

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ  
DEPARTAMENTO ACADÊMICO DE CONSTRUÇÃO CIVIL  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

ANTONIO CARLOS DE ANDRADE JUNIOR

**ESTUDO COMPARATIVO ENTRE ESTRUTURAS COM LIGAÇÕES  
RÍGIDAS E FLEXÍVEIS EM UMA PASSARELA PARA PEDESTRES DE  
ESTRUTURA MISTA DE AÇO E CONCRETO**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

CURITIBA

2019

ANTONIO CARLOS DE ANDRADE JUNIOR

**ESTUDO COMPARATIVO ENTRE ESTRUTURAS COM LIGAÇÕES  
RÍGIDAS E FLEXÍVEIS EM UMA PASSARELA PARA PEDESTRES DE  
ESTRUTURA MISTA DE AÇO E CONCRETO**

Trabalho de Conclusão de Curso de graduação, do Curso Superior de Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná – UTFPR, apresentado como requisito parcial para a obtenção do título de Bacharel.

Orientadora: Prof<sup>a</sup>. Dr<sup>a</sup>. Érica Fernanda Aiko Kimura

CURITIBA

2019



Ministério da Educação  
**UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ**  
*Campus Curitiba – Sede Ecoville*  
**Departamento Acadêmico de Construção Civil**  
**Curso de Engenharia Civil**

---

## **FOLHA DE APROVAÇÃO**

### ***ESTUDO COMPARATIVO ENTRE ESTRUTURAS COM LIGAÇÕES RÍGIDAS E FLEXÍVEIS EM UMA PASSARELA PARA PEDESTRES DE ESTRUTURA MISTA DE AÇO E CONCRETO***

Por

**ANTONIO CARLOS DE ANDRADE JUNIOR**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, defendido no primeiro semestre de 2019 e aprovado pela seguinte banca de avaliação presente:

---

Orientadora – Profa. Érica Fernanda Aiko Kimura, Dra.  
UTFPR

---

Profa. Renata Sá Brito Stramandinoli, Dra.  
UTFPR

---

Prof. Charles Jaster de Oliveira, MSc.  
Universidade Positivo

---

**OBS.: O documento assinado encontra-se em posse da coordenação do curso.**

---

## RESUMO

DE ANDRADE, Antonio C. **Estudo Comparativo entre Estruturas com Ligações Rígidas e Flexíveis em uma Passarela para Pedestres de Estrutura Mista de Aço e Concreto**. 2019. 138f. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil). Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Curitiba, 2019.

Este trabalho aborda o dimensionamento estrutural de duas passarelas de pedestres em estrutura mista de aço e concreto de geometria idêntica, submetidos às mesmas cargas atuantes, mas com vínculos internos distintos, sendo uma estrutura com ligações viga-pilar rígidas e, a outra, flexíveis, para comparar os resultados obtidos, identificando vantagens e desvantagens inerentes à adoção de cada tipo de ligação em termos de esbeltez da estrutura, peso total de material empregado e complexidade de detalhamento. Foram concebidas duas estruturas compostas por pilares metálicos, vigas mistas e laje mista de concreto com fôrma de aço incorporada, disposta perpendicularmente ao sentido da viga. As estruturas foram modeladas numericamente com auxílio do *software* SAP2000, versão 14, e o dimensionamento dos elementos foi realizado em conformidade com os procedimentos descritos na ABNT NBR 8800:2008. Ao comparar o resultado obtido do dimensionamento das duas estruturas, observou-se que a estrutura com ligações viga-pilar rígidas apresentou vigas mais esbeltas, mas pilares mais robustos devido à transferência de momentos fletores da viga aos pilares. Analisando o peso total de material empregado nas duas estruturas, verificou-se que a estrutura com vínculos viga-pilar rígidos representa maior peso do que a estrutura com vínculos flexíveis, além de maior complexidade de detalhamento e execução. Portanto concluiu-se que, no caso da estrutura estudada neste trabalho, a opção por ligações viga-pilar rígidas não apresenta vantagens significativas à opção por ligações flexíveis. Pelo contrário, acaba resultando numa estrutura mais pesada, de ligações mais complexas e, conseqüentemente, de maior custo.

**Palavras-chave:** Estrutura mista de aço e concreto. Passarela de pedestres. Rigidez em ligações de estruturas mistas.

## ABSTRACT

DE ANDRADE, Antonio C. **Comparative Study of Structures with Rigid and Flexible Connections of a Pedestrian Bridge of Steel and Concrete Composite Structure**. 2019. 138pgs. Term paper (Bachelor Degree of Civil Engineering). Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Curitiba, 2019.

This paper approaches the design of two steel and concrete composite structures for a pedestrian bridge of identical geometry, submitted to the same loads, but with different internal bonds. One structure has rigid beam-column connections, and the other has flexible connections. The objective is to compare the obtained results, identifying the advantages and disadvantages inherent to the adoption of each type of connection in terms of structure slenderness, total weight of material used and detailing complexity. Two structures were conceived with steel columns, composite beams and composite slabs with incorporated steel decks arranged perpendicularly to the beam direction. The structures were numerically modeled using the computer software SAP2000, version 14, and the structural dimensioning of the elements was performed in accordance to the procedures described in ABNT NBR 8800:2008. By comparing the results of the dimensioning, it was observed that the structure with rigid beam-column connections presented thinner beams, but more robust columns due to the bending moment transferring, from the beam to the columns. Analyzing the total weight of material used in the two structures, it was verified that the structure with rigid beam-column connections resulted on a heavier structure, besides the higher complexity of detailing and execution. Therefore, it was concluded that, for the structure studied in this paper, the option for rigid beam-column connections does not presents significant advantages to the flexible option. Instead, it results in a heavier structure, of more complex connections and, consequently, higher cost.

**Keywords:** Steel and concrete composite structure. Pedestrian bridge. Stiffness of composite structures connections.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Apoio de uma passarela em viga com dente Gerber .....	22
Figura 2: Passarela sobre a avenida Bedford, em Nova Iorque .....	22
Figura 3: Ponte de pedestres sobre a Ribeira da Capinteira, em Portugal .....	23
Figura 4: Passarela em arco com tabuleiro suspenso.....	24
Figura 5: Passarela <i>Cathedral Caverns</i> , em estrutura treliçada.....	25
Figura 6: Passarela pênsil.....	26
Figura 7: Passarela estaiada Blackburn, na África do Sul.....	27
Figura 8: Distribuição das tensões da interface entre o aço e o concreto e variação da deformação axial, considerando interação completa .....	29
Figura 9: Principais tipos de vigas mistas .....	29
Figura 10: Tipos de seção de pilares mistos .....	30
Figura 11: Laje mista.....	32
Figura 12: Tipos de formas para utilização em lajes mistas de acordo com o meio de transmissão de esforços .....	32
Figura 13: Ligação mista com chapa de extremidade com altura total.....	34
Figura 14: Ligação mista com cantoneiras parafusadas na alma e na mesa inferior da viga apoiada .....	34
Figura 15: Ligação mista com cantoneira parafusada na mesa inferior da viga apoiada .....	35
Figura 16: Linhas de eixo do modelo tridimensional da estrutura de passarela a ser estudada e seus vínculos a serem modificados.....	36
Figura 17: Dimensões Steel Deck MF-50.....	42
Figura 18: Esquema da laje pré-dimensionada.....	43
Figura 19: Plano do contraventamento entre vigas longitudinais.....	45
Figura 20: Plano do contraventamento entre pilares.....	46
Figura 21: Visão extrudada em perspectiva do modelo numérico da passarela pré-dimensionada.....	48
Figura 22: Seções transversais comerciais dos elementos constituintes da parte superior da passarela pré-dimensionada, em vista superior com linhas de eixo. ....	48
Figura 23: Seções transversais comerciais dos pilares e contraventamentos entre pilares da passarela pré-dimensionada, em elevação lateral com linhas de eixo. ....	48

Figura 24: Modelo da estrutura com vínculos rígidos entre vigas e pilares.....	49
Figura 25: Modelo da estrutura com vínculos flexíveis entre vigas e pilares.....	50
Figura 26: Esquema de identificação das barras da passarela.....	51
Figura 27: Fluxograma para determinação de força axial de compressão resistente em perfis laminados W e HP.....	58
Figura 28: Fluxograma para determinação de força axial de compressão resistente em perfis soldados tipo “I” com dois eixos de simetria.....	59
Figura 29: Fluxograma para cálculo de força cortante resistente de cálculo em perfis soldados com dois eixos de simetria submetidos a flexão em relação ao eixo “x”....	60
Figura 30: Fluxograma para cálculo de força cortante resistente de cálculo em perfis soldados com dois eixos de simetria submetidos a flexão em relação ao eixo “y”....	61
Figura 31: Fluxograma para cálculo de momento fletor resistente de cálculo em perfis soldados de alma não-esbelta com dois eixos de simetria submetidos a flexão em relação ao eixo “x”.....	62
Figura 32: Fluxograma para cálculo de momento fletor resistente de cálculo em perfis soldados de alma não-esbelta com dois eixos de simetria submetidos a flexão em relação ao eixo “y”.....	63
Figura 33: Fluxograma para cálculo de momento fletor resistente de cálculo em vigas mistas com perfis soldados compactos em interação completa com a laje mista. ....	64
Figura 34: Fluxograma de determinação de força normal de compressão axial resistente de cálculo para os contraventamentos horizontais em perfil W 150x13 ...	67
Figura 35: Fluxograma de determinação de força normal de compressão axial resistente de cálculo para os contraventamentos diagonais entre pilares em “X” em perfil W 150x13 .....	69
Figura 36: Fluxograma de determinação de força normal de compressão axial resistente de cálculo para os contraventamentos diagonais entre vigas em “V” em perfil W 150x22,5 .....	71
Figura 37: Fluxograma resolvido de determinação de momento fletor positivo resistente de cálculo na viga mista da passarela com vínculos rotulados.....	72
Figura 38: Fluxograma resolvido de determinação de força cortante resistente de cálculo na viga mista da passarela com vínculos rotulados .....	73
Figura 39: Fluxograma resolvido de determinação de compressão axial resistente de cálculo nos pilares da passarela com ligações viga-pilar rotuladas .....	74

Figura 40: Fluxograma resolvido de determinação de momento fletor resistente de cálculo em relação ao eixo “x” nos pilares da passarela com ligações viga-pilar rotuladas.....	75
Figura 41: Fluxograma resolvido de determinação de momento fletor resistente de cálculo em relação ao eixo “y” nos pilares da passarela com ligações viga-pilar rotuladas.....	76
Figura 42: Fluxograma resolvido de determinação de força cortante resistente de cálculo paralelamente ao eixo “y” nos pilares da passarela com ligações viga-pilar rotuladas.....	77
Figura 43: Fluxograma resolvido de determinação de força cortante resistente de cálculo paralelamente ao eixo “x” nos pilares da passarela com ligações viga-pilar rotuladas.....	78
Figura 44: Fluxograma resolvido de determinação de momento fletor positivo resistente de cálculo na viga mista da passarela com vínculos rígidos.....	80
Figura 45: Fluxograma resolvido de determinação de força cortante resistente do perfil metálico atribuído à viga mista da estrutura com vínculos viga-pilar rígidos ....	82
Figura 46: Fluxograma resolvido de determinação de compressão axial resistente de cálculo nos pilares da passarela com ligações viga-pilar engastadas.....	83
Figura 47: Fluxograma resolvido de determinação de momento fletor resistente de cálculo em relação ao eixo “x” nos pilares da passarela com ligações viga-pilar engastadas.....	84
Figura 48: Fluxograma resolvido de determinação de momento fletor resistente de cálculo em relação ao eixo “y” nos pilares da passarela com ligações viga-pilar engastadas.....	85
Figura 49: Fluxograma resolvido de determinação de força cortante resistente de cálculo paralelamente ao eixo “y” nos pilares da passarela com ligações viga-pilar engastadas.....	86
Figura 50: Fluxograma resolvido de determinação de força cortante resistente de cálculo paralelamente ao eixo “x” nos pilares da passarela com ligações viga-pilar engastadas.....	87
Figura 51: Vista lateral da ligação viga-pilar flexível.....	91
Figura 52: Vista frontal da ligação viga-pilar flexível .....	92
Figura 53: Corte superior 'AA' da ligação viga-pilar flexível .....	92
Figura 54: Vista lateral da ligação viga-pilar rígida.....	93



Figura 55: Vista frontal da ligação viga-pilar rígida.....94

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Esforços de compressão solicitantes de projeto nos contraventamentos	52
Tabela 2 – Esforços de tração solicitantes de projeto nos contraventamentos	52
Tabela 3 – Momentos fletores de projeto nas vigas longitudinais rotuladas	53
Tabela 4 – Esforços cortantes de projeto nas vigas longitudinais rotuladas	53
Tabela 5 – Esforços de compressão axial e momentos fletores solicitantes nos pilares	54
Tabela 6 – Esforços cortantes solicitantes nos pilares	54
Tabela 7 – Esforços de compressão solicitantes de projeto nos contraventamentos	55
Tabela 8 – Esforços de tração solicitantes de projeto nos contraventamentos	55
Tabela 9 – Momentos fletores de projeto nas vigas longitudinais engastadas	55
Tabela 10 – Esforços cortantes de projeto nas vigas longitudinais engastadas	55
Tabela 11 – Esforços de compressão axial e momentos fletores solicitantes nos pilares	56
Tabela 12 – Esforços cortantes solicitantes nos pilares	56
Tabela 13 – Esforços máximos de momento fletor e compressão axial em pilares e vigas	95
Tabela 14 – Seções transversais dimensionadas	95
Tabela 15 – Esbeltez das seções transversais dimensionadas	96
Tabela 16 – Massa total das estruturas	96

## LISTA DE QUADROS

Quadro 1: Dimensões da passarela.....	36
Quadro 2: Seções obtidas para a viga pré-dimensionada em função dos critérios adotados.....	45
Quadro 3: Seções dos elementos estruturais componentes da passarela.....	47

## LISTA DE SÍMBOLOS

### Símbolos-base

a - distância

b - largura

$b_f$  - largura da mesa

d - diâmetro; altura total da seção transversal; distância; dimensão

e - distância; excentricidade; espaçamento entre duas vigas adjacentes

$f_{cd}$  - resistência de cálculo do concreto à compressão

$f_{ck}$  - resistência característica do concreto à compressão

$f_u$  - resistência à ruptura do aço à tração

$f_{ub}$  - resistência à ruptura do material do parafuso ou barra redonda rosqueada à tração

$f_{ucs}$  - resistência à ruptura do aço do conector

$f_y$  - resistência ao escoamento do aço

$f_{yd}$  - resistência de cálculo ao escoamento do aço

$f_{yF}$  - resistência ao escoamento do aço da fôrma

$f_{yFd}$  - resistência de cálculo ao escoamento do aço da fôrma

$f_{ys}$  - resistência ao escoamento do aço da armadura

$f_{sd}$  - resistência de cálculo ao escoamento do aço da armadura

$f_w$  - resistência à tração do metal da solda

g - gabarito de furação

h - altura

k - rigidez; parâmetro em geral

l - comprimento

n - número (quantidade)

r - raio de giração; raio

t - espessura

$t_f$  - espessura da mesa

$t_w$  - espessura da alma

x - coordenada

y - coordenada; distância

A - área

$A_g$  - área bruta da seção transversal

$C$  - coeficiente

$C_b$  - fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme

$C_t$  - coeficiente de redução usado no cálculo da área líquida efetiva

$C_v$  - coeficiente de força cortante

$C_w$  - constante de empenamento da seção transversal

$D$  - diâmetro externo de elementos tubulares de seção circular

$E, E_a$  - módulo de elasticidade do aço

$E_c; E_{cs}$  - módulo de elasticidade secante do concreto

$E_{c,red}$  - módulo de elasticidade reduzido do concreto devido aos efeitos de retração e fluência

$E_s$  - módulo de elasticidade do aço da armadura do concreto

$F$  - força; valor de ação

$F_G$  - valor característico das ações permanentes

$F_Q$  - valor característico das ações variáveis

$F_{Q,exc}$  - valor característico das ações excepcionais

$G$  - módulo de elasticidade transversal do aço; centro geométrico da seção transversal

$I$  - momento de inércia

$I_{yc}$  - momento de inércia da mesa comprimida em relação ao eixo que passa pelo plano médio da alma

$I_{yt}$  - momento de inércia da mesa tracionada em relação ao eixo que passa pelo plano médio da alma

$J$  - constante de torção da seção transversal

$K$  - coeficiente de flambagem de barras comprimidas

$L$  - vão; distância; comprimento

$L_b$  - distância entre duas seções contidas à flambagem lateral com torção (comprimento destravado)

$M$  - momento fletor

$M_{cr}$  - momento fletor de flambagem elástica

$M_{pl}$  - momento fletor de plastificação da seção transversal, igual ao produto do módulo de resistência plástico ( $Z$ ) pela resistência ao escoamento do aço ( $f_y$ )

$M_r$  - momento fletor correspondente ao início do escoamento

$N$  - força axial

Q - fator de redução total associado à flambagem local  
Q<sub>a</sub>; Q<sub>s</sub> - fatores de redução que levam em conta a flambagem local de elementos AA e AL, respectivamente  
Q<sub>Rd</sub> - força resistente de cálculo de um conector de cisalhamento  
R<sub>d</sub> - resistência de cálculo; solicitação resistente de cálculo  
S - rigidez  
S<sub>d</sub> - solicitação de cálculo  
T – momento de torção  
V - força cortante  
W - módulo de resistência elástico  
W<sub>c</sub> - módulo de resistência elástico do lado comprimido da seção, relativo ao eixo de flexão;  
W<sub>t</sub> - módulo de resistência elástico do lado tracionado da seção, relativo ao eixo de flexão;  
Z - módulo de resistência plástico  
α - coeficiente relacionado à curva de dimensionamento à compressão; coeficiente em geral  
α<sub>E</sub> - relação entre o módulo de elasticidade do aço e o módulo de elasticidade do concreto  
δ - fator de contribuição do aço; deslocamento; flecha  
φ - diâmetro de barra de armadura  
γ - coeficiente de ponderação da resistência ou das ações  
λ - índice de esbeltez; parâmetro de esbeltez  
λ<sub>0</sub> - índice de esbeltez reduzido  
λ<sub>p</sub> - parâmetro de esbeltez limite para seções compactas  
λ<sub>r</sub> - parâmetro de esbeltez limite para seções semicompactas e esbeltas  
μ - coeficiente médio de atrito  
χ - fator de redução associado à resistência à compressão  
χ<sub>dist</sub> - fator de redução para flambagem lateral com distorção da seção transversal  
ψ - fator de redução de ações; fator de combinação de ações  
σ - tensão normal  
τ - tensão de cisalhamento

### **Símbolos subscritos**

a - aço; apoio  
b - parafuso; barra redonda rosqueada; flexão  
c - concreto; compressão; conexão ou ligação; elemento conectado; contato  
cs - conector de cisalhamento  
d - de cálculo  
e - elástico; excentricidade  
ef - efetivo  
f - mesa  
g - bruta; geométrico; ação permanente  
h - furo  
i - número de ordem  
k - característico; nominal  
n - líquida  
pl - plastificação  
q - ação variável  
red - reduzido  
s - armadura  
st - enrijecedor  
t - tração  
u - ruptura  
v - cisalhamento; viga  
w - alma; solda  
x - relativo ao eixo x  
y - escoamento; relativo ao eixo y  
F - fôrma de aço  
G - ação permanente  
Q - ação variável  
Rd - resistente de cálculo  
Rk - resistente característico; resistente nominal  
T - torção  
Sd - solicitante de cálculo

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	<b>18</b>
1.1 OBJETIVO GERAL .....	19
1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	19
<b>2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	<b>21</b>
2.1 SISTEMAS ESTRUTURAIS PARA PASSARELAS .....	21
2.1.1 Viga .....	21
2.1.2 Pórtico rígido.....	23
2.1.3 Arco .....	24
2.1.4 Treliça.....	24
2.1.5 Pênsil.....	26
2.1.6 Estaiada.....	27
2.2 ESTRUTURAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO .....	28
2.2.1 Vigas mistas .....	28
2.2.2 Pilares mistos .....	30
2.2.3 Lajes mistas.....	31
2.3 LIGAÇÕES EM ESTRUTURAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO .....	33
<b>3 METODOLOGIA</b> .....	<b>36</b>
3.1 DEFINIÇÃO DAS DIMENSÕES DA PASSARELA.....	36
3.2 LEVANTAMENTO DAS AÇÕES APLICÁVEIS .....	37
3.2.1 Ações permanentes diretas .....	37
3.2.2 Carga móvel de pedestres.....	37
3.2.3 Sobrecarga de corrimão .....	37
3.2.4 Carga horizontal excepcional .....	37
3.2.5 Vento .....	38
3.2.6 Força horizontal nocional.....	39
3.3 ELABORAÇÃO DAS COMBINAÇÕES DE AÇÕES.....	39
3.3.1 Combinações últimas normais.....	40
3.3.2 Combinação última especial.....	40
3.3.3 Combinação quase permanente de serviço .....	41
3.3.4 Combinação frequente de serviço .....	41
3.4 PRÉ-DIMENSIONAMENTO .....	41



3.4.1	Laje.....	42
3.4.2	Vigas longitudinais.....	43
3.4.3	Contraventamentos .....	45
3.4.4	Pilares.....	47
3.4.5	Resumo do pré-dimensionamento.....	47
3.5	MODELAGEM NUMÉRICA.....	47
3.6	LEVANTAMENTO DOS ESFORÇOS SOLICITANTES .....	51
3.6.1	Passarela com ligações flexíveis .....	52
3.6.1.1	Contraventamentos .....	52
3.6.1.2	Vigas.....	52
3.6.1.3	Pilares.....	53
3.6.2	Passarela com ligações rígidas .....	54
3.6.2.1	Contraventamentos .....	54
3.6.2.2	Vigas.....	55
3.6.2.3	Pilares.....	56
3.7	DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS RESISTENTES.....	57
3.7.1	Contraventamentos .....	57
3.7.2	Pilares.....	58
3.7.3	Vigas mistas longitudinais .....	64
3.8	VERIFICAÇÕES DE SERVIÇO .....	65
3.9	DETALHAMENTO DAS LIGAÇÕES .....	65
3.10	ANÁLISE COMPARATIVA .....	65
<b>4</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÃO.....</b>	<b>66</b>
4.1	CÁLCULO DOS ESFORÇOS RESISTENTES.....	66
4.1.1	Passarela com ligações flexíveis .....	66
4.1.1.1	Contraventamentos em ângulo reto entre vigas e entre pilares .....	66
4.1.1.2	Contraventamentos diagonais em “X” entre pilares .....	68
4.1.1.3	Contraventamentos diagonais em “V” entre vigas .....	69
4.1.1.4	Vigas mistas longitudinais .....	71
4.1.1.5	Pilares.....	73
4.1.2	Passarela com ligações rígidas .....	79
4.1.2.1	Contraventamentos em ângulo reto entre vigas e entre pilares .....	79
4.1.2.2	Contraventamentos diagonais em “X” entre pilares.....	79

4.1.2.3	Contraventamentos diagonais em “V” entre vigas .....	79
4.1.2.4	Vigas mistas longitudinais .....	80
4.1.2.5	Pilares.....	82
4.2	VERIFICAÇÕES DE SERVIÇO .....	88
4.2.1	Deslocamento horizontal máximo.....	88
4.2.2	Deslocamento vertical máximo.....	89
4.2.3	Vibração em piso .....	90
4.3	DETALHAMENTO DAS LIGAÇÕES .....	91
4.3.1	Ligação flexível.....	91
4.3.2	Ligação rígida .....	93
4.4	ANÁLISE COMPARATIVA .....	95
<b>5</b>	<b>CONCLUSÕES.....</b>	<b>98</b>
	<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>99</b>
	<b>APÊNDICE A – VERIFICAÇÃO DOS CONECTORES DE CISALHAMENTO .....</b>	<b>102</b>
	<b>APÊNDICE B – CÁLCULO DOS MÁXIMOS DESLOCAMENTOS VERTICAIS DAS VIGAS DE PISO DAS PASSARELAS COM VÍNCULOS VIGA-PILAR ROTULADOS E ENGASTADOS.....</b>	<b>104</b>
	<b>APÊNDICE C – VERIFICAÇÃO DA LIGAÇÃO FLEXÍVEL.....</b>	<b>106</b>
	<b>APÊNDICE D – VERIFICAÇÃO DA LIGAÇÃO RÍGIDA .....</b>	<b>110</b>

## 1 INTRODUÇÃO

Sistemas estruturais envolvendo aço e concreto são intensivamente utilizados na construção civil há mais de cem anos. Mas a partir de 1960, estruturas que combinam os dois materiais, denominadas estruturas mistas de aço e concreto, começam a ganhar corpo. Começam a surgir métodos e disposições construtivas que garantem o funcionamento do sistema e o tornam eficiente, ampliando as opções de projeto e construção envolvendo o sistema misto (CBCA, 2012).

As estruturas mistas de aço e concreto podem configurar uma boa ótima opção frente às estruturas de concreto armado, uma vez que são de execução mais rápida e com menor geração de resíduos, por utilizarem menos, ou até dispensarem a utilização de fôrmas de madeira e escoras para sua confecção, assim como os insumos e equipamentos inerentes à produção e manipulação do concreto estrutural.

Os sistemas mistos podem oferecer soluções econômicas e eficientes em obras que apresentem vãos com comprimentos de médio a longo. As vigas mistas, que consistem na associação de uma viga de aço com uma laje de concreto, naturalmente apresentam resistências muito mais elevadas com um pequeno acréscimo no custo, quando comparado às vigas de aço ou de concreto armado (JOHNSON, 1994).

Outra vantagem está na redução do peso total da estrutura, o que pode acarretar em uma redução do porte da fundação e, conseqüentemente, da sua complexidade construtiva e do seu custo.

No Brasil, ainda não é comum encontrar obras que tenham adotado o sistema de estrutura mista em sua concepção. Mas ótimas soluções podem ser adotadas combinando as características positivas dos perfis de aço aos atributos do concreto.

Nas estruturas de concreto armado, a rigidez entre os elementos estruturais pode ser garantida através de transpasses, esperas, e concretagem simultânea das peças, ou seja, geralmente peças concretadas *in loco* são consideradas contínuas. Tratando-se de estruturas metálicas, a rigidez das ligações entre as peças deve ser estudada de modo a garantir que a solução adotada seja a mais econômica e eficiente dentre as soluções disponíveis.

Geralmente, utilizam-se ligações pré-estabelecidas como rotuladas. Esse tipo de solução pode exigir a adoção de vigas com seções de grandes dimensões para

resistir aos elevados momentos fletores solicitantes na região do comprimento médio da peça, em compensação do momento fletor nulo nos apoios.

Uma solução para redução do momento fletor positivo nas vigas é garantir a continuidade da estrutura, a exemplo de vigas contínuas nos apoios entre vãos sucessivos. Este tipo de vínculo interno se caracteriza por impedir a rotação relativa entre vigas e pilares, o que garante a rigidez e a continuidade da estrutura, assim como a transferência de esforços solicitantes e, possivelmente, permitir a adoção de seções menores dos perfis metálicos das vigas devido à redução do momento fletor positivo solicitante máximo.

Neste trabalho, propõe-se a análise de uma estrutura mista de aço e concreto de uma passarela para pedestres em pórtico rígido. Com este estudo, pretende-se verificar o ganho de esbeltez da estrutura devido à redução dos esforços de flexão. Para tanto, será feita uma comparação entre o sistema estrutural proposto (com ligações rígidas) e um sistema estrutural de referência (cujos vínculos internos são flexíveis). Dessa forma, serão consideradas as mesmas cargas atuantes e dimensões de altura e vão. Porém, os componentes da ligação serão considerados de acordo com o respectivo sistema estrutural e as características geométricas das barras serão um dos resultados deste trabalho.

Portanto, este trabalho justifica-se pela necessidade de informações acerca do comportamento de estruturas não-monolíticas no que tange à rigidez das ligações. Além disso, torna-se cada vez mais necessária a disponibilização de informações acerca do assunto, uma vez que a demanda por este sistema estrutural se apresenta crescente.

## 1.1 OBJETIVO GERAL

O objetivo geral do presente trabalho é analisar a influência da rigidez dos vínculos viga-pilar em uma estrutura mista elementar de aço e concreto, comparando dois tipos de ligação entre vigas mistas e pilares metálicos de uma passarela para pedestres, sendo o primeiro tipo uma ligação flexível, e o segundo tipo uma ligação rígida.

## 1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

São objetivos específicos deste trabalho:

- Conceber a estrutura em pórtico rígido elementar padrão para passarelas de pedestres e definir as cargas atuantes;
- Determinar os esforços solicitantes de projeto com o auxílio de um *software* de análise estrutural;
- Dimensionar, através de procedimentos normatizados e sob as mesmas ações solicitantes, a estrutura com vínculos rotulados e, após, com vínculos engastados;
- Dimensionar e detalhar a ligação viga-pilar;
- Comparar e analisar, em termos de esbeltez, peso de material empregado e complexidade executiva, as diferenças apresentadas entre as duas estruturas.

## **2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

### **2.1 SISTEMAS ESTRUTURAIS PARA PASSARELAS**

Passarelas são pontes para pedestres concebidas acima de uma via de trânsito motorizado de forma a fornecer condições para a separação entre o fluxo de pedestres e o de veículos, eliminando, assim, os conflitos entre pedestres e veículos (GOLD e WRIGHT, 2000).

Os sistemas estruturais básicos mais utilizados em passarelas são: viga, pórtico rígido, arco, treliça, pênsil e estaiada.

Soluções mistas, derivadas da associação entre dois ou mais sistemas básicos em diferentes vãos de uma mesma passarela, podem ser tomadas, apresentando uma opção viável técnica e economicamente para vãos de comprimentos distintos.

A seguir, são apresentados os sistemas básicos mais usuais e as características de cada um, assim como os intervalos de comprimento de vão para os quais cada sistema é considerado viável economicamente.

#### **2.1.1 Viga**

Este é o sistema estrutural mais utilizado nas pontes brasileiras. As vigas são solicitadas basicamente à flexão, tendo de resistir esforços solicitantes de momento fletor e cortante. As pontes em viga têm como uma de suas características a apresentação de vínculos através dos quais não são transmitidos momentos fletores da superestrutura para a infraestrutura. As vinculações típicas deste sistema estrutural são: vigas simplesmente apoiadas sem balanços, vigas simplesmente apoiadas com balanços, vigas contínuas e vigas Gerber.

Por estar sujeito à momentos fletores, este elemento estrutural é tracionado e comprimido na mesma seção, portanto apresenta eficiência quando é dotado de altura suficiente para gerar um binário de forças de forma a resistir internamente ao momento fletor solicitante. Para tal condição ser atendida, a distribuição do material na seção transversal da viga assume grande importância. Os perfis metálicos soldados de seção tipo I têm uma concentração de material elevada nas mesas, apresentando uma alternativa interessante. Entretanto, é importante observar que seções em aço de altura elevada tendem a ser muito esbeltas e podem estar sujeitas às instabilidades associadas à flambagem local da alma e à flambagem

lateral, demandando soluções com enrijecedores e contenções laterais. A adoção do sistema de viga mista pode resolver os problemas de instabilidade lateral, mas impõe a utilização de tabuleiro em concreto com moldagem no local (FIALHO, 2004).

