

CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS – UNIS/MG

ENGENHARIA CIVIL

GUILHERME HENRIQUE CAZELATO MENDES

**ESTUDO DE VIABILIDADE REFERENTE À IMPLANTAÇÃO DE UMA
PASSARELA DE PEDESTRE LOCALIZADA NA BR-491- KM 239+335m**

Varginha

2017

GUILHERME HENRIQUE CAZELATO MENDES

**ESTUDO DE VIABILIDADE REFERENTE A IMPLANTAÇÃO DE UMA
PASSARELA DE PEDESTRE LOCALIZADA NA BR-491- KM 239+335m**

Trabalho de conclusão de curso apresentado por Guilherme Henrique Cazolato Mendes como exigência do curso de graduação em Engenharia Civil do Centro Universitário do Sul de Minas sob a orientação do professor M.Sc. Antônio de Faria.

Varginha

2017

GUILHERME HENRIQUE CAZELATO MENDES

**ESTUDO DE VIABILIDADE REFERENTE A IMPLANTAÇÃO DE UMA
PASSARELA DE PEDESTRE LOCALIZADA NA BR-491- KM 239+335m**

Trabalho de conclusão de curso apresentado ao curso de Engenharia Civil do Centro Universitário do Sul de Minas, como pré-requisito para obtenção do título de bacharel, pela Banca Examinadora formada pelos membros:

Aprovado em / /

Prof. M.Sc. Antônio de Faria
(Orientador)

Prof. Leopoldo Freire Bueno

Prof. Yago Petrim Cruz

OBS.:

Dedico este trabalho a todos que cederam um pouco de seu tempo e conhecimento para que ele se tornasse possível.

AGRADECIMENTOS

À Deus por permitir que eu acordasse todos os dias com determinação para concluir este trabalho.

Aos meus pais Carlos e Regiani, e meu irmão Renan, que me incentivaram a estudar e sempre entenderam a minha ausência.

A todos os professores que compartilharam seus conhecimentos e experiências durante a minha graduação na Universidade do Sul de Minas – UNIS-MG, em especial ao M.Sc. Antônio de Faria, que me orientou e dedicou seu tempo para que este trabalho fosse feito.

A minha namorada Mariah, que sempre me ajudou como pode, e muitas vezes mesmo sem poder, se fez presente.

A todos os meus amigos que passaram parte da noite dos últimos cinco anos em minha companhia, hora sorrindo, hora lamentando, mas nunca desistindo.

“As dificuldades são o aço estrutural que entra na construção do caráter”

Carlos Drummond de Andrade

RESUMO

O presente trabalho tem como finalidade o estudo de viabilidade de um projeto de obra de arte referente a uma passarela de pedestre a ser implantada na BR-491-KM 239+335m. Serão dimensionadas duas passarelas distintas, uma em concreto armado e protendido e outra em aço estrutural (estrutura metálica). Para a concepção do projeto arquitetônico foi necessário estudar os conceitos referentes a acessibilidade e entender as características dos materiais utilizados na execução dos elementos estruturais, bem como determinar as ações atuantes na estrutura e os coeficientes de ponderação prescritos pelas normas técnicas, pois tais valores serão necessários para o dimensionamento dos elementos estruturais, e para tais dimensionamentos se-fez necessário entender as particularidades de cada sistema, definir as melhores opções de seções geométricas e lançamentos estruturais e por fim obter a estrutura mais viável e que obedeça os parâmetros de segurança normativos tanto do Estado limite último quando no Estado limite de Serviço.

Palavras Chave: Passarela de pedestre. Sistemas estruturais. Viabilidade.

ABSTRACT

This work aims to study the feasibility of a work of art project for a pedestrian walkway to be implemented on the BR-491-KM 239 + 335m. They are scaled two separate runways, one reinforced and prestressed concrete and other structural steel (metal structure). For the design of the architectural project it was necessary to study the concepts relating to accessibility and understanding the characteristics of the materials used in the implementation of the structural elements and to determine the active actions in the structure and the weightings prescribed by the technical standards, as these values are required for the design of structural elements, and such dimensioning it was necessary to understand the characteristics of each system, define the best options of geometric sections and structural releases and finally obtain the most feasible structure and complying with regulatory security parameters both ultimate limit state when the state service limit.

.Keywords: *Pedestrian walkway. Structural systems. Project design.*

LISTA DE TABELAS

Tabela 01 - Classes dos concretos e suas respectivas resistências aos 28 dias de idade.....	24
Tabela 02 - Classe de agressividade ambiental (CAA).....	26
Tabela 03 - Tabela de correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal – Resumida para elementos contidos em passarela de pedestres.	27
Tabela 04 – Procedimento de cálculo de pilares em relação ao índice de esbeltez.....	31
Tabela 05 - Tabelas de deslocamentos limites - resumida para o uso em lajes.....	40
Tabela 06 - Ações permanentes diretas consideradas separadamente – Resumidas para o uso em passarelas de pedestre.	47
Tabela 07 - Ações permanentes diretas agrupadas.....	47
Tabela 08 - Ações variáveis consideradas separadamente.	48
Tabela 09 - Ações variáveis consideradas conjuntamente.	48
Tabela 10 - Valores dos fatores de combinação (ψ_0) e de redução (ψ_1 e ψ_2) para as ações variáveis – Resumido para utilização em passarela de pedestres.....	49
Tabela 11 – Número de pessoas que atravessam a rodovia BR-491 antes do início da aula. ..	51
Tabela 12 – N° de pessoas que atravessam a rodovia BR-491 após o termino da aula.	52
Tabela 13 - Itens que devem conter na entrega final do projeto básico.....	55
Tabela 14 - Inclinações máximas em rampas.....	55
Tabela 15 – Valores de S1, S2 e S3.....	63
Tabela 16 – Resumo dos carregamentos atuantes nas vigas principais da estrutura metálica .	64
Tabela 17 – Dados do perfil das vigas metálicas principais.....	67
Tabela 18 – Resumo dos valores de λ e verificação final dos perfis para momento fletor.	71
Tabela 19 - Determinação das ações do vento nas vigas metálicas das rampas – Parte 01.	76
Tabela 20 - Determinação das ações do vento nas vigas metálicas das rampas – Parte 02.	76
Tabela 21 - Determinação das ações do vento nas vigas metálicas das rampas – Parte 03.	76
Tabela 22 – Dados do perfil das vigas metálicas das rampas.....	78
Tabela 23 - Resumo dos valores de λ e verificação final dos perfis a momento fletor.....	79
Tabela 24 - Resumo dos valores de λ e verificação final dos perfis a esforço cortante (cisalhamento).	79
Tabela 25 – Determinação das flechas máximas das vigas 01 a 05.	80
Tabela 26 - Determinação das flechas máximas das vigas 06 a 10 e principais.....	81
Tabela 27 – Ações atuantes nos pilares metálicos.....	81
Tabela 28 – Dados do perfil utilizados nos pilares metálicos.	82

Tabela 29 – Valores de λ e verificação final dos perfis utilizado nos pilares sujeitos a compressão.	85
Tabela 30 - Dados do perfil das vigas metálicas principais.	87
Tabela 31 – Resumo das verificações feitas para a conexão entre as vigas metálicas principais.	98
Tabela 32 – Dados dos perfis utilizados nas vigas metálicas da rampa.	99
Tabela 33 - Resumo das verificações feitas para a conexão entre as vigas metálicas da rampa.	101
Tabela 34 – Dados da seção geométrica da viga protendida.	104
Tabela 35 – Resumo dos carregamentos atuantes da viga protendida.	106
Tabela 36 – Perda por atrito.	110
Tabela 37 – Perdas por atrito cabo – bainha.	111
Tabela 38 – Resumo dos valores calculado acima referentes a perda por atrito e deformação na ancoragem.	113
Tabela 39 – Perdas de protensão imediatas na viga de concreto protendido.	115
Tabela 40 – Determinação do coeficiente de fluência.	116
Tabela 41 - Determinação da retração.	117
Tabela 42 – Valores de ψ_{1000} para as cordoalhas.	119
Tabela 43 – Perdas de protensão totais na viga de concreto protendido.	121
Tabela 44 – Resumo das perdas de protensão na viga protendida.	122
Tabela 45 – Resumo dos valores referentes a verificação de ruptura no tempo zero.	124
Tabela 46 - Resumo dos valores referentes a verificação de fissuração – ELS-D- Combinação das ações quase permanentes.	126
Tabela 47 - Resumo dos valores referentes a Verificação de fissuração – ELS-D- Combinação das ações quase permanentes.	128
Tabela 48 – Resumo dos valores referentes ao dimensionamento da viga protendida no ELU.	130
Tabela 49 – Dados necessários para verificação da viga ao cisalhamento.	131
Tabela 50 – Resumo dos valores referentes a verificação da viga protendida ao cisalhamento.	134
Tabela 51 – Resumo dos carregamentos atuantes nas vigas da rampa.	141
Tabela 52 – Resumo dos valores calculados acima para todas as vigas da rampa – Lance 01 e 02 – Flexão.	144

Tabela 53 - Resumo dos valores calculados acima para todas as vigas da rampa – Lance 01 e 02 – Cisalhamento.	146
Tabela 54 – Valores dos carregamentos para cada tipo de carregamento para a viga 05 localizada no lance 01.....	154
Tabela 55 – Valores da flecha no centro da viga 05 localizada no lance 01.....	157
Tabela 56 – Valores cálculos para determinação da inércia do estádio II – Vigas 01 a 05 – Lance 01.	158
Tabela 57 - Valores cálculos para determinação da inércia do estádio II – Vigas 06 a 10 – Lance 02.	158
Tabela 58 - Valores cálculos para determinação das flechas máximas – Vigas 01 a 05 – Lance 01.	158
Tabela 59 - Valores cálculos para determinação das flechas máximas – Vigas 06 a 10 – Lance 10.	159
Tabela 60 – Determinação da ação do ventos nos pilares – Parte 01.....	162
Tabela 61 - Determinação da ação do ventos nos pilares – Parte 02.....	162
Tabela 62 – Ações atuantes do pilar 10.....	165
Tabela 63 – Momentos máximos atuantes dos pilares 01 a 10 – Direção X.....	170
Tabela 64 - Momentos máximos atuantes dos pilares 01 a 10 – Direção Y.....	170
Tabela 65 - Momentos máximos atuantes dos pilares 10/12 – Direção X.	185
Tabela 66 - Momentos máximos atuantes dos pilares 10/12 – Direção Y.	185
Tabela 67 – Carga axial, momentos máximos e demais características dos pilares.....	188
Tabela 68 – Estimativa de custos da passarela em concreto.	190
Tabela 69 - Estimativa de custo da estrutura metálica.	192
Tabela 70 – Principais diferenças entre os dois sistemas estruturais dimensionamentos.	196

LISTA DE FIGURAS

Figura 01 – Passarela executada em concreto.	22
Figura 02 – Passarela executada em estrutura metálica e concreto armado.	22
Figura 03 – Escoramento de vigas de grande porte.	23
Figura 04 - Tensões atuantes em uma viga executada em concreto protendido.	23
Figura 05 – Detalhamento de uma cordoalha.	29
Figura 06 – Esquema de montagem de uma bainha utilizada em estruturas de concreto protendido.	29
Figura 07 – Vista de um bloco de ancoragem e cunha.	30
Figura 08 – Perfil laminado tipo I.	34
Figura 09 – Coeficiente de flambagem.	37
Figura 10 - Carga excepcional horizontal em passarelas.	43
Figura 11 – Local de implantação da passarela de pedestres – Sentido Varginha.	50
Figura 12 - Local de implantação da passarela de pedestres – Sentido Elói Mendes.	50
Figura 13 – Levantamento topográfico do trecho.	51
Figura 14 – Planta baixa e vista da rampa de acesso a travessia.	56
Figura 15 – Guarda corpo esquemático.	57
Figura 16 – Locação da passarela de pedestre do tipo sobrejacente - BR - 491	58
Figura 17 – Locação do canteiro de obras em planta.	59
Figura 18 – Locação das vigas principais metálicas.	60
Figura 19 – Valores de C_x e C_y para perfis metálicos	64
Figura 20 – Diagrama de momento fletor das vigas metálicas principais (kN.m).	65
Figura 21 – Diagrama de momento fletor das vigas metálicas principais (kN).	66
Figura 22 – Vista transversal da disposição das vigas metálicas principais.	74
Figura 23 – Locação das vigas da rampa.	75
Figura 24 – Lançamento estrutural das vigas do lance 01 da rampa.	77
Figura 25 – Lançamento estrutural das vigas do lance 02 da rampa.	78
Figura 26 – Detalhe final dos pilares.	86
Figura 27 – Disposição inicial para verificação das conexões das vigas principais.	88
Figura 28 – Perímetros de rasgamento das talas.	91
Figura 29 – Detalhamento final das conexões das vigas da passarela principal.	99
Figura 30 – Disposição inicial para verificação das conexões das vigas da rampa.	100
Figura 31 - Detalhamento final das conexões das vigas da rampa.	101

Figura 32 – Locação das conexões entre os pilares e vigas metálicas.	102
Figura 33 – Detalhe 01, 02, 03.	102
Figura 34 - Locação da viga principal.	103
Figura 35 – Seção geométrica da viga protendida.....	104
Figura 36 – Diagrama de momento fletor da viga protendida (kN.m).	106
Figura 37 – Traçado dos cabos da viga protendida.	109
Figura 38 – Traçado dos cabos protendidos.	137
Figura 39 - Detalhamento dos cabos protendidos e da seção transversal.....	137
Figura 40 – Detalhamento da armadura passiva e da armadura resistente ao cisalhamento (estribos).	138
Figura 41 – Locação das vigas da rampa.....	138
Figura 42 – Seção geométrica das vigas da rampa – Seção U.	139
Figura 43 – Lançamento estrutural das vigas de concreto da rampa – Lance 01.....	141
Figura 44 - Lançamento estrutural das vigas de concreto da rampa – Lance 02.....	142
Figura 45 – Representação gráfica da armadura longitudinal da viga 01 – Vista longitudinal.	147
Figura 46 - Representação gráfica da armadura longitudinal da viga 01 – Vista transversal.	148
Figura 47 - Representação gráfica da armadura transversal da viga 01 – Vista transversal.	148
Figura 48 – Diagrama de momento fletor das vigas do lance 01 – Considerando apenas peso próprio.	149
Figura 49 – Posicionamento da linha neutra da viga 05.....	150
Figura 50 – Diagramas de momento fletor para cada tipo de combinação – Lance 01.....	153
Figura 51 - Diagramas de momento fletor para cada tipo de combinação – Lance 02.	154
Figura 52 – Locação dos pilares.....	160
Figura 53 – Hipótese crítica para situação do momento proveniente do carregamento acidental – Vista transversal.	163
Figura 54 - Hipótese crítica para situação do momento proveniente do carregamento acidental – Vista em planta – Pilar 10.	163
Figura 55 – Rótula para ligação viga/pilar.	164
Figura 56 – Momento fletor na direção X – Combinação normal – Pilar 10.	166
Figura 57– Momento fletor na direção Y – Combinação normal – Pilar 10.	167
Figura 58– Momento fletor na direção X – Combinação especial ou de construção – Pilar 10.	168
Figura 59 - Momento fletor na direção Y - Combinação especial/construção - Pilar 10.	169

Figura 60 – Dados da geometria do pilar.	171
Figura 61 – Dados da armadura.....	172
Figura 62 – Dados dos esforços.....	172
Figura 63 – Resumo da verificação no ELU.	173
Figura 64 – Resultado das combinações das ações.	173
Figura 65 – Momentos em torno do eixo X.....	173
Figura 66 – Momentos em torno do eixo y.	174
Figura 67 – Locação dos pilares 11 e 12.	174
Figura 68 - Hipótese crítica para situação do momento proveniente do carregamento acidental – Vista transversal.	176
Figura 69 - Hipótese crítica para situação do momento proveniente do carregamento acidental – Vista em planta – Pilar 11/12.	176
Figura 70 – Carga acidental atuando na seção mais crítica da passarela.	178
Figura 71 – Momento fletor na direção X – Combinação normal – Pilar 11/12.....	179
Figura 72– Momento fletor na direção Y – Combinação normal – Pilar 11/12.....	180
Figura 73– Momento fletor na direção X – Combinação especial ou de construção – Pilar 11/12.	181
Figura 74 – Momento fletor na direção Y – Combinação especial ou de construção – Pilar 11/12.	182
Figura 75 – Momento fletor na direção X – Combinação excepcional – Pilar 11/12.	183
Figura 76 – Momento fletor na direção Y – Combinação excepcional – Pilar 11/12.	184
Figura 77 – Dados da seção geométrica.	185
Figura 78 – Dados da armadura.....	186
Figura 79 – Dados do esforços.	186
Figura 80 – Resumo da verificação ELU.	187
Figura 81 – Resultado das combinações dos esforços.....	187
Figura 82 – Momentos em torno do eixo x.	187
Figura 83 - Momentos em torno do eixo y.	188
Figura 84 – Seção geométrica tipo dos pilares de concreto armado.	189

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 01 – Fluxo de pessoas antes da aula.....	52
Gráfico 02 – Fluxo de pessoas após a aula.....	53
Gráfico 03 - Resumo dos valores calculado acima referentes a perda por atrito e deformação na ancoragem.....	113
Gráfico 04 – Valores referentes as diferenças entre os dois sistemas estruturais.....	196

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT - Associação brasileira de normas técnicas

ASTM - American Society for Testing and Materials

BDMEP - Banco de dados meteorológicos para ensino e pesquisa

C - Classes de concreto

CA - Concreto armado

CAA - Classe de agressividade ambiental

CP - Cimento Portland

COS-AR-COR - Aços de Qualidade Estrutural Resistentes à Corrosão Atmosférica

COSIPA - Companhia Siderúrgica Paulista

CSN-COR - Aços de Qualidade Estrutural Resistentes à Corrosão Atmosférica

ELS - Estado limite de Serviço

ELU - Estado limite último de ruína

ELS-F - Estado limite de formação de fissuras

ELS-W - Estado limite de abertura das fissuras

ELS-DEF - Estado limite de deformações excessivas

ELS-VE - Estado limite de vibrações excessivas

ELS-CE - Estado limite de compressão excessiva

ELS-D - Estado limite de descompressão

ELS-DP - Estado limite de descompressão parcial

DNIT - Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes

DER- Departamento de Estradas e Rodagem

ISF - Instrução de Serviços para obras de arte rodoviárias elaborado pelo DNIT

MG - Minas Gerais - Brasil

NBR - Norma brasileira regulamentadora

TCC - Trabalho de conclusão de curso

UNIS - Centro Universitário do Sul de Minas

UR - Umidade relativa

USI-SAC - Aços laminados a quente estruturais

USIMINAS - Usinas Siderúrgicas de Minas Gerais S.A

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	19
2 OBJETIVOS	20
2.1 Objetivo geral.....	20
2.2 Objetivos específicos.....	20
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	21
3.1 Pré-requisitos arquitetônicos.....	21
3.2 Sistemas estruturais.....	21
3.3 Concreto (armado e concreto protendido)	22
3.3.1 Resistência à compressão do concreto.....	24
3.3.2 Resistência à tração do concreto.....	24
3.3.3 Módulo de deformação tangencial inicial do concreto.....	25
3.3.4 Durabilidade do concreto.....	26
3.3.5 Fluência do concreto.....	27
3.3.6 Aço em armaduras passivas (concreto armado)	27
3.3.7 Aço em armaduras ativas (concreto protendido).....	28
3.3.8 Elementos que compõe um sistema estrutural em concreto armado ou protendido.....	30
3.4 Estruturas metálicas.....	33
3.4.1 Tipos de perfis metálicos	33
3.4.2 Dimensionamento de perfis metálicos.....	34
3.4.4 Dimensionamento de perfis submetidos a compressão	36
3.5 Critérios de cálculo	37
3.5.1 Estados limites de deformação	38
3.5.2 Limites para as deformações	39
3.5.3 Ações a serem consideradas	40
3.5.4 Critérios gerais de combinação de esforços	43
3.5.5 Coeficientes de ponderação para as ações permanentes.....	46
3.5.6 Coeficiente de ponderação para as ações variáveis	47
3.5.7 Coeficiente de ponderação para as ações excepcionais.....	48
4 IMPLATAÇÃO DA PASSARELA	50
5 PRÉ-REQUISITOS ARQUITETÔNICOS.....	54
5.1 Projeto básico.....	54
5.2 Gabarito.....	55
5.3 Rampa de acesso	55
5.4 Guarda corpo	57
5.5 Implantação da passarela	58
6 DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA METÁLICA	60
6.1 Dimensionamento das viga metálicas principais	60
6.1.1 Carregamentos	60
6.1.2 Combinação dos esforços	65
6.1.3 Dimensionamento e verificação a flexão - Vigas da passarela	66
6.1.4 Dimensionamento e verificação ao cisalhamento-Vigas da passarela	72
6.1.5 Seção transversal das vigas da passarela	74

6.2 Dimensionamento das vigas metálicas das rampas – V01 a V10	75
6.3 Verificação da deformação vertical das vigas da rampa e principal	80
6.4 Dimensionamento final das vigas metálicas da passarela principal e das rampas	81
6.5 Dimensionamento dos pilares a compressão	81
6.5.1 Verificação da flambagem local na mesa	83
6.5.2 Verificação da flambagem local na alma	83
6.5.3 Força de flambagem por flexão em relação ao eixo X	84
6.5.4 Força de flambagem por flexão em relação ao eixo Y	84
6.5.5 Força de flambagem por torção	84
6.5.6 Esbeltez máxima	84
6.5.7 Valores de λ_0 , N_e e χ	85
6.5.8 Força axial solicitante de cálculo	85
6.6 Dimensionamento dos pilares a flexão	85
6.7 Verificação de pilar flexo-comprimido	86
6.8 Detalhamento final dos pilares	86
6.9 Conexão entre perfis metálicos	87
6.10 Conexão entre vigas da passarela principal	87
6.10.1 Disposição construtiva	88
6.10.2 Força cortante na alma da viga	89
6.10.3 Força cortante na tala da alma da viga	90
6.10.4 Colapso por rasgamento na tala da alma da viga	91
6.10.5 Momento fletor na tala da alma da viga	92
6.10.6 Determinação de λ	93
6.10.7 Determinação de λ_p	93
6.10.8 Determinação de λ_r	94
6.10.9 Tensões combinadas na tala da alma da viga	95
6.10.10 Cisalhamento nos parafusos das talas da alma da viga por atrito	95
6.10.11 Cisalhamento nos parafusos das talas da alma da viga por contato	96
6.10.12 Pressão de contato na tala e alma da viga	97
6.10.13 Resumo das verificações	98
6.11 Conexão das vigas das rampas	99
6.12 Conexão entre as vigas da rampa/passarela principal e pilares	101
7 MEMORIAIS DE CÁLCULO DA ESTRUTURA DE CONCRETO	103
7.1 Dimensionamento da viga protendida (passarela)	103
7.1.2 Seção Geométrica	104
7.1.3 Carregamentos	104
7.1.3.4 Carregamento acidental – q	105
7.1.4 Pré dimensionamento da armadura longitudinal	106
7.1.5 Perdas imediatas	109
7.1.6 Perdas progressivas	115
7.1.7 Resumo – Perdas imediatas e progressivas	122
7.1.8 Verificações para o ELS de fissuração	122
7.1.9 Dimensionamento no Estado limite ultimo –ELU	128
7.1.10 Dimensionamento e verificação da armadura transversal	130
7.1.11 Verificação da flecha máxima imediata – Verificação simplificada	135
7.1.12 Detalhamento final da viga protendida	137
7.2 Dimensionamento das vigas das rampas – V01 a V10	138
7.2.1 Seção Geométrica	139
7.2.3 Carregamentos	139

7.2.4 Lançamento estrutural	141
7.2.5 Dimensionamento da armadura no Estado limite ultimo de utilização – ELU	142
7.2.6 Dimensionamento da armadura transversal – Cisalhamento.....	144
7.2.7 Armadura longitudinal de pele	147
7.2.8 Armadura longitudinal construtiva	147
7.2.9 Detalhamento da armadura longitudinal e transversal das vigas de concreto da rampa	147
7.2.10 Verificações de deformação no Estados limites de serviço – ELS.....	148
7.2.11 Flecha imediata em vigas de concreto armado	152
7.2.13 Detalhamento final das vigas de concreto armado da rampa – V01 a V10.....	159
7.3 Dimensionamento dos pilares	160
7.3.1 Ações atuantes nos pilares das rampas	160
7.3.2 Combinações das ações	165
7.3.3 Ações atuantes nos pilares da passarela (11 a 12)	174
7.3.4 Combinações das ações	178
7.3.5 Dimensionamento dos pilares.....	188
7.3.6 Detalhamento final dos pilares de concreto armado.....	189
8 ESTIMATIVA DE CUSTOS.....	190
9 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	196
10 CONCLUSÃO.....	198
11 SUGESTÕES PARA PRÓXIMOS TRABALHOS E PESQUISAS	200
REFERÊNCIAS	201

1 INTRODUÇÃO

De acordo com o Manual de projeto de obras-de-arte especiais (DER, 1996), as passarelas são obras de arte destinadas ao acesso e tráfego de pedestres e ciclistas, onde quando for necessário separar o tráfego de pessoas do fluxo de veículos de modo a garantir segurança a ambos, se torna necessário a implantação de uma passarela.

O avanço das edificações e o adensamento populacional em áreas rurais ou semiurbanas situadas nas margens das rodovias tem feito o número de pedestres que atravessam as rodovias aumentarem cada vez, e conseqüentemente o número de atropelamentos também tem crescido,

De acordo com Galvão (Jornal Globo, 2016), a cada três dias uma pessoa é vítima de atropelamento que termina em morte das estradas do Brasil, onde este valor expressivo poderia ser reduzido com a implantação de passarelas.

A implantação da Cidade Universitária do Centro Universitário do Sul de Minas (UNIS-MG) contribuiu para o aumento do número pedestres que atravessam a rodovia BR 491- KM 239+335m, que liga a cidade de Varginha a Elói Mendes, onde por mais que não se tenha registro de atropelamento, se faz necessário a construção de uma passarela para que acidentes futuros sejam evitados.

O desenvolvimento de um projeto de obra-de-arte especial rodoviária deve passar por estudos de viabilidade que visam definir a melhor opção de locação e acessibilidade da passarela, sistema construtivos e material a utilizar nos elementos estruturais, de modo a obter a melhor combinação dos itens descritos e por fim obter a melhor viabilidade.

Neste trabalho será dimensionada um passarela com dois sistemas estruturais distintos, uma em concreto e outra em estrutura metálica, e após ter o dimensionamento concluído será feito um estudo para determinar qual o sistema estrutural mais viável para o caso em questão.

2 OBJETIVOS

Os tópicos a seguir irão descrever os objetivos que serão alcançados durante os estudos realizados neste trabalho.

2.1 Objetivo geral

Realizar um estudo de viabilidade de uma passarela de pedestre e comparar duas possíveis soluções estruturais, uma em concreto e outra em estrutura metálica.

2.2 Objetivos específicos

- Descrever e diferenciar sistemas estruturais executados em concreto armado/protendido e aço estrutural (estrutura metálica);
- Definir as ações atuantes na passarela;
- Apresentar os aspectos e características que motivam a escolha do local a ser implantado a passarela;
- Elaborar o projeto arquitetônico conforme prescrições normativas;
- Elaborar os projetos estruturais dos dois sistemas estruturais distintos;
- Analisar as diferenças técnicas e o custo final de cada sistema estrutural.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

De acordo com NBR 7188 (ABNT, 2013) passarelas são estruturas longilíneas destinadas a transpor obstáculos de uso exclusivamente para pedestres e ciclistas.

Para a análise de viabilidade e dimensionamento de uma passarela de pedestres, se faz necessário conhecer e entender os diferentes modelos arquitetônicos e estruturais de passarelas de pedestres, pois só após tal entendimento será possível a elaboração do projeto estrutural que são contemplados do dimensionamento da mesma.

3.1 Pré-requisitos arquitetônicos

Segundo o manual do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes- Instrução de serviço rodoviário - ISF-219 - Projeto de passarela de pedestres, na concepção do projeto arquitetônico devem ser levados em consideração os seguintes itens:

Perfil topográfico do trecho;

Analisar o fluxo de pessoas;

Locar a passarela em local favorável, seguro e de fácil acesso aos pedestres;

Considerar os parâmetros de acessibilidade descritos na norma NBR 9050 (ABNT 2015);

3.2 Sistemas estruturais

De acordo com Mascia, Souza e Rodrigues (2008), sistemas estruturais são formados pela disposição racional e adequados de diversos elementos estruturais. Os elementos estruturais são os responsáveis por receber e transmitir as solicitações na estrutura, sofrendo como consequência deformações. Em sua grande maioria, os elementos estruturais podem ser definidos da seguinte maneira:

Barras: possuem duas de suas dimensões na mesma ordem de grandeza (geralmente altura e largura), e a terceira dimensão (comprimento) consideravelmente maior. As barras podem fazer parte de diversos sistemas estruturais, como vigas, pórticos, treliças, entre outras;

Folhas ou estruturas de superfície: são elementos estruturais que apresentam grandes superfícies em relação a sua espessura. Nesta classe de elementos podem-se ter as chapas e placas;

Blocos: os blocos possuem as três dimensões com a mesma ordem de grandeza como exemplo têm-se os blocos de fundação.

Os sistemas estruturais utilizados na passarela em estudo serão executados em estruturas concreto armado ou protendido e estruturas em aço estrutural, onde para a passarela de concreto armado ou protendido serão estudados lajes, pilares e vigas e para a estrutura metálica serão estudados pilares, vigas, treliças e chapas. As figuras 01 e 02 apresentam, respectivamente, uma passarela executada em concreto protendido e uma passarela executada em estrutura metálica.

Figura 01 – Passarela executada em concreto.



Fonte: RP-SUL, 2016.

Figura 02 – Passarela executada em estrutura metálica e concreto armado.



Fonte: PREFEITURA DE BARUERI-SP, 2016.

3.3 Concreto (armado e concreto protendido)

De acordo com ANDOLFATO (2002), concreto é um material de construção resultante da mistura racional de cimento, agregados graúdos e miúdos e água que após ser misturado deve obter plasticidade suficiente para ser manuseado, transportado e lançado em

formas, e após sua secagem (cura) deve ter resistência suficiente para suportar os esforços de compressão e tração.

A utilização de concreto com armaduras passivas (concreto armado) em passarelas de pedestres é limitada para pilares, rampas e fundações, pois tais elementos estruturais ficam em sua maioria do lado externo da pista e devem ser escorados (figura 03).

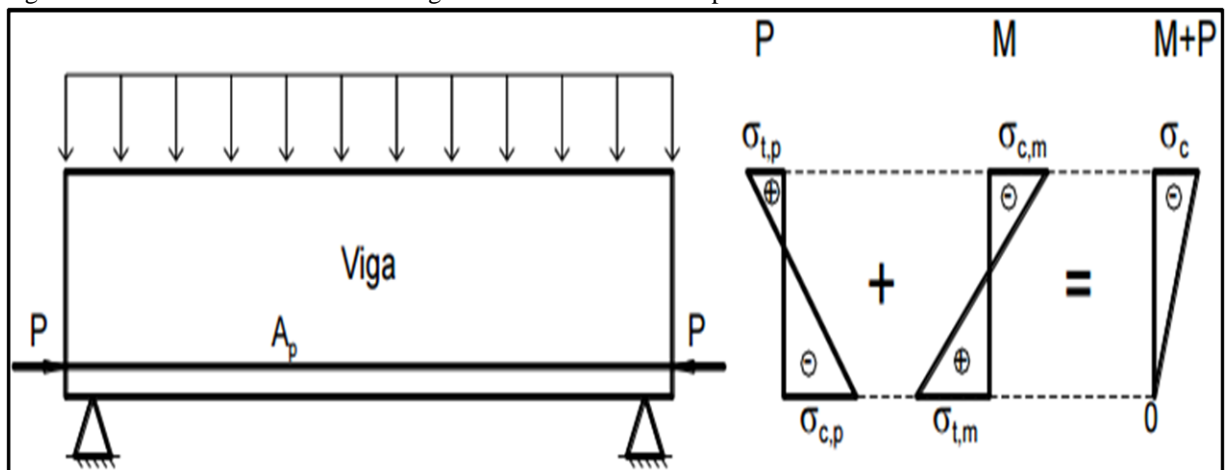
Figura 03 – Escoramento de vigas de grande porte.



Fonte: SCORA E FORMA, 2008.

Para a execução das vigas localizadas sobre a pista são utilizadas estruturas pré-moldadas em concreto protendido, que são definidas por Pfeil (1984) como artifícios que consistem em introduzir em uma estrutura um estado prévio de tensões capaz de melhorar sua resistência ou seu comportamento, sob diversas condições de carga. A figura 04 a seguir apresenta as tensões normais em uma viga protendida, onde M é o momento fletor solicitante e P a força de protensão.

Figura 04 - Tensões atuantes em uma viga executada em concreto protendido.



Fonte: BASTOS, 2015.

3.3.1 Resistência à compressão do concreto

Via de regra, a resistência à compressão é definida em projeto, no entanto deve atender aos parâmetros estabelecidos pela norma NBR 6118 (ABNT, 2014), onde a partir da resistência característica (f_{ck}) define-se a classe do concreto em questão. A tabela 01 abaixo, obtida na norma NBR 6118 (ABNT, 2014), apresenta as classes de concreto e suas respectivas resistências para a idade de 28 dias.

Tabela 01 - Classes dos concretos e suas respectivas resistências aos 28 dias de idade

Classe de resistência	Resistencia característica à compressão (Mpa)	Classe de resistência	Resistencia característica à compressão
Grupo I	MPa	Grupo II	MPa
C20	20	C55	55
C25	25	C60	60
C30	30	C70	70
C35	35	C80	80
C40	40	C90	90
C45	45		
C50	50		

Fonte: ABNT NBR 6118, 2014.

3.3.2 Resistência à tração do concreto

A norma NBR 7222 (ABNT, 2011) descreve os ensaios e parâmetros para se obter a resistência à tração indireta $f_{ct,sp}$ e a resistência à tração na flexão $f_{ct,f}$. A norma em questão também define que a resistência à tração direta f_{ct} pode ser considerada igual a $0,9 \cdot f_{ct,sp}$ ou $0,7f_{ct,f}$. Na falta de ensaios para obtenção de $f_{ct,sp}$ e $f_{ct,f}$, podendo ser avaliado o seu valor médio ou característico por meio das seguintes equações:

$$f_{ctk,inf} = 0,70 \cdot f_{ct,m}$$

$$f_{ctk,sup} = 1,30 \cdot f_{ct,m}$$

- Para concretos da classe até C50:

$$f_{ct,m} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

- Para concretos da classe C55 até C90:

$$f_{ct,m} = 2,12 \ln(1 + 0,11 f_{ck})$$

3.3.3 Módulo de deformação tangencial inicial do concreto

De acordo a norma NBR 6118 (ABNT, 2014), o módulo de deformação tangencial inicial do concreto, deve ser obtido pelo método de ensaio constante na norma NBR 8522 (ABNT, 2008), e considerando o valor com idade de 28 dias. Na falta de ensaios, ele pode ser estimado pelas seguintes equações.

$$E_{ci} = \alpha_E 5600 \sqrt{f_{ck}} \rightarrow \text{para } f_{ck} \text{ de 20 MPa a 50 MPa;}$$

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25\right)^{\frac{1}{3}} \rightarrow \text{para } f_{ck} \text{ de 55 MPa a 90 MPa}$$

Onde:

$\alpha_E = 1,2$ para basalto e diabásio;

$\alpha_E = 1,0$ para granito e gnaisse;

$\alpha_E = 0,9$ para calcário;

$\alpha_E = 0,7$ para arenito.

O módulo de deformação secante deve ser definido pelo método de ensaio constante na norma NBR 8522 (ABNT, 2008), porém na falta de ensaios, pode ser estimado pelas equações a seguir.

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci}$$

$$\text{Sendo, } \alpha_i = \left(0,80 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80}\right) \leq 10, \text{ Simplificando, } E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} \leq E_{ci}$$

A norma NBR 6118 (ABNT, 2014) permite, na avaliação do comportamento de um elemento estrutural ou seção transversal, que seja adotado módulo de elasticidade único, a tração e à compressão, igual ao módulo de deformação secante (E_{cs}), e que o módulo de elasticidade numa idade menor que 28 dias, deva ser avaliado com as seguintes expressões:

$$E_{ci}(t) = \left[\frac{f_{ckj}}{f_c} \right]^{0,5} \text{ para concreto com fck de 20 MPa a 50 Mpa;}$$

$$E_{ci}(t) = \left[\frac{f_{ckj}}{f_c} \right]^{0,30} \text{ para concreto com fck de 55 MPa a 90 Mpa.}$$

Onde:

$E_{ci}(t)$: estimativa do módulo de elasticidade do concreto em uma idade entre 7 e 28 dias;

f_{ckj} : resistência à compressão característica do concreto na idade em que se pretende estimar o módulo de elasticidade em MPa.

3.3.4 Durabilidade do concreto

De acordo com Carvalho e Filho (2014), um dos principais fatores que ocasionam a perda de qualidade e durabilidade das estruturas de concreto é a agressividade do meio ambiente, descrita conforme tabela 02 abaixo.

Tabela 02 - Classe de agressividade ambiental (CAA).

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana	Pequeno
III	Forte	Marinha	Grande
		Industrial	
IV	Muito forte	Industrial	Elevado
		Respingos de maré	

Fonte: ABNT NBR 6118, 2014.

Conhecida a classe de agressividade ambiental da estrutura analisada, pode-se definir o cobrimento da armadura do elemento estrutural (aço), na tabela 03 a seguir é apresentado os valores de cobrimento contidos na norma NBR 6118 (ABNT 2014).

Tabela 03 - Tabela de correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal – Resumida para elementos contidos em passarela de pedestres.

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV
		Cobrimento nominal (mm)			
Concreto armado	Laje ^b	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo	30	30	40	50
Concreto protendido ^a	Laje	25	30	40	50
	Viga/Pilar	30	35	45	55

Fonte: ABNT NBR 6118, 2014 (adaptado pelo autor).

3.3.5 Fluência do concreto

De acordo com Cruz (2015), a fluência do concreto é ocasionada pelo aumento da deformação ao longo do tempo, devida à ação de cargas ou tensões permanentes. É separada em fluência básica e fluência por secagem.

A fluência se dá de duas maneiras, como mostram os tópicos abaixo.

- Fluência básica – acontece sem transferência de água entre o concreto e o meio ambiente em condições de umidade em torno de 100%;
- Fluência por secagem – acontece pela transferência de água do concreto com o meio externo, onde quando mais seco for o ar, maior será a fluência.

3.3.6 Aço em armaduras passivas (concreto armado)

A norma NBR 7480 (ABNT 2007) é responsável por estabelecer os requisitos exigidos para fabricação, encomenda e fornecimento de barras e fios de aço utilizados em armaduras para concreto armado.

Ainda de acordo com a norma NBR 7480 (ABNT 2007) o material aço é dividido em duas categorias: barras e fios. As características de tais categorias podem ser vista nos tópicos a seguir.

Barras: são classificadas nas categorias CA-50 e CA-60, onde as letras CA representam concreto armado e o número em sequência indica o valor de f_{yk} em kgf/mm². O processo de fabricação das barras é o de laminação a quente e seus diâmetros vão de 6,30mm a 40,00 mm;

Fios: são classificados na categoria CA-60, onde as letras CA representam concreto armado e o número em sequência indica o valor de f_{yk} em kgf/mm². O processo de fabricação das barras é o de trefilação e seus diâmetros vão de 2,40mm a 10,00 mm;

Os tópicos abaixo apresentam características gerais que devem ser consideradas para os aços utilizados em armaduras para concreto armado, de acordo com a norma NBR 6118 (ABNT,2014).

Massa específica: 7.850 kg/m³;

Coefficiente de dilatação térmica: 10-5/°C para intervalos de temperatura entre -20°C e 150°C;

Módulo de elasticidade: 210 GPa ou 210.000 MPa.

3.3.7 Aço em armaduras ativas (concreto protendido)

De acordo com Bastos (2015), as ações utilizadas em armaduras ativas caracterizam-se pela alta resistência e por não possuírem patamar de escoamento. A alta resistência é indispensável para permitir grandes alongamentos em regime elástico e para nivelar as perdas de protensão, que podem alcançar 415 MPa, e as características gerais são as mesmas dos aços utilizados em armaduras passivas.

As normas brasileiras que abordam parâmetros relacionados ao aço utilizado em armaduras ativas são as listadas abaixo.

Norma NBR 7482 (ABNT, 1991): Fios de aço para Concreto Protendido;

Norma NBR 7483 (ABNT, 2008): Cordoalhas de aço para Concreto Protendido-Especificação;

3.3.7.1 Fios e cordoalhas

De acordo com Bastos (2015), os fios e cordoalhas são caracterizados pela alta resistência e por não possuírem patamar de escoamento, onde a elevada resistência é necessária para que tais elementos possam ser alongados em regime elástico e compensarem as perdas de proteção.

Ainda de acordo com Bastos (2015), os requisitos necessários para os fios cordoalhas são:

Ductibilidade;

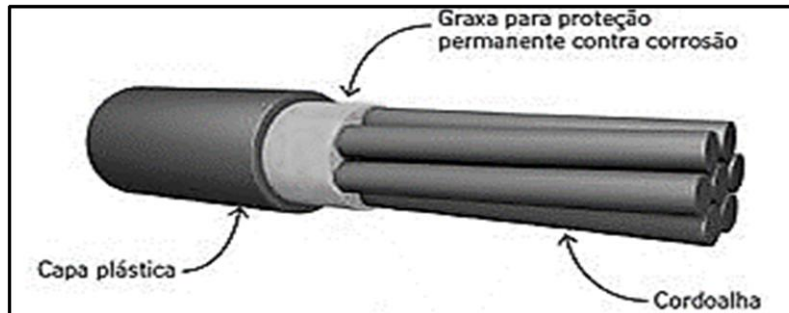
Baixa relaxação;

Resistência à fadiga;

Resistência à corrosão.

A figura 05 a seguir apresenta uma cordoalha e aço utilizado em vigas de concreto protendido.

Figura 05 – Detalhamento de uma cordoalha.

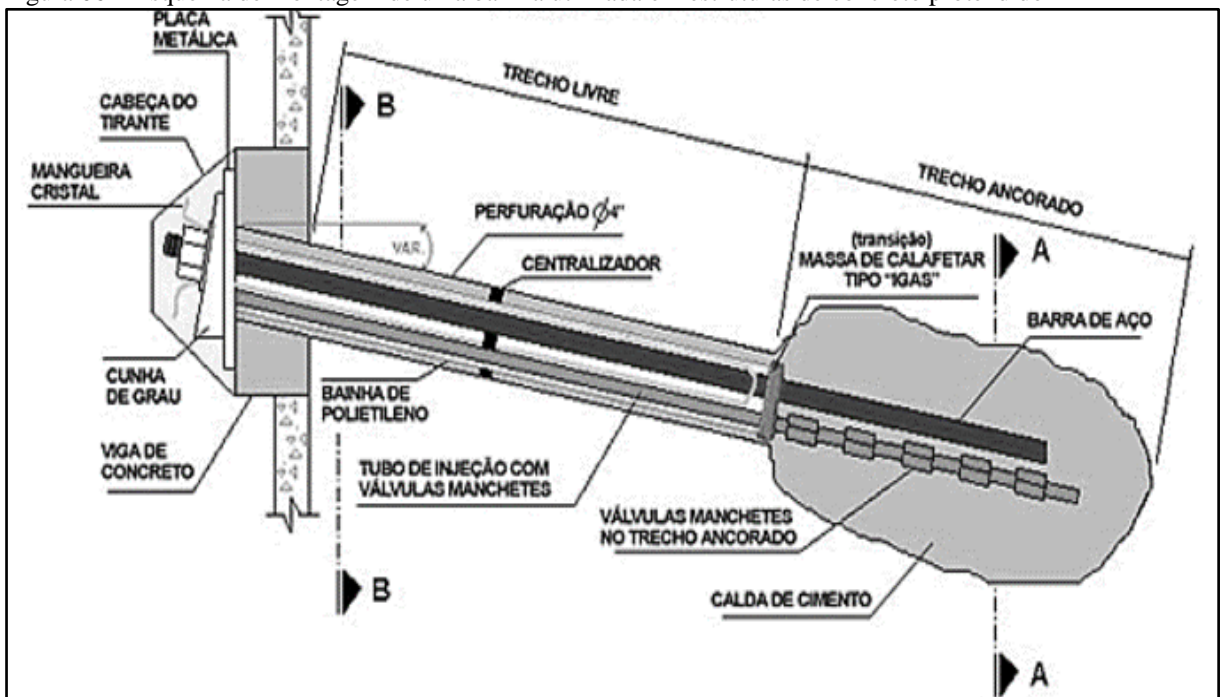


Fonte: FEITOSA e LIMA, 2012.

3.3.7.2 Bainhas

Segundo Bastos (2015), as bainhas são elementos tubulares fabricados em aço com espessura de 0,35mm onde a armadura de protensão é colocada, onde após tal colocação são preenchidas com uma calda de cimento. A figura 06 a seguir apresenta o esquema de montagem de uma bainha em uma estrutura de concreto protendido.

Figura 06 – Esquema de montagem de uma bainha utilizada em estruturas de concreto protendido



Fonte: SOLOTEC GEO, 2016.

3.3.7.3 Ancoragem

De acordo com Bastos (2015) a maneira mais econômica de fixar os fios e cordoalhas é por meio de cunhas e porta cunhas. A figura 07 a seguir apresenta um sistema de ancoragem por meio de cunha e porta cunhas.

Figura 07 – Vista de um bloco de ancoragem e cunha.



Fonte: SOLOTEC GEO, 2016.

3.3.8 Elementos que compõe um sistema estrutural em concreto armado ou protendido

Os tópicos a seguir definirão os elementos estruturais (pilar e viga) que contemplam uma passarela executada em concreto, bem como os métodos e parâmetros de dimensionamento de tais elementos estruturais.

3.3.8.1 Pilares de concreto armado

De acordo com a norma NBR 6118 (ABNT, 2014), pilares de concreto armado são elementos estruturais que recebem as cargas das vigas e transmite para as fundações, onde durante tal transferência são submetidos a flexão oblíqua.

Segundo a norma NBR 6118 (ABNT, 2014) o método a se empregar no dimensionamento de um pilar é dado a partir do índice de esbeltes do mesmo. A tabela 04 abaixo apresenta os índices de esbeltes e seus respectivos métodos de dimensionamento.

Tabela 04 – Procedimento de cálculo de pilares em relação ao índice de esbeltez.

Esbeltez	Classificação	Procedimento de calculo
$\lambda \leq \lambda_1$	Curto	Não precisa ser considera a segunda ordem $e_2 = 0$
$\lambda_1 < \lambda \leq 90$	Mediamente	Método do pilar padrão com curvatura aproximada
	Esbelto	Método do pilar padrão com rigidez κ aproximada
$90 < \lambda \leq 140$	Pilares esbeltos	A consideração da fluência é obrigatório - Método do pilar padrão com curvatura real acoplado a diagramas M, N, 1/r
$140 < \lambda \leq 200$	Muito esbeltos	A consideração da fluência é obrigatória - Método geral é obrigatório e o coeficiente adicional $\gamma_n = 1 + [0,01 \cdot (\lambda - 140) / 1,40]$

Fonte: FARIA, 2014.

A equação para definir o índice de esbeltez é apresentada abaixo.

$$\lambda_x = \frac{le_x \cdot \sqrt{12}}{i_y} \text{ ou } \lambda_y = \frac{le_y \cdot \sqrt{12}}{i_y}$$

Onde:

le: comprimento de flambagem nas direções x ou y, depende das condições de apoio;

i_x ou i_y : raio de giração em torno de x ou y.

A equação para definição do λ_1 é dada pela equação e condições a seguir.

$$35 \leq \lambda_1 = \frac{(25 + 12,50 \cdot \frac{e_1}{h})}{\alpha_b} \leq 90$$

Onde para pilares em balanço tem se a seguinte equação:

$$\alpha_b = 0,80 + 0,20 \cdot \frac{M_C}{M_A} \geq 0,85, \text{ sendo : } 1 \geq \alpha_b \geq 0,85;$$

Onde:

M_A : momento de 1º ordem no engaste;

M_C : momento de 1º no meio do pilar em balanço.

Para pilares biapoiados ou em balanço com momentos menos que o momento mínimo.

$$\alpha_b = 1,00.$$

Os métodos de dimensionamento citados na tabela 06 acima serão descritos nos tópicos a seguir.

3.3.8.2 Dimensionamento de vigas protendidas

Segundo Carvalho (2012) ao se aplicar uma força de proteção na armadura não se consegue um esforço constante ao longo de sua vida útil, e cabe ao projetista calcular a perda de esforço de protensão ao longo da vida útil da armadura, de modo que em qualquer seção ela resista às combinações de cálculo e atenda os limites máximos de deformação.

As perdas de proteção podem ser imediatas ou ao longo do tempo. Os tópicos a seguir descreverão os métodos de cálculos para que sejam encontradas tais perdas.

3.3.8.3 Perdas de protensão imediatas ou iniciais e ao longo do tempo

Segundo Carvalho (2012), a perda de protensão imediata acontece de três modos:

Perda por atrito;

Perda por deformação e ancoragem;

Perda por deformação imediata do concreto;

Perda por retração;

Perda por fluência;

Perda por relaxação.

3.3.8.4 Cálculo da armadura ativa e passiva

De acordo com Carvalho (2012), após conhecido a largura colaborante b_f , é possível calcular a área de aço da armadura de proteção necessária para suportar os esforços durante o estado limite último. A equação para tal cálculo é descrita abaixo.

$$A_p = \frac{M_1}{\left(d - \frac{h_f}{2}\right) \cdot \sigma_{pd}} + \frac{M_2}{(k_z) \cdot d \cdot \sigma_{pd}} \text{ ou } A_s = \frac{M_{sd}}{k_z \cdot \left(d - \frac{h_f}{2}\right) \cdot f_{yd}}$$

Onde:

A_p : área de aço da armadura ativa (protendida);

A_s : área de aço da armadura passiva;

M_1 e M_2 : momento resistido pelas abas e pela seção retangular, respectivamente;

h_f : altura da mesa;

d : altura da base inferior até o centro de gravidade da barra de aço;

σ_{pd} : tensão na armadura de protensão;

f_{yd} : resistência ao escoamento de cálculo do aço.

3.4 Estruturas metálicas

Segundo Neto (2012), as estruturas metálicas são formadas por peças metálicas associadas entre si por meio de conectores, como os parafusos, ou soldas. Estes são os elementos de ligação mais utilizados atualmente.

Ainda de acordo com Neto (2012), a escolha correta do aço que será empregado na fabricação de estruturas metálicas é muito importante, porém, a mesma preocupação deve ser levada em conta na escolha dos elementos de ligação, pois a qualidade desses materiais empregados na vinculação das barras de aço garante a segurança e a estabilidade proposta no projeto estrutural elaborado.

3.4.1 Tipos de perfis metálicos

De acordo com Silva (2012), as estruturas metálicas são formadas pelos seguintes elementos:

Parafusos;

Chapas de ligação;

Chumbadores;

Perfis.

Dentro os elementos listados acima os que representam maior importância tanto para estrutura quanto para a montagem são os perfis, que podem ser de quatro tipos:

Soldados.

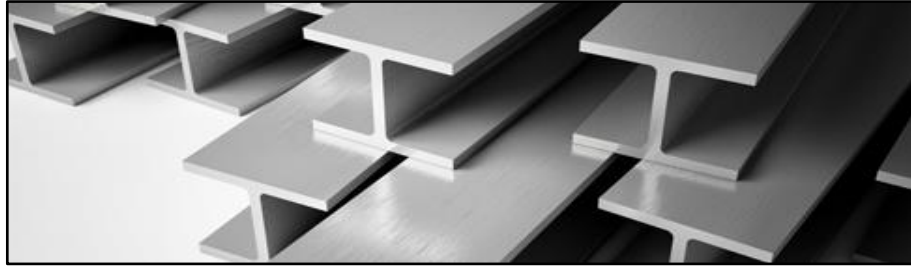
Laminados;

Formados a frio;

Perfis compostos.

A passarela dimensionada no presente estudo será executada em perfis laminados, que de acordo com Silva (2012), são fabricados a quente nas usinas siderúrgicas e tender a ser os mais econômicos para utilização em edificações de estruturas metálicas, pois dispensam a fabricação artesanal dos perfis soldados ou dos perfis formados a frio. A figura 08 abaixo apresenta um perfil I fabrica a quente em uma usina siderúrgica.

Figura 08 – Perfil laminado tipo I.



Fonte: CALIFER, 2016.

3.4.2 Dimensionamento de perfis metálicos

Os tópicos a seguir irão descrever os métodos estabelecidos pela norma NBR 8800 (ABNT, 2008) utilizados para o dimensionamento de perfis metálicos.

3.4.3 Dimensionamento de perfis submetidos a tração

Segundo a norma NBR 8800 (ABNT,2008), deve ser considerado a tendido a seguinte condição no dimensionamento perfis submetidos a tração.

$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd}$$

Onde:

$N_{t,Rd}$: força axial de tração resistente de cálculo;

$N_{t,Sd}$: força axial de tração solicitante de cálculo.

Ainda de acordo com a norma NBR 8800 (ABNT, 2008), a força axial de tração resistente de cálculo a ser utilizada no dimensionamento é o menor dos valores obtidos, considerando os estados limites últimos (ELU) de escoamento da seção bruta e ruptura da seção líquida, de acordo com as equações abaixo.

Equação para escoamento da seção bruta:

$$N_{t,Rd} = \frac{A_g \cdot f_y}{\gamma_{a1}}$$

Equação para escoamento da seção líquida:

$$N_{t,Rd} = \frac{A_e \cdot f_u}{\gamma_{a1}}$$

Onde:

A_g : área bruta da seção transversal da barra;

A_e : área líquida efetiva na seção transversal da barra;

f_y : resistência ao escoamento do aço;

f_u : resistência à ruptura do aço.

A área líquida efetiva de uma barra é dada pela equação a seguir:

$$A_e = C_t \cdot A_d$$

Onde:

A_e : área líquida efetiva;

A_n : área líquida da barra, onde em regiões de furos, feitos para ligação ou para qualquer outra finalidade a área líquida de uma barra é a resultante da soma dos produtos da espessura pela largura líquida de qualquer elemento;

C_t : coeficiente de redução da área líquida é estabelecido em função dos seguintes parâmetros estabelecidos no tópico 5.2.5 da norma NBR 8800 (ABNT, 2008).

3.4.3.1 Limite do índice de esbeltez de barras tracionadas

Segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008), o índice de esbeltez para barras submetidas a tração não deve ser maior que 300, exceto para tirantes de barras redondas pré-tracionadas ou outras barras que tenham sido montadas com pré-tensão. A equação para determinação do índice de esbeltez é descrita abaixo.

$$\lambda = \frac{L}{r}$$

Onde:

λ : índice de esbeltez;

L: comprimento destravado;

r: raio de giração.

3.4.4 Dimensionamento de perfis submetidos a compressão

Segundo a norma NBR 8800 (ABNT,2008), no dimensionamento de barras submetidas a compressão deve ser satisfeita a seguinte condição:

$$N_{c,Sd} \leq N_{c,Rd}$$

Onde:

$N_{c,Rd}$: força de compressão resistente de cálculo;

$N_{c,Sd}$: força compressão solicitante de cálculo.

Ainda de acordo com a norma NBR 8800(ABNT, 2008), a determinação da força de compressão resistente de cálculo é dada pela seguinte equação.

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \cdot Q \cdot A_g \cdot f_y}{\gamma_{a1}}$$

Onde:

χ : fator de redução a resistência à compressão;

Q: fator de redução total associado a flambagem local, onde o valor é obtido no Anexo F da norma NBR 8800 (ABNT, 2008)

A_g : área bruta da seção transversal da barra

O fator de redução é dado pelas seguintes condições:

$$\lambda_0 \leq 1,50 \rightarrow \chi = 0,658^{\lambda_0^2};$$

$$\lambda_0 \geq 1,50 \rightarrow \chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2};$$

Onde:

λ_0 : índice de esbeltez reduzido dado pela equação a seguir:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}}$$

Onde:

N_e : é a força axial de flambagem elástica (Anexo E da norma NBR 8800 (ABNT, 2008)).

3.4.4.1 Limite do índice de esbeltez de barras comprimidas

Segundo a norma NBR 8800 (ABNT, 2008), o índice de esbeltez limite para barras comprimidas é 200, e a equação que determina tal valor é dada abaixo.

$$\lambda = \frac{K}{L}$$

Onde:

L: comprimento destravado;

K: coeficiente de flambagem definido pela figura 09.

Figura 09 – Coeficiente de flambagem.

	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
A linha tracejada indica a linha elástica de flambagem						
Valores teóricos de K_x ou K_y	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valores recomendados	0,65	0,80	1,2	1,0	2,1	2,0

Fonte: ABNT NBR 8800, 2008. (adaptada pelo autor)

3.5 Critérios de cálculo

Segundo Santine (2005), quando se diz que uma estrutura é segura ou oferece segurança, significa que durante sua vida útil ela suportará todas as ações nela aplicada, onde

tais ações atuarão com intensidades e combinações mais desfavoráveis possíveis, e ao receber tais ações a estrutura não atinja o estado limite último (ruptura).

Ainda de acordo com Santine (2005), a ideia de segurança, embora abrangente, é puramente qualitativa, onde a dificuldade é quantificá-la. Considerar uma segurança excessiva em estruturas tem como consequência valores financeiro acima do comum.

Logo, o nível de segurança de uma estrutura deve ser definido de acordo com a sua utilização, interesses econômicos e humanos envolvidos, como exemplo podemos dizer que não se usa fatores de segurança de estruturas usuais de engenharia em obra de arte especiais de rodovia.

De acordo com Cruz (2015), para se garantir a segurança de uma estrutura como um todo ou de cada uma de suas partes, em relação aos estados limites últimos (ELU) e de serviço (ELS), é necessário cumprir três etapas primordiais, são elas: dimensionamento, verificação e detalhamento.

3.5.1 Estados limites de deformação

De acordo com norma NBR 8681 (ABNT, 2004) os estados limites podem ser estados limites últimos ou estados limites de serviço. Os estados limites considerados nos projetos de estruturas dependem dos tipos de materiais de construção empregados e devem ser especificados pelas normas referentes ao projeto de estruturas com eles construídas.

3.5.1.1 Estado limite último (ELU)

De acordo com a norma NBR 6118 (ABNT, 2014), o estado limite último como o estado limite relacionado ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural, que determine a paralisação do uso da estrutura.

A norma NBR 8681 (ABNT, 2004) lista consequências existentes quando não se respeita os valores do estado limite ultimo (ELU), tais consequências podem ser vistas nos tópicos a seguir.

Perda de equilíbrio, global ou parcial, admitida a estrutura como um corpo rígido;

Ruptura ou deformação plástica excessiva dos materiais;

Transformação da estrutura, no todo ou em parte, em sistema hipostático;

Instabilidade por deformação;

Instabilidade dinâmica.

Segundo Bastos (2006), em relação aos ELU, além de se garantir a segurança adequada, isto é, uma probabilidade suficientemente pequena de ruína, é necessária garantir uma boa ductilidade, de forma que uma eventual ruína ocorra de forma suficientemente avisada, alertando os usuários.

3.5.1.2 Estado limite de serviço (ELS)

Segunda a norma NBR 8681 (ABNT 2004), estados limites serviços são estados que, por sua ocorrência, repetição ou duração, causam efeitos estruturais que não respeitam as condições especificadas para o uso normal da construção, ou que são indícios de comprometimento da durabilidade da estrutura.

De acordo com Bastos (2006), quando uma estrutura atinge um estado limite de serviço (ELS), o seu uso fica prejudicado e impossibilitado, pois mesmo que ela não tenha atingido sua capacidade resistente final, ela não oferece mais condições mínimas de conforto e durabilidade, embora não tenha atingido o colapso.

Os estados limites de serviço definidos pela norma NBR 6118 (ABNT, 2014) são:

Estado limite de formação de fissuras (ELS-F);

Estado limite de abertura das fissuras (ELS-W);

Estado limite de deformações excessivas (ELS-DEF);

Estado limite de compressão excessiva (ELS-CE);

Estado limite de descompressão (ELS-D);

Estado limite de descompressão parcial (ELS-DP).

