

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

Carla Trindade Scherer

**CRUZAMENTO ENTRE A RUA DOM PEDRO II E AVENIDA
CRISTÓVÃO COLOMBO: PROPOSTA DE PROJETO
ESTRUTURAL DE TRINCHEIRA PARA PORTO ALEGRE**

Porto Alegre
dezembro 2013

CARLA TRINDADE SCHERER

**CRUZAMENTO ENTRE A RUA DOM PEDRO II E AVENIDA
CRISTÓVÃO COLOMBO: PROPOSTA DE PROJETO
ESTRUTURAL DE TRINCHEIRA PARA PORTO ALEGRE**

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

Orientador: Rubem Clécio Schwingel

Porto Alegre
dezembro 2013

CARLA TRINDADE SCHERER

**CRUZAMENTO ENTRE A RUA DOM PEDRO II E AVENIDA
CRISTÓVÃO COLOMBO: PROPOSTA DE PROJETO
ESTRUTURAL DE TRINCHEIRA PARA PORTO ALEGRE**

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

Porto Alegre, 20 de dezembro de 2013

Prof. Rubem Clécio Schwingel
Mestre pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Orientador

Profa. Carin Maria Schmitt
Coordenadora

BANCA EXAMINADORA

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

Prof. Américo Campos Filho (UFRGS)
Dr. pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

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

Dedico este trabalho à minha família, que sempre foi
minha base, meu porto-seguro e meu exemplo.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Professor Rubem Schwingel, por todo o conhecimento repassado e todas as horas cedidas de seu tempo, em meio a tantas outras tarefas, para a orientação deste trabalho.

Agradeço à Professora Carin Schmitt, que se mostrou sempre disponível para sanar minhas dúvidas e contribuiu para tornar este trabalho o melhor possível.

Agradeço, ainda, a todos os professores da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, que ensinam muito além de conteúdos, a vontade da busca pelo conhecimento e a capacidade de, sozinhos, encontrá-lo.

Agradeço a todos os meus amigos, que sempre estiveram ao meu lado, cada um a seu modo, não deixando que eu desviasse das coisas que realmente importam, que compreenderam sempre que eu não pude estar presente e que tornaram esta etapa da minha vida muito mais divertida.

De uma forma especial, agradeço as amigas Letícia, Luísa, Malú, Marcele, Renata, Thaís e Virgínia, que me acolheram quando entrei na Engenharia Civil e se tornaram grandes amigas para a vida. Também à Patrícia e à Mariana, amigas queridas de mais longa data. Obrigada a todas por serem amigas de verdade.

Agradeço aos colegas de curso, com os quais dividi dúvidas e angústias e muito aprendi.

Agradeço, por fim e acima de tudo, a minha família. Ao meu pai, por me mostrar caminhos e ser meu exemplo. À minha mãe, pela atenção e amor incondicional. Aos meus irmãos, por serem meus melhores amigos. A vocês, obrigada por sempre me apoiarem e confiarem em mim.

Aprender é a única coisa de que a mente humana
nunca se cansa, nunca tem medo e nunca se arrepende.

Leonardo da Vinci

RESUMO

Este trabalho apresenta o projeto estrutural de uma passagem inferior, comumente conhecida por trincheira, localizada no cruzamento entre a rua Dom Pedro II e a avenida Cristóvão Colombo, na cidade de Porto Alegre. A estrutura tem por objetivo promover a continuidade do fluxo de veículos, amenizando as interferências entre as duas vias. O sistema é composto por um viaduto construído no mesmo nível da via superior (rua Dom Pedro II), suportado por paredes-diafragma que têm as funções tanto de apoio quanto de contenção para o remanescente de solo exterior à escavação. A avenida Cristóvão Colombo, portanto, passa por baixo do viaduto através de uma vala escavada. O processo construtivo foi determinado inicialmente, e privilegiou a manutenção, mesmo que parcial, do tráfego em pelo menos uma das vias. Na situação estudada, o viaduto deve vencer um vão de 15,1 m. Como o vão é pequeno, não foram necessários apoios intermediários. A superestrutura é composta por trinta e oito longarinas bi-apoiadas e pré-moldadas e laje concretada *in loco*. A mesoestrutura, composta pelas paredes-diafragma, também é concretada no local. Para o dimensionamento do tabuleiro, foram determinadas as cargas de peso-próprio de cada elemento, com base nas suas seções transversais, procedimento adotado também para as paredes-diafragma. Foi criado, então, um modelo em um programa de análise estrutural para determinação da distribuição transversal da carga em cada longarina do tabuleiro e a parcela da carga móvel que a viga mais carregada absorve. Além desta, as demais ações variáveis que atuam no tabuleiro são a carga de vento e aquela devida à frenagem e aceleração de veículos. As solicitações atuantes nas longarinas foram determinadas através da análise da carga absorvida pela longarina mais solicitada. Na laje, elas foram determinadas com auxílio do modelo elaborado, analisando máximos e mínimos atuantes em pontos críticos da laje. Para determinação dos empuxos, permanentes ou variáveis, incidentes sobre as paredes, utilizou-se de sondagens SPT do local. As solicitações foram determinadas para seções a cada metro de profundidade das paredes. As solicitações foram majoradas através de coeficientes de segurança, e as resistências, minoradas e, com isso, realizou-se o dimensionamento da estrutura. A laje do tabuleiro foi dimensionada para flexão simples, as vigas como elementos protendidos e as paredes-diafragma como elementos submetidos à flexo-compressão. Finalmente, com os resultados do dimensionamento, realizou-se o detalhamento das peças.

Palavras-chave: Projeto Estrutural de Passagem em Trincheira. Projeto Estrutural de Viaduto em Viga. Projeto Estrutural de Parede-Diafragma.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Situação atual do cruzamento entre a rua Dom Pedro II e a avenida Cristóvão Colombo	23
Figura 2 – Vista frontal do projeto de trincheira para o cruzamento entre a rua Dom Pedro II e a avenida Cristóvão Colombo	23
Figura 3 – Vista superior do projeto de trincheira para o cruzamento entre a rua Dom Pedro II e a avenida Cristóvão Colombo	24
Figura 4 – Fluxograma das etapas do trabalho	28
Figura 5 – Partes constituintes de uma ponte	34
Figura 6 – Detalhe de guarda-rodas modelo <i>New Jersey</i>	34
Figura 7 – Tipos de aparelhos de apoio, considerando os movimentos livres	35
Figura 8 – Seção transversal típica de superestrutura em viga	37
Figura 9 – Seção transversal em caixão	38
Figura 10 – Esquema estático e distribuição de momentos quando da aplicação de cargas uniformemente distribuídas para vigas simplesmente apoiadas não-contínuas	39
Figura 11 – Esquema estático e distribuição de momentos quando da aplicação de cargas uniformemente distribuídas para vigas simplesmente apoiadas contínuas	39
Figura 12 – Disposição das cargas concentradas para cada trem-tipo	43
Figura 13 – Disposição de cada tipo de carga	43
Figura 14 – Elementos que compõem uma parede ou cortina	46
Figura 15 – Etapas de execução de uma parede-diafragma moldada <i>in loco</i>	46
Figura 16 – Etapas de execução de uma parede-diafragma pré-moldada	47
Figura 17 – Seção transversal típica de via arterial com eixo de transporte coletivo segregado	57
Figura 18 – Seção transversal típica de via arterial com eixo de transporte coletivo compartilhado	57
Figura 19 – Configuração geométrica do cruzamento antes da construção da trincheira (medidas em cm)	58
Figura 20 – Configuração geométrica do cruzamento depois da construção da trincheira (medidas em cm)	58
Figura 21 – Regiões de execução da estrutura do viaduto (medidas em cm)	59
Figura 22 – Configuração dos níveis das vias (à esquerda da rua Dom Pedro II)	61
Figura 23 – Configuração dos níveis das vias (à direita do rua Dom Pedro II)	62
Figura 24 – Cortes AA-AA e BB-BB (medidas em cm)	62
Figura 25 – Seção transversal da longarina (medidas em cm)	63

Figura 26 – Disposição das vigas e lajes na seção transversal do viaduto	64
Figura 27 – Disposição das paredes-diafragma em corte (medidas em cm)	65
Figura 28 – Modelo tridimensional da estrutura do viaduto	65
Figura 29 – Localização dos furos da sondagem	69
Figura 30 – Relatório do furo SP-02	69
Figura 31 – Relatório do furo SP-05	70
Figura 32 – Tensões atuantes em uma parede-diafragma e empuxos resultantes	74
Figura 33 – Modelo do tabuleiro do viaduto (medidas em cm).....	77
Figura 34 – Numeração das longarinas do tabuleiro.....	77
Figura 35 – Distribuição transversal da carga entre as vigas do tabuleiro referente a uma carga unitária inserida em uma viga qualquer	80
Figura 36 – Distribuição transversal da carga móvel para a viga 11 em uma seção que corta o veículo-tipo	80
Figura 37 – Tipos e disposição das cargas resultantes absorvidas pela viga mais solicitada	81
Figura 38 – Verificação da carga de vento com o tabuleiro descarregado	84
Figura 39 – Verificação da carga de vento com o tabuleiro carregado	84
Figura 40 – Linha de influência longitudinal do esforço cortante em uma seção s qualquer	86
Figura 41 – Linha de influência longitudinal do momento fletor em uma seção s qualquer	86
Figura 42 – Seções nas quais foram determinadas as solicitações (medidas em cm)	87
Figura 43 – Carga móvel aplicada com o veículo-tipo no centro do tabuleiro	89
Figura 44 – Carga móvel aplicada com o veículo-tipo no centro do vão longitudinal e na extremidade lateral da faixa de rolamento do tabuleiro	90
Figura 45 – Distribuição de momentos fletores na direção do corte transversal ao eixo das longarinas relativo à distribuição das cargas com o veículo-tipo no centro do tabuleiro	90
Figura 46 – Distribuição de esforços cortantes na direção do corte transversal ao eixo das longarinas relativo à distribuição das cargas com o veículo-tipo no centro do tabuleiro	91
Figura 47 – Distribuição de momentos fletores na direção do corte longitudinal ao eixo das longarinas relativo à distribuição das cargas com o veículo-tipo no centro do tabuleiro	92
Figura 48 – Distribuição de esforços cortantes na direção do corte longitudinal ao eixo das longarinas relativo à distribuição das cargas com o veículo-tipo no centro do tabuleiro	92
Figura 49 – Distribuição de tensões na seção 1	112

Figura 50 – Crescimento da tensão devido à protensão a partir da seção de extremidade da viga	112
Figura 51 – Aparelho de apoio típico	117

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Classificação das vias V1, V2 e V3	57
Quadro 2 – Ações permanentes atuantes na superestrutura do viaduto	68
Quadro 3 – Resumo das propriedades dos concretos utilizados	78
Quadro 4 – Cargas atuantes para trem-tipo classe 45	79
Quadro 5 – Valor total da carga de frenação e aceleração de veículos e valor por aparelho de apoio	83
Quadro 6 – Resumo dos coeficientes de ponderação utilizados na majoração das solicitações	85
Quadro 7 – Disposição das cargas, por tipo, sobre a linha de influência longitudinal	87
Quadro 8 – Combinações de cálculo consideradas	99
Quadro 9 – Coeficientes de minoração das resistências	102
Quadro 10 – Propriedades do concreto e do aço de protensão	104
Quadro 11 – Propriedades geométricas da seção em $t=0$	105
Quadro 12 – Propriedades geométricas da seção em $t= \infty$	105
Quadro 13 – Esforços e tensões na seção a 60 cm da extremidade da viga	113
Quadro 14 – Propriedades do neoprene	118
Quadro 15 – Características geométricas do aparelho de apoio	118

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento de um solo residual de gnaiss localizado na cidade de Porto Alegre	71
Tabela 2 – Resumo dos parâmetros do solo	72
Tabela 3 – Valor da força de vento resultante em cada aparelho de apoio	84
Tabela 4 – Valores das solicitações por seção, não-majorados e majorados	88
Tabela 5 – Cargas e solicitações na laje construtiva na direção transversal ao eixo das longarinas	94
Tabela 6 – Esforço cortante na laje construtiva na direção longitudinal ao eixo das longarinas	94
Tabela 7 – Valores das reações em um vínculo	95
Tabela 8 – Esforços atuantes nos aparelhos de apoio	96
Tabela 9 – Ficha das paredes PD-01 e PD-02	97
Tabela 10 – Verificação das cargas verticais da PD-01	98
Tabela 11 – Verificação das cargas verticais da PD-02	98
Tabela 12 – Solicitações referentes à combinação 1	100
Tabela 13 – Solicitações referentes à combinação 2	100
Tabela 14 – Solicitações referentes à combinação 3	101
Tabela 15 – Limites da força de protensão	106
Tabela 16 – Armadura de protensão por seção	106
Tabela 17 – Tensões e solicitações devidas à força de protensão	108
Tabela 18 – Deformações devido às perdas progressivas	111
Tabela 19 – Tensões no concreto	111
Tabela 20 – Verificação da segurança à ruptura por flexão	114
Tabela 21 – Armadura transversal da longarina	114
Tabela 22 – Verificação da segurança à ruptura na fase de construção	115
Tabela 23 – Armaduras calculadas para as paredes PD-01 e PD-02 referentes à combinação 1	119

LISTA DE SIGLAS

CPT – Cone Penetration Test

PDDUA – Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano e Ambiental

PMPA – Prefeitura Municipal de Porto Alegre

SAP – Structural Analysis Program

SPT – Standard Penetration Test

LISTA DE SÍMBOLOS

ϕ – coeficiente de impacto (adimensional)

\mathcal{L} – comprimento do vão da ponte (m)

q_p – resistência de ponta da fundação (kN/m^2)

c' – coesão do solo (kN/m^2)

N_c – fator de capacidade de carga (adimensional)

σ_o – tensão em repouso (kN/m^2)

N_σ – fator de capacidade de carga (adimensional)

K_o – coeficiente de empuxo ao repouso (adimensional)

$\sigma'_{v\text{-ponta}}$ – tensão vertical efetiva no nível da ponta da estaca (kN/m^2)

τ_1 – atrito lateral unitário na estaca (kN/m^2)

c_a – aderência entre a estaca e o solo (kN/m^2)

$\sigma_{h\text{-lateral}}$ – tensão horizontal média na superfície lateral da estaca (kN/m^2)

δ – ângulo de atrito entre a estaca e o solo ($^\circ$)

Q_U – capacidade de carga última da fundação (kN)

A_e – área da seção transversal da estaca (m^2)

k – coeficiente dependente do tipo de solo para o método de Aoki e Velloso (kN/m^2)

N_{spt} – número de golpes necessários à penetração dos 30 cm finais do amostrador SPT (número de golpes)

F_1 – fator de correção da resistência de ponta (adimensional)

U – perímetro da estaca (m)

a – coeficiente dependente do tipo de solo para o método de Aoki e Velloso (adimensional)

F2 – fator de correção da resistência lateral (adimensional)

ΔL – segmento de estaca que está sendo calculado (m)

α – coeficiente dependente do tipo de solo e estaca (adimensional)

K – coeficiente que relaciona a resistência de ponta com o valor N_p em função do tipo de solo (kN/m^2)

N_p – N_{spt} médio da ponta (número de golpes)

β – coeficiente dependente do tipo de solo e estaca (kN/m^2)

N_m – N_{spt} médio ao longo do fuste (número de golpes)

σ_g – tensão permanente (kN/m^2)

σ_p – tensão acidental (kN/m^2)

σ_r – tensão de ruptura ou escoamento (kN/m^2)

CS – coeficiente de segurança de minoração da carga máxima admissível (adimensional)

CS_g – coeficiente de segurança de majoração das cargas permanentes (adimensional)

CS_p – coeficiente de segurança de majoração das cargas acidentais (adimensional)

CS_r – coeficiente de minoração da resistência (adimensional)

ϕ' – ângulo de atrito do solo ($^\circ$)

N_{60} – N_{spt} corrigido para o padrão de ensaio americano (número de golpes)

σ'_v – tensão vertical efetiva no solo (kN/m^2)

γ – peso específico do solo (kN/m^3)

z – profundidade considerada no solo (m)

u – poro-pressão (kN/m^2)

σ'_h – tensão horizontal efetiva no solo (kN/m^2)

K_a – coeficiente de empuxo ativo (adimensional)

K_p – coeficiente de empuxo passivo (adimensional)

S_{result} – sollicitação resultante em um elemento (kNm ou kN)

S_{lado1} – valor da sollicitação no lado 1 do elemento (kNm ou kN)

S_{lado2} – valor da sollicitação no lado 2 do elemento (kNm ou kN)

$L_{elemento}$ – largura do elemento na direção considerada (m)

$M_{máx}$ – momento máximo no centro do vão (kNm)

q_{linear} – carga linear atuando sobre a viga (kN/m)

$l_{vão}$ – comprimento do vão considerado (m)

$V_{máx}$ – esforço cortante máximo (kN)

M – momento atuante no aparelho de apoio, associado à rotação α_{aa} (kNm)

E_i – módulo de elasticidade aparente de uma camada de neoprene cintada (kN/m²)

J – momento de inércia da seção $a_{aa} \times b_{aa}$ (m⁴)

d' – espessura da camada de neoprene (m)

α_{aa} – rotação da extremidade da longarina (rad)

a_{aa} – dimensão do aparelho de apoio na direção normal ao eixo das longarinas (m)

b_{aa} – dimensão do aparelho de apoio na direção transversal ao eixo das longarinas (m)

$\sigma_{prot.}$ – tensão efetiva no aço de protensão após a ocorrência do encurtamento do concreto (kN/m²)

σ_{p0} – tensão inicial no aço de protensão (kN/cm²)

E_p – módulo de deformação longitudinal do aço (kN/cm²)

E_{cs} – módulo de elasticidade secante do concreto (kN/cm²)

A_p – área de aço de protensão (cm^2)

A_c – área de concreto (cm^2)

e_p – excentricidade da protensão em relação ao C.G., no tempo 0 (cm)

I_c – momento de inércia da seção, no tempo 0 (cm^4)

$\varphi(t, t_0)$ – coeficiente de fluência total (adimensional)

$\varphi_a(t, t_0)$ – coeficiente de fluência rápida e irreversível (adimensional)

$\varphi_f(t, t_0)$ – coeficiente de fluência lenta e irreversível (adimensional)

$\varphi_d(t, t_0)$ – coeficiente de fluência lenta e reversível (adimensional)

$\varepsilon_{cc}(t, t_0)$ – deformação devida à fluência do concreto (adimensional)

$\varepsilon_c(t_0)$ – deformação inicial do concreto no tempo 0 (adimensional)

$\varepsilon_{cs}(t, t_i)$ – deformação devido à retração do concreto no intervalo de tempo (t, t_i) (adimensional)

$\varepsilon_{cs\infty}$ – deformação devido à retração do concreto em um intervalo de tempo infinito (adimensional)

$\beta_s(t)$ – função dependente do tempo dentro do intervalo considerado

$\varepsilon_p(t)$ – deformação devida à relaxação e fluência do aço de protensão (adimensional)

$\sigma_p(t_i)$ – tensão no aço de protensão no tempo inicial (kN/cm^2)

$\chi(t, t_i)$ – coeficiente de fluência do aço referente a um intervalo de tempo t, t_i (adimensional)

$\psi(t, t_i)$ – coeficiente de relaxação do aço referente a um intervalo de tempo t, t_i (adimensional)

A_{st} – área de armadura de tração (cm^2)

R_{ct} – força resultante de tração (kN)

$f_{yk-CA50}$ – resistência característica à tração do aço CA-50 (kN/cm^2)

y – profundidade da seção transversal da peça submetida à compressão (cm)

d – altura útil da seção de concreto (cm)

M_d – momento fletor de cálculo ao qual a seção está submetida (kNcm)

b – largura da seção transversal da peça (cm)

f_{cd} – resistência de cálculo à compressão do concreto (kN/cm²)

y_{lim} – profundidade limite da seção transversal da peça submetida à compressão para utilização de armadura simples (cm)

f_{yd} – resistência de cálculo à tração do aço (kN/cm²)

A_s – área de armadura longitudinal (cm²)

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	22
2 DIRETRIZES DA PESQUISA	26
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA	26
2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA	26
2.2.1 Objetivo principal	26
2.2.2 Objetivo secundário	26
2.3 PRESSUPOSTO	27
2.4 PREMISA	27
2.5 DELIMITAÇÕES	27
2.6 LIMITAÇÕES	27
2.7 DELINEAMENTO	28
3 PONTES	31
3.1 DEFINIÇÃO	31
3.2 CLASSIFICAÇÃO	32
3.3 ELEMENTOS CONSTITUINTES	32
3.3.1 Partes principais	33
3.3.2 Guarda-rodas	34
3.3.3 Passeios laterais e guarda-corpos	35
3.3.4 Apoios	35
3.4 SISTEMAS ESTRUTURAIS DAS PONTES DE CONCRETO	36
3.4.1 Escolha da seção transversal	36
3.4.1.1 Superestrutura em laje	37
3.4.1.2 Superestrutura em viga	37
3.4.1.3 Superestrutura em grelha	37
3.4.1.4 Superestrutura celular	38
3.4.2 Escolha do sistema estrutural longitudinal	38
3.4.2.1 Pontes em viga	39
3.4.2.2 Pontes em pórtico	40
3.4.2.3 Pontes em arco	40
3.4.2.4 Pontes estaiadas	40
3.5 AÇÕES NAS PONTES	40
3.5.1 Ações permanentes	41
3.5.2 Ações variáveis	42

4 ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO	44
4.1 DEFINIÇÃO	44
4.2 TIPOS DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO	44
4.3 PAREDES-DIAFRAGMA	45
4.3.1 Generalidades	45
4.3.2 Métodos construtivos	46
4.3.3 Métodos de cálculo	48
4.4 DETERMINAÇÃO DO CARREGAMENTO	48
4.4.1 Empuxos de terra	49
4.4.2 Influência da água	49
4.4.3 Sobrecargas	49
5 FUNDAÇÕES PROFUNDAS	50
5.1 DEFINIÇÃO	50
5.2 MÉTODOS DE PREVISÃO DE CARGAS	50
5.2.1 Métodos teóricos	51
5.2.2 Métodos semi-empíricos	52
5.2.2.1 Método de Aoki e Velloso (1975)	52
5.2.2.2 Método de Décourt e Quaresma (1978)	53
5.3 FATORES DE SEGURANÇA PARA O DIMENSIONAMENTO	54
6 PROJETO GEOMÉTRICO	56
6.1 LANÇAMENTO GEOMÉTRICO	56
6.2 DESCRIÇÃO DA SEQUÊNCIA DE EXECUÇÃO DAS PARTES DA ESTRUTURA / ESCOLHA DO MODELO ESTRUTURAL	59
6.3 CARACTERIZAÇÃO DA ESTRUTURA	61
7 PROJETO ESTRUTURAL	66
7.1 DETERMINAÇÃO DO CARREGAMENTO	67
7.1.1 Ações permanentes	67
7.1.1.1 Peso próprio dos elementos	67
7.1.1.2 Empuxos de terra	68
7.1.2 Ações variáveis	75
7.1.2.1 Carga de construção	75
7.1.2.2 Carga móvel	75
7.1.2.2.1 <i>Modelo estrutural para análise da carga móvel</i>	76
7.1.2.2.2 <i>Determinação da carga móvel</i>	78
7.1.2.3 Empuxo devido à carga móvel	82

7.1.2.4 Carga de frenação e aceleração de veículos	82
7.1.2.5 Carga de vento	83
7.2 DETERMINAÇÃO DAS SOLICITAÇÕES	84
7.2.1 Viaduto	85
7.2.1.1 Longarinas	85
7.2.1.2 Laje principal	88
7.2.1.3 Laje construtiva	93
7.2.2 Reações nos vínculos	95
7.2.3 Aparelhos de apoio	95
7.2.4 Paredes-diafragma	97
7.3 DIMENSIONAMENTO	102
7.3.1 Viaduto	102
7.3.1.1 Longarinas	103
7.3.1.2 Laje	115
7.3.2 Aparelhos de apoio	117
7.3.3 Paredes-diafragma	119
8 CONSIDERAÇÕES FINAIS	121
REFERÊNCIAS	123
APÊNDICE A	127
APÊNDICE B	132
APÊNDICE C	148
APÊNDICE D	154
APÊNDICE E	167
APÊNDICE F	171
APÊNDICE G	179

1 INTRODUÇÃO

O atual volume de tráfego nas grandes capitais do mundo tem gerado grandes problemas de locomoção, pois as vias existentes não mais comportam o número de veículos que nelas se deslocam. Estes problemas se agravam nos cruzamentos entre vias de grande porte, que se estendem por grandes distâncias e ligam pontos importantes das cidades. Tais vias recebem um grande volume diário de veículos e frequentemente geram transtornos aos usuários. É desejável que o escoamento do trânsito nestas vias seja ininterrupto, o que raramente ocorre, seja pelo seu dimensionamento inadequado, pela falta de manutenção, pelo excesso de veículos, entre outros fatores. Entretanto, o fator principal gerador de engarrafamentos é a presença de obstáculos na via, que podem ser intersecções, junções, estreitamentos de via, cruzamentos, semáforos.

Toma-se, assim, como exemplo o cruzamento entre a rua Dom Pedro II e a avenida Cristóvão Colombo na cidade de Porto Alegre. Este é um importante cruzamento no qual, hoje, se evidenciam frequentes engarrafamentos. Percebe-se que a solução atualmente adotada no referido cruzamento não é a mais eficiente. Existe um conjunto de semáforos no local, tanto para carros quanto para pedestres, sistema que penaliza os usuários com um longo tempo de espera.

Nesse contexto, a construção de um viaduto seria a alternativa mais adequada, pois permitiria a passagem dos veículos, sem interrupção, nos dois trechos. A configuração do terreno, entretanto, não sugere a elevação de uma das vias, eis que a rua Dom Pedro II já se encontra em um nível ligeiramente mais alto em relação à avenida Cristóvão Colombo. A figura 1 ilustra a situação atual no local.

Propõe-se, neste trabalho, o projeto e a construção de uma passagem rebaixada, sistema que é chamado de trincheira. É importante ressaltar que já existe um projeto de estrutura semelhante para o referido cruzamento, cuja execução está prevista para iniciar ainda este ano. A configuração dos acessos, das faixas das vias, dos corredores de ônibus e dos passeios foi aproveitada do projeto já existente, como pode ser observado nas figuras 2 e 3. Porém, após a definição do processo construtivo, a escolha da estrutura neste trabalho foi feita de forma que resultou em uma metodologia de análise e cálculo estrutural díspar.

Figura 1 – Situação atual do cruzamento entre a rua Dom Pedro II e a avenida Cristóvão Colombo



(fonte: adaptado de GOOGLE MAPS, c2013)

Figura 2 – Vista frontal do projeto de trincheira para o cruzamento entre a rua Dom Pedro II e avenida Cristóvão Colombo



(fonte: AUDIÊNCIA..., 2012)

Figura 3 – Vista superior do projeto de trincheira para o cruzamento entre a rua Dom Pedro II e avenida Cristóvão Colombo



(fonte: PORTO ALEGRE, 2013)

A solução em trincheira, além de mais intuitiva, é também mais agradável esteticamente, não poluindo visualmente o cruzamento. O referido sistema compreende um viaduto no mesmo nível da via superior, que é construído ortogonalmente a uma passagem inferior escavada. A figura 2 facilita a compreensão da estrutura. No trabalho desenvolvido, a rua Dom Pedro II fica no mesmo nível em que se encontra atualmente, e a avenida Cristóvão Colombo passa por baixo, através de uma trincheira escavada.

Em termos estruturais, o sistema proposto apresentou-se como uma solução mais adequada, pois aproveita a topografia do local. O processo construtivo possibilita a execução da estrutura com a descontinuidade total de somente uma das vias. A paralisação se dá na avenida Cristóvão Colombo, ficando a rua Dom Pedro II (com suas 6 faixas, mais o corredor de ônibus) apenas parcialmente bloqueada. Além disso, o processo construtivo foi elaborado de modo a tornar possível a interrupção alternada das faixas, o que permite a continuidade do trânsito no local, mesmo que de forma mais lenta, e ameniza os contratempos decorrentes da execução da estrutura.

O trabalho foi dividido em oito capítulos, de modo a separar os assuntos da forma mais clara possível. Após este capítulo introdutório, que apresenta a motivação do trabalho, são

elencadas, no **capítulo 2**, as diretrizes da pesquisa realizada. Aspectos como a questão de pesquisa, os objetivos principal e secundário, o pressuposto, a premissa, as delimitações e as limitações do trabalho são expostos neste capítulo, bem como o delineamento, que o divide em etapas e as relaciona.

O **capítulo 3**, assim como os capítulos 4 e 5, é fruto de uma pesquisa bibliográfica, na qual buscou-se conhecimento considerado fundamental para o desenvolvimento do trabalho. O capítulo 3, portanto, tem como assunto principal as pontes e viadutos, abordando conceitos e características que devem ser levados em conta na escolha do tipo de estrutura do viaduto, com foco naquelas mais apropriadas para a passagem em trincheira proposta.

O **capítulo 4** expõe os diversos tipos de estruturas de contenção existentes e se aprofunda nas paredes-diafragma, estruturas estas que são parte do sistema em trincheira projetado. Estas funcionam tanto como apoio para a superestrutura do viaduto quanto como fundação do conjunto, além de contenção do solo na região escavada.

Já que as paredes-diafragma têm a função também de transmissão da carga para o solo, devem ser calculadas para atender as exigências às quais fundações são submetidas. Sendo assim, podem ser utilizados métodos de cálculo de capacidade de suporte do solo para estimar a carga limite que este suporta. Para tanto, é considerado que as paredes-diafragma assemelham-se a estacas, já que estes métodos foram desenvolvidos para estas últimas. Este é, portanto, o assunto abordado no **capítulo 5**, o qual expõe dois diferentes métodos de cálculo de capacidade de suporte para fundações profundas.

O desenvolvimento do trabalho encontra-se detalhado, portanto, nos demais capítulos 6, 7 e 8 deste trabalho. O **capítulo 6** explana o projeto geométrico da estrutura, o qual engloba o lançamento geométrico das vias em sua configuração após a construção da trincheira, bem como a escolha do tipo de estrutura do viaduto, decisão tomada tendo em vista o processo construtivo elaborado anteriormente, que também é detalhado neste capítulo.

O **capítulo 7** expõe todos os procedimentos adotados para realização do projeto estrutural, que foi dividido em quatro etapas: determinação dos carregamentos, das solicitações, dimensionamento e verificação dos resultados. Por fim, foram feitas as considerações finais, no **capítulo 8**, expondo a análise dos resultados, além de sugestões de mudanças no projeto.

2 DIRETRIZES DA PESQUISA

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

2.1 QUESTÃO DE PESQUISA

A questão de pesquisa do trabalho é: a partir da definição da solução em trincheira para um cruzamento entre duas vias de tráfego intenso e, considerando um planejamento executivo que amenize interferências no trânsito de veículos, qual seria um projeto para essa estrutura?

2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA

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

2.2.1 Objetivo principal

O objetivo principal do trabalho é a apresentação de projeto estrutural para uma trincheira no cruzamento entre a rua Dom Pedro II e a avenida Cristóvão Colombo, na cidade de Porto Alegre, tendo em vista o lançamento geométrico já realizado pela Prefeitura Municipal de Porto Alegre (PMPA), e um planejamento executivo que cause menor interferência no trânsito.

2.2.2 Objetivo secundário

O objetivo secundário do trabalho é o detalhamento da armadura das peças que são parte da estrutura.

2.3 PRESSUPOSTO

O trabalho tem por pressuposto que as disposições presentes nas normas citadas a seguir são verdadeiras e válidas, para o projeto estudado:

- a) NBR 6118/2007 – Projeto de estruturas de concreto: procedimento;
- b) NBR 7187/2003 – Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido: procedimento;
- c) NBR 7188/1984 – Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre;
- d) NBR 6123/1988 – Forças devidas ao vento em edificações;
- e) NBR 8681/2003 – Ações e segurança nas estruturas: procedimento;
- f) NBR 6122/1996 – Projeto e execução de fundações;
- g) NBR 9062/2001 – Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado.

2.4 PREMISSA

O trabalho tem por premissa que, em grandes capitais, é de extrema importância que o tráfego de veículos apresente um fluxo constante, sem engarrafamentos, necessidade que se mostra ainda maior em vias de grande porte, que apresentam velocidades médias altas e ligam pontos importantes da cidade.

2.5 DELIMITAÇÕES

O trabalho delimita-se ao projeto estrutural de um modelo de trincheira considerado adequado para o cruzamento entre a rua Dom Pedro II e a avenida Cristóvão Colombo, na cidade de Porto Alegre.

2.6 LIMITAÇÕES

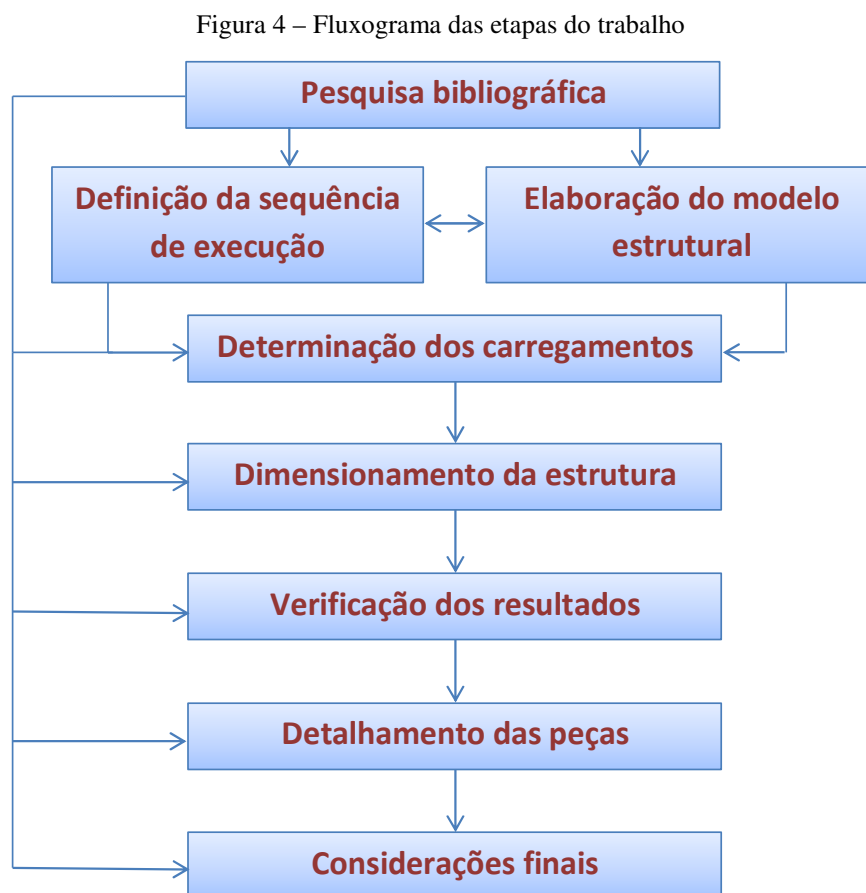
São limitações do trabalho a descrição do projeto de apenas um modelo estrutural, cujas peças não tiveram as dimensões inicialmente adotadas otimizadas. O modelo foi analisado e teve alguns de seus resultados obtidos através do programa SAP2000, *software* baseado no método

dos elementos finitos. Além disso, a solução que se propõe neste trabalho privilegia o processo construtivo para manutenção parcial do tráfego de veículos.

2.7 DELINEAMENTO

O trabalho foi realizado através das etapas a seguir elencadas, que estão representadas na figura 4, e são descritas nos próximos parágrafos:

- a) pesquisa bibliográfica;
- b) elaboração do modelo estrutural / definição da sequência de execução;
- c) determinação dos carregamentos;
- d) dimensionamento da estrutura;
- e) verificação dos resultados;
- f) detalhamento das peças;
- h) considerações finais.



(fonte: elaborado pelo autor)

A **pesquisa bibliográfica** é a base teórica do trabalho. Buscou-se, nesta etapa, conhecimento científico aprofundado sobre o assunto de interesse em livros, dissertações de mestrado, teses de doutorado, revistas técnicas, documentos oficiais, e qualquer outro material publicado que ofereceu algum conhecimento julgado necessário para a realização do trabalho.

As etapas de **definição da sequência de execução e elaboração do modelo estrutural** foram feitas em paralelo, já que uma influencia a outra. Para a elaboração do modelo, escolheu-se o sistema estrutural do viaduto, bem como os tipos de estruturas de contenção e de fundações que são parte da estrutura em trincheira. Justificou-se cada uma das escolhas, levando em conta aspectos como facilidade de projeto e execução. Porém, foi necessário também levar em conta o processo construtivo pré-definido que privilegiou a manutenção parcial do tráfego, já que este limita algumas escolhas, como a superestrutura do viaduto e estruturas que servem de contenção para a vala escavada. Sendo assim, a escolha do processo construtivo influencia na escolha da estrutura e, por outro lado, a escolha de certos tipos de estrutura também influencia no processo construtivo. É o caso, por exemplo, de peças pré-moldadas ou moldadas no local, que se diferenciam na sua execução.

Com o modelo definido, pôde-se partir para a **determinação dos carregamentos**, que são compostos por ações divididas em permanentes, variáveis e excepcionais. Iniciou-se o processo com a determinação das cargas que incidem na superestrutura do viaduto. Tais cargas descarregam na mesoestrutura que, no caso de uma trincheira, são as paredes-diafragma inseridas no solo a fim de conter posteriormente à escavação da vala. Estas cargas são finalmente transferidas para a infraestrutura, que neste caso confunde-se com a mesoestrutura, já que a parede-diafragma tem a função tanto de servir de apoio para o viaduto quanto para descarregar as cargas verticais no solo, assemelhando-se a uma estaca. Levou-se em conta, ainda, as ações incidindo diretamente sobre a meso ou a infraestrutura.

As ações foram combinadas de modo a encontrar o carregamento que resulta nas piores solicitações para cada peça da estrutura. Esta etapa precedeu o **dimensionamento da estrutura**, fase na qual calculou-se a armadura necessária, considerando o estado limite último, para todas as peças em relação aos esforços encontrados na etapa anterior.

A seguir, realizou-se a **verificação dos resultados**, observando se estes respeitavam os limites impostos sobre cada tipo de peça componente da estrutura. Quando alguma verificação

não foi atendida, foi necessário reforçar a estrutura de modo que esta cumprisse todas as exigências de segurança.

Satisfeitas as condições necessárias, partiu-se para o **detalhamento das peças** existentes na estrutura do viaduto e nas estruturas de contenção. Como última etapa do trabalho, finalmente, foram feitas algumas **considerações finais** pertinentes para seu fechamento, apresentando uma visão geral do que foi realizado, a identificação de possíveis problemas ou dificuldades encontradas e sugestões para possíveis trabalhos futuros.

3 PONTES

Pontes são estruturas muito antigas e de grande importância quando se trata da locomoção do ser humano. À vista disso, sofreram grandes evoluções, o que permitiu seu aprimoramento ao longo dos séculos. Isso se deu tanto no aspecto do projeto estrutural, que à medida que foi fornecendo resultados cada vez mais confiáveis, permitiu a construção de vãos cada vez mais longos, quanto no aspecto construtivo, que hoje permite transpor obstáculos que antes eram considerados intransponíveis.

Este capítulo, portanto, apresenta as principais definições e aspectos que devem ser conhecidos para a concepção do projeto estrutural de uma ponte, com foco nas estruturas mais apropriadas para passagens em trincheira.

3.1 DEFINIÇÃO

Pfeil (1980, p. 1) define ponte como:

[...] a obra destinada a transposição de obstáculos à continuidade do leito normal de uma via, tais como rios, braços de mar, vales profundos, outras vias etc. Quando a ponte tem por objetivo a transposição de vales, outras vias ou obstáculos em geral não constituídos por água é, comumente, denominada viaduto.

Quando o obstáculo terrestre que tal viaduto deve vencer é uma via rebaixada, este é parte de um sistema comumente conhecido por trincheira, que engloba, além do viaduto, também as estruturas que servem de contenção para o solo remanescente após a escavação da vala por onde passará a via inferior.

As pontes podem ser construídas com os mais diversos materiais, como esclarece Leonhardt (1979, p. 9-10), ressaltando que vêm sendo construídas, desde os primórdios da humanidade, nessa ordem cronológica, pontes de madeira, de pedra e de ferro fundido. Como materiais mais modernos, passaram a ser empregados o ferro forjado, o aço e, por último, os concretos armado e protendido.

Este trabalho tem como foco as pontes de concreto armado e protendido, material que se observa como o mais difundido e utilizado na engenharia de pontes brasileira.

3.2 CLASSIFICAÇÃO

Marchetti (2008, p. 3) classifica as pontes de acordo com critérios diversos, sendo os mais relevantes citados a seguir:

- a) **extensão do vão:** bueiros (vãos com até 2 metros), pontilhões (vãos entre 2 e 10 metros) e pontes (vãos maiores que 10 metros);
- b) **durabilidade:** permanentes ou provisórias;
- c) **natureza do tráfego:** pontes rodoviárias, ferroviárias, pontes para pedestres (passarelas), pontes canal, pontes aqueduto, pontes aeroviárias e pontes mistas;
- d) **sistema estrutural da superestrutura:** de acordo com a escolha do sistema estrutural, as pontes podem ser classificadas em pontes em viga, em pórticos, em arco, pontes pênses e pontes atirantadas;
- e) **material da superestrutura:** de madeira, de alvenaria, de concreto armado ou protendido e de aço;
- f) **tipo estático da superestrutura:** podem ser isostáticas ou hiperestáticas.

Mason (1977, p. 3) ainda expõe outros critérios relevantes:

- a) **sistema construtivo:** escoramento direto, vigas pré-moldadas, aduelas, balanços progressivos, entre outros;
- b) **forma da seção transversal:** aberta (pontes em viga) ou celular (pontes com seção caixão, por exemplo).

3.3 ELEMENTOS CONSTITUINTES

Além de três partes principais que constituem a estrutura de uma ponte (infra, meso e superestrutura), elas ainda apresentam outros elementos secundários, como guarda-rodas, passeios, guarda-corpos e apoios. Todos os elementos têm suas características apresentadas nos itens descritos a seguir.

3.3.1 Partes principais

Pfeil (1980, p. 1, grifo nosso) esclarece que “As pontes, em sua maioria, sob o ponto de vista funcional, podem ser divididas em três partes principais: **infraestrutura**, **mesoestrutura** e **superestrutura**.”. O autor explica que a **infraestrutura** é a fundação da ponte. Pode ser composta por blocos, sapatas, estacas ou tubulões, e caracteriza-se como a parte da estrutura da ponte que recebe todos os esforços advindos da mesoestrutura, transmitindo-os para o solo ou rocha com os quais se encontra em contato.

A **mesoestrutura** é constituída basicamente pelos pilares da ponte, ou quaisquer outros tipos de elementos que se encarregam da ligação da superestrutura com a infraestrutura. Estes, além de poderem receber esforços diretos, como a ação do vento ou da corrente da água, também são responsáveis pela transmissão dos esforços originários da superestrutura para a infraestrutura (PFEIL, 1980, p. 1).

Por fim, a **superestrutura** é a parte que recebe as cargas de tráfego. É constituída essencialmente de lajes e vigas (principais e secundárias), que se encarregam de suportar estes esforços e transferí-los à mesoestrutura (PFEIL, 1980, p. 2).

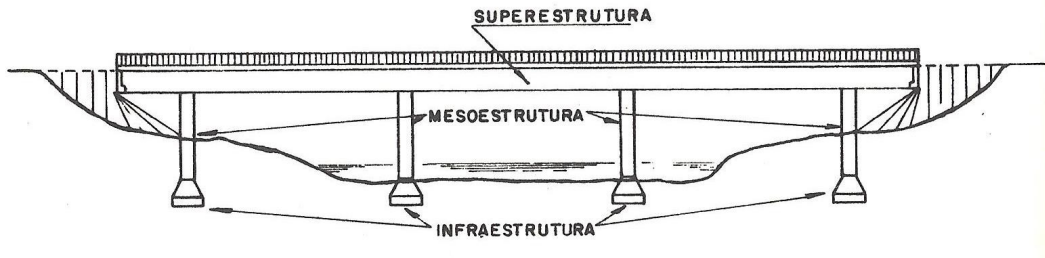
Vale ressaltar que “[...] determinados tipos de pontes não apresentam separação nítida entre os elementos, o que torna a aplicação da nomenclatura [exposta], para ambas as subdivisões apresentadas, não muito clara.” (EL DEBS; TAKEYA, 2009, p. 4). Esta é a situação, por exemplo, de trincheiras, que podem não apresentar uma divisão clara entre a mesoestrutura e a infraestrutura, uma vez que a estrutura de contenção na qual se apoia a superestrutura do viaduto funciona tanto como apoio quanto como fundação.

Mason (1977, p. 2) ainda inclui os encontros como parte da mesoestrutura, os quais são definidos por Pfeil (1980, p. 2) como:

[...] elementos de características extremamente variáveis, cuja função principal é receber o empuxo dos aterros de acesso e evitar sua transmissão aos demais elementos da ponte. Os encontros, apesar de imprescindíveis em algumas pontes, podem ser dispensados em viadutos e em pontes cujos aterros de acesso não apresentam perigo de erosão pelo curso d’água. Nesses casos, o estrado apresenta extremos em balanço e, geralmente, os pilares extremos ficam sujeitos a empuxo dos aterros de acesso.

A figura 5 facilita a visualização das principais partes da estrutura de uma ponte.

