

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL  
ESCOLA DE ENGENHARIA  
COMISSÃO DE GRADUAÇÃO DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

**Giovanna Mueller Danieli**

**EFEITO DA ESCONSIDADE EM PONTES: ANÁLISE DAS  
LONGARINAS**

Porto Alegre  
Julho de 2019

**GIOVANNA MUELLER DANIELI**

**EFEITO DA ESCONSIDADE EM PONTES: ANÁLISE DAS  
LONGARINAS**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Comissão de  
Graduação do Curso de Engenharia Civil da Escola de Engenharia  
da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos  
requisitos para obtenção do título de Engenheira Civil

**Orientador: Rubem Clécio Schwingel**

Porto Alegre  
Julho de 2019

**GIOVANNA MUELLER DANIELI**

**EFEITO DA ESCONSIDADE EM PONTES: ANÁLISE DAS  
LONGARINAS**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRA CIVIL e aprovado em sua forma final pela Banca Examinadora, pelo/a Professor/a Orientador/a e pela Comissão de Graduação do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Porto Alegre, julho de 2019

**BANCA EXAMINADORA**

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

**Prof. João Ricardo Masuero (UFRGS)**  
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

**Prof. Roberto Domingos Rios (UFRGS)**  
Dra. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho a minha família, por todo o suporte, amor e paciência a mim proporcionados. Dedico também aos meus colegas e amigos que me acompanharam e ajudaram ao longo de toda a minha jornada acadêmica, em especial João, Lucas e Larissa.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço à minha família que sempre me deu condições e apoio necessário para seguir em frente.

Agradeço também a todos os meus amigos pela compreensão e paciência durante estes últimos anos, nas fases difíceis que passei e grandes decisões que tomei. Agradeço também pela companhia e companheirismo nos momentos mais felizes e gratificantes.

Agradeço aos professores com quem tive mais proximidade, que me motivaram e sempre se colocaram a disposição para sanar dúvidas acadêmicas e profissionais.

Agradeço a todas as empresas onde estagiei, pois em cada lugar sempre aprendi algo novo, obtive novos horizontes e conheci profissionais exemplares.

Obrigada a todas as pessoas que cruzaram o meu caminho e contribuíram com a minha formação profissional e pessoal.

## RESUMO

Este trabalho tem caráter de relatório técnico e versa sobre a análise de longarinas de ponte esconsa, com solução estrutural adotada como ponte em viga. A partir da revisão da literatura que aborda a esconsidade em pontes, contextualizaram-se as principais mudanças de comportamento de pontes esconsas em relação a pontes retas. De forma a explicitar tais mudanças realizou-se um comparativo com o auxílio do programa SAP2000 entre longarinas de três modelos de mesma solução estrutural, alterando-se somente o ângulo de esconsidade. As comparações apontadas foram as mudanças na intensidade dos momentos fletores no meio do vão e no esforço cortante nos cantos obtusos. Para aprofundar a análise das longarinas projetou-se uma ponte em viga sobre o Arroio Dilúvio, unindo os dois trechos da rua Gonçalves Lêdo, localizada no bairro Partenon no município de Porto Alegre. As medidas do projeto foram retiradas da planta do plano diretor da cidade de Porto Alegre e como complemento realizaram-se medições geométricas pelo Google Earth. A topografia utilizada no corte transversal apresentado teve base em um anteprojeto de ponte realizado sobre o Arroio Dilúvio. A ponte projetada apresenta esconsidade de  $70^\circ$  com relação à Avenida Ipiranga que a cruza. Os elementos da ponte foram considerados em concreto armado e concreto pré-moldado protendido, seguindo-se as normativas NBR 6118 e NBR 7187. As cargas utilizadas no projeto da ponte respeitaram o previsto pela NBR 7188. Os cálculos das cargas permanente e carga móvel foram demonstrados passo a passo. Após a obtenção das cargas de projeto realizou-se o cálculo e detalhamento da longarina mais solicitada da ponte, projetada em concreto pré-moldado e protendido. São apresentados os cálculos das armaduras necessárias, as verificações de segurança, as perdas progressivas devidas à fluência e retração do concreto, e à relaxação do aço da armadura de protensão, e, por fim, a verificação nas tensões normais de borda. Os cálculos das perdas progressivas e as verificações das tensões normais de borda seguiram a metodologia proposta por A. Ghali, R. Favre e M. Elbadry, sendo realizados para quatro etapas de execução da obra envolvendo as longarinas da ponte: após a concretagem da longarina, entre a concretagem da longarina e a concretagem da laje, logo após a aplicação de todas as cargas sobre a longarina e para tempo infinito. Considera-se que esta metodologia apresenta resultados muito próximos do que realmente ocorre em estruturas com elementos de diferentes idades de concretagem.

Palavras-chave: NBR 6118. NBR 7187. NBR 7188. Esconsidade. Pontes Esconsas.  
Longarinas de Pontes Esconsas.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Representação de ponte sem esconsidade e com esconsidade .....	31
Figura 2 - Seção transversal dos modelos .....	37
Figura 3 - Seção de projeto das longarinas dos modelos.....	37
Figura 4 - Seção adaptada para o programa SAP 2000 .....	38
Figura 5 - Modelo 1: ponte reta .....	38
Figura 6 - Modelo 2: ponte com ângulo de esconsidade $\phi$ igual a 70° .....	39
Figura 7 - Modelo 3: ponte com ângulo de esconsidade $\phi$ igual a 45° .....	39
Figura 8 - Seção e material das transversinas lançadas no programa SAP 2000 .....	41
Figura 9 - Seção e material das longarinas lançadas no programa SAP 2000.....	42
Figura 10 - Propriedades da seção das longarinas, lançadas no programa SAP 2000 .....	43
Figura 11 - Seção e material das barras que simulam a laje, lançadas no programa SAP 2000 .....	43
Figura 12 - Seção e material das barras auxiliares que refinam a grelha, lançadas no programa SAP 2000.....	44
Figura 13 - Representação em 3D dos elementos extrudados no programa SAP2000 - Representação da ponte com ângulo de esconsidade $\phi$ igual a 45°.....	44
Figura 14 - Material lançado no SAP 2000, concreto C40.....	45
Figura 15 - Material lançado no SAP 2000, concreto C40 sem peso .....	46
Figura 16 - Cargas dos passeios e do revestimento asfáltico para a ponte reta, lançadas no programa FTOOL .....	47
Figura 17 - Cargas dos passeios e do revestimento asfáltico para a ponte com esconsidade igual a 70°, lançadas no programa FTOOL.....	47
Figura 18 - Cargas dos passeios e do revestimento asfáltico para a ponte com esconsidade igual a 45°, lançadas no programa FTOOL.....	48
Figura 19 - Visualização em 3D pelo programa SAP2000 das cargas referentes aos passeios e ao revestimento asfáltico na ponte reta.....	48
Figura 20 - Nomenclatura das longarinas.....	49
Figura 21 - Linha de influência da longarina L1 .....	50
Figura 22 - Pior posição do Trem-Tipo .....	50
Figura 23 - Distribuição de cargas do Trem-Tipo, mostradas em cortes transversais .....	51
Figura 24 - Pontos de extração de valores de momento fletor e esforço cortante.....	52
Figura 25 - Trecho da Rua Gonçalves Lêdo, retirado da planta PDDUA_SCR- POA_2010_V23 .....	56
Figura 26 - Traçado inicial da Ponte Gonçalves Lêdo .....	57
Figura 27 _ Medições pelo Google Earth.....	58

Figura 28 - Foto do local de construção da ponte Gonçalves Lêdo .....	58
Figura 29 - Foto do local de construção da ponte Gonçalves Lêdo .....	59
Figura 30 - Planta esquemática da ponte .....	60
Figura 31 - Corte transversal do tabuleiro da ponte Gonçalves Lêdo .....	61
Figura 32 - Corte longitudinal da ponte Gonçalves Lêdo .....	61
Figura 33 - Seção de projeto das longarinas.....	62
Figura 34 - Dados do catálogo "Fios e cordoalhas para concreto protendido" .....	67
Figura 35 - Representação da área de atuação das cargas sobre a longarina L1 .....	70
Figura 36 – Posição da linhas de influência da longarina L1 .....	73
Figura 37 – Posição da linha de influência da longarina L2 .....	74
Figura 38 - Corte transversal na linha do trem-tipo.....	76
Figura 39 - Corte transversal fora da linha do trem-tipo .....	76
Figura 40 - Linha de influência do momento fletor.....	77
Figura 41 - Linha de influência do esforço cortante.....	77
Figura 42 - Seção modelada no programa FTOOL .....	78
Figura 43 - Seção adaptada para o programa FTOOL.....	79
Figura 44 - Configuração do Trem-Tipo no programa FTOOL.....	79
Figura 45 - Envoltória dos esforços cortantes da longarina L1 .....	80
Figura 46 - Envoltória dos momentos fletores da longarina L1 .....	80
Figura 47 - Distribuição das cordoalhas na seção da longarina .....	89
Figura 48 - Ordem de escalonamento das cordoalhas .....	92
Figura 49 – Condições de equilíbrio.....	100
Figura 50 – Representação da área de compressão do concreto.....	101
Figura 51 – Representação das áreas consideradas nas equações de equilíbrio .....	104
Figura 52 –Área de concreto da zona tracionada .....	126
Figura 53 - Trecho retirado da NBR 6118 sobre armadura de pele .....	127
Figura 54 – Tabela 8.4 da NBR 6118 para obtenção dos valores de $\Psi_{1000}$ , em porcentagem .....	142
Figura 55 - Tabela de Bazant para o coeficiente de envelhecimento do concreto .....	144
Figura 56 – Distâncias dos elementos constituintes da seção da longarina até o eixo de referência arbitrado.....	145
Figura 57 - Variações de tensões ao longo do tempo.....	164

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 -Dados da parte pré-moldada da longarina.....	63
Tabela 2 - Dados da longarina solidarizada com a laje .....	64
Tabela 3 - Propriedades do concreto da parte pré-moldada da longarina .....	66
Tabela 4 - Propriedades do concreto moldado "in loco" .....	67
Tabela 5 - Propriedades da armadura passiva .....	68
Tabela 6 - Propriedades da armadura ativa .....	68
Tabela 7 - Cargas permanentes.....	71
Tabela 8 - Cálculo do coeficiente de ponderação CIV .....	72
Tabela 9 - Cálculo do coeficiente de ponderação CNF .....	72
Tabela 10 - Momentos fletores e esforços cortantes gerados pela carga móvel.....	80
Tabela 11 – Momento fletor e esforços cortantes gerados pela carga móvel na seção correspondente ao comprimento $l_p$ .....	81
Tabela 12 - Momentos fletores em cada seção pré-definida da longarina .....	82
Tabela 13 – Esforços cortantes em cada seção pré-definida da longarina .....	82
Tabela 14 - Valores das tensões admissíveis.....	85
Tabela 15 - Cálculo da protensão máxima suportada pela longarina .....	87
Tabela 16 – Cálculo da protensão mínima necessária para a longarina .....	88
Tabela 17 - cálculo do número de cordoalhas utilizado .....	89
Tabela 18 –Verificação da protensão máxima suportada pela extremidade da longarina.....	91
Tabela 19 – Número de cordoalhas suportadas .....	91
Tabela 20 - Centróide e área da protensão em cada seção do escalonamento.....	92
Tabela 21 – Definição do trecho contendo 21 cordoalhas.....	94
Tabela 22 – Definição do trecho contendo 18 cordoalhas.....	95
Tabela 23 - Definição do trecho contendo 15 cordoalhas .....	95
Tabela 24 - Definição do trecho contendo 13 cordoalhas .....	96
Tabela 25 – Momentos fletores de cálculo .....	99
Tabela 26 – Limites dos domínios.....	101
Tabela 27 – Verificação do domínio .....	102
Tabela 28 – Deformações .....	103
Tabela 29 – Momento resistente de cálculo .....	105
Tabela 30 – Momento solicitante .....	105
Tabela 31 – Momento resistente de cálculo .....	107

Tabela 32 – Área da armadura passiva necessária na seção 5 .....	109
Tabela 33 – Área da armadura passiva necessária na seção 4 .....	109
Tabela 34 – Área da armadura passiva necessária na seção 3 .....	110
Tabela 35 – Área da armadura passiva necessária na seção 2 .....	111
Tabela 36 - Comprimento de traspasse para bitola de 25mm.....	112
Tabela 37 - Comprimento de traspasse para bitola de 20mm.....	112
Tabela 38 –Esforço cortante de cálculo.....	114
Tabela 39 – Verificação da seção 0 .....	114
Tabela 40 – Verificação da seção $l_p$ .....	115
Tabela 41 – Verificação da seção 1 .....	115
Tabela 42 – Verificação da seção 2 .....	116
Tabela 43 – Verificação da seção 3 .....	116
Tabela 44 – Verificação da seção 4 .....	117
Tabela 45 – Verificação da seção 5 .....	117
Tabela 46 – tensão de cisalhamento do concreto .....	118
Tabela 47 – Armadura de introdução da força de protensão .....	119
Tabela 48 – Armadura transversal necessária para a seção 0.....	119
Tabela 49 – Armadura transversal necessária para a seção $l_p$ .....	120
Tabela 50 - Armadura transversal necessária para a seção 1 .....	121
Tabela 51 – Armadura transversal necessária para a seção 2.....	121
Tabela 52 – Armadura transversal mínima .....	122
Tabela 53 – Tensão estimada na borda superior.....	124
Tabela 54 –Tensão estimada na borda inferior.....	124
Tabela 55 – Armadura da cunha de tração .....	125
Tabela 56 - Comprimento de traspasse da armadura da cunha de tração.....	126
Tabela 57 - Comprimento de traspasse para armadura de pele .....	128
Tabela 58 - Dados da seção entre 3 e 60 dias .....	133
Tabela 59 -Dados das seções entre 60 dias e $\infty$ .....	133
Tabela 60 – Deformação por fluência no concreto entre 3 e 60 dias .....	137
Tabela 61 – Deformação por fluência no concreto entre 60 dias e $\infty$ .....	138
Tabela 62 – Retração do concreto entre 3 e 60 dias .....	140
Tabela 63 – retração do concreto entre 60 dias e $\infty$ .....	141
Tabela 64 – Coeficiente de relaxação entre 0 e 60 dias.....	142
Tabela 65 - Coeficiente de relaxação entre 0 e $\infty$ .....	143
Tabela 66 – Coeficientes utilizados entre 3 e 60 dias.....	146

Tabela 67 – Coeficientes utilizados entre 60 dias e $\infty$ .....	147
Tabela 68 –Módulo de elasticidade dos materiais componentes da longarina.....	147
Tabela 69 - Força e momento equivalentes .....	155
Tabela 70 - Seção transformada em t = 3 dias.....	155
Tabela 71 - Variação de tensões em t = 3 dias .....	156
Tabela 72 - Tensões restritivas .....	156
Tabela 73 - Força e momento restritivos .....	157
Tabela 74 - Seção transformada entre 3 e 60 dias .....	157
Tabela 75 – Variação de tensões entre 3 e 60 dias .....	158
Tabela 76 – Forças e momentos aplicados na etapa.....	158
Tabela 77 – Seção transformada em t = 60 dias .....	159
Tabela 78 – Variação de tensões em t = 60 dias.....	159
Tabela 79 – Tensões restritivas .....	160
Tabela 80 – Seção transformada entre 60 dias e $\infty$ .....	160
Tabela 81 – Força e momento restritivos .....	161
Tabela 82 – Variação de tensões entre 60 dias e $\infty$ .....	161
Tabela 83 – Forças e momentos aplicados .....	162
Tabela 84 – Seção transformada.....	162
Tabela 85 – Variação de tensões .....	163

## LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Momentos fletores no meio do vão das longarinas dos modelos.....	52
Gráfico 2 - Porcentagem do momento fletor no meio do vão das longarinas dos modelos, em relação aos valores obtidos na ponte reta .....	53
Gráfico 3 – Esforço cortante na longarina L1 próximo ao canto obtuso dos modelos.....	53
Gráfico 4 - Porcentagem do esforço cortante na longarina L1 próximo ao canto obtuso dos modelos, em relação aos valores obtidos na ponte reta .....	54
Gráfico 5 - Linha de influência transversal da longarina L1 .....	74
Gráfico 6 - Linha de influência transversal da longarina L2 .....	75

## **LISTA DE SIGLAS**

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

CIV - Coeficiente de Impacto Vertical

CNF - Coeficiente do Número de Faixas

CIA - Coeficiente de Impacto Adicional

TB – Trem Tipo Rodoviário Brasileiro

## LISTA DE SÍMBOLOS

$\phi$  - Ângulo de escurvidade da ponte, (graus)

k - Coeficiente de rigidez das longarinas (KN/m)

d - Máxima deformação de cada longarina quando aplicada uma carga de 1KN sobre seu centro (metros)

p - Valor estático da carga móvel uniformemente distribuída

q - Valor estático p acrescido de todos os coeficientes de ponderação

P – (Para o cálculo da carga móvel) Valor estático de uma roda do veículo

Q - Valor estático de uma roda do veículo, acrescido de todos os coeficientes de ponderação

$l_p$  - Comprimento de regularização

$l_{bp}$  - Comprimento de ancoragem básico

$l_{bpt}$  - Comprimento de transferência

$W_s$  - Módulo resistente da borda superior

$W_i$  - Módulo resistente da borda inferior

$M_g$  - Momento fletor devido a carga permanente

$M_q$  - Momento fletor devido a carga móvel

$M_d$  - Momento fletor de cálculo

$e_p$  - Excentricidade da força de protensão na seção considerada

$\sigma_{cs}$  - Tensão normal do concreto na borda superior

$\sigma_{ci}$  - Tensão normal do concreto na borda inferior

$\sigma_{pi}$  - Tensão aplicada ao aço de protensão

$\sigma_{p0}$  - Tensão inicial aplicada ao aço de protensão

$\Delta\sigma_{pr}$  - Perda de tensão a comprimento constante do aço de protensão

$\sigma_{as}$  - Tensão aplicada ao aço de armadura passiva

$\varepsilon_c$  - Deformação no concreto

$E_{ci}$  - Módulo de elasticidade do concreto

$E_{cs}$  - Módulo de elasticidade secante do concreto

$\alpha_E$  - Parâmetro em função do agregado graúdo utilizado na composição do concreto

$f_c$  - Resistência à compressão do concreto

$f_{ctm}$  - Resistência à tração média do concreto

$f_{yk}$  - Resistência característica do aço da armadura passiva e cunha de tração

$f_{yd}$  - Resistência de cálculo do aço da armadura passiva e cunha de tração

$\varepsilon_{yd}$  - Deformação de escoamento de cálculo do aço

$f_{ptk}$  - Tensão de ruptura do aço de protensão

$f_{pyk}$  - Tensão característica do aço de protensão

$f_{ptd}$  - Tensão de ruptura de cálculo do aço de protensão

$f_{pyd}$  - Tensão de escoamento convencional de cálculo do aço de protensão

$E_p$  - Módulo de elasticidade do aço de protensão

$E_s$  - Módulo de elasticidade do aço da armadura passiva e cunha de tração

$b_w$  - Largura da base da longarina

$b_f$  - Largura da mesa da longarina, considerando a distância contribuinte da laje

$A_s$  - Área da armadura passiva na seção

$A_p$  – Área da armadura de protensão na seção

$A_{cc}$  – Área de concreto sob compressão

$R_{cc}$  – Resultante de concreto sob compressão

$R_{st}$  – Resultante do aço da armadura passiva tracionada

$R_{pt}$  – Resultante da protensão tracionada

$r_0$  - Rendimento da força de protensão após as perdas imediatas

$r_\infty$  - Rendimento da força de protensão após todas as perdas

$P$  – (Para o cálculo da força de protensão) Força efetiva de protensão após as perdas imediatas

$P_\infty$  - Força efetiva de protensão após todas as perdas

$P_0$  - é a força aplicada pelo equipamento de protensão.

$O$  – Ponto de referência arbitrado para o cálculo das tensões na seção transversal

$\varphi$  - Coeficiente de fluência do concreto

$\varepsilon_{cs}$  - Coeficiente de retração do concreto

$\chi$  - Coeficiente de envelhecimento do concreto

$\chi_r$  - Coeficiente de relaxação do aço para protensão

$\Psi$  – Curvatura da distribuição de deformação da seção, que é considerada linear (m-1), positiva para momento fletor positivo

$\varepsilon_0$  - Deformação no ponto de referência  $O$ , positiva para tração

#### OBSERVAÇÕES:

Aos valores que não foram atribuídos sistema de medida, os mesmos serão apresentados ao longo dos capítulos acompanhados do sistema de medidas utilizado na seção.

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b> .....	<b>27</b>
<b>2</b>	<b>DIRETRIZES DO TRABALHO</b> .....	<b>28</b>
2.1	OBJETIVOS .....	28
2.1.1	Objetivo principal.....	28
2.1.2	Objetivos secundários.....	29
2.2	PRESSUPOSTOS .....	29
2.3	DELIMITAÇÃO .....	29
2.4	LIMITAÇÕES .....	30
<b>3</b>	<b>ESCONSIDADE EM PONTES</b> .....	<b>31</b>
3.1	PONTOS A RESSALTAR SOBRE PONTES ESCONSAS .....	34
3.2	PONTE DO PROJETO .....	35
<b>4</b>	<b>EFEITO DA ESCONSIDADE - COMPARATIVO</b> .....	<b>36</b>
4.1	MODELOS PROJETADOS .....	36
4.2	PROPRIEDADES DOS ELEMENTOS QUE COMPÕE O MODELO .....	40
4.3	CARGAS PERMANENTES .....	46
4.4	CARGA MÓVEL .....	49
4.5	RESULTADOS OBTIDOS .....	51
4.6	ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	54
<b>5</b>	<b>PONTE PROJETADA</b> .....	<b>55</b>
5.1	LOCALIZAÇÃO .....	55
5.2	DEFINIÇÕES DO PROJETO.....	59
<b>6</b>	<b>LONGARINA L1 – PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS E DOS MATERIAIS CONSTITUINTES</b> .....	<b>62</b>
6.1	DADOS GEOMÉTRICOS DA SEÇÃO.....	62
6.2	CONCRETOS UTILIZADOS .....	64
6.3	AÇOS UTILIZADOS .....	67
<b>7</b>	<b>CARGAS</b> .....	<b>69</b>
7.1	CARGAS PERMANENTES .....	69
7.2	CÁLCULO DA CARGA MÓVEL.....	71
7.3	LONGARINA MAIS SOLICITADA .....	73
7.4	LINHA DE INFLUÊNCIA DA LONGARINA L1 .....	75
7.5	VALORES DA CARGA MÓVEL NO COMPRIMENTO DE REGULARIZAÇÃO LP .....	81
7.6	RESUMO DOS ESFORÇOS ATUANTES .....	81

<b>8</b>	<b>DETERMINAÇÃO DA FORÇA DE PROTENSÃO .....</b>	<b>84</b>
8.1	TENSÕES ADMISSÍVEIS .....	85
8.2	PROTENSÃO MÁXIMA SUPOSTADA PELA SEÇÃO .....	86
8.3	PROTENSÃO MÍNIMA NECESSÁRIA .....	87
8.4	PROTENSÃO ADOTADA .....	88
<b>9</b>	<b>VERIFICAÇÃO NAS EXTREMIDADES .....</b>	<b>90</b>
9.1	VERIFICAÇÃO NAS EXTREMIDADES NO PERÍODO INICIAL.....	90
<b>10</b>	<b>ESCALONAMENTO .....</b>	<b>92</b>
10.1	PARA 21 CORDOALHAS.....	93
10.2	PARA 18 CORDOALHAS.....	94
10.3	PARA 15 CORDOALHAS.....	95
10.4	PARA 13 CORDOALHAS.....	96
<b>11</b>	<b>COMPRIMENTOS DE ANCORAGEM.....</b>	<b>97</b>
<b>12</b>	<b>VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA À RUPTURA POR FLEXÃO .....</b>	<b>99</b>
12.1	FASE DE CONSTRUÇÃO.....	99
12.2	FASE FINAL .....	105
<b>13</b>	<b>CÁLCULO DA ARMADURA PASSIVA.....</b>	<b>108</b>
13.1	SEÇÃO 5.....	108
13.2	SEÇÃO 4.....	109
13.3	SEÇÃO 3.....	110
13.4	SEÇÃO 2.....	110
13.5	COMPRIMENTO DE TRASPASSE.....	111
<b>14</b>	<b>VERIFICAÇÃO AO CORTE.....</b>	<b>113</b>
14.1	SEÇÃO 0.....	114
14.2	SEÇÃO LP .....	115
14.3	SEÇÃO 1.....	115
14.4	SEÇÃO 2.....	116
14.5	SEÇÃO 3.....	116
14.6	SEÇÃO 4.....	117
14.7	SEÇÃO 5.....	117
<b>15</b>	<b>CÁLCULO DOS ESTRIBOS .....</b>	<b>118</b>
15.1	SEÇÃO 0.....	119
15.2	SEÇÃO LP .....	120
15.3	SEÇÃO 1.....	120
15.4	SEÇÃO 2.....	121

<b>16</b>	<b>ARMADURA DA CUNHA DE TRACÇÃO PARA ELEMENTOS PRÉ-FABRICADOS .....</b>	<b>123</b>
<b>17</b>	<b>ARMADURA DE PELE.....</b>	<b>127</b>
<b>18</b>	<b>ARMADURA TOTAL EM CADA SEÇÃO .....</b>	<b>129</b>
18.1	SEÇÃO 0.....	129
18.2	SEÇÃO LP .....	129
18.3	SEÇÃO 1.....	130
18.4	SEÇÃO 2.....	130
18.5	SEÇÃO 3.....	130
18.6	SEÇÃO 4.....	131
18.7	SEÇÃO 5.....	131
<b>19</b>	<b>PERDAS PROGRESSIVAS.....</b>	<b>132</b>
19.1	FASES DE EXECUÇÃO ANALISADAS .....	132
19.2	FLUÊNCIA DO CONCRETO.....	134
19.3	RETRAÇÃO NO CONCRETO .....	139
19.4	RELAXAÇÃO DO AÇO PROTENDIDO .....	141
19.5	COEFICIENTE DE ENVELHECIMENTO .....	143
<b>20</b>	<b>VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES NORMAIS DE BORDA PELO MÉTODO DE A. GHALI, R. FAVRE E M. ELBADRY .....</b>	<b>145</b>
20.1	COEFICIENTE DE RELAXAÇÃO REDUZIDO .....	146
20.2	DADOS .....	146
20.3	FÓRMULAS UTILIZADAS PARA OBTENÇÃO DAS TENSÕES INSTANTÂNEAS EM ETAPAS DE APLICAÇÃO DE CARGA.....	148
20.4	FÓRMULAS UTILIZADAS PARA OBTENÇÃO DAS VARIAÇÕES DE TENSÕES DENTRO DE UM INTERVALO .....	152
20.5	VARIAÇÕES DE TENSÕES LOGO APÓS A PROTENSÃO DA LONGARINA (T = 3 DIAS) .....	155
20.6	VARIAÇÕES DE TENSÕES ENTRE 3 E 60 DIAS .....	156
20.7	VARIAÇÃO DE TENSÕES LOGO APÓS A CONCRETAGEM DA LAJE (T = 60 DIAS) .....	158
20.8	VARIAÇÃO DE TENSÕES ENTRE 60 DIAS E $\infty$ .....	160
20.9	VARIAÇÕES DE TENSÕES DURANTE A APLICAÇÃO DA CARGA MÓVEL .....	162
<b>21</b>	<b>CONCLUSÃO .....</b>	<b>166</b>
	REFERÊNCIAS .....	167
	APÊNDICE A - PLANTAS DE LOCALIZAÇÃO E DETALHAMENTO.....	168

# 1 INTRODUÇÃO

Este documento visa analisar as longarinas de uma ponte esconsa projetada sobre o Arroio Dilúvio, criando uma ligação entre os dois trechos da rua Gonçalves Lêdo.

A solução estrutural de ponte em viga foi adotada por ser uma solução de seção aberta, em que os efeitos gerados pela esconsidade são menos críticos do que em seções fechadas (por exemplo seção caixão), além de ser um modelo de fácil execução e comumente adotado nas pontes que cruzam o arroio dilúvio. Por possuir elementos pré-moldados, grande parte da estrutura pode ser concretada em canteiro de obras afastados ou em fábricas de pré-fabricados, gerando menores obstruções no local e duração menor de execução.

Presumiu-se também que esta solução estrutural geraria menores custos e acarretaria menores intervenções no local, já que a Avenida Ipiranga, que acompanha o curso do Arroio Dilúvio, não intercepta a rua Gonçalves Lêdo de forma ortogonal, necessitando provavelmente uma grande mudança na topografia do local caso fosse adotado o modelo de ponte reta. Não seriam necessárias também grandes melhorias de tráfego, pela rua em questão ser considerada curta e de pouco fluxo.

Para justificar a análise de pontes em viga esconsas será discutido no primeiro capítulo deste trabalho como a esconsidade afeta as cargas e o dimensionamento estrutural das longarinas que a compõe. Como forma de ilustrar melhor estes efeitos, será realizada uma comparação entre três modelos: a ponte esconsa foco deste projeto, uma ponte semelhante com maior esconsidade e uma ponte reta. A obtenção dos momentos fletores e dos esforços cortantes utilizados no comparativo foram obtidos por meio do programa SAP2000.

A ponte projetada para conectar os dois trechos da rua Gonçalves Lêdo apresenta esconsidade de 70°. Após a obtenção das cargas pôde-se observar qual das longarinas da ponte seria a mais solicitada, e os cálculos realizados posteriormente referem-se à mesma. Foram determinadas as armaduras passivas e ativas necessárias para a longarina, e foram realizadas verificações de segurança.

Por fim foram determinadas as perdas progressivas devidas à fluência e retração do concreto, à relaxação do aço da armadura de protensão, e verificaram-se as tensões normais de borda para quatro etapas de execução da obra envolvendo as longarinas da ponte. Levou-se em consideração as diferentes idades de concretagem de elementos da ponte.

O método utilizado para a determinação das tensões nos materiais, adotado neste trabalho, é proposto por A. Ghali, R. Favre e M. Elbadry, no seu livro “Concrete Structures - Stresses and Deformations”. Este método permite o tratamento de seções transversais compostas de forma completa, considerando materiais de rigidezes diferentes, como, por exemplo, concretos com diferentes resistências e maturidades, bem como, considera o efeito dos fenômenos reológicos do concreto e do aço (retração, deformação lenta e relaxação), ao longo da vida do elemento estrutural.

Inclui-se ao final deste trabalho as plantas de geometria da ponte e de detalhamento das longarinas.

## **2 DIRETRIZES DO TRABALHO**

Abaixo são apresentadas as diretrizes do trabalho, os objetivos, hipóteses, delimitações e limitações.

### **2.1 OBJETIVOS**

Os objetivos a serem alcançados com o desenvolvimento deste trabalho estão descritos abaixo.

#### **2.1.1 Objetivo principal**

Projetar uma ponte em viga esconsa e realizar o dimensionamento e detalhamento da sua longarina mais solicitada.

### **2.1.2 Objetivos secundários**

Os objetivos secundários estão listados a seguir:

- a) atentar sobre os principais efeitos da esconsidade em longarinas de pontes em viga por meio de um comparativo de modelos realizado pelo programa SAP2000;
- b) Seguir o escopo de um projeto executivo de longarinas, com cálculos e plantas de detalhamentos, passível de execução;
- c) Utilizar o método proposto por A. Ghali, R. Favre e M. Elbadry para o cálculo das perdas progressivas e das tensões normais de borda, para várias etapas de execução da obra.

## **2.2 PRESSUPOSTOS**

O projeto da ponte seguirá as indicações normativas atualizadas da NBR 6118, NBR 7187 e o cálculo da carga móvel seguirá a NBR 7188.

## **2.3 DELIMITAÇÃO**

O comparativo entre três modelos de pontes esconsas apresentado no início deste trabalho delimita-se à análise dos momentos fletores no meio do vão das longarinas e aos esforços cortantes na longarina de extremidade no ponto mais próximo ao canto obtuso do tabuleiro.

O projeto de dimensionamento e detalhamento que segue delimita-se à longarina mais solicitada da ponte da rua Gonçalves Lêdo, tendo-se em vista que o projeto pode ser utilizado para as demais longarinas, resultando em uma segurança estrutural maior e em uma menor chance de erros de execução das longarinas.

## 2.4 LIMITAÇÕES

São limitações deste trabalho:

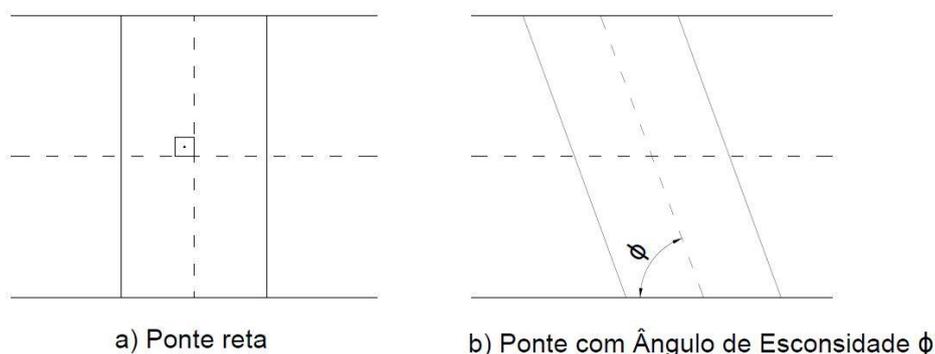
- a) será apresentado memorial de cálculo somente para a longarina mais solicitada, os demais elementos da ponte não serão dimensionados nem detalhados;
- b) será adotado somente uma solução estrutural para a ponte, portanto não serão apresentados comparativo entre soluções estruturais diferentes;
- c) Será considerada somente pré-tensão para o cálculo da armadura de protensão das longarinas;
- d) será somente analisado o carregamento provocado pelo peso próprio e pela carga móvel, desconsiderando qualquer efeito provocado pela carga do vento;
- e) não serão realizados levantamentos de quantitativos de aço e concreto das longarinas.

### 3 ESCONSIDADE EM PONTES

Para seguir o traçado de uma rua ou rodovia sobre um obstáculo natural não ortogonal à via nos deparamos com a necessidade de um projeto de ponte com esconsidade.

Neste projeto, a esconsidade será definida como o ângulo formado entre o eixo longitudinal da ponte e os seus elementos de encontro, conforme ilustrado na figura 1 (b). Será definido também que a expressão “ponte reta” refere-se a uma ponte ortogonal ao obstáculo transpassado, como mostra a figura 1 (a).

Figura 1 – Representação de ponte sem esconsidade e com esconsidade



(fonte: elaborada pela autora)

Conforme a bibliografia que está sendo apresentada neste capítulo, pode-se dizer que os principais efeitos gerados pela esconsidade em pontes, em comparação com pontes retas de mesma solução estrutural, é a redução de momentos fletores no meio do vão, o aumento dos valores dos esforços cortantes nos cantos obtusos, e o surgimento de momentos de torção/rotação no plano do tabuleiro, em torno de um eixo perpendicular a este plano.

A intensidade desses efeitos depende de vários fatores, sendo os principais: o ângulo de esconsidade da ponte, a razão entre a largura do tabuleiro e o comprimento do vão ( $b: \ell$ ), o tipo de apoio utilizado e o modelo estrutural adotado.

Quanto menor for o ângulo de esconsidade  $\phi$  de uma ponte, mais esconsa ela será, e maiores serão os efeitos gerados na sua estrutura. Há casos em que estes efeitos não podem ser

desprezados e necessitam análise específica, a fim de garantir um bom funcionamento da estrutura global e de seus elementos individualmente, incluindo condições aceitáveis de serviço.

Leonhardt (1979, p. 123) fala sobre pontes esconsas em seu livro “Construções de concreto volume 6”. O autor especifica uma faixa de valores para o ângulo  $\phi$ , em cada solução estrutural, para que a enconsidade seja levada em consideração nos cálculos da ponte.

O ângulo de esconsidade para pontes em laje de um só vão é compreendido entre  $20^\circ$  e  $70^\circ$ . Considera-se impossível a execução de uma ponte com ângulo  $\phi$  menor do que  $20^\circ$ , e para ângulos maiores que  $70^\circ$  o efeito da esconsidade pode ser desprezado. O autor ressalta também que para ângulos  $\phi$  menores do que  $40^\circ$  o momento de engastamento no canto obtuso pode tornar-se maior do que o momento no meio do vão, ocasionando uma elevada pressão de canto no final do apoio, exigindo a utilização de aparelho de apoio que permita o levantamento da laje neste local, diminuindo assim o grau de engastamento.

Segundo Leonhardt, (1979, p. 173) para pontes em vigas T quando o ângulo de esconsidade for maior que  $60^\circ$ , as vigas da ponte podem ser calculadas e dimensionadas com suficiente precisão como pertencentes a pontes retas. Somente nos cantos obtusos o apoio extremo deverá ser dimensionado para um acréscimo nas cargas verticais de aproximadamente  $1/\text{sen } \phi$ .

Levando em consideração que a esconsidade pode gerar momentos de torção na ponte, o autor sugere que a superestrutura de pontes em viga não deve ter rigidez à torção, não sendo aconselhável adotar seção caixão ou transversinas rígidas. Indica-se também que as longarinas sejam bastante afastadas.

Para pontes com seção caixão a estrutura pode ser calculada e dimensionada como uma ponte reta, dependendo do tipo e disposição dos apoios, não sendo definido pelo autor nenhum limite para o ângulo  $\phi$ .

Oliveira, Pfeil e Battista (2016, p. 05) apresentam uma análise ligada com os argumentos sobre pontes esconsas presentes neste projeto. No estudo foram criados 3 modelos de soluções estruturais diferentes com variações de comprimento, esconsidade e distribuição espacial dos carregamentos, pelo programa SAP2000.

Em pontes em viga mista, solução mais aproximada da ponte em viga proposta neste trabalho, ficou explícito que há redução dos esforços de momento fletor no meio do vão com o aumento

da esconsidade (diminuição do ângulo  $\phi$ ). Ficou evidente, também, que a influência da esconsidade diminui com o aumento do vão. Como é citado no estudo, quanto maior a relação largura/vão, maior é o efeito do ângulo de esconsidade na redução do momento fletor e no aumento das reações no apoio do canto obtuso. Também se chegou à conclusão que as vigas internas são suscetíveis a variações maiores do que as externas.

Foi fortemente destacado também que a combinação das ações da variação de temperatura e ações das cargas móveis, em pontes de grande esconsidade e vãos moderados, podem induzir nas mesmas deslocamentos transversais suficientemente grandes para causar danos aos aparelhos de apoio.

