

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

Guilherme de Moura Alvorcem

**PONTE SOBRE O ARROIO DILÚVIO/PORTO ALEGRE/RS:
PROJETO DE ESTRUTURA EM
ARCO COM TABULEIRO INFERIOR**

Porto Alegre
junho 2013

GUILHERME DE MOURA ALVORCEM

**PONTE SOBRE ARROIO DILÚVIO/PORTO ALEGRE/RS:
PROJETO DE ESTRUTURA EM
ARCO COM TABULEIRO INFERIOR**

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 Clécio Schwingel

Porto Alegre
junho 2013

GUILHERME DE MOURA ALVORCEM

**PONTE SOBRE O ARROIO DILÚVIO/PORTO ALEGRE/RS:
PROJETO DE ESTRUTURA EM
ARCO COM TABULEIRO INFERIOR**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelo Professor Orientador e pela Coordenadora da disciplina Trabalho de Diplomação Engenharia Civil II (ENG01040) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, junho de 2013

Prof. Rubem Clécio Schwingel
Mestre em Engenharia pela UFRGS
Orientador

Profa. Carin Maria Schmitt
Coordenadora

BANCA EXAMINADORA

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

Prof. Rubem Clécio Schwingel (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof Ruy Carlos Ramos de Menezes (UFRGS)
Dr. pela Universidade de Innsbruck, Áustria

Dedico este trabalho a meus pais, Ernesto e Maria, e ao meu irmão, Leonardo, que sempre me apoiaram e especialmente durante o período do meu Curso de Graduação estiveram ao meu lado.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Prof. Rubem Clecio Schwingel, orientador deste trabalho, pela atenção e pelo tempo a mim dedicado, pelo conhecimento transmitido e pela contribuição fundamental para a elaboração deste trabalho.

Agradeço a Profa. Carin Maria Schmitt pelas horas de atenção e orientação dadas a mim e as minhas dúvidas durante a realização deste trabalho.

Agradeço a minha família por todo o carinho e atenção comigo durante o período acadêmico.

Agradeço aos meus amigos e colegas, pelos incentivos e pelo apoio que tive durante o período do Curso de Graduação.

Agradeço a todos aqueles que acreditaram na minha capacidade.

A inteligência e o caráter é
o objetivo da verdadeira educação.

Martin Luther King

RESUMO

Este trabalho versa sobre o projeto de uma ponte em arco com tabuleiro inferior usando parâmetros normativos e, como exemplo, sobre o Arroio Dilúvio de Porto Alegre, RS, com as suas respectivas condições de contorno. Trata-se de uma ponte executada com elementos pré-fabricados em concreto armado e protendido, exceto as fundações, os encontros e determinados elementos de ligação que são moldados *in loco*. A partir da revisão da literatura, que aborda os procedimentos para o dimensionamento, conceitos, valores e fórmulas que devem ser adotados, escolheu-se o sistema estrutural da ponte. Essa concepção se deve ao local onde a ponte será inserida, no Arroio Dilúvio, visto que seu terreno não tem uma capacidade de suporte elevada. Iniciou-se o cálculo com dimensões pré-estipuladas com base na experiência e nas demais pontes existentes. Assim, pode-se calcular os carregamentos permanentes e variáveis que atuam na estrutura, tanto no içamento das peças pré-fabricadas, quanto nas sua situação final. Após foram calculou-se os esforços em cada uma das peça que compõe a ponte seguido do dimensionamento, tanto da protensão, quanto das armaduras necessárias para a execução da mesma. No arco, cabe ressaltar que, foi feita também a verificação à flambagem, que, muitas das vezes, é a situação crítica. É importante lembrar que neste trabalho analisou-se apenas este tipo de modelo estrutural. Após a conclusão do cálculo global, foi realizado o processo de detalhamento estrutural da superestrutura e da mesoestrutura, e assim, detalhando as ligações dos elementos. Por último, foram feitas conclusões da concepção estrutural e das dimensões das peças adotadas, tentando assim observar em que se poderia melhorar o desempenho da estrutura. 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 em arco; ponte sobre Arroio Dilúvio; projeto estrutural de ponte.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Ponte de Vecchio em Florença	18
Figura 2 – Ponte em arco com tabuleiro inferior funcionando como tirante	19
Figura 3 – Arroio Dilúvio em Porto Alegre	19
Figura 4 – Local da ponte que será projetada	20
Figura 5 – Diagrama das etapas do trabalho	23
Figura 6 – Componentes das pontes	26
Figura 7 – Ponte em arco com tabuleiro inferior ou arco atirantado	27
Figura 8 – Representação esquemática de uma carga móvel	30
Figura 9 – Tipos de veículos	31
Figura 10 – Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s)	33
Figura 11 – Pressão de vento sobre pontes, segundo a NB2, para vigas de alma cheia....	38
Figura 12 – Vista frontal das vigas em centímetros	48
Figura 13 – Seção transversal do meio das vigas em centímetros	48
Figura 14 – Seção transversal das pontas das vigas em centímetros	49
Figura 15 – Seção transversal do arco em centímetros	49
Figura 16 – Vista frontal das vigas de apoio em centímetros	49
Figura 17 – Seção transversal do meio das vigas de apoio em centímetros	50
Figura 18 – Seção transversal da ponta das vigas de apoio em centímetros	50
Figura 19 – Discretização dos apoios dos arcos para fase de construção (representação do Ftool)	54
Figura 20 – Discretização das cargas nas transversinas para o içamento (representação do Ftool)	56
Figura 21 – Esforço normal nas transversinas para o içamento (representação do Ftool)	57
Figura 22 – Esforço cortante nas transversinas para o içamento (representação do Ftool)	57
Figura 23 – Momento fletor nas transversinas para o içamento (representação do Ftool)	58
Figura 24 – Discretização das cargas permanentes nas transversinas para a carga final (representação do Ftool)	58
Figura 25 – Discretização das cargas variáveis nas transversinas para a carga final e para esforço normal e corte máximo na seção transversal do meio e para todos os esforços na seção transversal das pontas (representação do Ftool)	59
Figura 26 – Discretização das cargas variáveis nas transversinas para a carga final e para momento máximo na seção transversal do meio (representação do Ftool)	59

Figura 27 – Esforço normal permanente nas transversinas para a carga final (representação do Ftool)	59
Figura 28 – Esforço cortante permanente nas transversinas para a carga final (representação do Ftool)	59
Figura 29 – Momento fletor permanente nas transversinas para a carga final (representação do Ftool)	60
Figura 30 – Linha de influência de esforço cortante nas transversinas na seção indicada (representação do Ftool)	61
Figura 31 – Linha de influência de momento fletor nas transversinas na seção indicada (representação do Ftool)	61
Figura 32 – Linha de influência de esforço normal nas transversinas na seção indicada (representação do Ftool)	63
Figura 33 – Linha de influência de esforço cortante nas transversinas na seção indicada (representação do Ftool)	63
Figura 34 – Linha de influência de momento fletor nas transversinas na seção indicada (representação do Ftool)	63
Figura 35 – Envoltória de esforço normal nas transversinas para a carga móvel (representação do Ftool)	65
Figura 36 – Envoltória de esforço cortante nas transversinas para a carga móvel (representação do Ftool)	65
Figura 37 – Envoltória do momento fletor nas transversinas para a carga móvel (representação do Ftool)	65
Figura 38 – Discretização das cargas permanentes nas longarinas e nos arcos (representação do Ftool)	65
Figura 39 – Discretização das cargas permanentes nos arcos para o içamento (representação do Ftool)	66
Figura 40 – Discretização das cargas variáveis para corte máximo nas longarinas e nos arcos (representação do Ftool)	67
Figura 41 – Discretização das cargas variáveis para esforço normal máximo nas longarinas e nos arcos (representação do Ftool)	67
Figura 42 – Discretização das cargas variáveis para momento máximo nas longarinas e nos arcos (representação do Ftool)	68
Figura 43 – Esforço normal permanente nas longarinas e nos arcos para carga final (representação do Ftool)	68
Figura 44 – Esforço cortante permanente nas longarinas e nos arcos para carga final (representação do Ftool)	68
Figura 45 – Momento fletor permanente nas longarinas e nos arcos para carga final (representação do Ftool)	69

Figura 46 – Esforço normal permanente nos arcos para o içamento (representação do F_{tool})	69
Figura 47 – Esforço cortante permanente nos arcos para o içamento (representação do F_{tool})	70
Figura 48 – Momento fletor permanente nos arcos para o içamento (representação do F_{tool})	70
Figura 49 – Linha de influência de esforço normal nas longarinas na seção indicada (representação do F_{tool})	71
Figura 50 – Linha de influência de esforço cortante nas longarinas na seção indicada (representação do F_{tool})	71
Figura 51 – Linha de influência de momento fletor nas longarinas na seção indicada (representação do F_{tool})	72
Figura 52 – Linha de influência de esforço normal nos arcos na seção indicada (representação do F_{tool})	72
Figura 53 – Linha de influência de esforço cortante nos arcos na seção indicada (representação do F_{tool})	72
Figura 54 – Linha de influência de momento fletor nos arcos na seção indicada (representação do F_{tool})	73
Figura 55 – Envoltória de esforço normal nas longarinas e nos arcos (representação do F_{tool})	73
Figura 56 – Envoltória de esforço cortante nas longarinas e nos arcos (representação do F_{tool})	73
Figura 57 – Envoltória de momento fletor nas longarinas e nos arcos (representação do F_{tool})	74
Figura 58 – Discretização das cargas nas vigas de apoio para o içamento (representação do F_{tool})	75
Figura 59 – Esforço normal nas vigas de apoio para o içamento (representação do F_{tool})	76
Figura 60 – Esforço cortante nas vigas de apoio para o içamento (representação do F_{tool})	76
Figura 61 – Momento fletor nas vigas de apoio para o içamento (representação do F_{tool})	77
Figura 62 – Discretização das cargas permanentes nas vigas de apoio para a carga final (representação do F_{tool})	77
Figura 63 – Esforço normal permanente nas vigas de apoio para a carga final (representação do F_{tool})	77
Figura 64 – Esforço cortante permanente nas vigas de apoio para a carga final (representação do F_{tool})	78
Figura 65 – Momento fletor permanente nas vigas de apoio para a carga final (representação do F_{tool})	78

Figura 66 – Linha de influência de esforço normal nos cabos na seção indicada (representação do F_{tool})	79
Figura 67 – Discretização da estrutura para a flambagem do arco (representação do F_{tool})	80

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Cargas dos veículos	30
Tabela 2 – Fator S_2	36
Tabela 3 – Valores mínimos do fator estatístico	36
Tabela 4 – Coeficientes de arrasto, C_a , para fios e cabos com $l/d > 60$	37
Tabela 5 – Valores de ψ_{1000} , em porcentagem	43
Tabela 6 – Parâmetros do terreno	52
Tabela 7 – Dados do guincho LMT 1100	54
Tabela 8 – Discretização das cargas nas transversinas	57
Tabela 9 – Máximos esforços permanentes nas transversinas	60
Tabela 10 – Coeficientes das linhas de influência nas transversinas nas seções críticas na seção do meio	62
Tabela 11 – Coeficientes das linhas de influência nas transversinas nas seções críticas na seção das pontas	64
Tabela 12 – Máximos esforços variáveis nas transversinas	64
Tabela 13 – Reações e cargas permanentes e variáveis nas longarinas	66
Tabela 14 – Máximos esforços permanentes nas longarinas e nos arcos	71
Tabela 15 – Máximos esforços variáveis nas longarinas e nos arcos	74
Tabela 16 – Discretização das cargas nas vigas de apoio	75
Tabela 17 – Máximos esforços permanentes nas vigas de apoio	78
Tabela 18 – Máximos esforços permanentes e variáveis nos cabos	79
Tabela 19 – Dados inseridos no programa SAP2000	80
Tabela 20 – Resultados do programa SAP2000 para a flambagem	81
Tabela 21 – Valores em cada seção dos momentos permanentes e variáveis nas transversinas	83
Tabela 22 – Protensão e área de aço necessária para as transversinas	84
Tabela 23 – Protensão e área de aço adotada para as transversinas	85
Tabela 24 – Valores em cada seção dos momentos permanentes e variáveis nas longarinas	86
Tabela 25 – Valores em cada seção dos esforços normais permanentes e variáveis nas longarinas	86
Tabela 26 – Protensão e área de aço necessária para as longarinas	87
Tabela 27 – Área de aço necessária para a metade do arco	87
Tabela 28 – Área de aço necessária adotada para a metade do arco	88
Tabela 29 – Área de aço necessária para as vigas de apoio	89

Tabela 30 – Área de aço necessária adotada as vigas de apoio	90
Tabela 31 – Solicitações nos apoios de neoprene	90
Tabela 32 – Solicitações na fundação	91
Tabela 33 – Esforços nos muros de contenção	91
Tabela 34 – Área de aço nos muros de contenção	91
Tabela 35 – Área de aço adotada para a fundação	93

LISTA DE SÍMBOLOS

Φ – coeficiente de impacto (adimensional)

l – comprimento do vão teórico do elemento carregado (m)

F_a – força de arrasto (N)

C_a – coeficiente de arrasto (adimensional)

q – pressão dinâmica (N/m²)

A_e – área efetiva (m²)

V_k – velocidade característica do vento (m/s)

V_0 – velocidade básica do vento (m/s)

S_1 – fator topográfico (adimensional)

S_2 – fator de rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno (adimensional)

S_3 – fator estatístico (adimensional)

Re – número de Reynolds (adimensional)

d – diâmetro das barras de treliça (m)

p – pressão estática equivalente (kN/m²)

k – coeficiente dimensional (adimensional)

V_a – velocidade da água (m/s)

P^N – cargas iniciais

Q^N – carregamento incremental

K_0^{NM} – matriz de rigidez correspondente ao estado inicial, com a consideração de quaisquer cargas iniciais P^N

K_{Δ}^{MN} – matriz de rigidez devido ao carregamento incremental, Q^N

λ_i – autovalores

v_i^M – autovetores

M e N – graus de liberdade do modelo completo

y = altura respectiva a coordenada “x” em metros

h = flecha do arco em metros, usada de 5 metros

x = coordenada em metros

k_a = coeficiente de empuxo ativo

ϕ = ângulo de atrito interno

A_{sd} = área de aço da armadura principal do tirante em peças pré-moldadas

A_{sh} = área de aço da armadura de costura horizontal em peças pré-moldadas

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	18
2 DIRETRIZES DA PESQUISA	21
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA	21
2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA	21
2.2.1 Objetivo principal	21
2.2.2 Objetivos secundários	21
2.3 PRESSUPOSTO	22
2.4 PREMISA	22
2.5 DELIMITAÇÕES	22
2.6 LIMITAÇÕES	22
2.7 DELINEAMENTO	23
3 PONTES	25
3.1 DEFINIÇÃO DE PONTE RODOVIÁRIA.....	25
3.2 DADOS PARA UM PROJETO	25
3.3 ELEMENTOS COMPONENTES DAS PONTES	26
3.4 SISTEMAS ESTRUTURAIS DE PONTES EM ARCO	26
3.5 AÇÕES A CONSIDERAR EM PONTES	27
3.5.1 Ações permanentes	28
3.5.1.1 Peso próprio dos elementos	28
3.5.1.2 Peso da pavimentação	28
3.5.1.3 Empuxo de terra	28
3.5.1.4 Força de protensão	29
3.5.1.5 Fluência e retração no concreto	29
3.5.2 Ações variáveis	29
3.5.2.1 Carga móvel	30
3.5.2.1.1 <i>Trens-tipo</i>	30
3.5.2.1.2 <i>Efeito dinâmico</i>	31
3.5.2.1.3 <i>Frenação e aceleração</i>	32
3.5.2.2 Carga de construção	32
3.5.2.3 Carga de vento	32
3.5.2.3.1 <i>Coeficientes de força</i>	32
3.5.2.3.2 <i>Pressão dinâmica</i>	33
3.5.2.3.3 <i>Coeficientes de arrasto para fios e cabos</i>	37

3.5.2.3.4 <i>Área efetiva</i>	37
3.5.2.3.5 <i>Modo alternativo</i>	38
3.5.2.4 Empuxo de terra	38
3.5.2.5 Pressão de água em movimento	38
3.5.2.6 Efeito dinâmico do movimento das águas	39
3.5.2.7 Variações de temperatura	39
3.5.3 Ações excepcionais	39
3.6 PROTENSÃO	40
3.6.1 Tipos de protensão	40
3.6.2 Grau de protensão	41
3.6.3 Perdas e quedas de protensão	41
3.6.3.1 Perdas por atrito	42
3.6.3.2 Perdas por retração e deformação lenta do concreto	42
3.6.3.3 Perdas por relaxação dos cabos	42
3.6.3.4 Perdas por acomodação das ancoragens	42
3.6.4 Recomendações de norma	43
3.7 APARELHOS DE APOIO.....	44
3.8 FLAMBAGEM	44
4 A ADOÇÃO DO ARCO E SUAS CARGAS	46
4.1 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL	46
4.2 DETERMINAÇÃO DOS CARREGAMENTOS	47
4.2.1 CARGAS PERMANENTES	47
4.2.1.1 Peso próprio	47
4.2.1.2 Pavimentação, barreiras, guarda-rodas, guarda-corpo e dispositivos de sinalização	51
4.2.1.3 Empuxo de terra e de líquidos	51
4.2.1.4 Força de protensão	52
4.2.1.5 Deformações por fluência e retração do concreto	52
4.2.2 CARGAS VARIÁVEIS	52
4.2.2.1 Cargas móveis	52
4.2.2.2 Cargas de construção	53
4.2.2.3 Cargas de vento	54
4.2.2.4 Empuxo de terra provocado por cargas móveis	54
5 CÁLCULO DOS ESFORÇOS	55
5.1 FTOOL	55

5.1.1 Transversinas	55
5.1.1.1 Para o içamento	56
5.1.1.2 Para a carga final	58
5.1.2 Longarinas e arcos	66
5.1.3 Vigas de apoio	74
5.1.4 Cabos	79
5.2 SAP2000	80
5.2.1 Resultados do programa	81
5.3 ANÁLISE DOS RESULTADOS	81
6 DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS	82
6.1 TRANSVERSINAS	82
6.2 LONGARINAS	85
6.3 ARCO	87
6.4 VIGAS DE APOIO	88
6.5 CABOS	90
6.6 APOIOS	90
6.7 FUNDAÇÕES	91
6.8 DETALHAMENTO	94
7 CONSIDERAÇÕES FINAIS	94
REFERÊNCIAS	96
APÊNDICE A	98

1 INTRODUÇÃO

A história da construção de pontes vem desde antes de Cristo. Nesta época, os romanos já construía abóbodas de pedra com formas de arcos semicirculares de até 30 m de vão. Além disso, também existiam as pontes de madeira e corda, construídas pelos carpinteiros alemães e suíços no século XVIII. As pontes de concreto começaram a surgir a partir de 1900, substituindo, então, as pedras como material de construção. Apenas depois surgiram as pontes de concreto armado. A figura 1 mostra a Ponte de Vecchio, localizada em Florença, na Itália. É uma ponte construída com pedras, com acentuado vão, na forma de arco gótico aliviado (LEONHARDT, 1979, p. 9).

Figura 1 – Ponte Vecchio em Florença

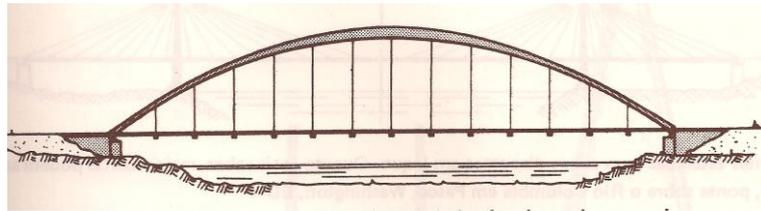


(fonte: CREATIVE COMMONS, [2011])

Existem vários tipos de pontes. A rodoviária é uma delas e é o tipo que será tratado neste trabalho. E dentre as pontes em arco, existem as com tabuleiro superior, o caso da ponte de Vecchio, com tabuleiro inferior, figura 2, e as de tabuleiro intermediário. O sistema estrutural da ponte com tabuleiro inferior é constituído por um arco e um tirante que absorve o empuxo gerado pelo arco, deixando assim poucas cargas para a fundação e, conseqüentemente, para o terreno. É, portanto, muito adequado em situações em que não se pode contar com uma boa capacidade suporte do terreno (LEONHARDT, 1979, p. 35).

Este trabalho consiste no projeto de uma ponte em arco com tabuleiro inferior sobre o Arroio Dilúvio de Porto Alegre (figura 3), para fins de aplicação do conhecimento adquirido no curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. O projeto consiste na determinação das cargas que atuam sobre a estrutura, cálculo dos esforços, dimensionamento e detalhamento da estrutura.

Figura 2 – Ponte em arco com tabuleiro inferior funcionando como tirante



(fonte: LEONHARDT, 1979)

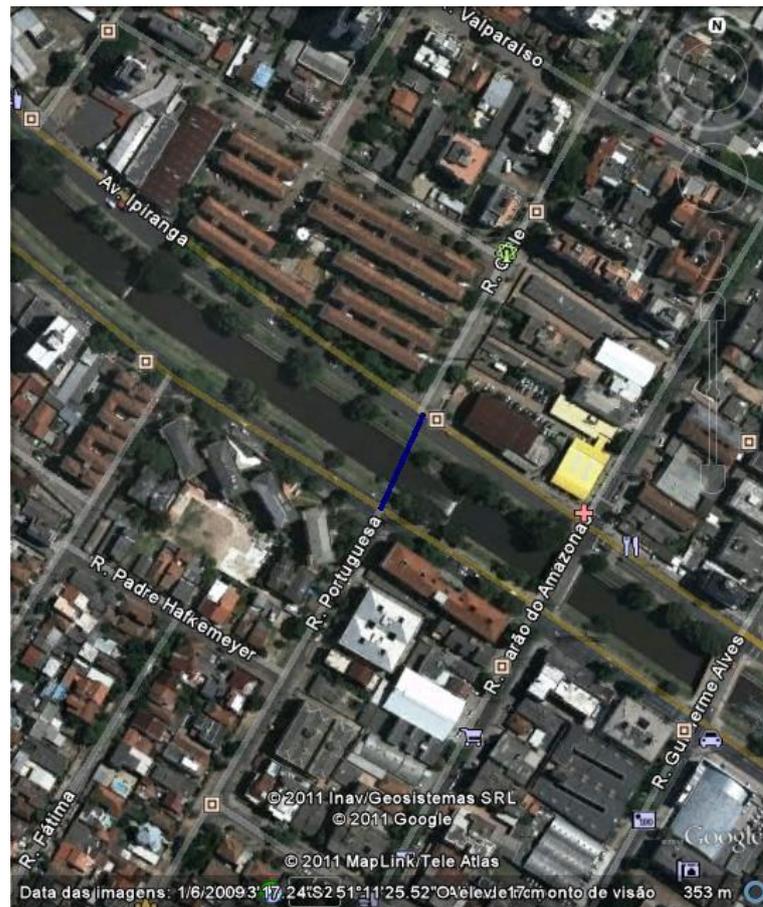
Figura 3 – Arroio Dilúvio em Porto Alegre



(fonte: TEIXEIRA, 2011)

A escolha deste tipo de ponte foi feita em função do terreno para o qual será projetada, que no caso são os taludes laterais e que possuem baixa capacidade suporte. A ponte em questão fará a ligação da Rua Portuguesa e a Rua Chile, interligando os dois fluxos da Avenida Ipiranga, conforme a figura 4 indica.

Figura 4 – Local da ponte que será projetada



(fonte: GOOGLE MAPS, [2011])

2 DIRETRIZES DA PESQUISA

As diretrizes para desenvolvimento do trabalho são descritas nos próximos itens.

2.1 QUESTÃO DE PESQUISA

A questão de pesquisa do trabalho é: considerando as condições de contorno, qual é um projeto adequado para uma ponte localizada em Porto Alegre sobre o Arroio Dilúvio?

2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA

Os objetivos da pesquisa estão classificados em principal e secundários e são descritos a seguir.

2.2.1 Objetivo principal

O objetivo principal do trabalho é o dimensionamento de uma ponte em arco com tabuleiro inferior com as condições de contorno do Arroio Dilúvio.

2.2.2 Objetivos secundários

O objetivo secundário do trabalho é a descrição dos seguintes processos de dimensionamento de uma ponte rodoviária em arco com tabuleiro inferior:

- a) determinação,
 - das cargas atuantes;
 - dos esforços atuantes;
 - das armaduras das seções transversais das peças;
- b) verificação dos limites estabelecidos pelas normas.

2.3 PRESSUPOSTO

O trabalho tem por pressupostos que as normas indicadas são as que fornecem os subsídios corretos para o dimensionamento pretendido:

- a) NBR 6118/2007 – Projeto de Estruturas de Concreto;
- b) NBR 7187/2003 – Projeto e Execução de Pontes de Concreto Armado e Protendido;
- c) NBR 7188/1982 – Carga Móvel em Ponte Rodoviária e Passarela de Pedestre;
- d) NBR 8681/2003 – Ações e Segurança nas Estruturas – Procedimento;

2.4 PREMISSE

O trabalho tem por premissa que, para o projeto de pontes, as condições de contorno, a baixa resistência do solo do Arroio Dilúvio, são bastantes importantes para a escolha do tipo a ser projetada.

2.5 DELIMITAÇÕES

O trabalho delimita-se ao dimensionamento de uma ponte rodoviária, localizada sobre o Arroio Dilúvio de Porto Alegre, interligando as ruas Portuguesa e Chile.

2.6 LIMITAÇÕES

São limitações do trabalho:

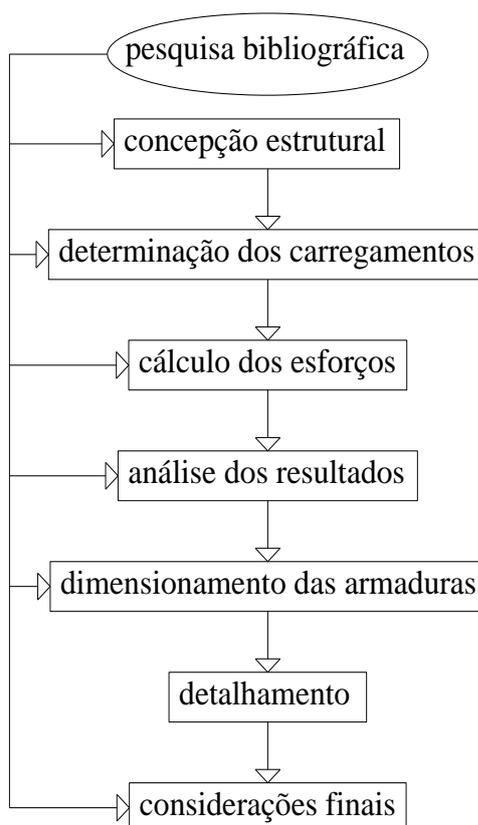
- a) uso apenas dos programas Ftool e SAP2000, versão 14, para modelagem da estrutura, e, portanto, aos recursos computacionais nele disponibilizados;
- b) ter três faixas de tráfego em um único sentido, conforme as demais pontes existentes no Arroio Dilúvio;
- c) a adoção da forma de arco com tabuleiro inferior, devido as condições de contorno.

2.7 DELINEAMENTO

O trabalho será realizado através das etapas apresentadas a seguir, que estão representadas na figura 5, e são descritas nos próximos parágrafos:

- a) pesquisa bibliográfica;
- b) concepção estrutural;
- c) determinação dos carregamentos;
- d) cálculo dos esforços;
- e) análise dos resultados;
- f) dimensionamento das armaduras;
- g) detalhamento;
- h) considerações finais.

Figura 5 – Diagrama das etapas do trabalho



(fonte: elaborado pelo autor)

A **pesquisa bibliográfica** é a etapa inicial e constante no desenvolvimento do trabalho. A pesquisa ampliou o conhecimento permitindo embasamento teórico para o desenvolvimento

do projeto e para se chegar a bons resultados. A **concepção estrutural** foi escolhida pela sua vantagem na aplicação das condições de contorno.

Para a **determinação dos carregamentos** usou-se como base a NBR 7188/1982 e a NBR 8681/2003. A primeira para os carregamentos devido à carga móvel e a segunda para fazer as combinações desses carregamentos com as cargas permanentes, para cada peça solicitada.

Para o **cálculo dos esforços** foi utilizado o programa Ftool e o SAP2000, versão 14. A estrutura será discretizada a fim de obter os valores dos esforços atuantes nos elementos.

Na **análise dos resultados**, foi analisado se os resultados de esforços e de deformações da ponte em si, estão compatíveis com a realidade e próximos do que se esperava obter.

No **dimensionamento das armaduras**, a NBR 6118/2007 e a NBR 7187/2003, serviram como apoio. Com a utilização dos esforços já calculados, foi feito o dimensionamento das armaduras de cada uma das peças integrantes da ponte e o dimensionamento das ligações.