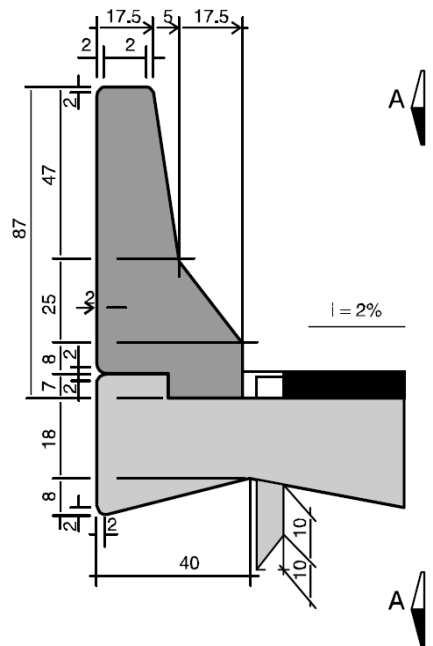
Figura 5 – Partes constituintes de uma ponte



(fonte: PFEIL, 1980, p. 2)

3.3.2 Guarda-rodas

Pfeil (1980, p. 27) esclarece que “O nome guarda-rodas provém da suposta função de impedir a saída do veículo desgovernado da pista [...]”. O Departamento Nacional de Estradas e Rodagem (1996, p. 40) ainda acrescenta à função dos guarda-rodas a necessidade de absorver os choques laterais, reconduzindo os veículos à pista. O órgão nacional definiu como barreira padrão o modelo *New Jersey*, detalhado na figura 6.

Figura 6 – Detalhe de guarda-rodas modelo *New Jersey*

(fonte: DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGEM, 1996, p. 43)

3.3.3 Passeios laterais e guarda-corpos

Quando existem passeios laterais na ponte ou viaduto, há a necessidade da colocação de guarda-corpos, que protegem o pedestre contra possíveis quedas. A largura mínima dos passeios, quando se prevê apenas a passagem de pedestres, é de 1,50 metros. Estes são protegidos com guarda-corpos que podem ser metálicos, de concreto ou mistos (DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGEM, 1996, p. 41).

3.3.4 Apoios

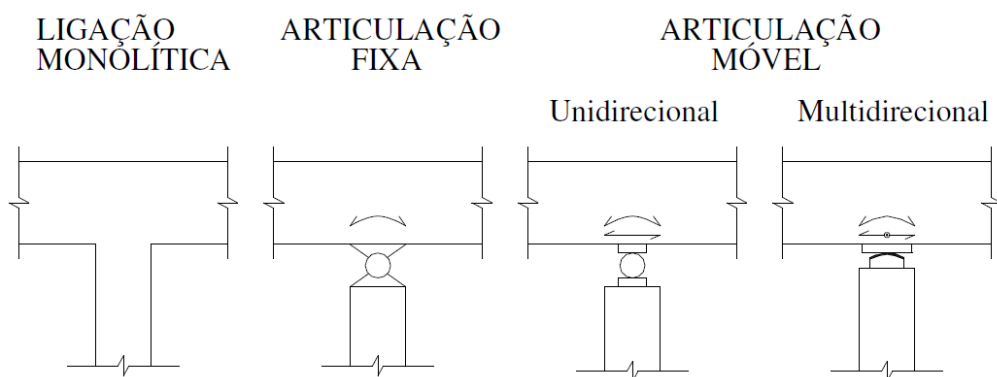
Os aparelhos de apoio, de acordo com Mason (1977, p. 169), são dispositivos que geralmente estão presentes nas pontes. Eles possuem a função de transmitir as cargas provindas da superestrutura (o tabuleiro) para a mesoestrutura (os pilares ou os encontros).

Quando a superestrutura é formada por vigas, Pfeil (1980, p. 201) define que, de forma geral, os apoios podem ser de dois tipos, em relação aos movimentos permitidos nas vigas de apoio, quais sejam:

- a) somente rotação;
- b) rotação e translação.

A figura 7 facilita a compreensão dos tipos de apoios citados, mostrando as possíveis combinações de movimentos liberados nos mesmos.

Figura 7 – Tipos de aparelhos de apoio, considerando os movimentos livres



(fonte: STUCCHI, 2006b)

Os vários tipos de aparelhos devem ser dispostos em todos os apoios de uma ponte de modo a travar a sua superestrutura, que deve permanecer rígida sobre a mesoestrutura (MASON, 1977, p. 169).

3.4 SISTEMAS ESTRUTURAIS DAS PONTES DE CONCRETO

A análise e o projeto de uma ponte de concreto compreendem, fundamentalmente, duas etapas (EL DEBS; TAKEIA, 2009, p. 51), ou seja, a escolha:

- a) da seção transversal, que define a maneira como as cargas se distribuem na mesma;
- b) do sistema estrutural, que define como os esforços se distribuem ao longo da direção longitudinal da ponte.

Os itens a seguir consistem nos fatores que devem ser levados em conta em cada uma das escolhas, bem como expõem alguns dos tipos de sistemas estruturais que podem ser escolhidos, tanto para as seções transversais quanto para a direção longitudinal da ponte.

3.4.1 Escolha da seção transversal

Leonhardt (1979, p. 53) cita vários fatores dos quais dependem a escolha da seção transversal de uma ponte, dentre eles:

- a) tamanho do vão;
- b) esbeltez da seção transversal, definida como a relação entre a distância entre dois pontos de momento nulo e a altura da seção transversal;
- c) processo construtivo e equipamentos disponíveis;
- d) economia do processo construtivo, posto que estruturas mais esbeltas são mais caras, pois consomem mais aço;
- e) relação entre a carga móvel e o peso próprio: quanto maior ela for, mais concreto é necessário na região tracionada das vigas.

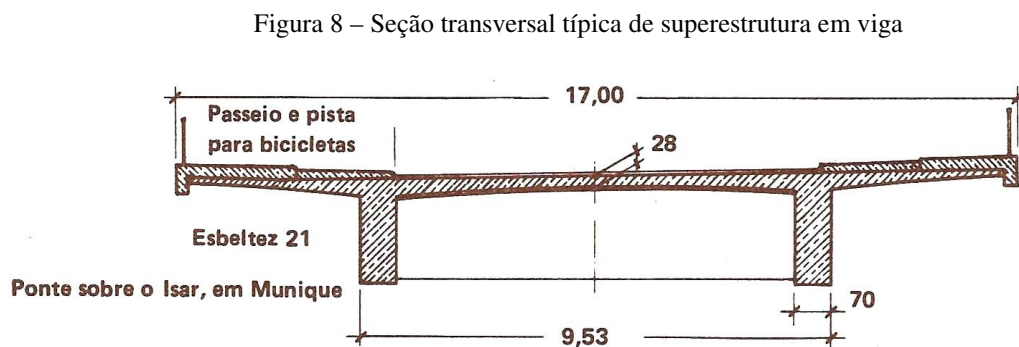
De acordo com Stucchi (2006a), as superestruturas de pontes podem ser projetadas, em suma, de quatro maneiras diferentes, sendo elas: como laje, viga, grelha ou como seção celular.

3.4.1.1 Superestrutura em laje

Os casos apropriados para a utilização da superestrutura em laje, de acordo com Leonhardt (1979, p. 53), são em pontes de pequenos vãos, esconsas, com largura variável, pequenas em pórtico e bueiros em arco.

3.4.1.2 Superestrutura em viga

Superestruturas em vigas T são bastante apropriadas por serem eficientes na distribuição da área de concreto na seção transversal das pontes, como explica Leonhardt (1979, p. 57). A laje superior, além de ser o tabuleiro da ponte, é considerada também parte da mesa comprimida da viga, o que aumenta a sua resistência aos momentos positivos desenvolvidos no vão. As vigas podem ser moldadas no local ou pré-moldadas. A figura 8 mostra uma seção típica de superestrutura em viga.



(fonte: LEONHARDT, 1979, p. 58)

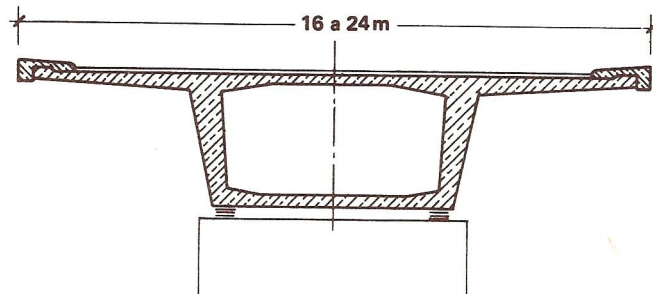
3.4.1.3 Superestrutura em grelha

A superestrutura em vigas T, na qual a mesa da viga constitui o tabuleiro da ponte e, a alma da viga, a longarina, pode necessitar de transversinas, caso existam mais de três longarinas, para que a carga seja devidamente distribuída transversalmente (LEONHARDT, 1979, p. 59). Esta configuração é usualmente denominada de grelha. Leonhardt (1979, p. 60) ainda salienta a necessidade de duas transversinas nas regiões dos apoios para superestruturas em grelha, a fim de absorver os esforços de torção e aqueles gerados pela ação do vento.

3.4.1.4 Superestrutura celular

A seção transversal de superestruturas celulares apresenta duas mesas, uma superior e outra inferior, o que confere às pontes que são construídas com este tipo de seção uma alta rigidez à flexão, tanto para momentos positivos como para os negativos (STUCCHI, 2006a, p. 15). Ela apresenta ainda alta rigidez à torção, o que, de acordo com Leonhardt (1979, p. 63), a torna indicada para pontes em curva ou sobre um eixo único de pilares. A figura 9 facilita a compreensão da disposição de uma seção celular típica.

Figura 9 – Seção transversal em caixão



(fonte: LEONHARDT, 1979, p. 65)

3.4.2 Escolha do sistema estrutural longitudinal

A escolha do sistema estrutural principal de uma ponte depende de vários fatores que devem ser analisados em conjunto. Um dos principais fatores que deve ser levado em conta, entretanto, é o vão que a ponte deve vencer. Pontes em viga são apropriadas para vãos pequenos, de até 200 m aproximadamente, enquanto que pontes pênséis vencem vãos de até 1300 m (O'CONNOR, 1975, p. 13).

Leonhardt (1979) classifica os sistemas estruturais para pontes de concreto em:

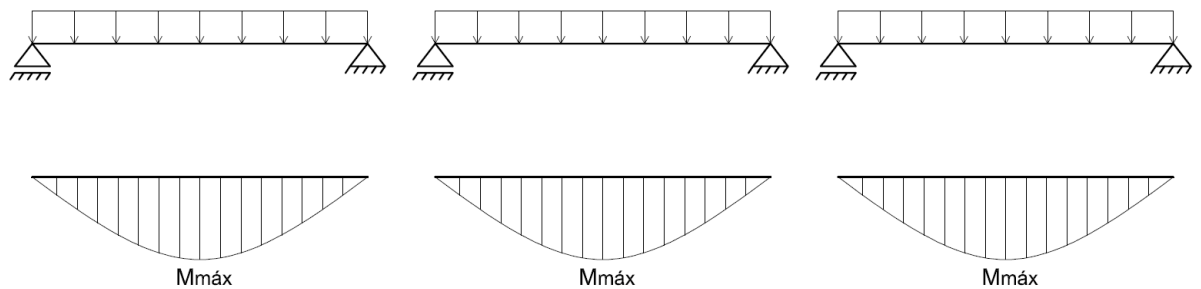
- a) viga;
- b) pórtico;
- c) arco;
- d) estaiado.

3.4.2.1 Pontes em viga

Pontes em viga são o sistema estrutural de ponte mais empregado no Brasil. As vigas podem ser executadas de várias maneiras, de modo que o critério de classificação é essencialmente o tipo de vinculação e sua continuidade, o que dita o modo como os esforços se distribuem. Dentro de duas disposições básicas, pode-se criar variações de acordo com cada necessidade. São elas (EL DEBS; TAKEYA, 2009):

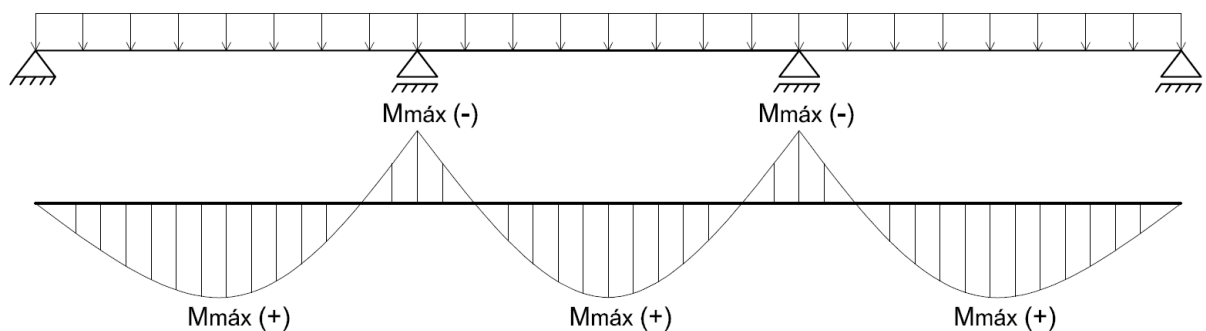
- a) **vigas simplesmente apoiadas:** apresentam apenas momentos positivos, cujo valor máximo no centro do vão deve ser usado para o seu dimensionamento. Quanto à disposição, podem apresentar-se em um vão único ou em vãos sucessivos (figura 10);
- b) **viga contínua:** apresentam, além de momentos positivos, momentos negativos nos apoios, o que permite uma melhor distribuição dos mesmos, possibilitando uma maior esbeltez à ponte (figura 11).

Figura 10 – Esquema estático e distribuição de momentos quando da aplicação de cargas uniformemente distribuídas para vigas simplesmente apoiadas não-contínuas



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 11 – Esquema estático e distribuição de momentos quando da aplicação de cargas uniformemente distribuídas para vigas simplesmente apoiadas contínuas



(fonte: elaborado pelo autor)

3.4.2.2 Pontes em pórtico

Estruturas em pórtico resultam do engastamento da viga longitudinal da ponte aos encontros ou aos pilares da mesoestrutura. Tal arranjo resulta no aparecimento de momentos fletores negativos nas extremidades do pórtico, o que permite a melhor distribuição dos momentos ao longo do eixo longitudinal da ponte (LEONHARDT, 1979, p. 26).

3.4.2.3 Pontes em arco

Sabe-se que o concreto é um material que suporta esforços muito maiores de compressão em relação aos esforços de tração. Tendo isso em vista, o arco torna-se uma configuração muito adequada para estruturas de concreto, pois sua forma permite que os esforços de flexão sejam reduzidos, apresentando uma parcela muito maior de esforço de compressão puro (EL DEBS; TAKEYA, 2009, p. 65). Leonhardt (1979, p. 30) recomenda este tipo de configuração para cruzar vales em terrenos montanhosos.

3.4.2.4 Pontes estaiadas

Pontes estaiadas têm ganhado espaço na engenharia de pontes brasileira ultimamente. Elas são indicadas para vencer grandes vãos. A configuração da ponte é equivalente a uma viga presa em vários pontos por tirantes, que a sustentam. Somente o tabuleiro deste tipo de ponte é executado em concreto, e os cabos são de aço (EL DEBS; TAKEYA, 2009, p. 67).

3.5 AÇÕES NAS PONTES

A NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a, p. 3) classifica as ações que podem ocorrer em uma estrutura em:

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

As principais ações a serem consideradas na estrutura de uma ponte são abordadas nos itens a seguir.

3.5.1 Ações permanentes

Dentre as ações permanentes, a NBR 7187 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003b, p. 4) cita:

- a) o peso próprio de elementos;
- b) os empuxos de terra;
- c) as forças geradas pela protensão;
- d) as deformações impostas, consequências da fluência e retração do concreto e do deslocamento das fundações.

O peso próprio dos elementos estruturais deve ser calculado com base no seu volume. Como peso de elementos não estruturais, deve ser considerada a pavimentação da via e a possibilidade de recapamentos futuros. A ordem de grandeza dos empuxos de terra, por outro lado, é determinada após a definição de aspectos como a sua natureza (ativo, passivo ou de repouso), as características do terreno e a inclinação do talude (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003b, p. 4).

As forças de protensão podem ser consideradas de três maneiras distintas, como elenca a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 55), através:

- a) da excentricidade do cabo na seção transversal do elemento protendido;
- b) de cargas externas equivalentes;
- c) da imposição de deformações correspondentes ao pré-alongamento da armadura de protensão.

E, por fim, as deformações impostas podem ocorrer devido a três tipos de fatores: a fluência e a retração do concreto e o deslocamento de fundações (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2004, p. 52). Tais fatores são explicados nos itens a seguir:

- a) **fluência**: ocorre através da deformação lenta, que é em parte reversível e em parte irreversível e da rápida, que é irreversível (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2004, p. 189);
- b) **retração**: só são gerados esforços na estrutura quando esta apresenta-se impedida na direção da deformação gerada pela retração do concreto, o que ocorre em estruturas hiperestáticas (EL DEBS; TAKEYA, 2009, p. 26);

- c) **deslocamento de fundações**: só devem ser levados em consideração caso a fundação apresente deslocamentos consideráveis (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003b, p. 5).

3.5.2 Ações variáveis

Dentre as cargas variáveis, também chamadas de cargas acidentais, citadas na NBR 7187 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003b, p. 5) encontram-se:

- a) a carga móvel;
- b) o empuxo de terra produzido pelas cargas móveis;
- c) as cargas geradas pela variação de temperatura;
- d) as cargas geradas pela ação do vento;
- e) as cargas de construção.

A principal carga acidental a ser considerada na superestrutura de uma ponte é a carga móvel, definida na NBR 7188 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1982, p. 1) como um “Sistema de cargas representativo dos valores característicos dos carregamentos provenientes do tráfego a que a estrutura está sujeita em serviço.”. De acordo com a mesma Norma, tal carga pode também ser chamada de trem-tipo e é definida de acordo com a classe da ponte, que pode ser uma dentre as três abaixo:

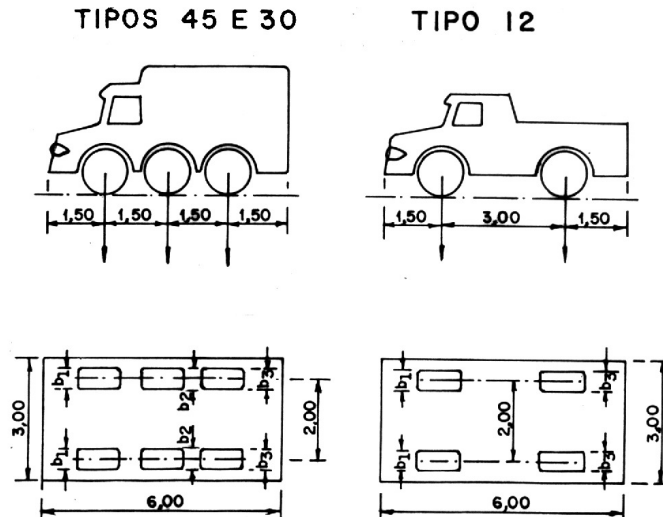
- a) **classe 45**: o trem-tipo é baseado em um veículo com o peso de 450 kN;
- b) **classe 30**: o trem-tipo é baseado em um veículo com o peso de 300 kN;
- c) **classe 12**: o trem-tipo é baseado em um veículo com o peso de 120 kN.

A carga gerada pelo veículo-tipo é equivalente a um conjunto de cargas concentradas, aplicadas no local onde as rodas tocariam o chão (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1982, p. 2). Estas cargas são dispostas como mostra a figura 12 e seus valores dependem do trem-tipo utilizado.

Além do veículo-tipo, devem ser dispostas na seção da ponte mais duas cargas, definidas de acordo com a classe da ponte. Uma carga **p** deve ser disposta em toda a pista de rolamento, excetuando-se a área que ocupa o veículo tipo, como pode ser observado na figura 13, enquanto que uma carga **p'** deve ser aplicada na região dos passeios. A disposição das cargas deve ser feita de tal maneira que gere a situação de cálculo mais desfavorável para cada

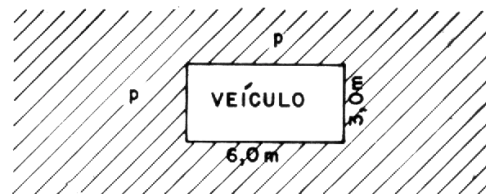
elemento, e isto deve ser repetido para todos os elementos presentes na estrutura da ponte (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1982, p. 2)

Figura 12 – Disposição das cargas concentradas para cada trem-tipo



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1982, p. 3)

Figura 13 – Disposição de cada tipo de carga



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1982, p. 2)

Todas as cargas citadas, exceto aquela na região dos passeios, devem ser multiplicadas por um coeficiente de impacto φ . Este é um procedimento simplificado de consideração da carga como dinâmica e funciona como alternativa à análise dinâmica da estrutura. Tal coeficiente, para pontes rodoviárias, depende do vão L da ponte e é dado pela fórmula 1 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003b, p. 5):

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

4 ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

As estruturas de contenção, quando inseridas em um sistema em trincheira, podem servir tanto de apoio para a superestrutura do viaduto quanto como contenção do terreno lateral à escavação. Este capítulo, portanto, trata de dispor alguns conhecimentos básicos sobre estruturas de contenção num projeto que emprega o sistema em trincheira.

4.1 DEFINIÇÃO

Contenções são estruturas inseridas em um meio com rigidez diferente da sua: o meio de menor rigidez é o solo, enquanto que o de maior, as estruturas de contenção (RANZINI; NEGRO JR., 1996, p. 497). Ranzini e Negro Jr. (1996, p. 503) ainda definem que, quanto à sua função, uma estrutura de contenção é “[...] todo elemento ou estrutura destinado a contrapor-se a empuxos ou tensões geradas em maciço cuja condição de equilíbrio foi alterada por algum tipo de escavação, corte ou aterro.”.

4.2 TIPOS DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

Existe uma infinidade de tipos de estruturas de contenção, as quais podem apresentar muitas variações e serem executadas das mais diversas maneiras. Tacitano (2006, p. 2) as divide como segue:

- a) **estruturas de gravidade:** podem ser muros de gravidade, *crib walls* ou muros de gabiões;
- b) **muros de flexão:** simples ou com contrafortes;
- c) **reforços de solo:** terra armada, solo grampeado ou solo-cimento (*jet grouting*);
- d) **paredes ou cortinas.**

Marzionna et al. (1996, p. 571) ainda reúne muros de gravidade, muros de flexão e *crib walls* dentro de um grande grupo, denominando-o muros de arrimo. Este trabalho limitou-se a abordar apenas aspectos relativos às paredes ou cortinas, com ênfase às paredes-diafragma.

4.3 PAREDES-DIAFRAGMA

Paredes-diafragma são cortinas de concreto armado inseridas no solo com a função de conter escavações. Elas são peças pouco robustas e de grande esbeltez, o que impõe métodos de cálculo específicos para este tipo de estrutura. Sendo assim, nos itens a seguir são expostos aspectos gerais sobre as paredes-diafragma, bem como os métodos construtivos e de cálculo mais comumente empregados.

4.3.1 Generalidades

Tacitano (2006, p. 2-3) define parede ou cortina como “[...] todo elemento ou estrutura destinado a contrapor-se a tensões geradas em um maciço de solo cuja condição de equilíbrio foi alterada por algum tipo de escavação e eventual reaterro que tenha ocorrido em um de seus lados.”. O autor indica que elas são compostas por um paramento, a parte que fica em contato com o solo, impedindo o seu deslocamento, e um escoramento, que dá estabilidade ao paramento. O escoramento ainda é formado pelos seguintes elementos:

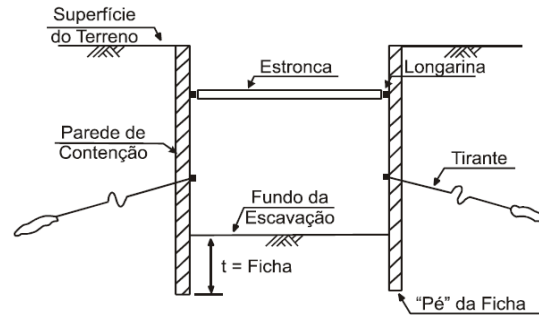
- a) longarinas: vigas na direção longitudinal à vala de escavação que dão apoio à parede;
- b) estroncas ou escoras: elementos dispostos transversalmente às longarinas que dão apoio a estas;
- c) tirantes: cabos ancorados no maciço de solo que têm a mesma função das estroncas, podendo substituí-las.

A figura 14 esclarece a disposição dos elementos que compõe uma parede ou cortina.

Ranzini e Negro Jr. (1996, p. 505-507) acrescentam que estas paredes ou cortinas podem ser construídas em aço, madeira ou concreto. Quando construídas em aço, são comumente chamadas de estacas-prancha, enquanto que as cortinas de concreto são usualmente conhecidas por paredes-diafragma.

As paredes-diafragma revolucionaram a Engenharia de Fundações pois permitem a introdução de uma parede contínua em locais nos quais já existem outras estruturas, não apresentando problemas de vibrações e, além disso, por ser possível executá-las em qualquer tipo de solo, acima ou abaixo do nível d’água (SAES et al., 1996, p. 526).

Figura 14 – Elementos que compõem uma parede ou cortina

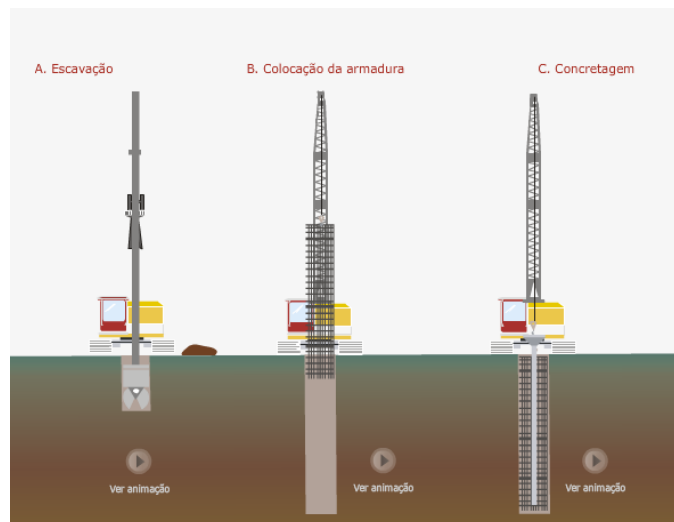


(fonte: MARZIONNA¹, 1979, p. 11 apud TACITANO, 2006, p. 4)

4.3.2 Métodos construtivos

As paredes-diafragma podem ser moldadas *in loco* ou pré-moldadas. As paredes moldadas *in loco* apresentam espessuras que variam de 50 a 120 cm, e podem chegar a 50 m de profundidade. Elas absorvem esforços axiais, de flexão e empuxos horizontais. As três etapas de execução de uma parede-diafragma moldada *in loco* são basicamente a escavação da vala, a colocação da armadura e a concretagem, como pode ser observado na figura 15. (FUNDAÇÕES ESPECIAIS LTDA., 2009a).

Figura 15 – Etapas de execução de uma parede-diafragma moldada *in loco*



(fonte: FUNDAÇÕES ESPECIAIS LTDA., 2009a)

¹ MARZIONNA, J. D. **Sobre o cálculo estático de valas**. 1979. 81 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1979.

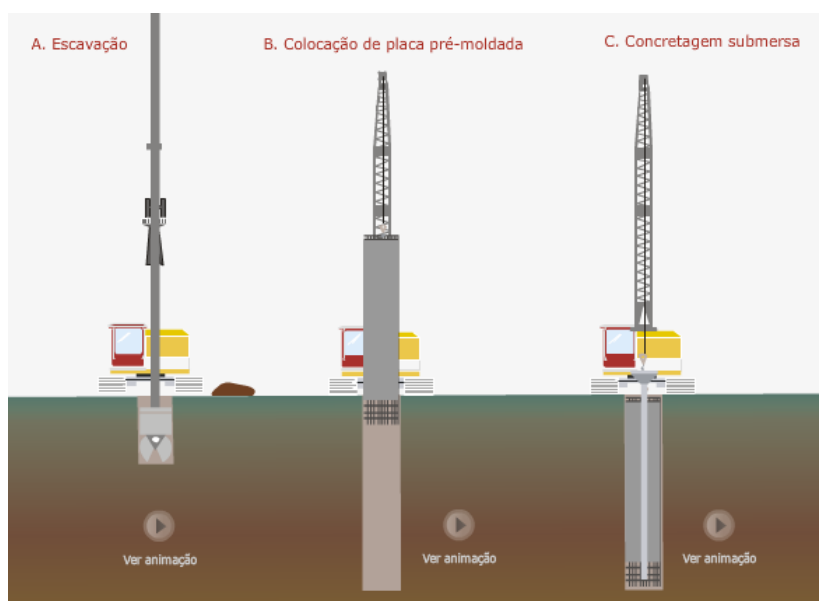
Dentre as vantagens de utilização deste tipo de estrutura, estão (FUNDAÇÕES ESPECIAIS LTDA., 2009a):

- a) adaptação à geometria do projeto;
- b) não provocação de vibrações ou deslocamentos excessivos no terreno, podendo ser construída próxima à estruturas já existentes;
- c) possibilidade de ser parte da estrutura, servindo como contenção para escavações permanentes.

Paredes-diafragma pré-moldadas, por outro lado, podem ser executadas com um valor de resistência do concreto à compressão maior em relação às paredes moldadas *in loco*. Além desta vantagem, elas não apresentam perdas de concreto, o que ocorre nas paredes moldadas *in loco* quando são formados bolsões de concretagem (FUNDAÇÕES ESPECIAIS LTDA., 2009b).

A fim de diminuir o peso das placas pré-moldadas, geralmente deixa-se para concretar a porção inferior da parede (ficha) no local. Para tanto, deve-se deixar espaços vazados dentro das placas, para que a concretagem seja feita através destas. As três etapas básicas de execução são: a escavação, a inserção da placa pré-moldada e a concretagem da ficha (FUNDAÇÕES ESPECIAIS LTDA., 2009b). Elas podem ser observadas na figura 16.

Figura 16 – Etapas de execução de uma parede-diafragma pré-moldada



(fonte: FUNDAÇÕES ESPECIAIS LTDA., 2009b)

4.3.3 Métodos de cálculo

As paredes-diafragma, de acordo com a classificação de Tacitano (2006, p. 21), são divididas, em relação ao tipo de escoramento, em:

- a) paredes em balanço;
- b) paredes com um único nível de escoramento;
- c) paredes com dois ou mais níveis de escoramento.

Os métodos que são utilizados para analisar os esforços que surgem em cada tipo de parede de contenção podem ser, de acordo com Guerra² (1982 apud TACITANO, 2006, p. 21) e Marzionna³ (1979 apud TACITANO, 2006, p. 21):

- a) empíricos (envoltória aparente de tensões);
- b) semi-empíricos (método da viga contínua);
- c) analíticos ou evolutivos (métodos unidimensionais baseados no modelo de Winkler ou métodos bidimensionais, como o método dos elementos finitos).

Os métodos empíricos são geralmente utilizados para análise de paredes com dois ou mais escoramentos, enquanto que os métodos semi-empíricos, em paredes em balanço e com apenas um nível de escoramento. Os métodos analíticos ou evolutivos, como fazem menos simplificações e são mais exatos que os outros dois, podem ser aplicados a qualquer tipo de estrutura (TACITANO, 2006, p. 21-22).

4.4 DETERMINAÇÃO DO CARREGAMENTO

Marzionna et al. (1996, p. 537) define três carregamentos principais atuantes em uma estrutura de contenção, ou seja, empuxos de terra, resultantes da sobrecarga e de água.

² GUERRA, E. S. **Cálculo estático de escoramento de valas**: proposta de metodologia para construção de envoltória aparente de tensões. 1982. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1982. O autor não forneceu os demais dados.

³ MARZIONNA, J. D. **Sobre o cálculo estático de valas**. 1979. 81 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1979.

4.4.1 Empuxos de terra

Os empuxos de terra podem ser ativos, passivos ou de repouso, dependendo da geração de deslocamentos na estrutura (empuxos ativo e passivo) ou não (empuxo de repouso). Eles dependem fortemente da interação do solo com a estrutura e se alteram ao longo do tempo, de acordo com a evolução dos deslocamentos da estrutura (MARZIONNA et al., 1996, p. 538). Esses autores salientam que são representados por uma força equivalente a uma tensão gerada pelo peso da camada de solo em contato com a parede da estrutura de contenção, que aumenta de valor de acordo com a profundidade.

4.4.2 Influência da água

Tanto para empuxos ativos quanto para passivos, quando há a presença de água no subsolo, deve-se, primeiramente, transformar as tensões totais em efetivas, através da diminuição das pressões neutras. Só então, pode-se aplicar os coeficientes de empuxo para o cálculo da força resultante (MARZIONNA et al., 1996, p. 538).

4.4.3 Sobrecargas

Para o caso específico de cargas móveis em pontes e viadutos, que fazem parte de estruturas em trincheira, as sobrecargas são consideradas através do cálculo de uma altura de terra equivalente, que gera um empuxo adicional. Este empuxo deve ser considerado em apenas uma das extremidades da estrutura no caso de a superestrutura da ponte ou viaduto funcionar também como estrutura de arrimo. Isto deixa de ser uma obrigatoriedade quando caracteriza-se como mais desfavorável considerar a ação nas duas extremidades (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003b, p. 6).

5 FUNDAÇÕES PROFUNDAS

O projeto de fundações profundas, envolve a determinação de uma carga admissível, que caracteriza-se como a carga que tanto o solo quanto a estrutura neste inserida suportam antes da ruptura. No caso particular de estruturas em trincheira, as estruturas de contenção, que servem de apoio para a superestrutura do viaduto, já que funcionam também como fundação, podem ser projetadas de acordo com a teoria formulada para cálculo de capacidade de carga de fundações. Este capítulo dá uma visão geral do procedimento de cálculo a ser seguido para cálculo de capacidade de carga de fundações profundas.

5.1 DEFINIÇÃO

A NBR 6122 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1996, p. 2) define fundação profunda como:

Elemento de fundação que transmite a carga ao terreno pela base (resistência de ponta), por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, e que está assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3 m, salvo justificativa. Neste tipo de fundação incluem-se as estacas, os tubulões e os caixões.

Estes elementos, ainda segundo a mesma Norma, ao serem solicitados por cargas, sofrem recalques, mas estes devem ser de amplitude tal que não prejudique o funcionamento da estrutura à qual servem de fundação. A carga tal que provoca este recalque é denominada de carga admissível (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1996, p. 3).

5.2 MÉTODOS DE PREVISÃO DE CARGA

Existem dois principais tipos de métodos para que se determinem cargas admissíveis em fundações, quais sejam os métodos racionais (ou teóricos) e os semi-empíricos. Os métodos racionais são baseados em teorias clássicas e preveem a carga de ruptura do solo utilizando-se de seus parâmetros, como ângulo de atrito e coesão. Por outro lado, os métodos semi-empíricos propõem correlações entre a resistência do solo e os resultados obtidos de

sondagens em campo, como o ensaio *Standard Penetration Test* (SPT) ou o *Cone Penetration Test* (CPT) (LOBO, 2005, p. 5). Os itens a seguir explicam de maneira sucinta os métodos citados.

5.2.1 Métodos teóricos

Na bibliografia sobre os métodos teóricos de capacidade de suporte de fundações profundas existem inúmeras diferentes teorias que podem ser utilizadas (DÉCOURT et al., 1996, p. 266). Uma delas, formulada por Vésic⁴ (1972 apud LOBO, 2005, p. 6), define que a ruptura se dá por meio da expansão de uma cavidade no solo, o qual é caracterizado como um meio elastoplástico. A resistência da fundação depende de dois fatores, quais sejam a resistência de ponta e o atrito lateral unitário. A resistência de ponta da fundação q_p é dada pela fórmula 2 e a tensão em repouso, que é utilizada para o cálculo da resistência de ponta, é dada pela fórmula 3 (LOBO, 2005, p. 6):

$$q_p = c' \cdot N_c + \sigma_o \cdot N_\sigma \quad (\text{fórmula 2})$$

$$\sigma_o = \frac{1 + 2K_o}{3} \cdot \sigma'_{v\text{-ponta}} \quad (\text{fórmula 3})$$

Onde:

c' = coesão do solo (kN/m^2);

N_c, N_σ = fatores de capacidade de carga, calculados em função do ângulo de atrito interno e da rigidez do solo (adimensional);

σ_o = tensão em repouso (kN/m^2);

K_o = coeficiente de empuxo ao repouso (adimensional);

$\sigma'_{v\text{-ponta}}$ = tensão vertical efetiva no nível da ponta da estaca (kN/m^2).

O atrito lateral unitário τ_1 é calculado da mesma maneira como se calcula o atrito de um sólido deslizando sobre o solo. Ele é dado pela fórmula 4 (LOBO, 2005, p. 7):

⁴ VÉSIC, A. S. Expansion in cavities in infinite soil mass. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, ASCE, v. 98, n. SM 3, p. 265-290, 1972.

$$\tau_1 = c_a + \sigma_{h\text{-lateral}} \cdot \text{tg}\delta \quad (\text{fórmula 4})$$

Onde:

c_a = aderência entre a estaca e o solo (kN/m^2);

$\sigma_{h\text{-lateral}}$ = tensão horizontal média na superfície lateral da estaca (kN/m^2);

δ = ângulo de atrito entre a estaca e o solo ($^\circ$).

5.2.2 Métodos semi-empíricos

Os métodos semi-empíricos foram desenvolvidos devido à frequente utilização em engenharia do ensaio SPT. Estes métodos baseiam-se em relações entre a capacidade de carga da fundação com o valor de N_{spt} do solo (LOBO, 2005, p. 7). Porém, de acordo com Schnaid (2000, p. 33), deve-se utilizá-los com certo cuidado, já que foram desenvolvidos estatisticamente para tipos específicos de solos.

Existem dois métodos mais habitualmente utilizados na engenharia brasileira: o método de Aoki e Velloso⁵ (1975 apud SCHNAID, 2000, p. 33) e o método de Décourt e Quaresma⁶ (1978 apud SCHNAID, 2000, p. 33), que são explicitados nos itens que seguem.

5.2.2.1 Método de Aoki e Velloso (1975)

O método proposto por Aoki e Velloso⁷ (1975 apud LOBO, 2005, p. 8) foi desenvolvido através de ensaios de cone, os quais fornecem como dado principal a resistência de ponta do cone. Esta resistência deve ser convertida, através de um fator k , para o valor de N_{spt} , que é

⁵ AOKI, N.; VELLOSO, D. A. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: CONGRESSO PANAMERICANO DE MECANICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES, 5., 1975, Buenos Aires. *Anais...* Buenos Aires: Sociedad Argentina de Mecánica de Suelos e Ingenieria de Fundaciones, 1975. p. 367-374.

⁶ DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 6., 1978, Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: ABMS/ABEF, 1978. Não paginado.

⁷ AOKI, N.; VELLOSO, D. A. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: CONGRESSO PANAMERICANO DE MECANICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES, 5., 1975, Buenos Aires. *Anais...* Buenos Aires: Sociedad Argentina de Mecánica de Suelos e Ingenieria de Fundaciones, 1975. p. 367-374.

utilizado para calcular a capacidade de carga da fundação. A capacidade de carga última Q_U é dada pela fórmula 5:

$$Q_U = A_e \frac{k \cdot N_{spt}}{F1} + U \sum \frac{a \cdot k \cdot N_{spt}}{F2} \Delta L \quad (\text{fórmula 5})$$

Onde:

A_e = área da seção transversal da estaca (m^2);

k, a = coeficientes dependentes do tipo de solo (kN/m^2 , adimensional);

N_{spt} = número de golpes necessários à penetração dos 30 cm finais do amostrador SPT;

$F1, F2$ = fatores de correção das resistências de ponta e lateral, respectivamente (adimensional);

U = perímetro da estaca (m);

ΔL = segmento de estaca que está sendo calculado (m).

Os fatores **F1** e **F2** “[...] levam em conta diferenças de comportamento entre a estaca e o cone estático.”, enquanto que os fatores **k** e **a** dependem do tipo de solo no qual a fundação será executada (LOBO, 2005, p. 8).

5.2.2.2 Método de Décourt e Quaresma (1978)

O método proposto por Décourt e Quaresma⁸ (1978 apud LOBO, 2005, p. 10), diferentemente do Método de Aoki-Velloso, estima a carga máxima suportada por uma fundação através da consideração direta do valor de N_{spt} obtido no ensaio em campo. Ele foi desenvolvido para cálculo de cargas limites de estacas pré-moldadas de concreto e, após, generalizado para outros tipos de estacas, como estacas escavadas em geral, hélice contínua e injetada. O método foi publicado no ano de 1978 e, em 1982, Décourt e Quaresma⁹ (1982 apud LOBO, 2005, p. 10) otimizaram-no, a fim de obter melhores soluções na estimativa da carga lateral

⁸ DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 6., 1978, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: ABMS/ABEF, 1978. Não paginado

⁹ DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. Como calcular (rapidamente) a capacidade de carga limite de uma estaca. **Construção – São Paulo**, São Paulo, v. 35, n. 1800, p. 1-4, 1982.

(LOBO, 2005, p. 10). A carga limite Q_U suportada pela fundação, de acordo com o proposto pelos autores, é definida na fórmula 6:

$$Q_U = \alpha \cdot K \cdot N_p \cdot A_e + U \cdot \beta \cdot \sum 10 \left(\frac{N_m}{3} + 1 \right) \Delta L \quad (\text{fórmula 6})$$

Onde:

α, β = coeficientes dependentes do tipo de solo e estaca (adimensional, kN/m^2);

K = coeficiente que relaciona a resistência de ponta com o valor N_p em função do tipo de solo (kN/m^2);

$N_p = N_{\text{spt}}$ médio da ponta (número de golpes);

A_e = área da seção transversal da estaca (m^2);

U = perímetro da estaca (m);

$N_m = N_{\text{spt}}$ médio ao longo do fuste (número de golpes);

ΔL = segmento de estaca que está sendo calculado (m).

O valor do coeficiente K depende apenas do tipo de solo, e os coeficientes α e β dependem tanto do tipo de solo quanto do tipo de estaca executada.

5.3 FATORES DE SEGURANÇA PARA O DIMENSIONAMENTO

Devido às incertezas que se têm em projetos de fundações, tanto em relação ao método de cálculo escolhido, quanto aos parâmetros do solo introduzidos no cálculo ou as cargas a suportar, Velloso e Lopes (1996, p. 19-21) sugerem que se usem fatores de segurança, que podem ser globais ou parciais. Quando todas as incertezas são incluídas em um único coeficiente, este é chamado de global, e quando cada incerteza é considerada separadamente, têm-se os coeficientes parciais. Meyerhof¹⁰ (1970 apud VELLOSO; LOPES, 1996, p. 20) cita os diversos tipos de incertezas que se pode ter em um projeto de fundações, dentre elas:

- a) nas investigações;
- b) nos parâmetros;
- c) nos métodos de cálculo;

¹⁰ MEYERHOF, G. G. Safety factors in soil mechanics. *Canadian Geotechnical Journal*, [S. l.], v. 7, n. 4, p. 349-355, 1970.

- d) nas cargas;
- e) na execução.

A aplicação de coeficientes de segurança parciais consiste em minorar as cargas máximas admissíveis através um dado coeficiente, e majorar as cargas aplicadas por outro coeficiente. As fórmulas 7 e 8 detalham, respectivamente, a utilização do coeficiente de segurança de minoração da carga máxima admissível e de majoração das cargas aplicadas, propostas por Brinch-Hansen¹¹ (1965 apud VELLOSO; LOPES, 1996, p. 21).

Coeficiente de segurança de minoração da carga máxima admissível:

$$\sigma(g + p) \leq \frac{\sigma_r}{CS} \quad (\text{fórmula 7})$$

Onde:

σ = tensões aplicadas, podendo ser permanentes (g) ou acidentais (p) (kN/m²);

σ_r = tensão de ruptura ou escoamento (kN/m²);

CS = coeficiente de segurança de minoração da carga máxima admissível (adimensional).

Coeficiente de segurança de majoração das cargas aplicadas:

$$\sigma(g \cdot CS_g + p \cdot CS_p) \leq \frac{\sigma_r}{CS_r} \quad (\text{fórmula 8})$$

Onde:

σ = tensões aplicadas, podendo ser permanentes (g) ou acidentais (p) (kN/m²);

σ_r = tensão de ruptura ou escoamento (kN/m²);

CS_g e CS_p = coeficientes de segurança de majoração das cargas aplicadas permanentes e acidentais, respectivamente (adimensional);

CS_r = coeficiente de minoração da resistência (adimensional).

¹¹ BRINCH-HANSEN, J. The philosophy of foundations design: design criteria, safety factors and settlement limits. In: SYMPOSIUM ON BEARING CAPACITY AND SETTLEMENTS OF FOUNDATIONS, 1965, [S. l.]. **Proceedings...** [S. l.]: Duke University, 1965. p. 9-13.

6 PROJETO GEOMÉTRICO

Este capítulo detalha os aspectos referentes ao projeto geométrico do cruzamento das vias, no qual será inserido o sistema em trincheira, bem como a geometria do viaduto e das paredes-diafragma que são parte da estrutura. Descreve-se, ainda, a sequência de execução das várias partes da estrutura, processo que foi determinado anteriormente visando a minimização das interferências no tráfego de pelo menos uma das vias, e que limita a geometria e o tipo de estrutura do viaduto.