O estudo também destaca os resultados obtidos em termos de acréscimo da reação vertical no apoio do canto obtuso com o aumento do grau de esconsidade para pontes em seção celular. Este comportamento se deve à presença do momento torsor que é progressivamente mobilizado com o aumento da esconsidade. Para a ponte com tabuleiro de seção II e três vãos contínuos a esconsidade teve pouca influência nos resultados dos esforços de momento fletor no meio do vão. No modelo com vão único biapoiado a influência da esconsidade foi mais significativa.

Como citado no trabalho publicado:

As principais conclusões relacionadas aos efeitos da esconsidade foram a redução de momentos fletores no meio do vão e o acréscimo de esforços cortantes nos apoios do canto obtuso. Também foi observado o movimento de rotação da ponte no plano do tabuleiro em torno de um eixo perpendicular a este plano produzindo deslocamentos horizontais dos pontos de apoio na direção transversal ao eixo da ponte.

Os efeitos da esconsidade também ocorrem em pontes esconsas de seção transversal aberta (tabuleiro sobre vigas) ou fechada (celular), mas com intensidade menor que em pontes em lajes maciças esconsas. No caso de pontes esconsas de seção aberta, o efeito da esconsidade sobre a distribuição transversal das cargas nas vigas e, portanto, sobre as solicitações de flexão é bastante significativo (com relação a pontes ortogonais) e não pode ser desprezado no projeto dessas estruturas

Rocha e Schulz (2017, p. 214) comparam armaduras das lajes de pontes em laje, pontes em laje com vigas laterais e pontes em vigas múltiplas segundo diversos ângulos de esconsidade. A pesquisa mostra que o aumento da esconsidade aumenta as armaduras e as tensões no concreto, e mesmo o efeito de pequenas esconsidades não deve ser desprezado.

Para pontes em laje sem vigas laterais o artigo conclui que a esconsidade aumenta as armaduras e as tensões de compressão no concreto. A malha inferior é mais densa e apresenta um aumento expressivo das armaduras, enquanto as armaduras dos cantos agudos apresentam redução.

Em pontes em laje com vigas laterais as vigas laterais reduzem as armaduras necessárias e a influência da esconsidade nas armaduras superiores. A esconsidade aumenta as armaduras inferiores da mesma forma que nas pontes sem vigas.

Em pontes em vigas múltiplas o artigo destaca que as maiores armaduras inferiores das lajes são obtidas na região do meio do vão, entre as vigas principais. As armaduras superiores máximas são obtidas sobre as longarinas, junto aos apoios. As tensões no concreto são mais elevadas no meio do vão, pois a laje é mesa de compressão das longarinas.

### 3.1 PONTOS A RESSALTAR SOBRE PONTES ESCONSAS

A partir da revisão bibliográfica realizada, pode-se destacar os seguintes fatores:

- a) para todos os tipos de estruturas, quanto mais esconsa a ponte, ou seja, quanto menor o valor do ângulo  $\phi$ , maior será a importância de se considerar a esconsidade nos cálculos da estrutura;
- b) pontes esconsas podem apresentar maiores tensões no concreto e requerer maiores taxas de armadura e maiores cuidados com as extremidades e cantos da estrutura;
- c) devem haver cuidados especiais com o apoio utilizado para a superestrutura da ponte, considerando os possíveis efeitos de levantamento nos seus cantos;
- d) para pontes esconsas de solução estrutural de ponte em viga, a esconsidade pode diminuir os valores dos momentos fletores no meio do vão das longarinas, e aumentar os esforços cortantes nos cantos obtusos.

A seguir será apresentado um comparativo entre pontes com esconsidades diferentes a fim de comprovar a importância de se levar em conta esse fator nos cálculos estruturais.

## 3.2 PONTE DO PROJETO

A ponte projetada neste trabalho é uma ponte em viga T com ângulo de esconsidade igual a  $70^\circ$ . Segundo Leonhardt (1979, p. 173) ela seria pouco esconsa, podendo ser calculada e dimensionada como uma ponte reta, considerando o acréscimo de cargas nos cantos obtusos. Sabe-se que as longarinas internas sofrerão maior alteração de momento fletor, e que haverá aumento dos esforços cortantes nos cantos obtusos do tabuleiro.

## 4 EFEITO DA ESCONSIDADE - COMPARATIVO

De forma a explicitar os efeitos gerados pela esconsidade em pontes foi realizado um comparativo entre três modelos de ponte semelhantes, sendo o ângulo de esconsidade  $\phi$  a única diferença entre eles.

Os modelos foram elaborados com o auxílio do programa SAP 2000. A solução estrutural adotada é a de ponte em viga, seguindo as mesmas dimensões básicas do projeto foco deste trabalho. A simulação foi realizada por meio de análise de grelha, assim os elementos foram dispostos como “barras” horizontais e verticais, formando uma malha ortogonal de 0,50 por 0,55 metros.

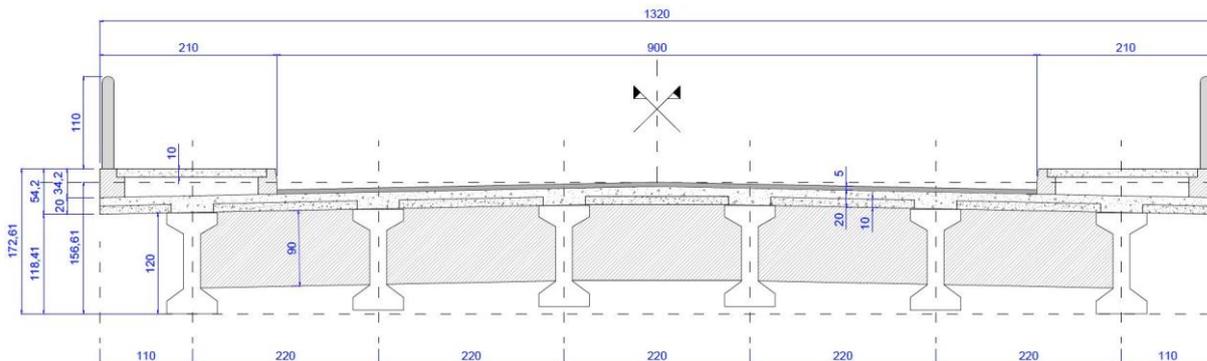
Após a aplicação das cargas foram extraídos os valores de esforços cortantes e momentos fletores referentes a pontos específicos da malha, sendo realizado um comparativo entre os valores obtidos em cada modelo. O objetivo é deixar mais claro e visual qual esconsidade produz o menor momento no meio do vão e maior esforço cortante nos cantos obtusos.

### 4.1 MODELOS PROJETADOS

Os três modelos seguem a mesma disposição de elementos e o mesmo dimensionamento da ponte foco deste projeto: vencem um vão entre apoios de 27,50 metros, possuem largura de 13,20 metros e são compostos por 6 longarinas de seção T.

A seção transversal genérica utilizada para os três modelos está representada a seguir.

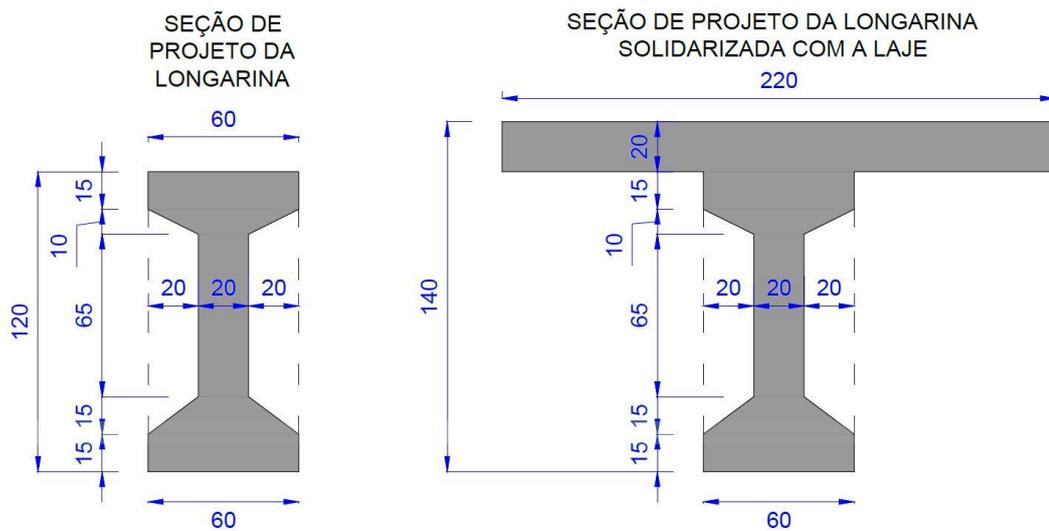
Figura 2 - Seção transversal dos modelos



(fonte: elaborado pela autora)

Será considerada uma laje de 20 centímetros sobre as longarinas, no entanto esta será incluída na seção das longarinas como mostra a figura abaixo.

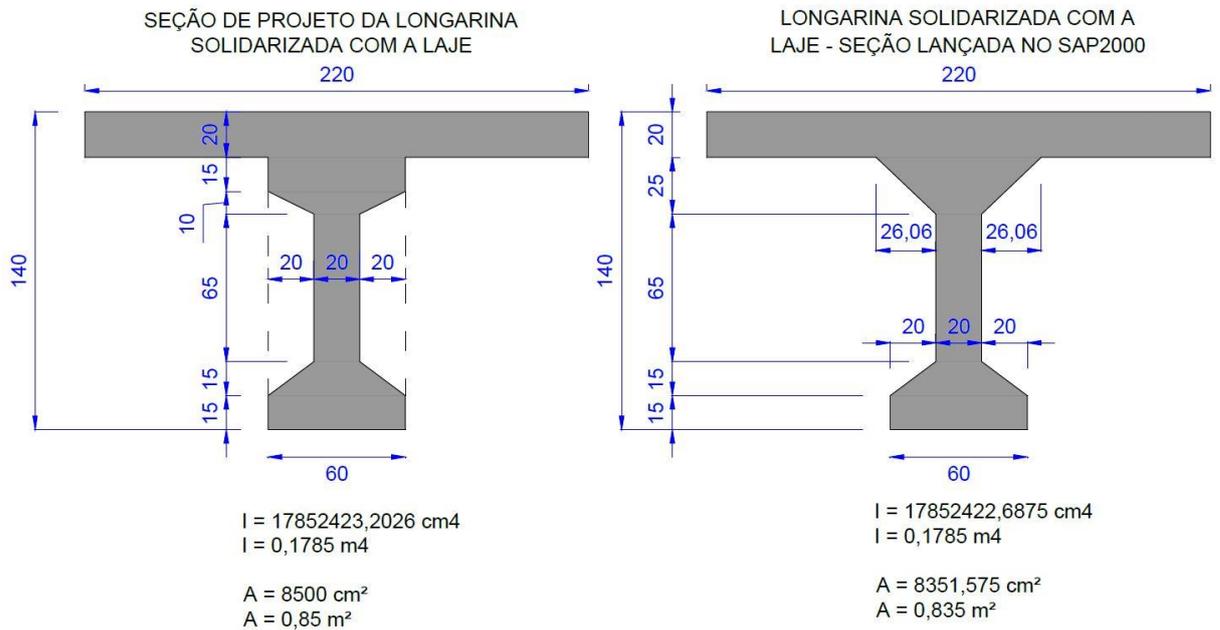
Figura 3 - Seção de projeto das longarinas dos modelos



(fonte: elaborado pela autora)

Para a modelagem das longarinas no programa SAP 2000, foi necessária uma modificação em sua seção original, visto que o programa limita pontos específicos para modelagem da seção. Para uma melhor aproximação possível foi projetada uma seção de inércia semelhante à seção original, e as modificações resumem-se somente à mesa superior.

Figura 4 - Seção adaptada para o programa SAP 2000

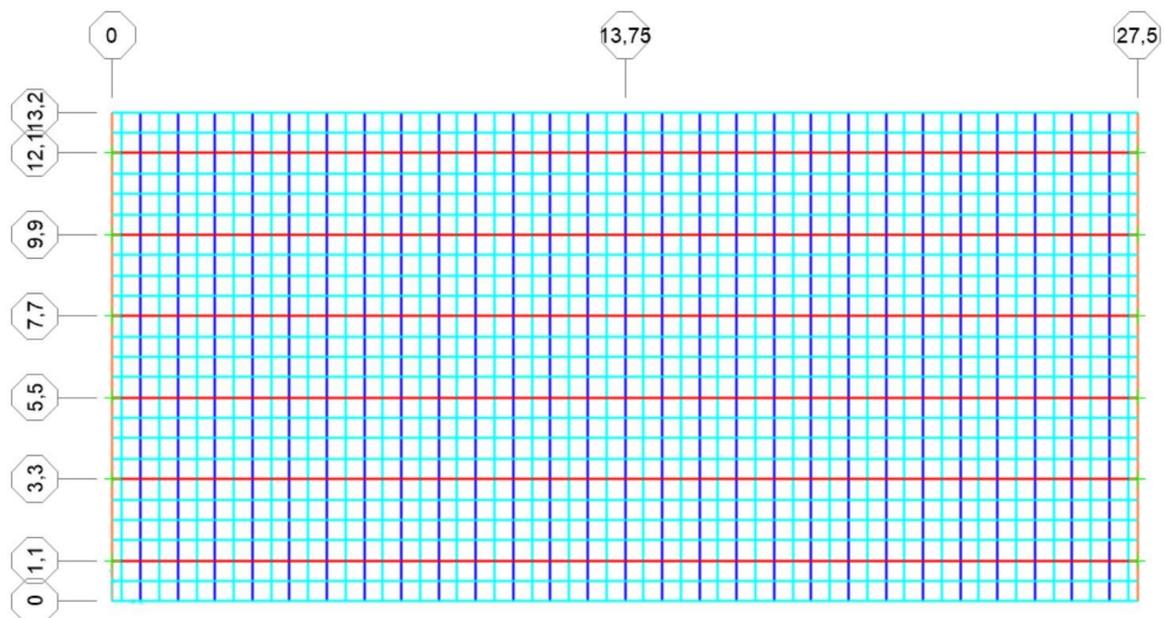


(fonte: elaborado pela autora)

A seguir são apresentados os modelos projetados no programa SAP2000, ressaltando que o que os difere é o ângulo de esconidade  $\phi$  adotado.

O modelo 1 representa uma ponte reta, sendo seu ângulo  $\phi$  igual a  $90^\circ$ .

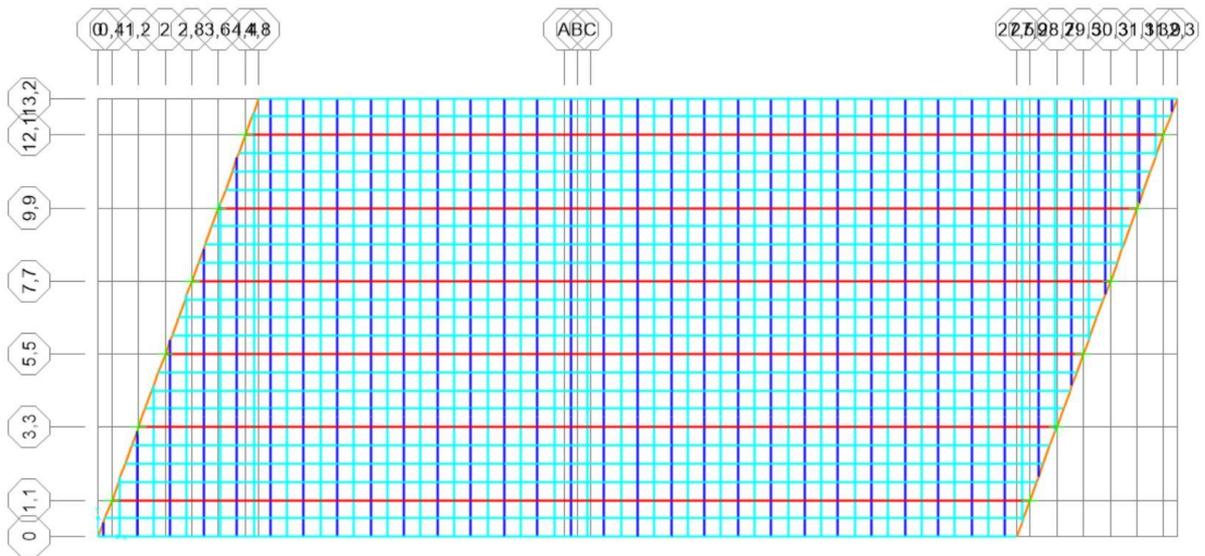
Figura 5 - Modelo 1: ponte reta



(fonte: elaborado pela autora)

O modelo 2 representa uma ponte com ângulo de esconsidade  $\phi$  igual a  $70^\circ$ . Este é o mesmo modelo utilizado mais adiante neste projeto para o estudo, cálculo e detalhamento das longarinas protendidas.

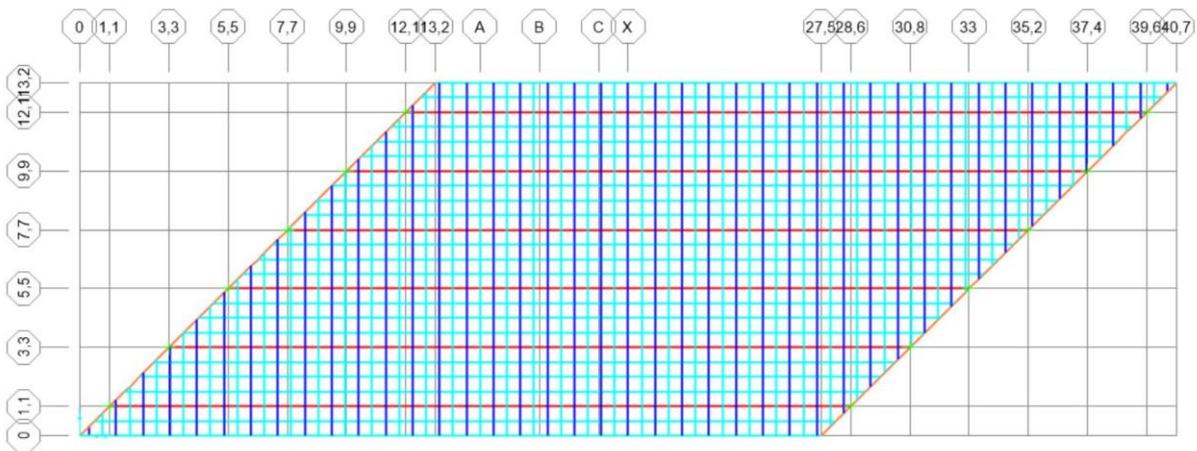
Figura 6 - Modelo 2: ponte com ângulo de esconsidade  $\phi$  igual a  $70^\circ$



(fonte: elaborado pela autora)

Por fim, o modelo 3 representa uma ponte de grande esconsidade, com seu ângulo  $\phi$  igual a  $45^\circ$ .

Figura 7 - Modelo 3: ponte com ângulo de esconsidade  $\phi$  igual a  $45^\circ$



(fonte: elaborado pela autora)

## 4.2 PROPRIEDADES DOS ELEMENTOS QUE COMPÕE O MODELO

As dimensões dos elementos componentes das pontes foram mantidas iguais em todos os modelos.

Foram lançados nos modelos:

Duas transversinas, uma em cada extremidade, seguindo o eixo dos apoios das longarinas, com seção retangular de 0,90 por 0,30 centímetros.

Seis longarinas de seção T, com altura total de 1,40 metros considerando sua união com a laje, distanciadas de 2,20 metros entre si.

Barras de concreto de seção retangular de 1 metro por 0,20 metros, distanciadas de um metro, com a função de simular uma laje contínua de 20 centímetros de espessura. O peso específico destas barras foi zerado no modelo, tendo em vista que sua única função era contribuir com a rigidez da malha, e conectar a laje às longarinas, já que pelo programa SAP 2000 os elementos são lançados pelo seu centro de massa e se conectam no plano  $Z=0$ . Se não fosse criado um elemento específico para a laje e este lançado no plano  $Z=0$ , a laje representada conjuntamente com as longarinas não contribuiria para a formação da malha. O peso da laje já está sendo considerado na seção das longarinas.

Para refinar a grelha formada pelas longarinas, transversinas e barras simulando a laje, foram criadas barras com uma seção genérica de 0,20 metros por 0,20 metros, com seu peso específico zerado, dispostas paralelamente aos eixos x e y. Como já foi citado, todos os elementos acabam por formar uma malha de elementos finitos de 0,50 por 0,55 metros.

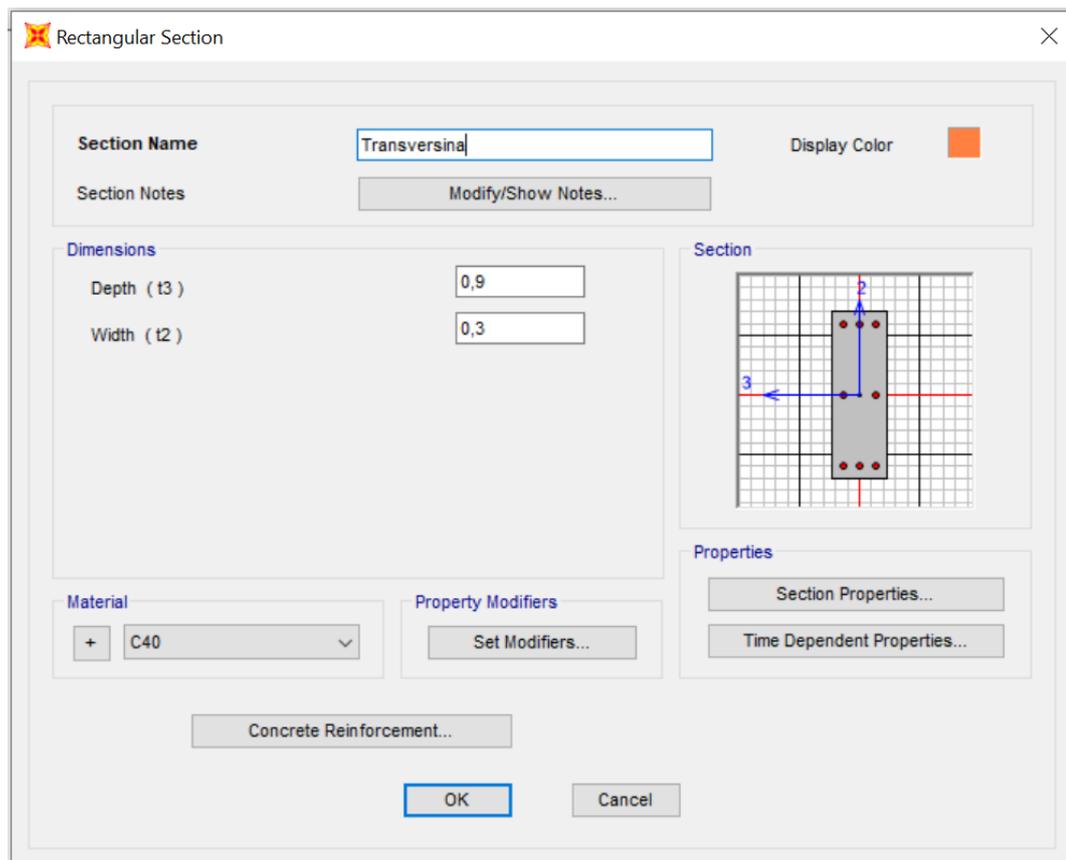
Para que fosse facilitada a visualização do modelo foram atribuídas cores diferentes para cada elemento lançado, sendo as transversinas modeladas na cor laranja, as longarinas na cor vermelha, as barras de simulação da laje na cor azul escuro e as barras de seção genérica na cor azul claro.

Outra opção de modelagem poderia ser também o lançamento dos elementos simulando a laje distanciados de 0,50 metros, com seção retangular de 0,50 metros por 0,20 metros. Neste caso não seriam necessários os elementos de barras de seção genérica, e a inércia do tabuleiro seria mais aproximada da realidade. No entanto, como estes modelos têm por objetivo somente a

elaboração do comparativo de esconsidades, mantiveram-se as barras com uma seção genérica de 0,20 metros por 0,20 metros.

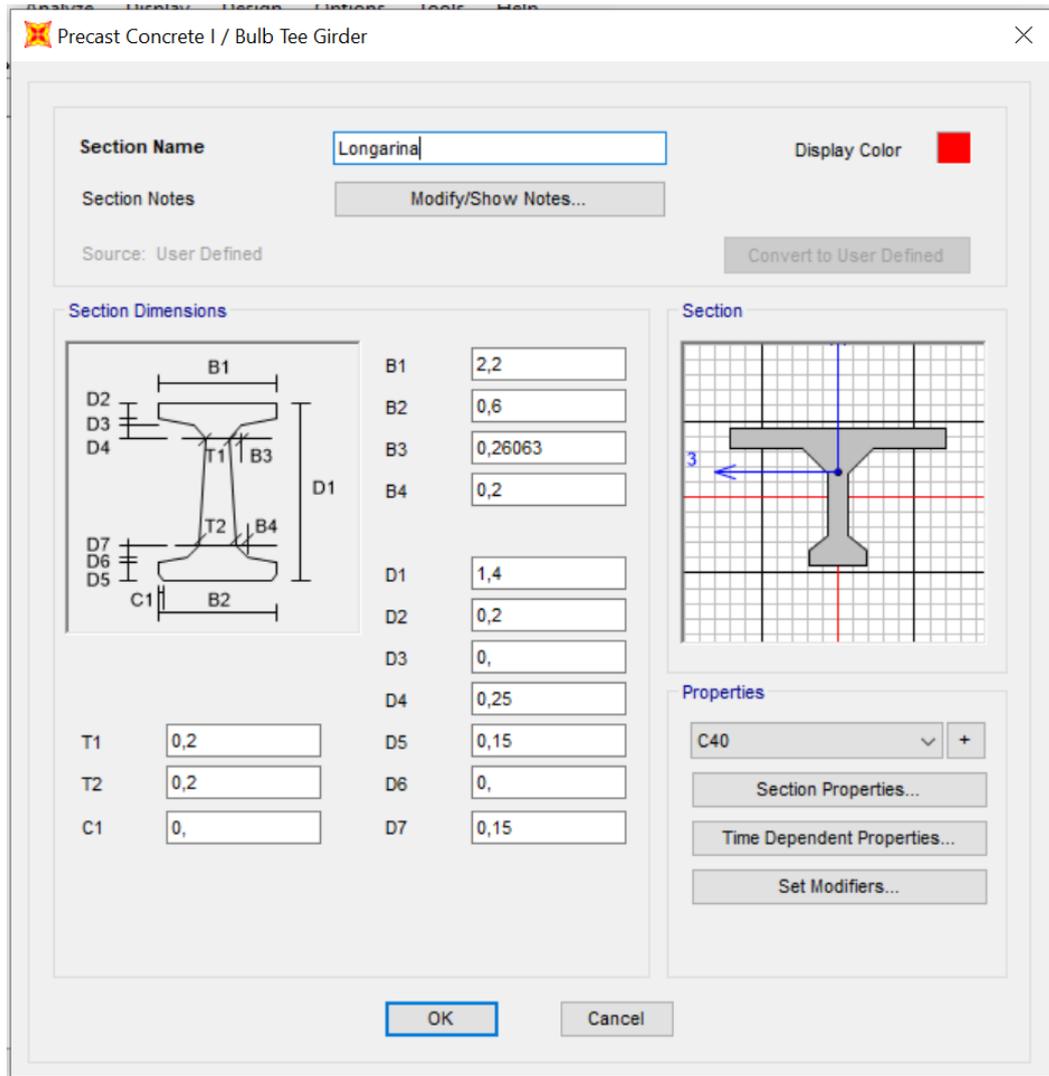
A seguir são apresentadas as seções dos elementos utilizadas no programa SAP2000.

Figura 8 - Seção e material das transversinas lançadas no programa SAP 2000



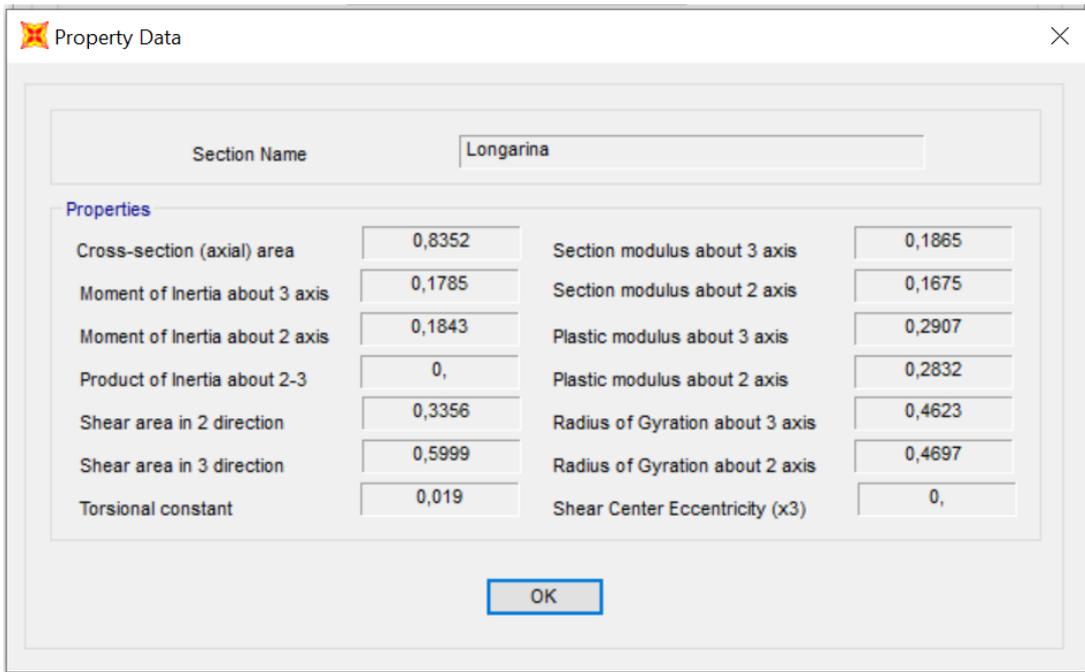
(fonte: elaborado pela autora)

Figura 9 - Seção e material das longarinas lançadas no programa SAP 2000



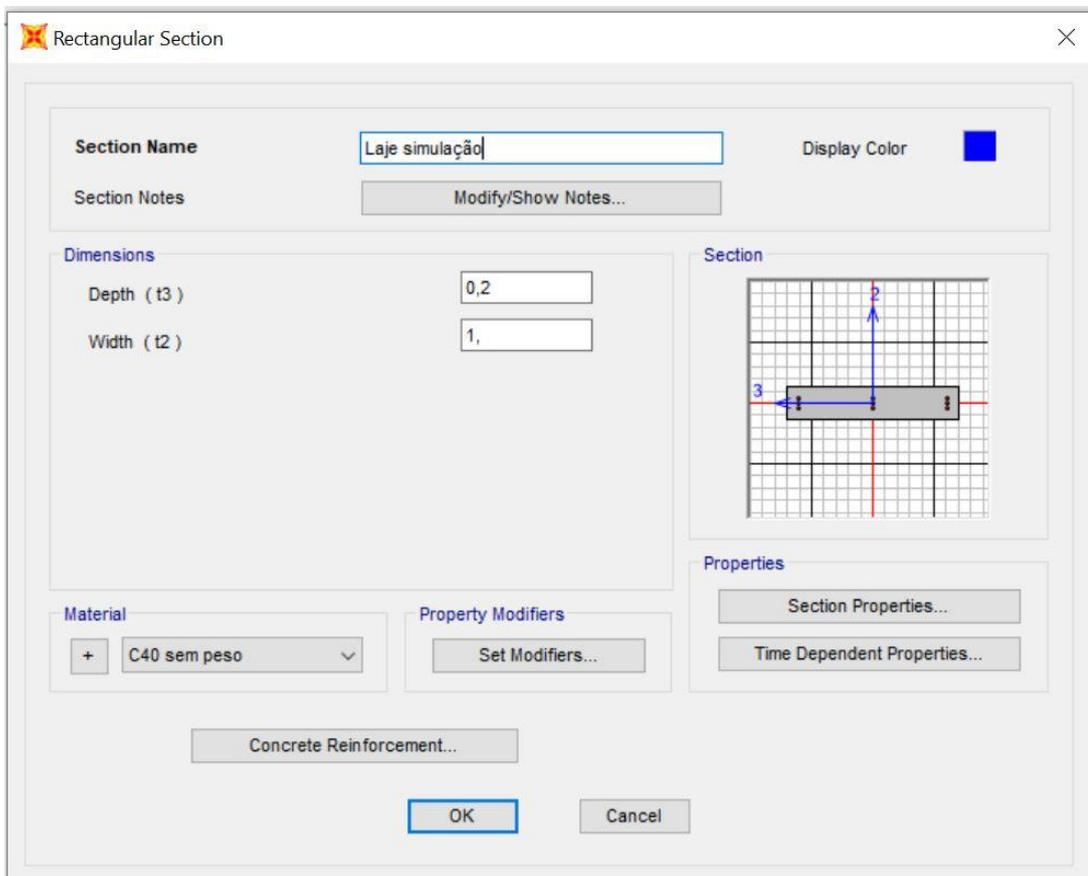
(fonte: elaborado pela autora)

Figura 10 - Propriedades da seção das longarinas, lançadas no programa SAP 2000



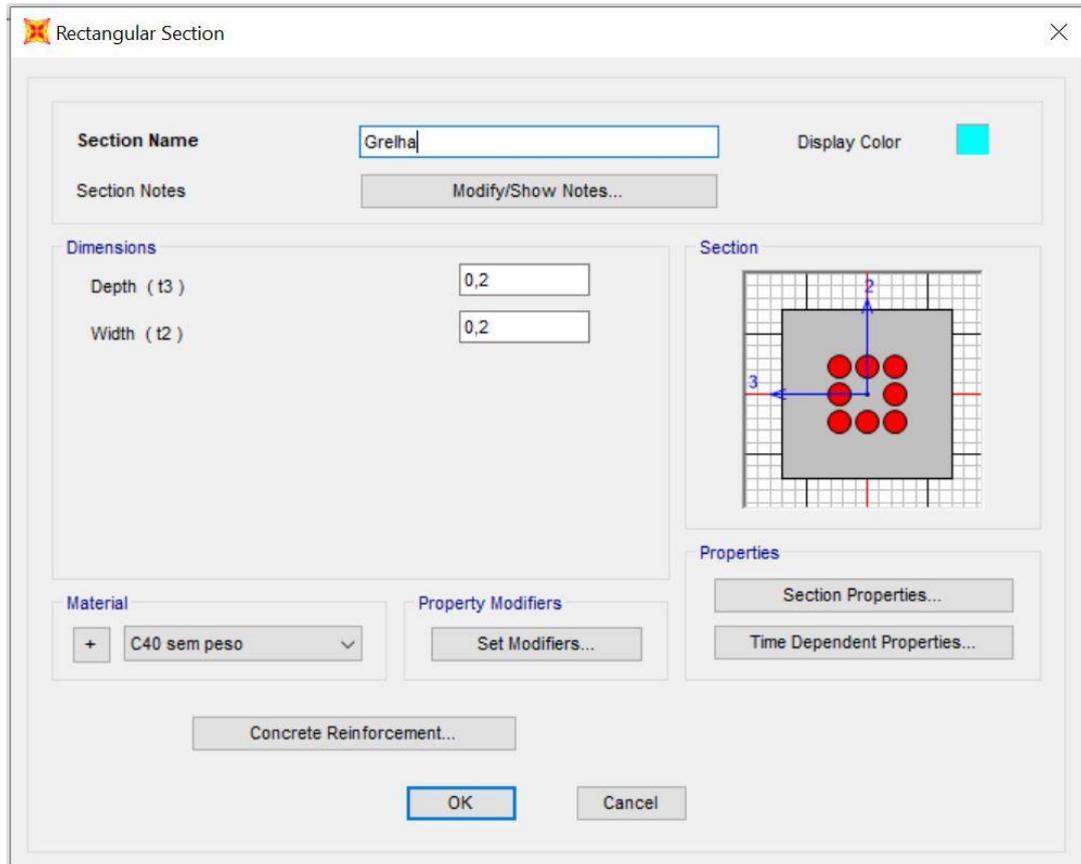
(fonte: elaborado pela autora)

Figura 11 - Seção e material das barras que simulam a laje, lançadas no programa SAP 2000



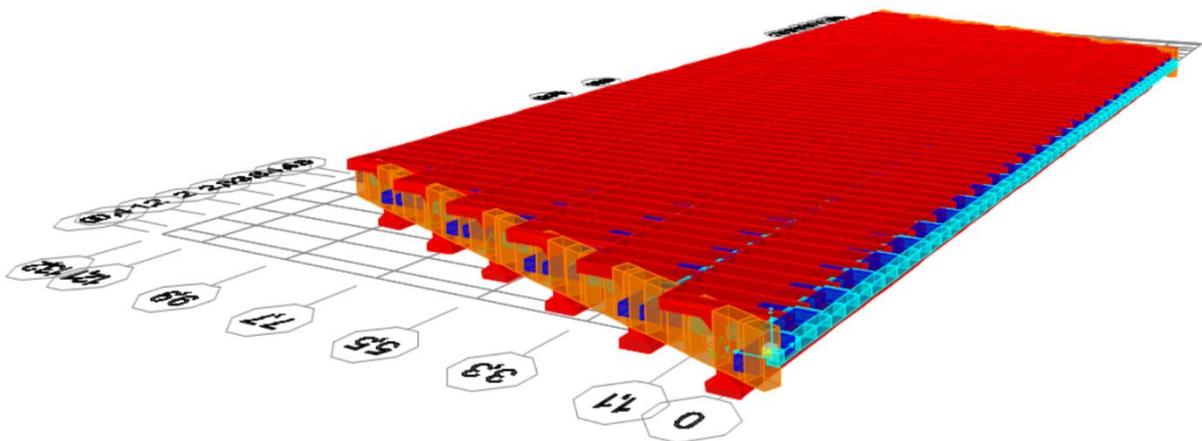
(fonte: elaborado pela autora)

Figura 12 - Seção e material das barras auxiliares que refinam a grelha, lançadas no programa SAP 2000



(fonte: elaborado pela autora)

Figura 13 - Representação em 3D dos elementos extrudados no programa SAP2000  
- Representação da ponte com ângulo de escondidade  $\phi$  igual a 45°



(fonte: elaborado pela autora)

Foi utilizado concreto com  $f_{ck}$  de 40 Mpa para todos os elementos, para facilitar na modelagem dos materiais. Para zerar o peso específico das barras que simulam a laje e as barras de seção

0,20 por 0,20 metros que refinam a grelha foi criado um novo material intitulado “C40 sem peso”. Neste material o peso específico adotado foi de 0,0001 KN/m<sup>3</sup>, muito próximo de zero.