No **detalhamento**, foram feito os desenhos técnicos da estrutura, no programa autocad, em escala a fim de obter o detalhamento da estrutura em assunto.

Após o detalhamento foram feitas algumas **considerações finais** sobre o trabalho desenvolvido.

3 PONTES

Este capítulo é fruto da pesquisa bibliográfica realizada para o desenvolvimento deste trabalho. Nos próximos itens será apresentado o conhecimento julgado necessário para o entendimento do que será desenvolvido no trabalho.

3.1 DEFINIÇÃO DE PONTE RODOVIÁRIA

Quando uma estrutura é destinada a permitir a transposição de um obstáculo por veículos rodoviários passíveis de trafegar na via terrestre onde se situa essa estrutura, qualquer que seja o obstáculo, natural ou artificial, se dá o nome de ponte rodoviária (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1982, p. 1). Quanto a definição do sistema estrutural, de acordo com Leonhardt (1979, p. 30), os arcos são particularmente indicados para transpor vales de escarpas rochosas em regiões montanhosas e, igualmente, em terrenos planos, na forma de arco atirantado com tabuleiro inferior.

3.2 DADOS PARA UM PROJETO

Para o início do projeto de uma ponte, Leonhardt (1979, p. 19) cita uma série de dados necessários:

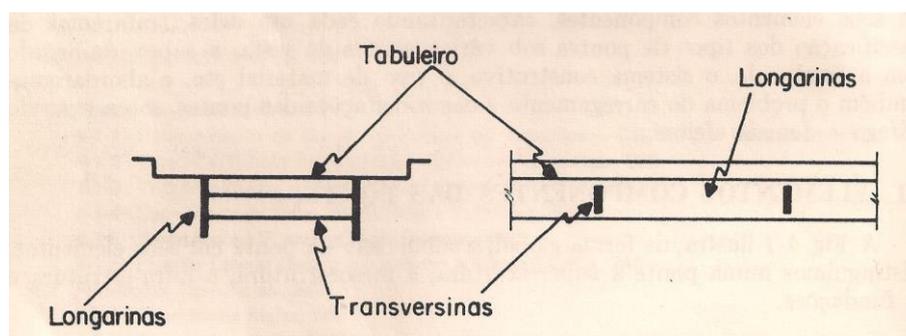
- a) planta de situação, indicando os obstáculos existentes como cursos d'água;
- b) seção longitudinal ao longo do eixo projetado da ponte, indicando exigências de gabarito e seção de vazão;
- c) largura da ponte, mostrando a largura das faixas de tráfego, acostamentos e passeios;
- d) condições das fundações, valores de sondagens, pois tem grande influência na decisão da definição do sistema estrutural;
- e) condições locais, tais como vias de acesso para o transporte de equipamentos;
- f) condições meteorológicas e ambientais, como cheias, níveis d'água e temperaturas médias e extremas;
- g) estética e meio ambiente: paisagem livre, terreno plano; cidades com prédios antigos e pequenos ou modernos e grandes;

- h) exigências relativas ao ambiente, o impacto visual que causará a ponte nas cidades.

3.3 ELEMENTOS COMPONENTES DAS PONTES

Mason (1977, p. 2) cita que os elementos que compõe as pontes são: superestrutura, mesoestrutura, infraestrutura e fundações. A superestrutura é a parte que recebe diretamente as cargas do tráfego e ele subdivide em tabuleiro (a pista de rolamento), vigamento principal (chamado de longarinas) e o vigamento secundário (chamado de transversinas). Na mesoestrutura, tem-se os pilares que são encarregados de absorver os esforços vindos da superestrutura. A infraestrutura são os elementos encarregados de fazer a transmissão dos esforços da mesoestrutura para as fundações. A figura 6 ilustra esses componentes.

Figura 6 – Componentes das pontes

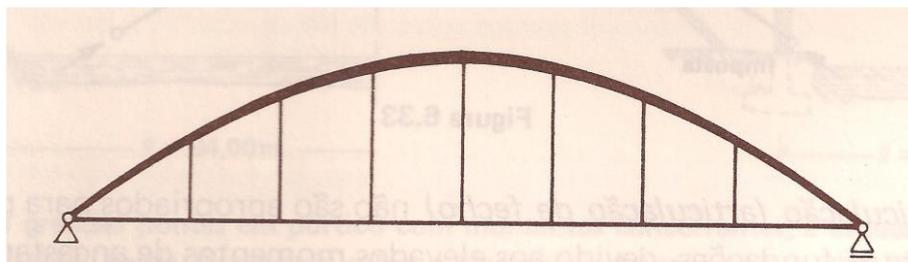


(fonte: MASON, 1977)

3.4 SISTEMAS ESTRUTURAIS DE PONTES EM ARCO

Leonhardt (1979, p. 32) cita vários sistemas estruturais e comenta sobre como esses trabalham com as cargas. Um desses sistemas é o arco com tabuleiro inferior ou arco atirantado. Neste sistema o tabuleiro é suspenso por meio de pendurais verticais e, via de regra, as impostas (ligação entre o arco e as viga) são articuladas. Cita também que conjunto todo se apóia como uma viga, e, por isso o empuxo gerado pelo arco é absorvido completamente pelo tirante. A figura 7 ilustra este sistema estrutural.

Figura 7 – Ponte em arco com tabuleiro inferior ou arco atirantado



(fonte: LEONHARDT, 1979)

Valle e Rovere (2009, p. 121) indicam que o arco é definido pela linha de pressões, pois só existem esforços normais atuando. Segundo Leonhardt (1979, p. 30), quando existe o arco sem ser atirantado:

O arco, com sua forma curva desenvolvida segundo a linha de pressões, devido ao peso próprio, é o tipo estrutural mais apropriado para os materiais de construção denominados ‘maciços’ (pedra, concreto), desde que o terreno de fundação seja resistente e que o empuxo do arco possa ser absorvido por uma fundação barata.

3.5 AÇÕES A CONSIDERAR EM PONTES

De acordo com a NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003b, p. 2), a definição de ações se dá a toda causa que provoca esforços ou deformações em estruturas. 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 vigas pré-fabricadas e pré-moldadas em que ocorrem mudanças nas características na seção transversal.

A NBR 7187 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a, p. 3) cita essa mesma classificação das ações e que são detalhadas nos próximos itens:

- a) permanentes;
- b) variáveis;
- c) excepcionais.

3.5.1 Ações permanentes

De acordo com a NBR 7187 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a, p. 4), ações permanentes são aquelas cujas intensidades são constantes ao longo da vida útil da construção. Cita que as ações permanentes compreendem, entre outras as cargas:

- a) do peso próprio dos elementos;
- b) devido ao peso da pavimentação, dos revestimentos, das barreiras, dos guarda-rodas, dos guarda-corpos e de dispositivos de sinalização;
- c) dos empuxos de terra e de líquidos;
- d) vindas das forças de protensão;
- e) geradas pelas deformações provocadas por fluência e retração do concreto.

Essas ações são detalhadas a seguir.

3.5.1.1 Peso próprio dos elementos

A NBR 7187 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a, p. 4) especifica que, nas cargas devido ao peso próprio, o peso específico mínimo para o concreto simples é de 24 kN/m^3 e para o concreto armado ou protendido é de 25 kN/m^3 .

3.5.1.2 Peso da pavimentação

A NBR 7187 também especifica que “Na avaliação da carga devida ao peso da pavimentação, deve ser adotado para peso específico do material empregado o valor mínimo de 25 kN/m^3 , prevendo-se uma carga adicional de 2 kN/m^2 para atender a um possível recapeamento.” (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a, p. 4).

3.5.1.3 Empuxo de terra

Para o empuxo gerado pela terra a NBR 7187 cita que “O peso específico do solo úmido deve ser considerado no mínimo igual a 18 kN/m^3 e o ângulo de atrito interno no máximo igual a 30° .” (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a, p. 4).

3.5.1.4 Força de protensão

São as forças devidas aos cabos de protensão, que aplicam uma força de compressão na peça melhorando assim o seu desempenho no estado limite de serviço. No item 3.6, será melhor detalhado.

3.5.1.5 Fluência e retração no concreto

Quando a deformação do concreto não é impedida, deve-se considerar a fluência, ou seja a sua deformação com o tempo. A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, anexo a, p. 2-3) mostra os procedimentos de cálculo. Já, as tensões de retração ocorrem devido a perda d'água que ocorre no concreto e esta mesma Norma explica como calculá-la (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, anexo a, p. 4-5).

3.5.2 Ações variáveis

Já no caso das ações variáveis (ou transitórias), a NBR 7187 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a, p. 5) cita que compreendem, entre outras:

- a) as cargas móveis;
- b) as cargas de construção;
- c) as cargas de vento;
- d) o empuxo de terra provocado por cargas móveis;
- e) a pressão da água em movimento;
- f) o efeito dinâmico do movimento das águas;
- g) as variações de temperatura.

Essas ações são detalhadas a seguir.

3.5.2.1 Cargas móveis

Na NBR 7188 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1982, p. 1) a carga móvel é denominada, para pontes rodoviárias, de trem-tipo. Nos próximos itens serão abordados os trens- tipo, o efeito dinâmico, a frenagem e a aceleração.

3.5.2.1.1 Trens-tipo

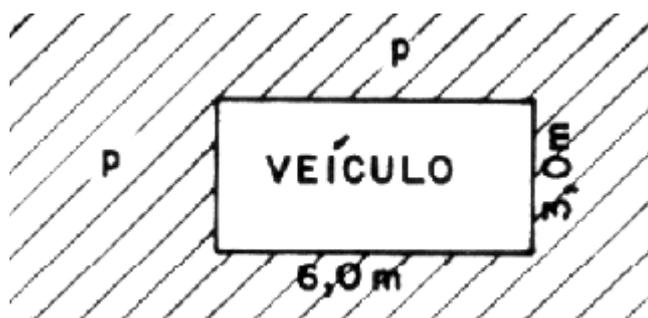
A tabela 1 mostra como a NBR 7188 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1982, p. 1) divide os trens-tipo de acordo com a classe da ponte, indicando quais valores devem ser adotados para o peso do veículo e de carga distribuída p (carga de fluxo) e p' (carga de passarela). Na figura 8, Mason (1977, p. 9) ilustra um esquema de carga móvel, em que indica a área que ocupa o veículo e a área de ação das cargas distribuídas. Na figura 9, nos mostra a posição dos eixos das rodas e assim a posição de ação da carga concentrada.

Tabela 1 – Cargas dos veículos

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

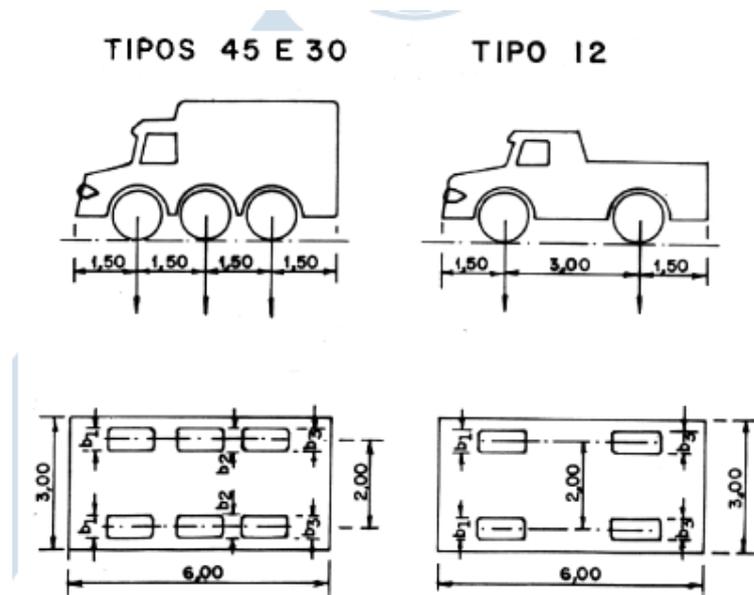
(fonte: adaptado da ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1982)

Figura 8 – Representação esquemática de uma carga móvel



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1982)

Figura 9 – Tipos de veículos



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1982)

3.5.2.1.2 Efeito dinâmico

De acordo com a NBR 7187 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a, p. 5), o efeito dinâmico das cargas móveis deve ser feito pelo método dinâmico. Porém, ela permite admitir que as cargas móveis se comportam como cargas estáticas desde que sejam multiplicadas pelos coeficientes de impactos.

Para elementos estruturais de obras rodoviárias a NBR 7187 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a, p. 5), fornece a fórmula 1 para o cálculo do coeficiente de impacto:

$$\varphi = 1,4 - 0,007 \ell \geq 1 \quad (\text{fórmula 1})$$

Onde:

ℓ = é o comprimento de cada vão teórico do elemento carregado, qualquer que seja o sistema estrutural, em metros.

3.5.2.1.3 Frenagem e aceleração

A força longitudinal da frenagem ou da aceleração de veículos sobre as pontes é considerado como uma fração das cargas móveis, mas sem levar em conta o impacto (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a, p. 6). Essa mesma Norma NBR 7187 cita:

Nas pontes rodoviárias, a força longitudinal devida à frenagem ou à aceleração dos veículos deve ser considerada aplicada na superfície de rolamento e igual ao maior dos seguintes valores: 5% do peso do carregamento do tabuleiro com as cargas móveis distribuídas, excluídos os passeios, ou 30% do peso do veículo tipo.

Para os guarda-rodas e as barreiras deve-se dimensionar para uma força horizontal concentrada de 60 kN em sua aresta superior (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a, p. 4).

3.5.2.2 Cargas de construção

Deve ser levado em consideração as cargas passíveis de ocorrer na etapa de construção da obra, sendo estas devido ao peso de equipamentos e estruturas auxiliares de montagem (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a, p. 6).

3.5.2.3 Cargas de vento

O vento, como já dito, é uma das ações variáveis que devem ser levadas em conta no projeto de uma ponte rodoviária. A seguir, serão mostrados alguns parâmetros determinados pela NBR 6123, norma que trata dos efeitos do vento em estruturas, e pelo Walter Pfeil que cita um outro modo de considerar o vento em pontes. Os itens tratam dos coeficientes de força, pressão dinâmica, coeficiente de arrasto para fios e cabos, área efetiva e modo alternativo.

3.5.2.3.1 Coeficientes de força

A NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 5) oferece a fórmula 2 para se determinar uma componente qualquer da força do vento e a força resultante que incide na estrutura é a soma dessas componentes vetoriais:

$$F_a = C_a \times q \times A_e \quad (\text{fórmula 2})$$

Onde:

F_a = força de arrasto (N);

C_a = coeficiente de arrasto, especificado em cada caso;

q = pressão dinâmica (N/m²);

A_e = área efetiva especificada em cada caso (m²).

3.5.2.3.2 Pressão dinâmica

De acordo com a NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 4), a pressão dinâmica é dada pela fórmula 3:

$$q = 0,613 \times V_k^2 \quad (\text{fórmula 3})$$

Onde:

V_k = velocidade característica (m/s).

A velocidade característica é função da velocidade básica do vento e de três fatores, S_1 , S_2 e S_3 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 4). A fórmula 4 mostra claramente isso:

$$V_k = V_0 \times S_1 \times S_2 \times S_3 \quad (\text{fórmula 4})$$

Onde:

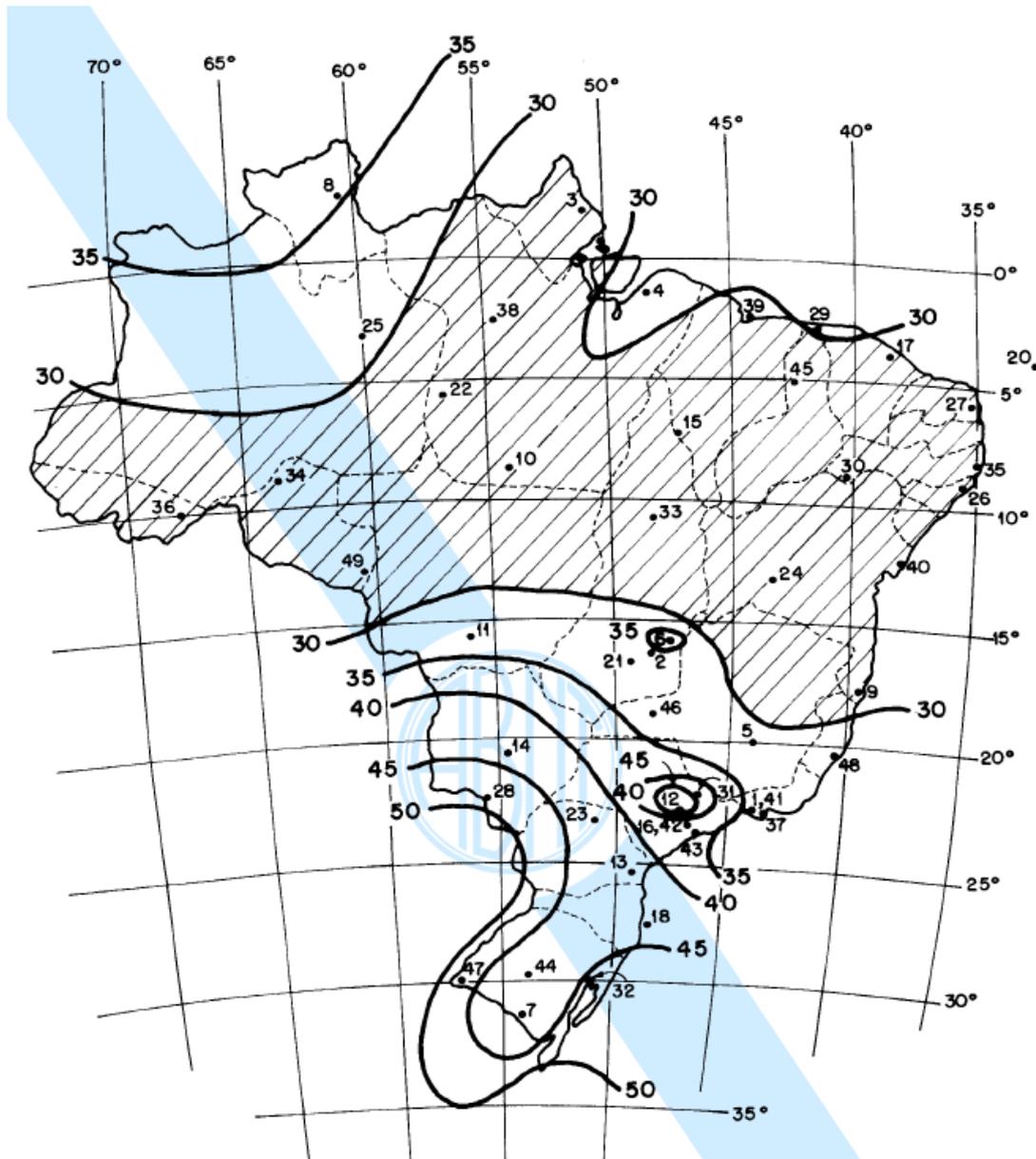
V_0 = velocidade básica do vento (m/s);

S_1 = fator topográfico;

S_2 = fator de rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno;

S_3 = fator estatístico.

A velocidade básica do vento é obtida no mapa de isopletras mostrado na figura 10.

Figura 10 – Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s)

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988)

O fator topográfico S_1 é o coeficiente que considera as variações do relevo do terreno onde se encontra o projeto. Para a determinação deste fator, a Norma (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 5) divide em:

- a) terreno plano ou fracamente acidentado: $S_1 = 1,0$;
- b) taludes e morros:
- c) vales profundos, protegidos de ventos de qualquer direção: $S_1 = 0,9$.

Onde o item b é melhor explicado na Norma.

A Norma apresenta tabelas nas quais são pesquisados os valores de dois desses fatores S_2 e S_3 já citados acima.

Para definir o fator S_2 precisa-se saber em qual categoria está o terreno e em qual classe de edificação está a estrutura. A NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 8-9) classifica as categorias em:

- a) categoria I: superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente;
- b) categoria II: terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas;
- c) categoria III: terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas;
- d) categoria IV: terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizados;
- e) categoria V: terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados.

Já as classes são:

- a) classe A: todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20 m;
- b) classe B: toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 m e 50 m;
- c) classe C: toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 m.

Na tabela 2, têm-se os valores para o fator S_2 sabendo a altura z , a categoria do terreno e a classe da estrutura. A NBR 6123 cita que “O fator S_2 considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação ou parte da edificação em consideração.” (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 8).

Na tabela 3, encontra-se os valores do fator S_3 a partir de uma breve descrição de que tipo de edificação se encontra a estrutura projetada. Esse fator é baseado estatisticamente considerando o grau de segurança e a vida útil da edificação (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 10).

Tabela 2 – Fator S_2

z (m)	Categoria														
	I			II			III			IV			V		
	Classe			Classe			Classe			Classe			Classe		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
≤ 5	1,06	1,04	1,01	0,94	0,92	0,89	0,88	0,86	0,82	0,79	0,76	0,73	0,74	0,72	0,67
10	1,10	1,09	1,06	1,00	0,98	0,95	0,94	0,92	0,88	0,86	0,83	0,80	0,74	0,72	0,67
15	1,13	1,12	1,09	1,04	1,02	0,99	0,98	0,96	0,93	0,90	0,88	0,84	0,79	0,76	0,72
20	1,15	1,14	1,12	1,06	1,04	1,02	1,01	0,99	0,96	0,93	0,91	0,88	0,82	0,80	0,76
30	1,17	1,17	1,15	1,10	1,08	1,06	1,05	1,03	1,00	0,98	0,96	0,93	0,87	0,85	0,82
40	1,20	1,19	1,17	1,13	1,11	1,09	1,08	1,06	1,04	1,01	0,99	0,96	0,91	0,89	0,86
50	1,21	1,21	1,19	1,15	1,13	1,12	1,10	1,09	1,06	1,04	1,02	0,99	0,94	0,93	0,89
60	1,22	1,22	1,21	1,16	1,15	1,14	1,12	1,11	1,09	1,07	1,04	1,02	0,97	0,95	0,92
80	1,25	1,24	1,23	1,19	1,18	1,17	1,16	1,14	1,12	1,10	1,08	1,06	1,01	1,00	0,97
100	1,26	1,26	1,25	1,22	1,21	1,20	1,18	1,17	1,15	1,13	1,11	1,09	1,05	1,03	1,01
120	1,28	1,28	1,27	1,24	1,23	1,22	1,20	1,20	1,18	1,16	1,14	1,12	1,07	1,06	1,04
140	1,29	1,29	1,28	1,25	1,24	1,24	1,22	1,22	1,20	1,18	1,16	1,14	1,10	1,09	1,07
160	1,30	1,30	1,29	1,27	1,26	1,25	1,24	1,23	1,22	1,20	1,18	1,16	1,12	1,11	1,10
180	1,31	1,31	1,31	1,28	1,27	1,27	1,26	1,25	1,23	1,22	1,20	1,18	1,14	1,14	1,12
200	1,32	1,32	1,32	1,29	1,28	1,28	1,27	1,26	1,25	1,23	1,21	1,20	1,16	1,16	1,14
250	1,34	1,34	1,33	1,31	1,31	1,31	1,30	1,29	1,28	1,27	1,25	1,23	1,20	1,20	1,18
300	-	-	-	1,34	1,33	1,33	1,32	1,32	1,31	1,29	1,27	1,26	1,23	1,23	1,22
350	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,33	1,32	1,30	1,29	1,26	1,26	1,26
400	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,32	1,32	1,29	1,29	1,29
420	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,35	1,35	1,33	1,30	1,30	1,30
450	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,32	1,32	1,32
500	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,34

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988)

Tabela 3 – Valores mínimos do fator estatístico

Grupo	Descrição	S_3
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.)	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção	0,83

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988)

3.5.2.3.3 Coeficiente de arrasto para fios e cabos

Segundo a NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 26), o coeficiente de arrasto para fios e cabos depende do valor do número de Reynolds. A tabela 4, retirada da NBR 6123, apresenta os valores desses coeficientes.

Tabela 4 – Coeficientes de arrasto, C_a , para fios e cabos com $l/d > 60$

Regime do fluxo ($Re = 70000 V_k d$) [V_k em m/s; d em m]	Coeficiente de arrasto C_a para:			
	Fio liso	Fio moderadamente liso (galvanizado ou pintado)	Cabos torcidos de fios finos $r/d \leq 1/30$	Cabos torcidos de fios grossos $r/d \geq 1/25$
$Re \leq 2,5 \cdot 10^4$	-	-	1,2	1,3
$Re \geq 4,2 \cdot 10^4$	-	-	0,9	1,1
$Re \leq 2,5 \cdot 10^5$	1,2	1,2	-	-
$Re \geq 4,2 \cdot 10^5$	0,5	0,7	-	-

Para Re e r/d intermediários, os valores de C_a são obtidos por interpolação

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988)

Para o cálculo do número de Reynolds a NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 26) indica o uso da fórmula 5:

$$Re = 70.000 \times V_k \times d \quad (\text{fórmula 5})$$

Onde:

V_k = velocidade característica do vento (m/s);

d = diâmetro das barras da treliça (m).

3.5.2.3.4 Área efetiva

A NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 5) cita que a área efetiva é igual a “Área da projeção ortogonal da edificação, estrutura ou elemento estrutural sobre um plano perpendicular à direção do vento (‘área de sombra’).”

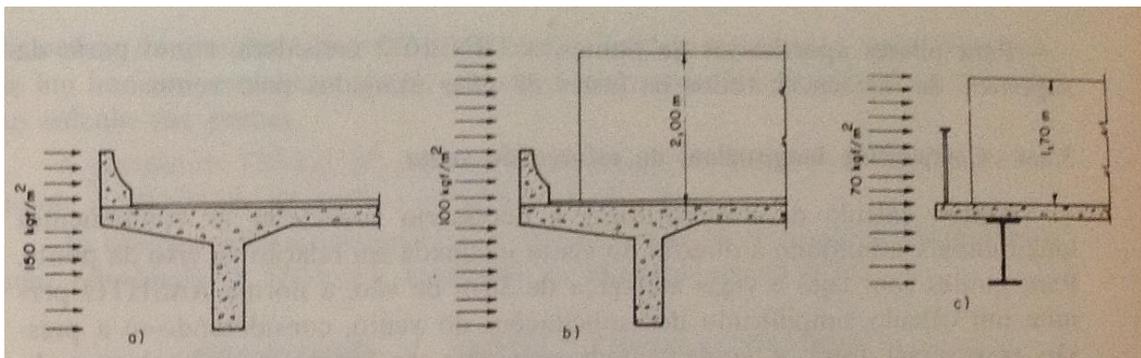
3.5.2.3.5 Modo alternativo

Pfeil (1979, p. 66), diz que baseado na antiga norma brasileira, a NB2, pode ser considerado o vento agindo de forma horizontal em direção normal ao seu eixo com pressões de valores diferentes para três situações:

- a) ponte descarregada.....150 kgf/m²;
- b) ponte carregada.....100 kgf/m²;
- c) passarela de pedestres.....70 kgf/m².

Essas três situações a se considerar são ilustradas a seguir na figura 11.

Figura 11 – Pressão do vento sobre pontes, segundo a NB2, para vigas de alma cheia



(fonte: PFEIL, 1979)

3.5.2.4 Empuxo de terra

A NBR 7187 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a, p. 4) indica que, com a presença da carga móvel, deve-se transformar a carga móvel no terrapleno em altura de terra equivalente.

3.5.2.5 Pressão da água em movimento

A pressão da água em movimento é função da velocidade da água e de um coeficiente (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a, p. 7). A fórmula 6 mostra isso:

$$p = k \times V_a^2 \quad (\text{fórmula 6})$$

Onde:

p = pressão estática equivalente (kN/m^2);

V_a = velocidade da água (m/s);

k = coeficiente dimensional, igual 0,34 para seções circulares e se retangular em função do ângulo de incidência.

3.5.2.6 Efeito dinâmico do movimento das águas

Para considerar o efeito dinâmico que a água através de ondas reproduz, deve-se basear na hidrodinâmica (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a, p. 7).

3.5.2.7 Variações de temperatura

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 48-49) cita que para elementos estruturais cuja a menor dimensão seja:

- a) não superior à 50 cm, considerar oscilação de temperatura entre 10°C e 15°C ;
- b) superior à 70 cm, considerar oscilação de temperatura entre 5°C e 10°C ;
- c) entre 50 cm e 70 cm, admite-se interpolar entre os valores indicados acima.

3.5.3 Ações excepcionais

As ações excepcionais “São aquelas cuja ocorrência se dá em circunstâncias anormais. Compreendem os choques de objetos móveis, as explosões, os fenômenos naturais pouco frequentes, como ventos ou enchentes catastróficos e sismos, entre outros.” (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a, p. 7).