6.1 LANÇAMENTO GEOMÉTRICO

Dentro de uma cidade existem diversos tipos de vias. Na cidade de Porto Alegre, elas são classificadas, pelo Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano e Ambiental (PDDUA) (PORTO ALEGRE, 1999, p. 430-432), como vias de: transição, arteriais, coletoras, locais e especiais. De acordo com o quadro 1, tanto a rua Dom Pedro II quanto a avenida Cristóvão Colombo podem ser classificadas como vias arteriais, já que são vias de grande porte, ambas apresentam de média a alta fluidez e têm como função a conexão entre diversos pontos da cidade. Elas diferenciam-se, entretanto, nas suas larguras, o que é chamado também de gabarito horizontal, e pelo fato de apenas a rua Dom Pedro II apresentar eixo de transporte coletivo segregado. Portanto, a configuração das duas vias não é a mesma, sendo necessário analisá-las separadamente. As figuras 17 e 18 ilustram a seção transversal típica de vias como a rua Dom Pedro II e a avenida Cristóvão Colombo, respectivamente.

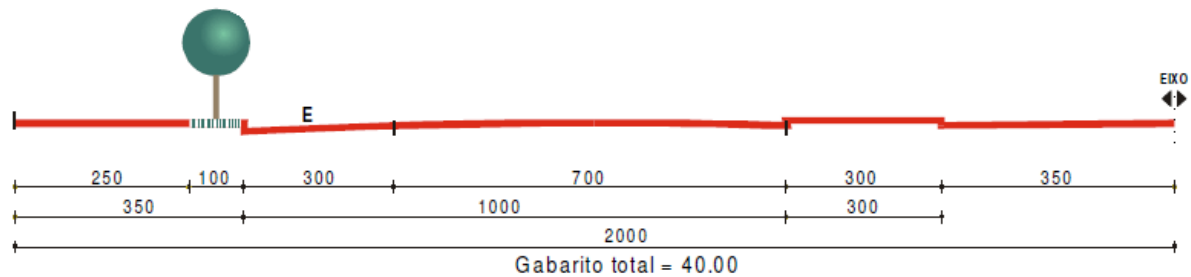
A disposição das vias anterior à construção da trincheira, ou seja, a largura das faixas de rolamento, dos passeios e canteiros, foi medida através da combinação do conhecimento da largura da via, que já havia sido adquirido através da análise das larguras padrões dispostas no PDDUA, com a foto de satélite em escala retirada do *software Google Earth* (GOOGLE EARTH, c2013). A configuração das faixas após a construção da trincheira foi determinada com base no lançamento realizado pela PMPA, que pode ser observado na figura 3. A configuração do cruzamento antes e depois da construção da trincheira podem ser observadas nas figuras 19 e 20, respectivamente.

Quadro 1 – Classificação das vias V1, V2 e V3

TIPO	MALHA VIÁRIA									
	VIAS DE TRANSIÇÃO (V.1)	VIAS ARTERIAIS (V.2)					VIAS COLETORAS (V.3)			
LOCALIZAÇÃO	DIVISA DO MUNICÍPIO COM REGIÃO METROPOLITANA	ÁREA DE OCUPAÇÃO RAREFEITA	RADIAIS; PERIMETRAIS DA CIDADE RADIOCÊNTRICA; EIXOS DA TRAMA DA CIDADE XADREZ; CORREDORES DE DESENVOLVIMENTO; CONTORNO DAS Ueus DA CIDADE DE TRANSIÇÃO, JARDIM E RUR-URBANA			ÁREAS PREDOMINANTEMENTE PRODUTIVAS E CORREDORES DE DESENVOLVIMENTO	VIAS DE CONTORNO E DE INTERIORES DA Ueus			
FUNÇÃO	LIGAÇÕES INTERURBANAS	LIGAÇÕES NA ÁREA DE OCUPAÇÃO RAREFEITA	LIGAÇÕES INTRAURBANAS; MÉDIA OU ALTA FLUIDEZ; BAIXA ACESSIBILIDADE; RESTRITA INTEGRAÇÃO COMO ENTORNO			DISTRIBUIÇÃO ENTRE VIAS LOCAIS E ARTERIAIS; EQUILÍBRIO ENTRE FLUIDEZ E ACESSIBILIDADE; BOA INTEGRAÇÃO COM O ENTORNO				
PRIORIDADE DE UTILIZAÇÃO	TRANSPORTE DE PASSAGEIROS E CARGA PESADA	TRANSPORTE COLETIVO COMPARTILHADO E CARGAS LEVES	TRANSPORTE DE ALTA CAPACIDADE; TRANSPORTE COLETIVO SEGREGADO; TRANSPORTE DE CARGAS			TRANSPORTE COLETIVO COMPARTILHADO E DE CARGAS	TRANSPORTE COLETIVO COMPARTILHADO E DE CARGAS LEVES	TRANSPORTE COLETIVO DIFERENCIADO E DE CARGAS LIMITADAS		
GABARITOS (m)		V. 2.1 30,00	V. 2.2 20,00	V. 2.3 40,00	V. 2.4 30,00	V. 2.5 30,00	V. 3.1 22,50	V. 3.2 25,00	V. 3.3 / V. 3.4 20,00	V. 3.5 17,50
INCLINAÇÃO DE GREIDES		8%		8%			8%		10%	10%

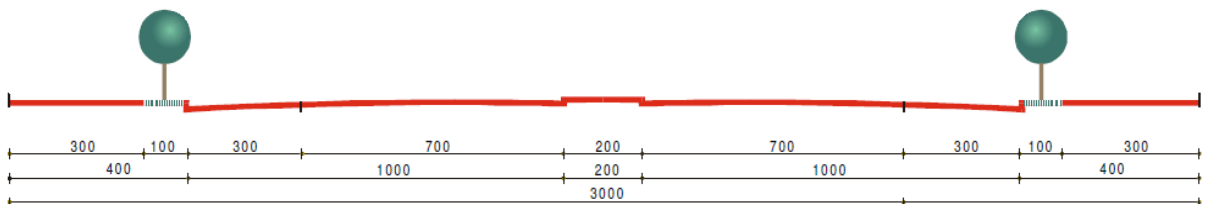
(fonte: adaptado de PORTO ALEGRE, 1999, p. 430)

Figura 17 – Seção transversal típica de via arterial com eixo de transporte coletivo segregado



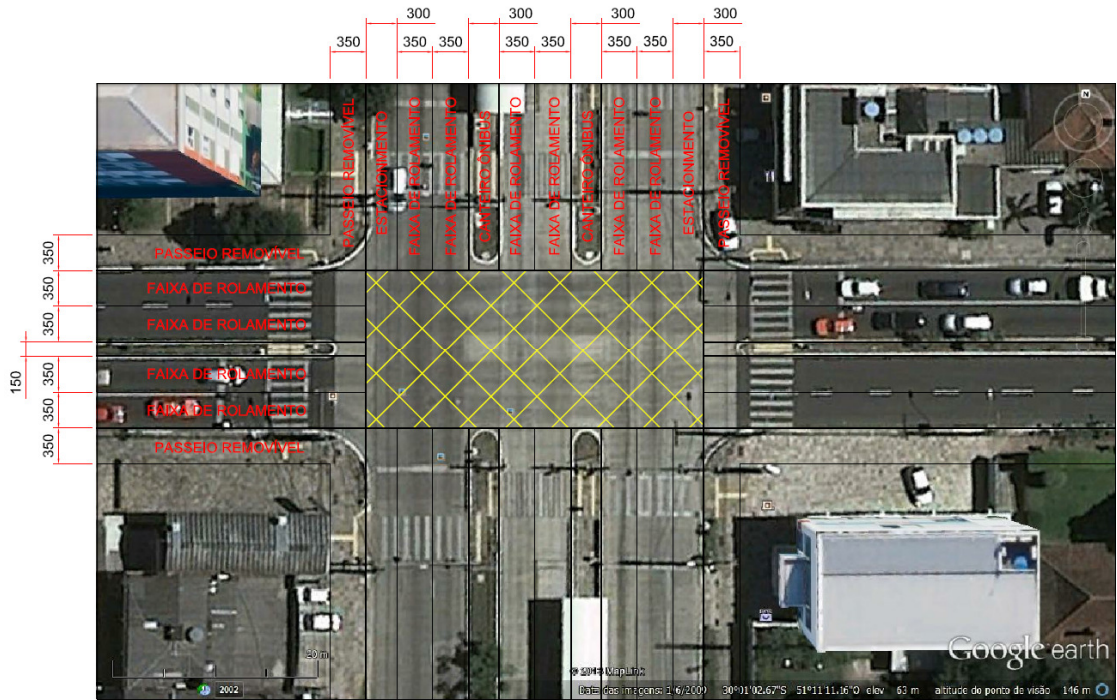
(fonte: PORTO ALEGRE, 1999, p. 433)

Figura 18 – Seção transversal típica de via arterial com eixo de transporte coletivo compartilhado



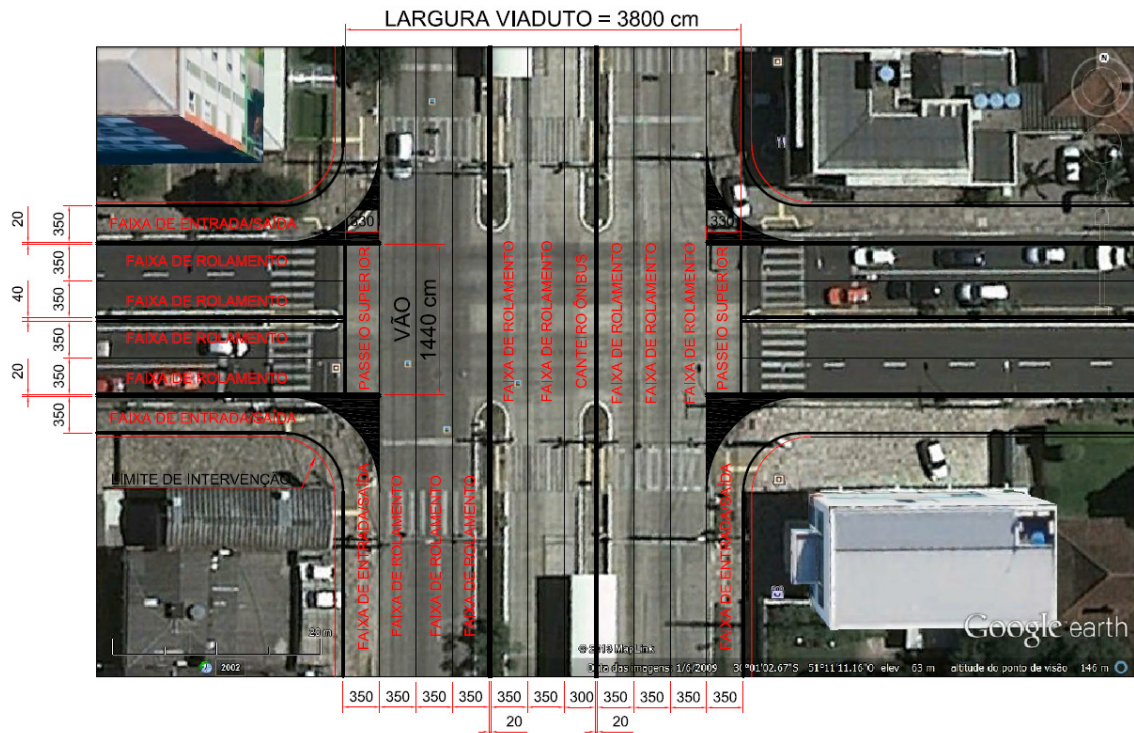
(fonte: PORTO ALEGRE, 1999, p. 433)

Figura 19 – Configuração geométrica do cruzamento antes da construção da trincheira (medidas em cm)



(fonte: adaptado de GOOGLE EARTH, c2013)

Figura 20 – Configuração geométrica do cruzamento depois da construção da trincheira (medidas em cm)



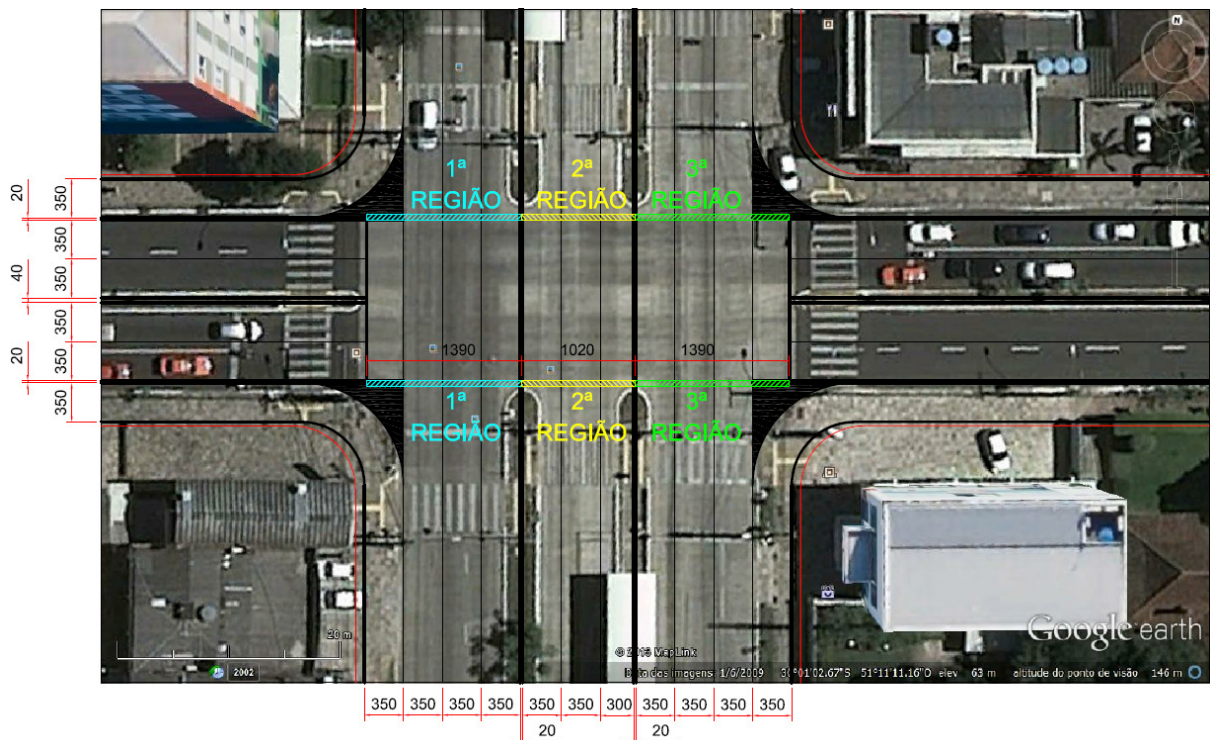
(fonte: adaptado de GOOGLE EARTH, c2013)

6.2 DESCRIÇÃO DA SEQUÊNCIA DE EXECUÇÃO DAS PARTES DA ESTRUTURA / ESCOLHA DO MODELO ESTRUTURAL

A definição do processo construtivo é parte fundamental do projeto de uma estrutura, seja ela qual for. Porém, para estruturas que terão peças pré-moldadas, o estabelecimento prévio da sequência de execução, bem como da forma de cada uma delas, se mostra ainda mais importante, já que estas peças deverão ser projetadas com as restrições impostas pelo processo construtivo. Além disso, quando prontas e inseridas na estrutura, devem encaixar na mesma com precisão.

Como já explanado anteriormente, o processo de execução foi definido privilegiando a não interrupção de pelo menos uma das vias, qual seja, a rua Dom Pedro II. Sendo assim, dividiu-se o processo de construção do viaduto em três regiões de execução (figura 21), cada qual independente das demais, tanto estrutural quanto arquitetonicamente.

Figura 21 – Regiões de execução da estrutura do viaduto (medidas em cm)



(fonte: adaptado de GOOGLE EARTH, c2013)

Observando-se as regiões nessa figura, começa-se pelas três faixas de rolamento da esquerda, seguindo para a faixa central da via, na qual se encontra o corredor de ônibus e, por fim, as três demais faixas de rolamento da direita. Quando da execução de uma região, as duas demais ficam livres para o tráfego e, após a sua conclusão, a mesma também já fica livre para o tráfego. A avenida Cristóvão Colombo fica, durante todo o processo, obstruída.

À vista disso, escolheu-se o modelo estrutural de ponte em viga, já que este, além de ser indicado para vãos pequenos como o de estudo, possibilita a execução da estrutura de forma rápida e desarticulada, podendo ser executada quase na sua totalidade em peças pré-moldadas. Além disso, já que uma das justificativas para a escolha de uma passagem em trincheira é a de não poluir visualmente o cruzamento, seria inadequado construir um viaduto, por exemplo, em arco.

Para escoramento do solo, por sua vez, foram escolhida as paredes-diafragma, já que podem ser executadas sem a necessidade de escavação preliminar, o que, além de não afetar as altas edificações vizinhas com vibrações resultantes do processo de cravação, permite que o método construtivo idealizado se concretize, já que é viável a passagem de veículos ao lado de uma parede sendo executada. Além de contenção, as paredes devem servir também como apoio para o viaduto e, ainda, como fundação da estrutura, devendo ser calculada e verificada para todas as suas funções.

Dentro de uma mesma região de execução, o procedimento é dividido em seis etapas, elencadas a seguir:

- a) execução das paredes-diafragma moldadas *in loco* (já ilustrado na figura 15);
- b) escavação de profundidade igual a altura das vigas mais espessura da laje com pavimentação, para acomodação destas no mesmo nível da via já existente;
- c) disposição das vigas pré-moldadas;
- d) disposição das lajes pré-moldadas construtivas;
- e) acomodação das armaduras da laje principal;
- f) concretagem da laje principal.

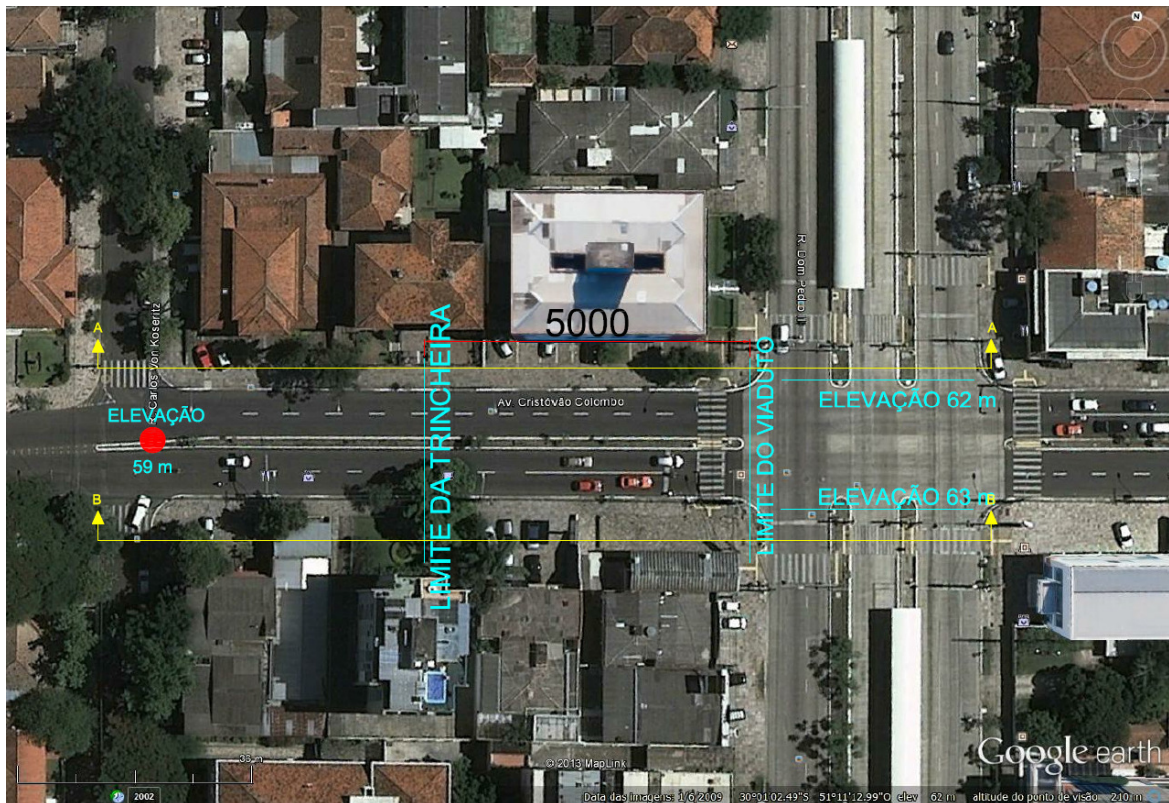
Paralelo à construção do viaduto, vão sendo executadas as paredes-diafragma que farão a contenção do solo exterior à vala escavada nas regiões que não se encontram abaixo do viaduto. Após prontas as três regiões do viaduto, pode-se dispor os canteiros da via, os passeios, as paradas de ônibus, os guarda-rodas e guarda-corpos. A seguir, então, a via

superior é totalmente liberada para tráfego e, prontas todas as paredes-diafragma, a avenida Cristóvão Colombo começa a ser escavada.

6.3 CARACTERIZAÇÃO DA ESTRUTURA

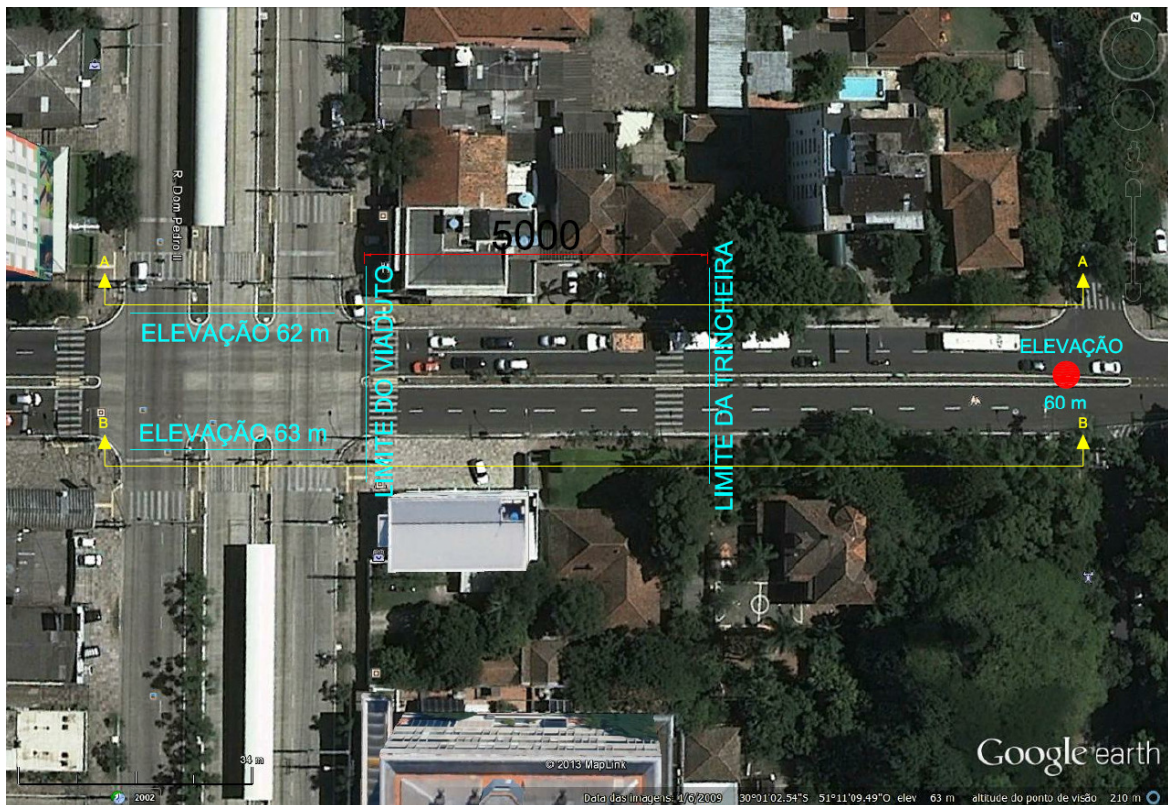
A acomodação de uma estrutura em trincheira depende da configuração do terreno local. A diferença de nível entre as duas vias é o fator que define o comprimento das rampas de acesso ao túnel que passa debaixo do viaduto, já que existe uma inclinação máxima para as vias. A inclinação considerada para as rampas de acesso foi de 15%, enquanto que o comprimento máximo de intervenção considerado para construção das rampas de acesso, ao longo da avenida Cristóvão Colombo, foi de 50 m. Existe, entretanto, uma diferença de nível de 1 m na região do cruzamento ao longo da rua Dom Pedro II, como mostrado nas figuras 22 e 23, o que resulta em comprimentos de rampa diferentes nas duas seções cujos cortes se encontram na figura 24.

Figura 22 – Configuração dos níveis das vias (à esquerda da rua Dom Pedro II)



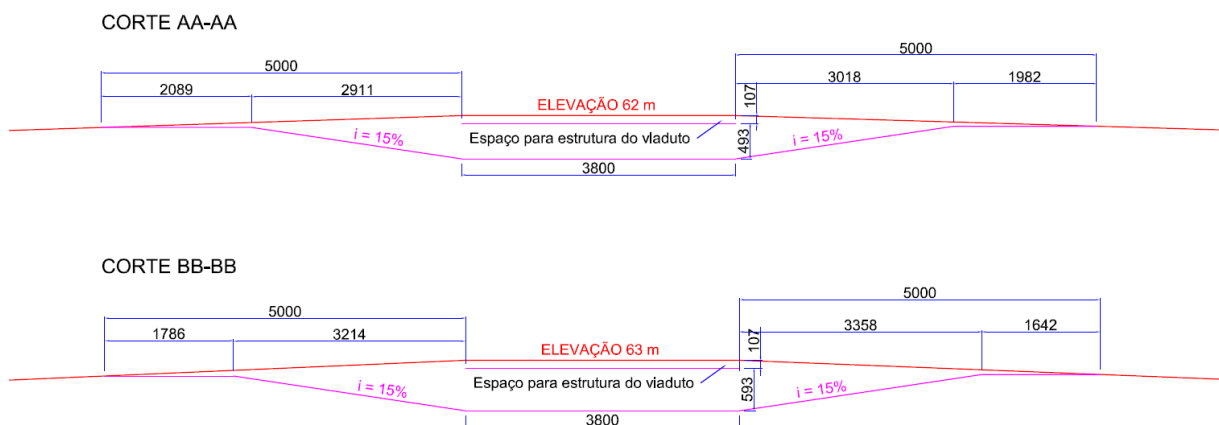
(fonte: adaptado de GOOGLE EARTH, c2013)

Figura 23 – Configuração dos níveis das vias (à direita da rua Dom Pedro II)



(fonte: adaptado de GOOGLE EARTH, c2013)

Figura 24 – Cortes AA-AA e BB-BB (medidas em cm)



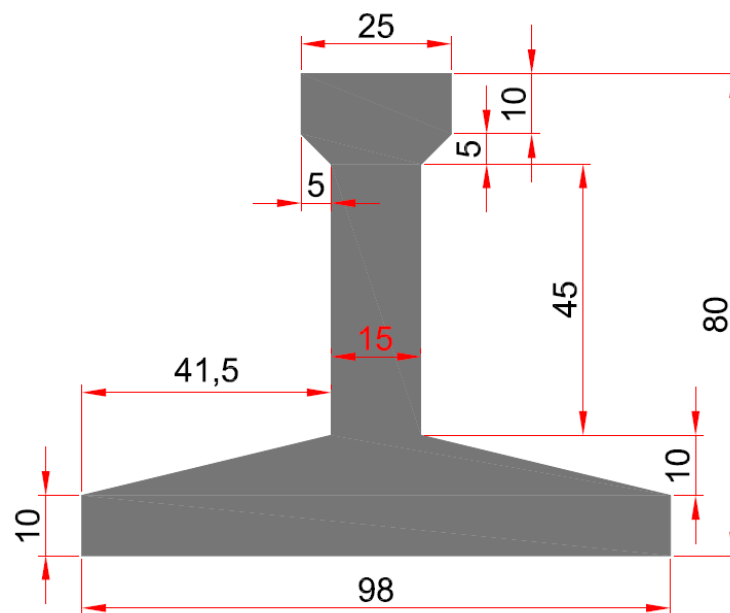
(fonte: elaborado pelo autor)

A passagem em trincheira é formada por três partes distintas: o viaduto, as paredes-diafragma abaixo do viaduto e as paredes-diafragma nas demais regiões da escavação, que não foram abordadas neste trabalho. O viaduto ainda é formado por um conjunto de longarinas, bi-apoiadas nas paredes-diafragma, que dão apoio à laje principal.

As vigas do viaduto têm seção transversal em forma de I e são dispostas dentro de um módulo de 1 m de largura, resultando em trinta e oito vigas ao longo dos 38 m de largura do viaduto. Sua altura é igual a 1 m e a largura da mesa inferior igual a 0,98 m, o que deixa uma folga de 2 cm para cada lado com a finalidade de acomodação das vigas no local da obra.

A seção em I distribui de forma satisfatória a área de concreto, já que a viga possui uma alma esbelta e mesas superior e inferior mais largas, com a finalidade, respectivamente, de aumento da área comprimida resistente de concreto e aumento da área de concreto resistente aos esforços de protensão, além de espaço para acomodação das cordoalhas. Como, acima das vigas, existe uma laje, esta pode ser incorporada às mesas das vigas, formando uma estrutura maciça que trabalha em conjunto. Dessa forma, as longarinas são pré-fabricadas com seções T invertidas com alturas de 0,8 m e, somente após a concretagem da laje assumem sua forma definitiva. Elas são fabricadas com um pequeno engrossamento na sua largura na região superior da alma, com a finalidade de melhor acomodação das lajes construtivas. A figura 25 detalha a forma das vigas pré-moldadas e suas medidas.

Figura 25 – Seção transversal da longarina (medidas em cm)

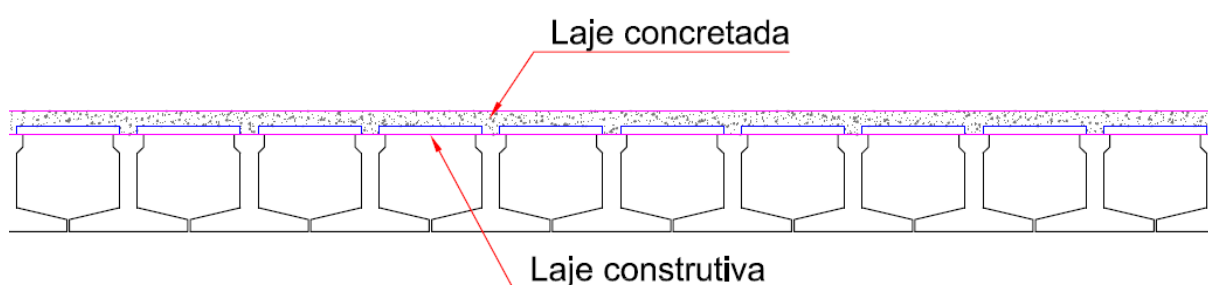


(fonte: elaborado pelo autor)

A laje apresenta uma espessura de 0,2 m, de forma que, somados aos 0,8 m, resultam no 1 m de altura da estrutura do viaduto (vigas + laje). Para que esta seja concretada, seria necessário

a montagem de fôrmas e disposição de escoramentos no local. Optou-se, entretanto, por alocar uma fina laje pré-moldada entre cada viga, de forma que ela sirva de fôrma para a concretagem da laje final, e agregue-se a esta após a cura total do concreto. As lajes construtivas têm uma largura de 0,85 m e altura de 0,07 m. Pode-se compreender melhor a disposição das vigas e lajes através da observação da figura 26, que mostra um corte do viaduto.

Figura 26 – Disposição das vigas e lajes na seção transversal do viaduto

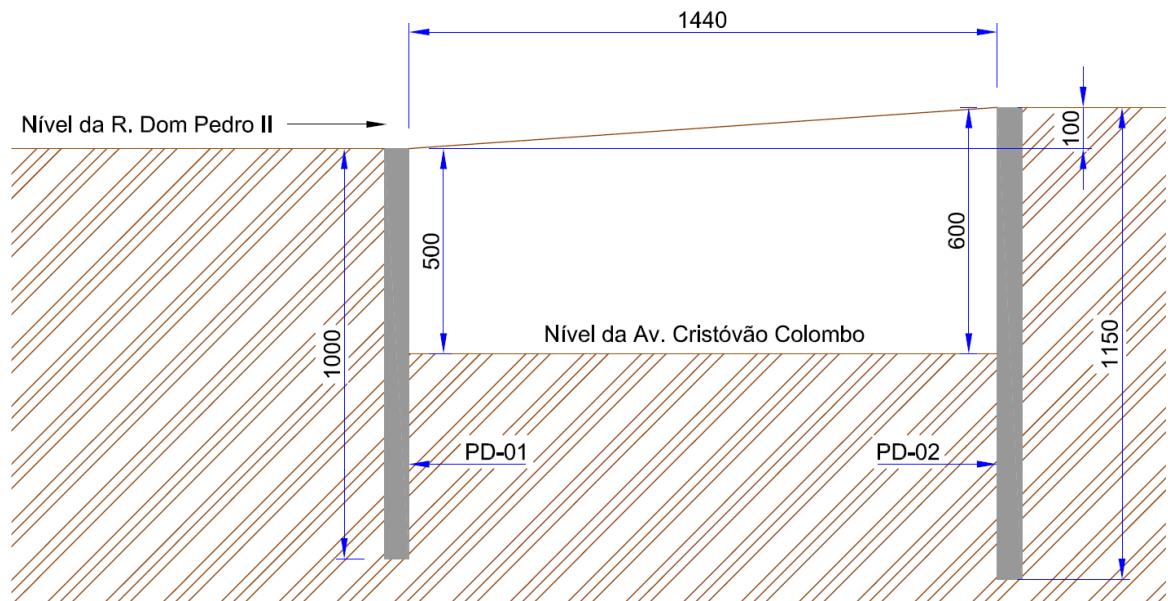


(fonte: elaborado pelo autor)

As paredes diafragma serão executadas por uma escavadeira *clam-shell*, que perfura o solo com uma seção transversal padrão de 0,6 x 2,5 m. Sendo assim, a parede, que será executada no local, terá uma espessura de 60 cm, e será executada em módulos independentes de 2,5 m.

O gabarito vertical mínimo considerado para a passagem de veículos abaixo do viaduto foi de 5 m. Porém, já que existe uma diferença de nível de 1 m entre as duas extremidades do viaduto, como pode ser observado nas figuras 22 e 23, em uma das paredes tem-se uma profundidade exposta de 5 m e na outra, uma profundidade de 6 m. Devido a estas profundidades diferentes, as duas paredes sofrem empuxos de solo diferentes, o que resulta em fichas (comprimento da parede enterrado) também diferentes, cuja determinação será abordada a seguir. A figura 27 detalha a configuração das paredes em corte e sua identificação, que é utilizada quando forem feitas referências a elas.

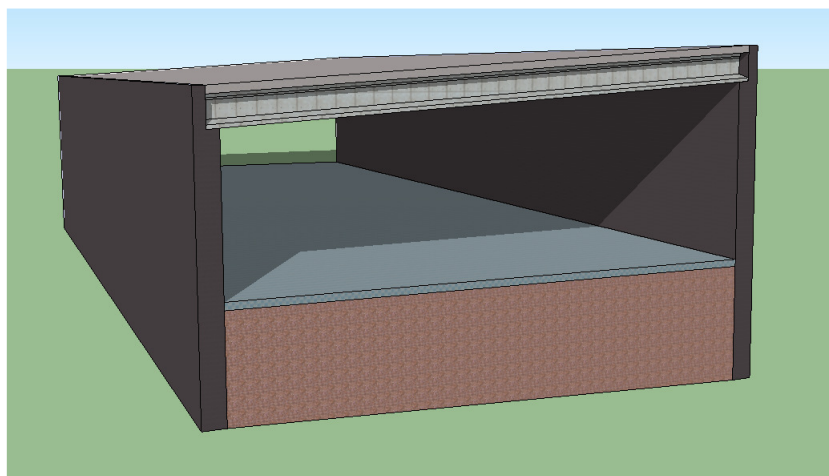
Figura 27 – Disposição das paredes-diafragma em corte (medidas em cm)



(fonte: elaborado pelo autor)

Para o cálculo do comprimento das longarinas foi considerado o vão, medido no lançamento geométrico, de 14,4 m, mais metade da espessura de cada parede, ou seja, 0,6 m, mais um espaço de 5 cm, deixado na região abaixo do viaduto, para regularização das faces das paredes-diafragma após a escavação do solo. Totaliza-se, assim, um comprimento de 15,1 m para as longarinas. A figura 28 mostra o modelo tridimensional da estrutura do viaduto e das paredes abaixo deste, para melhor compreensão do que foi exposto.

Figura 28 – Modelo tridimensional da estrutura do viaduto



(fonte: elaborado pelo autor)

7 PROJETO ESTRUTURAL

O cálculo da estrutura é realizado por partes, que podem ser dependentes umas das outras ou não, de acordo com a incidência dos carregamentos. A superestrutura, ou tabuleiro, que recebe as cargas do tráfego de veículos, é calculada em primeiro lugar. As cargas resultantes do carregamento do tabuleiro são transferidas para os aparelhos de apoio, que são calculados em segundo lugar. Por fim, calculam-se as paredes-diafragma, que absorvem essas cargas transmitidas pelos aparelhos de apoio.

A classe de agressividade a que a estrutura está submetida pode ser considerada, de acordo com a NBR 6118, como moderada, por se tratar de um ambiente urbano. Para essa classe de agressividade, a Norma impõe certos limites relativos à resistência à compressão do concreto e cobertura mínimo da armadura para peças de concreto armado e protendido (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 16-19). Tendo isso em vista, foram adotados concretos com resistência à compressão de valores iguais a 40, 30 e 25 MPa para as vigas, laje e paredes-diafragma, respectivamente, além de cobrimentos de 35 e 25 mm, respectivamente, para as longarinas e lajes. Para as paredes-diafragma, por serem estruturas inseridas no solo, meio mais agressivo, além de apresentarem um processo construtivo sujeito à mais irregularidades (escavação e concretagem), adota-se um cobrimento maior, igual a 50 mm.

Para que se chegasse no resultado final do projeto estrutural, ou seja, a quantidade e área da armadura necessária para cada peça, foram necessárias três etapas, detalhadas nos itens a seguir:

- a) determinação do carregamento;
- b) determinação das solicitações;
- c) dimensionamento.

7.1 DETERMINAÇÃO DO CARREGAMENTO

Os carregamentos são compostos por ações que podem ser permanentes, acidentais ou excepcionais. A determinação das ações foi, portanto, dividida de acordo com seu tipo. As cargas excepcionais não foram consideradas. Foram determinadas, portanto, somente as ações permanentes e acidentais, descritas a seguir.

7.1.1 Ações permanentes




A ação permanente que está presente em qualquer estrutura é a carga de peso próprio dos elementos que a compõem ou que nela são inseridos permanentemente. Em uma estrutura em trincheira, além do peso próprio, atuam também os empuxos de terra. Estas duas ações permanentes principais são detalhadas a seguir.

7.1.1.1 Peso próprio dos elementos

O peso próprio da estrutura foi calculado com base no volume de suas peças, através do peso específico do concreto armado, considerado, para todas as peças de concreto da estrutura, com o valor de 25 kN/m^3 . Ele foi determinado separadamente para cada peça da estrutura, de acordo com a área de sua seção transversal, se esta é uma peça com formato linear, ou de acordo com sua espessura, se esta é uma peça em formato plano. O quadro 2 resume as cargas de peso próprio calculadas.

Foi considerado, ainda, o peso da pavimentação da via, calculado para uma espessura de 7 cm, através do peso específico do asfalto de valor definido pela NBR 7187 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003b, p. 4) igual a 24 kN/m^3 , além de uma carga adicional de 2 kN/m^2 , sugerida pela mesma Norma, prevendo possíveis recapeamentos futuros da pavimentação.

Quadro 2 – Ações permanentes atuantes na superestrutura do viaduto

	FORMA DA SEÇÃO TRANSVERSAL	DIMENSÃO	CARGA
LONGARINAS		0,4545 m ²	11,36 kN/m
PAVIMENTAÇÃO		0,07 m	1,68 kN/m ²
CARGA ADICIONAL RECAPEAMENTO	-	-	2 kN/m ²
PAREDES-DIAFRAGMA		0,6 m ²	15 kN/m

(fonte: elaborado pelo autor)

7.1.1.2 Empuxos de terra

Os empuxos de terra foram determinados de acordo com o tipo de solo do local. Primeiramente, foi feita uma análise dos relatórios de sondagem de dois furos, de nomes SP-02 e SP-05, executados na região do cruzamento, cujas localizações encontram-se especificadas na figura 29. As figuras 30 e 31 apresentam um esquema simplificado dos relatórios das sondagens realizadas nos furos, respectivamente, SP-02 e SP-05. Em seguida à análise das sondagens, foram retirados os parâmetros necessários do solo para realização, por fim, do cálculo dos empuxos atuantes na estrutura.

O solo foi dividido em três camadas, de acordo com seu comportamento, se coesivo ou não coesivo, e número de golpes relatados na sondagem:

- a) **camada I**: de 0 a 4 m de profundidade;
- b) **camada II**: de 4 a 10,5 m de profundidade;
- c) **camada III**: de 10,5 a 15 m de profundidade.

Figura 29 – Localização dos furos da sondagem

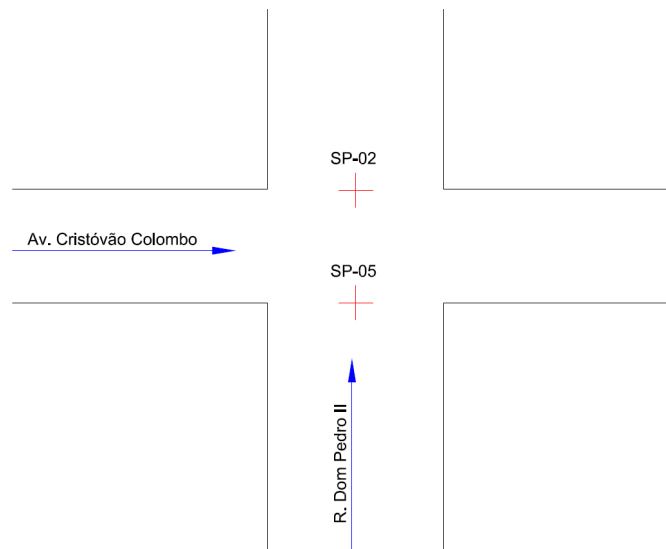
(fonte: elaborado pelo autor¹²)

Figura 30 – Relatório do furo SP-02

Prof. (m)	Descrição do material	N _{spt} médio da camada
1		
2	Argila siltosa, cor vermelho	19
3		
4		
5		
6	Silte arenoso, cor vermelho	28
7		
8		
9		
10		
11	Silte areno argiloso, cor variegado, alteração de rocha	
12		
13		
14		
15		

(fonte: elaborado pelo autor¹³)

¹² Esquema elaborado com base na planta de localização dos furos de sondagem realizados por empresa especializada.

¹³ Esquema elaborado com base no relatório de sondagem produzido por empresa especializada.

Figura 31 – Relatório do furo SP-05

Prof. (m)	Descrição do material	N _{spt} médio da camada
1		
2	Argila, cor vermelho, pouco plástica	16
3		
4		
5	Silte areno argiloso, cor variegado, alteração de rocha	17
6		
7		
8		
9		
10		
11	30	
12		
13		
14		
15		

(fonte: elaborado pelo autor¹⁴)

O solo da camada I é coesivo e, de acordo com Schnaid (2000, p. 13), o parâmetro que pode-se relacionar com o número de golpes N retirados da sondagem SPT é a resistência não drenada S_u do solo. Porém, neste trabalho, foi feita uma análise em tensões totais, ou seja, descontada a poro-pressão. Neste caso, não se pode usar a resistência não drenada. Sendo assim, procurou-se outro meio de determinação dos parâmetros do solo presente na camada I.

Os parâmetros desta camada foram retirados do trabalho realizado por Silveira (2005), que fez uma análise de um solo residual de gnaiss localizado no cruzamento entre as avenidas Carlos Gomes e Protásio Alves, na cidade de Porto Alegre. Por ser um solo residual coesivo e ter sua localização próxima ao local do cruzamento abordado neste trabalho, este solo foi considerado, portanto, representativo daquele presente na camada I deste trabalho, já que este também apresenta aspectos de um solo residual coesivo.

Em sua análise, Silveira (2005, p. 124) obteve os valores da coesão c' e ângulo de atrito ϕ' referentes às diversas orientações do bandamento dos minerais presentes no solo (tabela 1). Para utilização neste trabalho, foi feita uma média dos valores obtidos pelo autor.

¹⁴ Esquema elaborado com base no relatório de sondagem produzido por empresa especializada.

Tabela 1 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento de um solo residual de gnaiss localizado na cidade de Porto Alegre

Orientação do bandamento	c' (kPa)	ϕ' (°)
De campo	7,73	26,72
Horizontal	2,79	32,78
Vertical	11,55	28,55
Vertical	14,03	21,06
-	3,62	29,41

(fonte: adaptado de SILVEIRA, 2005, p. 124)

Os solos das camadas II e III, por outro lado, apresentam comportamento não-coesivo, ou arenoso, e seu ângulo de atrito ϕ' pode ser facilmente calculado através do valor de N_{spt} , de acordo com as fórmulas 9 ou 10 e 11 (trabalho não publicado)¹⁵:

$$\phi' = 15^\circ + \sqrt{20 \cdot N_{spt}} \quad (\text{fórmula 9})$$

$$\phi' = 20^\circ + \sqrt{15,4 \cdot N_{60}} \quad (\text{fórmula 10})$$

$$N_{60} = 1,2 * N_{spt} \quad (\text{fórmula 11})$$

Onde:

ϕ' = ângulo de atrito do solo (°);

N_{spt} = número de golpes necessários à penetração dos 30 cm finais do amostrador SPT (número de golpes);

N_{60} = N_{spt} corrigido para o padrão de ensaio americano (número de golpes).