A configuração mais adotada em passarelas é a de vigas gêmeas, mas soluções com viga única podem ser adotadas. Para esta última configuração, as vigas caixão apresentam maior estabilidade, devido à alta resistência deste tipo de seção aos esforços de torção.

Fialho (2004) afirma que o sistema apresenta a solução mais eficiente e barata para vãos pequenos, mas sua utilização é também viável para vãos maiores. Sistemas de vigas duplas apresentam viabilidade para intervalos de comprimento de vãos entre 10 e 25 metros, vigas mistas de 10 a 50 metros, e vigas caixão de 20 a 60 metros.

As Figuras 1 e 2 demonstram uma passarela para pedestres em viga Gerber.



**Figura 1: Apoio de uma passarela em viga com dente Gerber. Fonte: Structurae**



**Figura 2: Passarela sobre a avenida Bedford, em Nova Iorque. Fonte: Structurae**

### 2.1.2 Pórtico rígido

A opção pelas estruturas aporticadas em passarelas e pontes é incomum no Brasil.

Neste sistema estrutural, diferentemente do sistema em viga, há transferência de momentos fletores entre a superestrutura (vigas) e a infraestrutura (pilares). Ou seja, uma fração da flexão da viga é transmitida aos pilares, o que possibilita uma redução dos momentos fletores solicitantes na superestrutura com consequente flexão da infraestrutura.

Em estruturas de concreto armado moldado no local, a condição de rigidez do vínculo entre viga e pilar pode ser garantida, por exemplo, com a concretagem simultânea dos elementos estruturais, formando uma estrutura monolítica. Já em estruturas metálicas, é necessária a adoção de dispositivos de ligação que impeçam a rotação relativa dos elementos no nó, a exemplo de enrijecedores, para garantir a continuidade viga-pilar.

A faixa de vão para a qual este sistema estrutural é viável técnica e economicamente é semelhante à das pontes em viga.

Um exemplo de ponte de pedestres em pórtico rígido pode ser observado na Figura 3.



Figura 3: Ponte de pedestres sobre a Ribeira da Capinteira, em Portugal. Fonte: Archdaily



### 2.1.3 Arco

O arco representa um dos sistemas estruturais mais antigos e utilizados em toda a história do homem na construção de pontes e passarelas. Neste sistema, as cargas são transmitidas aos apoios principalmente por esforços de compressão, com componentes verticais e horizontais, no sentido de abertura do arco, minimizando os momentos fletores decorrentes da distribuição variada do carregamento. Devido a esta característica, os primeiros arcos puderam ser construídos com pedras simplesmente justapostas, capazes de vencer vãos maiores do que os que uma viga comum suportaria (FIALHO, 2004).

Dependendo da posição da estrutura em relação à do tabuleiro, os arcos podem assumir três configurações, a mencionar: arco inferior com tabuleiro superior, arco com tabuleiro intermediário e arco superior com tabuleiro inferior (CBCA, 2015).

Quanto à configuração dos vínculos dos arcos, há três tipos: o triarticulado, que possui apoios articulados e uma articulação central, configurando uma estrutura isostática, arcos biapoiados com apoios rotulados ou engastados, sendo estes dois últimos hiperestáticos (FIALHO, 2004).

Fialho (2004) recomenda vãos com comprimento entre 30 e 40 metros para a opção por arcos em passarelas. O CBCA (2015) afirma que, para resultar em eficiência e boa estética, o arco deve ter uma relação flecha/vão da ordem de 20%.

A Figura 4 traz uma passarela em arco com tabuleiro suspenso.



Figura 4: Passarela em arco com tabuleiro suspenso. Fonte: Veritas Steel

### 2.1.4 Treliça

Fialho (2005), define as treliças como sistemas estruturais compostos por barras retas, arranjadas em triângulos com vínculos supostos rotulados, solicitadas principalmente à esforços normais de tração ou compressão. Para tal condição ser atendida, as ações devem ser descarregadas apenas nos nós da estrutura, isentando as barras dos esforços de flexão, o que pode exigir uma subestrutura para transferir carregamentos distribuídos em cargas pontuais.

Este arranjo dos elementos permite a construção de estruturas de alturas maiores com menor peso, configurando uma estrutura bastante rígida em seu plano e muito eficiente, apresentando deformações e deslocamentos pequenos.

Outro ponto positivo deste sistema é a facilidade de construção, uma vez que possibilita o uso de equipamento de içamento de pequena capacidade. Entretanto, deve-se considerar que estruturas treliçadas representam maior custo de fabricação, de pintura e de manutenção (CBCA, 2015).

As treliças podem ser estruturas planas ou tridimensionais, sendo que as treliças planas suportam solicitações contidas apenas no plano em que elas estão.

O CBCA (2015) reitera que este sistema estrutural é usualmente utilizado em vãos com comprimento entre 50 e 120 metros para as estruturas isostáticas, e até 250 metros para as treliças contínuas. A relação altura/vão que indica esse sistema como econômico está entre 1/8 e 1/15.

Uma passarela em estrutura treliçada, construída no condado de Marshall, nos Estados Unidos da América, pode ser observada na Figura 5.



**Figura 5: Passarela *Cathedral Caverns*, em estrutura treliçada. Fonte: Miller-Miller**

### 2.1.5 Pênsil

O sistema pênsil, reconhecido mundialmente por sua beleza, oferece uma solução competitiva para vãos de grandes comprimentos. Este sistema é formado por dois cabos principais, os quais são pendurados nas torres intermediárias e ancorados nas extremidades da ponte. Nestes cabos, são ancorados uma série de cabos através dos quais o tabuleiro fica suspenso, causando tração nestes cabos e, conseqüentemente, nos cabos principais (CBCA, 2015).

Neste tipo de estrutura, faz-se necessário dispor de vigas de rigidez elevada para evitar oscilações verticais do tabuleiro, conferindo estabilidade ao sistema.

O sistema pênsil possibilita soluções de tabuleiros muito esbeltos. Como o peso do conjunto acaba ficando reduzido, questões ligadas à estabilidade aerodinâmica e ao comportamento em relação a vibrações são de grande importância (FIALHO, 2005).

Fialho (2005) discorre que, apesar de o sistema ter sido idealizado com o intuito de vencer grandes vãos, este tem apresentado uma opção competitiva para vãos curtos e diversas passarelas de grande qualidade estética têm sido construídas lançando mão deste arranjo estrutural. Normalmente torna-se mais competitiva economicamente para vãos acima de 70 metros.

Na Figura 6, há um exemplo de passarela pênsil.



Figura 6: Passarela pênsil. Fonte: blog Cleveland.

### 2.1.6 Estaiada

As estruturas estaiadas assemelham-se às pênseis, mas nelas os cabos fixados no mastro são ancorados diretamente no tabuleiro. O carregamento é transferido, através dos cabos, do tabuleiro ao mastro, que é solicitado principalmente à compressão.

O CBCA (2015) descreve que a ancoragem dos cabos no tabuleiro pode ser feita em forma de harpa (com cabos paralelos fixados em alturas distintas do mastro), em forma de leque (com todos os cabos convergindo para um só ponto do mastro), ou em forma mista, arranjando as duas formas anteriores.

Esse tipo de ponte é utilizado usualmente em situações nas quais os apoios intermediários sobre o leito de rios são de execução dificultosa. Entretanto, as pontes estaiadas são contraindicadas para trechos em curva acentuada ou de rampa íngreme (CBCA, 2015).

Ao contraposto com as estruturas pênseis, este sistema apresenta uma eficiência reduzida para suportar o peso próprio, apesar de apresentar maior eficiência ante a cargas dinâmicas e carregamentos externos. Desse modo, o sistema não representa uma solução atraente para vencer grandes vãos, mas responde satisfatoriamente para os vãos usuais das passarelas de pedestres (FIALHO, 2005)

Fialho (2005) recomenda estaios como um sistema economicamente competitivo para vãos com comprimento superior a 50 metros, mas sua utilização em vãos menores define soluções interessantes, expressivas e viáveis.

A passarela estaiada “Blackburn”, localizada na África do Sul, pode ser observada na Figura 7.



Figura 7: Passarela estaiada Blackburn, na África do Sul. Fonte: Royal Haskoning.

## 2.2 ESTRUTURAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO

Sistema misto de aço e concreto pode ser definido como aquele no qual um perfil de aço trabalha em conjunto com o concreto, armado ou não, de forma a compor uma viga mista, um pilar misto, uma laje mista ou uma ligação mista. Para garantir a união entre os materiais, dispõe-se de dispositivos mecânicos, como mossas, conectores de cisalhamento e ressaltos; soluções com atrito, como fôrmas de aço com cantos reentrantes; aderência e repartição de cargas. Estrutura mista é a estrutura cuja, em sua composição, um conjunto de sistemas mistos são adotados (CBCA, 2012).

Com os avanços tecnológicos observados nas últimas décadas na fabricação dos materiais utilizados na construção civil, através dos quais foi possível a obtenção de concretos e aços de resistência elevada, a utilização de estruturas mistas apresenta constante crescimento (DE NARDIN et al., 2005).

Os procedimentos normativos para dimensionamento de estruturas mistas contemplam o dimensionamento de cada elemento estrutural, ou seja, lajes, vigas e pilares, bem como algumas tipologias de ligações.

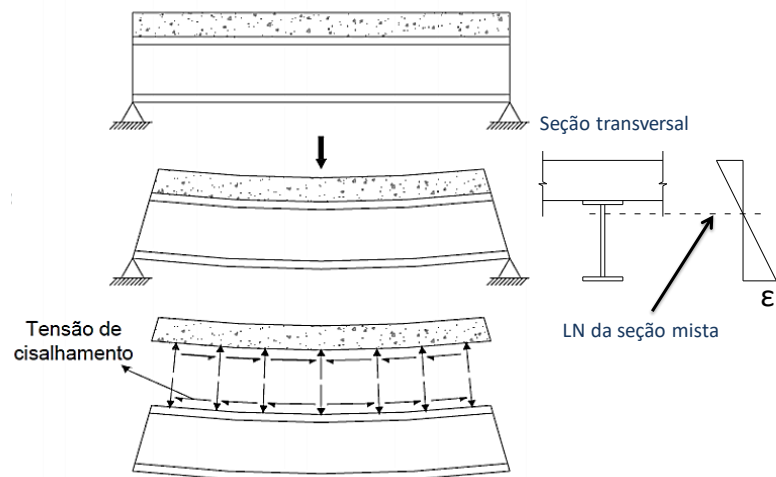
### 2.2.1 Vigas mistas

Devido ao grande ganho de resistência à flexão com pequena adição de custo, em quase todos os edifícios que adotam estruturas metálicas como sistema estrutural principal as vigas são dimensionadas, especificadas e executadas como vigas mistas (CBCA, 2012).

O Eurocode 4 (EN 1994-1-1: 2004) define uma viga mista como um elemento misto sujeito principalmente a esforços de flexão.

Ou seja, uma viga mista é um elemento estrutural resultado da interação entre uma viga de aço e uma laje, que pode ser maciça moldada no local, mista ou com pré-laje de concreto pré-moldada.

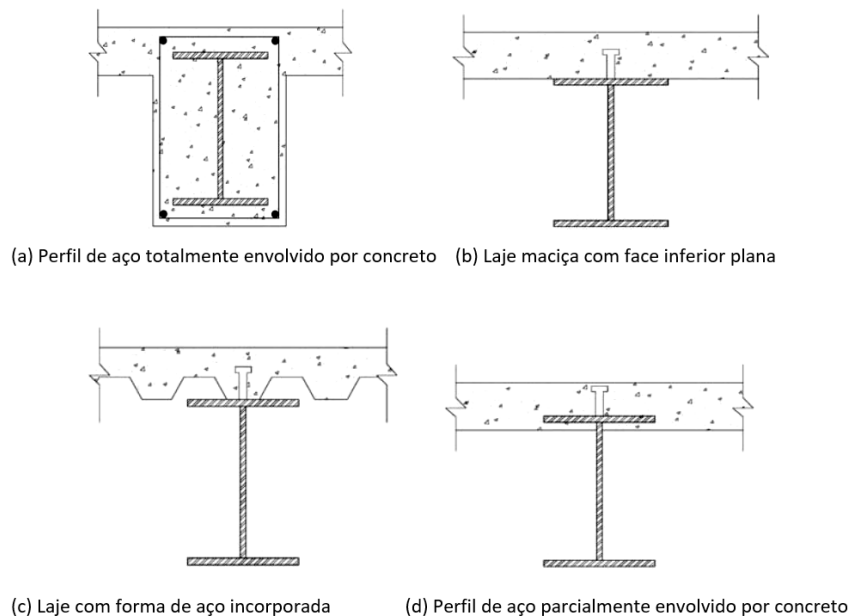
A ABNT NBR 8800:2008, *Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios*, prescreve que, para a viga ser considerada mista, deve haver ligação mecânica por meio de conectores de cisalhamento entre o perfil metálico e a laje, garantindo que os dois elementos trabalhem em conjunto quando solicitados à flexão. O trabalho em conjunto consiste na continuidade do campo de deformações na seção transversal, conforme ilustra a Figura 8.



**Figura 8: Distribuição das tensões da interface entre o aço e o concreto e variação da deformação axial, considerando interação completa. Fonte: adaptado de SALMON et. al. (1996).**

Em regiões de solicitação de momento fletor positivo, o concreto em interação com o perfil de aço contribui à compressão, subindo a linha neutra da seção transversal e permitindo que parte do perfil de aço antes comprimido, passe a contribuir à tração. Em regiões de momento fletor negativo, a contribuição da laje mista na resistência ao momento fletor solicitante se dá pela armadura disposta dentro do comprimento efetivo da laje mista, que é solicitada à tração.

Perfis com seção “I” são os mais utilizados para compor as vigas mistas dos edifícios que adotam este tipo de sistema estrutural. A Figura 9 exemplifica alguns dos arranjos mais adotados para vigas mistas com perfis metálicos do tipo “I”.



**Figura 9: Principais tipos de vigas mistas. Fonte: Kataoka (2011).**

## 2.2.2 Pilares mistos

O baixo desempenho do aço quando submetido à altas temperaturas, como pode-se observar em situações de incêndio, gerou uma demanda de pesquisa sobre técnicas de proteção dos perfis metálicos contra a ação do fogo. Além disso, também surgiu a necessidade de proteção dos perfis de aço contra a corrosão, com o objetivo de aumentar a vida útil da estrutura. Dessa demanda, surgiram os primeiros pilares mistos de aço e concreto.

Pilares são elementos estruturais submetidos predominantemente a esforços normais de compressão e flexo-compressão e, para serem considerados mistos, deve haver trabalho em conjunto entre um elemento de aço e o concreto de forma contínua nas deformações axiais, ou seja, não deve haver deformação axial relativa entre o aço e o concreto.

Portanto, pilares mistos podem ser definidos como elementos estruturais solicitados principalmente à compressão, compostos por um perfil metálico coeso a uma massa de concreto. O elemento metálico pode ser preenchido ou revestido por concreto, total ou parcialmente.

Em pilares mistos, a contribuição do aço na resistência total do elemento pode chegar a 90%, frente à contribuição inferior a 40% nos pilares convencionais de concreto armado (CBCA, 2012).

A Figura 10 mostra algumas configurações comumente adotadas em pilares mistos.

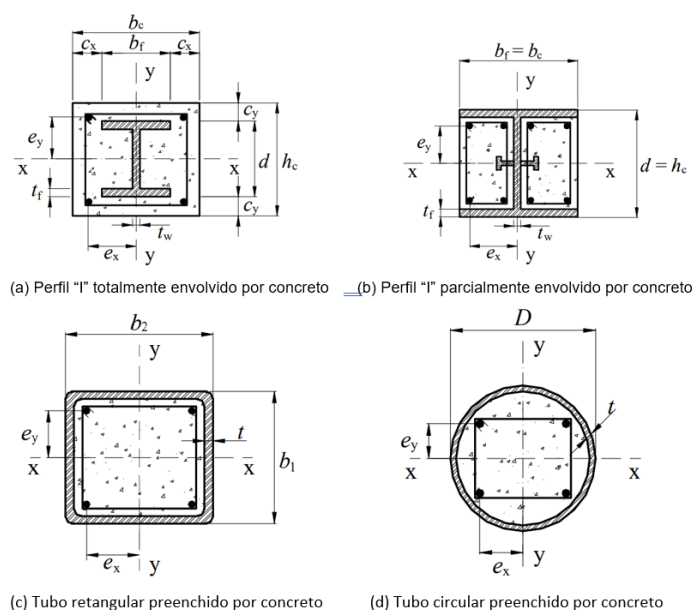


Figura 10: Tipos de seção de pilares mistos. Fonte: ABNT NBR 8800:2008.

Os pilares mistos totalmente envolvidos por concreto são constituídos por um, ou mais, perfis de aço envolvidos por concreto. Esta configuração demanda a utilização de formas para concreto em todos os lados da seção transversal do pilar, mas fornece boa proteção do elemento metálico contra corrosão e possíveis incêndios.

Os pilares mistos parcialmente envolvidos por concreto têm uma configuração semelhante aos pilares mistos totalmente envolvidos por concreto, salvo a diferença de que o concreto é aplicado entre a alma e as faces internas das mesas do perfil metálico, o que acarreta numa redução da área de forma necessária, mas ainda não dispensa seu uso. A ABNT NBR 8800:2008 recomenda a adoção de armaduras longitudinais e transversais como uma medida de prevenção contra fissuras e fendilhamento do concreto.

Os pilares mistos preenchidos por concreto são constituídos por um perfil tubular de aço, podendo ser de geometria retangular ou circular, preenchidos totalmente por concreto. Esta técnica construtiva dispensa o uso de formas e aumenta a capacidade resistente do concreto, devido ao seu confinamento, e do perfil de aço, pela redução do efeito de flambagem local.

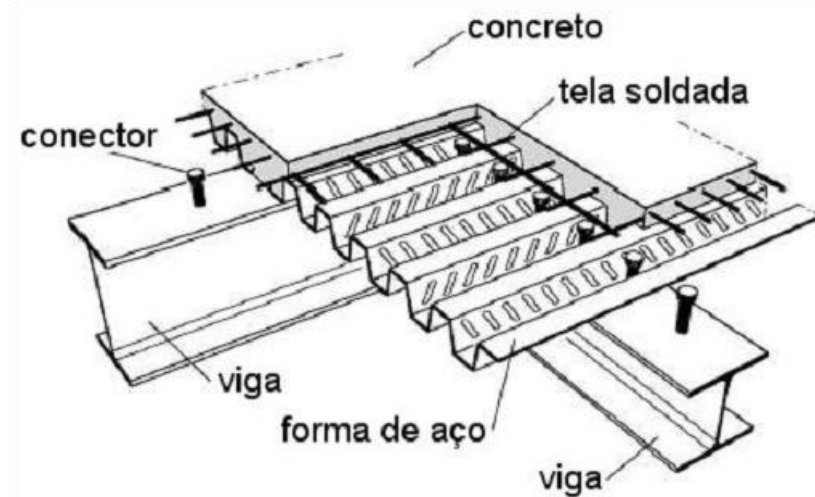
### **2.2.3 Lajes mistas**

O Eurocode 4 (EN 1994-1-1: 2004) define uma laje mista como uma laje onde chapas metálicas perfiladas são usadas como formas permanentes de suporte para o concreto e combinadas estruturalmente com este, de forma a atuar como reforço de tração na laje acabada.

Nas lajes mistas, a etapa de desforma pode ser dispensada, além da consequente redução de armadura necessária para resistir à flexão, uma vez que boa parte da tração devido à flexão positiva da laje, ou até toda, é absorvida pela chapa metálica, substituindo ou reduzindo a armadura positiva da laje (CBCA, 2012).

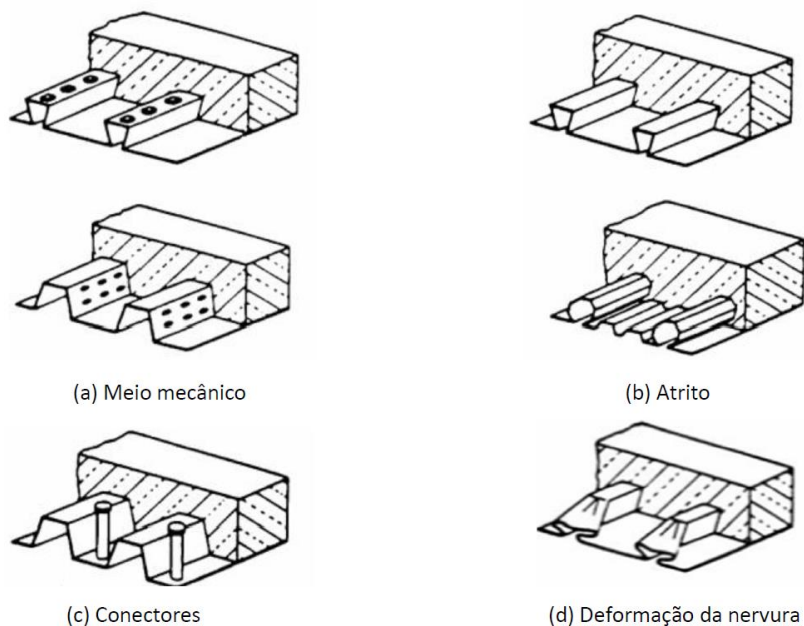
A configuração de uma laje mista usual é ilustrada na Figura 11.





**Figura 11: Laje mista. Fonte: De Nardin (2005).**

Apesar de ser recente no Brasil, a utilização de lajes mistas está aumentando consideravelmente. Isso se deve à demanda crescente pela racionalização dos processos construtivos, uma vez que a laje utiliza um sistema de forma metálica permanente, reduzindo custos com escoramentos, gastos com madeira e geração de resíduos. De acordo com a maneira pela qual as tensões cisalhantes horizontais são transmitidas entre o concreto e o perfil metálico, as lajes mistas podem assumir alguns tipos, representados na Figura 12, que descreve os meios de transmissão de esforços.



**Figura 12: Tipos de formas para utilização em lajes mistas de acordo com o meio de transmissão de esforços. Fonte: adaptado de Alva (2000).**

### 2.3 LIGAÇÕES EM ESTRUTURAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO

A ABNT NBR 8800:2008 discorre que, em situações onde a laje de concreto participa da transmissão de momento fletor entre uma viga mista e um pilar ou outra viga mista no vão adjacente, a ligação entre esses dois elementos é considerada uma ligação mista.

O Eurocode 4 (EN 1994-1-1: 2004) define como ligação mista uma ligação entre um elemento misto e outro elemento, podendo ser misto, de aço ou de concreto armado, cuja resistência é levada em consideração no dimensionamento do conjunto.

O CBCA (2012) explica que o efeito do momento fletor em uma ligação mista é determinado levando em consideração três componentes. O primeiro, refere-se às armaduras situadas dentro da largura efetiva; o segundo, remete aos conectores de cisalhamento situados na região de momento fletor negativo; e o terceiro, o tipo da ligação da mesa inferior da viga.

As principais propriedades das ligações mistas estão associadas à resistência de cálculo, à rigidez inicial e à capacidade de rotação. A resistência de cálculo é utilizada na análise plástica e na verificação dos Estados Limites Últimos. A rigidez inicial fornece subsídios para a análise elástica e para a verificação do Estado Limite de Serviço. Por fim, para garantir a estabilidade da ligação, a capacidade de rotação deve ser igual ou superior ao valor de rotação necessário para que o momento fletor solicitante no vão da viga esteja contido num intervalo entre 85% e 95% da resistência à flexão de cálculo da viga (CBCA, 2012).

A ABNT NBR 8800:2008 apresenta o procedimento para dimensionamento de ligações mistas de vigas mistas sujeitas a momento negativo, em lajes maciças moldadas no local, mistas ou com pré-laje de concreto pré-moldada, com ligação mecânica por meio de conectores de cisalhamento entre o componente de aço e a laje, respeitando as características das ligações apresentadas nas Figuras 13, 14 e 15.

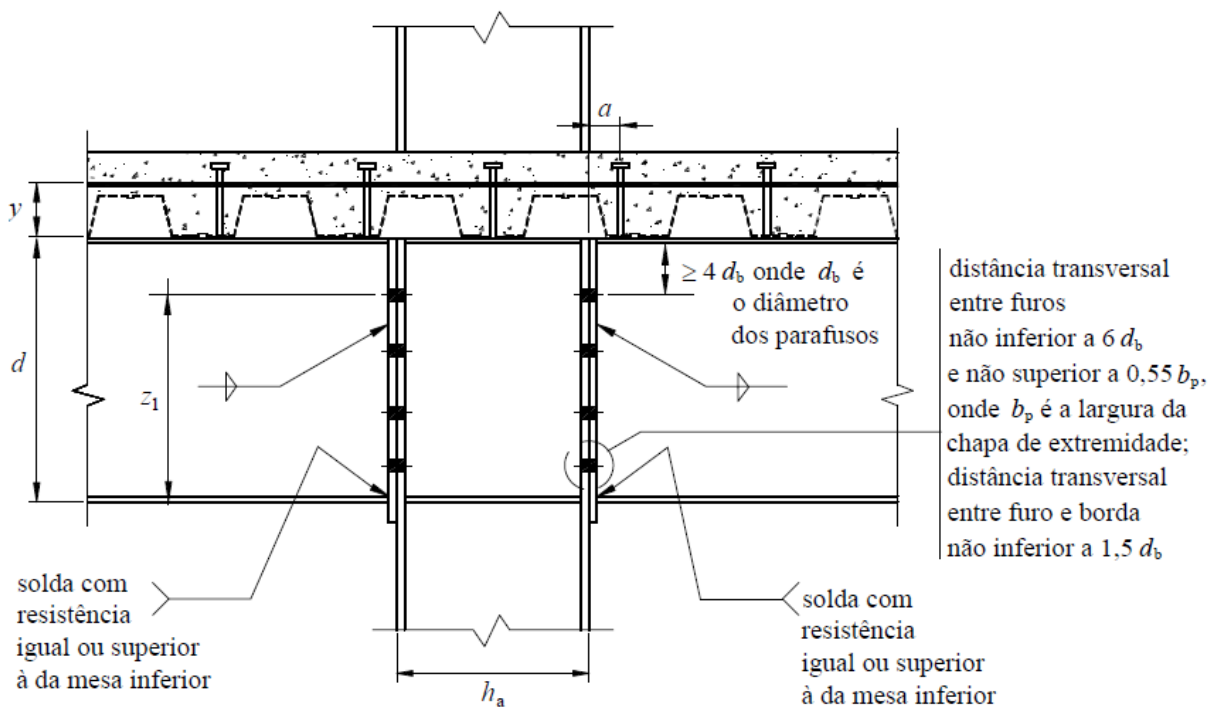


Figura 13: Ligação mista com chapa de extremidade com altura total. Fonte: ABNT NBR 8800:2008.

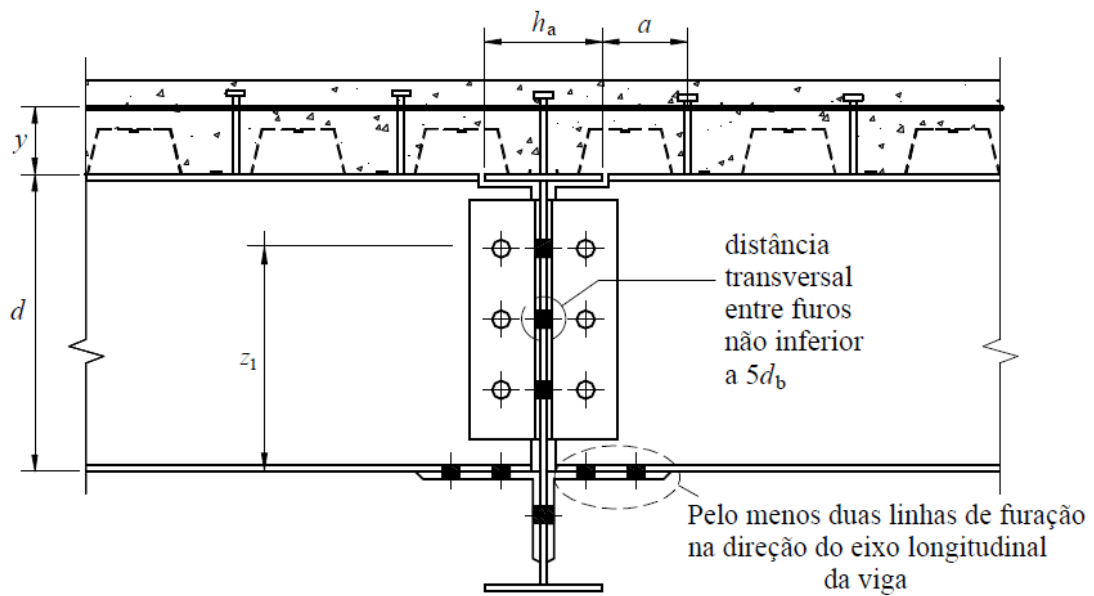
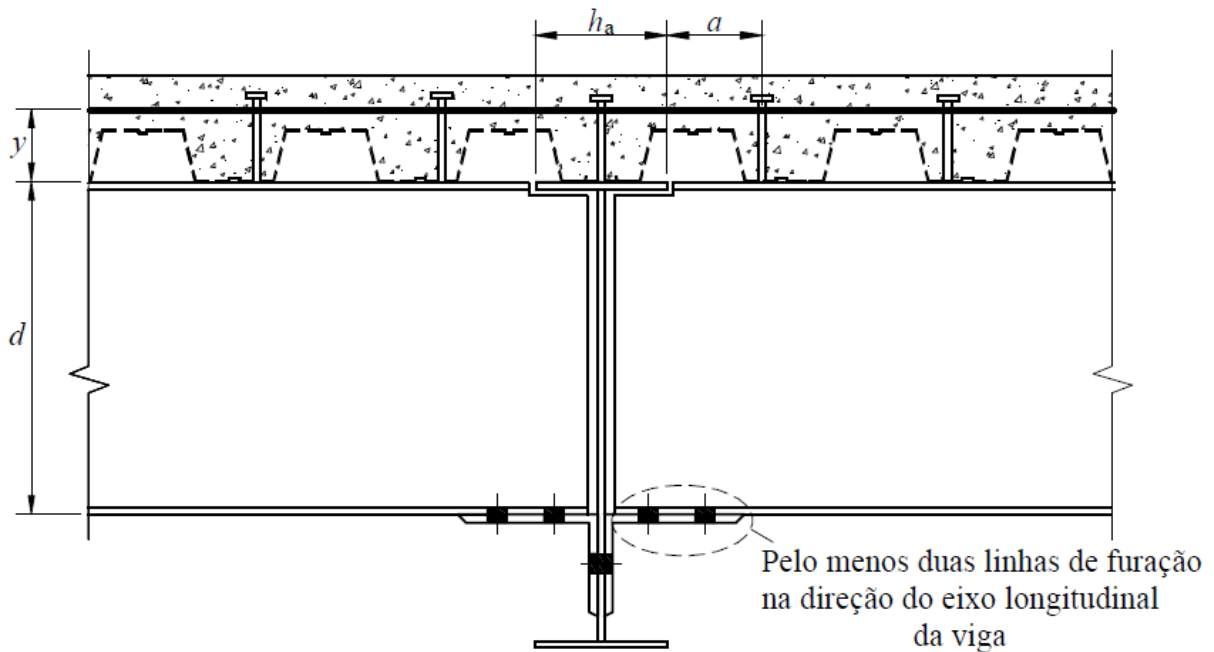


Figura 14: Ligação mista com cantoneiras parafusadas na alma e na mesa inferior da viga apoiada. Fonte: ABNT NBR 8800:2008.