3.6 PROTENSÃO

Segundo Leonhardt (1983, p. 3, 5), a protensão é uma maneira de colocar sob compressão as zonas tracionadas, sendo necessário anular essas tensões de compressão impostas, antes de surgir as tensões de tração no concreto. A diferença entre o concreto armado e o protendido está simplesmente em uma antecipação de uma parte da deformação que, no concreto armado, o aço ficaria submetido.

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 4) define elementos de concreto protendido:

Aqueles nos quais parte das armaduras é previamente alongada por equipamentos especiais de protensão com a finalidade de, em condições de serviço, impedir ou limitar a fissuração e os deslocamentos da estrutura e propiciar o melhor aproveitamento de aços de alta resistência no estado limite último (ELU).

De acordo com Leonhardt (1983, p. 6-7), as vantagens que o concreto protendido tem em relação ao concreto armado, são:

- a) permitir vãos maiores, sendo assim, peças mais esbeltas e de menor peso;
- b) impede o desenvolvimento de fissuras melhorando sua capacidade de utilização e assim aumentando a durabilidade da estrutura;
- c) por manter praticamente a estrutura no estágio I, com pequenas deformações mesmo sob as cargas de utilização;
- d) proporcionar alta resistência à fadiga;
- e) se as tensões no aço permanecerem menores que 0,01% (limite de alongamento), há o fechamento completo das fissuras surgidas pelas cargas em excesso.

3.6.1 Tipos de protensão

Há três tipos de protensão (LEONHARDT, 1983, p. 7):

- a) com aderência inicial;
- b) com aderência posterior;
- c) sem aderência.

Observa-se que a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 4) tem uma definição para esses tipos:

- a) **concreto com armadura ativa pré-tracionada (protensão com aderência inicial):** concreto protendido em que o pré-alongamento da armadura ativa é feito utilizando-se apoios independentes do elemento estrutural, antes do lançamento do concreto, sendo a ligação da armadura de protensão com os referidos apoios desfeita após o endurecimento do concreto; a ancoragem no concreto realiza-se só por aderência;
- b) **concreto com armadura ativa pós-tracionada (protensão com aderência posterior):** concreto protendido em que o pré-alongamento da armadura ativa é realizado após o endurecimento do concreto, sendo utilizados, como apoios, partes do próprio elemento estrutural, criando posteriormente aderência com o concreto de modo permanente, através da injeção das bainhas;
- c) **concreto com armadura ativa pós-tracionada sem aderência (protensão sem aderência):** concreto protendido em que o pré-alongamento da armadura ativa é realizado após o endurecimento do concreto, sendo utilizados, como apoios, partes do próprio elemento estrutural, mas não sendo criada aderência com o concreto, ficando a armadura ligada ao concreto apenas em pontos localizados.

3.6.2 Grau de protensão

Leonhardt (1983, p. 8-9) também separa a protensão em:

- a) total: quando forem evitadas tensões de tração na flexão para a carga de utilização total;
- b) limitada: quando as tensões de tração do concreto, na direção resistente principal, forem limitadas até um valor considerado admissível para a carga de utilização total;
- c) parcial: quando, devido a carga de utilização total, as tensões de tração na direção resistente principal não forem restringidas;
- d) moderada: quando utilizado apenas para a prevenção de fissuras de separação ou similares.

3.6.3 Perdas e quedas de protensão

Mason (1976, p. 105), cita que a força de protensão aplicada nos cabos está sujeita a perdas, sendo elas instantâneas e com o decorrer do tempo. As perdas consideradas mais importantes são por:

- a) atrito;
- b) retração e deformação lenta do concreto;
- c) relaxação dos cabos;
- d) acomodação das ancoragens.

Nos próximos itens serão detalhados esses itens citados.

3.6.3.1 Perdas por atrito

Acontece porque os cabos, ao ser aplicada a força de protensão, roçam contra as bainhas. A força de tração P ao longo do cabo decresce conforme o surgimento de forças tangenciais $\mu P/r$ por unidade de comprimento, sendo μ o coeficiente de atrito (MASON, 1976, p. 105). O autor também cita que para casos correntes da prática o μ varia entre 0,20 e 0,30 e para $\Delta\alpha = k/\mu$, pode-se adotar valores médios entre 0,009/m e 0,006/m.

3.6.3.2 Perdas por retração e deformação lenta do concreto

Segundo Mason (1976, p. 109), “Ambos os tipos de queda de tensão ocorrem em virtude do encurtamento do concreto junto da fibra da peça protendida, na qual está localizado o cabo de protensão.”. Esse encurtamento causa um alívio de tensão ocasionando perdas de protensão.

3.6.3.3 Perdas por relaxação dos cabos

Mason (1976, p. 112) explica que essas perdas acontecem porque quando cabos se mantêm esticados entre pontos fixos ocorre um decréscimo na tensão. Isto está associado às características de fabricação e composição desse aço, que fazem ter mais ou menos acomodações da estrutura cristalina do aço.

3.6.3.4 Perdas por acomodação das ancoragens

As perdas por acomodação dos cabos ocorrem à medida que as ancoragens se acomodam, seja por deslocamento dos pontos de fixação dos cabos, seja pelo escorregamento dos cabos. Pfeil (1991, p. 172) cita que “Quando a cunha entra em carga, ela sempre penetra na ancoragem ocasionando um retorno do cabo, e, portanto, uma perda na elongação do mesmo.”.

3.6.4 Recomendações de Norma

A NBR 6118 faz a recomendação do uso de valores determinados por ela quando for usada a protensão. Alguns desses valores são descritos abaixo.

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 27-29) indica o uso da tabela 5 para os valores de relaxação de fios e cordoalhas após 1.000 h a 20°C (ψ_{1000}). Com a variação da temperatura, a Norma cita que “O valor $10^{-5}/^{\circ}\text{C}$ pode ser considerado para coeficiente de dilatação do aço, para intervalos de temperatura entre -20°C e 100°C .”.

Tabela 5 – Valores de ψ_{1000} , em porcentagem

σ_{po}	Cordoalhas		Fios		Barras
	RN	RB	RN	RB	
0,5 f_{ptk}	0	0	0	0	0
0,6 f_{ptk}	3,5	1,3	2,5	1,0	1,5
0,7 f_{ptk}	7,0	2,5	5,0	2,0	4,0
0,8 f_{ptk}	12,0	3,5	8,5	3,0	7,0

Onde:
 RN é a relaxação normal;
 RB é a relaxação baixa.

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007)

De acordo com a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 29), o fabricante do aço protendido que será empregado deve fornecer o módulo de elasticidade ou esse valor deve ser obtido através de ensaios. Na ausência desses valores, sugere considerar o valor de 200 GPa para fios e cordoalhas.

Outra recomendação normativa é em vigas pré-moldadas de seção retangular ou T, feitas em fábricas, devido ao grande controle do concreto, a largura da alma b_w pode ser reduzida até no mínimo de 12 cm, cita a NBR 7187 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a, p. 9).

3.7 APARELHOS DE APOIO

Como Pfeil (1985, p. 430) cita a definição de aparelhos de apoio:

Os aparelhos de apoio são peças de transição entre os vigamentos principais e os pilares ou encontros. Eles servem para transmitir as reações de apoio, permitindo, ao mesmo tempo, os inevitáveis movimentos das vigas, provocados por variações de temperatura ou outras causas.

Dentre os diversos tipos de apoios, em pontes o mais usado é o apoio elastomérico de neoprene. Segundo Pfeil (1985, p. 432), “Os apoios elastoméricos são constituídos por lâminas de materiais elásticos, denominados elastômeros, de grande durabilidade. O mais conhecido dos elastômeros é o neoprene ou borracha sintética (polipropileno).”.

Esses apoios permitem pequenos deslocamentos horizontais e rotações, além de absorver esforços horizontais (PFEIL, 1985, p. 432).

3.8 FLAMBAGEM

A flambagem ocorre quando há a instabilidade de um elemento ao ser carregado com a carga crítica de flambagem. Para Silva (2006, p. 69), em “[...] problemas de instabilidade, quando se deseja apenas conhecer a carga crítica que causa a perda de estabilidade estrutural, a análise linearizada de estabilidade é suficiente, apresentando uma estimativa precisa e econômica.”. Em uma análise linearizada de estabilidade, Silva (2006, p. 74) cita que:

É possível se estimar a carga crítica de flambagem elástica de dada estrutura pela extração dos seus autovalores. A carga de flambagem é obtida como um multiplicador da carga de perturbação, a qual é adicionada ao conjunto das cargas externas aplicadas à estrutura no estado inicial da análise. Para assegurar que os autovalores obtidos serão razoáveis, a resposta da carga de perturbação deve ser elástica para valores acima da carga de flambagem estimada. Nesse tipo de análise são desconsideradas as não-linearidades físicas e são procurados os valores das cargas que tornam a matriz de rigidez do modelo da estrutura singular, de modo que o problema $K^{MN}v^M = 0$ tenha soluções não triviais, onde K^{MN} é a matriz de rigidez tangente e v^M são os deslocamentos da solução não trivial. Essas cargas são chamadas de cargas críticas de flambagem e correspondem aos autovalores clássicos de flambagem [...].

Silva (2006, p. 75) afirma que o cálculo da flambagem “[...] consiste na aplicação de um carregamento incremental, Q^N , cujo valor de aplicação não é importante, pois ele será

escalado pelo fator de multiplicação do carregamento λ_i [...]”. Ela nos mostra a fórmula 7 que determina λ_i :

$$(\mathbf{K}_0^{\text{NM}} + \lambda_i \mathbf{K}_\Delta^{\text{MN}}) \mathbf{v}_i^{\text{M}} = 0 \quad (\text{fórmula 7})$$

Onde:

\mathbf{K}_0^{NM} = matriz de rigidez correspondente ao estado inicial, com a consideração de quaisquer cargas iniciais \mathbf{P}^{N} ;

$\mathbf{K}_\Delta^{\text{MN}}$ = matriz de rigidez devido ao carregamento incremental, \mathbf{Q}^{N} ;

λ_i = autovalores;

\mathbf{v}_i^{M} = autovetores, ou seja, as formas dos modos de flambagem;

M e N = graus de liberdade do modelo completo;

i = i-ésimo modo de flambagem.

As cargas críticas de flambagem são determinadas por $(\mathbf{P}^{\text{N}} + \lambda_i \mathbf{Q}^{\text{N}})$ e, normalmente, apenas o menor valor de λ_i é de interesse. As formas dos modos de flambagem, \mathbf{v}_i^{M} , são vetores normalizados, com o valor da componente máxima de deslocamento igual a 1,0, e não representam valores reais da deformação devida à carga crítica. Essas formas dos modos de flambagem predizem o aspecto do modo de colapso da estrutura (SILVA, 2006).

4 A ADOÇÃO DO ARCO E SUAS CARGAS

Este capítulo é a parte inicial de projeto da ponte, no qual se descreve como foi adotada a ponte e quais os carregamentos atuantes sobre ela. O capítulo está separado em dois itens: concepção estrutural e determinação dos carregamentos.

4.1 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

Este item é destinado a explicação do porque foi utilizado um específico sistema estrutural de ponte e para descrever os valores adotados para as condições de contorno.

Principalmente a utilização da estrutura em arco com tabuleiro inferior como sistema estrutural, se deu devido as condições de contorno. Basicamente o tipo de solo dos taludes do Arroio Dilúvio, é de baixo suporte de cargas, e sendo nele onde são os apoios da ponte, deve-se evitar sobrecarregá-los. Este sistema estrutural, através dos cabos, transporta toda a carga vinda do tabuleiro para o arco. O arco devido a essas cargas, gera um empuxo que é descarregado nos apoios. Como o tabuleiro liga um apoio ao outro, ele serve, além de captar as cargas do tráfego, como um tirante não deixando o empuxo do arco agir na fundação e conseqüentemente, aliviar o terreno das cargas devido ao empuxo gerado pelo arco. Os valores de tensão admissível do terreno para o dimensionamento da fundação, foram obtidos a partir de sondagens para fins didáticos.

Com relação aos parâmetros de cheias do Arroio Dilúvio que determinam a altura que a ponte deve estar da linha d'água, foram baseados nas pontes próximas situadas no Arroio Dilúvio respeitando o limite estabelecido.

A ponte, adotada de classe 45, deve vencer um vão ("L") de 25 metros e por ter três faixas de tráfego mais os passeios, deve ter largura ("l") de no mínimo 15 metros. A curvatura do arco obedeceu a seguinte fórmula, que nos indica a linha de pressões:

$$y = 4 h x (L - x)/L^2 \quad (\text{fórmula 8})$$

Onde:

y = altura respectiva a coordenada “x” em metros;

h = flecha do arco em metros, usada de 5 metros;

x = coordenada em metros.

A flecha usada foi baseada no que o Leonhardt diz, que é normalmente é adotado 1/5 do vão.

4.2 DETERMINAÇÃO DOS CARREGAMENTOS

Este item demonstrará como foram feitos os cálculos dos carregamentos usados para o dimensionamento da ponte em estudo. Nos itens a seguir, os carregamentos foram divididos em cargas permanentes, cargas variáveis e excepcionais, como já dito no capítulo 3.

Para o cálculo do peso próprio foi feita uma aproximação inicial das dimensões das peças. A adoção desses valores iniciais foram baseados em pontes existentes para projetá-la com peças esbeltas. O tabuleiro foi dividido em 12 partes a fim de possibilitar a pré-fabricação das peças e o içamento das mesmas sob um ângulo de içamento de 60 graus, sendo seu peso aceitável para os guinchos existentes atualmente.

4.2.1 CARGAS PERMANENTES

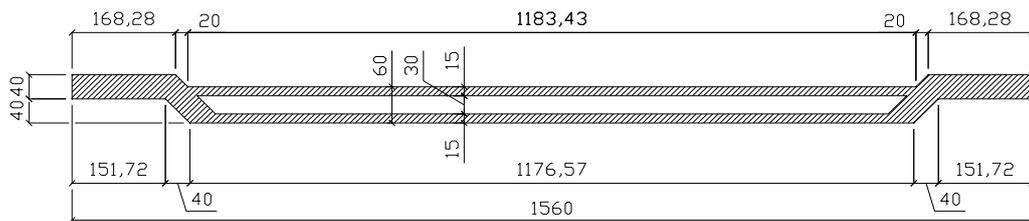
Dentre as cargas permanentes, os próximos itens estão divididos em peso próprio, pavimentação, barreiras, guarda-rodas, guarda corpo, dispositivos de sinalização, empuxo de terra e de líquidos, força de protensão e deformações por fluência e retração do concreto.

4.2.1.1 Peso próprio

O peso próprio é calculado considerando o peso específico do concreto igual a 25 kN/m³. As dimensões usadas para cada peça estão ilustradas nas figuras 12 a 18 e divididas em:

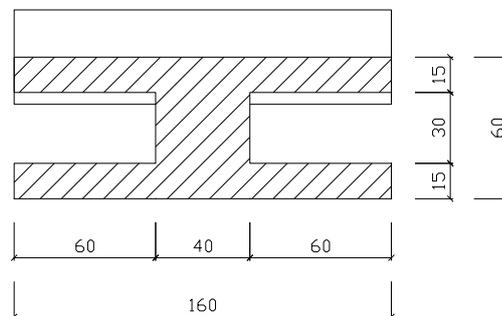
- a) vigas pré-moldadas e protendidas (considerada 11 vezes);
- b) arco (considerado 2 vezes);
- c) juntas de concreto de 40 cm x 60 cm (considerado 12 vezes) ao longo de todas as vigas;
- d) vigas dos apoios, onde é feita a ligação entre o arco, as transversinas e o apoio com largura de 260 cm (considerado duas vezes).

Figura 12 – Vista frontal das vigas em centímetros



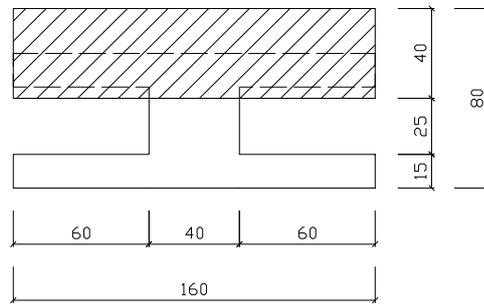
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 13 – Seção transversal do meio das vigas em centímetros



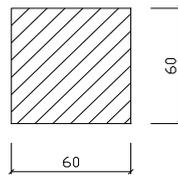
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 14 – Seção transversal da ponta das vigas em centímetros



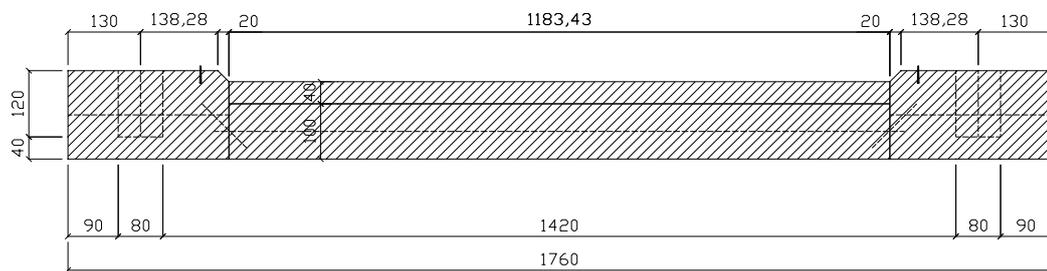
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 15 – Seção Transversal do Arco em centímetros



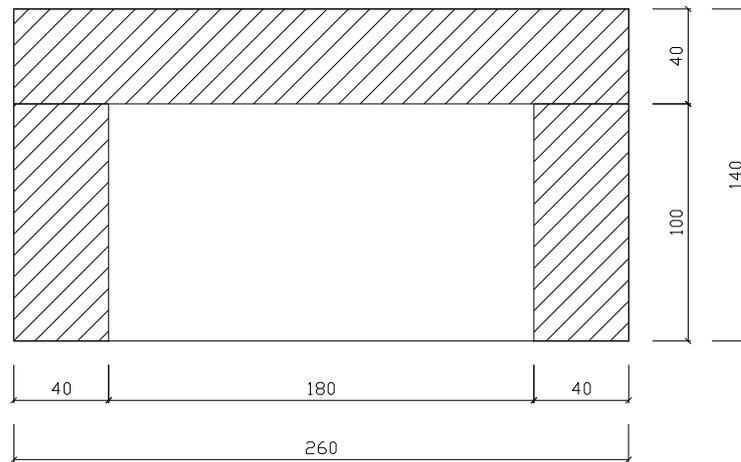
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 16 – Corte frontal das vigas de apoio em centímetros



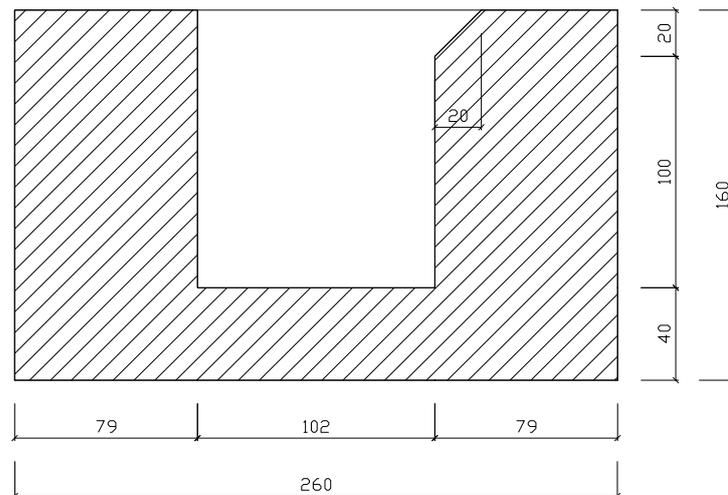
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 17 – Seção transversal do meio das vigas de apoio em centímetros



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 18 – Seção transversal da ponta das vigas de apoio em centímetros



(fonte: elaborado pelo autor)

Então para saber a carga distribuída devido ao peso que age sobre a estrutura, deve-se multiplicar o peso específico pela área de cada seção. A seguir os valores de área, e carga de peso por metro linear para cada peça respectivamente:

- a) vigas pré-moldadas e protendidas, seções do meio e da ponta respectivamente:
- área (cm²): 6000 cm², 6400 cm²;
 - peso linear (kN/m): 15 kN/m, 16 kN/m.

- b) arco:
- área (cm²): 3600 cm²;
 - peso linear (kN/m): 9 kN/m (agindo no perímetro do arco).
- c) juntas de concreto:
- área (cm²): 2400 cm²;
 - peso linear (kN/m): 6 kN/m.
- d) vigas dos apoios com a laje, seções do meio e da ponta respectivamente:
- área (cm²): 18400 cm², 36400 cm²;
 - peso linear (kN/m): 46 kN/m, 104 kN/m.
- e) vigas dos apoios sem a laje, seções do meio e da ponta respectivamente:
- área (cm²): 8000 cm², 36400 cm²;
 - peso linear (kN/m): 20 kN/m, 104 kN/m.

4.2.1.2 Pavimentação, barreiras, guarda-rodas, guarda-corpo e dispositivos de sinalização

Considerou-se que não haverá pavimentação nem dispositivos de sinalização nesta ponte. Barreiras e guarda-corpos não são necessários pois os cabos da ponte funcionam como tal. No projeto da ponte considerou-se uma forma que já inclui os guarda-rodas, não sendo necessário levá-los em consideração.

4.2.1.3 Empuxo de terra e de líquidos

O empuxo de líquidos não existe nesta ponte. Para o empuxo de terra considerou-se uma sondagem SPT para fins didáticos. Além disso considerou-se um solo não coesivo. A tabela 6 indica os parâmetros adotados para o terreno. O cálculo do coeficiente de empuxo ativo foi feito através da fórmula 9:

$$k_a = \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \phi/2) \quad (\text{fórmula 9})$$

Onde:

k_a = coeficiente de empuxo ativo;

ϕ = ângulo de atrito interno.

Tabela 6 – Parâmetros do terreno

Tipo de solo	Profundidade	Coesão = c'	Angulode atrito = ϕ	k_a
Argila mole	de 0 à 5 m	0	35°	0,863

(fonte: elaborado pelo autor)

4.2.1.4 Força de protensão

Para a determinação da força de protensão foram usados os procedimentos descritos na NBR 7187 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a). Este cálculo deve ser feito depois do cálculos dos esforços nas peças da ponte, pois necessita-se desses dados para o cálculo.

4.2.1.5 Deformações por fluência e retração do concreto

São consideradas junto do cálculo da protensão, ou seja, já são considerados quando calcula-se a protensão.

4.2.2 CARGAS VARIÁVEIS

Neste item será abordado a determinação das cargas variáveis que agem na estrutura. Os próximos itens estão divididos em cargas móveis, de construção, devido ao vento, empuxo de terra provocado por cargas móveis, pressão da água em movimento, efeito dinâmico do movimento das águas e variações de temperaturas.

4.2.2.1 Cargas móveis

Inicialmente, adotando o trem-tipo para uma ponte de classe 45, o peso total do veículo e as cargas distribuídas "p" e "p'" são, respectivamente, iguais a 450 kN, 5 kN/m e 3 kN/m. Conhecido o peso total do veículo, deve-se dividi-lo por 6 (número de rodas) encontrando o peso de 75 kN em cada roda. Para frenação e aceleração considerou-se 30% do peso total do veículo, 135 kN, sendo utilizado no cálculo das paredes de contenção que vão nas vigas de apoio que fazem a ligação do arco com o tabuleiro.

Com a fórmula 1, descrita no item 3.5.2.1.1, para as transversinas de vão “I” igual a 15 metros, têm-se o valor do coeficiente de impacto igual a 1,30. Consequentemente o valor das cargas pontuais e distribuídas móveis ficam com o valor de 97,13 kN e 6,48 kN/m respectivamente. Como o passeio não se considera o impacto o valor continua de 3,00 kN/m. Para as longarinas, como o vão muda (L igual 25 metros), o coeficiente de impacto também muda e deve ser considerado nas reações dos apoios das transversinas sem o uso do coeficiente de impacto anterior. Esse coeficiente de impacto resulta de 1,225.

4.2.2.2 Cargas de construção

Como não há nenhuma etapa na qual veículos devem ser considerados na ponte antes da mesma estar totalmente pronta, apenas considera-se a carga e os esforços devido ao içamento das peças. Cada arco será dividido em duas partes pré-moldadas com uma ligação feita no local para uní-las. Assim deve-se considerar a carga devido somente o seu peso próprio, já calculado no item 5.1.1, tendo apoios onde a peça será içada. Da mesma forma para as vigas pré-moldadas e protendidas na fase de construção considera-se apenas seu peso tendo o apoio nos locais de içamento. Como para o içamento no local desejado existe um limite de altura a ser respeitado (devido fios de eletricidade), foi considerado que a peça deve ser içada ao menos um metro acima do chão e 2 metros abaixo dos fios, resultando 5 metros para se fazer a locomoção da peça. Para isso usou-se uma viga metálica soldada em forma de “I” para garantir essa altura. O peso linear dessa viga metálica foi de 1,55 kN/m e suas dimensões b_f (largura da mesa), d (altura da viga), t_f (espessura da mesa) e t_w (espessura da alma) são de 300, 650, 25 e 8 mm respectivamente. Com isso considera-se que o içamento será realizado no meio da viga metálica projetada.

Para o içamento utilizou-se um guincho tipo LTM 1100 que corresponde ao guincho de 100 toneladas. A tabela 7 indica a capacidade de suporte que o guincho tem em função da distancia e da altura de içamento.

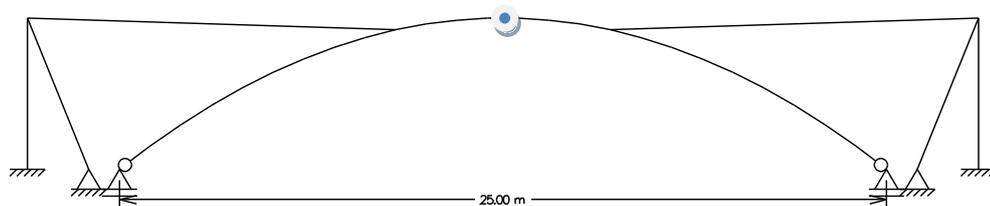
Tabela 7 – Dados do guincho LMT 1100

Condição	Distância (m)	Altura (m)	Carga suportada	Unidade
Inicial	7,5	6	85,8	toneladas
Final	20	12	30,0	toneladas

(fonte: adaptado de LIEBHERR, 2013)

No caso do apoio dos arcos na fase de construção, considerou-se o uso de uma estrutura metálica, para manter o arco suspenso até sua ligação final, e de uma chapa metálica que servirá como forma e como aparelho de encaixe para se obter uma ligação precisa. A figura 19 ilustra essa consideração. O ponto central é a ligação feita de concreto no local e apoiado em uma forma metálica.

Figura 19 – Discretização dos apoios dos arcos para fase de construção içamento (representação do Ftool)



(fonte: MARTHA, 2012)

4.2.2.3 Cargas de vento

Foi usado os carregamentos já mencionados no item 3.5.2.3.5 com valores de 150, 100 e 70 kgf, para a ponte descarregada com altura de 40 cm, carregada com altura de 240 cm e no passeio com altura 210 cm respectivamente.

4.2.2.4 Empuxo de terra provocado por cargas móveis

Para o empuxo de terra provocado pela carga móvel apenas multiplicou-se o valor de K_a , coeficiente de empuxo ativo, pelo valor da carga de multidão da carga móvel, que é igual a 5 kN/m. Obteve-se um valor de 4,3 kN para o empuxo gerado pela carga móvel.

5 CÁLCULO DOS ESFORÇOS

Neste capítulo é feita a discretização da estrutura a fim de inserir os dados corretos de carregamento, geometria e condições de contorno no programa Ftool e no SAP2000. Para isso, primeiramente foram discretizadas as transversinas no Ftool a fim de obter os esforços nas vigas transversais da ponte. Após, encontrou-se as reações que as transversinas fazem nos cabos e esses são os dados que inseridos novamente no Ftool para o cálculo das longarinas e dos arcos. Após, inseriu-se o carregamento no SAP2000 variando sua posição em 10 seções e selecionando os valores mais críticos para o cálculo da flambagem do arco. Depois, foi feita uma análise dos resultados obtidos do programa com a finalidade da verificação da não ocorrência de erros na discretização da estrutura ou na inserção de dado no programa. A situação de içamento das peças estão discretizadas a seguir e considerou-se um que os cabos de içamento devem ter um ângulo de 60° com a peça, para não carregar muito os cabos.

5.1 FTOOL

Neste item discretizou-se todas as peças da estrutura no programa Ftool (MARTHA, 2012). O item está dividido em: transversinas, longarinas, arco, vigas de apoio e cabos.

5.1.1 Transversinas

Considerou-se as situações de carregamentos para as transversinas divididas em içamento e carga final. A fim de calcular o peso próprio, para o içamento considerou-se a peça tendo 160 cm de base. Para a carga final, utilizou-se o valor de 200 cm para a base da viga, pois já foi considerado que a concretagem de ligação já foi realizada e os apoios no local onde os cabos irão ser ancorados. A tabela 8 indica os valores usado na discretização para ambos os casos.