¹⁵ Notas de aula do Prof. Fernando Schnaid da disciplina de Mecânica dos Solos II do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

O valor da coesão c' foi considerado igual a zero nos dois casos, já que solos arenosos não são coesivos (trabalho não publicado)¹⁶. Sendo assim, obtiveram-se os parâmetros resumidos na tabela 2 para o solo deste trabalho, listados por camada.

Tabela 2 – Resumo dos parâmetros do solo

CAMADA	Profundidade	Tipo de solo	ϕ' (°)	c' (kPa)
I	0 a 4 m	Coesivo	27,7	7,9
II	4 a 10,5 m	Não-coesivo	38,2	0
III	10,5 a 15 m	Não-coesivo	41,1	0

(fonte: elaborado pelo autor)

A seguir, determinaram-se as tensões verticais e horizontais presentes no solo, devidas somente ao seu peso próprio. Elas são diretamente proporcionais à profundidade z , e são dadas pelas fórmulas 12 (tensão vertical) e 13 (tensão horizontal) (PINTO, 2006, p. 253):

$$\sigma'_v = \sum \gamma \cdot z - u \quad (\text{fórmula 12})$$

$$\sigma'_h = K_o \cdot \sigma'_v \quad (\text{fórmula 13})$$

Onde:

σ'_v = tensão vertical efetiva no solo (kN/m²);

γ = peso específico do solo (kN/m³);

z = profundidade considerada no solo (m);

u = poro-pressão (kN/m²);

σ'_h = tensão horizontal efetiva no solo (kN/m²);

K_o = coeficiente de empuxo em repouso (adimensional).

¹⁶ Notas de aula do Prof. Fernando Schnaid da disciplina de Mecânica dos Solos II do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Quando o solo apresenta coesão, entretanto, a tensão horizontal que neste atua é calculada através da fórmula 14 (trabalho não publicado)¹⁷:

$$\sigma'_h = \sigma'_v \cdot K_o - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_o} \quad (\text{fórmula 14})$$

Onde:

c' = coesão do solo (kN/m²).

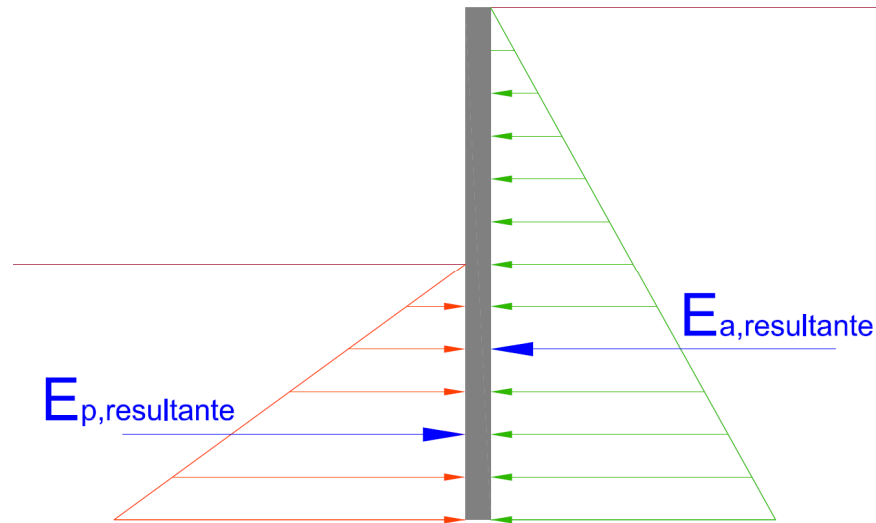
Para o cálculo de tensões incidentes em estruturas de pontes ou viadutos, recomenda-se que se use sempre, no lugar de K_o nas fórmulas 13 e 14, o coeficiente de empuxo ativo K_a , já que o coeficiente de empuxo em repouso (K_o) é utilizado em cálculos de tensões que consideram a não existência de deslocamentos de solo, o que não ocorre no caso de uma estrutura real de ponte. O coeficiente de empuxo ativo, por outro lado, é utilizado para calcular as tensões considerando que há deslocamentos no solo, sendo menor em valor do que K_o (informação verbal)¹⁸.

Por fim, determinam-se os empuxos, que podem ser, de acordo com sua natureza, ativos ou passivos. A diferença se encontra no tipo de interação do solo com a estrutura e pode ser observada na figura 32. Quando a estrutura suporta um maciço de solo após uma escavação, o solo tende a empurrá-la, é quando atua o empuxo ativo. Por outro lado, quando o solo é empurrado pela estrutura, o empuxo é de natureza passiva (GERSCOVICH, 2010, p. 5).

¹⁷ Notas de aula do Prof. Fernando Schnaid da disciplina de Mecânica dos Solos II do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

¹⁸ Informação obtida em consulta com o Prof. Fernando Schnaid, professor do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio grande do Sul.

Figura 32 – Tensões atuantes em uma parede-diafragma e empuxos resultantes



(fonte: elaborado pelo autor)

Os empuxos são a resultante das tensões horizontais que atuam na estrutura. Para empuxos ativos, utiliza-se o K_a nas formulas 13 ou 14 e, para empuxos passivos, o K_p , cujos valores são calculados através das fórmulas 15 e 16 (trabalho não publicado)¹⁹:

$$K_a = \left(\tan 45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right)^2 \quad (\text{fórmula 15})$$

$$K_p = \frac{1}{K_a} \quad (\text{fórmula 16})$$

Onde:

K_a = coeficiente de empuxo ativo (adimensional);

K_p = coeficiente de empuxo passivo (adimensional).

Os valores das tensões verticais e horizontais atuantes no solo, bem como os valores dos empuxos resultantes em cada camada de solo, separados em empuxo ativo devido às cargas permanentes e acidentais e empuxo passivo, encontram-se inseridos no apêndice A.

¹⁹ Notas de aula do Prof. Fernando Schnaid da disciplina de Mecânica dos Solos II do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

7.1.2 Ações variáveis

As ações variáveis atuam através de diversas formas, dependendo de seu agente causador. Por isso, cada ação é determinada separadamente, de acordo com o local da estrutura no qual incide. As ações variáveis consideradas para a estrutura em trincheira do trabalho e detalhadas nos itens a seguir foram:

- a) carga de construção;
- b) carga móvel;
- c) empuxo devido à carga móvel;
- d) carga de frenação e aceleração de veículos;
- e) carga de vento.

7.1.2.1 Carga de construção

Esta é uma carga devida ao peso de máquinas, equipamentos ou qualquer estrutura cujo peso permaneça temporariamente, no período de construção, sobre a estrutura do viaduto (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003b, p. 6). Foi considerada, portanto, uma carga distribuída de 2 kN/m^2 atuando sobre o tabuleiro, considerada suficiente para englobar o peso de todo maquinário e pessoal que trabalhará sobre a estrutura neste período.

7.1.2.2 Carga móvel

A principal carga acidental atuante em uma ponte ou viaduto é a móvel. Ela incide diretamente sobre a superestrutura do viaduto, na direção da gravidade, e é composta por um veículo-tipo móvel, além de cargas de multidão na região onde passam os veículos e na região dos passeios, como especifica a NBR 7188 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1982, p. 1-2).

Como esta é uma carga móvel, deve-se procurar pela sua pior situação de atuação para cada parte da estrutura na qual ela incide. Para tanto, foi elaborado um modelo estrutural do tabuleiro do viaduto. Os itens a seguir definem o modelo estrutural elaborado, bem como detalham a determinação da carga móvel neste modelo.

7.1.2.2.1 Modelo estrutural para análise da carga móvel

O modelo do tabuleiro foi elaborado no *software* SAP 2000 (COMPUTERS AND STRUCTURES INC., 2005), versão 10.0.1, que analisa e determina as solicitações em diversos tipos de estruturas através do método dos elementos finitos. O método se baseia na discretização de um meio contínuo em diversos fragmentos, que podem ser barras, planos ou sólidos, e análise de cada fragmento separadamente.

O modelo é constituído de dois tipos de elementos dentre os disponíveis no programa: elementos de barra e elementos *shell*, ou casca. Os elementos lineares representam as longarinas do viaduto, aos quais são atribuídos uma seção transversal, e os elementos shell representam a laje, aos quais são atribuídos uma espessura. Estes últimos conferem ao tabuleiro uma homogeneidade, garantindo a conexão entre as diversas barras, o que faz com que vigas e laje trabalhem em conjunto.

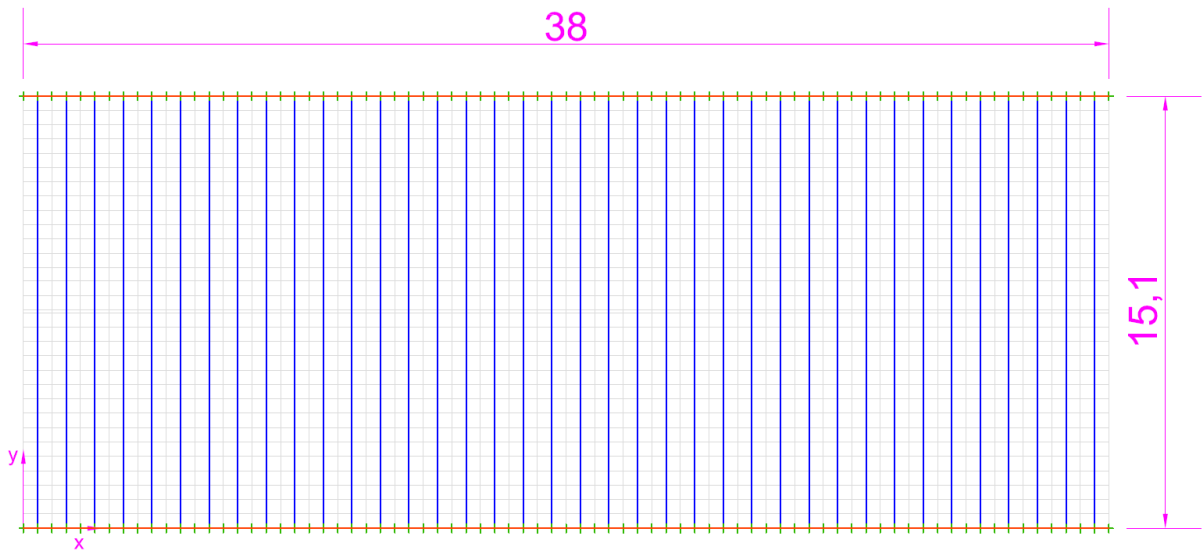
As direções globais consideradas no modelo elaborado são as seguintes:

- a) **X**: direção ao longo da largura do viaduto (38 m);
- b) **Y**: direção ao longo do vão do viaduto (15,1 m);
- c) **Z**: direção ao longo da altura do tabuleiro (1 m).

A área do tabuleiro foi dividida em 77 nós espaçados de 0,5 m na direção **X** e 32 nós espaçados também de 0,5 m na direção **Y**, excetuando os nós da região central do vão, que são espaçados de 0,1 m. Como resultado, tem-se uma malha com largura total de 38 m e altura de 15,1 m.

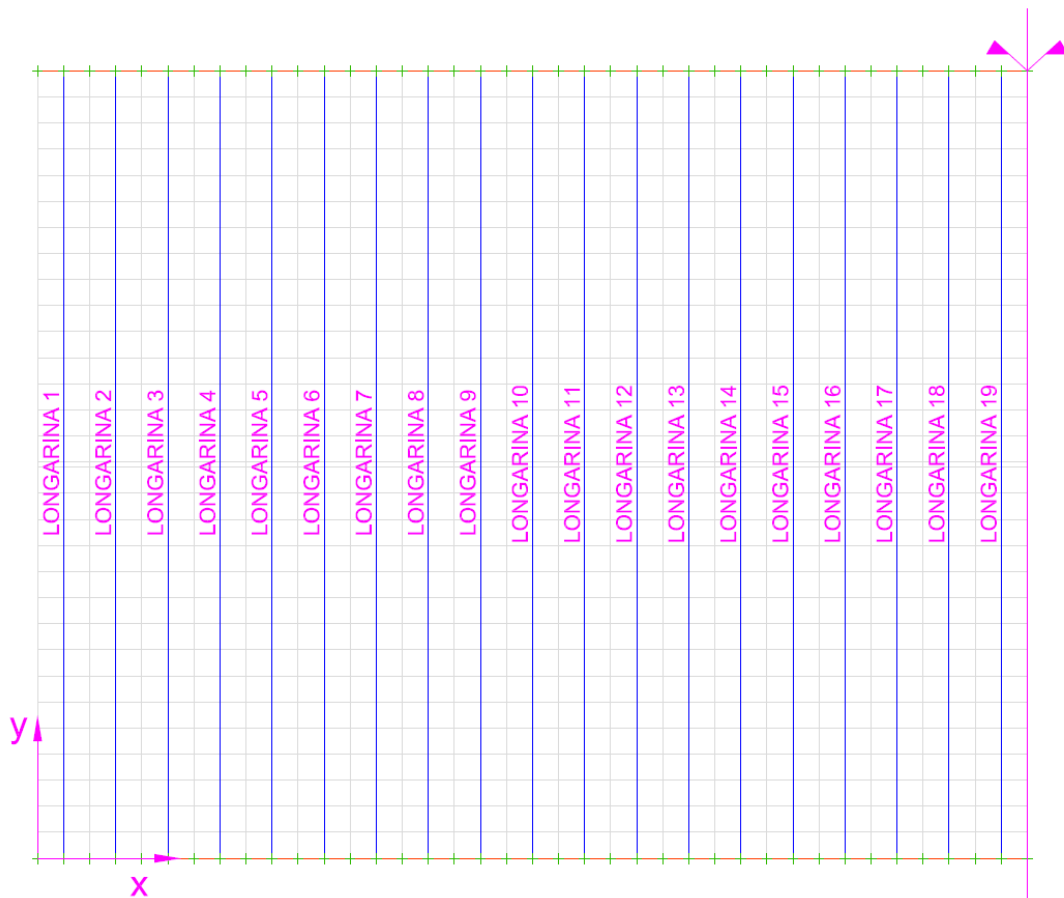
Nessa malha, esboçada na figura 33, foram inseridos elementos de barra (em azul) que representam as longarinas, elementos de barra representando as transversinas de apoio (em laranja) que serão concretadas no local da obra e, por fim, elementos de casca dispostos em toda a malha, responsáveis por fornecer rigidez ao conjunto. A vinculação foi atribuída aos nós nos extremos do vão (em verde) de forma a resultar em um tabuleiro bi-apoiado. Para facilitar a referência às vigas do tabuleiro, ainda foi criada uma numeração para elas, representada na figura 34.

Figura 33 – Modelo do tabuleiro do viaduto (medidas em m)



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 34 – Numeração das longarinas do tabuleiro



(fonte: elaborado pelo autor)

A inserção dos elementos no programa merece destaque, já que tiveram que ser feitas algumas simplificações. O programa insere os elementos de área centralizados no eixo central da seção dos elementos de barra, o que não representa a situação real e modifica a rigidez à flexão em torno do eixo x do conjunto. Para contornar este problema, a seção das longarinas foi inserida já considerando os 20 cm de laje, cada uma com uma mesa superior de 1 m de largura. Além disso, quando da inserção dos elementos *shell*, eliminou-se sua rigidez à flexão na direção de flexão das longarinas. Assim, consegue-se a rigidez real do conjunto.

A seção das longarinas, portanto, foi atribuída de acordo com o exposto no item 6.3. A seção das transversinas de apoio foi definida com dimensões de 0,3 x 1 m. Os elementos *shell* que representam a laje, por outro lado, foram inseridos com espessura de 20 cm. O quadro 3 resume as propriedades dos materiais de cada seção, de acordo com o tipo de concreto, todas elas de acordo com as recomendações presentes na NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 21-25).

Quadro 3 – Resumo das propriedades dos concretos utilizados

	Unidade	C30 (laje e transversinas)	C40 (longarinas)
Resistência característica à compressão	MPa	30	40
Massa específica	kg/m ³	2500	
Peso específico	kN/m ³	25	
Módulo de Elasticidade	kN/m ²	26071594	30104883
Coefficiente de Poisson	-	0,2	
Coefficiente de expansão térmica	1/°C	10E-5	

(fonte: elaborado pelo autor)

7.1.2.2.2 Determinação da carga móvel

O trem-tipo considerado neste trabalho é o de classe 45. O veículo-tipo de tal classe possui seis rodas, como detalha a figura 12, e as cargas que o caracterizam estão detalhadas no

quadro 4. Para a determinação da carga móvel absorvida pela viga mais carregada do tabuleiro, foram seguidos **quatro passos**, descritos a seguir.

Quadro 4 – Cargas atuantes para trem-tipo classe 45

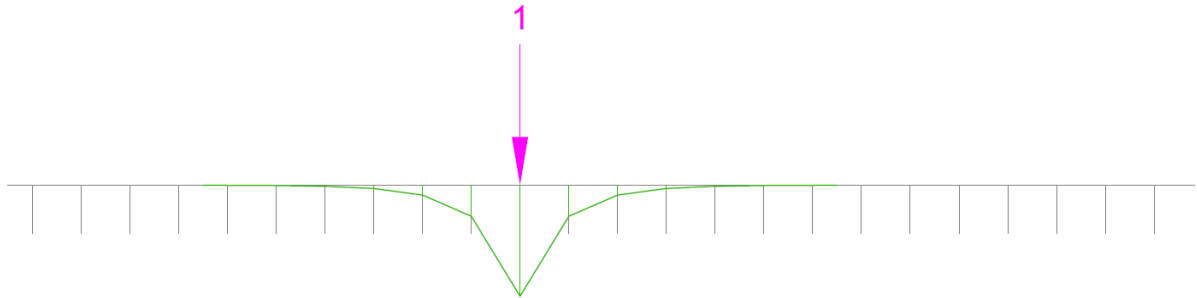
Classe da ponte	45	Disposição das cargas
Peso total veículo tipo (kN)	450	-
p (kN/m²)	5	Em toda a pista
p' (kN/m²)	3	Na região dos passeios

(fonte: adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1982, p. 2)

Após a concretagem da laje sobre as vigas, o tabuleiro trabalha em conjunto, ou seja, quando se insere uma carga no eixo de uma das vigas, apenas uma parcela dessa carga é absorvida por esta viga, já que a laje distribui os esforços transversalmente. Por isso, o **passo 1** envolve a determinação da porcentagem da carga absorvida por cada longarina do tabuleiro na direção transversal.

Para tanto, inseriu-se uma carga unitária no eixo de uma viga, em uma seção no centro do seu vão, obtendo os deslocamentos referentes à carga em cada uma das outras vigas. Aplicou-se, ainda, a mesma carga em uma viga isolada de igual seção, para que se obtivesse o deslocamento que esta teria no caso da não existência da laje. Assim, dividindo-se os deslocamentos obtidos na situação com laje pelos deslocamentos da viga isolada, tem-se a porcentagem de carga que cada viga absorve da carga unitária, na situação com laje. Este procedimento foi repetido para as vigas de número 1 a 19, já que a estrutura apresenta simetria, obtendo os gráficos de distribuição transversal da carga para todas as vigas do tabuleiro, cuja configuração padrão é mostrada na figura 35.

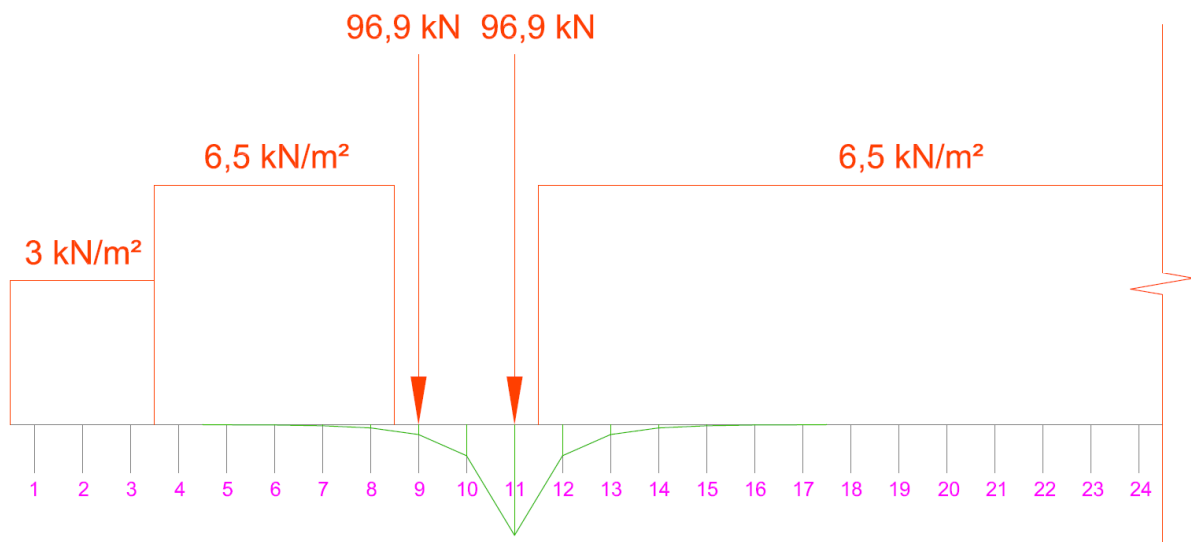
Figura 35 – Distribuição transversal da carga entre as vigas do tabuleiro referente a uma carga unitária inserida em uma viga qualquer



(fonte: elaborado pelo autor)

No **passo 2**, foram distribuídas as cargas referentes ao trem-tipo considerado na seção transversal do tabuleiro, na posição mais desfavorável para cada longarina, de acordo com os gráficos de distribuição transversal da carga obtidos no passo 1. Essa distribuição é exemplificada para a viga 11 na figura 36.

Figura 36 – Distribuição transversal da carga móvel para a viga 11 em uma seção que corta o veículo-tipo



(fonte: elaborado pelo autor)

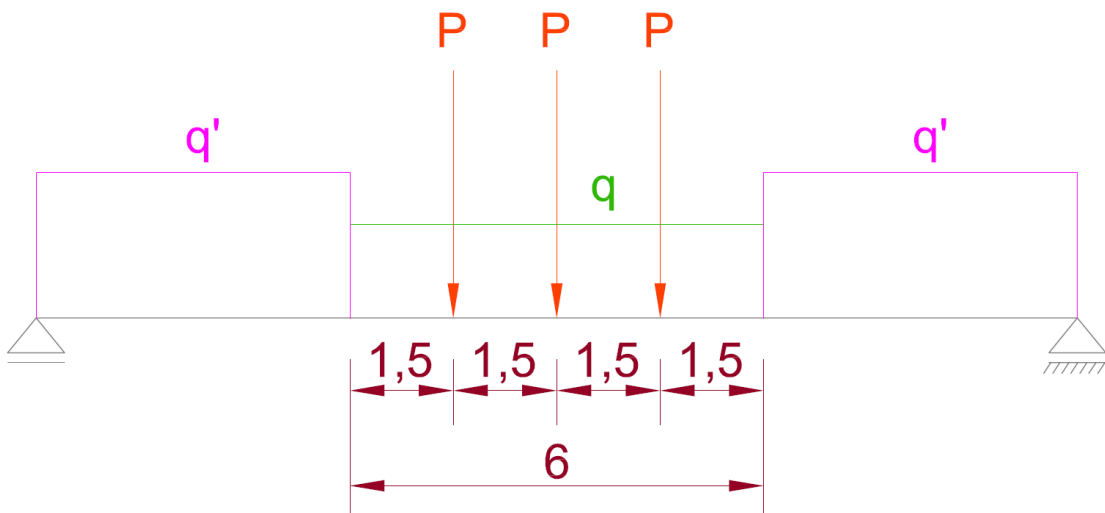
A parcela de carga absorvida por cada longarina foi determinada, no **passo 3**, através da soma das multiplicações do valor da carga aplicada pelo valor da ordenada do gráfico de distribuição transversal da carga abaixo dela, se a carga aplicada é pontual (rodas do veículo-

tipo), ou pela área do gráfico abaixo da carga aplicada, se esta é distribuída (cargas de multidão na região dos passeios e da área onde passam os veículos).

A carga resultante na direção longitudinal da viga é disposta como mostra a figura 37 e é de três tipos:

- carga concentrada P** : carga absorvida devido ao peso das duas rodas do veículo-tipo, presentes na seção transversal que corta o eixo destas rodas;
- carga distribuída q** : carga absorvida na seção que corta o veículo-tipo;
- carga distribuída q'** : carga absorvida na seção que não corta o veículo-tipo.

Figura 37 – Tipos e disposição das cargas resultantes absorvidas pela viga mais solicitada



(fonte: elaborado pelo autor)

Por fim, o **passo 4** determinou a viga mais solicitada, ou seja, aquela que apresenta os maiores valores das cargas P , q e q' . Após esta análise, concluiu-se que a viga 19 é aquela que absorve a maior parcela de carga do tabuleiro e os valores encontrados para as cargas P , q e q' encontram-se detalhados no apêndice B, que trata da determinação da carga móvel.

As cargas resultantes do peso das rodas e da carga de multidão atuante apenas na região das faixas de rolamento de veículos ainda devem ser multiplicadas por um coeficiente de impacto ϕ , definido no item 3.5.2 deste trabalho. O coeficiente foi calculado para o vão de 15,1 m, resultando em um valor de 1,29.

7.1.2.3 Empuxo devido à carga móvel

Os empuxos produzidos pela carga móvel atuam somente nas paredes de contenção e foram determinados da mesma maneira como foi exposto no item 7.1.1.2. A única diferença encontra-se na tensão vertical utilizada para calcular a tensão horizontal, com a qual determinam-se os empuxos resultantes. Enquanto que os empuxos permanentes são devidos apenas ao peso de solo, o empuxo devido à carga móvel é devido a uma sobrecarga, considerada para este trabalho igual a 5 kN/m^2 . As tabelas com os valores das tensões verticais e horizontais, separadas em permanentes e variáveis, bem como os valores dos empuxos resultantes, encontram-se no apêndice A.

7.1.2.4 Carga de frenação e aceleração de veículos

De acordo com a NBR 7187, esta é uma carga horizontal cuja ação incide no tabuleiro do viaduto, devido à frenação e aceleração de veículos (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003b, p. 6). Ela não produz, entretanto, solicitações de valor significativo internamente à sua estrutura, já que sua rigidez é muito grande em relação à magnitude da carga. Sendo assim, ela atua apenas nos aparelhos de apoio, os quais à transferem para as paredes-diafragma, com as quais estão em contato.

O valor da carga deve ser tomado como o maior dentre os dois a seguir (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003b, p. 6):

- a) 5% do peso da carga de multidão, somente na região onde passam veículos;
- b) 30% do peso do veículo-tipo.

Os valores calculados encontram-se no quadro 5, que também detalha o valor da carga absorvida por cada um dos aparelhos de apoio e transmitida também para as paredes-diafragma.

Quadro 5 – Valor total da carga de frenação e aceleração de veículos e valor por aparelho de apoio

FRENAÇÃO E ACELERAÇÃO	
área tabuleiro (m2)	589
área veículo-tipo (m2)	18
área passeios (m2)	93
área faixa de rolamento (m2)	496
carga faixa de rolamento (kN/m2)	5
carga veículo tipo (kN)	450
5% carga distribuída (kN)	124
30% carga veículo-tipo (kN)	135
número de vigas	38
número de aparelhos de apoio	76
carga/aparelho de apoio (kN)	1,776315789

(fonte: elaborado pelo autor)

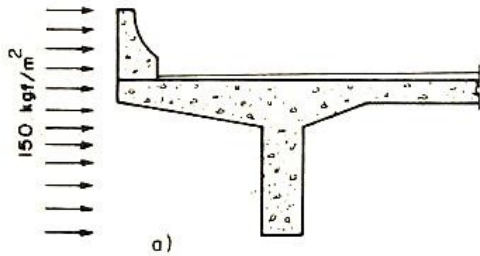
7.1.2.5 Carga de vento

A pressão do vento atua horizontalmente sobre as estruturas. Pfeil (1980, p. 66) recomenda que, de acordo com a antiga norma brasileira NB2, seja verificada a pior situação dentre as duas que seguem (figuras 38 e 39):

- a) pressão de **150 kgf/m²** atuando horizontalmente no tabuleiro descarregado;
- b) pressão de **100 kgf/m²** atuando horizontalmente no tabuleiro carregado.

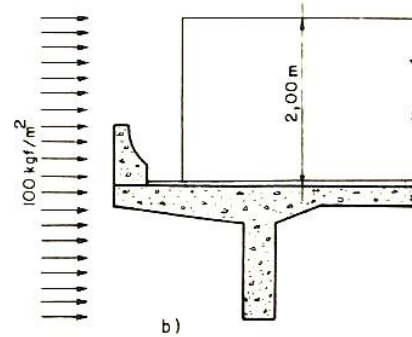
Considerando a grande rigidez transversal do tabuleiro, concluiu-se que esta pressão é absorvida apenas pelos aparelhos de apoio, nos quais atuam, portanto, uma força horizontal resultante, perpendicular à direção de atuação da força devido à frenação e aceleração de veículos. A tabela 3 resume o cálculo da força resultante do vento em cada aparelho de apoio.

Figura 38 – Verificação da carga de vento com o tabuleiro descarregado



(fonte: PFEIL, 1980, p. 67)

Figura 39 – Verificação da carga de vento com o tabuleiro carregado



(fonte: PFEIL, 1980, p. 67)

Tabela 3 – Valor da força de vento resultante em cada aparelho de apoio

	Ponte descarregada	Ponte carregada
Pressão do vento (kN/m²)	1,4709975	0,980665
Altura do tabuleiro (m)	1	3
Vão (m)	15,1	15,1
Força Resultante (kN)	22,21206225	44,4241245
Número de aparelhos de apoio	76	76
Força Resultante em cada aparelho de apoio (kN)	0,292263977	0,584527954

(fonte: elaborado pelo autor)

7.2 DETERMINAÇÃO DAS SOLICITAÇÕES

A determinação das solicitações segue diferentes procedimentos para cada peça da estrutura. Por isso, descreveu-se o processo separadamente para o tabuleiro do viaduto e para as paredes de contenção, além dos aparelhos de apoio, nos itens a seguir. Foram determinadas também as reações do viaduto, cargas transmitidas do tabuleiro para as paredes-diafragma, nas quais geram solicitações.

De um modo geral, para as combinações últimas de cálculo, foram utilizados coeficientes de majoração γ_f para as solicitações atuantes, recomendados pela NBR 8681 para pontes em geral, que majoram cada tipo de ação (permanentes e variáveis) consideradas conjuntamente (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a, p. 9-11). Esses coeficientes são resumidos no quadro 6.

Quadro 6 – Resumo dos coeficientes de ponderação utilizados na majoração das solicitações

	Direção favorável	Direção desfavorável	Coeficiente de redução da ação variável secundária ψ_0	
Coeficiente de ponderação permanente γ_g	1	1,35	Empuxo	Fren./Acel.
Coeficiente de ponderação variável γ_q	1	1,5	0,8	0,7

(fonte: elaborado pelo autor)

7.2.1 Viaduto

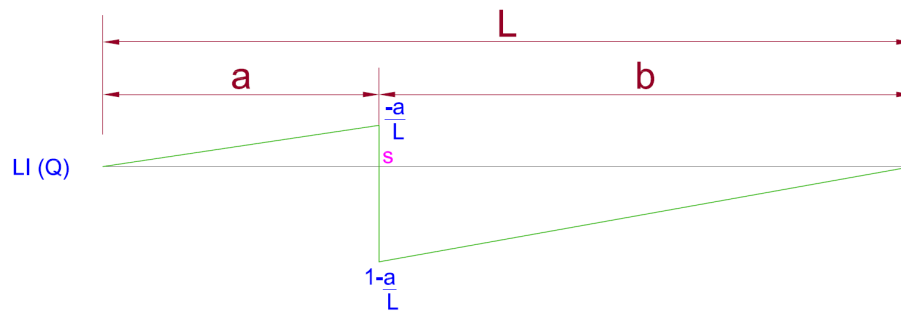
As solicitações do viaduto foram determinadas, separadamente, para as longarinas e para a laje principal e construtiva do tabuleiro. As solicitações atuantes na laje do tabuleiro foram determinadas através do modelo desenvolvido no *software* SAP2000 (COMPUTERS AND STRUCTURES INC., 2005) para determinação da carga móvel. Nas longarinas, por outro lado, isso foi feito manualmente. Todos os processos adotados são descritos a seguir.

7.2.1.1 Longarinas

A determinação das solicitações nas vigas foi feita através das linhas de influência de esforço cortante e momento fletor, referentes a uma carga unitária inserida em uma viga bi-apoiada, cuja determinação encontra-se detalhada no apêndice B. Insere-se o carregamento na viga de modo que este gere as piores solicitações na seção analisada. A configuração das linhas de

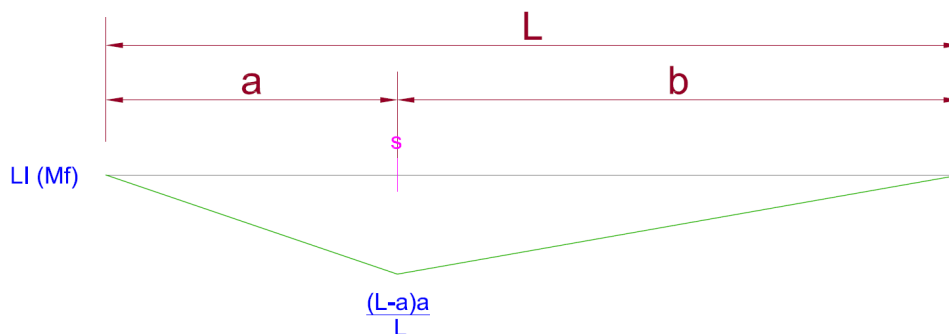
influência, respectivamente, do esforço cortante e momento fletor, para uma seção qualquer s , são mostradas nas figuras 40 e 41 (trabalho não publicado)²⁰.

Figura 40 – Linha de influência longitudinal do esforço cortante em uma seção s qualquer



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 41 – Linha de influência longitudinal do momento fletor em uma seção s qualquer

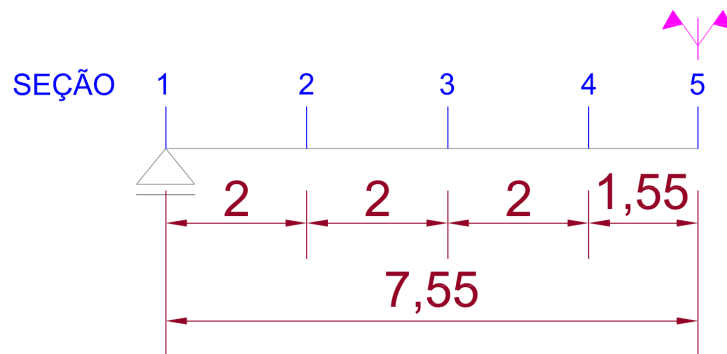


(fonte: elaborado pelo autor)

Foram consideradas cinco seções, localizadas dentro da metade do comprimento da viga (figura 42), nas quais foram determinadas as solicitações: momento fletor e esforço cortante. Cada tipo de carga deve ser disposta sobre a linha de influência de tal forma que resulte no máximo valor possível, na seção analisada, da solicitação que está sendo calculada, excetuando-se a carga de peso próprio que, por ser uma carga permanente, deve ser disposta sobre todo o comprimento da viga. O quadro 7 ilustra a disposição de cada tipo de carga nas linhas de influência do esforço cortante e momento fletor.

²⁰ Notas de aula do Prof. Acir Loredo Souza da disciplina de Pontes do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Figura 42 – Seções nas quais foram determinadas as solicitações (medidas em m)



(fonte: elaborado pelo autor)

Quadro 7 – Disposição das cargas, por tipo, sobre a linha de influência longitudinal

Tipo de carga	LI esforço cortante	LI momento fletor
Peso Próprio		
Construção		
Carga móvel		

(fonte: elaborado pelo autor)

A determinação do valor da solicitação é feita através da soma das seguintes multiplicações:

- do valor das cargas concentradas pela ordenada da linha de influência naquele ponto;
- do valor das cargas distribuídas pela área da linha de influência abaixo destas.

Obtém-se, após os cálculos dos valores do esforço cortante e momento fletor em cada seção da viga, os resultados apresentados na tabela 4, sem coeficiente de ponderação e com os coeficientes de ponderação. O cálculo detalhado da linha de influência e determinação das solicitações na viga encontra-se no apêndice B.

Tabela 4 – Valores das solicitações por seção, não-majorados e majorados

	VALORES NÃO-MAJORADOS					VALORES MAJORADOS				
	SEÇÃO N°					SEÇÃO N°				
	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
V(pp + pav) (kN)	152,13	112,87	73,61	34,35	0	205,37	152,37	99,37	46,37	0
V(carga móvel) (kN)	191,61	162,01	131,04	101,73	77,45	287,42	243,01	196,56	152,60	116,18
V(constr.) (kN)	15,5	11,76	8,53	5,82	3,88	23,25	17,64	12,80	8,73	5,81
M(pp + pav) (kNm)	0	197,06	333,94	410,66	428,73	0	266,03	450,82	554,39	578,79
M(carga móvel) (kNm)	0	330,26	551,37	680,39	722,71	0	495,39	827,05	1020,58	1084,07
M(constr.) (kNm)	0	26,2	44,4	54,6	57,00	0	39,3	66,6	81,9	85,50

(fonte: elaborado pelo autor)

7.2.1.2 Laje principal

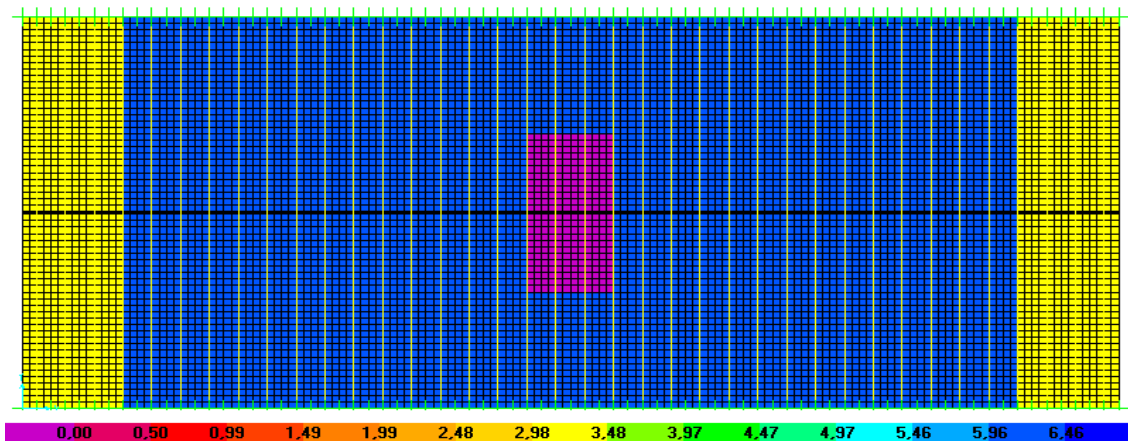
A determinação das solicitações na laje principal foi separada em duas partes, de acordo com a direção do corte feito no tabuleiro. Foram considerados, portanto, dois cortes: um **corte transversal ao eixo das longarinas** e outro **longitudinal a esse eixo**. Para a determinação das solicitações, tanto no corte transversal como no corte longitudinal ao eixo das longarinas, foi utilizado o modelo anteriormente elaborado para determinação da carga móvel no *software* SAP2000 (COMPUTERS AND STRUCTURES INC., 2005).

As cargas permanentes consideradas foram o peso próprio do tabuleiro e pavimentação, além da carga variável móvel. Todas essas cargas foram combinadas através de uma ferramenta do programa, que majora as cargas combinadas com coeficientes de segurança determinados pelo usuário, fornecendo como resultado a a solicitação de cálculo. Todas as solicitações foram calculadas para faixas de 1 m de largura de laje em ambas as direções. Ressalta-se ainda que, para análise da laje, o modelo foi refinado, dividindo cada elemento *shell* de dimensões 0,5 x 0,5 m em quatro novos elementos com dimensões 0,25 x 0,25 m. Além disso, a rigidez à flexão dos elementos de área, que havia sido zerada anteriormente, foi novamente considerada.

Na determinação das solicitações, além da inserção das cargas permanentes, que são fixas no tabuleiro, foram inseridas também as cargas de multidão e as cargas referentes ao peso da roda do veículo-tipo, tendo em vista que a carga de multidão atua apenas na região exterior à área do veículo-tipo, onde foram inseridas as rodas. Moveram-se essas rodas a fim de encontrar a posição na qual elas gerassem os piores esforços para o tabuleiro, tanto em relação ao esforço cortante como ao momento fletor, positivo e negativo.

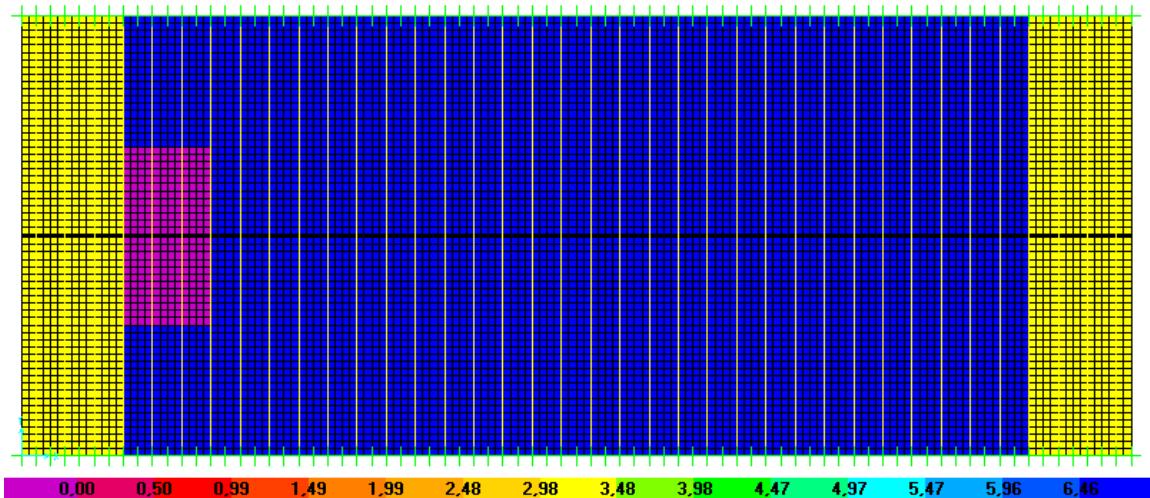
Em relação à posição do veículo-tipo da carga móvel, foram consideradas duas configurações distintas: a primeira considera o veículo-tipo no centro do tabuleiro (figura 43) e a segunda considera-o no centro do vão longitudinal, porém, na extremidade lateral do tabuleiro, no limite entre as faixas de rolamento e a região do passeio (figura 44). Foram consideradas as piores solicitações referentes a cada uma dessas duas situações.

Figura 43 – Carga móvel aplicada com o veículo-tipo no centro do tabuleiro



(fonte: COMPUTERS AND STRUCTURES INC., 2005)

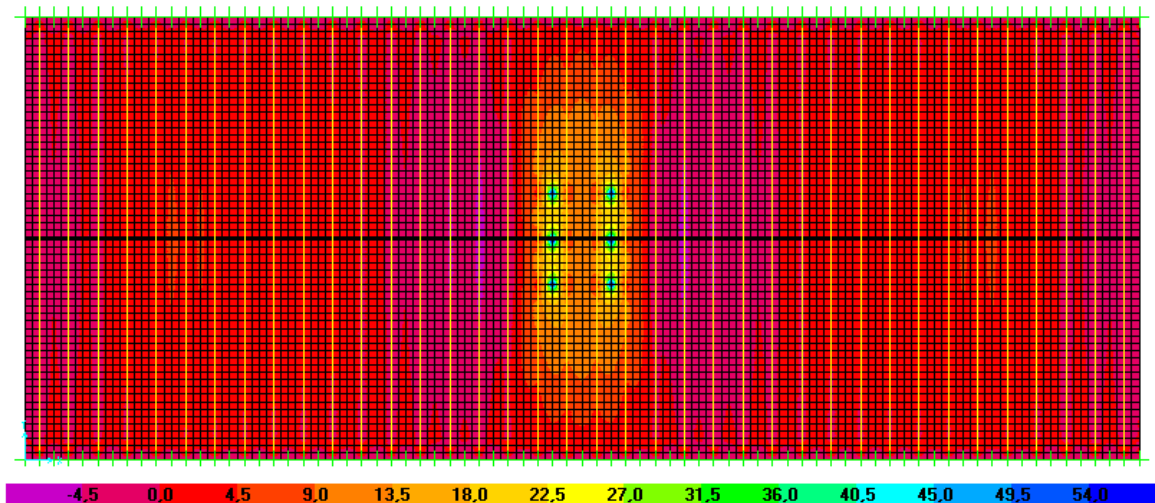
Figura 44 – Carga móvel aplicada com o veículo-tipo no centro do vão longitudinal e na extremidade lateral da faixa de rolamento do tabuleiro



(fonte: COMPUTERS AND STRUCTURES INC., 2005)

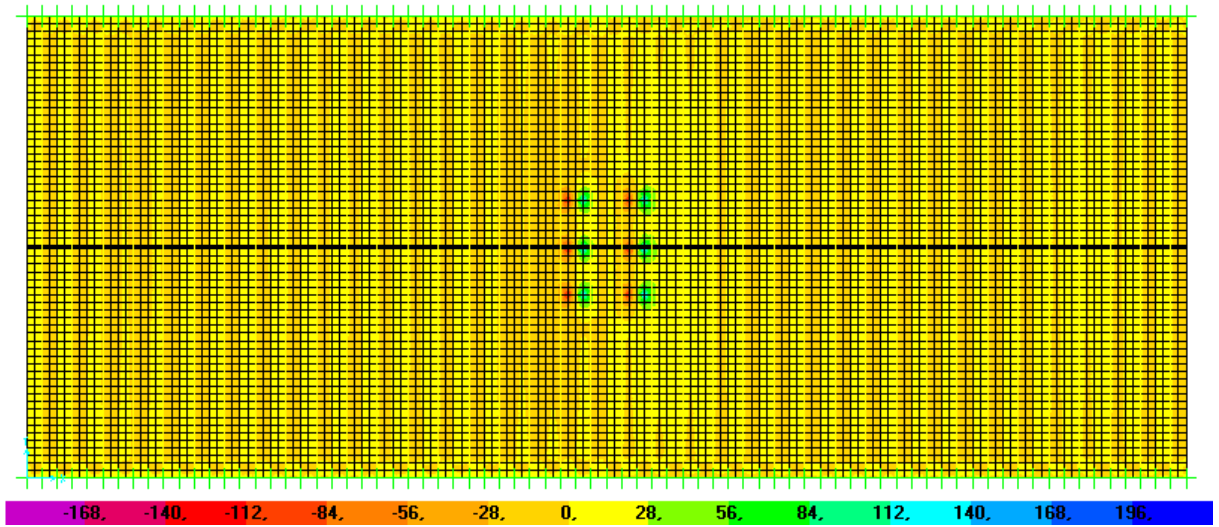
Os resultados obtidos para a direção do **corte transversal** são mostrados nas figuras 45 e 46 que ilustram, respectivamente, os momentos fletores e esforços cortantes nessa direção para a combinação com o veículo-tipo no centro do tabuleiro. Como o programa fornece os valores das solicitações por metro em cada um dos elementos, considerou-se uma distribuição linear nesse dado elemento na direção considerada, calculando a solicitação resultante através da fórmula 17. Para uma faixa de 1 m de largura, portanto, somam-se as resultantes de quatro elementos adjacentes. Os valores obtidos são detalhados na tabela C1 do apêndice C.