Os dois materiais criados são apresentados a seguir.

Figura 14 - Material lançado no SAP 2000, concreto C40

The image shows a screenshot of the 'Material Property Data' dialog box in SAP 2000. The dialog is titled 'Material Property Data' and has a close button (X) in the top right corner. It is divided into several sections:

- General Data:** Material Name and Display Color: C40 (with a blue color swatch); Material Type: Concrete (dropdown menu); Material Grade: (empty text box); Material Notes: (empty text box) with a 'Modify/Show Notes...' button.
- Weight and Mass:** Weight per Unit Volume: 25 (text box); Mass per Unit Volume: 2,5493 (text box); Units: KN, m, C (dropdown menu).
- Isotropic Property Data:** Modulus Of Elasticity, E: 32000000, (text box); Poisson, U: 0,2 (text box); Coefficient Of Thermal Expansion, A: 1,000E-05 (text box); Shear Modulus, G: 13333333, (text box).
- Other Properties For Concrete Materials:** Specified Concrete Compressive Strength, f<sub>c</sub>: 40000, (text box); Expected Concrete Compressive Strength: 40000, (text box);  Lightweight Concrete; Shear Strength Reduction Factor: (empty text box).
- At the bottom, there is a checkbox for 'Switch To Advanced Property Display' (unchecked) and two buttons: 'OK' and 'Cancel'.

(fonte: elaborado pela autora)

Figura 15 - Material lançado no SAP 2000, concreto C40 sem peso

The image shows a screenshot of the 'Material Property Data' dialog box in SAP 2000. The dialog is titled 'Material Property Data' and has a close button (X) in the top right corner. It is divided into several sections:

- General Data:** Material Name and Display Color: 'C40 sem peso' (with a blue color swatch); Material Type: 'Concrete' (dropdown); Material Grade: (empty text box); Material Notes: 'Modify/Show Notes...' button.
- Weight and Mass:** Weight per Unit Volume: '1,000E-04' (text box); Mass per Unit Volume: '1,020E-05' (text box); Units: 'KN, m, C' (dropdown).
- Isotropic Property Data:** Modulus Of Elasticity, E: '32000000,' (text box); Poisson, U: '0,2' (text box); Coefficient Of Thermal Expansion, A: '1,000E-05' (text box); Shear Modulus, G: '13333333,' (text box).
- Other Properties For Concrete Materials:** Specified Concrete Compressive Strength,  $f_c$ : '40000,' (text box); Expected Concrete Compressive Strength: '40000,' (text box);  Lightweight Concrete; Shear Strength Reduction Factor: (empty text box).
- At the bottom:  Switch To Advanced Property Display; 'OK' button; 'Cancel' button.

(fonte: elaborado pela autora)

São previstos também na composição das pontes revestimento asfáltico de 5 centímetros e dois passeios, um em cada extremidade. Estes elementos não foram modelados e serão considerados como cargas distribuídas lançadas nos modelos.

### 4.3 CARGAS PERMANENTES

Estão sendo considerados os pesos próprios dos elementos lançados no SAP2000, com exceção das barras que simulam a laje e das barras que refinam a grelha (como comentado

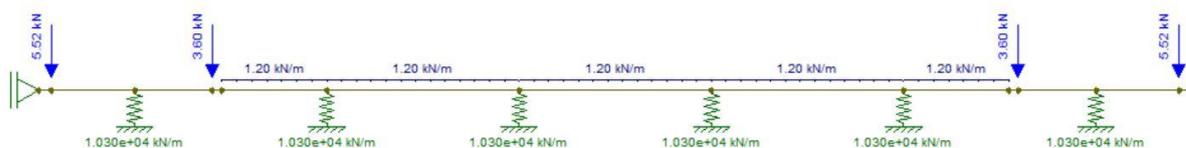
anteriormente). O próprio programa contabiliza estas cargas não sendo necessário expressá-las em forma de carregamentos.

Os únicos carregamentos que foram lançados referem-se à camada de revestimento asfáltico de 5 centímetros e os passeios. Pelo programa FTOOL foi simulada a seção transversal dos modelos com a aplicação destas cargas, obtendo-se uma reação para cada longarina. Estas reações foram lançadas como cargas distribuídas em KN/m, sobre o eixo de cada longarina.

Os passeios são constituídos de dois suportes para uma laje pré-moldada, a laje em si e aparelhos de guarda-corpo. O elemento de guarda-rodas foi considerado embutido diretamente em um dos suportes do passeio. A carga dos passeios foi lançada como duas cargas pontuais, da mesma forma que ela se distribui em cada região de apoio na laje ponte, e representa a carga dos elementos dos apoios em um metro quadrado.

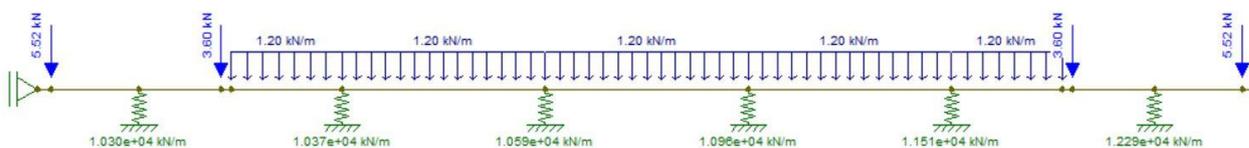
No FTOOL foi lançada uma laje maciça de 20 centímetros de espessura por um metro de largura, e as 6 longarinas foram simuladas por molas. O coeficiente de rigidez  $k$  destas molas equivale a  $1/d$ , sendo  $d$  a deformação de cada longarina quando aplicada uma carga de 1KN sobre o ponto onde a linha de influência da longarina  $L1$  cruza as demais longarinas. A linha de influência da carga móvel para a longarina  $L1$  localiza-se no centro da longarina.

Figura 16 - Cargas dos passeios e do revestimento asfáltico para a ponte reta, lançadas no programa FTOOL



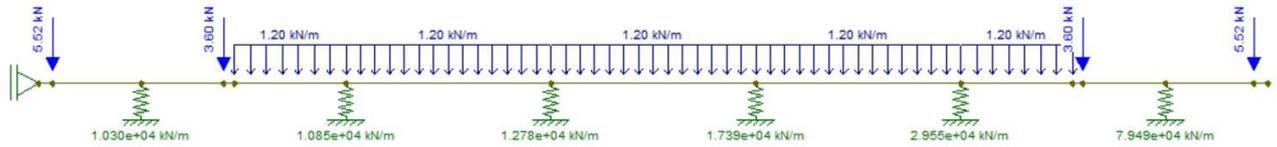
(fonte: elaborado pela autora)

Figura 17 - Cargas dos passeios e do revestimento asfáltico para a ponte com esconsidade igual a 70°, lançadas no programa FTOOL



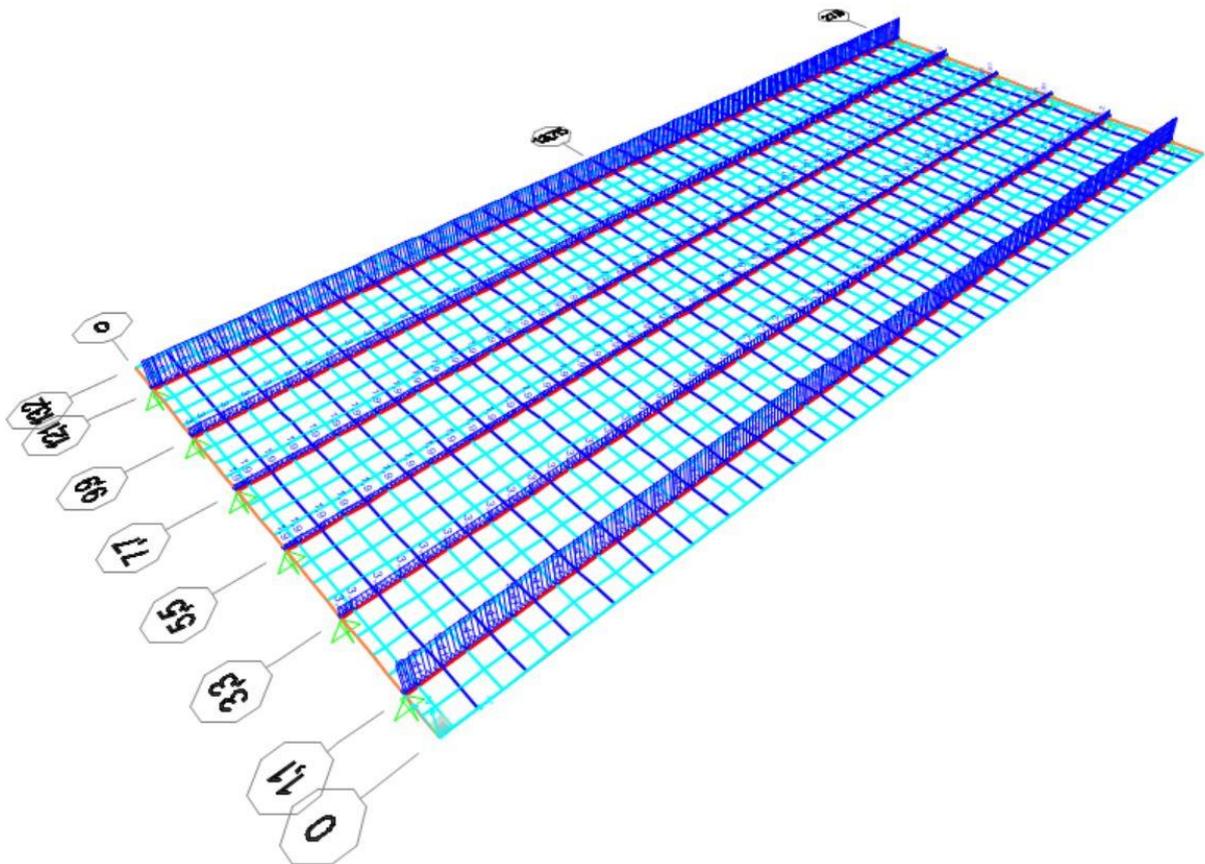
(fonte: elaborado pela autora)

Figura 18 - Cargas dos passeios e do revestimento asfáltico para a ponte com esconsidade igual a 45°, lançadas no programa FTOOL



(fonte: elaborado pela autora)

Figura 19 - Visualização em 3D pelo programa SAP2000 das cargas referentes aos passeios e ao revestimento asfáltico na ponte reta



(fonte: elaborado pela autora)

#### 4.4 CARGA MÓVEL

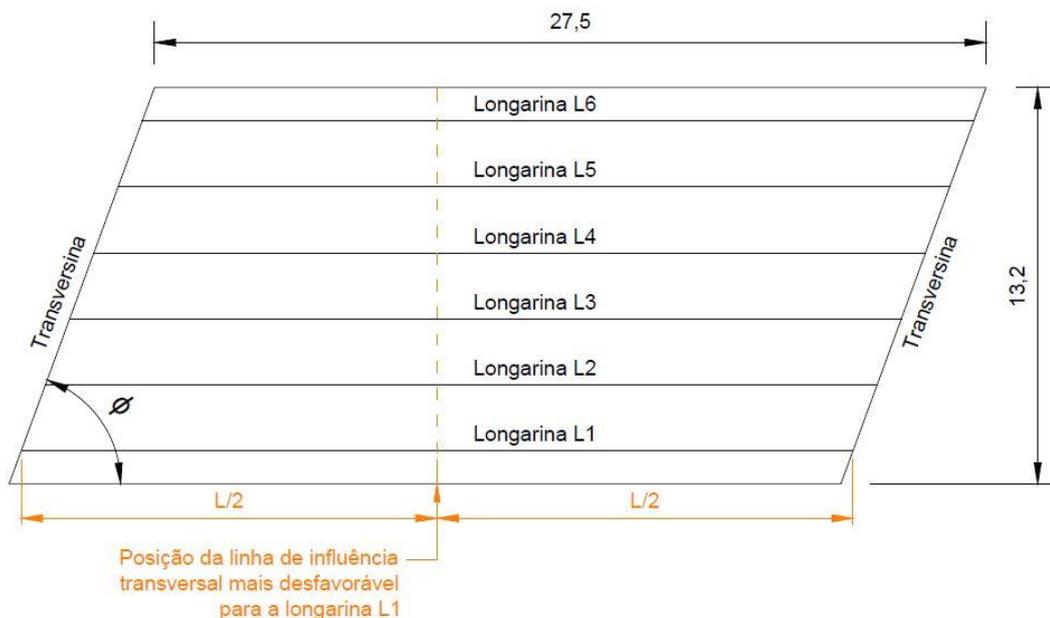
Para o cálculo da carga móvel utilizou-se o trem-tipo TB 450, de acordo com a NBR 7188:2013.

Primeiro foi feita a análise da linha de influência transversal da carga móvel das longarinas, para saber quais longarinas sofreriam com maiores carregamentos, sendo as mais críticas, e qual a pior posição do trem-tipo para elas. A análise da linha de influência nos três modelos foi realizada conforme a metodologia de cálculo apresentada na seção 7.2 mais adiante neste trabalho.

As longarinas críticas são as nomeadas de L1 e L6, externas. Analisando a linha de influência transversal pode-se ver que a posição mais desfavorável para o veículo tipo é junto ao guarda-rodas.

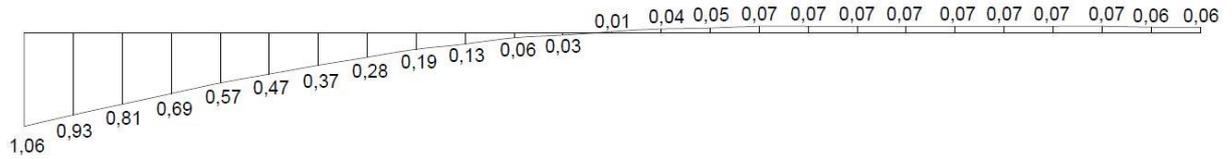
Os valores das rodas do trem-tipo equivalem a 75KN, a carga móvel uniformemente distribuída equivale a 5KN/m<sup>2</sup>, e a carga uniformemente distribuída nos passeios para pedestres concomitante com a carga móvel rodoviária equivale a 3 KN/m<sup>2</sup>.

Figura 20 - Nomenclatura das longarinas



(fonte: elaborado pela autora)

Figura 21 - Linha de influência da longarina L1

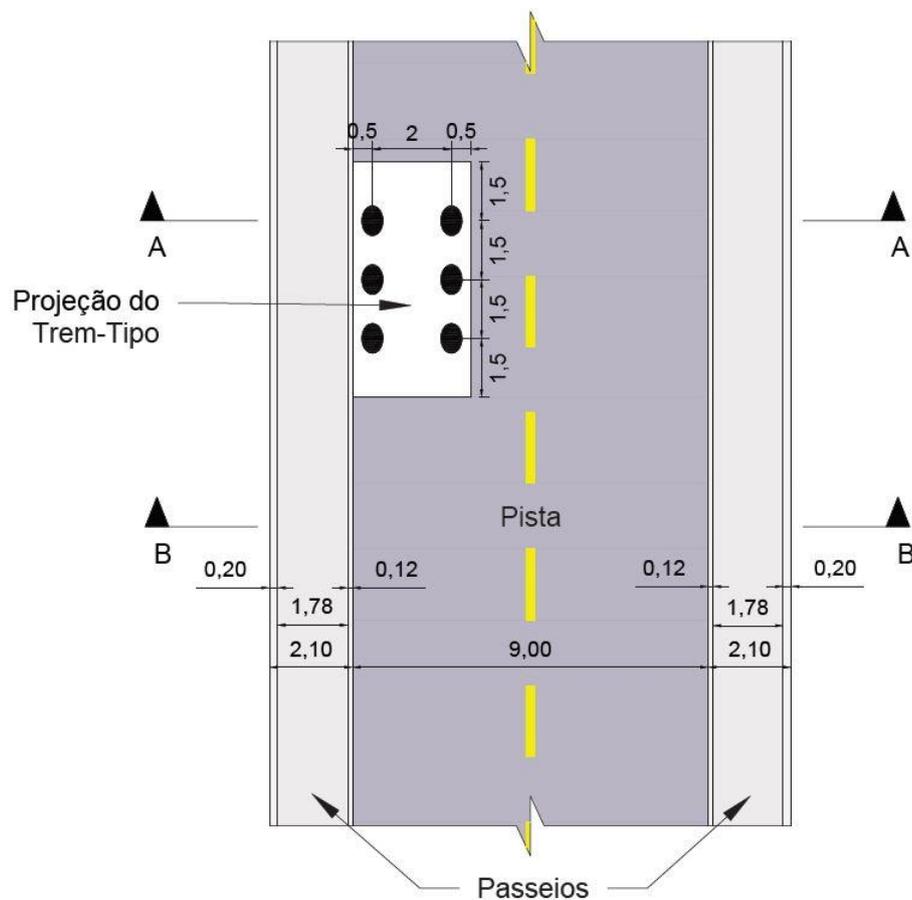


(fonte: elaborado pela autora)

A linha de influência mostrada na figura 21 foi feita a partir do somatório das reações nos apoios em cada longarina após aplicar-se uma carga equivalente a 1 kN na posição onde a linha de influência da longarina L1 cruza as demais longarinas, conforme mostra a figura 20. Os resultados foram obtidos pelo programa SAP2000.

A seguir é mostrada a disposição crítica do trem-tipo.

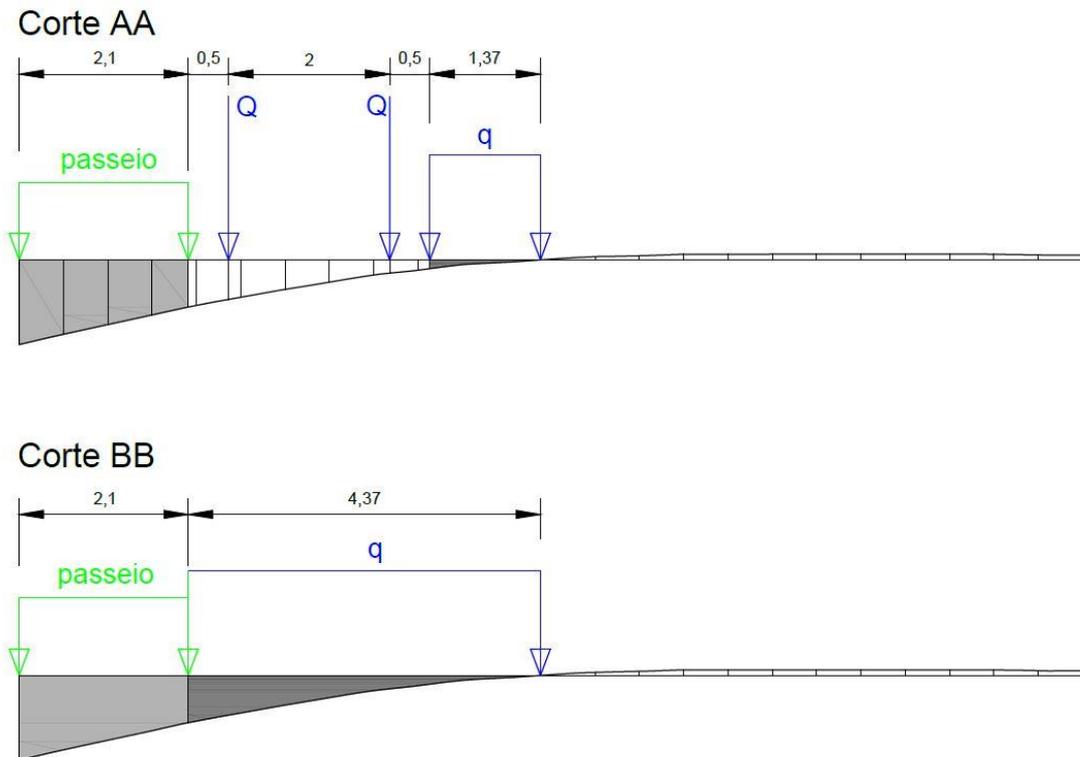
Figura 22 - Pior posição do Trem-Tipo



(fonte: elaborado pela autora)

A distribuição das cargas rodoviárias e do passeio seguiram o proposto na NBR 7188:2013. Todas as cargas uniformemente distribuídas serão consideradas somente onde os valores da linha de influência transversal são negativos, para que seja considerada a pior condição de carregamento possível.

Figura 23 - Distribuição de cargas do Trem-Tipo, mostradas em cortes transversais

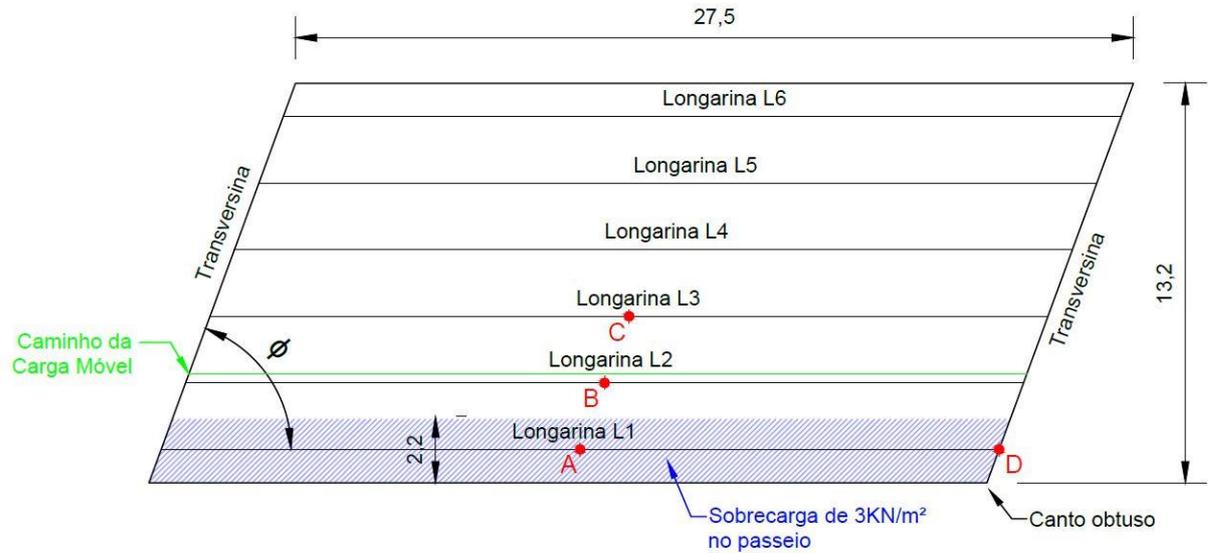


(fonte: elaborado pela autora)

#### 4.5 RESULTADOS OBTIDOS

Os resultados foram extraídos dos pontos A, B, C e D, indicados na figura abaixo. Em cada modelo os pontos A, B e C representam o meio do vão das longarinas 1, 2 e 3 respectivamente. Neles são medidos os valores de momento fletor. Nos três modelos o ponto D representa o ponto mais extremo da longarina 1, localizado no canto obtuso da ponte, e nele é medido o valor do esforço cortante.

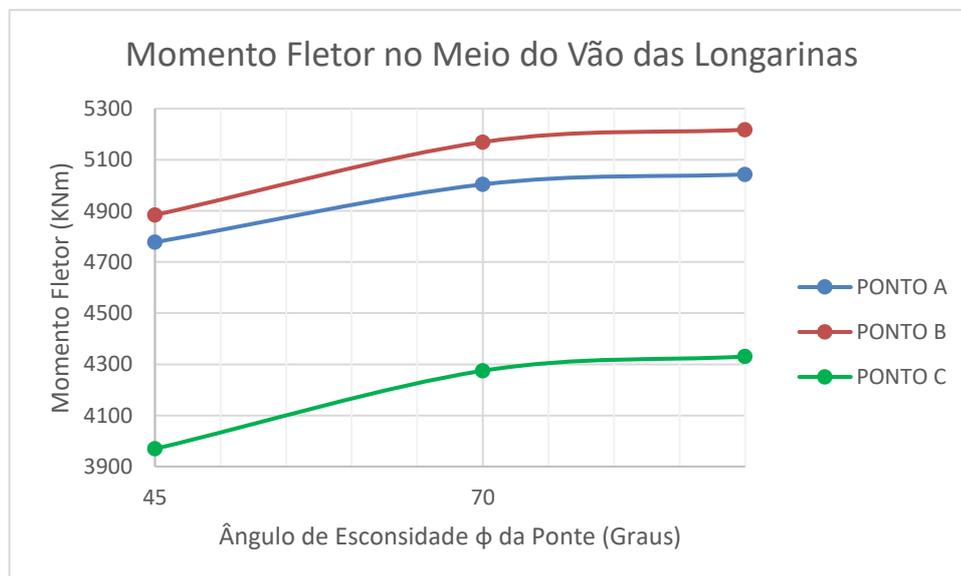
Figura 24 - Pontos de extração de valores de momento fletor e esforço cortante



(fonte: elaborado pela autora)

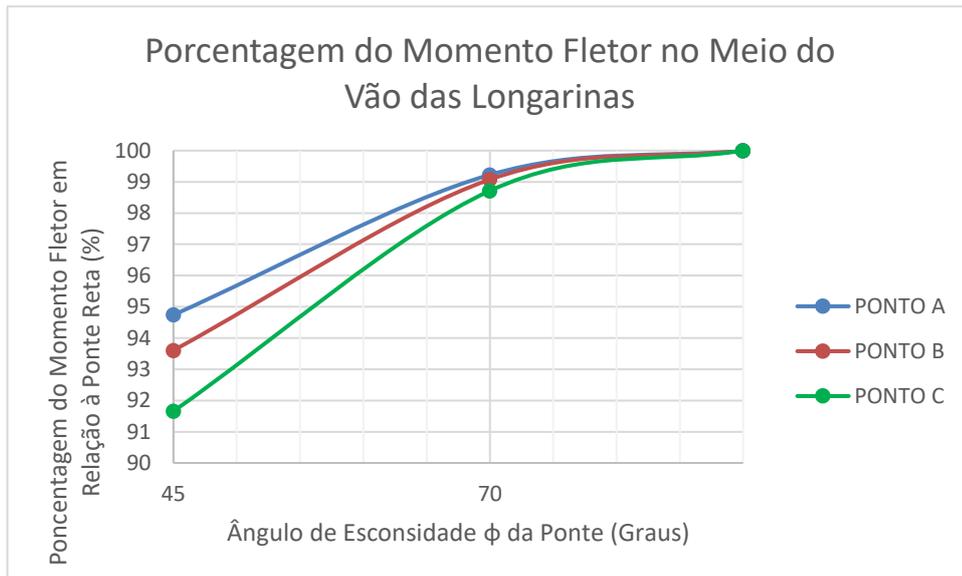
O resultado da análise foi expresso nos gráficos a seguir.

Gráfico 1 - Momentos fletores no meio do vão das longarinas dos modelos



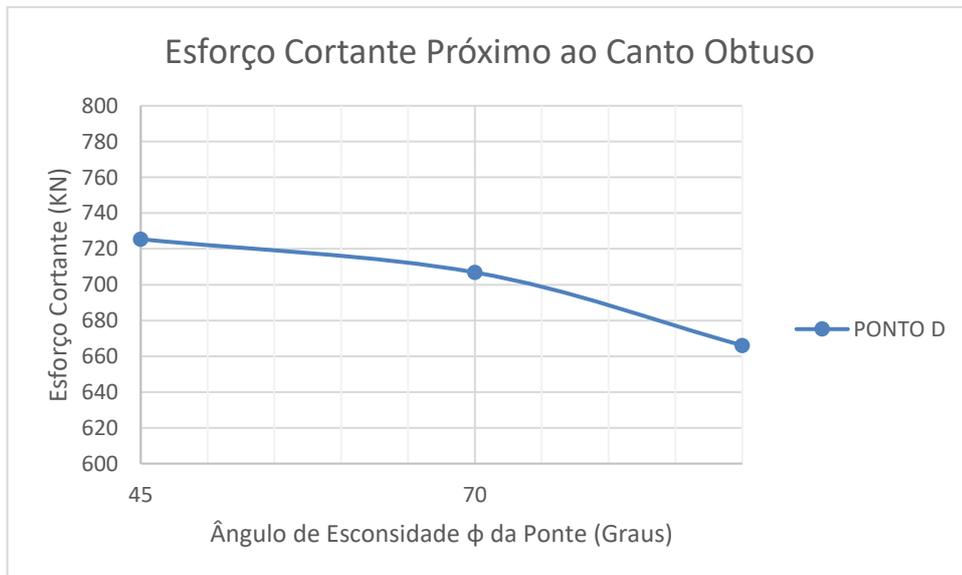
(fonte: elaborado pela autora)

Gráfico 2 - Porcentagem do momento fletor no meio do vão das longarinas dos modelos, em relação aos valores obtidos na ponte reta



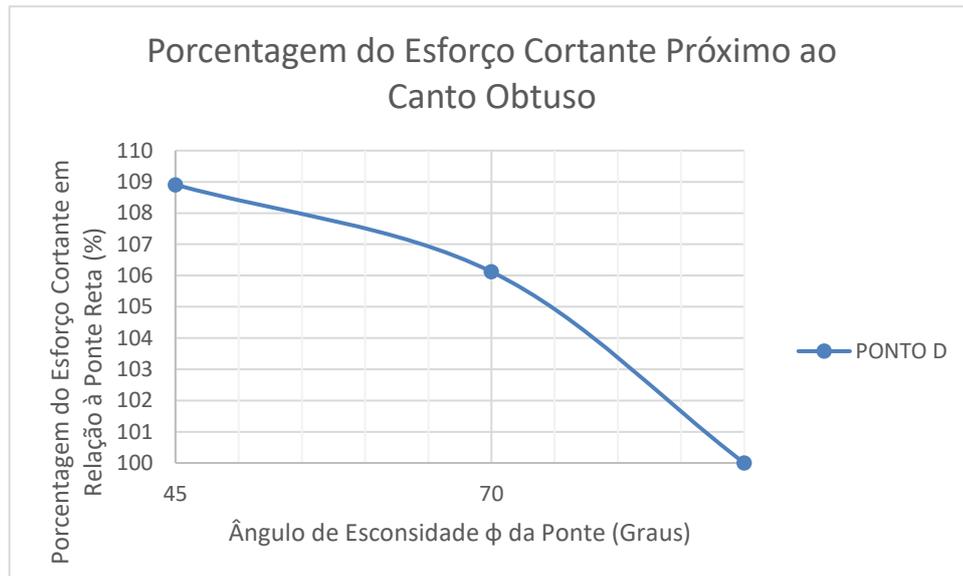
(fonte: elaborado pela autora)

Gráfico 3 – Esforço cortante na longarina L1 próximo ao canto obtuso dos modelos



(fonte: elaborado pela autora)

Gráfico 4 - Porcentagem do esforço cortante na longarina L1 próximo ao canto obtuso dos modelos, em relação aos valores obtidos na ponte reta



(fonte: elaborado pela autora)

#### 4.6 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Como pôde-se observar nos gráficos, os resultados foram condizentes com o esperado. A medida que o ângulo de esconsidade  $\phi$  diminuiu, menores foram os valores dos momentos fletores no meio do vão entre apoios das longarinas, e maiores os esforços cortantes nos cantos obtusos.

A longarina que sofreu maior alteração de momento, em relação aos valores obtidos para a ponte reta, foi a longarina L3 localizada próximo ao centro da ponte.

As longarinas L1 e L2 apresentaram valores de momento fletor muito próximos, e maiores do que os valores obtidos para a longarina L3 nos três modelos analisados. Isto se dá pelas duas longarinas estarem mais próximas do caminho do trem-tipo, lembrando que o mesmo foi colocado na sua posição transversal mais desfavorável.

## **5 PONTE PROJETADA**

Para facilitar o entendimento ao longo deste trabalho, a ponte do projeto em questão foi batizada como “Ponte Gonçalves Lêdo”.

### **5.1 LOCALIZAÇÃO**

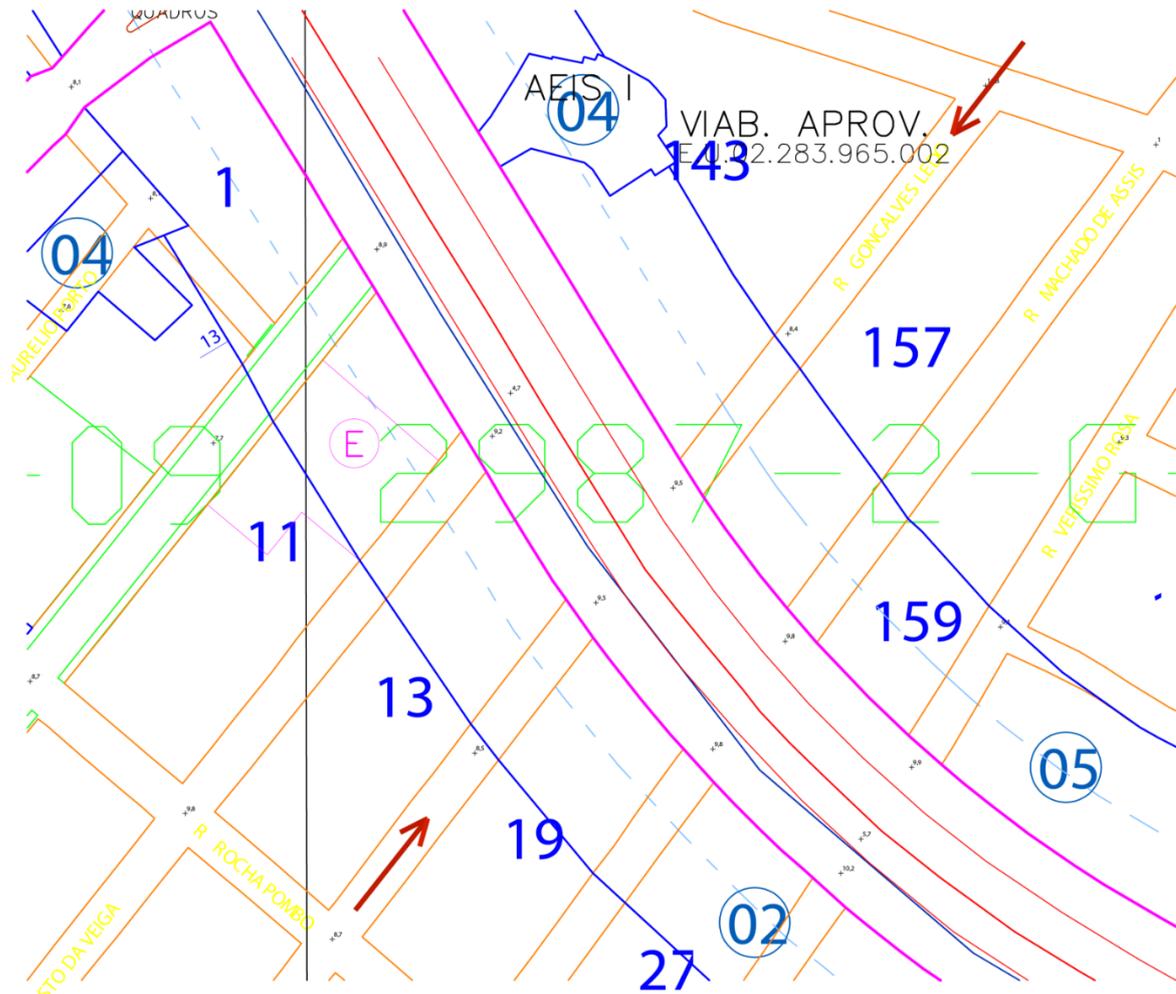
O projeto da ponte cria uma continuação entre os dois trechos da rua Gonçalves Lêdo, antes e após a Avenida Ipiranga, transpassando o Arroio Dilúvio. A rua localiza-se no bairro Partenon em Porto Alegre.

O local foi escolhido pois é onde o traçado do Arroio Dilúvio apresenta uma curva, fazendo com que o cruzamento entre o eixo da rua Gonçalves Lêdo e o eixo da Avenida Ipiranga apresente esconsidade.

As medidas do projeto foram estimadas por meio da análise da planta baixa do plano diretor de Porto Alegre, disponível no site da prefeitura, e por meio de medições realizadas pelo Google Earth. A topografia apresentada nos cortes deste projeto foi retirada de um projeto realizado para outra ponte que cruza o Arroio Dilúvio na cidade.

O arquivo utilizado da prefeitura nomeia-se PDDUA\_SCR-POA\_2010\_V23, disponibilizado na data 09/07/2018, versão disponível no momento de início da elaboração deste projeto. O local da ponte está representado na figura abaixo.

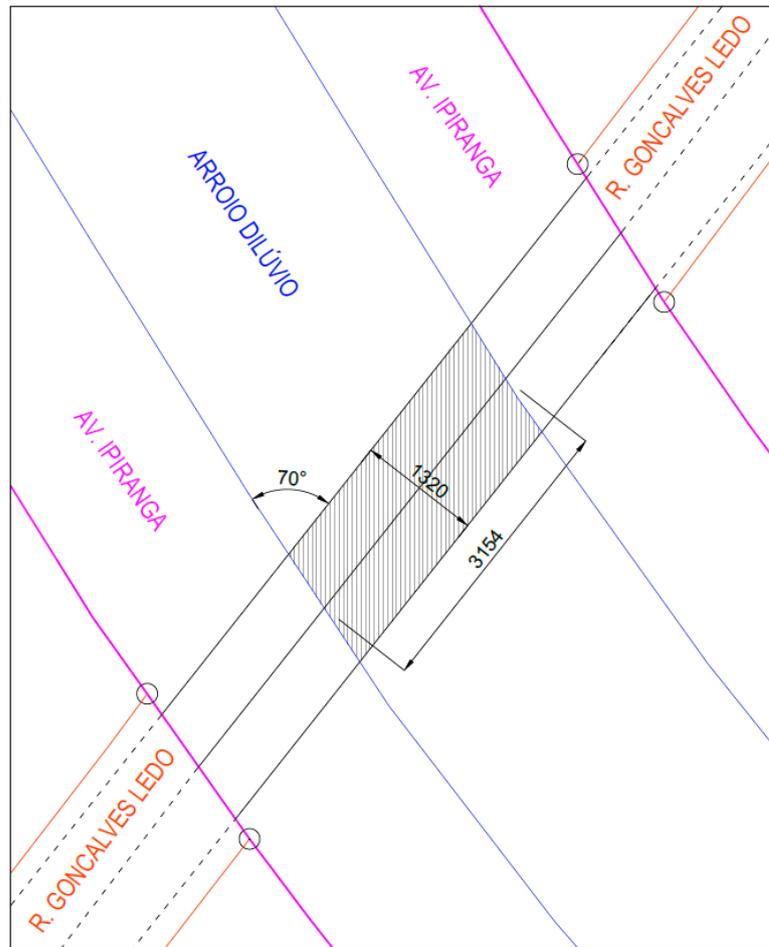
Figura 25 - Trecho da Rua Gonçalves Lêdo, retirado da planta PDDUA\_SCR-  
POA\_2010\_V23



(fonte: Prefeitura de Porto Alegre)

A projeção inicial da ponte, seu comprimento e largura, assim como sua esconsidade foram medidos pela planta do plano diretor, e estão representados abaixo.