Quanto à verificação da segurança no estado limite de serviço (desempenho em serviço), a norma NBR 6118 (ABNT 2014) informa que devem ser satisfeitos também, analogamente, expressões analíticas de segurança e regras construtivas. Os modelos a serem usados nessa verificação de ELS são diferentes daqueles usados nos ELU.

3.5.2 Limites para as deformações

De acordo com a norma NBR 6118 (ABNT 2014) para se atender os limites de deformação excessiva são estabelecidos limites máximos, tais limites são mostrados na tabela 05 a seguir, de modo resumido para o uso específico na passarela estudada neste trabalho.

Tabela 05 - Tabelas de deslocamentos limites - resumida para o uso em lajes.

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento-limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamento visível em elementos estruturais	Total	$l/250$
	Outro	Vibrações sentidas no piso	Devido a cargas acidentais	$l/350$
Efeitos estruturais em serviço	Pavimentos que devem permanecer planos	Ginásios e pistas de boliche	Total	$l/350 +$ contra flecha

Fonte: ABNT NBR 6118, 2014.

3.5.3 Ações a serem consideradas

A norma NBR 8681 (ABNT, 2004) - Ações e segurança nas estruturas - Procedimento, define ações como causas que provocam o aparecimento de esforços ou deformações nas estruturas. Do ponto de vista prático, as forças e as deformações impostas pelas ações são consideradas como se fossem as próprias ações. As deformações impostas são por vezes designadas por ações indiretas e as forças, por ações diretas.

Ainda de acordo com a norma NBR 8681 (ABNT 2004), as ações a considerar nas verificações classificam-se, de acordo com permanentes, variáveis e excepcionais e para cada tipo de obra devem ser avaliadas as características envolvidas.

3.5.3.1 Ações permanentes

Segundo a norma NBR 6118 (ABNT 2014) as ações permanentes são valores constantes ou pouco variáveis que atuarão durante toda a vida útil da construção, onde para efeito de cálculos e verificação deve ser levada em conta sua maior intensidade.

As ações permanentes são divididas em duas categorias, as ações permanentes diretas que são definidas pelo peso próprio dos materiais, e as ações permanentes indiretas que são consequência das deformações sofridas pela retração e fluência do concreto, além das forças de proteção.

Os itens abaixo listam as ações permanentes a serem consideradas em uma passarela de pedestre, de acordo com a norma NBR 7187 (ABNT, 2003).

Peso próprio provenientes dos elementos estruturais;

Carga proveniente dos guarda corpos e dispositivos de sinalização;

Forças de proteção;

Deformações provocadas pela fluência e retração do concreto;

3.5.3.2 Ações variáveis.

A norma NBR 8681(ABNT, 2003) define ações variáveis como ações que ocorrem com valores que apresentam variações significativas durante a vida da construção.

3.5.3.2.1 Ações variáveis diretas

De acordo com Bastos (2006), as ações variáveis diretas são constituídas pelas cargas acidentais previstas para o uso da construção, pela ação do vento e da chuva, devendo-se respeitar as prescrições feitas por Normas Brasileiras específicas.

A norma NBR 7188 (ABNT, 2013) prescreve que a carga vertical a ser adotada é uma carga de 5,00 kN/m² uniformemente distribuída, aplicada sobre o pavimento entre os guarda-corpos, na posição mais desfavorável, sem consideração de coeficiente de impacto vertical.

3.5.3.2.1.1 Ação do vento

De acordo com a norma NBR 6123 (ABNT, 1988), os esforços devidos à ação do vento devem ser considerados e determinados de acordo com o prescrito pela, permitindo-se o emprego de regras simplificadas previstas em Normas Brasileiras específicas.

Os valores para carga de vento são consequências dos seguintes parâmetros:

Localização da edificação (consultar mapa das isopletas);

Rugosidade do terreno de terreno – norma NBR 6123 (ABNT, 1988);

Dimensões da edificação (largura, comprimento e altura);

Fator de segurança determinado em fator do grau de segurança e da vida útil.

3.5.3.2.2 Ações variáveis indiretas

As ações variáveis indiretas são constituídas pelas variações uniformes e não uniformes, e serão descritas nos tópicos a seguir.

3.5.3.2.1 Variações Uniformes de Temperatura

De acordo com Giongo (2007), a variação da temperatura em estruturas, causada pela variação da temperatura da atmosfera e pela insolação direta, é dita como uniforme. Ela depende da localização da construção e das dimensões dos elementos estruturais que a compõem. De maneira global podem ser adotados os valores a seguir.

Oscilação de temperatura em torno da média de 10°C a 15°C para elementos estruturais cujo menor dimensão seja 0,50 metros;

Oscilação de temperatura em torno da média de 5°C a 10°C para elementos estruturais maciços ou ocos com os espaços vazios inteiramente fechados, onde a menor dimensão seja 0,70 metros;

Oscilação interpolada linearmente entre os valores acima indicados para elementos estruturais com dimensão mínima entre 0,50 e 0,70 metros.

Ainda de acordo com Giongo (2007), a escolha do valor entre esses dois limites pode ser feita considerando 50% da diferença entre as temperaturas de verão e inverno.

3.5.3.2.2 Variações não Uniformes de Temperatura

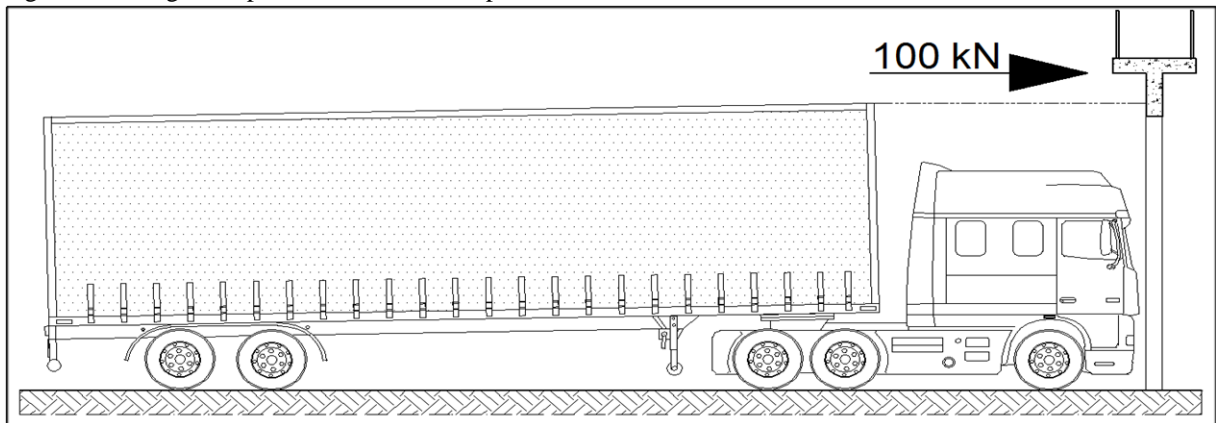
Segundo Giongo (2007), nos elementos estruturais em que a temperatura tenha distribuição consideravelmente diferente da uniforme, devem ser considerados os efeitos dessa distribuição. Na falta de dados mais precisos, pode ser admitida uma variação linear entre os valores de temperatura adotados, desde que a variação de temperatura considerada entre uma face e outra da estrutura não seja inferior a 5°C.

3.5.3.3 Ações excepcionais

De acordo com a norma NBR 8681 (ABNT, 2004), ações excepcionais são as que têm duração extremamente curta e muito baixa probabilidade de ocorrência durante a vida da construção, mas que devem ser consideradas nos projetos de determinadas estruturas.

Para os elementos estruturais da passarela de pedestre a norma NBR 7188 (ABNT, 2013) prescreve que deve ser considerada o valor de 100,00 kN aplicada no ponto mais desfavorável da estrutura da passarela no sentido do tráfego sob a passarela. Esta carga simula possíveis colisões de veículos com altura superior ao permitido passar sob a passarela. A figura 10 a seguir ilustra tal possibilidade.

Figura 10 - Carga excepcional horizontal em passarelas.



Fonte: autor, 2016.

3.5.4 Critérios gerais de combinação de esforços

A norma NBR 8681 (ABNT 2004) descreve que para a verificação da segurança nos estados limites (ELU e ELS), para cada tipo de carregamento devem ser consideradas todas as combinações de ações que possam acarretar os efeitos mais desfavoráveis nas seções críticas da estrutura em análise.

Os critérios para combinação das ações é mostrado pelos tópicos a seguir.

Ações permanentes devem atuar em todas as combinações de ações;

Ações variáveis nas combinações últimas normais: em cada combinação última, uma das ações variáveis é considerada como a principal, onde ela atua com seu valor característico F_k , e as outras ações variáveis são consideradas como secundárias, e seus valores podem ser reduzidos de combinação Ψ_{0Fk} ;

Ações variáveis nas combinações últimas especiais: nas combinações últimas especiais, quando existirem, a ação variável especial deve ser considerada com seu valor representativo e as demais ações variáveis devem ser consideradas com valores correspondentes a uma probabilidade não desprezível de atuação simultânea com a ação variável especial;

Ações variáveis nas combinações últimas excepcionais: nas combinações últimas excepcionais, quando existirem, a ação excepcional deve ser considerada com seu valor representativo e as demais ações variáveis devem ser consideradas com valores correspondentes a uma grande probabilidade de atuação simultânea com a ação variável excepcional.

Ainda de acordo com a norma NBR 8681 (ABNT 2004), quando se consideram estados limites últimos, os coeficientes γ_f de ponderação das ações podem ser considerados

como o produto de dois outros, γ_{f1} e γ_{f3} (o coeficiente de combinação ψ_0 faz o papel do terceiro coeficiente, que seria indicado por γ_{f2}).

O coeficiente γ_{f1} leva em consideração a variação das ações e o coeficiente γ_{f3} levam em conta possíveis erros de avaliação dos efeitos das ações, que podem ocorrer por problemas construtivos ou deficiência do método de cálculo adotado. A separação de tais coeficientes de segurança permite que os valores especificados gerem para γ_f possam ser discriminados em relação as suas peculiaridades dos diferentes tipos de materiais de construção e estruturas conforme a norma NBR 8681 (ABNT 2004).

Tendo em vista as diversas ações levadas em conta no projeto, o índice do coeficiente γ_f pode ser alterado para identificar a ação considerada, como mostra a lista abaixo.

γ_g para ações permanentes;

γ_q para ações variáveis diretas;

γ_p para ações consequentes de proteção;

γ_e para efeitos de deformações impostas (ações indiretas).

3.5.4.1 Condições usuais relativas aos estados limites de utilização (ELU)

De acordo com a norma NBR 8681 (ABNT, 2004), em cada tipo de combinação última, umas das ações variáveis é adotada como principal, admitindo-se que ela atue com seu valor característico F_k , e as demais ações são consideradas atuando como secundárias, admitindo-se que elas atuam com seus valores reduzidos $\Psi_{0j} F_{Qj, k}$. As combinações últimas podem ser divididas da seguinte maneira, conforme tópicos abaixo.

3.5.4.1.1 Combinações últimas normais

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{gi,k} + \gamma_q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} F_{Qj,k} \right]$$

Onde:

$F_{Gi,k}$: é o valor característico das ações permanentes;

$F_{Q1,k}$: é o valor característico da ação variável considerada como ação principal para a combinação;

$\Psi_{0j} F_{Qj, k}$: é o valor reduzido de combinação de cada uma das demais ações variáveis.

3.5.4.1.2 Combinações últimas especiais ou de construção

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{gi,k} + \gamma_q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j,ef} F_{Qj,k} \right]$$

Onde:

$\Psi_{0f, ef}$: é o fator de combinação efetivo de cada uma das demais variáveis que podem agir concomitantemente com a ação principal F_{Q1} , durante a situação transitória.

O fator $\Psi_{0j, ef}$ é igual ao fator ψ_{0j} adotado nas combinações normais, exceto quando a ação principal F_{Q1} tiver um tempo de atuação muito pequeno, caso em que $\Psi_{0j,ef}$ pode ser tomado com o correspondente Ψ_{2j} .

3.5.4.1.3 Combinações últimas excepcionais

As combinações últimas excepcionais são obtidas pela equação a seguir.

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{gi,k} + F_{Q,exc} + \gamma_q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j,ef} F_{Qj,k} \right]$$

Onde:

$F_{Q,exc}$: é o valor da ação transitória excepcional.

3.5.4.2 Combinações de utilização das ações de serviço (ELS)

Para a verificação da utilização de serviço (ELS), são consideradas todas as ações permanentes e também as deformações impostas permanentes. As ações variáveis correspondem a cada tipo de combinação distinta, como se pode ver nos tópicos a seguir descritos pela norma NBR 8681 (ABNT 2004).

3.5.4.2.1 Combinações quase permanentes de serviço

Ao se verificar as ações quase permanentes de serviço todas as ações variáveis são utilizadas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{Qk}$, conforme mostra equação abaixo.

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{G_{i,k}} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} F_{Q_{j,k}}$$

3.5.4.2.2 Combinações frequentes de serviço

Ao se verificar as combinações frequentes de serviço, a ação variável principal F_{Q1} é utilizada com seu valor frequente $\psi_1 F_{Q1,k}$, e as demais ações variáveis são utilizadas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{Qk}$, conforme equação a seguir.

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{G_{i,k}} + \psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} F_{Q_{j,k}}$$

3.5.4.2.2 Combinações raras de serviço

Ao se verificar as combinações raras de serviço, a ação variável principal F_{Q1} é adotada com seu valor característico $F_{Q1,k}$ e as demais ações são tomadas com seus valores frequentes $\psi_1 F_{Qk}$, conforme equação abaixo.

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{G_{i,k}} + F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{1j} F_{Q_{j,k}}$$

3.5.5 Coeficientes de ponderação para as ações permanentes

De acordo com a norma NBR 8681 (ABNT, 2004), coeficientes de ponderação das ações permanentes (γ_g) majoram os valores representativos das ações que ocasionam o aumento efeitos desfavoráveis e minoram os valores representativos das ações que ocasionam efeitos favoráveis para a segurança da estrutura em análise.

Os coeficientes de ponderação γ_g referentes às ações permanentes que atuam nas combinações últimas, exceto indicação em contrário indicada em norma relativa ao tipo de material e construção indicado, devem ser tomados com os valores básicos a seguir indicados nas tabelas 06 e 07.

Tabela 06 - Ações permanentes diretas consideradas separadamente – Resumidas para o uso em passarelas de pedestre.

Combinação	Tipo de ação	Desfavorável	Favorável
Normal	Peso próprio de estruturas metálicas	1,25	1,00
	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,30	1,00
	Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,35	1,00
	Elementos construtivos industrializados ¹⁾	1,35	1,00
	Elementos construtivos em geral e equipamentos ²⁾	1,50	1,00
Especial ou de construção	Peso próprio de estruturas metálicas	1,15	1,00
	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,20	1,00
	Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,25	1,00
	Elementos construtivos industrializados ¹⁾	1,25	1,00
	Elementos construtivos em geral e equipamentos ²⁾	1,40	1,00
Excepcional	Peso próprio de estruturas metálicas	1,10	1,00
	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,15	1,00
	Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,15	1,00
	Elementos construtivos industrializados ¹⁾	1,15	1,00
	Elementos construtivos em geral e equipamentos ²⁾	1,30	1,00

Fonte: ABNT NBR 8681, 2004 (adaptado pelo autor).

Tabela 07 - Ações permanentes diretas agrupadas

Combinação	Tipo de ação	Desfavorável	Favorável
Normal	Edificação tipo 2 ³⁾	1,40	1,00
Especial ou de construção	Edificação tipo 2 ³⁾	1,30	1,00
Excepcional	Edificação tipo 2 ³⁾	1,20	1,00

³⁾ Edificações tipo 2 são aquelas onde as cargas acidentais não superam 5 kN/m².

Fonte: ABNT NBR 8681, 2004 (adaptado pelo autor).

Para passarelas de pedestres devem ser adotados os valores de referentes a edificação tipo 2, uma vez que a carga variável aplicada na passarela é de 5,00 kN/m².

3.5.6 Coeficiente de ponderação para as ações variáveis

Segundo a norma NBR 8681 (ABNT, 2004), os coeficientes de ponderação das ações variáveis (γ_q) majoram os valores representativos das ações variáveis que ocasionam o aumento dos efeitos desfavoráveis para a segurança da estrutura.

Abaixo segue as recomendações normativas que devem ser seguidas ao analisar as ações variáveis.

As ações favoráveis que ocasionam efeitos favoráveis não são utilizadas nas combinações de ações, adotando que sobre a estrutura atuem apenas parcelas de ações variáveis que produzem efeitos desfavoráveis.

Ações variáveis que possuam parcelas desfavoráveis e favoráveis, que fisicamente não podem ser separadas durante sua atuação, devem ser consideradas com uma ação única.

Os coeficientes de ponderação γ_q referentes às ações variáveis que atuam nas combinações últimas, exceto indicação em contrário, expressa em norma relativa ao tipo de material e construção indicado, devem ser tomados com os valores básicos indicados nas tabelas 08 (Ações variáveis consideradas separadamente) e tabela 09 (Ações variáveis consideradas conjuntamente¹⁾)

Tabela 08 - Ações variáveis consideradas separadamente.

Combinação	Tipo de ação	Coefficiente de ponderação
Normal	Efeito de temperatura	1,20
	Ação do vento	1,40
	Ações variáveis em geral	1,50
Especial ou de construção	Efeito de temperatura	1,00
	Ação do vento	1,20
	Ações variáveis em geral	1,30
Excepcional	Ações variáveis em geral	1,00

Fonte: ABNT NBR 8681, 2004.

Tabela 09 - Ações variáveis consideradas conjuntamente.

Combinação	Tipo de ação	Coefficiente de ponderação
Normal	Edificações tipo 2	1,4
Especial ou de construção	Edificações tipo 2	1,2
Excepcional	Estruturas em geral	1

Fonte: ABNT NBR 8681, 2004.

3.5.7 Coeficiente de ponderação para as ações excepcionais

Conforme a norma NBR 8681 (ABNT 2004), o coeficiente de ponderação γ_f relativo à ação excepcional que atua nas combinações últimas excepcionais, exceto quando indicação em contrário, indicada em norma relativa ao tipo de material considerado e construção indicado, deve ser tomado com o valor de $\gamma_f = 1,0$.

A tabela 10 mostra os valores de ψ_0 , ψ_1 e ψ_2 , referentes as combinações de serviço para cargas excepcionais.

Tabela 10 - Valores dos fatores de combinação (ψ_0) e de redução (ψ_1 e ψ_2) para as ações variáveis – Resumido para utilização em passarela de pedestres

Ações	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Vento			
Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,60	0,30	0
Temperatura			
Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,60	0,50	0,30
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos			
Passarelas de pedestres	0,60	0,40	0,30

Fonte: ABNT NBR 8681, 2004.

4 IMPLANTAÇÃO DA PASSARELA

O local de estudo se fica na pista se trata da Rodovia Federal BR 491, e o local da implantação da passarela de pedestre é o acesso ao Campus II do Centro Universitário do Sul de Minas (UNIS) e a entrada para a estrada que liga a cidade Universitária também pertencente ao UNIS. As figuras 11 e 12 a seguir mostram a vista local da implantação da passarela em discussão.

Figura 11 – Local de implantação da passarela de pedestres – Sentido Varginha.



Fonte: GOOGLE EARTH, 2016.

Figura 12 - Local de implantação da passarela de pedestres – Sentido Elói Mendes.



Fonte: GOOGLE EARTH, 2016.

O perfil topográfico do trecho foi fornecido pela Prefeitura Municipal de Varginha (figura 13), e as características do trecho que interferem diretamente na concepção do projeto arquitetônico e projeto estrutural podem ser vistas na lista a seguir.

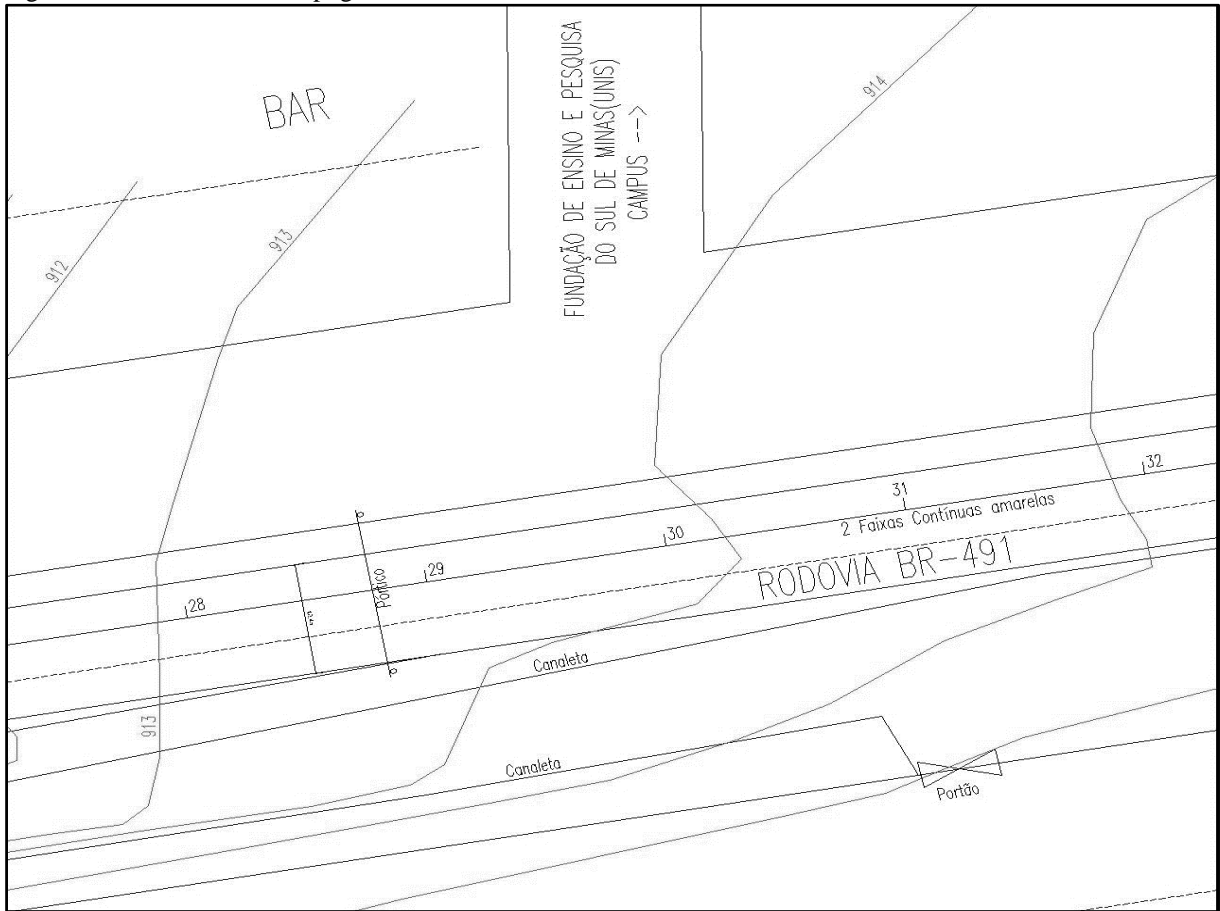
Inclinação média do trecho de 2,00%;

Trecho possui três faixas de fluxo;

Largura total das faixas de fluxo de 10,45 metros;

Faixa de domínio do DNIT localizada a 25,00 metros do eixo da pista.

Figura 13 – Levantamento topográfico do trecho.



Fonte: PREFEITURA MUNICIPAL DE VARGINHA-MG, 2014 (adaptado pelo autor).

A escolha deste local se deu pelo fato de que durante o horário de 18h00min as 19h15min, que é o horário onde os alunos atravessam a rodovia de um lado para o outro para chegarem em seus respectivos locais de estudo, e que no período de 22h00min as 22h45min os alunos atravessam a pista para retornarem até suas vans ou ônibus, e tal travessia é feita durante os horários de pico. As tabelas 11 e 12 a seguir apresentam numericamente o tráfego de pessoas sobre a pista nos horários de pico descritos acima.

Tabela 11 – Número de pessoas que atravessam a rodovia BR-491 antes do início da aula.

Faixa horaria	Segunda	Terça	Quarta	Quinta	Sexta	Média*	Nº de médio de pessoas-Acumulado
18:00 - 18:15	7,00	5,00	6,00	6,00	3,00	6,00	6,00
18:15 - 18:30	11,00	13,00	9,00	8,00	7,00	10,00	16,00
18:30 - 18:45	6,00	8,00	4,00	4,00	5,00	6,00	22,00
18:45 - 19:00	74,00	72,00	71,00	77,00	67,00	73,00	95,00
19:15 - 19:30	14,00	13,00	15,00	16,00	12,00	14,00	109,00

Fonte: autor, 2016.

*Nota: Os valores médios foram arredondados para se tornarem números inteiros.

Tabela 12 – N° de pessoas que atravessam a rodovia BR-491 após o termino da aula.

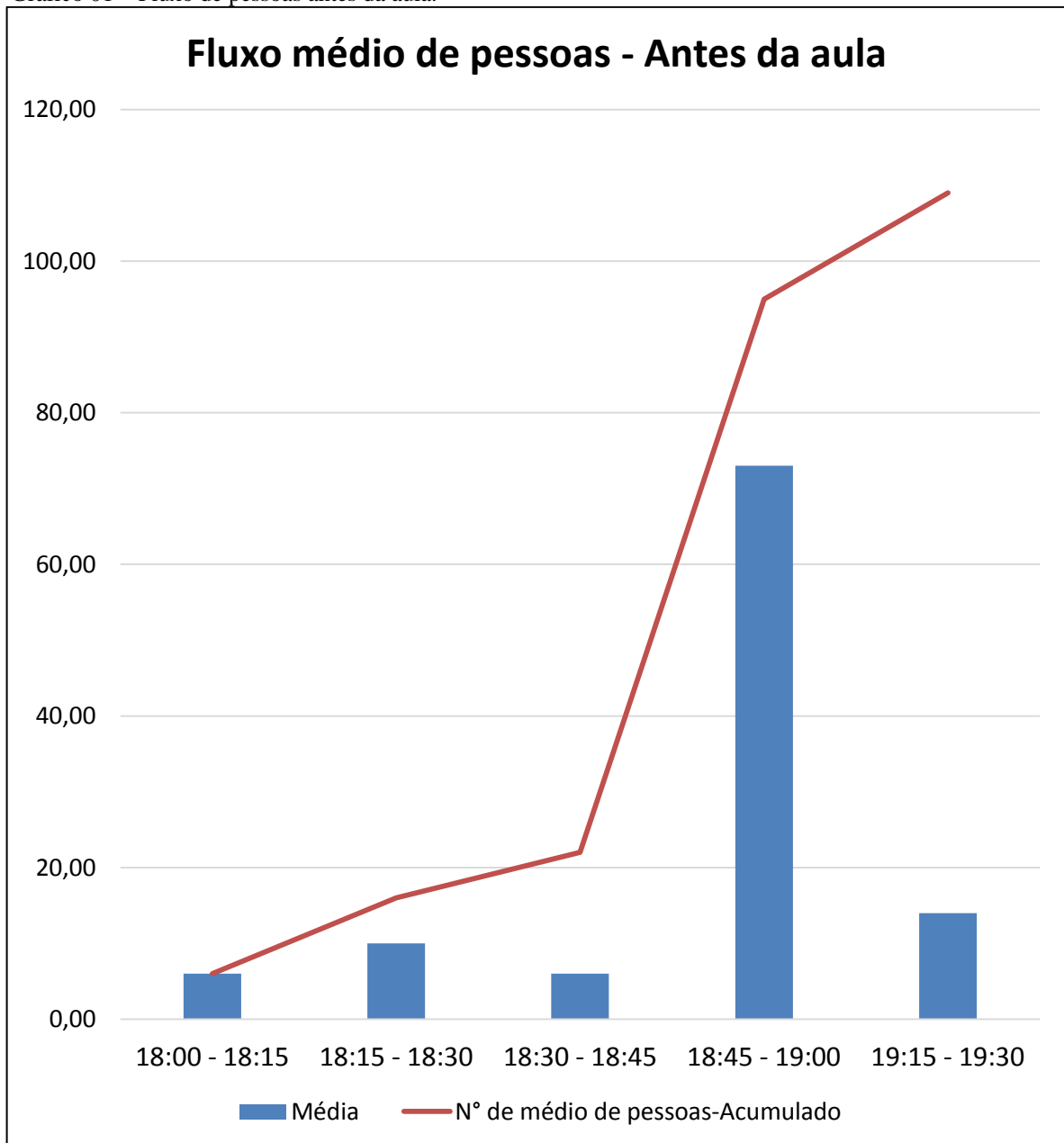
Faixa horaria	Segunda	Terça	Quarta	Quinta	Sexta	Média*	N° de médio de pessoas-Acumulado
22:00 - 22:15	6,00	5,00	6,00	6,00	1,00	5,00	5,00
22:15 - 22:30	22,00	17,00	13,00	17,00	19,00	18,00	23,00
22:30 - 22:45	78,00	74,00	67,00	65,00	59,00	69,00	92,00

Fonte: autor, 2016.

*Nota: Os valores médios foram arredondados para se tornarem números inteiros.

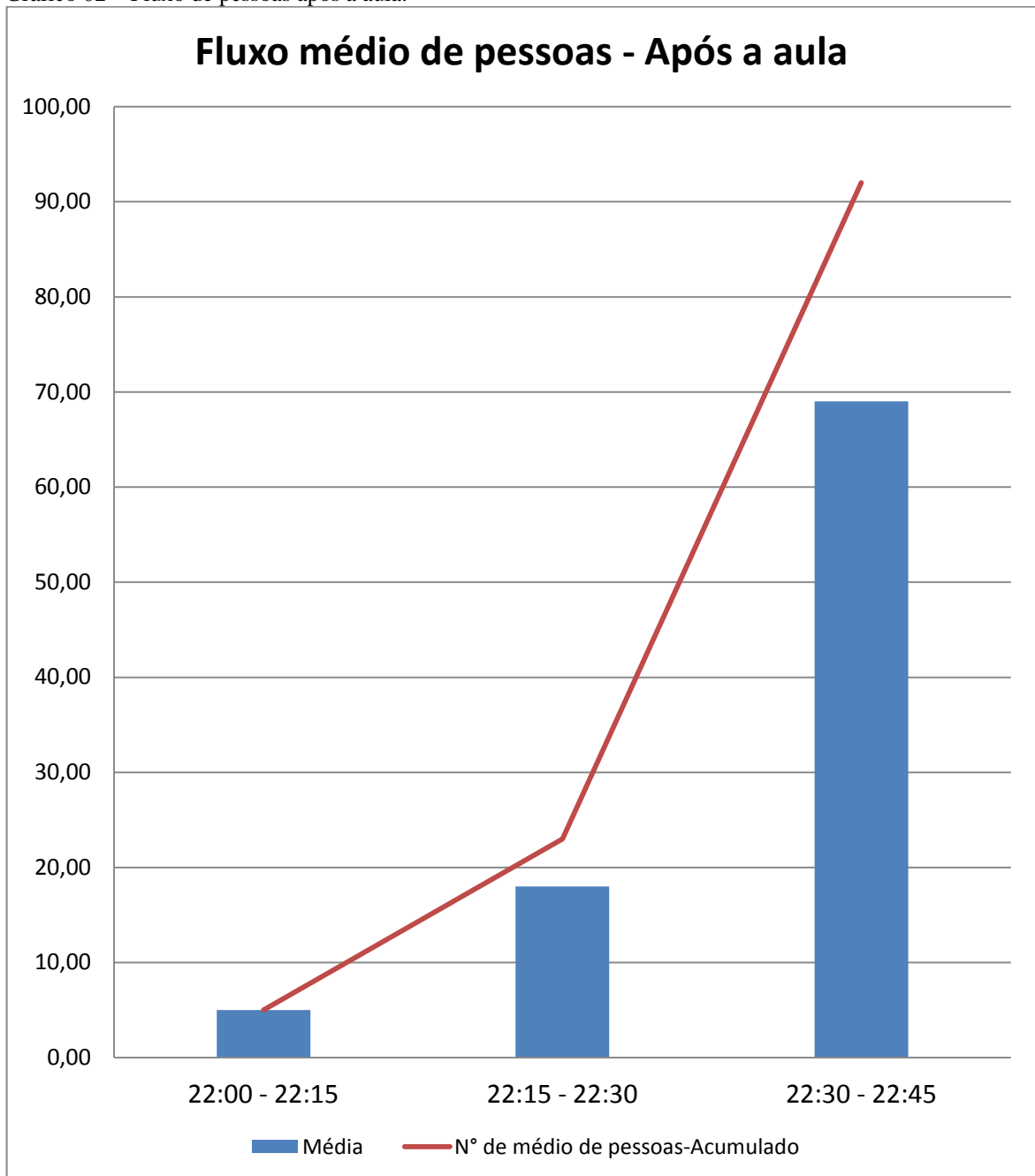
Os gráficos 01 e 02 apresentam os dados apresentados nas tabelas acima.

Gráfico 01 – Fluxo de pessoas antes da aula.



Fonte: autor, 2016.

Gráfico 02 – Fluxo de pessoas após a aula.



Fonte: autor, 2016.

O projeto arquitetônico será concebido conforme os parâmetros estabelecidos pelo manual ISF 219 (DNIT, 2015) e pela norma NBR 9050 (ABNT, 2015).

5 PRÉ-REQUISITOS ARQUITETÔNICOS

A passarela a ser projetada e dimensionada é do modelo sobrejacente (sobre a via), uma vez que o impacto social, ambiental e econômico gerado pela mesma seria menor do que a implantação de uma passarela subjacente.

Para as passarelas sobrejacentes o manual ISF 219 (DNIT, 2015) prescreve alguns parâmetros arquitetônicos e espaciais que devem ser seguidos durante a concepção do projeto. O tabuleiro deve ter 2,00 metros de largura, assim permitindo a passagem de pedestres caminhando em sentidos opostos;

O guarda-corpo deve ter altura mínima de 1,00 metros;

O gabarito da pista vertical deve ter no mínimo 5,50 metros de altura;

Será adotado preferencialmente o uso de rampas para o acesso a passarelas, onde tais rampas devem obedecer os parâmetros indicados na norma NBR 9050 (ABNT 2015);

O espaçamento mínimo entre o acesso a passarela (rampa) e os bordos externos da faixa de domínio devem ser de no mínimo 10,00 metros;

Os pilares devem ser fixados a no mínimo 1,00 metros dos bordos externos da faixa de domínio da pista;

A área adjacente ao local do projeto deve ser bloqueada por disposto com altura mínima de 2,00 metros fixados junto aos bordos externos da faixa de domínio, com pelo menos 50,00 metros de comprimento, assim direcionamento o pedestre a fazer a travessia pela passarela;

Deve possuir iluminação em toda sua extensão;

Deve conter piso antiderrapante;

O projeto deverá ser concebido de modo a ser economicamente viável.

5.1 Projeto básico

Segundo o manual ISF 219 (DNIT, 2015), a fase de projeto básico compreende a concepção os itens relacionados a concepção do projeto, através de desenhos, perfis, seções transversais típicas que possam permitir a visualização da solução estrutural do projeto, além de conter um memorial de descritivo contendo as justificativas e dados necessários para que tal projeto fosse elaborado.

Ainda de acordo com o manual ISF 219 (DNIT, 2015) os itens contidos na tabela 13 abaixo devem ser apresentados ao órgão avaliador ao final da fase de projeto básico.

Tabela 13 - Itens que devem conter na entrega final do projeto básico.

Vol.	Espécie	Produtos	Folha
1 3	Relatório do Projeto básico Memória justificativa	Textos descritivo da concepção do projeto e dos estudos preliminares para escolha do local e viabilidade da implantação	A4
2	Projeto básico de execução	-Desenhos e plantas relativas a concepção estrutural da obra, dos levantamentos topográficos, cadastrais e geotécnicos da fase preliminar -Quadro-resumo contendo o quantitativo de materiais, serviços e equipamento e respectivas especificações	A3 ou A1
4	Orçamento	-Relação dos materiais, serviços e equipamentos, inclusive respectivas especificações; - Custos unitários dos materiais, serviços e equipamentos; - Cronogramas Físicos; - Relação do equipamento mínimo.	A4

Fonte: DNIT, 2015.

Os tópicos a seguir descreverão os pré-dimensionamentos dos elementos arquitetônicos que compõem a passarela de pedestre de concreto armado/protendido e de estrutura mista (estrutura metálica e concreto armado)

5.2 Gabarito

O gabarito mínimo a ser adotado é de 5,50 metros de altura (estabelecido pelo DNIT), deste modo à passagem de veículos de grande porte (caminhões e carretas) não será prejudicada.

5.3 Rampa de acesso

A norma NBR 9050 (ABNT, 2015) define rampas como superfícies de piso, longitudinal ao sentido de caminhamento que possuam declividade igual ou superior a 5%.

As rampas devem ter inclinação de acordo com a tabela 14 a seguir.

Tabela 14 - Inclinações máximas em rampas

Inclinação admissível em cada segmento de rampa (i %)	Desníveis máximos de cada seguimento de rampa i (%)	Número máximo de seguimentos de rampa
5,00 (1:20)	1,50	Sem limite
5,00 (1:20) < i ≤ 6,25 (1:16)	1,00	Sem limite
6,25 (1:16) < i ≤ 8,33 (1:12)	0,80	15

Fonte: ABNT NBR 9050, 2015.

Conforme visto acima, a inclinação máxima para rampas é de 8,33%, ou seja, a cada metro linear percorrido o pedestre subiria 8,33 cm.

A inclinação das rampas é definida pela equação a seguir.

$$i = \frac{h \times 100}{c}$$

Onde:

i é a inclinação, em porcentagem;

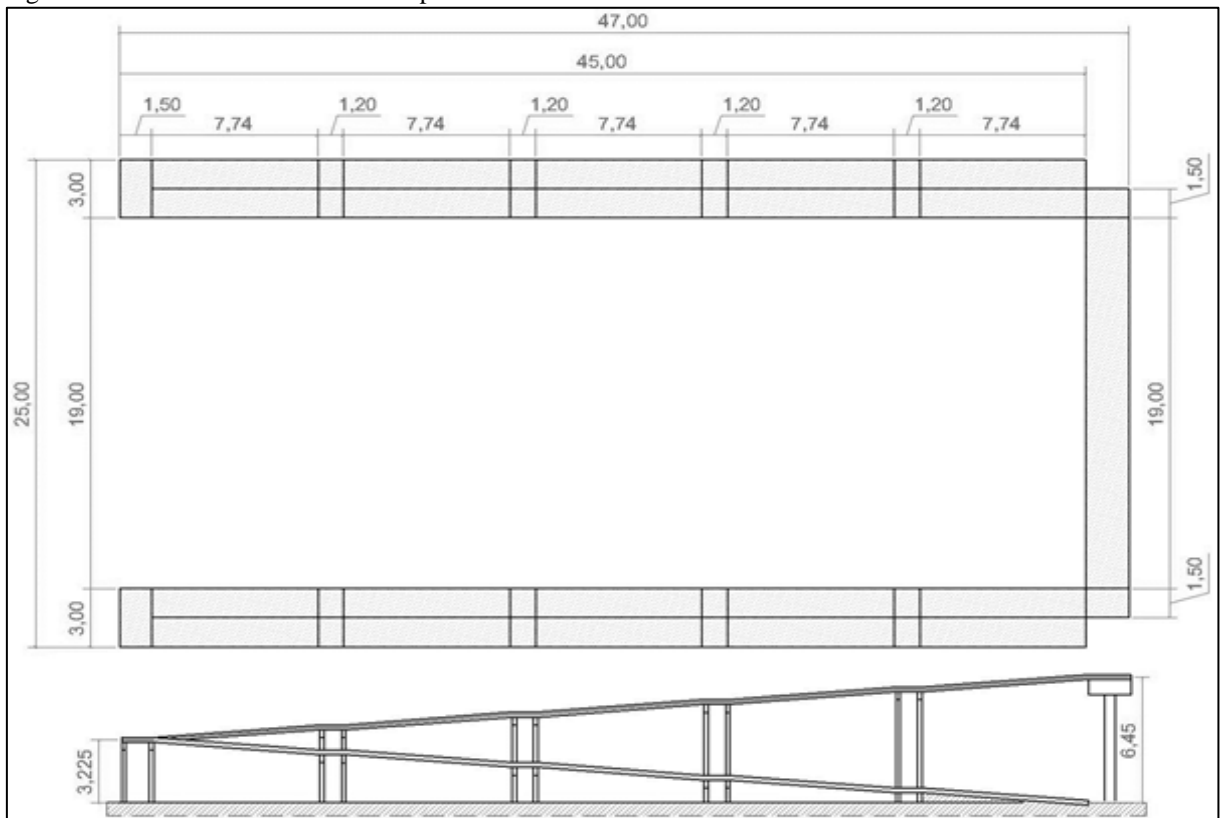
h é a altura do desnível (m);

c é o comprimento da projeção horizontal (m).

Desde modo o comprimento de rampa necessário para subir 6,45 metros (5,50 metros de gabarito mínimo mais 0,95 metros de altura da viga T) com uma inclinação de 8,33% é de 77,40 metros.

A largura da rampa recomendada pela norma NBR 9050 (ABNT, 2015) é de 1,50 metros, e a cada 0,80 metros subidos deve se ter um patamar de 1,20 metros (tabela 16). A figura 14 a seguir ilustra as informações prescritas acima.

Figura 14 – Planta baixa e vista da rampa de acesso a travessia.



Fonte: autor, 2016.

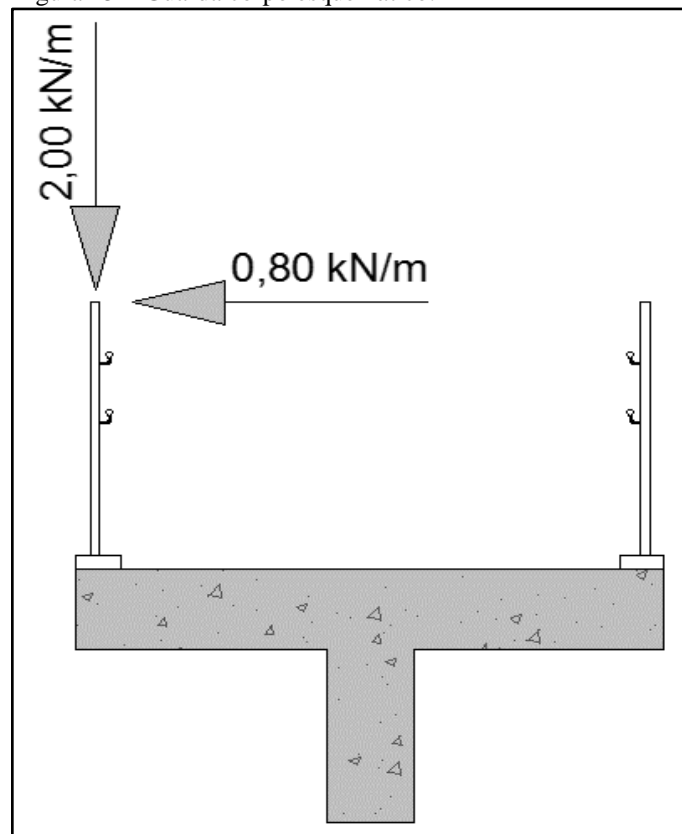
5.4 Guarda corpo

Segundo a norma NBR 14718 (ABNT, 2008), guardas corpo são elementos construtivos de proteção utilizados geralmente em escadas, rampas, passarelas, sacadas e mezaninos.

De acordo com o manual ISF 219 (DNIT, 2015), o guarda-corpo deve ter altura mínima de 1,00 metros, e deve ser construído em concreto armado ou aço, fixado ao vigamento principal do tabuleiro, de forma a assegurar resistência mínima ao impacto de 0,80 kN/m (horizontal) e 2,00 kN (vertical) contra a parte superior do corrimão (conforme norma NBR 6120:2000). Deve possuir também cerca com tela de malha de 5,00 cm, fixada ao guarda-corpo, até altura de 2,00 m acima do tabuleiro, na extensão da largura da superestrutura da via permanente.

A altura do guarda corpo utilizada no projeto será de 1,10 metros, pois assim ele ficará dentro dos padrões da norma do manual ISF 219 (DNIT, 2015) e também dentro dos padrões da NBR 14718 (ABNT, 2008), que prescreve que a altura mínima de um guarda corpo é de 1,10. A figura 15 a seguir ilustra o guarda corpo descrito acima.

Figura 15 – Guarda corpo esquemático.

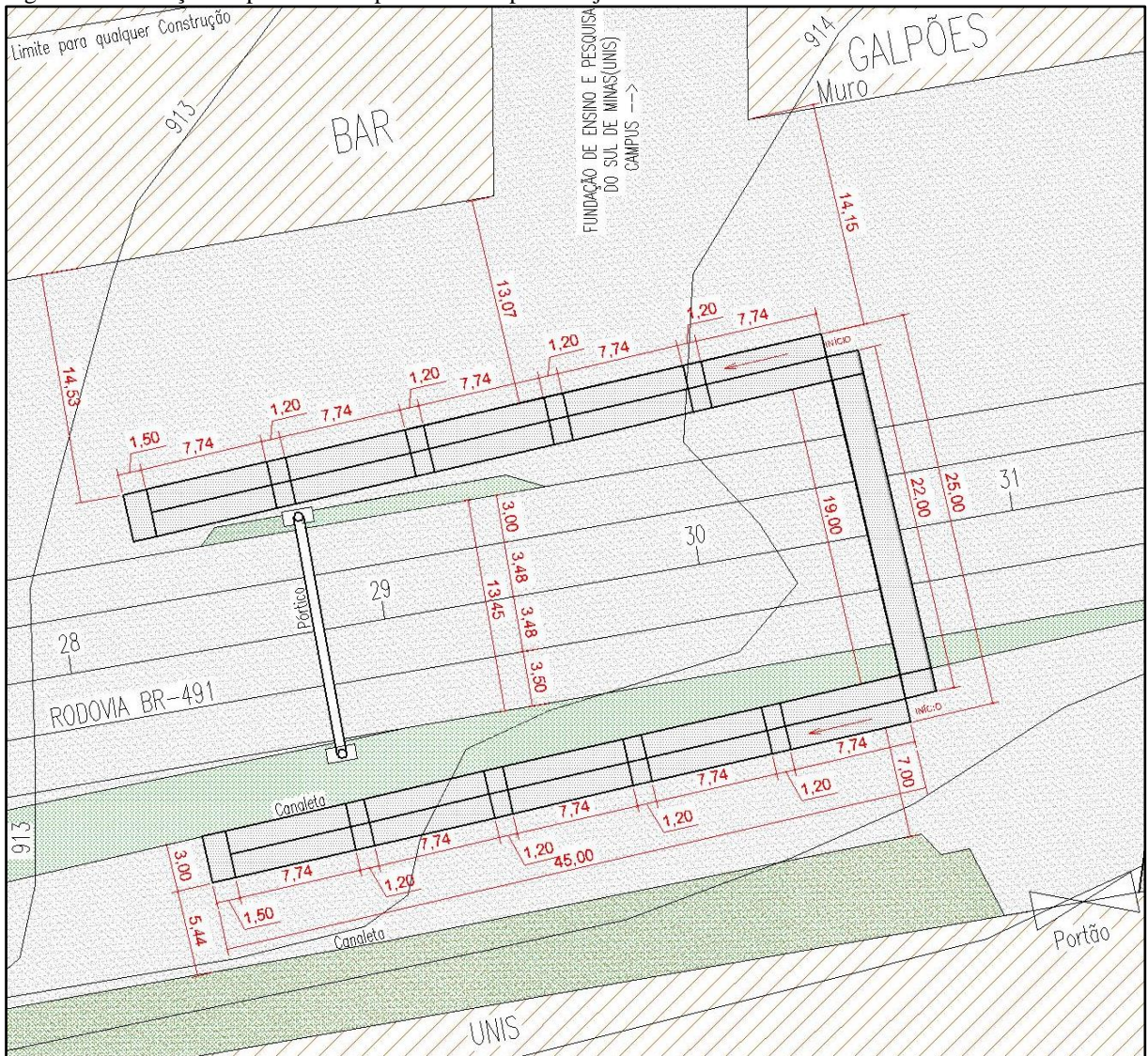


Fonte: autor, 2016.

5.5 Implantação da passarela

É visível que nas vias que dão acesso a Cidade Universitária e ao Campus II do UNIS, mesmo após a implantação da passarela ainda terá espaço para o acesso dos veículos (13,07 metros e 5,44 metros, respectivamente), deste modo o impacto no tráfego será reduzido, e durante a fase de execução da estrutura as interferências construtivas não vão dificultar o acesso dos alunos as vias que levam as faculdades (figura 16).

Figura 16 – Localização da passarela de pedestre do tipo sobrejacente - BR - 491

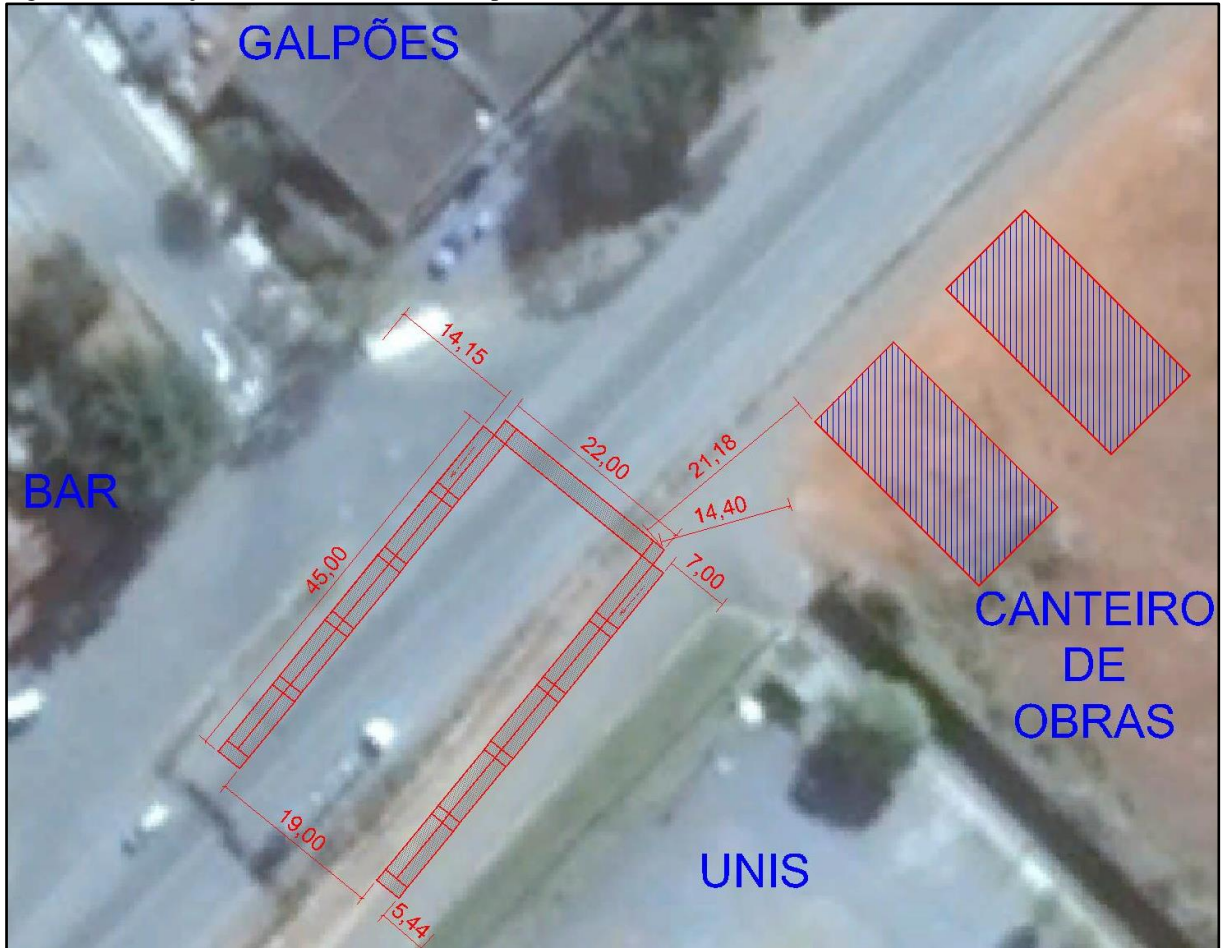


Fonte: autor, 2016

A figura 17 apresenta a localização da passarela em conjunto com uma imagem de satélite obtida através do programa Google Maps, onde é possível visualizar que a localização provisória

do canteiro de obras poderá ser feita no terreno localizado ao lado do Campus II, isso facilitará e tornará o transporte dos insumos mais eficiente e rápido.

Figura 17 – Locação do canteiro de obras em planta.



Fonte: GOOGLE EARTH, 2016 (adaptado pelo autor).

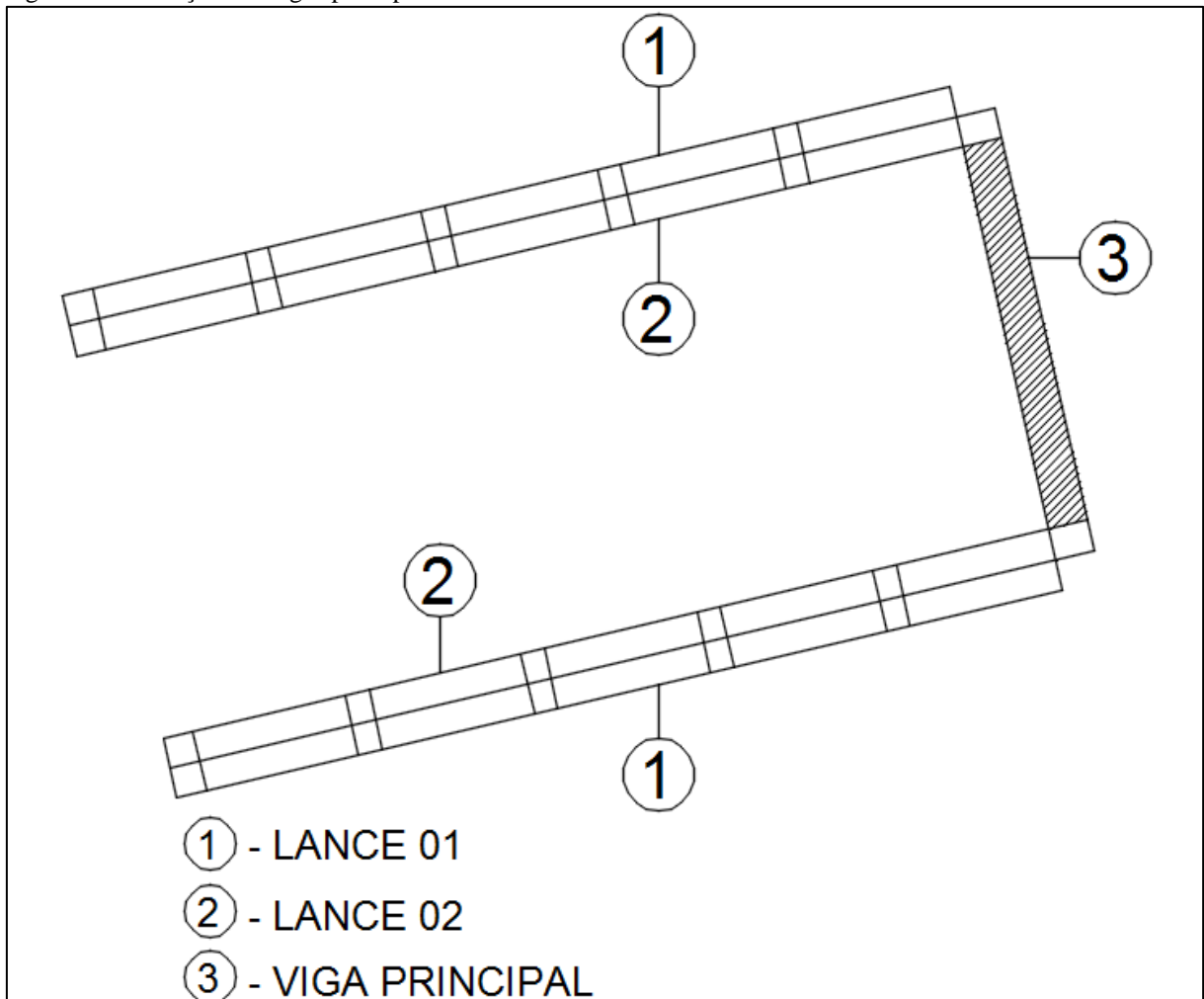
6 DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA METÁLICA

A seguir será apresentado o memorial de cálculo referente ao dimensionamento da estrutura metálicas, partindo das vigas e em seguida os pilares, conforme recomenda a norma NBR 8800 (2008).

6.1 Dimensionamento das vigas metálicas principais

O dimensionamento a seguir é referente às vigas principais da passarela, que são aquelas que precisam vencer o vão de 19,00 metros (figura 18).

Figura 18 – Locação das vigas principais metálicas.



Fonte: autor, 2016.

6.1.1 Carregamentos

Os carregamentos que atuação na estrutura serão:

Peso próprio da seção de concreto - g_1 - Ação permanente;

Revestimento - g_2 - Ação permanente;

Guarda corpo - g_{22} - Ação permanente;

Carga acidental - q - Ação variável;

Carga referente ao vento - q_j - Ação variável.

6.1.1.1 Peso próprio - g_1

A determinação do peso próprio da estrutura será dado pela somatória do peso da laje de concreto que servirá de piso, uma vez que tal piso não pode ser se estrutura metálica (ocorrência de trepidação e não aderência), e do peso das vigas metálicas (valor estimado).

Dados:

Estimativa de peso das vigas metálicas = 4,00 kN/m;

Espessura da laje = 10,00 cm;

Largura da laje = 2,00 metros;

γ concreto: 25,00 kN/m³.

$$\begin{aligned} g_1 &= (\text{espessura laje} \cdot \text{largura da laje} \cdot \gamma_{\text{concreto}}) + \text{peso vigas metálicas} \\ &\rightarrow (0,10 \cdot 2,00 \cdot 25) + 4 \rightarrow \\ &\rightarrow 9,00 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

6.1.1.2 Revestimento do piso superior - g_2

A determinação do revestimento é dada pela equação abaixo.

Dados:

Largura da base (b_w): 2,00 metros;

γ revestimento (Argamassa de cimento, cal e areia): 24,00 kN/m³;

Espessura do revestimento: 5,00 cm.

$$\begin{aligned} g_1 &= b_w \cdot \text{esp. do revest.} \cdot \gamma \text{ revest.} \rightarrow \\ &\rightarrow 2,00 \cdot 0,05 \cdot 24,00 \rightarrow \\ &\rightarrow 2,40 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

6.1.1.3 Carregamento proveniente do guarda corpo – g_{22}

O valor do carregamento proveniente do guarda corpo é estabelecido pela norma NBR 6120 (ABNT, 2000) e reforçada pelo manual ISF 219 (DNIT, 2015) é de 2,00 kN/m, como se tem guarda corpo dos dois lados da rampa, adota-se 4,00 kN/m.

6.1.1.4 Carregamento acidental – q

O carregamento acidental para passarelas de pedestres estabelecida pela norma NBR 7188 (ABNT, 2013) é de 5,00 kN/m², logo o valor do carregamento atuante em um metro linear é dado pela equação abaixo.

$$q \text{ (kN/m)} = b_w \cdot q \rightarrow 2,00 \cdot 5,00 = 10,00 \text{ kN/m}$$

6.1.1.5 Carregamento referente ao vento - q_j

A determinação da carga referente ao vento é feita de acordo com a norma NBR 6123 (ABNT 1988). Aplicando o teorema de Bernouli tem se que o valor da carga do vento é dado pela seguinte equação:

$$q_{\text{vento}} = 0,613 \cdot V_k^2 \text{ (N/m}^2\text{)}$$

Onde:

V_k é a velocidade característica do vento expressa em m/s, onde está velocidade característica do vento é obtida, em geral, em referência a valores medidos próximos da região em que construirá a edificação. O valor de V_k é dado pela equação abaixo.