**Figura 15: Ligação mista com cantoneira parafusada na mesa inferior da viga apoiada. Fonte: ABNT NBR 8800:2008.**

Azizinamini e Schneider (2004) perceberam que, geralmente, a falha da ligação ocorre no pilar quando a resistência à flexão deste elemento é menor que a da viga e que a resistência ao cisalhamento da ligação, e ocorre na viga quando a resistência à flexão da viga é menor que a resistência dos outros dois elementos. Em casos nos quais a viga e o pilar possuem resistência elevadas, a ruptura ocorre na ligação.

De Nardin (2007), em seu trabalho de pós-doutorado, concluiu que as lajes, independentemente do tipo, contribuem para a transferência de momento fletor da viga ao pilar.

Farias (2008), em sua dissertação de mestrado, identificou que a resistência da ligação mista é aumentada devido à presença de uma laje.

Li *et. al* (2009) concluíram que a adoção de lajes juntas de vigas metálicas de seção reduzida faz com que a rótula plástica na viga se distancie da ligação viga-pilar.

Dietrich (2017), em sua dissertação de mestrado, observou que a rigidez rotacional das conectores de cisalhamento contribui muito pouco para o valor de rigidez rotacional da viga mista, conforme recomenda a ABNT NBR 8800:2008 ao desprezar a rigidez da conexão de cisalhamento na obtenção do valor da rigidez rotacional da viga mista.

### 3 METODOLOGIA

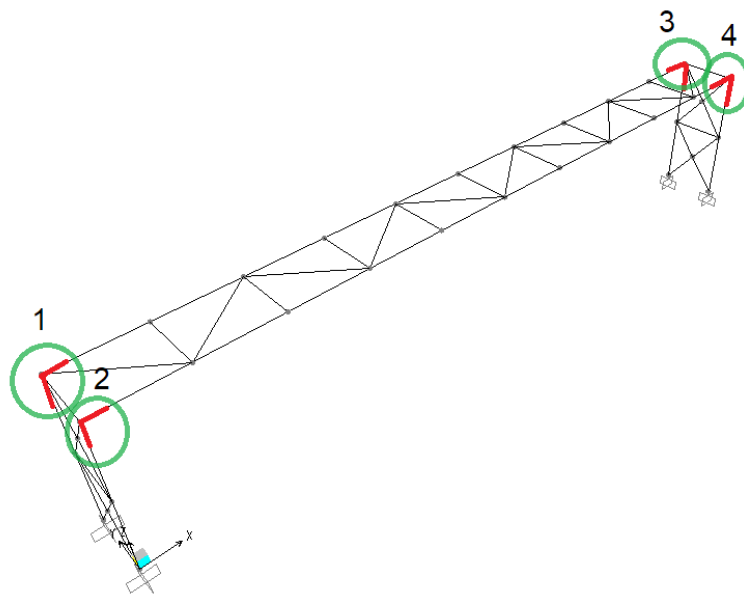
#### 3.1 DEFINIÇÃO DAS DIMENSÕES DA PASSARELA

As dimensões da passarela deste trabalho foram adotadas observando as recomendações contidas no Manual de Projeto Geométrico de Travessias Urbanas (IPR 740), do DNIT, e as dimensões entre eixos estão descritas no Quadro 1.

Especificação	Dimensão (m)
Seção horizontal (distância entre os eixos das vigas)	2,40
Gabarito vertical (altura do eixo das vigas longitudinais em relação à cota da rodovia)	6,10
Comprimento (distância entre eixos dos pilares do pórtico)	30,35

**Quadro 1: Dimensões da passarela.**

A passarela é suportada por dois pórticos idênticos paralelos que trabalham de forma conjunta através de dispositivos de contraventamento rotulados nas duas vigas longitudinais e nos quatro pilares, que são engastados em suas bases. À ligação viga-pilar, presente em quatro nós da estrutura, é atribuída rigidez de rótula em uma primeira etapa, e rigidez de engaste perfeito em uma segunda etapa, para a realização de uma análise comparativa. As linhas de eixo do modelo numérico tridimensional da estrutura a ser estudada e os quatro nós mencionados estão representados na Figura 16.



**Figura 16: Linhas de eixo do modelo tridimensional da estrutura de passarela a ser estudada e seus vínculos a serem modificados.**

## 3.2 LEVANTAMENTO DAS AÇÕES APLICÁVEIS

### 3.2.1 Ações permanentes diretas

Conforme recomenda a ABNT NBR 8800:2008, as ações permanentes diretas abrangem os pesos próprios da estrutura, dos elementos construtivos fixos e das instalações permanentes. Os valores de pesos específicos dos materiais constituintes desta passarela foram adotados seguindo as observações da ABNT NBR 6120:1980, *Cargas para o cálculo de estruturas de edificações*. Além do peso próprio das barras da estrutura, também foram considerados o peso próprio da laje mista, descrita mais adiante, e um carregamento de 1 kN/m, para contemplar o peso dos corrimões e guarda-corpos, aplicados no modelo como carga distribuída linearmente sobre o eixo das vigas longitudinais.

### 3.2.2 Carga móvel de pedestres

Conforme recomenda a ABNT NBR 7188:2013, *Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas*, deve ser adotada uma carga móvel uniformemente distribuída sobre o pavimento da passarela, na posição mais desfavorável, de valor 5,0 kN/m<sup>2</sup>.

Como a passarela deste trabalho não tem balanços, a posição mais desfavorável para a aplicação da carga distribuída é em todo o vão livre do tabuleiro, de forma a proporcionar o maior valor de momento fletor solicitante. Sendo a largura de influência de cada viga 1,2 m, obtém-se um carregamento de distribuição linear de 6,0 kN/m.

No modelo estrutural, essa carga foi distribuída linearmente sobre a linha de eixo das vigas longitudinais, em toda sua extensão.

### 3.2.3 Sobrecarga de corrimão

Seguindo as recomendações da ABNT NBR 6120:1980, foi considerada uma carga gravitacional de 2 kN/m distribuída linearmente sobre o eixo das vigas longitudinais para considerar sobrecarga sobre os corrimões de pedestres.

### 3.2.4 Carga horizontal excepcional

A ABNT NBR 7188:2013 recomenda a consideração de uma carga horizontal concentrada de 100 kN no ponto mais desfavorável da estrutura, no sentido do tráfego de veículos sob a passarela, como uma medida mitigadora de eventuais impactos contra a obra de arte especial.

No caso da passarela em estudo, foi escolhido o topo de um dos pilares para aplicar a força concentrada, de forma a ocasionar maior solicitação de momentos fletores em relação ao eixo de menor inércia dos pilares. Observou-se que o momento fletor solicitante em relação ao eixo de menor inércia das vigas, ao aplicar a força de colisão no comprimento médio da viga, surtia numa solicitação inferior à ocasionada pela ação do vento, descrita na sequência.

### 3.2.5 Vento

A ABNT NBR 6123:1988, *Forças devidas ao vento em edificações*, estabelece o procedimento de cálculo para a determinação da força de arrasto atuante em uma estrutura reticulada de planos múltiplos. Para tal, seguiu-se a seguinte sequência:

Atribuiu-se como velocidade básica do vento ( $V_0$ ) a velocidade de 42 m/s, através do mapa de isopletas de velocidade básica constante na Norma. Para chegar a esta velocidade, considerou-se que a passarela objeto deste trabalho seria implantada na cidade de Curitiba, PR.

O fator topográfico ( $S_1$ ) adotado foi de 1,0, considerando terreno plano.

Ao fator  $S_2$ , que leva em consideração a rugosidade do terreno, as dimensões da edificação e a altura sobre o terreno, foi atribuído o valor de 0,98, considerando-se o terreno de implantação como de categoria II, dimensões de classe B (maior dimensão entre 20 e 50 metros), e altura aproximada de 10 metros.

Como a ruína da passarela de pedestres pode acabar bloqueando o fluxo de veículos, a possibilidade de socorro a pessoas pode ser afetada. Portanto, este tipo de edificação se enquadra no grupo 2, cujo fator estatístico ( $S_3$ ) é de 1,10.

Obteve-se a velocidade característica do vento ( $V_k$ ) de 45,3 m/s, multiplicando os três fatores supracitados à velocidade básica do vento.

Então, calculou-se a pressão dinâmica do vento ( $q$ ), dada pela Equação 1.

$$q = 0,613 \times V_k^2 \quad (1)$$

Calculou-se o índice de área exposta, dividindo a área frontal efetiva do reticulado de um dos pórticos da passarela (altura dos perfis dos pilares e vigas

longitudinais multiplicada aos seus respectivos comprimentos totais) pela área frontal da superfície limitada pelo contorno do reticulado deste pórtico.

Partindo do índice de área exposta calculado, chegou-se a um coeficiente de arrasto ( $C_a$ ), através do ábaco constante no subitem 7.5 da Norma, e combinando o mesmo índice à relação espaçamento entre reticulados sobre altura no ábaco de determinação de fator de proteção para dois ou mais reticulados planos paralelos igualmente afastados constante na Norma, chegou-se a um valor para o fator de proteção ( $\eta$ ).

Após, calculou-se o coeficiente de arrasto do conjunto ( $C_{an}$ ), dado pela Equação 2.

$$C_{an} = C_a \times [1 + (\eta + 1) \times \eta] \quad (2)$$

Multiplicando este coeficiente à pressão dinâmica e à área efetiva do pórtico da estrutura da passarela, chega-se à força de arrasto atuante na estrutura. Escolheu-se distribuir a força de arrasto linear e uniformemente no eixo das duas vigas longitudinais no sentido do fluxo de veículos. Para tal, dividiu-se a força de arrasto total por duas vezes o comprimento da passarela. Seguindo esta sequência com as seções obtidas no pré-dimensionamento, descrito adiante, obtém-se um carregamento horizontal de aproximadamente 2,5 kN/m.

### 3.2.6 Força horizontal nocional

Conforme recomenda o subitem 4.9.7.1.1 da ABNT NBR 8800:2008, para levar em conta os efeitos das imperfeições geométricas iniciais durante a análise, considera-se a aplicação de uma força horizontal nocional, de módulo equivalente a 0,3% da soma de todas as cargas gravitacionais atuantes na estrutura. Admitiu-se que a força horizontal nocional atua nos quatro nós de encontro entre vigas e pilares, na direção do tráfego de pedestres.

## 3.3 ELABORAÇÃO DAS COMBINAÇÕES DE AÇÕES

As ações que têm probabilidades não desprezáveis de atuação simultânea sobre a estrutura são combinadas de forma a conferir um carregamento combinado, com o fim de obter os esforços solicitantes da estrutura sob este carregamento nas condições mais desfavoráveis.



A formulação das combinações de ações deste trabalho seguiu os coeficientes de ponderação de ações e resistências e fatores de combinação constantes na ABNT NBR 8800:2008.

As Equações 3 a 7 descrevem as combinações de ações definidas para a análise estrutural da passarela de pedestres deste trabalho.

Nas equações, “PP1” representa o peso próprio dos elementos estruturais em aço ASTM A572 Grau 50; “PP2” representa o peso próprio do guarda-corpo e corrimão em aço; “PP3” representa o peso próprio da laje de concreto com fôrma de aço incorporada *Steel Deck*; “SCp” representa a sobrecarga de pedestres aplicada sobre as vigas longitudinais no comprimento mais desfavorável; “SCgc” representa sobrecarga de guarda-corpo aplicada sobre as vigas longitudinais no comprimento mais desfavorável; “V” representa a carga distribuída nas vigas longitudinais horizontalmente devido ao vento; “FHc” representa a força concentrada excepcional de colisão aplicada no topo de um dos pilares e “FHe” representa a força horizontal nocional equivalente.

### 3.3.1 Combinações últimas normais

As combinações últimas normais decorrentes do uso previsto da passarela são descritas nas Equações 3 e 4. Estas combinações têm como objetivo magnificar os esforços solicitantes para realizar a verificação dos esforços resistentes. A combinação “COMB1” considera a sobrecarga de pedestres como ação variável principal, já a combinação “COMB2”, a ação do vento.

$$\text{COMB1} = 1,25 (\text{PP1} + \text{PP2}) + 1,4\text{PP3} + 1,5\text{SCp} + (1,5 * 0,7)\text{SCgc} + (1,4 * 0,6)\text{V} + \text{FHe} \quad (3)$$

$$\text{COMB2} = 1,25 (\text{PP1} + \text{PP2}) + 1,4\text{PP3} + 1,4\text{V} + (1,5 * 0,7)(\text{SCp} + \text{SCgc}) + \text{FHe} \quad (4)$$

### 3.3.2 Combinação última especial

As combinações últimas especiais decorrem da atuação de ações variáveis de natureza ou intensidade especial, como é o caso da possível colisão de um veículo contra a travessia. Tal ação compõe a combinação “COMB3”, descrita na Equação 5, onde a ação excepcional de colisão é dada como a principal ação variável.

$$\text{COMB3} = 1,25 (\text{PP1} + \text{PP2}) + 1,4\text{PP3} + \text{FHc} + (1,5 * 0,4)(\text{SCp} + \text{SCgc}) + \text{FHe} \quad (5)$$

### 3.3.3 Combinação quase permanente de serviço

Para os efeitos de longa duração e para a “aparência” da construção, o que é o caso dos deslocamentos excessivos, atribuem-se combinações quase permanentes de serviço. Neste trabalho, esta combinação é denominada como “COMB4” e está descrita na Equação 6. A combinação quase permanente de serviço é utilizada para verificar os deslocamentos verticais e horizontais.

$$\text{COMB4} = \text{PP1} + \text{PP2} + \text{PP3} + 0,3\text{SCp} + \text{FHe} \quad (6)$$

### 3.3.4 Combinação frequente de serviço

Para a verificação de vibrações excessivas, atribuem-se combinações frequentes de serviço. Para realizar a verificação de vibrações na passarela, será utilizada a combinação frequente de serviço “COMB5”, descrita na Equação 7.

$$\text{COMB5} = \text{PP3} + 0,4\text{SCp} + \text{FHe} \quad (7)$$

Neste trabalho não foi realizada análise dinâmica da estrutura, mas observaram-se os limites de frequência natural da estrutura recomendados pela ABNT NBR 8800:2008 para o primeiro modo de vibração.

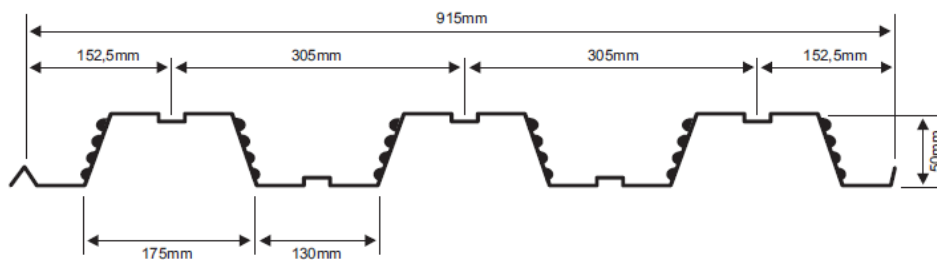
## 3.4 PRÉ-DIMENSIONAMENTO

O pré-dimensionamento dos elementos estruturais da passarela serve como base para o desenvolvimento das verificações normativas. Pois é partindo da estrutura pré-dimensionada que se estimam os esforços solicitantes para permitir a otimização das seções que ofereçam os esforços resistentes mais próximos do necessário, após quantas iterações se fizerem necessárias.

Os pilares do pórtico são pilares metálicos de perfil soldado. As vigas longitudinais trabalham como vigas mistas e são compostas por perfis metálicos soldados do tipo “VS” conectadas a uma laje mista com telhas de aço incorporada através de conectores de cisalhamento. Como a carga móvel de pedestres, que representa a única sobrecarga que atua sobre a laje, já foi definida, o pré-dimensionamento da laje terá cunho de dimensionamento final.

### 3.4.1 Laje

O dimensionamento das lajes mistas seguiu o método tabular em conformidade com a tabela de cargas e vãos máximos oferecida pela fabricante Metform no catálogo do produto Steel Deck, modelo MF-50, fabricada com aço galvanizado ASTM A 653 Grau 40 (ZAR-280), cuja tensão de escoamento é de 280 MPa e a altura é de 50 mm. As dimensões da fôrma metálica MF-50 estão ilustradas na Figura 17.



**Figura 17: Dimensões Steel Deck MF-50. Fonte: Metform, 2019.**

Optou-se pelo método tabular pois a verificação da tensão de cisalhamento longitudinal da laje mista depende de parâmetros empíricos, conforme citado no Anexo R da ABNT NBR 8800:2008.

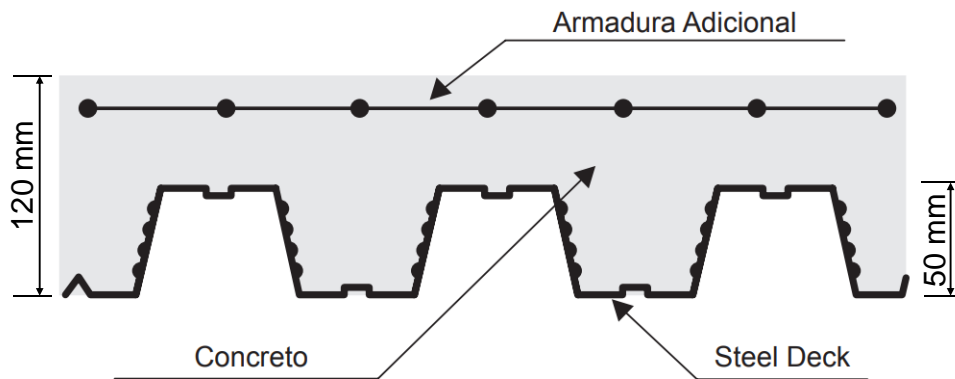
Ao concreto a ser aplicado sobre a telha metálica atribui-se resistência a compressão estimada aos 28 dias de 30 MPa e dispõe-se uma malha de aço na região superior da laje com área mínima de 0,1% da área de concreto da seção transversal da laje, conforme especificação do fabricante, longitudinal e transversalmente, a fim de evitar possíveis fissurações.

O sentido de disposição das telhas de aço é o de menor vão do piso. Considerando o vão de 2,40 m (perpendicular às vigas longitudinais), representado pela largura da passarela, e a carga móvel de 5 kN/m<sup>2</sup> que incide sobre o tabuleiro, obtém-se, na tabela de cargas mencionada, a altura total de laje de 12 cm e a espessura mínima do Steel Deck de 0,80 mm. Segundo o método tabular fornecido pelo fabricante, este conjunto é capaz de resistir a uma carga sobreposta de até 5,5 kN/m<sup>2</sup> e possui peso próprio de 2,32 kN/m<sup>2</sup>.

Para esta altura de laje, o consumo de concreto indicado no catálogo é de 0,095 metros cúbicos por metro quadrado da laje, e a malha de aço em tela soldada necessária é do tipo comercial Q-75, com armaduras de aço CA-60 de bitola 3,8 mm distribuídas em espaçamento de 15 cm.

Na região de momentos fletores negativos da estrutura com vínculos rígidos entre vigas e pilares será adotada armadura negativa própria para tal fim, a ser dimensionada adiante.

O esquema da laje mista da passarela, com as especificações descritas, é apresentado na Figura 18.



**Figura 18: Esquema da laje pré-dimensionada.**

### 3.4.2 Vigas longitudinais

Para o pré-dimensionamento das vigas da passarela deste trabalho, são analisados três critérios. Primeiramente, estima-se a altura do perfil como uma proporção do comprimento “L”. Tal proporção tem como base um histórico de projetos em que se observa que a faixa de altura da seção transversal fica entre  $L/35$  e  $L/25$  (BELLEI, 2004). Num segundo critério, seleciona-se o perfil pelo módulo de resistência elástico à flexão mínima necessária para resistir a um momento fletor solicitante estimado. O terceiro critério consiste em prever uma seção transversal da viga pelo limite de deslocamento máximo.

Devido o vão ser de grande dimensão, optou-se pela escolha de perfis soldados do tipo VS para as vigas da passarela.

Por meio de uma relação empírica, com base em históricos de projetos, estima-se a altura do perfil de aço das vigas mistas entre  $L/25$  a  $L/35$ , onde “L” é o comprimento do vão a ser vencido, a qual resulta, neste caso, adotando o limite superior do intervalo, em um perfil de aproximadamente 120 cm de altura. Para efeito de pré-dimensionamento segundo este critério, escolhe-se o perfil comercial soldado mais leve que atenda a essa altura, o perfil VS 1200 x 200.

Para o aço utilizado para a confecção da viga componente da passarela, será considerado o aço de alta resistência ASTM A572 Grau 50, cuja tensão de escoamento é de 345 MPa. A Equação 8 foi utilizada para a escolha do perfil da viga pelo segundo critério mencionado.

$$W_x \geq \frac{M_k}{f_y} \quad (8)$$

Na equação, “ $W_x$ ” é o módulo de resistência elástica à flexão, “ $M_k$ ” é o máximo momento fletor solicitante, em seu valor característico, e “ $f_y$ ” representa a tensão de escoamento do aço.

Somando a carga de peso próprio da laje mista de 2,32 kN/m<sup>2</sup> (disposta no item 3.3.1) à carga móvel de 5 kN/m<sup>2</sup> (disposta no item 3.2.1), multiplicando este resultado pela largura de influência de cada viga (metade da largura do tabuleiro), de 1,20 m e, ao final, somando 2 kN/m referente ao peso próprio da viga estimado, 2 kN/m referente à sobrecarga de guarda-corpo e 1 kN/m referente ao peso próprio do guarda-corpo, chega-se ao carregamento distribuído sobre a viga de 13,78 kN/m.

Considerando a viga da passarela como biapoiada, o carregamento disposto surte em um momento fletor solicitante de 1.587,10 kNm. Dividindo este esforço pela tensão de escoamento do aço multiplicada por 0,7, chega-se a um módulo de resistência elástica à flexão mínimo de 4.600 cm<sup>3</sup>. Por este critério, o perfil comercial VS 650 x 155, que oferece “ $W_x$ ” de 4.953 cm<sup>3</sup>, atende à solicitação.

Finalmente, faz-se a verificação da flecha máxima. A flecha limite para vigas de aço de piso é fixada em L/350, conforme recomenda a ABNT NBR 8800:2008. No caso desta passarela, este valor representa 8,67 cm.

A flecha máxima para vigas biapoiadas com carga uniformemente distribuídas é conhecida e dada pela Equação 9.

$$f_{\text{máx}} = \frac{5qL^4}{384EI} \quad (9)$$

Na equação, “ $q$ ” é a carga distribuída atuante, “ $L$ ” é o comprimento do vão entre os apoios, “ $E$ ” é o módulo de elasticidade do aço, dado por 200 GPa, e “ $I$ ” é o momento de inércia da seção em relação ao eixo de rotação.

Substituindo-se os valores do problema na Equação 4, obtém-se um valor de momento de inércia mínimo de 877.958 cm<sup>4</sup>. O perfil soldado VS 1200 x 262 atende à esta condição, possuindo “ $I_x$ ” de 897.121 cm<sup>4</sup>.

O Quadro 2 apresenta os perfis obtidos através de cada um dos três critérios utilizados para o pré-dimensionamento da viga da passarela biapoiada.

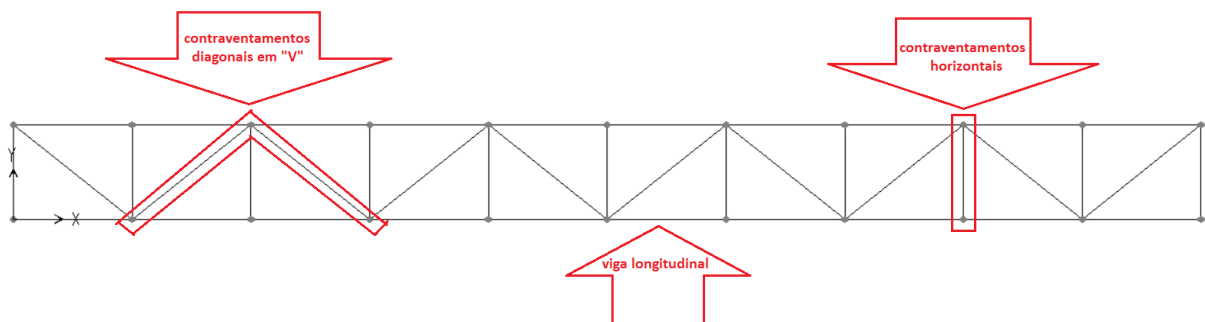
Critério	Perfil
$H=L/25$	VS 1200 x 200
$W_x$	VS 650 x 155
Flecha limite	VS 1200 x 262

**Quadro 2: Seções obtidas para a viga pré-dimensionada em função dos critérios adotados.**

Selecionou-se, a fim de pré-dimensionamento, para as vigas da estrutura de vínculos rotulados, a opção mais conservadora dentre as expostas, ou seja, o perfil VS 1200 x 262, o qual atende às três condições impostas.

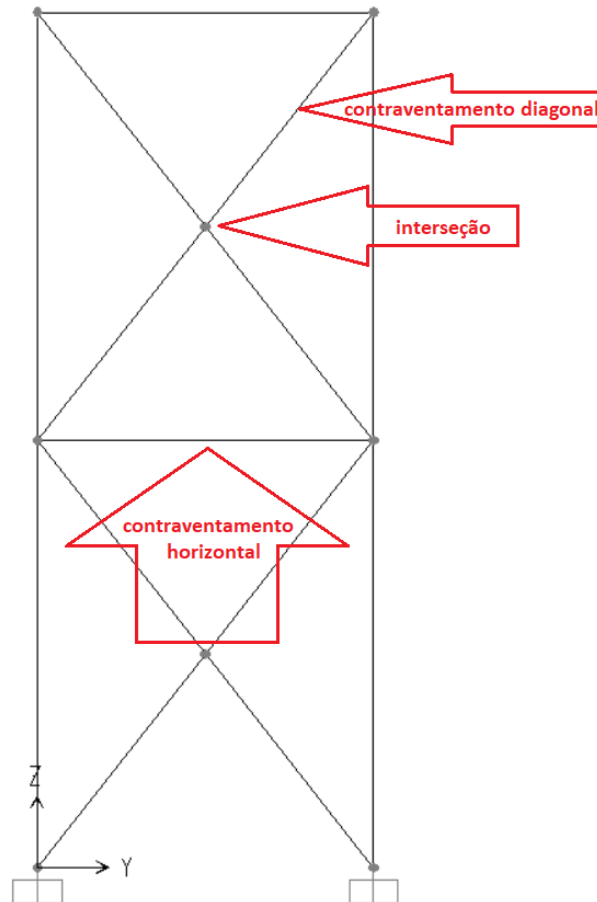
### 3.4.3 Contraventamentos

Optou-se por realizar os travamentos entre as vigas a cada três metros de comprimento da passarela, combinando contraventamentos perpendiculares às vigas longitudinais e diagonais em “V”. O arranjo do sistema de contraventamento entre as vigas está ilustrado na Figura 19.



**Figura 19: Plano do contraventamento entre vigas longitudinais.**

Já para o sistema de contraventamento entre pilares, admitiram-se travamentos horizontais a meia altura e ao topo dos pilares, em combinação com dois conjuntos de quatro barras, dispostas em “x” e ligadas por meio de uma rótula em suas interseções, a qual impede a flambagem em relação ao eixo fraco da barra, ligando a altura média ao topo e à base dos pilares. O arranjo do sistema de contraventamento entre pilares está ilustrado na Figura 20.



**Figura 20: Plano do contraventamento entre pilares.**

Para pré-dimensionar os contraventamentos horizontais, tanto entre os pilares como entre as vigas, adotou-se o critério de índice de esbeltez menor ou igual a 200, conforme recomenda a ABNT NBR 8800:2008. Dado o vão de 2,4 metros, o menor raio de giração da seção deve ser igual ou superior a 1,2 cm para atender a este critério. Selecionou-se o perfil comercial do tipo “I” laminado com menor altura e peso que atende a esse critério, no caso, o perfil W 150 x 13, cujo raio de giração em relação ao eixo de menor inércia é de 2,22 cm.

Para o pré-dimensionamento dos contraventamentos dispostos diagonalmente entre as vigas longitudinais respeitou-se o mesmo índice de esbeltez limite de 200. Como o comprimento destes elementos é de aproximadamente 3,9 m, a condição exige um raio de giração mínimo de 1,95 cm. O perfil escolhido para os contraventamentos diagonais entre as vigas longitudinais, portanto, foi o W 150 x 13.

Já para o pré-dimensionamento disposto em “x” entre os pilares, respeitando o limite de esbeltez de 200 e partindo do comprimento de flambagem de 1,95 m, obtém-se um raio de giração exigido de 0,98 cm. Portanto, atribui-se à estes

elementos o mesmo perfil atribuído aos demais contraventamentos pré-dimensionados (W 150 x 13).

#### 3.4.4 Pilares

Neste trabalho optou-se pela adoção de pilares metálicos, não mistos, para a estrutura da passarela. Tal escolha se deve à impossibilidade de dimensionar ligações entre vigas mistas e pilares mistos seguindo os procedimentos descritos na ABNT NBR 8800:2008, uma vez que este tipo de ligação não faz parte do escopo da Norma, já que a obtenção da rigidez de ligações mistas com pilares mistos só pode ser obtida através de ensaios em laboratório.

Bellei (2004) recomenda, para o pré-dimensionamento de pilares de seção metálica, a adoção de seção com altura compreendida na razão entre  $h/18$  e  $h/15$ , onde  $h$  é a altura do pilar. Como a altura total do pilar é de 6,1 m, obtém-se, através das relações geométricas mencionadas, a altura de seção entre 34 e 41 cm. Adotou-se, para o pré-dimensionamento dos quatro pilares desta passarela o perfil VS 350 x 51, cuja altura total é de 35 cm.

#### 3.4.5 Resumo do pré-dimensionamento

As seções obtidas para a composição dos elementos estruturais da passarela partindo dos critérios adotados, estão descritas no Quadro 3.

Elemento	Perfil
Laje mista com fôrma de aço incorporada	<i>Steel Deck</i> MF-50; $e=0,8$ mm; $h=120$ mm; $f_{ck}=30$ MPa
Vigas mistas longitudinais	VS 1200 x 262
Contraventamentos metálicos	W 150 x 13
Pilares metálicos	VS 350 x 51

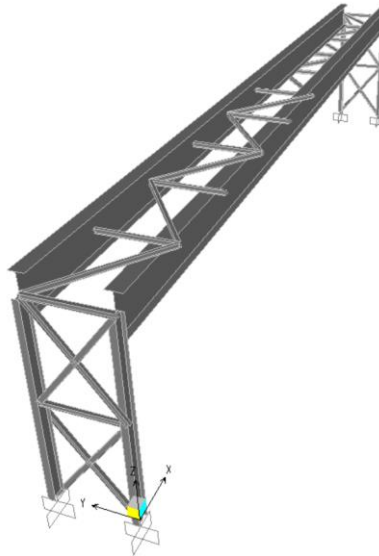
**Quadro 3: Seções dos elementos estruturais componentes da passarela**

### 3.5 MODELAGEM NUMÉRICA

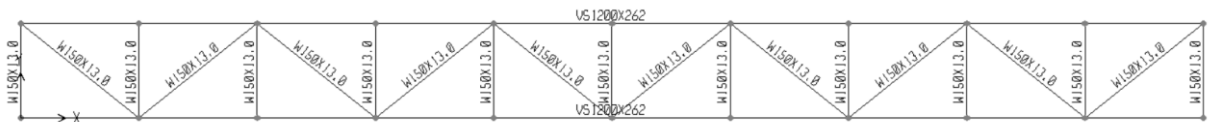
Foram concebidos dois modelos computacionais numéricos da estrutura da passarela com a mesma geometria e sob as mesmas ações e combinações de ações. A análise estrutural abordada neste trabalho é a análise linear de primeira ordem.