Figura 45 – Distribuição de momentos fletores na direção do corte transversal ao eixo das longarinas relativo à distribuição das cargas com o veículo-tipo no centro do tabuleiro



(fonte: COMPUTERS AND STRUCTURES INC., 2005)

Figura 46 – Distribuição de esforços cortantes na direção do corte transversal ao eixo das longarinas relativo à distribuição das cargas com o veículo-tipo no centro do tabuleiro



(fonte: COMPUTERS AND STRUCTURES INC., 2005)

$$S_{result} = \frac{(S_{lado\ 1} + S_{lado\ 2})}{2} \cdot L_{elemento} \quad (\text{fórmula 17})$$

Onde:

S_{result} = solicitação resultante em um elemento (kNm ou kN);

S_{lado1} = valor da solicitação no lado 1 do elemento (kNm ou kN);

S_{lado2} = valor da solicitação no lado 2 do elemento (kNm ou kN);

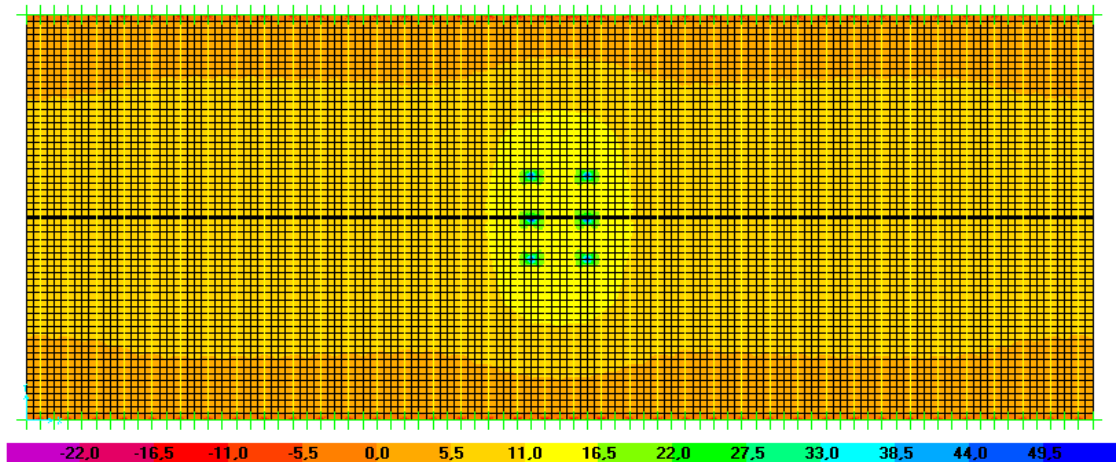
$L_{elemento}$ = largura do elemento na direção considerada (m).

Após a análise dos resultados encontrados, concluiu-se que os maiores momentos fletores positivos, de uma maneira geral, ocorrem no centro do vão entre duas vigas e os piores momentos fletores negativos ocorrem na região dos apoios elásticos (vigas do tabuleiro), quando a roda do veículo encontra-se entre essas vigas, em ambos os casos. Por fim, o maior valor de esforço cortante ocorre também quando a roda está entre duas vigas.

Os resultados do **corte longitudinal ao eixo das longarinas** são detalhados nas figuras 47 (momentos fletores) e 48 (esforços cortantes). O cálculo das máximas solicitações que ocorrem no tabuleiro foi feito da mesma maneira como para a outra direção, considerando faixas de 1 m de largura de laje e a fórmula 17. Os momentos fletores e esforços cortantes

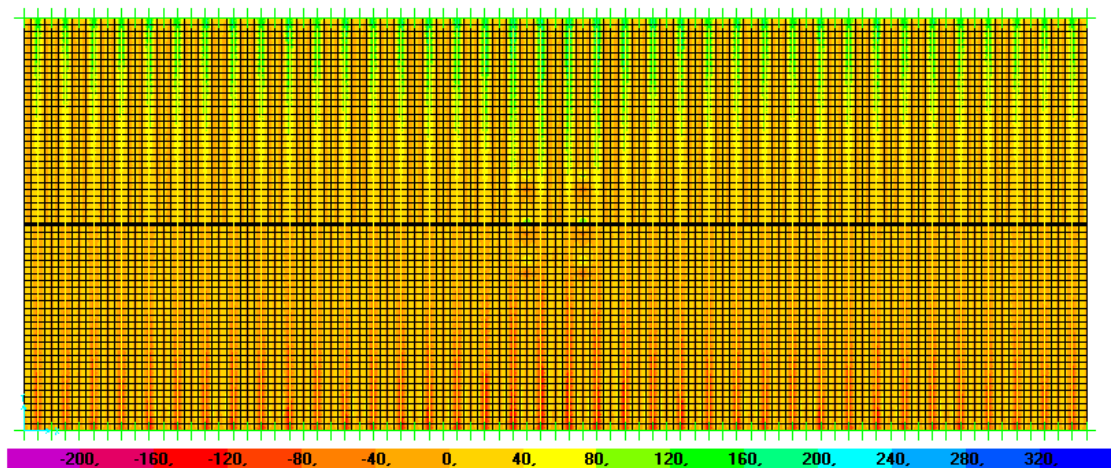
encontrados nas regiões mais solicitadas do tabuleiro são detalhados na tabela C3 do apêndice C.

Figura 47 – Distribuição de momentos fletores na direção do corte longitudinal ao eixo das longarinas relativo à distribuição das cargas com o veículo-tipo no centro do tabuleiro



(fonte: COMPUTERS AND STRUCTURES INC., 2005)

Figura 48 – Distribuição de esforços cortantes na direção do corte longitudinal ao eixo das longarinas relativo à distribuição das cargas com o veículo-tipo no centro do tabuleiro



(fonte: COMPUTERS AND STRUCTURES INC., 2005)

Os maiores momentos fletores positivos ocorrem no centro do vão quando o veículo-tipo encontra-se nesta região. Não existem momentos fletores negativos significativos, por se tratar de um tabuleiro bi-apoiado. Em relação aos esforços cortantes nesta direção, os máximos valores ocorrem nas regiões dos apoios, nas extremidades do vão do tabuleiro.

7.2.1.3 Laje construtiva

As solicitações da laje construtiva são determinadas com o objetivo único de verificação da sua capacidade em relação às cargas que nela atuam na etapa de construção. Essas cargas são o seu peso próprio, a carga de construção e a carga referente ao peso de concreto ainda não endurecido devido à concretagem da laje principal. As cargas são majoradas, apenas na situação de combinações de construção, pelos coeficientes de segurança indicados pela NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003a, p. 9-10), iguais a 1,25 para cargas permanentes e 1,3 para cargas variáveis.

De acordo com Araújo (2003, p. 7-11), lajes com uma dimensão maior do que duas vezes a outra não necessitam ser armadas longitudinalmente nas duas direções. Portanto, determina-se o momento apenas na direção na qual será verificada a armadura calculada para a laje principal.

No caso da laje construtiva, de dimensões 0,85 m x 15,1 m, o momento é determinado para o vão de 0,85 m, numa faixa de 1 m de largura, através da fórmula 18 (trabalho não publicado)²¹:

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{q_{linear} \cdot l_{v\grave{a}o}^2}{8} \quad (\text{f\acute{o}rmula 18})$$

Onde:

$M_{m\acute{a}x}$ = momento máximo no centro do vo (kNm);

q_{linear} = carga linear atuando sobre a viga (kN/m);

$l_{v\grave{a}o}$ = comprimento do vo considerado, igual a 0,85 m.

Deve-se determinar também o esforço cortante máximo $V_{m\acute{a}x}$, dado pela fórmula 19 (trabalho não publicado)²²:

²¹ Notas de aula do Prof. Eduardo Bitencourt da disciplina de Mecnica Estrutural I do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

²² Idem.

$$V_{m\acute{a}x} = q_{linear} \cdot \frac{l_{v\grave{a}o}}{2} \quad (\text{f\acute{o}rmula 19})$$

Portanto, sabendo que a laje construtiva tem uma espessura de 7 cm, detalha-se, na tabela 5, as cargas e as solicitações máximas geradas por essas cargas, não-majoradas ($M_{m\acute{a}x-k}$ e $V_{m\acute{a}x-k}$) e majoradas ($M_{m\acute{a}x-d}$ e $V_{m\acute{a}x-d}$) pelos coeficientes de segurança.

Tabela 5 – Cargas e solicitações na laje construtiva na direção transversal ao eixo das longarinas

Carga	Valor (kN/m ²)	$M_{m\acute{a}x-k}$ (kNm)	$M_{m\acute{a}x-d}$ (kNm)	$V_{m\acute{a}x-k}$ (kN)	$V_{m\acute{a}x-d}$ (kN)
Peso próprio	1,4875	0,13	0,17	0,63	0,79
Peso concreto mole	5	0,45	0,56	2,125	2,66
Construção	2	0,18	0,23	0,85	1,105

(fonte: elaborado pelo autor)

Para a determinação do esforço cortante na outra direção (corte longitudinal ao eixo das longarinas), foi utilizado o mesmo modelo elaborado para a laje principal, apenas mudando a seção das barras para 7 cm de espessura. O esforço cortante máximo encontrado na região dos apoios tem os valores expostos na tabela 6.

Tabela 6 – Esforço cortante na laje construtiva na direção longitudinal ao eixo das longarinas

Carga	$V_{m\acute{a}x-k}$ (kN)	$V_{m\acute{a}x-d}$ (kN)
Peso próprio	1,2	1,5
Peso concreto mole	3,9	4,875
Construção	1,6	2,08

(fonte: elaborado pelo autor)

7.2.2 Reações nos vínculos

Os vínculos nas duas extremidades do viaduto são apoios, os quais restringem apenas os movimentos do tabuleiro na direção global **Z**. Nas outras duas direções, a restrição do movimento fica responsável pela grande massa da estrutura do tabuleiro, o que impede seu deslocamento. Portanto, as únicas reações são, também, na direção **Z**.

Elas foram determinadas, manualmente, para as cargas de peso-próprio (do tabuleiro e da pavimentação) e carga móvel, através da inserção de cada uma das cargas na linha de influência de esforço cortante referente à carga unitária inserida na seção 1. O valor do esforço cortante calculado para a seção 1 é o valor da reação do viaduto. Os valores das reações, não-majorados e majorados, são resumidos na tabela 7.

Tabela 7 – Valores das reações em um vínculo

Carga considerada	Reação não-majorada (kN)	Reação majorada (kN)
Peso próprio + Pav.	152,13	205,37
Carga móvel	191,61	287,42
Construção	15,5	23,25

(fonte: elaborado pelo autor)

7.2.3 Aparelhos de apoio

Um aparelho de apoio é submetido à dois tipos de esforços: normais de compressão e transversais. Os esforços normais produzem tensões normais e tangenciais devidas tanto à compressão quanto à rotação do elemento, no caso de carga não centrada. Os esforços transversais, por outro lado, produzem apenas solicitações tangenciais (MASON, 1977, p. 171).

A força de compressão P a que o aparelho é submetido é a reação, já majorada pelo coeficiente de segurança, do viaduto, determinada no item anterior, referente às cargas de peso próprio e pavimentação do viaduto, além da carga móvel. O momento M que atua no

aparelho de apoio é aquele devido à rotação da extremidade da longarina, obtida com base no modelo desenvolvido no *software* SAP2000 (COMPUTERS AND STRUCTURES INC., 2005). As cargas horizontais, por fim, são aquelas devido à frenação e aceleração de veículos, na direção longitudinal às vigas, e devido à ação do vento, na direção transversal ao eixo das vigas, ambas determinadas anteriormente, nos itens 7.1.2.4 e 7.1.2.5, respectivamente. Essas cargas são resumidas na tabela 8.

A determinação do momento M devido à rotação da extremidade da longarina é feita com base na utilização das fórmulas 20 e 21 (MASON, 1977, 173):

$$M = \frac{E_i \cdot J}{d'} \cdot \alpha_{aa} \quad (\text{fórmula 20})$$

$$J = \frac{a_{aa}^3 \cdot b_{aa}}{12} \quad (\text{fórmula 21})$$

Onde:

M = momento atuante no aparelho de apoio, associado à rotação α_{aa} (kNm);

E_i = módulo de elasticidade aparente de uma camada de neoprene cintada, igual a 120131,46 kN/m²;

J = momento de inércia da seção $a \times b$ (m⁴);

d' = espessura da camada de neoprene, igual a 0,008 m;

α_{aa} = rotação na extremidade da longarina, igual a 0,0026 rad;

a_{aa} = dimensão do aparelho de apoio na direção normal ao eixo das longarinas, igual a 0,2 m;

b_{aa} = dimensão do aparelho de apoio na direção transversal ao eixo das longarinas, igual a 0,2 m.

Tabela 8 – Esforços atuantes nos aparelhos de apoio

	P (kN)	M (kNm)	H _{fren-acel} (kN)	H _{vento} (kN)
Carga não-majorada	343,74	13,378	1,7763	0,5845
Carga majorada	492,79	18,465	2,6645	0,8768

(fonte: elaborado pelo autor)

7.2.4 Paredes-diafragma

A determinação das solicitações atuantes nas paredes-diafragma depende da sua profundidade, já que os empuxos, que resultam da atuação das tensões horizontais presentes no solo, crescem com a profundidade.

A **ficha** resulta do comprimento de parede enterrada no solo necessário para que o somatório de momentos provocados pelos empuxos ativo e carga de frenação e aceleração de veículos (momentos desestabilizantes) e empuxos passivos (momentos estabilizantes), seja nulo. Sobre os valores dos empuxos passivos aplica-se um coeficiente de segurança que os reduzem pela metade, já que, em uma situação real, é preciso um deslocamento muito grande da estrutura sobre o solo para que todo o seu empuxo passivo seja mobilizado, deslocamento este que não se quer na estrutura (trabalho não publicado)²³.

As tabelas do apêndice D detalham o cálculo dos momentos utilizados para determinação da ficha e a tabela 9 apresenta os resultados obtidos para a ficha das duas paredes.

Tabela 9 – Ficha das paredes PD-01 e PD-02

	PD-01	PD-02
Profundidade escavada (m)	5	6
Ficha (m)	5	5,5
Profundidade parede (m)	10	11,5

(fonte: elaborado pelo autor)

Deve ser verificado, ainda, o **somatório de forças verticais**, ou seja, as cargas solicitantes majoradas não devem exceder o valor da resistência do solo, que depende do comprimento da ficha. Esta resistência é calculada com base nas fórmulas 5 e 6, fornecidas nos itens 5.2.2.1 e 5.2.2.2 deste trabalho. As tabelas 10 e 11 detalham a verificação das cargas verticais.

²³ Notas de aula do Prof. Fernando Schnaid da disciplina de Mecânica dos Solos II do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Tabela 10 – Verificação das cargas verticais da PD-01

MÉTODO:		Qu (kN)
Aoki-Velloso		686,6357
Décourt-Quaresma		2592,4
Qu considerado (kN)		1639,518
CARGAS VERTICAIS:	carga (kN)	γf
(peso próprio+pavim) viaduto	152,1251	1,35
peso proprio parede	150	1,35
carga móvel	191,6148	1,5
carga total	Σ	695,2911
verificação de segurança		ok

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 11 – Verificação das cargas verticais da PD-02

PD-02		
MÉTODO:		Qu (kN)
Aoki-Velloso		802,9057
Décourt-Quaresma		2737,133
Qu considerado (kN)		1770,02
CARGAS VERTICAIS:	carga (kN)	γf
(peso próprio+pavim) viaduto	152,1251	1,35
peso proprio parede	172,5	1,35
carga móvel	191,6148	1,5
carga total	Σ	725,6661
verificação de segurança		ok

(fonte: elaborado pelo autor)

A partir do comprimento da ficha e, conseqüentemente, da profundidade da parede, determinaram-se as resultantes dos empuxos ativos e passivo que atuam em seções a cada metro de profundidade nas paredes, detalhadas nas tabelas E1 e E2 do apêndice E, que resumem as cargas atuantes na direção perpendicular ao plano da parede (empuxos ativo e passivo e carga de frenação e aceleração de veículos). A tabela E3 do apêndice E, por sua vez, resume as cargas verticais atuantes nas paredes (reação do viaduto e peso próprio da parede). Com isso, determinaram-se as solicitações momento fletor, esforço cortante e esforço normal nas seções a cada metro de profundidade, considerando sinais contrários para cargas com sentidos diferentes quando necessário.

Para o cálculo das solicitações, foram consideradas três combinações de cálculo, referentes à três possíveis situações de carregamento que podem ocorrer na estrutura, detalhados no quadro 8. Para cada combinação, foram determinadas as solicitações em cada seção, de cada uma das paredes, o que é exposto nas tabelas 12 a 14, que apresentam as solicitações resultantes já majoradas pelos coeficientes de segurança.

Quadro 8 – Combinações de cálculo consideradas

COMBINAÇÃO	Cargas normais ao eixo da parede	Cargas perpendiculares ao plano da parede
1	Reação peso-próprio viaduto + peso-próprio parede	Empuxos permanentes (ativo e passivo) + Empuxo devido à sobrecarga
2	Reação peso-próprio viaduto + reação carga móvel viaduto + peso-próprio parede	Empuxos permanentes (ativo e passivo) + carga de frenação e aceleração de veículos
3	Reação peso-próprio viaduto + reação carga móvel viaduto + peso-próprio parede	Empuxos permanentes (ativo e passivo) + empuxo devido à sobrecarga + carga de frenação e aceleração de veículos

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 12 – Solicitações referentes à combinação 1

H (m)	PD-01			PD-02		
	Nd (kN)	Qd (kN)	Md (kNm)	Nd (kN)	Qd (kN)	Md (kNm)
1	225,62	0,00	0,00	225,62	0,00	0,00
2	245,87	10,90	3,63	245,87	10,90	3,63
3	266,12	24,21	16,14	266,12	24,21	16,14
4	286,37	37,53	37,53	286,37	37,53	37,53
5	306,62	65,14	88,38	306,62	65,14	88,38
6	326,87	79,45	163,38	326,87	98,50	169,72
7	347,12	61,42	236,51	347,12	118,55	280,94
8	367,37	11,04	275,43	367,37	106,26	396,04
9	387,62	-71,68	247,81	387,62	61,62	482,68
10	407,87	-186,74	121,30	407,87	-15,35	508,51
11	-	-	-	428,12	-141,59	437,02
11,5	-	-	-	438,24	-255,10	338,69

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 13 – Solicitações referentes à combinação 2

H (m)	PD-01			PD-02		
	Nd (kN)	Qd (kN)	Md (kNm)	Nd (kN)	Qd (kN)	Md (kNm)
1	513,04	2,66	2,66	513,04	2,66	2,66
2	533,29	13,56	8,96	533,29	13,56	8,96
3	553,54	26,88	24,13	553,54	26,88	24,13
4	573,79	40,19	48,19	573,79	40,19	48,19
5	594,04	66,03	100,82	594,04	66,03	100,82
6	614,29	78,57	175,82	614,29	97,62	182,17
7	634,54	58,77	247,18	634,54	115,90	291,62

continua

continuação

H (m)	PD-01			PD-02		
	Nd (kN)	Qd (kN)	Md (kNm)	Nd (kN)	Qd (kN)	Md (kNm)
8	654,79	6,62	282,57	654,79	101,83	403,18
9	675,04	-77,87	249,64	675,04	55,43	484,50
10	695,29	-194,71	116,04	695,29	-23,32	503,25
11	-	-	-	715,54	-151,22	422,94
11,5	-	-	-	725,67	-265,50	319,21

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 14 – Solicitações referentes à combinação 3

H (m)	PD-01			PD-02		
	Nd (kN)	Qd (kN)	Md (kNm)	Nd (kN)	Qd (kN)	Md (kNm)
1	513,04	2,66	2,66	513,04	2,66	2,66
2	533,29	13,56	8,96	533,29	13,56	8,96
3	553,54	26,88	24,13	553,54	26,88	24,13
4	573,79	40,19	48,19	573,79	40,19	48,19
5	594,04	67,45	101,53	594,04	67,45	101,53
6	614,29	81,41	178,65	614,29	100,45	185,00
7	634,54	63,02	253,56	634,54	120,15	298,00
8	654,79	12,29	293,91	654,79	107,51	414,52
9	675,04	-70,78	267,36	675,04	62,52	502,23
10	695,29	-186,20	141,56	695,29	-14,82	528,77
11	-	-	-	715,54	-141,39	457,65
11,5	-	-	-	725,67	-255,05	359,31

(fonte: elaborado pelo autor)

7.3 DIMENSIONAMENTO

O dimensionamento, assim como a determinação das solicitações, foi feito separadamente para cada peça da estrutura, de acordo com as solicitações, determinadas nos itens anteriores, que atuam sobre cada uma delas. De um modo geral, para os elementos de concreto armado ou protendido, foram adotados os procedimentos recomendados pela NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007). Os aparelhos de apoio, por não serem elementos de concreto, seguem outro procedimento.

Na verificação da segurança das peças, foram utilizados coeficientes de minoração (quadro 9) dos esforços resistentes, que seguiram a recomendação da NBR 6118 para o concreto e o aço da armadura passiva (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 63-64). Para o aço da armadura de protensão, a NBR 9062 recomenda outro valor de coeficiente (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2001, p. 6).

Quadro 9 – Coeficientes de minoração das resistências

Coefficiente de ponderação do concreto γ_c	1,4
Coefficiente de ponderação do aço da armadura passiva γ_s	1,15
Coefficiente de ponderação do aço da armadura ativa (protensão) γ_p	1,5

(fonte: elaborado pelo autor)

Nos itens a seguir, portanto, são detalhados os processos utilizados para dimensionamento dos elementos que constituem o viaduto, dos aparelhos de apoio e das paredes-diafragma.

7.3.1 Viaduto

O dimensionamento do viaduto segue dois procedimentos bastante diferenciados entre si, para cada tipo de elemento que o constitui. As longarinas foram dimensionadas como elementos lineares protendidos submetidos à flexão simples. O dimensionamento da laje foi feito em duas etapas: o cálculo da armadura total da laje como um todo e a verificação da armadura

disposta apenas na laje construtiva para os esforços encontrados anteriormente. A laje foi calculada como elemento plano de concreto armado submetido também à flexão simples.

Todos os procedimentos seguidos para dimensionamento das peças do viaduto são detalhados nos itens a seguir.

7.3.1.1 Longarinas

Para o dimensionamento de peças de concreto protendido, em primeiro lugar devem-se determinar o tipo e a modalidade de protensão, pois estes aspectos definem, respectivamente, o modo de execução da protensão na peça e se todas as solicitações ou somente parte delas serão absorvidas pela armadura de protensão.

O tipo de protensão indica em que período a protensão é realizada. Pode ser um dentre os três que seguem (LEONHARDT, 1983, p. 7-8):

- a) **com aderência inicial:** os cabos são protendidos antes da concretagem;
- b) **com aderência posterior:** os cabos são protendidos após o endurecimento do concreto, dentro de um duto, no qual é injetado graute posteriormente;
- c) **sem aderência:** os cabos não têm aderência com o concreto e são presos apenas por bainhas dispostas em cada extremidade da peça.

A modalidade de protensão determina o grau da força aplicada na peça e a parcela dos esforços atuantes que ela absorve. Pode ser, de acordo com Leonhardt (1983, p. 8-9), total ou completa, limitada, parcial e moderada.

O tipo de protensão escolhido foi a **pré-tensão aderente**, adequada para vigas pré-moldadas em fábricas, nas quais consegue-se protender o aço anteriormente à concretagem da peça, com a utilização de macacos hidráulicos e fôrmas de concretagem fixas, e assim garantir a aderência inicial do concreto ao aço após a cura total do concreto.

Quanto à modalidade, escolheu-se a **protensão completa**, na qual todas as seções de concreto ao longo da viga apresentam-se comprimidas, ou seja, todos os esforços de flexão são absorvidos pela armadura de protensão.

As cordoalhas, formadas por fios de aço enroscados em torno de um eixo longitudinal, são dispostas na mesa inferior da viga, a uma mesma altura em todas as seções transversais, ou seja, os cabos são retos ao longo do comprimento da viga.

Inicialmente, determinaram-se as **propriedades dos materiais** (concreto e aço de protensão), além das **propriedades geométricas da seção transversal** da viga, em um tempo inicial, no qual a viga está ainda com a configuração sem laje e um tempo final, no qual a laje já está incorporada à viga. Todas essas propriedades encontram-se resumidas nos quadros 10 a 12.

Quadro 10 – Propriedades do concreto e do aço de protensão

PROPRIEDADES DO CONCRETO (C40)	
Resistência característica à compressão f_{ck} (MPa)	40
Tensão na borda comprimida no tempo $(t=0) = \sigma_{cc}(0)$ (MPa)	22,4
Tensão na borda comprimida no tempo $(t=\infty) = \sigma_{cc}(\infty)$ (MPa)	20
Tensão na borda tracionada no tempo $(t=0) = \sigma_{ct}(0)$ (MPa)	3,628573
Tensão na borda tracionada no tempo $(t=\infty) = \sigma_{ct}(\infty)$ (MPa)	0
Módulo de elasticidade secante E_{cs} (MPa)	30104,88
PROPRIEDADES DO AÇO DE PROTENSÃO (CP190-RB)	
Resistência característica à tração f_{ptk} (kN/cm²)	190
Tensão no aço de protensão no tempo $(t=0) = \sigma_{p0}$ (kN/cm²)	152
Módulo de deformação longitudinal E_p (kN/cm²)	19600

(fonte: elaborado pelo autor)

Quadro 11 – Propriedades geométricas da seção em $t=0$

Área da seção A_i (cm²)	2570
Excentricidade do C.G. em relação à borda inferior e_i (cm)	26,02789
Momento de inércia da seção transversal I_c (cm⁴)	1607486
Módulo resistente inferior W_i (cm³)	61760,15
Altura da seção h (cm)	80
Módulo resistente superior W_s (cm³)	29783,64
Excentricidade da protensão em relação ao C.G. e_{pi} (cm)	19,02789

(fonte: elaborado pelo autor)

Quadro 12 – Propriedades geométricas da seção em $t=\infty$

Área da seção A_i (cm²)	4545
Excentricidade do C.G. em relação à borda inferior e_i (cm)	53,94573
Momento de inércia da seção transversal I_c (cm⁴)	6271768
Módulo resistente inferior W_i (cm³)	116260,7
Altura da seção h (cm)	100
Módulo resistente superior W_s (cm³)	136182,1
Excentricidade da protensão em relação ao C.G. e_{pi} (cm)	46,94573

(fonte: elaborado pelo autor)

A partir da geometria da seção transversal da viga e das solicitações calculadas anteriormente para as cinco seções consideradas (figura 42) e tendo em vista os limites de tensão impostos ao concreto e ao aço de protensão expostos no quadro 10, determinam-se os limites, superior e inferior da força de protensão para cada seção, obtidos com base na intersecção dos intervalos da força de protensão aceitável nas bordas inferior e superior da seção transversal, para o intervalo de tempo considerado. Os limites da força de protensão são resumidos na tabela 15.

Tabela 15 – Limites da força de protensão

SEÇÃO	$P_{0,min}$ (kN)	$P_{0,max}$ (kN)
1	0	1529,25559
2	855,37897	3927,73533
3	1436,09866	4306,86382
4	1769,83325	4519,34243
5	1867,80623	4569,38948

(fonte: elaborado pelo autor)

Como os limites para a força de protensão são diferentes para cada seção e o número de cordoalhas dispostas ao longo da viga é igual para todas elas, já que a armadura é protendida em suas extremidades anteriormente à concretagem da viga, faz-se um escalonamento da protensão. Para que o concreto não absorva a totalidade das tensões geradas pela protensão nas seções mais de extremidade, portanto, onde os limites da força de protensão são menores, deve-se garantir que não exista aderência entre as duas partes. Isso é garantido através da inserção de capas na armadura, nas regiões onde não se quer que exista aderência. A armadura utilizada por seção, bem como a força de protensão resultante devido ao escalonamento da protensão são resumidas na tabela 16.

Tabela 16 – Armadura de protensão por seção

SEÇÃO	Tipo de cordoalha (nº de fios)	Diâmetro nominal (mm)	Área da cordoalha (mm ²)	Nº de cordoalhas	Área total (mm ²)	Força de protensão resultante (kN)
1	7	12,7	98,7	4	394,8	600,096
2	7	12,7	98,7	7	690,9	1050,168
3	7	12,7	98,7	13	1283,1	1950,312
4	7	12,7	98,7	13	1283,1	1950,312
5	7	12,7	98,7	15	1480,5	2250,36

(fonte: elaborado pelo autor)

A partir da determinação da força de protensão que atua sobre cada seção, determinam-se, então, as **perdas** que ocorrem tanto no concreto como no aço. Estas são divididas em **imediatas e progressivas**

É importante ressaltar que, para o cálculo das perdas, não se consideraram as diferentes idades do concreto da viga pré-moldada e da laje, concretada posteriormente. A não consideração das diferentes idades afeta o cálculo das tensões no concreto após as perdas, já que o módulo de elasticidade do concreto cresce com o tempo. A verificação da segurança à flexão, entretanto, não é afetada pela idade do concreto, o que permite que se faça essa simplificação.

A única perda imediata que ocorre em uma peça com aderência inicial é a perda por encurtamento do concreto, que ocorre no momento da transferência da força de protensão ao concreto. As perdas progressivas devem-se aos fenômenos reológicos que ocorrem no concreto (fluência e retração) e à fluência e relaxação do aço de protensão.

A primeira perda a ser calculada, portanto, é aquela devida ao **encurtamento do concreto**, determinada para a viga no seu estado inicial, ou seja, aquele sem a laje incorporada às vigas pré-moldadas. Essa perda é determinada com base no valor da tensão efetiva no aço de protensão quando atua sobre este somente a força de protensão, tensão esta calculada através da fórmula 22 (trabalho não publicado)²⁴:

$$\sigma_{prot.} = \frac{\sigma_{p0}}{1 + \left[\frac{E_p}{E_{cs}} \cdot A_p \cdot \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e_p^2}{I_c} \right) \right]} \quad (\text{fórmula 22})$$

Onde:

$\sigma_{prot.}$ = tensão efetiva no aço de protensão após a ocorrência do encurtamento do concreto (kN/cm²);

σ_{p0} = tensão inicial no aço de protensão, igual a 152 kN/cm²;

E_p = módulo de deformação longitudinal do aço, igual a 19600 kN/cm²;

E_{cs} = módulo de elasticidade secante do concreto, igual a 3010,49 kN/cm²;

A_p = área de aço de protensão (cm²);

A_c = área de concreto (cm²);

²⁴ Notas de aula do Prof. Rubem Schwingel da disciplina de Concreto Protendido do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

e_p = excentricidade da protensão em relação ao C.G. no tempo 0, igual a 19,03 cm;

I_c = momento de inércia da seção no tempo 0, igual a 1607486 cm⁴.

As tensões resultantes no aço, portanto, após as perdas imediatas, são listadas na tabela 17, bem como o decréscimo de tensão em relação à tensão inicial no aço, de valor igual a 152 kN/cm². Essas tensões geram esforços na viga, devido à aplicação isolada da força de protensão. É gerado um esforço longitudinal de compressão, que transforma-se na sua totalidade em esforço normal, já que os cabos são retos. O esforço cortante devido à protensão é, portanto, nulo. É gerado, também, no caso da existência de excentricidade da armadura de protensão em relação ao centro de gravidade da seção transversal, um momento devido à força longitudinal, calculado com relação àquela excentricidade. Esses esforços também encontram-se resumidos na tabela 17.

Tabela 17 – Tensões e solicitações devidas à força de protensão

SEÇÃO	σ_p (kN/cm ²)	$\Delta\sigma_{pe}$ (kN/cm ²)	N_p (kN)	M_p (kNcm)
1	149,6371	2,3629	-590,767	-11241,1
2	147,9126	4,0874	-1021,93	-19445,1
3	144,5801	7,4199	-1855,11	-35298,8
4	144,5801	7,4199	-1855,11	-35298,8
5	143,5024	8,4976	-2124,55	-40425,8

(fonte: elaborado pelo autor)

As perdas progressivas são aplicadas nessas tensões iniciais. Elas são todas determinadas através do cálculo de uma deformação, que corresponde à variação de tensão devido à perda considerada, dentro de um intervalo de tempo, cujo tempo inicial foi considerado como 28 dias e final, como 10.000 dias.

A **fluência do concreto** é definida como uma parcela da deformação inicial que o concreto apresenta quando da aplicação de um carregamento. É, portanto, calculada através da multiplicação de um coeficiente de fluência pela deformação inicial do concreto. Esse coeficiente é calculado através da fórmula 23 e é composto por três parcelas, classificadas quanto ao tempo de duração e reversibilidade da deformação. O coeficiente de fluência rápida

e irreversível é função do crescimento da resistência do concreto ao longo do tempo; a fluência lenta e irreversível, das condições ambientais e idade e consistência do concreto; a fluência lenta e reversível, por fim, depende apenas da duração do carregamento aplicado (trabalho não publicado)²⁵.

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_a(t, t_0) + \varphi_f(t, t_0) + \varphi_d(t, t_0) \quad (\text{fórmula 23})$$

Onde:

$\varphi(t, t_0)$ = coeficiente de fluência total (adimensional);

$\varphi_a(t, t_0)$ = coeficiente de fluência rápida e irreversível (adimensional);

$\varphi_f(t, t_0)$ = coeficiente de fluência lenta e irreversível (adimensional);

$\varphi_d(t, t_0)$ = coeficiente de fluência lenta e reversível (adimensional);

O valor da deformação devido à fluência do concreto é, então, calculado através da fórmula 24:

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \varphi(t, t_0) \cdot \varepsilon_c(t_0) \quad (\text{fórmula 24})$$

Onde:

$\varepsilon_{cc}(t, t_0)$ = deformação devida à fluência do concreto (adimensional);

$\varepsilon_c(t_0)$ = deformação inicial do concreto no tempo 0 (adimensional);

A **retração do concreto**, da mesma forma, é calculada através de um coeficiente, que depende das condições de umidade do ar, abatimento do concreto e dimensões da peça. A umidade do ar, para Porto Alegre, foi considerada com um valor de 70%; a retração do concreto, com um valor entre 5 e 9 cm; a altura fictícia da peça, por fim, com um valor de 0,39 m. A deformação é calculada, então, pela fórmula 25 (trabalho não publicado)²⁶:

²⁵ Notas de aula do Prof. Rubem Schwingel da disciplina de Concreto Protendido do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

²⁶ Idem.

$$\varepsilon_{cs}(t, t_i) = \varepsilon_{cs\infty} \cdot [\beta_s(t) + \beta_s(t_i)] \quad (\text{fórmula 25})$$

Onde:

$\varepsilon_{cs}(t, t_i)$ = deformação devido à retração do concreto no intervalo de tempo (t, t_i) (adimensional);

$\varepsilon_{cs\infty}$ = deformação devido à retração do concreto em um intervalo de tempo infinito (adimensional);

$\beta_s(t)$ = funções dependentes do tempo dentro do intervalo considerado.

Por último, deve ser calculada a perda por **relaxação e fluência do aço**, ambas devidas à sua perda de tensão ao longo do tempo. A primeira, porém, ocorre a comprimento constante e a segunda a comprimento variável. Essas perdas são relacionadas e calculadas através das fórmulas 26 e 27 (trabalho não publicado)²⁷:

$$\varepsilon_p(t) = \frac{\sigma_p(t_i)}{E_p} [1 + \chi(t, t_i)] \quad (\text{fórmula 26})$$

$$\chi(t, t_i) = -\ln[1 - \psi(t, t_i)] \quad (\text{fórmula 27})$$

Onde:

$\varepsilon_p(t)$ = deformação devida à relaxação e fluência do aço de protensão (adimensional);

$\sigma_p(t_i)$ = tensão no aço de protensão no tempo inicial (kN/cm²);

E_p = módulo de deformação longitudinal do aço de protensão, igual a 19600 kN/cm²;

$\chi(t, t_i)$ = coeficiente de fluência do aço referente a um intervalo de tempo t, t_i (adimensional);

$\psi(t, t_i)$ = coeficiente de relaxação do aço referente a um intervalo de tempo t, t_i (adimensional).

Após o cálculo de todas as perdas, cujas deformações correspondentes são resumidas na tabela 18, pode-se, em seguida, calcular as tensões às quais as seções estudadas estão

²⁷ Notas de aula do Prof. Rubem Schwingel da disciplina de Concreto Protendido do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

submetidas, verificando se estas respeitam os limites de resistência impostos inicialmente. As tensões calculadas são resumidas na tabela 19.

Tabela 18 – Deformações devido às perdas progressivas

SEÇÃO	$\epsilon_c(t)$	$\epsilon_{cs}(t,t_0)$	$\epsilon_p(t)$
1	-0,000250223		0,00826145
2	-0,000323511		0,008172725
3	-0,000600461	-0,000446821	0,00800087
4	-0,000557896		0,00800087
5	-0,000661996		0,007945181

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 19 – Tensões no concreto

SEÇÃO	N_p (kN)	M_p (kNm)	M_q (kNm)	M_g (kNm)	$\sigma_{c_{sup}}$ (kN/cm ²)	$\sigma_{c_{inf}}$ (kN/cm ²)
1	-514,0589285	-24132,87058	0	0	0,064106017	-0,320679767
2	-940,5016636	-44152,5352	33025,69502	19705,675	-0,125225462	-0,30263701
3	-1700,62314	-79836,99122	55136,52662	33394,35	-0,192796312	-0,58663208
4	-1704,531755	-80020,48397	68038,51852	41066,025	-0,287049615	-0,47809568
5	-1948,356903	-91467,03306	72271,25787	42873,00531	-0,287724723	-0,593791147

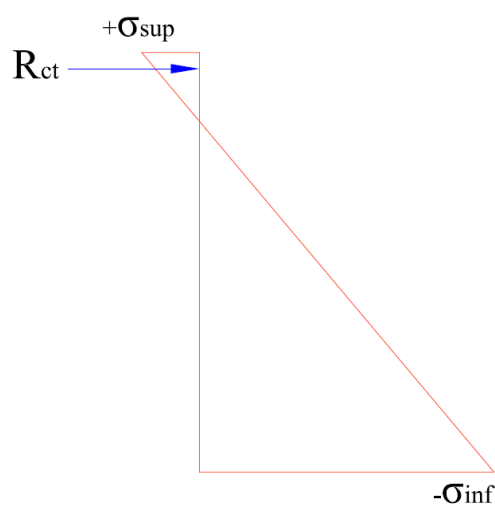
(fonte: elaborado pelo autor)

Percebe-se, observando a tabela 19, que a seção 1 apresentou uma tensão superior positiva, quando todas elas deveriam ser negativas no tempo considerado infinito. A esta região de tensões positivas, denomina-se cunha de tração, que pode ser observada na distribuição de tensões da seção 1, na figura 49.

O aparecimento de tensões positivas deve-se ao fato de que, ao realizar o cálculo, na seção de extremidade da viga não há momentos fletores devidos ao carregamento, somente aquele devido à protensão. Porém, na situação real, a tensão de protensão não assume seu valor total na seção de extremidade da viga, mas apenas a uma distância de 50ϕ da extremidade (figura

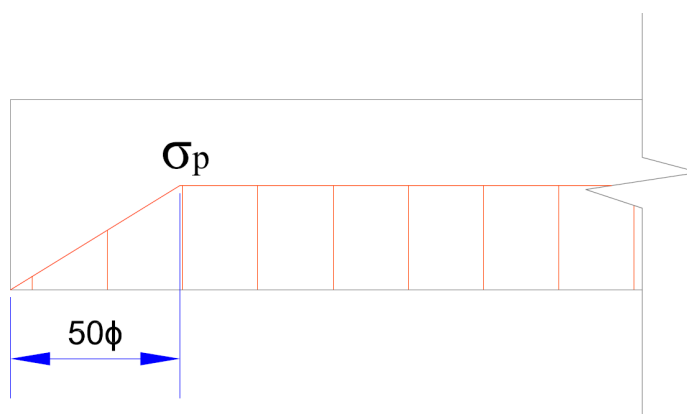
50), apresentando uma distribuição linear de zero ao seu valor máximo entre esse comprimento (informação verbal)²⁸. Portanto, o procedimento correto é verificar a tensão nessa seção. Para a armadura utilizada, com diâmetro de 12,7 mm, o comprimento de estabilização da tensão é de 0,6 m. O quadro 13 resume os valores calculados para a seção a 60 cm da extremidade da viga, que apresenta valores negativos de tensões, de acordo com o limites estabelecidos inicialmente.

Figura 49 – Distribuição de tensões na seção 1



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 50 – Crescimento da tensão devido à protensão a partir da seção de extremidade da viga



(fonte: elaborado pelo autor)

²⁸ Informação obtida em consulta com o Prof. Rubem Schwingel, professor do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio grande do Sul.

Quadro 13 – Esforços e tensões na seção a 60 cm da extremidade da viga

Seção a 60 cm da extremidade	
Np (kN)	-514,0589285
Mp kNcm	-24132,87058
Mq (kNcm)	13686,30319
Mg (kNcm)	6543,4875
σc sup (kN/cm2)	-0,036393995
σc inf (kN/cm2)	-0,202958955

(fonte: elaborado pelo autor)

Além disso, por uma questão de segurança, acrescenta-se uma armadura no local onde aparecem as tensões positivas, cuja área, calculada com base na resultante de tração (figura 49), através da fórmula 28, resultou em 0,02 cm² (informação verbal)²⁹.

$$A_{st} = \frac{R_{ct}}{f_{yk-CA50}/2} \quad (\text{fórmula 28})$$

Onde:

A_{st} = área de armadura de tração (cm²);

R_{ct} = força resultante de tração (kN);

$f_{yk-CA50}$ = resistência característica à tração do aço CA-50, de valor igual a 50 kN/cm².

A NBR 6118 ainda exige a **verificação da segurança à ruptura por flexão** para peças dimensionadas à protensão completa. Deve ser garantido que os momentos fletores atuantes, majorados pelos coeficientes de ponderação, sejam iguais ou menores do que os momentos resistentes da peça, também minorados pelos coeficientes de ponderação. Esta verificação é detalhada na tabela 20, na qual observa-se que todos os momentos atuante M_d apresentam valores menores do que os resistentes M_{rd} .

²⁹ Informação obtida em consulta com o Prof. Rubem Schwingel, professor do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio grande do Sul.

Tabela 20 –Verificação da segurança à ruptura por flexão

SEÇÃO	x (cm)	z _p (cm)	M _{rd} (kNm)	M _d (kNm)	Verificação
1	3,24	91,38	536,454	0	ok
2	5,67	90,17	926,323	761,412	ok
3	10,52	87,74	1673,99	1277,87	ok
4	10,52	87,74	1673,99	1574,97	ok
5	12,14	86,93	1913,71	1662,85	ok

(fonte: elaborado pelo autor)

Além da armadura longitudinal, também foi calculada a armadura transversal para a viga. A determinação da área de aço seguiu o procedimento indicado pela NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 121-122) para elementos lineares e resultou nos valores resumidos na tabela 21.

Tabela 21 –Armadura transversal da longarina

SEÇÃO	V _{sd}	A _{sw/s} mín (cm ² /m)	A _{sw/s} calc (cm ² /m)	Armadura utilizada	A _{sw/s} utiliz.
1	492,79	2,11	9,51	φ10 c/15	10,47
2	395,38	2,11	6,83	φ8 c/14	7,18
3	295,93	2,11	4,10	φ6,3 c/15	4,16
4	198,97	2,11	1,43	φ6,3 c/25	2,49
5	116,18	2,11	-0,84	φ6,3 c/25	2,49

(fonte: elaborado pelo autor)

A armadura de protensão e armadura transversal calculadas são detalhadas na prancha 1 do apêndice G. Além dessas armaduras, também são adicionados estribos e armaduras longitudinais passivas construtivos, também detalhados na prancha 1.