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3$$

Onde:

V_0 : velocidade básica (fornecida em um gráfico de isopletras);

S_1 : fator topográfico;

S_2 : fator de rugosidade do terreno (dimensões e altura da edificação);

S_3 : fator estatístico.

A tabela 15 a seguir apresenta os valores referentes aos fatores descritos acima:

Tabela 15 – Valores de S1, S2 e S3

S1	Terreno plano		1
S2	Classe B	Fr	1
		b	0,94
	Categoria III	p	0,105
z (m)		6,5	
S3	Edificação cuja ruína total ou parcial		1,1
V _k (m/s) para Varginha (Isopletras)			35,00

Fonte: autor, 2016.

Com os valores acima, substituindo na equação de V_k, temos os seguinte valores:

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \rightarrow 35,00 \cdot 1,00 \cdot 0,90 \cdot 1,10 = 34,59 \text{ m/s}$$

Conhecido o valor de V_k, é determinada a carga do vento.

$$q_{\text{vento}} = 0,613 \cdot V_k^2 \rightarrow 0,613 \cdot 34,59^2 = 733,41 \text{ N/m}^2 \rightarrow 0,733 \text{ kN/m}^2$$

Determinado o valor de q_{vento}, é determinado o valor da força de arraste (F_a) pela equação a seguir:

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A$$

Onde:

F_a- Força de arrasto;

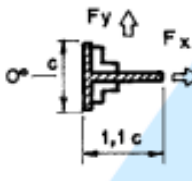
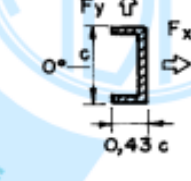
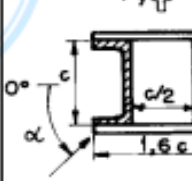
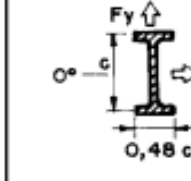
C_a - Coeficiente de arrasto;

A – Área de aplicação do vento, adotando a altura estimada do perfil em 0,55 metros;

q – Pressão de obstrução (calculado acima).

Os valores de C_a são obtidos na figura 19 (Coeficientes de força, C_x e C_y, para barras prismáticas de faces planas de comprimento infinito) da norma NBR 6123 (ABNT 1988). A figura X a seguir demonstra esses valores para perfis metálicos tipo I.

Figura 19 – Valores de C_x e C_y para perfis metálicos

α								
	C_x	C_y	C_x	C_y	C_x	C_y	C_x	C_y
0°	+2,0	0	+2,5	0	+1,4	0	+2,05	0
45°	+1,2	+0,9	+1,85	+0,6	+1,2	+1,6	+1,95	+0,6
90°	-1,6	+2,15	0	+0,6	0	+2,2	+0,5	+0,9
135°	-1,1	+2,4	-1,6	+0,4	-	-	-	-
180°	-1,7	+2,1	-1,8	0	-	-	-	-

Fonte: NBR 8880, 2018.

Para os valores de vento a 0° e 90° tem-se os seguintes valores de F_a .

$$F_{a(0^\circ)} \text{ (kN)} = C_a \cdot q \cdot A = 2,05 \cdot 0,733 \cdot 0,55 \cdot 19 = 15,71 \text{ kN};$$

$$F_{a(0^\circ)} \text{ (kN/m)} = C_a \cdot q \cdot A = 2,05 \cdot 0,733 \cdot 0,55 = 0,83 \text{ kN/m}$$

$$F_{a(90^\circ)} \text{ (kN)} = C_a \cdot q \cdot A = 0,90 \cdot 0,733 \cdot 0,55 \cdot 0,48 \cdot 19 = 3,31 \text{ kN};$$

$$F_{a(90^\circ)} \text{ (kN/m)} = C_a \cdot q \cdot A = 0,90 \cdot 0,733 \cdot 0,55 \cdot 0,48 = 0,17 \text{ kN/m}$$

6.1.1.6 Resumo dos carregamentos

Com os valores cálculos acima, temos o carregamento total que atuara ao longo da rampa, como mostra tabela 16 a seguir.

Tabela 16 – Resumo dos carregamentos atuantes nas vigas principais da estrutura metálica

Carregamentos	
Tipo	kN/m
g_1 - Peso próprio- laje	4,00
g_1 - Peso próprio- vigas metálicas	4,00
g_{21} - revestimento	2,40
g_{22} - guarda corpo	4,00
q - acidental	10,00
q - vento	-0,17

Fonte: autor, 2016.

6.1.2 Combinação dos esforços

Para o dimensionamento estrutural será utilizado a seguinte combinação:

$$F_d = \gamma_{g1} \cdot \text{ações permanentes} + \gamma_{q1} \cdot \text{sobrecargas} + \psi_0 \cdot \gamma_{qj} \cdot \text{ação do vento}$$

Onde:

$\gamma_{g1} = 1,30$ – Coeficiente de ponderação referente ao peso das estruturas pré-moldadas metálicas;

$\gamma_{q1} = 1,50$ – Coeficiente de ponderação referente as ações decorrentes ao uso e ocupação;

$\gamma_{qj} = 1,40$ – Coeficiente de ponderação referente a ações variáveis provenientes do vento;

$\psi_0 = 0,60$ = Coeficiente de minoração para ações variáveis provenientes do vento.

Deste modo, tem-se o valor de F_d substituindo os valores acima na equação a seguir.

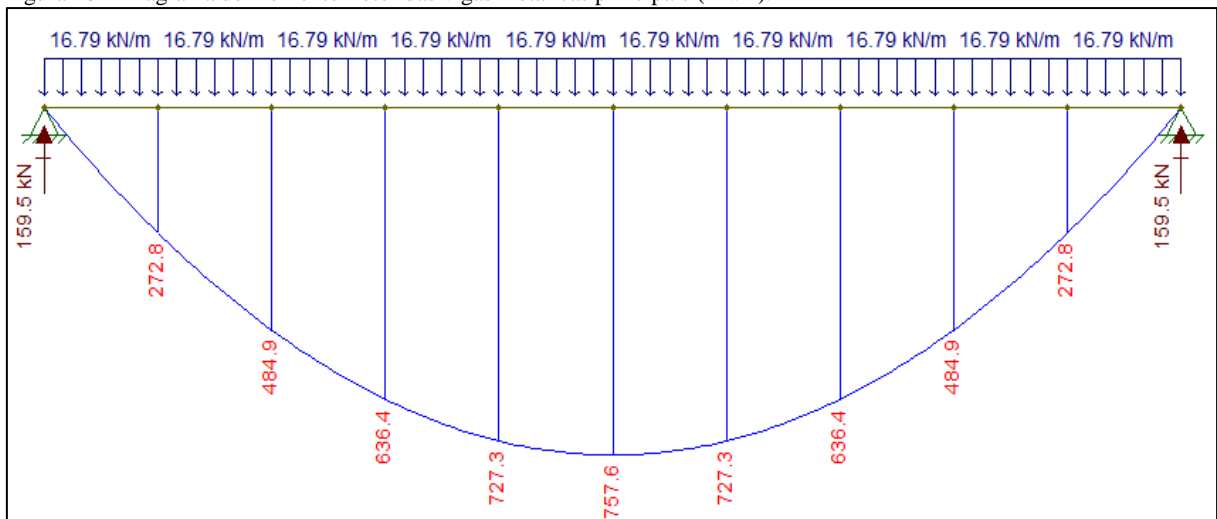
$$F_d = 1,30 + (4,00 + 4,00 + 2,40 + 4,00) + 1,50 \cdot 10,00 + (0,60 \cdot 1,40 \cdot - 0,17) \rightarrow$$

$$F_d = 33,57 \text{ kN/m}$$

Como a força será dividida em duas vigas, tem se que o valor da carga uniformemente distribuída sobre tais vigas é de 16,79 kN/m.

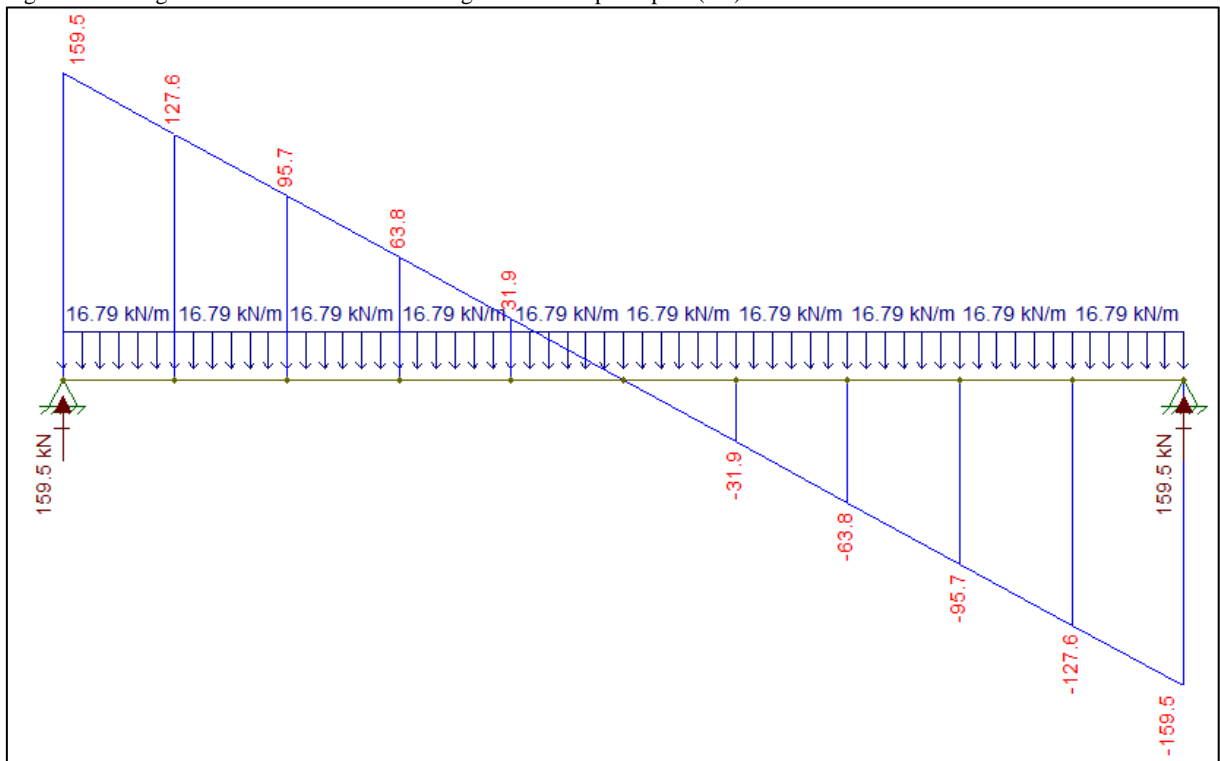
Conhecido o valor do carregamento atuante, é determinado o valor máximo do momento fletor e do esforço cortante atuante nas vigas pelo software Ftool. (Figuras 20 e 21).

Figura 20 – Diagrama de momento fletor das vigas metálicas principais (kN.m).



Fonte: autor, 2016.

Figura 21 – Diagrama de momento fletor das vigas metálicas principais (kN).



Fonte: autor, 2016.

Com o valor conhecido, será feito o dimensionamento e a verificação da estrutura no tópico a seguir.

6.1.3 Dimensionamento e verificação a flexão - Vigas da passarela

De acordo com o tópico G.2 do anexo G apresentado na norma NBR 8800 (ABNT, 2008), o momento fletor resistido por um perfil tipo I pode ser dado por três equações distintas, todas levando em consideração a esbeltes do perfil, como se pode ver nas condições a seguir.

$$a) M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda \leq \lambda_p;$$

$$b) M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right], \text{ para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r;$$

$$c) M_{Rd} = \frac{M_{Rd}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda > \lambda_r \text{ (não aplicável à FLA).}$$

A verificação do momento fletor deve ser feita para flambagem local da alma (FLA), flambagem local da mesa comprimida (FLM) e flambagem lateral com torção (FLT).

A seguir será feita respectivamente a verificação para os três estados limites citados acima. As verificações serão feitas para o perfil tipo I fabricado pela Gerdau com as características na tabela 17 a seguir.

Tabela 17 – Dados do perfil das vigas metálicas principais.

Perfil	W 610x195	
Massa linear	(kg/m)	195,00
d	mm	622,00
b _f	mm	327,00
t _w	mm	15,40
t _f	mm	24,40
h	mm	573,00
d'	mm	541,00
área	cm ²	250,10
I _x	cm ⁴	168484,00
W _x	cm ³	5417,50
r _x	cm	25,96
z _x	cm ³	6095,40
I _y	cm ⁴	14240,00
W _y	cm ³	870,90
r _y	cm	7,55
z _y	cm ³	1341,00
r _t	cm	8,66
I _t	cm ⁴	405,29
$\lambda_f (b_f / 2t_f)$		6,70
$\lambda_w (d' / t_w)$		35,14
E (kN/cm ²)		20500,00
f _y (kN/cm ²)		34,50
γ_a		1,10
Distância máximas entre enrijecedores (cm)		300,00
Vão (cm)		1900,00

Fonte: autor, 2016.

6.1.3.1 Verificação da flambagem local da alma-FLA

De acordo com a norma NBR 8800 (ABNT, 2008), para se determinar qual das três equações será utilizada para determinar o momento resistente será foi calculado primeiramente os valores das esbeltezes.

$$\lambda = \frac{h}{t_w}$$

Onde:

h: é a distância entre as faces internas das mesas;

t_w : espessura da alma do perfil.

Deste modo o valor de λ é dado a seguir.

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{573,00}{15,40} = 37,21$$

O valor de λ_p e λ_r são dados pela equações retiradas da tabela G.1 (Parâmetros referentes ao momento fletor resistente) a seguir.

$$\lambda_p = 3,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \cdot \sqrt{\frac{20500}{34,50}} = 91,65$$

$$\lambda_r = 5,70 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 5,70 \cdot \sqrt{\frac{20500}{34,50}} = 138,94$$

Analisando os valores acima se tem a seguinte condição para o cálculo do momento resistido pela seção.

a) $M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$, para $\lambda \leq \lambda_p \rightarrow$ Cond. atendida;

b) $M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right]$, para $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \rightarrow$ Cond. não atendida;

c) $M_{Rd} = \frac{M_{Rd}}{\gamma_{a1}}$, para $\lambda > \lambda_r$ (não aplicavel à FLA) \rightarrow Cond. não atendida;

Assim tem-se que o valor do momento resistido pelo perfil no FLA é dado a seguir.

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{W_x \cdot f_y}{1,10} = \frac{5417,50 \cdot 34,50}{1,10} = 169912,50 \text{ kN.cm}$$

6.1.3.2 Verificação da flambagem local da mesa comprimida – FLM

Para se determinar qual das três equações será utilizada para determinar o momento resistente será calculado primeiramente os valores das esbeltez.

$$\lambda = \frac{b}{t}$$

Onde:

b: metade da largura total do perfil;

t: espessura aplicável à mesa do perfil.

Deste modo o valor de λ é dado a seguir.

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{\left(\frac{327}{2}\right)}{24,40} = 6,70$$

O valor de λ_p e λ_r são dados pela equações retiradas da tabela G.1 (Parâmetros referentes ao momento fletor resistente) a seguir.

$$\lambda_p = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{20500}{34,50}} = 9,26$$

$$\lambda_r = 0,83 \cdot \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)}} = 0,83 \cdot \sqrt{\frac{20500}{(34,50 - (0,30 \cdot 34,50))}} = 24,18$$

Analisando os valores acima se tem a seguinte condição para o cálculo do momento resistente pela seção.

a) $M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$, para $\lambda \leq \lambda_p \rightarrow$ Cond. atendida;

b) $M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right]$, para $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \rightarrow$ Cond. não atendida;

c) $M_{Rd} = \frac{M_{Rd}}{\gamma_{a1}}$, para $\lambda > \lambda_r$ (não aplicavel à FLA) \rightarrow Cond. não atendida.

Assim tem-se que o valor do momento resistido pelo perfil no FLM é dado a seguir.

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{W_x \cdot f_y}{1,10} = \frac{5417,50 \cdot 34,50}{1,10} = 169912,50 \text{ kN.cm}$$

6.1.3.3 Verificação da flambagem lateral com torção – FLM

Para se determinar qual das três equações será utilizada para determinar o momento resistente será calculado primeiramente os valores das esbeltez.

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y}$$

Onde:

L_b : distância entre enrijecedores, para a viga calculada essa distância é de 320,00 cm

$$\lambda = \frac{320}{7,55} = 42,38$$

O valor de λ_p é dado pela equação abaixo:

$$\lambda_p = 1,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \cdot \sqrt{\frac{20500}{34,50}} = 42,90$$

O valor de λ_r é dado pela equação abaixo:

$$\lambda_r = \frac{1,38 \sqrt{I_y \cdot J}}{r_y \cdot J \cdot \beta_1} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{\frac{27 \cdot C_w \cdot \beta_1^2}{I_y}}}$$

Onde:

J: coeficiente de torção da seção transversal;

$$\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r) \cdot W}{E \cdot J} = \frac{(34,50 - (0,30 \cdot 34,50)) \cdot 5417,00}{20500 \cdot 405,29} = 0,0015;$$

$$C_w = \frac{I_y \cdot (d-t_f)^2}{4} = \frac{14420,00 \cdot (622-24,40)^2}{4} = 12713677,05 \text{ cm}^6.$$

Substituindo os valores acima na equação do λ_r .

$$\lambda_r = \frac{1,38 \sqrt{14240,00 \cdot 405,29}}{7,55 \cdot 405,59 \cdot 0,0015} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{\frac{27 \cdot 12712377,05 \cdot 0,0015^2}{14240,00}}} = 131,29$$

Analisando os valores acima se tem a seguinte condição para o cálculo do momento resistido pela seção.

$$\text{a) } M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda \leq \lambda_p \rightarrow \text{Cond. atendida;}$$

$$\text{b) } M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right], \text{ para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \rightarrow \text{Cond. não atendida;}$$

$$\text{c) } M_{Rd} = \frac{M_{Rd}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda > \lambda_r \text{ (não aplicavel à FLA)} \rightarrow \text{Cond. não atendida.}$$

Assim tem-se que o valor do momento resistido pelo perfil no FLT é dado a seguir.

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{W_x \cdot f_y}{1,10} = \frac{5417,50 \cdot 34,50}{1,10} = 169912,50 \text{ kN.cm}$$

6.1.3.4 Resumo dos valores referente ao momento fletor

A tabela 18 abaixo apresenta os valores cálculos acima para os estados limites exigidos.

Tabela 18 – Resumo dos valores de λ e verificação final dos perfis para momento fletor.

Estado limite aplicado	λ	λ_p	λ_r	M_{Rd} (kN.cm)
FLA	37,21	91,65	138,94	169912,50
FLM	6,70	9,26	24,18	169912,50
FLT	37,21	91,65	138,94	169912,50
M_{Sd} máximo (kN.cm)			$75750,49 < 169912,50$	F.S=2,24

Fonte: autor, 2016.

Pode ser visto na tabela acima de o valor do momento fletor resistente de cálculo é aproximadamente o dobro do valor atuante, isso se dá pelo fato de que a utilização de perfis menos rígidos que atendam a verificação do momento fletor solicitante de cálculo podem não atender a verificação de deformação (flecha no centro do vão).

6.1.4 Dimensionamento e verificação ao cisalhamento-Vigas da passarela

A seguir será feito o dimensionamento e a verificação referente ao cisalhamento de acordo com o item 5.4.3.1 (Seções I, H, U fletidas em relação ao eixo perpendicular a alma). Para o dimensionamento e verificação do perfil ao cisalhamento, assim como a verificação a flexão, existem três equações distintas, todas levando em consideração a esbeltes do perfil, como se pode ver nas condições a seguir.

$$\text{a) } V_{Rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \text{ para } \lambda \leq \lambda_p;$$

$$\text{b) } V_{Rd} = \frac{\lambda_p}{\lambda} \cdot \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \text{ para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r;$$

$$\text{c) } V_{Rd} = 1,24 \cdot \left(\frac{\lambda_p}{\lambda}\right)^2 \cdot \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \text{ para } \lambda > \lambda_r.$$

O valor de λ é dado pela equação a seguir.

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{573,00}{15,40} = 37,21$$

O valor de λ_r é dado pela equação a seguir.

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\left(\frac{k_v \cdot E}{f_y}\right)}$$

Onde:

$$k_v \begin{cases} 5,00 \text{ para almas sem enrijecedores, para } \frac{a}{3} > 3 \text{ ou para } \frac{a}{3} > \left[\frac{260}{h/t_w} \right]^2 \\ 5 + \frac{5}{(a/h)^2} \text{ para todos os outros caso} \end{cases}$$

O valor de “a” nas condições acima é referente a distância entre dois enrijecedores, que para a viga em estudo é de 190,00 cm. Deste modo o valor de k_v é dado a seguir.

$$\frac{a}{h} > 3 = \frac{320}{62,20} = 5,14 \rightarrow \text{Cond. atendida;}$$

ou

$$\frac{a}{h} > \left[\frac{260}{h/t_w} \right]^2 = \frac{320}{62,20} > \left[\frac{260}{62,20/1,54} \right]^2 = 5,14 < 48,83 \rightarrow \text{Cond. não atendida}$$

Como o valor de a/h foi maior que 3, o valor de k_v é de 5,00. Assim o valor de λ_p é dado na equação abaixo.

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\left(\frac{k_v \cdot E}{f_y} \right)} = 1,10 \sqrt{\left(\frac{5,00 \cdot 20500}{34,50} \right)} = 59,96$$

O valor de λ_r é dado pela equação abaixo.

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\left(\frac{k_v \cdot E}{f_y} \right)} = 1,37 \sqrt{\left(\frac{5,00 \cdot 20500}{34,50} \right)} = 74,67$$

Analisando os valores acima se tem a seguinte condição para o cálculo do esforço cortante resistido pela seção.

$$\text{a) } V_{Rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \text{ para } \lambda \leq \lambda_p \rightarrow \text{Cond. atendida;}$$

$$\text{b) } V_{Rd} = \frac{\lambda_p}{\lambda} \cdot \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \text{ para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \rightarrow \text{Cond. não atendida;}$$

$$\text{c) } V_{Rd} = 1,24 \cdot \left(\frac{\lambda_p}{\lambda} \right)^2 \cdot \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \text{ para } \lambda > \lambda_r \rightarrow \text{Cond. não atendida.}$$

Como a condição a foi atendida, o valor da cortante resistente pelo perfil é dado pela equação a seguir.

$$V_{Rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{0,60 \cdot A_w \cdot f_y}{1,10}$$

Onde:

A_w : área efetiva de cisalhando, dado pela equação abaixo.

$$A_w = d \cdot t_w$$

Desta maneira, o valor da cortante máxima resistida pelo perfil é dado abaixo.

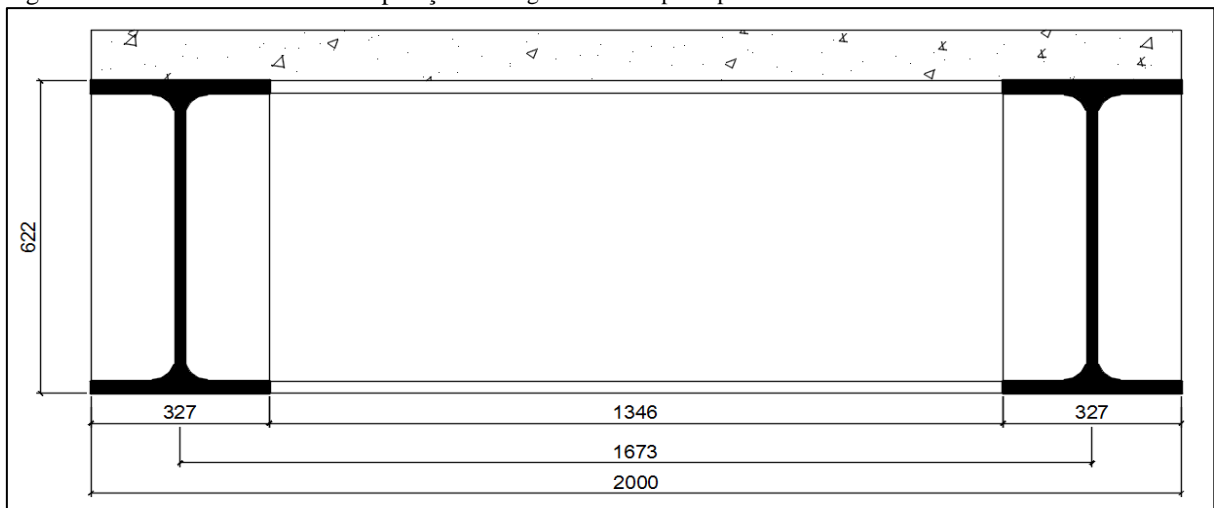
$$V_{Rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{0,60 \cdot A_w \cdot f_y}{1,10} = \frac{0,60 \cdot 62,20 \cdot 1,54 \cdot 34,50}{1,10} = 1802,56 \text{ kN}$$

Como o valor resistido pela seção é de 1802,56,48 kN e o valor do esforço cortante máximo é de 159,50 kN, o perfil I verificado suporta os esforços nele aplicado.

6.1.5 Seção transversal das vigas da passarela

A figura 22 a seguir ilustra as vigas principais da passarela.

Figura 22 – Vista transversal da disposição das vigas metálicas principais

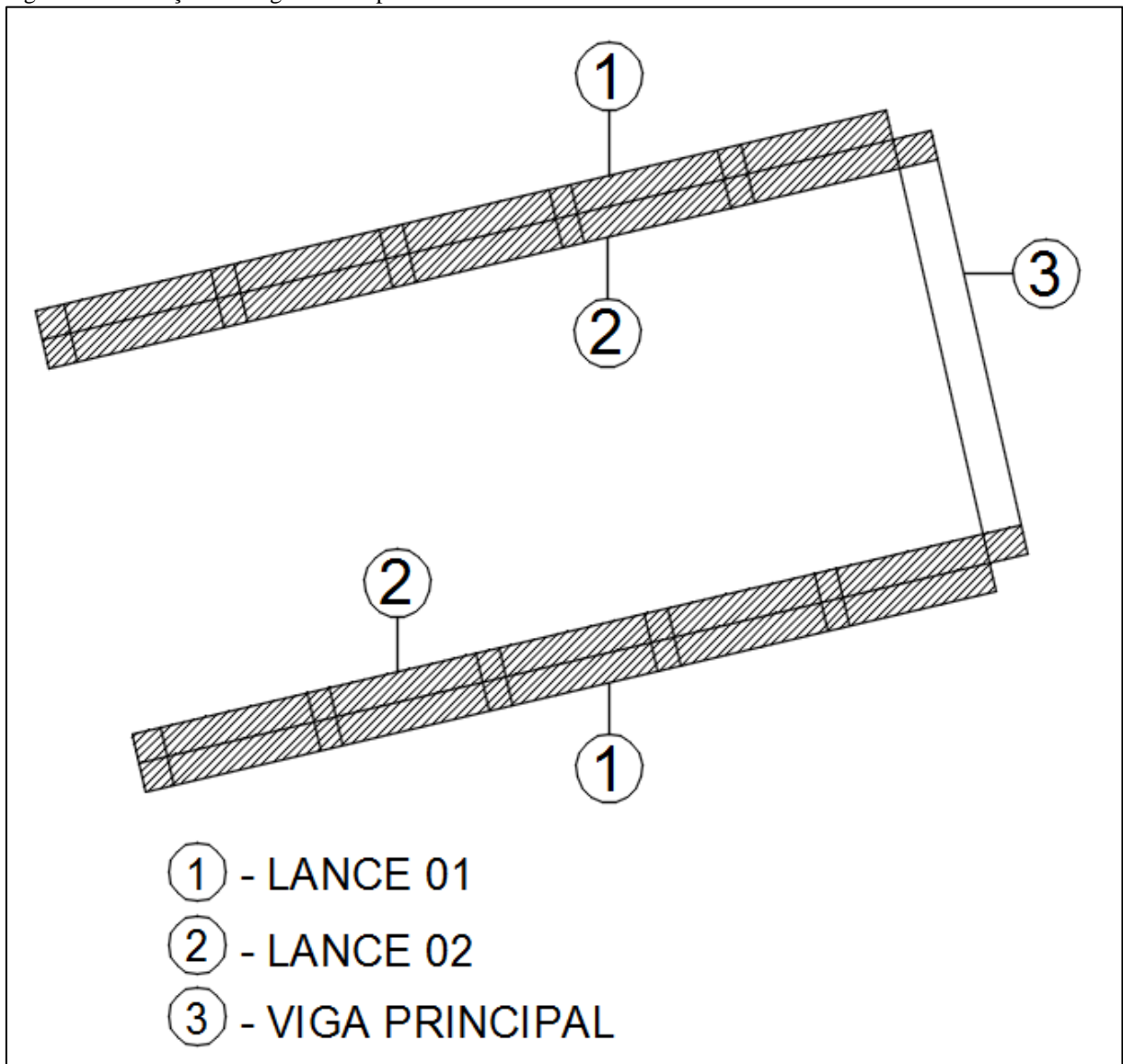


Fonte: autor, 2016.

6.2 Dimensionamento das vigas metálicas das rampas – V01 a V10

A figura 23 seguir apresenta a locação das vigas das rampas que serão dimensionadas nos tópicos a seguir.

Figura 23 – Locação das vigas da rampa.



Fonte: autor, 2016.

Os carregamentos que atuação na estrutura serão:

Peso próprio da seção de concreto - g_1 - Ação permanente;

Revestimento - g_2 - Ação permanente;

Guarda corpo - g_{22} - Ação permanente;

Carga acidental - q - Ação variável;

Carga referente ao vento - q_j - Ação variável.

As tabelas 19, 20 e 21 apresentam os valores referentes aos cálculos para determinar o valor do carregamento uniformemente distribuído sobre as vigas da rampa, onde as equações e métodos para obter os valores abaixo foram os mesmos utilizados para a viga principal.

Tabela 19 - Determinação das ações do vento nas vigas metálicas das rampas – Parte 01.

Viga	S1	S2							S3
		Cla.	Cat.	Fr	b	p	z (m)	S2	
1							0,64	0,70	
2							1,29	0,76	
3							1,93	0,79	
4							2,58	0,82	
5							3,22	0,83	
6	1	C	III	1	0,94	0,105	3,87	0,85	1,1
7							4,51	0,86	
8							5,16	0,88	
9							5,8	0,89	
10							6,44	0,90	

Fonte: autor, 2016.

Tabela 20 - Determinação das ações do vento nas vigas metálicas das rampas – Parte 02.

V_0 (m/s)	V_k (m/s)	q (kN/m ²)	C_x	C_y	H (m)	L (m)	F_x (kN)	F_y (kN)
	27,12	0,45				8,34	2,77	0,58
	29,19	0,52				8,94	3,45	0,73
	30,45	0,57				8,94	3,75	0,79
	31,39	0,60				8,94	3,99	0,84
35	32,13	0,63	2,05	0,9	0,36	9,84	4,60	0,97
	32,76	0,66				9,84	4,78	1,01
	33,29	0,68				8,94	4,48	0,94
	33,76	0,70				8,94	4,61	0,97
	34,18	0,72				8,94	4,72	1,00
	34,56	0,73				10,34	5,59	1,18

Fonte: autor, 2016.

Tabela 21 - Determinação das ações do vento nas vigas metálicas das rampas – Parte 03.

Carregamentos								Carregamento/ viga (kN/m)
Vento				Permanente		Acidental		
F_x (kN/m)	F_y (kN/m)	γ_{qj}	Ψ_0	kN/m	γ_g	kN/m	γ_q	
-0,33	-0,07	1,4	0,6	10,80	1,3	7,50	1,5	12,62

Continua...

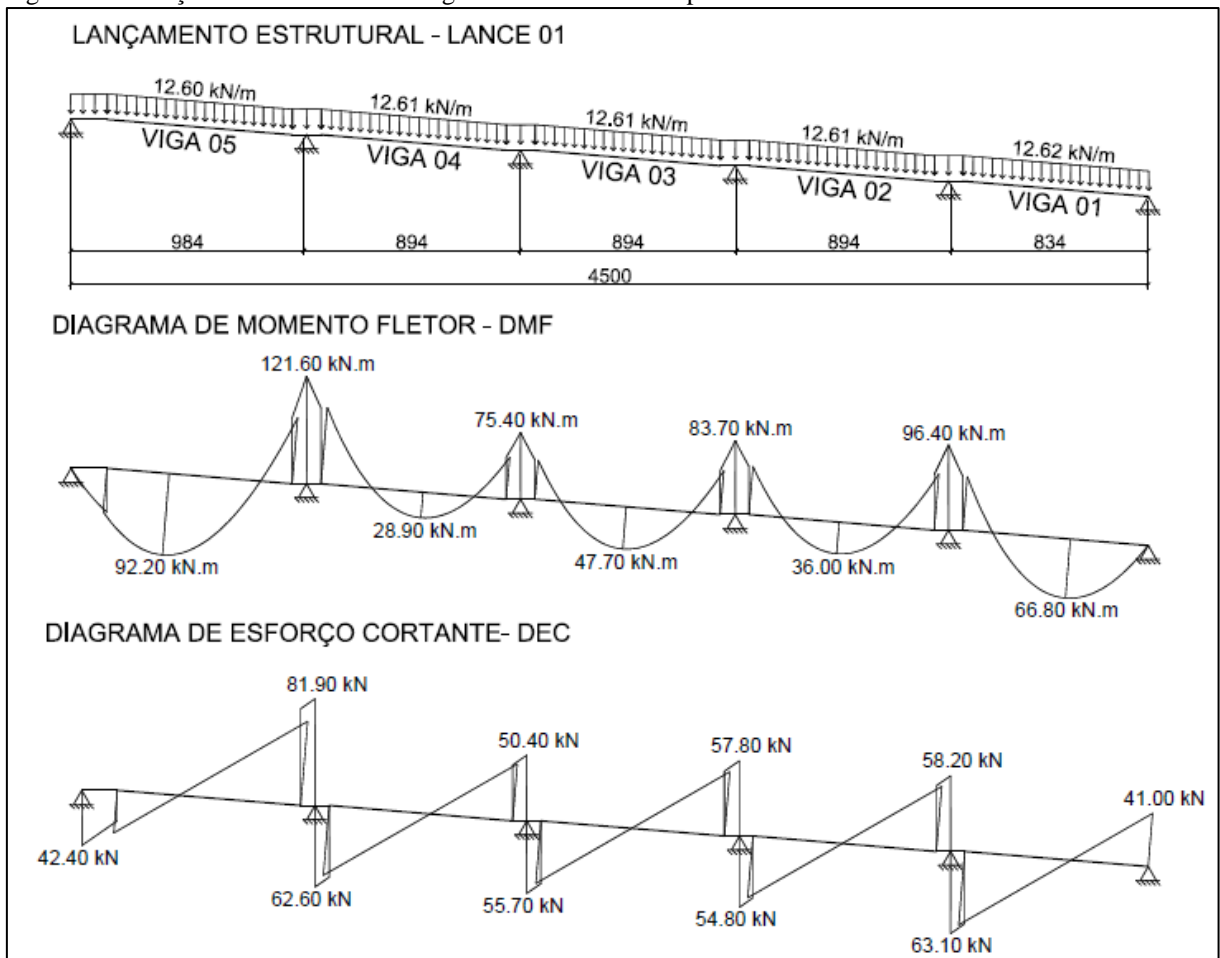
...Continuação

-0,39	-0,08							12,61
-0,42	-0,09							12,61
-0,45	-0,09							12,61
-0,47	-0,10							12,60
-0,49	-0,10	1,4	0,6	10,80	1,3	7,50	1,5	12,60
-0,50	-0,11							12,60
-0,52	-0,11							12,60
-0,53	-0,11							12,60
-0,54	-0,11							12,60

Fonte: autor, 2016

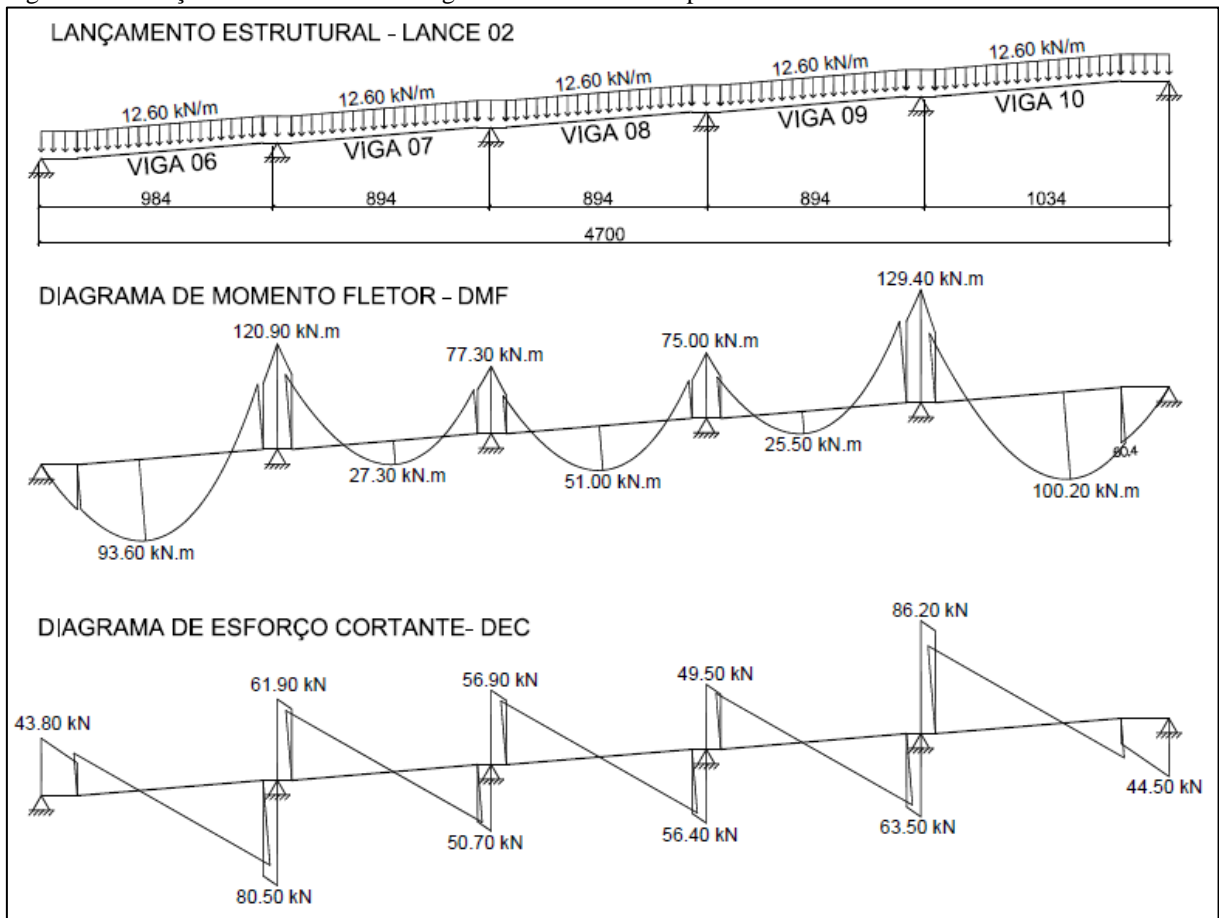
Após determinado o valor do carregamento uniformemente distribuído nas vigas, é determinado o valor dos momentos fletores e esforços cortantes máximos atuante nas vigas. A figura 24 e 25 a seguir apresentam tais valores para as vigas localizadas no lance 01 (vigas 01 a 05) e do lance 02 (vigas 06 a 10), respectivamente.

Figura 24 – Lançamento estrutural das vigas do lance 01 da rampa.



Fonte: autor, 2016.

Figura 25 – Lançamento estrutural das vigas do lance 02 da rampa.



Fonte: autor, 2016.

Com os valores acima conhecidos é determinado o valor do momento fletor (M_{Rd}) e do esforço cortante (V_{Rd}) máximo resistido pelo perfil I seleccionado (tabela 22).

Tabela 22 – Dados do perfil das vigas metálicas das rampas.

Perfil	W 410x46,10	
Massa linear	(kg/m)	46,10
d	mm	403,00
b _f	mm	140,00
t _w	mm	7,00
t _f	mm	11,20
h	mm	381,00
d'	mm	357,00
área	cm ²	59,20
I _x	cm ⁴	15690,00
W _x	cm ³	778,70
r _x	cm	16,27
Z _x	cm ³	891,10

Continua...

...Continuação

I_y	cm^4	514,00
W_y	cm^3	73,40
r_y	cm	2,95
Z_y	cm^3	115,20
r_t	cm	3,55
I_t	cm^4	20,06
$\lambda_f (b_f / 2t_f)$		6,25
$\lambda_w (d' / t_w)$		50,94
E (kN/cm ²)		20500,00
f_y (kN/cm ²)		34,50
γ_a		1,10
Distância máxima entre enrijecedores (cm)		125,00

Fonte: autor, 2016.

Os valores de M_{Sd} e V_{Sr} são dados nas tabelas 23 e 24 abaixo, respectivamente.

Tabela 23 - Resumo dos valores de λ e verificação final dos perfis a momento fletor.

Viga	M_{Sd} (kN.cm)	F.S	FLA			FLM			FLT		
			λ	λ_p	λ_r	λ	λ_p	λ_r	λ	λ_p	λ_r
1	9640,00	2,90									
2	8370,00	3,34									
3	7540,00	3,71									
4	12160,00	2,30									
5	9220,00	3,03									
6	12090,00	2,31	54,43	91,65	138,94	6,25	9,26	24,18	42,37	42,90	124,29
7	7730,00	3,62									
8	7500,00	3,73									
9	12940,00	2,16									
10	10020,00	2,79									
M_{Rd} (kN.cm)			27948,14			27948,14			27948,14		
Verificação atendida $M_{Rd} > M_{Sd}$											

Fonte: autor, 2016.

Tabela 24 - Resumo dos valores de λ e verificação final dos perfis a esforço cortante (cisalhamento).

Viga	V_{Sd} (kN)	F.S	λ	λ_p	λ_r
1	58,20	9,12			
2	57,80	9,18			
3	55,70	9,53	54,43	59,96	74,67
4	81,90	6,48			
5	42,40	12,52			

Continua...

...Continuação

6	61,90	8,58			
7	56,90	9,33			
8	56,40	9,41	54,43	59,96	74,67
9	86,20	6,16			
10	44,50	11,93			
V _{Rd} (kN.cm)				530,86	
Verificação atendida V _{Rd} > V _{Sd}					

Fonte: autor, 2016.

6.3 Verificação da deformação vertical das vigas da rampa e principal

De acordo com a tabela C.1 da norma NBR 8800 (ABNT, 2008) a deformação vertical máxima para vigas de piso é de 1/350. A equação para determinação da flecha é mostrada a seguir.

$$a = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I};$$

Onde:

q: carregamento uniformemente distribuído na viga;

l: vão da viga;

E: modulo de elasticidade do material;

I: inercia da seção transversal

As tabelas 25 e 26 a seguir apresentam os dados utilizados na equação mostrada acima e os valores de flecha e contra flecha, quanto necessárias.

Tabela 25 – Determinação das flechas máximas das vigas 01 a 05.

Viga	1	2	3	4	5
Q (kN/m)	12,62	12,61	12,61	12,61	12,60
Q (kN/cm)	0,1262	0,1261	0,1261	0,1261	0,1260
Vão (m)	8,34	8,94	8,94	8,94	9,84
Vão (cm)	834	894	894	894	984
I (cm ⁴)	15690	15690	15690	15690	15690
E	20500	20500	20500	20500	20500
a (cm)	2,47	3,26	3,26	3,26	4,78
a _{máx} (cm)	2,38	2,55	2,55	2,55	2,81
Contra flecha (cm)	0,20	0,80	0,80	0,80	2,00

Fonte: autor, 2016.

Tabela 26 - Determinação das flechas máximas das vigas 06 a 10 e principais

Viga	6	7	8	9	10	Principais
Q (kN/m)	12,60	12,60	12,60	12,60	12,560	16,79
Q (kN/cm)	0,12602	0,1260	0,1260	0,1260	0,1260	0,1678
Vão (m)	9,84	8,94	8,94	8,94	10,34	19,00
Vão (cm)	984	894	894	894	1034	1900
I (cm ⁴)	15690	15690	15690	15690	15690	168484
E	20500	20500	20500	20500	20500	20500
a (cm)	4,78	3,26	3,26	3,26	5,83	8,25
a máx (cm)	2,81	2,55	2,55	2,55	2,95	5,43
Contra flecha (cm)	2,00	0,70	0,70	0,70	3,00	3,00

Fonte: autor, 2016.

6.4 Dimensionamento final das vigas metálicas da passarela principal e das rampas

Os detalhamentos finais das vigas metálicas das rampas e da passarela principal podem ser vistos nos apêndices listados abaixo.

Apêndice A – Folha 01/01 – Projeto básico: Estrutura metálica – Viga principal metálica;

Apêndice B – Folha 01/05 – Projeto básico: Estrutura metálica – Viga (Lance 01 x 02);

Apêndice C – Folha 02/05 – Projeto básico: Estrutura metálica – Viga (Lance 02 x 02).

6.5 Dimensionamento dos pilares a compressão

A tabela 27 a seguir apresenta os valores referentes a carga axial e ao momento fletor atuante nos pilares da passarela de pedestre. Para a determinação dos valores dos momentos fletores na direção X foram considerados as ações horizontais dos ventos (6.1.1.5 e tabelas 20, 21 e 22) e as ações considerando a hipótese de que as pessoas transitem pela passarela apenas de um lado da rampa, e para os momentos na direção Y apenas as ações do vento, e exclusivamente para os pilares 11 e 12 (pilares das vigas principais de 19,00 metros) foi considerado também as resultantes da carga excepcional de 100,00 kN aplicada sobre a viga principal, que transmite uma carga pontual de 50,00 kN na extremidade superior dos pilares.

Tabela 27 – Ações atuantes nos pilares metálicos.

Pilar	H	Perfil	N (kN)	M _x (kN.m)	M _y (kN.m)
Apoio	0,00	W 360 x 101,0	85,00	16,97	0,00
1	0,69	W 360 x 101,0	243,30	36,79	0,04

Continua...

...Continuação

2	1,33	W 360 x 101,0	226,54	40,25	0,10
3	1,98	W 360 x 101,0	291,85	42,64	0,16
4	2,62	W 360 x 101,0	182,31	46,50	0,22
5	3,27	W 360 x 101,0	92,81	73,58	0,29
6	3,91	W 360 x 101,0	251,15	53,42	0,36
7	4,56	W 360 x 101,0	228,61	53,58	0,43
8	5,20	W 360 x 101,0	226,25	56,54	0,51
9	5,85	W 360 x 101,0	265,91	62,48	0,59
10	6,49	W 360 x 101,0	126,15	51,54	0,67
11	6,49	W 360 x 101,0	319,00	5,90	338,56
12	6,49	W 360 x 101,0	319,00	5,90	338,56

Fonte: autor, 2016.

Para o dimensionamento dos pilares será utilizado os parâmetros estabelecidos pelo Anexo F (Flambagem local de barras axialmente comprimidas) da norma NBR 8800 (ABNT, 2008) e Fakuty, Silva e Caldas (2016).

A tabela 28 a seguir apresenta os dados do perfil a ser verificado, onde o detalhamento das equações será feito para o pilar com maior carregamento (pilares 11 e 12), de modo que todos os pilares sejam executados com o mesmo modelo de perfil, assim sendo, se o perfil atender todas as verificações para a carga crítica atenderá todas as outras situações.

Tabela 28 – Dados do perfil utilizados nos pilares metálicos.

Perfil	W 360x101	
Massa linear	(kg/m)	101,00
d	mm	357,00
b _f	mm	255,00
t _w	mm	10,50
t _f	mm	18,30
h	mm	320,00
d'	mm	286,00
Área	cm ²	129,50
I _x	cm ⁴	30279,00
W _x	cm ³	1696,30
r _x	cm	15,29
z _x	cm ³	1888,90
I _y	cm ⁴	5063,00
W _y	cm ³	397,10
r _y	cm	6,25
z _y	cm ³	606,10
r _t	cm	6,93
I _t	cm ⁴	128,47
	$\lambda_f (b_f / 2t_f)$	6,97

Continua...

...Continuação		
	$\lambda_w (d' / t_w)$	27,28
E	kN/cm ²	20500,00
f_y	kN/cm ²	34,50
	γ_{a1}	1,10
	γ_{a2}	1,35
	Altura do pilar (cm)	649,00
	N_{sd} (kN)	319,00
	M_{sd} (kN.cm)	338,56

Fonte: autor, 2016.

A seguir segue as verificações necessárias do perfil, onde a equação para determinação da força axial resistida é dada pela equação abaixo.

$$N_{C,Rd} = \frac{\chi \cdot Q \cdot A_g \cdot f_y}{\gamma_{a1}}$$

Onde:

Q : Fator de redução total = $Q = Q_s \cdot Q_a$;

A_g : Área da seção;

6.5.1 Verificação da flambagem local na mesa

$$\frac{b}{t} = \frac{\frac{255}{2}}{10,50} = 12,14;$$

$$\frac{b}{t}(\text{lim}) = 0,56 \cdot \sqrt{\frac{E_a}{f_y}} = 0,56 \cdot \sqrt{\frac{20500}{34,50}} = 13,65 ;$$

Como o valor de b/t é menor que o valor de b/t (lim) o valor do coeficiente Q_s é igual a 1,00.

6.5.2 Verificação da flambagem local na alma

$$\frac{b}{t} = \frac{286}{10,50} = 27,24;$$

$$\frac{b}{t}(\text{lim}) = 1,49 \cdot \sqrt{\frac{E_a}{f_y}} \rightarrow 1,49 \cdot \sqrt{\frac{20500}{34,50}} = 36,32$$

Como o valor de b/t é menor que o valor de b/t (lim) o valor do coeficiente Q_a é igual a 1,00.

6.5.3 Força de flambagem por flexão em relação ao eixo X

$$N_{\text{ex}} = \frac{\pi^2 \cdot E_a \cdot I_x}{(K_y \cdot L_y)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 30279,00}{(2,10 \cdot 649)^2} = 6926,06 \text{ kN}$$

6.5.4 Força de flambagem por flexão em relação ao eixo Y

$$N_{\text{ex}} = \frac{\pi^2 \cdot E_a \cdot I_y}{(K_y \cdot L_y)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 20500 \cdot 5063,00}{(2,10 \cdot 649)^2} = 1058,12 \text{ kN}$$

6.5.5 Força de flambagem por torção

$$N_{\text{ez}} = \frac{1}{\sqrt{r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2}} \left[\left(\frac{\pi^2 \cdot E_a \cdot C_w}{(K_y \cdot L_y)^2} \right) + G_a \cdot J \right]$$

Substituindo os valores na equação tem-se os seguintes valores

$$N_{\text{ez}} = \frac{1}{\sqrt{15,26^2 + 6,25^2 + \dots}} \left[\left(\frac{\pi^2 \cdot 20500 \cdot 1450410,00}{(2,10 \cdot 649)^2} \right) + 7700 \cdot 128,27 \right] = 4204,57 \text{ kN}$$

6.5.6 Esbelteza máxima

$$\lambda_{\text{máx.}} = \lambda_z = \pi \cdot \sqrt{\frac{E_a \cdot A_g}{N_{\text{ez}}}} = \pi \cdot \sqrt{\frac{20500 \cdot 129,50}{4204,57}} = 78,94 < 200 \rightarrow \text{Atende}$$

6.5.7 Valores de λ_0 , N_e e χ

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}} = \sqrt{\frac{1,00 \cdot 129,50 \cdot 34,50}{4204,07}} = 1,96;$$

$$\chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2} = \frac{0,877}{1,96^2} = 0,2273.$$

6.5.8 Força axial solicitante de cálculo

$$N_{R,Sd} = \frac{\chi \cdot Q \cdot A_g \cdot f_y}{\gamma_{a1}} \rightarrow$$

$$\rightarrow \frac{0,2273 \cdot 1,00 \cdot 129,50 \cdot 34,5}{1,10} = 923,34 \text{ kN}$$

Como o valor resistente de cálculo é superior ao valor solicitante de cálculo, o perfil atende as solicitações.

$$N_{c,Sd} < N_{R,Sd} \rightarrow 319,00 < 923,34$$

→ Atende!

6.6 Dimensionamento dos pilares a flexão

A determinação do momento fletor resistente foi feito da mesma maneira que para as vigas da rampa e da passarela principal, e a tabela 29 abaixo apresenta os valores resumidos do perfil em questão.

Tabela 29 – Valores de λ e verificação final dos perfis utilizado nos pilares sujeitos a compressão.

Estado limite aplicado	λ	λ_p	λ_r	M_{Rd} (kN.cm)
FLA	30,48	91,65	138,94	53202,14
FLM	6,97	9,26	24,18	53202,14
FLT	16,00	42,90	146,30	53202,14
M_{Sd} máximo (kN.cm) = 33856,03			F.S = 1,57	
Verificação			Aceita	

Fonte: autor, 2016.

6.7 Verificação de pilar flexo-comprimido

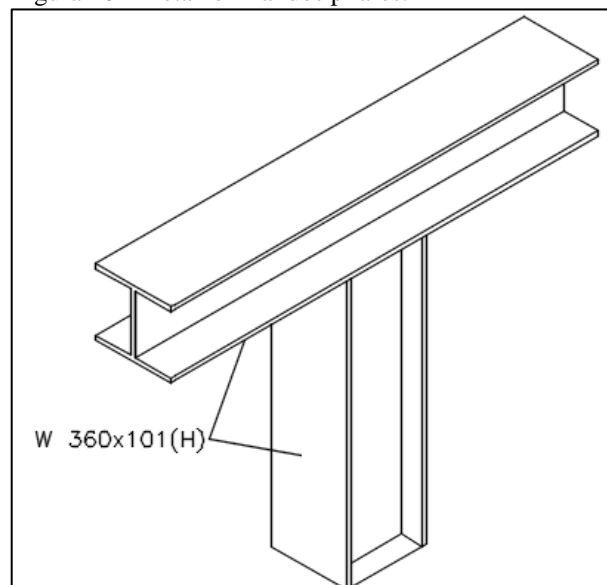
De acordo com o Anexo P, item P.5 (Pilares submetidos a flexo compressão) da norma NBR 8800 (ABNT, 2008), para que a verificação de um pilar flexo-comprimido seja aceita a verificação abaixo deve ser atendida.

$$\frac{N_{c,Sd}}{N_{R,Sd}} + \frac{M_{s,d}}{M_{R,Sd}} \rightarrow \frac{319,00}{923,34} + \frac{33856,00}{53202,14} \rightarrow 0,346 + 0,636 = 0,98 < 1,00 \rightarrow \text{Atende}$$

6.8 Detalhamento final dos pilares

A seguir a figura 26 apresenta o detalhamento final dos pilares metálicos, onde tais pilares possuem o formato final de “T”, pois desta maneira as ações permanentes provenientes das rampas e da viga principal se distribuem de forma uniforme e simétricas.

Figura 26 – Detalhe final dos pilares.



Fonte: autor, 2016.

Os detalhamento dos pilares dimensionados acima podem ser vistos na integra nos apêndices listados abaixo.

Apêndice D - Folha 03/05 – Projeto básico: Estrutura metálica – Locação dos pilares e planta de cargas;

Apêndice E - Folha 04/05 – Projeto básico: Estrutura metálica – Detalhamento dos pilares;

Apêndice F - Folha 05/05 – Projeto básico: Estrutura metálica – Detalhamento pilares/viga.

6.9 Conexão entre perfis metálicos

A seguir será detalhada a ligação entre os perfis utilizados nas vigas principais da passarela, onde tais conexões serão executadas por ligação através de talas e parafusos e dimensionados seguindo os métodos de cálculos da norma NBR 6188 (2008) e de Fakuty, Silva e Caldas (2016).

6.10 Conexão entre vigas da passarela principal

A tabela 30 a seguir apresenta os dados que serão utilizados no dimensionamento e verificação das conexões.

Tabela 30 - Dados do perfil das vigas metálicas principais.

Perfil	W 610x195	
Massa linear	(kg/m)	195,00
d	mm	622,00
b _f	mm	327,00
t _w	mm	15,40
t _f	mm	24,40
h	mm	573,00
d'	mm	541,00
Área	cm ²	250,10
I _x	cm ⁴	168484,00
W _x	cm ³	5417,50
r _x	cm	25,96
z _x	cm ³	6095,40
I _y	cm ⁴	14240,00
W _y	cm ³	870,90
r _y	cm	7,55
z _y	cm ³	1341,00
r _t	cm	8,66
I _t	cm ⁴	405,29
	$\lambda_f (bf / 2tf)$	6,70
	$\lambda_w (d' / tw)$	35,14
E	kN/cm ²	20500,00
f _y	kN/cm ²	34,50
f _u	kN/cm ²	50,00
	γ_{a1}	1,10
	γ_{a2}	1,35
V _{sd}	kN	156,70
M _{sd}	kN.cm	75750,49

Continua...

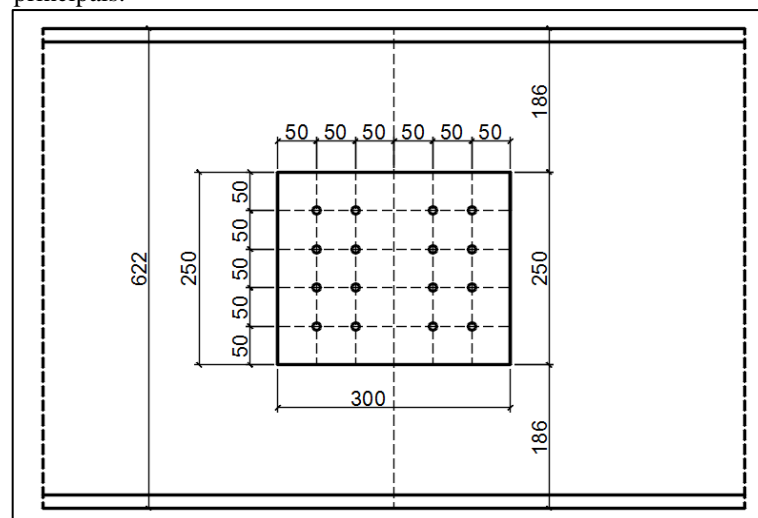
...Continuação

	Ct	0,50
L_b	cm	110,00
	Parafuso	ASTM A325
Área (cm ²)	cm ²	1,23
f_{yb}	kN/cm ²	63,50
f_{ub}	kN/cm ²	82,50
d (cm)	cm	1,25
n° parafusos	unid.	16,00
Folga dos parafusos	cm	0,15

Fonte: autor, 2016.

A figura 27 a seguir apresenta a disposição inicial dos parafusos e as dimensões da chapa.

Figura 27 – Disposição inicial para verificação das conexões das vigas principais.



Fonte: autor, 2016.

A seguir serão feitas as verificações necessárias, conforme Fakuty, Silva e Caldas (2016)

6.10.1 Disposição construtiva

A expressão abaixo descreve a condição para que a disposição construtiva seja aceita.

$$\text{Distancia entre furos} = 3 \cdot d_b < e_f < 12 \cdot e_{tala}$$

$$\text{Distancia dos furos a borda} = 1,25 \cdot d_b < e_{fb} < 12 \cdot e_{tala}$$

Onde:

d_b : diâmetro do parafuso;

e_f : maior distância entre furos;

e_{fb} : maior distância entre furos e borda da chapa.

Desta maneira a condição acima da seguinte maneira:

$$\text{Distancia entre furos} = 3 \cdot d_b < e_f < 12 \cdot e_{tala};$$

$$\text{Distancia entre furos} = 3 \cdot 12,50 < 50 < 150 \rightarrow \text{Atende!}$$

$$\text{Distancia dos furos a borda} = 1,25 \cdot 12, < e_{fb} < 12 \cdot e_{tala}$$

$$\text{Distancia dos furos a borda} = 1,25 \cdot 12,50 < 50 < 150 \rightarrow \text{Atende!}$$

6.10.2 Força cortante na alma da viga

Para a força cortante na alma da viga se tem a seguinte condição:

$$F_{Sd} \leq F_{Rd}$$

Onde:

F_{Sd} : Força solicitante de cálculo, dada pela equação abaixo:

$$F_{Sd} \leq \begin{cases} \frac{0,60 \cdot A_{gv} \cdot f_y}{\gamma_{a1}} \\ \frac{0,60 \cdot A_{nv} \cdot f_u}{\gamma_{a2}} \end{cases}, \text{ onde:}$$

$$A_{gv} = t_w \cdot d'' = 54,10 \cdot 1,54 = 83,314 \text{ cm}^2;$$

$$A_{nv} = A_{gv} - (\text{área dos furos}) = 83,314 - (4 \cdot 1,54 \cdot (1,25 + 0,30)) = 73,77 \text{ cm}^2;$$

F_{Rd} : Força resistente de cálculo: 156,70 kN.