Figura 26 - Traçado inicial da Ponte Gonçalves Lêdo

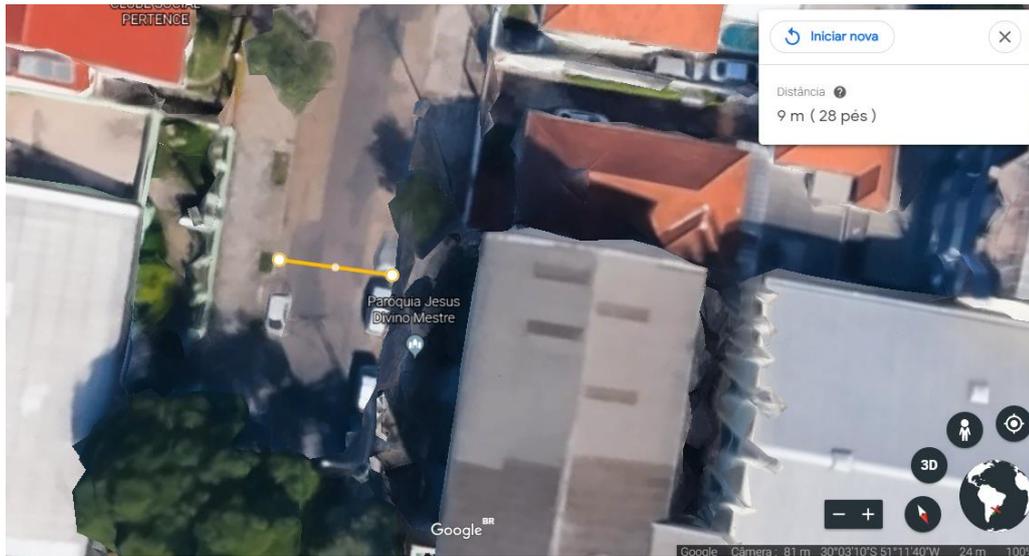


(fonte: elaborado pela autora)

A largura da pista foi definida por meio de medições no Google Earth, obtendo-se aproximadamente 9 metros. Esta foi a largura fixada para a pista da ponte, resultando em duas faixas de tráfego.

Os passeios foram definidos com 2,10 metros de largura, em ambos os bordos livres da ponte.

Figura 27 \_ Medições pelo Google Earth



(fonte: elaborado pela autora)

O projeto conta então com 9 metros de largura de pista, 2,10 metros de largura de passeio, totalizando em 13,20 metros a largura da ponte.

Figura 28 - Foto do local de construção da ponte Gonçalves Lêdo



(fonte: Google Maps)

Figura 29 - Foto do local de construção da ponte Gonçalves Lêdo



(fonte: Google Maps)

## 5.2 DEFINIÇÕES DO PROJETO

A largura e o comprimento da ponte foram fixados com base no local onde a mesma será construída. A partir destas informações, foram definidas as seguintes medidas para o projeto:

Escondidade da ponte em relação ao Arroio Dilúvio ( $\phi$ ): 70°;

Comprimento total da ponte: 31,54 metros;

Vão livre entre apoios: 27,5 metros;

Largura da ponte: 13,20 metros;

Largura dos passeios: 2,10 metros cada;

Largura da pista: 9 metros;

Número de faixas: 2;

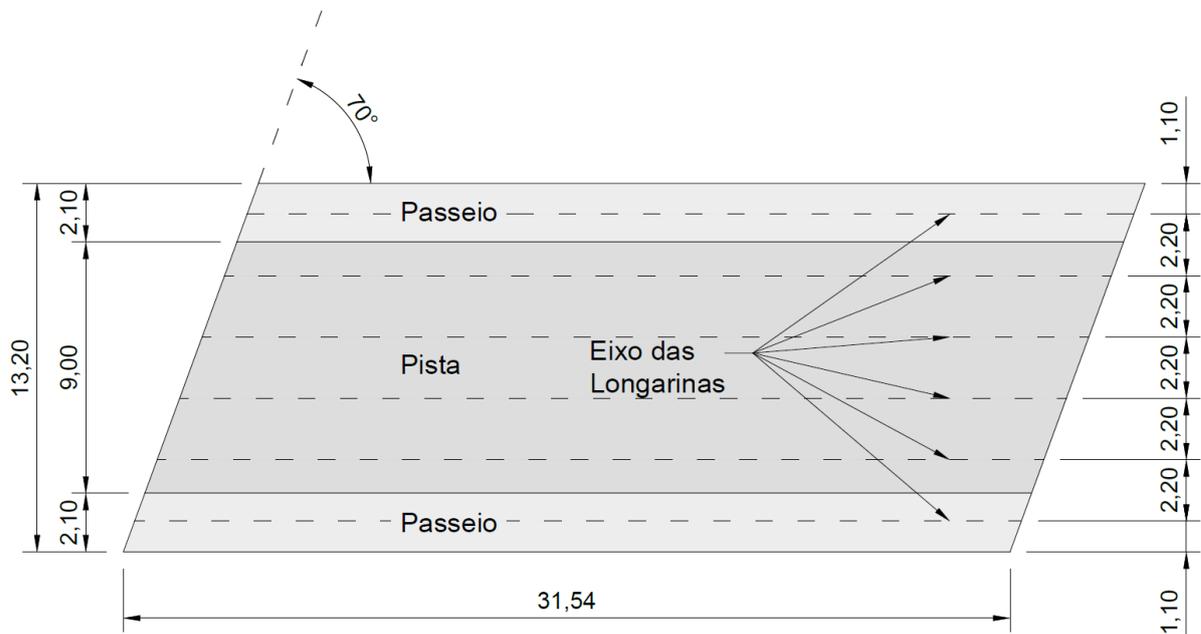
Largura das faixas: 4,5 metros;

Número de longarinas: 6;

Distância entre eixos de longarinas: 2,2 metros;

Número de transversinas: 2, uma em cada extremidade junto ao ponto de apoio das longarinas.

Figura 30 - Planta esquemática da ponte



(fonte: elaborado pela autora)

Com base em observações feitas em pontes construídas ao longo do Arroio Dilúvio, estimou-se o número de longarinas em 6, espaçadas de 2,20 metros. Por razões estéticas foi previsto um balanço de 1,10 metros em cada lateral da ponte.

Foram previstas transversinas nos encontros da ponte, em suas extremidades.

A seção da ponte apresenta declive de 2% partindo de seu eixo, para o escoamento de água.

A espessura da laje sobre as longarinas foi estimada em 20 centímetros, com CBUQ de 5 centímetros.

As longarinas foram projetadas em formato de perfil I, com altura total de 1,2 metros. Sua execução será em concreto pré-moldado e protendido.



## 6 LONGARINA L1 – PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS E DOS MATERIAIS CONSTITUINTES

Todas as longarinas serão idênticas em questão de dimensionamento e armaduras. Esta decisão foi tomada tanto para evitar erros no momento de fabricação das mesmas, quanto para evitar uma eventual inversão de posição das longarinas na execução da obra.

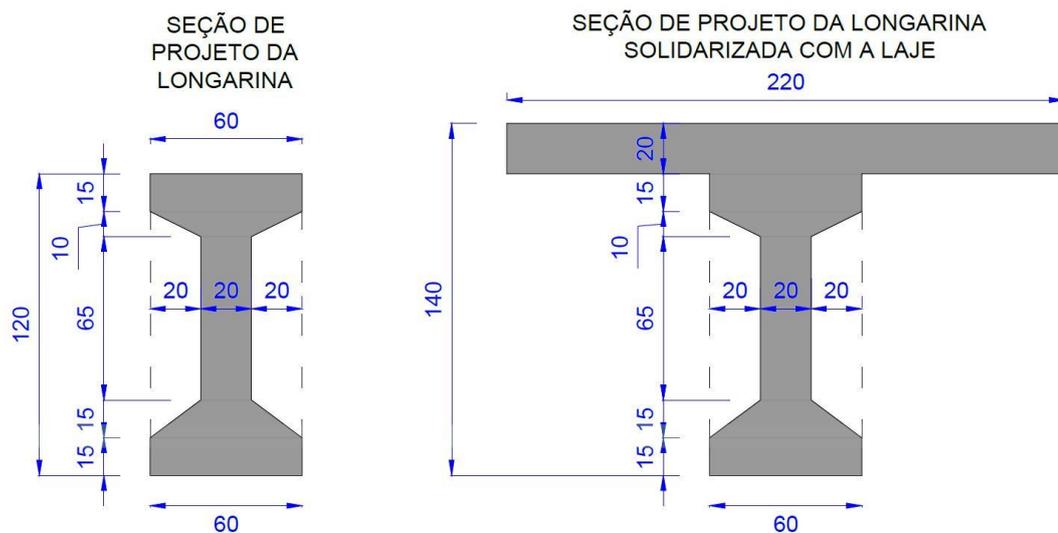
As longarinas serão pré-moldadas e protendidas, utilizando-se o caso de pré-tensão.

No cálculo da carga móvel e das cargas permanentes mostrados mais adiante neste trabalho será comprovado que a longarina L1 é a mais solicitada, sendo o dimensionamento e detalhamento realizado com base na mesma.

### 6.1 DADOS GEOMÉTRICOS DA SEÇÃO

Com o auxílio do programa AutoCAD e utilizando as fórmulas a seguir foi possível determinar as características geométricas da seção das longarinas, tanto no momento de fabricação quanto já solidarizada com a laje.

Figura 33 - Seção de projeto das longarinas



(fonte: elaborado pela autora)

Foram utilizadas as seguintes fórmulas para a obtenção dos módulos resistentes:

$$W_s = \frac{I_c}{Y_s} \quad (\text{equação 1})$$

$$W_i = \frac{I_c}{Y_i} \quad (\text{equação 2})$$

Tabela 1 -Dados da parte pré-moldada da longarina

<b>CONCRETO LONGARINA - PARTE PRÉ-MOLDADA</b>		
	<b>cm</b>	<b>m</b>
L =	2750	27,5
h =	120	1,2
	<b>cm<sup>2</sup></b>	<b>m<sup>2</sup></b>
Ac=	4100,00	0,41
	<b>cm<sup>4</sup></b>	<b>m<sup>4</sup></b>
Ic=	7038804,20	0,0704
	<b>cm</b>	<b>m</b>
Y superior=	60,89	0,61
Y inferior=	59,11	0,59
	<b>cm<sup>3</sup></b>	<b>m<sup>3</sup></b>
W superior=	115590,53	0,1156
W inferior=	119088,42	0,1191

(fonte: elaborado pela autora)

Tabela 2 - Dados da longarina solidarizada com a laje

<b>DADOS DA LONGARINA SOLIDARIZADA COM A LAJE</b>		
	<b>cm</b>	<b>m</b>
L =	2750	27,5
h =	140	1,4
	<b>cm<sup>2</sup></b>	<b>m<sup>2</sup></b>
Ac=	8500,00	0,85
	<b>cm<sup>4</sup></b>	<b>m<sup>4</sup></b>
Ic=	17852423,20	0,1785
	<b>cm</b>	<b>m</b>
Y superior=	44,20	0,44
Y inferior=	95,8039	0,96
	<b>cm<sup>3</sup></b>	<b>m<sup>3</sup></b>
W superior=	403936,62	0,4039
W inferior=	186343,39	0,1863

(fonte: elaborado pela autora)

## 6.2 CONCRETOS UTILIZADOS

Com o auxílio de planilhas feitas no Excel foram calculadas as propriedades e características do concreto, do aço de armadura passiva e aço de armadura ativa.

As seguintes definições de projeto foram assumidas:

O agregado utilizado será granito e gnaisse, sendo:  $\alpha_E = 1,0$ ;

O peso específico do concreto armado é de 25 KN/m<sup>3</sup>, conforme a NBR6120;

A resistência inicial adotada para o elemento pré-moldado será  $f_{cj} = 28 \text{ MPa}$ ;

A resistência inicial adotada para o elemento moldado “in loco” será  $f_{cj} = 24 \text{ MPa}$ .

Seguiu-se as fórmulas apresentadas na NBR 6118, referentes a concretos entre  $20\text{MPa} \leq f_{ck} \leq 50\text{MPa}$ .

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot (f_{ck})^{2/3} \quad (\text{equação 3})$$

$$f_{ct} = 1,2 \cdot f_{ctm} \quad (\text{equação 4})$$

$$f_{ctmj} = 0,3 \cdot (f_{cj})^{2/3} \quad (\text{equação 5})$$

$$f_{ctk, sup} = 1,3 \cdot f_{ctm} \quad (\text{equação 6})$$

$$f_{ctk, inf} = 0,7 \cdot f_{ctm} \quad (\text{equação 7})$$

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (\text{equação 8})$$

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} \quad (\text{equação 9})$$

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1 \quad (\text{equação 10})$$

$$E_{c(t)} = \left[ \frac{f_{c(t)}}{f_c} \right]^{0,5} \cdot E_{ci} \quad (\text{equação 11})$$

$$\sigma_{p0} = 0,8 \cdot f_{ptk} \quad (\text{equação 12})$$

$$\varepsilon_p = \frac{\sigma_{pn}}{E_p} \quad (\text{equação 13})$$

Tabela 3 - Propriedades do concreto da parte pré-moldada da longarina

<b>CONCRETO LONGARINA - PARTE PRÉ-MOLDADA</b>			
	<b>Mpa</b>	<b>KN/cm<sup>2</sup></b>	<b>KN/m<sup>2</sup></b>
fck=	40	4	40000
fcj=	28	2,8	28000
fctm=	3,51	0,35	3508,82
fctmj=	2,77	0,28	2766,26
Eci=	35417,51	3541,75	35417509,79
Eci(t <sub>0</sub> )=	29632,41	2963,24	29632414,68
αi=	0,9	0,09	900
Ecs=	31875,76	3187,58	31875758,81
fcd=	28,57	2,86	28571,43
fctk, sup=	4,56	0,46	4561,47
fctk, inf =	2,46	0,25	2456,17
fctkj, inf =	1,94	0,19	1936,38
fctd (j) =	1,38	0,14	1383,13
fctd =	1,75	0,175	1754,41

(fonte: elaborado pela autora)

Tabela 4 - Propriedades do concreto moldado "in loco"

CONCRETO "IN LOCO"			
	Mpa	KN/cm <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>
fck=	30	3	30000
fcj=	24	2,4	24000
fctm=	2,90	0,29	2896,47
fctmj=	2,50	0,25	2496,10
Eci=	30672,46	3067,25	30672463,22
Eci(t <sub>0</sub> )=	27434,29	2743,43	27434285,12
αi=	0,875	0,0875	875
Ecs=	26838,41	2683,84	26838405,32
fcd=	21,43	2,14	21428,57
fctk, sup=	3,77	0,38	3765,41
fctk, inf =	2,03	0,20	2027,53
fctkj, inf =	1,75	0,17	1747,27
fctd (j) =	1,25	0,12	1248,05
fctd =	1,45	0,145	1448,23

(fonte: elaborado pela autora)

### 6.3 AÇOS UTILIZADOS

Para a armadura passiva utilizou-se aço CA-50, pois é o aço mais utilizados na construção civil.

Para armadura ativa foram utilizadas cordoalhas estabilizadas (RB) de 7 fios, CP-190, com diâmetro de 15,20 milímetros, usualmente empregados para protensão de vigas no Brasil. Seus dados foram retirados do catálogo da AcelorMittal.

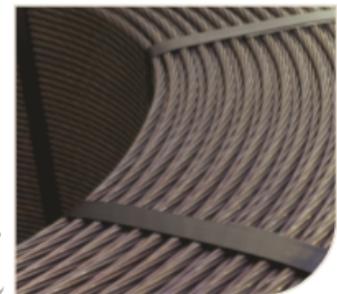
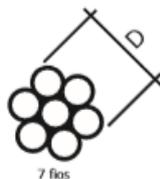
Figura 34 - Dados do catálogo "Fios e cordoalhas para concreto protendido"

#### Cordoalhas de 3 e 7 Fios Estabilizadas (RB)

Fornecidas de acordo com a norma ABNT NBR 7483

##### Características

- Perda máxima por relaxação após 1.000 horas a 20°C, para carga inicial de 80% da carga de ruptura: 3,5%.
- Valor do módulo de elasticidade: 202 kN/mm<sup>2</sup>, +/- 3%.
- Correspondência adotada pela NBR 7483: 1 kgf/mm<sup>2</sup> = 9,81 mPa.



(fonte: catálogo da AcelorMittal)

Tabela 5 - Propriedades da armadura passiva

<b>AÇO ARMADURA PASSIVA</b>		
CA-50		
	<b>KN/cm<sup>2</sup></b>	<b>KN/m<sup>2</sup></b>
f <sub>yk</sub> =	50	5000
γ <sub>s</sub> =	1,15	-
f <sub>yd</sub> =	43,48	4347,83
E <sub>s</sub> =	21000	2100000
ε <sub>yd</sub> =	0,002070393	0,21

(fonte: elaborado pela autora)

Tabela 6 - Propriedades da armadura ativa

<b>AÇO ARMADURA ATIVA</b>		
CP-190 RB 15,20		
Cordoalhas de 7 fios		
	<b>KN/cm<sup>2</sup></b>	<b>KN/m<sup>2</sup></b>
f <sub>ptk</sub> =	190	19000
f <sub>pyk</sub> =	171	17100
γ <sub>s</sub> =	1,15	-
f <sub>ptd</sub> =	165,22	16521,74
f <sub>pyd</sub> =	148,70	14869,57
E <sub>p</sub> =	20200	2020000
ε <sub>yd</sub> =	0,007361	0,74
σ <sub>o</sub> =	152	15200
	<b>mm</b>	<b>cm</b>
φ nominal=	15,2	1,52
	<b>mm<sup>2</sup></b>	<b>cm<sup>2</sup></b>
A <sub>pi</sub> =	140	1,4
Módulo de Elasticidade fornecido pelo catálogo da Acelor Mittal (202 KN/mm <sup>2</sup> )		

(fonte: elaborado pela autora)

## **7 CARGAS**

Os cálculos das cargas permanentes e carga móvel utilizados no dimensionamento da longarina foram realizados de maneira manual, sem se utilizarem os valores obtidos pelo programa SAP2000. Dessa forma será possível comparar valores e verificar se o programa foi utilizado corretamente.

Considerando as cargas permanentes, a longarina mais solicitada é a L1 por suportar toda a carga do passeio, que é maior que a carga da pista sobre as demais longarinas. No cálculo da carga móvel serão demonstradas as linhas de influência das longarinas L1 e L2, pois já se sabe, com base no comparativo desenvolvido no início deste trabalho, que são as mais solicitadas. O trem-tipo foi locado em posições mais desfavoráveis para cada uma das longarinas, e ao final a longarina que apresentou os maiores valores para a carga móvel foi também a longarina L1.

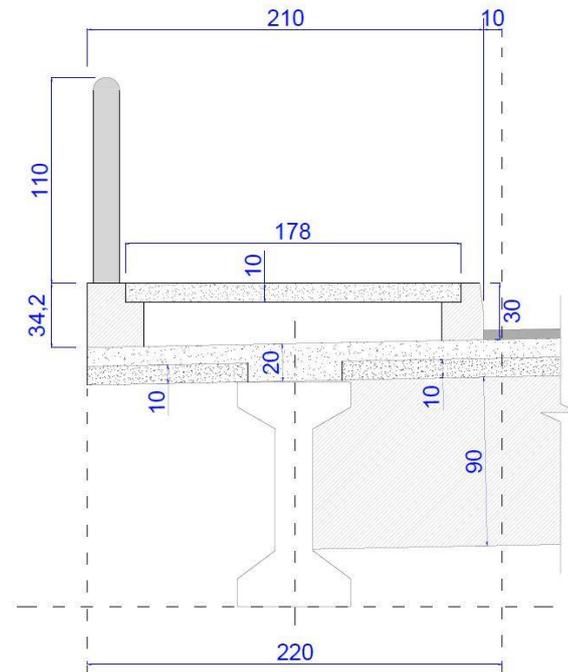
O dimensionamento deste trabalho refere-se, portanto, à longarina L1. As demais longarinas da ponte podem utilizar o mesmo projeto, situação que seria a favor da segurança.

Utilizou-se o programa FTOOL como auxiliar em algumas etapas de cálculo das cargas.

### **7.1 CARGAS PERMANENTES**

As longarinas mais solicitadas, levando em consideração apenas as cargas permanentes, são aquelas que suportam o peso próprio do passeio, já que as cargas geradas pelo passeio são maiores do que as geradas pelo revestimento asfáltico. As cargas permanentes sobre a longarina L1 estão listadas a seguir.

Figura 35 - Representação da área de atuação das cargas sobre a longarina L1



(fonte: elaborado pela autora)

Peso próprio da Longarina

Área da seção =  $0,41\text{m}^2$

Peso próprio da longarina =  $0,41\text{m}^2 \times 25\text{KN/m}^3 = 10,25 \text{ KN/m}$

Peso próprio da laje

Espessura da laje =  $0,20\text{m}$

Peso próprio da laje =  $2,2\text{m} \times 0,2\text{m} \times 25\text{KN/m}^3 = 11 \text{ KN/m}$

Peso próprio do revestimento asfáltico

Espessura do revestimento asfáltico =  $0,05\text{m}$

Peso próprio do revestimento asfáltico =  $0,10\text{m} \times 0,05\text{m} \times 24 \text{ KN/m}^2 = 0,12 \text{ KN/m}$

Peso próprio do passeio

Área da seção = 0,325m<sup>2</sup>

Peso próprio do passeio = 0,325m<sup>2</sup> x 25KN/m<sup>3</sup> = 8,12 KN/m

Peso próprio do guarda-corpo

Peso próprio do guarda-corpo= 1 KN/m

Tabela 7 - Cargas permanentes

<b>CARGAS PERMANENTES</b>		
Pp longarina =	10,25	KN/m
Pp laje =	11,00	KN/m
Pp revestim. asfáltico =	0,12	KN/m
Pp passeio =	8,12	KN/m
Pp guarda corpo =	1	KN/m
TOTAL =	30,49	KN/m

(fonte: elaborado pela autora)

## 7.2 CÁLCULO DA CARGA MÓVEL

Os cálculos a seguir seguem a NBR7188, que define a carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes.

Dados utilizados:

Vão livre das longarinas:  $l = 27,5\text{m}$ ;

Veículo utilizado: TREM TIPO TB-450;

Valor estático de uma roda do veículo:  $P = 75 \text{ KN}$ ;

Valor estático da carga móvel uniformemente distribuída:  $p = 5 \text{ KN/m}^2$ ;

Carga variável uniformemente distribuída no passeio =  $3 \text{ KN/m}^2$ ;

De acordo com a NBR7188: “Nos passeios para pedestres das pontes e viadutos, adotar carga uniformemente distribuída de  $3 \text{ kN/m}^2$  na posição mais desfavorável concomitante com a carga

móvel rodoviária, para verificações e dimensionamentos dos diversos elementos estruturais, assim como para verificações globais”.

As tabelas 8 e 9 apresentam os valores do coeficiente de impacto vertical (CIV) e do coeficiente do número de faixas (CNF) que são coeficientes ponderadores das cargas móveis, que consideram o efeito dinâmico das cargas móveis. Para a análise das longarinas o coeficiente de impacto adicional (CIA) não é considerado, uma vez que se destina a majorar os esforços em elementos situados dentro de uma distância de 5 metros das extremidades da ponte, o que inclui as lajes dentro desta faixa e a transversina de apoio.

Tabela 8 - Cálculo do coeficiente de ponderação CIV

<b>CIV - COEFICIENTE DE IMPACTO VERTICAL</b>		
Para 10,00m < L < 200,00 m		
Civ = 1 + 1,06*(20/LIV+50)		
LIV=	27,5	m
CIV =	1,27	1,27

(fonte: elaborado pela autora)

Tabela 9 - Cálculo do coeficiente de ponderação CNF

<b>CNF - COEFICIENTE DE NÚMERO DE FAIXAS</b>		
CNF = 1-0,05*(n-2) > 0,9		
n=número de faixas de tráfego		
n=	2	
CNF =	1,00	> 0,9

(fonte: elaborado pela autora)

Multiplicando as cargas pelos coeficientes de ponderação obtemos:

$$Q = P \cdot CIV \cdot CNF = 95,52 \text{ KN} \quad (\text{equação 14})$$

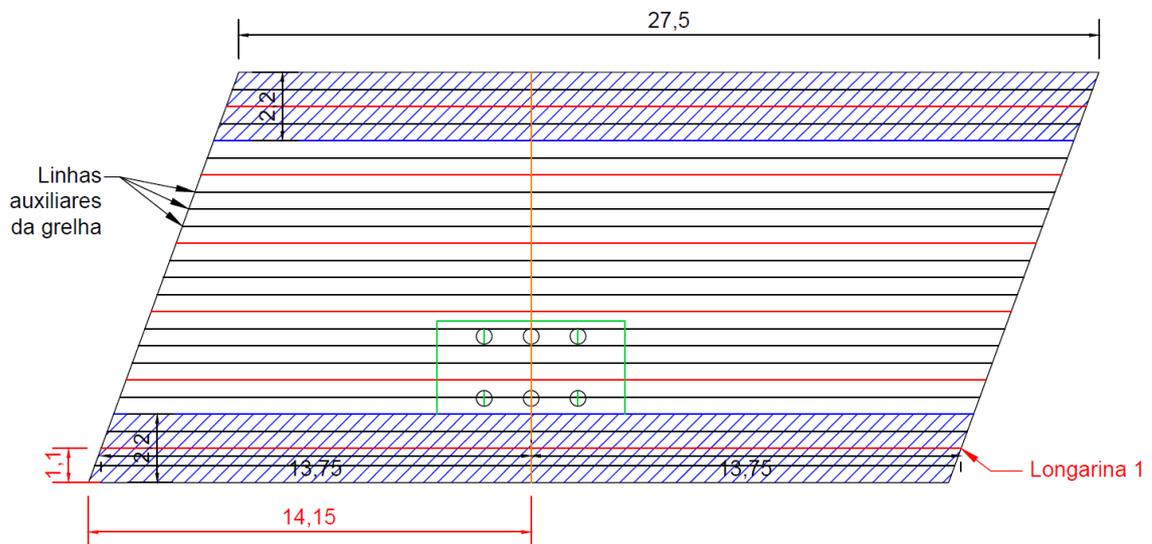
$$q = p \cdot CIV \cdot CNF = 6,37 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{equação 15})$$

Onde  $Q$  e  $q$  são os valores estáticos de  $P$  e  $p$  acrescidos de todos os coeficientes de ponderação.

### 7.3 LONGARINA MAIS SOLICITADA

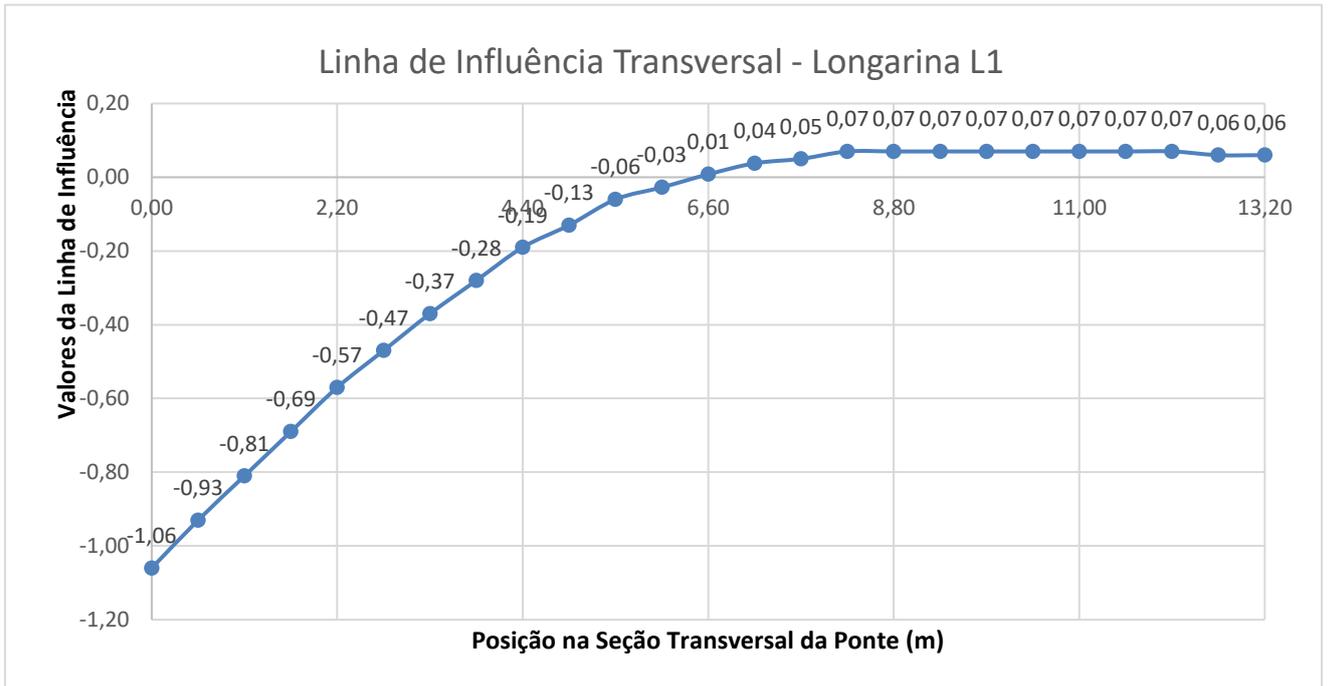
Compararam-se os valores obtidos para a carga móvel nas longarinas mais próximas ao caminho do trem-tipo, sendo elas L1 e L2. Analisando suas linhas de influência podemos definir qual será a longarina mais solicitada, e o dimensionamento de todas as longarinas será baseado na mesma.

Figura 36 – Posição da linhas de influência da longarina L1



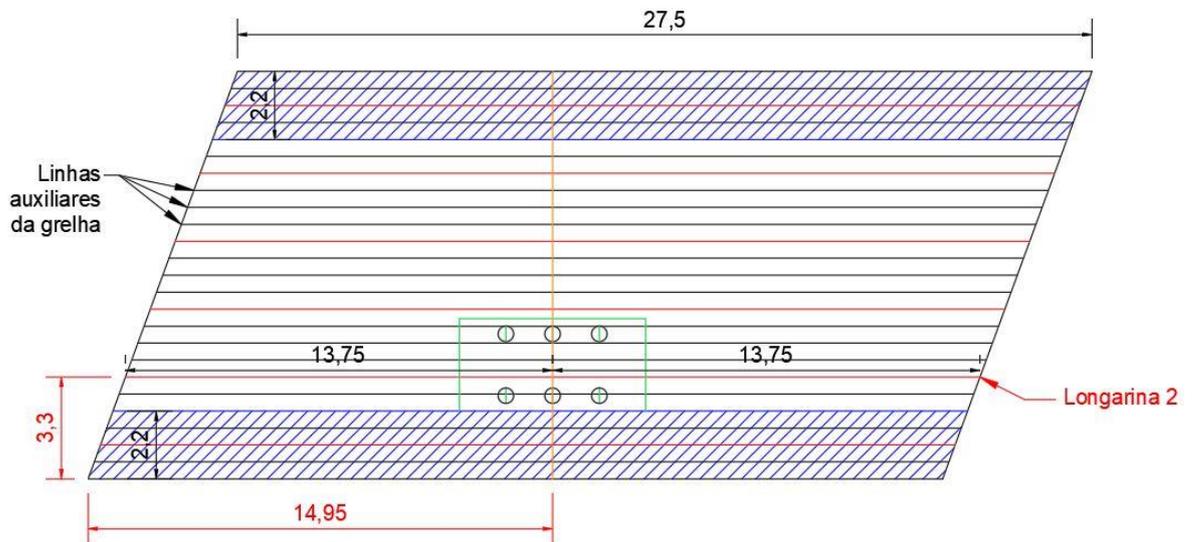
(fonte: elaborado pela autora)

Gráfico 5 - Linha de influência transversal da longarina L1



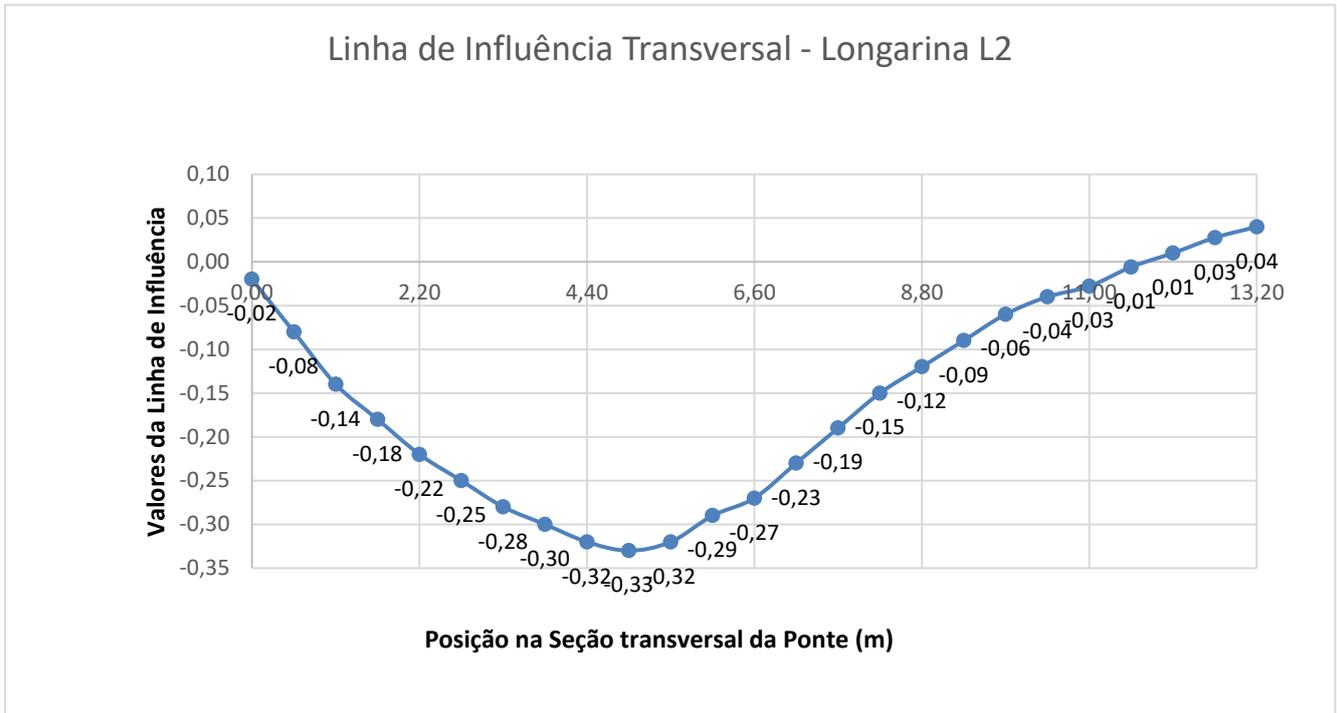
(fonte: elaborado pela autora)

Figura 37 – Posição da linha de influência da longarina L2



(fonte: elaborado pela autora)

Gráfico 6 - Linha de influência transversal da longarina L2



(fonte: elaborado pela autora)

As cargas do veículo tipo e de multidão foram posicionadas na linha de influência transversal de modo a produzir, sobre a longarina estudada, o maior carregamento.

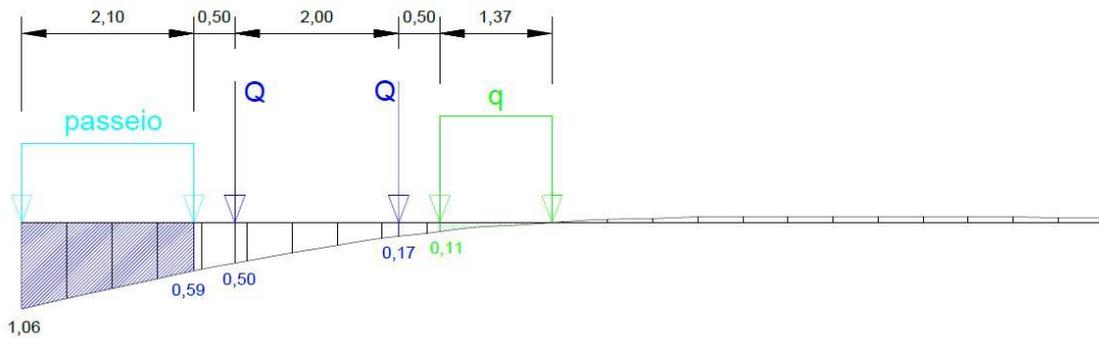
Os valores obtidos foram comparados, e concluiu-se que a longarina que apresenta os maiores valores de momento fletor e esforço cortante, portanto a mais solicitada, é a longarina L1. A seguir serão apresentados os cálculos da aplicação das cargas do trem-tipo na longarina L1.

#### 7.4 LINHA DE INFLUÊNCIA DA LONGARINA L1

Foram realizadas simulações do veículo ao longo de toda a pista, e verificou-se que a sua posição transversal mais desfavorável é aquela mais próxima ao guarda-roda.

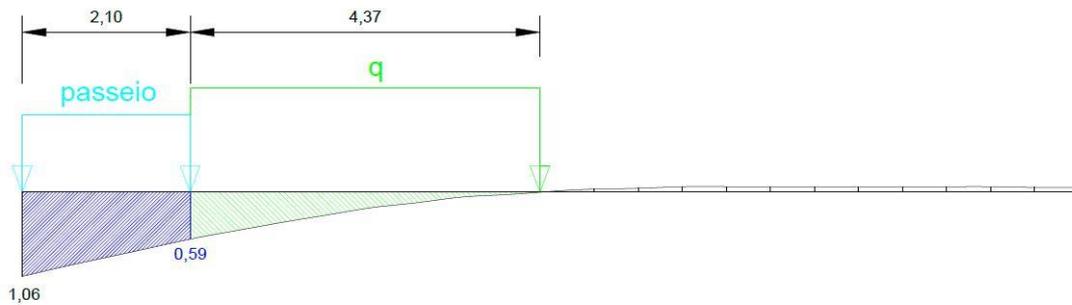
A posição mais desfavorável diz respeito àquela em que as resultantes do trem-tipo e do passeio aplicadas à linha de influência geram os maiores carregamentos.