Tabela 8 – Discretização das cargas nas transversinas

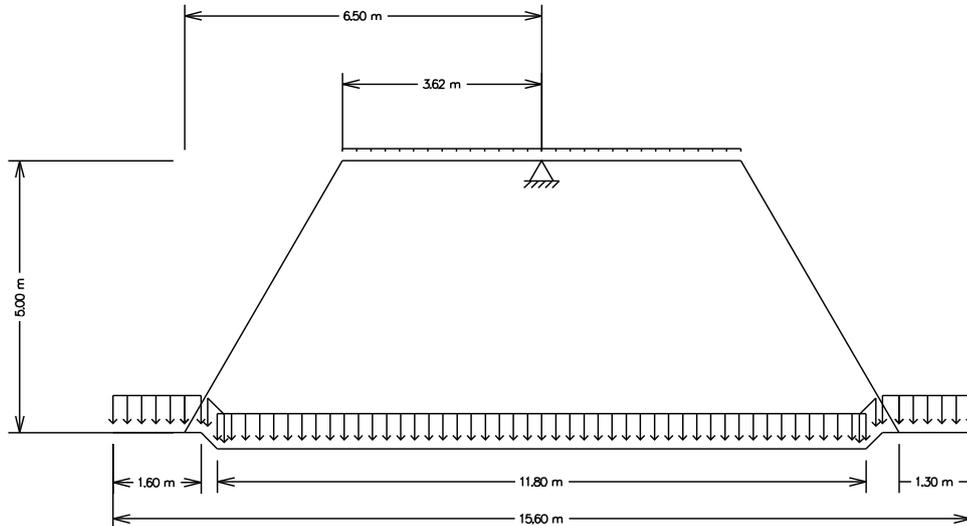
Peça	Dados	Carregamento	Seção	Valores	Unidade
Tranversinas	Içamento	Permanente	Meio	15	kN/m
			Pontas	16	kN/m
	Carga Final	Permanente	Meio	18	kN/m
			Pontas	20	kN/m
		Variável	Passeio	3	kN/m
		Concentradas	97,1	kN	
		Tabuleiro	6,48	kN/m	

(fonte: elaborado pelo autor)

5.1.1.1 Para o içamento

A figura 20 mostra a posição dos ganchos para o içamento a 30 cm distanciados do guarda rodas.

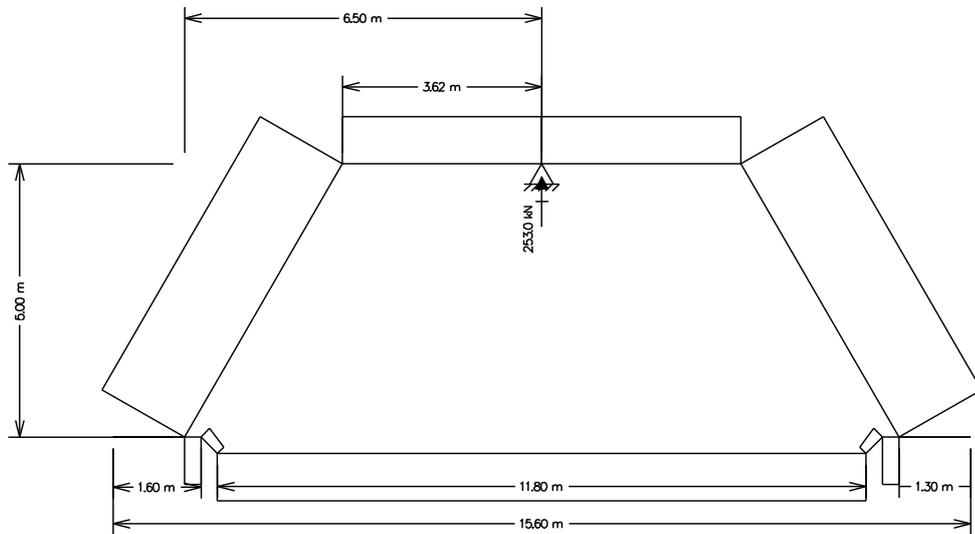
Figura 20 – Discretização das cargas nas transversinas para o içamento (representação do Ftool)



(fonte: MARTHA, 2012)

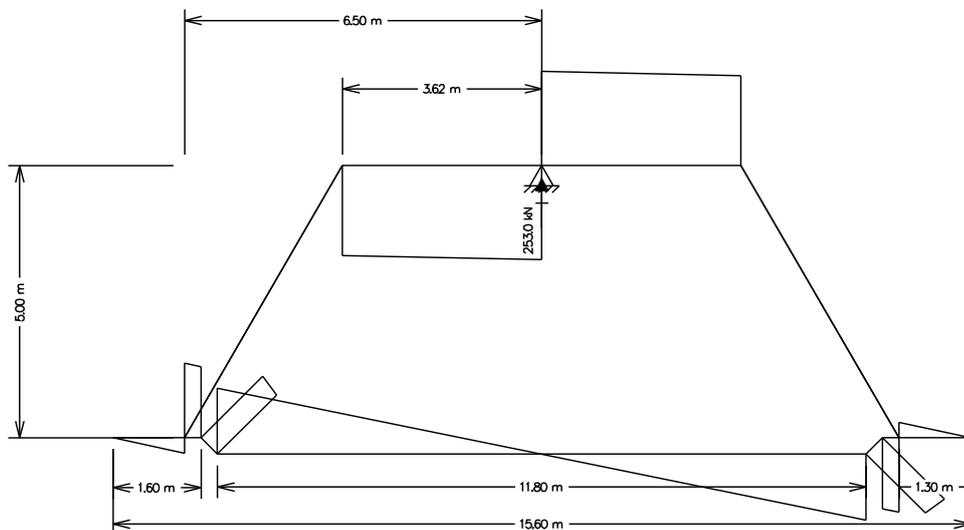
Com este carregamento as figuras 21 a 23, mostram os valores para os esforços normais, cortantes e o momento fletor respectivamente.

Figura 21 – Esforço normal nas transversinas para o içamento (representação do F_{tool})



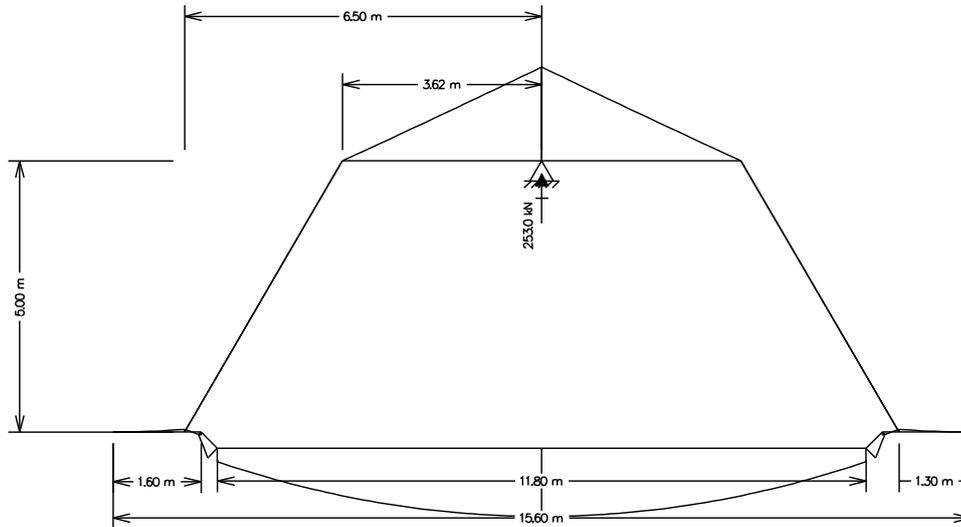
(fonte: MARTHA, 2012)

Figura 22 – Esforço cortante nas transversinas para o içamento (representação do F_{tool})



(fonte: MARTHA, 2012)

Figura 23 – Momento fletor nas transversinas para o içamento (representação do F_{tool})



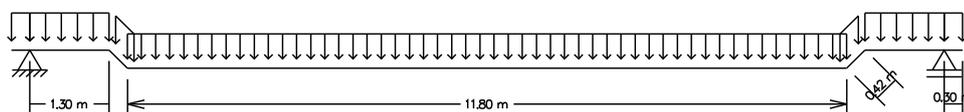
(fonte: MARTHA, 2012)

Ao final do item 5.1.2, é apresentada a tabela 9 que mostra os valores máximos encontrados para cada tipo de esforço.

5.1.1.2 Para a carga final

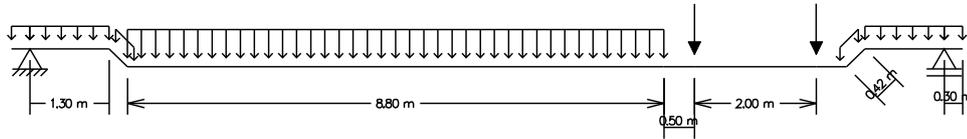
Como a atuação é das cargas permanentes e variáveis juntas, deve-se considerar os dois carregamentos. No carregamento variável deve-se considerar o pior caso para cada tipo de esforço. As figuras 24 a 26 abaixo, detalham como foi feito o cálculo dos esforços para a carga final das peças em ambos os casos.

Figura 24 – Discretização das cargas permanentes nas transversinas para a carga final (representação do F_{tool})



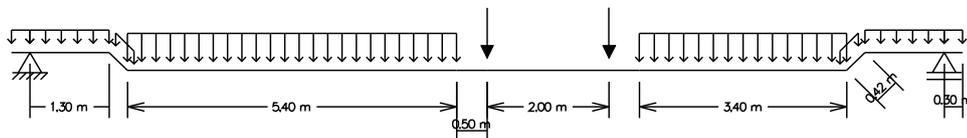
(fonte: MARTHA, 2012)

Figura 25 – Discretização das cargas variáveis nas transversinas para a carga final para esforço normal e corte máximo na seção transversal do meio e para todos os esforços na seção transversal das pontas (representação do Ftool)



(fonte: MARTHA, 2012)

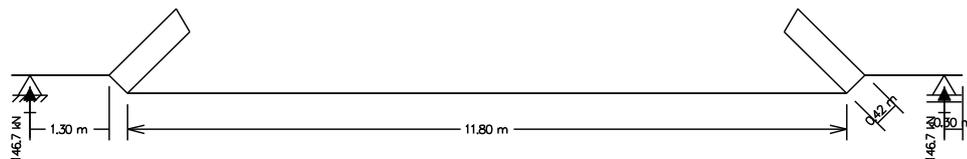
Figura 26 – Discretização das cargas variáveis nas transversinas para a carga final para momento máximo na seção transversal do meio (representação do Ftool)



(fonte: MARTHA, 2012)

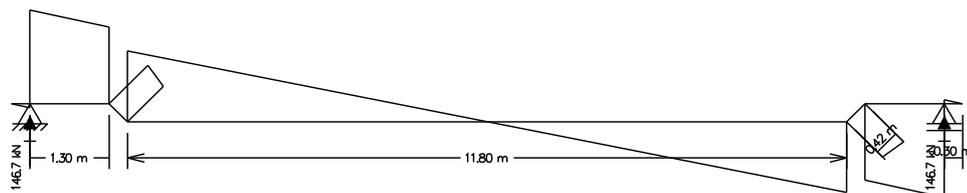
As figuras 27 a 29, ilustram os resultados obtidos do Ftool, calculados para a carga permanente.

Figura 27 – Esforço normal permanente nas transversinas para a carga final (representação do Ftool)



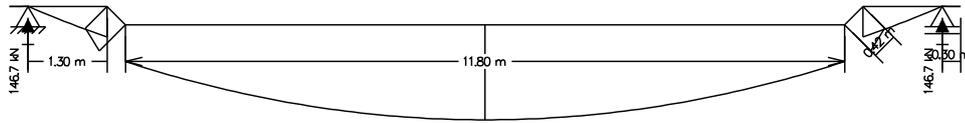
(fonte: MARTHA, 2012)

Figura 28 – Esforço cortante permanente nas transversinas para a carga final (representação do Ftool)



(fonte: MARTHA, 2012)

Figura 29 – Momento fletor permanente nas transversinas para a carga final (representação do Ftool)



(fonte: MARTHA, 2012)

Na tabela 9, também encontram-se os valores máximos na situação de içamento e final da ponte para cada tipo de esforço permanente.

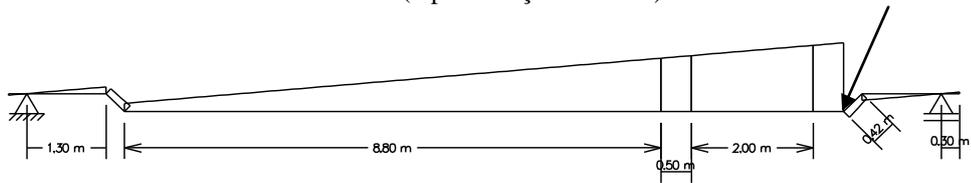
Tabela 9 –Máximos esforços permanentes nas transversinas

Peça	Dados	Carregamento	Seção	Descrição	Valores		Unidade
					Negativos	Positivos	
Traversinas	Içamento	Permanente	Meio	Normal Máx	-69,5	-	kN
				Corte Máx	-88,5	88,5	kN
				Momento Máx	-	325,2	kN.m
	Pontas	Normal Máx	-69,5	18,2	kN		
		Corte Máx	-116,5	116,5	kN		
		Momento Máx	-13,5	64,2	kN.m		
Carga Final	Permanente	Meio	Normal Máx	-	-	kN	
			Corte Máx	-106,2	106,2	kN	
			Momento Máx	-	511,4	kN.m	
Pontas	Normal Máx	-	81,1	kN			
	Corte Máx	-140,7	140,7	kN			
	Momento Máx	-	198,2	kN.m			

(fonte: elaborado pelo autor)

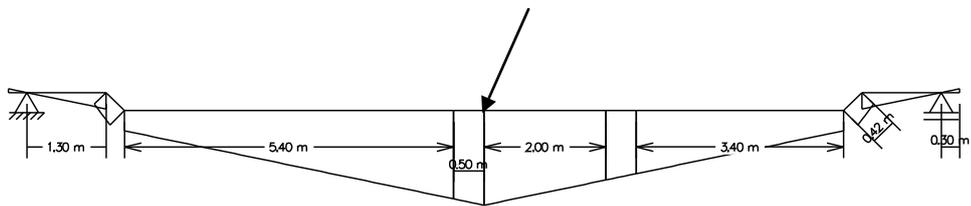
Para o cálculo dos esforços devido ao carregamento variável foi feita a linha de influência para cada um dos tipos de esforços. As figuras 30 e 31 ilustram a linha de influência para cada esforço nas seções críticas da seção transversal do meio, menos para o esforço normal que nesta seção não existe. A tabela 10 mostra os valores dos coeficientes da linha de influência divididos em passeio esquerdo, passeio direito, tabuleiro esquerdo, tabuleiro direito e concentradas. Esses valores estão divididos em valores iniciais e finais sendo estes considerados no início da parte indicada (passeio esquerdo, passeio direito, tabuleiro esquerdo, tabuleiro direito) e na parte final da parte indicada, respectivamente, para depois calcular a área do triangulo discretizado.

Figura 30 – Linha de influência de esforço cortante nas transversinas na seção indicada (representação do F_{tool})



(fonte: MARTHA, 2012)

Figura 31 – Linha de influência de momento fletor nas transversinas na seção indicada (representação do F_{tool})



(fonte: MARTHA, 2012)

Tabela 10 – Coeficientes das linhas de influência nas transversinas nas seções críticas na seção do meio

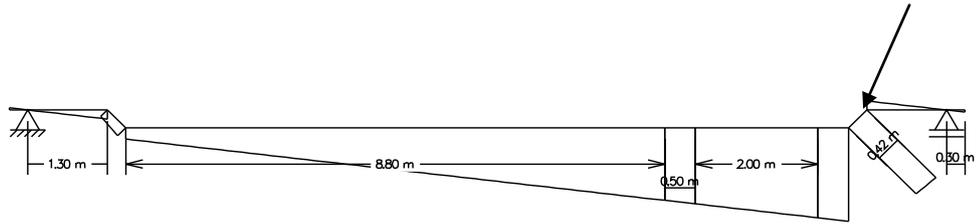
Peça	Combinação com carga	Largura (m)	Descrição	Posição	Valor
Tranversinas da seção "I" do meio	Passeio esquerdo	1,6	Normal	Inicial	-
				Final	-
			Corte	Inicial	0
				Final	-0,1067
			Momento	Inicial	0
				Final	0,8
	Passeio direito	1,6	Normal	Inicial	-
				Final	-
			Corte	Inicial	-
				Final	-
			Momento	Inicial	0
				Final	0,8
	Tabuleiro esquerdo	8,8	Normal	Inicial	-
				Final	-
			Corte	Inicial	-0,4667
		Final		-0,1067	
		5,4	Momento	Inicial	3,5
				Final	0,8
	Tabuleiro direito		0	Normal	Inicial
		Final			-
		0	Corte	Inicial	-0,8933
Final				-0,6667	
3,4		Momento	Inicial	2,5	
			Final	0,8	
Concentradas	-	Normal	1	-	
			2	-	
		Corte	1	-0,86	
			2	-0,7267	
		Momento	1	3,75	
			2	2,75	

(fonte: elaborado pelo autor)

Os valores que mudam de sinal não foram tabelados pois não se deve usar os coeficientes em situações desfavoráveis.

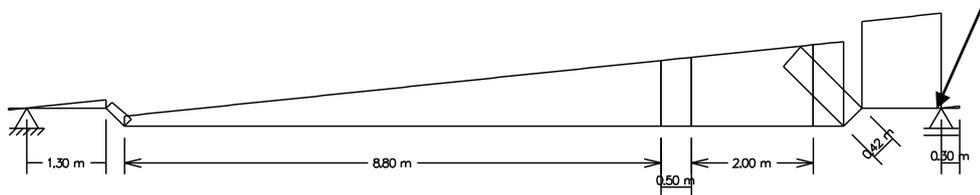
Para as seções críticas nas seções transversais das pontas, obteve-se as linhas de influência ilustradas nas figuras 32 a 34. A tabela 11 mostra os valores dos coeficientes encontrados e a tabela 12 os valores máximos de esforços devido as cargas variáveis.

Figura 32 – Linha de influência de esforço normal nas transversinas na seção indicada (representação do F_{tool})



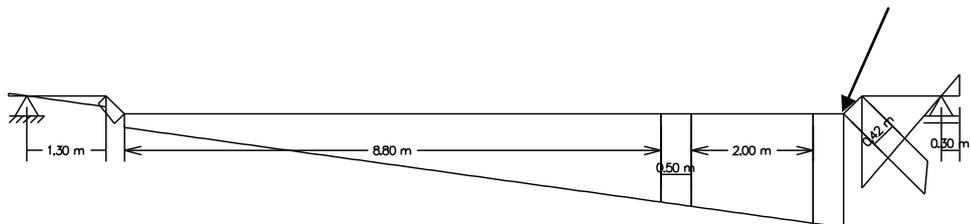
(fonte: MARTHA, 2012)

Figura 33 – Linha de influência de esforço cortante nas transversinas na seção indicada (representação do F_{tool})



(fonte: MARTHA, 2012)

Figura 34 – Linha de influência de momento fletor nas transversinas na seção indicada (representação do F_{tool})



(fonte: MARTHA, 2012)

Tabela 11 – Coeficientes das linhas de influência nas transversinas nas seções críticas na seção das pontas

Peça	Combinação com carga	Largura (m)	Descrição	Posição	Valor
Tranversinas da seção das pontas	Passeio esquerdo	1,6	Normal	Inicial	0,0754
				Final	0
			Corte	Inicial	0
				Final	-0,1067
			Momento	Inicial	0
				Final	0,1707
	Passeio direito	0,3	Normal	Inicial	0,6458
				Final	0,6317
		1,6	Corte	Inicial	-1
				Final	-0,8933
		Momento	Inicial	0	
			Final	1,4293	
	Tabuleiro esquerdo	8,8	Normal	Inicial	0,0754
				Final	0,4903
			Corte	Inicial	-0,6933
				Final	-0,1067
			Momento	Inicial	1,1093
				Final	0,1707
	Tabuleiro direito	0	Normal	Inicial	0,6317
				Final	-
		0	Corte	Inicial	-0,8933
Final				-	
0		Momento	Inicial	1,4293	
			Final	-	
Concentradas	-	Normal	1	0,6081	
			2	0,5138	
		Corte	1	-0,86	
			2	-0,7267	
		Momento	1	1,376	
			2	1,1627	

(fonte: elaborado pelo autor)

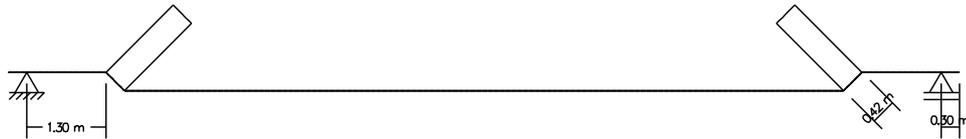
Tabela 12 – Máximos esforços variáveis nas transversinas

Peça	Dados	Carregamento	Seção	Descrição	Valores		Unidade
					Negativos	Positivos	
Tranversinas	Carga Final	Variáveis	Meio	Normal Máx	-	-	kN
				Corte Máx	-186,4	186,4	kN
				Momento Máx	-	748,4	kN.m
			Pontas	Normal Máx	-	117,4	kN
				Corte Máx	-190,3	190,3	kN
				Momento Máx	-	300,6	kN.m

(fonte: elaborado pelo autor)

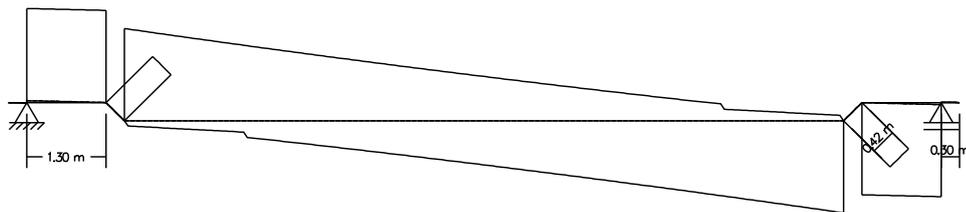
Este procedimento foi feito para no mínimo 10 seções, para assegurar a posição crítica para a carga móvel, obtendo assim a envoltória dos esforços na peça. As figuras 35 a 37 ilustram a envoltória para o esforço normal, esforço cortante e para o momento fletor.

Figura 35 – Envoltória de esforço normal nas transversinas para a carga móvel
(representação do F_{tool})



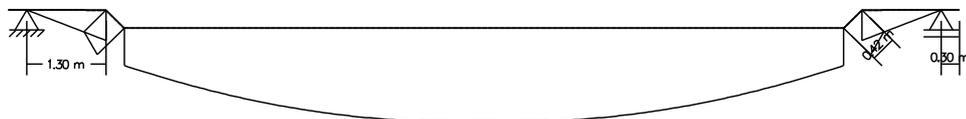
(fonte: MARTHA, 2012)

Figura 36 – Envoltória de esforço cortante nas transversinas para a carga móvel
(representação do F_{tool})



(fonte: MARTHA, 2012)

Figura 37 – Envoltória do momento fletor nas transversinas para a carga móvel
(representação do F_{tool})



(fonte: MARTHA, 2012)

5.1.2 Longarinas e arcos

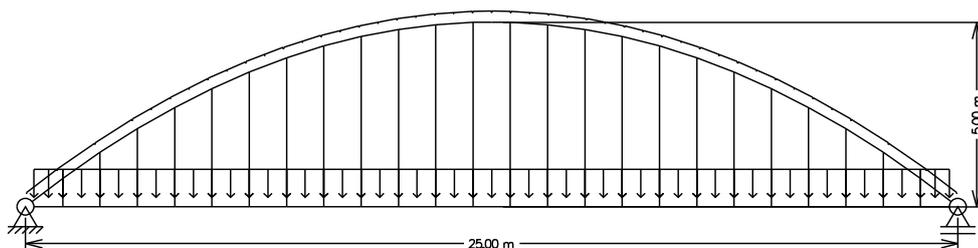
Aqui também a atuação das cargas permanentes e variáveis, e devem ser consideradas juntas. Com as reações das transversinas realizou-se um cálculo para cada tipo de carregamento. Com as cargas permanentes das transversinas, achou-se as reações devido ao carregamento distribuído permanente. Com as cargas variáveis, foi feito o mesmo procedimento separando em reações devido as cargas concentradas, distribuídas no local do veículo e distribuídas fora do local do veículo. Cabe lembrar que usou-se o carregamento sem o coeficiente de impacto, pois nas longarinas, como o vão muda, é um novo coeficiente de impacto, como já descrito no item 5.2.1. Na tabela 13 os valores adotados no carregamento das longarinas e nos arcos são apresentados. As figuras 38 a 42 abaixo, detalham como foi feito o cálculo dos esforços para a carga final das peças em ambos os casos e para a carga de içamento para o arco.

Tabela 13 – Reações e cargas permanentes e variáveis nas longarinas

Peça	Dados	Carregamento	Seção	Valores	Unidade
Longarinas	Reações		No veículo	23,7	kN/m
			Concentradas	142,7	kN
			Fora do veículo	35,6	kN/m
	Coeficiente de impacto			1,225	
	Carga Final	Variável	Permanente	-	146,7
No veículo				29,0	kN/m
Concentradas				174,8	kN
			Fora do veículo	43,6	kN/m
Arcos		Permanente	-	9	kN/m

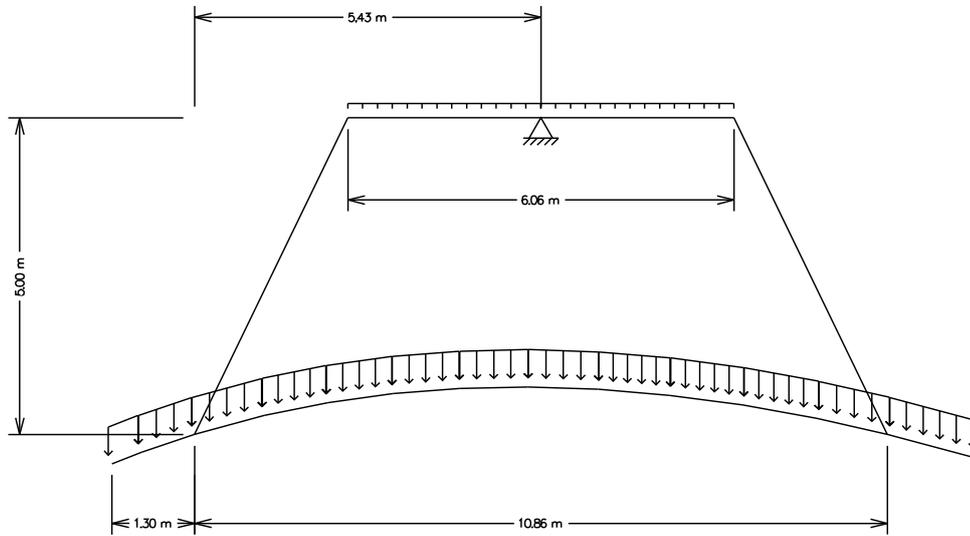
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 38 – Discretização das cargas permanentes nas longarinas e nos arcos para carga final (representação do F_{tool})



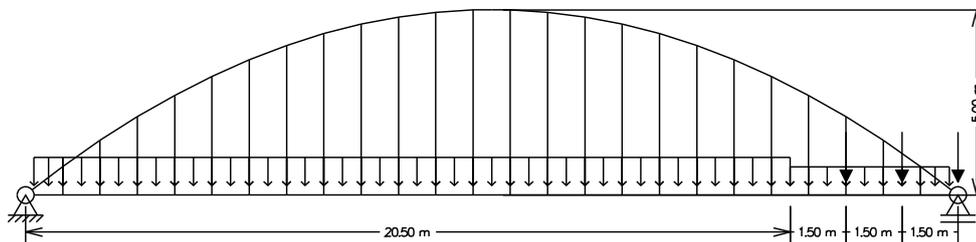
(fonte: MARTHA, 2012)

Figura 39 – Discretização das cargas permanentes nos arcos para o içamento (representação do Ftool)



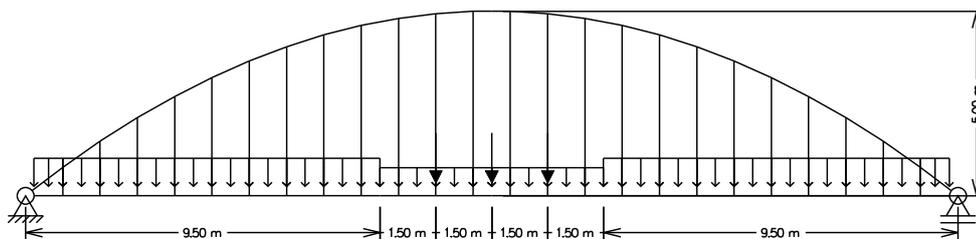
(fonte: MARTHA, 2012)

Figura 40 – Discretização das cargas variáveis para corte máximo nas longarinas e nos arcos (representação do Ftool)



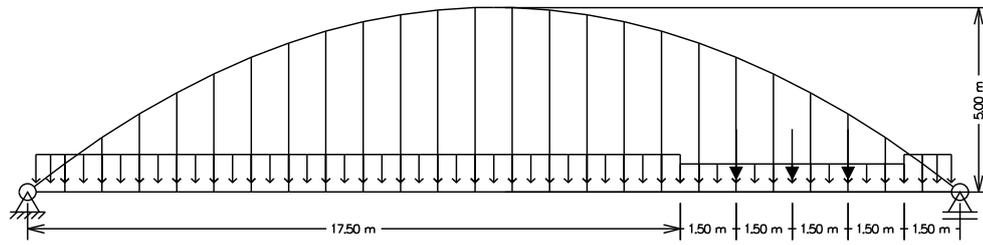
(fonte: MARTHA, 2012)

Figura 41 – Discretização das cargas variáveis para esforço normal máximo nas longarinas e nos arcos (representação do Ftool)



(fonte: MARTHA, 2012)

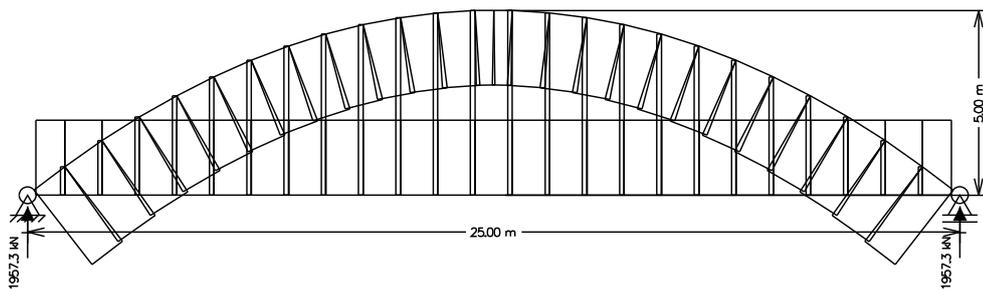
Figura 42 – Discretização das cargas variáveis para momento máximo nas longarinas e nos arcos (representação do Ftool)



(fonte: MARTHA, 2012)

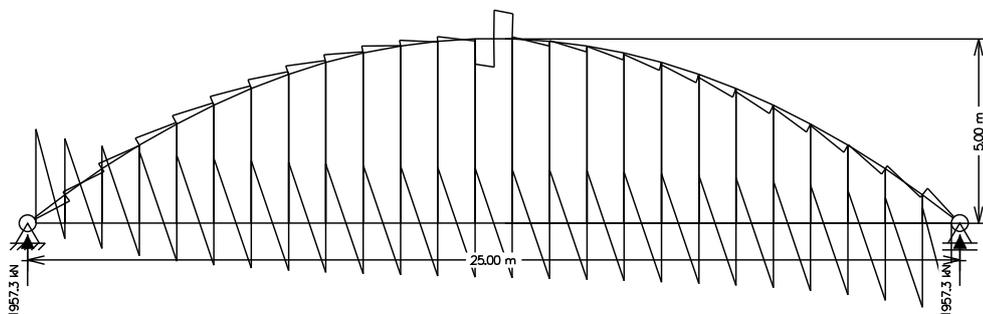
As figuras 43 a 48, ilustram os resultados obtidos do ftool, calculados para a carga permanente.

