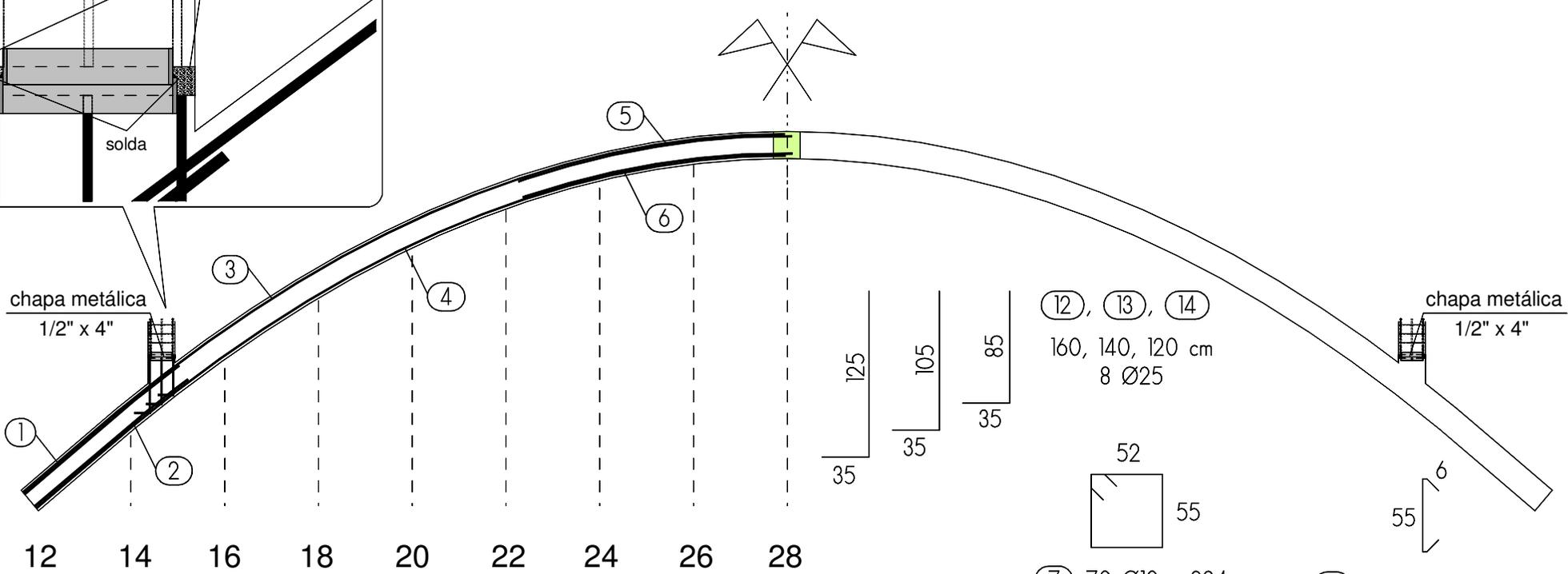
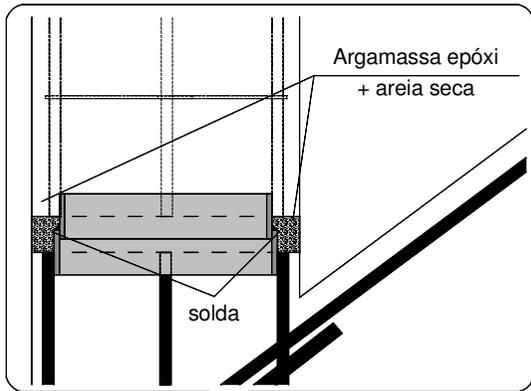
ARCO 1

ARCO 2

ARCO 3

CORTE d-d

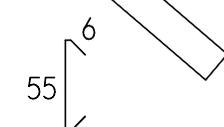
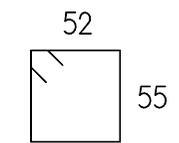
ARCOS



12 14 16 18 20 22 24 26 28

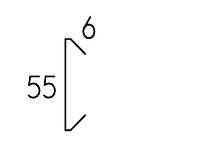
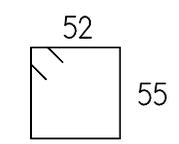
125
35
105
35
85
35