Desta maneira o valor de F_{Sd} é de:

$$F_{Sd} \leq \begin{cases} \frac{0,60 \cdot 83,314 \cdot 34,50}{1,10} = 1567,82 \text{ kN} \\ \frac{0,60 \cdot 73,77 \cdot 50}{1,35} = 1639,27 \text{ kN} \end{cases}, \text{ logo } F_{Sd} = 1567,82.$$

Sendo assim a verificação é feita abaixo.

$$F_{Sd} \leq F_{Rd}$$

$$156,70 \leq 1567,82 \rightarrow \text{Atende!}$$

6.10.3 Força cortante na tala da alma da viga

A verificação é dada pela equação a seguir:

$$\frac{F_{Sd}}{2} \leq F_{Rd}$$

Onde:

F_{Sd} : Força solicitante de cálculo, dada pela equação abaixo:

$$F_{Sd} \leq \begin{cases} \frac{0,60 \cdot A_{gv} \cdot f_y}{\gamma_{a1}} \\ \frac{0,60 \cdot A_{nv} \cdot f_u}{\gamma_{a2}} \end{cases}, \text{ onde:}$$

A_{gv} = espessura da chapa . altura da chapa = $1,25 \cdot 25 = 31,25\text{cm}^2$;

A_{nv} = $A_{gv} - (\text{área dos furos}) = 31,25 - (4 \cdot 1,54 \cdot (1,25 + 0,30)) = 23,55\text{cm}^2$;

F_{Rd} : Força resistente de cálculo: $159,50/2 = 79,75 \text{ kN}$.

Desta maneira o valor de F_{Sd} é de:

$$F_{Sd} \leq \begin{cases} \frac{0,60 \cdot 31,25 \cdot 34,50}{1,10} = 588,10 \text{ kN} \\ \frac{0,60 \cdot 23,55 \cdot 50}{1,35} = 523,33 \text{ kN} \end{cases}, \text{ logo } F_{Sd} = 523,33.$$

Sendo assim a verificação é feita abaixo.

$$\frac{F_{Sd}}{2} \leq F_{Rd} = \frac{159,50}{2} \leq 523,33 \rightarrow \text{Atendido!}$$

6.10.4 Colapso por rasgamento na tala da alma da viga

A verificação é dada pela equação a seguir:

$$\frac{F_{Sd}}{2} \leq F_{Rd}$$

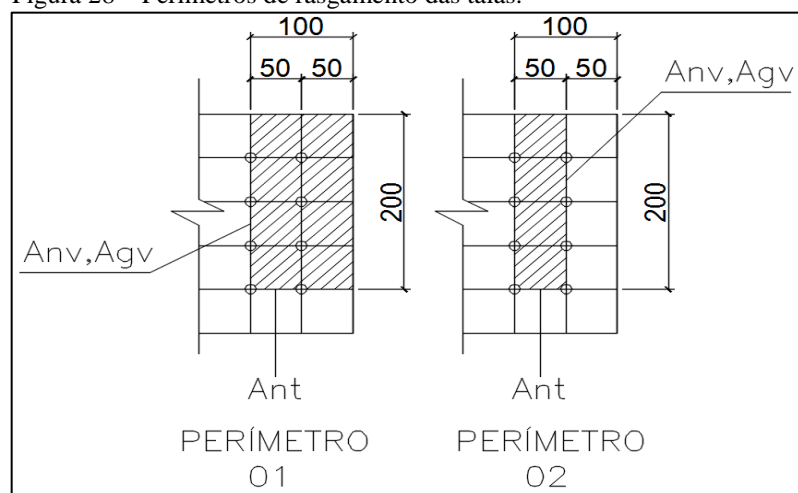
Onde:

F_{Sd} : Força solicitante de cálculo, dada pela equação abaixo:

$$F_{Sd} \leq \begin{cases} \frac{0,60 \cdot A_{gv} \cdot f_y + C_t \cdot A_{nt} \cdot f_u}{\gamma_{a2}} \\ \frac{0,60 \cdot A_{nv} \cdot f_u + C_t \cdot A_{nt} \cdot f_u}{\gamma_{a2}} \end{cases}, \text{ onde:}$$

O valor de A_{nv} , A_{nt} e A_{gv} é determinado pelo perímetro de rasgamento, e pode ser visto na figura 28 a seguir.

Figura 28 – Perímetros de rasgamento das talas.



Fonte: autor, 2016.

Deste modo para o perímetro 01 se as equações a seguir.

$$A_{gv} = 1,25 \cdot 20,00 = 25,00\text{cm}^2;$$

$$A_{nv} = A_{gv} - (\text{área dos furos}) = 25,00 - (3,50 \cdot 1,25 \cdot (1,25 + 0,30)) = 18,22\text{cm}^2;$$

$$A_{nt} = 1,25 \cdot (10,00 - 1,50 \cdot (1,25 + 0,30)) = 9,88\text{cm}^2;$$

Deste modo o valor de F_{Sd} é dado abaixo.

$$F_{Sd} \leq \begin{cases} \frac{0,60 \cdot 25,00 \cdot 34,50 + 9,88 \cdot 50}{1,35} = 566,20 \text{ kN} \\ \frac{0,60 \cdot 18,22 \cdot 50 + 0,50 \cdot 9,88 \cdot 50}{1,35} = 587,73 \text{ kN} \end{cases}, \text{ logo } F_{Sd} = 566,20 \text{ kN}$$

Para o perímetro 02 se as equações a seguir.

$$A_{gv} = 2 \cdot 1,25 \cdot 20,00 = 50,00\text{cm}^2;$$

$$A_{nv} = A_{gv} - (\text{área dos furos}) = 50 - (3,50 \cdot 1,25 \cdot (1,25 + 0,30)) = 36,44\text{cm}^2;$$

$$A_{nt} = 1,25 \cdot (50,00 - 1,50 \cdot (1,25 + 0,30)) = 4,50\text{cm}^2;$$

Deste modo o valor de F_{Sd} é dado abaixo.

$$F_{Sd} \leq \begin{cases} \frac{0,60 \cdot 50 \cdot 34,50 + 4,50 \cdot 50}{1,35} = 850,00 \text{ kN} \\ \frac{0,60 \cdot 36,44 \cdot 50 + 0,50 \cdot 9,88 \cdot 50}{1,35} = 893,06 \text{ kN} \end{cases}, \text{ logo } F_{Sd} = 850,00 \text{ kN}$$

Sendo assim a verificação é feita abaixo.

$$\frac{F_{Sd}}{2} \leq F_{Rd} = \frac{159,50}{2} \leq 566,20 \rightarrow \text{Atendido!}$$

6.10.5 Momento fletor na tala da alma da viga

A verificação é dada pela equação a seguir:

$$M_{Sd} \leq M_{Rd}$$

Para fazer a verificação acima é necessário determinar os valores da esbeltez λ , λ_p e λ_r . As equações a seguir determinarão os valores de tais esbeltezes.

6.10.6 Determinação de λ

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y}$$

Onde:

L_b : distância dos enrijecedores;

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_g}} = \sqrt{\frac{25 \cdot 1,25^3}{12}} = \sqrt{\frac{25 \cdot 1,25^3}{1,25 \cdot 25}} = 0,49 \text{ cm}$$

Assim a equação é dada da seguinte maneira.

$$\lambda = \frac{20}{0,49} = 132,26$$

6.10.7 Determinação de λ_p

O valor de λ_p é dado pela equação abaixo.

$$\lambda_p = \frac{0,13 \cdot E_a}{M_{pl}} \cdot \sqrt{J \cdot A_g}$$

Onde:

$$J = \frac{h \cdot t^3}{3} = \frac{25 \cdot 1,25^3}{3} = 16,28;$$

$M_{pl} = f_y \cdot Z_x$, onde

$$Z_x = \frac{t \cdot h^3}{4} = \frac{1,25 \cdot 25^2}{4} = 195,31 \text{ cm}^3, \text{ logo:}$$

$$M_{pl} = f_y \cdot Z_x = 34,50 \cdot 195,31 = 6738,28 \text{ kN} \cdot \text{cm};$$

Utilizando os valores acima, tem-se a equação principal da seguinte maneira.

$$\lambda_p = \frac{0,13 \cdot E_a}{M_{pl}} \cdot \sqrt{J \cdot A_g} = \frac{0,13 \cdot 20500}{6738,28} \cdot \sqrt{16,28 \cdot 31,25} = 8,92$$

6.10.8 Determinação de λ_r

O valor de λ_r é dado pela equação abaixo.

$$\lambda_r = \frac{2 \cdot E_a}{M_r} \cdot \sqrt{J \cdot A_g}$$

Onde:

$M_r = f_y \cdot W_x$, onde:

$$W_x = \frac{t \cdot h^2}{6} = \frac{1,25 \cdot 25^2}{6} = 130,21$$

Utilizando o valor acima na equação principal tem-se o valor de λ_r .

$$\lambda_r = \frac{2 \cdot E_a}{34,50 \cdot 130,21} \cdot \sqrt{J \cdot A_g} = \frac{2 \cdot 20500}{4492,19} \cdot \sqrt{16,28 \cdot 31,25} = 205,84$$

Com os valores de λ , λ_p e λ_r tem-se a seguinte condição.

$$\lambda < \lambda_p < \lambda_r \rightarrow M_{Rd} = \frac{C_b}{\gamma_{a1}} = \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \rightarrow$$

$$\rightarrow M_{Rd} = \frac{1,00}{1,10} = \left[6738,28 - (6738,28 - M_r) \frac{204,08 - 8,92}{205,84 - 8,92} \right] = 4017,87 \text{ kN.cm}$$

O valor de M_{Sd} é dado pela equação abaixo.

$$M_{Sd} = \text{braço de alavanca} \cdot F_{Sd} = 5,00 \cdot 79,75 = 398,75 \text{ kN.cm}$$

Aplicando os valores na verificação tem-se:

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} \rightarrow 391,75 \leq 4017,87 \rightarrow \text{Atende!}$$

6.10.9 Tensões combinadas na tala da alma da viga

A verificação é dada pela equação a seguir:

$$\sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_x \cdot \sigma_y^2 + \sigma_y + 3\tau^3} \leq \frac{f_y}{\gamma_{a1}}$$

Onde:

$$\sigma_x = \frac{M_{Sd}}{Z_x} = \frac{391,75}{195,31} = 2,01 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2};$$

$$\sigma_y = 0;$$

$$\tau = \frac{F_{Sd}}{A_g} = \frac{78,35}{31,25} = 2,51 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}.$$

Aplicando os valores na verificação tem-se:

$$\sqrt{2,01^2 + 0 + 0 + 3 \cdot 2,51^3} \leq \frac{34,50}{1,10} \rightarrow 7,16 \leq 31,36 \rightarrow \text{Atende!}$$

6.10.10 Cisalhamento nos parafusos das talas da alma da viga por atrito

A verificação é dada pela equação a seguir:

$$F_{V,Sd} \leq 1,14 \mu \cdot F_{Tb} \left(1 - \frac{F_{t,Sd}}{1,14 \cdot F_{Tb}} \right)$$

Onde:

$$F_{V,Sd} = A_b \cdot \sqrt{\left[\frac{F_{X,Sd}}{A} + \left(\frac{M_{z,Sd} \cdot y}{I_z} \right) \right]^2 + \left[\frac{F_{Y,Sd}}{A} + \left(\frac{M_{z,Sd} \cdot x}{I_z} \right) \right]^2}, \text{ onde:}$$

$$A_b = n^\circ \text{ de parafusos} \cdot \text{área do parafuro} = 8 \cdot 1,23 = 9,82 \text{ cm}^2;$$

$$F_{x,Sd} = 0;$$

$$F_{y,Sd} = 78,35 \text{ kN};$$

$$M_{z,Sd} = 391,75 \text{ kN. cm};$$

$$I_z = [(4. 1,23 . 7,50^2) + (8. 1,23 2,50^2)] = 460,19 \text{ cm}^2$$

Substituindo os valores acima na equação principal tem-se os seguintes valores abaixo.

$$F_{V,Sd} = 9,82 \cdot \sqrt{\left[\frac{0}{9,82} + \left(\frac{391,75 \cdot 7,50}{460,19} \right)^2 \right] + \left[\frac{78,35}{9,82} + \left(\frac{391,75 \cdot 2,50}{460,19} \right)^2 \right]} \rightarrow 14,67 \text{ kN/cm}^2$$

Agora será determinado a resistência do parafuso $F_{V,Sd}(\text{parafuso})$ pela equação a seguir:

$$F_{V,Sd}(\text{parafuso}) = 1,14 \mu \cdot F_{Tb} \left(1 - \frac{F_{t,Sd}}{1,14 \cdot F_{Tb}} \right)$$

Onde:

$$\mu = 0,35 \text{ (superfícies limpas, isentas de óleo ou graxas, sem pintura);}$$

$$F_{Tb} = 0,70 \cdot (0,75 \cdot A_b \cdot f_{ub}) = 0,70 \cdot (0,75 \cdot 1,23 \cdot 82,50) = 53,16 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2};$$

$$F_{t,Sd} = 1,14 \cdot 0,35 \cdot 53,16 \cdot (1 - 0) = 21,21 \text{ kN/cm}^2$$

Substituindo os valores acima na equação da verificação principal tem se os seguintes valores:

$$F_{V,Sd} \leq 1,14 \mu \cdot F_{Tb} \left(1 - \frac{F_{t,Sd}}{1,14 \cdot F_{Tb}} \right) \rightarrow 14,67 \leq 21,21 \rightarrow \text{Atende!}$$

6.10.11 Cisalhamento nos parafusos das talas da alma da viga por contato

A verificação é dada pela equação a seguir:

$$F_{v,Sd} \leq F_{v,Rd}$$

Onde:

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_b \cdot A_b \cdot f_{ub}}{\gamma_{a2}} = \frac{0,50 \cdot 1,23 \cdot 82,50}{1,35} = 37,58 \text{ kN};$$

$$F_{v,Sd} = 14,67 \text{ kN}$$

Substituindo os valores acima na equação da verificação principal tem se os seguintes valores:

$$F_{v,Sd} \leq F_{v,Rd} \rightarrow 14,67 \text{ kN} \leq 37,58 \text{ kN} \rightarrow \text{Atende!}$$

6.10.12 Pressão de contato na tala e alma da viga

A verificação é dada pela equação a seguir:

$$F_{c,Sd} \leq F_{c,Rd}$$

Onde:

$$F_{c,Rd} \leq \begin{cases} \frac{1,20 \cdot l_f \cdot t \cdot f_u}{\gamma_{a2}} \\ \frac{2,40 \cdot d_b \cdot f_u}{\gamma_{a2}} \end{cases}$$

Onde:

$$l_f \leq \begin{cases} \text{distancia entre furos} - \phi \text{ do furo} = 5,00 - 1,55 = 3,45\text{cm}; \\ \text{distancia entre furo e borda da chapa} - \frac{\phi \text{ do furo}}{2} = 5,00 - \frac{1,55}{2} = 4,23\text{cm}; \end{cases}$$

$$F_{c,Rd} = \frac{\text{Maior força solicitada pela ligação}}{\text{n}^\circ \text{ de parafusos alinhados}} = \frac{156,70}{4} = 39,18 \text{ kN}.$$

Subsumindo os valores acima se tem o valor de $F_{c, Rd}$.

$$F_{c,Rd} \leq \begin{cases} \frac{1,20 \cdot l_f \cdot t \cdot f_u}{\gamma_{a2}} = \frac{1,20 \cdot 3,45 \cdot 1,25 \cdot 50}{1,35} = 191,67 \text{ kN} \\ \frac{2,40 \cdot 1,25 \cdot 50}{1,35} = 138,89 \text{ kN} \end{cases} ,$$

Substituindo os valores acima na equação da verificação principal tem se os seguintes valores:

$$F_{c,Sd} \leq F_{c,Rd} \rightarrow 39,18 \text{ kN} \leq 138,89 \text{ kN} \\ \rightarrow \text{Atende!}$$

6.10.13 Resumo das verificações

A tabela 31 a seguir apresenta os valores e verificações feitas acima de forma resumida.

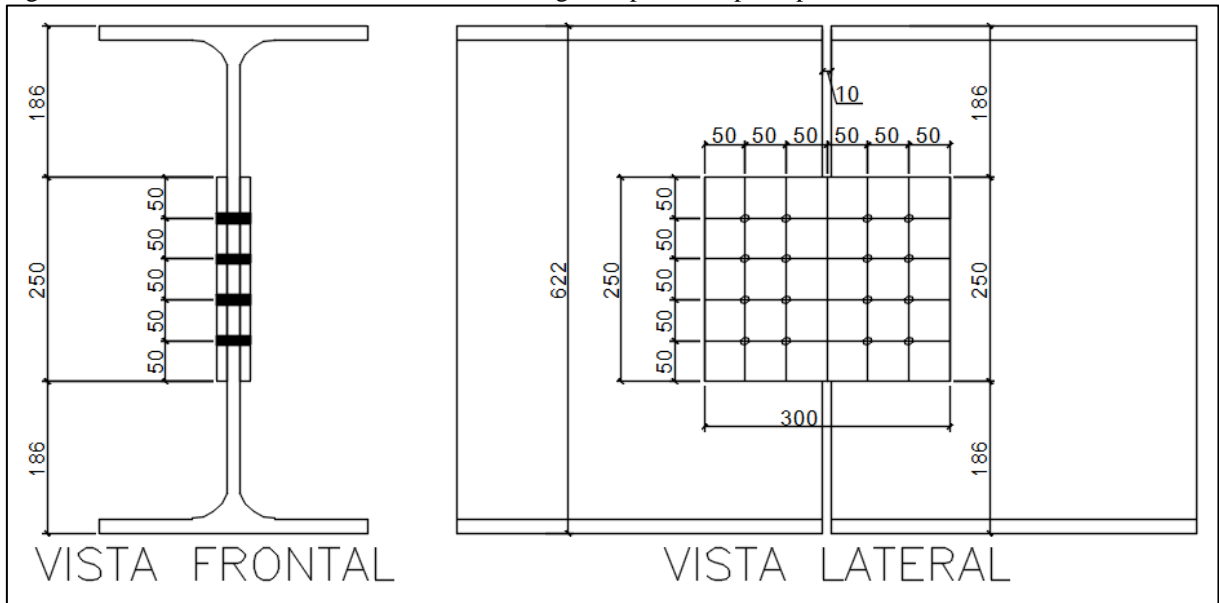
Tabela 31 – Resumo das verificações feitas para a conexão entre as vigas metálicas principais.

Verificação	Ação atuante kN, kN.cm, kN/cm ²	Ação resistida kN, kN.cm, kN/cm ²	Atende
Força cortante na alma da viga	156,70	1567,818	Ok
Força cortante na tala da alma da viga	78,35	523,33	Ok
Colapso por rasgamento na tala da alma da viga - Perímetro 01	78,35	566,20	Ok
Colapso por rasgamento na tala da alma da viga - Perímetro 02	78,35	850,00	Ok
Momento fletor na tala da alma	391,75	4017,87	Ok
Tensões combinadas na tala da viga	7,16	31,36	Ok
Cisalhamento nos parafusos das talas da alma da viga (atrito e contato)	14,67	21,21	Ok
Pressão de contato nas talas das almas	39,18	138,89	Ok

Fonte: autor, 2016.

Como todas as verificações foram atendidas, a ligação feita acima pode ser executada, desta maneira o detalhamento final do perfil pode ser visto na figura 29 a seguir.

Figura 29 – Detalhamento final das conexões das vigas da passarela principal.



Fonte: autor, 2016.

6.11 Conexões das vigas das rampas

A tabela 32 a seguir mostra os dados do perfil e demais características para a verificação das conexões das vigas utilizadas na rampa, e a figura 30 a seguir apresenta a disposição inicial dos parafusos e dimensões da chapa.

Tabela 32 – Dados dos perfis utilizados nas vigas metálicas da rampa.

Perfil	W 410x46,10	
Massa linear	(kg/m)	46,10
d	mm	403,00
b _f	mm	140,00
t _w	mm	7,00
t _f	mm	11,20
h	mm	381,00
d'	mm	357,00
Área	cm ²	59,20
I _x	cm ⁴	15690,00
W _x	cm ³	778,70
r _x	cm	16,27
Z _x	cm ³	891,10
I _y	cm ⁴	514,00
W _y	cm ³	73,40
r _y	cm	2,95

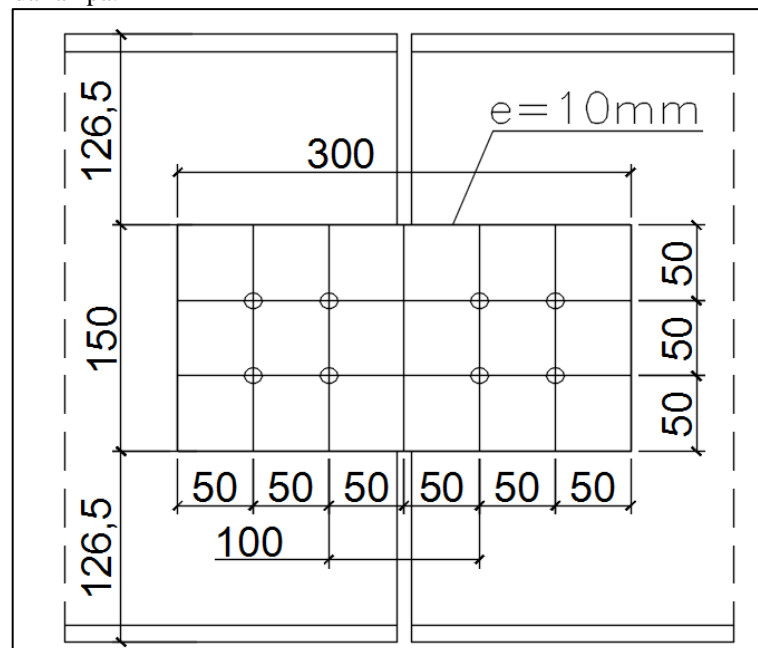
Continua...

...Continuação

z_y	cm^3	115,20
r_t	cm	3,55
I_t	cm^4	20,06
$\lambda_f (bf / 2t_f)$		6,70
$\lambda_w (d' / t_w)$		35,14
E	kN/cm^2	20500,00
f_y	kN/cm^2	34,50
f_u	kN/cm^2	50,00
γ_{a1}		1,10
γ_{a2}		1,35
V_{sd}	kN	86,20
M_{sd}	kN.cm	12940,00
Ct		0,50
L_b	cm	40,00
Parafuso		ASTM A325
Área (cm^2)	cm^2	1,23
f_{yb}	kN/cm^2	63,50
f_{ub}	kN/cm^2	82,50
d (cm)	cm	1,25
n° parafusos	unid.	8,00
Folga dos parafusos	cm	0,15

Fonte: autor, 2016.

Figura 30 – Disposição inicial para verificação das conexões das vigas da rampa.



Fonte: autor, 2016.

A tabela 33 a seguir apresenta dos valores referentes as verificações necessárias.

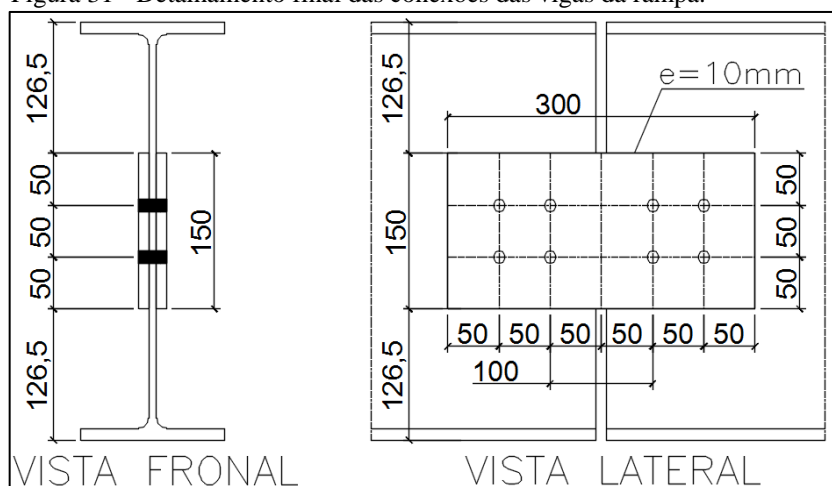
Tabela 33 - Resumo das verificações feitas para a conexão entre as vigas metálicas da rampa.

Verificação	Ação atuante kN, kN.cm, kN/cm ²	Ação resistida kN, kN.cm, kN/cm ²	Atende
Força cortante na alma da viga	86,20	470,26	Ok
Força cortante na tala da alma da viga	43,10	282,27	Ok
Colapso por rasgamento na tala da alma da viga - Perímetro 01	43,10	325,56	Ok
Colapso por rasgamento na tala da alma da viga - Perímetro 02	43,10	373,33	Ok
Momento fletor na tala da alma	215,5	1006,56	Ok
Tensões combinadas na tala da viga	9,27	31,36	Ok
Cisalhamento nos parafusos das talas da alma da viga (atrído e contato)	14,19	21,21	Ok
Pressão de contato nas talas das almas	43,10	77,78	Ok

Fonte: autor, 2016.

Como visto na tabela 33 acima, todas as verificações foram atendidas, desta maneira as conexões entre as vigas da rampa foram feitas de acordo com a seguinte disposição final mostrada na figura 31 abaixo.

Figura 31 - Detalhamento final das conexões das vigas da rampa.



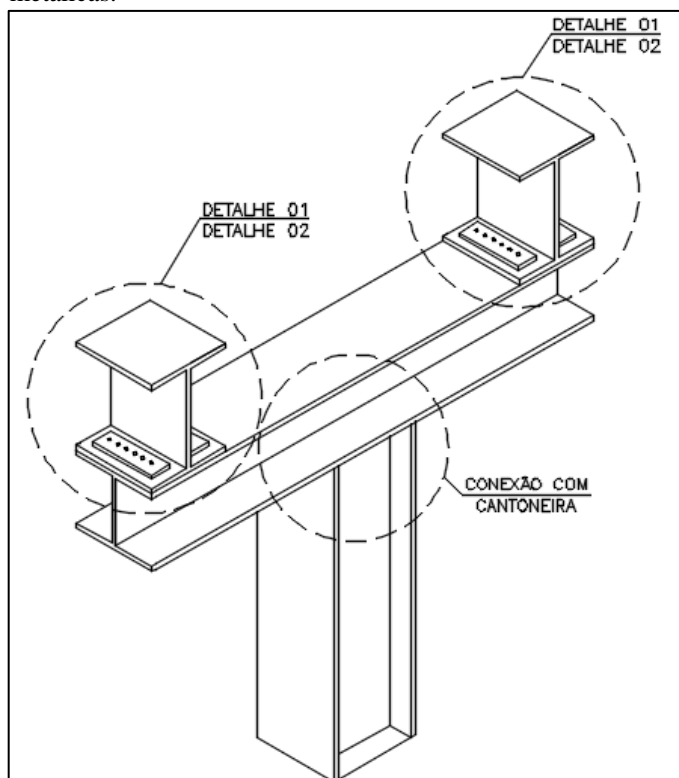
Fonte: autor, 2016.

6.12 Conexões entre as vigas da rampa/passarela principal e pilares

A conexão entre as vigas da rampa/passarela principal com os pilares será executada através de parafusos e talas em formato de L (cantoneiras), pois deste modo a ligação entre

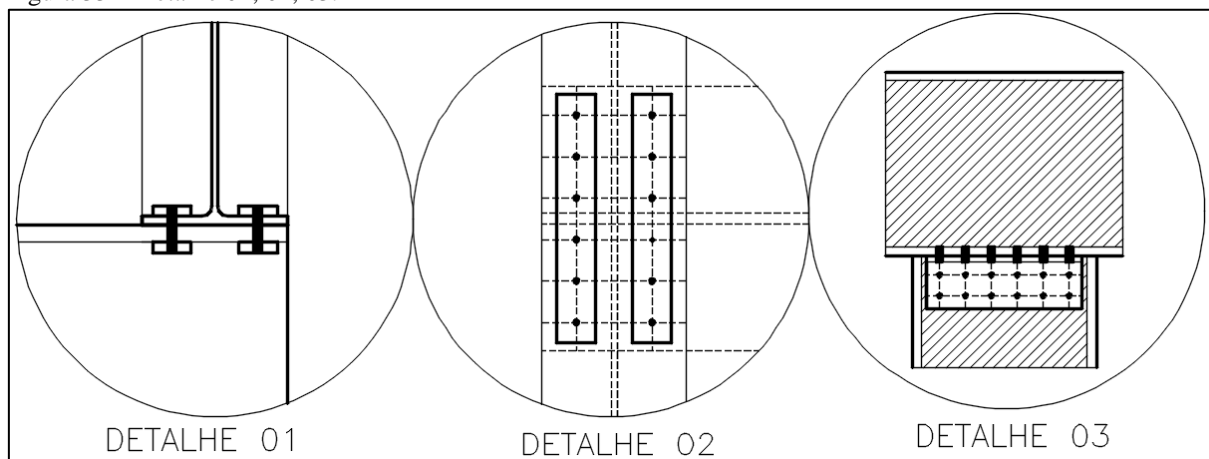
perfis metálicos perpendiculares se faz de maneira eficiente e econômica. A figura 32 e 33 a seguir apresenta uma ligação do tipo descrita acima.

Figura 32 – Locação das conexões entre os pilares e vigas metálicas.



Fonte: autor, 2016.

Figura 33 – Detalhe 01, 02, 03.



Fonte: autor, 2016.

Os detalhamentos das ligações mostradas nas figuras acima podem ser vistos nas planchas dos projetos de estrutura metálica, onde em tais detalhamentos constam as medidas das cantoneiras, a quantidade de parafusos e a resistência de tais itens.

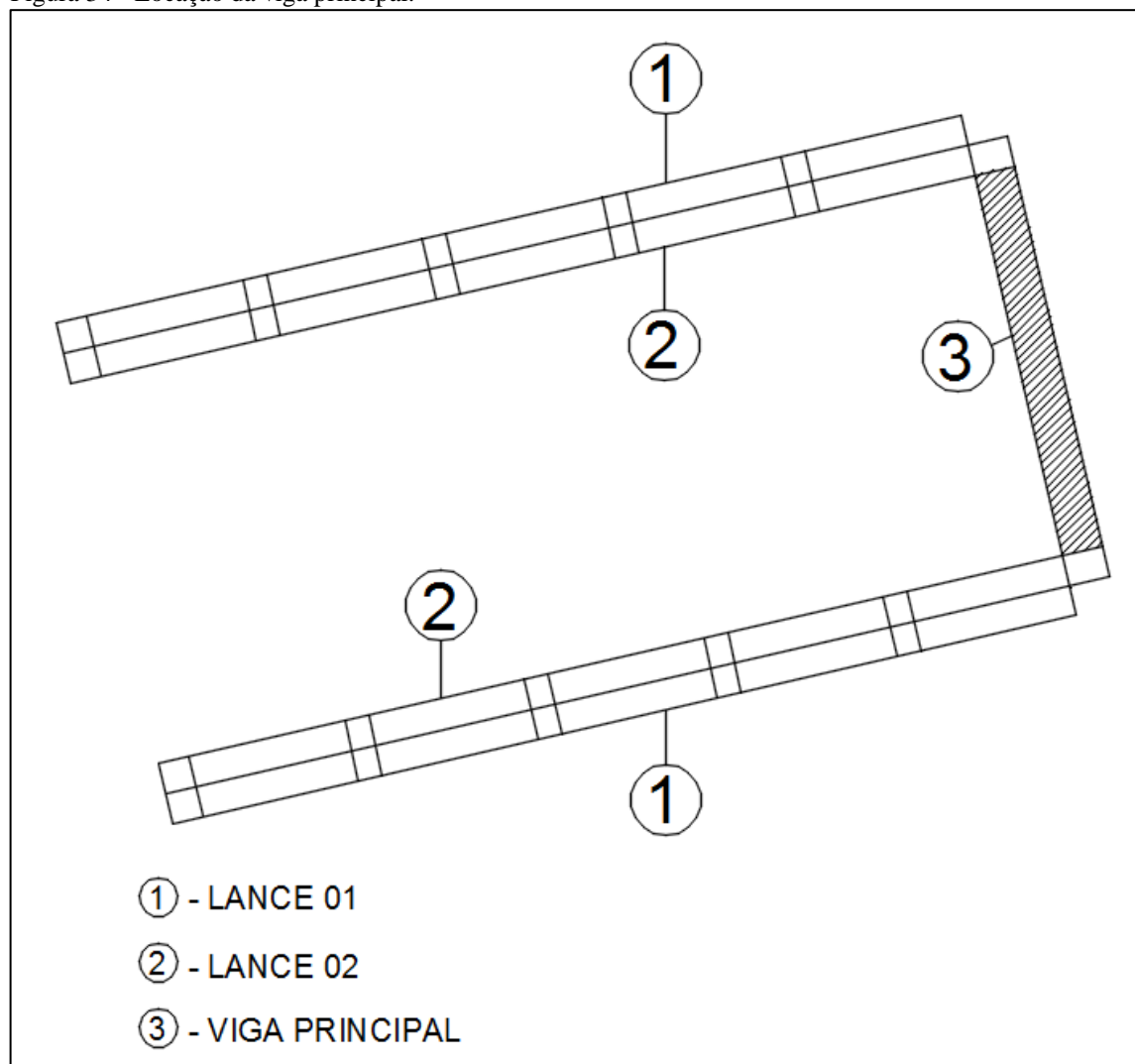
7 MEMORIAIS DE CÁLCULO DA ESTRUTURA DE CONCRETO

A seguir serão detalhados os cálculos utilizados no dimensionamento da passarela em concreto armado/protendido.

7.1 Dimensionamento da viga protendida (passarela)

Para o dimensionamento da viga principal da passarela (figura 34) serão utilizadas as equações descritas na norma NBR 6118 (ABNT 2014), e para tal dimensionamento se faz necessário a definição de parâmetros referentes às ações atuantes, como se vê nos tópicos a seguir.

Figura 34 - Locação da viga principal.

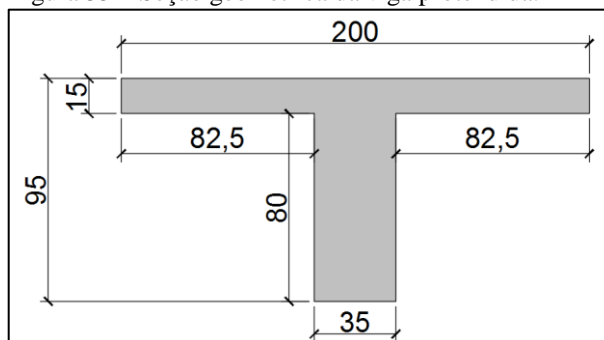


Fonte: autor, 2016.

7.1.2 Seção Geométrica

A figura 35 e a tabela 34 a seguir apresentam os dados referentes a geometria da seção da viga protendida, onde tal geométrica se aplica por toda a extensão da viga.

Figura 35 – Seção geométrica da viga protendida.



Fonte: autor, 2016

Tabela 34 – Dados da seção geométrica da viga protendida.

Informações da seção geométrica tipo	
b_w (cm)	200,00
L_{Alma} (cm)	35,00
h_{total} (cm)	95,00
h_{mesa} (cm)	15,00
y_g (cm)	64,57
I_c (m ⁴)	0,048
y_s (m)	0,304
y_i (m)	0,646
w_s (m ³)	0,158
w_i (m ³)	0,075

Fonte: autor,2016

7.1.3 Carregamentos

Os carregamentos que atuação na estrutura serão:

Peso próprio da seção de concreto - g_1 - Ação permanente;

Revestimento - g_2 - Ação permanente;

Guarda corpo - g_{22} - Ação permanente;

Carga acidental - q - Ação variável;

Carga referente ao vento - q_j - Ação variável – Desconsiderada no sentido vertical e considerada no sentido horizontal nas direções X e Y, assim impactando apenas no dimensionamento dos pilares.

7.1.3.1 Peso próprio – g_1

A determinação do peso próprio é dada pela relação da área da seção e o peso próprio do concreto. A equação a seguir demonstra a determinação do peso próprio.

Dados:

Seção geométrica: Viga T detalhada no tópico acima;

γ_{concreto} : 25,00 kN/m³.

$$g_1 = \text{área} \cdot \gamma_{\text{concreto}} \rightarrow 0,58 \cdot 25,00 = 14,50 \text{ kN/m}$$

7.1.3.2 Revestimento do piso superior – g_2

A determinação do revestimento é dada pela equação abaixo.

Dados

Largura da base (b_w): 2,00 metros;

$\gamma_{\text{revestimento}}$ (Argamassa de cimento, cal e areia): 24,00 kN/m³;

Espessura do revestimento: 5,00 cm.

$$g_1 = b_w \cdot \text{esp. do revest.} \cdot \gamma_{\text{revestimento}} \rightarrow 2,00 \cdot 0,05 \cdot 24,00 = 2,40 \text{ kN/m}$$

7.1.3.3 Carregamento proveniente do guarda corpo – g_{22}

O valor do carregamento proveniente do guarda corpo é estabelecido pela norma NBR 6120 (ABNT, 2000) e reforçada pelo manual ISF 219 (DNIT, 2015) é de 2,00 kN/m, como se tem guarda corpo dos dois lados da rampa, adota-se 4,00 kN/m.

7.1.3.4 Carregamento acidental – q

O carregamento acidental para passarelas de pedestres estabelecida pela norma NBR 7188 (ABNT, 2013) é de 5,00 kN/m², logo o valor do carregamento atuante em um metro linear é dado pela equação abaixo.

$$q \text{ (kN/m)} = b_w \cdot q \rightarrow 2,00 \cdot 5,00 = 10,00 \text{ kN/m}$$

7.1.3.5 Resumo dos carregamentos

Com os valores cálculos acima, temos o carregamento total que atuara ao longo da rampa, como mostra tabela a seguir.

Tabela 35 – Resumo dos carregamentos atuantes da viga protendida.

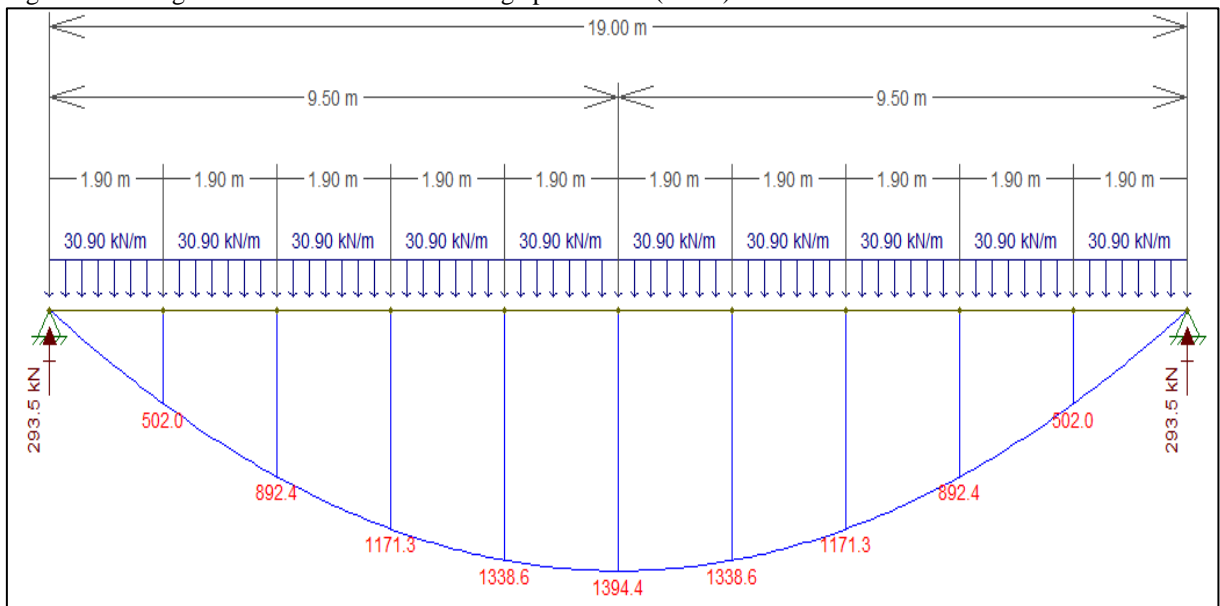
Carregamentos - Seção U		
Tipo	kN/m	kN/m
g ₁ - Peso próprio-Seção U	14,50	
g ₂₁ - revestimento	2,40	
g ₂₂ - guarda corpo	4,00	30,90
q - acidental	10,00	

Fonte: autor, 2016.

7.1.4 Pré dimensionamento da armadura longitudinal

Para protensão limitada à estrutura deve atender ao estado limite de formação de fissura para combinação frequente e ao estado limite de descompressão para combinação quase permanente de ações, deste modo será feito o pré-dimensionamento da força de protensão necessária para a seção onde ocorre o maior momento fletor, correspondente ao meio do vão para viga biapoiada (figura 36).

Figura 36 – Diagrama de momento fletor da viga protendida (kN.m).



Fonte: autor, 2016.

7.1.4.1 Estado limite de formação de fissura (ELS-F)

De acordo com Carvalho (2012), neste estado é onde se inicia a formação de fissuras, onde se admite que tal estado é atingido quando a tensão de tração máxima possui o mesmo valor que a resistência do concreto a tração na flexão.

As equações a seguir irão determinar o valor do esforço de protensão para a verificação do ELS-F.

$$\sigma_{\text{inf}} \geq f_{\text{ct},f}$$

Onde:

$$-\frac{M_{\text{CF}}}{W_{\text{inf}}} + P_{\infty} \cdot \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e_p}{W_{\text{inf}}} \right) \geq 1,20 \cdot f_{\text{ctm}};$$

$$M_{\text{CF}} = M_{g1} + M_{g2} + \psi_1 \cdot M_q = 654,31 + (108,30 + 180,50) + 0,40 \cdot 451,25 = 1123,61 \text{ kN};$$

$$d' = 14,00 \text{ cm};$$

$$e_p = y_i - d' = 0,646 - 0,14 = 0,506 \text{ m};$$

$$f_{\text{ct},m} = 0,30 \cdot \sqrt[3]{f_{\text{ck}}^2} = 0,30 \cdot \sqrt[3]{35^2} = 3,21 \text{ MPa}.$$

$$\begin{aligned} \text{Logo, } &-\frac{M_{\text{CF}}}{W_{\text{inf}}} + P_{\infty} \cdot \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e_p}{W_{\text{inf}}} \right) \geq 1,20 \cdot f_{\text{ctm}} \rightarrow \\ \rightarrow &-\frac{1123,61}{0,075} + P_{\infty} \cdot \left(\frac{1}{0,580} + \frac{0,506}{0,075} \right) \geq 1,20 \cdot 3200 = 1318,31 \text{ kN} \end{aligned}$$

7.1.4.2 Estado limite de descompressão (ELS-D)

Neste estado um ou mais pontos da seção transversal, a tensão normal é nula, não havendo tração no restante da seção. As equações a seguir determinam qual o valor da força de protensão para a verificação no ELS-D.

$$\sigma_{\text{inf}} \geq 0$$

Onde:

$$-\frac{M_{CF}}{W_{inf}} + P_{\infty} \cdot \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e_p}{W_{inf}} \right) \geq 1,20 \cdot f_{ctm};$$

$$M_{CF} = M_{g1} + M_{g2} + \psi_2 \cdot M_q = 654,31 + (108,30 + 180,50) + 0,30 \cdot 451,25 = 1078,49 \text{ kN};$$

$$d' = 14,00 \text{ cm};$$

$$e_p = y_i - d' = 0,646 - 0,14 = 0,506 \text{ m}.$$

$$\begin{aligned} \text{Logo, } -\frac{M_{CF}}{W_{inf}} + P_{\infty} \cdot \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e_p}{W_{inf}} \right) &\geq 0 \rightarrow \\ \rightarrow -\frac{1078,49}{0,075} + P_{\infty} \cdot \left(\frac{1}{0,580} + \frac{0,506}{0,075} \right) &\geq 0 = 1700,22 \text{ kN} \end{aligned}$$

7.1.4.3 Estimativa da força de protensão

Considerando aproximadamente 25% de perdas totais (10% imediatas e 15% progressivas), chega-se a força necessária aplicada no macaco no instante da protensão pela equação a seguir.

$$P_{\infty} = 0,75 \cdot P_0 \rightarrow P_0 \geq \frac{1700,20}{0,75} = 2266,96 \text{ kN}$$

A tensão inicial máxima na pós tração para aços tipo RB 190 é dada pela equações e condições a seguir.

$$\sigma_{pi} \leq \begin{cases} 0,74 \cdot f_{ptk} = 0,74 \cdot 1900 = 1406,00 \text{ MPa} \\ 0,82 \cdot f_{pyk} = 0,82 \cdot 1710 = 1402,00 \text{ MPa} \end{cases}$$

Adotando-se 18 cordoalhas de $\emptyset 12,70 \text{ mm}$ (2 cabos com 9 $\emptyset 12,70 \text{ mm}$ e A_p de $15,98 \text{ cm}^2$, deste modo tem se os valores a seguir.

$$P_i = A_p \cdot \sigma_{p1} = 15,98 \cdot 140,20 = 2490,31 \text{ kN};$$

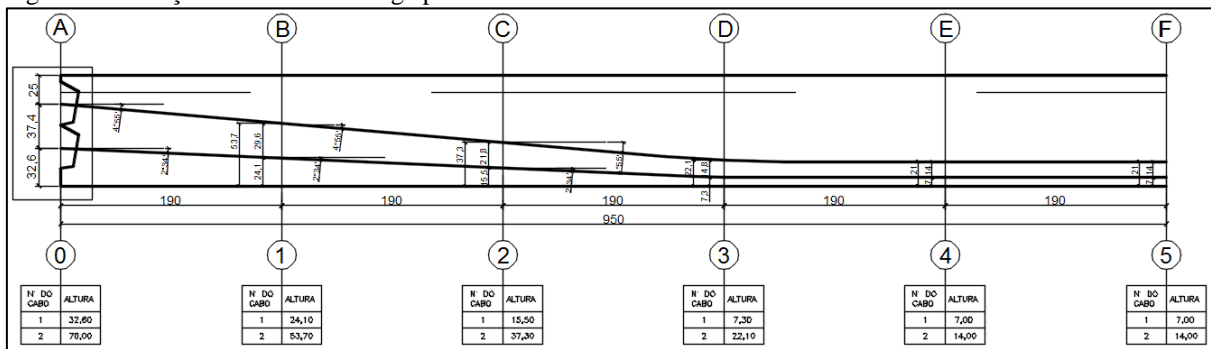
$$P_i = 0,90 \cdot P_i = 0,90 \cdot 2490,31 = 2241,28 \text{ kN};$$

$$P_{\infty} = 0,75 \cdot P_i = 0,75 \cdot 2241,28 = 1867,73 \text{ kN.}$$

7.1.4.4 Traçado dos cabos

O traçado dos cabos apresentado na figura 37 foi realizado segundo as recomendações de Carvalho (2012) e o catalogo Concreto Protendido fornecido pela empresa Rudloff.

Figura 37 – Traçado dos cabos da viga protendida.



Fonte: autor, 2016.

7.1.5 Perdas imediatas

Os tópicos a seguir demonstraram os cálculos para determinação da perda imediata.

7.1.5.1 Perda por atrito cabo-bainha

Segundo Carvalho (2012), como existe a tendência do cabo se retificar, haverá no trecho uma ação deste no concreto, com direção radial, onde tais ações normais provocarão atrito na direção normal. Para determinar o valor da força de protensão em uma seção S considerando a perda por atrito tem-se a seguinte equação.

$$F_s = F_{s'} \cdot e^{-(\mu \Sigma \alpha + \beta x)}$$

Onde:

$F_{s'}$ = Tensão inicial máxima na pós-tração em aços RB 190 = 1402,20 MPa;

Coefficiente de atrito aparente entre o cabo e a bainha. Na falta de dados experimentais, pode ser estimado como a seguir (1/radianos):

0,50 entre cabo e concreto (sem bainha);

0,30 entre barras ou fios com mossas ou saliências e bainha metálica;

0,20 entre fios lisos ou cordoalhas e bainha metálica;

0,10 entre fios lisos ou cordoalhas e bainha metálica lubrificada;

0,05 entre cordoalha e bainha de polipropileno lubrificada.

β : Desvio parasitário do cabo expresso em radianos por metro linear, onde devido à falta de dados experimentais adota-se:

$$\beta = 0,01\mu \rightarrow \text{Para } \mu = 0,20 \rightarrow \beta = 0,01 \cdot 0,20 = 0,002 \text{ rd/m}$$

Como visto no tópico anterior, a viga foi dividida em 10 seções de 1,90 metros, e os valores calculados para F_s a seguir serão para as seções 0 a 5, uma vez que a viga é simétrica.

$$F_{s(\text{seção } 0)} = 1402,20 \cdot e^{-(0,20 \cdot 0,00 + 0,02 \cdot 0,00)} = 1402,20 \text{ MPa};$$

$$F_{s(\text{seção } 1)} = 1402,20 \cdot e^{-(0,20 \cdot 0,08 + 0,02 \cdot 1,90)} = 1369,20 \text{ MPa};$$

$$F_{s(\text{seção } 2)} = 1402,20 \cdot e^{-(0,20 \cdot 0,16 + 0,02 \cdot 3,80)} = 1337,87 \text{ MPa};$$

$$F_{s(\text{seção } 3)} = 1402,20 \cdot e^{-(0,20 \cdot 0,24 + 0,02 \cdot 5,70)} = 1306,82 \text{ MPa};$$

$$F_{s(\text{seção } 4)} = 1402,20 \cdot e^{-(0,20 \cdot 0,24 + 0,02 \cdot 7,60)} = 1296,92 \text{ MPa};$$

$$F_{s(\text{seção } 4)} = 1402,20 \cdot e^{-(0,20 \cdot 0,24 + 0,02 \cdot 9,50)} = 1287,10 \text{ MPa};$$

A tabela 36 a seguir resumi os valores cálculos acima, além de apresentam os demais dados que foram utilizados para obtenção de tais valores.

Tabela 36 – Perda por atrito.

Perda por Atrito Cabo - Bainha							
Seção	x(m)	Dx(m)	α °	$\Delta\alpha$ °	$\Delta\alpha(\text{rad.})$	$e^{-\mu \cdot (\Delta\alpha + \beta x)}$	$F_s = F_{s_0} \cdot e^{-\mu \cdot (\Delta\alpha + \beta x)}$
S ₀	0	0	0	0	0,00	1,000	1402,20
S ₁	1,9	1,9	4,55	4,55	0,08	0,977	1369,66

Continua...

...Continuação

S ₂	1,9	3,8	4,55	9,1	0,16	0,954	1337,87
S ₃	1,9	5,7	4,55	13,65	0,24	0,932	1306,82
S ₄	1,9	7,6	0	13,65	0,24	0,925	1296,92
S ₅	1,9	9,5	0	13,65	0,24	0,918	1287,10

Fonte: autor, 2016.

7.1.5.2 Perda por deformação na ancoragem

Segundo Carvalho (2012), quando se efetiva a ancoragem de um cabo sempre existirá um pequeno retrocesso no cabo esticado, assim gerando uma queda na tensão no mesmo.

Para se determinar a perda por ancoragem é necessário ter determinado a perda por atrito, como estes valores já foram calculados no tópico anterior, os valores resumidos se encontram na tabela 37 a seguir.

Tabela 37 – Perdas por atrito cabo – bainha.

Perda por Atrito Cabo - Bainha	
Seção	$F_s = F_s \cdot e^{-\mu \cdot (\Delta\alpha + \beta x)}$
S ₀	1402,20
S ₁	1369,66
S ₂	1337,87
S ₃	1306,82
S ₄	1296,92
S ₅	1287,10

Fonte: autor, 2016.

Como os valores da perda por atrito são pequenos, considera-se o ponto indissociável como sendo o último ponto (seção 5 – S₅). A área a ser calculada será chamada de Ω_1 é dada pela seguinte equação:

$$\Omega_1 = \frac{(1402,00 - 1287,10) + (1369,66 - 1287,10)}{2} \cdot 2 \cdot 190 + \frac{(1369,66 - 1287,10) + (1337,87 - 1287,10)}{2} \cdot 2 \cdot 190 + \frac{(1337,87 - 1287,10) + (1306,82 - 1287,10)}{2} \cdot 2 \cdot 190 + \frac{(1306,82 - 1287,10) + (1296,92 - 1287,10)}{2} \cdot 2 \cdot 190 + \frac{(1296,92 - 1287,10) + (1287,10 - 1287,10)}{2} \cdot 2 \cdot 190 = 83751,72 \text{ Mpa}$$

Com a área calculada e representada em MPa, a perda por deformação da ancoragem é dada pelas equações a seguir.

Para encurtamento no cabo (ΔL) = 6,00 mm e $E_p = 200$ GPa, tem-se a seguinte equação:

$$\Omega_2 = \Delta L \cdot E_p > \Omega_1 \rightarrow 0,60 \cdot 200000 > 83751,72 \rightarrow \text{OK}$$

Por fim:

$$\begin{aligned} \Omega_2 &= \Delta \sigma \cdot D_x \text{ (ponto analisado)} + \Omega_1 = \Delta L \cdot E_p \rightarrow \\ \Omega_2 &= \Delta \sigma \cdot 950 + 83751,72 = 0,60 \cdot 200000 \rightarrow \Delta \sigma = 38,16 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Com o valor da perda por deformação da ancoragem conhecido, a determinação da tensão em um ponto é dada por:

$$\sigma_{p,s} = \sigma_{p,s} - (2 \cdot (\sigma_{p,s} - 1287,10) + \Delta \sigma)$$

Desta maneira, para as seções analisadas as equações são demonstradas abaixo.

$$\sigma_{p,0,00} = 1402,20 - (2 \cdot (1402,20 - 1287,10) + 38,16) = 1133,85 \text{ MPa};$$

$$\sigma_{p,1,90} = 1369,66 - (2 \cdot (1369,66 - 1287,10) + 38,16) = 1166,39 \text{ MPa};$$

$$\sigma_{p,3,80} = 1337,87 - (2 \cdot (1337,87 - 1287,10) + 38,16) = 1198,18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{p,5,70} = 1306,82 - (2 \cdot (1306,82 - 1287,10) + 38,16) = 1229,23 \text{ MPa};$$

$$\sigma_{p,7,60} = 1296,92 - (2 \cdot (1296,92 - 1287,10) + 38,16) = 1239,13 \text{ MPa};$$

$$\sigma_{p,9,50} = 1287,10 - (2 \cdot (1287,10 - 1287,10) + 38,16) = 1248,95 \text{ MPa};$$

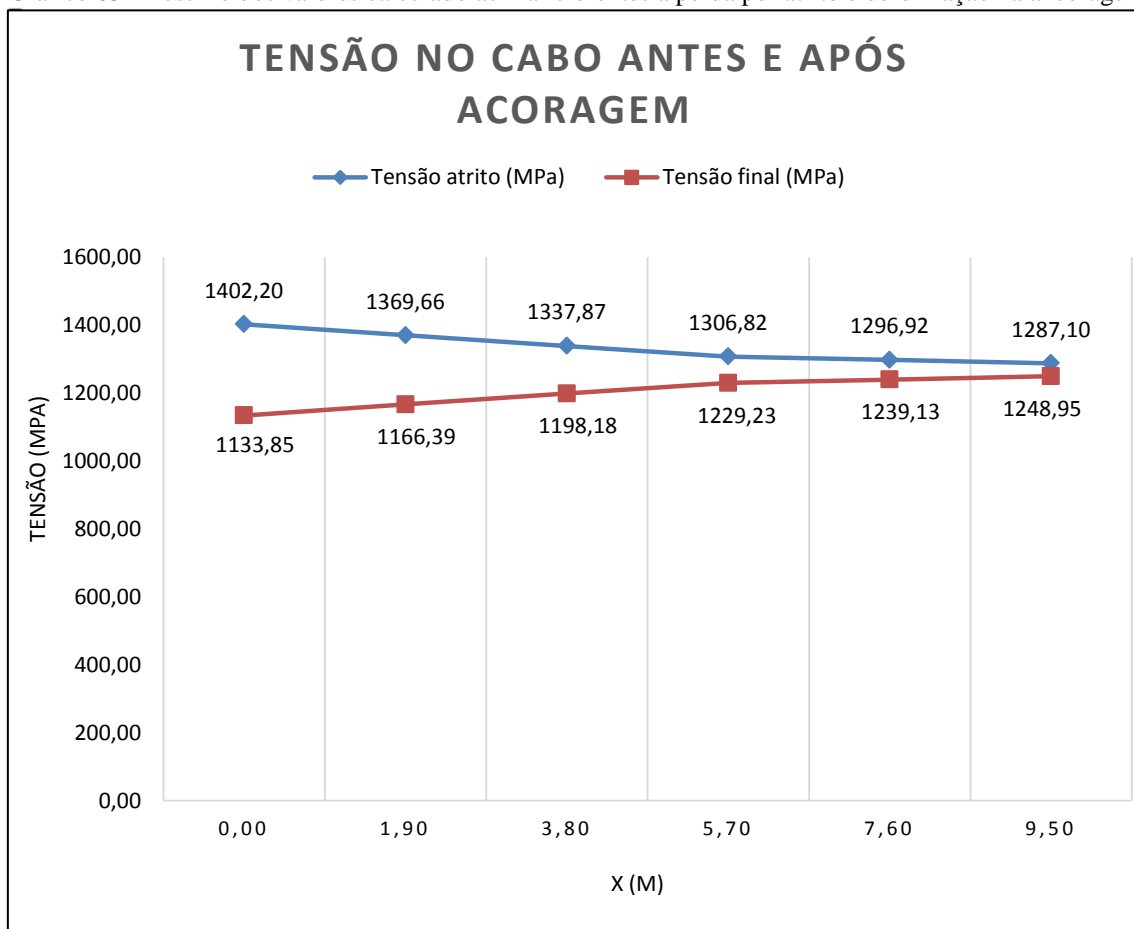
Com os valores conhecidos, a tabela 38 e o gráfico 3 a seguir resumem os valores de perda por atrito e deformação na ancoragem, e o gráfico ilustra tais valores.

Tabela 38 – Resumo dos valores calculado acima referentes a perda por atrito e deformação na ancoragem

x(m)	Trecho	Tensão atrito (MPa)	Tensão final (MPa)
0,00	S ₀	1402,20	1133,85
1,90	S ₁	1369,66	1166,39
3,80	S ₂	1337,87	1198,18
5,70	S ₃	1306,82	1229,23
7,60	S ₄	1296,92	1239,13
9,50	S ₅	1287,10	1248,95

Fonte: autor, 2016.

Gráfico 03 - Resumo dos valores calculado acima referentes a perda por atrito e deformação na ancoragem



Fonte: autor, 2016.

7.1.5.3 Perda por deformação imediata

De acordo com a norma NBR 6118 (ABNT, 2014) a perda média de tensão de protensão devido a relaxação do aço de protensão é calculada pela equação a seguir.

$$\Delta\alpha_p = \frac{\alpha_p \cdot (\sigma_{cp} + \sigma_{cg}) \cdot (n - 1)}{2 \cdot n}$$

Onde:

n: número de cabos;

$$\alpha_p = \frac{E_p}{E_{ci}}$$

Abaixo será detalhado o dimensionamento da perda média de tensão de protensão para a seção 0 da viga, uma vez que para as demais seções se aplica os mesmos métodos.