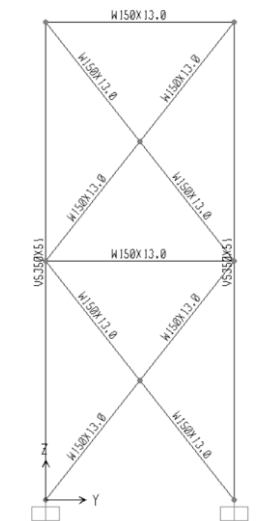
O *software* utilizado para a análise deste trabalho é o CSi SAP2000, versão 14, que utiliza o método dos elementos finitos para determinar o campo de deslocamentos globais e os esforços solicitantes nas barras da estrutura. A primeira versão dos modelos, ilustrada nas Figuras 21 a 23, atribui às barras as seções pré-dimensionadas anteriormente.



**Figura 21: Visão extrudada em perspectiva do modelo numérico da passarela pré-dimensionada.**



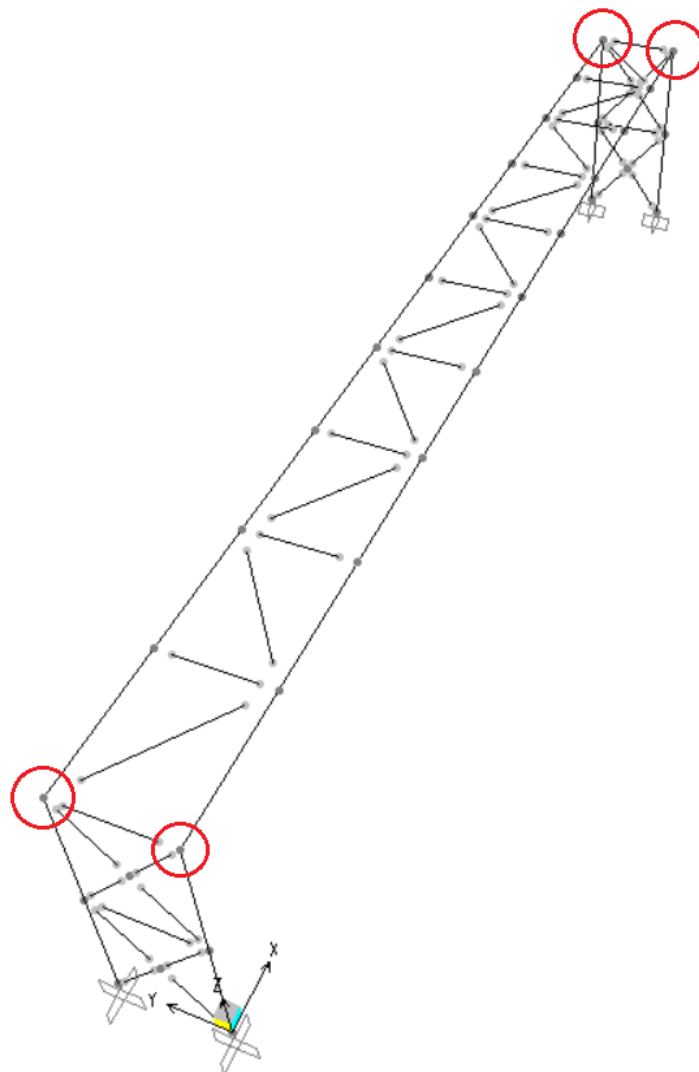
**Figura 22: Seções transversais comerciais dos elementos constituintes da parte superior da passarela pré-dimensionada, em vista superior com linhas de eixo.**



**Figura 23: Seções transversais comerciais dos pilares e contraventamentos entre pilares da passarela pré-dimensionada, em elevação lateral com linhas de eixo.**

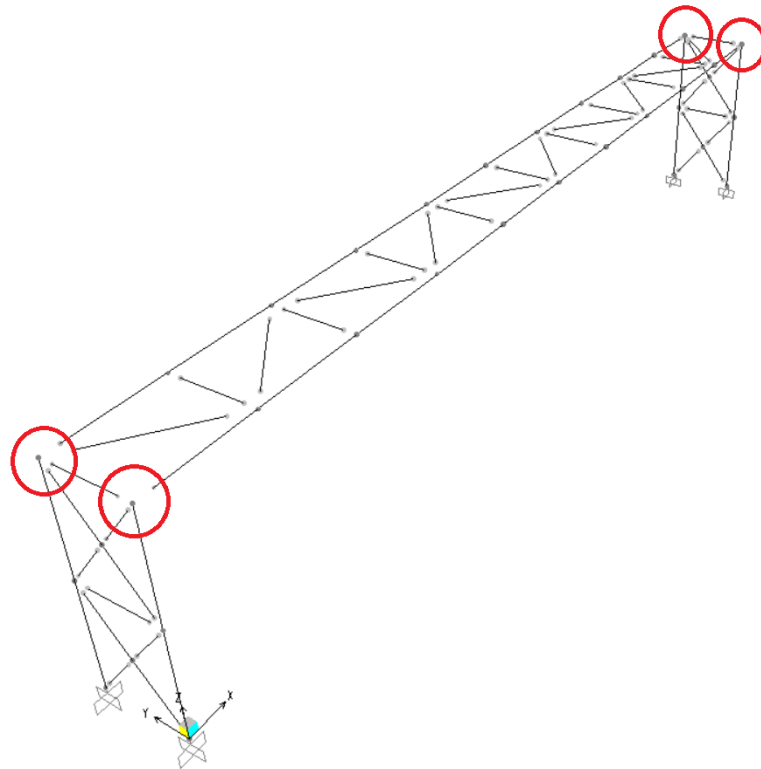
A diferença essencial entre as duas estruturas a serem dimensionadas adiante está na caracterização dos vínculos internos nos nós de encontro entre viga e pilar. O modelo cujos vínculos internos permitem a rotação relativa entre viga e pilar, é doravante denominado “modelo flexível”. Já o modelo com vínculos internos que impedem a rotação relativa entre viga e pilar será mencionado neste trabalho como “modelo rígido”. Tal diferença, no software utilizado é esquematicamente representada conforme as Figuras 24 e 25, que demonstram os vínculos atribuídos aos nós da viga.

Na Figura 24, que representa as linhas de eixo do modelo rígido, está indicada a continuidade entre vigas e pilares, a qual confere ao vínculo características de engaste (impedimento de rotações relativas, com conseqüente transferência de momentos fletores entre os elementos).



**Figura 24: Modelo da estrutura com vínculos rígidos entre vigas e pilares.**

Na Figura 25 a descontinuidade das vigas representa a característica de rótula do vínculo entre vigas e pilares. Ou seja, pode-se esperar que o momento fletor nas extremidades da viga seja nulo. Em compensação, espera-se que o momento fletor positivo no meio do vão seja de maior módulo do que o esforço observado na viga do modelo engastado.



**Figura 25: Modelo da estrutura com vínculos flexíveis entre vigas e pilares.**

A identificação das barras no modelo segue o esquema constante na Figura 26, onde o prefixo “P” designa os pilares, “V” as vigas longitudinais, “CH” os contraventamentos horizontais que formam ângulo reto com pilares ou vigas, “CX” os contraventamentos em “X” entre pilares e “CV” os contraventamentos em “V” entre vigas.

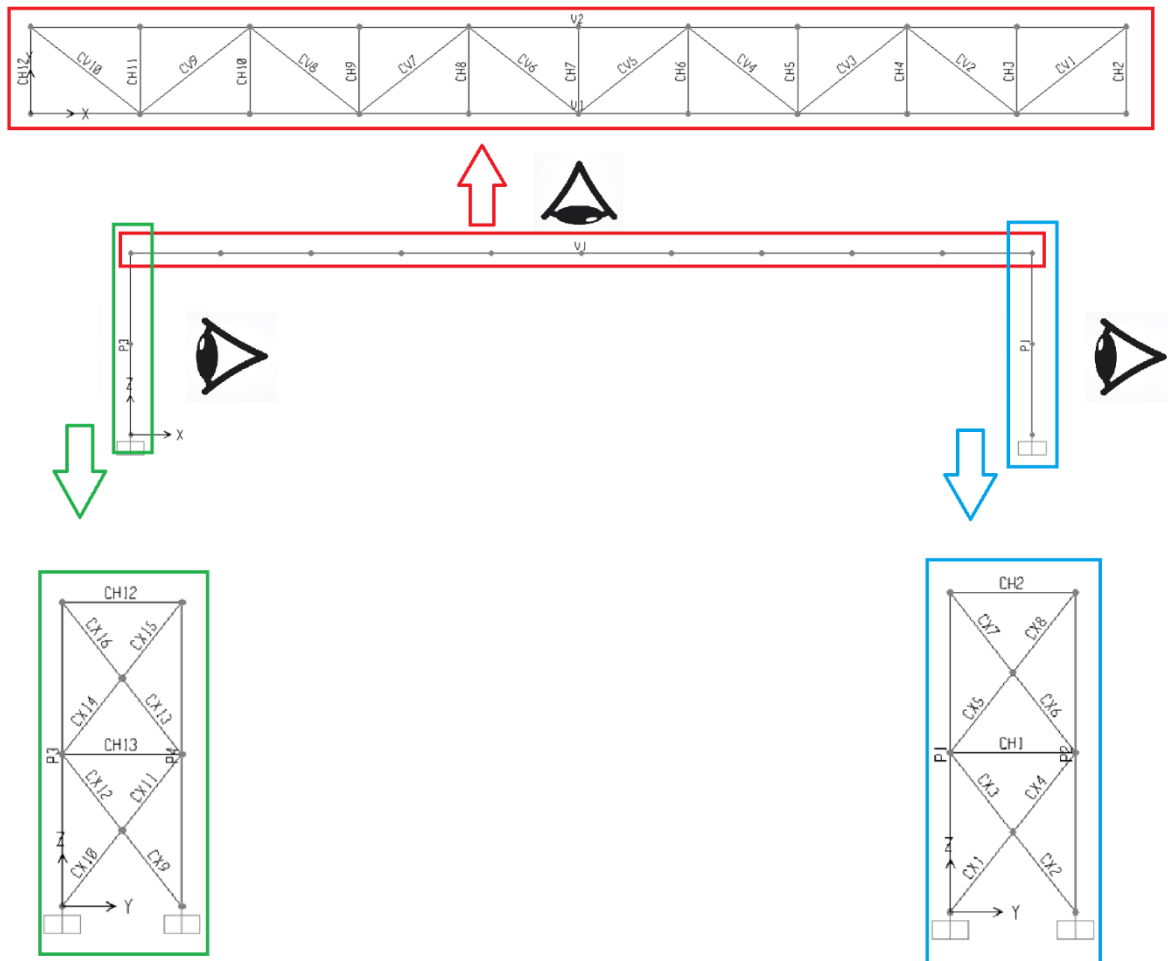


Figura 26: Esquema de identificação das barras da passarela.

### 3.6 LEVANTAMENTO DOS ESFORÇOS SOLICITANTES

Os modelos numéricos servem como base para o levantamento dos esforços solicitantes de projeto nos elementos da estrutura sob as combinações de ações definidas anteriormente.

Após comparar os esforços solicitantes, aferidos no modelo, com os esforços resistentes, determinados através de procedimentos normativos, modificam-se as seções dos elementos para que os elementos resistam aos esforços solicitantes da maneira mais otimizada o possível. Este processo se repete até que os esforços solicitantes se aproximem ao máximo, mas não ultrapassem, dos esforços resistentes dos elementos, verificados os estados limites últimos e de serviço

aplicáveis. Os esforços decorrentes da torção dos elementos foram ignorados por apresentarem módulos desprezíveis.

Os esforços solicitantes expostos neste subitem decorrem da adoção dos perfis já otimizados após algumas iterações. O procedimento para a verificação é apresentado a posteriori no item 3.7.

### 3.6.1 Passarela com ligações flexíveis

Os esforços solicitantes de projeto aqui apresentados referem-se às barras da estrutura da passarela com vínculos internos entre vigas e pilares rotulados, denominada “modelo flexível”.

#### 3.6.1.1 Contraventamentos

Os esforços normais solicitantes mais desfavoráveis devido às combinações de ações mais críticas para cada tipo de contraventamento são demonstrados pelas Tabelas 1 e 2, sendo a primeira referente aos esforços de compressão axial, e a segunda aos esforços de tração.

**Tabela 1 – Esforços de compressão solicitantes de projeto nos contraventamentos**

Elemento	Identificação	Combinação	Compressão axial (kN)
Contraventamento diagonal entre vigas	CV1	COMB2	157,58
Contraventamento diagonal entre pilares	CX2	COMB2	115,19
Contraventamento em ângulo reto	CH2	COMB3	33,57

Fonte: O autor (2019)

**Tabela 2 – Esforços de tração solicitantes de projeto nos contraventamentos**

Elemento	Identificação	Combinação	Tração (kN)
Contraventamento diagonal entre vigas	CV2	COMB2	121,99
Contraventamento diagonal entre pilares	CX8	COMB2	69,68
Contraventamento em ângulo reto	CH2	COMB2	59,85

Fonte: O autor (2019)

#### 3.6.1.2 Vigas

Os momentos fletores e esforços cortantes solicitantes devido às combinações de ações mais desfavoráveis nos comprimentos mais críticos das

barras das vigas longitudinais da estrutura com ligação viga-pilar rotuladas são observados nas Tabelas 3 e 4.

Os momentos fletores em torno do eixo de menor inércia, os esforços normais e os momentos torsões não são considerados. Aqueles dois devido ao fato de vigas mistas dispensarem tal verificação por serem travadas em suas mesas superiores pela laje mista, e estes últimos devido aos módulos desprezíveis que assumem.

**Tabela 3 – Momentos fletores de projeto nas vigas longitudinais rotuladas**

<b>Identificação</b>	<b>Combinação</b>	<b>Local</b>	<b>Momento fletor (kN.m)</b>
V1	COMB1	Comprimento médio	2097,16
V2	COMB1	Comprimento médio	2095,54

**Fonte: O autor (2019)**

**Tabela 4 – Esforços cortantes de projeto nas vigas longitudinais rotuladas**

<b>Identificação</b>	<b>Combinação</b>	<b>Local</b>	<b>Esforço cortante (kN)</b>
V1	COMB1	Extremidades	276,20
V2	COMB1	Extremidades	275,66

**Fonte: O autor (2019)**

Como a verificação dos esforços resistentes de cálculo de uma viga mista segundo os procedimentos normativos da ABNT NBR 8800:2008 levam em conta os esforços isoladamente, sem combinação entre eles, então serão considerados como esforços solicitantes apenas os de maior módulo, independente se ocorrem no mesmo local ou sob a mesma combinação de ações.

### 3.6.1.3 Pilares

Os esforços normais de compressão solicitantes serão analisados em combinação com os momentos fletores solicitantes, em relação aos dois eixos principais. Observou-se que o maior esforço de normal de tração solicitado pelos pilares é de 22,53 kN na altura média do pilar “P1” sob ação da combinação de ações “COMB3”. Por ser de módulo muito aquém da força de escoamento das seções comerciais, os esforços de tração não são considerados para o dimensionamento dos elementos da estrutura deste trabalho.

Os maiores esforços normais de compressão e momentos fletores solicitantes obtidos, em módulo, estão descritos na Tabela 5. A ocorrência do maior momento fletor em torno do eixo “y” (em módulo) coincide, neste caso, com as circunstâncias através das quais se observam o maior esforço de compressão axial dos pilares.

**Tabela 5 – Esforços de compressão axial e momentos fletores solicitantes nos pilares**

Identificação	Combinação	Local	Esforço axial de compressão (kN)	Momento fletor em relação ao eixo x (kN.m)	Momento fletor em relação ao eixo y (kN.m)
P2	COMB2	Base	423,04	4,34	1,98
P2	COMB1	Base	378,40	5,73	1,28

**Fonte: O autor (2019)**

Os esforços cortantes serão analisados apenas em seus módulos máximos, independentemente dos outros esforços. Os esforços cortantes solicitantes máximos observados em cada pilar estão contidos na Tabela 6.

**Tabela 6 – Esforços cortantes solicitantes nos pilares**

Identificação	Combinação	Local	Esforço cortante máximo no eixo y (kN)	Esforço cortante máximo no eixo x (kN)
P2	COMB1	Em toda a altura	0,943	-
P2	COMB3	Da base ao meio	-	0,727

**Fonte: O autor (2019)**

### 3.6.2 Passarela com ligações rígidas

Os esforços solicitantes de projeto aqui apresentados referem-se às barras da estrutura da passarela com vínculos internos entre vigas e pilares rígidos, denominada “modelo rígido”.

#### 3.6.2.1 Contraventamentos

Os esforços normais solicitantes mais desfavoráveis devido às combinações de ações mais críticas para cada tipo de contraventamento são demonstrados pelas Tabelas 7 e 8, sendo a primeira referente aos esforços de compressão axial, e a segunda aos esforços de tração.

**Tabela 7 – Esforços de compressão solicitantes de projeto nos contraventamentos**

Elemento	Identificação	Combinação	Compressão axial (kN)
Contraventamento diagonal entre vigas	CV1	COMB2	160,07
Contraventamento diagonal entre pilares	CX5	COMB3	97,33
Contraventamento em ângulo reto	CH2	COMB3	39,50

Fonte: O autor (2019)

**Tabela 8 – Esforços de tração solicitantes de projeto nos contraventamentos**

Elemento	Identificação	Combinação	Tração (kN)
Contraventamento diagonal entre vigas	CV2	COMB2	117,35
Contraventamento diagonal entre pilares	CX15	COMB2	85,13
Contraventamento em ângulo reto	CH2	COMB2	51,39

Fonte: O autor (2019)

### 3.6.2.2 Vigas

Os momentos fletores e esforços cortantes solicitantes devido às combinações de ações mais desfavoráveis nos comprimentos mais críticos das barras das vigas longitudinais da estrutura com ligação viga-pilar engastadas são observados nas Tabelas 9 e 10.

Os momentos fletores em torno do eixo de menor inércia, os esforços normais e os momentos torsões não são considerados. Aqueles dois devido ao fato de vigas mistas dispensarem tal verificação por serem travadas em suas mesas superiores pela laje mista, e estes últimos devido aos módulos desprezíveis que assumem.

**Tabela 9 – Momentos fletores de projeto nas vigas longitudinais engastadas**

Identificação	Combinação	Local	Momento fletor (kN.m)
V1	COMB1	Comprimento médio	817,90
V2	COMB1	Extremidades	-1266,59

Fonte: O autor (2019)

**Tabela 10 – Esforços cortantes de projeto nas vigas longitudinais engastadas**

Identificação	Combinação	Local	Esforço cortante (kN)
V1	COMB1	Extremidades	273,98
V2	COMB1	Extremidades	273,44

Fonte: O autor (2019)



Como a verificação dos esforços resistentes de cálculo de uma viga mista segundo os procedimentos normativos da ABNT NBR 8800:2008 levam em conta os esforços isoladamente, sem combinação entre eles, então serão considerados como esforços solicitantes apenas os de maior módulo, independente se ocorrem no mesmo local ou sob a mesma combinação de ações.

Os momentos fletores negativos e positivos serão verificados de forma separada, uma vez que, por se tratar de uma viga mista, a seção oferece resistências distintas a estas duas condições de flexão.

### 3.6.2.3 Pilares

Os esforços normais de compressão solicitantes serão analisados em combinação com os momentos fletores solicitantes, em relação aos dois eixos principais.

Os maiores esforços normais de compressão e momentos fletores solicitantes obtidos, em módulo, estão descritos na Tabela 11.

**Tabela 11 – Esforços de compressão axial e momentos fletores solicitantes nos pilares**

Identificação	Combinação	Local	Esforço axial de compressão (kN)	Momento fletor em relação ao eixo x (kN.m)	Momento fletor em relação ao eixo y (kN.m)
P2	COMB2	Base	435,55	450,95	10,62
P2	COMB1	Topo	309,69	1266,60	0,00

Fonte: O autor (2019)

Os esforços cortantes serão analisados apenas em seus módulos máximos, independentemente dos outros esforços. Os esforços cortantes solicitantes máximos observados em cada pilar estão contidos na Tabela 12.

**Tabela 12 – Esforços cortantes solicitantes nos pilares**

Identificação	Combinação	Esforço cortante máximo no eixo y (kN)	Esforço cortante máximo no eixo x (kN)
P2	COMB1	292,26	-
P2	COMB3	-	4,11

Fonte: O autor (2019)

### 3.7 DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS RESISTENTES

Os esforços resistentes das seções atribuídas às barras das estruturas deste trabalho foram obtidos através dos procedimentos normativos constantes na ABNT NBR 8800:2008. Tais procedimentos são aqui demonstrados em forma de fluxogramas de cálculo.

Todos os símbolos utilizados nas equações e fluxogramas deste subitem encontram-se na Lista de Símbolos deste trabalho.

#### 3.7.1 Contraventamentos

Os contraventamentos são verificados à compressão axial e à tração.

As barras tracionadas devem ter seu índice de esbeltez limitado a 300.

A força normal de tração resistente de projeto de um perfil devido à ruptura da seção bruta é dada pela Equação 10.

$$N_{t,Rd} = \frac{A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (10)$$

A força normal de tração resistente de projeto de um perfil devido ao escoamento da seção líquida é estimada pela Equação 11.

$$N_{t,Rd} = \frac{A_e f_u}{\gamma_{a2}} \quad (11)$$

O fluxograma, demonstrado pela Figura 27, descreve a rotina para a determinação dos esforços resistentes de compressão axial de perfis seção "I" laminados compactos, sem componentes esbeltos.

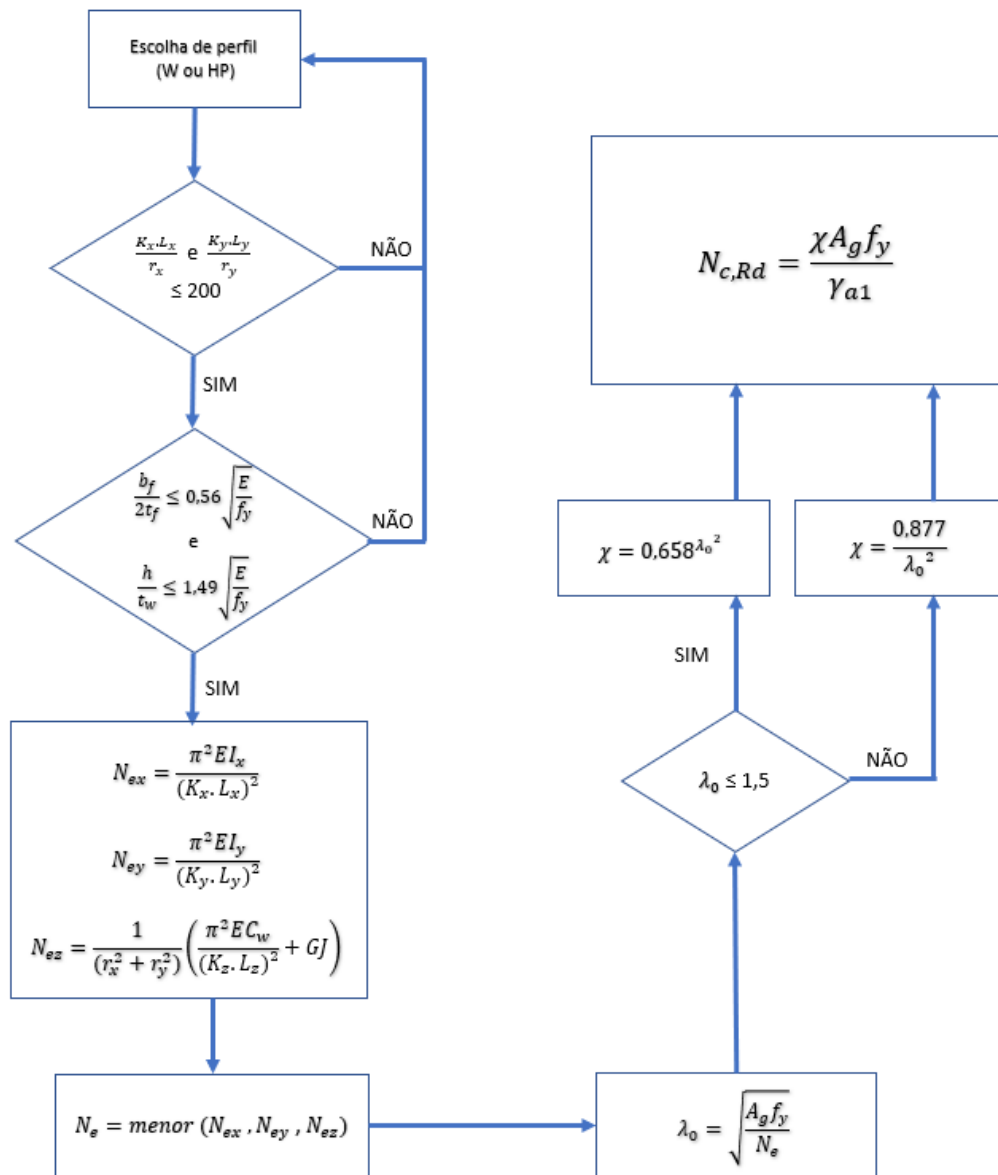


Figura 27: Fluxograma para determinação de força axial de compressão resistente em perfis laminados W e HP

### 3.7.2 Pilares

Para o dimensionamento dos pilares, considerou-se a simultaneidade de efeitos devido à compressão axial e momentos fletores em “x” e “y”. Também se verificou o cisalhamento em “x” e “y”, de forma isolada.

Na Figura 28 encontra-se o fluxograma para determinação de esforços resistentes de compressão axial para perfis soldados.

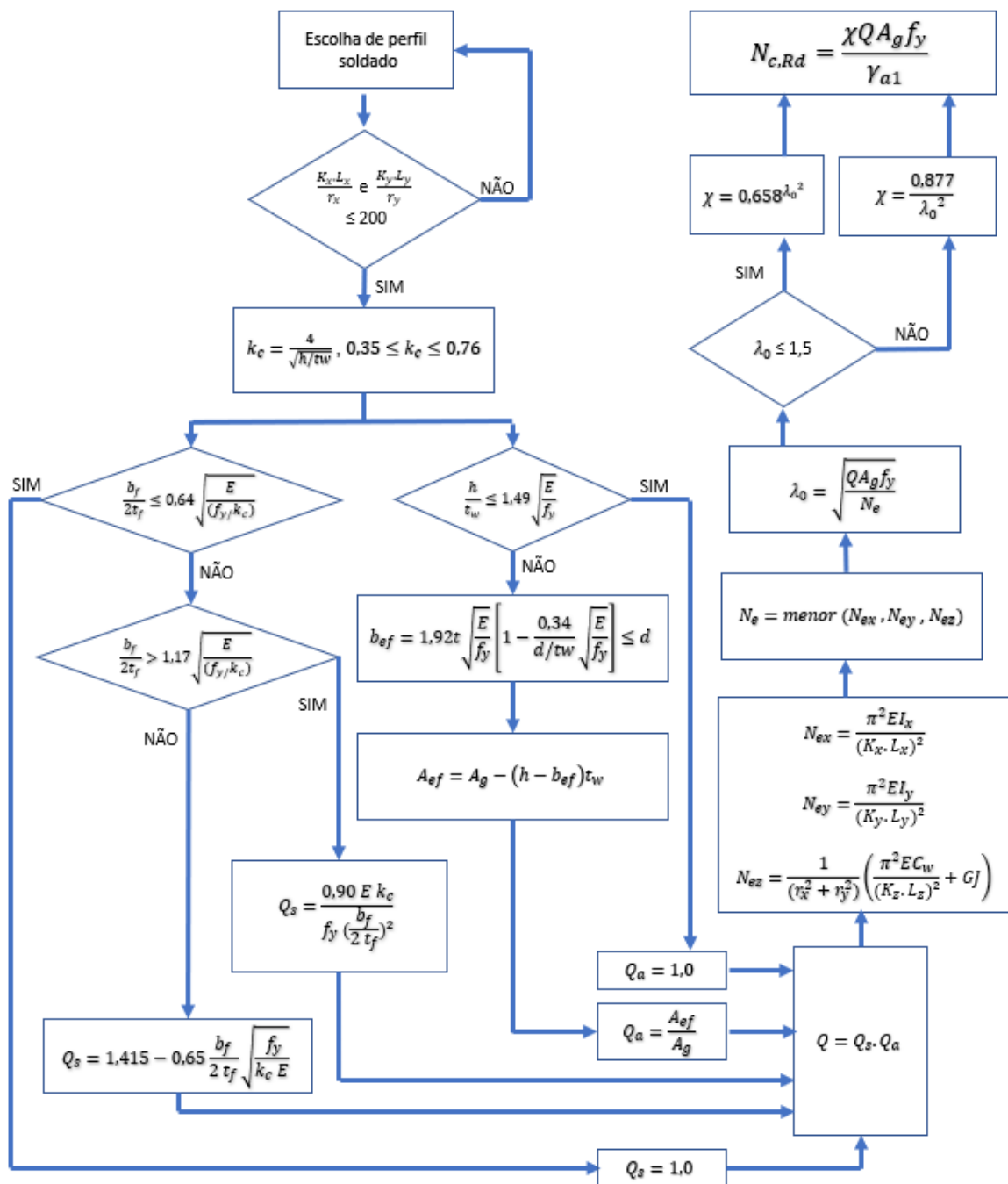
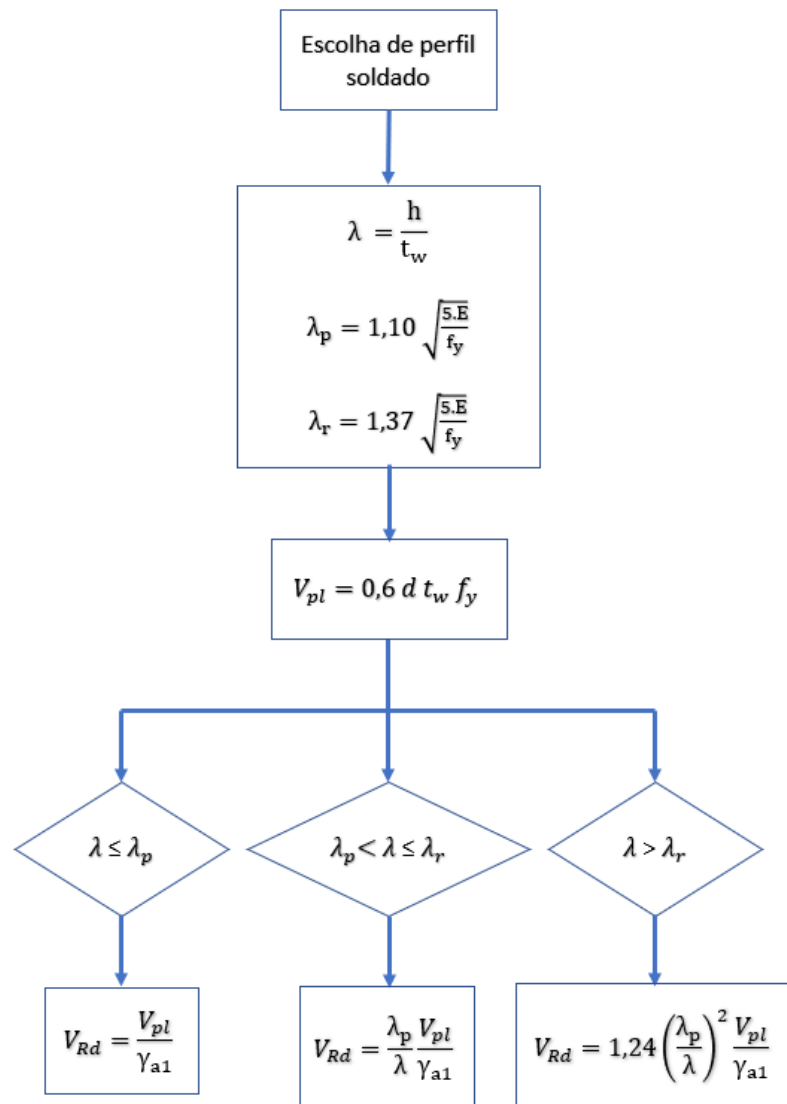


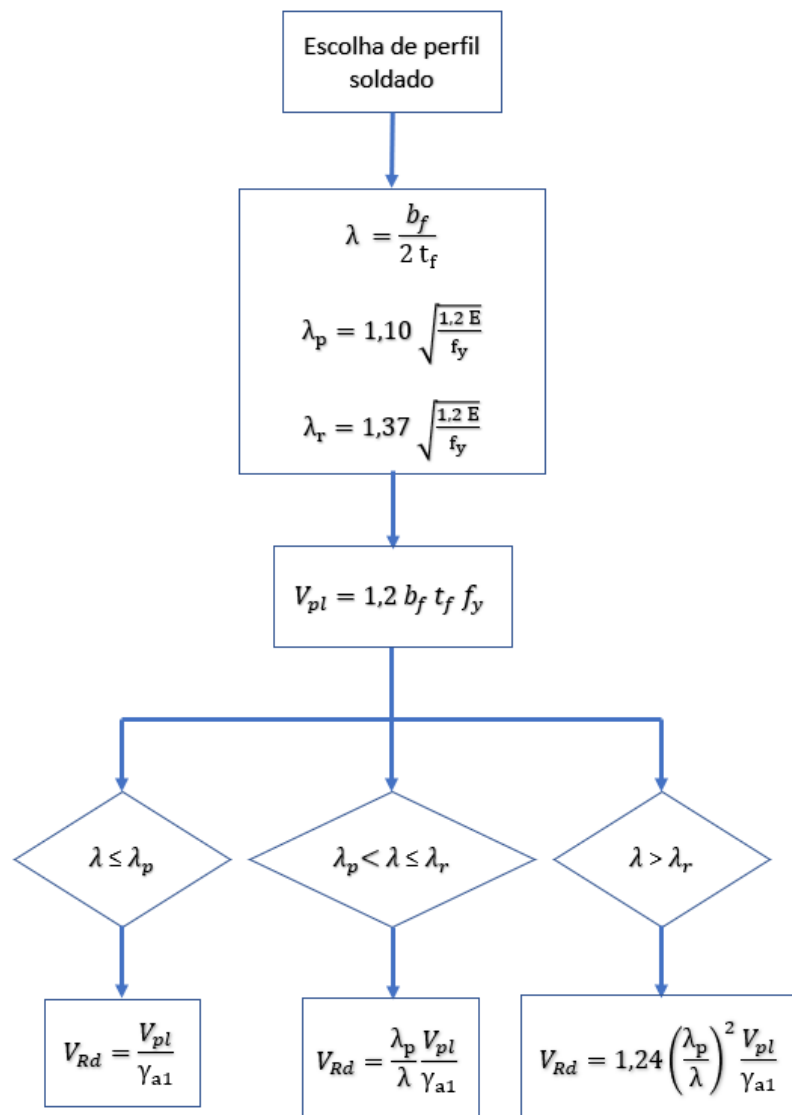
Figura 28: Fluxograma para determinação de força axial de compressão resistente em perfis soldados tipo “I” com dois eixos de simetria

A Figura 29 apresenta o fluxograma para determinação de forças cortantes resistentes para perfis soldados com dois eixos de simetria, fletidos em relação ao eixo perpendicular à alma.