(12), (13), (14)
160, 140, 120 cm
8 Ø25



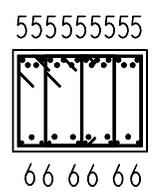
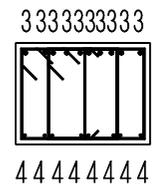
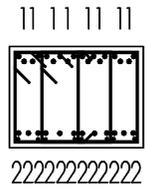
(7) 70 Ø10 - 224 cm

(9) 35 Ø10 - 67 cm



(8) 196 Ø8 - 224 cm

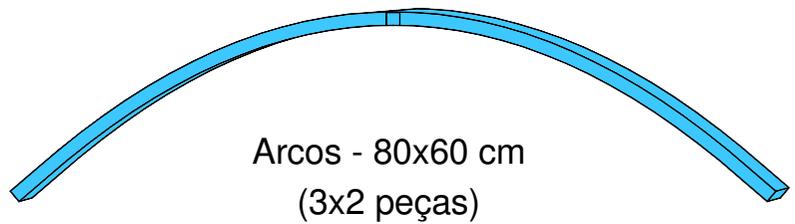
(10) 98 Ø8 - 67 cm



- (1) 8 Ø25 - 350 cm
- (2) 12 Ø25 - 350 cm
- (7) 2x35 Ø10 c/10
- (9) 35 Ø10 c/10
x = 12-14 cm

- (3) 10 Ø25 - 1910 cm
- (4) 8 Ø16 - 1910 cm
- (8) 2x48 Ø8 c/20
- (10) 48 Ø8 c/20
x = 14-24 cm

- (5) 8 Ø25 - 500 cm
- (6) 6 Ø25 - 500 cm
- (8) 2x50 Ø8 c/10
- (10) 50 Ø8 c/10
x = 24-28 cm

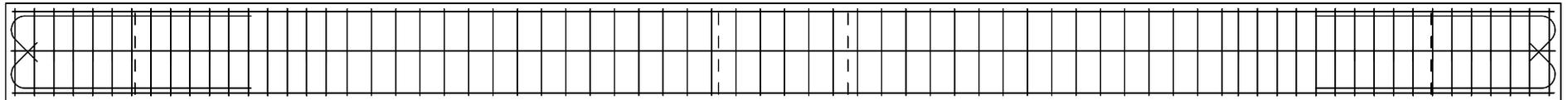
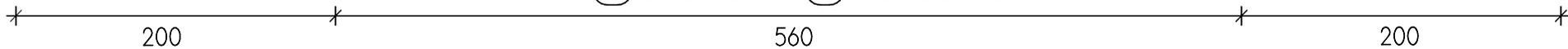


VIGA DE LIGAÇÃO ENTRE ARCOS

④ 17 Ø10 c/12 + ⑤ 3x17 Ø10 c/12

④ 37 Ø10 c/15 + ⑤ 3x37 Ø10 c/15

④ 17 Ø10 c/12 + ⑤ 3x17 Ø10 c/12



955

① 5 Ø25 - 955 cm

955

② 2 Ø8 - 955 cm (PELE)

955

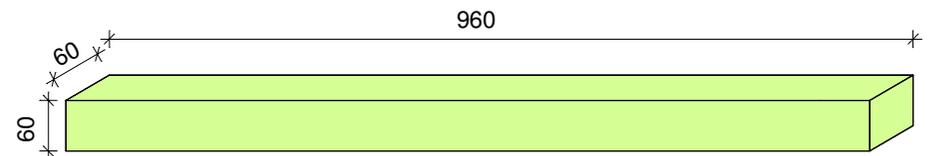
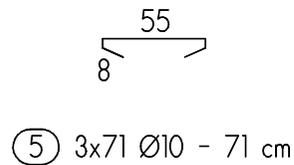
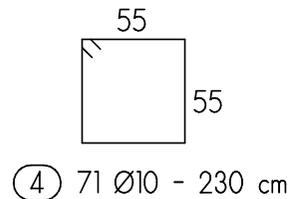
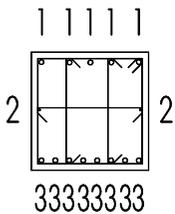
③ 8 Ø25 - 955 cm