Para se determinar a perda de deformação imediata é necessário antes se determinar a tensão inicial no concreto ao nível do baricentro da armadura de protensão devido a protensão simultânea dos cabos (σ_{cp}) e a tensão, devida à carga permanente mobilizada (σ_{cg}). Para determinar tais valores tem-se as equações a seguir.

$$\text{Protensão devido a protensão dos cabos} \rightarrow \sigma_{cp} = \frac{P_{at} + enc}{A_c} + \frac{P_{at} + enc \cdot e_p^2}{I_c}$$

Substituindo para os valores referentes a seção 0 a equação fica da seguinte maneira.

$$\sigma_{cp} = \frac{17,76 \cdot \left(\frac{1133,85}{10}\right)}{0,58} + \frac{17,76 \cdot \left(\frac{1133,85}{10}\right) \cdot (0,133)^2}{0,048} = 4,21 \text{ MPa}$$

$$\text{Protensão devido a carga permanente} \rightarrow \sigma_{cg} = \frac{M_{g1} + e_p}{I_c};$$

Substituindo para os valores referentes a seção 0 a equação fica da seguinte maneira.

$$\sigma_{cg} = \frac{0 + 0,133}{0,048} = 0$$

Com os valores das tensões acima conhecidos, determina-se a perda média de tensão de protensão devido a relaxação do aço.

$$\Delta\sigma_{p,ec} = \frac{\left(\frac{200000}{33000}\right) \cdot (4,21 + 0) \cdot (2 - 1)}{2 \cdot 2} = 6,35 \text{ MPa}$$

Com o valor acima conhecido determina-se a tensão no concreto considerando a tal perda.

$$\begin{aligned}\sigma_0 = \sigma_{at+enc+ee} &= (P_{at} + enc) - (\Delta\sigma_{p,ec}) \rightarrow \\ &\rightarrow 1133,85 - 8,47 = 1127,50 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Deste modo é determinada a porcentagem de perda imediata na seção 0.

$$\text{Perda imediata} = \frac{1402,20 - 1127,50}{1402,20} = 19,59\%$$

A tabela 39 a seguir apresenta os valores referentes as demais seções da viga utilizando as equações apresentadas acima para a seção 0.

Tabela 39 – Perdas de protensão imediatas na viga de concreto protendido.

	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄	S ₅
x (m)	0,00	1,90	3,80	5,70	7,60	9,50
d' (m)	0,513	0,389	0,264	0,147	0,105	0,105
e _p (m)	0,133	0,257	0,382	0,499	0,541	0,541
M _{g1} (kN.m)	0	235,55	418,76	549,62	628,14	654,31
σ _{at+enc} (MPa)	1133,85	1166,39	1198,18	1229,23	1239,13	1248,95
N _{at+enc} (kN)	2013,72	2071,52	2127,97	2183,12	2200,69	2218,13
σ _{cg} (MPa)	0,00	1,26	3,32	5,69	7,05	7,34
σ _{cp} (MPa)	4,21	6,40	10,10	15,03	17,15	17,29
Δ _{p,ee} (MPa)	6,35	7,77	10,24	14,10	15,24	15,00
σ ₀ = σ _{at+enc+ee} (MPa)	1127,50	1158,62	1187,94	1215,13	1223,89	1233,94
% Perdas imediatas	19,59%	17,37%	15,28%	13,34%	12,72%	12,00%

Fonte: autor, 2016.

7.1.6 Perdas progressivas

As perdas de protensão, decorrentes da fluência e retração do concreto e relaxação do aço de protensão, podem ser estimadas por meio da seguinte expressão.

Como esses cálculos são complexos, foi utilizado uma planilha para se determinar os valores dos coeficientes de fluência e retração. A determinação da fluência e dada pela tabela 40 e a determinação da retração pela tabela 41 a seguir.

Tabela 40 – Determinação do coeficiente de fluência.

Dados de entrada			
Temperatura Média ($^{\circ}\text{C}$)		$Dt_{ef,i}$ (dias)	T_i ($^{\circ}\text{C}$)
		20	21,17
f_{ck} (MPa).		35	
Idade Inicial (dias).		28	
Idade Final (dias).		10000	
Tipo de Cimento - a	Endurecimento Lento (CPIII e CP IV) - a = 1,0.	Fluência	Retração
	Endurecimento Normal (CPI e CP II) - a = 2,0.		
	Endurecimento Rápido (CP V-ARI) - a = 3,0.		
		1,0	1,0
Umidade Relativa do Ar U_{ar} (%).		72	
Abatimento do Tronco de Cone - Slump Test - (cm).		8,0	
Área da Seção Transversal (cm^2).		5800	
Perímetro em contato com ar (cm).		390	
Coeficiente de fluência do concreto.			
t_0 - (Idade fictícia do concreto, em dias).		20	
s - (coeficiente em função do tipo de cimento).		0,380	
$b_{1(t)}$ - relação entre f_{ckj}/f_{ck} .		1,000	
$b_{1(\text{¥})}$ - relação entre f_{ckj}/f_{ck} .		1,462	
f_a - Coeficiente de fluência rápida.		0,253	
g - coeficiente para determinação da espessura fictícia.		1,549	
h_{fic} (m) - espessura fictícia da peça.		0,461	
j_{1c} - coeficiente que depende de U_{ar} e consistência do concreto.		1,930	
j_{2c} - coeficiente que depende de espessura fictícia da peça.		1,333	
j_{f00} - valor final do coeficiente de deformação lenta irreversível.		2,573	
A		313,70	
B		892,5064	
C		668,3389	
D		12180,308	
$\beta_d(t)$ - coeficiente relativo à deformação lenta reversível, função do tempo (t- t_0) decorrido após o carregamento.		0,995	
$\beta_f(t_0)$ - coeficiente relativo à deformação lenta irreversível, função da idade do concreto.		0,292	
$\beta_f(t)$ - coeficiente relativo à deformação lenta irreversível, função da idade do concreto.		0,967	
$j_{d\text{¥}}$ - valor final do coeficiente de deformação lenta reversível que é considerado igual a 0,4.		0,400	
$\varphi(t, t_0)$ - Coeficiente de fluência entre os instantes t_0 e t.		2,388	

Fonte: FARIA, 2016.

Tabela 41 - Determinação da retração.

Retração do concreto	
$10^4 \cdot \epsilon_{1s}$ - coeficiente dependente da umidade relativa do ambiente e da consistência do concreto	- 4,818
$10^4 \cdot \epsilon_{2s}$ - coeficiente dependente da espessura fictícia da peça	0,787
$10^4 \cdot \epsilon_{cs\%}$ - retração do concreto, do tempo 0 ao tempo %	-3,792
A	40
B	48,043
C	36,890
D	338,509
E	107,762
$\beta_s(t_0)$ - coeficiente relativo à retração, no instante t_0	0,081
$\beta_s(t)$ - coeficiente relativo à retração, no instante t	1,000
$\epsilon_{cs}(t, t_0)$ - valor da retração entre os instantes t_0 e t (%0)	- 0,349

Fonte: FARIA, 2016.

Com os valores de $\phi(t, t_0)$ e $\epsilon_{cs}(t, t_0)$ conhecidos são calculadas as perdas progressivas referentes a fluência, retração e relaxação.

As equações a seguir apresentam os cálculos necessários para obtenção de tais perdas referentes a seção 0 da viga.

A primeira equação é utilizada para se determinar da perda de protensão devido à retração isolada ($\Delta\sigma_s(t, t_0)$).

$$\Delta\sigma_s(t, t_0) = \epsilon_{cs}(t, t_0) \cdot E_p$$

Onde:

$\epsilon_{cs}(t, t_0)$: valor da retração entre os instantes t_0 e t (%0);

E_p : 200000 MPa.

Substituindo pelos valores acima a equação é dada abaixo.

$$\Delta\sigma_s(t, t_0) = 0,349 \cdot \frac{200000}{1000} = 69,70 \text{ MPa}$$

A segunda equação determina a tensão no concreto ao nível do centro de gravidade da armadura devido às ações permanentes (σ_{cgp}). A equação é dada a seguir.

$$\sigma_{cgp} = \frac{N_p}{A_c} + \frac{N_p \cdot e^2}{I} - \frac{\sum_i M_{gi}}{I} \cdot e$$

Substituindo a equação acima pelos valores referentes a seção 0 da viga, a equação é dada abaixo.

$$\sigma_{cgp} = \frac{17,76 \cdot 1127,50}{0,58} + \frac{(17,76 \cdot 1127,50) \cdot 0,133^2}{0,048} - \frac{0}{0,048} \cdot 0,133 = 3,45 \text{ MPa}$$

A terceira equação é referente a perda de protensão devido a fluência isolada causada pelo momento atuante no centro de gravidade devido a carga permanente $\Delta\sigma_{p,c}(t, t_0)$.

$$\Delta\sigma_{p,c}(t, t_0) = \sigma_{cgp} \cdot \varphi(t, t_0) \cdot \alpha_p$$

Substituindo a equação acima pelos valores referentes a seção 0, a equação é dada abaixo.

$$\Delta\sigma_{p,c}(t, t_0) = 3,45 \cdot 2,38 \cdot \frac{200000}{33150,05} = 49,76 \text{ MPa}$$

A quarta equação a seguir tem a função de determinar o coeficiente referente a intensidade da relaxação pura do aço ($\psi(t, t_0)$). Assim temos o seguinte modelo de cálculo:

$$\psi(t, t_0) = \frac{\Delta\sigma_{pr}(t, t_0)}{\sigma_{pi}}$$

Onde:

$\Delta\sigma(t, t_0)$: perda de tensão por relaxação pura desde o instante do estiramento da armadura até o instante t a se considerar;

σ_{pi} : tensão na armadura de protensão no instante de seu estiramento.

De acordo com Carvalho (2012), para efeito de projeto, considera-se a relaxação de fios e cordoalhas após 1000 horas a 20°C (ψ_{1000}) e para tensões entre 0,50 e 0,80 f_{ptk} não deve ultrapassar os valores dados nas normas NBR 7482 (ABNT, 2008) e NBR 7483 (ABNT, 2008). Para ψ_{1000} os valores podem ser adotados se acordo com a tabela 42 a seguir.

Tabela 42 – Valores de ψ_{1000} para as cordoalhas.

Tensão inicial	Cordoalhas		Fios	
	RN	RB		
0,50 f_{ptk}	0	0	0	0
0,60 f_{ptk}	3,50	1,30	2,50	1,00
0,70 f_{ptk}	7	2,50	8,50	3,00
0,80 f_{ptk}	12	3,50	8,50	3

Fonte: CARVALHO, 2012.

Calculando a perda por relaxação na seção 0 da viga em análise tem-se que inicialmente o nível de tensão é dado pela relação a seguir.

$$R = \frac{\sigma_{(p,0)}}{f_{ptk}}$$

Assim tem-se o seguinte valor para o nível de tensão no cabo:

$$R = \frac{1127,50}{1900} = 0,593$$

Interpolando o valor acima com os valores da tabela 42, a situação a seguir determina o valor de ψ_{1000} . O valor que se deseja encontrar é k.

$$\frac{1127,50}{1900} \cdot \frac{k - 0}{1,30 - 0} = \frac{0,593 - 0,50}{0,60 - 0,50} \cdot \psi_{1000} \rightarrow k = 1,214$$

Com o valor de k conhecido, calcula-se o valor de ψ_{∞} .

$$\psi_{\infty} = \psi(t, t_0) = 2,50 \cdot \psi_{1000} \rightarrow 2,50 \cdot 1,214 = 3,036 (\%)$$

Com o valor de ψ_{∞} ($\psi(t, t_0)$), tem-se a quarta equação da seguinte maneira.

$$\psi(t, t_0) = \frac{\Delta\sigma_{pr}(t, t_0)}{\sigma_{pi}} \rightarrow \frac{3,036}{100} = \frac{\Delta\sigma_{pr}(t, t_0)}{1127,50} \rightarrow \Delta\sigma_{pr}(t, t_0) = 34,23 \text{ Mpa}$$

A quinta equação é referente ao coeficiente de fluência do aço relacionado com o coeficiente de retração do aço no instante t para cara protensão e carga permanente

mobilizada no instante t_0 . Para os valores referentes a seção 0 da viga, temos a seguinte equação e valores.

$$\chi(t, t_0) = -\ln[1 - \psi(t, t_0)] = -\ln\left[1 - \frac{3,036}{100}\right] \cdot 100 = 3,083 \text{ (\%)}$$

A sexta equação é referente ao coeficiente que correlaciona a resistência do concreto em um tempo t com o valor de f_{ck} (resistência a compressão do concreto aos 28 dias).

$$\beta = \chi_p + \chi_c \cdot \alpha_p \cdot \eta \cdot \rho_p$$

Onde:

$$\chi_p = 1 + \chi(t, t_0) = 1 + \frac{3,083}{100} = 1,031;$$

$$\chi_c = 1 + 0,50 \cdot \psi(t, t_0) \rightarrow 1 + 0,50 \cdot 2,38 = 2,194 ;$$

$$\alpha_p = \frac{200000}{33150,05} = 6,037 \text{ MPa};$$

$$\eta = 1 + e^2 \cdot \left(\frac{Ac}{I}\right) = 1 + 0,133^2 \cdot \left(\frac{0,58}{0,048}\right) = 1,212;$$

$$\rho_p = \frac{A_p}{Ac} = \frac{2 \cdot 8,88}{5800} = 0,003.$$

Substituindo a equação principal (sexta equação), tem-se os seguintes valores:

$$\beta = 1,031 + 2,194 \cdot 6,037 \cdot 1,212 \cdot 0,003 = 1,080$$

Com o valor de β conhecido, é determinado a perda progressiva de protensão para a seção 01 da viga protendida pela equação a seguir:

$$\Delta\sigma_p(t, t_0) = \frac{\Delta\sigma_s(t, t_0) + \Delta\sigma_{p,c}(t, t_0) + \Delta\sigma_{pr}(t, t_0)}{\beta} \rightarrow$$

$$\Delta\sigma_p(t, t_0) = \frac{69,70 + 49,76 + 34,23}{1,080} = 142,31 \text{ Mpa}$$

Conhecido o valor da perda progressiva é determinado o valor da tensão final no tempo infinito.

$$\Delta p_{\infty} = \sigma_0 = \sigma_{at+enc+ee} - \Delta \sigma_p(t, t_0) = 1127,50 - 142,31 = 985,19 \text{ MPa}$$

Desse modo é possível determinar a perda total na seção 0 da viga protendida.

$$\text{Perda total (\%)} = \frac{1402,20 - 985,19}{1402,20} \cdot 100 = 29,74\%$$

A tabela 43 a seguir apresenta os valores referentes as demais seções da viga utilizando os mesmos métodos utilizados e detalhados acima para a seção 0.

Tabela 43 – Perdas de protensão totais na viga de concreto protendido.

	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄	S ₅
$\sigma_{p,s}$ (MPa)	69,70	69,70	69,70	69,70	69,70	69,70
$\sigma_{p,0}$ (MPa)	1127,50	1158,62	1187,94	1215,13	1223,89	1233,94
e_p (m)	0,133	0,257	0,382	0,499	0,541	0,541
M_{g1} (kN.m)	0,00	235,55	418,76	549,62	628,14	654,31
$N_{p,0}$ (kN)	2002,44	2057,71	2109,78	2158,07	2173,62	2191,48
σ_{cgp} (MPa)	3,45	3,87	4,90	6,56	7,56	7,75
$\Delta \sigma_{p,c}$ (MPa)	49,76	55,78	70,68	94,53	108,96	111,69
$\sigma_{p,0}/f_{ptk}$	0,593	0,610	0,625	0,640	0,644	0,649
Ψ_{1000} (%)	1,214	1,418	1,603	1,775	1,830	1,893
Ψ_{∞} (%)	3,036	3,544	4,007	4,436	4,575	4,733
$\Delta \sigma_{p,r}$ (MPa)	34,23	41,06	47,60	53,91	55,99	58,41
$\chi_{(\infty,t0)}$ (%)	3,083	3,608	4,089	4,538	4,682	4,849
χ_p	1,031	1,036	1,041	1,045	1,047	1,048
χ_c	2,194	2,194	2,194	2,194	2,194	2,194
α_p	6,037	6,037	6,037	6,037	6,037	6,037
η	1,212	1,793	2,754	3,994	4,520	4,520
ρ_p	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003
β	1,080	1,109	1,153	1,207	1,230	1,232
$\Delta p_{(\infty,t0)}$ (MPa)	142,31	150,20	163,10	180,67	190,75	194,68
$\sigma_{p,\infty}$ (MPa)	985,19	1008,42	1024,84	1034,46	1033,13	1039,27
% Perdas Totais	29,74%	28,08%	26,91%	26,23%	26,32%	25,88%

Fonte: autor, 2016.

7.1.7 Resumo – Perdas imediatas e progressivas

A tabela 44 a seguir resumi os valores referentes as tensões e as perdas calculados acima para as perdas imediatas e progressivas.

Tabela 44 – Resumo das perdas de protensão na viga protendida.

	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄	S ₅
$\sigma_{p,i}$ (MPa)	1402,20					
$\sigma_{p,0}$ (MPa)	1127,50	1158,62	1187,94	1215,13	1223,89	1233,94
$\sigma_{p,\infty}$ (MPa)	985,19	1008,42	1024,84	1034,46	1033,13	1039,27
% Perdas Imediatas	19,6%	17,4%	15,3%	13,3%	12,7%	12,0%
% Perdas Progressivas	10,1%	10,7%	11,6%	12,9%	13,6%	13,9%
% Perdas Totais	29,7%	28,1%	26,9%	26,2%	26,3%	25,9%

Fonte: autor, 2016.

7.1.8 Verificações para o ELS de fissuração

Segundo Carvalho (2012), a verificação de fissuração é feita através do controle das tensões normais no concreto.

As verificações são feitas para o tempo zero (verificação em vazio - ruptura), para combinação das ações quase permanente (ELS-D-Estado limite de descompressão), para combinação de ações frequentes (ELS-F- estado limite de formação de fissuras).

A seguir serão detalhadas tais verificações para a seção 0 da viga protendida em análise.

7.1.8.1 Verificação de ruptura no tempo zero (verificação em vazio)

Para iniciar a verificação em vazio é necessário determinar os limites para tensões, como se vê nas equações abaixo.

$$\text{Limite para compressão} = 0,70 \cdot f_{cj} = 0,70 \cdot 28 = 19,6 \text{ MPa}$$

$$\text{Limite para tração} = 1,20 \cdot f_{ctj,m} = 1,20 \cdot 0,30 \cdot \sqrt[3]{28^2} = -3,32 \text{ MPa}$$

A equação a seguir demonstrara o valor da tensão na borda inferior.

$$\sigma_i = \frac{N_p}{A} + \frac{M_p}{W_i} - \frac{M_{g1}}{W_i}$$

Onde:

$$N_p = n^\circ \text{ de cabos} \cdot \text{área de aço} \cdot \sigma_{sp0} = 2 \cdot 8,88 \cdot \frac{1127,50}{10} = 2002,77 \text{ kN};$$

$$M_p = e_p \cdot N_p = 0,133 \cdot 2002,77 = 265,70 \text{ kN}.$$

Substituindo os valores acima na equação da tensão inferior tem-se:

$$\sigma_i = \frac{2002,77}{0,58} + \frac{265,70}{0,075} + 0 = 7013,89 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 7,01 \text{ MPa}$$

Comparando a tensão na borda inferior de cálculo com a tensão resistente é possível verificar se a condição de compressão foi atendida.

$$\sigma_i > \text{Tensão limite no concreto a tração} \rightarrow 7,01 > -3,32 \rightarrow \text{Condição OK}$$

A seguir será feito a determinação da tensão na borda superior através das seguintes equações:

$$\sigma_s = \frac{N_p}{A} - \frac{M_p}{W_s} + \frac{M_{g1}}{W_s}$$

Substituindo os valores na equação se tem a tensão na borda superior.

$$\sigma_s = \frac{N_p}{A} - \frac{M_p}{W_s} + \frac{M_{g1}}{W_s} = \frac{2002,77}{0,58} - \frac{265,70}{0,158} + 0 = 1774,01 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 1,77 \text{ MPa}$$

Comparando a tensão na borda superior de cálculo com a tensão resistente é possível verificar se a condição de compressão foi atendida.

$$\sigma_s < \text{Tensão limite no concreto a compressão} \rightarrow 1,77 < 19,60 \rightarrow \text{Condição OK}$$

A tabela 45 a seguir apresenta os valores referentes as verificações feitas acima para as demais seções da viga.

Tabela 45 – Resumo dos valores referentes a verificação de ruptura no tempo zero.

$M_{P(t=0)} + M_{g1}$		S_0	S_1	S_2	S_3	S_4	S_5
$\sigma_{sp,0}$ (MPa)		1127,50	1158,62	1187,94	1215,13	1223,89	1233,94
e_p (m)		0,133	0,257	0,382	0,499	0,541	0,541
$N_{P(t=0)}$ (kN)		2002,44	2057,71	2109,78	2158,07	2173,62	2191,48
$M_{P(t=0)}$ (kN.m)		265,70	528,19	805,28	1076,21	1175,25	1184,91
M_{g1} (kN.m)		0,00	235,55	418,76	549,62	628,14	654,31
Borda Superior	$\sigma_{atuante}$ (MPa)	1,77	1,70	1,20	0,39	0,29	0,43
	Verificação	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!
Borda Inferior	$\sigma_{atuante}$ (MPa)	7,01	7,47	8,82	10,78	11,08	10,89
	Verificação	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!

Fonte: autor, 2016.

7.1.8.2 Verificação de fissuração – ELS-D- Combinação das ações quase permanentes

Para iniciar a verificação de fissuração no ELS-D é necessário determinar os limites para tensões, como se vê nas equações abaixo. A verificação será feita para a seção 0 da viga protendida.

$$\text{Limite para compressão} = 0,70 \cdot f_{ck} = 0,70 \cdot 35 = 24,50 \text{ MPa}$$

$$\text{Limite para tração} = 0 \text{ MPa}$$

A equação a seguir demonstrara o valor da tensão na borda inferior.

$$\sigma_i (\text{momento máximo}) = \frac{N_p}{A} - \frac{M_p}{W_i} - \frac{M_{g1+g2+g3}}{W_i};$$

$$\sigma_i (\text{momento mínimo}) = \frac{N_p}{A} + \frac{M_p}{W_i} - \frac{M_{g1+g2+g3}}{W_i} + \frac{\psi_2 \cdot M_q}{W_i};$$

Onde:

$$N_p = n^\circ \text{ de cabos} \cdot \text{área de aço} \cdot \sigma_{p\infty} = 2 \cdot 8,88 \cdot \frac{985,19}{10} = 1749,69 \text{ kN};$$

$$M_p = e_p \cdot N_p = 0,133 \cdot 1749,69 = 232,17 \text{ kN.}$$

Substituindo os valores acima na equação da tensão inferior tem-se:

$$\sigma_i \text{ (momento máximo)} = \frac{1749,69}{0,58} - \frac{232,17}{0,075} - 0 = -0,099 \text{ MPa;}$$

$$\sigma_i \text{ (momento mínimo)} = \frac{1749,69}{0,58} + \frac{232,17}{0,075} - 0 + 0 = 6,13 \text{ MPa}$$

Comparando a tensão na borda inferior de cálculo com a tensão resistente é possível verificar se a condição de compressão foi atendida.

$$\sigma_i > \text{Tensão limite no concreto a tração} \rightarrow 6,13 < 24,50 \rightarrow \text{Condição OK}$$

A equação a seguir demonstrara o valor da tensão na borda superior.

$$\sigma_s \text{ (momento máximo)} = \frac{N_p}{A} - \frac{M_p}{W_s} + \frac{M_{g1+g2+g3}}{W_s} + \frac{\psi_2 \cdot M_q}{W_s};$$

$$\sigma_s \text{ (momento mínimo)} = \frac{N_p}{A} - \frac{M_p}{W_s} + \frac{M_{g1+g2+g3}}{W_s} - \frac{\psi_2 \cdot M_q}{W_s}.$$

Onde:

$$N_p = n^\circ \text{ de cabos} \cdot \text{área de aço} \cdot \sigma_{p\infty} = 2 \cdot 8,88 \cdot \frac{985,19}{10} = 1749,69 \text{ kN;}$$

$$M_p = e_p \cdot N_p = 0,133 \cdot 2299,29 = 232,17 \text{ kN}$$

Substituindo os valores acima na equação da tensão inferior tem-se:

$$\sigma_i \text{ (momento máximo)} = \frac{1749,69}{0,58} - \frac{232,17}{0,158} + 0 + 0 = 1,55 \text{ MPa;}$$

$$\sigma_i \text{ (momento mínimo)} = \frac{1749,69}{0,58} - \frac{232,17}{0,158} - 0 + 0 = 1,55 \text{ MPa}$$

Comparando a tensão na borda inferior de cálculo com a tensão resistente é possível verificar se a condição de compressão foi atendida.

$$\sigma_s > \text{Tensão limite no concreto a compressão} \rightarrow 1,55 > 0 \rightarrow \text{Condição OK}$$

A tabela 46 a seguir apresenta os valores referentes as verificações feitas acima para as demais seções da viga.

Tabela 46 - Resumo dos valores referentes a verificação de fissuração – ELS-D- Combinação das ações quase permanentes.

$M_g + M_{P(t=\infty)} + \Psi 2 \cdot \phi \cdot M_q^{\text{máx}}$ (kN.m)		S ₀	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄	S ₅
	$\sigma_{p,\infty}$ (MPa)	985,19	1008,42	1024,84	1034,46	1033,13	1039,27
	e_p (m)	0,133	0,257	0,382	0,499	0,541	0,541
	$N_{P(t=0)}$ (kN)	1749,69	1790,96	1820,12	1837,20	1834,84	1845,74
	$M_{P(t=0)}$ (kN.m)	232,17	459,72	694,72	916,19	992,08	997,97
	M_g (kN.m)	0,00	339,52	603,59	792,21	905,39	943,11
	$\Psi 2 \cdot \phi \cdot M_q^{\text{máx}}$ (kN.m)	0,00	48,74	86,64	113,72	129,96	135,38
Borda Superior	σ_{atuante} (MPa)	1,55	2,64	3,11	3,10	3,44	3,69
	Verificação	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!
Borda Inferior	σ_{atuante} (MPa)	6,13	1,75	1,26	1,72	1,13	0,64
	Verificação	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!

Fonte: autor, 2016.

7.1.8.3 Verificação de fissuração – ELS-F- Combinação das ações frequentes

Para iniciar a verificação de fissuração no ELS-F é necessário determinar os limites para tensões, como se vê nas equações abaixo. A verificação será feita para a seção 0 da viga protendida.

$$\text{Limite para compressão} = 0,70 \cdot f_{ck} = 0,70 \cdot 35 = 24,50 \text{ MPa};$$

$$\text{Limite para tração} = f_{ctm} = -0,30 \cdot \sqrt[3]{35^2} = 3,21 \text{ MPa}$$

A equação a seguir demonstrara o valor da tensão na borda inferior.

$$\sigma_i \text{ (momento máximo)} = \frac{N_p}{A} - \frac{M_p}{W_i} - \frac{M_{g1+g2+g3}}{W_i}$$

$$\sigma_i \text{ (momento mínimo)} = \frac{N_p}{A} + \frac{M_p}{W_i} - \frac{M_{g1+g2+g3}}{W_i} + \frac{\psi_2 \cdot M_q}{W_i}$$

Onde:

$$N_p = n^\circ \text{ de cabos} \cdot \text{área de aço} \cdot \sigma_{p\infty} = 2 \cdot 8,88 \cdot \frac{985,19}{10} = 1749,69 \text{ kN};$$

$$M_p = e_p \cdot N_p = 0,133 \cdot 1749,69 = 232,17 \text{ kN}.$$

Substituindo os valores acima na equação da tensão inferior tem-se:

$$\sigma_i \text{ (momento máximo)} = \frac{1749,69}{0,58} - \frac{232,17}{0,075} - 0 = -0,099 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i \text{ (momento mínimo)} = \frac{1749,69}{0,58} + \frac{232,17}{0,075} - 0 + 0 = 6,13 \text{ MPa}$$

Comparando a tensão na borda inferior de cálculo com a tensão resistente é possível verificar se a condição de compressão foi atendida.

$$\sigma_i > \text{Tensão limite no concreto a tração} \rightarrow 6,13 < 24,50 \rightarrow \text{Condição OK}$$

A equação a seguir demonstrará o valor da tensão na borda superior.

$$\sigma_s \text{ (momento máximo)} = \frac{N_p}{A} - \frac{M_p}{W_s} + \frac{M_{g1+g2+g3}}{W_s} + \frac{\psi_2 \cdot M_q}{W_s};$$

$$\sigma_s \text{ (momento mínimo)} = \frac{N_p}{A} - \frac{M_p}{W_s} + \frac{M_{g1+g2+g3}}{W_s} - \frac{\psi_2 \cdot M_q}{W_s}$$

Onde:

$$N_p = n^\circ \text{ de cabos} \cdot \text{área de aço} \cdot \sigma_{p\infty} = 2 \cdot 8,88 \cdot \frac{985,19}{10} = 1749,69 \text{ kN}$$

$$M_p = e_p \cdot N_p = 0,133 \cdot 1749,69 = 232,17 \text{ kN}.$$

Substituindo os valores acima na equação da tensão inferior tem-se:

$$\sigma_i \text{ (momento máximo)} = \frac{1749,69}{0,58} - \frac{232,17}{0,158} + 0 + 0 = 1,55 \text{ MPa};$$

$$\sigma_i \text{ (momento mínimo)} = \frac{1749,69}{0,58} - \frac{232,17}{0,158} - 0 + 0 = 1,55 \text{ MPa}.$$

Comparando a tensão na borda inferior de cálculo com a tensão resistente é possível verificar se a condição de compressão foi atendida.

$$\sigma_s > \text{Tensão limite no concreto a compressão} \rightarrow 1,55 > -3,21 \rightarrow \text{Condição OK}$$

A tabela 47 a seguir apresenta os valores referentes às verificações feitas acima para as demais seções da viga.

Tabela 47 - Resumo dos valores referentes a Verificação de fissuração – ELS-D- Combinação das ações quase permanentes.

$M_g + M_{P(t=\infty)} + \Psi_1 \cdot \phi \cdot M_q^{\text{máx}}$ (kN.m)		S ₀	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄	S ₅
$\sigma_{p,\infty}$ (MPa)		985,19	1008,42	1024,84	1034,46	1033,13	1039,27
e _p (m)		0,133	0,257	0,382	0,499	0,541	0,541
N _{P(t=0)} (kN)		1749,69	1790,96	1820,12	1837,20	1834,84	1845,74
M _{P(t=0)} (kN.m)		232,17	459,72	694,72	916,19	992,08	997,97
M _g (kN.m)		0,00	339,52	603,59	792,21	905,39	943,11
$\Psi_1 \cdot \phi \cdot M_q^{\text{máx}}$ (kN.m)		0,00	64,98	115,52	151,62	173,28	180,50
Borda Superior	σ_{atuante} (MPa)	1,55	2,74	3,29	3,34	3,71	3,98
	Verificação	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!
Borda Inferior	σ_{atuante} (MPa)	6,13	4,29	3,31	3,35	2,59	2,09
	Verificação	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!

Fonte: autor, 2016.

7.1.9 Dimensionamento no Estado limite ultimo-ELU

Para o cálculo no dimensionamento no ELU é necessário conhecer o posicionamento da linha neutra. A seguir serão apresento as equações para tal determinação.

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1,40 \cdot 1394,36 \cdot 100}{200 \cdot (95 - 10,50)^2 \cdot \frac{3,50}{1,40}} = 0,0550$$

Para o valor de $K_{Md} = 0,0550$, tem-se o valor de K_x dado pela equação abaixo:

$$K_{Md} = 0,68 \cdot K_x - 0,272 \cdot K_x^2 \rightarrow 0,055 = 0,68 \cdot 0,055 - 0,272 \cdot (0,055)^2 \rightarrow K_x = 0,083$$

Com o valor de K_x é possível determinar a posição da linha neutra através da equação abaixo.

$$y = 0,80 \cdot K_x \cdot h = 0,80 \cdot 0,055 \cdot 95 = 4,18 \text{ cm} \rightarrow \text{Linha neutra na mesa.}$$

Como a linha neutra está na mesa, não será considerado o momento resistido pelas abas (M_1), desta maneira o momento será resistido apenas pelo elemento retangular da seção T em análise (M_2).

Com os valores acima é determinado os valores limites de deformação no aço, no concreto, no aço protendido, a deformação específica no aço e a tensão na armadura. Tais valores podem ser vistos abaixo.

$$\varepsilon_c^\circ / 000 = 0,907;$$

$$\varepsilon_s^\circ / 000 = 10,00;$$

$$\varepsilon_p^\circ / 000 = \frac{\sigma_{p^\infty}}{E_p} \cdot 1000 = \frac{1027,50}{200000} \cdot 1000 = 5,137;$$

$$\varepsilon_t^\circ / 000 = \varepsilon_s^\circ / 000 + \varepsilon_p^\circ / 000 = 10,00 + 5,137 = 15,137;$$

$$\text{Tensão na armadura} = \sigma_{pd} = \varepsilon_t^\circ / 000 \cdot 100 = 1513,70 \text{ MPa.}$$

Com o valor da tensão conhecida, a equação a seguir determina a área de aço necessária para a seção viga em análise.

$$A_p = \frac{M_1}{\left(d - \frac{h_f}{2}\right) \cdot \sigma_{pd}} + \frac{M_1}{(KZ) \cdot d \cdot \sigma_{pd}} = 0 + \frac{1,40 \cdot 1394,36 \cdot 100}{(1 - 0,40 \cdot 0,055) \cdot (95 - 10,50) \cdot \frac{1513,70}{10}} = 15,60 \text{ cm}^2$$

Ao se analisar o valor acima é possível perceber que a área de aço utilizada nas verificações foi maior do que a área de aço calculada ($17,76 > 15,60$), desta maneira a viga protendida dimensionada está dentro de todos os parâmetros normativos tanto para o ELS, quanto para o ELU, e não será necessário alterar nenhuma de suas dimensões geométricas ou parâmetros iniciais.

A tabela 48 a seguir apresenta os valores referentes ao dimensionamento no ELU para todas as seções da viga protendida.

Tabela 48 – Resumo dos valores referentes ao dimensionamento da viga protendida no ELU.

Armadura Ativa COM Aderência						
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄	S ₅
M _d (kN.m)	0,0	702,8	1249,3	1639,8	1874,0	1952,1
d' (m)	0,513	0,389	0,264	0,147	0,105	0,105
σ _{p,∞} (MPa)	985,19	1008,4	1024,8	1034,5	1033,1	1039,3
M _d * (kN.m) - MF resist. Mesa	2307,8	3098,3	3895,1	4641,0	4908,8	4908,8
Verificação posição da LN	LN na Mesa	LN na Mesa	LN na Mesa	LN na Mesa	LN na Mesa	LN na Mesa
M _{d1} (kN.m)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
M _{d2} (kN.m)	0,00	702,76	1249,35	1639,77	1874,02	1952,11
b (m)	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00
k _{Md}	0,000	0,045	0,053	0,051	0,052	0,055
k _x	0,000	0,067	0,081	0,077	0,080	0,083
Verificação k _x	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!	Ok!
k _z	1,000	0,973	0,968	0,969	0,968	0,967
e _c (% _o)	0,000	0,724	0,878	0,836	0,866	0,907
e _s (% _o)	0,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00
e _p (% _o)	4,926	5,042	5,124	5,172	5,166	5,196
e _t (% _o)	4,926	15,042	15,124	15,172	15,166	15,196
σ _{pd} (MPa)	1057,60	1506,68	1507,02	1507,22	1507,19	1507,32
A _p (cm ²)	0,00	8,54	12,49	13,98	15,20	15,85
Num Cordoalhas/Cabos	0,0	1,0	2,0	2,0	2,0	2,0

Fonte: autor, 2016.

7.1.10 Dimensionamento e verificação da armadura transversal

De acordo com Carvalho (2012), a resistência de uma peça em uma determinada seção transversal será satisfatória quando forem atendidas simultaneamente as seguintes condições:

$$1^\circ \text{ condição} \rightarrow V_{sd} \leq V_{Rd2};$$

$$2^\circ \text{ condição} \rightarrow V_{sw} = V_{sd} - V_c$$

Onde:

V_{sd}: força cortante de cálculo na seção;V_{Rd2}: força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto, de acordo com os modelos de cálculo I e II da norma NBR 6118 (ABNT 2014);

$V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$: é a força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal;

V_c : parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao de treliça;

V_{sw} : parcela de força cortante resistida pela armadura transversal, de acordo com os modelos de cálculo I e II da norma NBR 6118 (ABNT 2014).

Tente como ponto de partida as condições acima, abaixo será detalhado o dimensionamento da armadura transversal será detalhado apenas para a seção 02 da viga, onde para tal dimensionamento faz se necessário conhecer os dados que serão utilizados nas equações. A tabela 49 abaixo apresenta tais dados, referentes a seção 02 da viga.

Tabela 49 – Dados necessários para verificação da viga ao cisalhamento.

S_2	
x (m)	1,90
q (kN)	30,90
M_{sd} (kN.m)	702,8
$\sigma_{p,\infty}$ (MPa)	1008,42
α °	4,55
$\cos \alpha$ °	1,00
$\sen \alpha$ °	0,079
e (m)	0,257
d' (m)	0,389
A_p (cm ²)	17,76

Fonte: autor, 2016.

Com os valores na tabela 49 acima é possível determinar os esforços de protensão, que serão considerados no alívio do cortante e na descompressão.

$$P = \sigma_{pt=\infty} \cdot A_p = 1008,42 \cdot 17,76 = 1790,96 \text{ kN};$$

$$N = \sigma_{pt=\infty} \cdot A_p \cdot \cos 4,55^\circ = 1008,42 \cdot 17,76 \cdot 0,997 = 1785,31 \text{ kN};$$

$$M = N \cdot e = 1785,31 \cdot 0,257 = 458,27 \text{ kN.cm}$$

Com os valores acima é determinado o valor de V_{sd} levando em conta o efeito da protensão e da flexão composta. A equação é vista a seguir.

$$V_{sd} = 1,40 \cdot V_s - 0,90 \cdot P \cdot \sen \alpha = 1,40 \cdot 234,84 - 0,90 \cdot 1790,96 \cdot 0,079 = 200,91 \text{ kN}$$

A seguir segue a verificação do esmagamento da biela de concreto.

$$V_{Rd2,1} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = 0,27$$

Onde:

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{35}{250} = 0,86$$

Substituindo os valores referentes a viga protendida tem-se a seguinte equação.

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot 0,86 \cdot \frac{35000}{1,40} \cdot 0,35 \cdot (0,95 - 0,389) = 1139,81 \text{ kN}$$

Analisando os valores acima tem que para a primeira condição:

$$\begin{aligned} 1^\circ \text{ condição} &\rightarrow V_{sd} \leq V_{Rd2} \\ 160,64 &\leq 1139,81 \rightarrow \text{Condição atendida} \end{aligned}$$

A seguir será verificado a segunda condição

$$V_{c0} = 0,60 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 0,60 \cdot 1604,98 \cdot 0,35 \cdot (0,95 - 0,389) = 189,08 \text{ kN};$$

$$M_0 = W_i \cdot \left(\frac{N}{A} + \frac{N \cdot e}{W_i} \right) = 0,075 \cdot \left(\frac{1785,31}{0,58} + \frac{1785,31 \cdot 0,257}{0,075} \right) = 687,92 \text{ kN.m}$$

Com os valores acima é determinado o valor de V_c pela equação abaixo.

$$V_c = V_{c0} \cdot \left(1 + \frac{M_0}{M_{sd}} \right) = 189,08 \cdot \left(1 + \frac{687,92}{702,80} \right) = 374,16 \text{ kN}$$

Conhecido o valor de V_c será verificado a segunda condição.

$$\begin{aligned} 2^\circ \text{ condição} &\rightarrow V_{sw} = V_{sd} - V_c; \\ V_{sw} &= 200,91 - 374,16 = -173,25 < 0 \end{aligned}$$

Como o valor de V_{sw} é menor que 0, não existe a necessidade de armadura, a não ser a mínima.

A taxa geométrica referente a área de aço da armadura transversal é dada pela equação a seguir.

$$\rho_{sw\alpha, \min} = 0,20 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}}$$

Onde:

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,30 \cdot \sqrt[3]{35^2} = 3,21 \text{ MPa};$$

α : inclinação da armadura transversal em relação ao eixo longitudinal da peça;

f_{ywk} : valor característicos da resistência ao escoamento do aço da armadura transversal.

Substituindo a equação tem-se o valor da taxa geométrica de armadura.

$$\rho_{sw90, \min} = 0,20 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}} \rightarrow 0,20 \cdot \left(\frac{3,21}{500}\right) = 0,00128 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Conhecido a taxa de armadura e determinado o diâmetro da barra transversal é determinado o espaçamento entre estribos. Adotando que o diâmetro da barra transversal é de $\emptyset 8,00\text{mm}$ tem que a equação a seguir.

$$\rho_{sw90, \min} = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s \cdot \text{sen}\alpha}$$

Onde:

A_{sw} : área de aço da seção transversal dos estribos;

b_w : largura média da alma;

s : espaçamento entre estribos medido a partir do eixo longitudinal da peça.

Substituindo a equação acima tem-se:

$$\rho_{sw90, \min} = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s \cdot \text{sen}90} \rightarrow 0,00128 = \frac{2 \cdot \left(\frac{\pi \cdot 0,80^2}{4}\right)}{35,00 \cdot s \cdot 1} \rightarrow s = 22,37 \text{ cm}$$

Adotando um espaçamento de 20,00 cm e diâmetro da barra transversal é de Ø8,00mm tem-se que a taxa geométrica real referente a armadura transversal é de:

$$\rho_{sw90,min} = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s \cdot \sin 90} = \frac{2 \cdot \left(\frac{\pi \cdot 0,80^2}{4} \right)}{35,00 \cdot 20 \cdot 1} = 0,00144 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

A tabela 50 a seguir apresenta os valores calculados acima para as demais seções da viga protendida em desenvolvimento.

Tabela 50 – Resumo dos valores referentes a verificação da viga protendida ao cisalhamento.

Dados		S ₀	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄	S ₅
x (m)		0,00	1,90	3,80	5,70	7,60	9,50
q (kN)		30,9					
M _{sd} (kN.m)		0	702,8	1249,36	1639,82	1874,04	1952,16
σ _{p,∞} (MPa)		985,19	1008,42	1024,84	1034,46	1033,13	1039,27
α °		0	4,55	4,55	4,55	0	0
cos α °		1,000	0,997	0,997	0,997	1,000	1,000
sen α °		0,000	0,079	0,079	0,079	0,000	0,000
e (m)		0,133	0,257	0,382	0,499	0,541	0,541
d' (m)		0,513	0,389	0,264	0,147	0,105	0,105
Ap (cm ²)		17,76					
Esforços de protensão	P (kN)	1749,69	1790,96	1820,12	1837,20	1834,84	1845,74
	N (kN)	1749,69	1785,31	1814,38	1831,41	1834,84	1845,74
	M (kN.m)	232,17	458,27	692,53	913,31	992,08	997,97
V _s (kN)		293,55	234,84	176,13	117,42	58,71	0,00
V _{sd} (kN)		410,97	200,91	116,63	33,22	82,19	0,00
α _{v2}		0,860					
V _{Rd2,1}	(kN)	887,87	1139,81	1393,78	1631,50	1716,83	1716,83
	V _{sd} ≤ V _{Rd2,1}	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok
f _{ctd} (kN/m ²)		1604,98					
V _{c0} (kN)		147,29	189,08	231,21	270,65	284,80	284,80
M ₀ (kN.m)		457,23	687,92	925,92	1148,88	1228,10	1235,39
V _c (kN)		147,29	374,16	402,57	460,27	471,44	465,04
V _{sw} (kN)		263,68	-173,25	-285,94	-427,05	-389,25	-465,04
As. Transversal		Cálc. As.	As. Min.	As. Min.	As. Min.	As. Min.	As. Min.
ρ _{sw90,min} (cm ² /cm)		0,00128					
s max (cm)		30					

Continua...

...Continuação

Ø do estribo (mm)	10	8	8	8	8	10
s (cm)	10,19	22,37	22,37	22,37	22,37	34,95
s adotado (cm)	10	20	20	20	20	20
ρ_{sw90} (cm ² /cm)	0,0045	0,0014	0,0014	0,0014	0,0014	0,0022
V_R (kN)	308,90	206,09	208,91	211,56	212,51	332,05

Fonte: autor, 2016.

7.1.11 Verificação da flecha máxima imediata – Verificação simplificada

A verificação da flecha máxima imediata será feita para o centro do vão (seção S_5), e de acordo com Faria (2016), pode ser feito através dos cálculos abaixo.

7.1.11.1 Determinação do momento de fissuração (M_r)

A determinação do momento de fissuração é dada pela seguinte equação

$$M_r = \left(\frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_c}{y_t} + \frac{N_p \cdot I_c}{A \cdot y_t} + N_p \cdot e \right)$$

Onde:

M_r : Momento de fissuração;

α : 1,20 para seções T;

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot \sqrt[3]{35^2} = 3,21 \text{ MPa};$$

y_t : distância do centro de gravidade à fibra mais tracionada = 64,60 - 10,50 = 54,10cm;

I_c : Momento de inercia da seção bruta = 4800000 cm⁴;

$N_p = n^\circ$ de cabos . área de aço do cabo. $\sigma_{p,\infty} = 2 \cdot 8,88 \cdot 103,93 = 1845,80$ kN

e : distância do centro de gravidade até à fibra mais tracionada = 64,60 - 10,50 = 54,10cm;

A : área bruta da seção

Substituindo os valores acima se tem o momento de fissuração dado pela equação abaixo.

$$M_r = \left(\frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_c}{y_t} + \frac{N_p \cdot I_c}{A \cdot y_t} + N_p \cdot e \right) \rightarrow$$

$$\left(\frac{1,20 \cdot 0,321 \cdot 4800000}{54,10} + \frac{1845,80 \cdot 4800000}{5800 \cdot 54,10} + 1845,80 \cdot 54,10 \right) \rightarrow$$

$$34176,70 + 28235,83 + 99857,78 = 162270,31 \text{ kN} \cdot \text{cm} = 1622,70 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Comparando o valor do momento de fissuração com o valor do momento fletor proveniente do peso próprio se tem a seguinte verificação.

$$M_{g1} < M_r \rightarrow \text{Não fissura}$$

$$654,31 \text{ kN} \cdot \text{m} < 1622,70 \text{ kN} \cdot \text{m} \rightarrow \text{Não fissura}$$

Como o momento de fissuração foi maior do que o valor do momento fletor referente ao carregamento consequente do peso próprio admite-se que o valor da inercia na região tracionada da viga será a inercia total da peça bruta, uma vez que a mesma não fissurou, deste modo a verificação da flecha no centro do vão é determinada pelas equações a seguir.

$$a = \left(\frac{5 \cdot p \cdot l^4}{384 \cdot E_c \cdot I} - \frac{M_{p,\infty} \cdot l^2}{8 \cdot E_c \cdot I} \right) < a_{\text{limite}}$$

Onde:

a: flecha máxima;

$$E_c = 0,90 \cdot E_{ci} = 0,90 \cdot 32099,62 = 28889,66 \text{ MPa};$$

p = Carregamento uniformemente distribuído = 30,90 kN.m;

l : comprimento do vão máximo = 19,00 metros;

I : Inercia da seção bruta.

$$a_{\text{limite}} = l/500 \text{ (5.4.3.3.2 da NBR 9062:2005)} = 1900/500 = 3,80 \text{ cm.}$$

Substituindo os valores acima na equação da flecha tem se o seguinte valor

$$a = \frac{5 \cdot p \cdot l^4}{384 \cdot E_c \cdot I} - \frac{M_{p,\infty} \cdot l^2}{8 \cdot E_c \cdot I} = \frac{5 \cdot 30,90 \cdot 19,00^4}{384 \cdot 28889660 \cdot 0,048} - \frac{997,97 \cdot 19,00^2}{8 \cdot 28889660 \cdot 0,048}$$

$$\rightarrow 0,0378 - 0,0324 = 0,0053 \text{ m} = 0,53 \text{ cm} < 3,80 \text{ cm} \rightarrow \text{Flecha atendida!}$$

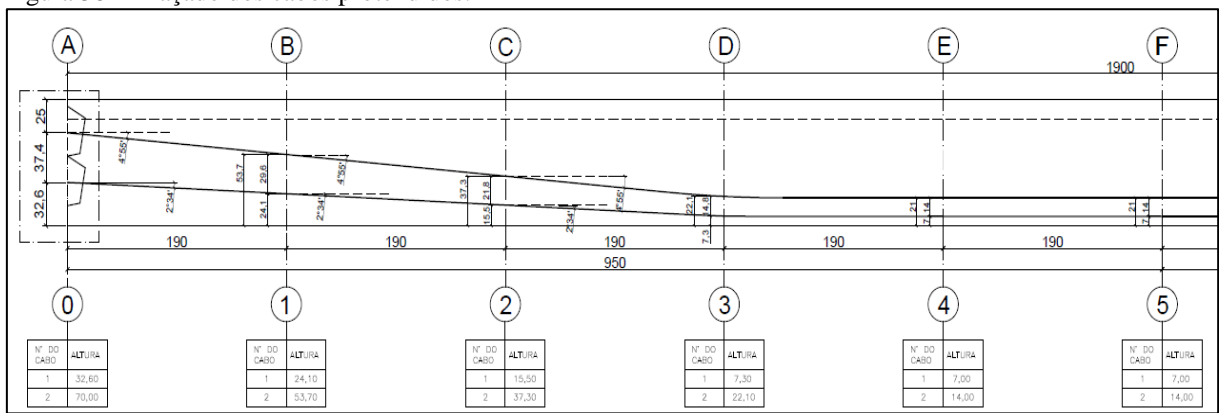
7.1.12 Detalhamento final da viga protendida

As figuras 38, 39, 40 a seguir apresentam os detalhes referentes a viga protendida dimensionada acima, e os apêndices listados abaixo apresentam na íntegra o projeto final de tal viga.

Apêndice G - Folha 01/02 - Projeto básico: Estrutura de concreto – Viga protendida VIP – Detalhamento da armadura ativa;

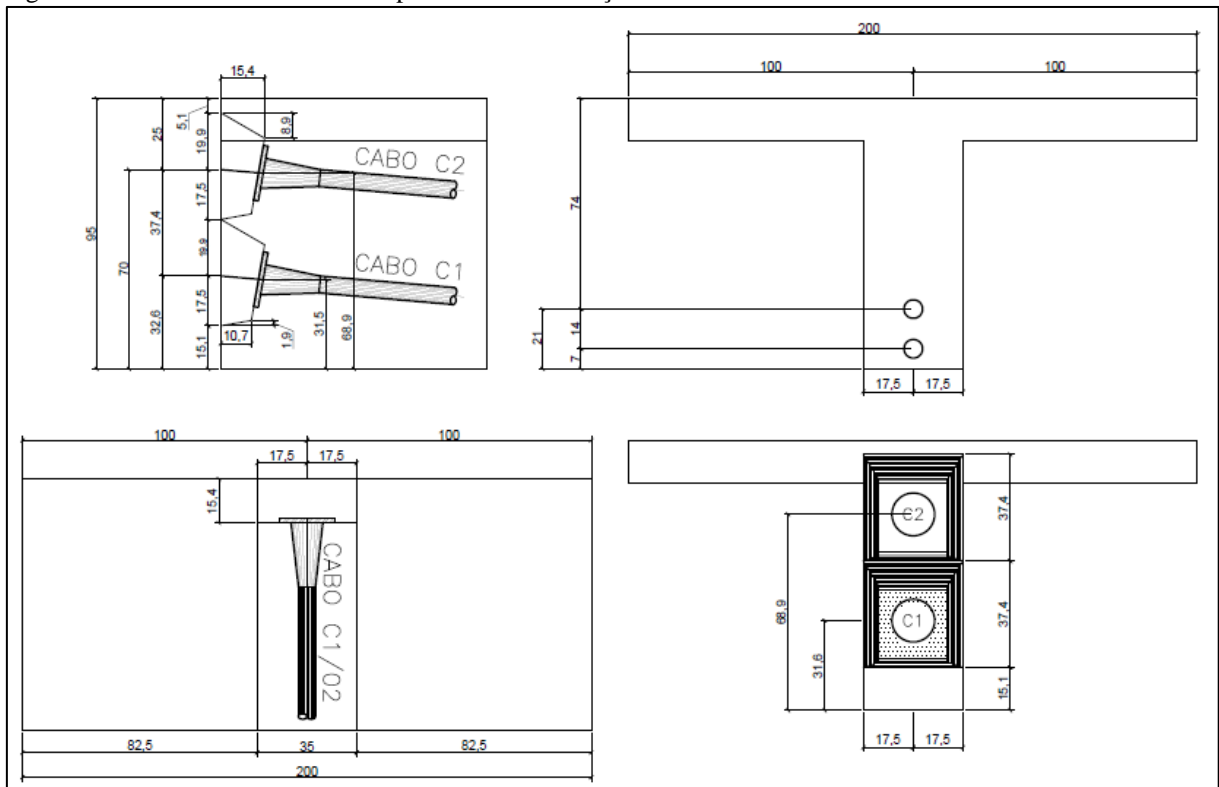
Apêndice H - Folha 02/02 - Projeto básico: Estrutura de concreto – Viga protendida VIP – Detalhamento da armadura passiva.

Figura 38 – Traçado dos cabos protendidos.



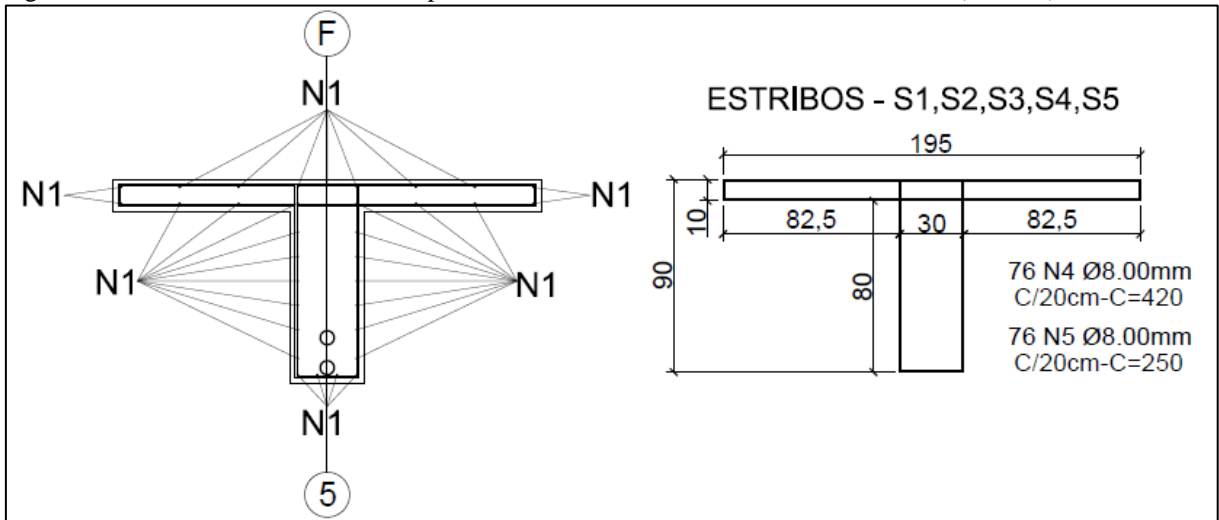
Fonte: autor, 2016.

Figura 39 - Detalhamento dos cabos protendidos e da seção transversal.



Fonte: autor, 2016.

Figura 40 – Detalhamento da armadura passiva e da armadura resistente ao cisalhamento (estribos).

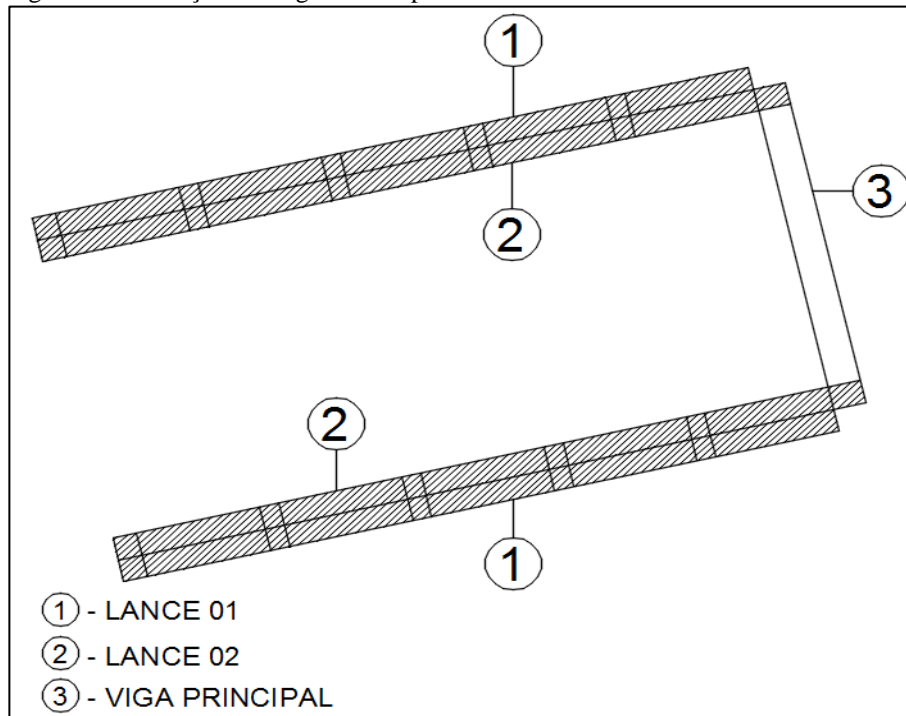


Fonte: autor, 2016.

7.2 Dimensionamento das vigas das rampas – V01 a V10

As vigas das rampas serão do tipo pré-moldadas in loco, ou seja, serão armadas e concretadas sobre o solo e içadas posteriormente até o seu local previsto em projeto. A seção tipo das vigas da rampa será do tipo U, pois as abas laterais além de auxiliarem na rigidez e na resistência do elemento estrutural também servirão de parte do guarda corpo exigido na rampa. A locação das vigas pode ser visto na figura 41 a seguir.

Figura 41 – Locação das vigas da rampa.

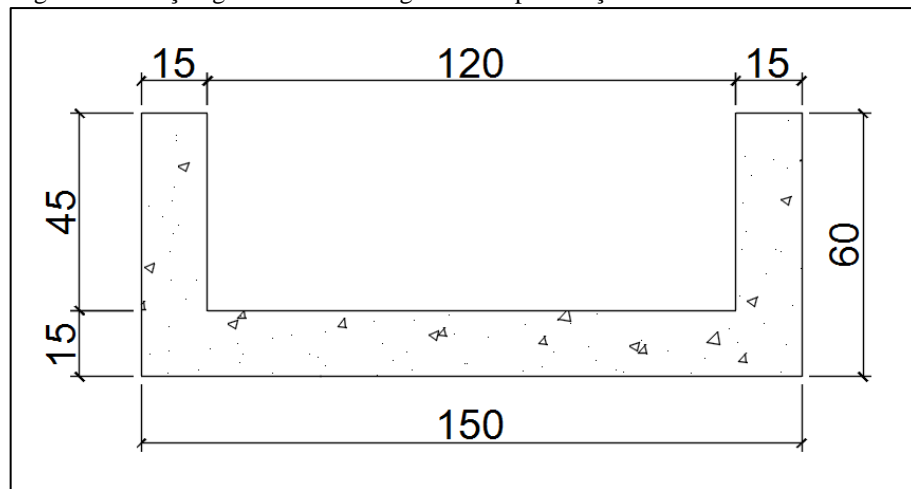


Fonte: autor, 2016.

7.2.1 Seção Geométrica

A seção geométrica da seção será única em todas as vigas, e se tratando de uma seção U a medida da base de tal seção será de 1,50 metros, e a largura das abas será de 0,15 metros, deste modo obtendo-se uma largura livre na rampa de 1,20 metros (atendendo a NBR 9050:2015). O detalhamento da seção U é visto na figura 42 abaixo.

Figura 42 – Seção geométrica das vigas da rampa – Seção U.



Fonte: autor, 2016.

7.2.3 Carregamentos

Os carregamentos que atuação na estrutura serão:

Peso próprio da seção de concreto - g_1 - Ação permanente;

Revestimento - g_2 - Ação permanente;

Guarda corpo - g_{22} - Ação permanente;

Carga acidental - q - Ação variável;

Carga referente ao vento - q_j - Ação variável – Desconsiderada no sentido vertical e considerada no sentido horizontal nas direções X e Y, assim impactando apenas no dimensionamento dos pilares.