**Figura 29: Fluxograma para cálculo de força cortante resistente de cálculo em perfis soldados com dois eixos de simetria submetidos a flexão em relação ao eixo “x”.**

A Figura 30 mostra o fluxograma para a verificação da força cortante resistente de cálculo devido à flexão em relação ao eixo perpendicular às mesas.



**Figura 30:** Fluxograma para cálculo de força cortante resistente de cálculo em perfis soldados com dois eixos de simetria submetidos a flexão em relação ao eixo “y”.

Na Figura 31 encontra-se o fluxograma para determinação do momento fletor resistente em barras fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia, não sujeitas à torção, para perfis soldados de alma não-esbelta.

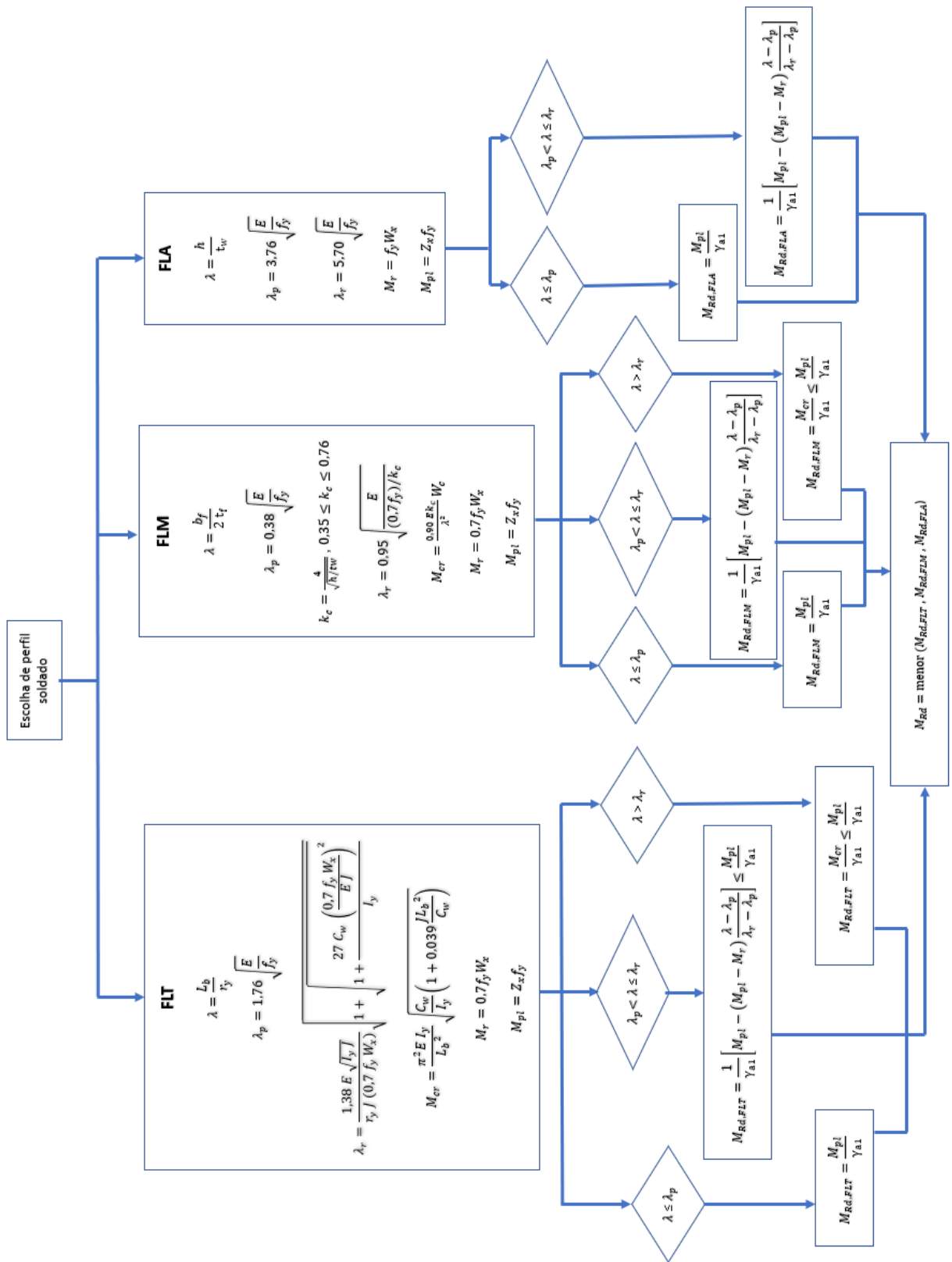
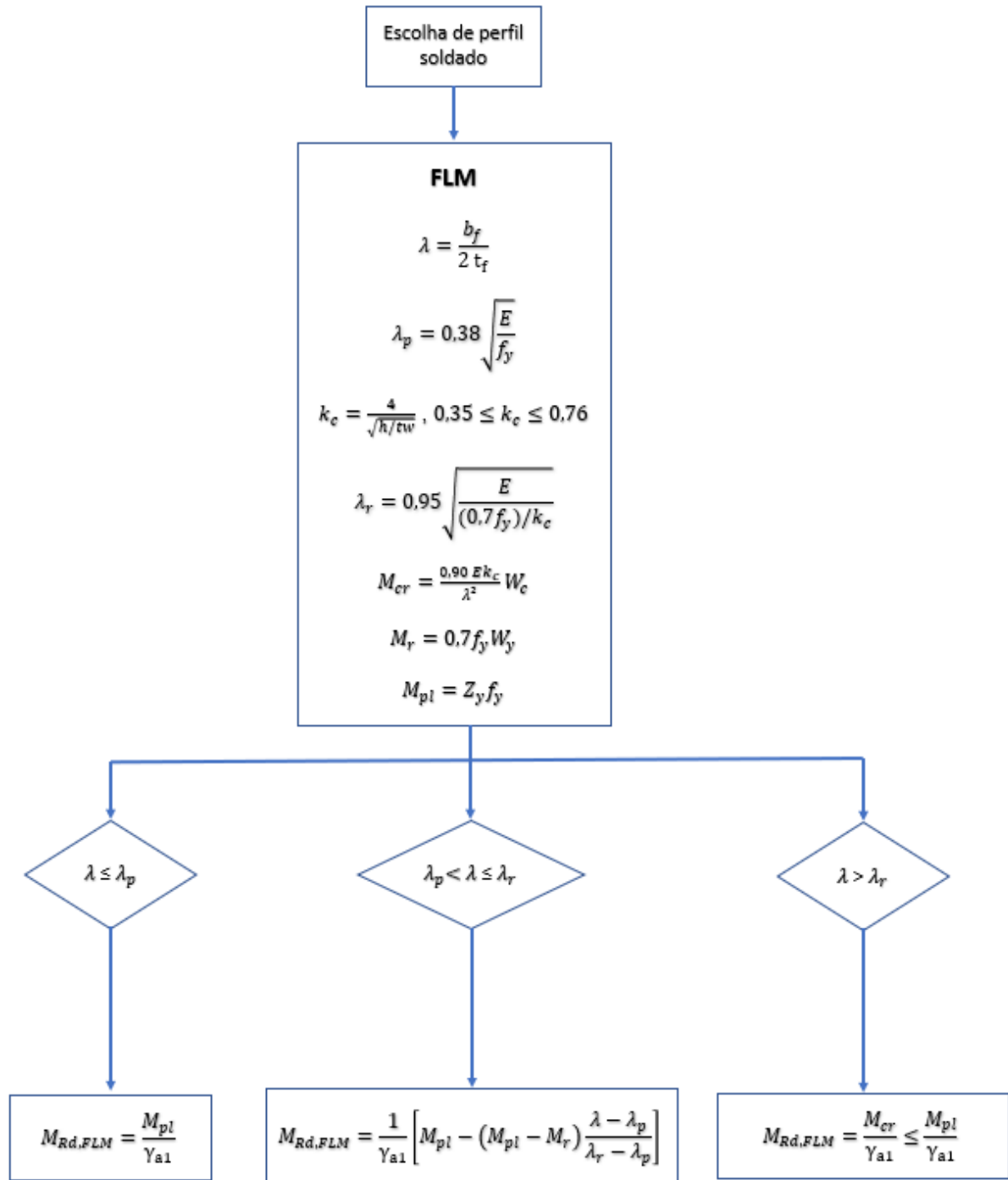


Figura 31: Fluxograma para cálculo de momento fletor resistente de cálculo em perfis soldados de alma não-esbelta com dois eixos de simetria submetidos a flexão em relação ao eixo "x".

O procedimento para o cálculo de momento fletor resistente de cálculo em relação ao eixo de menor inércia está ilustrado pelo fluxograma da Figura 32.



**Figura 32: Fluxograma para cálculo de momento fletor resistente de cálculo em perfis soldados de alma não-esbelta com dois eixos de simetria submetidos a flexão em relação ao eixo “y”.**



A verificação da combinação de esforços de força axial e momentos fletores em relação aos dois eixos principais, a qual os pilares da estrutura são submetidos, segue o disposto pelas Equações 12 e 13.

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0, \text{ se } \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \geq 0,2 \quad (12)$$

$$\frac{N_{Sd}}{2 N_{Rd}} + \left( \frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0, \text{ se } \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} < 0,2 \quad (13)$$

### 3.7.3 Vigas mistas longitudinais

Para o dimensionamento das vigas mistas, foi considerada flexão em relação ao eixo de maior momento de inércia. Para tal, verificou-se os momentos fletores resistentes em região de momentos positivos e negativos, e esforço cortante. A rotina para determinação de momentos fletores positivos resistentes está descrito no fluxograma da Figura 33.

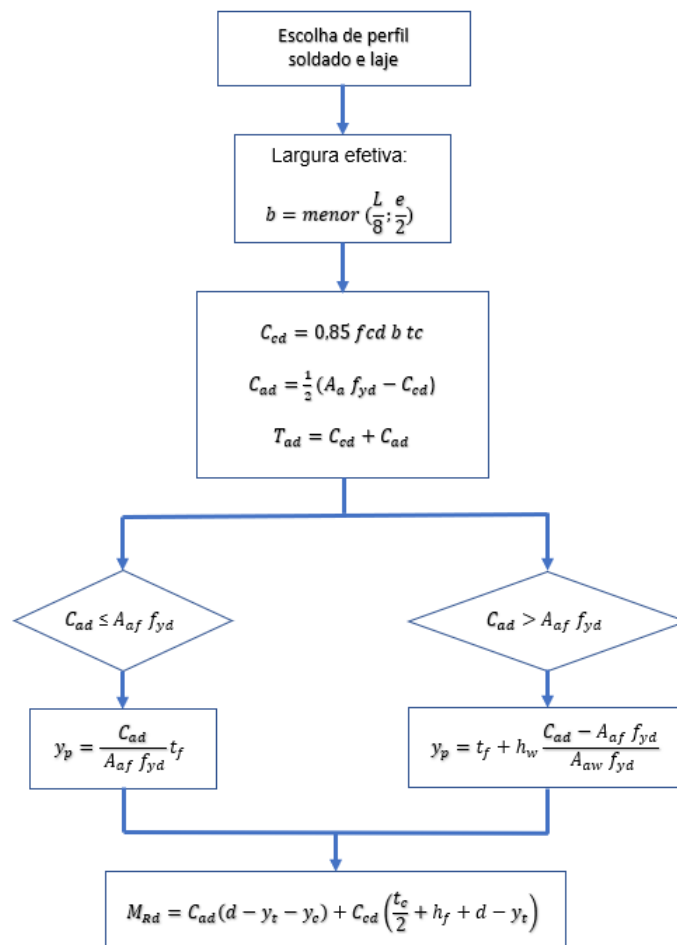


Figura 33: Fluxograma para cálculo de momento fletor resistente de cálculo em vigas mistas com perfis soldados compactos em interação completa com a laje mista.

A verificação de resistência em região de momentos fletores negativos em lajes mistas com perfis metálicos compactos e interação completa com a laje mista é demonstrada pelas Equações 14 e 15.

$$T_{ds} = A_{sl} \cdot f_{sd} \quad (14)$$

$$M_{Rd}^- = T_{ds} \cdot d_3 + A_{at} \cdot f_{yd} \cdot d_4 + A_{ac} \cdot f_{yd} \cdot d_5 \quad (15)$$

O procedimento para cálculo de força cortante resistente é o mesmo mostrado pelo fluxograma da Figura 29.

### 3.8 VERIFICAÇÕES DE SERVIÇO

As verificações de serviço a serem realizadas para a passarela deste trabalho são três: deslocamento vertical máximo, deslocamento horizontal máximo e vibração em piso. Os limites de deslocamento máximo são dispostos no Anexo C da ABNT NBR 8800:2008, enquanto as condições de vibrações em pisos estão descritas no Anexo L da mesma Norma.

### 3.9 DETALHAMENTO DAS LIGAÇÕES

Para o dimensionamento das ligações deste trabalho, segue-se o procedimento normativo descrito pela ABNT NBR 8800:2008. A ligação viga-pilar de comportamento flexível é dimensionada como uma ligação metálica aparafusada e segue o disposto no Capítulo 6 da referida Norma. A ligação viga-pilar de comportamento rígido é dimensionada como uma ligação mista e segue as prescrições do Anexo R da mesma Norma.

### 3.10 ANÁLISE COMPARATIVA

Partindo do dimensionamento da estrutura com vínculo viga-pilar flexível, procede-se à comparação desta com a estrutura com vínculo viga-pilar rígido, com o fim de ponderar as vantagens e desvantagens decorrentes da adoção de cada tipo de vínculo. A comparação entre os dois resultados será realizada a partir da análise entre os parâmetros de peso de material empregado, esbeltez dos elementos e complexidade de execução.

## 4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Neste capítulo são expostos os perfis que resultaram do dimensionamento das estruturas das passarelas rígida e flexível e os cálculos detalhados que levaram à escolha destes perfis. Em sequência, é apresentada uma análise comparativa dos resultados obtidos.

### 4.1 CÁLCULO DOS ESFORÇOS RESISTENTES

A determinação dos esforços resistentes de cálculo dos perfis atribuídos às barras da estrutura da passarela está detalhada neste subitem por meio da resolução dos fluxogramas expostos no capítulo de Metodologia e verificação ante aos esforços solicitantes em Estado Limite Último.

No cálculo do momento fletor resistente das vigas mistas, considerou-se interação completa entre o perfil metálico e a laje mista com forma de aço incorporada, obtida através da adoção de conectores de cisalhamento do tipo pino com cabeça, também conhecidos como “*Stud bolts*”. A verificação dos conectores de cisalhamento segue as recomendações constantes no item O.4 do Anexo O da ABNT NBR 8800:2008 e pode ser consultada no Apêndice A deste trabalho.

O dimensionamento da estrutura com vínculos viga-pilar flexíveis é apresentado separadamente ao da estrutura com vínculos viga-pilar rígidos.

#### 4.1.1 Passarela com ligações flexíveis

O dimensionamento dos elementos da estrutura de passarela com vínculos viga-pilar flexíveis é apresentado neste subitem.

##### 4.1.1.1 Contraventamentos em ângulo reto entre vigas e entre pilares

O perfil selecionado para os contraventamentos ortogonais entre vigas e pilares é o perfil laminado W 150x13.

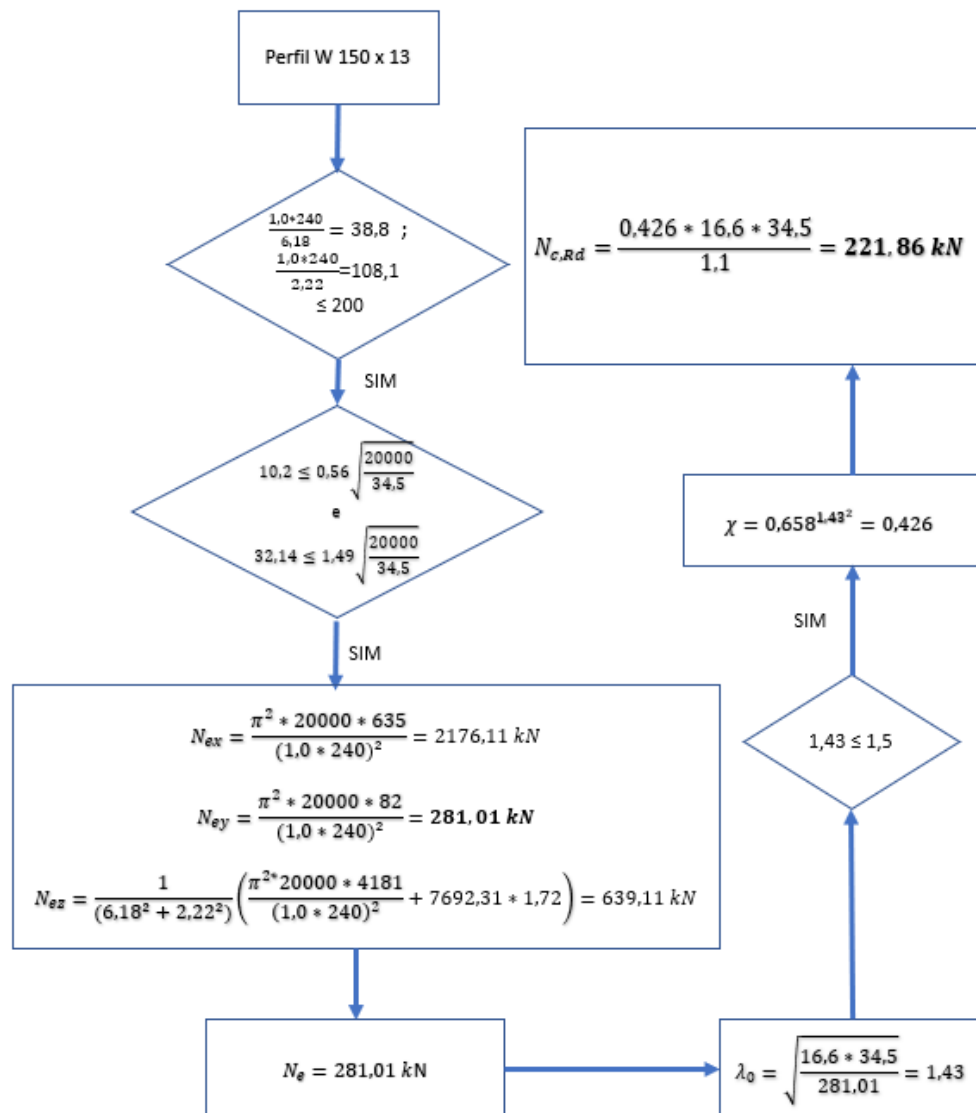
A força normal de tração resistente de projeto determina-se pelo menor entre os dois valores dentre os apresentados pelas Equações 16 e 17.

$$N_{t,Rd} = \frac{A_g f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{16,6 \cdot 34,5}{1,1} = 520,64 \text{ kN} \quad (16)$$

$$N_{t,Rd} = \frac{A_e f_u}{\gamma_{a2}} = \frac{0,75 \cdot 16,6 \cdot 45}{1,35} = 415,00 \text{ kN} \quad (17)$$

A força normal de tração resistente de cálculo para os contraventamentos ortogonais é, portanto, de 415 kN. Dada a força de tração solicitante de 59,85 kN, então a seção resiste à solicitação de tração com folga de 85,58%.

A determinação dos esforços axiais de compressão resistentes de cálculo para as barras de contraventamento entre vigas e entre pilares, de seção W 150x13, é detalhada pelo fluxograma resolvido da Figura 34.



**Figura 34: Fluxograma de determinação de força normal de compressão axial resistente de cálculo para os contraventamentos horizontais em perfil W 150x13**

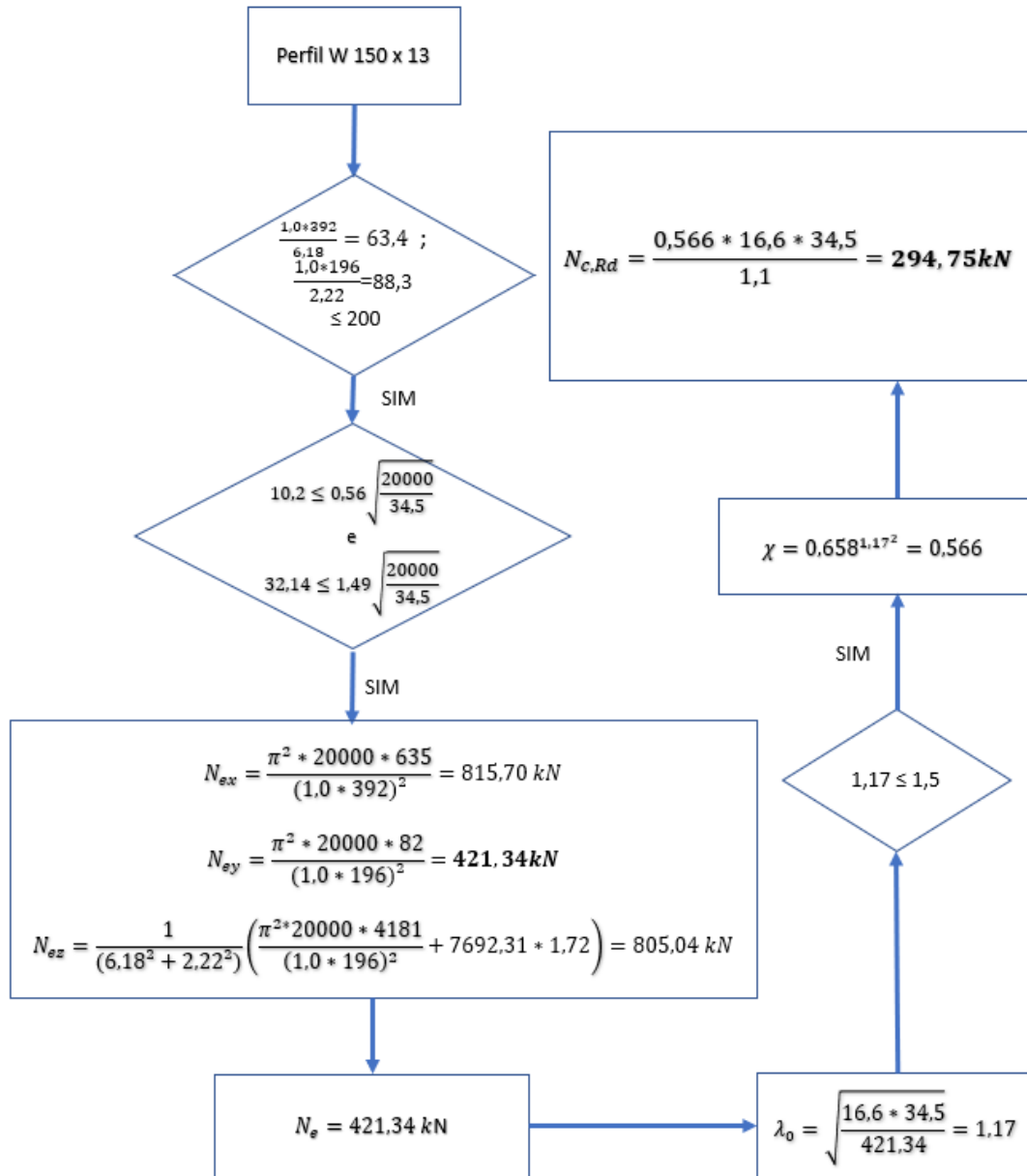
Como a força axial de compressão resistente de cálculo (221,86 kN) é superior à solicitação (33,57 kN), então o perfil W 150 x 13 resiste aos esforços solicitantes com utilização de 15,13% em Estado Limite Último. Apesar de a

utilização ser aparentemente baixa mantém-se o mesmo perfil, uma vez que é o perfil laminado comercial mais leve.

#### 4.1.1.2 Contraventamentos diagonais em “X” entre pilares

Uma vez que a seção adotada para os contraventamentos em “X” é a mesma que a adotada para os ortogonais, a força normal de tração resistente de cálculo de 415 kN é deduzida pelas Equações 16 e 17. Dada a força de tração solicitante de 69,68 kN, então a seção resiste à solicitação de tração com folga de 83,21%.

Como o perfil destes contraventamentos coincide com o perfil adotado para os contraventamentos horizontais em ângulos retos, a rotina de cálculo para determinação de força axial de compressão resistente de cálculo é semelhante, salvo a diferença entre comprimentos de flambagem. A determinação dos esforços axiais de compressão resistentes de cálculo para as barras de contraventamento diagonais em “X” entre pilares, de seção W 150x13, é detalhada pelo fluxograma resolvido da Figura 35.



**Figura 35: Fluxograma de determinação de força normal de compressão axial resistente de cálculo para os contraventamentos diagonais entre pilares em “X” em perfil W 150x13**

Como a força axial de compressão resistente de cálculo (294,75 kN) é superior à solicitação (115,19 kN), então o perfil W 150 x 13 resiste aos esforços solicitantes com utilização de 39,08% em Estado Limite Último.

#### 4.1.1.3 Contraventamentos diagonais em “V” entre vigas

O perfil selecionado para os contraventamentos diagonais entre vigas em “V” é o perfil laminado W 150x22,5.

A força normal de tração resistente de projeto determina-se pelo menor entre os dois valores dentre os apresentados pelas Equações 18 e 19.

$$N_{t,Rd} = \frac{A_g f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{29 \cdot 34,5}{1,1} = 909,55 \text{ kN} \quad (18)$$

$$N_{t,Rd} = \frac{A_e f_u}{\gamma_{a2}} = \frac{0,75 \cdot 29 \cdot 45}{1,35} = 725,00 \text{ kN} \quad (19)$$

A força normal de tração resistente de cálculo para os contraventamentos ortogonais é, portanto, de 725 kN. Dada a força de tração solicitante de 121,99 kN, então a seção resiste à solicitação de tração com folga de 83,17%.

A determinação dos esforços axiais de compressão resistentes de cálculo para as barras de contraventamento entre vigas e entre pilares, de seção W 150x22,5, é detalhada pelo fluxograma resolvido da Figura 36.