⑥ 13 Ø16 - 180 cm

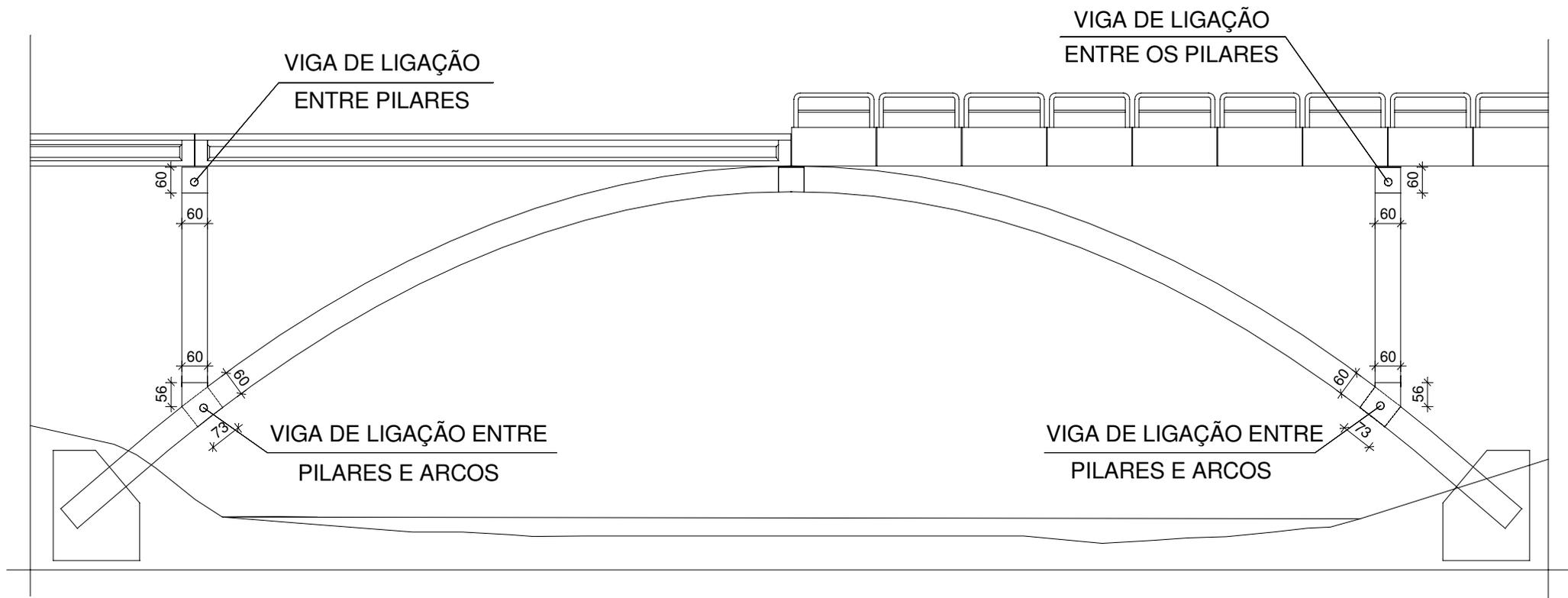


⑥ 13 Ø16 - 180 cm

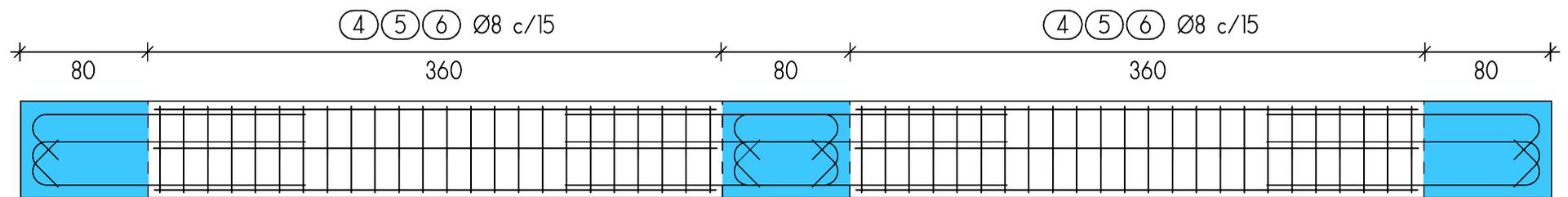


- 60 x 60 x 960 cm (1 peça)