Figura 38 - Corte transversal na linha do trem-tipo



(fonte: elaborado pela autora)

Figura 39 - Corte transversal fora da linha do trem-tipo



(fonte: elaborado pela autora)

É importante ressaltar que o carregamento nomeado como “passeio” nas figuras acima representa a carga variável uniformemente distribuída no passeio de 3 KN/m<sup>2</sup> de acordo com as considerações para o cálculo da carga móvel apresentados na NBR7188.

As cargas pontuais do trem-tipo foram multiplicadas pelos valores correspondentes da linha de influência, e as cargas linearmente distribuídas multiplicadas pela área do gráfico correspondente, obtendo-se os seguintes valores:

$$Q_1 = 63,37 \text{ KN}$$

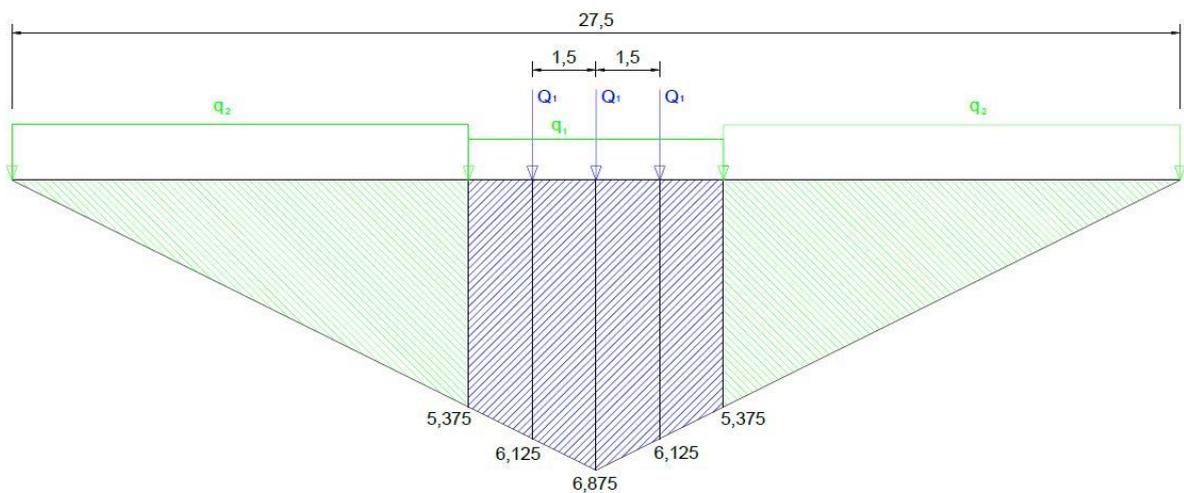
$$q_1 = 5,58 \text{ KN/m}$$

$$q_2 = 11,87 \text{ KN/m}$$

Das cargas acima,  $q_1$  representa a carga distribuída considerada junto com o trem-tipo quando se define um corte transversal na linha do trem-tipo, e  $q_2$  representa a carga distribuída na área onde o trem-tipo não está presente.

Verificou-se que, para uma análise longitudinal do trem-tipo em relação a linha de influência para o momento fletor, a posição mais desfavorável do veículo é quando o mesmo se encontra no centro da ponte, com o eixo do veículo coincidindo com o eixo da ponte.

Figura 40 - Linha de influência do momento fletor



(fonte: elaborado pela autora)

De forma semelhante, para uma análise longitudinal do trem-tipo em relação a linha de influência de esforços cortantes, a posição mais desfavorável do veículo se encontra no início da ponte, com a última roda posicionada sobre o início do vão livre.

Figura 41 - Linha de influência do esforço cortante

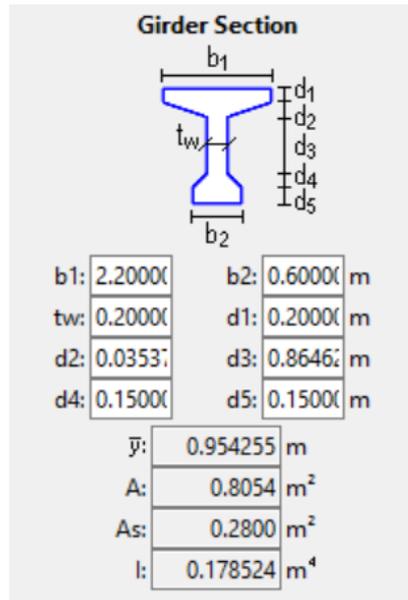


(fonte: elaborado pela autora)

Utilizou-se o programa FTOOL através da sua opção “Load Train” para obter a envoltória de momentos fletores e de esforços cortantes do trem-tipo ao longo da longarina L1.

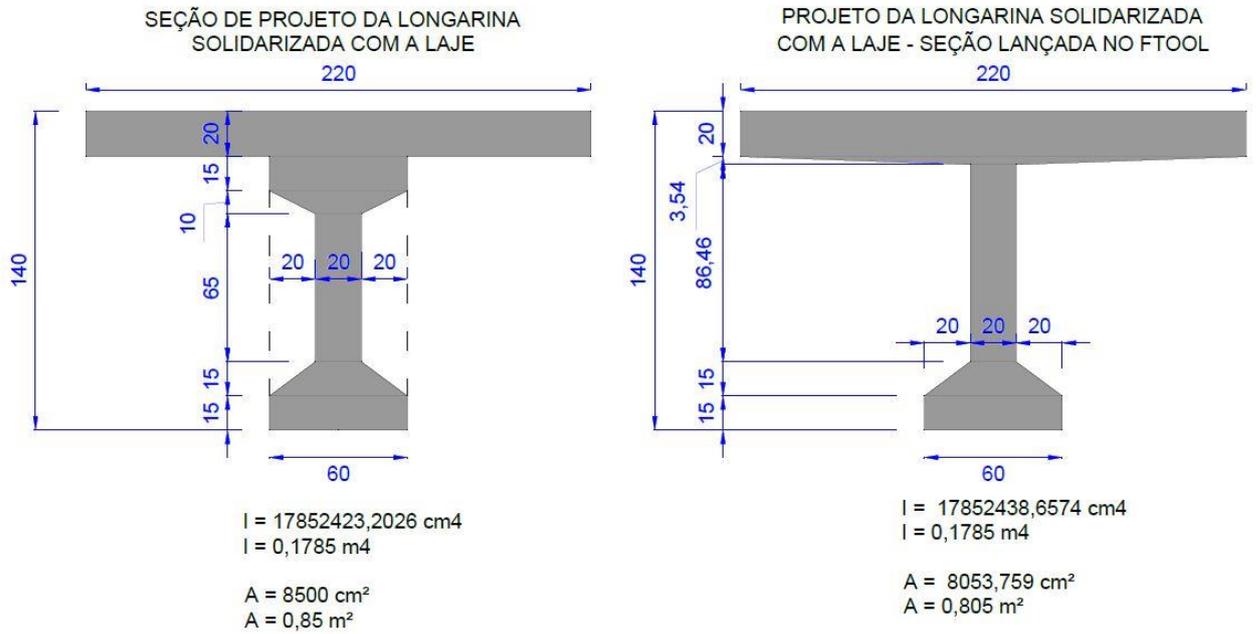
Como o programa não aceita a modelagem da seção original de projeto da longarina foi criada uma seção com inércia semelhante, sendo modificada somente a sua mesa superior.

Figura 42 - Seção modelada no programa FTOOL



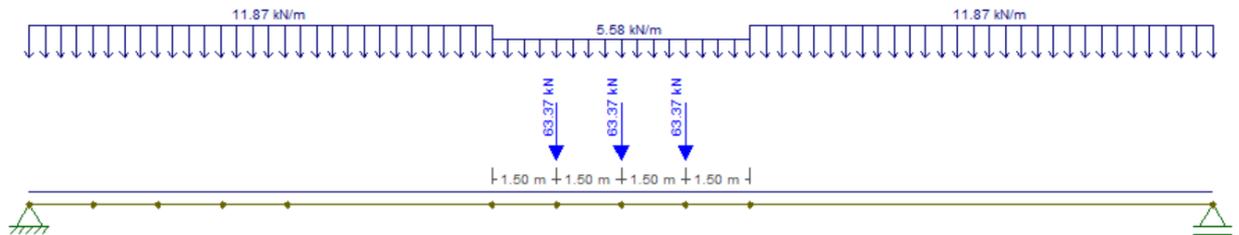
(fonte: elaborado pela autora)

Figura 43 - Seção adaptada para o programa FTOOL



(fonte: elaborado pela autora)

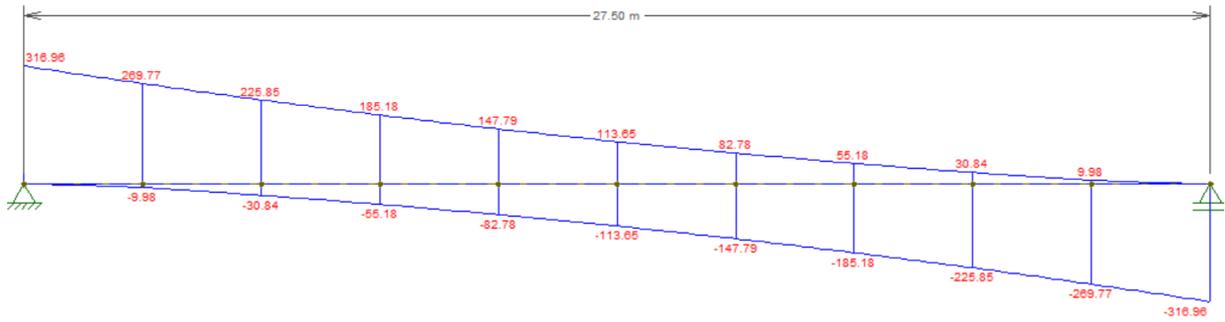
Figura 44 - Configuração do Trem-Tipo no programa FTOOL



(fonte: elaborado pela autora)

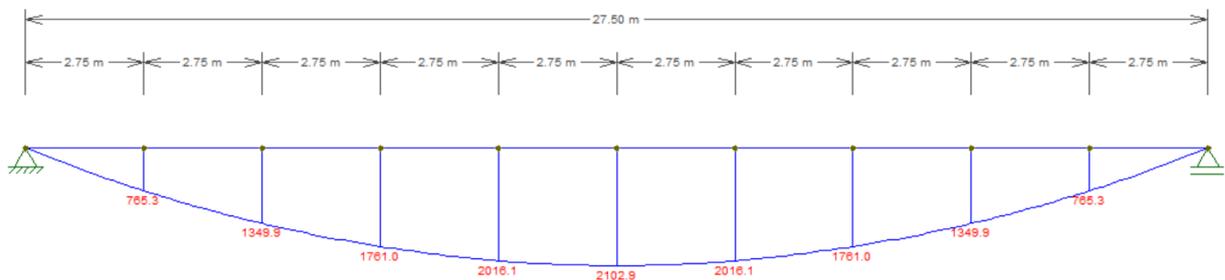
Através da simulação do trem-tipo pelo programa FTOOL foi possível obter as envoltórias dos esforços cortantes e dos momentos fletores para as 10 subdivisões da longarina. As envoltórias são apresentadas a seguir:

Figura 45 - Envoltória dos esforços cortantes da longarina L1



(fonte: elaborado pela autora)

Figura 46 - Envoltória dos momentos fletores da longarina L1



(fonte: elaborado pela autora)

Os resultados foram expressos na tabela a seguir para as 10 seções pré-estabelecidas, sendo 0 e 10 as seções das extremidades da longarina e 5 a seção localizada no meio da longarina.

Tabela 10 - Momentos fletores e esforços cortantes gerados pela carga móvel

CARGA MÓVEL			
SEÇÃO	M (KNm)	Q máx (KN)	Q mín (KN)
0	0,0	316,96	0
1	765,3	269,77	-9,98
2	1349,9	225,85	-30,84
3	1761,0	185,18	-55,18
4	2016,1	147,79	-82,78
5	2102,9	113,65	-113,65
6	2016,1	82,78	-147,79
7	1761,0	55,18	-185,18
8	1349,9	30,84	-225,85
9	765,3	9,98	-269,77
10	0,0	0	-316,96

(fonte: elaborado pela autora)

## 7.5 VALORES DA CARGA MÓVEL NO COMPRIMENTO DE REGULARIZAÇÃO $l_p$

Para efeitos de verificação, tendo em vista que a longarina é protendida por pré-tensão, é necessário calcular os esforços na seção correspondente ao comprimento de regularização ( $l_p$ ), medido a partir do apoio. Isto é necessário porque dentro da região correspondente ao comprimento  $l_p$ , não é válida a hipótese das seções planas (Bernoulli). Esta região é chamada de região D, de descontinuidade. O comprimento  $l_p$  é calculado no item 11 e vale:

$$l_p = 1,41 \text{ m}$$

Tabela 11 – Momento fletor e esforços cortantes gerados pela carga móvel na seção correspondente ao comprimento  $l_p$

CARGA MÓVEL			
SEÇÃO	M (KNm)	Q máx (KN)	Q mín (KN)
$l_p = 1,42\text{m}$	420,24	292,19	-3,48

(fonte: elaborado pela autora)

## 7.6 RESUMO DOS ESFORÇOS ATUANTES

Como visto anteriormente, o vão da longarina foi dividido em 10 seções iguais de 2,75 metros, com os esforços atuantes sendo determinados para cada seção.

Utilizando as equações 16 e 17 apresentadas a seguir e introduzindo os valores obtidos na tabela 7 é possível obter os valores de momento fletor e esforço cortante devido a carga permanente em cada seção.

$$V_{(x)} = 0,5 \cdot q \cdot (l - 2 \cdot X) \quad (\text{equação 16})$$

$$M_{(x)} = 0,5 \cdot q \cdot X \cdot (l - X) \quad (\text{equação 17})$$

Tabela 12 - Momentos fletores em cada seção pré-definida da longarina

SEÇÃO	X(m)	Mg longarina (KNm)	Mg laje (KNm)	Mg rev. asfáltico (KNm)	Mg passeio (KNm)	Mg guarda corpo (KNm)	Σ Mg (KNm)
0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
lp	1,42	189,67	203,55	2,22	150,20	18,50	564,15
1	2,75	348,83	374,34	4,08	276,24	34,03	1037,53
2	5,5	620,14	665,50	7,26	491,09	60,50	1844,49
3	8,25	813,93	873,47	9,53	644,56	79,41	2420,89
4	11	930,21	998,25	10,89	736,64	90,75	2766,74
5	13,75	968,97	1039,84	11,34	767,33	94,53	2882,02

(fonte: elaborado pela autora)

Tabela 13 – Esforços cortantes em cada seção pré-definida da longarina

SEÇÃO	X(m)	Vg longarina (KNm)	Vg laje (KNm)	Vg rev. asfáltico (KNm)	Vg passeio (KNm)	Vg guarda corpo (KNm)	Σ Vg (permanentes) (KNm)
0	0	140,94	151,25	1,65	111,61	13,75	419,20
lp	1,42	126,40	135,64	1,48	100,09	12,33	375,94
1	2,75	112,75	121,00	1,32	89,29	11,00	335,36
2	5,5	84,56	90,75	0,99	66,97	8,25	251,52
3	8,25	56,38	60,50	0,66	44,64	5,50	167,68
4	11	28,19	30,25	0,33	22,32	2,75	83,84
5	13,75	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

(fonte: elaborado pela autora)

As seções 6, 7, 8, 9 e 10 são similares às seções 4, 3, 2, 1 e 0 respectivamente.

Pode-se observar que as cargas calculadas manualmente neste capítulo condizem com os resultados obtidos pelo SAP 2000.

Observando o gráfico 1, por exemplo, pode-se ver que para a Longarina L1 a soma dos momentos fletores no meio do vão devido à carga móvel e às cargas permanentes resultou em 5003,18 KNm pelo programa. Se forem somados os valores de momento fletor para a seção 5 obtidos manualmente neste capítulo obtém-se 4984,92 KNm, um valor muito próximo do obtido pelo programa.

## 8 DETERMINAÇÃO DA FORÇA DE PROTENSÃO

Como já foi definido no início deste trabalho, a protensão será limitada.

O processo utilizado para a determinação da força de protensão necessária é o método das tensões admissíveis. Neste método são adotados limites para as tensões normais nas bordas da seção transversal, configurando-se o Estado Limite de Tensões, que é um estado limite de serviço.

Ao longo dessa seção serão tratados dois períodos para a longarina: o momento após a sua fabricação ( $t_0$ ), sem nenhuma carga atuando sobre a longarina além do seu peso próprio e da protensão, e para tempo infinito ( $t_\infty$ ), considerado após a construção da ponte, com todas as cargas atuando sobre ela.

Adota-se um valor para o rendimento da força de protensão para cada um dos dois períodos analisados da longarina, pois sabe-se que haverá perdas imediatas e perdas progressivas da força de protensão. Como estes valores de perdas não são conhecidos no início do projeto devem ser estimados por meio desses rendimentos.

Analisando o período  $t_0$  pode-se obter o maior valor de protensão que a seção da longarina aguenta. Valores acima desse limite podem estourar a longarina após a sua fabricação no chão de fábrica ou no canteiro de obras.

Analisando o período  $t_\infty$  pode-se estimar o valor de protensão necessário para a longarina suportar todas as cargas atuantes sobre ela.

O valor de protensão adotado deve ser menor ou igual ao máximo suportado pela seção em  $t_0$ , e caso este valor não seja suficiente para suportar todas as cargas atuantes deve-se prever armadura passiva.

## 8.1 TENSÕES ADMISSÍVEIS

Os valores limites das tensões normalmente adotados para protensão limitada são:

$$\sigma_{ct0} = 1,2 \cdot f_{ctmj} \quad (\text{equação 18})$$

$$\sigma_{cc0} = 0,7 \cdot f_{cj} \quad (\text{equação 19})$$

$$\sigma_{ct\infty} = 1,2 \cdot f_{ctm} \quad (\text{equação 20})$$

$$\sigma_{cc\infty} = 0,5 \cdot f_{ck} \quad (\text{equação 21})$$

Aplicando os valores calculado na tabela 3 referentes ao concreto da parte pré-moldada da longarina, obtemos os seguintes valores de tensões admissíveis:

Tabela 14 - Valores das tensões admissíveis

TENSÕES		KN/cm <sup>2</sup>
t = t <sub>0</sub>	σ <sub>ct0</sub> =	0,33
	σ <sub>cc0</sub> =	1,96
t = t <sub>∞</sub>	σ <sub>ct∞</sub> =	0,42
	σ <sub>cc∞</sub> =	2,00

(fonte: elaborado pela autora)

Seguindo o método das tensões admissíveis, as seguintes equações serão utilizadas para calcular os valores de protensão necessária e protensão máxima.

$$r_0 \cdot P_0 \cdot \left( -\frac{1}{A_c} + \frac{e_p}{W_s} \right) - \frac{M_g}{W_s} \leq \sigma_{ct0} \quad (\text{equação 22})$$

$$r_0 \cdot P_0 \cdot \left( -\frac{1}{A_c} - \frac{e_p}{W_i} \right) + \frac{M_g}{W_i} \geq -\sigma_{cc0} \quad (\text{equação 23})$$

$$r_\infty \cdot P_0 \cdot \left( -\frac{1}{A_c} + \frac{e_p}{W_s} \right) - \frac{M'}{W_s} \geq -\sigma_{cc\infty} \quad (\text{equação 24})$$

$$r_\infty \cdot P_0 \cdot \left( -\frac{1}{A_c} - \frac{e_p}{W_i} \right) + \frac{M'}{W_i} \leq \sigma_{ct\infty} \quad (\text{equação 25})$$

## 8.2 PROTENSÃO MÁXIMA SUPOSTADA PELA SEÇÃO

Quando  $t = t_0$

Rendimento adotado:

$$r_0 = 0,95$$

Atuam o peso próprio da longarina e a protensão.

Tabela 15 - Cálculo da protensão máxima suportada pela longarina

<b>t = t<sub>o</sub></b>		
Ac =	4100,00	cm <sup>2</sup>
W <sub>s</sub> =	115590,53	cm <sup>3</sup>
W <sub>i</sub> =	119088,42	cm <sup>3</sup>
Mg =	96896,62	KNcm
r <sub>o</sub> =	0,95	
ep =	47,54	cm
<b>BORDA SUPERIOR</b>		
P <sub>o</sub> 1 =	7361,17	KN
<b>BORDA INFERIOR</b>		
P <sub>o</sub> 2 =	4540,18	KN
<b>Protensão máxima suportada pela seção</b>		
P <sub>o</sub> =	4540,18	KN

(fonte: elaborado pela autora)

Borda superior:

$$P_0 = 7361,17 \text{ KN}$$

Borda inferior:

$$P_0 = 4540,18 \text{ KN}$$

A longarina em  $t = t_0$ , suporta no máximo 4540,18 KN de protensão.

### 8.3 PROTENSÃO MÍNIMA NECESSÁRIA

Quando  $t = t_\infty$

Rendimento adotado:

$$r_\infty = 0,85$$

Atuam a carga móvel e todas as cargas permanentes: o peso próprio da longarina, o peso próprio da laje, o peso próprio do revestimento asfáltico, o peso próprio do passeio e a protensão.

Tabela 16 – Cálculo da protensão mínima necessária para a longarina

$t = t^\infty$		
$A_c =$	8500,00	$\text{cm}^2$
$W_s =$	403936,62	$\text{cm}^3$
$W_i =$	186343,39	$\text{cm}^3$
$M_g =$	288201,66	KNcm
$M_q =$	210290	KNcm
$r^\infty =$	0,85	
$ep =$	84,23	cm
BORDA SUPERIOR		
$P^\infty 1 =$	-9914,44	KN
BORDA INFERIOR		
$P^\infty 2 =$	4654,94	KN
Protensão mínima necessária		
$P_0 =$	4654,94	KN

(fonte: elaborado pela autora)

Borda superior:

$$P_0 = 0 \text{ KN}$$

Borda inferior

$$P_0 = 4654,94 \text{ KN}$$

A protensão mínima necessária para absorver todas as cargas é de no mínimo 4654,94 KN.

A longarina pré-fabricada não suporta a força de protensão necessária para absorver todos os esforços atuantes. Foi utilizada, portanto, a protensão máxima aguentada pela longarina recém-fabricada. O restante dos esforços será absorvido pela armadura passiva.

## 8.4 PROTENSÃO ADOTADA

$$P = 4540,18 \text{ KN}$$

Com os dados das cordoalhas de  $\phi 15,2$  mm fornecidos pelo catálogo da Acelor Mittal, pode-se achar a quantidade necessária de cordoalhas.

$$A_p = \frac{P_0}{\sigma_{p0}} \quad (\text{equação 26})$$

$$n = \frac{A_p}{A_{pi}} \quad (\text{equação 27})$$

Tabela 17 - cálculo do número de cordoalhas utilizado

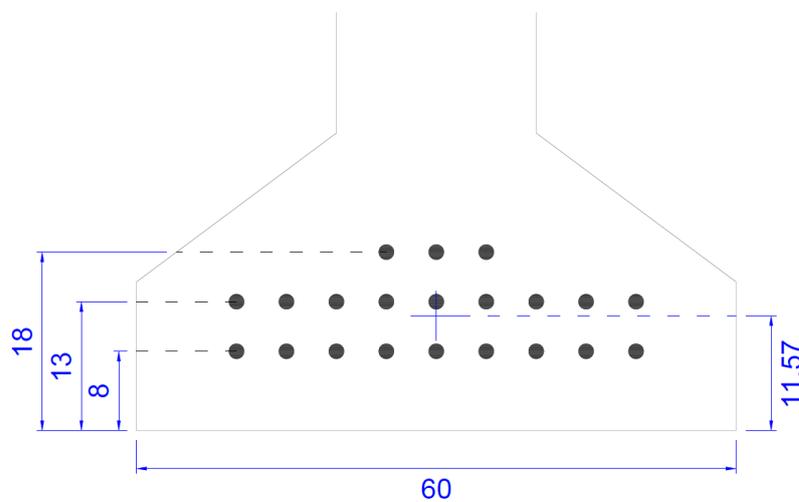
NÚMERO NECESSÁRIO DE CORDOALHAS		
$\sigma_{p0} =$	152	KN/cm <sup>2</sup>
$A_p =$	29,87	cm <sup>2</sup>
$A_{pi} =$	1,4	cm <sup>2</sup>
$n =$	21,34	cordoalhas

(fonte: elaborado pela autora)

$n = 21,34 \approx 21$  cordoalhas

Para manter uma simetria, serão adotadas 21 cordoalhas com a seguinte distribuição:

Figura 47 - Distribuição das cordoalhas na seção da longarina



(fonte: elaborado pela autora)

## 9 VERIFICAÇÃO NAS EXTREMIDADES

A seção utilizada para conferência será a seção  $l_p$ , seguindo as premissas da NBR6118 antes desta seção as armaduras não estão ancoradas de forma efetiva. Antes do comprimento  $l_p$  as tensões no concreto não estão distribuídas na seção da longarina. Esta é uma região considerada de descontinuidade.

Os cálculos do comprimento de ancoragem  $l_p$  encontram-se mais adiante neste memorial.

$$l_p = 1,42 \text{ m}$$

A verificação foi feita calculando-se a protensão máxima suportada pela longarina nas bordas superiores das extremidades nos apoios, no instante inicial de  $t = t_0$ .

Será utilizado o mesmo Método das Tensões Admissíveis.

### 9.1 VERIFICAÇÃO NAS EXTREMIDADES NO PERÍODO INICIAL

Rendimento adotado:

$$r_0 = 0,95$$

O momento utilizado é o referente a seção em  $l_p$ .

Borda superior:

Tabela 18 – Verificação da protensão máxima suportada pela extremidade da longarina

<b>t = t<sub>o</sub></b>		
Ac =	4100,00	cm <sup>2</sup>
Ws =	115590,53	cm <sup>3</sup>
Wi =	119088,42	cm <sup>3</sup>
Mg =	18967,26	KNcm
r <sub>o</sub> =	0,95	-
a =	10,31	cm
ep =	48,80	cm
<b>BORDA SUPERIOR</b>		
P <sub>o</sub> 1 =	2929,14	KN
<b>BORDA INFERIOR</b>		
P <sub>o</sub> 2 =	3412,77	KN
<b>Protensão máxima suportada pela seção</b>		
P <sub>o</sub> =	2929,14	KN

(fonte: elaborado pela autora)

A protensão máxima suportada pela borda é de 2929,14 KN.

Utilizando as equações 30 e 31 pode-se chegar a um número de cordoalhas a partir do valor da força de protensão.

Tabela 19 – Número de cordoalhas suportadas

<b>CORDOALHAS SUPORTADAS NA EXTREMIDADE DA LONGARINA</b>		
$\sigma_{p_0}$ =	152	KN/cm <sup>2</sup>
A <sub>p</sub> =	19,27	cm <sup>2</sup>
A <sub>pi</sub> =	1,4	cm <sup>2</sup>
n =	13,76	cordoalhas

(fonte: elaborado pela autora)

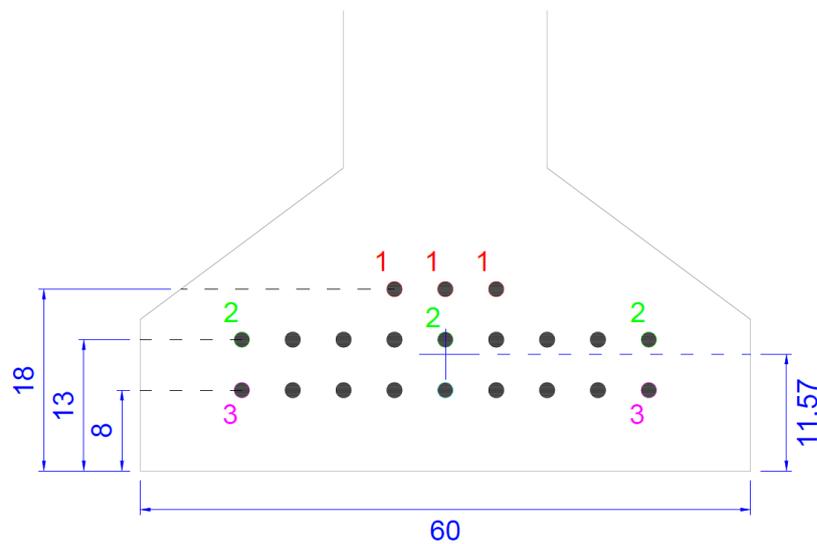
As bordas da longarina aguentam somente 13 cordoalhas.

Será necessário realizar um escalonamento das cordoalhas de protensão, definindo a distribuição e comprimento das mesmas na longarina.

## 10 ESCALONAMENTO

Será realizado um escalonamento conforme mostra a figura a seguir. A ordem de “encurtamento” das cordoalhas se dará de acordo com a numeração indicada, de 1 até 3.

Figura 48 - Ordem de escalonamento das cordoalhas



(fonte: elaborado pela autora)

Tabela 20 - Centróide e área da protensão em cada seção do escalonamento

Quantidade de cordoalhas	Ap (cm <sup>2</sup> )	a (cm)
21	29,4	11,57
18	25,2	10,50
15	21	10,00
13	18,2	10,31

(fonte: elaborado pela autora)

Utilizam-se as seguintes fórmulas apresentadas na norma NBR 6118:

$$\alpha_{p0} = \frac{E_p}{E_{ci}(t_0)} \quad (\text{equação 28})$$

$$\sigma_p = \frac{\sigma_{p0}}{1 + K_{p0}} \quad (\text{equação 29})$$

$$K_{p0} = \alpha_{p0} \cdot A_p \cdot \left( \frac{1}{A_c} + \frac{e_p}{W_{cp}} \right) \quad (\text{equação 30})$$

$$W_{cp} = \frac{I_c}{e_p} \quad (\text{equação 31})$$

$$N_p = -\sigma_p \cdot A_p \quad (\text{equação 32})$$

$$M_p = N_p \cdot e_p \quad (\text{equação 33})$$

O escalonamento foi feito verificando-se as bordas superiores e inferiores das extremidades nos apoios, no instante inicial de  $t = t_0$ .

## 10.1 PARA 21 CORDOALHAS

Neste caso a borda determinante é a inferior. O valor  $Mg(x)$  foi isolado na equação 23, obtendo-se a equação 34 a seguir:

$$M_{g(x)} = W_i \cdot \left( -\sigma_{cc0} - \frac{N_p}{A_c} - \frac{M_p}{W_i} \right) \quad (\text{equação 34})$$

Tabela 21 – Definição do trecho contendo 21 cordoalhas

Cordoalhas =	21	-
Ap =	29,4	cm <sup>2</sup>
ep=	47,53	cm <sup>2</sup>
αp0=	6,82	-
Wcp=	148078,51	cm <sup>3</sup>
Kp0=	0,1132	-
σp =	136,54	KN/cm <sup>2</sup>
Np=	-4014,31	KN
Mp=	-190817,42	KNcm
Mg(x) =	74003,67	KNcm
<b>x =</b>	<b>7,07</b>	<b>m</b>

(fonte: elaborado pela autora)

A distância entre a ponta das cordoalhas e a extremidade da longarina será de 7,07 metros.

## 10.2 PARA 18 CORDOALHAS

Neste caso a borda determinante é a inferior. Da mesma forma que demonstrado no cálculo para 21 cordoalhas acima, utilizou-se a equação 34 para achar Mg(x):

Tabela 22 – Definição do trecho contendo 18 cordoalhas

Cordoalhas =	18	-
a =	10,50	cm
Ap =	25,2	cm <sup>2</sup>
ep=	48,61	cm <sup>2</sup>
αp0=	6,82	-
Wcp=	144814,38	cm <sup>3</sup>
Kp0=	0,100	-
σp =	138,24	KN/cm <sup>2</sup>
Np=	-3483,59	KN
Mp=	-169322,1	KNcm
Mg(x) =	37092,86	KNcm
<b>x =</b>	<b>2,95</b>	<b>m</b>

(fonte: elaborado pela autora)

A distância entre a ponta das cordoalhas e a extremidade da longarina será de 2,95 metros.

### 10.3 PARA 15 CORDOALHAS

Neste caso a borda determinante é a superior. O valor Mg(x) foi isolado na equação 22, obtendo-se a equação 35 a seguir:

$$M_{g(x)} = W_s \cdot \left( \frac{N_p}{A_c} - \frac{M_p}{W_s} - \sigma_{cto} \right) \quad (\text{equação 35})$$

Tabela 23 - Definição do trecho contendo 15 cordoalhas

Cordoalhas =	15	-
a =	10,00	cm
Ap =	21	cm <sup>2</sup>
ep=	49,11	cm <sup>2</sup>
αp0=	6,82	-
Wcp=	143339,86	cm <sup>3</sup>
Kp0=	0,084	-
σp =	140,23	KN/cm <sup>2</sup>
Np=	-2944,76	KN
Mp=	-144604,7	KNcm
Mg(x) =	23213,09	KNcm
<b>x =</b>	<b>1,76</b>	<b>m</b>

(fonte: elaborado pela autora)

A distância entre a ponta das cordoalhas e a extremidade da longarina será de 1,76 metros.

#### 10.4 PARA 13 CORDOALHAS

Neste caso a borda determinante é a superior. Da mesma forma que demonstrado no cálculo para 15 cordoalhas acima, utilizou-se a equação 35 para achar  $Mg(x)$ :

Tabela 24 - Definição do trecho contendo 13 cordoalhas

Cordoalhas =	13	-
a =	10,31	cm
Ap =	18,2	cm <sup>2</sup>
ep =	48,80	cm <sup>2</sup>
$\alpha p_0 =$	6,82	-
Wcp =	144243,68	cm <sup>3</sup>
Kp0 =	0,072	-
$\sigma p =$	141,76	KN/cm <sup>2</sup>
Np =	-2580,04	KN
Mp =	-125900,7	KNcm

(fonte: elaborado pela autora)

As cordoalhas percorrem todo o comprimento da longarina.

A representação da protensão escalonada encontra-se nos anexos deste trabalho.

## 11 COMPRIMENTOS DE ANCORAGEM

Comprimento de Ancoragem Básico para cordoalhas:

$$l_{bp} = \frac{7 \cdot \phi}{36} \cdot \frac{f_{pyd}}{f_{bp}} \quad (\text{equação 36})$$

$$f_{bp} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{cta} \quad (\text{equação 37})$$

$\eta_1 = 1,2$  para cordoalhas

$\eta_2 = 1$  verificada a condição de boa aderência

$$f_{cta} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} \quad (\text{equação 38})$$

$$f_{ctk,inf} = f_{ctkj,inf} \quad (\text{equação 39})$$

$f_{ctkj,inf}$  é calculado com base em  $f_{cj}=2,8 \text{ KN/cm}^2$

$$f_{cta} = 0,14 \text{ KN/cm}^2$$

$$f_{bp} = 0,17 \text{ KN/cm}^2$$

$$f_{pyd} = 148,70 \text{ KN/cm}^2$$

$$l_{bp} = 264,78 \text{ cm}$$

$$l_{bp} = 2,65 \text{ m}$$

Comprimento de Transferência

Para cordoalhas:

$$l_{bpt} = 0,5 \cdot l_{bp} \cdot \frac{\sigma_p}{f_{pyd}} \quad (\text{equação 40})$$

$$l_{bpt} = 126,22 \text{ cm}$$

$$l_{bpt} = 1,26 \text{ m}$$

Comprimento de Regularização

Para cordoalhas:

$$l_p = \sqrt{h^2 + (0,6 \cdot l_{bpt})^2} \geq l_{bpt} \quad (\text{equação 41})$$

$$l_p = 141,90 \text{ cm}$$

$$l_p = 1,42 \text{ m}$$

A representação da protensão escalonada respeitando o comprimento de transferência  $l_{bpt}$  encontra-se nos anexos deste trabalho.

## 12 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA À RUPTURA POR FLEXÃO

De acordo com a NBR 8681 que trata sobre ações e segurança nas estruturas, pode-se definir os coeficientes de ponderação para a combinação de cargas, para assim obter o momento fletor de cálculo.

Para a carga permanente o coeficiente de ponderação utilizado é o de ações permanentes diretas agrupadas, em combinações normais, para edificações tipo 1 e pontes em geral.

Para a carga móvel o coeficiente de ponderação utilizado é o de ações variáveis consideradas conjuntamente, em combinações normais, para pontes e edificações tipo 1.

$$M_d = 1,35. Mg + 1,5. Mq \quad (\text{equação 42})$$

Tabela 25 – Momentos fletores de cálculo

Seção	$\Sigma Mg$ (KNm)	Mq carga móvel (KNm)	Md (KNm)
0	0,00	0,00	0,00
lp	564,15	420,24	1391,96
1	1037,53	765,30	2548,61
2	1844,49	1349,90	4514,91
3	2420,89	1761,00	5909,71
4	2766,74	2016,10	6759,24
5	2882,02	2102,90	7045,07

(fonte: elaborado pela autora)

### 12.1 FASE DE CONSTRUÇÃO

Nesta fase a seção é composta pela longarina sem inclusão da laje, e os esforços atuantes são somente a protensão e o peso próprio da longarina.