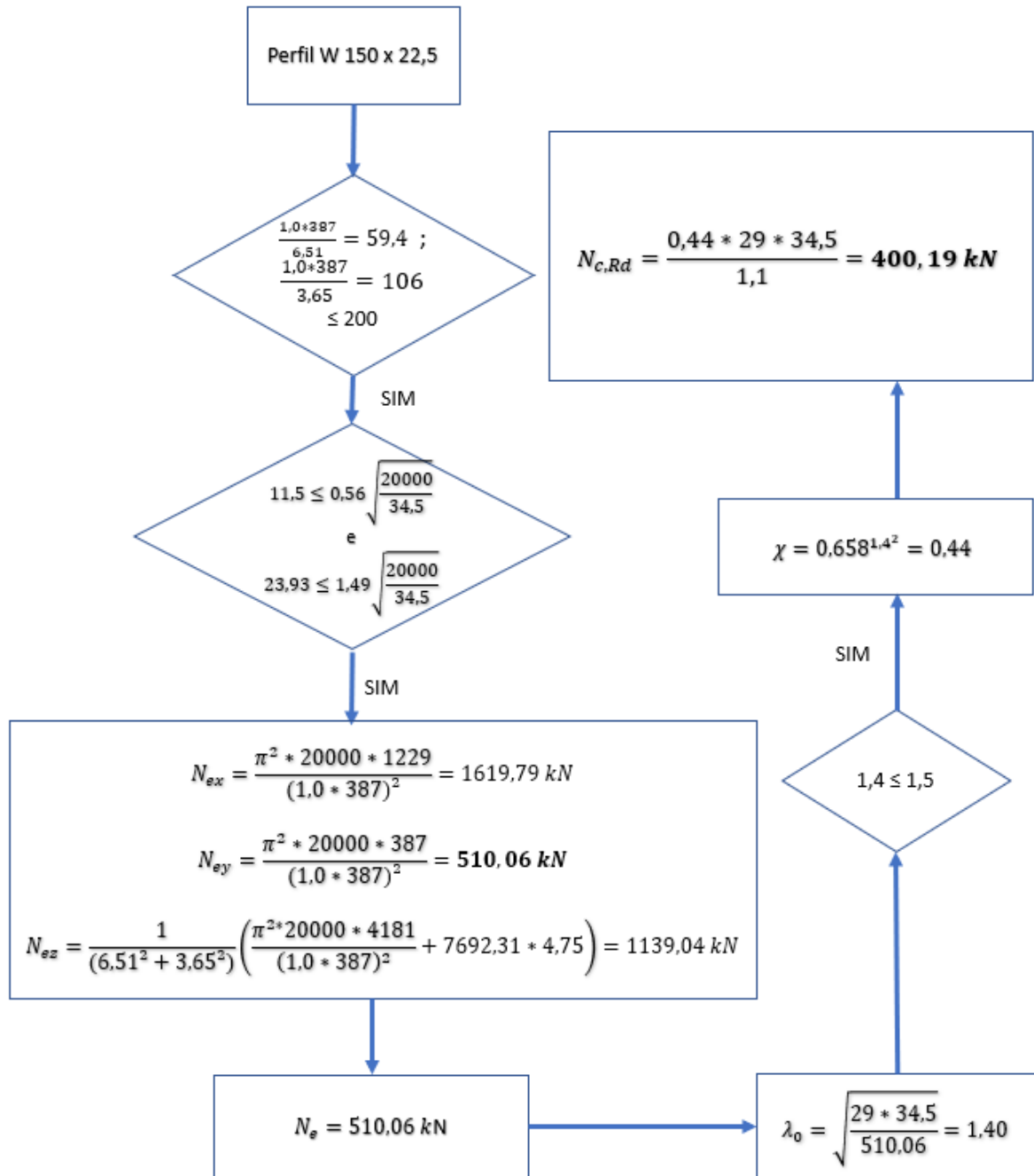


Figura 36: Fluxograma de determinação de força normal de compressão axial resistente de cálculo para os contraventamentos diagonais entre vigas em “V” em perfil W 150x22,5

Como a força axial de compressão resistente de cálculo (400,19 kN) é superior à solicitação (157,58 kN), então o perfil W 150 x 22,5 resiste aos esforços solicitantes com utilização de 39,38% em Estado Limite Último. Verificou-se que primeiro perfil mais leve e de mesma altura (W 150 x 18) oferece resistência de 132,40 kN, o que não atende à solicitação.

#### 4.1.1.4 Vigas mistas longitudinais



Para o dimensionamento das vigas mistas longitudinais da estrutura com vínculos flexíveis considerou-se a flexão em relação ao eixo de maior inércia. As verificações em Estado Limite Último realizadas compreendem ao momento fletor resistente em região de momento fletor positivo e força cortante resistente.

O perfil de aço selecionado para compor a viga mista em interação completa com a laje de concreto da estrutura com vínculos viga-pilar flexíveis é o perfil soldado VS 750x140.

A determinação do momento fletor positivo resistente de cálculo da viga mista da estrutura com vínculos viga-pilar flexíveis é demonstrada no fluxograma resolvido da Figura 37,

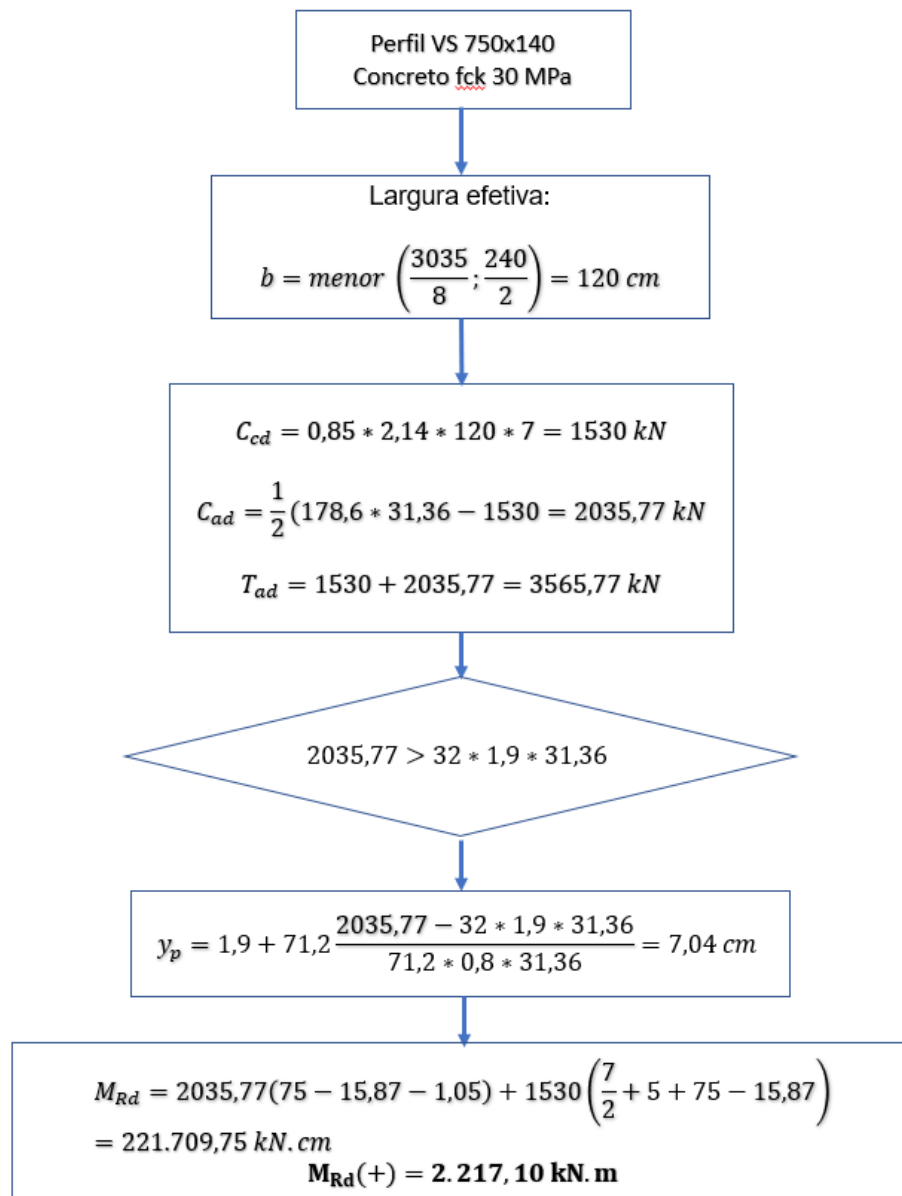
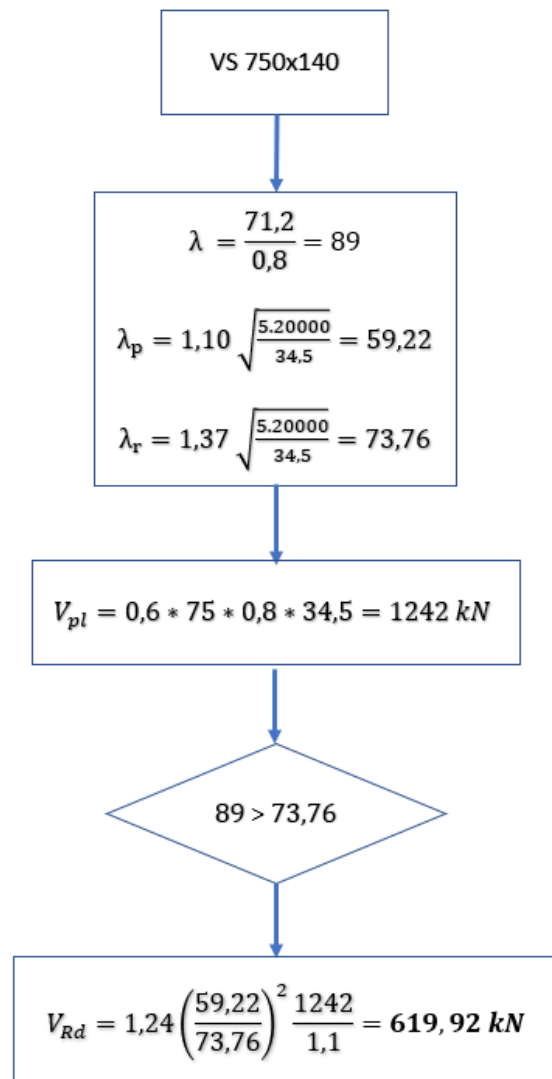


Figura 37: Fluxograma resolvido de determinação de momento fletor positivo resistente de cálculo na viga mista da passarela com vínculos rotulados

Comparando o momento fletor positivo resistente (2.217,10 kN.m) com o solicitante (2.097,16 kN.m) constata-se que a seção da viga mista resiste à solicitação com 94,59% de utilização.

O fluxograma resolvido da Figura 38 revela o cálculo da força cortante resistente de cálculo da viga mista da estrutura com vínculos viga-pilar flexíveis.



**Figura 38: Fluxograma resolvido de determinação de força cortante resistente de cálculo na viga mista da passarela com vínculos rotulados**

Verifica-se que o esforço cortante resistente (619,92 kN) é superior ao solicitante (276,20 kN), portanto o perfil metálico da viga mista resiste à solicitação com 44,55% de utilização.

#### 4.1.1.5 Pilares



O cálculo do momento fletor resistente em relação ao eixo de maior inércia dos pilares da estrutura com vínculo viga-pilar flexível é revelado pelo fluxograma resolvido da Figura 40.

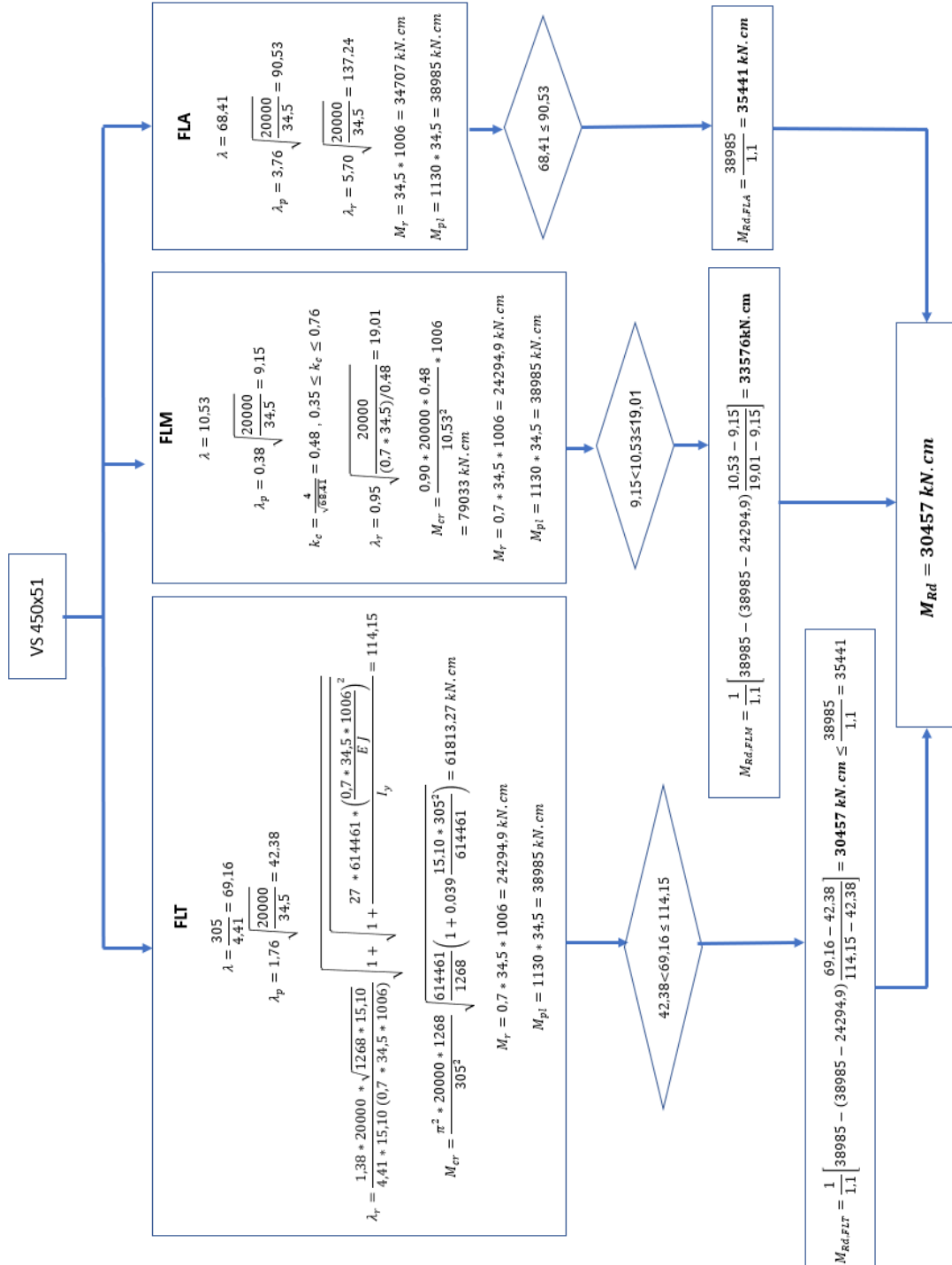
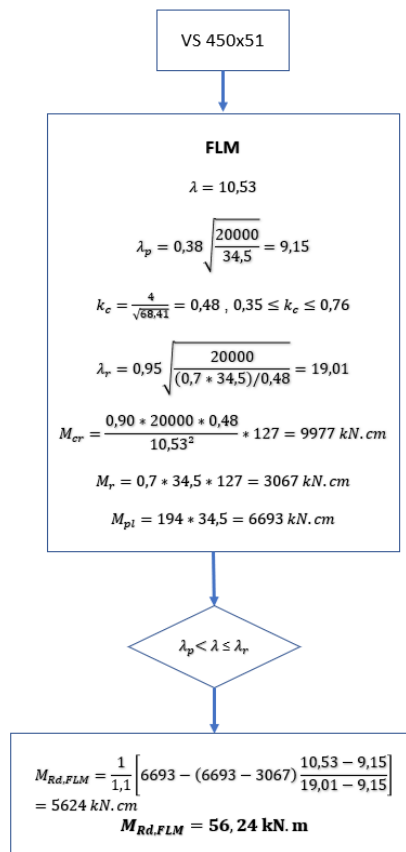


Figura 40: Fluxograma resolvido de determinação de momento fletor resistente de cálculo em relação ao eixo “x” nos pilares da passarela com ligações viga-pilar rotuladas

Como o momento fletor solicitante de cálculo em relação ao eixo de maior inércia (5,73 kN.m) é inferior ao esforço resistente de cálculo (304,57 kN.m), então o perfil VS 450x51 resiste à solicitação com apenas 1,88% de utilização.

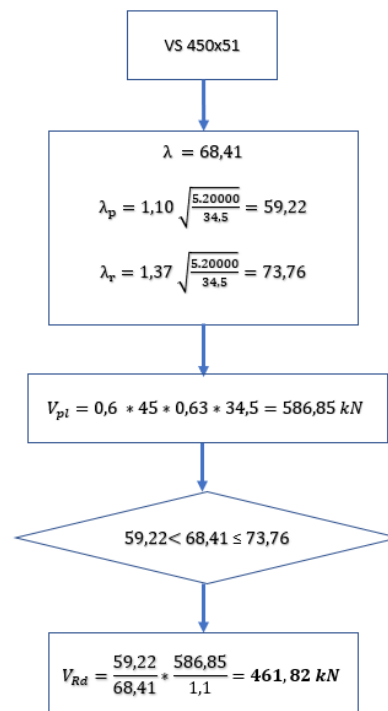
O cálculo do momento fletor resistente em relação ao eixo de menor inércia dos pilares da estrutura com vínculo viga-pilar flexível é revelado pelo fluxograma resolvido da Figura 41.



**Figura 41: Fluxograma resolvido de determinação de momento fletor resistente de cálculo em relação ao eixo “y” nos pilares da passarela com ligações viga-pilar rotuladas**

Como o momento fletor solicitante de cálculo em relação ao eixo de menor inércia (1,98 kN.m) é inferior ao esforço resistente de cálculo (56,24 kN.m), então o perfil VS 450x51 resiste à solicitação com 3,52% de utilização.

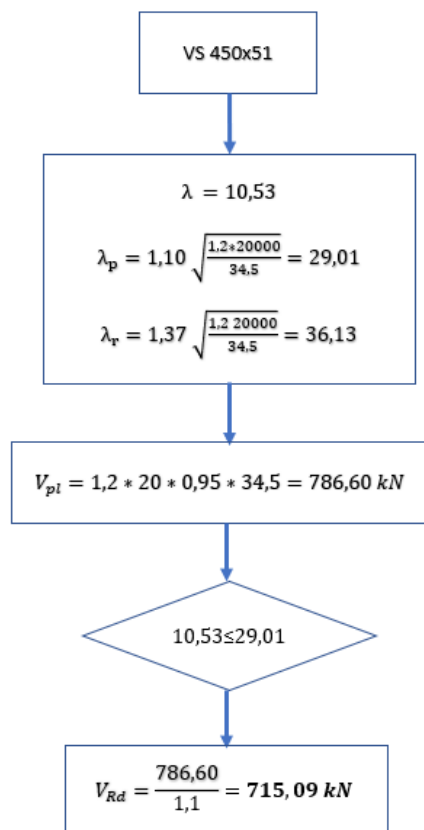
O cálculo da força cortante resistente de cálculo paralela à alma dos pilares da estrutura com vínculo viga-pilar flexível é revelado pelo fluxograma resolvido da Figura 42.



**Figura 42: Fluxograma resolvido de determinação de força cortante resistente de cálculo paralelamente ao eixo “y” nos pilares da passarela com ligações viga-pilar rotuladas**

Como a força cortante solicitante de cálculo paralela à alma (0,943 kN) é inferior à força cortante resistente de cálculo (461,82 kN), então o perfil VS 450x51 resiste à solicitação com 0,20% de utilização.

O cálculo da força cortante resistente de cálculo paralela às mesas dos pilares da estrutura com vínculo viga-pilar flexível é revelado pelo fluxograma resolvido da Figura 43.



**Figura 43: Fluxograma resolvido de determinação de força cortante resistente de cálculo paralelamente ao eixo “x” nos pilares da passarela com ligações viga-pilar rotuladas**

Como a força cortante solicitante de cálculo paralela às mesas (0,727kN) é inferior à força cortante resistente de cálculo (715,09kN), então o perfil VS 450x51 resiste à solicitação com 0,10% de utilização.

A verificação das combinações de esforços de força axial de compressão e momentos fletores em relação aos dois eixos principais do perfil dos pilares da estrutura com vínculo viga-pilar flexível segue o disposto pelas Equações 20 e 21, onde é considerada a combinação de esforços num mesmo local sob as mesmas circunstâncias, sendo estas as mais desfavoráveis possíveis.

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} = \frac{423,04}{1270,85} = 0,33 \geq 0,2 \quad (20)$$

$$\frac{423,04}{1270,85} + \frac{8}{9} \left( \frac{4,34}{304,57} + \frac{1,98}{56,24} \right) = 0,3768 \leq 1,0 \quad (21)$$

Verifica-se que a combinação de esforços solicitantes em Estado Limite Último solicita apenas 37,68% do perfil. Apesar de tal utilização aparentar num superdimensionamento da seção, adota-se esta para evitar a amplificação de esforços devido a efeitos de segunda ordem.

## 4.1.2 Passarela com ligações rígidas

### 4.1.2.1 Contraventamentos em ângulo reto entre vigas e entre pilares

A determinação dos esforços axiais de compressão e tração resistentes de cálculo para as barras de contraventamento ortogonais entre vigas e entre pilares, de seção W 150x13, segue o disposto em 4.1.1.1.

Como a força de tração solicitante de cálculo (51,39 kN) é inferior à tração resistente de cálculo (415 kN), então o perfil W 150x13 resiste à solicitação com 12,38% de utilização.

Como a força de compressão axial solicitante de cálculo (39,50 kN) é inferior ao esforço resistente de cálculo (221,86 kN), então o perfil W 150x13 resiste à solicitação com 17,80% de utilização.

### 4.1.2.2 Contraventamentos diagonais em “X” entre pilares

A determinação dos esforços axiais de compressão e tração resistentes de cálculo para as barras de contraventamento diagonais em “X” entre pilares, de seção W 150x13, segue o disposto em 4.1.1.2.

Como a força de tração solicitante de cálculo (85,13 kN) é inferior à tração resistente de cálculo (415 kN), então o perfil W 150x13 resiste à solicitação com 20,51% de utilização.

Como a força de compressão axial solicitante de cálculo (97,33 kN) é inferior ao esforço resistente de cálculo (294,75 kN), então o perfil W 150x13 resiste à solicitação com 33,02% de utilização.

### 4.1.2.3 Contraventamentos diagonais em “V” entre vigas

A determinação dos esforços axiais de compressão e tração resistentes de cálculo para as barras de contraventamento diagonais em “V” entre vigas, de seção W 150x22,5, segue o disposto em 4.1.1.3.

Como a força de tração solicitante de cálculo (117,35 kN) é inferior à tração resistente de cálculo (725 kN), então o perfil W 150x22,5 resiste à solicitação com 16,19% de utilização.



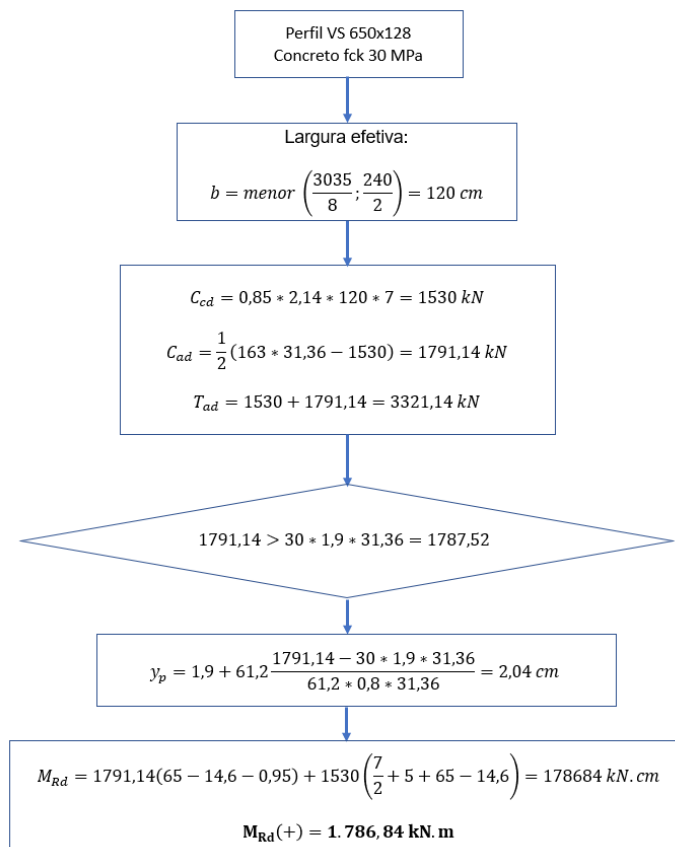
Como a força de compressão axial solicitante de cálculo (160,07 kN) é inferior ao esforço resistente de cálculo (400,19 kN), então o perfil W 150x22,5 resiste à solicitação com 40,00% de utilização.

#### 4.1.2.4 Vigas mistas longitudinais

Para o dimensionamento das vigas mistas longitudinais da estrutura com vínculos rígidos considerou-se a flexão em relação ao eixo de maior inércia. As verificações em Estado Limite Último realizadas compreendem ao momento fletor resistente em região de momento fletor positivo, momento fletor resistente em região de momento fletor negativo, e força cortante resistente.

O perfil de aço selecionado para compor a viga mista em interação completa com a laje de concreto da estrutura com vínculos viga-pilar rígidos é o perfil comercial VS 650x128.

O fluxograma resolvido da Figura 44 demonstra o cálculo de determinação do momento fletor positivo resistente de cálculo da viga mista da passarela com ligação viga-pilar engastada.



**Figura 44: Fluxograma resolvido de determinação de momento fletor positivo resistente de cálculo na viga mista da passarela com vínculos rígidos**

Como o momento fletor positivo solicitante (817,90 kN.m) é inferior ao momento fletor positivo resistente (1.786,84 kN.m), verifica-se que a seção da viga mista resiste aos momentos fletores positivos solicitantes com 64,57% de utilização.

O cálculo do momento fletor negativo resistente de cálculo da viga mista com vínculos rígidos segue o disposto nas Equações 22, 23 e 24.

$$T_{ds} = 18,41 * 43,48 = 800,34 \text{ kN} \quad (22)$$

$$M_{Rd}^- = 800,34 * 36,39 + 78,19 * 31,36 * 23,59 + 84,77 * 31,36 * 29,66 \quad (23)$$

$$M_{Rd}^- = 165848 \text{ kN.cm} \quad \dots \quad M_{Rd}^- = 1658,48 \text{ kN.m} \quad (24)$$

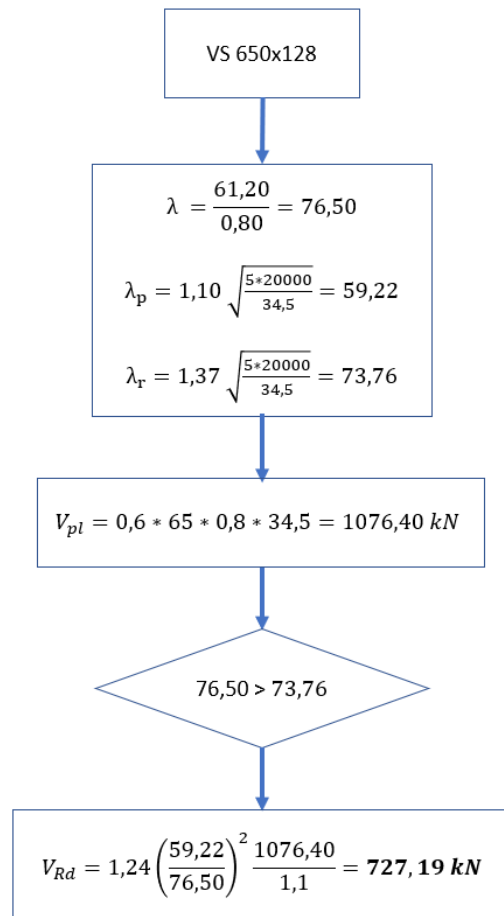
Como o momento fletor negativo solicitante (1.266,59 kN.m) é inferior ao momento fletor negativo resistente (1.658,48 kN.m), verifica-se que a seção da viga mista resiste aos momentos fletores negativos solicitantes com 76,37% de utilização.

Apesar de a utilização em Estado Limite Último da viga mista na estrutura com vínculos rígidos (76,37%) aparentar estar um pouco abaixo do ideal para a otimização da seção, adotou-se este perfil devido às condições constantes no subitem 3.2 do Anexo R da ABNT NBR 8800:2008 para o cálculo do momento fletor resistente de ligações mistas rígidas, que condiciona o perfil metálico a ter mesas e almas compactas.

Observou-se, também, que o efeito de distorção reduz a resistência a momentos fletores negativos da viga mista em cerca de 40%, portanto foi considerado um sistema de contenção lateral contínua com malha de aço estrutural nas mesas inferiores entre as vigas longitudinais nos dois comprimentos onde ocorrem momentos fletores negativos (5,8 m cada). Desta forma, admite-se que o efeito de distorção seja desconsiderado para a determinação do momento fletor negativo resistente, podendo, portanto, assumir o valor resultante na Equação 20.

Tal sistema de contraventamento adicional representa um incremento de cerca de 400 kg de material empregado na estrutura, o que é contabilizado na comparação entre as estruturas com vínculos viga-pilar rígidos e flexíveis.

A determinação da força cortante resistente de cálculo do perfil de aço empregado na viga mista da estrutura com vínculos viga-pilar flexíveis é revelada pelo fluxograma resolvido da Figura 45.



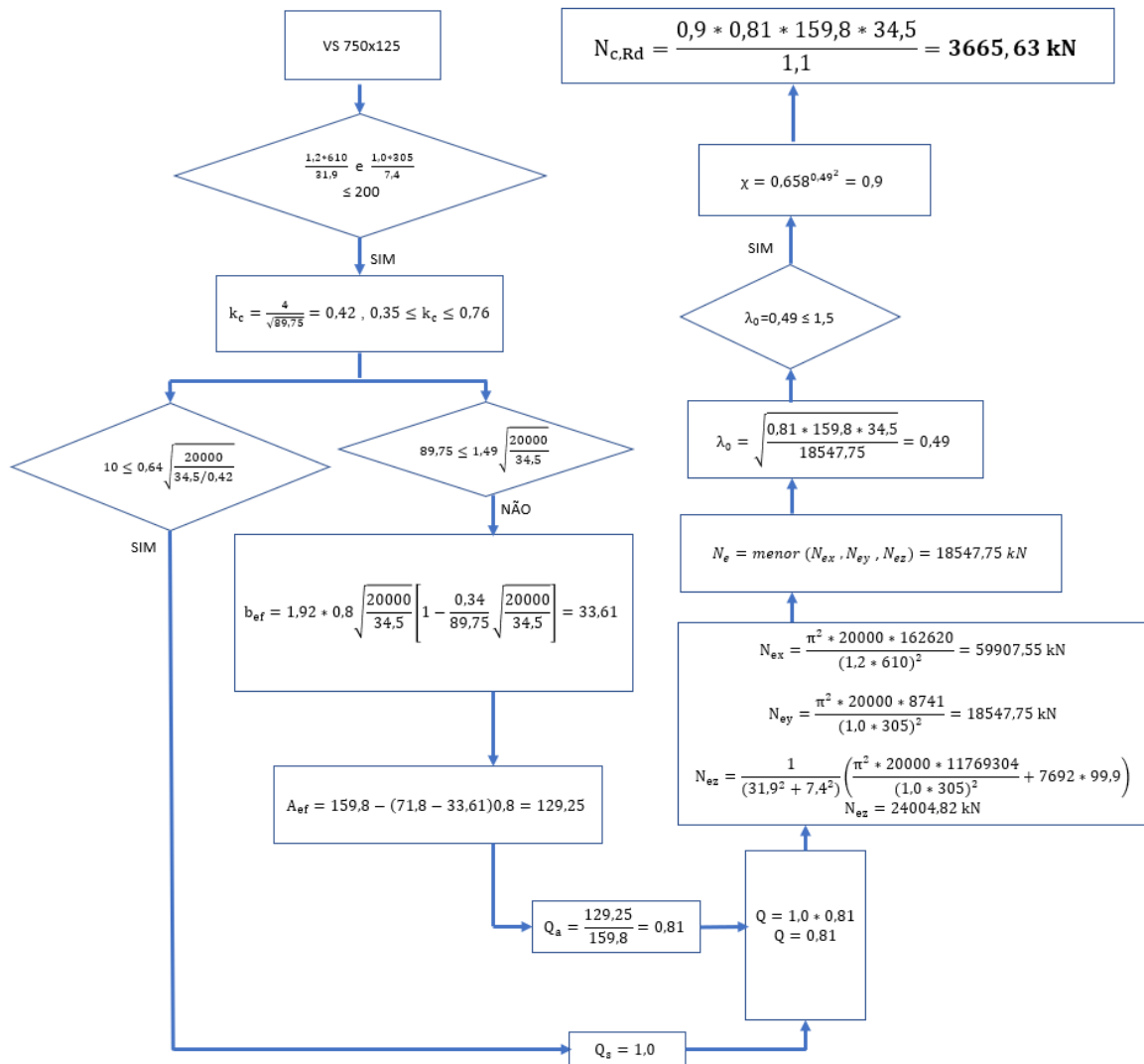
**Figura 45: Fluxograma resolvido de determinação de força cortante resistente do perfil metálico atribuído à viga mista da estrutura com vínculos viga-pilar rígidos**

Como a força cortante resistente (727,19 kN) é superior à força cortante solicitante (273,98 kN), verifica-se que o perfil resiste a esta solicitação com 37,68% de utilização.