VIGAS DE LIGAÇÃO



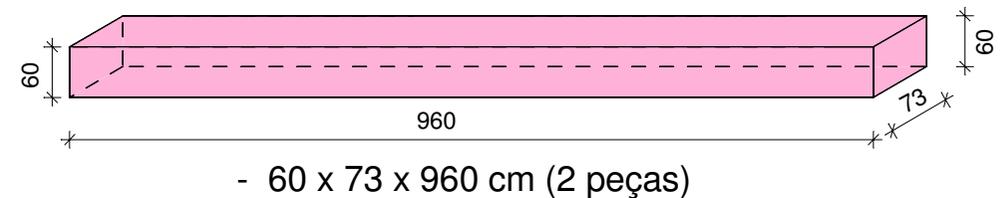
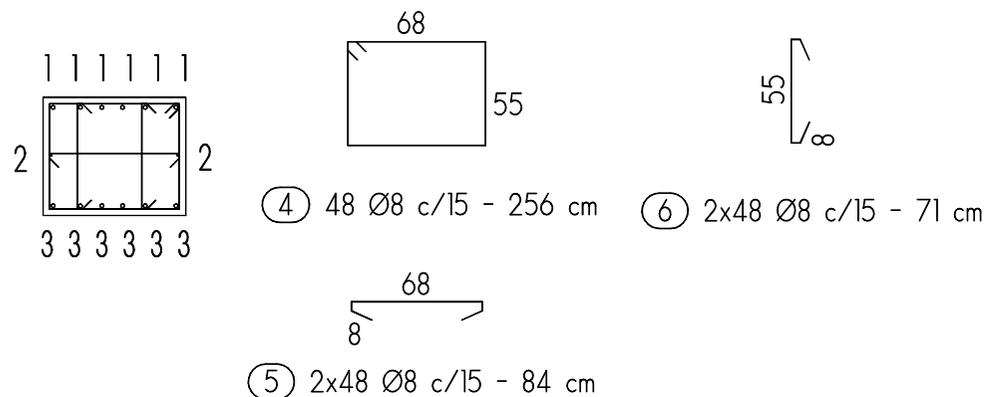
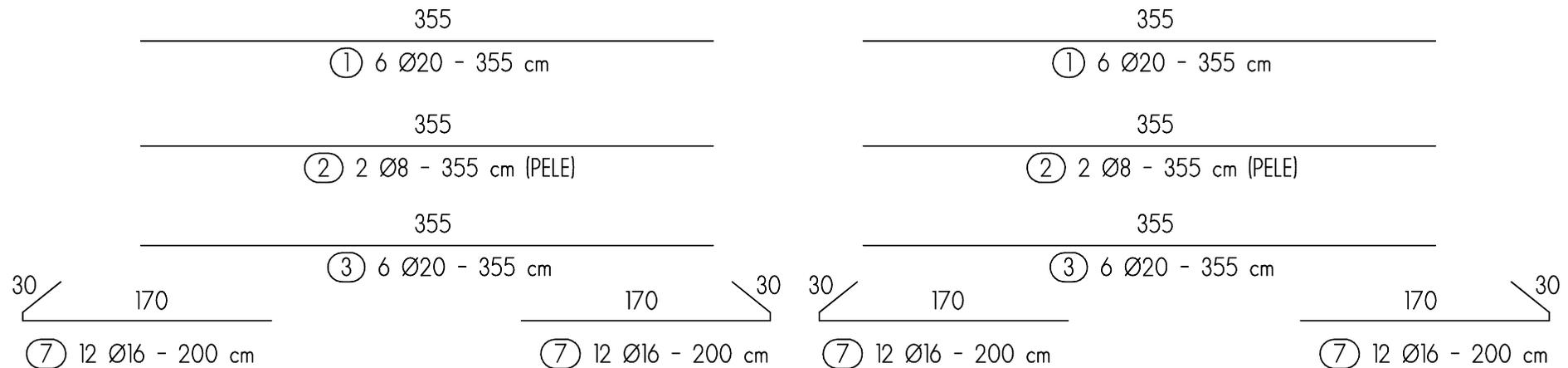
VIGA DE LIGAÇÃO ENTRE PILARES E ARCOS