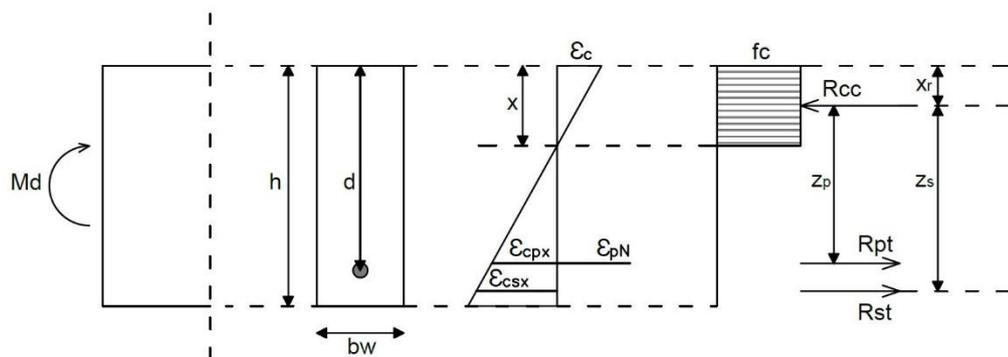
Admitindo a seção transversal nos domínios 2 ou 3 de deformações, as condições de equilíbrio são:

$$R_{cc} = A_{cc} \cdot f_c \quad (\text{equação 43})$$

$$R_{st} = A_s \cdot f_{yd} \quad (\text{equação 44})$$

$$R_{pt} = A_p \cdot f_{pyd} \quad (\text{equação 45})$$

Figura 49 – Condições de equilíbrio



(fonte: elaborado pela autora)

Limites dos domínios:

$$x_2 = 0,259 \cdot d \quad (\text{equação 46})$$

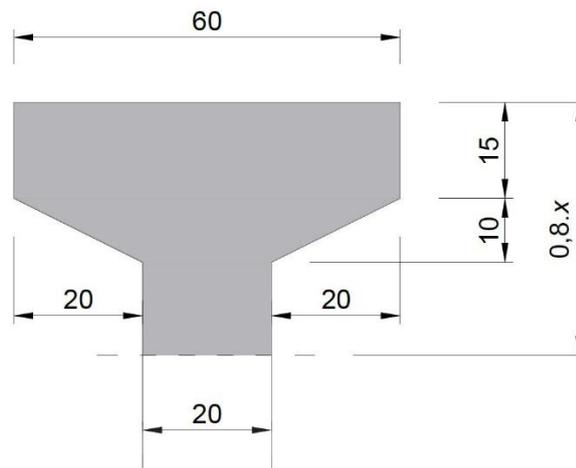
$$x_{limite} = \frac{3,5 \cdot d}{3,5 + (\epsilon_{pyd} - \epsilon_{pN})} \quad (\text{equação 47})$$

Tabela 26 – Limites dos domínios

LIMITES DOS DOMÍNIOS		
d = dp =	108,43	cm
X <sub>2</sub> =	28,08	cm
X <sub>limite</sub> =	92,52	cm

(fonte: elaborado pela autora)

Figura 50 – Representação da área de compressão do concreto



(fonte: elaborado pela autora)

$$A_{cc} = 20 \cdot 0,8 \cdot x + 800 \text{ cm}^2 = 1800 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área da mesa superior da longarina} = 1300 \text{ cm}^2$$

$$1800 \text{ cm}^2 > 1300 \text{ cm}^2$$

A posição da linha neutra não se encontra na mesa superior da longarina, mas sim na sua alma.

Utilizando a seguinte equação obtemos a posição da linha neutra e verificamos o domínio em que se encontra:

$$x = \frac{R_{pt}}{0,8 \cdot b_w \cdot f_c} \quad (\text{equação 48})$$

Tabela 27 – Verificação do domínio

FASE INICIAL		
Ac =	0,41	m <sup>2</sup>
Ic =	0,0704	m <sup>4</sup>
Ap =	29,4	cm <sup>2</sup>
fpyd =	148,70	KN/cm <sup>2</sup>
Rcc =	4371,65	KN
fc =	2,43	KN/cm <sup>2</sup>
Acc =	1800,09	cm <sup>2</sup>
x =	62,51	cm
DOMÍNIO 3		

(fonte: elaborado pela autora)

$$x_2 \leq x \leq x_{limite} \rightarrow \text{Domínio 3}$$

$$\varepsilon_c = 3,5 \text{ ‰ Limite de ruptura}$$

$$\varepsilon_{cpx} = \frac{\varepsilon_c}{x} \cdot (d_p - x) \quad (\text{equação 49})$$

$$\varepsilon_{cpx} = \frac{3,5}{62,51} \cdot (108,43 - 62,51)$$

$$\varepsilon_{cpx} = 2,57 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{pN} = \frac{\sigma_p}{E_p} \cdot 1000 \quad (\text{equação 50})$$

$$E_p = 20200 \text{ KN/cm}^2$$

$$\epsilon_{pN} = 6,76\text{‰}$$

$$\epsilon_p = \epsilon_{pN} + \epsilon_{cpx} \quad (\text{equação 51})$$

$$\epsilon_p = 6,76 + 2,57 = 9,33\text{‰}$$

$$\epsilon_{pyd} = \frac{f_{pyd}}{E_p} \quad (\text{equação 52})$$

$$\epsilon_{pyd} = 7,36\text{‰}$$

Domínio 3 :

$$10\text{‰} \succ \epsilon_p \succ \epsilon_{pyd}$$

$$9,33\text{‰} \succ 7,36\text{‰} \rightarrow \text{Domínio 3} \rightarrow \text{OK}$$

Tabela 28 – Deformações

$\epsilon_{cpx} =$	2,57‰
$\epsilon_{pn} =$	6,76‰
$\epsilon_p =$	9,33‰
$\epsilon_{pyd} =$	7,36‰

(fonte: elaborado pela autora)

Voltando às condições de equilíbrio, optou-se por discriminar uma área de mesa e alma da longarina. Utilizou-se a equação 43.

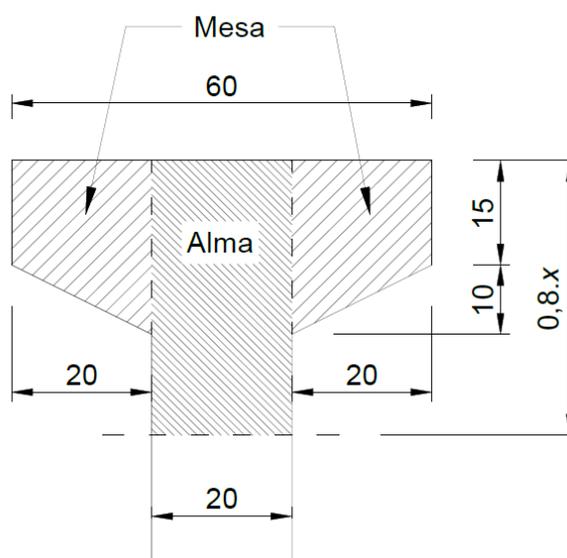
$$R_{cc} = R_{cc \text{ mesa}} + R_{cc \text{ alma}} \quad (\text{equação 53})$$

$$R_{cc\ mesa} = A_{\text{mesa}} \cdot f_c \quad (\text{equação 54})$$

$$R_{cc\ alma} = A_{\text{alma}} \cdot f_c \quad (\text{equação 55})$$

A figura a seguir representa o que foi considerado como alma e o que foi considerado como mesa nas equações de equilíbrio da protensão.

Figura 51 – Representação das áreas consideradas nas equações de equilíbrio



(fonte: elaborado pela autora)

$$M_{rd} = R_{ccm} \cdot Z_m + R_{cca} \cdot Z_a \quad (\text{equação 56})$$

$Z_m$  é o braço de alavanca da área da mesa.

$Z_a$  é o braço de alavanca da área da alma.

Tabela 29 – Momento resistente de cálculo

FASE INICIAL		
0,8.X =	50,00	cm <sup>2</sup>
Área mesa =	800	cm <sup>2</sup>
Área alma =	1000	cm <sup>2</sup>
fc =	2,43	KN/cm <sup>2</sup>
Rcc mesa =	1942,86	KN
Rcc alma =	2428,57	KN
Z mesa =	0,98	m
Z alma =	0,83	m
Mrd =	3934,35	KNm

(fonte: elaborado pela autora)

Sabe-se que  $M_k = M_{longarina} + M_{laje}$ .

Tabela 30 – Momento solicitante

M longarina =	968,97	KNm
M laje =	1039,84	KNm
Mk =	2008,81	KNm

(fonte: elaborado pela autora)

$$\gamma_f = \frac{M_{rd}}{M_k} = 1,96 \geq 1,3$$

A longarina é segura à ruptura por flexão.

## 12.2 FASE FINAL

Na fase final a laje será considerada já solidarizada com a longarina, assim a excentricidade da protensão e a geometria da seção serão alteradas.

Todas as cargas serão atuantes nesta fase, incluindo a carga móvel.

Utilizou-se a equação 45 e as seguintes equações:

$$M_d = 1,35. Mg + 1,5. Mq \quad (\text{equação 57})$$

$$y = A_p \cdot \frac{R_{pt}}{b_w \cdot f_c} \quad (\text{equação 58})$$

No caso de longarina de seção T a largura  $b_w$  será utilizada como a largura  $b_f$ , considerando a laje solidarizada com a longarina.

$$y = 0,8 \cdot x \quad (\text{equação 59})$$

$$M_{rd} = R_{pt} \cdot z \quad (\text{equação 60})$$

$$z = d - 0,4 \cdot x \quad (\text{equação 61})$$

Z é o braço de alavanca interno para  $R_{pt}$ .

Tabela 31 – Momento resistente de cálculo

FASE FINAL		
Ac =	0,85	m <sup>2</sup>
Ic =	0,18	m <sup>4</sup>
dp =	128,43	cm
Ap =	29,40	cm <sup>2</sup>
fpyd =	148,70	KN/cm <sup>2</sup>
Rpt =	4371,65	KN
fc =	1,82	KN/cm <sup>2</sup>
bw = bf =	220,00	cm
y =	10,91	cm
x =	13,64	cm
z =	1,23	m
Mrd =	5375,98	KNm
Md =	7045,07	KNm

(fonte: elaborado pela autora)

$$M_{rd} \leq M_d$$

A longarina não é segura somente com a armadura protendida, será necessária adicionar armadura passiva.

## 13 CÁLCULO DA ARMADURA PASSIVA

A armadura passiva será arbitrada em 6 cm acima da base inferior da longarina, ao longo de todo seu comprimento, considerando a altura  $h$  até o topo da laje.

$d_s = 134$  cm

As propriedades do concreto e do aço da armadura passiva, e do aço da armadura ativa encontram-se nas tabelas 3, 4, 5 e 6.

Para os cálculos utilizou-se o  $f_{ck}$  da concretagem da laje, equivalente a 30Mpa, para se aumentar a segurança.

### 13.1 SEÇÃO 5

Considerando que a linha neutra vai estar dentro da mesa superior, utilizamos um método de cálculo para seção retangular:

Posição da linha neutra, considerando a seção nos domínios 2 ou 3:

$$x^2 - 2,5 \cdot d_s \cdot x + \frac{Md + R_{pt} \cdot (d_s - d_p)}{0,32 \cdot b_w \cdot f_c} = 0 \quad (\text{equação 62})$$

Como foi visto na verificação da segurança à ruptura por flexão, a seção mais solicitada é a seção 5. Esta seção apresenta os maiores valores de momento fletor e, portanto, terá a maior taxa de armadura.

Tabela 32 – Área da armadura passiva necessária na seção 5

SEÇÃO 5		
nº cordoalhas =	21	
Md =	704507	KNcm
a =	11,57	cm
Ap =	29,4	cm <sup>2</sup>
ds =	134	cm
dp =	128,43	cm
bw = bf =	220	cm
Rpt =	4371,65	KN
x =	17,93	cm
<b>As =</b>	<b>31,63</b>	<b>cm<sup>2</sup></b>

(fonte: elaborado pela autora)

Armadura utilizada na seção 5:

$$4 \text{ } \varnothing 25\text{mm} + 4 \text{ } \varnothing 20\text{mm} = 32,60\text{cm}^2$$

## 13.2 SEÇÃO 4

Considerando que a linha neutra vai estar dentro da mesa superior, utilizamos o método de cálculo para seção retangular.

A seção foi considerada nos domínios 2 ou 3.

Tabela 33 – Área da armadura passiva necessária na seção 4

SEÇÃO 4		
nº cordoalhas =	21	
Md =	675924,4	KNcm
a =	11,57	cm
Ap =	29,4	cm <sup>2</sup>
ds =	134	cm
dp =	128,43	cm
bw = bf =	220	cm
Rpt =	4371,652	KN
x =	17,18	cm
<b>As =</b>	<b>26,15</b>	<b>cm<sup>2</sup></b>

(fonte: elaborado pela autora)

Armadura utilizada na seção 4:

$$4 \text{ } \varnothing 25\text{mm} + 2 \text{ } \varnothing 20\text{mm} = 26,30\text{cm}^2$$

### 13.3 SEÇÃO 3

Considerando que a linha neutra vai estar dentro da mesa superior, utilizamos o método de cálculo para seção retangular.

A seção foi considerada nos domínios 2 ou 3.

Tabela 34 – Área da armadura passiva necessária na seção 3

SEÇÃO 3		
nº cordoalhas =	21	
Md =	590970,7	KNcm
a =	11,57	cm
Ap =	29,4	cm <sup>2</sup>
ds =	134	cm
dp =	128,43	cm
bw = bf =	220	cm
Rpt =	4371,652	KN
x =	15,00	cm
<b>As =</b>	<b>10,02</b>	<b>cm<sup>2</sup></b>

(fonte: elaborado pela autora)

Armadura utilizada na seção 3:

$$2 \text{ } \varnothing 25\text{mm} + 2 \text{ } \varnothing 20\text{mm} = 16,30\text{cm}^2$$

### 13.4 SEÇÃO 2

Considerando que a linha neutra vai estar dentro da mesa superior, utilizamos o método de cálculo para seção retangular.

A seção foi considerada nos domínios 2 ou 3.

Tabela 35 – Área da armadura passiva necessária na seção 2

SEÇÃO 2		
nº cordoalhas =		18
Md =	451491,24	KNcm
a =	10,50	cm
Ap =	25,2	cm <sup>2</sup>
ds =	134	cm
dp =	129,50	cm
bw = bf =	220	cm
Rpt =	3747,1304	KN
x =	11,28	cm
<b>As =</b>	<b>-2,99</b>	<b>cm<sup>2</sup></b>
y =	9,35	cm
Zp =	124,82	cm
Mrd =	467733,44	KNcm
Mrd =	4677,3344	KNm
Mrd > Md		

(fonte: elaborado pela autora)

$$M_{rd} = 537598 \text{ KNcm}$$

$$M_{rd} \geq M_d$$

A partir da seção 2 não é mais necessária armadura passiva. Para garantir a amarração dos estribos, no entanto, será mantida a taxa de armadura da seção 2, que consiste em uma barra em cada dobra de estribo.

### 13.5 COMPRIMENTO DE TRASPASSE

Para bitola de 25mm:

Tabela 36 - Comprimento de traspasse para bitola de 25mm

Comprimento de Traspasse para $\varnothing 25\text{mm}$		
$\varnothing =$	2,5	cm
lb=	68,84	cm
$\alpha_{ot} =$	2	-
$\alpha =$	1	-
Comprimento mínimo lb mín é o maior valor entre:		
$15.\varnothing =$	37,50	cm
$0,3.lb.\alpha_{ot} =$	41,30	cm
-	20	cm
Comprimento necessário lb nec		
lb nec =	70,95	cm
$\alpha_{ot} . lb\ nec =$	141,91	cm

(fonte: elaborado pela autora)

Para bitola de 20mm:

Tabela 37 - Comprimento de traspasse para bitola de 20mm

Comprimento de Traspasse para $\varnothing 20\text{mm}$		
$\varnothing =$	2	cm
lb=	55,07	cm
$\alpha_{ot} =$	1,2	-
$\alpha =$	1	-
Comprimento mínimo lb mín é o maior valor entre:		
$15.\varnothing =$	30,00	cm
$0,3.lb.\alpha_{ot} =$	19,83	cm
-	20	cm
Comprimento necessário lb nec		
lb nec =	56,76	cm
$\alpha_{ot} . lb\ nec =$	68,12	cm

(fonte: elaborado pela autora)

## 14 VERIFICAÇÃO AO CORTE

Utilizando o Modelo I de Cálculo:

$$\tau_{wu} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot fcd \quad (\text{equação 63})$$

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{fck}{250} \quad (\text{equação 64})$$

$$fck = 40 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{v2} = 0,84$$

$$\tau_{wu} = 0,648 \text{ KN/cm}^2$$

O esforço cortante crítico da carga móvel localiza-se na extremidade do vão livre, na seção 0.

Da mesma forma como foi definido o momento fletor de cálculo na seção 12, os coeficientes de ponderação utilizados para o cálculo do esforço cortante de cálculo seguem a NBR 8681.

$$V_d = 1,35 \cdot V_g + 1,5 \cdot V_q \quad (\text{equação 65})$$

Tabela 38 – Esforço cortante de cálculo

Seção	Vg (KN)	Vq (KN)	Vd (KN)
0	419,20	316,96	1041,36
lp	375,94	292,19	945,81
1	335,36	269,77	857,39
2	251,52	225,85	678,33
3	167,68	185,18	504,14
4	83,84	147,79	334,87
5	0,00	113,65	170,48

(fonte: elaborado pela autora)

Para a verificação da diagonal comprimida, será utilizada a seguinte fórmula:

$$\tau_{wd} = \frac{Vd}{bw \cdot d} \quad (\text{equação 66})$$

$bw = 20 \text{ cm}$  (espessura da alma)

A altura  $d$  utilizada será a média entre a armadura de protensão e a armadura passiva,  $dp$  e  $ds$  respectivamente.

## 14.1 SEÇÃO 0

Tabela 39 – Verificação da seção 0

SEÇÃO 0		
nº cordoalhas =		13
Vg =	419,20	KN
Vq =	316,96	KN
Vd =	1041,36	KN
dp =	129,69	cm
ds =	134	cm
d =	131,85	cm
$\tau_{wd} =$	0,395	KN/cm <sup>2</sup>

(fonte: elaborado pela autora)

$$\tau_{wd} \leq \tau_{wu}$$

$$0,395 \frac{KN}{cm^2} \leq 0,648 \frac{KN}{cm^2} \quad \text{OK}$$

## 14.2 SEÇÃO LP

Tabela 40 – Verificação da seção lp

SEÇÃO lp		
nº cordoalhas =		15
Vg =	375,94	KN
Vq =	292,19	KN
Vd =	945,81	KN
dp =	130,00	cm
ds =	134	cm
d =	132,00	cm
$\tau_{wd}$ =	0,358	KN/cm <sup>2</sup>

(fonte: elaborado pela autora)

$$\tau_{wd} \leq \tau_{wu}$$

$$0,358 \frac{KN}{cm^2} \leq 0,648 \frac{KN}{cm^2} \quad \text{OK}$$

## 14.3 SEÇÃO 1

Tabela 41 – Verificação da seção 1

SEÇÃO 1		
nº cordoalhas =		18
Vg =	335,36	KN
Vq =	269,77	KN
Vd =	857,39	KN
dp =	129,50	cm
ds =	134	cm
d =	131,75	cm
$\tau_{wd}$ =	0,325	KN/cm <sup>2</sup>

(fonte: elaborado pela autora)

$$\tau_{wd} \leq \tau_{wu}$$

$$0,325 \frac{KN}{cm^2} \leq 0,648 \frac{KN}{cm^2} \quad \text{OK}$$

## 14.4 SEÇÃO 2

Tabela 42 – Verificação da seção 2

SEÇÃO 2		
nº cordoalhas =	18	
Vg =	251,52	KN
Vq =	225,85	KN
Vd =	678,33	KN
dp =	129,50	cm
ds =	134	cm
d =	131,75	cm
$\tau_{wd}$ =	0,257	KN/cm <sup>2</sup>

(fonte: elaborado pela autora)

$$\tau_{wd} \leq \tau_{wu}$$

$$0,257 \frac{KN}{cm^2} \leq 0,648 \frac{KN}{cm^2} \quad \text{OK}$$

## 14.5 SEÇÃO 3

Tabela 43 – Verificação da seção 3

SEÇÃO 3		
nº cordoalhas =	21	
Vg =	167,68	KN
Vq =	185,18	KN
Vd =	504,14	KN
dp =	128,43	cm
ds =	134	cm
d =	131,21	cm
$\tau_{wd}$ =	0,192	KN/cm <sup>2</sup>

(fonte: elaborado pela autora)

$$\tau_{wd} \leq \tau_{wu}$$

$$0,192 \frac{KN}{cm^2} \leq 0,648 \frac{KN}{cm^2} \quad \text{OK}$$

## 14.6 SEÇÃO 4

Tabela 44 – Verificação da seção 4

SEÇÃO 4		
nº cordoalhas =	21	
Vg =	83,84	KN
Vq =	147,79	KN
Vd =	334,87	KN
dp =	128,43	cm
ds =	134	cm
d =	131,21	cm
$\tau_{wd}$ =	0,128	KN/cm <sup>2</sup>

(fonte: elaborado pela autora)

$$\tau_{wd} \leq \tau_{wu}$$

$$0,128 \frac{KN}{cm^2} \leq 0,648 \frac{KN}{cm^2} \quad \text{OK}$$

## 14.7 SEÇÃO 5

Tabela 45 – Verificação da seção 5

SEÇÃO 5		
nº cordoalhas =	21	
Vg =	0,00	KN
Vq =	113,65	KN
Vd =	170,48	KN
dp =	128,43	cm
ds =	134	cm
d =	131,21	cm
$\tau_{wd}$ =	0,065	KN/cm <sup>2</sup>

(fonte: elaborado pela autora)

$$\tau_{wd} \leq \tau_{wu}$$

$$0,065 \frac{KN}{cm^2} \leq 0,648 \frac{KN}{cm^2} \quad \text{OK}$$

Todas as seções da longarina são seguras.

## 15 CÁLCULO DOS ESTRIBOS

A tensão  $\sigma_{icp\infty}$  será calculada considerando 80% da protensão em  $t = \infty$ , pois como as perdas progressivas ainda não foram definidas, estima-se que elas influam em 20% de perda da força de protensão inicial.

$$\sigma_{icp\infty} = 0,8 \cdot \left( \frac{N_p}{A_c} + \frac{M_p}{W_i} \right) \quad (\text{equação 67})$$

$$M_0 = -\sigma_{icp\infty} \cdot W_i \quad (\text{equação 68})$$

$$\tau_c = \left[ 1 + \frac{M_0}{M_d \text{ máx}} \right] \cdot f_{ctd} \quad (\text{equação 69})$$

Tabela 46 – tensão de cisalhamento do concreto

SEÇÃO 5		
Ac =	4100,00	cm <sup>2</sup>
Wi =	119088,42	cm <sup>3</sup>
nº cordoalhas =		21
Np =	-4014,31	KN
Mp =	-190817,42	KNm
$\sigma_{icp\infty}$ =	-2,07	KN/cm <sup>2</sup>
M0 =	245933,57	KNcm
M0 =	2459,34	KNm
Md máx =	7045,07	KNm
fctd =	0,175	KN/cm <sup>2</sup>
$\tau_c$ =	0,24	KN/cm <sup>2</sup>

(fonte: elaborado pela autora)

$$\tau_c = 0,24 \frac{KN}{cm^2}$$

## 15.1 SEÇÃO 0

Nas extremidades da longarina será necessário incluir uma armadura de introdução da força de protensão, definida para o trecho equivalente a 70% do comprimento de regularização  $l_p$ , como recomendação de Leonhardt.

Tabela 47 – Armadura de introdução da força de protensão

ARMADURA DE INTRODUÇÃO DA FORÇA DE PROTENSÃO		
Entre 0 e $l_p$		
$N_p =$	-2580,04	KN
$F_s =$	645,01	KN
$\sigma_s =$	25	KN/cm <sup>2</sup>
$A_{swi} \text{ total} =$	25,80	cm <sup>2</sup>
$l_p =$	141,90	cm
$0,7 l_p =$	99,33	cm
Trecho da armadura =	100	cm
$A_{swi} =$	0,26	cm <sup>2</sup> /cm
Espaçamento pré-definido		
$s =$	10	cm
$A_{swi} =$	2,58	cm <sup>2</sup>

(fonte: elaborado pela autora)

Definindo o espaçamento da armadura em 10 centímetros, obtemos a seguinte área de armadura necessária para a seção 0:

Tabela 48 – Armadura transversal necessária para a seção 0

SEÇÃO 0		
$\tau_{wd} =$	0,395	KN/cm <sup>2</sup>
$\tau_c =$	0,24	KN/cm <sup>2</sup>
$b_w =$	20	cm
$f_{yd} =$	43,48	KN/cm <sup>2</sup>
Espaçamento pré-definido		
$s =$	10	cm
$A_{swv} =$	0,81	cm <sup>2</sup>
$A_{swi} =$	2,58	cm <sup>2</sup>
$A_{sw} =$	3,39	cm <sup>2</sup>

(fonte: elaborado pela autora)

Para atender a armadura de introdução da força de protensão e a armadura transversal mínima para a seção, serão adotados 2 estribos de 3 ramos, com diâmetro de 10mm, a cada 10 centímetros.

Como serão adotados estribos duplos, eles serão posicionados encostados, um atrás do outro.

$$2 \times 3 \times \text{Ø}10\text{mm}, c/10\text{cm} = 4,8 \text{ cm}^2.$$

## 15.2 SEÇÃO LP

Definindo o espaçamento da armadura em 15 centímetros, obtemos a seguinte área de armadura para este trecho:

Tabela 49 – Armadura transversal necessária para a seção lp

SEÇÃO lp		
$\tau_{wd} =$	0,358	KN/cm <sup>2</sup>
$\tau_c =$	0,24	KN/cm <sup>2</sup>
$b_w =$	20	cm
$f_{yd} =$	43,48	KN/cm <sup>2</sup>
Espaçamento pré-definido		
$s =$	15	cm
$A_{swv} =$	0,93	cm <sup>2</sup>

(fonte: elaborado pela autora)

A armadura adotada será de 1 estribo de 2 ramos, com diâmetro de 8mm, a cada 15 centímetros.

$$2 \times \text{Ø}8\text{mm}, c/15\text{cm} = 1 \text{ cm}^2$$

## 15.3 SEÇÃO 1

Definindo o espaçamento da armadura em 15 centímetros, obtemos a seguinte área de armadura para este trecho:

Tabela 50 - Armadura transversal necessária para a seção 1

SEÇÃO 1		
$\tau_{wd} =$	0,325	KN/cm <sup>2</sup>
$\tau_c =$	0,24	KN/cm <sup>2</sup>
$b_w =$	20	cm
$f_{yd} =$	43,48	KN/cm <sup>2</sup>
Espaçamento pré-definido		
$s =$	15	cm
$A_{swv} =$	0,68	cm <sup>2</sup>

(fonte: elaborado pela autora)

A armadura adotada será de 1 estribo de 2 ramos, com diâmetro de 8mm, a cada 15 centímetros. A armadura seguirá a mesma distribuição do trecho anterior a fim de evitar possíveis erros no canteiro de obras.

$$2 \times \text{Ø}8\text{mm}, c/15\text{cm} = 1 \text{ cm}^2$$

## 15.4 SEÇÃO 2

Definindo o espaçamento da armadura em 20 centímetros, obtemos a seguinte área de armadura para este trecho:

Tabela 51 – Armadura transversal necessária para a seção 2

SEÇÃO 2		
$\tau_{wd} =$	0,257	KN/cm <sup>2</sup>
$\tau_c =$	0,24	KN/cm <sup>2</sup>
$b_w =$	20	cm
$f_{yd} =$	43,48	KN/cm <sup>2</sup>
Espaçamento pré-definido		
$s =$	20	cm
$A_{swv} =$	0,21	cm <sup>2</sup>

(fonte: elaborado pela autora)

A armadura para esforço cortante mínima é maior do que a armadura necessária para a seção 2. Para os trechos 2, 3, 4 e 5, portanto no meio da longarina, será utilizada a armadura mínima, visto que esta será maior que a armadura necessária em cada trecho.

Tabela 52 – Armadura transversal mínima

Armadura mínima de esforço cortante		
fctm =	0,35	KN/cm <sup>2</sup>
fyk =	50	KN/cm <sup>2</sup>
ρmín =	0,0014	%
bw =	20	cm
Espaçamento pré-definido		
s =	20	cm
Aswmín =	0,56	cm <sup>2</sup>

(fonte: elaborado pela autora)

A armadura adotada será de 1 estribo de 2 ramos, com diâmetro de 8mm, a cada 20 centímetros. A bitola da armadura será a mesma dos trechos anteriores afim de evitar possíveis erros de orçamento e erros no canteiro de obras.

$$2 \times \text{Ø}8\text{mm}, c/20\text{cm} = 1 \text{ cm}^2$$

## 16 ARMADURA DA CUNHA DE TRAÇÃO PARA ELEMENTOS PRÉ-FABRICADOS

A armadura para absorção da cunha de tração será calculada nos conformes da NBR6118.

A seção utilizada para conferência será a seção  $I_p$ , pois como foi citado anteriormente neste trabalho, antes desta seção as tensões no concreto não estão distribuídas na seção da longarina. Esta é uma região considerada de descontinuidade.

Na seção  $I_p$  estão dispostas 15 cordoalhas da armadura de protensão.

Será feita uma estimativa das tensões nas bordas superior e inferior para o cálculo da cunha de tração, uma vez que as tensões serão calculadas pelo método proposto por A. Ghali, R. Favre e M. Elbadry no próximo capítulo, e, portanto, ainda são desconhecidas.

As fórmulas utilizadas para o cálculo das tensões de borda superior e inferior são as seguintes:

Borda superior:

$$\sigma_{cs(t_0)} = \frac{N_p}{A_c} - \frac{M_p}{W_s} - \frac{M_g}{W_s} \quad (\text{equação 70})$$

Borda inferior:

$$\sigma_{ci(t_0)} = \frac{N_p}{A_c} + \frac{M_p}{W_i} + \frac{M_g}{W_i} \quad (\text{equação 71})$$

As tensões serão calculadas para o instante  $t = t_0$ , pois neste momento só atuam o peso próprio da longarina e a força de protensão. Neste instante a longarina estará menos carregada, fazendo com que as tensões de tração na borda superior sejam maiores.

A tensão de tração na borda superior da longarina é apresentada a seguir:

Tabela 53 – Tensão estimada na borda superior

TENSÃO DE TRAÇÃO NA BORDA SUPERIOR		
Seção em $l_p$ , em $t = t_0$		
$A_c =$	0,41	$m^2$
$W_s =$	0,1156	$m^3$
$N_p =$	-2944,76	KN
$M_p =$	-1446,05	KN.m
$M_g =$	189,67	KN.m
$\sigma_{cs} (t_0)$	3686,8304	KN/ $m^2$
$\sigma_{cs} (t_0)$	0,37	KN/ $cm^2$

(fonte: elaborado pela autora)

Tabela 54 – Tensão estimada na borda inferior

TENSÃO DE COMPRESSÃO NA BORDA INFERIOR		
Seção em $l_p$ , em $t = t_0$		
$A_c =$	0,41	$m^2$
$W_i =$	0,1191	$m^3$
$N_p =$	-2944,76	KN
$M_p =$	-1446,05	KN.m
$M_g =$	189,67	KN.m
$\sigma_{ci} (t_0)$	-17732,28	KN/ $m^2$
$\sigma_{ci} (t_0)$	-1,77	KN/ $cm^2$

(fonte: elaborado pela autora)

Armadura da cunha de tração será realizada considerando as tensões  $\sigma_{cs} (t_0) = 0,37 \text{ KN/cm}^2$  e  $\sigma_{ci} (t_0) = -1,77 \text{ KN/cm}^2$ .

As fórmulas utilizadas para o cálculo da armadura de absorção da cunha de tração são as seguintes:

$$A_{sc} = \frac{R_{ct}}{\sigma_s} \quad (\text{equação 72})$$

$$\sigma_s = 0,5 \cdot f_{yk} \leq 25 \frac{KN}{cm^2} \quad (\text{equação 73})$$

$$R_{ct} = \frac{\sigma_{cs0}}{x} \cdot S_x \quad (\text{equação 74})$$

$$x = \frac{\sigma_{cs0}}{\sigma_{cts0} + \sigma_{cci0}} \cdot h \quad (\text{equação 75})$$

$S_x$  é o momento estático da zona tracionada em relação à linha neutra da seção.

Resultados:

Tabela 55 – Armadura da cunha de tração

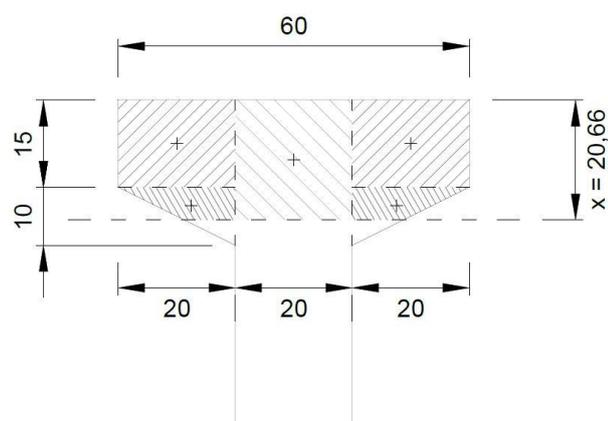
ARMADURA PARA ABSORÇÃO DA CUNHA DE TRAÇÃO		
$\sigma_{cts0} =$	0,3687	KN/cm <sup>2</sup>
$\sigma_{cci0} =$	-1,7732	KN/cm <sup>2</sup>
$h =$	120	cm
$x =$	20,66	cm
$S_x =$	12679,48	cm <sup>3</sup>
$R_{ct} =$	226,32	KN
$f_{yk} =$	50	KN/cm <sup>2</sup>
$\sigma_s =$	25	KN/cm <sup>2</sup>
$A_{sc} =$	9,05	cm <sup>2</sup>

(fonte: elaborado pela autora)

A armadura utilizada será de 5  $\varnothing$  16cm (10 cm<sup>2</sup>) para as seções 0, lp e 1.

De forma semelhante partir da seção 2 verificou-se que a armadura necessária será menor que 8cm<sup>2</sup>, portanto será utilizada uma armadura de 4  $\varnothing$  16cm (8 cm<sup>2</sup>).

Figura 52 –Área de concreto da zona tracionada



(fonte: elaborado pela autora)

Comprimento de traspasse:

Tabela 56 - Comprimento de traspasse da armadura da cunha de tração

Comprimento de Traspasse para $\varnothing 16\text{mm}$		
$\varnothing =$	1,6	cm
$l_b =$	44,06	cm
$\alpha_{ot} =$	1,8	-
$\alpha =$	1	-
Comprimento mínimo $l_b$ mín é o maior valor entre:		
$15 \cdot \varnothing =$	24,00	cm
$0,3 \cdot l_b \cdot \alpha_{ot} =$	26,43	cm
-	20	cm
Comprimento necessário $l_b$ nec		
$l_b$ nec =	45,41	cm
$\alpha_{ot} \cdot l_b$ nec =	81,74	cm

## 17 ARMADURA DE PELE

Figura 53 - Trecho retirado da NBR 6118 sobre armadura de pele

### 17.3.5.2.3 Armadura de pele

A mínima armadura lateral deve ser 0,10 %  $A_{c,alma}$  em cada face da alma da viga e composta por barras de CA-50 ou CA-60, com espaçamento não maior que 20 cm e devidamente ancorada nos apoios, respeitado o disposto em 17.3.3.2, não sendo necessária uma armadura superior a 5 cm<sup>2</sup>/m por face.

Em vigas com altura igual ou inferior a 60 cm, pode ser dispensada a utilização da armadura de pele.

As armaduras principais de tração e de compressão não podem ser computadas no cálculo da armadura de pele.

(fonte: NBR6118)

De acordo com a NBR 6118 a armadura de pele deve ser equivalente a 0,10% da área de concreto da alma em cada face, e o espaçamento deve ser menor que  $d/3$  e 20 cm.

$$\text{Área da alma} = 65 \text{ cm} \times 20 \text{ cm} = 1300 \text{ cm}^2$$

$$\text{As pele} = 0,0010 \cdot 1300 \text{ cm}^2 = 1,3 \text{ cm}^2 \text{ em cada face}$$

Armadura escolhida:

Na alma: 5 barras de  $\varnothing 6,3$  a cada 15cm em cada face (área de aço = 1,57cm<sup>2</sup>);

Para auxiliar na amarração dos estribos serão utilizadas barras de  $\varnothing 6,3$  em cada dobra e aresta de estribo, na mesa superior e interior.

Tabela 57 - Comprimento de traspasse para armadura de pele

Comprimento de Traspasse		
$\phi =$	0,63	cm
lb =	17,35	cm
$\alpha_0 t =$	1,8	-
$\alpha =$	1	-
Comprimento mínimo lb mín é o maior valor entre:		
$15 \cdot \phi =$	9	cm
$0,3 \cdot lb \cdot \alpha_0 t =$	10,41	cm
-	20	cm
Comprimento necessário lb nec		
lb nec =	17,88	cm
$\alpha_0 t \cdot lb \text{ nec} =$	32,18	cm

(fonte: elaborado pela autora)

## 18 ARMADURA TOTAL EM CADA SEÇÃO

A seguir são listadas todas as armaduras utilizadas em cada seção, e os cortes correspondentes ao detalhamento das seções serão apresentado nos anexos deste trabalho.

### 18.1 SEÇÃO 0

Protensão: 13 cordoalhas passando pela seção;

Armadura Passiva: 2 Ø25mm + 2 Ø20mm → 16,30cm<sup>2</sup>;

Estribos: 2 x 3 x Ø10mm, c/10cm → 4,8 cm<sup>2</sup>;

Armadura da cunha de tração: 5 Ø16mm → 10cm<sup>2</sup>;

Armadura de pele: 10 Ø 6,3 c/ 15cm → 3,15cm<sup>2</sup>.

### 18.2 SEÇÃO LP

Protensão: 15 cordoalhas passando pela seção;

Armadura Passiva: 2 Ø25mm + 2 Ø20mm → 16,30cm<sup>2</sup>;

Estribos: 2 x Ø8mm, c/15cm → 1 cm<sup>2</sup>;

Armadura da cunha de tração: 5 Ø16mm → 10cm<sup>2</sup>;

Armadura de pele: 10 Ø 6,3 c/ 15cm → 3,15cm<sup>2</sup>.

### 18.3 SEÇÃO 1

Protensão: 18 cordoalhas passando pela seção;

Armadura Passiva: 2 Ø25mm + 2 Ø20mm → 16,30cm<sup>2</sup>;

Estribos: 2 x Ø8mm, c/15cm → 1 cm<sup>2</sup>;

Armadura da cunha de tração: 5 Ø16mm → 10cm<sup>2</sup>;

Armadura de pele: 10 Ø 6,3 c/ 15cm → 3,15cm<sup>2</sup>.

### 18.4 SEÇÃO 2

Protensão: 18 cordoalhas passando pela seção;

Armadura Passiva: 2 Ø25mm + 2 Ø20mm → 16,30cm<sup>2</sup>;

Estribos: 2 x Ø8mm, c/20cm → 1 cm<sup>2</sup>;

Armadura da cunha de tração: 4 Ø16mm → 8cm<sup>2</sup>;

Armadura de pele: 10 Ø 6,3 c/ 15cm → 3,15cm<sup>2</sup>.