#### 4.1.2.5 Pilares

Para o dimensionamento dos pilares da estrutura verificaram-se as resistências à compressão axial, aos momentos fletores e aos esforços cortantes com flexão em relação aos dois eixos principais. Também se verificou a combinação de esforços simultâneos de força axial e momentos fletores. O perfil metálico selecionado para os pilares da estrutura com vínculos rígidos entre vigas e pilares é o perfil comercial soldado VS 750x125.

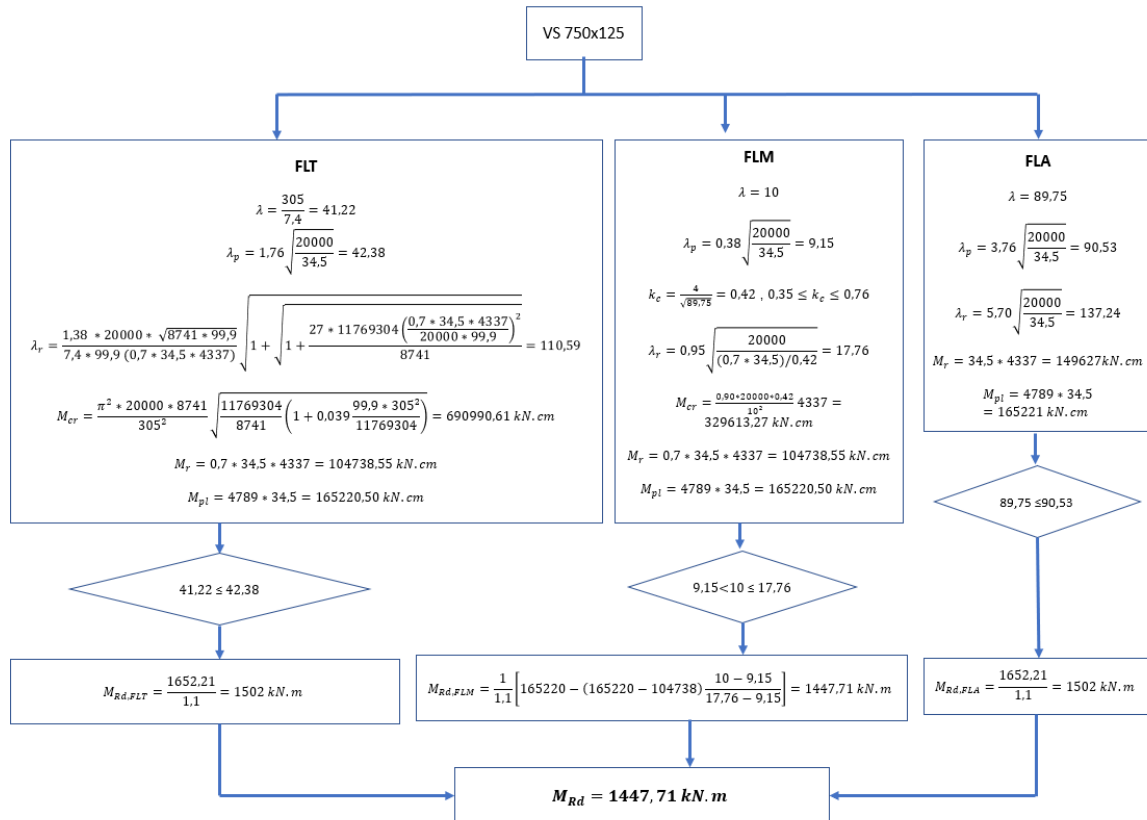
A determinação da força axial de compressão resistente de cálculo dos pilares da estrutura com vínculo viga-pilar rígido é demonstrada pelo fluxograma resolvido da Figura 46.



**Figura 46: Fluxograma resolvido de determinação de compressão axial resistente de cálculo nos pilares da passarela com ligações viga-pilar engastadas**

Como a força de compressão axial solicitante de cálculo (435,55 kN) é inferior ao esforço resistente de cálculo (3.665,63 kN), então o perfil VS 750x125 resiste à solicitação com 11,88% de utilização.

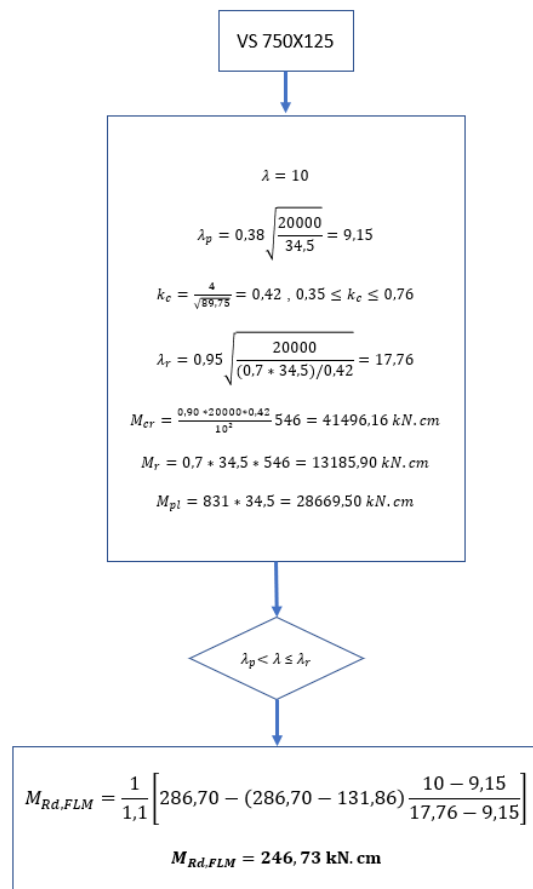
O cálculo do momento fletor resistente em relação ao eixo de maior inércia dos pilares da estrutura com vínculo viga-pilar rígido é revelado pelo fluxograma resolvido da Figura 47.



**Figura 47: Fluxograma resolvido de determinação de momento fletor resistente de cálculo em relação ao eixo “x” nos pilares da passarela com ligações viga-pilar engastadas**

Como o momento fletor solicitante de cálculo em relação ao eixo de maior inércia (1.266,60 kN.m) é inferior ao esforço resistente de cálculo (1447,71 kN.m), então o perfil VS 750x125 resiste à solicitação com 87,49% de utilização.

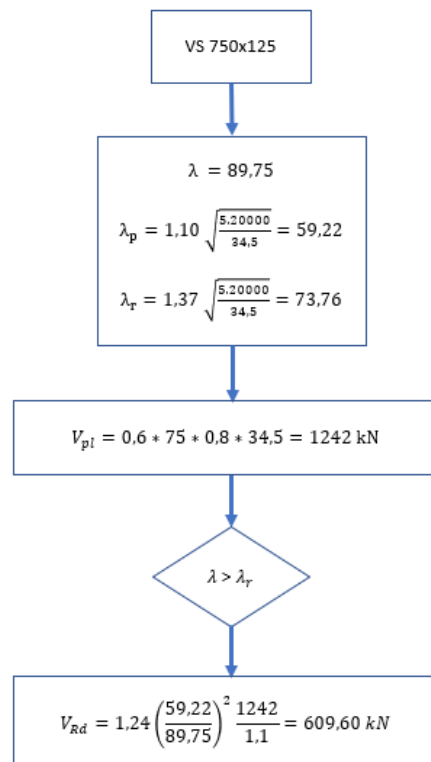
O cálculo do momento fletor resistente em relação ao eixo de menor inércia dos pilares da estrutura com vínculo viga-pilar rígidos é revelado pelo fluxograma resolvido da Figura 48.



**Figura 48: Fluxograma resolvido de determinação de momento fletor resistente de cálculo em relação ao eixo “y” nos pilares da passarela com ligações viga-pilar engastadas**

Como o momento fletor solicitante de cálculo em relação ao eixo de menor inércia (10,62 kN.m) é inferior ao esforço resistente de cálculo (246,73 kN.m), então o perfil VS 750x125 resiste à solicitação com 4,30% de utilização.

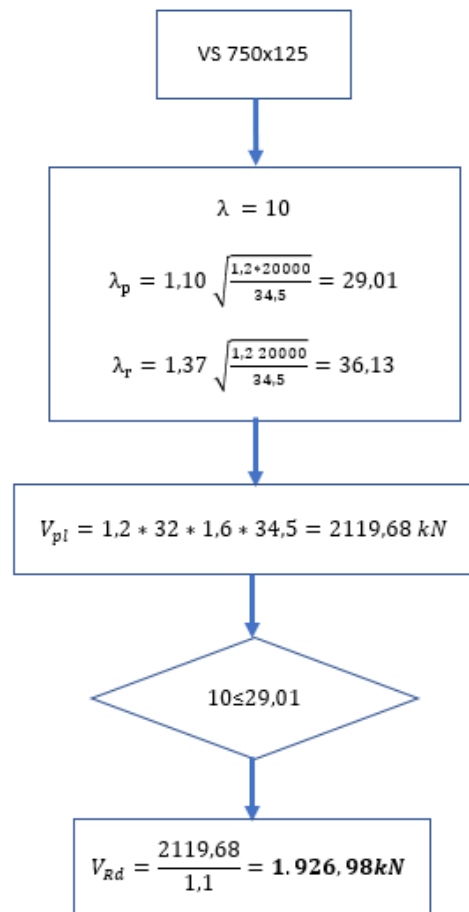
O cálculo da força cortante resistente de cálculo paralela à alma dos pilares da estrutura com vínculo viga-pilar rígido é revelado pelo fluxograma resolvido da Figura 49.



**Figura 49: Fluxograma resolvido de determinação de força cortante resistente de cálculo paralelamente ao eixo “y” nos pilares da passarela com ligações viga-pilar engastadas**

Como a força cortante sollicitante de cálculo paralela à alma (292,26 kN) é inferior à força cortante resistente de cálculo (609,60 kN), então o perfil VS 750x125 resiste à sollicitação com 47,94% de utilização.

O cálculo da força cortante resistente de cálculo paralela às mesas dos pilares da estrutura com vínculo viga-pilar rígido é revelado pelo fluxograma resolvido da Figura 50.



**Figura 50: Fluxograma resolvido de determinação de força cortante resistente de cálculo paralelamente ao eixo “x” nos pilares da passarela com ligações viga-pilar engastadas**

Como a força cortante solicitante de cálculo paralela às mesas (4,11 kN) é inferior à força cortante resistente de cálculo (1.926,68 kN), então o perfil VS 750x125 resiste à solicitação com 0,21% de utilização.

A verificação das combinações de esforços de força axial de compressão e momentos fletores em relação aos dois eixos principais do perfil dos pilares da estrutura com vínculo viga-pilar rígido foi feita com duas combinações de esforços diferentes. A primeira delas contempla os maiores esforços solicitantes de compressão e momento fletor em relação ao eixo fraco, e a segunda contempla o maior momento fletor solicitante em relação ao eixo forte.

A verificação da primeira combinação de esforços segue o disposto pelas Equações 25 e 26.

$$\frac{435,55}{3665,63} = 0,1188 < 0,2 \quad (25)$$

$$\frac{435,55}{2*3665,63} + \left( \frac{450,95}{1447,71} + \frac{10,62}{246,73} \right) = 0,4139 \leq 1,0 \quad (26)$$



Verifica-se que a primeira combinação de esforços solicitantes considerada solicita 41,39% do perfil em Estado Limite Último.

A verificação da segunda combinação de esforços segue o disposto pelas Equações 27 e 28.

$$\frac{309,69}{3665,63} = 0,0845 < 0,2 \quad (27)$$

$$\frac{309,69}{2*3665,63} + \left( \frac{1266,60}{1447,71} + \frac{0}{246,73} \right) = 0,9171 \leq 1,0 \quad (28)$$

Verifica-se que a primeira combinação de esforços solicitantes considerada solicita 91,71% do perfil em Estado Limite Último.

Percebe-se que a combinação mais crítica para o pilar da estrutura com vínculo viga-pilar engastado é a que contempla o maior momento fletor em relação ao eixo forte, diferentemente do pilar da estrutura rotulada que apresenta o esforço axial de compressão como o esforço mais representativo.

Tal diferença é esperada, uma vez que na estrutura com ligação viga-pilar rígida há transferência dos momentos fletores da viga ao pilar, conseqüentemente este é mais solicitado a momentos fletores quando comparado ao pilar da estrutura com ligação viga-pilar flexível, onde não há transferência de momentos fletores entre os elementos.

## 4.2 VERIFICAÇÕES DE SERVIÇO

Tendo a estrutura dimensionada e otimizada para os Estados Limites Últimos, procede-se à verificação dos Estados Limites de Serviço para garantir a durabilidade, funcionalidade e conforto da construção durante sua vida útil.

As verificações de serviço da estrutura da passarela para pedestres deste trabalho consistem na verificação dos deslocamentos horizontais e verticais máximos e das vibrações no piso do tabuleiro da passarela.

As combinações de ações aplicáveis aos Estados Limites de Serviço deste trabalho estão expostas nos subitens 3.3.3 e 3.3.4.

### 4.2.1 Deslocamento horizontal máximo

Conforme recomenda o Anexo C da ABNT NBR 8800:2008, limita-se o deslocamento horizontal máximo no topo dos pilares em  $H/300$ , sendo “H” a altura

total do pilar. Como a altura dos pilares da passarela é de 6,1 m, o deslocamento horizontal máximo admissível é de 2,03 cm.

Observou-se, nos modelos numéricos das estruturas, que o maior deslocamento horizontal na passarela a ação da combinação de serviço “COMB4” foi de 0,20 cm, no sentido do tráfego de pedestres, na altura média dos pilares da estrutura com vínculos viga-pilar rígidos. A estrutura com vínculos viga-pilar flexíveis apresentou máximo deslocamento horizontal de 0,02 cm sob ação da combinação “COMB4”, ao topo dos pilares. Portanto, a estrutura atende à deslocabilidade máxima estabelecida pela Norma em Estado Limite de Serviço Quase Permanente, uma vez que os maiores deslocamentos horizontais devidos às combinações de serviço quase permanentes são muito inferiores ao limite estabelecido pela Norma.

#### **4.2.2 Deslocamento vertical máximo**

A ABNT NBR 8800:2008 limita o deslocamento máximo para vigas de piso em  $L/350$ , sendo “L” o vão vencido pela viga. Dado o vão teórico de 30,35 m da passarela deste trabalho, tem-se como limite de deslocamento vertical a altura de 8,67 cm.

A deflexão máxima da viga mista é calculada de acordo com a equação da linha elástica. Na estrutura com vínculos viga-pilar rotulados, calculou-se a flecha de acordo com a linha elástica de vigas biapoiadas. Já na estrutura com vínculos viga-pilar engastados, calculou-se a flecha de acordo com a linha elástica de viga biengastada e somou-se a esta flecha o valor correspondente ao deslocamento vertical dos pilares.

O cálculo detalhado do deslocamento vertical das vigas das duas passarelas pode ser consultado no Apêndice B deste trabalho.

A deflexão calculada nas vigas das estruturas com vínculos viga-pilar flexíveis e rígidos é, respectivamente, de 8,65 cm e 2,24 cm. Como ambos os valores obtidos são inferiores ao deslocamento limite de 8,67 cm, o estado limite de serviço de deslocamento vertical máximo é verificado.

Apesar de as vigas das duas estruturas apresentarem deslocamento vertical máximo inferior ao limite recomendado, observa-se que o deslocamento vertical da viga cujos vínculos com os pilares são rígidos é 74% inferior ao deslocamento

vertical da viga cujos vínculos com os pilares são flexíveis. Isso indica uma vantagem inerente à adoção de vínculos rígidos.

Outra observação válida é relacionada ao aumento da inércia da seção metálica devido à interação com a laje. Observa-se que houve um aumento de momento de inércia na viga com vínculos flexíveis de 105%, enquanto na viga com vínculos rígidos houve incremento de 127%.

#### 4.2.3 Vibração em piso

A ABNT NBR 8800:2008 recomenda que a frequência natural de pisos onde pessoas caminham regularmente deve ser igual ou superior a 4 Hz. A Norma descreve que se o máximo deslocamento vertical piso em combinação frequente de serviço não superar 20 mm, então esta condição fica satisfeita.

Portanto, verifica-se o deslocamento vertical no vão de 2,4 m vencido pela laje mista apoiada nas duas vigas longitudinais através da equação da linha elástica, conforme a Equação 29.

$$\delta_v = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} \quad (29)$$

Onde:

“q” é a carga distribuída linearmente sobre a laje em combinação de ações frequente de serviço;

“L” é o vão vencido pela laje entre as vigas longitudinais;

“E” é o módulo de elasticidade do aço;

“I” é o momento de inércia da laje mista, que pode ser obtido no catálogo do fabricante.

Substituindo os valores das variáveis na Equação 28, obtém-se:

$$\delta_v = \frac{5 \cdot (0,0232 + 0,004 \cdot 5) \cdot 240^4}{384 \cdot 20000 \cdot 885} = 0,11 \text{ cm} = 1,1 \text{ mm}$$

Comparando a deflexão máxima da laje (1,1 mm) ao máximo deslocamento vertical de piso para satisfazer a condição de vibrações em piso (20 mm), conclui-se que o estado limite de serviço de vibração em piso é verificado.

### 4.3 DETALHAMENTO DAS LIGAÇÕES

Partindo das seções transversais seleccionadas para as barras da estrutura e de seus esforços solicitantes em Estado Limite Último, procede-se ao dimensionamento e detalhamento da ligação. As ligações abordadas neste item tratam estritamente da ligação viga-pilar.

#### 4.3.1 Ligação flexível

Para uma ligação poder ser considerada flexível, a restrição à rotação relativa entre os elementos estruturais deve ser tão pequena quanto se consiga obter na prática. No caso deste trabalho, na ligação flexível entre viga e pilar a viga transmite apenas a força cortante ao pilar.

Os detalhes da ligação atribuída ao vínculo viga-pilar flexível são demonstrados nos desenhos das Figuras 51 a 53. As verificações de resistência desta ligação e o cálculo de sua rigidez encontram-se Apêndice C.

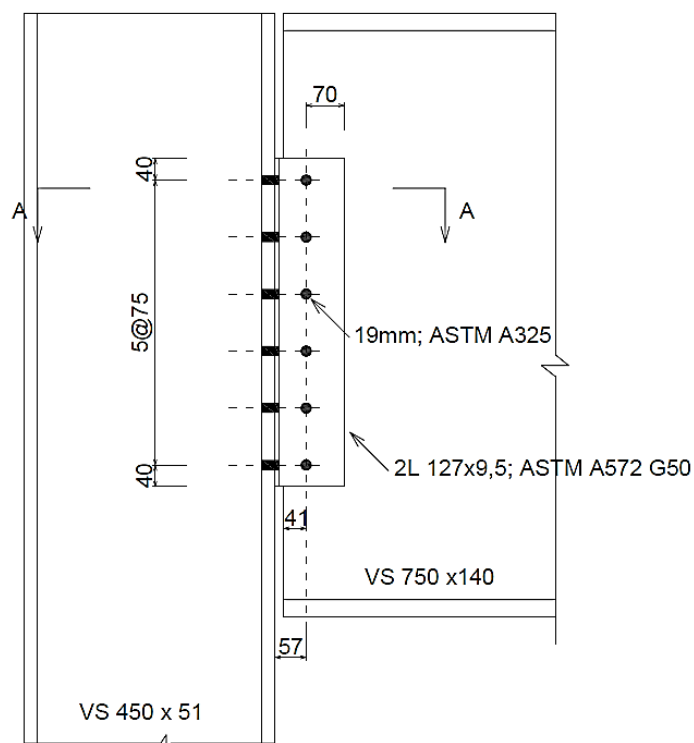
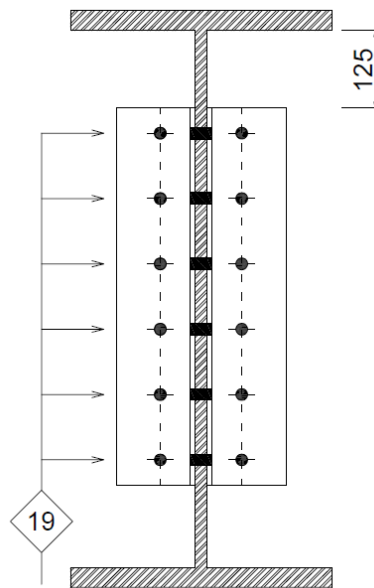
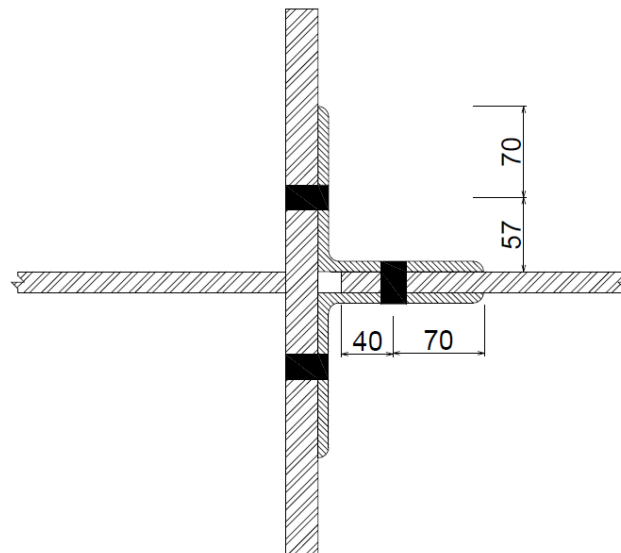


Figura 51: Vista lateral da ligação viga-pilar flexível



**Figura 52: Vista frontal da ligação viga-pilar flexível**



**Figura 53: Corte superior 'AA' da ligação viga-pilar flexível**

Segundo prescreve a ABNT NBR 8800:2008, a ligação pode ser considerada rotulada se a seguinte condição for atendida:

$$S_i \leq \frac{0,5 E I_v}{L_v} = \frac{0,5 \cdot 20000 \cdot 186545}{3035} = 614.646 \text{ kN.cm} \quad (30)$$

Onde:

$S_i$  é a rigidez inicial da ligação, correspondente a 2/3 do momento resistente de cálculo da ligação;

$E$  é o módulo de elasticidade do aço;

$I_v$  é o momento de inércia da seção transversal da viga;

$L_v$  é o comprimento da viga.

A ligação adotada configura uma rigidez inicial ( $S_i$ ) de 4.830 kN.cm, valor muito inferior ao limite de 614.646 kN.cm. Portanto, considera-se que a ligação adotada assume comportamento de ligação flexível.

#### 4.3.2 Ligação rígida

Em uma ligação rígida, quando há o carregamento da estrutura, o ângulo entre os elementos unidos por essa ligação permanece essencialmente o mesmo.

Os detalhes da ligação atribuída ao vínculo viga-pilar rígido são demonstrados nos desenhos das Figuras 54 e 55. O cálculo da rigidez inicial e da capacidade de rotação da ligação mista rígida encontram-se Apêndice D.

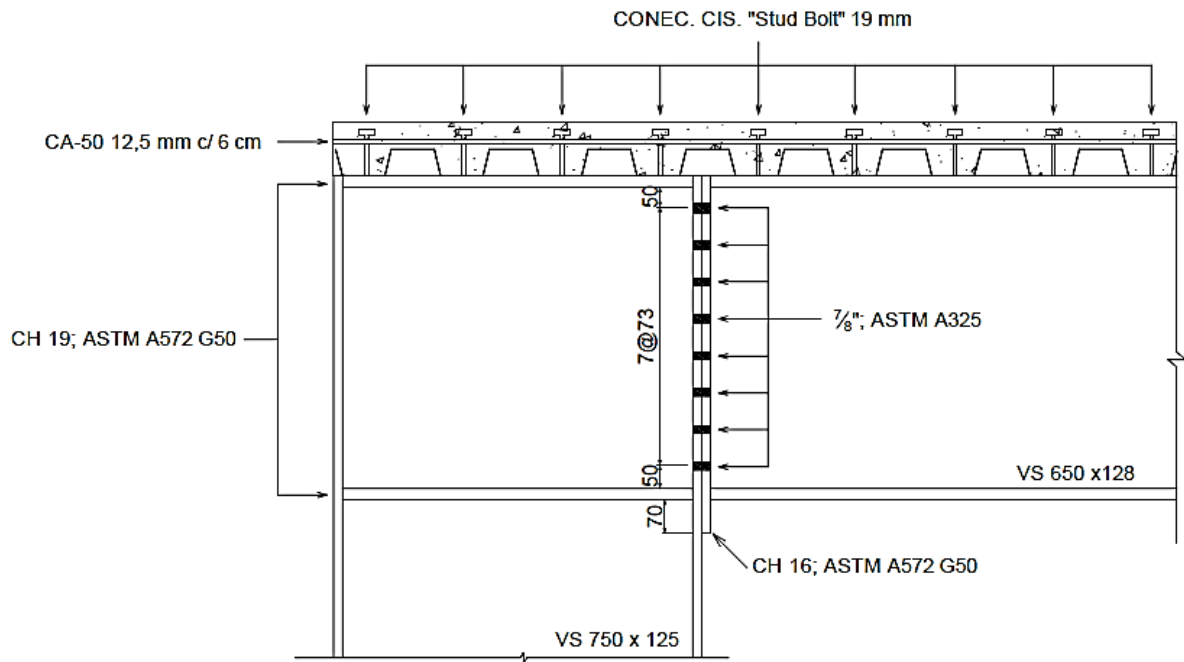
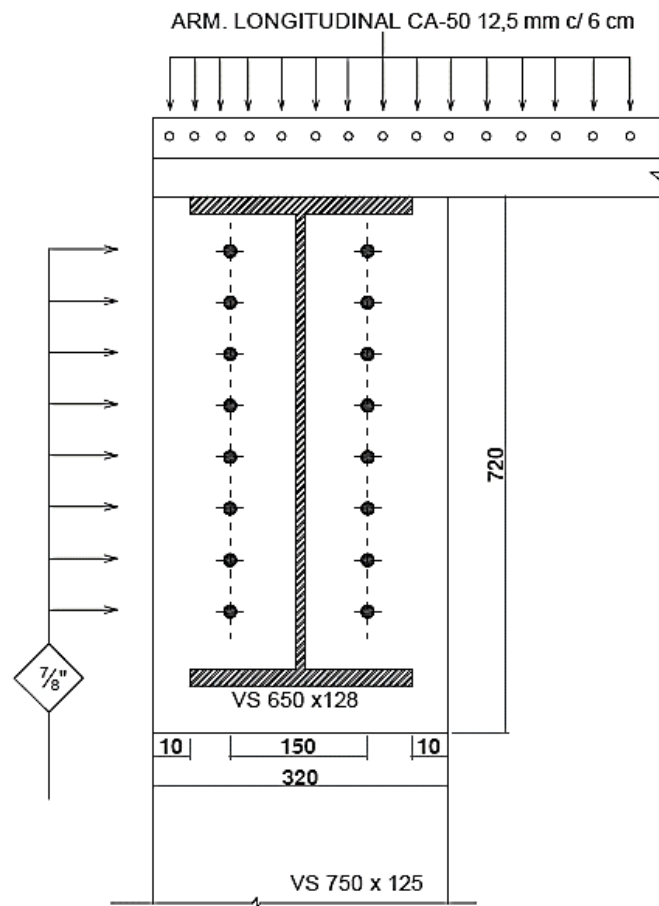


Figura 54: Vista lateral da ligação viga-pilar rígida



**Figura 55: Vista frontal da ligação viga-pilar rígida**

Segundo prescreve a ABNT NBR 8800:2008, a ligação pode ser considerada rígida se a seguinte condição for atendida:

$$S_i \geq \frac{25 E I_v}{L_v} = \frac{25 \cdot 20000 \cdot 128792}{3035} = 21.217.792 \text{ kN.cm} \quad (31)$$

Onde:

$S_i$  é a rigidez inicial da ligação, calculada em D.5;

$E$  é o módulo de elasticidade do aço;

$I_v$  é o momento de inércia da seção transversal da viga;

$L_v$  é o comprimento da viga.

Conforme calculado no Anexo D, a ligação adotada configura uma rigidez inicial ( $S_i$ ) de 24.675.586 kN.cm, valor superior à rigidez inicial necessária de 21.217.792 kN.cm. Portanto, considera-se que a ligação mista adotada assume comportamento rígido.

Observou-se que, embora a ligação mista adotada ofereça rigidez inicial satisfatória para garantir seu comportamento rígido, ela não possui a capacidade de

rotação necessária recomendada pela ABNT NBR 8800:2008 para permitir que a viga entre em seu estado limite último. Portanto, para este tipo de situação, talvez não seja vantajosa a adoção do sistema misto para a ligação viga-pilar rígida.

#### 4.4 ANÁLISE COMPARATIVA

Os máximos esforços solicitantes de interesse para a análise comparativa deste trabalho observados nos pilares e vigas das estruturas com ligação viga-pilar flexível e rígida são dispostos na Tabela 13, e os perfis comerciais resultantes do dimensionamento para cada estrutura podem ser observados na Tabela 14. A esbelteza (relação comprimento/altura) dos elementos dimensionados encontram-se na Tabela 15.

Na Tabela 13 não constam forças cortantes solicitantes pois estes não representaram estado limite no dimensionamento dos elementos. Nas Tabelas 13 e 14 não são mencionados os contraventamentos, uma vez que o dimensionamento destes elementos resultou nas mesmas seções transversais e não há conveniência em comparar diferenças de resultados idênticos.