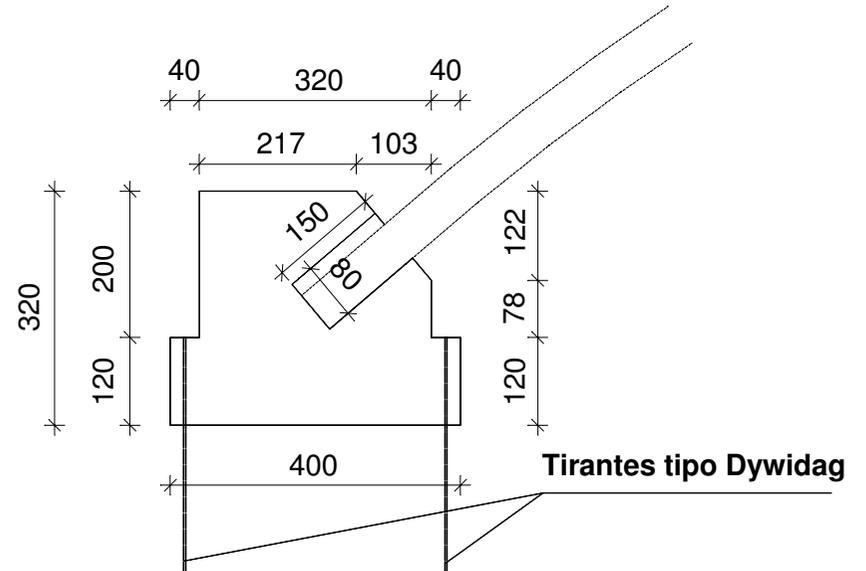
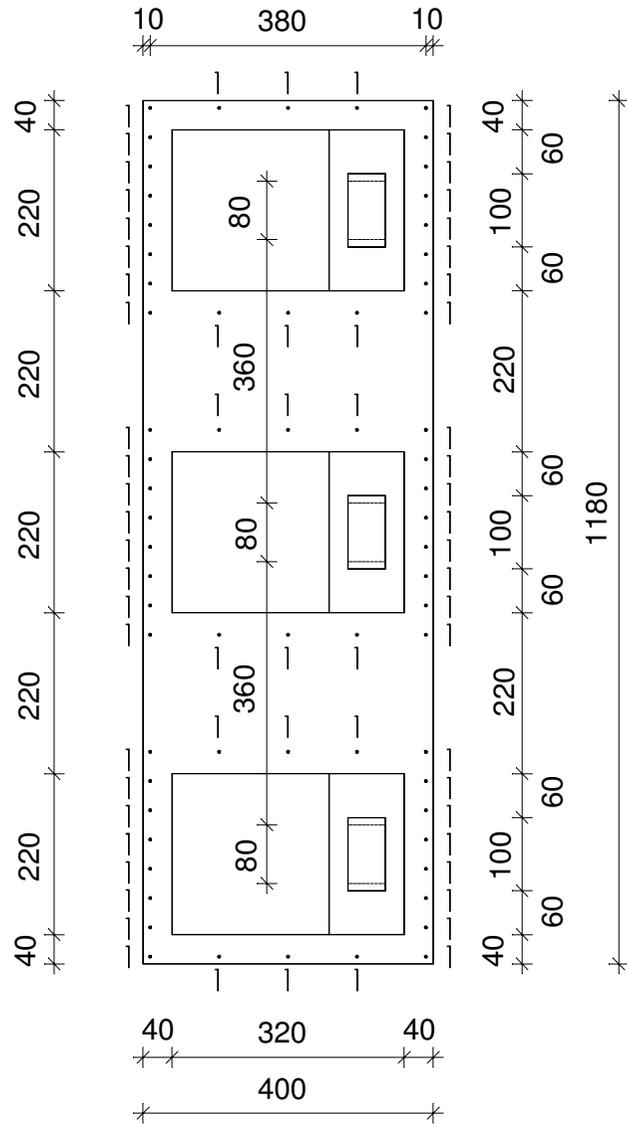
ARCO 1

ARCO 2

ARCO 3



FUNDAÇÕES



① 66 tirantes - tipo DYWIDAG - Ø32