Figura 43 – Esforço normal permanente nas longarinas e nos arcos para carga final (representação do Ftool)



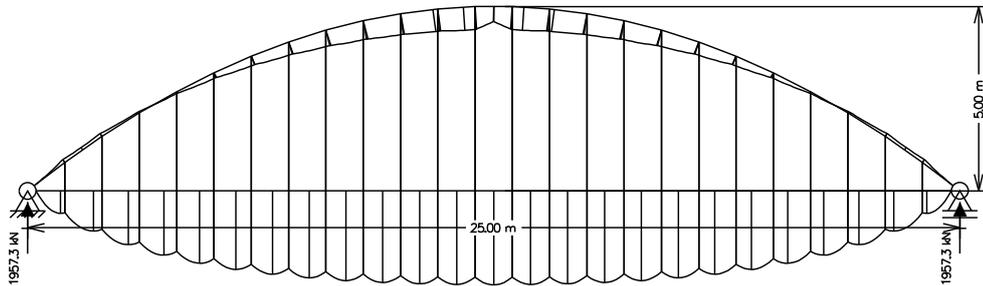
(fonte: MARTHA, 2012)

Figura 44 – Esforço cortante permanente nas longarinas e nos arcos para carga final (representação do Ftool)



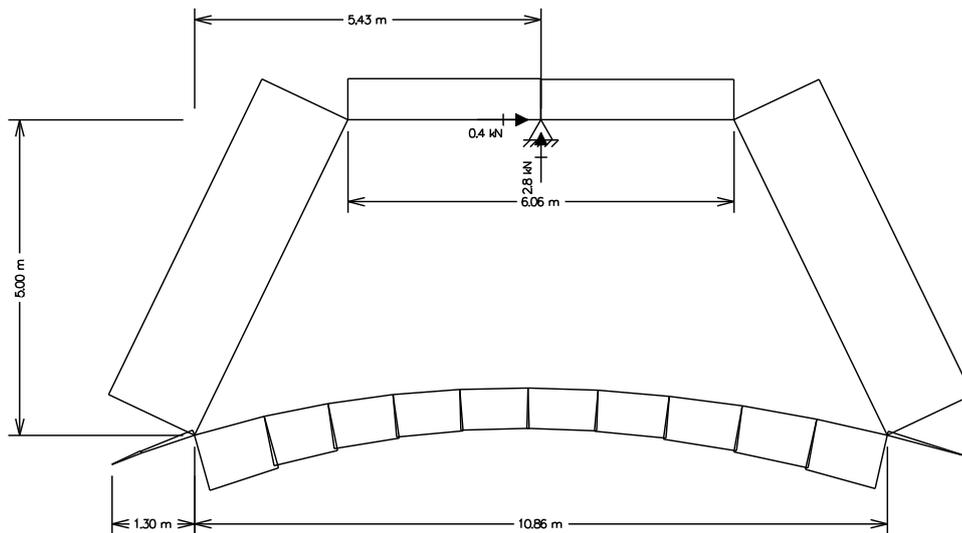
(fonte: MARTHA, 2012)

Figura 45 – Momento fletor permanente nas longarinas e nos arcos para carga final (representação do F_{tool})



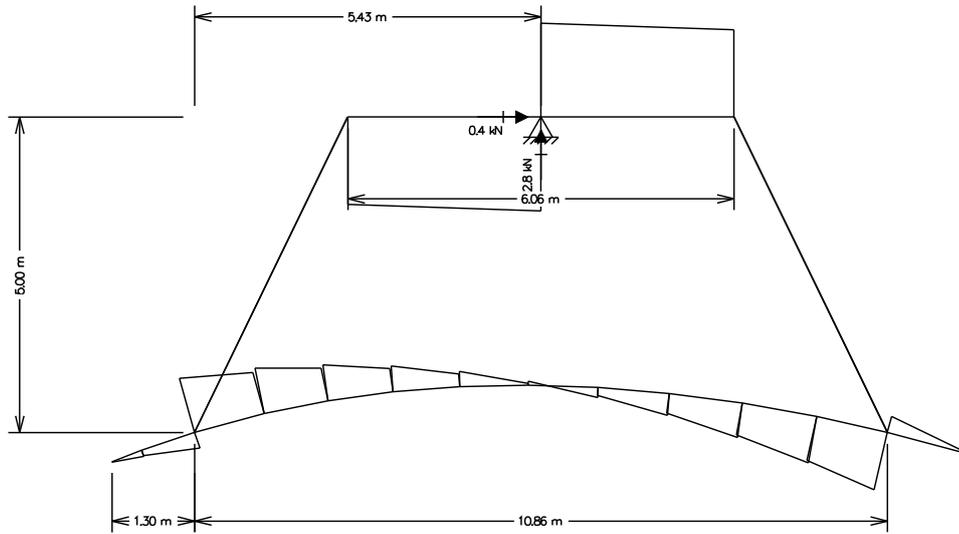
(fonte: MARTHA, 2012)

Figura 46 – Esforço normal permanente nos arcos para o içamento (representação do F_{tool})



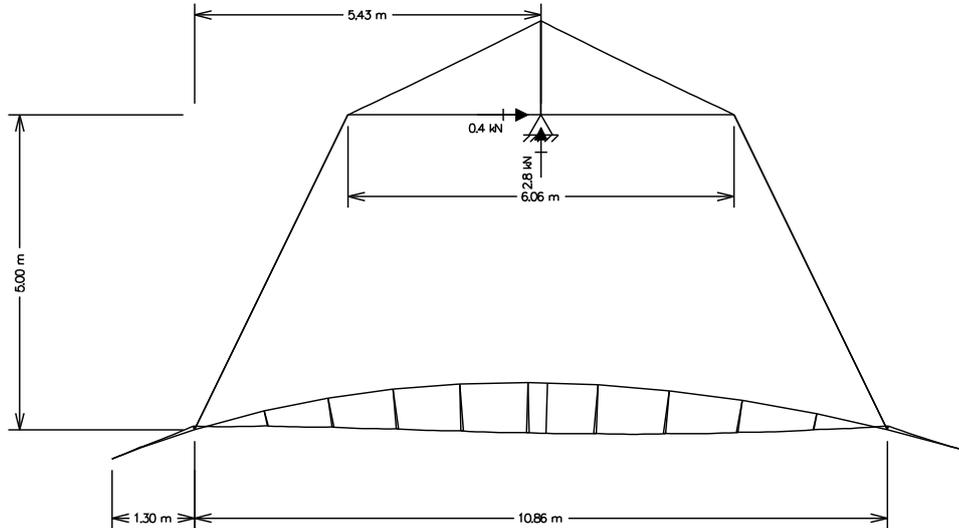
(fonte: MARTHA, 2012)

Figura 47 – Esforço cortante permanente nos arcos para o içamento (representação do Ftool)



(fonte: MARTHA, 2012)

Figura 48 – Momento fletor permanente nos arcos para o içamento (representação do Ftool)



(fonte: MARTHA, 2012)

Na tabela 14 encontra-se os valores máximos de esforço permanente nas peças.

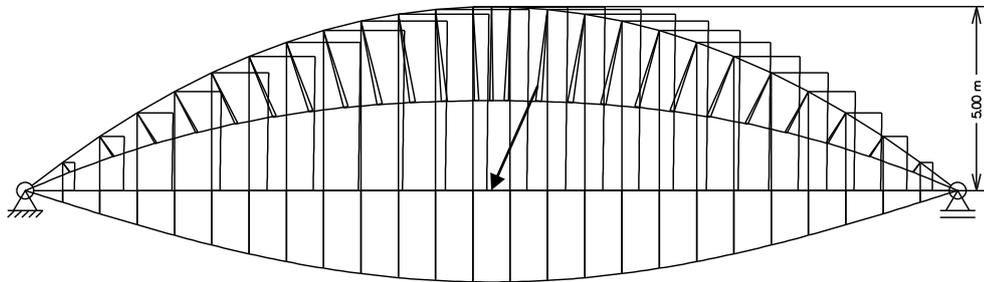
Tabela 14 –Máximos esforços permanentes nas longarinas e nos arcos

Peça	Dados	Carregamento	Seção	Descrição	Valores		Unidade
					Negativos	Positivos	
Longarinas	Carga Final	Permanente	-	Normal Máx	-	2351,7	kN
				Corte Máx	-153,3	153,3	kN
				Momento Máx	-	384,9	kN.m
Arcos	Carga Final	Permanente	-	Normal Máx	-2963,9	-	kN
				Corte Máx	-37,6	37,6	kN
				Momento Máx	-7,8	74,2	kN.m
	Içamento	Permanente	-	Normal Máx	-41,7	4	kN
				Corte Máx	-39,9	39,9	kN
				Momento Máx	-8,1	103,6	kN.m

(fonte: elaborado pelo autor)

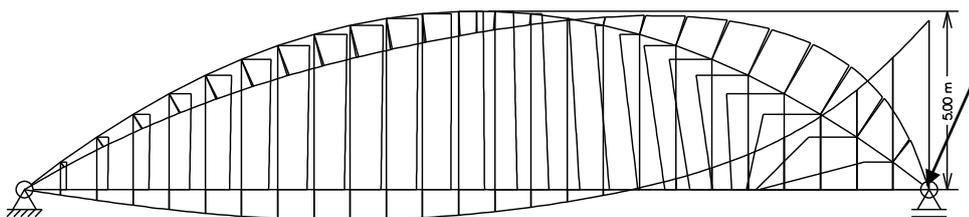
As figuras 49 a 51 ilustram a linha de influência para cada esforço nas seções críticas da seção transversal para as longarinas. Aqui usou-se o método de aproximação trapezoidal para o cálculo das áreas de influência.

Figura 49 – Linha de influência de esforço normal nas longarinas na seção indicada (representação do F_{tool})



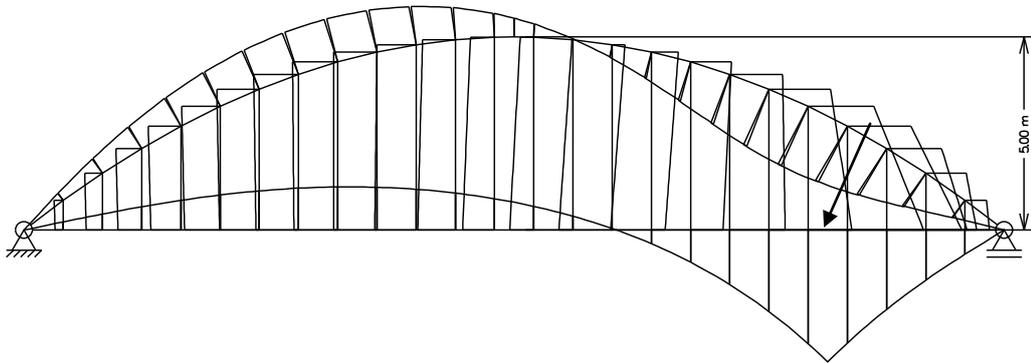
(fonte: MARTHA, 2012)

Figura 50 – Linha de influência de esforço cortante nas longarinas na seção indicada (representação do F_{tool})



(fonte: MARTHA, 2012)

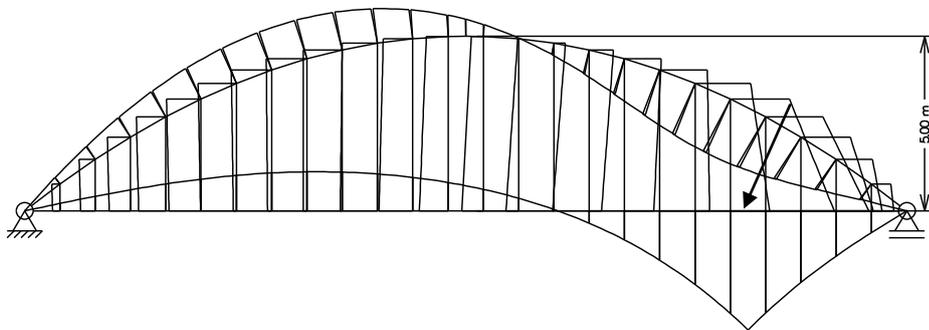
Figura 51 – Linha de influência de momento fletor nas longarinas na seção indicada (representação do Ftool)



(fonte: MARTHA, 2012)

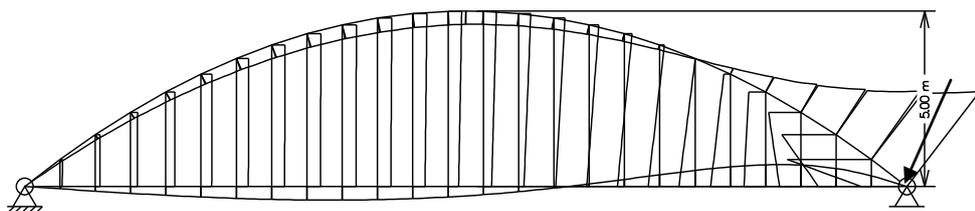
As figuras 52 a 54 ilustram a linha de influência para cada esforço nas seções críticas da seção transversal para os arcos. A tabela 15 os valores de esforços máximos devido ao carregamento variável nas longarinas e nos arcos.

Figura 52 – Linha de influência de esforço normal nos arcos na seção indicada (representação do Ftool)



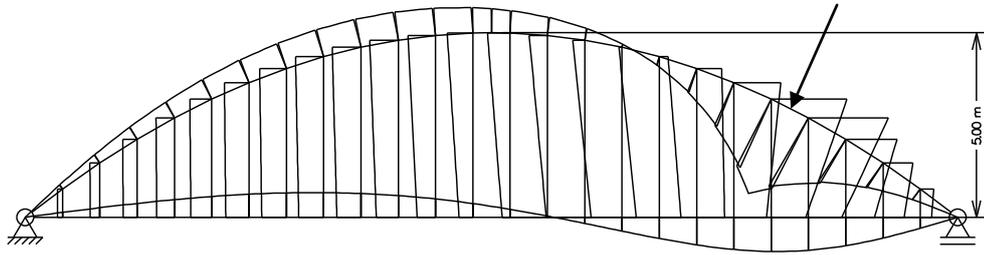
(fonte: MARTHA, 2012)

Figura 53 – Linha de influência de esforço cortante nos arcos na seção indicada (representação do Ftool)



(fonte: MARTHA, 2012)

Figura 54 – Linha de influência de momento fletor nos arcos na seção indicada (representação do Ftool)

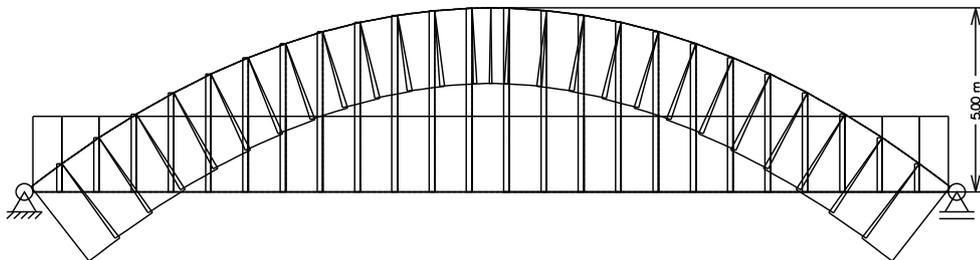


(fonte: MARTHA, 2012)

Os valores que mudam de sinal não foram considerados pois não se deve usar os coeficientes em situações desfavoráveis.

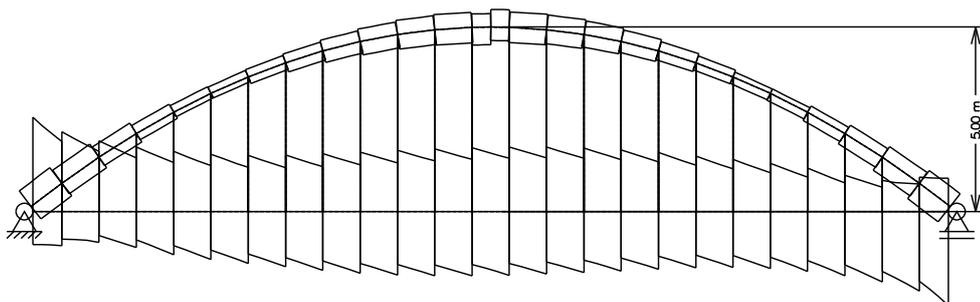
Após fez-se o calculo dos esforços para 10 seções obtendo a envoltória para cada esforço, ilustrado nas figura 55 a 57.

Figura 55 – Envoltória de esforço normal nas longarinas e nos arcos (representação do Ftool)



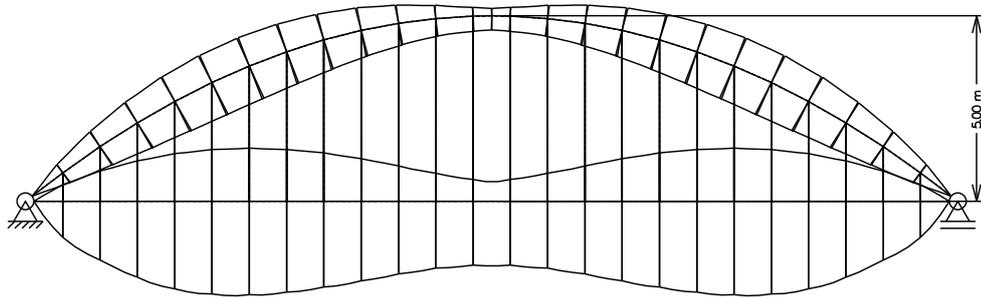
(fonte: MARTHA, 2012)

Figura 56 – Envoltória de esforço cortante nas longarinas e nos arcos (representação do Ftool)



(fonte: MARTHA, 2012)

Figura 57 – Envoltória de momento fletor nas longarinas e nos arcos (representação do Ftool)



(fonte: MARTHA, 2012)

Tabela 15 –Máximos esforços variáveis nas longarinas e nos arcos

Peça	Dados	Carregamento	Seção	Descrição	Valores		Unidade
					Negativos	Positivos	
Longarinas	Carga Final	Variáveis	-	Normal Máx	-	1061,6	kN
				Corte Máx	-462,2	163	kN
				Momento Máx	-517,9	922,7	kN.m
Arcos	Carga Final	Variáveis	-	Normal Máx	-1318,5	-	kN
				Corte Máx	-95,8	78,4	kN
				Momento Máx	-295,7	345,4	kN.m

(fonte: elaborado pelo autor)

5.1.3 Vigas de apoio

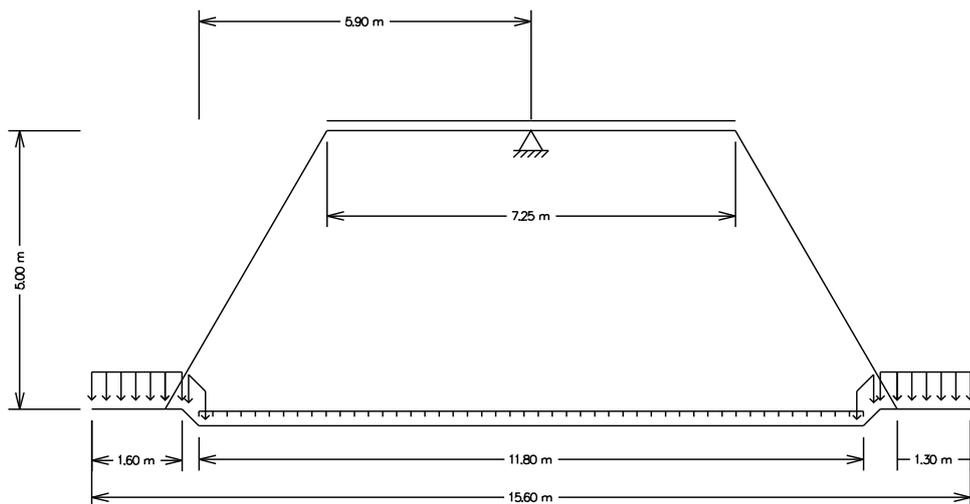
Para as vigas de apoio, os esforços variáveis são exatamente os mesmos que os obtidos nas transversinas porém, como são peças maiores, seu carregamento permanente é maior e assim, os esforços permanentes maiores. A tabela 16 mostra os valores usado para o carregamento de peso próprio. As figuras 58 a 61 ilustram a discretização das cargas, o esforço normal, cortante e o momento fletor para o içamento respectivamente. Cabe lembrar que na situação de içamento considerou-se o peso próprio devido apenas a peça sem a laje. Para a situação da carga final, considerou-se a laje como parte da peça. Por isso seu valores na seção central são diferentes.

Tabela 16 – Discretização das cargas nas vigas de apoio

Peça	Dados	Carregamento	Seção	Valores	Unidade
Vigas de apoio	Içamento	Permanente	Meio	20	kN/m
			Pontas	104	kN/m
	Carga Final	Permanente	Meio	46	kN/m
			Pontas	104	kN/m
	Apoio/Ligação	Permanente	Normal	1957,3	kN
			Horizontal	-	kN
			Momento	-	kN.m
	Apoio/Ligação	Variável	Normal	948,3	kN
Horizontal			135	kN	
Momento			-	kN.m	

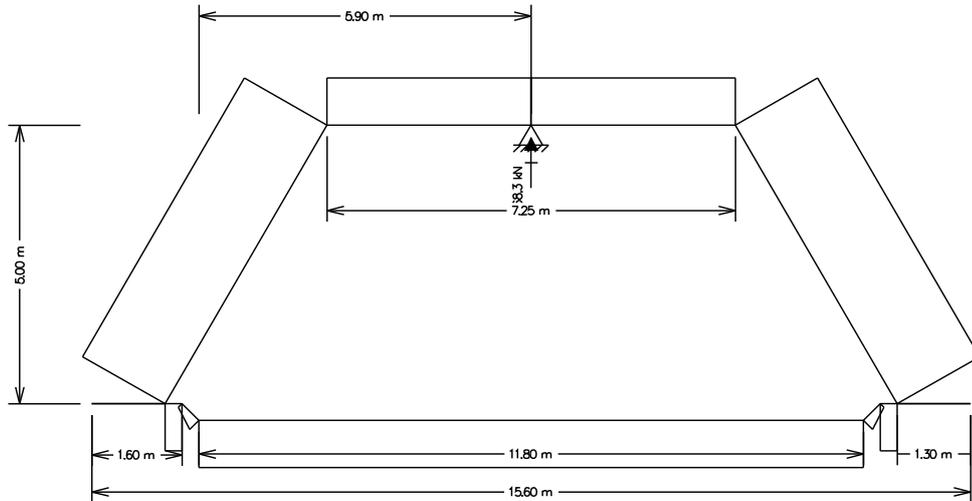
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 58 – Discretização das cargas nas vigas de apoio para o içamento (representação do Ftool)



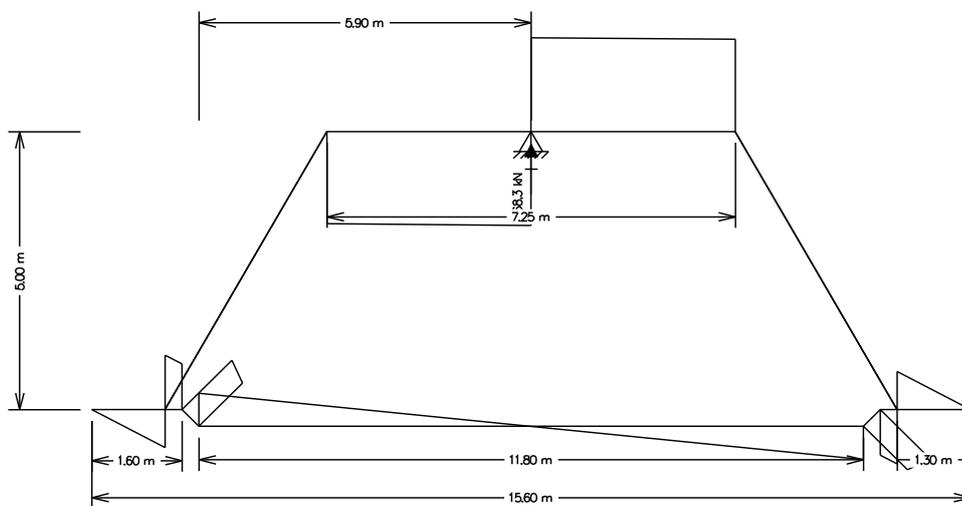
(fonte: MARTHA, 2012)

Figura 59 – Esforço normal nas vigas de apoio para o içamento (representação do F_{tool})



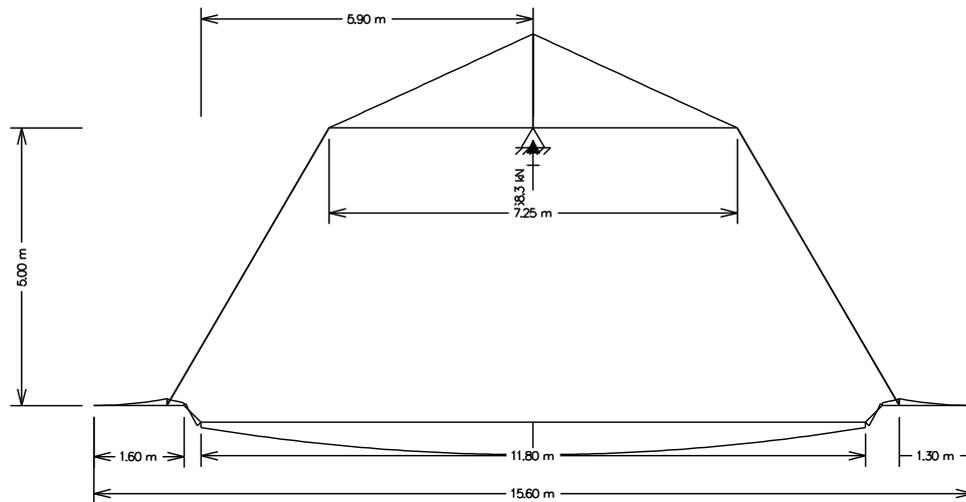
(fonte: MARTHA, 2012)

Figura 60 – Esforço cortante nas vigas de apoio para o içamento (representação do F_{tool})



(fonte: MARTHA, 2012)

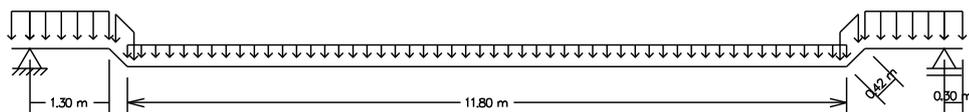
Figura 61 – Momento fletor nas vigas de apoio para o içamento (representação do F_{tool})



(fonte: MARTHA, 2012)

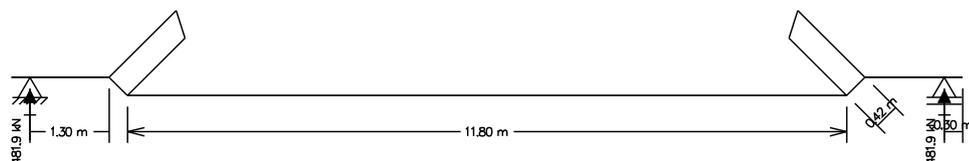
Ao final do item 5.1.3, a tabela 17 mostra os valores máximos encontrados para cada tipo de esforço. As figuras 62 a 65, detalham como foi feito o cálculo dos esforços permanentes para a carga final das peças.