7.2.3.1 Peso próprio – g_1

A determinação do peso próprio é dada pela relação da área da seção e o peso próprio do concreto. A equação a seguir demonstra a determinação do peso próprio.

Dados:

Seção geométrica: Viga U detalhada no tópico acima;

γ concreto: 25,00 kN/m³.

$$g_1 = \text{área} \cdot \gamma_{\text{concreto}} \rightarrow [(0,15 \cdot 1,50) + (2 \cdot 0,45 \cdot 0,15)] \cdot 25 = 9,00 \text{ kN/m}$$

7.2.3.2 Revestimento do piso superior – g_2

A determinação do revestimento é dada pela equação abaixo.

Dados

Largura da base (b_w): 1,50 metros;

γ revestimento (Argamassa de cimento, cal e areia): 19,00 kN/m³;

Espessura do revestimento: 3,00 cm.

$$g_2 = b_w \cdot \text{esp. do revest.} \cdot \gamma_{\text{revestimento}} \rightarrow 1,50 \cdot 0,03 \cdot 19,00 = 0,86 \text{ kN/m}$$

7.2.3.3 Carregamento proveniente do guarda corpo – g_{22}

O carregamento proveniente do guarda corpo é estabelecido pelo manual ISF 219 (DNIT, 2015) é de 2,00 kN/m, como se tem guarda corpo dos dois lados da rampa, adota-se 4,00 kN/m.

7.2.3.4 Carregamento acidental – q

O carregamento acidental para passarelas de pedestres estabelecida pela norma NBR 7188 (ABNT, 2013) é de 5,00 kN/m², logo o valor do carregamento atuante em um metro linear é dado pela equação abaixo.

$$q \text{ (kN/m)} = b_w \cdot q \rightarrow 1,50 \cdot 5,00 = 7,50 \text{ kN/m}$$

7.2.3.5 Resumo dos carregamentos

Com os valores cálculos acima, temos o carregamento total que atuara ao longo da rampa, como mostra tabela 51 a seguir.

Tabela 51 – Resumo dos carregamentos atuantes nas vigas da rampa.

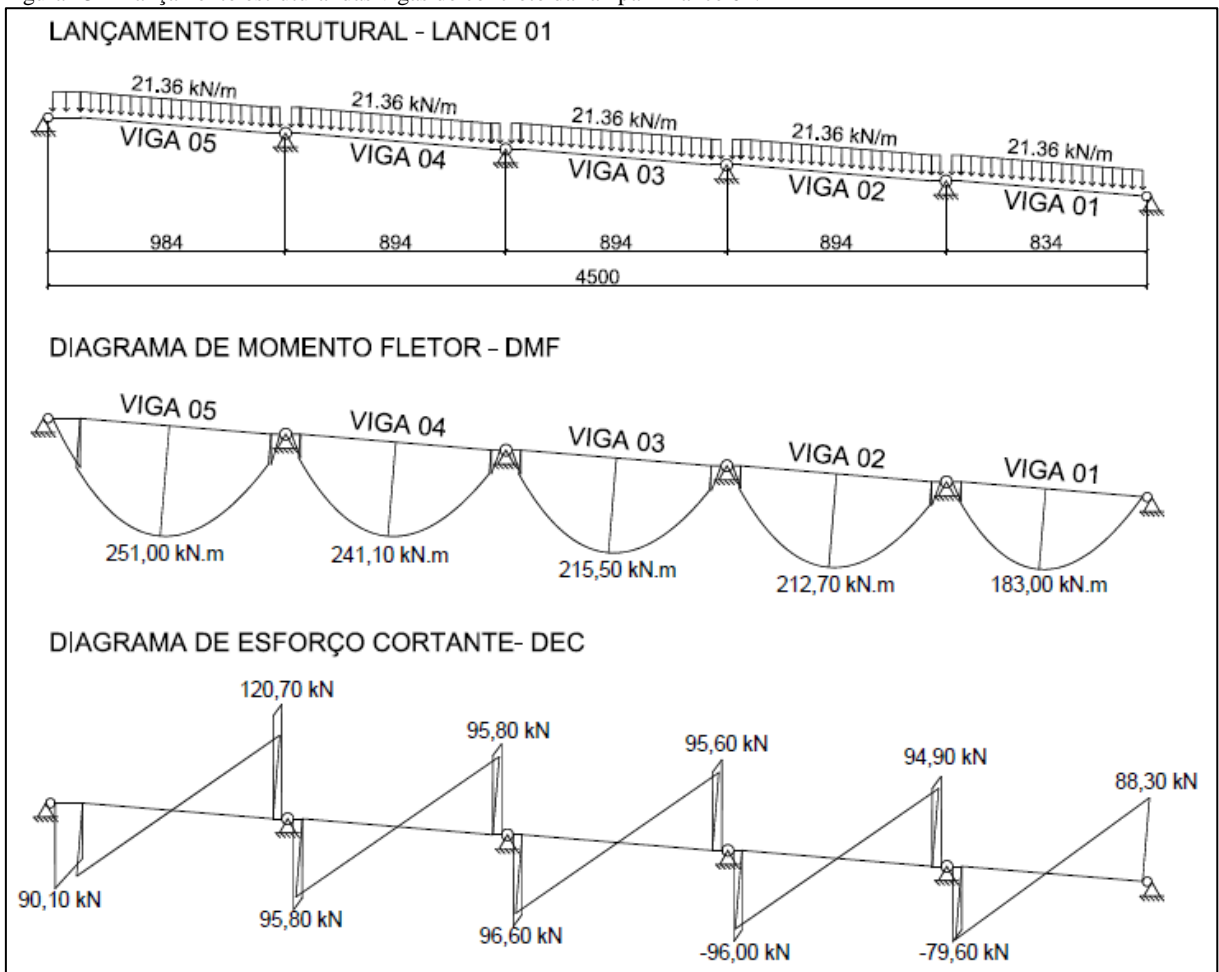
Carregamentos - Seção U		
Tipo	kN/m	kN/m
g_1 - Peso próprio-Seção U	9,00	
g_{21} - revestimento	0,86	
g_{22} - guarda corpo	4,00	21,36
q - acidental	7,50	

Fonte: autor, 2016.

7.2.4 Lançamento estrutural

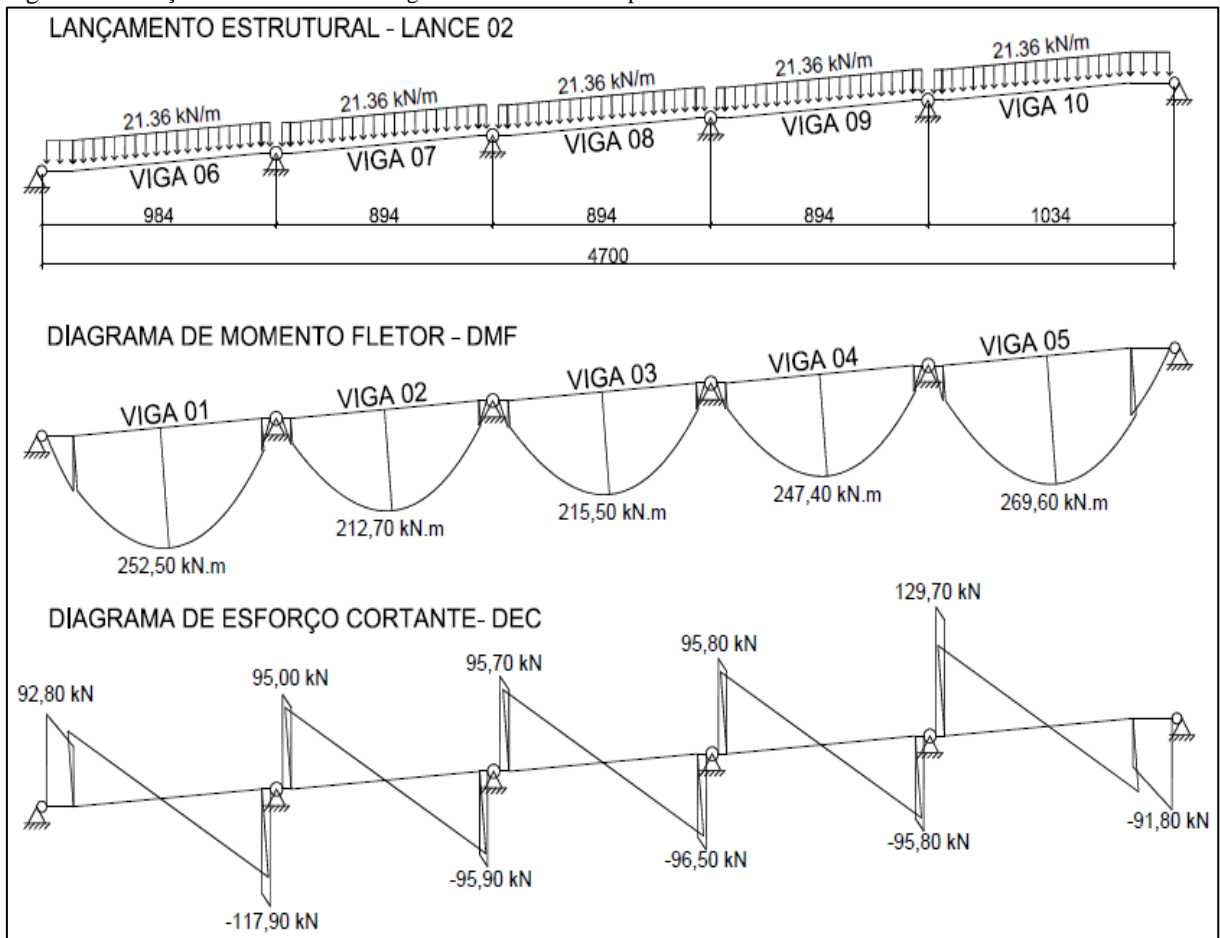
O lançamento estrutural esquemático será feito no software ftool. Para efeito de cálculo será considera aparelhos de apoio intermediários para ligação viga/pilar. As figuras a seguir demonstram o lançamento. A figura 43 e 44 apresentam respectivamente o lançamento do lance 01 e do lance 02 e seus diagramas de momento fletor (DMF) e esforço cortante (DEC).

Figura 43 – Lançamento estrutural das vigas de concreto da rampa – Lance 01.



Fonte: autor, 2016.

Figura 44 - Lançamento estrutural das vigas de concreto da rampa – Lance 02.



Fonte: autor, 2016.

7.2.5 Dimensionamento da armadura no Estado limite ultimo de utilização – ELU

O dimensionamento das armaduras das vigas para o ELU será feito a partir dos parâmetros e equações estabelecidas pela norma NBR 6118 (ABNT 2014) e por Carvalho e Filho (2014). O detalhamento das equações e cálculos será realizado para a Viga 01 (localizada no lance 01 da rampa).

Dados iniciais:

Momento: 183,00 kN.m → 18.300,00 kN.cm;

f_{ck} : 35,00 MPa → 3,50 kN/cm²;

f_{yk} : 500,00 MPa → 50,00 kN/cm²;

d' inicial: 5,00 cm → 0,05 m;

γ_f coeficiente de majoração das ações: 1,40;

γ_f coeficiente de minoração do concreto: 1,40;

γ_f coeficiente de minoração do concreto: 1,15;

7.2.5.1 Posicionamento da linha neutra

De acordo com Carvalho e Filho (2014), sempre que possível, trabalhar com equações dimensionais se torna conveniente. Na forma adimensional para concretos com resistência menor ou igual 50 Mpa, o método de cálculos para se encontrar o posicionamento da linha neutra se dá pelas equações a seguir.

$$K_{Md} = \frac{Md}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \rightarrow \frac{183,00 \cdot 1,40 \cdot 100}{(15 + 15) \cdot (60 - 5)^2 \cdot \left(\frac{\left(\frac{35}{10}\right)}{1,40}\right)} = 0,113$$

Para o valor de $K_{Md} = 0,133$, tem se o valor de K_x dado pela a equação abaixo:

$$K_{Md} = 0,68 \cdot K_x - 0,272 \cdot (K_x)^2 \rightarrow 0,113 = 0,68 \cdot K_x - 0,272 \cdot (K_x)^2 \rightarrow K_x = 0,179$$

De acordo com a norma NBR 6118 (ABNT, 2014) o valor máximo de K_x para que a viga trabalhe com armadura simples (nesta situação o aço atua somente contra os esforços de tração) é de 0,45, logo a viga calculada acima atende este pré requisito, uma vez que o valor se seu K_x foi de 0,179.

7.2.5.2 Dimensionamento da armadura longitudinal – Flexão

Com o valor de K_x conhecido é possível calcular a área de aço necessária na seção e concreto em análise. A equação abaixo demonstra tais cálculos.

$$A_s = \frac{Md}{K_z \cdot d \cdot f_{yd}} \rightarrow A_s = \frac{183,00 \cdot 1,40 \cdot 100}{(1 - 0,40 \cdot 0,179) \cdot (60 - 5) \cdot \left(\frac{\left(\frac{500}{10}\right)}{1,15}\right)} = 11,55 \text{ cm}^2$$

Com a área de aço necessária para resistir aos esforços de flexão conhecida a determinação do número de barras necessária se faz através da relação entre área de aço total e a área de aço referente a uma barra. Por opção do projetista optou-se por utilizar apenas barras de $\varnothing 16,00\text{mm}$, deste modo a determinação do número de barras fica da seguinte maneira.

$$n^{\circ} \text{ de barras} = \frac{As \text{ total}}{As \text{ barra}} \rightarrow \frac{11,55}{\frac{\pi \cdot \left(\frac{16}{10}\right)^2}{4}} = 5,716 \text{ barras}$$

Adotando 6 barras → Área de aço real 12,06cm²

7.2.5.3 Resumo – Armadura longitudinal de flexão

A tabela 52 abaixo apresenta os valores resultantes dos cálculos acima para as demais vigas que se localizam na rampa.

Tabela 52 – Resumo dos valores calculados acima para todas as vigas da rampa – Lance 01 e 02 – Flexão.

Viga	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
M (kN.cm)	18320	21270	21550	21410	25100	25250	21270	21550	21410	26960
M _d (kN.cm)	25648	29778	30170	29974	35140	35350	29778	30170	29974	37744
k _{Md}	0,113	0,131	0,133	0,132	0,253	0,156	0,131	0,133	0,132	0,166
K _x	0,179	0,211	0,214	0,212	5,400	0,255	0,211	0,214	0,212	0,275
As cálc. (cm ²)	11,55	13,60	13,80	13,70	15,83	16,46	13,60	13,80	13,70	17,58
Ø Barra										
long. (mm)	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16
Quant. Barras	6	7	7	7	8	9	7	7	7	9
As real. (cm ²)	12,06	14,07	14,07	14,07	16,08	18,09	14,07	14,07	14,07	18,09

Fonte: autor, 2016.

7.2.6 Dimensionamento da armadura transversal – Cisalhamento

Os dimensionamentos e verificações necessárias para a armadura transversal serão feitos para a viga 01, localizada no lance 01 da rampa. Abaixo é apresentado o valor do esforço cortante máximo no trecho e da carga uniformemente destituída nele atuante.

Cortante: 88,30 kN;

Carregamento ao longo da viga: 21,35 kN/m.

A seguir segue os passos utilizados o dimensionamento e verificação descritos acima.

1° passo - Verificação do esmagamento da biela de concreto.

$$a) V_{sd} = 1,40 \cdot 88,30 = 123,62 \text{ kN};$$

$$b) V_{Rd2,1} = 0,27 \cdot \alpha_2 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

Onde:

$$\alpha_2 = 1 - \left(\frac{f_{ck}}{250}\right) = 1 - \left(\frac{35}{250}\right) = 0,86;$$

$$\text{Logo, } V_{Rd2,1} = 0,27 \cdot 0,86 \cdot \left(\frac{\left(\frac{35}{10}\right)}{1,40}\right) \cdot (15 + 15) \cdot (60 - 5) = 957,83 \text{ kN}$$

Como o valor de $V_{sd} \leq V_{Rd2}$, não há perigo do esmagamento da biela de concreto.

2° passo - Cálculo da armadura transversal

a) Força cortante absorvida por mecanismos complementares ao de treliça

$$V_c = 0,60 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

Onde:

$$f_{ctd} = 0,15 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,15 \cdot \sqrt[3]{35^2} = 1,604 \text{ MPa} \rightarrow 0,1604 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Logo, } V_c = 0,60 \cdot 0,1604 \cdot (15 + 15) \cdot (60 - 5) = 158,79 \text{ kN}$$

3° passo - Parcela de força cortante resistida pela armadura transversal

$$V_{sw} = V_{sd} - V_c \rightarrow 123,62 - 158,79 = -35,17 \text{ kN}$$

Como o valor de V_{sw} foi menor que zero, entende-se a seção de concreto seria suficiente para resistir aos esforços de cisalhamento, porém a norma NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece que toda viga deve possuir uma armadura transversal mínima constituída por estribos colocados em toda sua extensão. A armadura mínima é dada pela equação a seguir

$$\rho_{sw90,min} = \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}} \rightarrow \frac{\sqrt[3]{f_{ck}^2}}{500} \rightarrow \frac{\sqrt[3]{35^2}}{500} \rightarrow 0,00128$$

Conhecido o valor da taxa geométrica mínima, ao se determinar o diâmetro da barra utilizada na armadura transversal é possível encontrar o espaçamento necessário ($s_{m\acute{a}x.}$) entre tais estribos através da equação a seguir.

$$\rho_{sw90,min} = \frac{2 \cdot \text{área de aço da barra}}{b_w \cdot s_{m\acute{a}x.}}$$

Determinado o diâmetro do estribo em $\emptyset 8,00\text{mm}$, tem se que o espaçamento máximo entre eles conforme equação a seguir.

$$0,00128 = \frac{2 \cdot \left(\frac{\pi \cdot 0,80^2}{4}\right)}{(15 + 15) \cdot s_{max.}} \rightarrow s_{max.} = 26,10\text{cm} \rightarrow s_{adotado} = 25,00\text{ cm}$$

7.2.6.1 Resumo – Armadura transversal

A tabela 53 a seguir apresenta os valores calculados acima para todas as vigas da rampa.

Tabela 53 - Resumo dos valores calculados acima para todas as vigas da rampa – Lance 01 e 02 – Cisalhamento.

Viga	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
V_s (kN)	88,30	96,00	96,60	95,80	120,70	117,90	105,10	96,50	129,70	91,80
V_{sd} (kN)	123,6 2	134,4 0	135,24	134,12	168,98	165,06	147,14	135,10	181,58	128,52
α_{v2}	0,86									
f_{ctd} (kN/m ²)	1604,98									
$V_{Rd2,1}$ (kN)	957,83									
$V_{sd} \leq V_{Rd2}$	OK									
$\rho_{sw90,min}$	0,00128									
\emptyset estribo (mm)	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8
$s_{m\acute{a}x.}$ (cm)	26,10	26,10	26,10	26,10	26,10	26,10	26,10	26,10	26,10	26,10
$s_{adot.}$ (cm)	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25

Fonte: autor, 2016.

7.2.7 Armadura longitudinal de pele

Segunda a norma NBR 6118 (ABNT, 2014), a função da armadura de pele é minimizar os problemas relacionados a fissuração, retração e variação de temperatura, onde tal armadura se torna obrigatória para vigas com altura superior a 60 cm de altura, uma vez que nas vigas da rampa a altura não é superior a tal valor a armadura de pele não se faz necessária.

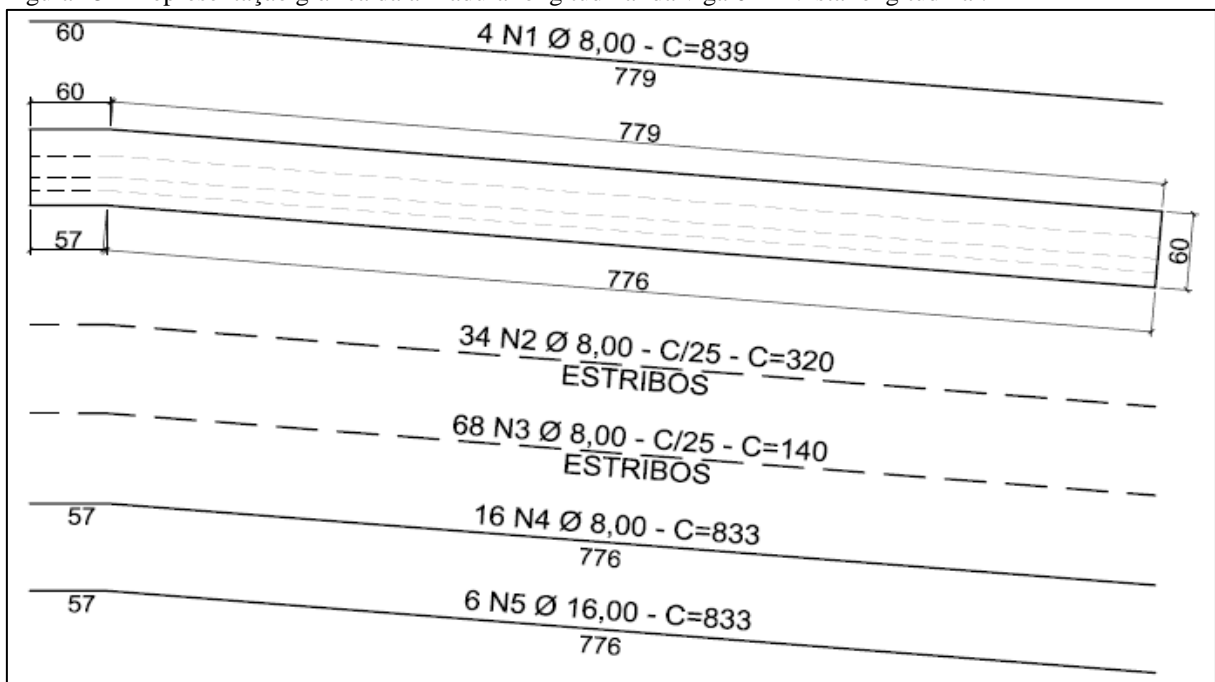
7.2.8 Armadura longitudinal construtiva

Devido às dimensões da viga e ao formato U da mesma, fez se necessário a necessidade de armadura construtiva. Tais barras longitudinais servirão de porta estribos e não terão função estrutural alguma na viga.

7.2.9 Detalhamento da armadura longitudinal e transversal das vigas de concreto da rampa

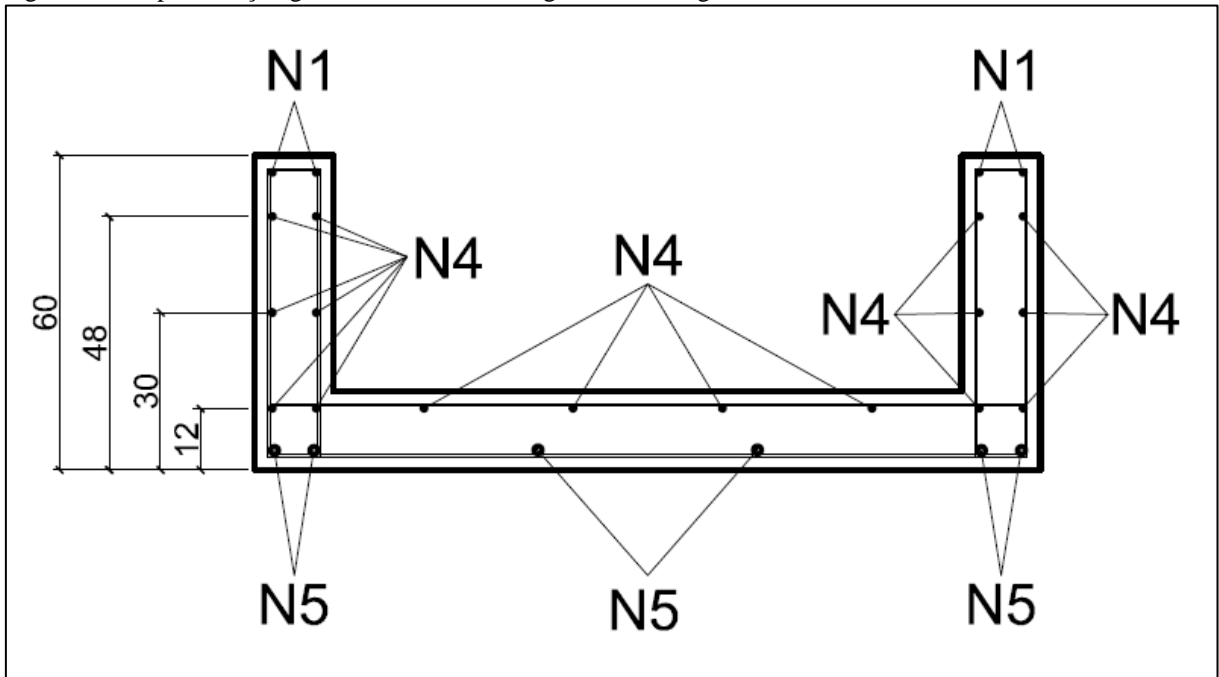
As figuras 45, 46 e 47 apresentam respectivamente a representação gráfica do detalhamento da Viga 01 dimensionada acima, de modo que tal detalhamento será feito para todas as vigas que contemplam as rampas de acesso a passarela.

Figura 45 – Representação gráfica da armadura longitudinal da viga 01 – Vista longitudinal.



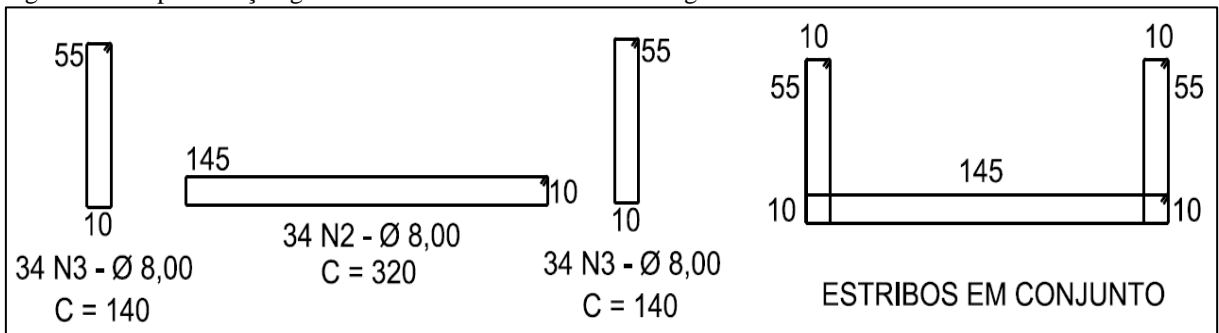
Fonte: autor, 2016.

Figura 46 - Representação gráfica da armadura longitudinal da viga 01 – Vista transversal.



Fonte: autor, 2016.

Figura 47 - Representação gráfica da armadura transversal da viga 01 – Vista transversal.



Fonte: autor, 2016.

7.2.10 Verificações de deformação no Estado limite de serviço – ELS

De acordo com Faria (2014), quanto ao estado limite de serviço, a verificação para estruturas em concreto armado se limitam ao ESL-W, onde deve se verificar a flecha para a combinação quase permanente e a vibração por meio da limitação da flecha para a carga.

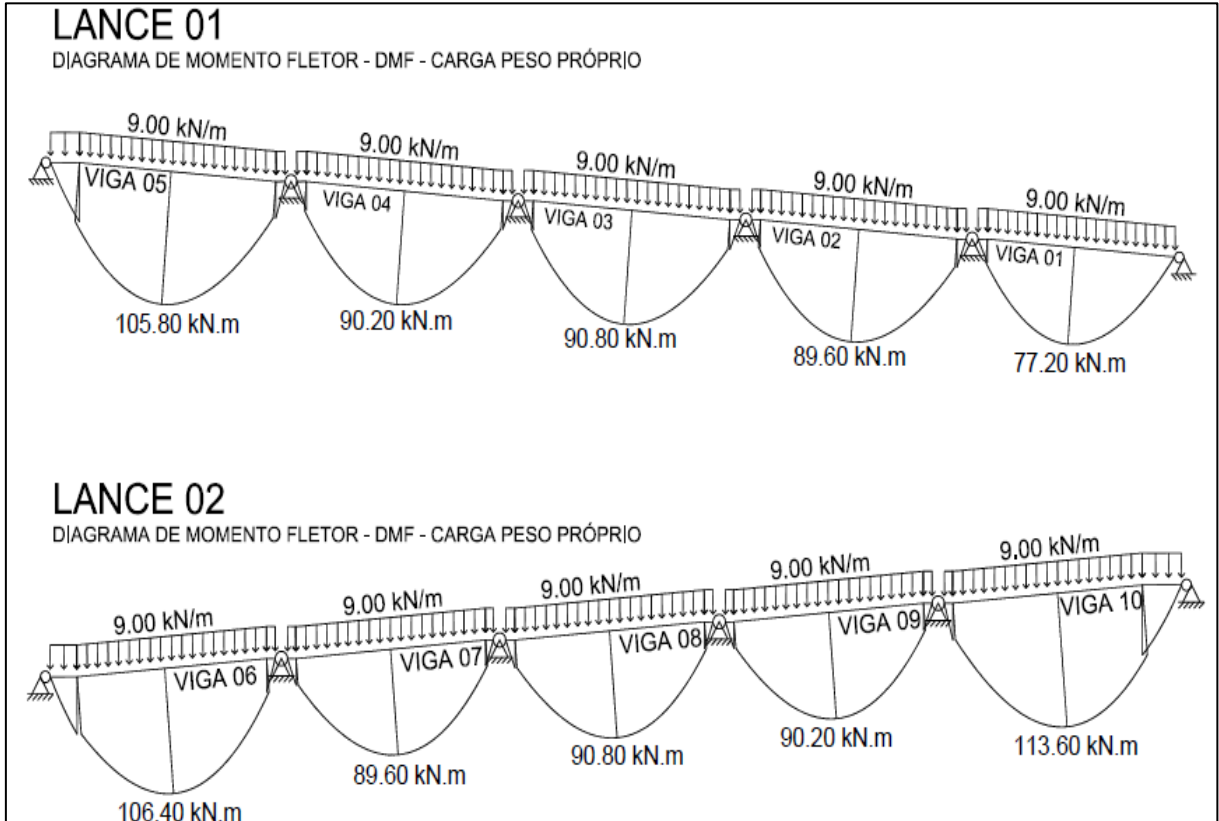
A verificação a seguir será realizada para a Viga 05 (localizada no lance 01 da rampa).

1º passo - Determinação do carregamento proveniente do peso próprio da estrutura.

$$g_1 = 9,00 \text{ kN/m}$$

Considerando apenas o peso próprio da estrutura, o valor do momento máximo M_{g1} é dado pelo diagrama de momento fletor mostrado na figura 48 abaixo.

Figura 48 – Diagrama de momento fletor das vigas do lance 01 – Considerando apenas peso próprio.



Fonte: autor, 2016.

O Momento fletor máximo M_{g1} para a viga 05 é de 105,80 kN/m.

Para a verificação no ELS são definidos abaixo as características da seção transversal da peça projetada com concreto de resistência a compressão de 35 MPa, onde tais valores serão utilizados para definir o momento de fissuração resistido pela seção.

$$E_{ci} = 1,0 \text{ (granito e gnaiss)} \cdot 5600 \sqrt{35} = 33150,50 \text{ MPa};$$

$$\alpha_i = \left(0,80 + 0,20 \cdot \frac{35}{80} \right) \leq 1,0 \rightarrow$$

$$\rightarrow \alpha_i = 0,89 \leq 1,0 \rightarrow \text{OK};$$

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} = \rightarrow$$

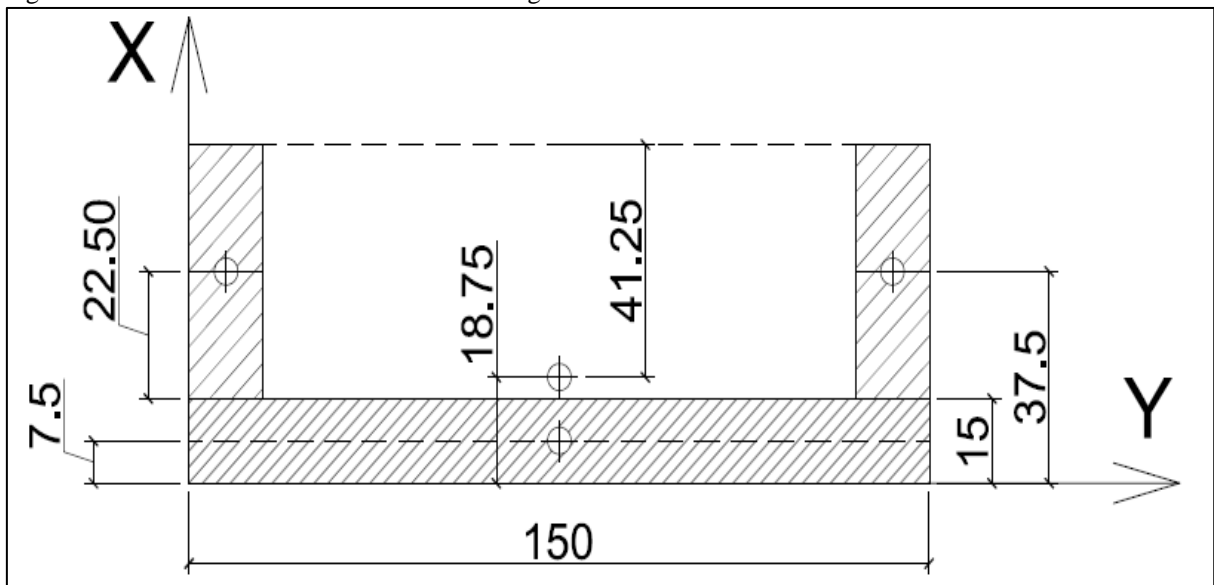
$$\rightarrow 0,888 \cdot 33150,50 = 29402,92 \text{ MPa};$$

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot 35^{\frac{2}{3}} = 3,21 \text{Mpa} \rightarrow$$

$$\rightarrow 0,321 \text{ kN/cm}^2$$

Para as demais verificações será necessário conhecer o valor do momento da inércia da seção U de concreto em relação a um eixo horizontal no centro de gravidade da seção (Estádio I, seção bruta), como mostra a figura 49 e as equações abaixo.

Figura 49 – Posicionamento da linha neutra da viga 05.



Fonte: autor, 2016.

$$y_{cg} = \frac{((150 \cdot 15) \cdot 7,5) + 2 \cdot (15 \cdot 45 \cdot 37,5)}{(150 \cdot 15) + 2 \cdot (15 \cdot 45)} \rightarrow$$

$$\rightarrow 18,75 \text{ cm}$$

$$I_1 \text{ (figura 01)} = \left(\frac{150 \cdot 15^3}{12} \right) + (150 \cdot 15) \cdot (8,75 - 7,5)^2 \rightarrow$$

$$\rightarrow 678164,06 \text{ cm}^4$$

$$I_1 \text{ (figura 02)} = 2 \cdot \left(\frac{15 \cdot 45^3}{12} \right) + (15 \cdot 40) \cdot (8,75 - 37,5)^2 \rightarrow$$

$$\rightarrow 465117,18 \text{ cm}^4$$

$$I_1 \text{ (total)} = 678164,06 + 465117,18 \rightarrow$$

$$\rightarrow 1029375,00 \text{ cm}^4$$

Conhecendo a inércia da peça ($1.029.375,00 \text{ cm}^4$) é possível determinar o momento de fissuração da seção transversal e tal valor é dado pela equação abaixo.

$$M_r \text{ (momento de fissuração)} = \frac{1,2 \text{ (seção T ou duplo T)} \cdot f_{ctm} \cdot I_i}{y_t} \rightarrow$$

$$\rightarrow M_r = \frac{1,20 \cdot 0,321 \cdot 1029.375,00}{60,00 - 18,75} \rightarrow$$

$$\rightarrow 9612,38 \text{ kN.cm}$$

Como $M_{g1} > M_r$ conclui-se que já após a retirada do escoramento a seção no meio do vão estará trabalhando no estágio II (surgimento de microfissuras), sendo necessário calcular a inércia no estágio II puro e utilizar a expressão para cálculo da inércia equivalente da norma NBR 6118 (ABNT, 2014).

$$X_{ii} = \frac{-a_2 \mp \sqrt{(a_2)^2 - 4 \cdot a_1 \cdot a_3}}{2 \cdot a_1}$$

As equações a seguir são complementares a equação acima para definir a inércia no estágio II.

$$a_1 = \frac{bf}{2} \rightarrow \frac{30}{2} = 15,00 \text{ cm};$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cs}} \rightarrow \frac{210000}{29402,92} = 7,14;$$

$$a_2 = \alpha_e \cdot A_s \rightarrow 7,14 \cdot 16,08 \rightarrow$$

$$\rightarrow 114,85 \text{ cm};$$

$$a_3 = -d \cdot \alpha_e \cdot A_s \rightarrow -55 \cdot 7,14 \cdot 16,08 \rightarrow$$

$$\rightarrow -6316,53 \text{ cm};$$

$$\text{Logo, } X_{ii} = \frac{-114,85 \mp \sqrt{(114,85)^2 - 4 \cdot 15 \cdot (-6316,53)}}{2 \cdot 15,00}$$

$$\rightarrow 17,05 \text{ cm};$$

Como $X_{II} = 17,88 \text{ cm} < hf = 27,00 \text{ cm}$, a linha neutra passa pela região de concreto comprida, desta maneira a inercia do estádio II puro é dado pela equação a seguir.

$$I_{ii} = \frac{bf \cdot (X_{ii})^3}{3} \cdot \alpha_e \cdot A_s \cdot (d - X_{ii})^2$$

$$\begin{aligned} \text{Logo, } I_{ii} &= \frac{30 \cdot (17,05)^3}{3} + 7,14 \cdot 16,08 \cdot (60 - 17,88)^2 \rightarrow \\ &\rightarrow 214965,91 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

7.2.11 Flecha imediata em vigas de concreto armado

Para uma avaliação aproximada da flecha imediata nas vigas de concreto pode-se utilizar a expressão de rigidez equivalente, onde uma vez $M_{gl} > M_r$ conclui-se que a seção de concreto irá sofrer fissuras, que diminuirão a inercia da peça. Para isso utiliza-se a formula da inercia média de Bresson (NBR 6118:2014), onde a inercia da seção vai se variar de acordo com o carregamento nela aplicado.

$$I_{eq} = I_i \cdot \left\{ \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 + I_{II} \cdot \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \right] \right\}; \text{ onde:}$$

I_i é a inércia do estádio I, ou seja, inércia com a peça sem fissuras;

I_{ii} é a inércia do estádio II;

M_a é o momento fletor na seção crítica do vão considerado, ou seja, o momento máximo no vão para vigas bi apoiadas ou contínuas e momento no apoio para balanços, para a combinação de ações considerada nessa avaliação;

M_r é o momento de fissuração do elemento estrutural, cujo valor deve ser reduzido à metade no caso de utilização de barras lisas.

Para a equação acima a inercia média de Bresson vai variar em relação ao momento que estará atuando na seção, onde a combinação para tais momentos são:

$$\begin{aligned} \text{Carga permanente} &= g_1 + g_{21} + g_{22} \rightarrow \\ &\rightarrow 9,00 + 0,86 + 4,00 = 13,86 \text{ kN/m;} \end{aligned}$$

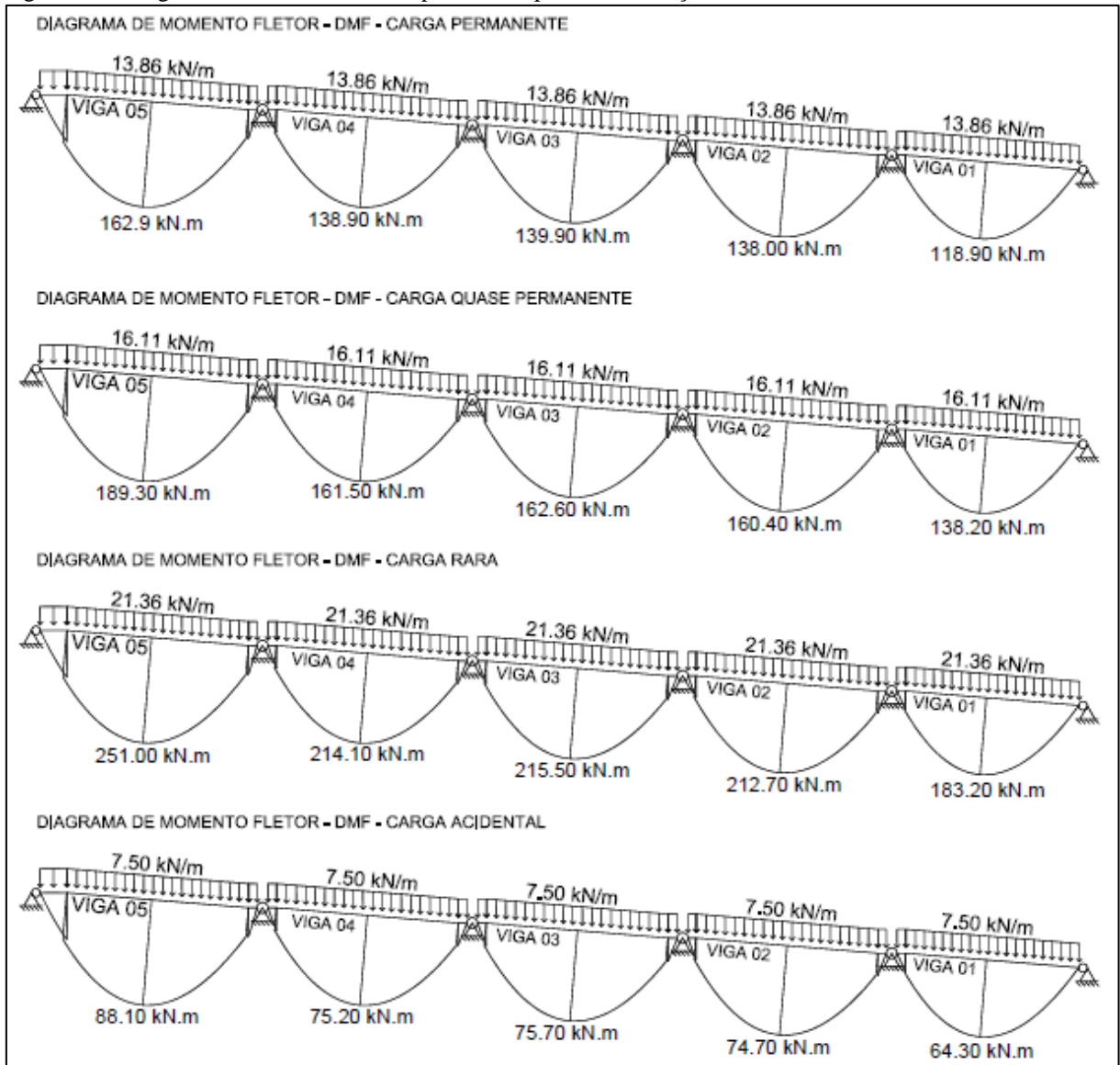
$$\begin{aligned} \text{Carga quase permanente} &= g_1 + g_{21} + g_{22} + (\psi_2 \cdot q) \rightarrow \\ &\rightarrow 13,86 + 0,30 \cdot 7,50 = 16,11 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Carga rara} &= g_1 + g_{21} + g_{22} + q \rightarrow \\ &\rightarrow 13,86 + 7,50 = 21,36 \text{ kN/m;} \end{aligned}$$

$$\text{Carga acidental} = q = 7,50 \text{ kN/m.}$$

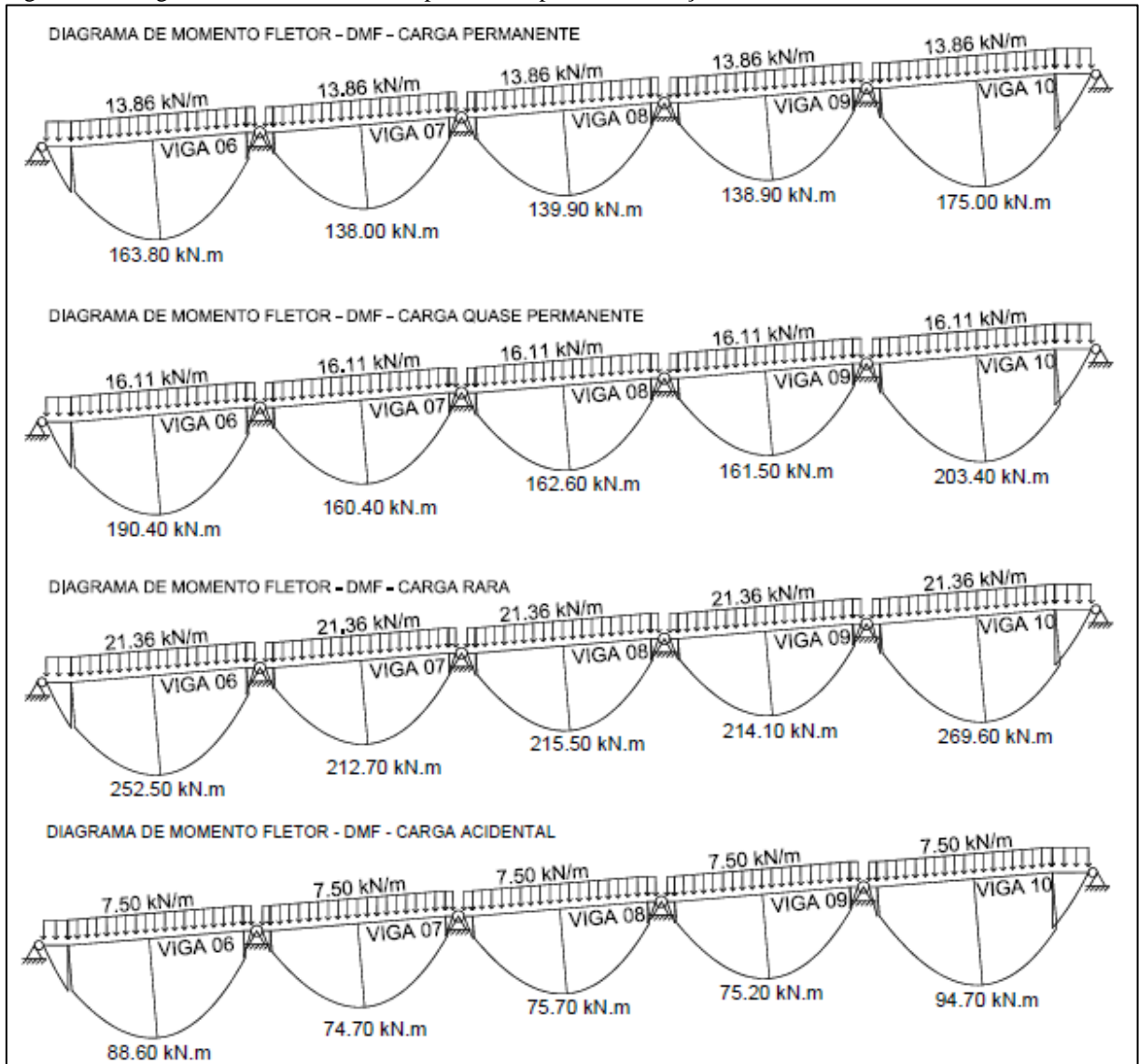
Para as cargas acima define-se seus respectivos momentos atuantes, como mostra os diagramas de momentos fletor dos lances 01 e 02 mostrado na figura 50 e 51 a seguir.

Figura 50 – Diagramas de momento fletor para cada tipo de combinação – Lance 01.



Fonte: autor, 2016.

Figura 51 - Diagramas de momento fletor para cada tipo de combinação – Lance 02.



Fonte: autor, 2016.

A tabela 54 a seguir resume os valores referentes aos momentos em suas respectivas combinações de serviço para a viga 05, de modo que para cada momento fletor a inercia equivalente será diferente.

Tabela 54 – Valores dos carregamentos para cada tipo de carregamento para a viga 05 localizada no lance 01.

Tipo de carregamento	Viga 05
Carga permanente	162,90
Carga quase permanente	189,30
Carga rara	251,00
Carga acidental	88,10

Fonte: autor, 2016.

Com os momentos acima e o valor do momento de fissuração (M_r) e inércia do estádio I e II conhecidos, utilizamos a equação de Bresson para determinar as inércias equivalentes.

$$I_{eq} \text{ carga perm.} = 1029375,00 \cdot \left\{ \left(\frac{9612,38}{162,90 \cdot 100} \right)^3 + 214965,91 \cdot \left[1 - \left(\frac{9612,38}{162,90 \cdot 100} \right)^3 \right] \right\} \rightarrow \\ \rightarrow 382295,19 \text{ cm}^4;$$

$$I_{eq} \text{ quase perm.} = 1029375,00 \cdot \left\{ \left(\frac{9612,38}{189,30 \cdot 100} \right)^3 + 214965,91 \cdot \left[1 - \left(\frac{9612,38}{189,30 \cdot 100} \right)^3 \right] \right\} \rightarrow \\ \rightarrow 321596,87 \text{ cm}^4;$$

$$I_{eq} \text{ carga rara.} = 1029375,00 \cdot \left\{ \left(\frac{9612,38}{251,00 \cdot 100} \right)^3 + 214965,91 \cdot \left[1 - \left(\frac{9612,38}{251,00 \cdot 100} \right)^3 \right] \right\} \rightarrow \\ \rightarrow 260707,79 \text{ cm}^4.$$

Com todas as equações resolvidas acima é possível definir qual vai ser a flecha no centro do vão pela equação abaixo para uma viga em concreto simplesmente apoiada e sob carga uniforme q , o cálculo da flecha é dado pela equação abaixo:

$$a = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot Ecs \cdot I_{eq}}$$

Para os carregamentos e inércias médias de cada carga, se tem os seguintes valores:

$$a \text{ (q carga perm.)} = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot Ecs \cdot I_{eq}} = \frac{5 \cdot \left(\frac{13,60}{100} \right) \cdot 987^4}{384 \cdot \left(\frac{29402,92}{10} \right) \cdot 382295,19} \rightarrow \\ \rightarrow 1,52 \text{ cm};$$

$$a \text{ (q carga q. perm.)} = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot Ecs \cdot I_{eq}} = \frac{5 \cdot \left(\frac{16,11}{100} \right) \cdot 987^4}{384 \cdot \left(\frac{29402,92}{10} \right) \cdot 321596,87} \rightarrow \\ \rightarrow 2,10 \text{ cm};$$

$$a \text{ (q carga rara)} = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot Ecs \cdot I_{eq}} = \frac{5 \cdot \left(\frac{21,36}{100}\right) \cdot 987^4}{384 \cdot \left(\frac{29402,92}{10}\right) \cdot 260707,79} \rightarrow$$

$$\rightarrow 3,44 \text{ cm}$$

A flecha para o carregamento acidental (consequência de vibrações) é dada pela relação entre a flecha da carga rara e a flecha da carga permanente, deste modo a deformação causada pela carga acidental é dada pelo cálculo a seguir.

$$a \text{ (q acidental)} = 3,44 - 2,10 \rightarrow$$

$$\rightarrow 1,34 \text{ cm}$$

Após determinadas as flechas imediatas NBR 6118:2014 prescreve parâmetros para o cálculo da flecha no tempo infinito, uma vez que devido ao efeito da fluência que faz com a deformação no concreto se estenda durante a sua utilização faça que a flecha se altere, geralmente aumentando seu valor. A equação a seguir é indicada para os cálculos de flecha infinita.

$$a_{t, \infty} = a_{t, 0} \times (1 + \alpha f)$$

Onde:

$a_{t, \infty}$ = flecha no tempo infinito;

$a_{t, 0}$ = flecha imediata devido as cargas quase permanentes $\rightarrow 2,00 \text{ cm}$

$$\alpha f = \frac{\Delta \xi}{1 + 50 \times \rho'}$$
, onde:

ρ' é 0, pois não existe armadura resistente a compressão;

$\Delta \xi = \Delta \xi(t) - \Delta \xi(0)$, onde:

$\Delta \xi(t) = 2,00$ para t maior de 70 meses (5,80 anos)

$\Delta \xi(0) = 0,68 \times 0,996^t \times t^{0,32}$, onde t dada pela seguinte relação $\frac{\text{escoramento (28 dias)}}{30}$

Para o valor de t maior que 70 meses temos $\Delta \xi = 2,00$ e para o escoramento de 28 dias tem se t = 0,70. Com os valores acima a equação de $\Delta \xi$ fica da seguinte forma:

$$\Delta \xi = 2 - (0,68 \times 0,996^{0,933} \times 0,933^{0,32}) = 1,47$$

Com $\Delta\xi$ conhecido é possível determinar α_f .

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1 + 50 \cdot \rho'} \rightarrow$$

$$\rightarrow \frac{1,337}{1 + 50} = 1,47$$

De posse do valor de α_f , é possível utilizar a equação principal e encontrar o valor da flecha infinita.

$$at, \infty = at, 0 \times (1 + \alpha_f) \rightarrow 2,10 \times (1 + 1,47) \rightarrow$$

$$\rightarrow 5,20 \text{ cm}$$

Ao analisar o valor da flecha no tempo infinito da viga 05 é possível perceber ele ultrapassou o valor limite de 3,95 cm (L/350), para estes casos a norma NBR 6118 (ABNT, 2014) informa a opção dê-se aplicar uma contra flecha que não tenha valor superior a flecha consequente do carregamento acidental (L/350 = 987/350 = 2,82 cm). Aplicando tal condição, a seguir resume os valores referentes as flechas para todas as combinações de serviço e para o tempo infinito adotou-se o valor de 1,50 de contra flecha para que todas as verificações fossem atendidas. A tabela 55 a seguir resumi os valores relacionados a flechas da viga 05.

Tabela 55 – Valores da flecha no centro da viga 05 localizada no lance 01.

Tipo do carregamento	Flecha limite	Flecha limite (cm)	Flecha(cm)	Contra flecha (cm)	Flecha final (cm)
Carga permanente			1,52		0,02
Carga quase permanente	L/250	3,95	2,10		0,60
Carga rara			3,44	1,50	1,94
Carga acidental	L/350	2,82	1,34		0,16
Tempo infinito	L/250	3,95	5,20		3,70

Fonte: autor, 2016.

As tabelas 56 e 57 a seguir apresentam os valores referentes a inércia do estádio II (I_{ii}) para as demais vigas localizadas na rampa (lance 01 e 02).

Tabela 56 – Valores cálculos para determinação da inércia do estádio II – Vigas 01 a 05 – Lance 01.

	Viga 01	Viga 02	Viga 03	Viga 04	Viga 05
E_{ci}			33130,05		
α_i			0,89		
E_{cs}			29402,92		
α_e			7,14		
Y_{eg} (cm)			18,75		
I_b			1029375,00		
y_t			41,25		
f_{ctm}			3,21		
M_r (Kn.cm)			9612,38		
M_{g1} (Kn.cm)	7720,00	8960,00	9080,00	9020,00	10580,00
a_1 (cm)			15,00		
A_s (cm ²)	12,06	14,07	14,07	14,07	16,08
a_2 (cm ²)	86,13	100,49	100,49	100,49	114,85
a_3 (cm ²)	4737,39	5526,95	5526,95	5526,95	6316,52
x_{II}	15,13	16,14	16,14	16,14	17,05
I_{ii0}	171555,69	193794,58	193794,58	193794,58	214965,91

Fonte: autor, 2016.

Tabela 57 - Valores cálculos para determinação da inércia do estádio II – Vigas 06 a 10 – Lance 02.

	Viga 06	Viga 07	Viga 08	Viga 09	Viga 10
E_{ci}			33130,05		
α_i			0,89		
E_{cs}			29402,92		
α_e			7,14		
Y_{eg} (cm)			18,75		
I_b			1029375,00		
y_t			41,25		
f_{ctm}			3,21		
M_r (Kn.cm)			9612,38		
M_{g1} (Kn.cm)	10640,00	8960,00	9080,00	9020,00	11360,00
a_1 (cm)			15,00		
A_s (cm ²)	18,09	14,07	14,07	14,07	18,09
a_2 (cm ²)	129,20	100,49	100,49	100,49	129,20
a_3 (cm ²)	7106,08	5526,95	5526,95	5526,95	7106,08
x_{II}	17,88	16,14	16,14	16,14	17,88
I_{ii0}	235187,34	193794,58	193794,58	193794,58	235187,34

Fonte: autor, 2016.

As tabelas 58 e 59 a seguir apresentam os valores referentes as flechas máximas para cada categoria de uso para as demais vigas localizadas na rampa (lance 01 e 02).

Tabela 58 - Valores cálculos para determinação das flechas máximas – Vigas 01 a 05 – Lance 01.

	Viga 01	Viga 02	Viga 03	Viga 04	Viga 05
$M_{m\acute{a}x}$.Carga permanente (kN.m)	118,90	138,00	139,90	138,90	162,90

Continua...

...Continuação

$M_{\text{máx}}$ Carga quase permanente (kN.m)	138,20	160,40	162,60	161,50	189,30
$M_{\text{máx}}$ Carga rara (kN.m)	183,20	212,70	215,50	214,10	251,00
$M_{\text{máx}}$ Carga acidental (kN.m)	64,30	74,70	75,70	75,20	88,10
Flecha Carga permanente (cm)	0,48	0,83	0,85	0,84	1,52
Flecha Carga quase permanente (cm)	0,76	1,24	1,26	1,25	2,10
Flecha Carga rara (cm)	1,57	2,26	2,28	2,27	3,44
Flecha Carga acidental (cm)	0,81	1,02	1,02	1,02	1,34
Flecha no tempo infinito (cm)	1,88	3,05	3,11	3,08	5,20
Flecha limite - Combinação permanente, quase permanente e rara	3,35		3,59		3,94
Flecha limite - combinação acidental	2,39		2,56		2,81
Contra Flecha (cm)	0	0	0	0	1,50
Flecha no tempo infinito-contr flecha (cm)	1,88	3,05	3,11	3,08	3,70
Verificações	OK	OK	OK	OK	OK

Fonte: autor, 2016.

Tabela 59 - Valores cálculos para determinação das flechas máximas – Vigas 06 a 10 – Lance 10.

	Viga 06	Viga 07	Viga 08	Viga 09	Viga 10
$M_{\text{máx}}$ Carga permanente (kN.m)	163,60	138,00	139,90	138,90	175,00
$M_{\text{máx}}$ Carga quase permanente (kN.m)	190,40	160,40	162,60	161,50	203,40
$M_{\text{máx}}$ Carga rara (kN.m)	252,50	212,70	215,50	214,10	269,60
$M_{\text{máx}}$ Carga acidental (kN.m)	88,60	74,70	75,70	75,20	94,70
Flecha Carga permanente (cm)	1,47	0,83	0,85	0,84	1,93
Flecha Carga quase permanente (cm)	2,01	1,24	1,26	1,25	2,59
Flecha Carga rara (cm)	3,22	2,26	2,28	2,27	4,03
Flecha Carga acidental (cm)	0,25	0,11	0,11	0,11	0,36
Flecha no tempo infinito (cm)	4,95	3,05	3,11	3,08	6,38
Flecha limite - Combinação permanente, quase permanente e rara	3,95		3,59		4,14
Flecha limite - combinação acidental	2,82		2,56		2,95
Contra Flecha (cm)	1,00	0,00	0,00	0,00	2,50
Flecha no tempo infinito-contr flecha (cm)	3,95	3,05	3,11	3,08	3,88
Verificações	OK	OK	OK	OK	OK

Fonte: autor, 2016.

7.2.13 Detalhamento final das vigas de concreto armado da rampa – V01 a V10

Os detalhamentos finais das vigas da rampa podem ser vistos na integra nos apêndices listados abaixo.

Apêndice I - Folha 01/06 – Projeto básico: Estrutura de concreto – Detalhamento das vigas (Lance 01 x 02);

Apêndice J - Folha 02/06 – Projeto básico: Estrutura de concreto – Detalhamento das vigas (Lance 02 x 02).

7.3 Dimensionamento dos pilares

Os tópicos a seguir apresentam os cálculos utilizados para dimensionamento dos pilares de concreto armado.