Finalmente, ainda é importante que se verifique a segurança à ruptura da peça pré-moldada na fase de construção, ou seja apenas com as cargas de construção e pesos próprios da viga pré-

moldada e do concreto ainda mole da laje concretada. A tabela 22 detalha os valores encontrados nessa verificação, na qual se observa que todas as seções encontram-se em segurança. Além da segurança à ruptura por flexão, ainda se verifica a segurança dos esforços transversais atuantes na viga. Esses também encontram-se dentro dos limites de segurança na fase de construção. Conclui-se, portanto, que a peça dimensionada é adequada.

Tabela 22 –Verificação da segurança à ruptura na fase de construção

SEÇÃO	x (cm)	zp (cm)	Mrd (kNm)	Md (kNm)	Verificação
1	3,24	71,38	419,04	0	ok
2	5,67	70,17	720,86	241,35	ok
3	10,52	67,74	1292,41	409,01	ok
4	10,52	67,74	1292,41	502,97	ok
5	12,14	66,93	1473,42	525,10	ok

(fonte: elaborado pelo autor)

7.3.1.2 Laje

O cálculo da armadura longitudinal da laje, dimensionada para suportar os momentos fletores, foi dividido de acordo com a direção do momento que nela atua. Portanto, determinou-se uma **armadura disposta ao longo da direção X global** do tabuleiro e uma **armadura na direção Y global**.

A **armadura na direção X global** foi calculada para uma faixa de laje de 1 m de largura ao longo da direção Y, de acordo com os esforços encontrados no item 7.2.1.2 e as fórmulas 29, 30 e 31, que calculam, respectivamente, a profundidade de concreto comprimido na seção transversal, a profundidade limite de concreto comprimido para utilização de armadura simples e a armadura necessária para suportar os esforços (trabalho não publicado)³⁰:

³⁰ Notas de aula da Profª. Virgínia Maria Rosito d'Ávila da disciplina de Estruturas de Concreto Armado I do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

$$y = d - \sqrt{d^2 - \frac{M_d}{0,425 \cdot b \cdot f_{cd}}} \quad (\text{fórmula 29})$$

$$y_{lim} = 0,8 \cdot \frac{d}{1 + 1,36 \cdot 10^{-3} \cdot f_{yd} (MPa)} \quad (\text{fórmula 30})$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot b \cdot y \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \quad (\text{fórmula 31})$$

Onde:

y = profundidade da seção transversal da peça submetida à compressão (cm);

d = altura útil da seção de concreto (cm);

M_d = momento fletor de cálculo ao qual a seção está submetida (kNcm);

b = largura da seção transversal da peça (cm);

f_{cd} = resistência de cálculo à compressão do concreto (kN/cm²);

y_{lim} = profundidade limite da seção transversal da peça submetida à compressão para utilização de armadura simples (cm);

f_{yd} = resistência de cálculo à tração do aço (kN/cm²);

A_s = área de armadura longitudinal (cm²).

As tabelas com os valores de armadura encontrada para os momentos positivos e negativos máximos que ocorrem na laje encontram-se no apêndice C. Este valor máximo de área de aço foi utilizado em toda a área do tabuleiro. Após a verificação da armadura mínima recomendada pela NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 117), chegam-se aos valores de 4,33 cm² para a armadura positiva e o valor mínimo de 3,46 cm² para a armadura negativa.

A **armadura na direção Y global** foi calculada da mesma forma como para a direção **X**, para uma faixa de laje de largura de 1 m ao longo da direção **X**. Entretanto, foram considerados apenas os momentos positivos, como exposto no item 7.2.1.2. Sendo assim, como armadura negativa foi utilizada a armadura mínima recomendada pela NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 117). Os valores de área de aço

encontrados foram o valor mínimo de $3,46 \text{ cm}^2$ para a armadura positiva e, para os momentos negativos, foi adicionada uma armadura construtiva de igual valor de área de aço.

Todas as armaduras utilizadas na laje são detalhadas nas pranchas 2 e 3 do apêndice G.

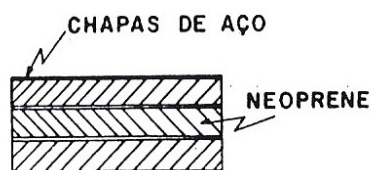
Ainda foi feita uma verificação da necessidade de utilização de armadura transversal na laje, de acordo com o disposto na NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 121-122), para os valores máximos encontrados de esforço cortante nas duas direções consideradas, iguais a 74,19. kN para o corte na direção transversal ao eixo das longarinas e igual a 50,46 kN para a direção longitudinal ao eixo das longarinas. A verificação indicou que não há necessidade de utilização de estribos.

Por fim, ainda deve ser feita a verificação das lajes construtivas, de acordo com as solicitações que ocorrem na etapa de construção, determinadas no item 7.2.1.3. A armadura utilizada na laje construtiva é a armadura positiva calculada para a laje como um todo, na direção considerada. Verifica-se, portanto, a capacidade resistente dessa armadura com relação aos esforços solicitantes. Após realizado o cálculo, cujos resultados encontram-se nas tabelas do apêndice C, concluiu-se que as lajes construtivas apresentam segurança tanto em relação ao momento fletor como em relação ao esforço cortante.

7.3.2 Aparelhos de apoio

Um aparelho de apoio é uma peça formada por camadas de neoprene, intercaladas com chapas de aço (neoprene cintado), como mostrado na figura 51. O neoprene é um material que possui características próprias. No dimensionamento dos aparelhos, foram utilizadas as propriedades do neoprene cintado, cujos valores diferem das do neoprene isolado. Esses valores são resumidos no quadro 14.

Figura 51 –Aparelho de apoio típico



(fonte: MASON, 1977, p. 171)

Quadro 14 –Propriedades do neoprene

Módulo de elasticidade do neoprene isolado E (kN/m²)	3922,66
Módulo de elasticidade do neoprene cintado E_i (kN/m²)	120131,46
Módulo de cisalhamento do neoprene cintado G (kN/m²)	1274,87

(fonte: elaborado pelo autor)

Os procedimento para dimensionamento dos aparelhos de apoio envolve a determinação de dimensões iniciais e posterior verificação das tensões, observando se as atuantes são menores que as resistentes. Os passos são os seguintes (MASON, 1977, p. 178):

- a) determinação das dimensões a x b de acordo com a tensão normal máxima admissível;
- b) verificação do efeito da rotação α_{aa} ;
- c) verificação das forças horizontais, para efeitos de deslizamento;
- d) verificação das tensões de corte, para efeitos de descolamento das chapas de aço;
- e) verificação da exigência quanto a uma altura máxima para o aparelho, determinada com base em suas dimensões.

As dimensões inicialmente determinadas foram aquelas resumidas no quadro 15, que foram verificadas como suficientes, após realizadas todas as verificações, para suportar os esforços atuantes em cada um dos setenta e seis aparelhos de apoio.

Quadro 15 –Características geométricas do aparelho de apoio

Dimensão do aparelho na direção longitudinal ao eixo das vigas a (m)	0,2
Dimensão do aparelho na direção transversal ao eixo das vigas b (m)	0,2
Espessura da camada de neoprene (m)	0,008
Número de camadas de neoprene	2
Espessura da chapa de aço (m)	0,003
Número de chapas de aço	3
Altura total do aparelho (m)	0,03

(fonte: elaborado pelo autor)

7.3.3 Paredes-diafragma

O dimensionamento das paredes-diafragma seguiu o mesmo procedimento das determinação das solicitações; foi feito, separadamente, para seções a cada metro de profundidade das paredes, de acordo com os esforços que nelas atuam.

Para o cálculo da armadura longitudinal foi utilizado um programa de dimensionamento de seções retangulares submetidas à flexo-compressão normal (CAMPOS FILHO, 2000). As armaduras foram calculadas para as três situações de carregamentos. O mais crítico, ou aquele que apresentou os maiores valores de área de armadura, foi o de número 1. Os valores de área de armadura para o carregamento 1 são resumidos na tabela 23. Os valores de armadura calculados para os outros dois carregamentos encontram-se dispostos no apêndice F.

Tabela 23 – Armaduras calculadas para as paredes PD-01 e PD-02 referentes à combinação 1

H (m)	PD-01			PD-02		
	As calculada (cm ²)	As mínima (cm ²)	As utilizada (cm ²)	As calculada (cm ²)	As mínima (cm ²)	As utilizada (cm ²)
1	0	24	24	0	24	24
2	0	24	24	0	24	24
3	0	24	24	0	24	24
4	0	24	24	0	24	24
5	0,08	24	24	0,08	24	24
6	8,82	24	24	9,62	24	24
7	17,54	24	24	23,3	24	24
8	21,94	24	24	37,66	24	37,66
9	17,72	24	24	48,34	24	48,34
10	0,84	24	24	51,08	24	51,08
11	-	-	-	41,12	24	41,12
11,5	-	-	-	27,96	24	27,96

(fonte: elaborado pelo autor)

Observa-se que muitas das armaduras calculadas apresentam valores nulos ou menores do que o mínimo sugerido pela NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 119), de valor igual a 0,4% da área de concreto da seção da peça. Portanto, nestas seções, foi utilizada a armadura mínima. O detalhamento da armadura longitudinal encontra-se nas pranchas 4 a 6 do apêndice G.

Além disso, a vinculação das paredes pode ser considerada como engastada-apoiada, já que, na extremidade superior, a grande massa do viaduto impede parcialmente o deslocamento e, na extremidade inferior, em algum ponto da parede enterrada onde as cargas horizontais se anulam, não há deslocamento horizontal e o giro é impedido pelo solo exterior à parede; ou seja, esta é uma estrutura hiperestática e não pode ser considerada como um elemento isolado.

Por fim, sabe-se ainda que estruturas não isoladas devem ser analisadas pelos métodos exatos. Estes envolvem a aplicação de um carregamento na estrutura hiperestática e, após sua resolução, a análise do deslocamento e solicitações, todos em um ponto de referência, gerados por este carregamento. Aplica-se, então, uma segunda parcela maior de carregamento, analisando, além da deformação de primeira ordem causada por este e seus efeitos, também o efeito de segunda ordem devido ao deslocamento gerado pelo carregamento anterior. Aplica-se a carga progressivamente até que o diagrama carga-deslocamento apresente um máximo ou assíntota, o qual representa a carga crítica da estrutura (FUSCO, 1981, p. 178).

Nota-se que este é um processo de alta complexidade. Além, disso, foge do objetivo deste trabalho. Portanto, não foi realizada análise de segunda ordem para as paredes-diafragma, e o dimensionamento ficou limitado aos efeitos apenas de primeira ordem.

Além da armadura que suporta os esforços longitudinais, ainda deve ser verificada a necessidade de utilização de armadura transversal, que suporta os esforços de corte. Optou-se por utilizar uma armadura transversal de $\phi 6,3$ c/ 20 cm nas duas paredes, por motivos construtivos. Sendo assim, foi verificada a capacidade resistente dessa quantidade de aço em relação aos esforços atuantes. A verificação foi feita com base nas disposições da NBR 6118 relativas à verificação dos esforços de corte em elementos lineares (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 121-123). Todas as seções apresentaram segurança. As tabelas com o cálculo detalhado de verificação da armadura transversal encontram-se no apêndice F e o detalhamento da armadura nas pranchas 4 a 6 do apêndice G.

8 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O cruzamento da rua Dom Pedro II com a avenida Cristóvão Colombo, na cidade de Porto Alegre, apresenta um trânsito cada vez mais caótico, o que dificulta e atrapalha as atividades dos usuários das vias. A estrutura projetada para o local surge como uma solução, portanto, para o problema de interferência entre as duas vias. Além disso, é uma estrutura que não polui a arquitetura do local, como, por exemplo, um elevado o faria.

O processo executivo proposto proporciona a continuidade parcial do tráfego de veículos na rua Dom Pedro II, o que ameniza o grande transtorno decorrente da interrupção de uma importante via de uma capital. Além disso, a execução da estrutura é relativamente rápida, já que os elementos com mais detalhes – as vigas – não são concretados no local, sendo pré-moldados.

O trabalho não abordou o projeto das estruturas de contenção nas demais regiões que não abaixo do viaduto. Uma opção para conter o solo nessas regiões seriam muros de arrimo. Salienta-se, entretanto, que a construção de muros de arrimo no local exigiria, além da escavação de um talude e verificação de sua estabilidade, o seu posterior reaterro. Observa-se que, além de um cálculo mais complexo, esta estrutura exigiria uma grande interferência na região do entorno, não sendo, portanto, a mais recomendada. A parede-diafragma, por outro lado, é uma estrutura de fácil execução e cujo processo não interfere nas atividades do entorno. Conclui-se, portanto, que este seria o tipo de estrutura indicado para conter também o solo nas regiões da escavação que não abaixo do viaduto. O cálculo, sendo assim, seguiria o mesmo procedimento daquele realizado para as paredes abaixo do viaduto.

Em relação aos resultados obtidos, analisando a armadura longitudinal calculada para as paredes-diafragma, conclui-se que suas dimensões poderiam ter sido otimizadas. O mesmo ocorreu para a espessura da laje. Reduzindo a espessura dos dois elementos, seriam obtidos valores maiores de área de armadura, próximos ou até mesmo maiores do que os valores mínimos recomendados pela Norma, o que conduziria, assim, a uma seção cuja área é melhor aproveitada. Porém, tanto a parede quanto a laje mais espessa contribuem para a rigidez da

estrutura, diminuindo a amplitude dos deslocamentos observados, que, caso muito grandes, seriam nocivos para a estrutura em ambos os casos.

Todos esses aspectos, excetuando-se a necessidade de otimização das dimensões da seção da laje e das paredes-diafragma, conduzem a concluir que, de uma maneira geral, a estrutura é adequada para o cruzamento.

Por se tratar de uma estrutura composta por peças diversas, o seu cálculo abrange assuntos variados, já que cada qual segue um processo de cálculo único. Foi possível, por isso, agregar um grande conhecimento sobre desenvolvimento de projeto, aprendendo novos conceitos e compreendendo vários outros que haviam sido abordados ao longo da graduação. Além disso, foi possível entender a complexidade da concepção de um projeto completo e a importância do desenvolvimento correto de cada etapa, já que muitas delas são dependentes das anteriores.

REFERÊNCIAS

ARAÚJO, J. M. de. **Curso de concreto armado**. 2. ed. Rio Grande: Dunas, 2003. v. 2.

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

_____. **NBR 6122**: projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 1996.

_____. **NBR 9062**: projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, 2001.

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

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

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

AUDIÊNCIA Pública sobre trincheira na Avenida Cristóvão Colombo. **Porto Alegre Ruas Vivas**, Porto Alegre, 4 set. 2012. Disponível em:

<<http://ruasvivas.wordpress.com/2012/09/04/audiencia-publica-sobre-trincheira-na-avenida-cristovao-colombo/>>. Acesso em: 26 abr. 2013.

CAMPOS FILHO, A. **Programa para dimensionamento de seções retangulares de concreto armado à flexão composta normal**. Porto Alegre: UFRGS, 2000. Programa utilizado na disciplina de Estruturas de Concreto Armado II do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Disponível em:

<<http://chasqueweb.ufrgs.br/~americo/eng01112/>>. Acesso em: 5 nov. 2013.

COMPUTERS AND STRUCTURES INC. **SAP2000**: structural analysis program. Berkeley: Computers and Structures Inc., 2005.

DÉCOURT, L.; ALBIERO, J. H.; CINTRA, J. C. A. Análise e projeto de fundações profundas. In: HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S. (Ed.). **Fundações**: teoria e prática. 1 ed. São Paulo: Pini, 1996. p. 265-328.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGEM. **Manual de projeto de obras-de-arte especiais**. Rio de Janeiro, 1996. Disponível em:

<http://ipr.dnit.gov.br/manuais/manual_de_projeto_de_obras_de_arte_especiais.pdf>. Acesso em: 22 maio 2013.

EL DEBS, M. K.; TAKEYA, T. **Introdução às pontes de concreto**. São Paulo: EESC/USP, 2009. Notas de aula da disciplina SET - 412 da Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. Disponível em:

<<http://www.ebah.com.br/content/ABAAAfNNQAJ/apostila-pontes-sao-carlos>>. Acesso em: 19 maio 2013.

FUNDAÇÕES ESPECIAIS LTDA. **Paredes diafragma moldadas in loco**. Jandira/SP, 2009a. Não paginado. Disponível em: <<http://fundesp.com.br/2009/paredesdiafragma.html>>. Acesso em: 5 jun. 2013.

_____. **Paredes diafragma pré-moldadas**. Jandira/SP, 2009b. Não paginado. Disponível em: <http://fundesp.com.br/2009/paredesdiafragma_pre.html>. Acesso em: 5 jun. 2013.

FUSCO, P. B. **Estruturas de concreto**: solicitações normais e estados limites últimos – teoria e aplicações. Rio de Janeiro: Guanabara Dois, 1981.

GERSCOVICH, D. M. S. **Estruturas de contenção**: empuxos de terra. Rio de Janeiro: PGECIV/FEUERJ, 2010. Apostila da do Departamento de Estruturas e Fundações da Faculdade de Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro. Disponível em: <<http://www.eng.uerj.br/~denise/pdf/empuxos.pdf>>. Acesso em: 10 out. 2013.

GOOGLE EARTH. [Coordenadas -30.017345,-51.18644]. [S.l.]: Google Inc., c2013.

GOOGLE MAPS. [Coordenadas -30.017345,-51.18644]. [S. l.], c2013. Disponível em: <www.googlemaps.com>. Acesso em: 10 abr. 2013.

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

_____. **Construções de concreto**: concreto protendido. Rio de Janeiro: Interciência, 1983. v. 5.

LOBO, B. O. **Método de previsão de capacidade de carga de estacas**: aplicação dos conceitos de energia do ensaio SPT. 2005. 121 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005. Disponível em: <<http://www.lume.ufrgs.br/handle/10183/7394>>. Acesso em: 8 maio 2013.

MARCHETTI, O. **Pontes de concreto armado**. 1. ed. São Paulo: Blücher, 2008.

MARZIONNA, J. D.; MAFFEI, C. E. M.; FERREIRA, A. A.; CAPUTO, A. N. Análise, projeto e execução de escavações e contenções. In: HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S. (Ed.). **Fundações**: teoria e prática. 1 ed. São Paulo: Pini, 1996. p. 537-578.

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

O'CONNOR, C. **Pontes**: superestruturas. São Paulo: Editora da Universidade de São Paulo, 1975. v. 1.

PFEIL, W. **Pontes em concreto armado**: elementos de projeto, solicitações, dimensionamento. 2. ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1980.

PINTO, C. S. **Curso básico de mecânica dos solos**: em 16 aulas. 3 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

PORTO ALEGRE. Secretaria de Planejamento Municipal. **Lei Complementar n. 434**, de 1 de dezembro de 1999, atualizada e compilada até a Lei Complementar n. 667, de 3 de janeiro

de 2011, incluindo a Lei Complementar n. 646, de 22 de julho de 2010. Dispõe sobre o desenvolvimento urbano no Município de Porto Alegre, institui o Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano Ambiental de Porto Alegre e dá outras providências. Porto Alegre, 1999. Disponível em: <http://www2.portoalegre.rs.gov.br/spm/default.php?p_secao=205³¹>. Acesso em: 15 ago. 2013.

_____. Prefeitura Municipal. Trincheira da avenida Cristóvão Colombo. **Portal PMPA**, Porto Alegre, 3 mar. 2013. Disponível em: <http://www2.portoalegre.rs.gov.br/portal_pmpa_novo/default.php?p_noticia=158806&TRINCHEIRA+DA+AVENIDA+CRISTOVAO+COLOMBO>. Acesso em: 26 abr. 2013.

RANZINI, S. M. T.; NEGRO JR., A. Obras de contenção: tipos, métodos construtivos, dificuldades executivas. In: HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S. (Ed.). **Fundações: teoria e prática**. 1 ed. São Paulo: Pini, 1996. p. 497-515.

SAES, J. L.; STUCCHI, F. R.; MILITITSKY, J. Concepção de obras de contenção. In: HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S. (Ed.). **Fundações: teoria e prática**. 1 ed. São Paulo: Pini, 1996. p. 517-536.

SCHNAID, F. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2000.

SILVEIRA, F. G. **Investigação do comportamento mecânico de um solo residual de Gnaise da cidade de Porto Alegre**. 2005. 159 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005. Disponível em: <<http://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/7224/000497009.pdf?sequence=1>>. Acesso em: 25 set. 2013.

STUCCHI, F. R. **Pontes e Grandes Estruturas**. São Paulo: EPUSP, 2006a. Apostila da disciplina PEF-2404. Disponível em: <<http://www.lem.ep.usp.br/PEF2404/default.htm>³²>. Acesso em: 25 maio 2013.

_____. **Pontes e Grandes Estruturas**. São Paulo: EPUSP, 2006b. Apostila da disciplina PEF-2404. Disponível em: <<http://www.lem.ep.usp.br/PEF2404/default.htm>³³>. Acesso em: 25 maio 2013.

TACITANO, M. **Análise de paredes de contenção através de método unidimensional evolutivo**. 2006. 268 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2006. Disponível em: <<http://www.fec.unicamp.br/~persio/cedeve/Tese%20-%20Texto%20-%20MARCELO%20TACITANO.pdf>>. Acesso em: 4 jun. 2013.

³¹ Clicar no link “Plano Diretor (L.C. 434/99 atualizada a compilada até a L.C. 667/ 11, incluindo a L.C.646/10)”.

³² No item “Material para download”, clicar em “Apostila Super.pdf”.

³³ No item “Material para download”, clicar em “Apostila meso e infra.pdf”.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações**. 2 ed. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 1996. v. 1.

**APÊNDICE A – Determinação das tensões verticais e horizontais no solo
e dos empuxos resultantes**

Tabela A1 – Tensões verticais e horizontais referentes ao empuxo ativo separadas em permanentes e variáveis, atuantes nas paredes 01 e 02

TENSÕES REFERENTES AO EMPUXO ATIVO – PD-01 E PD-02

z (m)	c' (kN/m²)	φ'	γ_{nat} (kN/m³)	K_a	σ_v'perm (kN/m²)	σ_v'var (kN/m²)	σ_v'tot (kN/m²)	σ_h'perm (kN/m²)	σ_h'var (kN/m²)	σ_h'tot (kN/m²)
0	7,94	27,7	18	0,36533	0	5	5	0	0	0
0,5	7,94	27,7	18	0,36533	9	5	14	0	0	0
1	7,94	27,7	18	0,36533	18	5	23	0	0	0
1,5	7,94	27,7	18	0,36533	27	5	32	0,265704	0	2,09237833
2	7,94	27,7	18	0,36533	36	5	41	3,553718	0	5,38039263
2,5	7,94	27,7	18	0,36533	45	5	50	6,841732	0	8,66840693
3	7,94	27,7	18	0,36533	54	5	59	10,12975	0	11,9564212
3,5	7,94	27,7	18	0,36533	63	5	68	13,41776	0	15,2444355
4	7,94	27,7	18	0,36533	72	5	77	16,70578	0	18,5324498
4	0	38,2	18	0,23631	72	5	77	17,01404	1,1815304	18,195568
4,5	0	38,2	18	0,23631	81	5	86	19,14079	1,1815304	20,3223228
5	0	38,2	18	0,23631	90	5	95	21,26755	1,1815304	22,4490775
5,5	0	38,2	18	0,23631	99	5	104	23,3943	1,1815304	24,5758322
6	0	38,2	18	0,23631	108	5	113	25,52106	1,1815304	26,7025869
6,5	0	38,2	18	0,23631	117	5	122	27,64781	1,1815304	28,8293416
7	0	38,2	18	0,23631	126	5	131	29,77457	1,1815304	30,9560963
7,5	0	38,2	18	0,23631	135	5	140	31,90132	1,1815304	33,082851
8	0	38,2	18	0,23631	144	5	149	34,02808	1,1815304	35,2096057
8,5	0	38,2	18	0,23631	153	5	158	36,15483	1,1815304	37,3363604
9	0	38,2	18	0,23631	162	5	167	38,28158	1,1815304	39,4631151
9,5	0	38,2	18	0,23631	171	5	176	40,40834	1,1815304	41,5898698
10	0	38,2	18	0,23631	180	5	185	42,53509	1,1815304	43,7166245
10,5	0	38,2	18	0,23631	189	5	194	44,66185	1,1815304	45,8433792
10,5	0	41,1	18	0,20673	189	5	194	39,07146	1,0336366	40,1051014
11	0	41,1	18	0,20673	198	5	203	40,93201	1,0336366	41,9656474
11,5	0	41,1	18	0,20673	207	5	212	42,79256	1,0336366	43,8261933
12	0	41,1	18	0,20673	216	5	221	44,6531	1,0336366	45,6867392
12,5	0	41,1	18	0,20673	225	5	230	46,51365	1,0336366	47,5472852
13	0	41,1	18	0,20673	234	5	239	48,37419	1,0336366	49,4078311
13,5	0	41,1	18	0,20673	243	5	248	50,23474	1,0336366	51,2683771
14	0	41,1	18	0,20673	252	5	257	52,09529	1,0336366	53,128923
14,5	0	41,1	18	0,20673	261	5	266	53,95583	1,0336366	54,989469
15	0	41,1	18	0,20673	270	5	275	55,81638	1,0336366	56,8500149

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela A2 – Tensões verticais e horizontais referentes ao empuxo passivo atuantes na parede 01

TENSÕES REFERENTES AO EMPUXO PASSIVO – PD-01							
z (m)	c' (kN/m²)	φ'	γ_{nat} (kN/m³)	K_a	K_p	σ_v' (kN/m²)	σ_h' (kN/m²)
0	-	-	-	-	-	-	-
0,5	-	-	-	-	-	-	-
1	-	-	-	-	-	-	-
1,5	-	-	-	-	-	-	-
2	-	-	-	-	-	-	-
2,5	-	-	-	-	-	-	-
3	-	-	-	-	-	-	-
3,5	-	-	-	-	-	-	-
4	-	-	-	-	-	-	-
4	-	-	-	-	-	-	-
4,5	-	-	-	-	-	-	-
5	0	38,15	18	0,236306	4,2318	0	0
5,5	0	38,15	18	0,236306	4,2318	9	38,08619759
6	0	38,15	18	0,236306	4,2318	18	76,17239519
6,5	0	38,15	18	0,236306	4,2318	27	114,2585928
7	0	38,15	18	0,236306	4,2318	36	152,3447904
7,5	0	38,15	18	0,236306	4,2318	45	190,430988
8	0	38,15	18	0,236306	4,2318	54	228,5171856
8,5	0	38,15	18	0,236306	4,2318	63	266,6033832
9	0	38,15	18	0,236306	4,2318	72	304,6895807
9,5	0	38,15	18	0,236306	4,2318	81	342,7757783
10	0	38,15	18	0,236306	4,2318	90	380,8619759
10,5	0	38,15	18	0,236306	4,2318	99	418,9481735
10,5	0	41,1	18	0,206727	4,83729	99	478,8916951
11	0	41,1	18	0,206727	4,83729	108	522,4273038
11,5	0	41,1	18	0,206727	4,83729	117	565,9629124
12	0	41,1	18	0,206727	4,83729	126	609,4985211
12,5	0	41,1	18	0,206727	4,83729	135	653,0341297
13	0	41,1	18	0,206727	4,83729	144	696,5697384
13,5	0	41,1	18	0,206727	4,83729	153	740,105347
14	0	41,1	18	0,206727	4,83729	162	783,6409557
14,5	0	41,1	18	0,206727	4,83729	171	827,1765643
15	0	41,1	18	0,206727	4,83729	180	870,712173

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela A3 –Tensões verticais e horizontais referentes ao empuxo passivo atuantes na parede 02

TENSÕES REFERENTES AO EMPUXO PASSIVO – PD-02							
profundidade	c' (kN/m2)	φ'	γ_{nat} (kN/m3)	K_a	K_p	σ_v' (kN/m2)	σ_h' (kN/m2)
0	-	-	-	-	-	-	-
0,5	-	-	-	-	-	-	-
1	-	-	-	-	-	-	-
1,5	-	-	-	-	-	-	-
2	-	-	-	-	-	-	-
2,5	-	-	-	-	-	-	-
3	-	-	-	-	-	-	-
3,5	-	-	-	-	-	-	-
4	-	-	-	-	-	-	-
4	-	-	-	-	-	-	-
4,5	-	-	-	-	-	-	-
5	-	-	-	-	-	-	-
5,5	-	-	-	-	-	-	-
6	0	38,15	18	0,236306	4,2318	0	0
6,5	0	38,15	18	0,236306	4,2318	9	38,08619759
7	0	38,15	18	0,236306	4,2318	18	76,17239519
7,5	0	38,15	18	0,236306	4,2318	27	114,2585928
8	0	38,15	18	0,236306	4,2318	36	152,3447904
8,5	0	38,15	18	0,236306	4,2318	45	190,430988
9	0	38,15	18	0,236306	4,2318	54	228,5171856
9,5	0	38,15	18	0,236306	4,2318	63	266,6033832
10	0	38,15	18	0,236306	4,2318	72	304,6895807
10,5	0	38,15	18	0,236306	4,2318	81	342,7757783
10,5	0	41,1	18	0,206727	4,83729	81	391,8204778
11	0	41,1	18	0,206727	4,83729	90	435,3560865
11,5	0	41,1	18	0,206727	4,83729	99	478,8916951
12	0	41,1	18	0,206727	4,83729	108	522,4273038
12,5	0	41,1	18	0,206727	4,83729	117	565,9629124
13	0	41,1	18	0,206727	4,83729	126	609,4985211
13,5	0	41,1	18	0,206727	4,83729	135	653,0341297
14	0	41,1	18	0,206727	4,83729	144	696,5697384
14,5	0	41,1	18	0,206727	4,83729	153	740,105347
15	0	41,1	18	0,206727	4,83729	162	783,6409557

(fonte: elaborado pelo autor)

Quadro A1 – Resultantes dos empuxos ativo e passivo na PD-01 para a ficha de 5 m

EMPUXOS ATIVOS (kN)						
Solo	Retangular			Triangular		
	Permanente	Variável	Prof. de aplic. (m)	Permanente	Variável	Prof. de aplic.(m)
1	0	0	0	27,79867	0	3
2	102,0842	7,089182	7	76,56317	0	8
3	175,8216	4,651365	12,75	37,67606	0	13,5
EMPUXOS PASSIVOS (kN)						
Solo	Retangular		Triangular			
	Valor		Prof. de aplic. (m)	Valor		Prof. de aplic. (m)
2	0		0	952,1549398		8,333333

(fonte: elaborado pelo autor)

Quadro A2 – Resultantes dos empuxos ativo e passivo na PD-02 para a ficha de 5,5 m

EMPUXOS ATIVOS (kN)						
Solo	Retangular			Triangular		
	Permanente	Variável	Prof. de aplic. (m)	Permanente	Variável	Prof. de aplic. (m)
1	0	0	0	27,79867	0	3
2	110,5912	7,679948	7,25	89,85539	0	8,333333
3	78,14293	2,067273	11,5	7,442184	0	11,83333
EMPUXOS PASSIVOS (kN)						
Solo	Retangular		Triangular			
	Valor		Prof. de aplic. (m)	Valor		Prof. de aplic. (m)
2	0		0	952,1549398		8,333333
3	391,8204778		11	43,53560865		11,16667

(fonte: elaborado pelo autor)

APÊNDICE B – Determinação da carga móvel

A **determinação da porcentagem de carga absorvida por cada uma das vigas do tabuleiro**, quando a carga unitária é inserida em uma das vigas, é feita através da divisão do deslocamento obtido em cada uma dessas vigas, em uma determinada seção, pelo valor do deslocamento de uma viga isolada devido à aplicação de uma carga unitária nessa mesma seção. A tabela B1 fornece o valor do deslocamento da viga isolada devido à aplicação da carga unitária. A tabela B2 fornece os valores dos deslocamentos de cada uma das longarinas do tabuleiro devido à aplicação da carga unitária na viga mais carregada, de número 19.

Tabela B1 – Deslocamento de uma viga isolada devido à aplicação de uma carga unitária no centro do vão

Deslocamento (m)	Carga (kN)	Rigidez (kN/m)
-0,000042	-1	23809,52381

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela B2 – Deslocamentos e porcentagem da carga unitária absorvida quando da aplicação da carga unitária no centro do vão da longarina 19

LONGARINA	deslocamento (m)	% da carga absorvida
1	-4,147E-14	9,87381E-10
2	-9,96E-14	2,37143E-09
3	-2,974E-13	7,08095E-09
4	-9,12E-13	2,17143E-08
5	-2,805E-12	6,67857E-08
6	-8,631E-12	2,055E-07
7	-2,656E-11	6,32381E-07
8	-8,171E-11	1,94548E-06
9	-2,514E-10	5,98571E-06
10	-7,736E-10	1,8419E-05
11	-2,38E-09	5,66667E-05
12	-7,324E-09	0,000174381
13	-2,254E-08	0,000536667
14	-6,935E-08	0,00165119
15	-2,134E-07	0,005080952
16	-6,573E-07	0,01565
17	-0,000002033	0,048404762
18	-0,000006435	0,153214286

continua

continuação

LONGARINA	deslocamento (m)	% da carga absorvida
19	-0,000023	0,547619048
20	-0,000006435	0,153214286
21	-0,000002033	0,048404762
22	-6,573E-07	0,01565
23	-2,134E-07	0,005080952
24	-6,935E-08	0,00165119
25	-2,254E-08	0,000536667
26	-7,324E-09	0,000174381
27	-2,38E-09	5,66667E-05
28	-7,736E-10	1,8419E-05
29	-2,514E-10	5,98571E-06
30	-8,171E-11	1,94548E-06
31	-2,656E-11	6,32381E-07
32	-8,631E-12	2,055E-07
33	-2,805E-12	6,67857E-08
34	-9,117E-13	2,17071E-08
35	-2,964E-13	7,05714E-09
36	-9,664E-14	2,30095E-09
37	-3,237E-14	7,70714E-10
38	-1,348E-14	3,20952E-10

(fonte: elaborado pelo autor)

A tabela B3 expõe os valores da área do gráfico de distribuição de carga transversal para trechos de 0,5 m de largura. As cargas P, q e q' absorvidas por uma determinada viga do tabuleiro, resultantes da disposição do trem-tipo na seção transversal do tabuleiro, na posição mais desfavorável para essa viga, são resumidas na tabela B4, para as vigas de 1 a 15 e para a viga 19. As **cargas P, q e q'** são determinadas de acordo com as fórmulas B1, B2 e B3:

$$P = \varphi * (\delta_{roda 1} + \delta_{roda 2}) \quad (\text{fórmula B1})$$

$$q = 3 * A_3 + \varphi * 5 * A_{5-seção com TT} \quad (\text{fórmula B2})$$

$$q' = 3 * A_3 + \varphi * 5 * A_{5-seção\ sem\ TT} \quad (\text{fórmula B3})$$

Onde:

φ = coeficiente de impacto (adimensional);

δ_{roda1} = ordenada do gráfico de distribuição transversal da carga abaixo de onde foi disposta a roda 1 do veículo-tipo (adimensional);

δ_{roda2} = ordenada do gráfico de distribuição transversal da carga abaixo de onde foi disposta a roda 1 do veículo-tipo (adimensional);

A_3 = área abaixo de onde foi disposta a carga de 3kN/m² (m²);

$A_{5-seção\ com\ TT}$ = área abaixo de onde foi disposta a carga de 5kN/m² para a seção que corta o veículo-tipo (m²);

$A_{5-seção\ sem\ TT}$ = área abaixo de onde foi disposta a carga de 5kN/m² para a seção que não corta o veículo-tipo (m²);

Tabela B3 – Áreas abaixo do gráfico de distribuição transversal da carga referentes à carga inserida na longarina 19

	Coordenada (m)	LI Transversal	Área Sob LI (m ²)
	0	2,95357E-10	
Longarina 1	0,5	9,87381E-10	3,20685E-10
	1	1,6794E-09	6,66696E-10
Longarina 2	1,5	2,37143E-09	1,01271E-09
	2	4,72619E-09	1,7744E-09
Longarina 3	2,5	7,08095E-09	2,95179E-09
	3	1,43976E-08	5,36964E-09
Longarina 4	3,5	2,17143E-08	9,02798E-09
	4	4,425E-08	1,64911E-08
Longarina 5	4,5	6,67857E-08	2,77589E-08
	5	1,36143E-07	5,07321E-08
Longarina 6	5,5	2,055E-07	8,54107E-08
	6	4,1894E-07	1,5611E-07
Longarina 7	6,5	6,32381E-07	2,6283E-07
	7	1,28893E-06	4,80327E-07
Longarina 8	7,5	1,94548E-06	8,08601E-07
	8	3,9656E-06	1,47777E-06
Longarina 9	8,5	5,98571E-06	2,48783E-06
	9	1,22024E-05	4,54702E-06
Longarina 10	9,5	1,8419E-05	7,65536E-06
	10	3,75429E-05	1,39905E-05
Longarina 11	10,5	5,66667E-05	2,35524E-05

continua

continuação

	Coordenada (m)	LI Transversal	Área Sob LI (m ²)
	11	0,000115524	4,30476E-05
Longarina 12	11,5	0,000174381	7,24762E-05
	12	0,000355524	0,000132476
Longarina 13	12,5	0,000536667	0,000223048
	13	0,001093929	0,000407649
Longarina 14	13,5	0,00165119	0,00068628
	14	0,003366071	0,001254315
Longarina 15	14,5	0,005080952	0,002111756
	15	0,010365476	0,003861607
Longarina 16	15,5	0,01565	0,006503869
	16	0,032027381	0,011919345
Longarina 17	16,5	0,048404762	0,020108036
	17	0,100809524	0,037303571
Longarina 18	17,5	0,153214286	0,063505952
	18	0,350416667	0,125907738
Longarina 19	18,5	0,547619048	0,224508929
	19	0,350416667	0,224508929
Longarina 20	19,5	0,153214286	0,125907738
	20	0,100809524	0,063505952
Longarina 21	20,5	0,048404762	0,037303571
	21	0,032027381	0,020108036
Longarina 22	21,5	0,01565	0,011919345
	22	0,010365476	0,006503869
Longarina 23	22,5	0,005080952	0,003861607
	23	0,003366071	0,002111756
Longarina 24	23,5	0,00165119	0,001254315
	24	0,001093929	0,00068628
Longarina 25	24,5	0,000536667	0,000407649
	25	0,000355524	0,000223048
Longarina 26	25,5	0,000174381	0,000132476
	26	0,000115524	7,24762E-05
Longarina 27	26,5	5,66667E-05	4,30476E-05
	27	3,75429E-05	2,35524E-05
Longarina 28	27,5	1,8419E-05	1,39905E-05
	28	1,22024E-05	7,65536E-06
Longarina 29	28,5	5,98571E-06	4,54702E-06
	29	3,9656E-06	2,48783E-06
Longarina 30	29,5	1,94548E-06	1,47777E-06
	30	1,28893E-06	8,08601E-07
Longarina 31	30,5	6,32381E-07	4,80327E-07
	31	4,1894E-07	2,6283E-07
Longarina 32	31,5	2,055E-07	1,5611E-07
	32	1,36143E-07	8,54107E-08

continua

continuação

	Coordenada (m)	LI Transversal	Área Sob LI (m ²)
Longarina 33	32,5	6,67857E-08	5,07321E-08
	33	4,42464E-08	2,7758E-08
Longarina 34	33,5	2,17071E-08	1,64884E-08
	34	1,43821E-08	9,02232E-09
Longarina 35	34,5	7,05714E-09	5,35982E-09
	35	4,67905E-09	2,93405E-09
Longarina 36	35,5	2,30095E-09	1,745E-09
	36	1,53583E-09	9,59196E-10
Longarina 37	36,5	7,70714E-10	5,76637E-10
	37	5,45833E-10	3,29137E-10
Longarina 38	37,5	3,20952E-10	2,16696E-10
	38	1,60476E-10	1,20357E-10

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela B4 – Cargas P, q e q' para cada distribuição de carga transversal

Cargas referentes à carga unitária aplicada na longarina de n°:	q (kN/m ²)	q' (kN/m ²)	P (kN)
1	3,934301837	4,153699628	2,219950125
2	3,600544947	4,132692106	5,359033125
3	2,846383005	4,521600723	16,41288938
4	1,35263054	5,716997259	57,7346625
5	1,85268053	6,216278499	57,73235625
6	3,323801181	6,367622603	57,7346625
7	3,372526054	6,416172585	57,73235625
8	3,388274263	6,431915029	57,73235625
9	3,393387561	6,437028327	57,73235625
10	3,395051786	6,438692551	57,73235625
11	3,395591967	6,439232733	57,73235625
12	3,395767675	6,439408441	57,73235625
13	3,395824726	6,439465491	57,73235625
14	3,395843137	6,439483903	57,73235625
15	3,395849149	6,439489915	57,73235625
19	3,395852009	6,439492775	57,73235625

(fonte: elaborado pelo autor)

A **determinação da linha de influência** é feita através do cálculo dos valores das solicitações em cada seção da viga, devido à aplicação de uma carga unitária em um determinado ponto.

As fórmulas B4, B5, B6 e B7 calculam os valores, respectivamente, do esforço cortante com a carga unitária aplicada antes e depois da seção considerada e do momento fletor, também com a carga aplicada antes e depois da seção considerada (trabalho não publicado)³⁴. As tabelas de número B5 a B9 apresentam os valores calculados das linhas de influência para as cinco seções da figura 42.