Figura 62 – Discretização das cargas permanentes nas vigas de apoio para a carga final (representação do F_{tool})



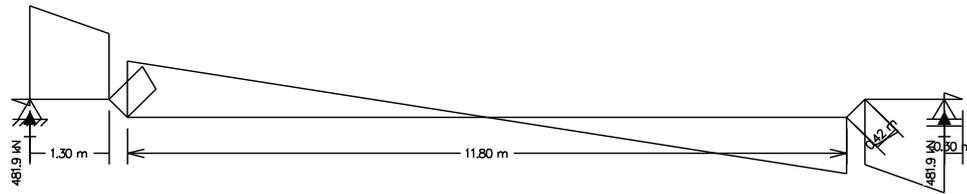
(fonte: MARTHA, 2012)

Figura 63 – Esforço normal permanente nas vigas de apoio para a carga final (representação do F_{tool})



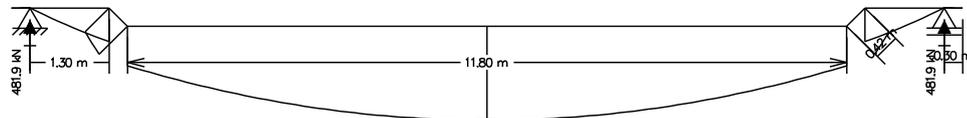
(fonte: MARTHA, 2012)

Figura 64 – Esforço cortante permanente nas vigas de apoio para a carga final
(representação do Ftool)



(fonte: MARTHA, 2012)

Figura 65 – Momento fletor permanente nas vigas de apoio para a carga final
(representação do Ftool)



(fonte: MARTHA, 2012)

A tabela 17 indica os valores encontrados para os esforços nas vigas de apoio.

Tabela 17 –Máximos esforços permanentes nas vigas de apoio

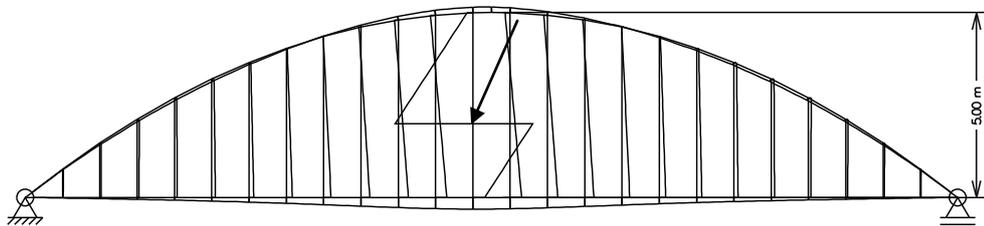
Peça	Dados	Carregamento	Seção	Descrição	Valores		Unidade
					Negativos	Positivos	
Vigas de apoio	Içamento	Permanente	Meio	Normal Máx	-189,9	-	kN
				Corte Máx	-118	118	kN
				Momento Máx	-	414,1	kN.m
	Pontas	Normal Máx	-189,9	-	kN		
		Corte Máx	-248,9	248,9	kN		
		Momento Máx	-87,9	66	kN.m		
Carga Final	Permanente	Meio	Normal Máx	-	-	kN	
			Corte Máx	-271,4	271,4	kN	
			Momento Máx	-	1381,8	kN.m	
Pontas	Normal Máx	-	223,1	kN			
	Corte Máx	-450,7	450,7	kN			
	Momento Máx	-	581,4	kN.m			

(fonte: elaborado pelo autor)

5.1.4 Cabos

Nos cabos atuarão os carregamentos permanentes e variáveis das longarinas. Como já foi discretizado este carregamento no item 5.1.2 com as figuras 38 e 43, mostrou-se os esforços devido a carga permanente nos cabos, deve-se apenas calcular os esforços atuantes nos cabos devido a carga variável. Neste caso, a figura 41 já mostrada, é a posição crítica da carga variável para os cabos, e sendo assim, a figura 66 mostra a linha de influência para o esforço normal nos cabos na seção indicada.

Figura 66 – Linha de influência de esforço normal nos cabos na seção indicada



(fonte: MARTHA, 2012)

Cabe lembrar que nos cabos só têm-se esforço normal devido as cargas permanentes e variáveis. Com a linha de influência ficam definidos os coeficientes usados para o cálculo dos esforços pelo método de aproximação de trapézios. A envoltória já foi ilustrada na figura 54. A tabela 18 indica os valores encontrados para os esforços nos cabos.

Tabela 18 –Máximos esforços permanentes e variáveis nos cabos

Peça	Dados	Carregamento	Seção	Descrição	Valores		Unidade
					Negativos	Positivos	
Cabos	Carga Final	Permanente	-	Normal Máx	-	143,8	kN
				Corte Máx	-	-	kN
				Momento Máx	-	-	kN.m
	Carga Final	Variável	-	Normal Máx	-	78,6	kN
				Corte Máx	-	-	kN
				Momento Máx	-	-	kN.m

(fonte: elaborado pelo autor)

5.2 SAP2000

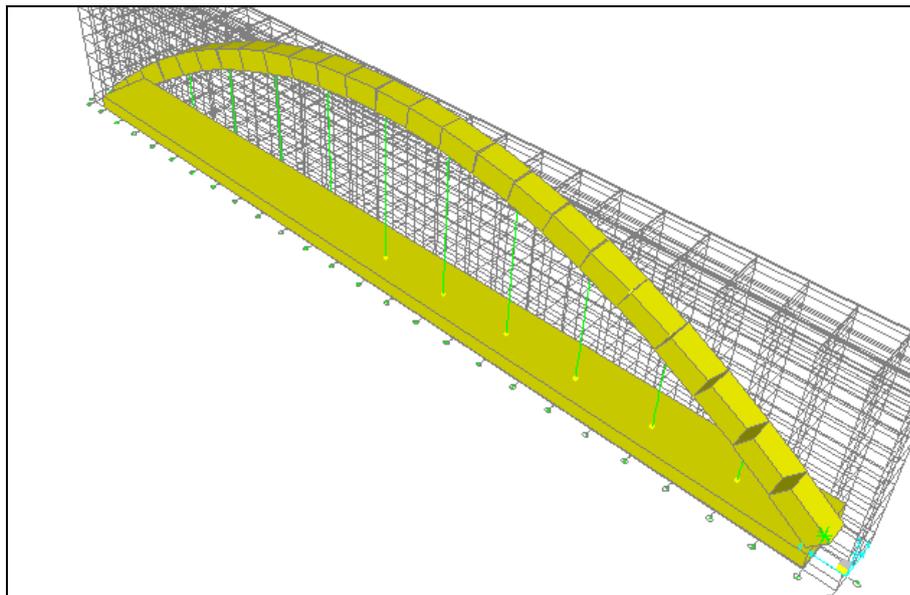
No programa foram colocadas as coordenadas do arco, seguindo a fórmula 8 já apresentada no capítulo 4, após desenhou-se a longarina e interligou-se os pontos formando os cabos. Cabe lembrar que a estrutura foi modelada pelos seus eixos centrais das peças. Após isso foi inserido as seções transversais das peças, o material usado com as características devidas e selecionado a opção “extrude”, a fim de obter uma visualização mais real do que seria a estrutura. Assim, a tabela 19 mostra os dados inseridos no programa SAP2000 para a análise da flambagem nos arcos e, a figura 67, mostra a discretização da estrutura.

Tabela 19 – Dados inseridos no programa SAP2000

Peça	Dados	Descrição	Valores	Unidade	
Longarina	Peso específico	-	25	kN/m ³	
	Coefficiente de impacto	Com o vão "L" de 25 metros	1,23	ad.	
	Cargas concentradas	Variáveis	174,8	kN	
	Cargas distribuídas	Permanentes		146,7	kN/m
		Variáveis fora do local do veículo		43,9	kN/m
	Variáveis no local do veículo		29	kN/m	
Arco	Seção Transversal	160 x 40	6400	cm ²	
	Seção Transversal	60 x 60	3600	cm ²	

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 67 – Discretização da estrutura para a flambagem do arco



(fonte: SAP2000, 2013)

5.2.1 Resultados do programa

Para a flambagem o SAP2000 gerou os seguintes resultados na tabela 20. Esses números representam por quanto deveria ser multiplicada as cargas atuantes para que o arco flambe, no respectivo modo de flambagem. Esses valores são os mais críticos dentre as dez seções consideradas.

Tabela 20 – Resultados do programa SAP2000 para a flambagem

Modo de flambagem	Carga crítica
1	1,23607
2	1,75158
3	2,22347
4	2,86388
5	3,99329

(fonte: elaborado pelo autor)

5.3 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Analisando os resultado obtidos no item 6.1, pode-se ver que os esforços estão compatíveis com a estrutura. Também percebe-se que o empuxo gerado pelo arco é praticamente o mesmo absorvido pela longarina, o que era esperado. Na análise do item 6.2, nota-se que o arco não flamba pois para o modo de flambagem mais crítico, modo 1, têm-se um coeficiente de 1,2, o que significa que só com o aumento da carga em 20% haveria a flambagem.

6 DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS

Baseado na NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007), o dimensionamento das armaduras das peças para os diversos tipos de solicitações, foram feitos através de um programa elaborado pelo autor. Os itens a seguir estão divididos em, transversinas, longarinas, arcos, vigas de apoio, cabos, apoios e fundação, mostrarão como foi feito o dimensionamento das peças e das ligações.

6.1 TRANSVERSINAS

Aqui será o cálculo do dimensionamento das vigas pré-moldadas e protendidas, tanto na fase de içamento e construção da ponte quanto para a fase final da mesma e considerar o pior caso entre os dois. Como há protensão e obteve-se os esforços no item anterior, calcula-se a protensão agora. A protensão usada nas transversinas foi a limitada tanto para valores de tensão de tração como de compressão. Para o cálculo da protensão dividiu-se a peça em 11 seções a cada 1,54 metros. Como já foi ilustrado os valores da envoltória na figura 36 pode-se obter os esforços em cada seção. A tabela 21 indica os valores do momento fletor devido a carga móvel e a permanente para cada seção.

Tabela 21 – Valores em cada seção dos momentos permanentes e variáveis nas transversinas

Peça	Dados	Seção	Posição (m)	Momento	Unidade
Transversinas	Içamento (permanente)	0	0	-0,1	kN.m
		1	1,54	-13,5	kN.m
		2	3,08	165,2	kN.m
		3	4,62	254,1	kN.m
		4	6,16	307,5	kN.m
		5	7,7	325,3	kN.m
	Carga final (permanente)	0	0	-0,1	kN.m
		1	1,54	165,1	kN.m
		2	3,08	319,4	kN.m
		3	4,62	426,1	kN.m
		4	6,16	490,2	kN.m
		5	7,7	511,5	kN.m
	Carga final (variável)	0	0	0	kN.m
		1	1,54	244,7	kN.m
		2	3,08	483	kN.m
3		4,62	642,3	kN.m	
4		6,16	730,6	kN.m	
5		7,7	748,4	kN.m	

(fonte: elaborado pelo autor)

Note que a seção 0 começa a 10 cm da borda da peça, pois é onde adotou-se que começa o cabo de protensão na viga. Os resultados estão ilustrados na tabela 22 e, na tabela 23, a armadura adotada nas seções é apresentada.

Tabela 22 – Protensão e área de aço necessária para as transversinas

Peça	Carregamento	Seção	Tipo	Local	Área de aço	Unidade	
Tranversinas	Içamento	Meio	CA50	A_s	0	cm ²	
				A_s'	38,65	cm ²	
				A_{sw}	22,46	cm ² /m	
		Apoio	CP - 190 RB (protensão)	A_p	29,61	cm ²	
				CA50	A_s	0	cm ²
					A_s'	0	cm ²
	A_{sw}	22,46	cm ² /m				
	A_p	29,61	cm ²				
	Carga final	Meio	CA50	A_s	0	cm ²	
				A_s'	16,48	cm ²	
				A_{sw}	28,07	cm ² /m	
				A_p	29,61	cm ²	
		Apoio	CA50	A_s	0	cm ²	
				A_{sd}	6,3	cm ²	
A_{sh}				0,95	cm ²		
A_s'				0	cm ²		
A_{sw}	28,07	cm ² /m					
A_p	29,61	cm ²					

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 23 – Protensão e área de aço adotada para as transversinas

Peça	Seção	Tipo	Local	Área de aço	Unidade	Nº Cabos	Nº Cordoalhas	s	n	ϕ
Transversinas	Meio	CA50	A_s	0	cm ²	-	-		0	ϕ 25,0 mm
			A_s'	38,65	cm ²	-	-		8	ϕ 25,0 mm
			A_{sw}	28,07	cm ² /m	-	c/	10 cm	ϕ 16,0 mm	
		CP - 190 RB (protensão)	A_p	29,61	cm ²	2	15	x	7	ϕ 12,7 mm
	Apoio	CA50	A_s	0	cm ²	-	-		0	ϕ 25,0 mm
			A_{sd}	6,3	cm ²	-	c/	17,5 cm	ϕ 20,0 mm	
			A_{sh}	0,95	cm ²	-	c/	7 cm	ϕ 5,0 mm	
			A_s'	0	cm ²	-	-		0	ϕ 25,0 mm
			A_{sw}	28,07	cm ² /m	-	c/	10 cm	ϕ 16,0 mm	
			CP - 190 RB (protensão)	A_p	29,61	cm ²	2	15	x	7

(fonte: elaborado pelo autor)

6.2 LONGARINAS

Nas longarinas a protensão usada também foi a limitada. Para o cálculo da protensão dividiu-se a peça em 11 seções a cada 2,72 metros.

Com as envoltórias dos esforços já calculadas no item 5.1.2, pode-se obter os esforços devido a carga móvel em cada seção. Como já foi ilustrado os valores da envoltória de esforço normal na figura 54 e de momento fletor na figura 56, pode-se obter os esforços em cada seção. As tabelas 24 e 25 indicam os valores do momento fletor e do esforço normal devido a carga móvel e a permanente para cada seção, respectivamente.

Tabela 24 – Valores em cada seção dos momentos permanentes e variáveis nas longarinas

Peça	Dados	Seção	Posição (m)	Momento	Unidade
Longarinas	Carga final (permanente)	0	0	0	kN.m
		1	2,72	93,8	kN.m
		2	5,44	166,2	kN.m
		3	8,16	187,3	kN.m
		4	10,88	212,7	kN.m
		5	13,6	222,8	kN.m
	Carga final (variável)	0	0	0	kN.m
		1	2,72	242,4	kN.m
		2	5,44	885,5	kN.m
		3	8,16	888,3	kN.m
		4	10,88	729,5	kN.m
		5	27,2	631,1	kN.m
		6	48,96	729,5	kN.m
		7	76,16	888,3	kN.m
		8	217,6	885,5	kN.m
		9	440,64	242,4	kN.m
		10	27,2	0	kN.m

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 25 – Valores em cada seção dos esforços normais permanentes e variáveis nas longarinas

Peça	Dados	Seção	Posição (m)	Normal	Unidade
Longarinas	Carga final (permanente)	0	0	2388,1	kN
		1	2,5	2388,1	kN
		2	5	2388,1	kN
		3	7,5	2388,1	kN
		4	10	2388,1	kN
		5	12,5	2388,1	kN
	Carga final (variável)	0	0	1061,6	kN
		1	2,5	1061,6	kN
		2	5	1061,6	kN
		3	7,5	1061,6	kN
		4	10	1061,6	kN
		5	12,5	1061,6	kN

(fonte: elaborado pelo autor)

Os resultados dos cálculos estão ilustrados na tabela 26.

Tabela 26 – Protensão e área de aço necessária para as longarinas

Peça	Seção	Tipo	Local	Área de aço	Unidade	Nº Cabos	Nº Cordoalhas	s	n	φ
Longarinas	-	CA50	A _s	0	cm ²	-	-	0	φ	25,0 mm
			A _s '	220,48	cm ²	-	-	45	φ	25,0 mm
			A _{sw}	26,46	cm ² /m	-	c/	18	cm	φ
		CP - 190 RB (protensão)	A _p	59,22	cm ²	4	15	x	7	φ

(fonte: elaborado pelo autor)

6.3 ARCO

Foi também, efetuado o cálculo do dimensionamento do arco, na fase de içamento e construção da ponte, e na fase final, considerando o pior caso entre eles. A flambagem já foi verificada no item 5.2. Os resultados dos cálculos estão ilustrados na tabela 27 e a tabela 28 indica a armadura adotada.

Tabela 27 – Área de aço necessária para a metade do arco

Peça	Carregamento	Seção	Tipo	Local	Área de aço	Unidade
Arcos	Içamento	-	CA50	A _s	7,37	cm ²
				A _s '	0	cm ²
				A _{sw}	8,42	cm ² /m
	Carga final			A _s	35,1	cm²
				A _s '	0	cm ²
				A _{sw}	18,29	cm²/m

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 28 – Área de aço necessária adotada para a metade do arco

Peça	Seção	Tipo	Local	Área de aço	Unidade	Nº Cabos	Nº Cordoalhas	s	n	φ
Arcos	-	CA50	A _s	35,1	cm ²	-	-		8	φ 25,0 mm
			A _s '	0	cm ²	-	-		0	φ 25,0 mm
			A _{sw}	18,29	cm ² /m	-	c/	29	cm	φ 16,0 mm

(fonte: elaborado pelo autor)

6.4 VIGAS DE APOIO

O procedimento do dimensionamento das vigas de apoio é igual ao já calculado no item 7.1. As únicas diferenças são as dimensões e que não serão protendidas. A tabela 29 ilustra área de aço necessária para cada situação e seção encontrada e na tabela 30 a área de aço adotada.

Tabela 29 – Área de aço necessária para as vigas de apoio

Peça	Carregamento	Seção	Tipo	Local	Área de aço	Unidade
Vigas de apoio	Içamento	Meio	CA50	A_s	9,72	cm ²
				$A_{s'}$	0	cm ²
				A_{sw}	11,23	cm ² /m
		Apoio	CA50	A_s	13,84	cm ²
				$A_{s'}$	0	cm ²
				A_{sw}	36,49	cm ² /m
	Carga final	Meio	CA50	A_s	65,05	cm²
				$A_{s'}$	0	cm ²
				A_{sw}	12,91	cm²/m
		Apoio	CA50	A_s	29,44	cm²
A_{sd}	14,97			cm²		
A_{sh}	1,91			cm²		
$A_{s'}$	9,43			cm²		
				A_{sw}	41,97	cm²/m

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 30 – Área de aço necessária adotada as vigas de apoio

Peça	Seção	Tipo	Local	Área de aço	Unidade	Nº Cabos	Nº Cordoalhas	s	n	φ
Vigas de apoio	Meio	CA50	A _s	65,05	cm ²	-	-		14	φ 25,0 mm
			A _s '	0	cm ²	-	-		0	φ 25,0 mm
			A _{sw}	12,91	cm ² /m	-	c/	24	cm	φ 12,5 mm
	Apoio		A _s	29,44	cm ²	-	-		6	φ 25,0 mm
			A _{sd}	12,97	cm ²	-	c/	10	cm	φ 20,0 mm
			A _{sh}	1,91	cm ²	-	c/	20	cm	φ 5,0 mm
			A _s '	9,43	cm ²	-	-		2	φ 25,0 mm
			A _{sw}	41,97	cm ² /m	-	c/	13	cm	φ 16,0 mm

(fonte: elaborado pelo autor)

6.5 CABOS

Para o esforço apresentado na tabela 18, o diâmetro dos cabos Dywidag, tensão de escoamento de 835 MPa, é de 15 mm.

6.6 APOIOS

As solicitações nos apoios estão indicadas na tabela 31. Após a combinação das ações, dimensionou-se os neoprenes e usou-se um neoprene fretado de dimensões 40 cm por 60 cm com três chapas em cada apoio com G igual 1 MPa.

Tabela 31 – Solicitações nos apoios de neoprene

Peça	Dados	Carregamento	Ação	Valores	Unidade
Neoprenes	Carga Final	Permanente	Normal	1957,3	kN
			Horizontal	0	kN
			Momento	0	kN.m
		Variável	Normal	948,3	kN
			Horizontal	108	kN
			Momento	0	kN.m

(fonte: elaborado pelo autor)

6.7 FUNDAÇÕES

Na peça de fundação têm-se o bloco de coroamento, que faz a transferência dos esforços do neoprene até as fundações, e os muros de contenção que servem para inicialmente apoiar e absorver o empuxo gerado pelo arco à 20 cm acima da base do muro e posteriormente conter a terra existente em volta da peça com sua resultante atuando à 1/3 da altura do muro.

As solicitações na fundação, tanto para a inicial, quanto para a fase final, estão indicadas na tabela 32. A tabela 33 indica os esforços encontrados nos muros de contenção. Após a combinação das ações, dimensionou-se a fundação para as duas situações.

Para calcular a capacidade resistente do solo, usou-se o método de Decourt e assim, adotou-se 4 estacas de 20 cm de raio com 5 metros de profundidade por bloco.

Tabela 32 – Solicitações na fundação

Peça	Situação	Carregamento	Ação	Valores	Unidade
Bloco de Coroamento	Carga Final	Permanente	Normal	1957,3	kN
			Horizontal	0	kN
			Momento	0	kN.m
		Variável	Normal	948,3	kN
			Horizontal	108	kN
			Momento	0	kN.m
Muro de contenção	Empuxo inicial (x=20 cm)	Permanente	Arco	2388,1	kN
		Variável	Arco	1061,1	kN
			Frenação	108	kN
Muro de contenção	Empuxo final (x=55 cm)	Permanente	Terra	23,8	kN
		Variável	Móvel	4,3	kN

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 33 – Esforços nos muros de contenção

Peça	Situação	Carregamento	Esforço	Valores	Unidade
Muro de contenção	Empuxo inicial (x=20 cm)	Permanente	Normal	0	kN
			Cortante	2388,1	kN
			Momento	477,6	kN.m
		Variável	Normal	0	kN
Cortante	1114,4		kN		
Momento	222,9		kN.m		
Muro de contenção	Empuxo final (x=55 cm)	Permanente	Normal	0	kN
			Cortante	23,8	kN
			Momento	4,8	kN.m
		Variável	Normal	0	kN
Cortante	4,3		kN		
Momento	0,9		kN.m		

(fonte: elaborado pelo autor)

A seguir a tabela 34 indica os valores das áreas de aço nos muros de contenção para as duas situações e a tabela 35 mostra os valores de área adotados para o bloco de coroamento e para os muros de contenção.

Tabela 34 – Área de aço nos muros de contenção

Peça	Carregamento	Tipo	Local	Área de aço	Unidade
Muro de contenção	Empuxo inicial (x=20 cm)	CA50	A _s	35,6	cm ² /m
			A _s '	0	cm ²
			A _{sw}	157,53	cm ² /m
Muro de contenção	Empuxo final (x=55 cm)	CA50	A _s	3,13	cm ² /m
			A _s '	0	cm ²
			A _{sw}	41,97	cm ² /m

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 35 – Área de aço adotada para a fundação

Peça	Situação	Tipo	Local	Área de aço	Unidade	Nº	s	n	φ
Bloco de Coroamento	Carga final	CA50	A _s	28,92	cm ²	-		15	φ 16,0 mm
Muro de contenção	Empuxo inicial (x=20 cm)	CA50	A _s	35,6	cm ²	c/	18	cm	φ 25,0 mm
			A _s '	0	cm ²	-	0	φ 25,0 mm	
			A _{sw}	157,53	cm ² /m	c/	3	cm	φ 16,0 mm

(fonte: elaborado pelo autor)

6.8 DETALHAMENTO

Os desenhos técnicos da estrutura projetada estão no apêndice A deste trabalho.

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

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 de ponte em arco com tabuleiro inferior, sendo ela rodoviária em concreto armado pré-moldado com peças protendidas, no Arroio Dilúvio/Porto Alegre/RS, foi possível a realização de um aprofundamento dos conhecimentos teóricos e práticos da execução de pontes.

Neste estudo foram apresentadas as etapas mais importantes que compõe a elaboração de um projeto estrutural de ponte, indicando os fatores que devem ser levados em conta. 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, possibilitaram ao estudante agilidade nos resultados. Porém este progresso, na área computacional, pode provocar resultados incorretos devido ao mau profissional. Para isso, exige-se que o engenheiro tenha conhecimento da teoria e um senso crítico, capaz de julgar os resultados e conferir se estão coerentes com o esperado.

A partir da realização das etapas do projeto estrutural, notou-se que, de acordo com o tempo e o nível de complexidade da estrutura, obteve-se um bom aproveitamento das peças sendo assim seu resultado satisfatório.

A escolha do sistema estrutura de arco com tabuleiro inferior, ou arco atirantado, foi uma boa solução para não sobrecarregar a fundação e tornar as peças mais esbeltas e leves. Na análise do esforços podemos notar que as longarinas, que funcionam como um tirante, absorvem praticamente todo o esforço normal gerado pelo arco. Também podemos notar que a forma de parábola adotada para o arco, faz com que o esforço predominante seja o esforço normal, o que é favorável já que temos uma seção curva (arco). Cabe lembrar que neste caso, além dos carregamentos que devemos levar em consideração em um projeto de ponte, considerou-se a flambagem do arco, na qual concluiu-se que não haveria necessidade de enrijecê-los.

Alguns detalhes foram considerados como hipóteses que na realidade deve-se levar em consideração. Uma destas hipóteses é o caso das peças pré-fabricadas, as quais, considerou-se que o fornecedor é capaz de produzir as peças projetadas, o que deve ser avaliado diretamente com o construtor das peças. As plantas que detalham as peças e a ponte estão no apêndice A.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7188**: carga móvel em pontes rodoviária e passarela de pedestre – procedimentos. Rio de Janeiro, 1982.

_____. **NBR 6123**: forças devidas ao vento em edificações – procedimento. Rio de Janeiro, 1988.

_____. **NBR 7187**: projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido – procedimento. Rio de Janeiro, 2003a.

_____. **NBR 8681**: ações e segurança nas estruturas de concreto – procedimentos. Rio de Janeiro, 2003b.

_____. **NBR 6118**: projeto de estruturas em concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2007.

CREATIVE COMMONS. **Ponte Vecchio sobre o rio Arno na Itália**. Florença, [2011]. Disponível em: <<http://www.freefoto.com/preview/14-07-2/Ponte-Vecchio--Florence--Italy>>. Acesso em: 8 set. 2011.

GOOGLE MAPS. **Rua Portuguesa, Porto Alegre, Rio Grande do Sul**. [S. l.], [2011]. Disponível em: <<http://maps.google.com.br/maps?hl=pt-BR&tab=wl>>. Acesso em: 8 set. 2011.

LEONHARDT, F. **Construções de concreto**: princípios básicos da construção de pontes de concreto. Tradução de João Luís Escosteguy Merino. Rio de Janeiro: Interciência, 1979. v. 6.

_____. **Construções de concreto**: concreto protendido. Tradução de João Luís Escosteguy Merino. Rio de Janeiro: Interciência, 1983. v. 5.