### 18.5 SEÇÃO 3

Protensão: 21 cordoalhas passando pela seção;

Armadura Passiva: 2 Ø25mm + 2 Ø20mm → 16,30cm<sup>2</sup>;

Estribos: 2 x Ø8mm, c/20cm → 1 cm<sup>2</sup>;

Armadura da cunha de tração: 4 Ø16mm → 8cm<sup>2</sup>;

Armadura de pele: 10 Ø 6,3 c/ 15cm → 3,15cm<sup>2</sup>.

## 18.6 SEÇÃO 4

Protensão: 21 cordoalhas passando pela seção;

Armadura Passiva: 4 Ø25mm + 2 Ø20mm → 26,30cm<sup>2</sup>;

Estribos: 2 x Ø8mm, c/20cm → 1 cm<sup>2</sup>;

Armadura da cunha de tração: 4 Ø16mm → 8cm<sup>2</sup>;

Armadura de pele: 10 Ø 6,3 c/ 15cm → 3,15cm<sup>2</sup>.

## 18.7 SEÇÃO 5

Protensão: 21 cordoalhas passando pela seção;

Armadura Passiva: 4 Ø25mm + 4 Ø20mm → 32,60cm<sup>2</sup>;

Estribos: 2 x Ø8mm, c/20cm → 1 cm<sup>2</sup>;

Armadura da cunha de tração: 4 Ø16mm → 8cm<sup>2</sup>;

Armadura de pele: 10 Ø 6,3 c/ 15cm → 3,15cm<sup>2</sup>.

## 19 PERDAS PROGRESSIVAS

Elementos de concreto sofrem fluência e retração ao longo do tempo, enquanto as armaduras de aço, incluindo fios e cordoalhas para protensão, sofrem relaxação. Estes três parâmetros acarretam incrementos ou decréscimos de tensões ao longo dos estágios de uma obra na seção de concreto da longarina e nas armaduras.

A seguir serão definidas quatro fases de execução previstas para a obra da ponte, e serão calculadas as perdas progressivas entre cada fase.

As perdas serão calculadas de acordo com o previsto pela NBR 6118, somente para a fluência será utilizada uma aproximação sugerida por A. Ghali, R. Favre e M. Elbadry.

### 19.1 FASES DE EXECUÇÃO ANALISADAS

Optou-se por analisar as tensões nos elementos componentes das longarinas para vários estágios de uma obra de ponte rodoviária. Para tanto foram calculadas as perdas devido à fluência e retração do concreto e relaxação do aço, para quatro fases de execução do projeto, considerando períodos de tempo usuais de obras de mesmo porte:

- a) Fase 1: logo após a concretagem da longarina na fábrica ou no canteiro;
- b) Fase 2: entre a concretagem da longarina e a concretagem da laje;
- c) Fase 3: logo após a concretagem da laje, sendo incluídas com ela as cargas do passeio e da pavimentação;
- d) Fase 4: entre a execução da laje, passeios e pavimentação, e tempo infinito.

Definição dos períodos de tempo:

$t_1 = 3$  dias; logo após a concretagem da longarina na fábrica ou no canteiro;

$t_2 = 60$  dias; logo após a concretagem da laje;

$t_3 = \infty$ ; considerado 10000 dias.

A seguir são apresentados os dados das seções constituintes da longarina para os períodos considerados.

Tabela 58 - Dados da seção entre 3 e 60 dias

<b>LONGARINA</b>		
<b>Entre 3 e 60</b>		
Seção I		
Ac =	0,41	m <sup>2</sup>
uar =	4,05	m
U =	70	%
fck =	4	KN/cm <sup>2</sup>
fcj =	2,8	KN/cm <sup>2</sup>
$\gamma$ =	1,45	-
h fict =	0,29	m
s =	0,38	CPIII e CPIV

(fonte: elaborado pela autora)

Tabela 59 -Dados das seções entre 60 dias e  $\infty$

<b>LONGARINA</b>			<b>LONGARINA</b>		
<b>Entre 3 e <math>\infty</math></b>			<b>Entre 60 e <math>\infty</math></b>		
Seção I			Seção I		
Ac =	0,41	m <sup>2</sup>	Ac =	0,41	m <sup>2</sup>
uar =	3,45	m	uar =	3,45	m
U =	70	%	U =	70	%
fck =	4	KN/cm <sup>2</sup>	fck =	4	KN/cm <sup>2</sup>
fcj =	2,8	KN/cm <sup>2</sup>	fcj =	2,8	KN/cm <sup>2</sup>
$\gamma$ =	1,45	-	$\gamma$ =	1,45	-
h fict =	0,34	m	h fict =	0,34	m
s =	0,38	CPIII e CPIV	s =	0,38	CPIII e CPIV

(fonte: elaborado pela autora)

## 19.2 FLUÊNCIA DO CONCRETO

O método de cálculo das perdas progressivas proposto por A. Ghali, R. Favre e M. Elbadry diferencia-se da NBR 6118 somente na consideração do coeficiente de fluência do concreto. O autor se baseia na normativa europeia (CEB-FIP Model Code 1990), e propõe que  $\varphi(t, t_0)$  seja multiplicado pela razão entre o módulo de elasticidade do concreto logo após a concretagem da longarina e o módulo de elasticidade do concreto após 28 dias.

Os coeficientes de fluência para cada etapa foram calculados seguindo a NBR 6118, e os coeficientes obtidos foram multiplicados pela razão dos módulos de elasticidade, conforme segue:

$$\varphi_{(t,t_0)} = \varphi_{CEB} \cdot \frac{E_c(t_0)}{E_c(28)} \quad (\text{equação 76})$$

As fórmulas utilizadas para o cálculo da fluência referem-se a concretos de classe C20 a C45, conforme disposto na NBR6118:

$$\varphi_{(t,t_0)} = \varphi_a + \varphi_{f\infty} \cdot [\beta_{f(t)} - \beta_{f(t_0)}] + \varphi_{d\infty} \cdot \beta_d \quad (\text{equação 77})$$

Parcela de Fluência Rápida Irreversível:

$$\varphi_a = 0,8 \cdot \left[ 1 - \frac{f_c(t)}{f_{c\infty}} \right] \quad (\text{equação 78})$$

$$\beta_{1(t)} = e^{s \cdot \left[ 1 - \left( \frac{28}{t} \right)^{\frac{1}{2}} \right]} \quad (\text{equação 79})$$

Parcela de Fluência Lenta Irreversível:

$$\varphi_{f\infty} = \varphi_{1c} \cdot \varphi_{2c} \quad (\text{equação 80})$$

$$\varphi_{1c} = 4,45 - 0,035 \cdot U \quad (\text{equação 81})$$

$$\varphi_{2c} = \frac{42 + h_{fic}}{20 + h_{fic}} \quad (\text{equação 82})$$

$$\beta_{f(t)} = \frac{t^2 + A \cdot t + B}{t^2 + C \cdot t + D} \quad (\text{equação 83})$$

$$A = 42 \cdot h^3 - 350 \cdot h^2 + 588 \cdot h + 113 \quad (\text{equação 84})$$

$$B = 768 \cdot h^3 - 3060 \cdot h^2 + 3234 \cdot h - 23 \quad (\text{equação 85})$$

$$C = -200 \cdot h^3 - 13 \cdot h^2 + 1090 \cdot h - 183 \quad (\text{equação 86})$$

$$D = 7579 \cdot h^3 - 31916 \cdot h^2 + 35343 \cdot h - 1931 \quad (\text{equação 87})$$

Nas equações para o cálculo dos coeficientes A, B, C e D acima, utiliza-se o valor de h como sendo a altura fictícia ( $h_{\text{fictícia}}$ ), em metros.

Parcela de Fluência Lenta Reversível:

$$\varphi_{d\infty} = 0,4 \quad (\text{equação 88})$$

$$\beta_{d(t)} = \frac{t - t_0 + 20}{t - t_0 + 70} \quad (\text{equação 89})$$

Considerações para este projeto:

Umidade relativa do ar : 70%;

s = 0,38 para cimentos CPIII e CPIV.

As tabelas a seguir apresentam os valores dos coeficientes de fluência para as etapas estipuladas.

Fase 2, entre 3 e 60 dias:

Tabela 60 – Deformação por fluência no concreto entre 3 e 60 dias

<b>LONGARINA</b>		
<b>Entre 3 e 60</b>		
<b>DEFORMAÇÃO POR FLUÊNCIA NO CONCRETO</b>		
$\beta_1(3) =$	0,46	-
$f_{ck}(3) =$	1,83	KN/cm <sup>2</sup>
$\beta_1(60) =$	1,13	-
$f_{ck}(60) =$	4,51	KN/cm <sup>2</sup>
Fluência rápida irreversível		
$\varphi_a =$	0,48	-
Fluência lenta reversível		
$\varphi_{1c} =$	2	-
$\varphi_{2c} =$	1,4457	-
$\varphi_{f\infty} =$	2,8913	C20 a C45
$\varphi_{d\infty} =$	0,4	-
$\beta_f(60) =$	0,9221	-
$\beta_f(3) =$	0,1438	-
$\beta_d(60) =$	0,6063	-
A =	256,55	-
B =	682,24	-
C =	133,13	-
D =	9749,1897	-
Coeficiente de deformação lenta		
$\varphi(60, 3) =$	2,9680	-
Coeficiente segundo Ghali		
$\varphi(t, t_0) = \varphi_{CEB} \cdot (E_c(t_0)/E_c(28))$		
$\varphi(60, 3) =$	2,4832	-

(fonte: elaborada pela autora)

Fase 4, entre 60 dias e tempo infinito:

Tabela 61 – Deformação por fluência no concreto entre 60 dias e  $\infty$

LONGARINA			LONGARINA			LAJE		
Entre 3 e $\infty$			Entre 60 e $\infty$			Entre 3 e $\infty$		
DEFORMAÇÃO POR FLUÊNCIA NO CONCRETO			DEFORMAÇÃO POR FLUÊNCIA NO CONCRETO			DEFORMAÇÃO POR FLUÊNCIA NO CONCRETO		
$\beta_1(3) =$	0,46	-	$\beta_1(60) =$	1,13	-	$\beta_1(3) =$	0,46	-
$f_{ck}(3) =$	1,83	KN/cm <sup>2</sup>	$f_{ck}(60) =$	4,51	KN/cm <sup>2</sup>	$f_{ck}(3) =$	1,37	KN/cm <sup>2</sup>
$\beta_1(\infty) =$	1,43	-	$\beta_1(\infty) =$	1,43	-	$\beta_1(\infty) =$	1,43	-
$f_{ck}(\infty) =$	5,73	KN/cm <sup>2</sup>	$f_{ck}(\infty) =$	5,73	KN/cm <sup>2</sup>	$f_{ck}(\infty) =$	4,30	KN/cm <sup>2</sup>
Fluência rápida irreversível			Fluência rápida irreversível			Fluência rápida irreversível		
$\varphi_a =$	0,54	-	$\varphi_a =$	0,17	-	$\varphi_a =$	0,54	-
Fluência lenta reversível			Fluência lenta reversível			Fluência lenta reversível		
$\varphi_{1c} =$	2	-	$\varphi_{1c} =$	2	-	$\varphi_{1c} =$	2	-
$\varphi_{2c} =$	1,4039	-	$\varphi_{2c} =$	1,4039	-	$\varphi_{2c} =$	1,4368	-
$\varphi_{f\infty} =$	2,8077	C20 a C45	$\varphi_{f\infty} =$	2,8077	C20 a C45	$\varphi_{f\infty} =$	2,8736	C20 a C45
$\varphi_{d\infty} =$	0,4	-	$\varphi_{d\infty} =$	0,4	-	$\varphi_{d\infty} =$	0,4	-
$\beta_f(\infty) =$	1,0087	-	$\beta_f(\infty) =$	1,0087	-	$\beta_f(t) =$	1,0114	-
$\beta_f(3) =$	0,1425	-	$\beta_f(60) =$	0,8232	-	$\beta_f(3) =$	0,1435	-
$\beta_d(\infty) =$	0,9950	-	$\beta_d(\infty) =$	0,9950	-	$\beta_d(t) =$	0,9950	-
A =	275,84	-	A =	275,84	-	A =	260,46	-
B =	759,71	-	B =	759,71	-	B =	698,39	-
C =	186,13	-	C =	186,13	-	C =	143,60	-
D =	10632,852	-	D =	10632,85	-	D =	9932,675788	-
Coeficiente de deformação lenta			Coeficiente de deformação lenta			Coeficiente de deformação lenta		
$\varphi(\infty, 3) =$	3,3744	-	$\varphi(\infty, 60) =$	1,0892	-	$\varphi(\infty, 3) =$	3,4363	-
Coeficiente segundo Ghali			Coeficiente segundo Ghali			Coeficiente segundo Ghali		
$\varphi(t, t_0) = \varphi_{CEB} \cdot (E_c(t_0)/E_c(28))$			$\varphi(t, t_0) = \varphi_{CEB} \cdot (E_c(t_0)/E_c(28))$			$\varphi(t, t_0) = \varphi_{CEB} \cdot (E_c(t_0)/E_c(28))$		
$\varphi(\infty, 3) =$	2,8232	-	$\varphi(\infty, 60) =$	0,9113	-	$\varphi(\infty, 3) =$	2,8751	-
$\varphi'(\infty, 60) =$	0,3400	-						

(fonte: elaborado pela autora)

Serão utilizados dois coeficientes de fluência para a fase 4, entre 60 dias e tempo infinito.

O primeiro será indicado como  $\varphi(\infty, 60)$  e refere-se ao valor obtido na tabela 61, considerando um tempo inicial de 60 dias e um tempo final de 10000 dias para seu cálculo.

O segundo será indicado como  $\varphi'(\infty, 60)$  e foi calculado pela subtração da fluência do período anterior:

$$\varphi'(\infty, 60) = \varphi(\infty, 3) - \varphi(60, 3)$$

### 19.3 RETRAÇÃO NO CONCRETO

As fórmulas utilizadas referem-se a concretos de classe C20 a C45, conforme disposto na NBR6118:

$$\varepsilon_{cs(t,t_0)} = \varepsilon_{cs\infty} \cdot [\beta_{s(t)} - \beta_{s(t_0)}] \quad (\text{equação 90})$$

$$\varepsilon_{cs\infty} = \varepsilon_{1s} \cdot \varepsilon_{2s} \quad (\text{equação 91})$$

$$\varepsilon_{1s} \cdot 10^4 = -8,09 + \frac{U}{15} - \frac{U^2}{2284} + \frac{U^3}{133765} - \frac{U^4}{7608150} \quad (\text{equação 92})$$

$$\varepsilon_{2s} = \frac{33 + 2 \cdot h_{fic}}{20,8 + 3 \cdot h_{fic}} \quad (\text{equação 93})$$

$$\beta_{s(t)} = \frac{\left(\frac{t}{100}\right)^3 + A \cdot \left(\frac{t}{100}\right)^2 + B \left(\frac{t}{100}\right)}{\left(\frac{t}{100}\right)^3 + C \cdot \left(\frac{t}{100}\right)^2 + D \left(\frac{t}{100}\right) + E} \quad (\text{equação 94})$$

$$A = 40 \quad (\text{equação 95})$$

$$B = 116 \cdot h^3 - 282 \cdot h^2 + 220 \cdot h - 4,8 \quad (\text{equação 96})$$

$$C = 2,5.h^3 - 8,8.h + 40,7 \quad (\text{equação 97})$$

$$D = -75.h^3 - 585.h^2 + 496.h - 6,8 \quad (\text{equação 98})$$

$$E = -169.h^4 + 88.h^3 + 584.h^2 - 39.h + 0,8 \quad (\text{equação 99})$$

Nas equações para o cálculo dos coeficientes B, C, D e E acima, utiliza-se  $h = h_{\text{fictícia}}$  em metros.

As tabelas a seguir apresentam os valores dos coeficientes de retração para as fases estipuladas.

Tabela 62 – Retração do concreto entre 3 e 60 dias

<b>LONGARINA</b>		
<b>Entre 3 e 60</b>		
<b>RETRAÇÃO DO CONCRETO</b>		
$\epsilon_{1s} =$	-6,16E-04	-
$\epsilon_{2s} =$	0,8424	-
$\epsilon_{cs\infty} =$	-5,19E-04	-
$\beta_s(3) =$	0,0257	-
$\beta_s(60) =$	0,2255	-
A =	40	-
B =	38,42	-
C =	38,18	-
D =	187,39	-
E =	40,68	-
$\epsilon_{cs}(60, 3) =$	-1,04E-04	-

(fonte: elaborado pela autora)

Tabela 63 – retração do concreto entre 60 dias e  $\infty$

LONGARINA			LAJE		
Entre 60 e $\infty$			Entre 3 e $\infty$		
RETRAÇÃO DO CONCRETO			RETRAÇÃO DO CONCRETO		
$\epsilon_{1s} =$	-6,16E-04	-	$\epsilon_{1s} =$	-6,16E-04	-
$\epsilon_{2s} =$	0,8207	-	$\epsilon_{2s} =$	0,8377	-
$\epsilon_{cs\infty} =$	-5,06E-04	-	$\epsilon_{cs\infty} =$	-5,16E-04	-
$\beta_s(60) =$	0,2255	-	$\beta_s(3) =$	0,0244	-
$\beta_s(\infty) =$	1,0024	-	$\beta_s(\infty) =$	1,0024	-
A =	40	-	A =	40	-
B =	42,28	-	B =	39,25	-
C =	37,77	-	C =	38,10	-
D =	230,66	-	D =	195,67	-
E =	57,99	-	E =	43,84	-
$\epsilon_{cs}(\infty, 60) =$	-3,93E-04	-	$\epsilon_{cs}(\infty, 3) =$	-5,05E-04	-

(fonte: elaborado pela autora)

## 19.4 RELAXAÇÃO DO AÇO PROTENDIDO

O coeficiente de relaxação do aço utilizado para a protensão foi calculado seguindo a NBR6118.

As equações utilizadas são as seguintes:

$$\Psi_{(t,t_0)} = \Psi_{1000} \cdot \left( \frac{t - t_0}{41,67} \right)^{0,15} \quad (\text{equação 100})$$

$$X_{(t,t_0)} = -\ln (1 - \Psi_{(t,t_0)}) \quad (\text{equação 101})$$

O coeficiente  $\Psi_{1000}$  é retirado da tabela apresentada na figura abaixo, com base nos valores de  $\frac{\sigma_p}{f_{ptk}}$ , podendo ser feita uma interpolação entre os valores:

Figura 54 – Tabela 8.4 da NBR 6118 para obtenção dos valores de  $\Psi_{1000}$ , em porcentagem

$\sigma_{po}$	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: NBR 6118)

Tabela 64 – Coeficiente de relaxação entre 0 e 60 dias

Entre 0 e 60		
Seção 5		
$t_1 =$	0	dias
$t_2 =$	60	dias
$\sigma_p(t_0) =$	152,00	KN/cm <sup>2</sup>
$f_{ptk} =$	190	KN/cm <sup>2</sup>
$\sigma_p/f_{ptk} =$	0,8000	-
$\Psi_{1000} =$	0,0350	-
$\Psi(60, 0) =$	0,0296	-
$\chi_r(60, 0) =$	0,0300	-

(fonte: elaborado pela autora)

Para que fosse obtido o valor do coeficiente de relaxação entre 60 dias e tempo infinito, foi realizada a seguinte subtração:

$$\chi_{r(\infty,60)} = \chi_{r(\infty,0)} - \chi_{r(60,0)}$$

Tabela 65 - Coeficiente de relaxação entre 0 e  $\infty$

Entre 60 e $t_{\infty}$		
Seção 5		
$t_2 =$	0	dias
$t_3 =$	10000	dias
$\Psi_{1000} =$	0,0350	-
$\Psi (\infty, 0) =$	0,0637	-
$\chi_r (\infty, 0)$	0,0658	-
$\chi_r (\infty, 60)$	0,0358	-

(fonte: elaborado pela autora)

Os valores do coeficiente de relaxação foram multiplicados pelo coeficiente que considera o valor médio da deformação produzida pela variação da tensão, indicado pelo símbolo  $\alpha$  na NBR 6118. Este valor é indicado pela norma como sendo 0,5 para protensão em uma etapa, e 0,8 para os demais casos de protensão e para cargas aplicadas em mais de uma etapa sobre o elemento. Neste trabalho, portanto, este valor foi adotado como 0,8.

## 19.5 COEFICIENTE DE ENVELHECIMENTO

Neste projeto não será calculado o coeficiente de envelhecimento do concreto, ele será adotado como sendo 0,8 em todas as etapas dos cálculos das tensões.

A. Ghali, R. Favre e M. Elbadry identificam em seu livro que o valor coeficiente de envelhecimento do concreto ( $\chi$ ) geralmente está entre 0,6 e 0,9 e que pode ser obtido de um gráfico ou de uma tabela, como a tabela de Bazant, apresentada no apêndice A do livro.

Arbitrando o coeficiente  $\chi$  como sendo 0,8 nos enquadrados no limite apresentado acima, e observando a tabela de Bazant, podemos concluir que este valor é aceitável.

Figura 55 - Tabela de Bazant para o coeficiente de envelhecimento do concreto

## 484 Appendix A

Table A.3 Aging coefficient  $\chi(t, t_0)$  calculated by Bazant

$(t - t_0)$	$\varphi(t_{\infty}, 7)$	Value of $\chi$				$\frac{\varphi(t, t_0)}{\varphi(t_{\infty}, t_0)}$
		$t_0 = 10$	$t_0 = 10^2$	$t_0 = 10^3$	$t_0 = 10^4$	
10 days	0.5	0.525	0.804	0.811	0.809	0.273
	1.5	0.720	0.826	0.825	0.820	
	2.5	0.774	0.842	0.837	0.830	
	3.5	0.806	0.856	0.848	0.839	
$10^2$ days	0.5	0.505	0.888	0.916	0.915	0.608
	1.5	0.739	0.919	0.932	0.928	
	2.5	0.804	0.935	0.943	0.938	
	3.5	0.839	0.946	0.951	0.946	
$10^3$ days	0.5	0.511	0.912	0.973	0.981	0.857
	1.5	0.732	0.943	0.981	0.985	
	2.5	0.795	0.956	0.985	0.988	
	3.5	0.830	0.964	0.987	0.990	
$10^4$ days	0.5	0.461	0.887	0.956	0.965	0.954
	1.5	0.702	0.924	0.966	0.972	
	2.5	0.770	0.940	0.972	0.976	
	3.5	0.808	0.950	0.977	0.980	
$\frac{\varphi(t_{\infty}, t_0)}{\varphi(t_{\infty}, 7)}$		0.960	0.731	0.558	0.425	
$\frac{E_c(t_0)}{E_c(28)}$		0.895	1.060	1.083	1.089	

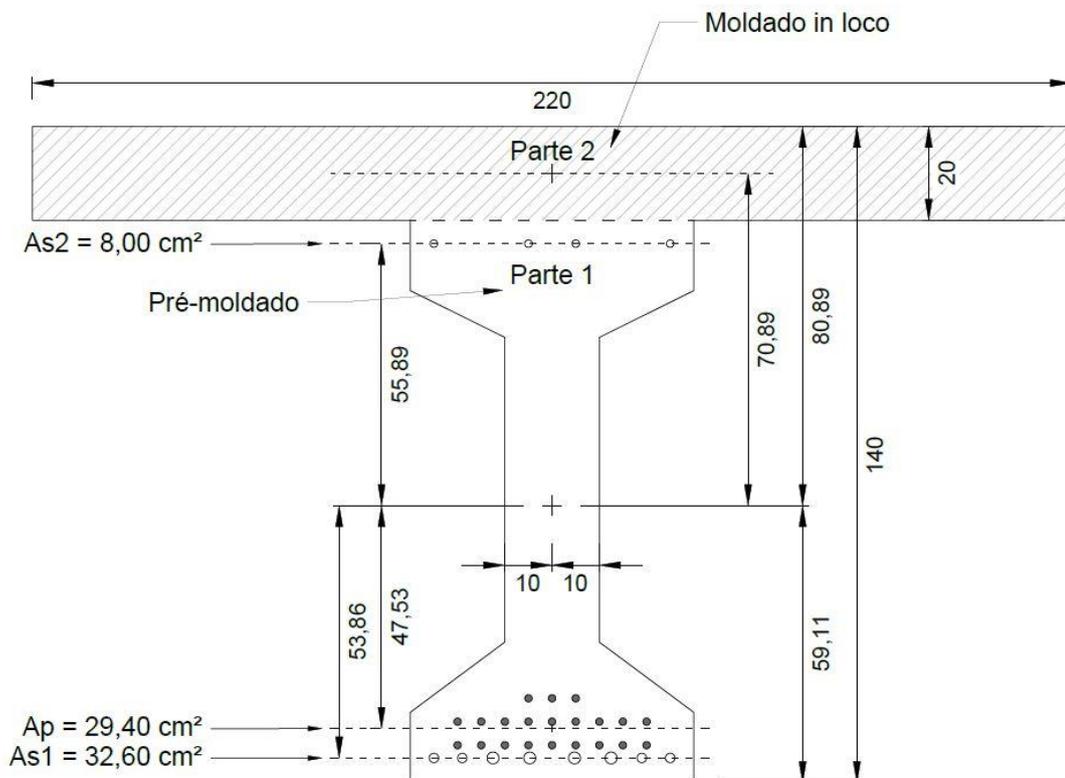
(fonte: A. Ghali, R. Favre e M. Elbadry)

## 20 VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES NORMAIS DE BORDA PELO MÉTODO DE A. GHALI, R. FAVRE E M. ELBADRY

Optou-se por utilizar a metodologia proposta por A. Ghali, R. Favre e M. Elbadry para verificação das tensões normais de borda. Esta metodologia foi escolhida por trazer uma análise muito próxima da realidade, considerando casos de seções mistas de concreto pré-moldado com posterior moldagem “in loco”, permitindo também que se faça uma análise da longarina para várias fases de execução da obra.

De acordo com a metodologia proposta é necessário estipular um eixo de referência, que será adotado neste caso como o centro de gravidade da longarina, sem descontar as armaduras, localizado a 59,11 centímetros acima da base da longarina.

Figura 56 – Distâncias dos elementos constituintes da seção da longarina até o eixo de referência arbitrado



(fonte: elaborado pela autora)

## 20.1 COEFICIENTE DE RELAXAÇÃO REDUZIDO

A. Ghali, R. Favre e M. Elbadry utilizam um coeficiente de relaxação reduzido que representa a redução no coeficiente de relaxação a comprimento constante, em razão da armadura de protensão encurtar devido a ação dos fenômenos reológicos.

O coeficiente de relaxação reduzido é dado por:

$$\Delta \overline{\sigma_{pr}} = \chi_r \cdot \Delta \sigma_{pr} \quad (\text{equação 102})$$

Onde:

$\Delta \sigma_{pr}$  é a perda por relaxação a comprimento constante;

$\chi_r$  é o coeficiente de relaxação do aço.

Este coeficiente será recalculado em cada etapa analisada.

## 20.2 DADOS

Nas tabelas a seguir estão resumidos todos os coeficientes devidos à fluência, retração, relaxação e envelhecimento dos materiais nas etapas consideradas.

Tabela 66 – Coeficientes utilizados entre 3 e 60 dias

Entre 3 e 60 dias		
LONGARINA		LAJE
$\varphi (3, 60) =$	2,4832	Não concretada
$\varepsilon_{cs} (3, 60) =$	-1,04E-04	
$\chi_r (3, 60) =$	0,0300	
$\chi (3, 60) =$	0,8	

(fonte: elaborado pela autora)

Tabela 67 – Coeficientes utilizados entre 60 dias e  $\infty$

Entre 60 dias e $\infty$			
LONGARINA		LAJE	
$\varphi (\infty, 60) =$	0,9113	$\varphi (\infty, 3) =$	2,8751
$\varphi' (\infty, 60) =$	0,3400	$\epsilon_{cs} (\infty, 3) =$	-5,05E-04
$\epsilon_{cs} (\infty, 60) =$	-3,93E-04		-
$\chi_r (\infty, 60) =$	0,0358	$\chi (\infty, 3) =$	0,8
$\chi (\infty, 60) =$	0,8		-

(fonte: elaborado pela autora)

Na tabela a seguir são apresentados os módulos de elasticidade dos concretos utilizados, para suas diferentes idades, o módulo de elasticidade do aço de protensão e do aço da armadura passiva.

Tabela 68 –Módulo de elasticidade dos materiais componentes da longarina

MÓDULOS DE ELASTICIDADE DOS MATERIAS		
$E_{c_1} (3) \text{ longarina} =$	2963,24	KN/cm <sup>2</sup>
$E_{c_1} (28) \text{ longarina} =$	3541,75	KN/cm <sup>2</sup>
$E_{c_2} (3) \text{ laje} =$	2743,43	KN/cm <sup>2</sup>
$E_{c_2} (28) \text{ laje} =$	3067,25	KN/cm <sup>2</sup>
$E_s =$	21000	KN/cm <sup>2</sup>
$E_p =$	20200	KN/cm <sup>2</sup>

(fonte: elaborado pela autora)

## 20.3 FÓRMULAS UTILIZADAS PARA OBTENÇÃO DAS TENSÕES INSTANTÂNEAS EM ETAPAS DE APLICAÇÃO DE CARGA

Módulo de elasticidade ajustado à idade:

$$\bar{E}_c(t, t_0) = \frac{E_c(t_0)}{1 + \chi\varphi(t, t_0)} \quad (\text{equação 103})$$

Onde:

$$\chi\varphi(t, t_0) = \chi(t, t_0) \cdot \varphi(t, t_0) \quad (\text{equação 104})$$

Para se calcular uma seção transformada, que é a equivalência da área real da seção substituída por uma área transformada composta da área de concreto mais  $\alpha$  vezes a área de aço. O coeficiente  $\alpha$  de equivalência é dado por:

$$\alpha(t, t_0) = \frac{E_p \text{ ou } E_s}{E_c(t, t_0)} \quad (\text{equação 105})$$

Para se calcular a seção transformada ajustada por idade substitui-se na equação 105 o valor de  $E_c(t, t_0)$  por  $\bar{E}_c(t, t_0)$ .

Pelo método a distribuição de deformada é considerada linear, então a deformação em qualquer ponto pode ser definida pela seguinte expressão:

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + \Psi \cdot y \quad (\text{equação 106})$$

Onde:

$\varepsilon_0$  é a deformação no ponto de referência O;

$\Psi$  é a curvatura da seção ( $d\varepsilon/dy$ ).

Neste trabalho foi definido que a distância  $y$  é positiva quando o ponto considerado está abaixo do ponto de referência.

$$\varepsilon_0(t_0) = \frac{I \cdot N - B \cdot M}{E_{ref} \cdot (A \cdot I) - B^2} \quad (\text{equação 107})$$

$$\Psi(t_0) = \frac{-B \cdot N + A \cdot M}{E \cdot (A \cdot I) - B^2} \quad (\text{equação 108})$$

Onde:

$N$  é a força normal considerada na etapa;

$M$  é o momento fletor considerado na etapa;

$A$  é a área da seção transformada;

$E_{ref}$  é o módulo de elasticidade de referência;

$B$  é o momento estático da seção transformada, em relação ao ponto de referência O;

$I$  é o momento de inércia da seção transformada, em relação ao ponto de referência O.

$$N_{equivalente} = N - \Sigma P_i \quad (\text{equação 109})$$

$$M_{equivalente} = M - \Sigma P_i \cdot y_{psi} \quad (\text{equação 110})$$

Onde:

P representa a força de protensão;

$y_{psi}$  é a distância da força de protensão ao eixo referência O.

A deformação instantânea no concreto, em qualquer ponto a uma distância  $y$  do ponto de referência, é dada por:

$$\varepsilon_c(t_0) = \varepsilon_0(t_0) + \Psi(t_0) \cdot y \quad (\text{equação 111})$$

A tensão instantânea no concreto, em qualquer ponto a uma distância  $y$  do ponto de referência, é dada por:

$$\sigma_c(t_0) = [E_c(t_0)]_i \cdot [\varepsilon_0(t_0) + \Psi(t_0) \cdot y] \quad (\text{equação 112})$$

A tensão instantânea no aço da armadura passiva é dada por:

$$\sigma_{ns}(t_0) = E_{ns} \cdot [\varepsilon_O(t_0) + \Psi(t_0) \cdot \gamma_{ns}] \quad (\text{equação 113})$$

A tensão instantânea no aço de protensão é dada por:

$$(\Delta\sigma_{ps})_{instantânea} = E_{ps} \cdot [\varepsilon_O(t_0) + \Psi(t_0) \cdot \gamma_{ps}] \quad (\text{equação 114})$$

No caso de pré-tensão, a tensão no aço protendido imediatamente após a transferência é dado por:

$$\sigma_{ps}(t_0) = (\sigma_{ps})_{inicial} + E_{ps} \cdot [\varepsilon_O(t_0) + \Psi(t_0) \cdot \gamma_{ps}] \quad (\text{equação 115})$$

Onde:

$(\sigma_{ps})_{inicial}$  é a tensão na protensão antes da transferência.

## 20.4 FÓRMULAS UTILIZADAS PARA OBTENÇÃO DAS VARIÁÇÕES DE TENSÕES DENTRO DE UM INTERVALO

A variação na deformação durante um intervalo é definida pelos incrementos  $\Delta\varepsilon_0$  (deformação axial) e  $\Delta\psi$  (curvatura). A variação de deformação devido a fluência e retração do concreto e à relaxação do aço protendido é primeiro restringida artificialmente pela aplicação de uma força axial  $\Delta N$  no ponto de referência O, e um momento de flexão  $\Delta M$ . Posteriormente essas forças restritivas são removidas pela aplicação de forças iguais e opostas na seção composta, resultando nas seguintes alterações na deformação axial e na curvatura:

$$\begin{pmatrix} \Delta\varepsilon_0 \\ \Delta\psi \end{pmatrix} = \frac{1}{\bar{E}_c(t, t_0) \cdot (\bar{A} \cdot \bar{I} - \bar{B}^2)} \cdot \begin{bmatrix} \bar{I} & -\bar{B} \\ -\bar{B} & \bar{A} \end{bmatrix} \cdot \begin{pmatrix} -\Delta N \\ -\Delta M \end{pmatrix} \quad (\text{equação 116})$$

Onde  $\bar{A}$ ,  $\bar{B}$  e  $\bar{I}$  são, respectivamente, a área da seção transformada ajustada por idade e seu momento estático e momento de inércia em torno de um eixo através do ponto de referência O.

As forças restritivas são dadas por:

$$\begin{pmatrix} \Delta N \\ \Delta M \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \Delta N \\ \Delta M \end{pmatrix}_{\text{fluência}} + \begin{pmatrix} \Delta N \\ \Delta M \end{pmatrix}_{\text{retração}} + \begin{pmatrix} \Delta N \\ \Delta M \end{pmatrix}_{\text{relaxação}} \quad (\text{equação 117})$$

A força restritiva devido a fluência é dada por:

$$\begin{pmatrix} \Delta N \\ \Delta M \end{pmatrix}_{fluência} = - \sum_{i=1}^m (\bar{E}_c \cdot \varphi \cdot \begin{bmatrix} I_c & B_c \\ B_c & A_c \end{bmatrix} \cdot \begin{pmatrix} \varepsilon_o(t_0) \\ \Psi(t_0) \end{pmatrix}) \quad (\text{equação 118})$$

Onde:

$m$  é o número total de peças de concreto;

$A_c$  é a área da peça de concreto considerada;

$B_c$  é o momento estático em relação ao eixo de referência da peça de concreto considerada;

$I_c$  é o momento de inércia em relação ao eixo de referência da peça de concreto considerada;

$\bar{E}_c = \bar{E}_c(t, t_0)$  da peça de concreto considerada;

$\varphi = \varphi(t, t_0)$  da peça de concreto considerada.

A força restritiva devido a retração é dada por:

$$\begin{pmatrix} \Delta N \\ \Delta M \end{pmatrix}_{retração} = - \sum_{i=1}^m (\bar{E}_c \cdot \varepsilon_{cs} \cdot \begin{pmatrix} A_c \\ B_c \end{pmatrix}) \quad (\text{equação 119})$$

$A_c$  é a área da peça de concreto considerada;

$B_c$  é o momento estático em relação ao eixo de referência da peça de concreto considerada;

$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cs}(t, t_0)$  da peça de concreto considerada.

A força restritiva devido a relaxação é dada por:

$$\begin{pmatrix} \Delta N \\ \Delta M \end{pmatrix}_{relaxação} = \sum \begin{pmatrix} A_{ps} \cdot \Delta \bar{\sigma}_{pr} \\ A_{ps} \cdot y_{ps} \cdot \Delta \bar{\sigma}_{pr} \end{pmatrix} \quad (\text{equação 120})$$

Onde:

$A_{ps}$  é a área de aço da protensão.

A tensão no concreto necessária para evitar fluência e retração em qualquer fibra é dada por:

$$\sigma_{restrita} = -\bar{E}_c(t, t_0) \cdot [\varphi(t, t_0) \cdot \varepsilon_c(t_0) + \varepsilon_{cs}] \quad (\text{equação 121})$$

Os incrementos de tensão que se desenvolvem durante o período  $(t, t_0)$  são os seguintes.

Para qualquer fibra do concreto:

$$\Delta\sigma_c = \sigma_{restrita} + \bar{E}_c(t, t_0) \cdot [\Delta\varepsilon_0 + \Delta\Psi \cdot y] \quad (\text{equação 122})$$

Para o aço da armadura passiva:

$$\Delta\sigma_{ns} = E_{ns} \cdot [\Delta\varepsilon_0 + \Delta\Psi \cdot y_{ns}] \quad (\text{equação 123})$$

Para o aço da armadura de protensão:

$$\Delta\sigma_{ps} = \Delta\bar{\sigma}_{pr} + E_{ps} \cdot [\Delta\varepsilon_0 + \Delta\Psi \cdot y_{ps}] \quad (\text{equação 124})$$

Se  $\Delta\sigma_{ps}$  for multiplicado por  $A_{ps}$  obtem-se a perda de tensão no aço protendido no período considerado.

## 20.5 VARIAÇÕES DE TENSÕES LOGO APÓS A PROTENSÃO DA LONGARINA (T = 3 DIAS)

Nesta etapa o módulo de elasticidade do concreto logo após a concretagem da longarina será tomado como referência.

$$E_{ref} = E_{c1}(3)$$

O momento devido ao peso-próprio da longarina é 968,97 KN enquanto a força de protensão inicial é de -4014,31 KN.