**Tabela 13 – Esforços máximos de momento fletor e compressão axial em pilares e vigas**

Esforço	Pilar		Viga	
	Lig. flexível	Lig. rígida	Lig. flexível	Lig. rígida
Solicitação				
Mx+ (kN.m)	5,73	1.266,59	2.097,16	817,90
Mx- (kN.m)	-	-	0	1.266,59
My (kN.m)	1,98	10,62	-	-
Nc (kN)	423,04	435,55	-	-

Fonte: O autor (2019)

**Tabela 14 – Seções transversais dimensionadas**

Perfil	Estrutura	
	Lig. Flexível	Lig. rígida
Elemento		
Vigas	VS 750x140	VS 650x128
Pilares	VS 450x51	VS 750x125

Fonte: O autor (2019)



**Tabela 15 – Esbeltez das seções transversais dimensionadas**

Esbeltez	Estrutura	
	Lig. Flexível	Lig. rígida
Vigas	40,5	46,7
Pilares	13,6	8,1

**Fonte: O autor (2019)**

Comparando os momentos fletores solicitantes nas vigas das duas estruturas, pode-se observar que, enquanto na estrutura com ligações viga-pilar flexíveis o momento fletor positivo máximo assume um valor mais elevado, na estrutura com ligações viga-pilar rígidas o esforço é compensado entre as extremidades, que são solicitadas a momento fletor negativo, e o comprimento médio da viga, onde ocorre o momento fletor positivo máximo. Devido a esta compensação, o maior momento fletor assume menor módulo na viga com vínculos rígidos, o que resulta numa seção 9,14% mais leve e 15,3% mais esbelta.

Ao observar os esforços solicitantes nos pilares, verifica-se que houve grande aumento de momentos fletores solicitantes devido à transferência de momento da viga ao pilar na estrutura com vínculo viga-pilar rígido, o que resultou numa seção consideravelmente mais robusta que a seção dimensionada para a estrutura com vínculo flexível. A redução da esbeltez foi de 40,4% e o aumento de peso foi de 145,1%.

A massa total da estrutura com vínculo viga-pilar flexível e da estrutura com vínculo viga-pilar rígido encontra-se na Tabela 16.

**Tabela 16 – Massa total das estruturas**

Estrutura	Massa (kg)
Lig. flexível	34.197
Lig. Rígida	36.045

**Fonte: O autor (2019)**

Comparando as massas totais das estruturas de passarela dimensionadas neste trabalho, observa-se que, ao contrário do que se esperava, a estrutura com ligações viga-pilar rígidas apresenta maior massa total de material empregado do que a estrutura com ligações viga-pilar flexíveis. Tal aumento de massa representa 5,4%.

Além dos parâmetros mencionados, vale ressaltar um parâmetro mais subjetivo atrelado à complexidade de detalhamento e execução. A ligação adotada para garantir a rigidez necessária do vínculo entre viga-pilar na estrutura com vínculo rígido, além de ter detalhamento e cálculo consideravelmente mais dispendiosos, demanda a adoção de alguns dispositivos adicionais que não são necessários para a ligação flexível. Dentre eles, pode-se mencionar as chapas de topo soldadas nas extremidades da viga, os enrijecedores de alma soldados internamente às mesas e alma dos pilares e os vergalhões de aço adicionais dispostos na região de momentos fletores negativos laje mista.

## 5 CONCLUSÕES

Neste trabalho foram dimensionadas duas estruturas para uma passarela de pedestres idênticas, mas com condições de vinculação entre viga e pilar distintas. De modo geral, a estrutura com vínculos rígidos apresentou-se mais robusta e pesada do que a estrutura com vínculos flexíveis.

Apesar de a viga dimensionada para a estrutura com vínculos rígidos ter resultado em seções transversais mais leves, esse ganho não superou o aumento de peso das seções dos pilares pela necessidade de estes resistirem aos elevados momentos fletores transmitidos pela viga, situação que não ocorre na estrutura com ligação viga-pilar flexível. Ou seja, de certa forma houve uma compensação de peso atribuído aos pilares pelo o que foi economizado nas vigas.

Observa-se, também, que enquanto o momento fletor positivo representa a maior solicitação nas vigas mistas da estrutura com ligação viga-pilar flexível, na viga da estrutura com ligação rígida a maior solicitação é a de momento fletor negativo. Para vigas mistas, essa situação não é vantajosa, pois devido à elevada resistência à compressão do concreto presente na laje em interação com a viga, a resistência da seção transversal à momentos fletores positivos tende a ser superior que a momentos fletores negativos. Ou seja, enquanto a solicitação de momento fletor negativo define o dimensionamento da seção, parcela considerável do potencial resistente a momentos fletores positivos não é solicitada.

Além de a estrutura com ligação rígida apresentar menor esbeltez e maior peso, torna-se necessário o emprego de dispositivos adicionais na ligação rígida para atribuir resistência à rotação relativa entre a viga e o pilar.

Portanto, conclui-se que, para a estrutura mista de passarela para pedestres analisada neste trabalho, a adoção de vínculos viga-pilar rígidos não é vantajosa frente à opção com vínculos flexíveis.

## REFERÊNCIAS

- ARCH DAILY. **Ponte de pedestres sobre a Ribeira da Carpinteira**. Disponível em: <<https://www.archdaily.com.br/br/01-36454/ponte-de-pedestres-sobre-a-ribeira-da-carpinteira-carrilho-da-graca-arquitectos>>. Acesso em: 29 jun. 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro: ABNT, 1980.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123: Forças devido ao vento em edificações**. Rio de Janeiro: ABNT, 1988.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7188: Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas**. Rio de Janeiro: ABNT, 2013.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. Rio de Janeiro: ABNT, 2008.
- AZIZINAMINI, A.; SCHNEIDER, S. P. **Moment connections to circular concrete filled steel tube columns**. Journal of Structural Engineering, 2004.
- BELLEI, Ildony H. **Edifícios industriais em aço: projeto e cálculo**. São Paulo: Pini, 2004.
- BARKER, Richard M.; PUCKETT, Jay A. **Design of Highway Bridges**. Hoboken, New Jersey: John Wiley & Sons, 2013.
- CENTRO BRASILEIRO DA CONSTRUÇÃO EM AÇO. **Manual de Construção em Aço: Estruturas Mistas - volume 1**. Rio de Janeiro: Instituto Aço Brasil, 2012.
- CENTRO BRASILEIRO DA CONSTRUÇÃO EM AÇO. **Manual de Construção em Aço: Estruturas Mistas - volume 2**. Rio de Janeiro: Instituto Aço Brasil, 2012.
- CENTRO BRASILEIRO DA CONSTRUÇÃO EM AÇO. **Revista Pontes de Aço: edição de Setembro de 2015**. São Paulo: Roma Editora, 2015.
- CLEVELAND BLOG. **“A trio of pedestrian bridges proposed by Boston architect Miguel Rosales could change the face of Cleveland”**. Disponível em: <[http://blog.cleveland.com/architecture/2011/06/a\\_trio\\_of\\_pedestrian\\_bridges\\_p.html](http://blog.cleveland.com/architecture/2011/06/a_trio_of_pedestrian_bridges_p.html)>. Acesso em: 1 dez. 2018.
- DE NARDIN, Silvana. **Investigação de dispositivos de ligação entre pilares preenchidos e vigas mistas em pavimentos mistos delgados**. São Carlos, 2007.

DE NARDIN, Silvana; SOUZA, Alex S. C.; EL DEBS, Ana L.C. H.; EL DEBS, Mounir K. **Estruturas Mistas Aço-Concreto: Origem, Desenvolvimento e Perspectivas.** Anais do 47º Congresso Brasileiro do Concreto, 2005.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Manual de Projeto Geométrico de Travessias Urbanas.** Rio de Janeiro, 2010.

DIETRICH, Mateus Z. **Estudo da rigidez rotacional de vigas mistas de aço e concreto com lajes maciças de concreto armado.** Vitória, 2017.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures.** Brussels, Belgium, 2004.

FARIAS, R. S. **Estudo teórico-experimental do efeito da laje na transferência de forças em ligações viga-pilar misto preenchido.** São Carlos, 2008.

FIALHO, Antônio de P. F. **Passarelas Urbanas em Estrutura de Aço.** Ouro Preto, 2004.

GOLD, Philip A.; WRIGHT, Charles L. **Passarelas e Segurança do Trânsito.** São Paulo, 2000

JOHNSON, R.P. **Composite Structures of Steel and Concrete: volume 1 – beams, slabs, columns and frames for buildings.** 4th ed. Oxford: Blackwell Scientific Publications, 1994.

KATAOKA, M. N. **Estudo do comportamento de ligações viga-pilar preenchido submetidas a ações cíclicas.** São Carlos, 2011.

LI, X.; XIAO, Y.; WU, Y.T. **Seismic behavior of exterior connections with steel beams bolted to CFT columns.** Journal of Constructional Steel Research, 2009.

METFORM S.A. **Catálogo Steel Deck.** Disponível em: <[http://www.metform.com.br/wordpress/wp-content/uploads/2015/05/steel\\_deck\\_metform.pdf](http://www.metform.com.br/wordpress/wp-content/uploads/2015/05/steel_deck_metform.pdf)>. Acesso em 1 dez. 2018.

MILLER & MILLER. **Pedestrian Bridges.** Disponível em: <<http://www.miller-miller-inc.com/pedestrian-bridges/>>. Acesso em: 1 dez. 2018.

ROYAL HASKONING DHV. **Blackburn Pedestrian Bridge, South Africa.** Disponível em: <<https://www.royalhaskoningdhv.com/en-gb/projects/blackburn-pedestrian-bridge-south-africa/217>>. Acesso em: 1 dez. 2018.

SALMON, Charles G, JOHNSON, John E. **Steel structures: design and behavior.** 4th ed. New York, 1996.

STRUCTURAE. **Bedford Avenue Pedestrian Overpass**. Disponível em: <<https://structurae.net/structures/bedford-avenue-pedestrian-overpass>>. Acesso em: 29 jun. 2019.

VERITAS STEEL. **Bridge Project Portfolio**. Disponível em: <<http://www.veritassteel.com/bridge-project-portfolio/pedestrian-bridges>>. Acesso em: 1 dez. 2018.

## APÊNDICE A – VERIFICAÇÃO DOS CONECTORES DE CISALHAMENTO

### A.1 CONSIDERAÇÕES

- Altura do conector: 110 mm;
- Diâmetro do conector: 19,1 mm;
- 1 conector tipo pino com cabeça por nervura perpendicular ao perfil de aço, em região de maior resistência;
- Aço dos conectores: ASTM A-108 Grau 1020;
- $f_{ck} = 30$  MPa; concreto armado de densidade normal;
- Seção transversal comercial da viga mista VS 750x140 (mais desfavorável para verificação de interação, dentre as seções adotadas);
- Largura efetiva da laje mista de 120 cm (metade da largura total);
- Camada de concreto de 7 cm de altura

### A.2 MÓDULO DE ELASTICIDADE DO CONCRETO

$$E_c = 0,85 * 5600 * \sqrt{f_{ck}} = 4760 * \sqrt{30} = 26.071 \text{ MPa} = 2.607 \text{ kN/cm}^2$$

### A.3 FORÇA RESISTENTE DE CÁLCULO DE UM CONECTOR

A força resistente de cálculo de um conector é dada pelo menor dos seguintes valores:

- $Q_{Rd} = \frac{1}{2} \frac{A_{cs} \sqrt{f_{ck} E_c}}{\gamma_{cs}} = \frac{1}{2} * \frac{2,865 \sqrt{3 * 2607}}{1,25} = 101,35 \text{ kN}$
- $Q_{Rd} = \frac{R_g * R_p * A_{cs} * f_{ucs}}{\gamma_{cs}} = \frac{1 * 0,75 * 2,865 * 41,5}{1,25} = 71,34 \text{ kN}$

$$Q_{Rd} = 71,34 \text{ kN}$$

### A.4 FORÇA DE CISALHAMENTO DE CÁLCULO ENTRE O PERFIL DE AÇO E A LAJE MISTA

A força de cisalhamento de cálculo entre o componente de aço e a laje é dada pelo menor dos seguintes valores:

- $F_{hd} = A_a * f_{yd} = 178,6 * \left(\frac{34,5}{1,1}\right) = 5.601,55 \text{ kN}$
- $F_{hd} = 0,85 * f_{cd} * b * t_c = 0,85 * \left(\frac{3}{1,4}\right) * 120 * 7 = 1.530 \text{ kN}$

$$F_{hd} = 1.530 \text{ kN}$$

#### A.5 VERIFICAÇÃO DA QUANTIDADE DE CONECTORES NECESSÁRIA EM MEIA VIGA PARA INTERAÇÃO COMPLETA

$$n_{nec} = \frac{F_{hd}}{Q_{Rd}} = \frac{1530}{71,34} = 22 \text{ conectores}$$

Quantidade adotada: 1 por nervura, em todas as nervuras (50 em meia viga)

Portanto, tem-se o seguinte grau de interação:

$$n_i = \frac{50}{22} = 2,3$$

O subitem O.2.3.1.1.2 da ABNT NBR 8800:2008 prescreve que para haver interação completa o grau de interação deve ser superior ou igual a 1,0. Portanto, observa-se que a disposição de conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça adotada atende à condição e garante a interação completa entre o perfil de aço e a laje mista.



## APÊNDICE B – CÁLCULO DOS MÁXIMOS DESLOCAMENTOS VERTICAIS DAS VIGAS DE PISO DAS PASSARELAS COM VÍNCULOS VIGA-PILAR ROTULADOS E ENGASTADOS

### B.1 ESTRUTURA COM VÍNCULOS VIGA-PILAR FLEXÍVEIS

B.1.1 Cálculo do momento de inércia da viga mista com seção homogeneizada ( $I_{TR}$ ) para o perfil VS 750x140 em interação completa com a laje:

- Razão entre módulos de elasticidade do aço e do concreto 30 MPa ( $\alpha_E$ ):

$$\alpha_E = \frac{E}{E_C} = \frac{20000}{2607} = 7,67$$

- Comprimento efetivo de concreto transformado teoricamente em aço ( $b_t$ ):

$$b_t = \frac{b}{\alpha_E} = \frac{120}{7,67} = 15,65 \text{ cm}$$

- Cálculo do momento de inércia da seção homogeneizada ( $I_{TR}$ ):

$$\begin{aligned} I_{TR} &= I_a + A_a * y_a^2 + I_L + A_L * y_L^2 \\ &= 186545 + 178,6 * 4^2 + \frac{15,65 * 7^3}{12} + (15,65 * 7) * 42^2 = 383.096 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

B.1.2 Determinação do carregamento em ELS quase permanente (q):

$$q = PP + 0,3SCp = (1,4 + 2,8) + 0,3 * 6 = 6 \text{ kN/m} = 0,06 \text{ kN/cm}$$

B.1.3 Cálculo da flecha ( $\delta_v$ ):

$$\delta_v = \frac{5 * q * L^4}{384 * E * I_{TR}} = \frac{5 * 0,06 * 3035^4}{384 * 20000 * 383096} = 8,65 \text{ cm}$$

### B.2 ESTRUTURA COM VÍNCULOS VIGA-PILAR RÍGIDOS

B.2.1 Cálculo do momento de inércia da viga mista com seção homogeneizada ( $I_{TR}$ ) para o perfil VS 650x128 em interação completa com a laje:

- Razão entre módulos de elasticidade do aço e do concreto 30 MPa ( $\alpha_E$ ):

$$\alpha_E = \frac{E}{E_c} = \frac{20000}{2607} = 7,67$$

- Comprimento efetivo de concreto transformado teoricamente em aço ( $b_t$ ):

$$b_t = \frac{b}{\alpha_E} = \frac{120}{7,67} = 15,65 \text{ cm}$$

- Cálculo do momento de inércia da seção homogeneizada ( $I_{TR}$ ):

$$\begin{aligned} I_{TR} &= I_a + A_a * y_a^2 + I_L + A_L * y_L^2 \\ &= 128.792 + 163 * 30,46^2 + \frac{15,65 * 7^3}{12} + (15,65 * 7) * 10,54^2 \\ &= 292.643 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

#### B.2.2 Determinação do carregamento em ELS quase permanente (q):

$$q = PP + 0,3SCp = (1,28 + 2,8) + 0,3 * 6 = 5,88 \text{ kN/m} = 0,0588 \text{ kN/cm}$$

#### B.2.3 Identificação do deslocamento vertical do topo dos pilares ( $\delta_{vp}$ ):

Identificou-se no modelo numérico da estrutura com vínculos viga-pilar rígidos que o topo dos pilares sofre deslocamento vertical de 0,02 cm quando submetido à combinação de esforços quase permanente de serviço.

$$\delta_{vp} = 0,02 \text{ cm}$$

#### B.2.4 Cálculo da flecha ( $\delta_v$ ):

$$\delta_v = \frac{q * L^4}{384 * E * I_{TR}} + \delta_{vp} = \frac{5 * 0,0588 * 3035^4}{384 * 20000 * 292643} + 0,02 = 2,24 \text{ cm}$$

## APÊNDICE C – VERIFICAÇÃO DA LIGAÇÃO FLEXÍVEL

Solicitação de cálculo:  $V_{sd} = 276,20 \text{ kN}$

### C.1 VERIFICAÇÕES DA LIGAÇÃO NA ALMA DA VIGA

#### C.1.1 Levantamento de esforços solicitantes

- Momento fletor gerado pela excentricidade:

$$M_{si} = V_d * e_i = 276,20 * 5,7 = 1.574,34 \text{ kN.cm}$$

- Força cortante imediata (repartição de cargas):

$$F_{vi} = \frac{V_d}{n} = \frac{276,20}{6} = 46,03 \text{ kN}$$

- Força cortante devido à excentricidade da ligação, no pior parafuso:

$$F_e = \frac{M_{si}}{\sum r_i^2} r_i = \frac{1574,34}{2 * (18,75^2 + 11,25^2 + 3,75^2)} * 18,75 = 29,99 \text{ kN}$$

- Força cortante solicitante resultante:

$$F_{v,sd} = \sqrt{F_{vi}^2 + F_e^2} = \sqrt{46,03^2 + 29,99^2} = 54,94 \text{ kN}$$

#### C.1.2 Verificação de cisalhamento no parafuso

$$F_{v,Rd} = \frac{0,4 * f_{ub} * A_b * n}{\gamma_{a1}} = \frac{0,4 * 82,5 * 2,835 * 2}{1,35} = 138 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = 138 \text{ kN} > 54,94 \text{ kN} = F_{v,sd} \therefore (\text{OK!})$$

#### C.1.3 Verificação da pressão de contato nas cantoneiras na região do pior parafuso

$$l_f = 40 - 0,5 * 20,5 = 29,75 \text{ mm}$$

$$F_{c,Rd} = \text{menor} \begin{cases} 1,2 * l_f * t_{2L} * \frac{f_{u,2L}}{\gamma_{a2}} = 1,2 * 29,75 * 2 * 0,95 * \frac{45}{1,35} = 226,1 \text{ kN} \\ 2,4 * d_b * t_{2L} * \frac{f_{u,2L}}{\gamma_{a2}} = 2,4 * 1,9 * 2 * 0,95 * \frac{45}{1,35} = 288,8 \text{ kN} \end{cases}$$

$$F_{c,Rd} = 226,1 \text{ kN} > 54,94 \text{ kN} = F_{v,Sd} \therefore (\text{OK!})$$

#### C.1.4 Verificação do colapso por rasgamento

$$A_{gr} = (5 * 7,5 + 4) * 2 * 0,95 = 78,85 \text{ cm}^2$$

$$A_{nt} = 2 * 0,95 * (5 - 0,5 * 2,05) = 8,475 \text{ cm}^2$$

$$A_{nr} = A_{gr} - 6,5 * d_f * t_{2L} = 78,85 - 6,5 * 2,05 * 2 * 0,95 = 53,53 \text{ cm}^2$$

$$F_{r,Rd} = \text{menor} \begin{cases} \frac{1}{\gamma_{a2}} * (0,6 * f_u * A_{nr} + C_{ts} * f_u * A_{nt}) \\ \frac{1}{\gamma_{a2}} * (0,6 * f_y * A_{gr} + C_{ts} * f_u * A_{nt}) \end{cases}$$

$$F_{r,Rd} = \text{menor} \begin{cases} \frac{1}{1,35} * (0,6 * 45 * 53,53 + 1 * 45 * 8,475) = 1.353,1 \text{ kN} \\ \frac{1}{1,35} * (0,6 * 34,5 * 78,85 + 1 * 45 * 8,475) = 1.491,53 \text{ kN} \end{cases}$$

$$F_{r,Rd} = 1.351,1 \text{ kN} > 276,2 \text{ kN} = F_{v,Sd} \therefore (\text{OK!})$$

#### C.1.5 Verificação do deslizamento

$$F_{f,Rk} = 0,8 * \mu * C_b * F_{Tb} * n_s * \left(1 - \frac{0,875 * F_{t,Sk}}{F_{Tb}}\right)$$

$$F_{f,Rk} = 0,8 * 0,35 * 1 * 142 * 2 = 79,52 \text{ kN} > 54,94 \text{ kN} = F_{v,Sd} \therefore (\text{OK!})$$

## C.2 VERIFICAÇÕES DA LIGAÇÃO NA MESA DO PILAR

### C.2.1 Levantamento de esforços solicitantes

- Determinação da altura da linha neutra:

1ª tentativa: 5 parafusos tracionados

$$12,7 * \frac{y_i^2}{2} = 2,835 * (11,5 + 19 + 26,5 + 34 + 41,5 - 5 * y_i)$$

$$6,35y_i^2 + 14,175y_i - 375,676 = 0$$

$$y_i = 9,8 \text{ cm}$$

Como a linha neutra calculada está abaixo do quinto parafuso tracionado, esta corresponde à real altura da linha neutra.

- Determinação do momento de inércia da ligação:

$$I = I_{L,c} + A_{L,c} * y_{L,c} + 5 * I_b + A_b * \sum (y_{bi}^2)$$

$$I = \frac{12,7 * 9,8^3}{12} + \frac{12,7 * 9,8^3}{2^2} + 5 * 0,6397 + 2,835 * 1956,95 = 9.535,53 \text{ kN.cm}$$

- Determinação da tensão de tração no parafuso mais solicitado:

$$\sigma = \frac{M}{I} * y = \frac{1574,34}{9535,53} * 31,7 = 5,234 \text{ kN/cm}^2$$

- Força de tração no parafuso mais solicitado:

$$F_{t,Sd} = \sigma * A_{bi} = 5,234 * 0,75 * 2,835 = 11,13 \text{ kN}$$

- Força cortante imediata (repartição de cargas):

$$F_{vi} = \frac{V_d}{n} = \frac{276,20}{2 * 6} = 23,02 \text{ kN}$$

- Momento fletor gerado pela excentricidade:

$$M_{si} = (V_d/2) * e_i = (276,20/2) * 6,65 = 918,4 \text{ kN.cm}$$

- Força cortante devido à excentricidade da ligação, no pior parafuso:

$$F_e = \frac{M_{si}}{\sum r_i^2} r_i = \frac{918,4}{2 * (18,75^2 + 11,25^2 + 3,75^2)} * 18,75 = 17,5 \text{ kN}$$

- Força cortante solicitante resultante:

$$F_{v,Sd} = \sqrt{F_{vi}^2 + F_e^2} = \sqrt{23,02^2 + 17,5^2} = 28,92 \text{ kN}$$

### C.2.2 Verificação de cisalhamento no parafuso

$$F_{v,Rd} = \frac{0,4 * f_{ub} * A_b * n}{\gamma_{a1}} = \frac{0,4 * 82,5 * 2,835 * 1}{1,35} = 69 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = 69 \text{ kN} > 28,92 \text{ kN} = F_{v,Sd} \therefore (\text{OK!})$$

### C.2.3 Verificação de tração no parafuso

$$F_{t,Rd} = \frac{0,75 * f_{ub} * A_b}{\gamma_{a1}} = \frac{0,75 * 82,5 * 2,835}{1,35} = 123 \text{ kN}$$

$$F_{t,Rd} = 123 \text{ kN} > 11,13 \text{ kN} = F_{t,Sd} \therefore (\text{OK!})$$

#### C.2.4 Verificação de esforços combinados de cortante e tração no parafuso

$$\left(\frac{28,92}{69}\right)^2 + \left(\frac{11,13}{123}\right)^2 = 0,184 < 1 \therefore (\text{OK!})$$

#### C.2.5 Verificação do colapso por rasgamento

Idem ao item C.1.4.

#### C.2.6 Verificação do deslizamento

$$F_{f,Rk} = 0,8 * \mu * C_b * F_{Tb} * n_s * \left(1 - \frac{0,875 * F_{t,Sk}}{F_{Tb}}\right)$$

$$F_{f,Rk} = 0,8 * 0,35 * 1 * 142 * 1 * \left(1 - \frac{0,875 * 11,13}{0,8 * 142}\right)$$

$$F_{f,Rk} = 36,35 \text{ kN} > 28,92 \text{ kN} = F_{v,Sd} \therefore (\text{OK!})$$

### C.3 DETERMINAÇÃO DA RIGIDEZ DA LIGAÇÃO (S<sub>i</sub>)

$$S_i = \frac{2}{3} M_{Rd} = \frac{2 F_{v,Rd} * \sum(r_i^2)}{3 r_i} = \frac{2}{3} * \frac{138 * 984,375}{18,75} = 4.830 \text{ kN.cm}$$

## APÊNDICE D – VERIFICAÇÃO DA LIGAÇÃO RÍGIDA

### D.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

- Disposição de 15 vergalhões de aço CA-50 de 12,5 mm de diâmetro dentro da largura efetiva de 94,8 cm da viga mista (no comprimento de momentos fletores negativos);
- Concreto com resistência característica à compressão aos 28 dias de cura de 30 MPa;
- Fixação de 29 conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça dentro da região de momentos fletores negativos da viga mista;
- Laje mista de características geométricas conforme o item 3.4.1 deste trabalho;
- Ligação com detalhes conforme o item 4.3.2 deste trabalho.

### D.2 RIGIDEZ INICIAL DA ARMADURA LONGITUDINAL

$$k_s = \frac{A_{sl} * E_s}{h_a/2} = \frac{18,41 * 21000}{75/2} = 10.309,6 \text{ kN/cm}$$

### D.3 RIGIDEZ INICIAL DOS CONECTORES DE CISALHAMENTO

- Parâmetro  $k_r$

$$k_r = 100 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} = 1000 \text{ kN/cm}$$

- Parâmetro  $\xi$

$$\xi = \frac{I_a}{d_s^2 * A_{sl}} = \frac{128792}{40,5^2 * 18,41} = 4,265$$

- Parâmetro  $v$

$$v = \sqrt{\frac{(\xi + 1) * n * k_r * L_1 * d_s^2}{E_a * I_a}}$$

$$v = \sqrt{\frac{(4,265 + 1) * 29 * 1000 * (0,15 * 3035) * 40,5^2}{20000 * 128792}} = 6,653$$

- Parâmetro  $\alpha$

$$\alpha = v - \frac{(v - 1) * (d + y)}{d_s * (\xi + 1)} = 6,653 - \frac{(6,653 - 1) * (65 + 8)}{40,5 * (4,265 + 1)} = 3,450$$

- Cálculo da rigidez inicial dos conectores de cisalhamento

$$k_{cs} = \frac{n * k_r}{\alpha} = \frac{29 * 1000}{3,450} = 8.405,8 \text{ kN/cm}$$

#### D.4 RIGIDEZ INICIAL DA LIGAÇÃO DA MESA INFERIOR

Para ligação com chapa de topo de altura total, adota-se:

$$k_i = \infty$$

#### D.5 VERIFICAÇÃO DA RIGIDEZ INICIAL DA LIGAÇÃO MISTA

$$S_i = \frac{(d + y)^2}{\frac{1}{k_s} + \frac{1}{k_{cs}} + \frac{1}{k_i}} = \frac{(65 + 8)^2}{\frac{1}{10309,6} + \frac{1}{8405,8} + \frac{1}{\infty}} = 24.675.585,97 \text{ kN.cm}$$

$$S_i \geq S_{i,nec} \frac{25 * E_v * I_v}{L_v} = \frac{25 * 20000 * 128792}{3035} = 21.217.792,42 \text{ kN.cm}$$

$$S_i = 24.675,585,97 \text{ kN.cm} > 21.217.792,42 \text{ kN.cm} = S_{i,nec} \quad \therefore \text{(OK!)}$$

#### D.6 CAPACIDADE DE ROTAÇÃO DA LIGAÇÃO

##### D.6.1 Capacidade de deformação das armaduras longitudinais

- Resistência média do concreto à tração

$$f_{ctm} = 0,3 * \left(30^{\frac{2}{3}}\right) = 2,896 \text{ MPa} = 0,2896 \text{ kN/cm}^2$$

- Parâmetro  $k_c$



$$k_c = \frac{1}{1 + \frac{t_c}{2y_0}} = \frac{1}{1 + \frac{7}{2 * 16,94}} = 0,829$$

- Taxa de armadura

$$\delta_s = \frac{A_{sl}}{A_c} = \frac{18,41}{94,8 * 7} = 0,0277$$

- Parâmetro  $\Delta\varepsilon_{sr}$

$$\Delta\varepsilon_{sr} = \frac{f_{ctm} * k_c}{\delta_s * E_s} = \frac{0,2896 * 0,829}{0,0277 * 21000} = 0,00041272$$

- Parâmetro  $\delta_{srl}$

$$\delta_{srl} = \frac{f_{ctm} * k_c}{\delta_s} * \left(1 + \frac{\delta_s * E_s}{E_c}\right) = \frac{0,2896 * 0,829}{0,0277} * \left(1 + \frac{0,0277 * 21000}{2607}\right) = 10,6 \text{ kN/cm}^2$$

- Parâmetro  $\varepsilon_{smu}$

$$\varepsilon_{smu} = \varepsilon_{sy} - 0,4 * \Delta\varepsilon_{sr} + 0,8 * \left(1 - \frac{\delta_{srl}}{f_{ys}}\right) * (\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sy})$$

$$\varepsilon_{smu} = 0,002 - 0,04 * 0,00041272 + 0,8 * \left(1 - \frac{10,6}{50}\right) * (0,01 - 0,002)$$

$$\varepsilon_{smu} = 0,006878$$

- Capacidade de deformação das armaduras longitudinais

$$\Delta_{us} = L * \varepsilon_{smu} = 20 * 0,006878 = 0,13756 \text{ cm}$$

#### D.6.2 Capacidade de deformação dos conectores de cisalhamento

- Parâmetro  $s^{(A)}$

$$s^{(A)} = \frac{0,7 * Q_{Rk}}{k_r} = \frac{0,7 * 89,17}{1000} = 0,06242 \text{ cm}$$

- Parâmetro  $F_s^{(A)}$

$$F_s^{(A)} = k_{cs} * s^{(A)} = 8405,8 * 0,06242 = 524,7 \text{ kN}$$

- Parâmetro  $F_s^{(B)}$

$$F_s^{(B)} = A_{sl} * f_{ys} = 18,41 * 50 = 920,5 \text{ kN}$$

- Capacidade de deformação dos conectores de cisalhamento

$$s^{(B)} = 2 * s^{(A)} * \frac{F_s^{(B)}}{F_s^{(A)}} = 2 * 0,06242 * \frac{920,5}{524,7} = 0,21901 \text{ cm}$$

#### D.6.3 Capacidade de deformação da ligação da mesa inferior

Para ligação com chapa de topo de altura total:

$$\Delta_{ui} = 0$$

#### D.6.4 Capacidade de rotação da ligação mista

$$\theta_u = \frac{\Delta_{us} + s^{(B)} + \Delta_{ui}}{(d + y)} = \frac{0,13756 + 0,21901 + 0}{(65 + 8)} = 0,00488454 \text{ rad} = 4,88 \text{ mrad}$$