LIEBHERR. **Guindaste móvel sobre pneus, all-terrain**. [Guaratinguetá], 2013. Disponível em: <http://www.liebherr.com.br/AT/pt-PT/products_br-at.wfw/id-11970-0/measure-metric/tab-8113_1477>. Acesso em: 20 maio 2013.

MARTHA, L. F. (Coord.) **Ftool**: Um programa gráfico-interativo para ensino de comportamento de estruturas – versão 3.0. Rio de Janeiro: PUCRJ, 2012. Software de análise bidimensional de estruturas. Disponível em: <<http://www.tecgraf.puc-rio.br/ftool/#download>>. Acesso em: 02 fev. 2013.

MASON, J. **Concreto armado e protendido**: princípios e aplicações. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1976.

_____. **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, 2001.

PFEIL, W. **Pontes em concreto armado**: elementos de projetos, solicitações, dimensionamento. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1979.

_____. **Pontes em concreto armado**: mesoestrutura, infra-estrutura, apoios. 3. ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1985.

_____. **Concreto protendido**: processos construtivos, perdas de protensão. 3. ed. Rio de Janeiro: Didática e Científica, 1991.

SAP2000, version 14: integrate solution for structural analysis and design software. [S. l.]: CSI, 2013. Conjunto de programas. 1 CD-ROM.

SILVA, A. L. R. de C. e. **Análise numérica não-linear da flambagem local de perfis de aço estrutural submetidos à compressão axial**. 2006. 228 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Curso de Pós-Graduação de Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Geras, Belo Horizonte, 2006.

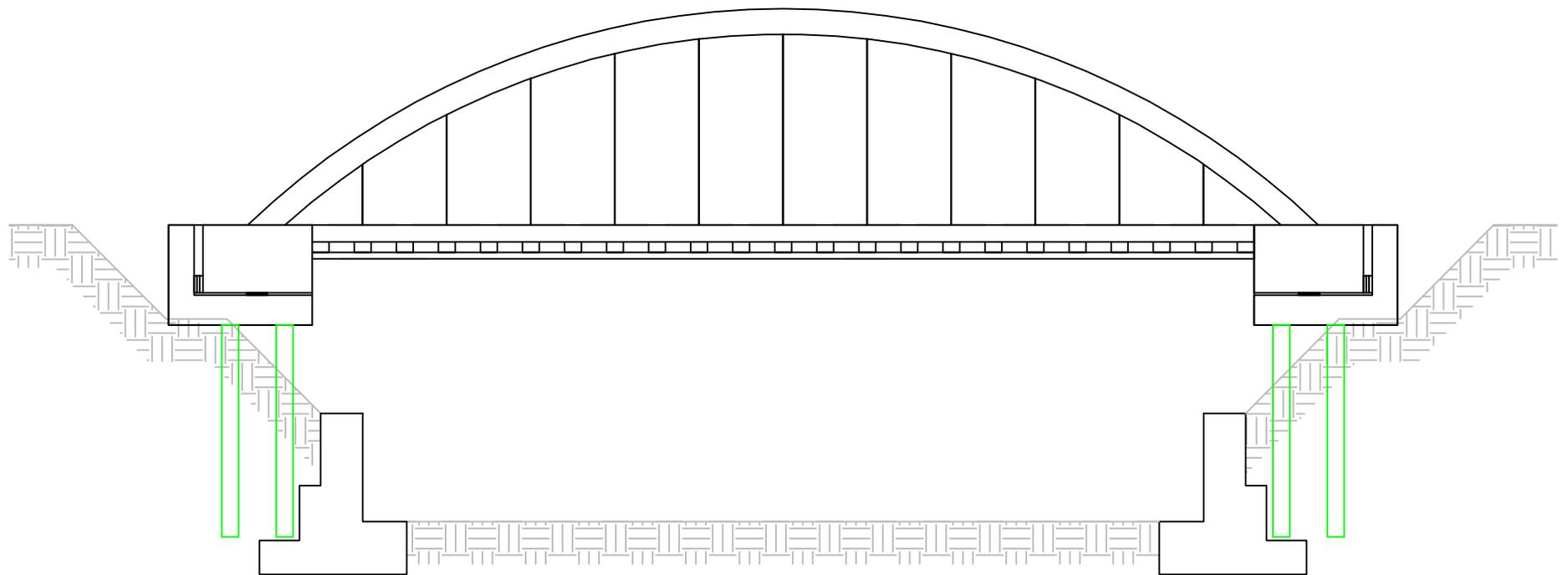
TEIXEIRA, S. Prefeito explica “desleixo” com o Arroio Dilúvio. **Correio Rural**, Porto Alegre, [2011]. Disponível em: <<http://correiorural.com.br/comunidade/prefeito-explica-desleixo-com-o-arroio-diluvio/>>. Acesso em: 18 mar. 2013.

VALLE, Â.; ROVERE, H. L. **Análise Estrutural 1**. Florianópolis: Departamento de Engenharia Civil, 2009. Apostila da disciplina. Disponível em: <http://www.4shared.com/document/v0GdzXbm/Anlise_Estrutural_I_-_Apostila.html>. Acesso em: 22 set. 2011.

APÊNDICE A – Plantas de detalhamento da estrutura

PONTE EM ARCO COM TABULEIRO INFERIOR

ESC.: 1/150



TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

UFRGS

Ponte em Arco com Tabuleiro Inferior

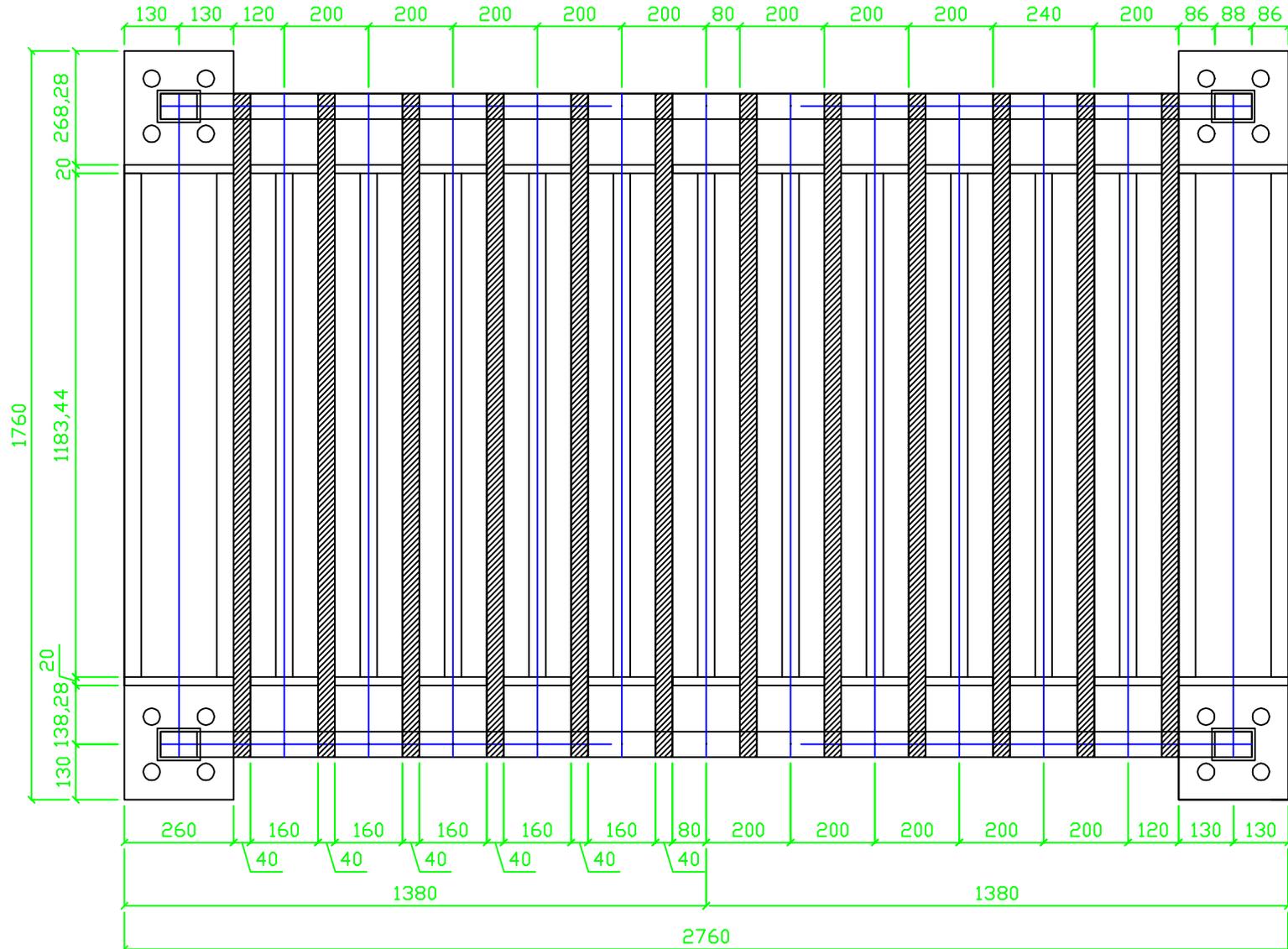
Guilherme de Moura Alvorcem - 173658

PONTE EM ARCO COM T. I.

00

PLANTA BAIXA

ESC.: 1/150



TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

UFRGS

Ponte em Arco com Tabuleiro Inferior

Guilherme de Moura Alvorcem - 173658

PLANTA BAIXA

01

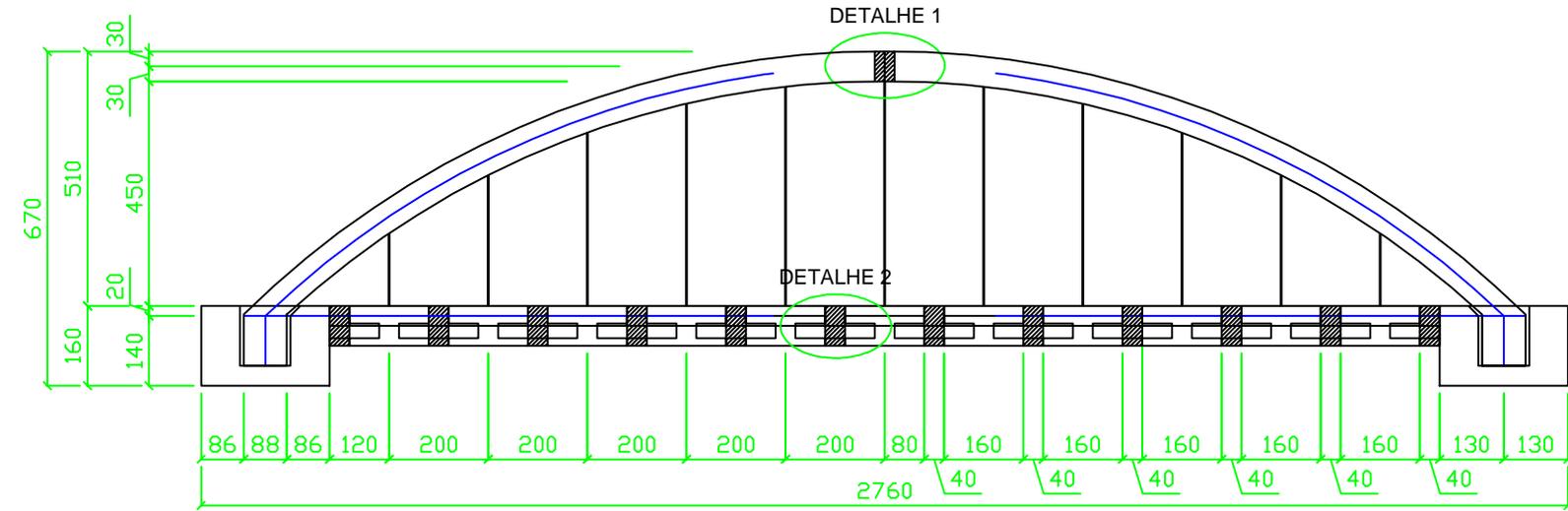
CORTE A

ESC.: 1/150



B

C



TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

UFRGS

Ponte em Arco com Tabuleiro Inferior

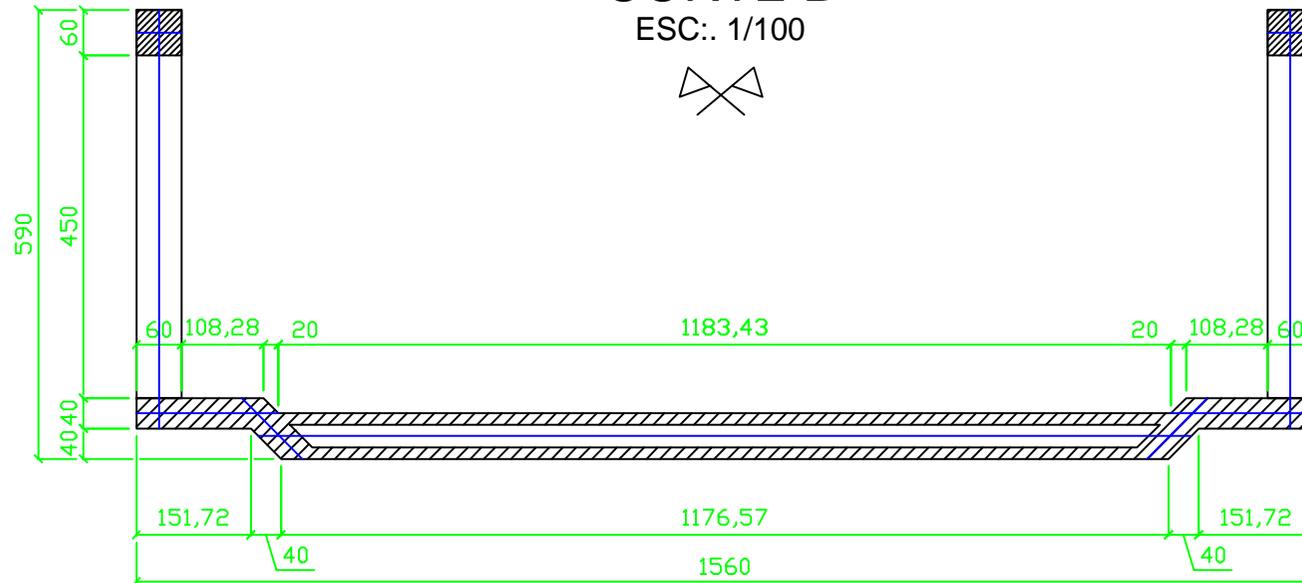
Guilherme de Moura Alvorcem - 173658

CORTE A

02

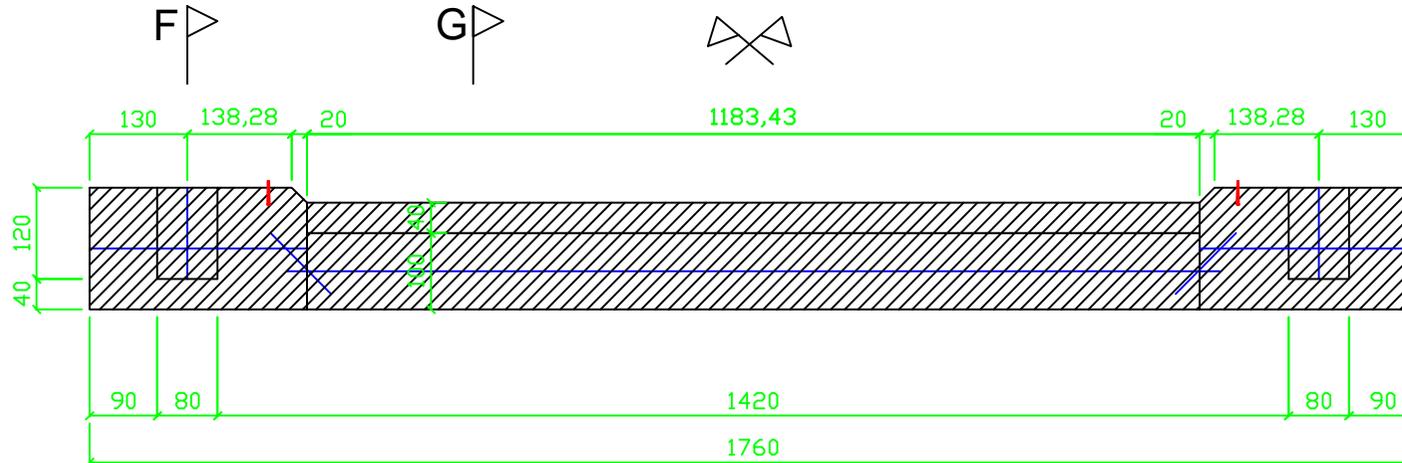
CORTE B

ESC.: 1/100



CORTE C

ESC.: 1/100



TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

UFRGS

Ponte em Arco com Tabuleiro Inferior

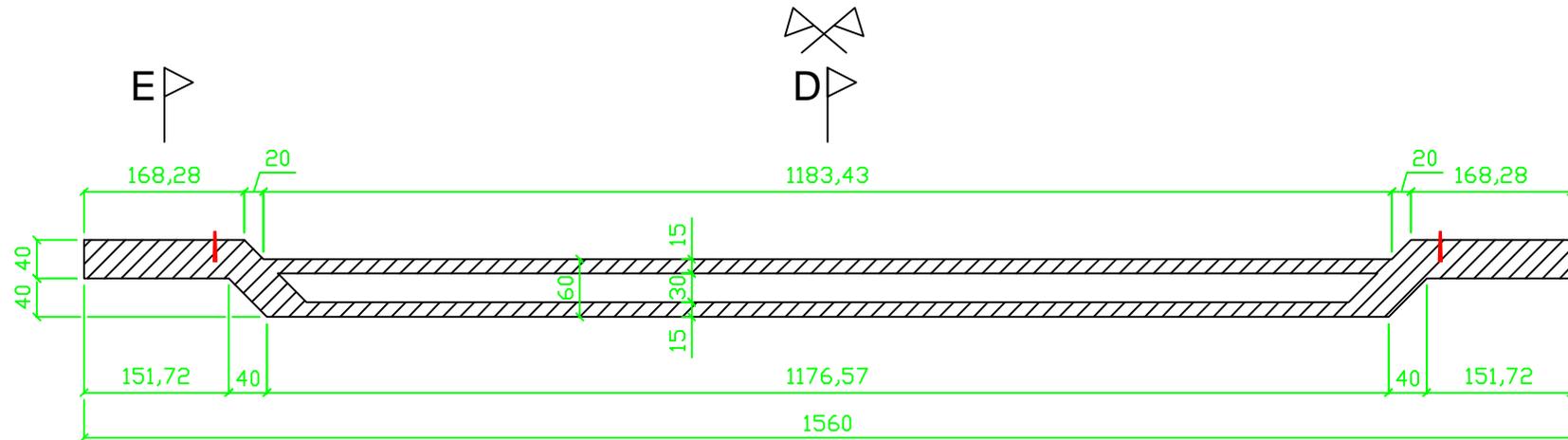
Guilherme de Moura Alvorcem - 173658

CORTE B E C

03

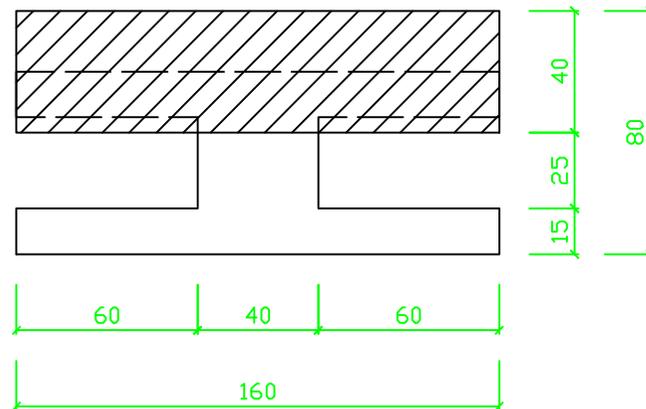
SEÇÃO LONGITUDINAL TRANSVERSINA

ESC.: 1/75



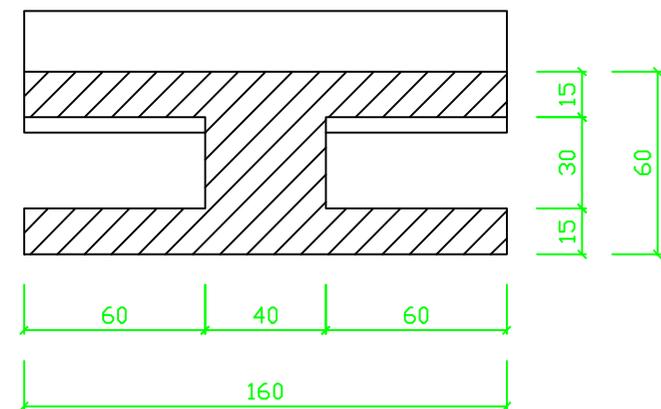
CORTE E

ESC.: 1/25



CORTE D

ESC.: 1/25



TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

UFRGS

Ponte em Arco com Tabuleiro Inferior

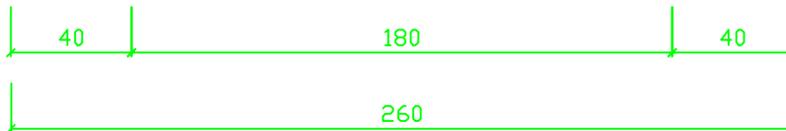
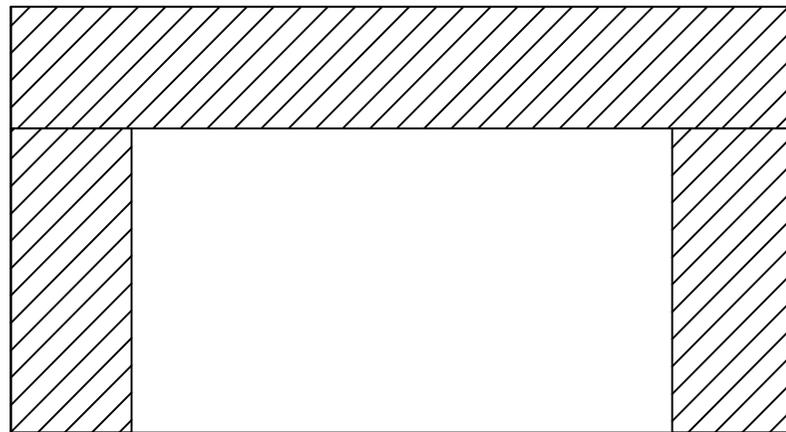
Guilherme de Moura Alvorcem - 173658

TRANSVERSINAS

04

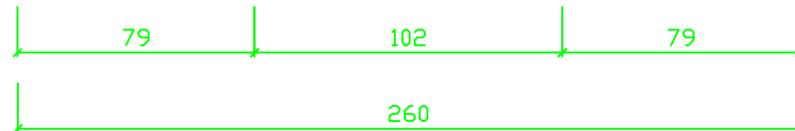
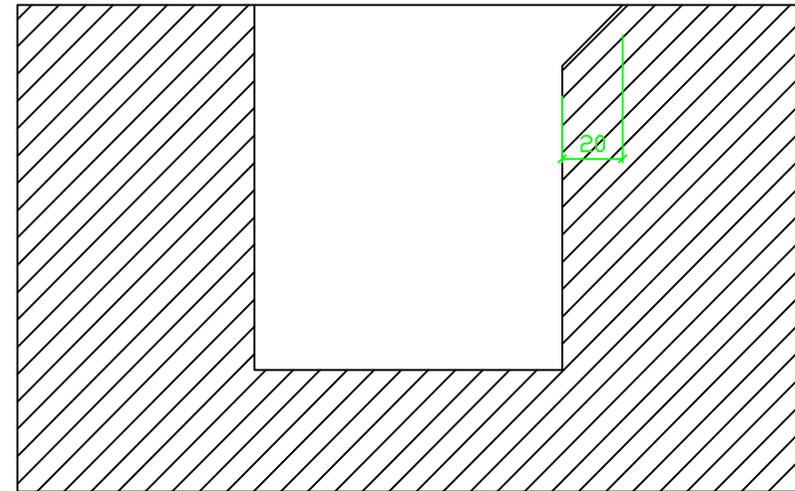
CORTE G