7.3.1 Ações atuantes nos pilares das rampas

Para consideração final dos esforços serão considerados as seguintes cargas atuantes:

Peso próprio da seção de concreto - g_1 - Ação permanente;

Revestimento - g_2 - Ação permanente;

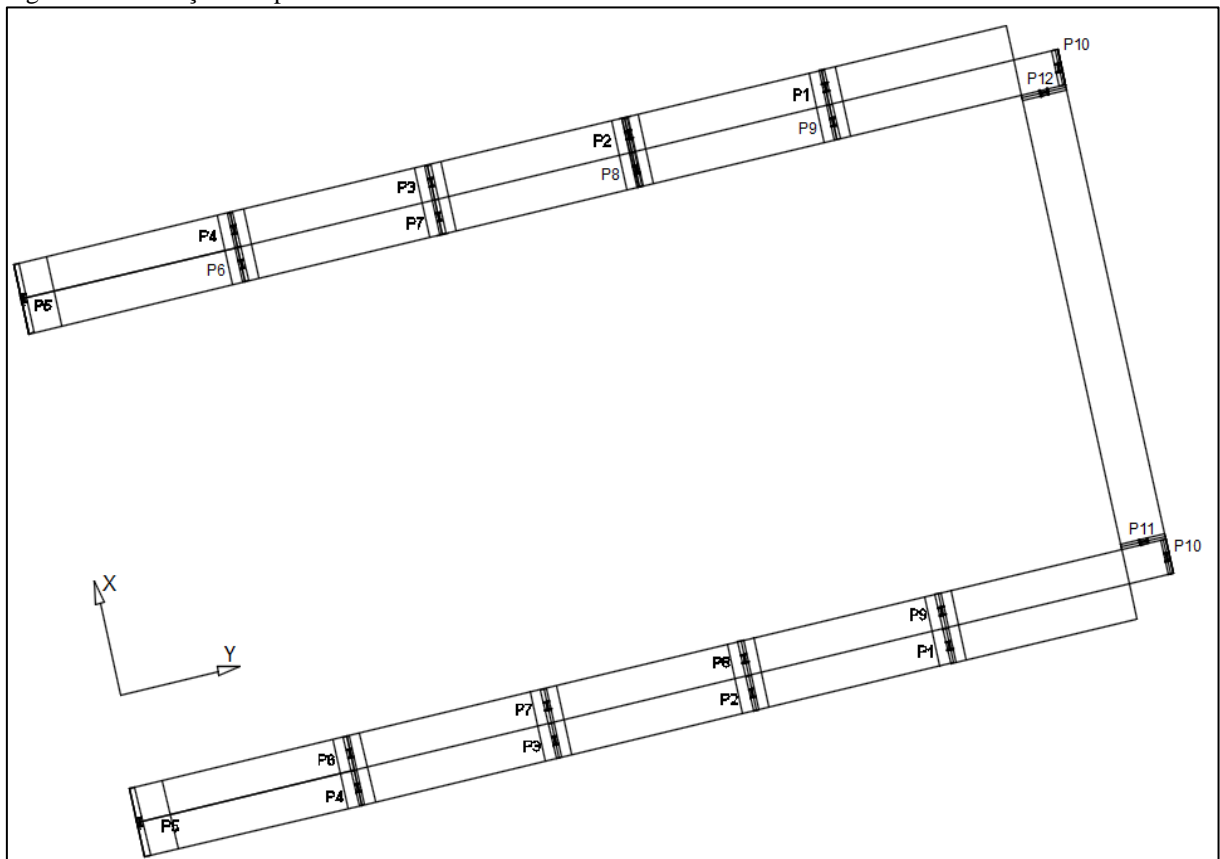
Guarda corpo - g_{22} - Ação permanente;

Carga acidental - q - Ação variável;

Carga referente ao vento - q_j - Ação variável.

O dimensionamento será feito para o pilar 10, e a figura 52 a seguir apresenta a localização dos pilares.

Figura 52 – Localização dos pilares



Fonte: autor, 2016.

7.3.1.1 Carga referente ao desaprumo - Direção X e Y

A carga referente ao desaprumo é dada pelas imperfeições construtivas e pelas deformações sofridas pelo elemento estrutural (proporcional à altura do elemento). A equação a seguir determina o desaprumo.

$$\varphi = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{H}}$$

Para o pilar 10 do projeto tem-se que sua altura é de 6,45 metros, desta maneira a equação é dada a seguir.

$$\varphi = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{H}} = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{6,45}} \rightarrow$$

$$\rightarrow 0,004 \text{ radianos}$$

Com o valor do desaprumo conhecido, é determinado a força horizontal atuante na estrutura. A equação a abaixo calcula tal força horizontal.

$$F_d = \varphi \cdot P$$

Onde:

P: Carga Axial atuante na estrutura

Para o pilar 10 a carga axial P é de 121,61 kN, desta maneira a força horizontal é dada abaixo.

$$F_d = \varphi \cdot P = 0,004 \cdot 121,61 \rightarrow$$

$$\rightarrow 0,48 \text{ kN}$$

7.3.1.2 Carga referente ao vento – Direção X e Y

A determinação do valor do carregamento referente ao vento é feita da mesma maneira como foi feita para a estrutura metálica. As tabelas 60 e 61 a seguir resumi os valores calculados.

Tabela 60 – Determinação da ação do vento nos pilares – Parte 01.

Pilar	S1	S2						S3	V ₀ (m/s)	V _k (m/s)	Q (kN/m ²)	
		Cla.	Cat.	Fr	b	p	z (m)					S2
1							0,64	0,70		27,12	0,45	
2							1,29	0,76		29,19	0,52	
3							1,93	0,79		30,45	0,57	
4							2,58	0,82		31,39	0,60	
5							3,22	0,83		32,13	0,63	
6	1	C	III	1	0,94	0,105	3,87	0,85	1,10	35	32,76	0,66
7							4,51	0,86			33,29	0,68
8							5,16	0,88			33,76	0,70
9							5,80	0,89			34,18	0,72
10							6,45	0,90			34,56	0,73
11							6,45	0,90			34,56	0,73
12							6,45	0,90			34,56	0,73

Fonte: autor, 2016.

Tabela 61 - Determinação da ação do ventos nos pilares – Parte 02.

C _x	C _y	H viga (m)	L _X (m)	L _Y (m)	F _x (kN)	F _y (kN)
			8,34	1,5	2,59	0,30
			8,94	1,5	3,22	0,35
			8,94	1,5	3,51	0,38
			8,94	1,5	3,73	0,41
		0,6	9,84	1,5	4,30	0,43
			9,84	1,5	4,47	0,44
1,15	0,75		8,94	1,5	4,19	0,46
			8,94	1,5	4,31	0,47
			8,94	1,5	4,42	0,48
			10,34	1,5	5,22	0,49
		0,95	2,00	19	1,60	6,26
		0,95	2,00	19	1,60	6,26

Fonte: autor, 2016.

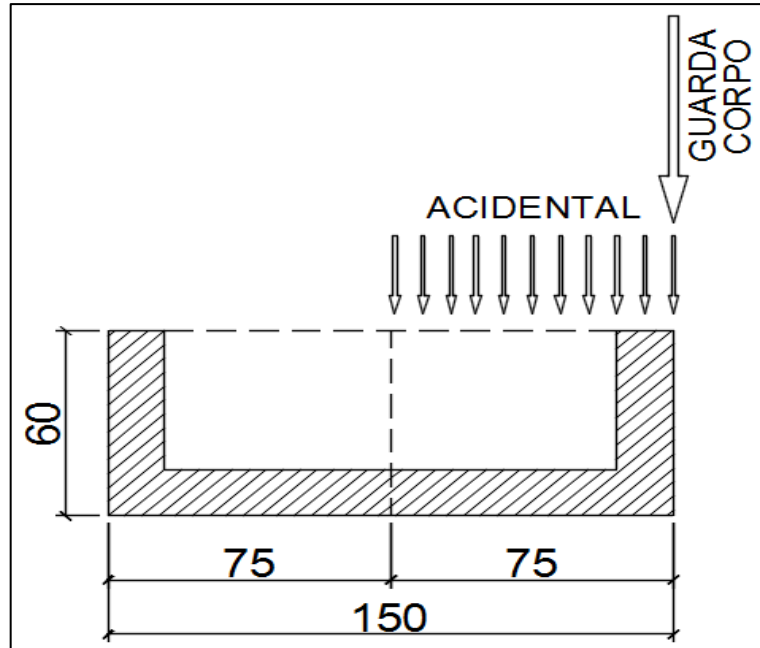
Analisando a tabela acima tem-se que o valor da carga consequente do vento é de 5,22 kN na direção X e 0,49 kN na direção Y.

7.3.1.3 Momento referente ao carga accidental – Direção X – Em torno de Y

A carga referente ao carregamento accidental parte da hipótese de que todas as pessoas que estejam trafegando sobre a passarela estejam locadas na metade de sua largura

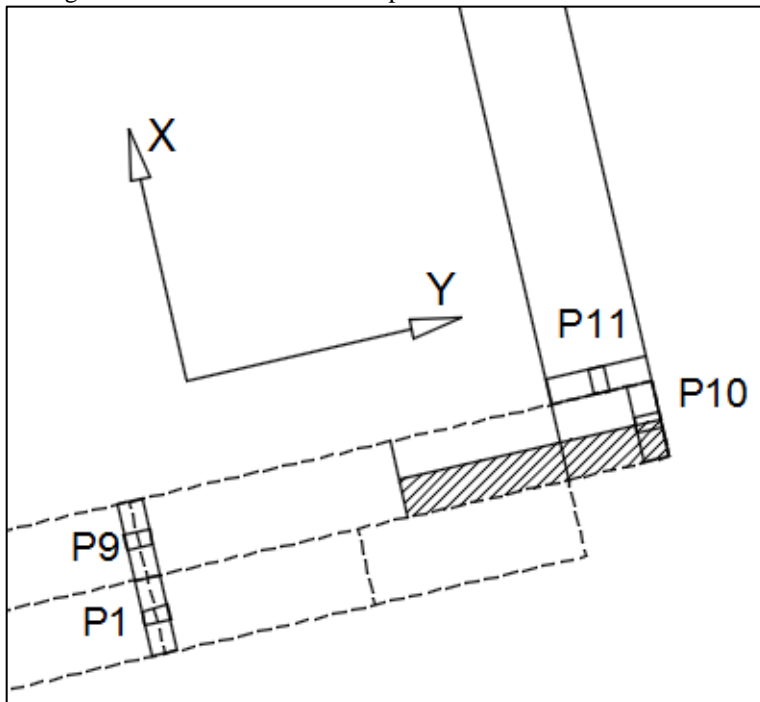
total, assim causando um carregamento descentralizado que conseqüentemente gera um momento. Para o pilar 10 com largura de rampa de 1,50 metros tem se a seguinte representação. A figura 53 e 54 a seguir apresenta graficamente a área de influência de carga para o pilar 10.

Figura 53 – Hipótese crítica para situação do momento proveniente do carregamento acidental – Vista transversal.



Fonte: autor, 2016.

Figura 54 - Hipótese crítica para situação do momento proveniente do carregamento acidental – Vista em planta – Pilar 10.



Fonte: autor, 2016.

Deste modo o valor do carregamento por metro linear transversal é dado pela equação a seguir.

$$Q = \text{comprimento} \cdot q = 5,17 \cdot 5,00 = 25,85 \text{ kN.m}$$

O momento atuante na seção na direção X é dado pela equação abaixo

$$M_{\text{acidental}} = \left(Q \cdot \frac{L}{2} \right) \cdot \frac{L}{2} = M = \left(25,85 \cdot \frac{1,50}{2} \right) \cdot \frac{1,50}{2} = 7,27 \text{ kN.m}$$

7.3.1.4 Momento referente ao carga do guarda corpo – Direção X – Em torno de Y

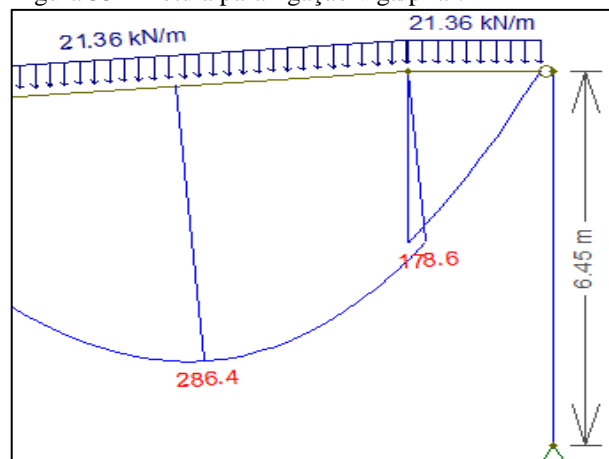
Como estabelecido pelo DNIT, deve ser considerado o valor de 2,00 kN/m ao longo de todo o guarda corpo. O momento consequente deste valor é dado abaixo para o pilar 10.

$$M_{\text{guarda corpo}} = (Q \cdot \text{comprimento}) \cdot \frac{L}{2} = (2 \cdot 5,17) \cdot \frac{1,50}{2} = 7,76 \text{ kN.m}$$

7.3.1.5 Momento referente ao carga acidental – Direção Y – Em torno de X

Para a direção Y não existirá momento referente ao guarda corpo, uma vez que a interação entre pilares e rampa é feito através de uma rótula (neoprene), deste modo anulando o momento fletor. A figura 55 a seguir apresenta a condição descrita acima.

Figura 55 – Rótula para ligação viga/pilar.



Fonte: autor, 2016.

7.3.1.6 Momento referente ao carga do guarda corpo – Direção Y – Em torno de X

Assim como dito no tópico acima, a carga atuante referente aos guarda corpos não exerce esforços referentes a momento fletor nos pilares.

7.3.1.7 Carga excepcional – Direção Y- Em torno de X

De acordo com a norma NBR 7188 (ABNT, 2013) deve ser considerado uma carga com intensidade de 100 kN no ponto mais desfavorável da passarela (viga central no meio do vão) e todos os pilares dever sem verificados para essa carga.

7.3.1.8 Resumo dos momentos

A tabela 62 a seguir apresenta os valores calculados acima para o pilar 10 na direção X e Y

Tabela 62 – Ações atuantes do pilar 10.

Direção	N (kN)	N _d (kN)	M acid. (kN/m)	M guarda corpo (kN/m)	F vento (kN)	F desap. (kN)	F Excep. (kN)
X	126,58	177,21	7,27	7,76	5,22	0,70	0
Y			0	0	0,49	0,70	0

Fonte: autor, 2016.

7.3.2 Combinações das ações

A seguir será determinado o valor dos momentos fletores para as combinações das ações exigidas pela norma NBR 6118 (ABNT,2014)

7.3.2.1 Combinação Normal

Para essa combinação são definidos os seguintes coeficientes de ponderação:

γ_{f1} e γ_{f3} : 1,40 para combinações permanentes e variáveis (acidentais);

γ_{f2} : 0,60 para ações do vento e 0,50 para cargas acidentais.

Desta maneira tem se a seguinte equação:

$M_{sd}(\text{combinação normal}) \rightarrow$

$$\rightarrow (M_{\text{guarda corpo}} \cdot \gamma_1) + (M_{\text{desaprumo}} \cdot \gamma_1) + (M_{\text{acidental}} \cdot \gamma_3) + (M_{\text{vento}} \cdot \gamma_2 \cdot \gamma_3)$$

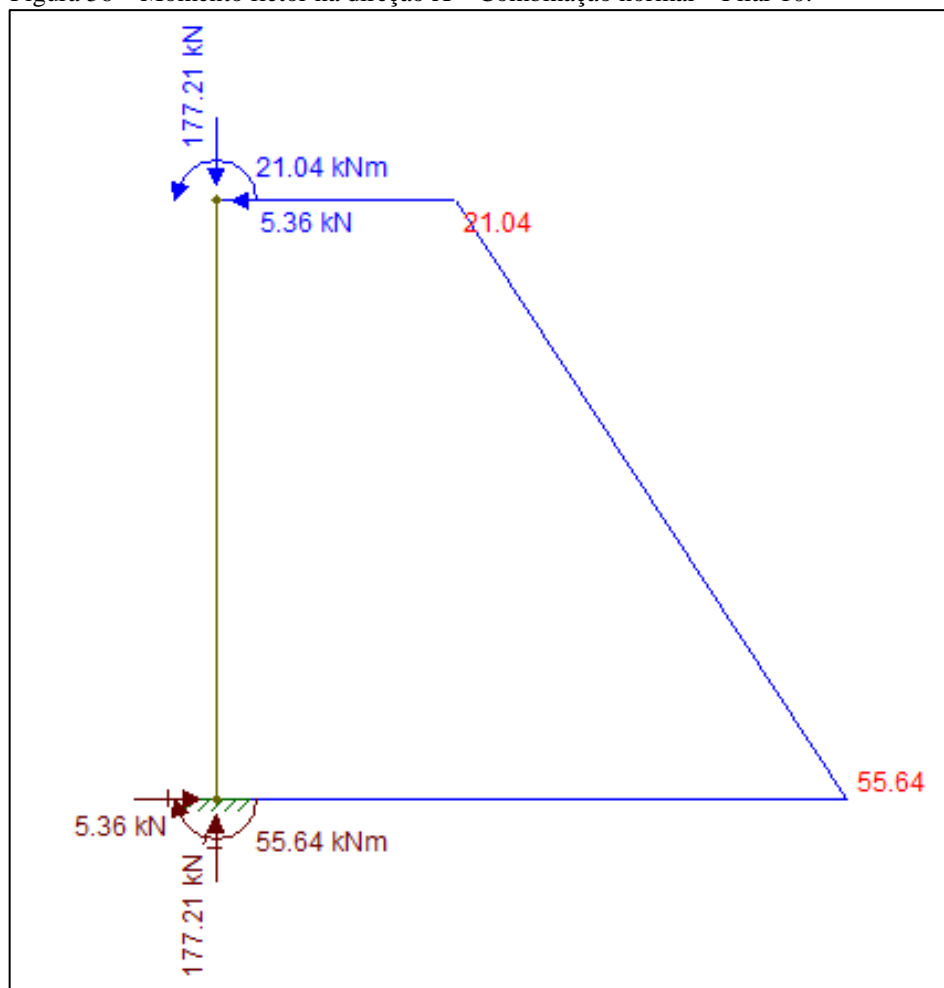
Assim tem-se os seguintes valores para a combinação normal para a direção X.

$$M_{sd} \text{ X topo} = (1,40 \cdot 7,76) + (1,40 \cdot 7,27) = 21,04 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} \text{ X base} = (1,40 \cdot 7,76) + (1,40 \cdot 0,70 \cdot 6,45) + (1,40 \cdot 7,27) \\ + (1,40 \cdot 0,60 \cdot 5,22 \cdot 6,45) = 55,64 \text{ kN.m}$$

A figura 56 a seguir representa graficamente os momentos e carregamentos acima atuando sobre o pilar 10 da direção X.

Figura 56 – Momento fletor na direção X – Combinação normal – Pilar 10.



Fonte: autor, 2016.

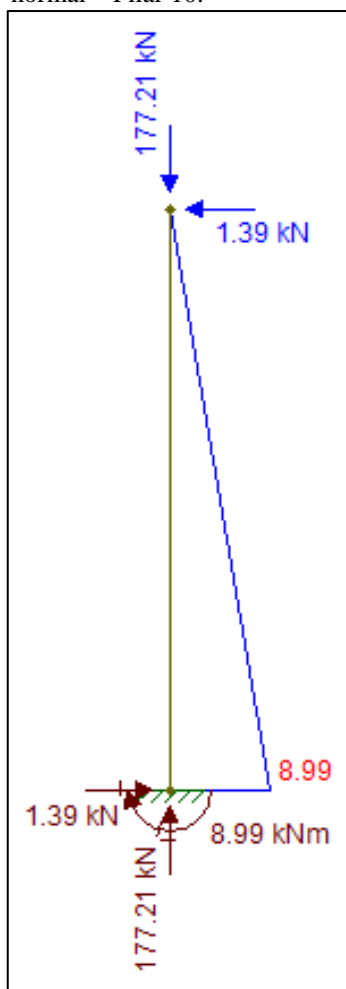
Os momentos atuando na direção Y podem ser vistos abaixo

$$M_{sd} Y \text{ topo} = 0 \text{ kN} > m$$

$$M_{sd} Y \text{ base} = (1,40 \cdot 0,70 \cdot 6,45) + (1,40 \cdot 0,60 \cdot 0,49 \cdot 6,45) = 8,99 \text{ kK. m}$$

A figura 57 a seguir representa graficamente os momentos e carregamentos acima atuando sobre o pilar 10 da direção Y.

Figura 57– Momento fletor na direção Y – Combinação normal – Pilar 10.



Fonte: autor, 2016.

7.3.2.2 Combinação especial ou de construção

Para essa combinação são definidos os seguintes coeficientes de ponderação:

γ_{f1} e γ_{f3} : 1,30 para combinações permanentes e 1,20 para combinações variáveis (acidentais);
 γ_{f2} : 0,60 para ações do vento e 0,50 para cargas acidentais.

Desta maneira tem-se a seguinte equação:

$$M_{sd}(\text{especial ou de construção}) \rightarrow \\
\rightarrow (M_{\text{guarda corpo}} \cdot \gamma_1) + (M_{\text{desaprumo}} \cdot \gamma_1) + (M_{\text{acidental}} \cdot \gamma_3) + (M_{\text{vento}} \cdot \gamma_2 \cdot \gamma_3)$$

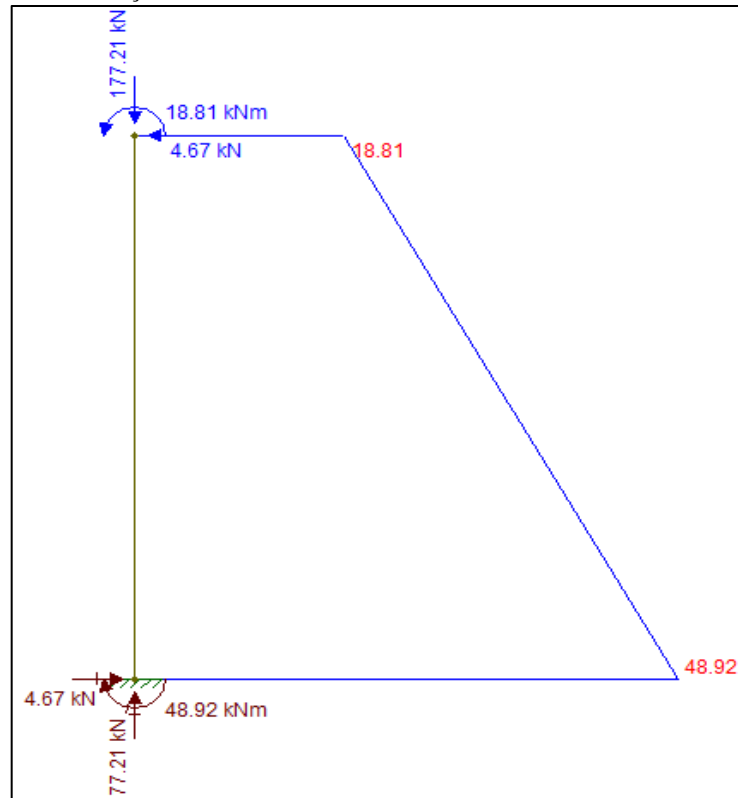
Assim tem-se os seguintes valores para a combinação normal para a direção X.

$$M_{sd} \text{ X topo} = (1,30 \cdot 7,76) + (1,20 \cdot 7,27) = 18,81 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} \text{ X base} = (1,30 \cdot 7,76) + (1,30 \cdot 0,70 \cdot 6,45) + (1,20 \cdot 7,27) \\
+ (1,20 \cdot 0,60 \cdot 5,22 \cdot 6,45) = 48,92 \text{ kN.m}$$

A figura 58 a seguir representa graficamente os momentos e carregamentos acima atuando sobre o pilar 10 da direção X.

Figura 58– Momento fletor na direção X – Combinação especial ou de construção – Pilar 10.



Fonte: autor, 2016.

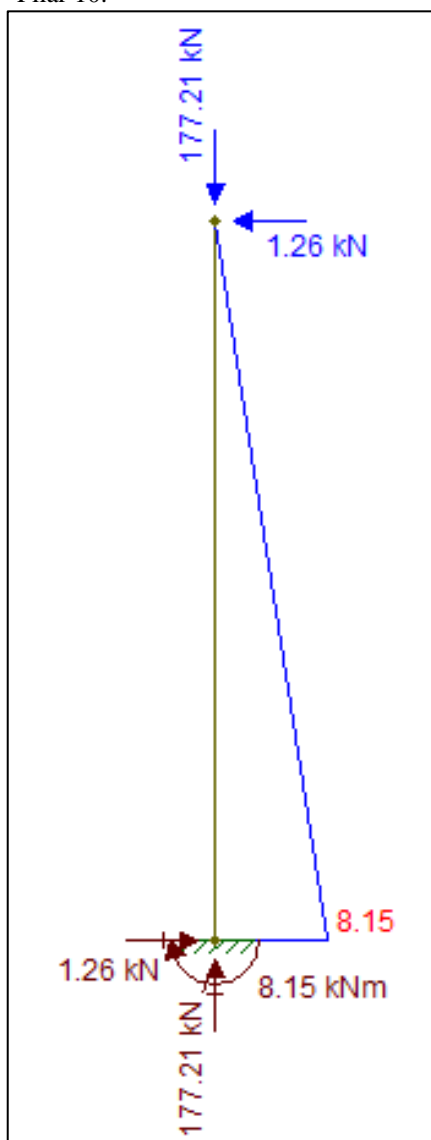
Os momentos atuando na direção Y podem ser vistos abaixo

$$M_{sd} \text{ Y topo} = 0 \text{ kN} > \text{ m}$$

$$M_{sd} \text{ Y base} = (1,30 \cdot 0,70 \cdot 6,45) + (1,20 \cdot 0,60 \cdot 0,49 \cdot 6,45) \rightarrow \\ \rightarrow 8,15 \text{ kK. m}$$

A figura 59 a seguir representa graficamente os momentos e carregamentos acima atuando sobre o pilar 10 da direção Y.

Figura 59 - Momento fletor na direção Y - Combinação especial/construção - Pilar 10.



Fonte: autor, 2016.

7.3.2.3 Combinação excepcionais

Para os pilares numerados de 01 a 10 a combinação excepcional não será necessária, uma vez que os mesmo não recebem tal carga

7.3.2.4 Resumo - Esforços atuantes nos pilares da rampa

A tabela 63 e 64 a seguir apresenta os valores máximos para os momentos atuantes nos demais pilares das rampas.

Tabela 63 – Momentos máximos atuantes dos pilares 01 a 10 – Direção X.

Esforços atuantes - Direção X - Em torno de Y									
Pilar	H	b x h	Nsd (kN)	Momento (kN.cm)		Carga (kN)		M _d máx (kN.m)	
				Acidental	Guarda corpo	Vento	Desaprumo	Topo	Base
Apoio	0,00	0	138,88	5,86	6,26	0,00	0,00	16,97	16,97
1	0,64	30x30	251,04	12,15	12,96	2,59	3,14	35,15	39,36
2	1,29	30x30	276,89	12,57	13,41	3,22	2,44	36,37	44,27
3	1,93	30x30	280,16	12,57	13,41	3,51	2,02	36,37	47,51
4	2,58	30x30	315,95	13,03	13,90	3,73	1,97	37,70	52,88
5	3,22	40x30	275,88	28,38	15,14	4,30	1,54	60,92	79,47
6	3,87	40x30	320,61	13,03	13,90	4,47	1,63	37,70	61,04
7	4,51	40x30	293,34	12,57	13,41	4,19	1,38	36,37	60,97
8	5,16	40x30	297,19	12,57	13,41	4,31	1,31	36,37	64,51
9	5,80	50x30	346,22	13,56	14,46	4,42	1,44	39,22	72,42
10	6,45	50x35	177,21	7,27	7,76	5,22	0,70	21,04	55,64

Fonte: autor, 2016.

Tabela 64 - Momentos máximos atuantes dos pilares 01 a 10 – Direção Y.

Esforços atuantes - Direção Y - Em torno de X									
Pilar	H	b x h	Nsd (kN)	Momento (kN.cm)		Carga (kN)		M _d máx (kN.m)	
				Acidental	Guarda corpo	Vento	Desaprumo	Topo	Base
Apoio	0,00	0	138,88	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1	0,64	30x30	251,04	0,00	0,00	0,30	3,14	0,00	2,98
2	1,29	30x30	276,89	0,00	0,00	0,35	2,44	0,00	4,78
3	1,93	30x30	280,16	0,00	0,00	0,38	2,02	0,00	6,07
4	2,58	30x30	315,95	0,00	0,00	0,41	1,97	0,00	7,99

Continua...

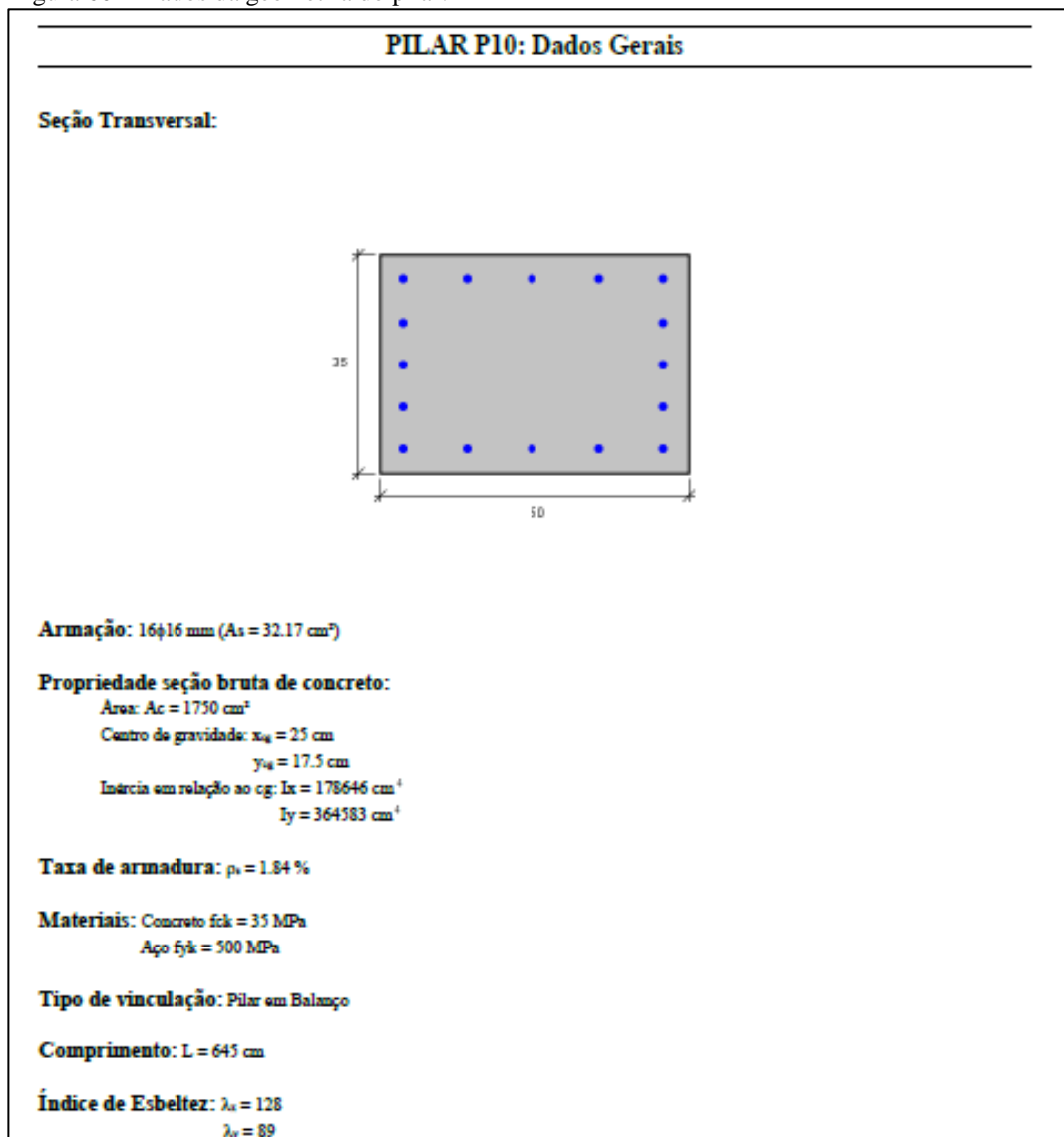
...Continuação

5	3,22	40x30	275,88	0,00	0,00	0,43	1,54	0,00	8,09
6	3,87	40x30	320,61	0,00	0,00	0,44	1,63	0,00	10,27
7	4,51	40x30	293,34	0,00	0,00	0,46	1,38	0,00	10,46
8	5,16	40x30	297,19	0,00	0,00	0,47	1,31	0,00	11,50
9	5,80	50x30	346,22	0,00	0,00	0,48	1,44	0,00	14,03
10	6,45	50x35	177,21	0,00	0,00	0,49	0,70	0,00	8,99

Fonte: autor, 2016.

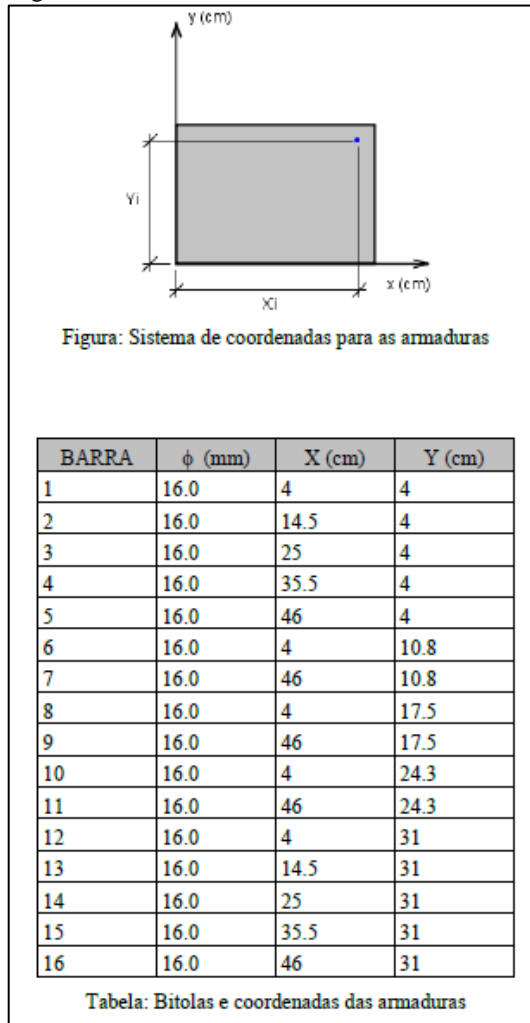
O dimensionamento da seção geométrica e da armadura necessária do pilar 10 será feito através do software P-calc (Cardoso, 2014), uma vez que os cálculos para elementos submetidos a flambagem são complexos. As figuras 60, 61, 62, 63, 64, 65 e 66 a seguir apresentam o memorial de cálculo referente ao pilar 10 gerado através do software P-calc.

Figura 60 – Dados da geometria do pilar.



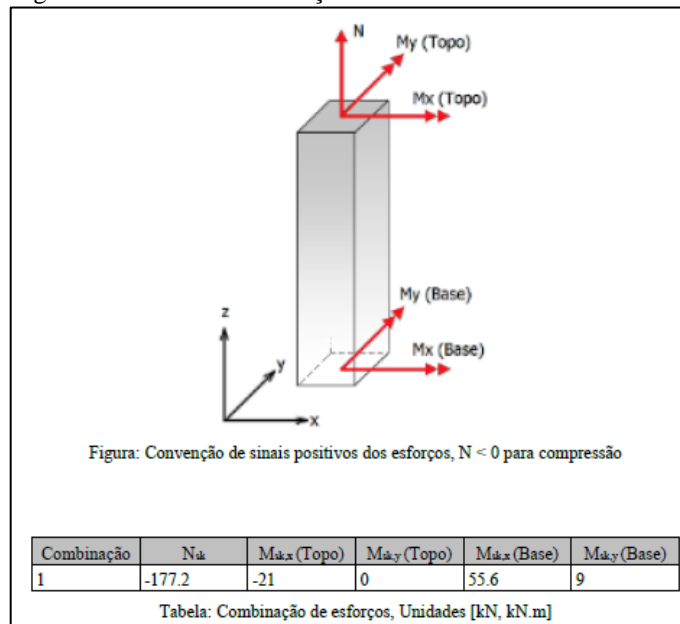
Fonte: P-calc, (Cardoso,2014) adaptado.

Figura 61 – Dados da armadura.



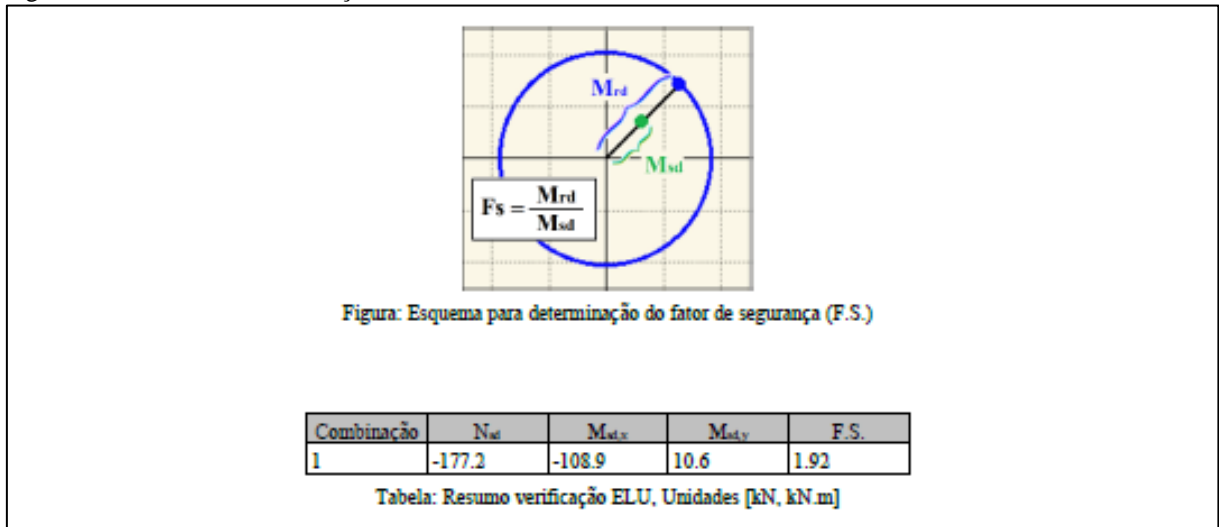
Fonte: P-calc, (Cardoso,2014) adaptado.

Figura 62 – Dados dos esforços.



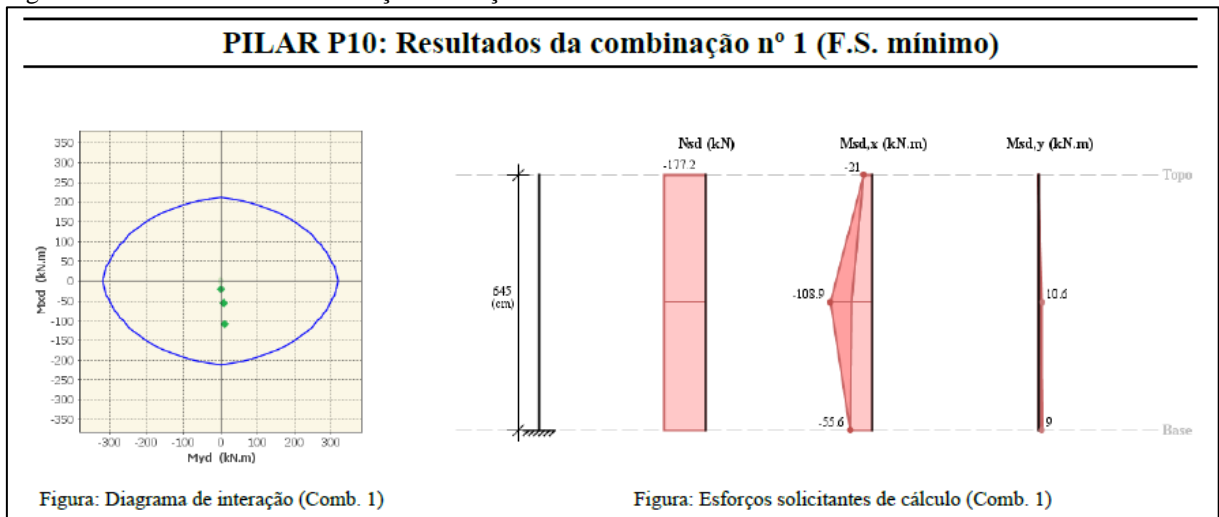
Fonte: P-calc, (Cardoso,2014) adaptado.

Figura 63 – Resumo da verificação no ELU.



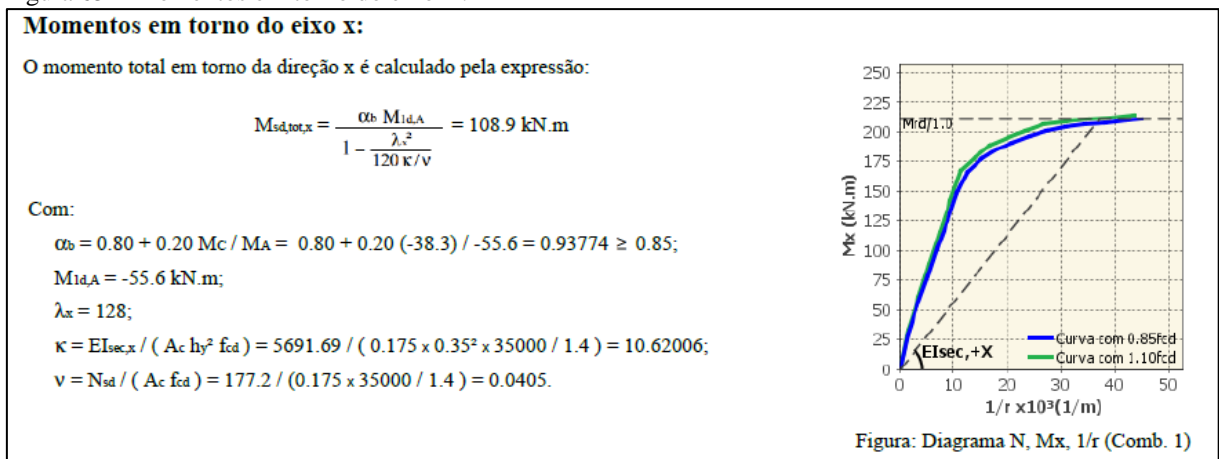
Fonte: P-calc, (Cardoso,2014) adaptado.

Figura 64 – Resultado das combinações das ações.



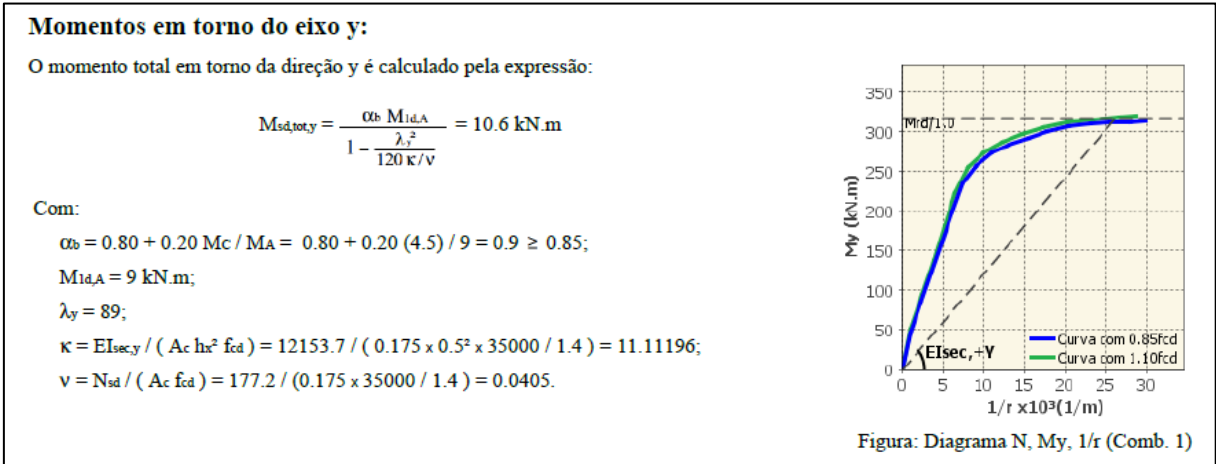
Fonte: P-calc, (Cardoso,2014) adaptado.

Figura 65 – Momentos em torno do eixo X.



Fonte: P-calc, (Cardoso,2014) adaptado.

Figura 66 – Momentos em torno do eixo y.

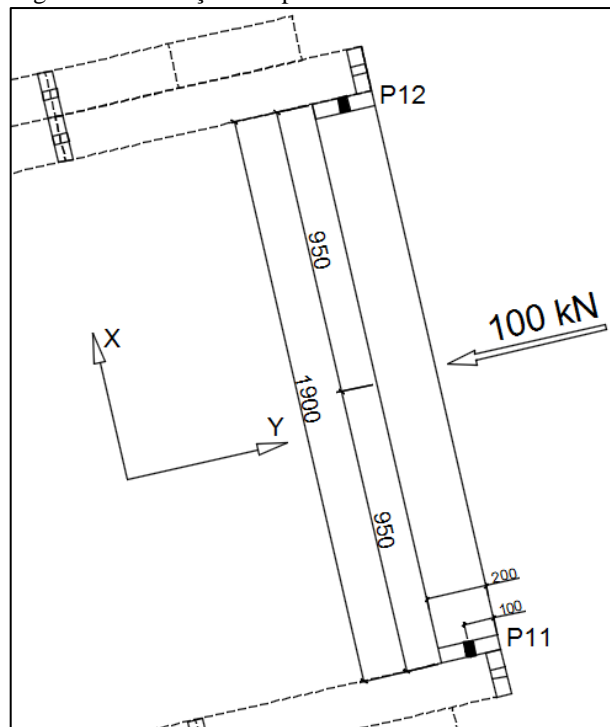


Fonte: P-calc, (Cardoso,2014) adaptado.

7.3.3 Ações atuantes nos pilares da passarela (11 a 12)

A seguir serão detalhados os esforços atuantes nos pilares 11 e 12, que são os que suportam a viga principal da passarela, o que difere nos carregamentos de tais pilares é que deve ser considerada uma carga excepcional atuando na viga principal, e as reações consequentes a essa carga serão descarregados nos pilares 11 e 12. A figura 67 a seguir apresenta a locação dos pilares descritos acima.

Figura 67 – Locação dos pilares 11 e 12.



Fonte: autor, 2016.

7.3.3.1 Carga referente ao desaprumo - Direção X e Y

A carga referente ao desaprumo é dada pelas imperfeições construtivas e pelas deformações sofridas pelo elemento estrutural (proporcional à altura do elemento). A equação a seguir determina o desaprumo.

$$\varphi = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{H}}$$

Para os pilares 10 e 12 do projeto tem-se que sua altura é de 6,45 metros, desta maneira a equação é dada a seguir.

$$\varphi = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{H}} = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{6,45}} \rightarrow 0,004 \text{ radianos}$$

Com o valor do desaprumo conhecido, é determinada a força horizontal atuante na estrutura. A equação abaixo calcula tal força horizontal.

Para o pilar 11 e 12 a carga axial P é de 488,81 kN, desta maneira a força horizontal é dada abaixo.

$$F_d = \varphi \cdot P \rightarrow 0,004 \cdot 488,81 \rightarrow 1,92 \text{ kN}$$

7.3.3.2 Carga referente ao vento – Direção X e Y

Os valores referentes à carga consequente do vento para os pilares 11 e 12 são de 1,60 kN na direção X e 6,26 kN na direção Y.

7.3.3.3 Momento referente à carga acidental – Direção X – Em torno de Y

Devido a rotulação e ligação entre a viga principal e os pilares, o momento é zero.

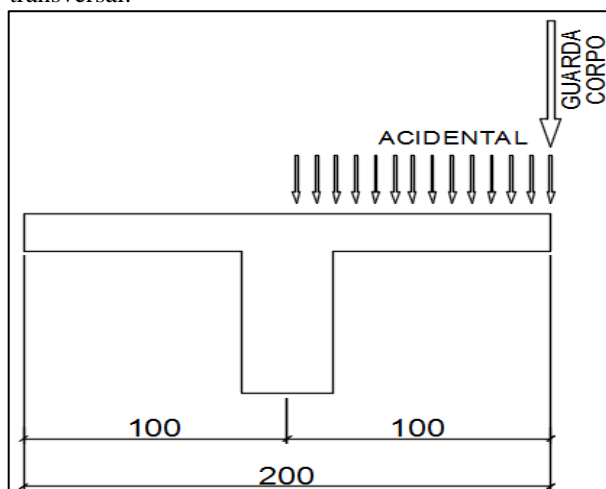
7.3.3.4 Momento referente à carga do guarda corpo – Direção X – Em torno de Y

Assim como dito no tópico acima, a carga atuante referente aos guarda corpos não exerce esforços referentes a momento fletor nos pilares.

7.3.3.5 Momento referente à carga acidental – Direção Y – Em torno de X

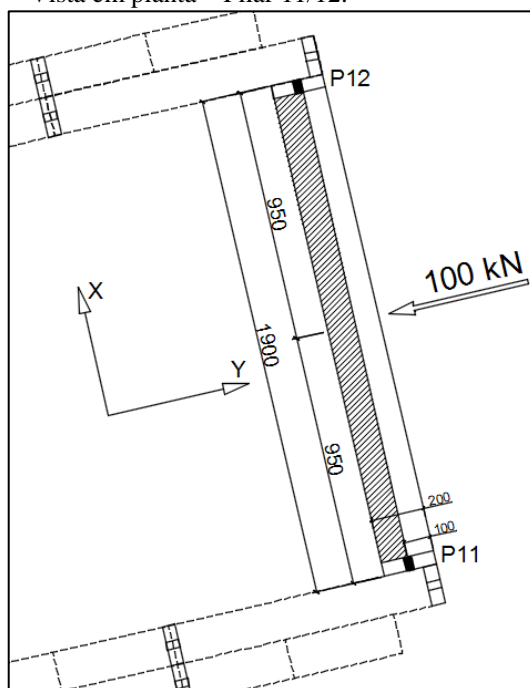
Assim como para as rampas, será considerada a hipótese de todas as pessoas trafegarem pela passarela pela metade de sua largura total, assim causando um carregamento descentralizado que conseqüentemente gera um momento. A figura 68 e 69 a seguir apresenta tal situação descrita acima.

Figura 68 - Hipótese crítica para situação do momento proveniente do carregamento acidental – Vista transversal.



Fonte: autor, 2016.

Figura 69 - Hipótese crítica para situação do momento proveniente do carregamento acidental – Vista em planta – Pilar 11/12.



Fonte: autor, 2016.

Deste modo o valor do carregamento por metro linear transversal é dado pela equação a seguir.

$$Q = \text{comprimento} \cdot q \rightarrow 9,50 \cdot 5,00 \rightarrow \\ \rightarrow 47,50 \text{ kN.m}$$

O momento atuante na seção na direção X é dado pela equação abaixo

$$M_{\text{accidental}} = \left(Q \cdot \frac{L}{2} \right) \cdot \frac{L}{2} \rightarrow \\ \rightarrow \left(47,50 \cdot \frac{2,00}{2} \right) \cdot \frac{2,00}{2} \rightarrow \\ \rightarrow 23,75 \text{ kN.m}$$

7.3.3.6 Momento referente à carga do guarda corpo – Direção Y – Em torno de X

Como estabelecido pelo DNIT, deve ser considerado o valor de 2,00 kN/m ao longo de todo o guarda corpo. O momento consequente deste valor é dado abaixo para o pilar 10.

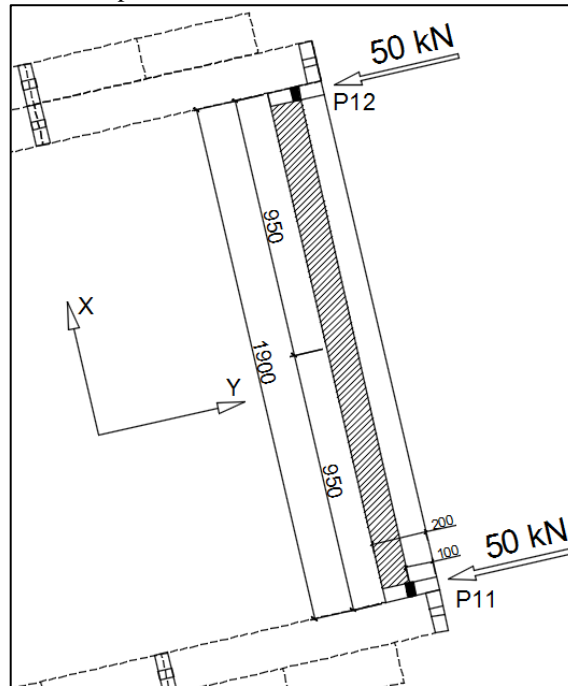
$$M_{\text{guarda corpor}} = (Q \cdot \text{comprimento}) \cdot \frac{L}{2} \rightarrow \\ \rightarrow (2 \cdot 9,50) \cdot \frac{2,00}{2} \rightarrow \\ \rightarrow 19,00 \text{ kN.m}$$

7.3.3.7 Carga excepcional – Direção Y- Em torno de X

De acordo com a norma NBR 7188 (ABNT, 2013) deve ser considerado uma carga com intensidade de 100 kN no ponto mais desfavorável da passarela (viga central no meio do vão) e todos os pilares devem ser verificados para essa carga.

Considerando a carga de 100,00 kN atuando no centro da viga principal da passarela tem-se como consequência uma carga horizontal na direção Y com intensidade de 50,00 kN atuando nos pilares 11 e 12, onde tais cargas serão consideradas na combinações exigidas pela norma NBR 6118 (ABNT, 2014). A figura 70 a seguir ilustra a situação descrita acima.

Figura 70 – Carga acidental atuando na seção mais crítica da passarela.



Fonte: autor, 2016.

7.3.4 Combinações das ações

A seguir será determinado o valor dos momentos fletores para as combinações das ações exigidas pela norma NBR 6118 (ABNT,2014)

7.3.4.1 Combinação Normal

Para essa combinação são definidos os seguintes coeficientes de ponderação:

γ_{f1} e γ_{f3} : 1,40 para combinações permanentes e variáveis (acidentais);

γ_{f2} : 0,60 para ações do vento e 0,50 para cargas acidentais.

Desta maneira tem-se a seguinte equação:

$$M_{sd}(\text{combinação normal}) \rightarrow \\ \rightarrow (M_{\text{guarda corpo}} \cdot \gamma_1) + (M_{\text{desaprumo}} \cdot \gamma_1) + (M_{\text{acidental}} \cdot \gamma_3) + (M_{\text{vento}} \cdot \gamma_2 \cdot \gamma_3)$$

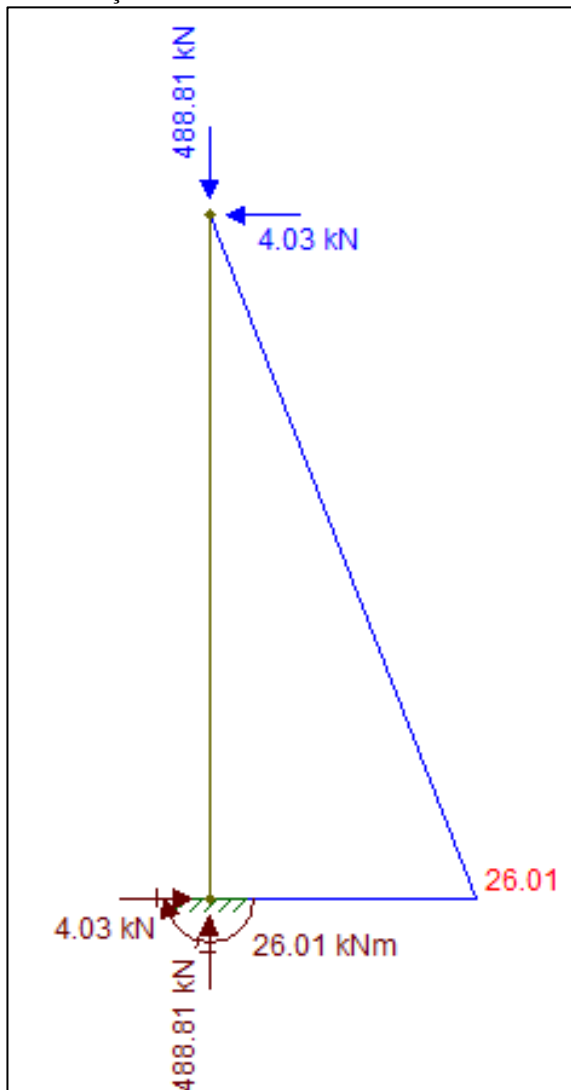
Assim têm-se os seguintes valores para a combinação normal para a direção X.

$$M_{sd} \text{ X topo} = 0,00 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} X \text{ base} = (1,40 \cdot 1,92 \cdot 6,45) + (1,40 \cdot 0,60 \cdot 1,60 \cdot 6,45) = 26,01 \text{ kN.m}$$

A figura 71 a seguir representa graficamente os momentos e carregamentos acima atuando sobre o pilar 11 e 12 na direção X.

Figura 71 – Momento fletor na direção X –
Combinação normal – Pilar 11/12.



Fonte: autor, 2016.

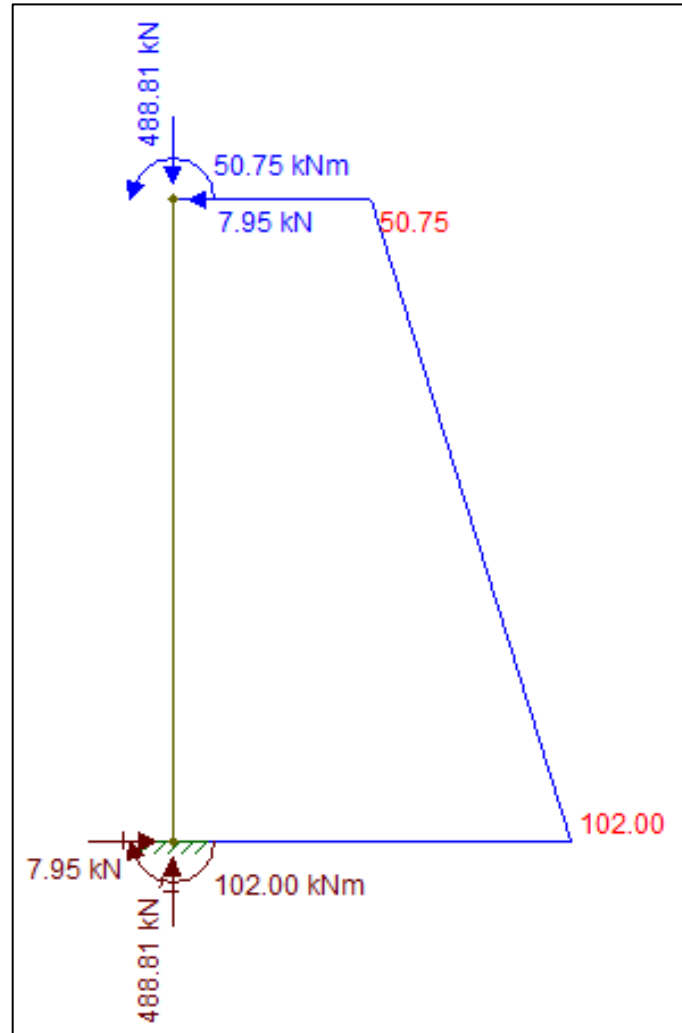
Os momentos atuando na direção Y podem ser vistos abaixo

$$M_{sd} Y \text{ topo} = 1,40 \cdot 12,50 + 1,40 \cdot 23,75 = 50,75 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} Y \text{ base} = (1,40 \cdot 12,50) + (1,40 \cdot 23,75) + (1,40 \cdot 1,92 \cdot 6,45) \\ + (1,40 \cdot 0,60 \cdot 6,26 \cdot 6,45) = 102,05 \text{ kN.m}$$

A figura 72 a seguir representa graficamente os momentos e carregamentos acima atuando sobre o pilar 11 e 12 na direção Y.