Linha de influência do esforço cortante em uma seção $s(x=a)$ para $0 \leq x \leq a$:

$$Q(x) = -x/L \quad (\text{fórmula B4})$$

Linha de influência do esforço cortante em uma seção $s(x=a)$ para $a \leq x \leq L$:

$$Q(x) = 1 - x/L \quad (\text{fórmula B5})$$

Linha de influência do momento fletor em uma seção $s(x=a)$ para $0 \leq x \leq a$:

$$M(x) = \frac{(L-x)x}{L} \quad (\text{fórmula B6})$$

Linha de influência do momento fletor em uma seção $s(x=a)$ para $a \leq x \leq L$:

$$M(x) = \frac{(L-x)x}{L} \quad (\text{fórmula B7})$$

Onde:

x = coordenada da seção onde se está calculando a solicitação (m);

L = vão da viga;

³⁴ Notas de aula do Prof. Rubem Schwingel da disciplina de Concreto Protendido do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Tabela B5 – Linha de influência do esforço cortante para $a = 0$

x	LI Q(x)	Área sob Q(x)
0	1	
0,25	0,983870968	0,247983871
0,5	0,967741935	0,243951613
0,75	0,951612903	0,239919355
1	0,935483871	0,235887097
1,25	0,919354839	0,231854839
1,5	0,903225806	0,227822581
1,75	0,887096774	0,223790323
2	0,870967742	0,219758065
2,25	0,85483871	0,215725806
2,5	0,838709677	0,211693548
2,75	0,822580645	0,20766129
3	0,806451613	0,203629032
3,25	0,790322581	0,199596774
3,5	0,774193548	0,195564516
3,75	0,758064516	0,191532258
4	0,741935484	0,1875
4,25	0,725806452	0,183467742
4,5	0,709677419	0,179435484
4,75	0,693548387	0,175403226
5	0,677419355	0,171370968
5,25	0,661290323	0,16733871
5,5	0,64516129	0,163306452
5,75	0,629032258	0,159274194
6	0,612903226	0,155241935
6,25	0,596774194	0,151209677
6,5	0,580645161	0,147177419
6,75	0,564516129	0,143145161
7	0,548387097	0,139112903
7,25	0,532258065	0,135080645
7,5	0,516129032	0,131048387
7,75	0,5	0,127016129
8	0,483870968	0,122983871
8,25	0,467741935	0,118951613
8,5	0,451612903	0,114919355
8,75	0,435483871	0,110887097
9	0,419354839	0,106854839
9,25	0,403225806	0,102822581
9,5	0,387096774	0,098790323
9,75	0,370967742	0,094758065
10	0,35483871	0,090725806
10,25	0,338709677	0,086693548
10,5	0,322580645	0,08266129

continua

continuação

x	LI Q(x)	Área sob Q(x)
10,75	0,306451613	0,078629032
11	0,290322581	0,074596774
11,25	0,274193548	0,070564516
11,5	0,258064516	0,066532258
11,75	0,241935484	0,0625
12	0,225806452	0,058467742
12,25	0,209677419	0,054435484
12,5	0,193548387	0,050403226
12,75	0,177419355	0,046370968
13	0,161290323	0,04233871
13,25	0,14516129	0,038306452
13,5	0,129032258	0,034274194
13,75	0,112903226	0,030241935
14	0,096774194	0,026209677
14,25	0,080645161	0,022177419
14,5	0,064516129	0,018145161
14,75	0,048387097	0,014112903
15	0,032258065	0,010080645
15,25	0,016129032	0,006048387
15,5	0	0,002016129

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela B6 – Linha de influência do esforço cortante e momento fletor para a = 2 m

x	LI M(x)	Área sob M(x)	LI Q(x) $0 \leq x \leq a$	LI Q(x) $a \leq x \leq L$	Área sob Q(x)
0	0		0		
0,25	0,217741935	0,027217742	-0,016129032		-0,002016129
0,5	0,435483871	0,081653226	-0,032258065		-0,006048387
0,75	0,653225806	0,13608871	-0,048387097		-0,010080645
1	0,870967742	0,190524194	-0,064516129		-0,014112903
1,25	1,088709677	0,244959677	-0,080645161		-0,018145161
1,5	1,306451613	0,299395161	-0,096774194		-0,022177419
1,75	1,524193548	0,353830645	-0,112903226		-0,026209677
2	1,741935484	0,408266129	-0,129032258	0,870967742	-0,030241935
2,25	1,709677419	0,431451613		0,85483871	0,215725806
2,5	1,677419355	0,423387097		0,838709677	0,211693548
2,75	1,64516129	0,415322581		0,822580645	0,20766129
3	1,612903226	0,407258065		0,806451613	0,203629032
3,25	1,580645161	0,399193548		0,790322581	0,199596774
3,5	1,548387097	0,391129032		0,774193548	0,195564516
3,75	1,516129032	0,383064516		0,758064516	0,191532258
4	1,483870968	0,375		0,741935484	0,1875

continua

continuação

x	LI M(x)	Área sob M(x)	LI Q(x) $0 \leq x \leq a$	LI Q(x) $a \leq x \leq L$	Área sob Q(x)
4,25	1,451612903	0,366935484		0,725806452	0,183467742
4,5	1,419354839	0,358870968		0,709677419	0,179435484
4,75	1,387096774	0,350806452		0,693548387	0,175403226
5	1,35483871	0,342741935		0,677419355	0,171370968
5,25	1,322580645	0,334677419		0,661290323	0,16733871
5,5	1,290322581	0,326612903		0,64516129	0,163306452
5,75	1,258064516	0,318548387		0,629032258	0,159274194
6	1,225806452	0,310483871		0,612903226	0,155241935
6,25	1,193548387	0,302419355		0,596774194	0,151209677
6,5	1,161290323	0,294354839		0,580645161	0,147177419
6,75	1,129032258	0,286290323		0,564516129	0,143145161
7	1,096774194	0,278225806		0,548387097	0,139112903
7,25	1,064516129	0,27016129		0,532258065	0,135080645
7,5	1,032258065	0,262096774		0,516129032	0,131048387
7,75	1	0,254032258		0,5	0,127016129
8	0,967741935	0,245967742		0,483870968	0,122983871
8,25	0,935483871	0,237903226		0,467741935	0,118951613
8,5	0,903225806	0,22983871		0,451612903	0,114919355
8,75	0,870967742	0,221774194		0,435483871	0,110887097
9	0,838709677	0,213709677		0,419354839	0,106854839
9,25	0,806451613	0,205645161		0,403225806	0,102822581
9,5	0,774193548	0,197580645		0,387096774	0,098790323
9,75	0,741935484	0,189516129		0,370967742	0,094758065
10	0,709677419	0,181451613		0,35483871	0,090725806
10,25	0,677419355	0,173387097		0,338709677	0,086693548
10,5	0,64516129	0,165322581		0,322580645	0,08266129
10,75	0,612903226	0,157258065		0,306451613	0,078629032
11	0,580645161	0,149193548		0,290322581	0,074596774
11,25	0,548387097	0,141129032		0,274193548	0,070564516
11,5	0,516129032	0,133064516		0,258064516	0,066532258
11,75	0,483870968	0,125		0,241935484	0,0625
12	0,451612903	0,116935484		0,225806452	0,058467742
12,25	0,419354839	0,108870968		0,209677419	0,054435484
12,5	0,387096774	0,100806452		0,193548387	0,050403226
12,75	0,35483871	0,092741935		0,177419355	0,046370968
13	0,322580645	0,084677419		0,161290323	0,04233871
13,25	0,290322581	0,076612903		0,14516129	0,038306452
13,5	0,258064516	0,068548387		0,129032258	0,034274194
13,75	0,225806452	0,060483871		0,112903226	0,030241935
14	0,193548387	0,052419355		0,096774194	0,026209677
14,25	0,161290323	0,044354839		0,080645161	0,022177419
14,5	0,129032258	0,036290323		0,064516129	0,018145161

continua

continuação

x	LI M(x)	Área sob M(x)	LI Q(x) $0 \leq x \leq a$	LI Q(x) $a \leq x \leq L$	Área sob Q(x)
14,75	0,096774194	0,028225806		0,048387097	0,014112903
15	0,064516129	0,02016129		0,032258065	0,010080645
15,25	0,032258065	0,012096774		0,016129032	0,006048387
15,5	0	0,004032258		0	0,002016129

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela B7 – Linha de influência do esforço cortante e momento fletor para a = 4 m

x	LI M(x)	Área sob M(x)	LI Q(x) $0 \leq x \leq a$	LI Q(x) $a \leq x \leq L$	Área sob Q(x)
0	0		0		
0,25	0,185483871	0,023185484	-0,016129032		-0,002016129
0,5	0,370967742	0,069556452	-0,032258065		-0,006048387
0,75	0,556451613	0,115927419	-0,048387097		-0,010080645
1	0,741935484	0,162298387	-0,064516129		-0,014112903
1,25	0,927419355	0,208669355	-0,080645161		-0,018145161
1,5	1,112903226	0,255040323	-0,096774194		-0,022177419
1,75	1,298387097	0,30141129	-0,112903226		-0,026209677
2	1,483870968	0,347782258	-0,129032258		-0,030241935
2,25	1,669354839	0,394153226	-0,14516129		-0,034274194
2,5	1,85483871	0,440524194	-0,161290323		-0,038306452
2,75	2,040322581	0,486895161	-0,177419355		-0,04233871
3	2,225806452	0,533266129	-0,193548387		-0,046370968
3,25	2,411290323	0,579637097	-0,209677419		-0,050403226
3,5	2,596774194	0,626008065	-0,225806452		-0,054435484
3,75	2,782258065	0,672379032	-0,241935484		-0,058467742
4	2,967741935	0,71875	-0,258064516	0,741935484	-0,0625
4,25	2,903225806	0,733870968		0,725806452	0,183467742
4,5	2,838709677	0,717741935		0,709677419	0,179435484
4,75	2,774193548	0,701612903		0,693548387	0,175403226
5	2,709677419	0,685483871		0,677419355	0,171370968
5,25	2,64516129	0,669354839		0,661290323	0,16733871
5,5	2,580645161	0,653225806		0,64516129	0,163306452
5,75	2,516129032	0,637096774		0,629032258	0,159274194
6	2,451612903	0,620967742		0,612903226	0,155241935
6,25	2,387096774	0,60483871		0,596774194	0,151209677
6,5	2,322580645	0,588709677		0,580645161	0,147177419
6,75	2,258064516	0,572580645		0,564516129	0,143145161
7	2,193548387	0,556451613		0,548387097	0,139112903
7,25	2,129032258	0,540322581		0,532258065	0,135080645
7,5	2,064516129	0,524193548		0,516129032	0,131048387

continua

continuação

x	LI M(x)	Área sob M(x)	LI Q(x) $0 \leq x \leq a$	LI Q(x) $a \leq x \leq L$	Área sob Q(x)
7,75	2	0,508064516		0,5	0,127016129
8	1,935483871	0,491935484		0,483870968	0,122983871
8,25	1,870967742	0,475806452		0,467741935	0,118951613
8,5	1,806451613	0,459677419		0,451612903	0,114919355
8,75	1,741935484	0,443548387		0,435483871	0,110887097
9	1,677419355	0,427419355		0,419354839	0,106854839
9,25	1,612903226	0,411290323		0,403225806	0,102822581
9,5	1,548387097	0,39516129		0,387096774	0,098790323
9,75	1,483870968	0,379032258		0,370967742	0,094758065
10	1,419354839	0,362903226		0,35483871	0,090725806
10,25	1,35483871	0,346774194		0,338709677	0,086693548
10,5	1,290322581	0,330645161		0,322580645	0,08266129
10,75	1,225806452	0,314516129		0,306451613	0,078629032
11	1,161290323	0,298387097		0,290322581	0,074596774
11,25	1,096774194	0,282258065		0,274193548	0,070564516
11,5	1,032258065	0,266129032		0,258064516	0,066532258
11,75	0,967741935	0,25		0,241935484	0,0625
12	0,903225806	0,233870968		0,225806452	0,058467742
12,25	0,838709677	0,217741935		0,209677419	0,054435484
12,5	0,774193548	0,201612903		0,193548387	0,050403226
12,75	0,709677419	0,185483871		0,177419355	0,046370968
13	0,64516129	0,169354839		0,161290323	0,04233871
13,25	0,580645161	0,153225806		0,14516129	0,038306452
13,5	0,516129032	0,137096774		0,129032258	0,034274194
13,75	0,451612903	0,120967742		0,112903226	0,030241935
14	0,387096774	0,10483871		0,096774194	0,026209677
14,25	0,322580645	0,088709677		0,080645161	0,022177419
14,5	0,258064516	0,072580645		0,064516129	0,018145161
14,75	0,193548387	0,056451613		0,048387097	0,014112903
15	0,129032258	0,040322581		0,032258065	0,010080645
15,25	0,064516129	0,024193548		0,016129032	0,006048387
15,5	0	0,008064516		0	0,002016129

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela B8 – Linha de influência do esforço cortante e momento fletor para a = 6 m

x	LI M(x)	Área sob M(x)	LI Q(x) $0 \leq x \leq a$	LI Q(x) $a \leq x \leq L$	Área sob Q(x)
0	0		0		
0,25	0,153225806	0,019153226	-0,016129032		-0,002016129
0,5	0,306451613	0,057459677	-0,032258065		-0,006048387
0,75	0,459677419	0,095766129	-0,048387097		-0,010080645
1	0,612903226	0,134072581	-0,064516129		-0,014112903
1,25	0,766129032	0,172379032	-0,080645161		-0,018145161
1,5	0,919354839	0,210685484	-0,096774194		-0,022177419
1,75	1,072580645	0,248991935	-0,112903226		-0,026209677
2	1,225806452	0,287298387	-0,129032258		-0,030241935
2,25	1,379032258	0,325604839	-0,14516129		-0,034274194
2,5	1,532258065	0,36391129	-0,161290323		-0,038306452
2,75	1,685483871	0,402217742	-0,177419355		-0,04233871
3	1,838709677	0,440524194	-0,193548387		-0,046370968
3,25	1,991935484	0,478830645	-0,209677419		-0,050403226
3,5	2,14516129	0,517137097	-0,225806452		-0,054435484
3,75	2,298387097	0,555443548	-0,241935484		-0,058467742
4	2,451612903	0,59375	-0,258064516		-0,0625
4,25	2,60483871	0,632056452	-0,274193548		-0,066532258
4,5	2,758064516	0,670362903	-0,290322581		-0,070564516
4,75	2,911290323	0,708669355	-0,306451613		-0,074596774
5	3,064516129	0,746975806	-0,322580645		-0,078629032
5,25	3,217741935	0,785282258	-0,338709677		-0,08266129
5,5	3,370967742	0,82358871	-0,35483871		-0,086693548
5,75	3,524193548	0,861895161	-0,370967742		-0,090725806
6	3,677419355	0,900201613	-0,387096774	0,612903226	-0,094758065
6,25	3,580645161	0,907258065		0,596774194	0,151209677
6,5	3,483870968	0,883064516		0,580645161	0,147177419
6,75	3,387096774	0,858870968		0,564516129	0,143145161
7	3,290322581	0,834677419		0,548387097	0,139112903
7,25	3,193548387	0,810483871		0,532258065	0,135080645
7,5	3,096774194	0,786290323		0,516129032	0,131048387
7,75	3	0,762096774		0,5	0,127016129
8	2,903225806	0,737903226		0,483870968	0,122983871
8,25	2,806451613	0,713709677		0,467741935	0,118951613
8,5	2,709677419	0,689516129		0,451612903	0,114919355
8,75	2,612903226	0,665322581		0,435483871	0,110887097
9	2,516129032	0,641129032		0,419354839	0,106854839
9,25	2,419354839	0,616935484		0,403225806	0,102822581
9,5	2,322580645	0,592741935		0,387096774	0,098790323
9,75	2,225806452	0,568548387		0,370967742	0,094758065
10	2,129032258	0,544354839		0,35483871	0,090725806
10,25	2,032258065	0,52016129		0,338709677	0,086693548

continua

continuação

x	LI M(x)	Área sob M(x)	LI Q(x) $0 \leq x \leq a$	LI Q(x) $a \leq x \leq L$	Área sob Q(x)
10,5	1,935483871	0,495967742		0,322580645	0,08266129
10,75	1,838709677	0,471774194		0,306451613	0,078629032
11	1,741935484	0,447580645		0,290322581	0,074596774
11,25	1,64516129	0,423387097		0,274193548	0,070564516
11,5	1,548387097	0,399193548		0,258064516	0,066532258
11,75	1,451612903	0,375		0,241935484	0,0625
12	1,35483871	0,350806452		0,225806452	0,058467742
12,25	1,258064516	0,326612903		0,209677419	0,054435484
12,5	1,161290323	0,302419355		0,193548387	0,050403226
12,75	1,064516129	0,278225806		0,177419355	0,046370968
13	0,967741935	0,254032258		0,161290323	0,04233871
13,25	0,870967742	0,22983871		0,14516129	0,038306452
13,5	0,774193548	0,205645161		0,129032258	0,034274194
13,75	0,677419355	0,181451613		0,112903226	0,030241935
14	0,580645161	0,157258065		0,096774194	0,026209677
14,25	0,483870968	0,133064516		0,080645161	0,022177419
14,5	0,387096774	0,108870968		0,064516129	0,018145161
14,75	0,290322581	0,084677419		0,048387097	0,014112903
15	0,193548387	0,060483871		0,032258065	0,010080645
15,25	0,096774194	0,036290323		0,016129032	0,006048387
15,5	0	0,012096774		0	0,002016129

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela B9 – Linha de influência do esforço cortante e momento fletor para a = 7,55 m

x	LI M(x)	Área sob M(x)	LI Q(x) $0 \leq x \leq a$	LI Q(x) $a \leq x \leq L$	Área sob Q(x)
0	0		0		
0,25	0,125	0,015625	-0,016129032		-0,002016129
0,5	0,25	0,046875	-0,032258065		-0,006048387
0,75	0,375	0,078125	-0,048387097		-0,010080645
1	0,5	0,109375	-0,064516129		-0,014112903
1,25	0,625	0,140625	-0,080645161		-0,018145161
1,5	0,75	0,171875	-0,096774194		-0,022177419
1,75	0,875	0,203125	-0,112903226		-0,026209677
2	1	0,234375	-0,129032258		-0,030241935
2,25	1,125	0,265625	-0,14516129		-0,034274194
2,5	1,25	0,296875	-0,161290323		-0,038306452
2,75	1,375	0,328125	-0,177419355		-0,04233871
3	1,5	0,359375	-0,193548387		-0,046370968

continua

continuação

x	LI M(x)	Área sob M(x)	LI Q(x) $0 \leq x \leq a$	LI Q(x) $a \leq x \leq L$	Área sob Q(x)
3,25	1,625	0,390625	-0,209677419		-0,050403226
3,5	1,75	0,421875	-0,225806452		-0,054435484
3,75	1,875	0,453125	-0,241935484		-0,058467742
4	2	0,484375	-0,258064516		-0,0625
4,25	2,125	0,515625	-0,274193548		-0,066532258
4,5	2,25	0,546875	-0,290322581		-0,070564516
4,75	2,375	0,578125	-0,306451613		-0,074596774
5	2,5	0,609375	-0,322580645		-0,078629032
5,25	2,625	0,640625	-0,338709677		-0,08266129
5,5	2,75	0,671875	-0,35483871		-0,086693548
5,75	2,875	0,703125	-0,370967742		-0,090725806
6	3	0,734375	-0,387096774		-0,094758065
6,25	3,125	0,765625	-0,403225806		-0,098790323
6,5	3,25	0,796875	-0,419354839		-0,102822581
6,75	3,375	0,828125	-0,435483871		-0,106854839
7	3,5	0,859375	-0,451612903		-0,110887097
7,25	3,625	0,890625	-0,467741935		-0,114919355
7,5	3,75	0,921875	-0,483870968		-0,118951613
7,75	3,875	0,953125	-0,5	0,5	-0,122983871
8	3,75	0,953125		0,483870968	0,122983871
8,25	3,625	0,921875		0,467741935	0,118951613
8,5	3,5	0,890625		0,451612903	0,114919355
8,75	3,375	0,859375		0,435483871	0,110887097
9	3,25	0,828125		0,419354839	0,106854839
9,25	3,125	0,796875		0,403225806	0,102822581
9,5	3	0,765625		0,387096774	0,098790323
9,75	2,875	0,734375		0,370967742	0,094758065
10	2,75	0,703125		0,35483871	0,090725806
10,25	2,625	0,671875		0,338709677	0,086693548
10,5	2,5	0,640625		0,322580645	0,08266129
10,75	2,375	0,609375		0,306451613	0,078629032
11	2,25	0,578125		0,290322581	0,074596774
11,25	2,125	0,546875		0,274193548	0,070564516
11,5	2	0,515625		0,258064516	0,066532258
11,75	1,875	0,484375		0,241935484	0,0625
12	1,75	0,453125		0,225806452	0,058467742
12,25	1,625	0,421875		0,209677419	0,054435484
12,5	1,5	0,390625		0,193548387	0,050403226
12,75	1,375	0,359375		0,177419355	0,046370968
13	1,25	0,328125		0,161290323	0,04233871
13,25	1,125	0,296875		0,14516129	0,038306452
13,5	1	0,265625		0,129032258	0,034274194

continua

continuação

x	LI M(x)	Área sob M(x)	LI Q(x) $0 \leq x \leq a$	LI Q(x) $a \leq x \leq L$	Área sob Q(x)
13,75	0,875	0,234375		0,112903226	0,030241935
14	0,75	0,203125		0,096774194	0,026209677
14,25	0,625	0,171875		0,080645161	0,022177419
14,5	0,5	0,140625		0,064516129	0,018145161
14,75	0,375	0,109375		0,048387097	0,014112903
15	0,25	0,078125		0,032258065	0,010080645
15,25	0,125	0,046875		0,016129032	0,006048387
15,5	0	0,015625		0	0,002016129

(fonte: elaborado pelo autor)

**APÊNDICE C – Determinação das solicitações e cálculo da armadura
da laje do tabuleiro**

Tabela C1 – Resumo das máximas solicitações de cálculo na laje, na direção transversal ao eixo das longarinas, devido à ação de todas as cargas combinadas

CORTE TRANSVERSAL AO EIXO DAS LONGARINAS							
		Momento fletor positivo (kNm)		Momento fletor negativo (kNm)		Esforço cortante (kN)	
		Valor	Resultante	Valor	Resultante	Valor	Resultante
Elemento 1	Lado 1	25,5		6	1,5125	26,2	
	Lado 2	33,3	7,35	6,1		68,5	11,8375
Elemento 2	Lado 1	33,6		6,1	1,55	68,8	
	Lado 2	57,1	11,3375	6,3		133,4	25,275
Elemento 3	Lado 1	57,5		6,3	1,55	133,4	
	Lado 2	32,7	11,275	6,1		70	25,425
Elemento 4	Lado 1	32,3		6,1	1,5125	67,8	
	Lado 2	22,7	6,875	6		25,4	11,65
		Σ=	36,8375	Σ=	6,125	Σ=	74,1875

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela C2 – Cálculo da armadura da laje na direção transversal ao eixo das longarinas

y_{lim} (cm)	As_{mín} (cm²)	Momento máximo positivo			Momento máximo negativo		
		y (cm)	As (cm²)	As utilizada (cm²)	y (cm)	As (cm²)	As utilizada (cm²)
6,11	3,46	0,103	4,33	4,33	0,017	0,72	3,46

(fonte: elaborado pelo autor)

Quadro C1 – Verificação da necessidade de armadura de corte (estribo) na direção transversal ao eixo das longarinas

ESFORÇO SOLICITANTE		
Vsd	kN	74,1875
PROPRIEDADES DOS MATERIAIS		
CONCRETO		
fck	Mpa	30
γ_c		1,4
fcd	kN/cm ²	2,142857
AÇO		
fyk	Mpa	500
γ_s		1,15
fyd	kN/cm ²	43,47826
PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS		
b	cm	100
h	cm	20
d	cm	16,5
VERIFICAÇÃO DAS BIELAS COMPRIMIDAS		
α_v		0,88
Vc0	kN	143,3752
Vrd2	kN	840,0857
Verificação	Vsd < Vrd2	ok
VERIFICAÇÃO DA NÃO-NECESSIDADE DE ARMADURA		
Vsd < Vrd3 = Vc0		ok

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela C3 – Resumo das máximas solicitações de cálculo na laje, na direção longitudinal ao eixo das longarinas, devido à ação de todas as cargas combinadas

CORTE LONGITUDINAL AO EIXO DAS LONGARINAS										
		Elemento 1		Elemento 2		Elemento 3		Elemento 4		
		Lado 1	Lado 2	Lado 1	Lado 2	Lado 1	Lado 2	Lado 1	Lado 2	
Momento fletor positivo (kNm)	Valor	14,2	22,2	22,7	52,8	53,2	23	22,8	15,1	$\Sigma=$
	Resultante	4,55		9,4375		9,525		4,7375		28,25
Esforço cortante (kN)	Valor	44	-23,2	-23,6	204	204	-20,7	-24,5	43,7	$\Sigma=$
	Resultante	2,6		22,55		22,9125		2,4		50,463

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela C4 – Cálculo da armadura da laje na direção longitudinal ao eixo das longarinas

y _{lim} (cm)	As mín (cm ²)	Momento máximo positivo		
		y (cm)	As (cm ²)	As utilizada (cm ²)
6,11	3,46	0,079	3,32	3,46

(fonte: elaborado pelo autor)

Quadro C2 – Verificação da necessidade de armadura de corte (estribo) na direção longitudinal ao eixo das longarinas

ESFORÇO SOLICITANTE		
V _{sd}	kN	50,4625
PROPRIEDADES DOS MATERIAIS		
CONCRETO		
f _{ck}	Mpa	30
γ _c		1,4
f _{cd}	kN/cm ²	2,142857
AÇO		
f _{yk}	Mpa	500
γ _s		1,15
f _{yd}	kN/cm ²	43,47826
PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS		
b	cm	100
h	cm	20
d	cm	16,5
VERIFICAÇÃO DAS BIELAS COMPRIMIDAS		
α _{v2}		0,88
V _{c0}	kN	143,3752
V _{rd2}	kN	840,0857
Verificação	V _{sd} <V _{rd2}	ok
VERIFICAÇÃO DA NÃO-NECESSIDADE DE ARMADURA		
	V _{sd} <V _{rd3} =V _{c0}	ok

(fonte: elaborado pelo autor)

Quadro C3 – Verificação da armadura da laje construtiva na direção transversal ao eixo das longarinas

	Carga (kN/m)	Momento (kNm)
Peso próprio (laje construtiva)	1,4875	0,134339844
Peso concreto mole	5	0,4515625
Construção	2	0,180625
MOMENTO RESULTANTE		
Md (kNm)		0,96719043
COEFICIENTES DE SEGURANÇA		
permanente		1,25
variável		1,3
PROPRIEDADES DOS MATERIAIS		
fck (MPa)		30
fcd (kN/cm²)		2,142857143
fyk (MPa)		500
fyd (MPa)		434,7826087
fyd (kN/cm²)		43,47826087
PROPRIEDADES DA SEÇÃO		
b (cm)		100
h (cm)		7
d (cm)		6,6
VERIFICAÇÃO DA ARMADURA		
y_{lim} (cm)		2,058305085
y (cm)		0,080951988
As (cm²)		0,339131008
As/s		0,00339131
Armadura laje principal		4,819044522
verificação		ok

(fonte: elaborado pelo autor)

Quadro C4 – Verificação da armadura de corte da laje construtiva nas direções transversal e longitudinal ao eixo das longarinas

ESFORÇO SOLICITANTE		
$V_{sd_{transv}}$	kN	4,555
$V_{sd_{longitud}}$	kN	8,455
PROPRIEDADES DOS MATERIAIS		
CONCRETO		
f_{ck}	Mpa	30
γ_c		1,4
f_{cd}	kN/cm ²	2,142857
AÇO		
f_{yk}	Mpa	500
γ_s		1,15
f_{yd}	kN/cm ²	43,47826
PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS		
b	cm	100
h	cm	20
d	cm	16,5
VERIFICAÇÃO DAS BIELAS COMPRIMIDAS		
α_v		0,88
V_{c0}	kN	143,3752
V_{rd2}	kN	840,0857
Verificação transv.	$V_{sd} < V_{rd2}$	ok
Verificação long.	$V_{sd} < V_{rd2}$	ok
VERIFICAÇÃO DA NÃO-NECESSIDADE DE ARMADURA		
$V_{sd} < V_{rd3} = V_{c0}$ (transv.)		ok
$V_{sd} < V_{rd3} = V_{c0}$ (long.)		ok

(fonte: elaborado pelo autor)

APÊNDICE D – Determinação dos momentos atuantes nas paredes

Tabela D1 – Momentos resultantes na seção de profundidade 1 m na PD-01

CARGAS PERMANENTES APLICADAS				
TIPO DE CARGA	Valor (kN)	Prof. de aplicação (m)	Excentricidade (m)	Mk (kNm)
Emp. ativo solo I ret.	-	-	-	-
Emp. ativo solo I triang.	-	-	-	-
Emp. ativo solo II ret.	-	-	-	-
Emp. ativo solo II triang.	-	-	-	-
Emp. passivo solo II triang.	-	-	-	-
CARGAS VARIÁVEIS APLICADAS				
TIPO DE CARGA	Valor (kN)	Prof. de aplicação (m)	Excentricidade (m)	Mk (kNm)
Fren/Acel.	1,776315789	0	1	1,776315789
Emp. ativo solo I ret.	-	-	-	-
Emp. ativo solo II ret.	-	-	-	-

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela D2 – Momentos resultantes na seção de profundidade 2 m na PD-01

CARGAS PERMANENTES APLICADAS				
TIPO DE CARGA	Valor (kN)	Prof. de aplicação (m)	Excentricidade (m)	Mk (kNm)
Emp. ativo solo I ret.	0	0	2	0
Emp. ativo solo I triang.	8,070588946	1,666666667	0,333333333	2,690196315
Emp. ativo solo II ret.	-	-	-	-
Emp. ativo solo II triang.	-	-	-	-
Emp. passivo solo II triang.	-	-	-	-
CARGAS VARIÁVEIS APLICADAS				
TIPO DE CARGA	Valor (kN)	Prof. de aplicação (m)	Excentricidade (m)	Mk (kNm)
Fren/Acel.	1,776315789	0	2	3,552631579
Emp. ativo solo I ret.	-	-	-	-
Emp. ativo solo II ret.	-	-	-	-

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela D3 – Momentos resultantes na seção de profundidade 3 m na PD-01

CARGAS PERMANENTES APLICADAS				
TIPO DE CARGA	Valor (kN)	Prof. de aplicação (m)	Excentricidade (m)	Mk (kNm)
Emp. ativo solo I ret.	0	0	3	0
Emp. ativo solo I triang.	17,93463184	2,333333333	0,666666667	11,95642122
Emp. ativo solo II ret.	-	-	-	-
Emp. ativo solo II triang.	-	-	-	-
Emp. passivo solo II triang.	-	-	-	-
CARGAS VARIÁVEIS APLICADAS				
TIPO DE CARGA	Valor (kN)	Prof. de aplicação (m)	Excentricidade (m)	Mk (kNm)
Fren/Acel.	1,776315789	0	3	5,328947368
Emp. ativo solo I ret.	-	-	-	-
Emp. ativo solo II ret.	-	-	-	-

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela D4 – Momentos resultantes na seção de profundidade 4 m na PD-01

CARGAS PERMANENTES APLICADAS				
TIPO DE CARGA	Valor (kN)	Prof. de aplicação (m)	Excentricidade (m)	Mk (kNm)
Emp. ativo solo I ret.	0	0	4	0
Emp. ativo solo I triang.	27,79867473	3	1	27,79867473
Emp. ativo solo II ret.	-	-	-	-
Emp. ativo solo II triang.	-	-	-	-
Emp. passivo solo II triang.	-	-	-	-
CARGAS VARIÁVEIS APLICADAS				
TIPO DE CARGA	Valor (kN)	Prof. de aplicação (m)	Excentricidade (m)	Mk (kNm)
Fren/Acel.	1,776315789	0	4	7,105263158
Emp. ativo solo I ret.	-	-	-	-
Emp. ativo solo II ret.	-	-	-	-

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela D5 – Momentos resultantes na seção de profundidade 5 m na PD-01

CARGAS PERMANENTES APLICADAS				
TIPO DE CARGA	Valor (kN)	Prof. de aplicação (m)	Excentricidade (m)	Mk (kNm)
Emp. ativo solo I ret.	0	0	5	0
Emp. ativo solo I triang.	27,79867473	3	2	55,59734945
Emp. ativo solo II ret.	17,01403766	4,5	0,5	8,507018828
Emp. ativo solo II triang.	2,126754707	4,666666667	0,333333333	0,708918236
Emp. passivo solo II triang.	-	-	-	-
CARGAS VARIÁVEIS APLICADAS				
TIPO DE CARGA	Valor (kN)	Prof. de aplicação (m)	Excentricidade (m)	Mk (kNm)
Fren/Acel.	1,776315789	0	5	8,881578947
Emp. ativo solo I ret.	-	-	-	-
Emp. ativo solo II ret.	1,181530393	4,5	0,5	0,590765196

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela D6 – Momentos resultantes na seção de profundidade 6 m na PD-01

CARGAS PERMANENTES APLICADAS				
TIPO DE CARGA	Valor (kN)	Prof. de aplicação (m)	Excentricidade (m)	Mk (kNm)
Emp. ativo solo I ret.	0	0	6	0
Emp. ativo solo I triang.	27,79867473	3	3	83,39602418
Emp. ativo solo II ret.	34,02807531	5	1	34,02807531
Emp. ativo solo II triang.	8,507018828	5,333333333	0,666666667	5,671345885
Emp. passivo solo II triang.	38,08619759	5,666666667	0,333333333	6,347699599
CARGAS VARIÁVEIS APLICADAS				
TIPO DE CARGA	Valor (kN)	Prof. de aplicação (m)	Excentricidade (m)	Mk (kNm)
Fren/Acel.	1,776315789	0	6	10,65789474
Emp. ativo solo I ret.	-	-	-	-
Emp. ativo solo II ret.	2,363060785	5	1	2,363060785

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela D7 – Momentos resultantes na seção de profundidade 7 m na PD-01

CARGAS PERMANENTES APLICADAS				
TIPO DE CARGA	Valor (kN)	Prof. de aplicação (m)	Excentricidade (m)	Mk (kNm)
Emp. ativo solo I ret.	0	0	7	0
Emp. ativo solo I triang.	27,79867473	3	4	111,1946989
Emp. ativo solo II ret.	51,04211297	5,5	1,5	76,56316945
Emp. ativo solo II triang.	19,14079236	6	1	19,14079236
Emp. passivo solo II triang.	152,3447904	6,333333333	0,666666667	50,78159679
CARGAS VARIÁVEIS APLICADAS				
TIPO DE CARGA	Valor (kN)	Prof. de aplicação (m)	Excentricidade (m)	Mk (kNm)
Fren/Acel.	1,776315789	0	7	12,43421053
Emp. ativo solo I ret.	-	-	-	-
Emp. ativo solo II ret.	3,544591178	5,5	1,5	5,316886767

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela D8 – Momentos resultantes na seção de profundidade 8 m na PD-01

CARGAS PERMANENTES APLICADAS				
TIPO DE CARGA	Valor (kN)	Prof. de aplicação (m)	Excentricidade (m)	Mk (kNm)
Emp. ativo solo I ret.	0	0	8	0
Emp. ativo solo I triang.	27,79867473	3	5	138,9933736
Emp. ativo solo II ret.	68,05615062	6	2	136,1123012
Emp. ativo solo II triang.	34,02807531	6,666666667	1,333333333	45,37076708
Emp. passivo solo II triang.	342,7757783	7	1	171,3878892
CARGAS VARIÁVEIS APLICADAS				
TIPO DE CARGA	Valor (kN)	Prof. de aplicação (m)	Excentricidade (m)	Mk (kNm)
Fren/Acel.	1,776315789	0	8	14,21052632
Emp. ativo solo I ret.	-	-	-	-
Emp. ativo solo II ret.	4,726121571	6	2	9,452243142

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela D9 – Momentos resultantes na seção de profundidade 9 m na PD-01

CARGAS PERMANENTES APLICADAS				
TIPO DE CARGA	Valor (kN)	Prof. de aplicação (m)	Excentricidade (m)	Mk (kNm)
Emp. ativo solo I ret.	0	0	9	0
Emp. ativo solo I triang.	27,79867473	3	6	166,7920484
Emp. ativo solo II ret.	85,07018828	6,5	2,5	212,6754707
Emp. ativo solo II triang.	53,16886767	7,333333333	1,666666667	88,61477945
Emp. passivo solo II triang.	609,3791615	7,666666667	1,333333333	406,2527743
CARGAS VARIÁVEIS APLICADAS				
TIPO DE CARGA	Valor (kN)	Prof. de aplicação (m)	Excentricidade (m)	Mk (kNm)
Fren/Acel.	1,776315789	0	9	15,98684211
Emp. ativo solo I ret.	-	-	-	-
Emp. ativo solo II ret.	5,907651964	6,5	2,5	14,76912991

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela D10 – Momentos resultantes na seção de profundidade 10 m na PD-01

CARGAS PERMANENTES APLICADAS				
TIPO DE CARGA	Valor (kN)	Prof. de aplicação (m)	Excentricidade (m)	Mk (kNm)
Emp. ativo solo I ret.	0	0	10	0
Emp. ativo solo I triang.	27,79867473	3	7	194,5907231
Emp. ativo solo II ret.	102,0842259	7	3	306,2526778
Emp. ativo solo II triang.	76,56316945	8	2	153,1263389
Emp. passivo solo II triang.	952,1549398	8,333333333	1,666666667	793,4624499
CARGAS VARIÁVEIS APLICADAS				
TIPO DE CARGA	Valor (kN)	Prof. de aplicação (m)	Excentricidade (m)	Mk (kNm)
Fren/Acel.	1,776315789	0	10	17,76315789
Emp. ativo solo I ret.	-	-	-	-
Emp. ativo solo II ret.	7,089182356	7	3	21,26754707

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela D11 – Momentos resultantes na seção de profundidade 1 m na PD-02

CARGAS PERMANENTES APLICADAS				
TIPO DE CARGA	Valor (kN)	Prof. de aplicação (m)	Excentricidade (m)	Mk (kNm)
Emp. ativo solo I ret.	-	-	-	-
Emp. ativo solo I triang.	-	-	-	-
Emp. ativo solo II ret.	-	-	-	-
Emp. ativo solo II triang.	-	-	-	-
Emp. passivo solo II triang.	-	-	-	-
CARGAS VARIÁVEIS APLICADAS				
TIPO DE CARGA	Valor (kN)	Prof. de aplicação (m)	Excentricidade (m)	Mk (kNm)
Fren/Acel.	1,776315789	0	1	1,776315789
Emp. ativo solo I ret.	-	-	-	-
Emp. ativo solo II ret.	-	-	-	-

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela D12 – Momentos resultantes na seção de profundidade 2 m na PD-02

CARGAS PERMANENTES APLICADAS				
TIPO DE CARGA	Valor (kN)	Prof. de aplicação (m)	Excentricidade (m)	Mk (kNm)
Emp. ativo solo I ret.	0	0	2	0
Emp. ativo solo I triang.	8,070588946	1,666666667	0,333333333	2,690196315
Emp. ativo solo II ret.	-	-	-	-
Emp. ativo solo II triang.	-	-	-	-
Emp. passivo solo II triang.	-	-	-	-
CARGAS VARIÁVEIS APLICADAS				
TIPO DE CARGA	Valor (kN)	Prof. de aplicação (m)	Excentricidade (m)	Mk (kNm)
Fren/Acel.	1,776315789	0	2	3,552631579
Emp. ativo solo I ret.	-	-	-	-
Emp. ativo solo II ret.	-	-	-	-

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela D13 – Momentos resultantes na seção de profundidade 3 m na PD-02

CARGAS PERMANENTES APLICADAS				
TIPO DE CARGA	Valor (kN)	Prof. de aplicação (m)	Excentricidade (m)	Mk (kNm)
Emp. ativo solo I ret.	0	0	3	0
Emp. ativo solo I triang.	17,93463184	2,333333333	0,666666667	11,95642122
Emp. ativo solo II ret.	-	-	-	-
Emp. ativo solo II triang.	-	-	-	-
Emp. passivo solo II triang.	-	-	-	-
CARGAS VARIÁVEIS APLICADAS				
TIPO DE CARGA	Valor (kN)	Prof. de aplicação (m)	Excentricidade (m)	Mk (kNm)
Fren/Acel.	1,776315789	0	3	5,328947368
Emp. ativo solo I ret.	-	-	-	-
Emp. ativo solo II ret.	-	-	-	-

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela D14 – Momentos resultantes na seção de profundidade 4 m na PD-02

CARGAS PERMANENTES APLICADAS				
TIPO DE CARGA	Valor (kN)	Prof. de aplicação (m)	Excentricidade (m)	Mk (kNm)
Emp. ativo solo I ret.	0	0	4	0
Emp. ativo solo I triang.	27,79867473	3	1	27,79867473
Emp. ativo solo II ret.	-	-	-	-
Emp. ativo solo II triang.	-	-	-	-
Emp. passivo solo II triang.	-	-	-	-
CARGAS VARIÁVEIS APLICADAS				
TIPO DE CARGA	Valor (kN)	Prof. de aplicação (m)	Excentricidade (m)	Mk (kNm)
Fren/Acel.	1,776315789	0	4	7,105263158
Emp. ativo solo I ret.	-	-	-	-
Emp. ativo solo II ret.	-	-	-	-

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela D15 – Momentos resultantes na seção de profundidade 5 m na PD-02

CARGAS PERMANENTES APLICADAS				
TIPO DE CARGA	Valor (kN)	Prof. de aplicação (m)	Excentricidade (m)	Mk (kNm)
Emp. ativo solo I ret.	0	0	5	0
Emp. ativo solo I triang.	27,79867473	3	2	55,59734945
Emp. ativo solo II ret.	17,01403766	4,5	0,5	8,507018828
Emp. ativo solo II triang.	2,126754707	4,666666667	0,333333333	0,708918236
Emp. passivo solo II triang.	-	-	-	-
CARGAS VARIÁVEIS APLICADAS				
TIPO DE CARGA	Valor (kN)	Prof. de aplicação (m)	Excentricidade (m)	Mk (kNm)
Fren/Acel.	1,776315789	0	5	8,881578947
Emp. ativo solo I ret.	-	-	-	-
Emp. ativo solo II ret.	1,181530393	4,5	0,5	0,590765196

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela D16 – Momentos resultantes na seção de profundidade 6 m na PD-02

CARGAS PERMANENTES APLICADAS				
TIPO DE CARGA	Valor (kN)	Prof. de aplicação (m)	Excentricidade (m)	Mk (kNm)
Emp. ativo solo I ret.	0	0	6	0
Emp. ativo solo I triang.	27,79867473	3	3	83,39602418
Emp. ativo solo II ret.	34,02807531	5	1	34,02807531
Emp. ativo solo II triang.	8,507018828	5,333333333	0,666666667	5,671345885
Emp. passivo solo II triang.	-	-	-	-
CARGAS VARIÁVEIS APLICADAS				
TIPO DE CARGA	Valor (kN)	Prof. de aplicação (m)	Excentricidade (m)	Mk (kNm)
Fren/Acel.	1,776315789	0	6	10,65789474
Emp. ativo solo I ret.	-	-	-	-
Emp. ativo solo II ret.	2,363060785	5	1	2,363060785

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela D17 – Momentos resultantes na seção de profundidade 7 m na PD-02

CARGAS PERMANENTES APLICADAS				
TIPO DE CARGA	Valor (kN)	Prof. de aplicação (m)	Excentricidade (m)	Mk (kNm)
Emp. ativo solo I ret.	0	0	7	0
Emp. ativo solo I triang.	27,79867473	3	4	111,1946989
Emp. ativo solo II ret.	51,04211297	5,5	1,5	76,56316945
Emp. ativo solo II triang.	19,14079236	6	1	19,14079236
Emp. passivo solo II triang.	38,08619759	6,666666667	0,333333333	6,347699599
CARGAS VARIÁVEIS APLICADAS				
TIPO DE CARGA	Valor (kN)	Prof. de aplicação (m)	Excentricidade (m)	Mk (kNm)
Fren/Acel.	1,776315789	0	7	12,43421053
Emp. ativo solo I ret.	-	-	-	-
Emp. ativo solo II ret.	3,544591178	5,5	1,5	5,316886767

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela D18 – Momentos resultantes na seção de profundidade 8 m na PD-02

CARGAS PERMANENTES APLICADAS				
TIPO DE CARGA	Valor (kN)	Prof. de aplicação (m)	Excentricidade (m)	Mk (kNm)
Emp. ativo solo I ret.	0	0	8	0
Emp. ativo solo I triang.	27,79867473	3	5	138,9933736
Emp. ativo solo II ret.	68,05615062	6	2	136,1123012
Emp. ativo solo II triang.	34,02807531	6,666666667	1,333333333	45,37076708
Emp. passivo solo II triang.	152,3447904	7,333333333	0,666666667	50,78159679
CARGAS VARIÁVEIS APLICADAS				
TIPO DE CARGA	Valor (kN)	Prof. de aplicação (m)	Excentricidade (m)	Mk (kNm)
Fren/Acel.	1,776315789	0	8	14,21052632
Emp. ativo solo I ret.	-	-	-	-
Emp. ativo solo II ret.	4,726121571	6	2	9,452243142

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela D19 – Momentos resultantes na seção de profundidade 9 m na PD-02

CARGAS PERMANENTES APLICADAS				
TIPO DE CARGA	Valor (kN)	Prof. de aplicação (m)	Excentricidade (m)	Mk (kNm)
Emp. ativo solo I ret.	0	0	9	0
Emp. ativo solo I triang.	27,79867473	3	6	166,7920484
Emp. ativo solo II ret.	85,07018828	6,5	2,5	212,6754707
Emp. ativo solo II triang.	53,16886767	7,333333333	1,666666667	88,61477945
Emp. passivo solo II triang.	342,7757783	8	1	171,3878892
CARGAS VARIÁVEIS APLICADAS				
TIPO DE CARGA	Valor (kN)	Prof. de aplicação (m)	Excentricidade (m)	Mk (kNm)
Fren/Acel.	1,776315789	0	9	15,98684211
Emp. ativo solo I ret.	-	-	-	-
Emp. ativo solo II ret.	5,907651964	6,5	2,5	14,76912991

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela D20 – Momentos resultantes na seção de profundidade 10 m na PD-02

CARGAS PERMANENTES APLICADAS				
TIPO DE CARGA	Valor (kN)	Prof. de aplicação (m)	Excentricidade (m)	Mk (kNm)
Emp. ativo solo I ret.	0	0	10	0
Emp. ativo solo I triang.	27,79867473	3	7	194,5907231
Emp. ativo solo II ret.	102,0842259	7	3	306,2526778
Emp. ativo solo II triang.	76,56316945	8	2	153,1263389
Emp. passivo solo II triang.	609,3791615	8,666666667	1,333333333	406,2527743
CARGAS VARIÁVEIS APLICADAS				
TIPO DE CARGA	Valor (kN)	Prof. de aplicação (m)	Excentricidade (m)	Mk (kNm)
Fren/Acel.	1,776315789	0	10	17,76315789
Emp. ativo solo I ret.	-	-	-	-
Emp. ativo solo II ret.	7,089182356	7	3	21,26754707

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela D21 – Momentos resultantes na seção de profundidade 11 m na PD-02

CARGAS PERMANENTES APLICADAS				
TIPO DE CARGA	Valor (kN)	Prof. de aplicação (m)	Excentricidade (m)	Mk (kNm)
Emp. A Solo I Ret.	0	0	11	0
Emp. A Solo I Triang.	27,79867473	3	8	222,3893978
Empuxo A Solo II Ret.	110,5912448	7,25	3,75	414,7171678
Emp. A Solo II Triang.	89,85538637	8,333333333	2,666666667	239,6143636
Emp. A Solo III Ret.	19,53573239	10,75	0,25	4,883933098
Emp. A Solo III Triang.	0,465136485	10,83333333	0,166666667	0,077522748
Emp. P Solo II Triang.	771,2455013	9	2	771,2455013
Emp. P Solo III Ret.	195,9102389	10,75	0,25	24,48877986
Emp. P Solo III Triang.	10,88390216	10,83333333	0,166666667	0,906991847
CARGAS VARIÁVEIS APLICADAS				
TIPO DE CARGA	Valor (kN)	Prof. de aplicação (m)	Excentricidade (m)	Mk (kNm)
Fren/Acel.	1,776315789	0	11	19,53947368
Emp. A Solo I Ret.	0	0	11	0
Emp. A Solo II Ret.	7,679947553	7,25	3,75	28,79980332
Emp. A Solo III Ret.	0,516818317	10,75	0,25	0,129204579

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela D22 – Momentos resultantes na seção de profundidade 11,5 m na PD-02

CARGAS PERMANENTES APLICADAS				
TIPO DE CARGA	Valor (kN)	Prof. de aplicação (m)	Excentricidade (m)	Mk (kNm)
Emp. A Solo I Ret.	0	0	11,5	0
Emp. A Solo I Triang.	27,79867473	3	8,5	236,2887352
Empuxo A Solo II Ret.	110,5912448	7,25	4,25	470,0127902
Emp. A Solo II Triang.	89,85538637	8,333333333	3,166666667	284,5420568
Emp. A Solo III Ret.	19,53573239	10,75	0,75	14,65179929
Emp. A Solo III Triang.	0,465136485	10,83333333	0,666666667	0,31009099
Emp. P Solo II Triang.	771,2455013	9	2,5	964,0568766
Emp. P Solo III Ret.	391,8204778	11	0,5	97,95511946
Emp. P Solo III Triang.	43,53560865	11,16666667	0,333333333	7,255934775
CARGAS VARIÁVEIS APLICADAS				
TIPO DE CARGA	Valor (kN)	Prof. de aplicação (m)	Excentricidade (m)	Mk (kNm)
Fren/Acel.	1,776315789	0	11,5	20,42763158
Emp. A Solo I Ret.	0	0	11,5	0
Emp. A Solo II Ret.	7,679947553	7,25	4,25	32,6397771
Emp. A Solo III Ret.	1,033636634	10,75	0,75	0,775227476