ESC.: 1/25



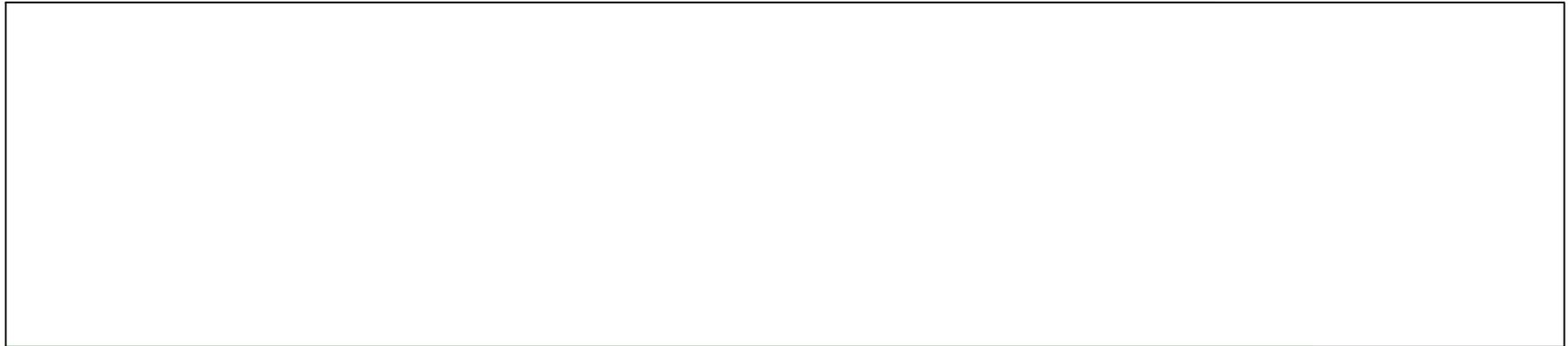
CORTE F

ESC.: 1/25



VISTA SUPERIOR

ESC.: 1/50



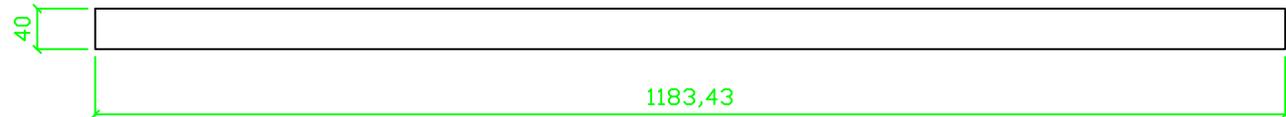
CORTE I

ESC.: 1/75



LAJE DAS VIGAS DE APOIO

ESC.: 1/75



TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

UFRGS

Ponte em Arco com Tabuleiro Inferior

Guilherme de Moura Alvorcem - 173658

LAJE NAS VIGAS DE APOIO

06

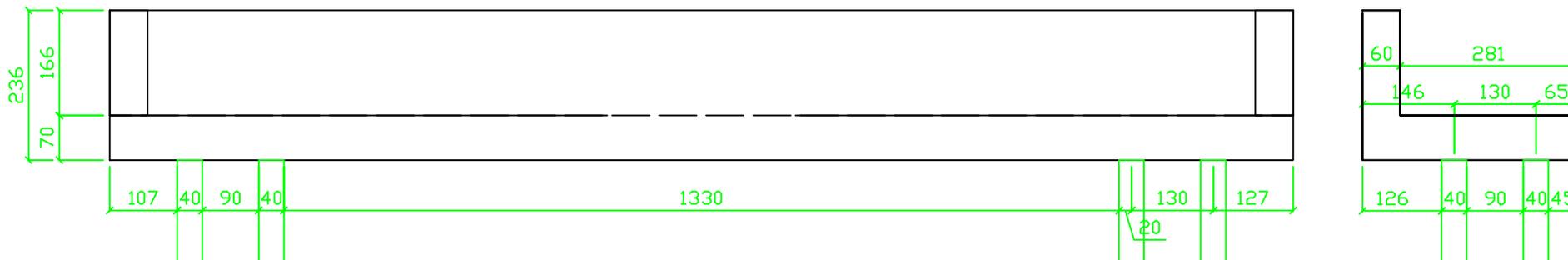
BLOCO DE FUNDAÇÃO

ESC.: 1/100



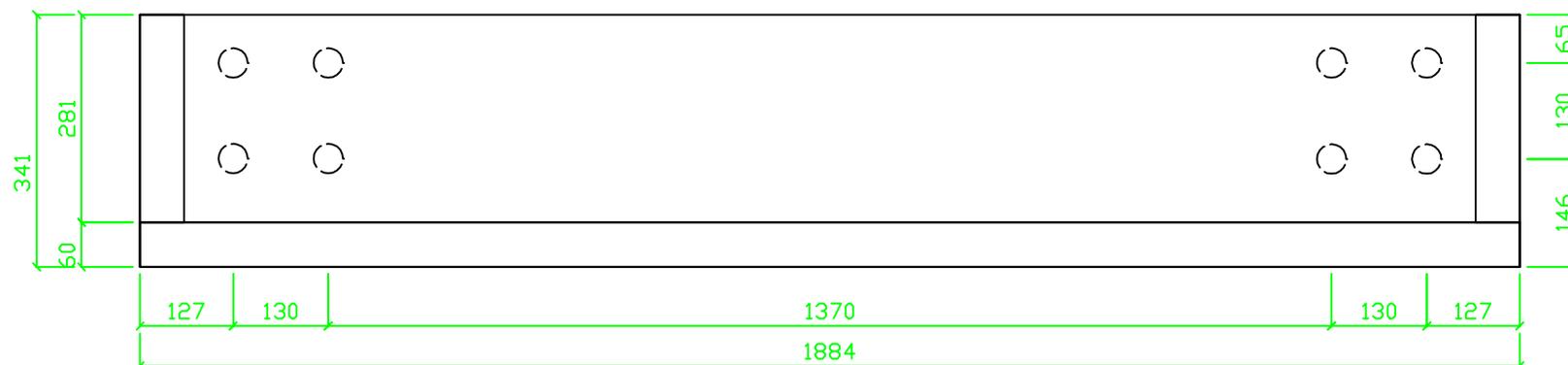
CORTE H

ESC.: 1/100



VISTA SUPERIOR DO BLOCO DE FUNDAÇÃO

ESC.: 1/100



TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

UFRGS

Ponte em Arco com Tabuleiro Inferior

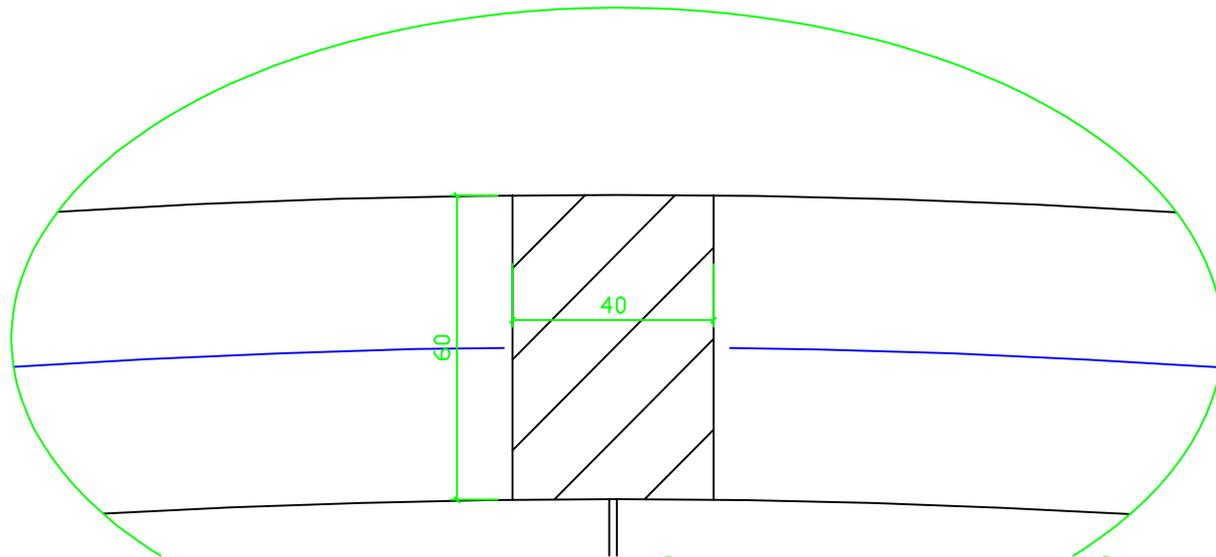
Guilherme de Moura Alvorcem - 173658

FUNDAÇÕES

07

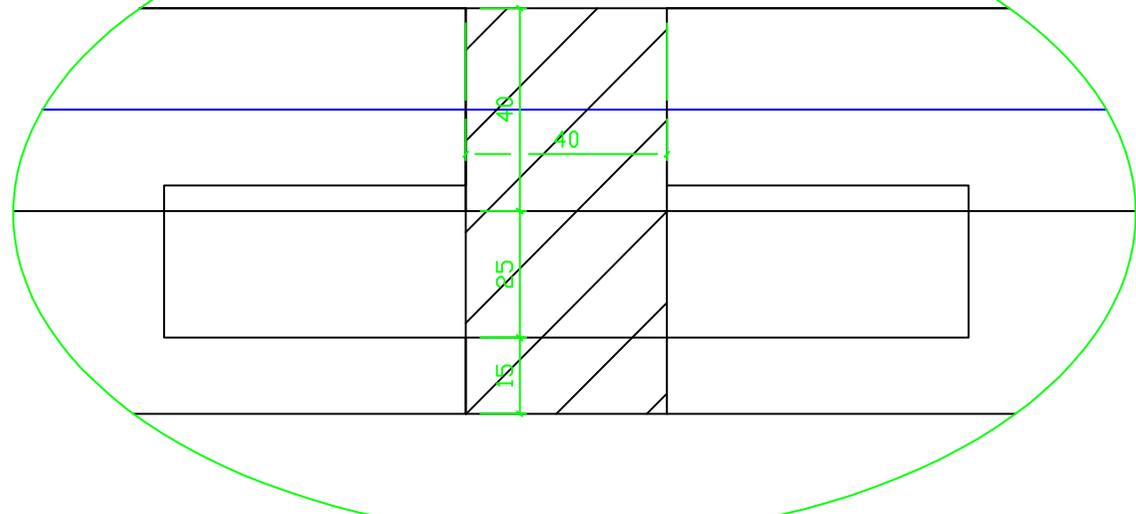
DETALHE 1

ESC.: 1/15



DETALHE 2

ESC.: 1/15



TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

UFRGS

Ponte em Arco com Tabuleiro Inferior

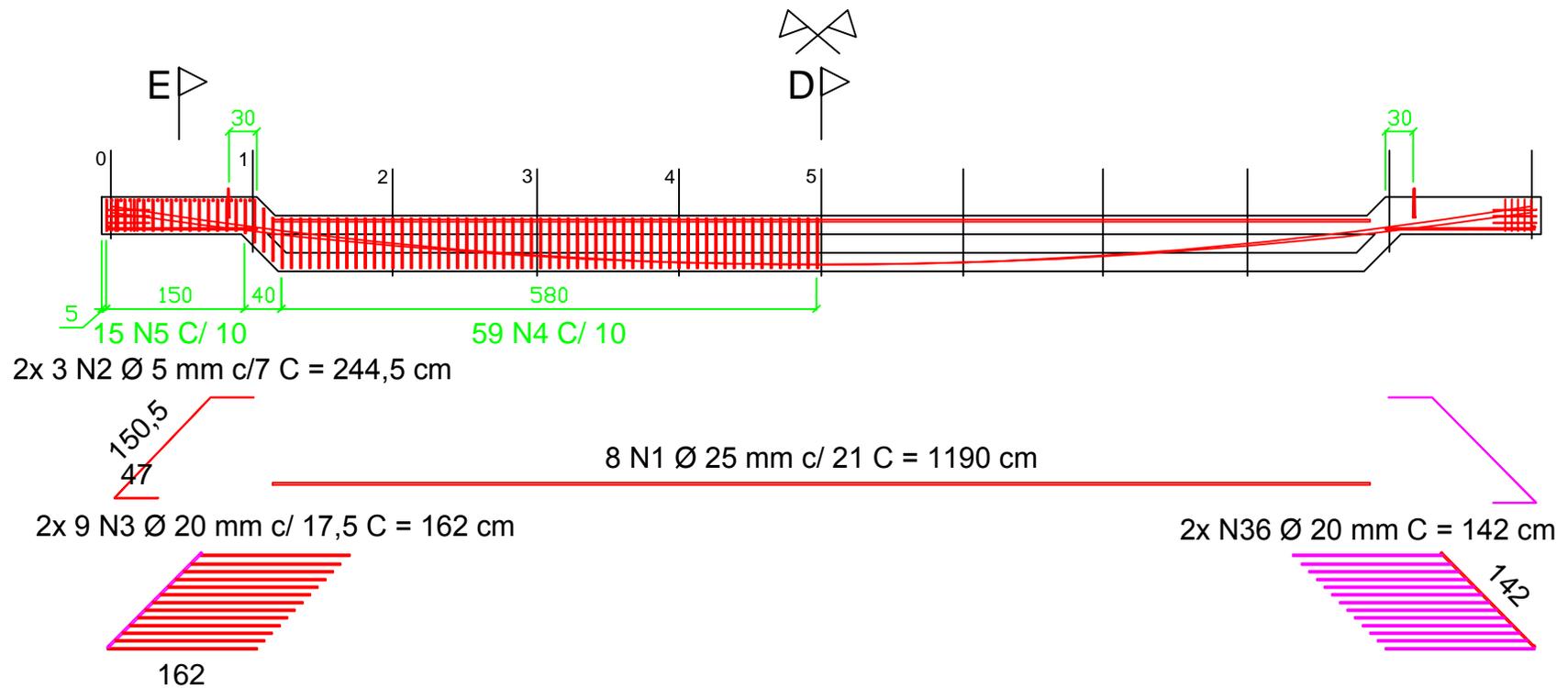
Guilherme de Moura Alvorcem - 173658

DETALHES

08

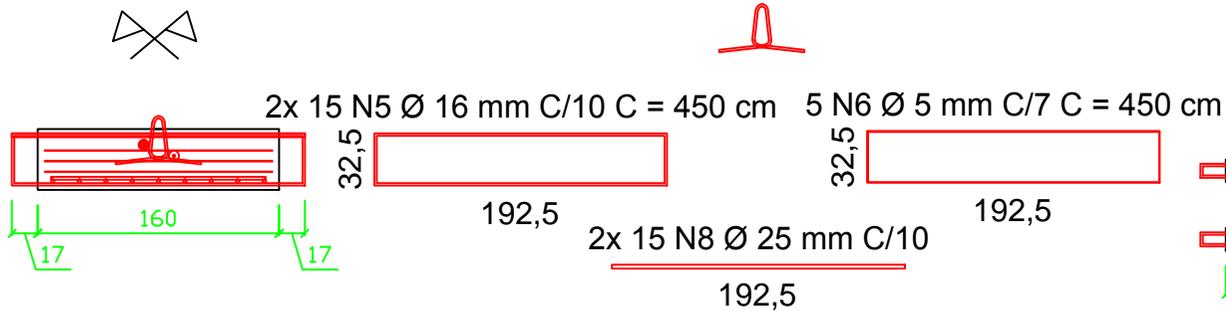
SEÇÃO LONGITUDINAL TRANSVERSINA

ESC.: 1/75



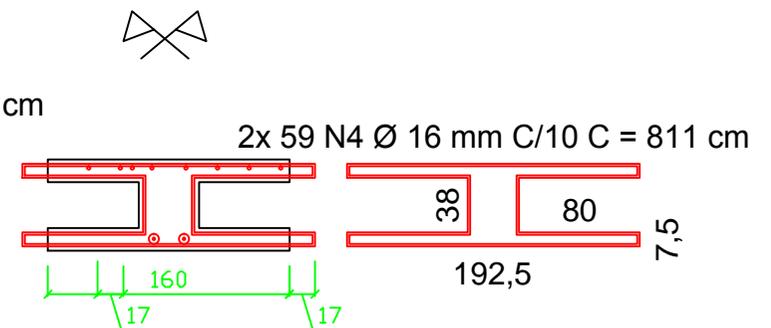
CORTE E

ESC.: 1/50



CORTE D

ESC.: 1/50



TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

UFRGS

Ponte em Arco com Tabuleiro Inferior

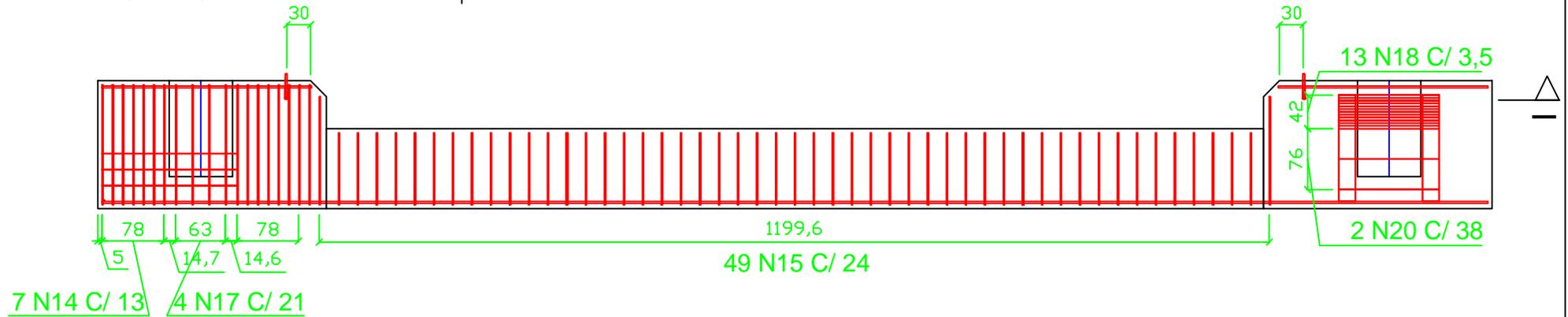
Guilherme de Moura Alvorcem - 173658

ARMADURA TRANSVERSINA

09

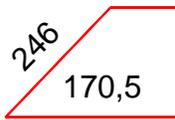
CORTE C

ESC.: 1/75



2x 2 N9 Ø 25 mm C = 265 cm

2x 3 N10 Ø 5 mm c/20 C = 244,5 cm



2x 12 N11 Ø 20 mm c/ 8 C = 282 cm



2x 6 N12 Ø 25 mm C = 431 cm



14 N13 Ø 25 mm C = 1200 cm

2x N35 Ø 20 mm C = 187,5 cm



TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

UFRGS

Ponte em Arco com Tabuleiro Inferior

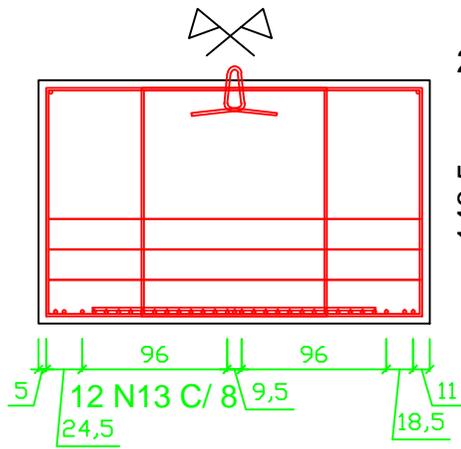
Guilherme de Moura Alvorcem - 173658

ARMADURA VIGA DE APOIO 1

10

CORTE H

ESC.: 1/50



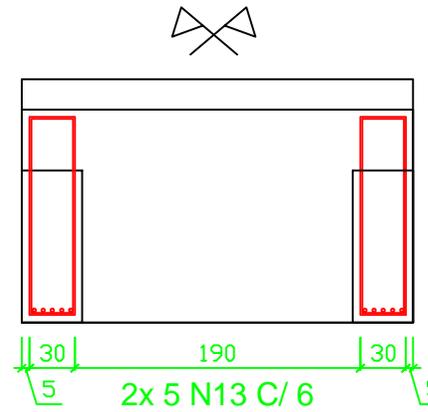
2x 7 N14 Ø 16 mm C/13 C = 666

148,5

184,5

CORTE G

ESC.: 1/50

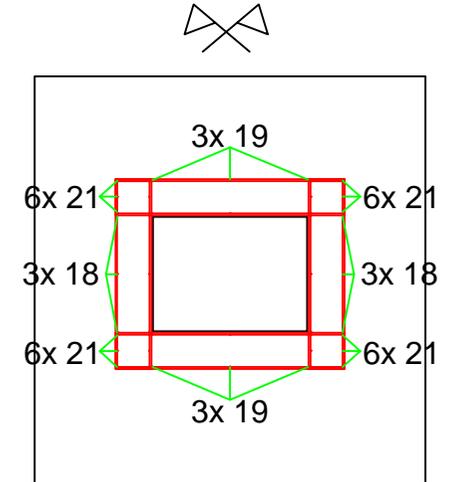


2x 49 N15 Ø 12,5 mm C/24 C = 314

128,5
28,5

CORTE I

ESC.: 1/50



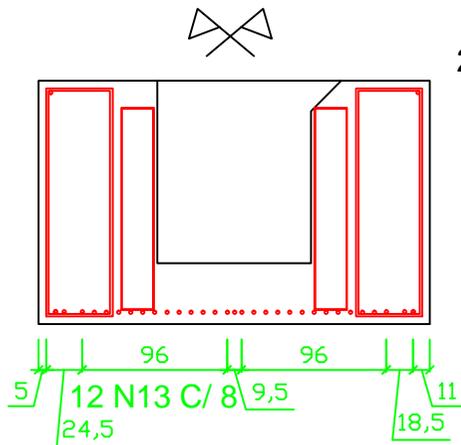
2x 13 N18 Ø 12,5 mm C/3,5 C = 292 cm

123,5
22,5

123,5
22,5

CORTE F

ESC.: 1/50



2x 4 N17 Ø 16 mm C/21 C = 382

148,5

42,5

2x 3 N19 Ø 5 mm C/38 C = 307 cm

132,5
21

132,5
21

2x2x 3 N21 Ø 5 mm C/7 C = 153,5 cm

2x 13 N20 Ø 5 mm C/38 C = 292 cm

2x 13 N22 Ø 12,5 mm C/3,5 C = 346 cm

22,5
150,5
22,5

150,5
22,5

2x 13 N23 Ø 5 mm C/38 C = 346 cm

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

UFRGS

Ponte em Arco com Tabuleiro Inferior

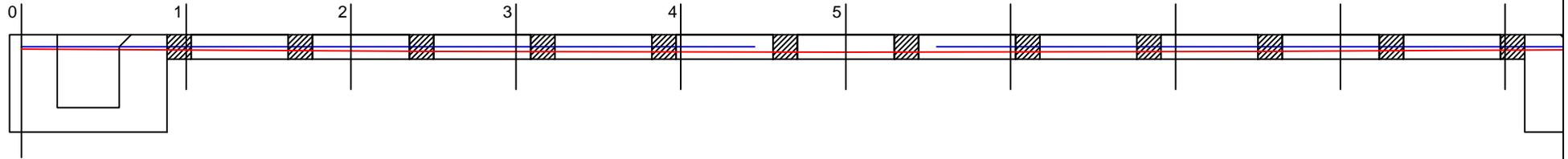
Guilherme de Moura Alvorcem - 173658

ARMADURA VIGA DE APOIO 2

11

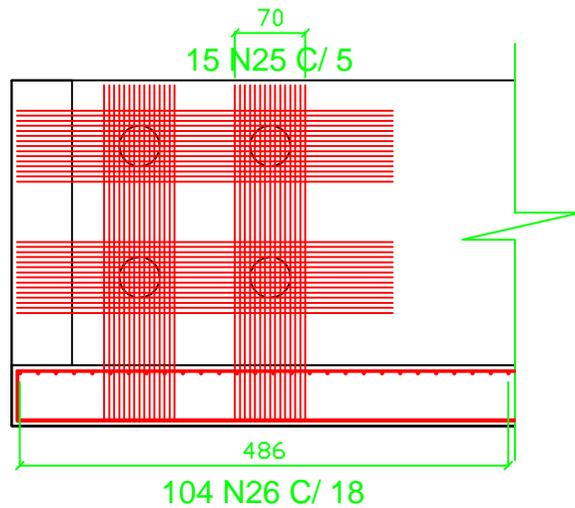
PROTENSÃO LONGITUDINAL

ESC.: 1/100



FUNDAÇÕES

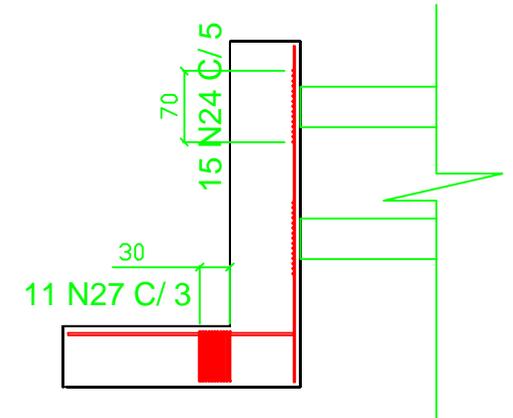
ESC.: 1/75



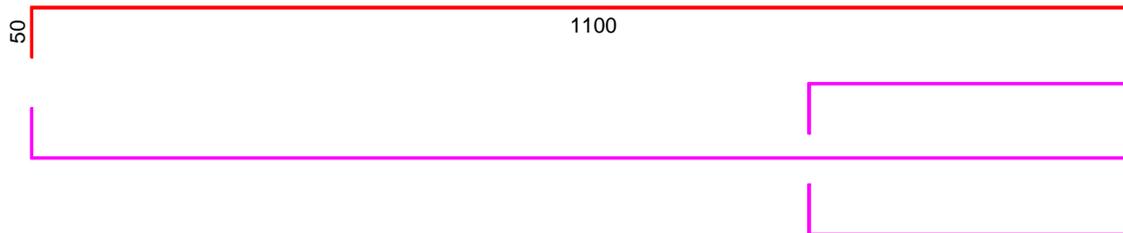
2x 15 N24 Ø 16 mm c/5 C = 374 cm

2x 15 N25 Ø 16 mm c/5 C = 331 cm

104 N26 Ø 25 mm c/18 C = 224 cm



4x 11 N27 Ø 16 mm c/3 C = 1200cm



TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

UFRGS

Ponte em Arco com Tabuleiro Inferior

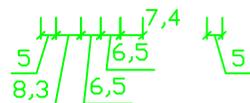
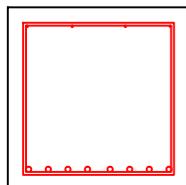
Guilherme de Moura Alvorcem - 173658

PROT. LONG. E FUNDAÇÕES

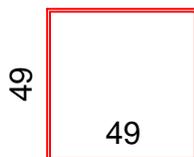
12

CORTE B

ESC.: 1/25

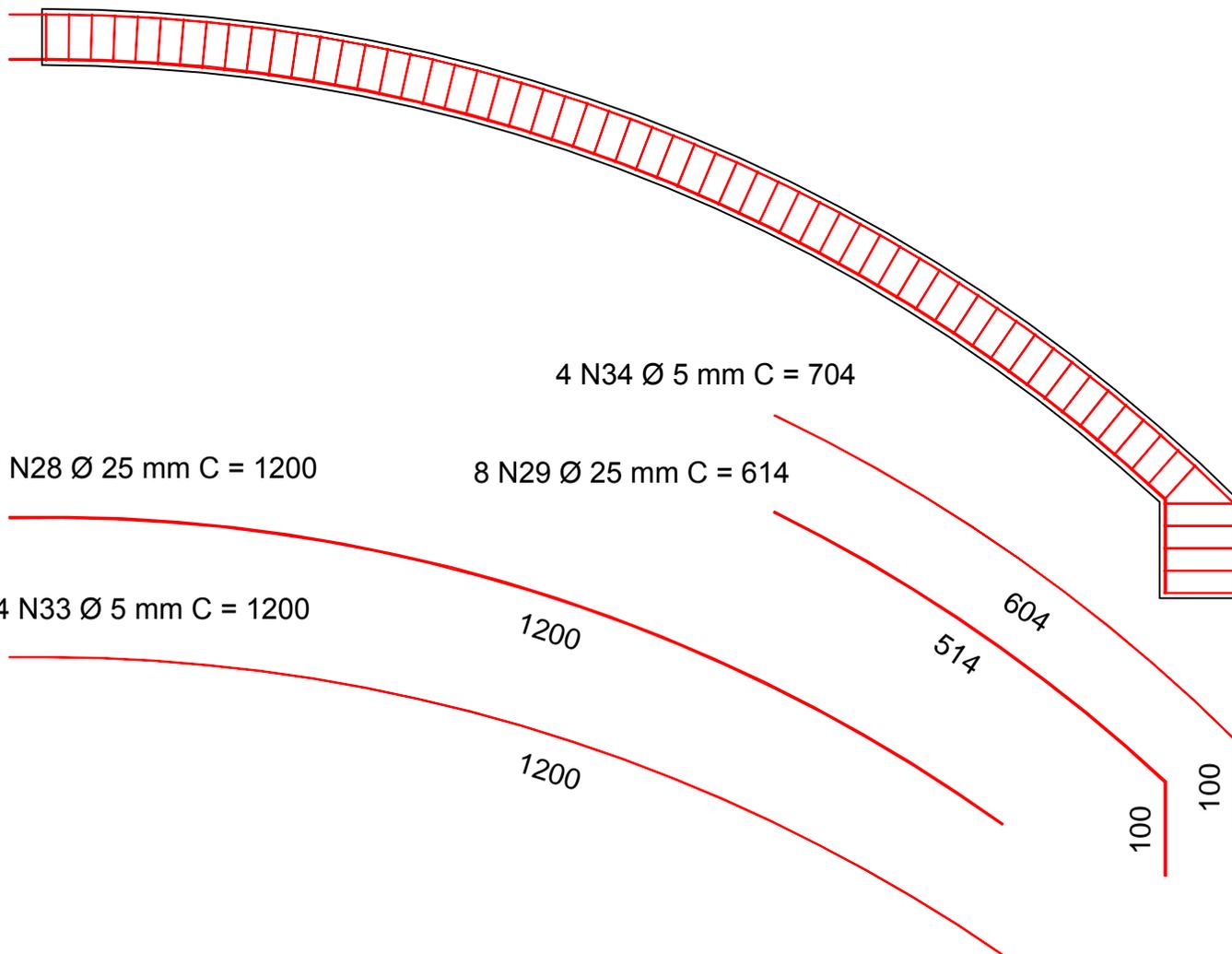


60 N30 Ø 16 mm C/24 C = 196



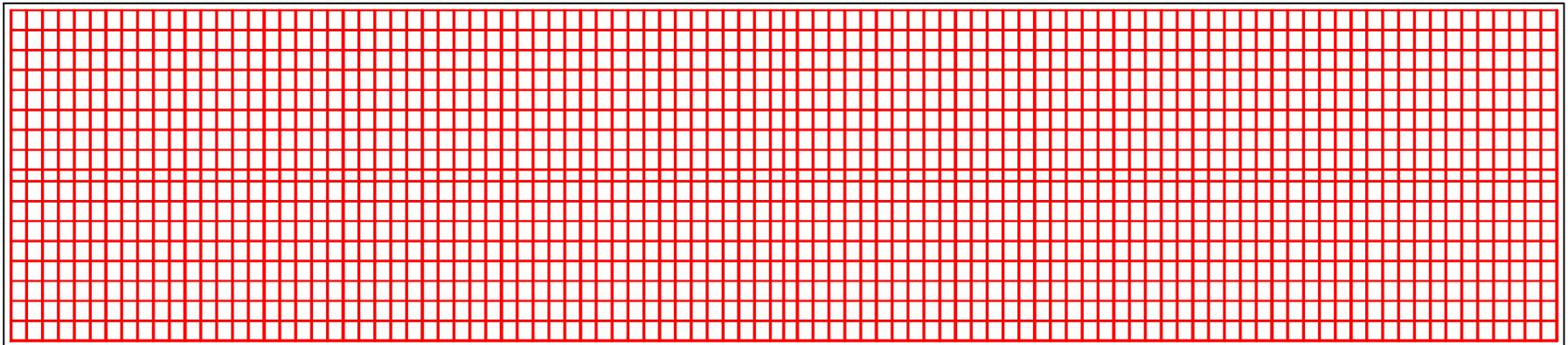
METADE DO ARCO

ESC.: 1/75



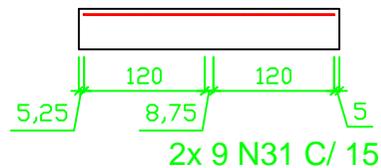
VISTA SUPERIOR

ESC.: 1/50



CORTE J

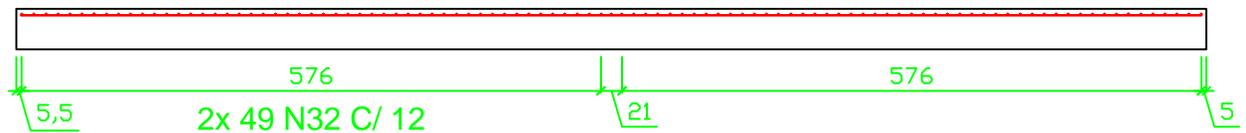
ESC.: 1/75



98 N32 Ø 10 mm C = 249 cm

LAJE DAS VIGAS DE APOIO

ESC.: 1/75



18 N31 Ø 5 mm C = 1173,5 cm

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

UFRGS

Ponte em Arco com Tabuleiro Inferior

Guilherme de Moura Alvorcem - 173658

ARMADURA LAJE

14