Tabela 69 - Força e momento equivalentes

N equivalente =	-4014,312602	KN
M equivalente =	-939,2080	KNm

(fonte: elaborado pela autora)

Tabela 70 - Seção transformada em t = 3 dias

SEÇÃO TRANSFORMADA QUANDO t = 3						
SEÇÃO 5						
	PROPRIEDADES DA ÁREA			PROPRIEDADES DA ÁREA TRANSFORMADA		
	A (m <sup>2</sup> )	B (m <sup>3</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	A.(E/Eref) (m <sup>2</sup> )	B.(E/Eref) (m <sup>3</sup> )	I.(E/Eref) (m <sup>4</sup> )
Concreto pré-moldado (Longarina)	0,4030	-0,0056	0,0686	0,4030	-0,0056	0,0686
Armadura de protensão	0,0029	0,0014	0,0007	0,0200	0,0095	0,0045
Armadura passiva	0,0033	0,0018	0,0009	0,0231	0,0124	0,0067
Armadura da cunha de tração	0,0008	-0,0004	0,0002	0,0057	-0,0032	0,0018
PROPRIEDADES DA SEÇÃO TRANSFORMADA =				0,4518	0,0132	0,0816
				A (m <sup>2</sup> )	B (m <sup>3</sup> )	I (m <sup>4</sup> )

(fonte: elaborado pela autora)

Tabela 71 - Variação de tensões em t = 3 dias

Variações instantâneas de tensões em t = 3 dias		
$\epsilon_o (3) =$	-0,000290	-
$\psi (3) =$	-0,000341	$m^{-1}$
Tensão instantânea no concreto, na borda superior		
$\sigma_{cs} (3) =$	-0,24	$KN/cm^2$
Tensão instantânea no concreto, na borda inferior		
$\sigma_{ci} (3) =$	-1,46	$KN/cm^2$
Tensão instantânea na armadura passiva		
$\sigma_{as1} (3) =$	-9,95	$KN/cm^2$
Tensão instantânea na armadura superior		
$\sigma_{as2} (3) =$	-2,08	$KN/cm^2$
Perda de tensão na protensão		
$\Delta\sigma_p (3) =$	-9,13	$KN/cm^2$
$\sigma_p (3) =$	142,87	$KN/cm^2$

(fonte: elaborado pela autora)

## 20.6 VARIAÇÕES DE TENSÕES ENTRE 3 E 60 DIAS

Nesta fase considera-se que a laje ainda não foi concretada, portanto não influi em cargas nem contribui com a seção da longarina.

Nesta etapa o módulo de elasticidade usado como referência será o módulo de elasticidade da longarina pré-moldada ajustado no período.

Tabela 72 - Tensões restritivas

$\sigma_c$ restrita (topo) =	0,3048	$KN/cm^2$
$\sigma_c$ restrita (base) =	1,3141	$KN/cm^2$

(fonte: elaborado pela autora)

Tabela 73 - Força e momento restritivos

Módulo de elasticidade ajustado à idade do concreto		
$\bar{E}_c (60, 3) =$	992,1954	KN/cm <sup>2</sup>
Forças necessárias para evitar a fluência		
$\Delta N$ fluência =	2831,0193	KN
$\Delta M$ fluência =	537,2124	KNm
Forças necessárias para evitar a retração		
$\Delta N$ retração =	414,5496	KN
$\Delta M$ retração =	-5,73	KNm
Forças necessárias para evitar a relaxação		
$\Delta \sigma_{pr} =$	142,8679	KN/cm <sup>2</sup>
$\Delta \sigma_{pr}^- =$	4,2889	KN/cm <sup>2</sup>
$\Delta N$ relaxação =	126,0932	KN
$\Delta M$ relaxação =	59,9375	KNm
forças restritivas totais		
$\Delta N =$	3371,6621	KN
$\Delta M =$	591,4211	KNm

(fonte: elaborado pela autora)

Tabela 74 - Seção transformada entre 3 e 60 dias

SEÇÃO TRANSFORMADA ENTRE 3 e 60						
SEÇÃO 5						
	PROPRIEDADES DA ÁREA			PROPRIEDADES DA ÁREA TRANSFORMADA		
	A (m <sup>2</sup> )	B (m <sup>3</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	A.(E/Eref) (m <sup>2</sup> )	B.(E/Eref) (m <sup>3</sup> )	I.(E/Eref) (m <sup>4</sup> )
Concreto pré-moldado (Longarina)	0,4030	-0,0056	0,0686	0,4030	-0,0056	0,0686
Armadura de protensão	0,0029	0,0014	0,0007	0,0599	0,0285	0,0135
Armadura passiva	0,0033	0,0018	0,0009	0,0690	0,0372	0,0200
Armadura da cunha de tração	0,0008	-0,0004	0,0002	0,0169	-0,0095	0,0053
PROPRIEDADES DA SEÇÃO TRANSFORMADA =				0,5488	0,0506	0,1075
				A (m <sup>2</sup> )	B (m <sup>3</sup> )	I (m <sup>4</sup> )

(fonte: elaborado pela autora)

Tabela 75 – Variação de tensões entre 3 e 60 dias

Variações de tensões entre 3 e 60 dias		
$\Delta \varepsilon_0 (60, 3) =$	-0,000594	-
$\Delta \Psi (60, 3) =$	-0,000275	$m^{-1}$
Tensão instantânea no concreto, na borda superior		
$\Delta \sigma_{cs} (60, 3) =$	-0,12	$KN/cm^2$
Tensão instantânea no concreto, na borda inferior		
$\Delta \sigma_{ci} (60, 3) =$	0,56	$KN/cm^2$
Tensão instantânea na armadura passiva		
$\Delta \sigma_{as1} (60, 3) =$	-15,58	$KN/cm^2$
Tensão instantânea na armadura superior		
$\Delta \sigma_{as2} (60, 3) =$	-9,24	$KN/cm^2$
Perda de tensão na protensão		
$\Delta \sigma_p (60, 3) =$	-10,35	$KN/cm^2$
$\sigma_p (60) =$	132,52	$KN/cm^2$

## 20.7 VARIAÇÃO DE TENSÕES LOGO APÓS A CONCRETAGEM DA LAJE (T = 60 DIAS)

Nesta etapa considera-se que a laje possui 3 dias desde a sua concretagem, gerando somente carga sobre a seção da longarina pré-moldada, não contribuindo com a seção.

O módulo de elasticidade tomado como referência será o módulo de elasticidade do concreto da parte protendida após 28 dias, quando atinge sua resistência total.

$$E_{ref} = E_{c1}(28)$$

Serão acrescidas todas as cargas permanentes restantes, totalizando em um momento de 1913,05 KNm.

Tabela 76 – Forças e momentos aplicados na etapa

$\Delta N =$	0	KN
$\Delta M =$	1913,05	KNm

(fonte: elaborado pela autora)

Tabela 77 – Seção transformada em t = 60 dias

SEÇÃO TRANSFORMADA QUANDO t = 60						
SEÇÃO 5						
	PROPRIEDADES DA ÁREA			PROPRIEDADES DA ÁREA TRANSFORMADA		
	A (m <sup>2</sup> )	B (m <sup>3</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	A.(E/Eref) (m <sup>2</sup> )	B.(E/Eref) (m <sup>3</sup> )	I.(E/Eref) (m <sup>4</sup> )
Concreto pré-moldado (Longarina)	0,4030	-0,0056	0,0686	0,4030	-0,0056	0,0686
Armadura de protensão	0,0029	0,0014	0,0007	0,0168	0,0080	0,0038
Armadura passiva	0,0033	0,0018	0,0009	0,0193	0,0104	0,0056
Armadura da cunha de tração	0,0008	-0,0004	0,0002	0,0047	-0,0027	0,0015
PROPRIEDADES DA SEÇÃO TRANSFORMADA =				0,4438	0,0102	0,0795
				A (m <sup>2</sup> )	B (m <sup>3</sup> )	I (m <sup>4</sup> )

(fonte: elaborado pela autora)

Tabela 78 – Variação de tensões em t = 60 dias

Variações instantâneas de tensões em t = 60 dias		
$\Delta \epsilon_0 (60) =$	-0,000016	-
$\Delta \Psi (60) =$	0,000681	m <sup>-1</sup>
Tensão instantânea no concreto, na borda superior		
$\Delta \sigma_{cs} (60) =$	-1,52	KN/cm <sup>2</sup>
Tensão instantânea no concreto, na borda inferior		
$\Delta \sigma_{ci} (60) =$	1,37	KN/cm <sup>2</sup>
Tensão instantânea na armadura passiva		
$\Delta \sigma_{as1} (60) =$	7,38	KN/cm <sup>2</sup>
Tensão instantânea na armadura superior		
$\Delta \sigma_{as2} (60) =$	-8,33	KN/cm <sup>2</sup>
Perda de tensão na protensão		
$\Delta \sigma_p (60) =$	6,23	KN/cm <sup>2</sup>
$\sigma_p (60)' =$	138,75	KN/cm <sup>2</sup>

(fonte: elaborado pela autora)

## 20.8 VARIAÇÃO DE TENSÕES ENTRE 60 DIAS E $\infty$

Neste período considera-se que a laje contribui com a seção da longarina.

Os módulos de elasticidade utilizados nos cálculos serão ajustados para o período analisado, tanto para a parte pré-moldada quanto para a laje moldada “in loco”.

É importante ressaltar que os coeficientes de fluência e de envelhecimento utilizados para o ajuste do módulo de elasticidade referem-se ao intervalo entre 60 dias e tempo infinito, e são diferentes para a parte pré-moldada e para a parte moldada “in loco”.

Tabela 79 – Tensões restritivas

Longarina		
$\sigma$ restrained (topo) =	1,9624	KN/cm <sup>2</sup>
$\sigma$ restrained (base) =	0,9511	KN/cm <sup>2</sup>
Laje		
$\sigma$ restrained =	0,4195	KN/cm <sup>2</sup>

(fonte: elaborado pela autora)

Tabela 80 – Seção transformada entre 60 dias e  $\infty$

SEÇÃO TRANSFORMADA ENTRE 60 e $\infty$						
SEÇÃO 5						
	PROPRIEDADES DA ÁREA			PROPRIEDADES DA ÁREA TRANSFORMADA		
	A (m <sup>2</sup> )	B (m <sup>3</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	A.(E/Eref) (m <sup>2</sup> )	B.(E/Eref) (m <sup>3</sup> )	I.(E/Eref) (m <sup>4</sup> )
Concreto pré-moldado (Longarina)	0,4030	-0,0056	0,0686	0,4030	-0,0056	0,0686
Armadura de protensão	0,0029	0,0014	0,0007	0,0290	0,0138	0,0066
Armadura passiva	0,0033	0,0018	0,0009	0,0334	0,0180	0,0097
Armadura da cunha de tração	0,0008	-0,0004	0,0002	0,0082	-0,0046	0,0026
Concreto "in loco" (Laje)	0,4400	-0,3119	0,2226	0,1786	-0,1266	0,0903
PROPRIEDADES DA SEÇÃO TRANSFORMADA =				0,6522	-0,1050	0,1778
				A (m <sup>2</sup> )	B (m <sup>3</sup> )	I (m <sup>4</sup> )

(fonte: elaborado pela autora)

Tabela 81 – Força e momento restritivos

Forças necessárias para evitar a fluência		
$\Delta N$ fluência =	2550,8042	KN
$\Delta M$ fluência =	-542,2843	KNm
Forças necessárias para evitar a retração		
$\Delta N$ retração =	5088,5741	KN
$\Delta M$ retração =	-1353,39	KNm
Forças necessárias para evitar a relaxação		
$\Delta \sigma_{pr}$ =	138,7470	KN/cm <sup>2</sup>
$\Delta \sigma^-_{pr}$ =	4,9680	KN/cm <sup>2</sup>
$\Delta N$ relaxação =	146,0605	KN
$\Delta M$ relaxação =	69,4288	KNm
forças restritivas totais		
$\Delta N$ =	7785,4387	KN
$\Delta M$ =	-1826,2433	KNm
$\Delta \varepsilon_0 (t_2, t_1)$ =	-5,55E-04	-
$\Delta \Psi (t_2, t_1)$ =	1,74E-04	m <sup>-1</sup>

(fonte: elaborado pela autora)

Tabela 82 – Variação de tensões entre 60 dias e  $\infty$ 

Variação de tensões entre 60 e $\infty$		
$\Delta \varepsilon_0 (\infty, 60)$ =	-0,000555	-
$\Delta \Psi (\infty, 60)$ =	0,000174	m <sup>-1</sup>
Tensão instantânea no concreto, na borda superior da parte pré-moldada		
$\Delta \sigma_{cs} (\infty, 60)$ =	0,61	KN/cm <sup>2</sup>
Tensão instantânea no concreto, na borda inferior da parte pré-moldada		
$\Delta \sigma_{ci} (\infty, 60)$ =	0,03	KN/cm <sup>2</sup>
Tensão instantânea no concreto, na borda superior da parte moldada "in loco"		
$\Delta \sigma_{cs} (\infty, 60)$ =	-0,16	KN/cm <sup>2</sup>
Tensão instantânea no concreto, na borda inferior da parte moldada "in loco"		
$\Delta \sigma_{ci} (\infty, 60)$ =	-0,13	KN/cm <sup>2</sup>
Tensão instantânea na armadura passiva		
$\Delta \sigma_{as1} (\infty, 60)$ =	-9,68	KN/cm <sup>2</sup>
Tensão instantânea na armadura superior		
$\Delta \sigma_{as2} (\infty, 60)$ =	-13,69	KN/cm <sup>2</sup>
Perda de tensão na protensão		
$\Delta \sigma_p (\infty, 60)$ =	-4,57	KN/cm <sup>2</sup>
$\sigma_p (\infty)$ =	134,18	KN/cm <sup>2</sup>

(fonte: elaborado pela autora)

## 20.9 VARIAÇÕES DE TENSÕES DURANTE A APLICAÇÃO DA CARGA MÓVEL

Durante a aplicação da carga móvel no meio da longarina L1 ocorre um acréscimo de momento equivalente a 2102,90 KNm.

Tabela 83 – Forças e momentos aplicados

$\Delta N =$	0	KN
$\Delta M =$	2102,90	KNm

(fonte: elaborado pela autora)

Tabela 84 – Seção transformada

SEÇÃO TRANSFORMADA						
SEÇÃO 5						
	PROPRIEDADES DA ÁREA			PROPRIEDADES DA ÁREA TRANSFORMADA		
	A (m <sup>2</sup> )	B (m <sup>3</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	A.(E/Eref) (m <sup>2</sup> )	B.(E/Eref) (m <sup>3</sup> )	I.(E/Eref) (m <sup>4</sup> )
Concreto pré-moldado (Longarina)	0,4030	-0,0056	0,0686	0,4030	-0,0056	0,0686
Armadura de protensão	0,0029	0,0014	0,0007	0,0168	0,0080	0,0038
Armadura passiva	0,0033	0,0018	0,0009	0,0193	0,0104	0,0056
Armadura da cunha de tração	0,0008	-0,0004	0,0002	0,0047	-0,0027	0,0015
Concreto "in loco" (Laje)	0,4400	-0,3119	0,2226	0,3811	-0,2701	0,1928
PROPRIEDADES DA SEÇÃO TRANSFORMADA =				0,8249	-0,2600	0,2723
				A (m <sup>2</sup> )	B (m <sup>3</sup> )	I (m <sup>4</sup> )

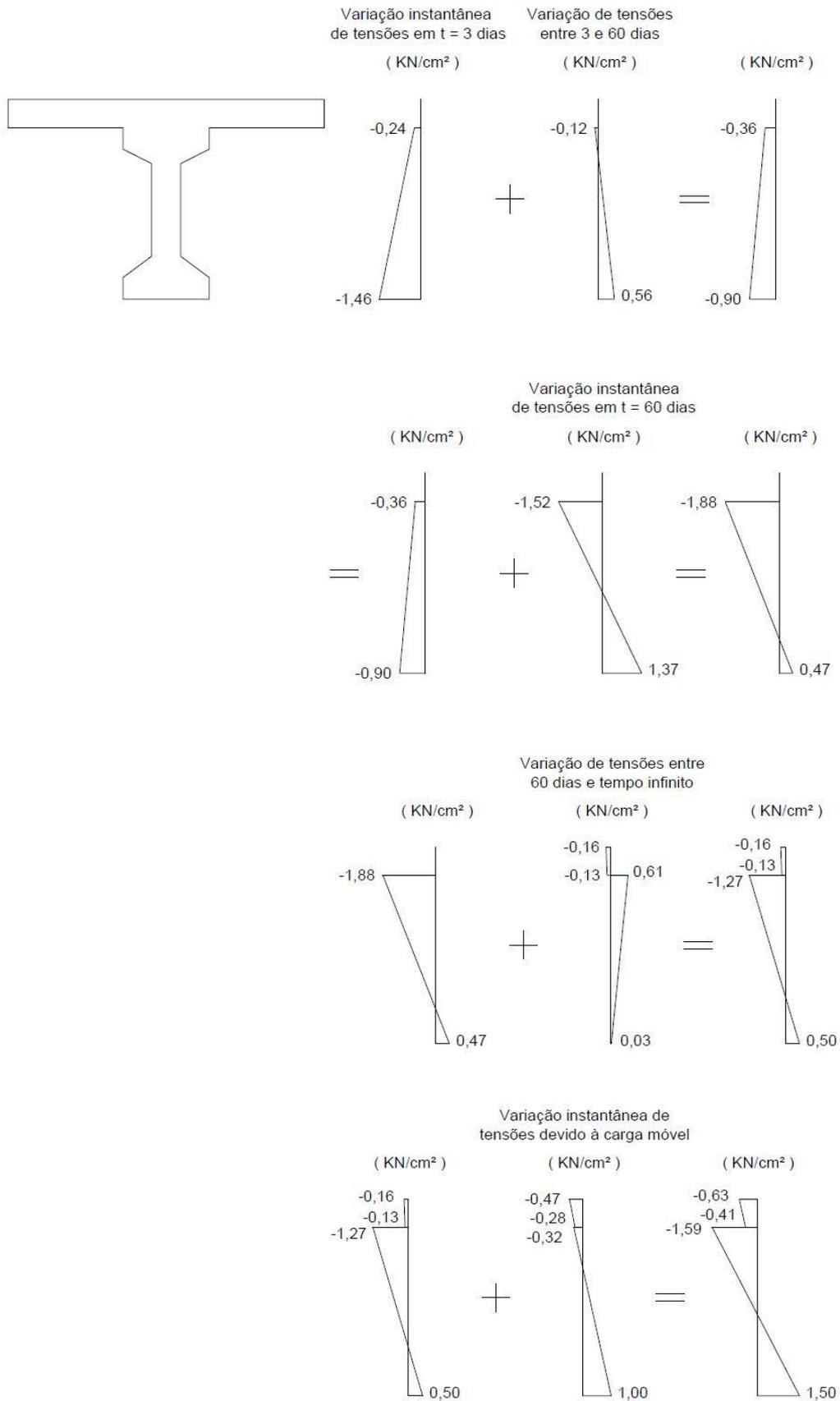
(fonte: elaborado pela autora)

Tabela 85 – Variação de tensões

Variações instantâneas de tensões na aplicação da carga n		
$\Delta \varepsilon_o (t) =$	0,000098	-
$\Delta \Psi (t) =$	0,000312	$m^{-1}$
Tensão instantânea no concreto, na borda superior da parte pré-moldada		
$\Delta \sigma_{cs} (t) =$	-0,32	KN/cm <sup>2</sup>
Tensão instantânea no concreto, na borda inferior da parte pré-moldada		
$\Delta \sigma_{ci} (t) =$	1,00	KN/cm <sup>2</sup>
Tensão instantânea no concreto, na borda superior da parte moldada "in loco"		
$\Delta \sigma_{cs} (t, t_0) =$	-0,47	KN/cm <sup>2</sup>
Tensão instantânea no concreto, na borda inferior da parte moldada "in loco"		
$\Delta \sigma_{ci} (t) =$	-0,28	KN/cm <sup>2</sup>
Tensão instantânea na armadura passiva		
$\Delta \sigma_{as1} (t) =$	5,59	KN/cm <sup>2</sup>
Tensão instantânea na armadura superior		
$\Delta \sigma_{as2} (t) =$	-1,60	KN/cm <sup>2</sup>
Perda de tensão na protensão		
$\Delta \sigma_p (t) =$	4,98	KN/cm <sup>2</sup>
$\sigma_p (\infty)' =$	139,16	KN/cm <sup>2</sup>

(fonte: elaborado pela autora)

Figura 57 - Variações de tensões ao longo do tempo



(fonte: elaborado pela autora)

Pode-se observar que a perda de tensão no aço da armadura de protensão equivale a 13% da sua tensão inicial, então os valores estimados anteriormente de 20% de perdas estão razoáveis.

Pelo método proposto por A. Ghali, R. Favre e M. Elbadry, pôde-se acompanhar a evolução das tensões e da seção da longarina ao longo do tempo.

## 21 CONCLUSÃO

Como pôde-se comprovar por meio do comparativo realizado no início deste trabalho, a esconsidade afeta as reações nas longarinas das pontes em viga. Grandes esconsidades, nas longarinas mais próximas às bordas das pontes, reduzem significativamente os momentos fletores no meio do vão, mas também geram maiores esforços cortantes próximos aos cantos obtusos.

As pontes esconsas podem requerer menores armaduras principais (positivas), podendo exigir menor número de cordoalhas de protensão ou menor armadura passiva, no entanto podem vir a requerer cuidados com suas extremidades, podendo haver uma concentração maior de armadura nestas regiões.

Neste relatório pôde-se obter uma visão geral de projeto e dimensionamento de longarinas de pontes em viga, sendo calculada a protensão e demais armaduras necessárias, bem como verificações de segurança realizadas usualmente em projetos de pontes.

Pelo método proposto por A. Ghali, R. Favre e M. Elbadry, que pode ser aplicado à normativas de qualquer país, foi possível calcular as perdas e as tensões tanto nas armaduras quanto nas bordas das longarinas em etapas distintas de uma obra de ponte. O método possibilita ao projetista acompanhar a evolução das tensões e da seção da longarina ao longo do tempo, considerando a interação entre as armaduras e os concretos componentes da seção das longarinas.

## REFERÊNCIAS

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR7187** - Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido – Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR7188** -Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas – Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

GHALI A; FRAVRE R; ELDBADRY M. **Concrete Structures: Stresses and Deformation**. 3. ed. Londres: Spon Press, 2002.

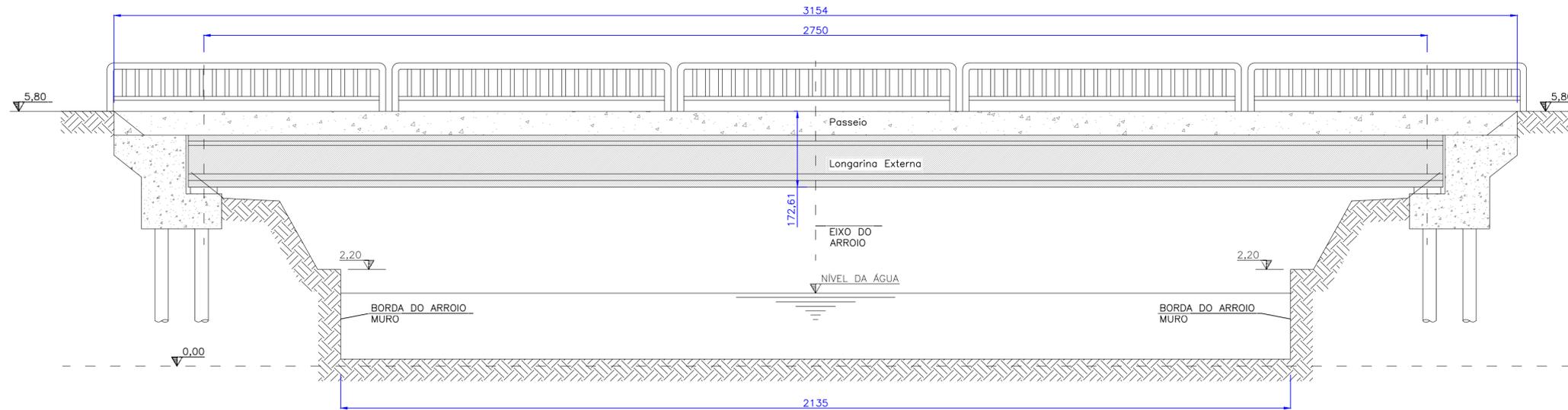
LEONHARDT, F. **Construções de concreto**: Princípios básicos da construção de pontes de concreto. Tradução de João Luís Escosteguy Merino. 1. ed. Rio de Janeiro: Interciência, 1979. v. 2.

ROCHA, B.F; SCHULZ, M. Lajes esconsas em pontes de concreto armado. **Revista Ibracon de estruturas e materiais**. São Paulo, v. 10, n. 1, p. 192 – 219, 2017.

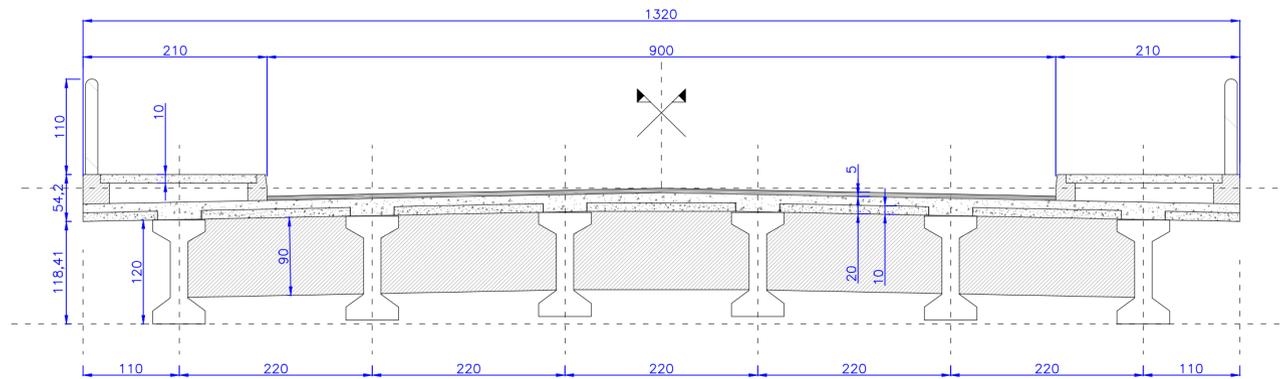
OLIVEIRA, M; PFEIL, M; BATTISTA, R. Comportamento estrutural de pontes esconsas. In: **Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas**, n IX, 2016, Rio de Janeiro.

## **APÊNDICE A - Plantas de Localização e Detalhamento**

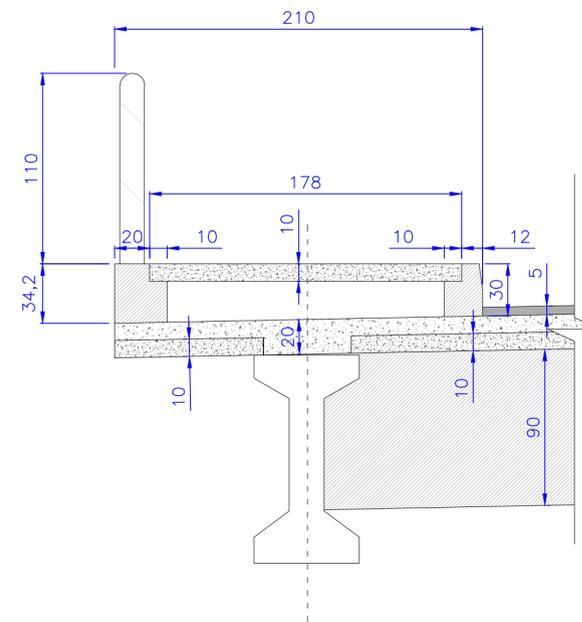
VISTA LATERAL DA PONTE  
ESC.: 1:75



SEÇÃO TRANSVERSAL DA PONTE  
ESC.: 1:50



DETALHE PASSEIO  
ESC.: 1:25

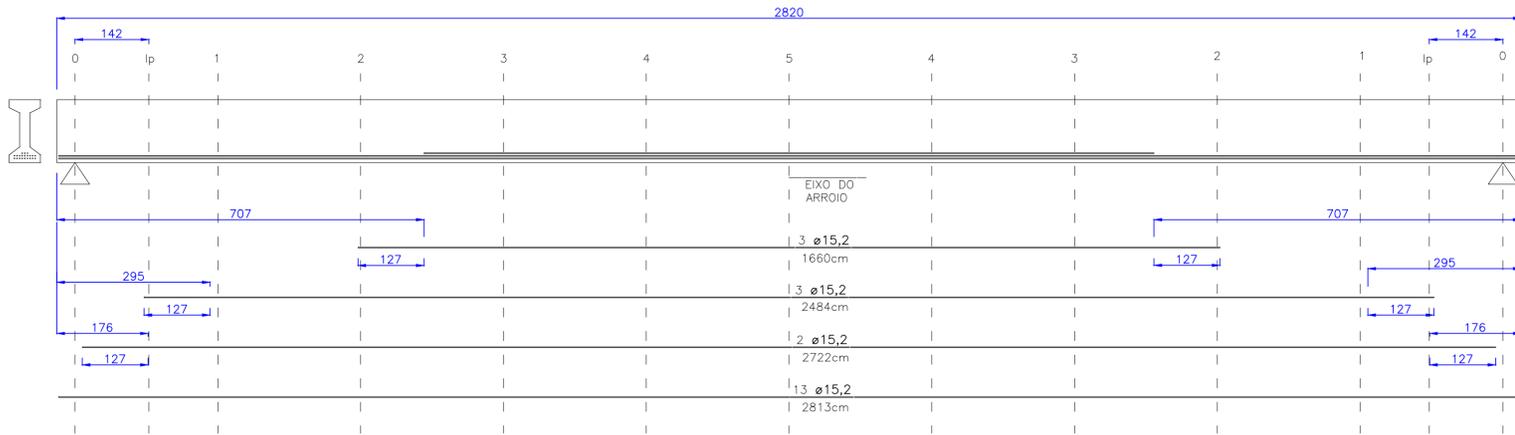


REV.	DATA	DESCRIÇÃO	RESPONSÁVEL
08			
07			
06			
05			
04			
03			
02			
01			
00	08/07/2019	Emissão Inicial	Giovanna

OBRA:	Ponte Gonçalves Lêdo
ASSUNTO:	Vista Lateral e Corte Transversal da Ponte Gonçalves Lêdo
PROPRIETÁRIO:	Giovanna Danieli

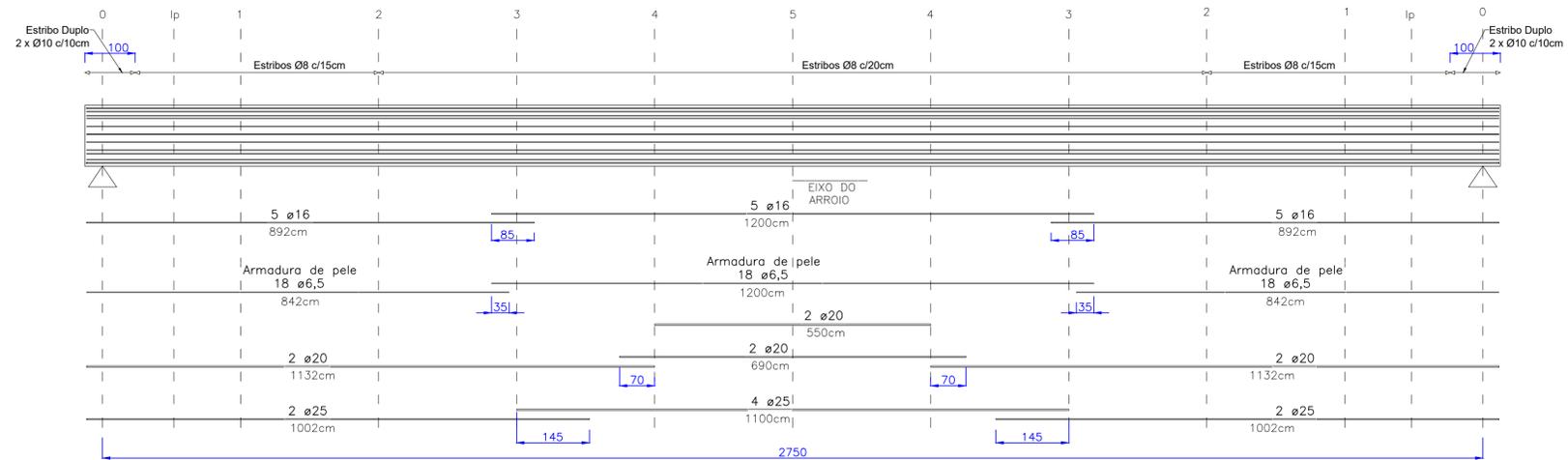
<h1>DANIELI</h1> <h2>PROJETOS</h2>	DATA:	08/07/2019	
	FASE:	Executiva	
	NÚMERO DA FOLHA:	01	
	ESCALA:	Informada	
RESPONSÁVEIS TÉCNICOS:	Giovanna Mueller Danieli	REVISÃO:	00
		ARQ. ELETRÔNICO:	Prancha 01 - R0

PROTENSÃO ESCALA: 1:75

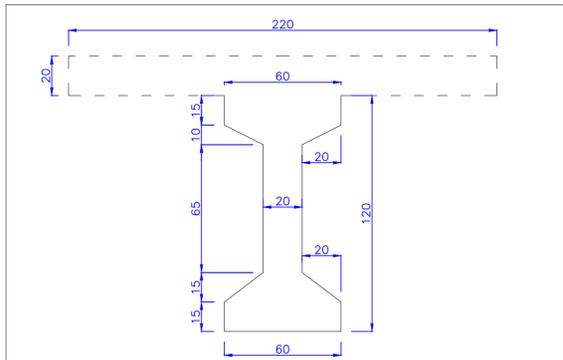


ARMADURA PASSIVA, ARMADURA DA CUNHA DE TRAÇÃO, ARMADURA DE PELE E ESTRIBOS

ESCALA: 1:75



DETALHE LONGARINA ESCALA: 1:20

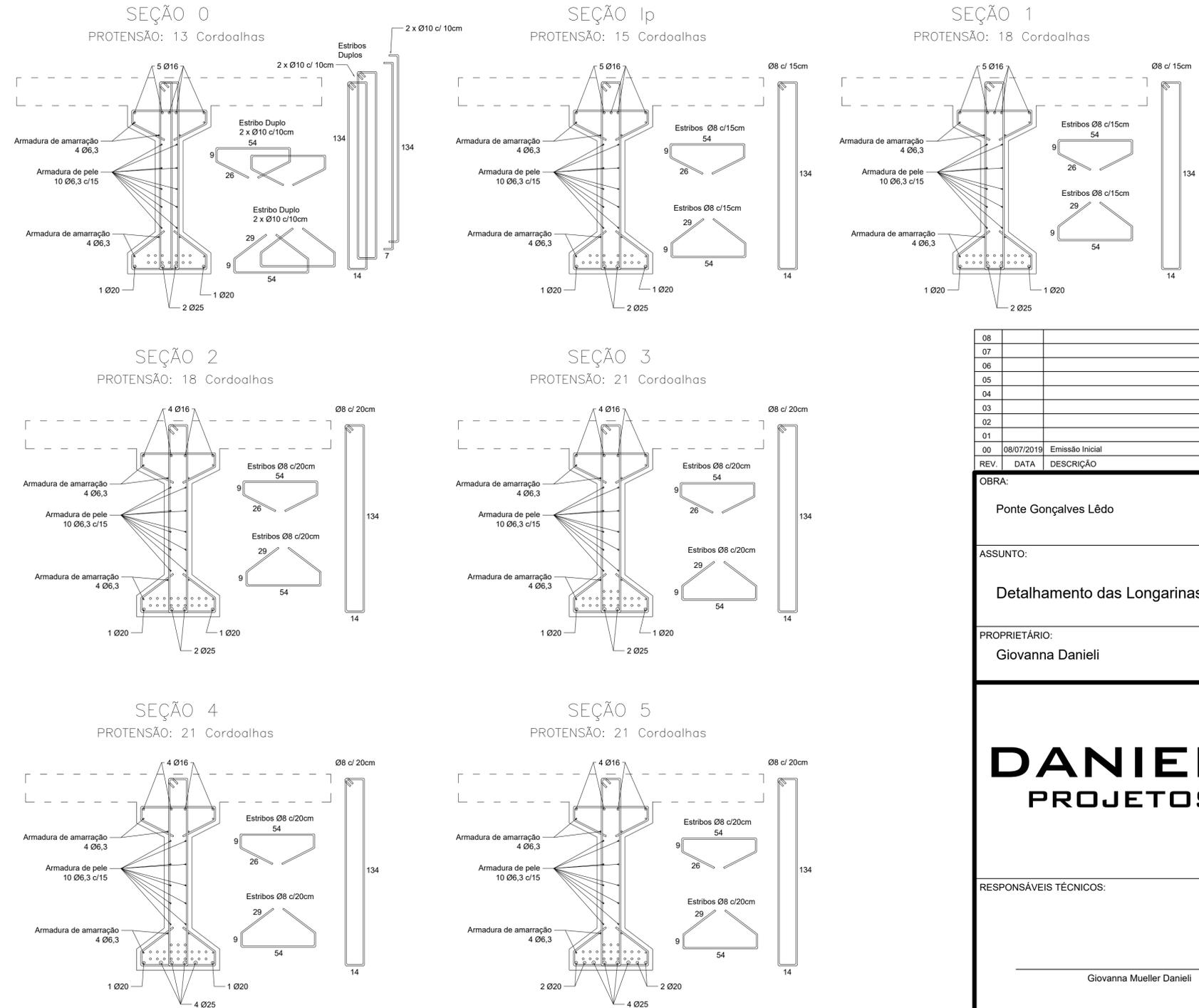


NOTAS

- 1- Unidades de medidas em cm.
- 2- Concreto com  $f_{ck} = 40$  MPa.
- 3- Classe de agressividade ambiental II.
- 4- Cobrimento geral da armadura passiva: 3 cm por face.
- 5- Cobrimento geral para cordoalhas da armadura de protensão: 3,5 cm por face.

DETALHAMENTO DAS SEÇÕES

ESCALA: 1:20



08			
07			
06			
05			
04			
03			
02			
01			
00	08/07/2019	Emissão Inicial	Giovanna Danieli
REV.	DATA	DESCRIÇÃO	RESPONSÁVEL

OBRA:	Ponte Gonçalves Lêdo
ASSUNTO:	Detalhamento das Longarinas
PROPRIETÁRIO:	Giovanna Danieli

<b>DANIELI</b> <b>PROJETOS</b>	DATA:	08/07/2019
	FASE:	Executiva
	NÚMERO DA FOLHA:	02
	ESCALA:	Informada
	REVISÃO	00
RESPONSÁVEIS TÉCNICOS:	Giovanna Mueller Danieli	
ARQ. ELETRÔNICO:	Prancha 02 - R0	