Figura 72– Momento fletor na direção Y – Combinação normal – Pilar 11/12.



Fonte: autor, 2016.

7.3.4.2 Combinação especial ou de construção

Para essa combinação são definidos os seguintes coeficientes de ponderação:

γ_{f1} e γ_{f3} : 1,30 para combinações permanentes e 1,20 para combinações variáveis (acidentais);

γ_{f2} : 0,60 para ações do vento e 0,50 para cargas acidentais.

Desta maneira tem se a seguinte equação:

$$M_{sd}(\text{especial ou de construção}) \rightarrow \\ \rightarrow (M_{\text{guarda corpo}} \cdot \gamma_1) + (M_{\text{desaprumo}} \cdot \gamma_1) + (M_{\text{acidental}} \cdot \gamma_3) + (M_{\text{vento}} \cdot \gamma_2 \cdot \gamma_3)$$

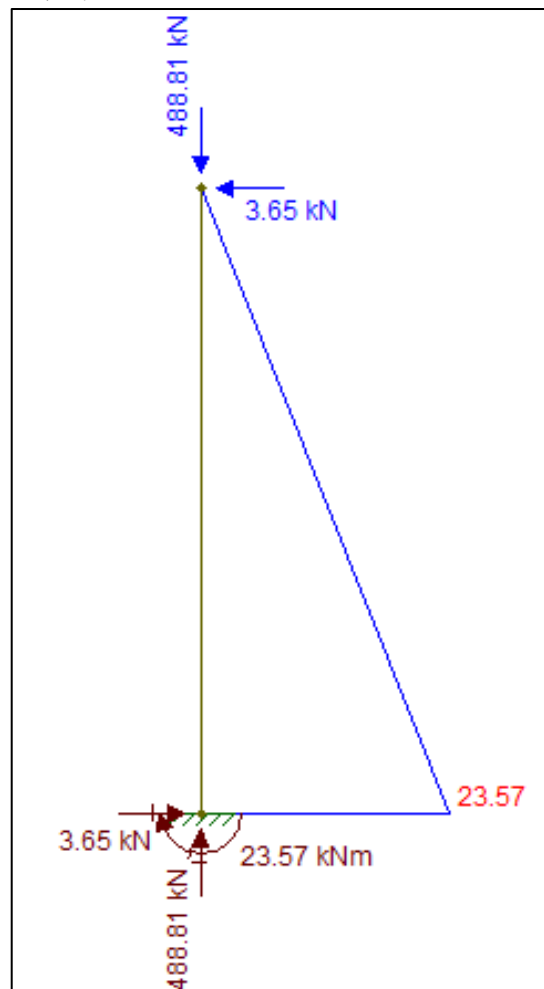
Assim têm-se os seguintes valores para a combinação normal para a direção X.

$$M_{sd} X \text{ topo} = 0,00 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} X \text{ base} = (1,30 \cdot 1,92 \cdot 6,45) + (1,20 \cdot 0,60 \cdot 1,60 \cdot 6,45) = 23,57 \text{ kN.m}$$

A figura 73 a seguir representa graficamente os momentos e carregamentos acima atuando sobre o pilar 11 e 12 na direção X.

Figura 73– Momento fletor na direção X – Combinação especial ou de construção – Pilar 11/12.



Fonte: autor, 2016.

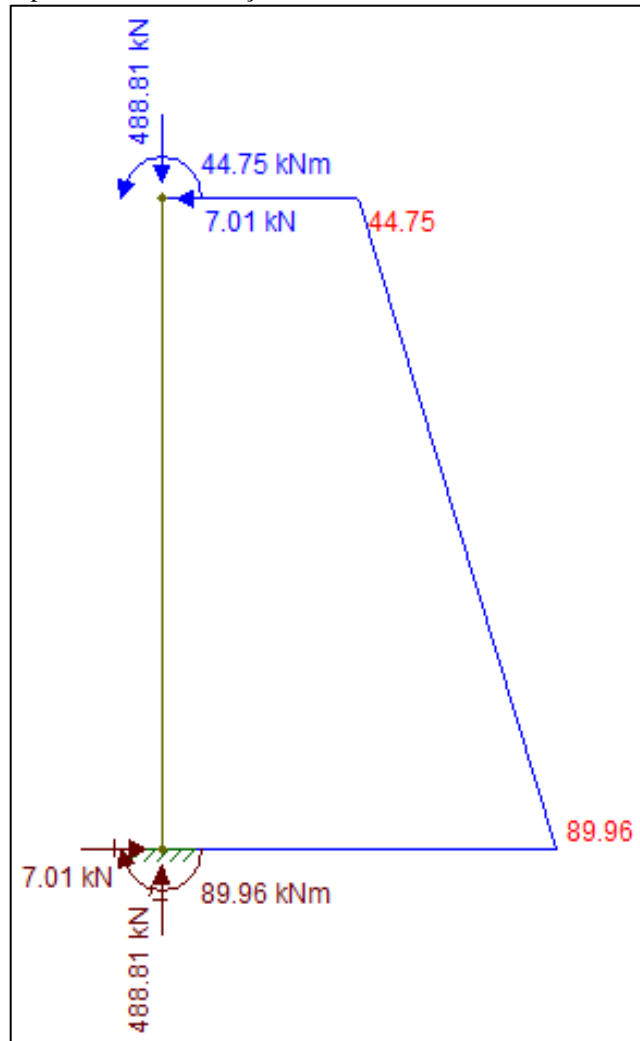
Os momentos atuando na direção Y podem ser vistos abaixo

$$M_{sd} Y \text{ topo} = (1,30 \cdot 12,50) + (1,20 \cdot 23,75) = 44,75 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} Y \text{ base} = (1,30 \cdot 12,50 + (1,20 \cdot 23,75) + (1,30 \cdot 1,92 \cdot 6,45) \\ + (1,20 \cdot 0,60 \cdot 6,26 \cdot 6,45) = 85,31 \text{ kN.m}$$

A figura 74 a seguir representa graficamente os momentos e carregamentos acima atuando sobre o pilar 11 e 12 na direção Y.

Figura 74 – Momento fletor na direção Y – Combinação especial ou de construção – Pilar 11/12.



Fonte: autor, 2016.

7.3.4.3 Combinação excepcional

Para essa combinação são definidos os seguintes coeficientes de ponderação:

γ_{f1} e γ_{f3} : 1,20 para combinações permanentes e 1,10 para combinações variáveis (acidentais);

γ_{f2} : 0,60 para ações do vento.

Desta maneira tem se a seguinte equação:

$$M_{sd}(\text{especial ou de construção}) \rightarrow$$

$$\rightarrow (M_{\text{guarda corpo}} \cdot \gamma_1) + (M_{\text{desaprumo}} \cdot \gamma_1) + (M_{\text{acidental}} \cdot \gamma_3) + (M_{\text{vento}} \cdot \gamma_2 \cdot \gamma_3) + M_{\text{exce.}}$$

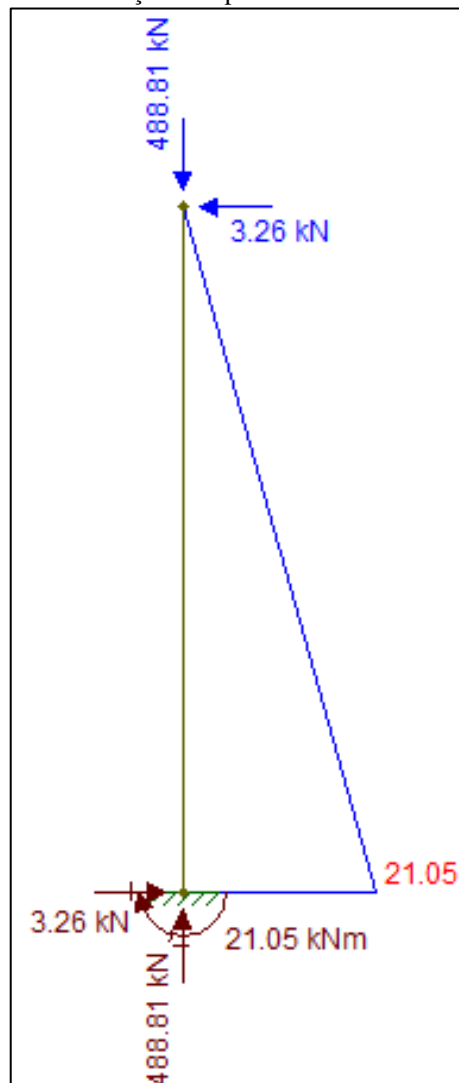
Assim tem-se os seguinte valores para a combinação normal para a direção X.

$$M_{sd} \text{ X topo} = 0 \text{ kN. m}$$

$$M_{sd} \text{ X base} = (1,20 \cdot 1,92 \cdot 6,45) + (1,00 \cdot 0,60 \cdot 1,60 \cdot 6,45) = 21,09 \text{ kN. cm}$$

A figura 75 a seguir representa graficamente os momentos e carregamentos acima atuando sobre o pilar 11 e 12 na direção X.

Figura 75 – Momento fletor na direção X
– Combinação excepcional – Pilar 11/12.



Fonte: autor, 2016.

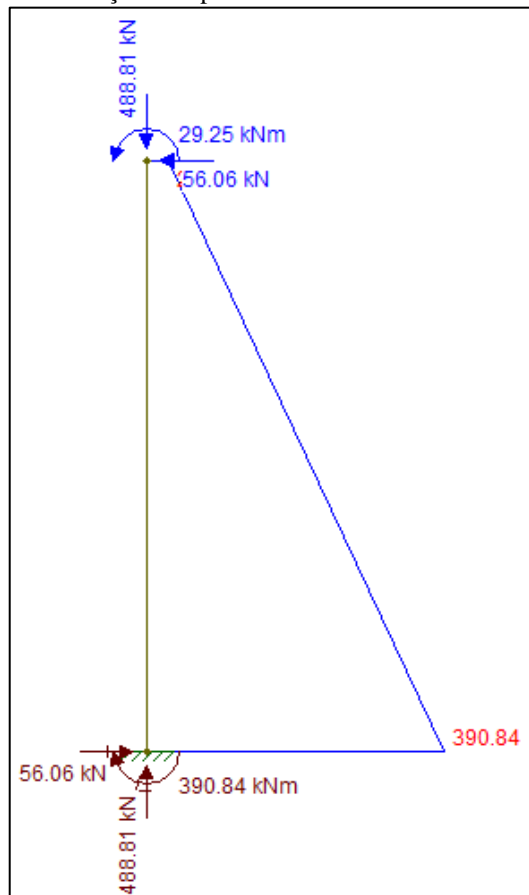
Os momentos atuando na direção Y podem ser vistos abaixo

$$M_{sd} \text{ Y topo} = (1,20 \cdot 12,50) + (1,00 \cdot 0,60 \cdot 23,75) = 29,25 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} \text{ Y base} = (1,20 \cdot 12,50) + (1,00 \cdot 0,60 \cdot 23,75) + (1,20 \cdot 1,92 \cdot 6,45) + (1,00 \cdot 0,60 \cdot 6,26 \cdot 6,45) + (50,00 \cdot 6,45) = 390,88 \text{ kN.m}$$

A figura 76 a seguir representa graficamente os momentos e carregamentos acima atuando sobre o pilar 10 da direção Y.

Figura 76 – Momento fletor na direção Y – Combinação excepcional – Pilar 11/12.



Fonte: autor, 2016.

7.3.4.4 Resumo das ações para dimensionamento

A tabela 65 e 66 a seguir apresentam os valores das ações que serão utilizados para dimensionamento dos pilares 11 e 12.

Tabela 65 - Momentos máximos atuantes dos pilares 10/12 – Direção X.

Esforços atuantes - Direção X - Em torno de Y									
Pilar	H	b x h	N _{sd} (kN)	Momento (kN.cm)		Carga (kN)		M _{d máx} (kN.m)	
				Acidental	G.corpo	Vento	Desaprumo	Topo	Base
11	6,45	40x70	488,81	0,00	0,00	1,60	1,92	0,00	26,05
12	6,45	40x70	488,81	0,00	0,00	1,60	1,92	0,00	26,05

Fonte: autor, 2016.

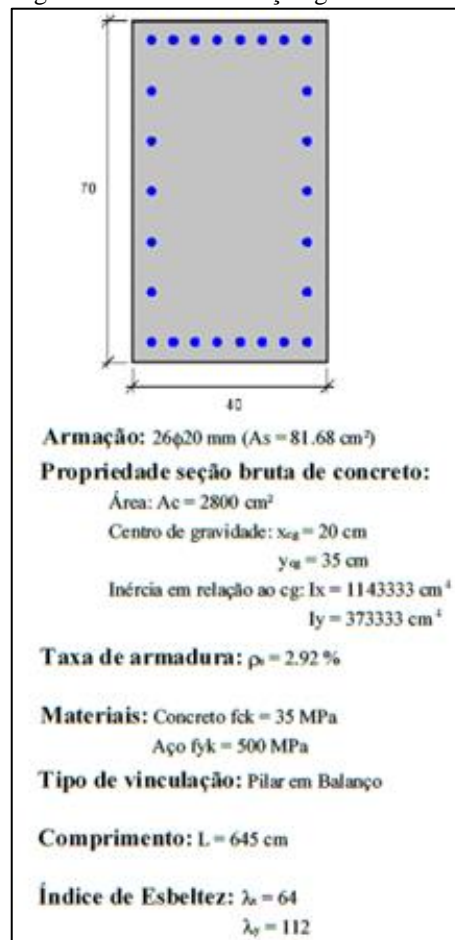
Tabela 66 - Momentos máximos atuantes dos pilares 10/12 – Direção Y.

Esforços atuantes - Direção Y - Em torno de X									
Pilar	H	b x h	N _{sd} (kN)	Momento (kN.cm)		Carga (kN)		M _{d máx} (kN.m)	
				Acidental	G. corpo	Vento	Desaprumo	Topo	Base
11	6,45	40x70	488,81	23,75	12,50	6,26	1,92	29,25	390,88
12	6,45	40x70	488,81	23,75	12,50	6,26	1,92	29,25	390,88

Fonte: autor, 2016.

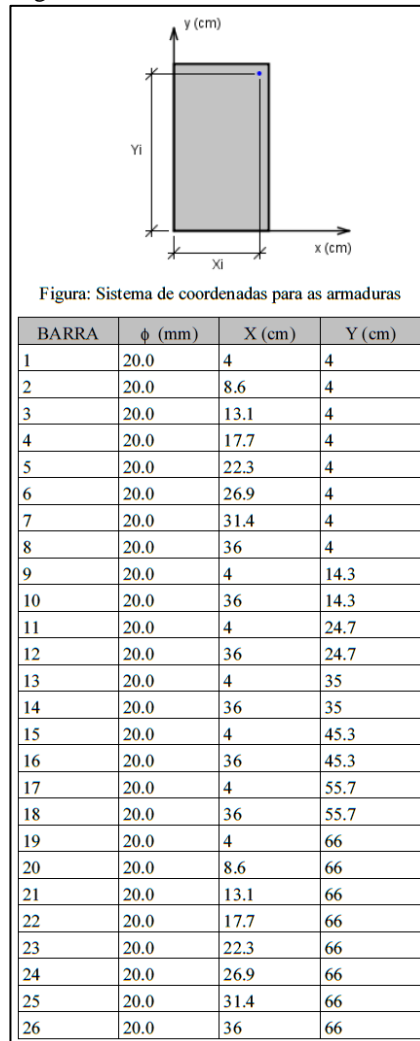
O dimensionamento da seção geométrica e da armadura necessária do pilar 11/12 será feito através do software P-calc (Cardoso, 2014). As figuras 77, 78, 79, 80, 81, 82 e 83 apresentam o memorial de cálculo gerado pelo P-Calc.

Figura 77 – Dados da seção geométrica.



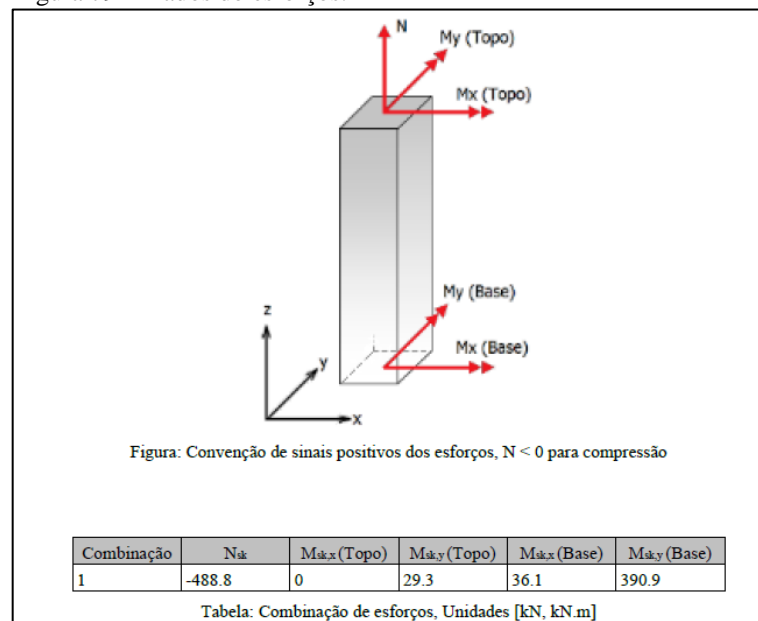
Fonte: P-calc, (Cardoso,2014) adaptado.

Figura 78 – Dados da armadura.



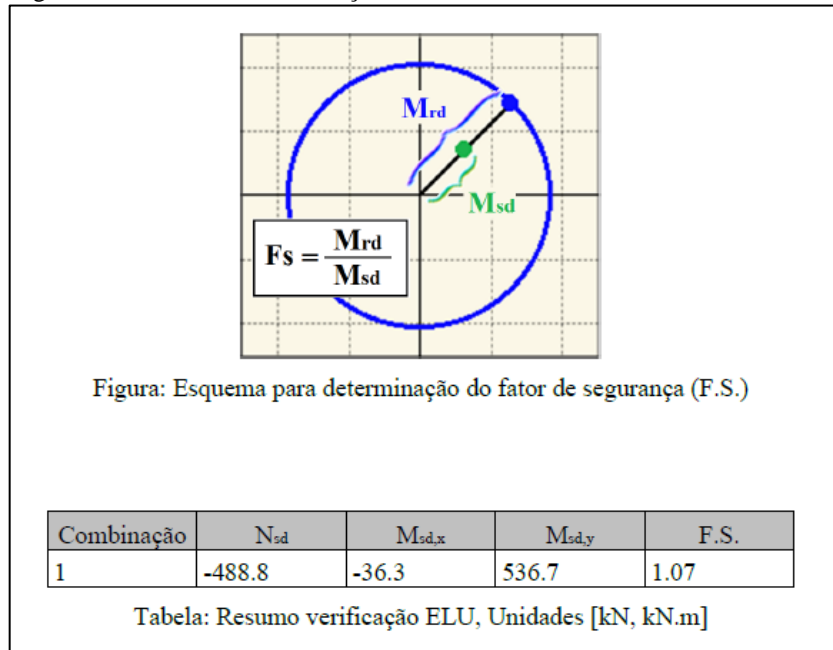
Fonte: P-calc, (Cardoso,2014) adaptado.

Figura 79 – Dados do esforços.



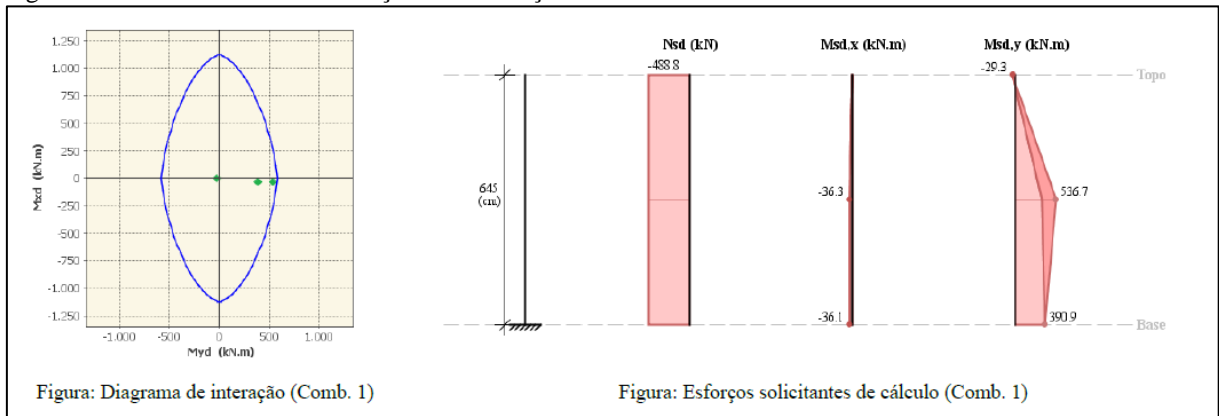
Fonte: P-calc, (Cardoso,2014) adaptado.

Figura 80 – Resumo da verificação ELU.



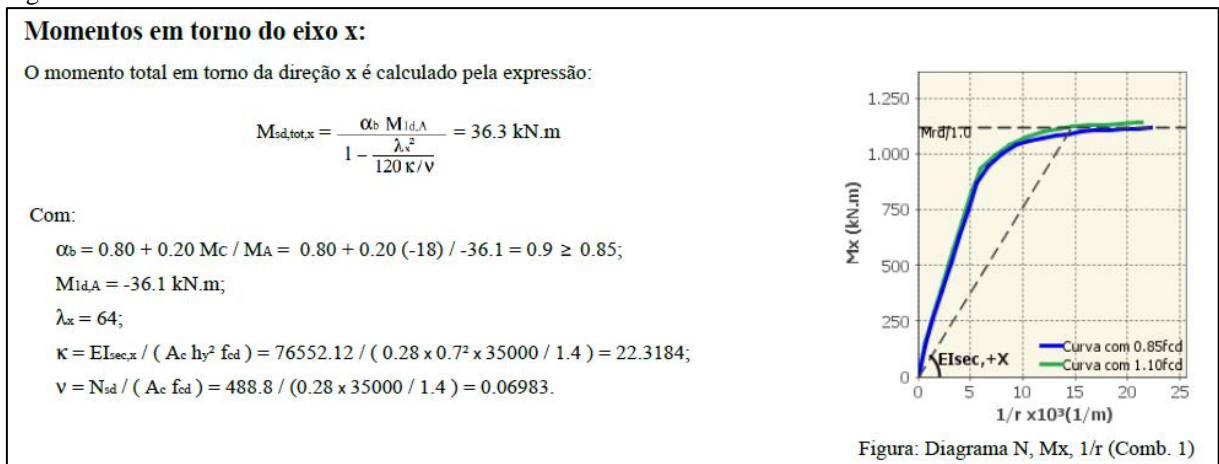
Fonte: P-calc, (Cardoso,2014) adaptado.

Figura 81 – Resultado das combinações dos esforços.



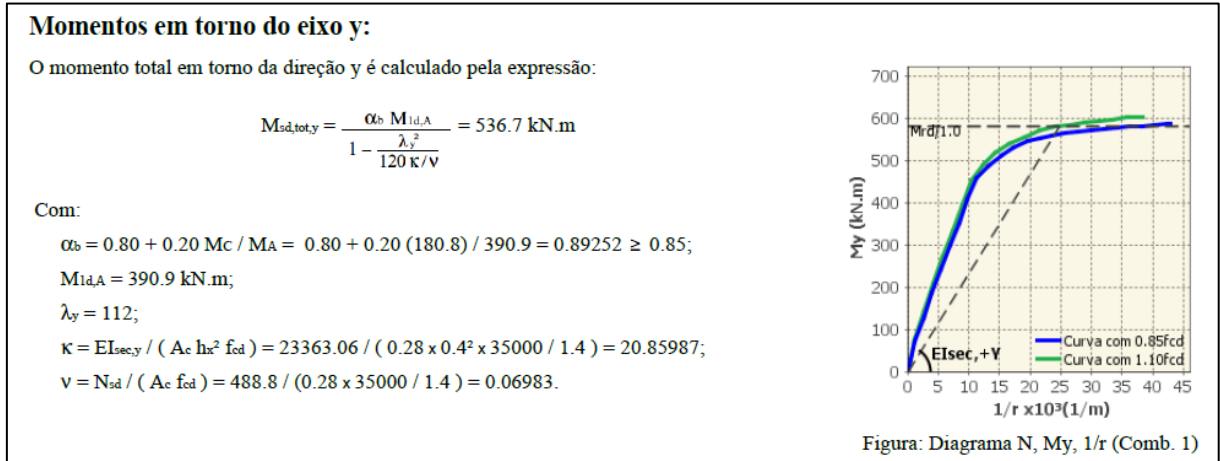
Fonte: P-calc, (Cardoso,2014) adaptado.

Figura 82 – Momentos em torno do eixo x.



Fonte: P-calc, (Cardoso,2014) adaptado.

Figura 83 - Momentos em torno do eixo y.



Fonte: P-calc, (Cardoso,2014) adaptado.

7.3.5 Dimensionamento dos pilares

A tabela 67 a seguir apresenta o dimensionamento final dos pilares, onde para se obter a seção geométrica e a armadura foi utilizado o software P-calc, assim como demonstrado para os pilares 10,11 e 12

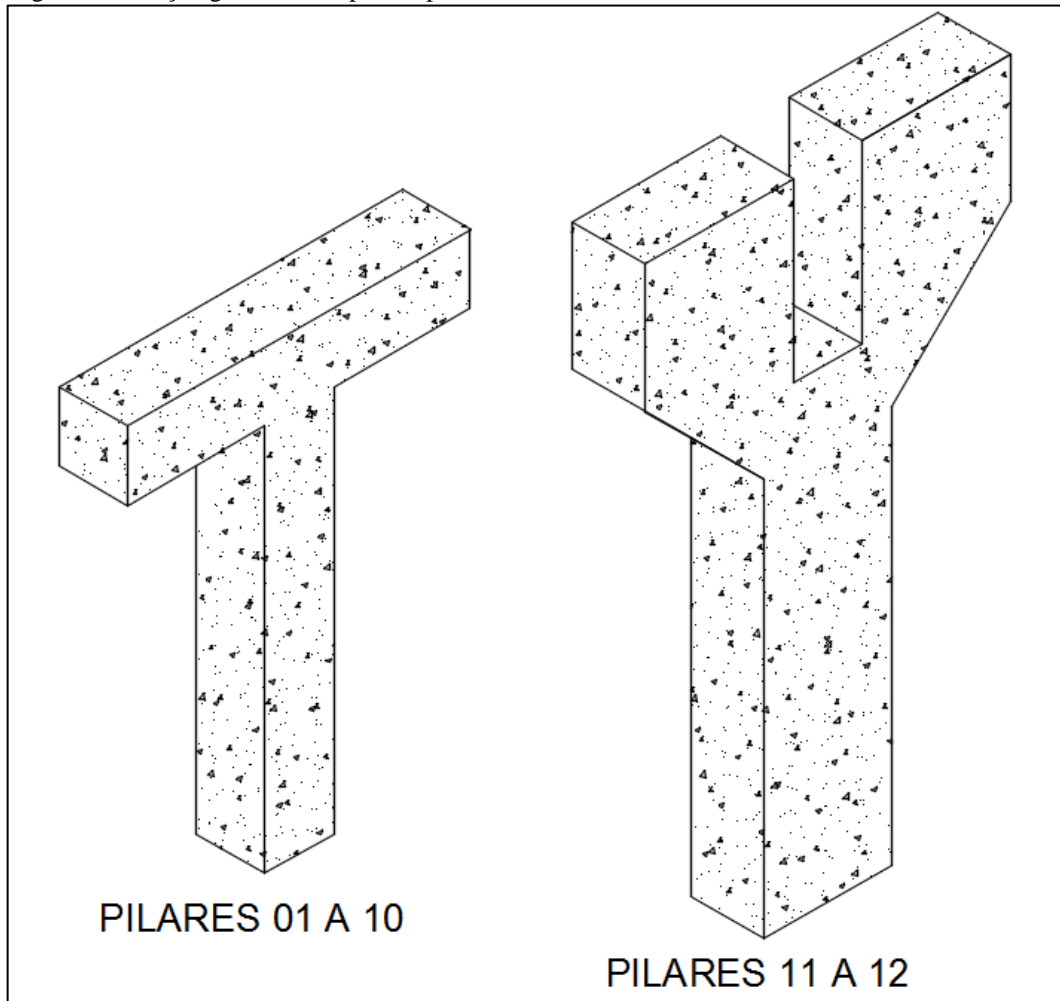
Tabela 67 – Carga axial, momentos máximos e demais características dos pilares.

Pilar	H (m)	B x h	N (kN)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)	Q_x (kN)	Q_y (kN)	Armadura
Apoio	0,00	0	138,88	16,96	0,00	0,00	0,00	0,00
1	0,64	30x30	251,041	39,36	2,98	5,73	3,44	4 Ø 12,50 mm
2	1,29	30x30	276,8885	44,27	4,78	5,66	2,79	4 Ø 12,50 mm
3	1,93	30x30	280,1645	47,51	6,07	5,52	2,40	4 Ø 12,50 mm
4	2,58	30x30	315,952	52,88	7,99	5,69	2,37	6 Ø 12,50 mm
5	3,22	40x30	275,884	79,47	8,09	5,83	1,96	12 Ø 12,50 mm
6	3,87	40x30	320,614	61,04	10,27	6,10	2,07	14 Ø 12,50 mm
7	4,51	40x30	293,342	60,97	10,46	5,57	1,84	20 Ø 12,50 mm
8	5,16	40x30	297,192	64,51	11,50	5,62	1,78	16 Ø 16,00 mm
9	5,80	50x30	346,22	72,42	14,03	5,85	1,92	22 Ø 16,00 mm
10	6,45	50x35	177,21	55,64	8,98	5,92	1,19	16 Ø 16,00 mm
11	6,45	40x70	488,81	26,05	390,88	3,52	58,19	26 Ø 16,00 mm
12	6,45	40x70	488,81	26,05	390,88	3,52	58,19	26 Ø 16,00 mm

Fonte: autor, 2016.

A figura 84 a seguir apresenta um desenho gráfico que ilustra a geometria dos pilares apresentados na tabela 67 acima.

Figura 84 – Seção geométrica tipo dos pilares de concreto armado.



Fonte: autor, 2016.

7.3.6 Detalhamento final dos pilares de concreto armado

Os detalhamentos dos pilares de concreto podem ser vistos na integra nos apêndices a seguir.

Apêndice K - Folha 03/06 – Projeto básico: Estrutura de concreto – Locação dos pilares e planta de cargas;

Apêndice L - Folha 04/06 – Projeto básico: Estrutura de concreto – Detalhamento dos pilares - 01 a 05;

Apêndice M - Folha 05/06 – Projeto básico: Estrutura de concreto – Detalhamento dos pilares - 06 a 09;

Apêndice N - Folha 06/06 – Projeto básico: Estrutura de concreto – Detalhamento dos pilares - 10 a 12.

8 ESTIMATIVA DE CUSTOS

As tabelas 68 e 69 abaixo apresentam as estimativas de custos das duas estruturas dimensionadas acima, onde o único item não considerado é a fundação, pois não existiam os dados preliminares do solo para o cálculo da mesma.

A coluna “Referência” apresenta a fonte de onde foram retirados os valores dos serviços a serem executados.

Tabela 68 – Estimativa de custos da passarela em concreto.

PLANILHA ORÇAMENTÁRIA - PASSARELA DE CONCRETO						
1	SERVIÇOS PRELIMINARES					
	Item	Referencia	Unid.	Quant.	Valor	Total
1.1	Projeto estrutural	SETOP MG - 2016 - PROJ-EXE- 090	PR A1	20,00	1.231,00	24.620,00
1.2	Locação da obra - Execução de gabarito	SEINFRA- VERSÃO 0.24.1 - C1630	m ²	893,00	5,35	4.777,55
1.3	Raspagem e limpeza do terreno	SEINFRA- VERSÃO 0.24.1 - C2102	m ²	893,00	2,96	2.643,28
1.4	Canteiro de Obras Tipo barracão aberto	SEINFRA- VERSÃO 0.24.1 - C0369	m ²	250,00	121,45	30.362,50
1.5	Tapume de tabuas de 3° - Sobrepostas	SEINFRA- VERSÃO 0.24.1 - C2318	m ²	453,00	103,42	46.849,26
1.6	Escavação, carga, descarga, espalhamento e transporte de material de 1ª categoria. Distância média de transporte de 2.001 a 2.500 m	DER - 2016 - 40158	m ³	282,00	14,15	3.990,30
Valor do item						113.242,89
2	FUNDAÇÃO					
	Item	Referencia	Unid.	Quant.	Valor	Total
2.1	A ser definido pelo engenheiro responsável pela fundação					
Valor do item						

Continua...

...Continuação

3						
PILARES						
	Item	Referencia	Unid.	Quant.	Valor	Total
3.1	Forma e desmolda de tabuas de Pinho	SETOP - 2016 - EST-FOR-005	m ²	183,82	80,25	14.751,37
3.2	Cimbramento de madeira para vigas pré moldadas in loco	SETOP - 2016 EST-FOR-045	m	77,40	34,58	2.676,49
3.3	Fornecimento e lançamento de concreto usinado - 35MPa - Conforme NBR 6118-2014	SETOP - 2016 EST-EST-CON-121	m ³	17,22	535,08	9.214,08
3.6	Aparelhos de apoio em neoprene fretado	DER - 2016 - 41582	dm ³	180,00	84,12	15.142,14
3.7	Lançamento de vigas pré moldadas - Peso > 60 t	DNIT - 10.000.14	Unid.	22,00	1.900,00	41.800,00
3.8	Aço CA-50/60 para armaduras passivas (material, corte, dobra, armação e montagem)	SETOP MG - 2016 - ARM-AÇO-020	kg	3.641,77	9,10	33.140,11
Valor do item						116.724,19
4						
VIGAS - RAMPA						
	Item	Referencia	Unid.	Quant.	Valor	Total
4.1	Forma e desmolda de tabuas de Pinho	SETOP - 2016 - EST-FOR-005	m ²	975,01	80,25	78.243,58
4.2	Cimbramento metálico	SETOP - 2016 EST-FOR-045	m	24,85	34,58	859,31
4.3	Fornecimento e lançamento de concreto usinado - 35MPa - Conforme NBR 6118-2014	SETOP - 2016 EST-EST-CON-121	m ³	109,80	535,08	58.751,78
4.4	Junta de movimentação tipo Jeene	SEINFRA-VERSÃO 0.24.1 - C3993	m	6,00	785,07	4.710,42
4.5	Lançamento de vigas pré moldadas - Peso > 60 t	DNIT - 10.000.14	Unid.	20,00	1.900,00	38.000,00
4.6	Aço CA-50/60 para armaduras passivas (material, corte, dobra, armação e montagem)	SETOP MG - 2016 - ARM-AÇO-020	kg	5.729,32	9,10	52.136,81
4.7	Guarda-corpo, tipo OC.NJ-S1	DER - 2016 - 41034	m	368,00	347,75	127.972,00
4.8	Piso cimentado natado com argamassa 1:3, junta PL 17x30 - Espessura de 3,00 cm com junta de 1,00x1,00 metros	SETOP MG - 2016 -PIS-CIM-080	m ²	282,00	54,52	15.375,20
Valor do item						376.049,11

Continua...

...Continuação

5 VIGA PRINCIPAL – PASSARELA						
	Item	Referencia	Unid.	Quant.	Valor	Total
5.1	Forma p/ peças pré-moldadas de concreto protendido, revestidas c/chapa metálica, util. (10 a 15 x)	SEINFRA-VERSÃO 0.24.1 - C1404	m ³	81,51	583,34	47.548,04
5.2	Cimbramento metálico	SETOP - 2016 EST-FOR-045	m	24,85	34,58	859,31
5.3	Fornecimento e lançamento de concreto usinado - 35MPa - Conforme NBR 6118-2014	SETOP - 2016 EST-EST-CON-121	m ³	12,12	535,08	6.485,17
5.4	Junta de movimentação tipo Jeene	SEINFRA-VERSÃO 0.24.1 - C3993	m	4,00	785,07	3.140,28
5.5	Lançamento de vigas pré moldadas - Peso > 60 t	DNIT - 10.000.14	Unid.	1,00	5.578,00	5.578,00
5.6	Aço CA-50/60 para armaduras passivas (material, corte, dobra, armação e montagem)	SETOP MG - 2016 - ARM-AÇO-020	kg	661,00	9,10	6.015,10
5.7	Protensão/Colocação e injeção de bainha para 9 Ø 12,7 mm	DNIT - 03.999.04	Unid.	2,00	1.791,64	3.583,28
5.8	Fornecimento/Colocação e injeção de bainha para 9 Ø 12,7 mm	DNIT - 10.000.12	M	38,00	165,72	6.297,36
5.9	Confecção/Colocação e injeção de bainha para 9 Ø 12,7 mm	DNIT - 03.990.04	kg	289,11	14,61	4.223,90
5.10	Guarda-corpo, tipo OC.NJ-S1	DER - 2016 - 41034	m	38,00	347,75	13.214,50
5.11	Piso cimentado natado com argamassa 1:3, junta PL 17x30 - Espessura de 3,00 cm com junta de 1,00x1,00 metros	SETOP MG - 2016 -PIS-CIM-080	m ²	38,00	54,52	2.071,84
Valor do item						99.016,78
VALOR TOTAL (Encargos + BDI)						705032,9674

Fonte: autor, 2015.

Tabela 69 - Estimativa de custo da estrutura metálica.

PLANILHA ORÇAMENTÁRIA - PASSARELA METÁLICA	
1	SERVIÇOS PRELIMINARES
Continua...	

...Continuação

Item		Referencia	Unid.	Quant.	Valor	Total
1.1	Projeto estrutural	SETOP MG - 2016 - PROJ- EXE-090	PR A1	10,00	1.809,89	18.098,86
1.2	Locação da obra - Execução de gabarito	SEINFRA- VERSÃO 0.24.1 - C1630	m ²	893,00	5,35	4.777,55
1.3	Raspagem e limpeza do terreno	SEINFRA- VERSÃO 0.24.1 - C2102	m ²	893,00	2,96	2.643,28
1.4	Canteiro de Obras Tipo barracão aberto	SEINFRA- VERSÃO 0.24.1 - C0369	m ²	250,00	121,45	30.362,50
1.5	Tapume de tabuas de 3° - Sobrepostas	SEINFRA- VERSÃO 0.24.1 - C2318	m ²	453,00	103,42	46.849,26
1.6	Escavação, carga, descarga, espalhamento e transporte de material de 1ª categoria. Distância média de transporte de 2.001 a 2.500 m	DER - 2016 - 40158	m ³	282,00	14,15	3.990,30
Valor do item						106.721,75
2	FUNDAÇÃO					
Item		Referencia	Unid.	Quant.	Valor	Total
2.1						
Valor do item						
3	PILARES					
Item		Referencia	Unid.	Quant.	Valor	Total
3.1	Fornecimento, fabricação, transporte e montagem de estrutura metálica em perfis laminados, inclusive pintura primer	SETOP - 2016 - EST- MET-005	kg	11.558,90	11,00	127.147,90
Valor do item						127.147,90
4	VIGAS - RAMPA					

Continua...

...Continuação

Item	Referencia	Unid.	Quant.	Valor	Total
4.1	SETOP - 2016 - EST- MET-005	kg	22419,70	11,00	246.616,70
Fornecimento, fabricação, transporte e montagem de estrutura metálica em perfis laminados, inclusive pintura primer					
4.2	ORSE - Sergipe	m ²	276,00	188,23	51.951,48
Laje pré-fabricada STEEL DECK para piso, espessura da chapa 0,80 mm, espessura da laje 15 cm, com capa de concreto FCK=25Mpa - Resistencia 500 kg/m ²					
4.3	DER - 2016 - 41034	m	368,00	347,75	127.972,00
Valor do item					426.540,18
5 VIGA PRINCIPAL - PASSARELA					
Item	Referencia	Unid.	Quant.	Valor	Total
5.1	SETOP - 2016 - EST- MET-005	kg	10.232,00	11,00	112.552,00
Fornecimento, fabricação, transporte e montagem de estrutura metálica em perfis laminados, inclusive pintura primer					
5.2	ORSE - Sergipe	m ²	38,00	188,23	7.152,74
Laje pré-fabricada STEEL DECK para piso, espessura da chapa 0,80 mm, espessura da laje 15 cm, com capa de concreto FCK=25Mpa - Resistencia 500 kg/m ²					
5.3	DER - 2016 - 41034	m	38,00	347,75	13.214,50
Valor do item					132.919,24

Continua...

...Continuação

VALOR TOTAL (Encargos + BDI)

793329,07

9 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

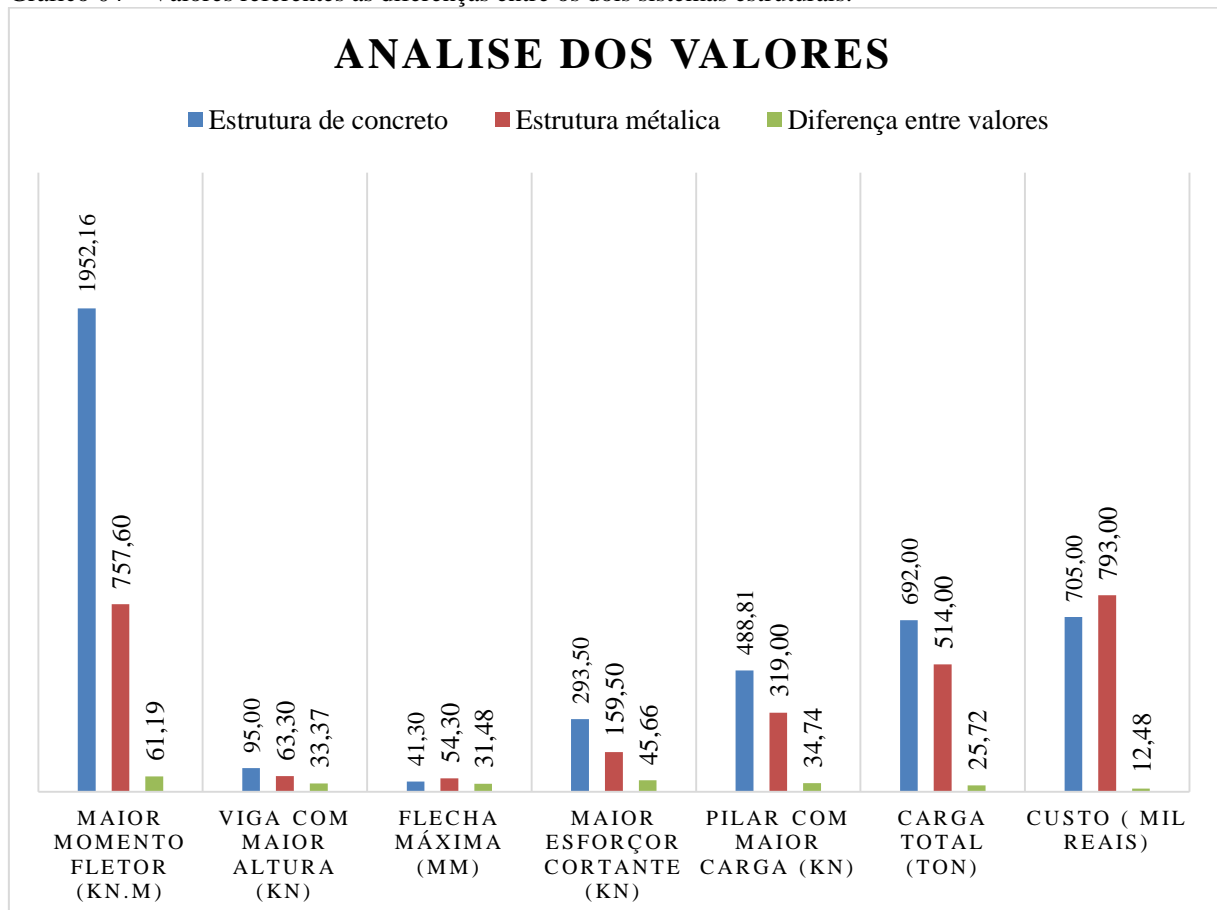
A tabela 70 e o gráfico 04 a seguir apresentam as principais diferenças entre as estruturas dimensionadas nos tópicos acima.

Tabela 70 – Principais diferenças entre os dois sistemas estruturais dimensionamentos.

Análise	Estrutura de concreto	Estrutura metálica	Diferença entre valores	Nota
Maior momento fletor na viga principal (kN.m)	1952,16	757,60	61,19	1
Viga com maior altura em toda a rampa (kN)	95,00	63,30	33,37	2
Flecha máxima nas vigas (mm)	41,30	54,30	31,48	3
Maior esforço cortante nas vigas (kN)	293,50	159,50	45,66	4
Pilar com maior carga (kN)	488,81	319,00	34,74	5
Carga total (ton)	692,00	514,00	25,72	6
Custo (mil reais)	705,00	793,00	12,48	7

Fonte: autor, 2016.

Gráfico 04 – Valores referentes as diferenças entre os dois sistemas estruturais.



Fonte: autor, 2016.

A seguir segue as descrições das notas referentes às análises mostradas no gráfico 04 acima.

Nota 01 e 04: A diferença de cerca de 61,19% e 45,66% respectivamente entre os valores dos momentos fletores e esforços cortante máximos atuantes nas vigas principais se dá por dois motivos, o primeiro deles é o valor dos carregamentos maiores na viga de concreto protendido devido ao peso próprio, e o outro é que os carregamentos da estrutura metálica se dividem em duas vigas, assim reduzindo as reações pela metade;

Nota 02: A diferença de 33,37% entre as altura das vigas principais foi consequência dos valores de momento fleto (a viga protendida possui momento fletor maior),

Nota 03: As vigas metálicas possuem flechas maiores, isso se dá pela rigidez das seções transversais serem consideravelmente menores que as seções de concreto;

Nota 05: O pilar com maior carga da passarela de concreto armado e protendido é referente aos que recebem diretamente a viga protendida (pilares 11 e 12), que possuem carregamentos maiores, isso se dá pela área da seção que aumenta no consumo de concreto, assim obtendo um carregamento maior que as vigas metálicas principais, que por sua vez possuem apenas as lajes em concreto e o restante em aço;

Nota 06: Como visto nas notas acima, o valor superior dos carregamentos no sistema estrutural de concreto armado e protendido fazem que o peso total da estrutura seja 25,72% maior que o sistema estrutural metálico;

Nota 07: o preço final para execução dos sistemas estruturais dimensionados neste estudo possui diferença de 12,48%, isso se dá pelo fato do aço ter sofrido um aumento de 30% no ano de 2016 (Silva, 2016).

10 CONCLUSÃO

A necessidade de locomoção do ser humano tem se tornado prioridade nos estudos de mobilidade urbana, e providenciar tal locomoção com segurança, acessibilidade e economia tem sido o maior desafio dos projetos de engenharia que contemplam obras de arte. As passarelas de pedestres se encaixam na categoria de obras de arte rodoviárias e devem ser implantadas em locais onde o tráfego de pessoas sobre a pista é inseguro e a acessibilidade é ruim.

Com o conteúdo apresentado, foi possível perceber que o número de pessoas que atravessam a rodovia diariamente é consideravelmente alto, e o risco de serem atropeladas é grande, pois tal travessia é feita durante o horário de pico e com os veículos em alta velocidade, e durante a travessia o pedestre é obrigado a percorrer um acostamento inacessível e irregular, deste modo o trecho descrito e estudado no trabalho se encaixa em ambos os requisitos descritos acima.

Para realizar o estudo de viabilidade da passarela de pedestre se fez necessário inicialmente elaborar um projeto arquitetônico, e a partir deste projeto dimensionar dois sistemas estruturais distintos, um executado em concreto (armado e protendido) e outro em estrutura metálica, e para tais dimensionamentos foi necessário estudar um referencial bibliográfico que contemplasse os principais aspectos e características dos sistemas estruturais onde o escolhido será aquele que apresentar menores impactos visuais, interferências durante sua execução e maior custo benefício.

Após dimensionado as estruturas nos dois sistemas estruturais foi percebido que a estrutura de concreto apresenta valores carregamentos cerca de 25% maiores que a estrutura metálica, além de também apresentar valores de esforços e altura das seções transversais maiores, isso se deu devido a maior rigidez das seções de concreto.

Analisando os impactos visuais dos sistemas dimensionados chega-se à conclusão que tal impacto será o mesmo, pois as duas estruturas terão a mesma altura e comprimento.

Porém as interferências durante o período de execução da estrutura de concreto armado e protendido possui impactos maiores que a estrutura metálica, uma vez que por se tratar de peças mais rígidas e pesadas existe a necessidade de máquinas e equipamentos maiores para montagem.

Logo, apesar de possuir uma estrutura mais pesada e necessitar de mão de obra especializada para execução da viga principal (protendida), o sistema estrutural em concreto armado e protendido obteve maiores custos benefícios e menor valor para execução da obra,

um dos motivos de tal fato é o aumento do preço do aço em 30% no ano de 2016, o que para o sistema estrutural em concreto não é tão impactante pois a matéria prima principal é o cimento, e para a estrutura metálica a matéria prima principal é o aço.

11 SUGESTÕES PARA PRÓXIMOS TRABALHOS E PESQUISAS

A partir do trabalho realizado acima se criou temas para estudos e pesquisas futuras, como apresenta os tópicos a seguir.

- Dimensionamento laje que serve de piso na passarela metálica, como por exemplo, a laje “Steel Deck”, que é composta por uma telha de aço galvanizado e uma camada de concreto;
- Dimensionamento dos conectores que ligarão a laje “Steel Deck” e as vigas metálicas, uma vez para isso é necessário as dimensões e especificações da laje;
- Dimensionar o sistema metálica contemplando estruturas treliçadas e verificar novamente o custo;
- Dimensionar outros sistemas estruturais utilizando estrutura mista, como por exemplo, uma passarela de pedestre com vigas de concreto e pilares metálicos, ou vigas metálicas e pilares de concreto;
- Executar ensaios no solo (exemplo SPT) e utilizar os parâmetros obtidos para dimensionamento das fundações, fazendo um estudo de viabilidade entre fundações rasas e profundas a partir dos apêndices D e K.

REFERÊNCIAS

- ANDOLFATO, Rodrigo Piernas. **Controle tecnológico básico do concreto**. Ilha Solteira. 33p. Universidade Estadual Paulista “Júlio de Mesquita Filho (UNESP), São Paulo, 2002.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. 238p. Rio de Janeiro, 2014 – versão corrigida 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. 5p. Rio de Janeiro: 1980 – versão corrigida 2000.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações**. 66p. Rio de Janeiro, 1988 – versão corrigida 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7187: Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido - Procedimento**. 11p. Rio de Janeiro, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7188: Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas**. 24 p. Rio de Janeiro, 2013.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7222: Concreto e argamassa – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos**. 5p. Rio de Janeiro, 2011.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7480: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - Especificação**. 13p. Rio de Janeiro, 2007.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7482: Fios de aço para concreto protendido**. 6p. Rio de Janeiro, 1991.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7483: Cordoalhas de aço para estruturas de concreto protendido - Especificação**. 7p. Rio de Janeiro, 2008.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8522: Concreto – determinação do módulo estático de elasticidade à compressão**. 16p. Rio de Janeiro, 2008.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - procedimento**. 18p. Rio de Janeiro: 2003 – versão corrigida 2004.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. 247p. Rio de Janeiro. 2008
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9050: Acessibilidade a edificações, mobiliário, espaços e equipamentos urbanos**. 97 p. Rio de Janeiro, 2013.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14718: Guardas corpo para edificações**. p29. Rio de Janeiro, 2008

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Concreto Protendido. Disciplina: 1288 - Notas de aula. Estruturas de concreto I.** Bauru. 2006. 98p. Universidade Estadual Paulista (UNESP) - Campus de Bauru/SP. Faculdade de engenharia. Departamento de Engenharia Civil. São Paulo, 2006.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Concreto Protendido. Disciplina: 2139 - Notas de aula. Concreto Protendido.** Bauru. 2015. 98p. Universidade Estadual Paulista (UNESP) - Campus de Bauru/SP. faculdade de engenharia. Departamento de Engenharia Civil. São Paulo, 2015.

CARDOSO, Sander David. **Programa para análise de pilares submetidos à flexão composta oblíqua, considerando os efeitos da não linearidade física e geométrica –P-calc.** São Paulo: 2014.

CALDAS, Rodrigo B; FAKURY, Ricardo H; SILVA, Ana Lydia R. Castro. **Dimensionamento de elementos estruturais de aço e mistos de aço e concreto.** 1º edição. Editora Pearson, São Paulo: 2016,496 p.

CALIFER. Disponível em: <<http://www.califer.com.br/produtos-servicos/>>. Acesso em: 06 maio 2016.

CARVALHO, R.C. **Estruturas em concreto protendido-Pré-tração, Pós tensão e Detalhamento.** 1ª edição. Editora PINI, São Paulo: 2012, 461p.

CARVALHO, R.C.; FIGUEIREDO FILHO J.R. **Cálculo de dimensionamento de estruturas usuais de concreto armado.** 4ª edição. EDUFScar, São Carlos: 2014, 416p.

CRUZ, Yago Petrim. **DIMENSIONAMENTO DE LAJES NERVURADAS PRÉ-FABRICADAS TRELIÇADAS UNIDIRECIONAIS. “Análise de dimensionamento e verificação do “ELS” em lajes treliçadas pré-fabricadas, utilizando método de cálculo sem considerações construtivas e considerando etapas construtivas, segundo ABNT NBR 6118 abril:2014”.** Varginha. 2015. 180p. Dissertação (trabalho de conclusão de curso) – Universidade do Sul de Minas, UNIS-MG. Varginha, 2014.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS E RODAGEM. **Manual de projeto de obras-de-arte especiais.** Rio de Janeiro. 1996. 233 p. Ministério dos Transportes - MT. Rio de Janeiro, 1996.

DER. **Acessória de custos. Tabela Referencial (Preços de Custos) - Vigência: 31 de janeiro de 2016.** Disponível em: < <http://www.der.mg.gov.br/images/2016/custos/tabela-referencial-de-preco-de-obras-rodovirias-310116.pdf>>. Acesso em 25 outubro 2016.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Instrução de serviço rodoviário-ISF-219-Projeto de passarela de pedestres.**16 p. Brasil, 2015.

DNIT. **Planilha de preços unitários.** Disponível em: < http://www1.dnit.gov.br/anexo/Projetos/Projetos_edital0559_09-22_9.pdf>. Acesso em 25 outubro 2016.

FARIA, A. **Notas de aula das matérias de estruturas I e II**. Centro universitário do Sul de Minas, UNIS-MG, curso de Engenharia Civil, Varginha, 2014.

FARIA, A. **Notas de aula da matéria Projeto e Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado I**. Centro universitário do Sul de Minas, UNIS-MG, pós-graduação em Engenharia de Estruturas, Varginha, 2016.

FARIA, A. **Notas de aula da matéria Estruturas pré-fabricadas de concreto – Vigas pré-moldada**. Centro universitário do Sul de Minas, UNIS-MG, pós-graduação em Engenharia de Estruturas, Varginha, 2016.

FARIA, A. **Notas de aula da matéria Engenharia de estruturas: Projeto e dimensionamento de estrutura em concreto protendido**. UNISOCIESC- Educação e Tecnologia. Pós-graduação em Engenharia de Estruturas, Varginha, 2016.

FEITOSA, Leonardo Rocha Lima; LIMA, Luis Alexandre Genuca. Revista Técnica, Editora PINI. **Radier protendido**. Ed 185, 2012. Disponível em: < <http://techne.pini.com.br/engenharia-civil/185/radier-protendido-285959-1.aspx>>. Acesso em: 05 maio 2016.

GALVÃO, C. **Atropelamento é a principal causa de morte nas rodovias federais do país**. Jornal Hoje. Globo. G1. São Paulo, 14/01/2016. Disponível em: < <http://g1.globo.com/jornal-hoje/noticia/2015/01/atropelamento-e-principal-caoa-de-morte-nas-rodovias-federais-do-pais.html>>. Acesso em 13 maio 2016.

GERDAU. **Perfil Estrutural Gerdau – Tabela de bitolas**.3p. 2016.

GIONGO, José Samuel. **Concreto armado: Projeto estrutural de edifícios**. São Carlos. 2007. 184p. Universidade de São Paulo. Escola de engenharia de São Carlos. Departamento de Engenharia de Estruturas. São Paulo, 2007.

GOOGLE EARTH. Disponível em: <<https://www.google.com/earth/>>. Acesso em: 13 maio 2016.

MARTHA. **Ftool – Two – Dimensional Frame Analysis Tool**. Departamento de Engenharia Civil e Tecgraf/PUC Rio. Rio de Janeiro. 2015

NETO, Augusto Cantusio. **Notas de aula da matéria Estruturas Metálicas I**. Pontifícia Universidade Católica de Campinas, PUC-Campinas. Engenharia Civil, 2012.

PFEIL, Walter. **Concreto Protendido Vol. 3 – Introdução**. LTC Editora. Rio de Janeiro. 239 p. Rio de Janeiro, 1984.

Prefeitura Municipal de Barueri/SP. **Obras contemplam o bairro Alphaville em seu 37º aniversário**. 2010. Disponível em: < <http://www.barueri.sp.gov.br/sistemas/informativos/informativo.asp?id=12584>>. Acesso em: 30 abril 2016.

Prefeitura Municipal de Varginha/MG. **Levantamento planialtimétrico do trecho e via lateral – Rodovia BR-491, Km 239+335m.** Varginha/Elói Mendes. 2014.

ORSE. **Orçamento de obras Sergipe. Composição de preço de serviço.** Disponível em: (http://187.17.2.135/orse/composicao.asp?font_sg_fonte=ORSE&serv_nr_codigo=7947&peri_nr_ano=2016&peri_nr_mes=1&peri_nr_ordem=1). Acesso em 25 outubro 2016

RP-SUL ENGENHARIA. **Passarela BR-369 (Pado).** Disponível em: < <http://www.rp-sul.com.br/obras-institucionais>>. Acesso 23 abril 2016.

RUDLOF. **Concreto Protendido – Catalogo técnico.** Disponível em: < <http://www.rudloff.com.br/concreto-protendido/>>. Acesso 15 outubro 2016

SANTINE, C.R. **Projeto e construção de lajes pré-fabricadas de concreto armado.** Universidade Federal de São Carlos. São Carlos, São Paulo, 2005.

SETOP-MG - **Planilha referencial de preços unitários para obras de edificação e infraestrutura** - Estado de Minas Gerais – Região Sul. Disponível em: < http://www.setop.mg.gov.br/images/documentos/precosetop/SET2016/plan-desonerada/preco_setop_sul_jun16_desonerada.pdf>. Acesso em 25 outubro 2016.

SEINFRA – **Tabela de bustos-Versão 024.1** – Secretaria de infraestrutura – Governo Federal do Ceará. Disponível em: < <http://www.seinfra.ce.gov.br/index.php/tabela-de-custos-unificada-desonerada>>. Acesso em 25 outubro 2016.

SILVA, Cleide. **Mesmo com crise, preço do aço sobe 30% - Setores em que a matéria-prima é o principal item da produção temem pela piora do negócio.** Estadão economia e negócios. Disponível em: < <http://economia.estadao.com.br/noticias/geral,mesmo-com-crise--preco-do-aco-sobe-30,10000049660>>. Acesso 30 outubro 2016.

SILVA, Valdir Pignatta. **Dimensionamento de estruturas de aço.** Apostila para a disciplina PEF 2402 – Estruturas metálicas e de madeira. São Paulo. 2012. 150p. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, PUC. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica. São Paulo, 2012.

SCORA E FORMA. Disponível em: <<http://www.scoraeforma.com.br/obras.html>>. Acesso em 17 março 2016.

SOLOTEC GEO. Disponível em: <<http://www.solotecgeo.com.br>>. Acesso em: 29 abril 2016

SOUZA, Marta Francisca Suassuna Mendes; RODRIGUES, Bezerra Rorigues; MASCIA, Nilson Tadeu. **Sistemas estruturais de edificações e exemplos.** Campinas. 2008. 93 f. Universidade Estadual de Campinas Faculdade de Engenharia Civil Arquitetura e Urbanismo – FEC - UNICAMP. Departamento de Estruturas – DES. São Paulo, 2008