(fonte: elaborado pelo autor)

APÊNDICE E – Determinação das ações atuantes nas paredes

Tabela E1 – Resumo das cargas atuantes na PD-01 na direção perpendicular ao seu plano, em cada seção considerada

H (m)		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
CARGAS PERMANENTES (kN)	empuxo A solo I ret	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	empuxo A solo I triang	0	2,69	11,96	27,8	55,6	83,4	111,2	139	166,8	194,6
	empuxo A solo II ret	0	0	0	0	8,507	34,03	76,56	136,1	212,7	306,3
	empuxo A solo II triang	0	0	0	0	0,709	5,671	19,14	45,37	88,61	153,1
	empuxo P solo II triang	0	0	0	0	0	6,348	50,78	171,4	406,3	793,5
CARGAS VARIÁVEIS (kN)	fren/accel	1,776	3,553	5,329	7,105	8,882	10,66	12,43	14,21	15,99	17,76
	empuxo A solo I ret	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	empuxo A solo II ret	0	0	0	0	0,591	2,363	5,317	9,452	14,77	21,27

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela E2 – Resumo das cargas atuantes na PD-02 na direção perpendicular ao seu plano, em cada seção considerada

H (m)		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	11,5
CARGAS PERMANENTES (kN)	empuxo A solo I ret	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	empuxo A solo I triang	0	2,69	11,96	27,8	55,6	83,4	111,2	139	166,8	194,6	222,4	236,3
	empuxo A solo II ret	0	0	0	0	8,507	34,03	76,56	136,1	212,7	306,3	414,7	470
	empuxo A solo II triang	0	0	0	0	0,709	5,671	19,14	45,37	88,61	153,1	239,6	284,5
	empuxo A solo III ret	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4,88	14,65
	empuxo A solo III triang	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,08	0,31
	empuxo P solo II triang	0	0	0	0	0	0	6,35	50,78	171,4	406,3	771,2	964,1
	empuxo P solo III ret	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	24,49	97,96
	empuxo P solo III triang	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,91	7,26
CARGAS PERMANENTES (kN)	fren/accel	1,78	3,55	5,33	7,10	8,88	10,66	12,43	14,21	15,99	17,76	19,54	20,43
	empuxo A solo I ret	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	empuxo A solo II ret	0	0	0	0	0,59	2,36	5,32	9,45	14,77	21,27	28,8	32,64
	empuxo A solo III ret	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,13	0,78

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela E3 – Resumo das cargas atuantes na direção normal ao eixo da parede, em cada seção considerada

H (m)	Reação viaduto não-majorada (kN)			Peso parede (kN)
	Peso próp. + pav	Carga móvel	Total	
1	152,13	191,61	343,74	15
2	152,13	191,61	343,74	30
3	152,13	191,61	343,74	45
4	152,13	191,61	343,74	60
5	152,13	191,61	343,74	75
6	152,13	191,61	343,74	90
7	152,13	191,61	343,74	105
8	152,13	191,61	343,74	120
9	152,13	191,61	343,74	135
10	152,13	191,61	343,74	150
11	152,13	191,61	343,74	165
11,5	152,13	191,61	343,74	172,5

(fonte: elaborado pelo autor)

APÊNDICE F – Cálculo da armadura das paredes-diafragma

Tabela F1 – Armadura calculada para o carregamento 1
nas paredes PD-01 e PD-02

H (m)	PD-01			PD-02		
	Nd (kN)	Md (kNm)	As (cm ²)	Nd (kN)	Md (kNm)	As (cm ²)
1	225,6189	0	0	225,6189	0	0
2	245,8689	3,631765	0	245,8689	3,631765	0
3	266,1189	16,14117	0	266,1189	16,14117	0
4	286,3689	37,52821	0	286,3689	37,52821	0
5	306,6189	88,38408	0,08	306,6189	88,38408	0,08
6	326,8689	163,3757	8,82	326,8689	169,7234	9,62
7	347,1189	236,5069	17,54	347,1189	280,9408	23,3
8	367,3689	275,4337	21,94	367,3689	396,04	37,66
9	387,6189	247,812	17,72	387,6189	482,6769	48,34
10	407,8689	121,298	0,84	407,8689	508,5077	51,08
11	-	-	-	428,1189	437,0235	41,12
11,5	-	-	-	438,2439	338,692	27,96

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela F2 – Armadura calculada para o carregamento 2
nas paredes PD-01 e PD-02

H (m)	PD-01			PD-02		
	Nd (kN)	Md (kNm)	As (cm ²)	Nd (kN)	Md (kNm)	As (cm ²)
1	513,0411	2,664474	0	513,0411	2,664474	0
2	533,2911	8,960712	0	533,2911	8,960712	0
3	553,5411	24,13459	0	553,5411	24,13459	0
4	573,7911	48,18611	0	573,7911	48,18611	0
5	594,0411	100,8203	0	594,0411	100,8203	0
6	614,2911	175,818	1,16	614,2911	182,1657	2
7	634,5411	247,1829	9,88	634,5411	291,6168	15,72
8	654,7911	282,5711	13,9	654,7911	403,1774	29,74
9	675,0411	249,6386	8,96	675,0411	484,5035	39,76
10	695,2911	116,0414	0	695,2911	503,2511	41,6
11	-	-	-	715,5411	422,9392	30,48
11,5	-	-	-	725,6661	319,2109	16,56

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela F3 – Armadura calculada para o carregamento 3 nas paredes PD-01 e PD-02

H (m)	PD-01			PD-02		
	Nd (kN)	Md (kNm)	As (cm ²)	Nd (kN)	Md (kNm)	As (cm ²)
1	513,0411	2,664474	0	513,0411	2,664474	0
2	533,2911	8,960712	0	533,2911	8,960712	0
3	553,5411	24,13459	0	553,5411	24,13459	0
4	573,7911	48,18611	0	573,7911	48,18611	0
5	594,0411	101,5292	0	594,0411	101,5292	0
6	614,2911	178,6537	1,54	614,2911	185,0014	2,36
7	634,5411	253,5632	10,72	634,5411	297,9971	16,54
8	654,7911	293,9138	15,4	654,7911	414,5201	31,22
9	675,0411	267,3615	11,28	675,0411	502,2264	42,08
10	695,2911	141,5625	0	695,2911	528,7722	44,94
11	-	-	-	715,5411	457,654	35,02
11,5	-	-	-	725,6661	359,3089	21,84

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela F4 – Armadura utilizada para o carregamento 1 nas paredes PD-01 e PD-02

H (m)	PD-01			PD-02		
	As calculada (cm ²)	As mínima (cm ²)	As utilizada (cm ²)	As calculada (cm ²)	As mínima (cm ²)	As utilizada (cm ²)
1	0	24	24	0	24	24
2	0	24	24	0	24	24
3	0	24	24	0	24	24
4	0	24	24	0	24	24
5	0,08	24	24	0,08	24	24
6	8,82	24	24	9,62	24	24
7	17,54	24	24	23,3	24	24
8	21,94	24	24	37,66	24	37,66
9	17,72	24	24	48,34	24	48,34
10	0,84	24	24	51,08	24	51,08
11	-	-	-	41,12	24	41,12
11,5	-	-	-	27,96	24	27,96

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela F5 – Armadura calculada para o carregamento 2 nas paredes PD-01 e PD-02

H (m)	PD-01			PD-02		
	As calculada (cm ²)	As mínima (cm ²)	As utilizada (cm ²)	As calculada (cm ²)	As mínima (cm ²)	As utilizada (cm ²)
1	0	24	24	0	24	24
2	0	24	24	0	24	24
3	0	24	24	0	24	24
4	0	24	24	0	24	24
5	0	24	24	0	24	24
6	1,16	24	24	2	24	24
7	9,88	24	24	15,72	24	24
8	13,9	24	24	29,74	24	29,74
9	8,96	24	24	39,76	24	39,76
10	0	24	24	41,6	24	41,6
11	-	-	-	30,48	24	30,48
11,5	-	-	-	16,56	24	24

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela F6 – Armadura calculada para o carregamento 3 nas paredes PD-01 e PD-02

H (m)	PD-01			PD-02		
	As calculada (cm ²)	As mínima (cm ²)	As utilizada (cm ²)	As calculada (cm ²)	As mínima (cm ²)	As utilizada (cm ²)
1	0	24	24	0	24	24
2	0	24	24	0	24	24
3	0	24	24	0	24	24
4	0	24	24	0	24	24
5	0	24	24	0	24	24
6	1,54	24	24	2,36	24	24
7	10,72	24	24	16,54	24	24
8	15,4	24	24	31,22	24	31,22
9	11,28	24	24	42,08	24	42,08
10	0	24	24	44,94	24	44,94
11	-	-	-	35,02	24	35,02
11,5	-	-	-	21,84	24	24

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela F7 – Verificação das bielas comprimidas para a parede PD-01
relativa à cada carregamento

H (m)	Q _{carreg.1} (kN)	Q _{carreg.2} (kN)	Q _{carreg.3} (kN)	α_{v2}	fcd (kN/cm ²)	bw (cm)	d (cm)	Vrd2 (kN)
1	0	2,6645	2,6645	0,9	1,7857	100	55,7	2416,9821
2	10,8953	13,5598	13,5598	0,9	1,7857	100	55,7	2416,9821
3	24,21175	26,8762	26,8762	0,9	1,7857	100	55,7	2416,9821
4	37,52821	40,1927	40,1927	0,9	1,7857	100	55,7	2416,9821
5	65,14058	66,0328	67,4506	0,9	1,7857	100	55,7	2416,9821
6	79,45208	78,5720	81,4076	0,9	1,7857	100	55,7	2416,9821
7	61,41962	58,7672	63,0207	0,9	1,7857	100	55,7	2416,9821
8	11,04321	6,6185	12,2898	0,9	1,7857	100	55,7	2416,9821
9	-71,6772	-77,8742	-70,7850	0,9	1,7857	100	55,7	2416,9821
10	-186,742	-194,7108	-186,2038	0,9	1,7857	100	55,7	2416,9821

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela F8 – Verificação das bielas comprimidas para a parede PD-02
relativa à cada carregamento

H (m)	Q _{carreg.1} (kN)	Q _{carreg.2} (kN)	Q _{carreg.3} (kN)	α_{v2}	fcd (kN/cm ²)	bw (cm)	d (cm)	Vrd2 (kN)
1	0,0000	2,6645	2,6645	0,9	1,7857	100	55,7	2416,9821
2	10,8953	13,5598	13,5598	0,9	1,7857	100	55,7	2416,9821
3	24,2118	26,8762	26,8762	0,9	1,7857	100	55,7	2416,9821
4	37,5282	40,1927	40,1927	0,9	1,7857	100	55,7	2416,9821
5	65,1406	66,0328	67,4506	0,9	1,7857	100	55,7	2416,9821
6	98,4952	97,6151	100,4507	0,9	1,7857	100	55,7	2416,9821
7	118,5489	115,8965	120,1500	0,9	1,7857	100	55,7	2416,9821
8	106,2587	101,8340	107,5053	0,9	1,7857	100	55,7	2416,9821
9	61,6245	55,4275	62,5167	0,9	1,7857	100	55,7	2416,9821
10	-15,3536	-23,3229	-14,8159	0,9	1,7857	100	55,7	2416,9821
11	-141,5923	-151,2230	-141,3869	0,9	1,7857	100	55,7	2416,9821
11,5	-255,0981	-265,5040	-255,0477	0,9	1,7857	100	55,7	2416,9821

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela F9 – Verificação da armadura transversal (estribo) da parede PD-01 para o carregamento 1

H (m)	Vco (kN)	Msd,máx (kNm)	Nd (kN)	σnormal (kN/m²)	M0 (kNm)	Vc (kN)	Asw/s (m²/m)	Vsw (kN)	Vrd3 (kN)	Verif.
1	428,61	0,00	167,13	278,54	16,71	-	0,00016	33,97	-	-
2	428,61	3,63	182,13	303,54	18,21	857,21	0,00016	33,97	891,18	ok
3	428,61	16,14	197,13	328,54	19,71	857,21	0,00016	33,97	891,18	ok
4	428,61	37,53	212,13	353,54	21,21	670,87	0,00016	33,97	704,84	ok
5	428,61	88,38	227,13	378,54	22,71	538,75	0,00016	33,97	572,72	ok
6	428,61	163,38	242,13	403,54	24,21	492,13	0,00016	33,97	526,10	ok
7	428,61	236,51	257,13	428,54	25,71	475,20	0,00016	33,97	509,17	ok
8	428,61	275,43	272,13	453,54	27,21	470,95	0,00016	33,97	504,92	ok
9	428,61	247,81	287,13	478,54	28,71	478,27	0,00016	33,97	512,24	ok
10	428,61	121,30	302,13	503,54	30,21	535,36	0,00016	33,97	569,33	ok

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela F10 – Verificação da armadura transversal (estribo) da parede PD-01 para o carregamento 2

H (m)	Vco (kN)	Msd,máx (kNm)	Nd (kN)	σnormal (kN/m²)	M0 (kNm)	Vc (kN)	Asw/s (m²/m)	Vsw (kN)	Vrd3 (kN)	Verif.
1	428,61	2,66	358,74	597,90	35,87	857,21	0,00016	33,97	891,18	ok
2	428,61	8,96	373,74	622,90	37,37	857,21	0,00016	33,97	891,18	ok
3	428,61	24,13	388,74	647,90	38,87	857,21	0,00016	33,97	891,18	ok
4	428,61	48,19	403,74	672,90	40,37	787,72	0,00016	33,97	821,70	ok
5	428,61	100,82	418,74	697,90	41,87	606,62	0,00016	33,97	640,59	ok
6	428,61	175,82	433,74	722,90	43,37	534,34	0,00016	33,97	568,31	ok
7	428,61	247,18	448,74	747,90	44,87	506,42	0,00016	33,97	540,39	ok
8	428,61	282,57	463,74	772,90	46,37	498,95	0,00016	33,97	532,92	ok
9	428,61	249,64	478,74	797,90	47,87	510,80	0,00016	33,97	544,77	ok
10	428,61	116,04	493,74	822,90	49,37	610,97	0,00016	33,97	644,94	ok

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela F11 – Verificação da armadura transversal (estribo) da parede PD-01
para o carregamento 3

H (m)	Vco (kN)	Ms _{d,máx} (kNm)	N _d (kN)	σ _{normal} (kN/m ²)	M ₀ (kNm)	V _c (kN)	A _{sw/s} (m ² /m)	V _{sw} (kN)	V _{rd3} (kN)	Verif.
1	428,61	2,66	358,74	597,90	35,87	857,21	0,00016	33,97	891,18	ok
2	428,61	8,96	373,74	622,90	37,37	857,21	0,00016	33,97	891,18	ok
3	428,61	24,13	388,74	647,90	38,87	857,21	0,00016	33,97	891,18	ok
4	428,61	48,19	403,74	672,90	40,37	787,72	0,00016	33,97	821,70	ok
5	428,61	101,53	418,74	697,90	41,87	605,38	0,00016	33,97	639,35	ok
6	428,61	178,65	433,74	722,90	43,37	532,66	0,00016	33,97	566,63	ok
7	428,61	253,56	448,74	747,90	44,87	504,46	0,00016	33,97	538,43	ok
8	428,61	293,91	463,74	772,90	46,37	496,23	0,00016	33,97	530,20	ok
9	428,61	267,36	478,74	797,90	47,87	505,35	0,00016	33,97	539,32	ok
10	428,61	141,56	493,74	822,90	49,37	578,09	0,00016	33,97	612,07	ok

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela F12 – Verificação da armadura transversal (estribo) da parede PD-02
para o carregamento 1

H (m)	Vco (kN)	Ms _{d,máx} (kNm)	N _d (kN)	σ _{normal} (kN/m ²)	M ₀ (kNm)	V _c (kN)	A _{sw/s} (m ² /m)	V _{sw} (kN)	V _{rd3} (kN)	Verif.
1	428,61	0,00	167,13	278,54	16,71	-	0,00016	33,97	-	-
2	428,61	3,63	182,13	303,54	18,21	857,21	0,00016	33,97	891,18	ok
3	428,61	16,14	197,13	328,54	19,71	857,21	0,00016	33,97	891,18	ok
4	428,61	37,53	212,13	353,54	21,21	670,87	0,00016	33,97	704,84	ok
5	428,61	88,38	227,13	378,54	22,71	538,75	0,00016	33,97	572,72	ok
6	428,61	169,72	242,13	403,54	24,21	489,75	0,00016	33,97	523,72	ok
7	428,61	280,94	257,13	428,54	25,71	467,83	0,00016	33,97	501,80	ok
8	428,61	396,04	272,13	453,54	27,21	458,06	0,00016	33,97	492,03	ok
9	428,61	482,68	287,13	478,54	28,71	454,10	0,00016	33,97	488,07	ok
10	428,61	508,51	302,13	503,54	30,21	454,07	0,00016	33,97	488,04	ok
11	428,61	437,02	317,13	528,54	31,71	459,71	0,00016	33,97	493,68	ok
11,5	428,61	338,69	324,63	541,04	32,46	469,69	0,00016	33,97	503,66	ok

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela F13 – Verificação da armadura transversal (estribo) da parede PD-02
para o carregamento 2

H (m)	Vco (kN)	Msd,máx (kNm)	Nd (kN)	σnormal (kN/m²)	M0 (kNm)	Vc (kN)	Asw/s (m²/m)	Vsw (kN)	Vrd3 (kN)	Verif.
1	428,61	2,66	358,74	597,90	35,87	857,21	0,00016	33,97	891,18	ok
2	428,61	8,96	373,74	622,90	37,37	857,21	0,00016	33,97	891,18	ok
3	428,61	24,13	388,74	647,90	38,87	857,21	0,00016	33,97	891,18	ok
4	428,61	48,19	403,74	672,90	40,37	787,72	0,00016	33,97	821,70	ok
5	428,61	100,82	418,74	697,90	41,87	606,62	0,00016	33,97	640,59	ok
6	428,61	182,17	433,74	722,90	43,37	530,66	0,00016	33,97	564,63	ok
7	428,61	291,62	448,74	747,90	44,87	494,56	0,00016	33,97	528,53	ok
8	428,61	403,18	463,74	772,90	46,37	477,90	0,00016	33,97	511,88	ok
9	428,61	484,50	478,74	797,90	47,87	470,96	0,00016	33,97	504,93	ok
10	428,61	503,25	493,74	822,90	49,37	470,66	0,00016	33,97	504,63	ok
11	428,61	422,94	508,74	847,90	50,87	480,16	0,00016	33,97	514,13	ok
11,5	428,61	319,21	516,24	860,40	51,62	497,92	0,00016	33,97	531,89	ok

(fonte: elaborado pelo autor)

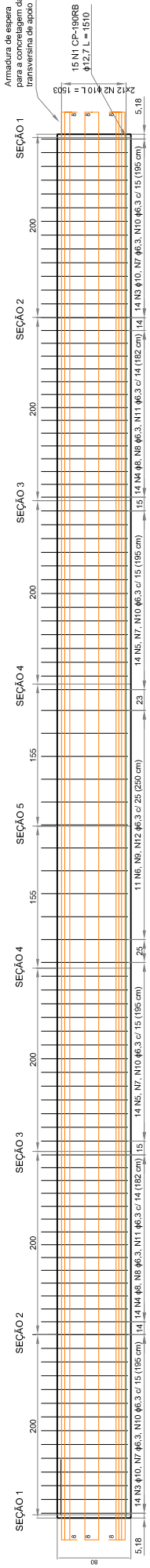
Tabela F14 – Verificação da armadura transversal (estribo) da parede PD-02
para o carregamento 3

H (m)	Vco (kN)	Msd,máx (kNm)	Nd (kN)	σnormal (kN/m²)	M0 (kNm)	Vc (kN)	Asw/s (m²/m)	Vsw (kN)	Vrd3 (kN)	Verif.
1	428,61	2,66	358,74	597,90	35,87	857,21	0,00016	33,97	891,18	ok
2	428,61	8,96	373,74	622,90	37,37	857,21	0,00016	33,97	891,18	ok
3	428,61	24,13	388,74	647,90	38,87	857,21	0,00016	33,97	891,18	ok
4	428,61	48,19	403,74	672,90	40,37	787,72	0,00016	33,97	821,70	ok
5	428,61	101,53	418,74	697,90	41,87	605,38	0,00016	33,97	639,35	ok
6	428,61	185,00	433,74	722,90	43,37	529,09	0,00016	33,97	563,06	ok
7	428,61	298,00	448,74	747,90	44,87	493,15	0,00016	33,97	527,12	ok
8	428,61	414,52	463,74	772,90	46,37	476,56	0,00016	33,97	510,53	ok
9	428,61	502,23	478,74	797,90	47,87	469,46	0,00016	33,97	503,43	ok
10	428,61	528,77	493,74	822,90	49,37	468,63	0,00016	33,97	502,60	ok
11	428,61	457,65	508,74	847,90	50,87	476,25	0,00016	33,97	510,22	ok
11,5	428,61	359,31	516,24	860,40	51,62	490,19	0,00016	33,97	524,16	ok

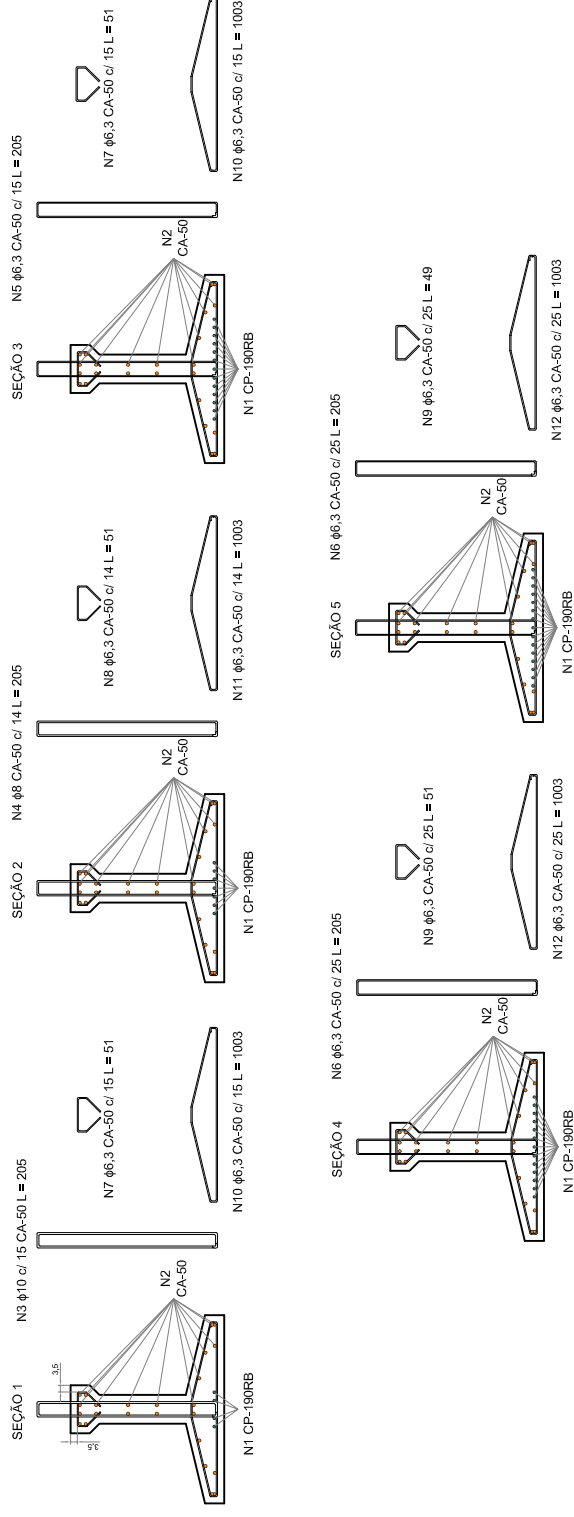
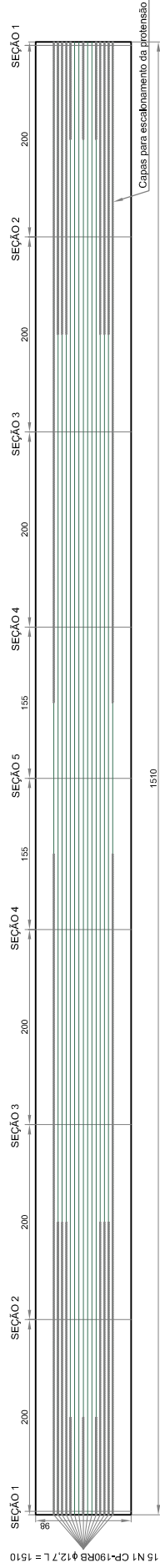
(fonte: elaborado pelo autor)

APÊNDICE G – Detalhamento das peças

VISTA LATERAL



ESCALONAMENTO DA PROTENSÃO

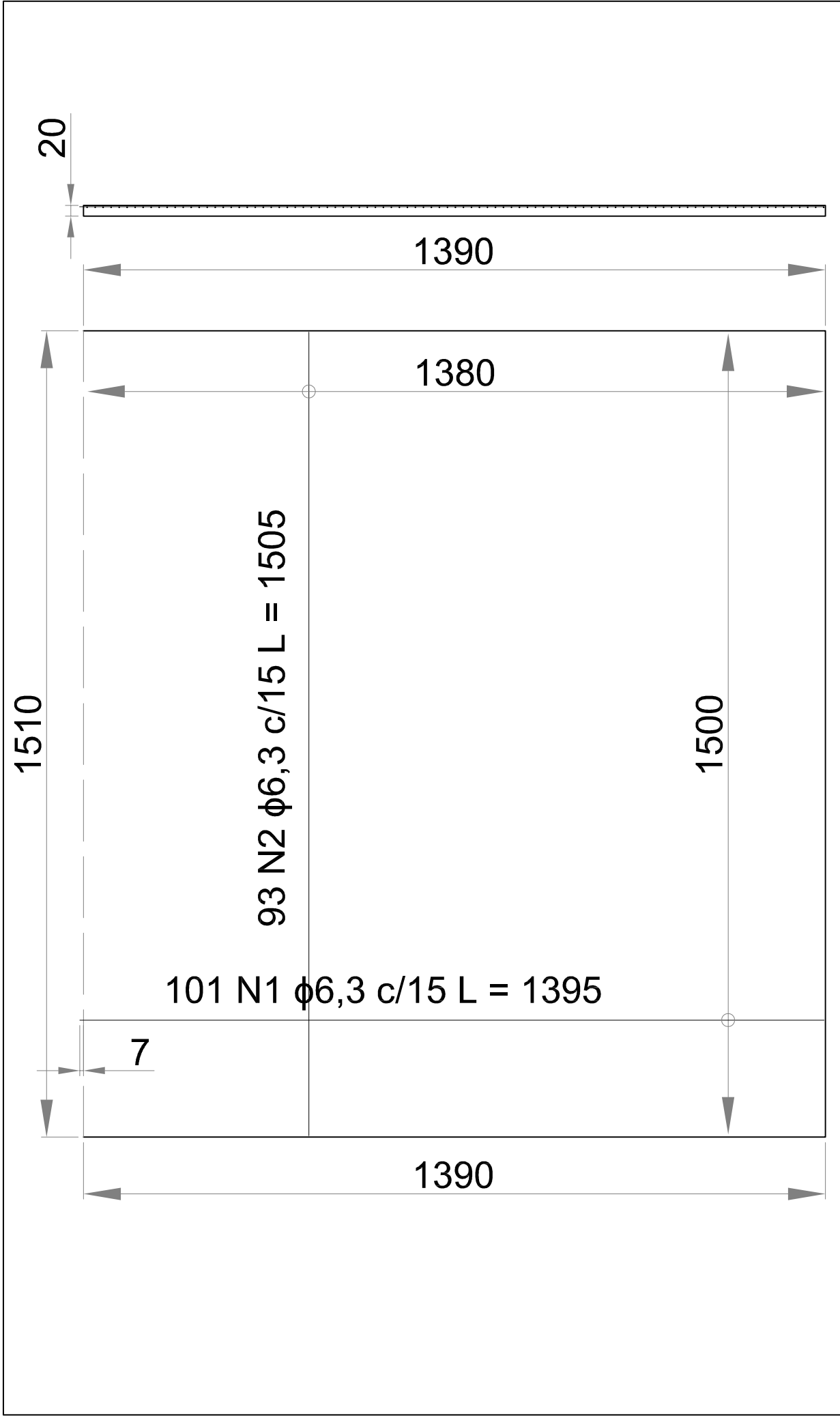


TRABALHO DE DIPLOMAÇÃO ENGENHARIA CIVIL - UFRGS

Cruzamento entre a rua Dom Pedro II e avenida Cristóvão Colombo: proposta de projeto estrutural de trincheira para Porto Alegre

ARMADURA DAS LONGARINAS

PRANCHA 01

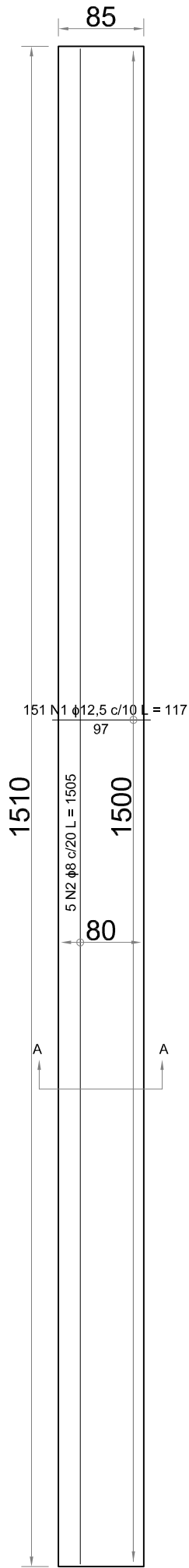


TRABALHO DE DIPLOMAÇÃO ENGENHARIA CIVIL - UFRGS

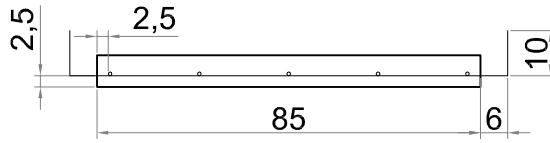
Cruzamento entre a rua Dom Pedro II e avenida
 Cristóvão Colombo: proposta de projeto estrutural de
 trincheira para Porto Alegre

ARMADURA DA LAJE PRINCIPAL
 (REGIÃO DE EXECUÇÃO)

PRANCHA 02



CORTE AA



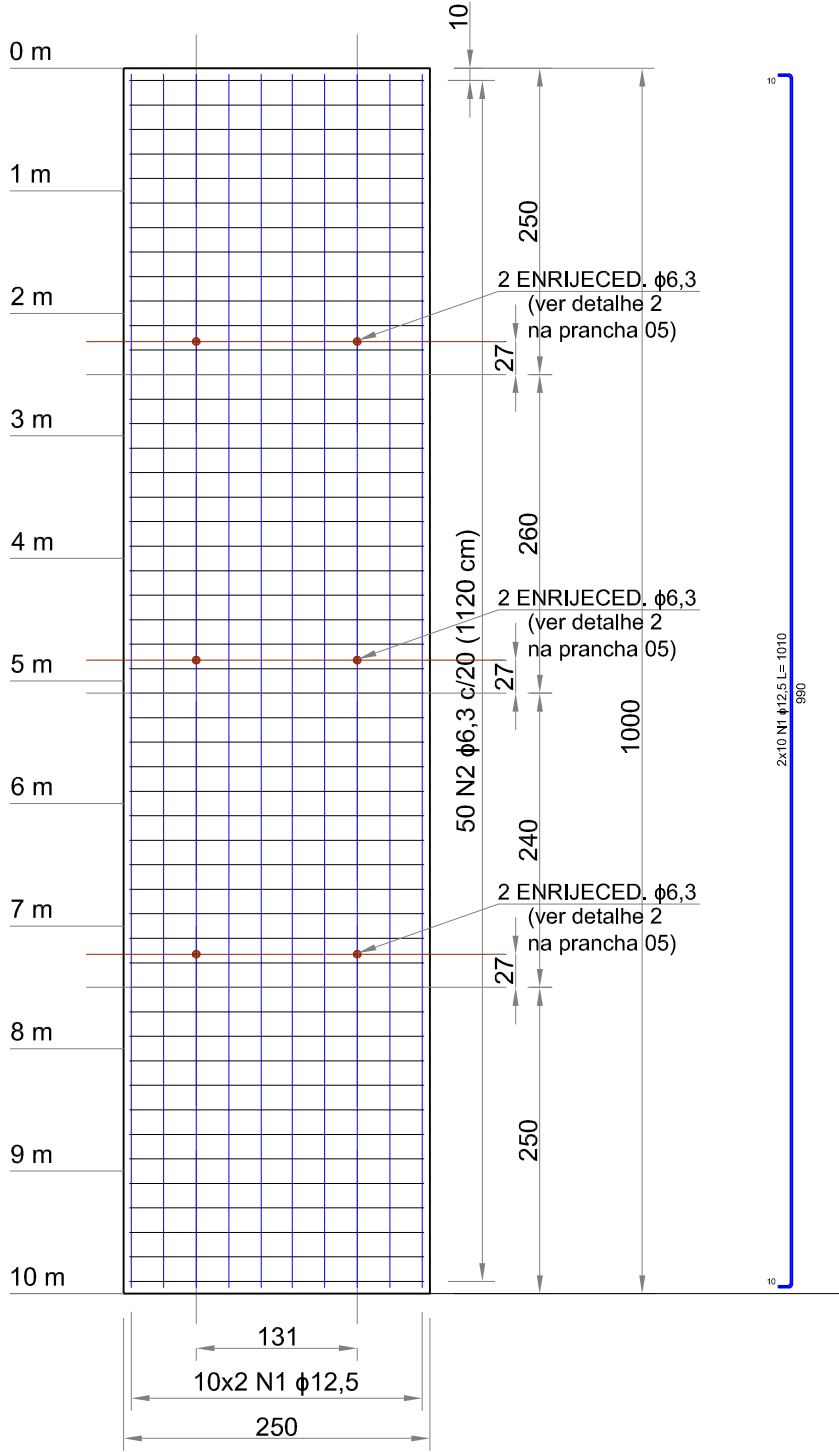
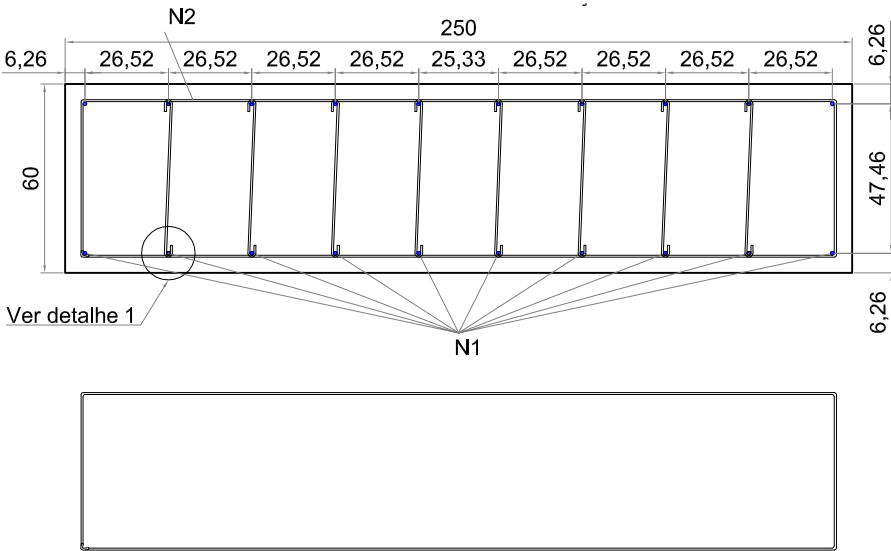
TRABALHO DE DIPLOMAÇÃO ENGENHARIA CIVIL - UFRGS

Cruzamento entre a rua Dom Pedro II e avenida
Cristóvão Colombo; proposta de projeto estrutural de
trincheira para Porto Alegre

ARMADURA DA LAJE CONSTRUTIVA

PRANCHA 03

SEÇÃO TRANSVERSAL (0 A 10 m)

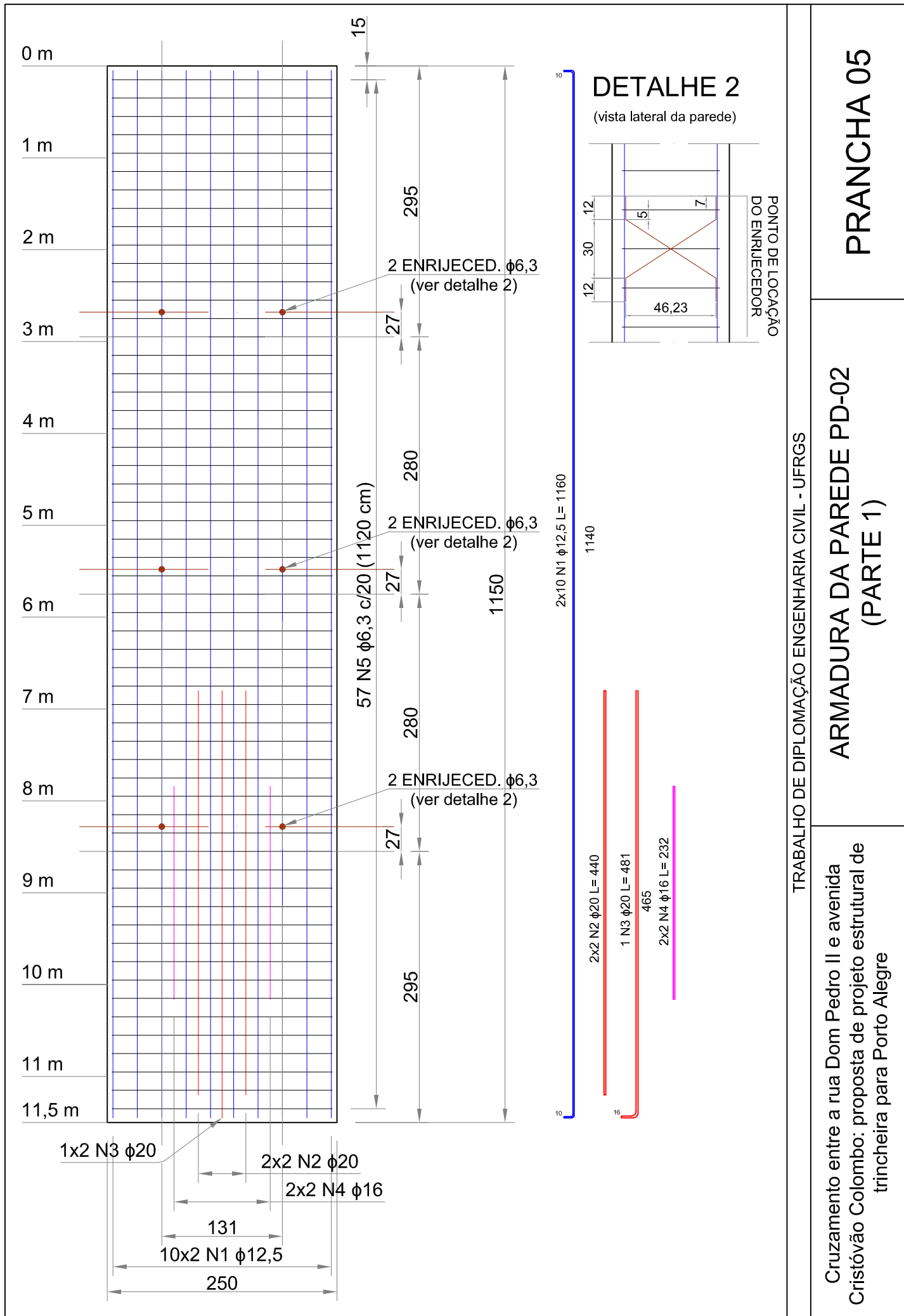


TRABALHO DE DIPLOMAÇÃO ENGENHARIA CIVIL - UFRGS

Cruzamento entre a rua Dom Pedro II e avenida
Cristóvão Colombo: proposta de projeto estrutural de
trincheira para Porto Alegre

ARMADURA DA PAREDE PD-01

PRANCHA 04

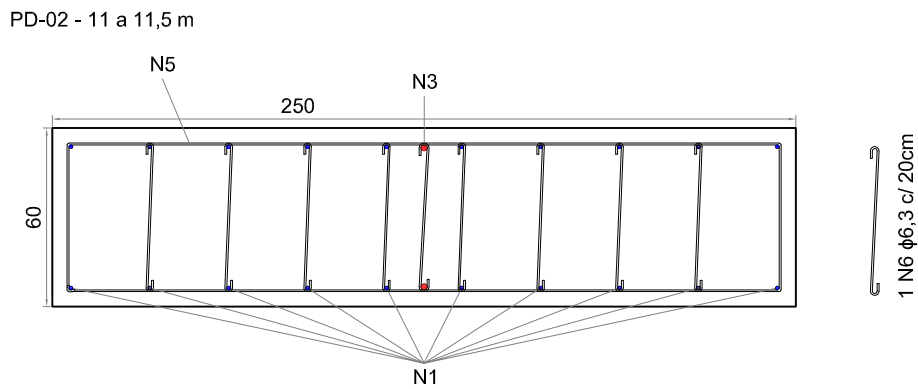
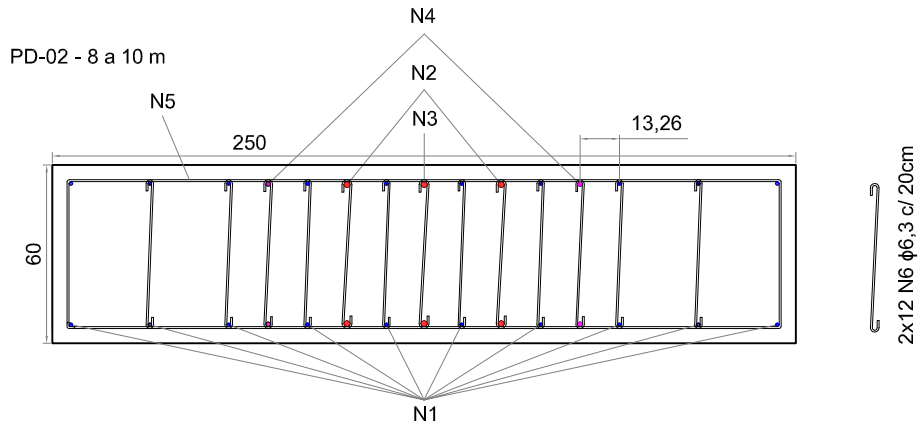
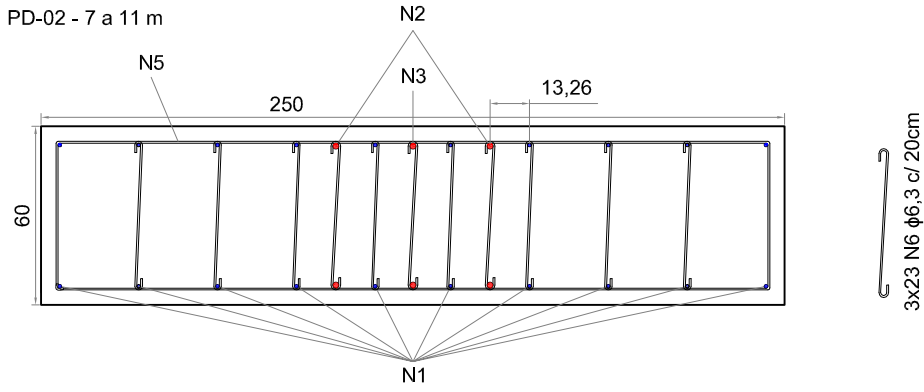
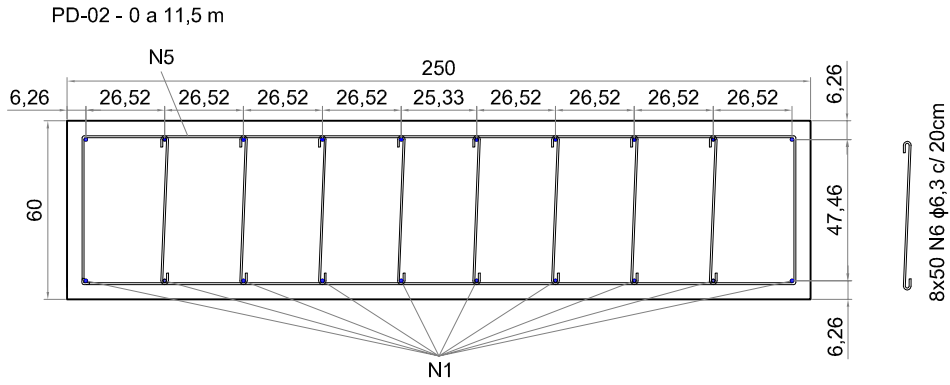


TRABALHO DE DIPLOMAÇÃO ENGENHARIA CIVIL - UFRGS

Cruzamento entre a rua Dom Pedro II e avenida
Cristóvão Colombo: proposta de projeto estrutural de
trincheira para Porto Alegre

ARMADURA DA PAREDE PD-02
(PARTE 1)

PRANCHA 05



57 N5 φ6,3 c/ 20cm L = 582
(todas as seções)

TRABALHO DE DIPLOMAÇÃO ENGENHARIA CIVIL - UFRGS

Cruzamento entre a rua Dom Pedro II e avenida
Cristóvão Colombo: proposta de projeto estrutural de
trincheira para Porto Alegre

ARMADURA DA PAREDE PD-02
(PARTE 2)

PRANCHA 06