

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA  
CENTRO DE TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

Caroline Spibida Fernandes

**DIMENSIONAMENTO DE UM PAVIMENTO MISTO AÇO-  
CONCRETO COM ABERTURAS NA ALMA DAS VIGAS**

Santa Maria, RS  
2020

**Caroline Spibida Fernandes**

**DIMENSIONAMENTO DE UM PAVIMENTO MISTO AÇO-  
CONCRETO COM ABERTURAS NA ALMA DAS VIGAS**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de Engenharia Civil, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito parcial para obtenção do título de **Engenheira Civil.**

Orientador: Prof. Dr. André Lübeck

Santa Maria, RS  
2020

**Caroline Spibida Fernandes**

**DIMENSIONAMENTO DE UM PAVIMENTO MISTO AÇO-  
CONCRETO COM ABERTURAS NA ALMA DAS VIGAS**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de Engenharia Civil, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito parcial para obtenção do título de **Engenheira Civil.**

**Aprovado em 20 de agosto de 2020:**

---

**André Lübeck, Dr. (UFSM)**  
(Presidente/Orientador)

---

**Almir Barros da Silva Santos Neto, Prof. Dr. (UFSM)**

---

**Alisson Simonetti Milani, Prof. Dr. (Unipampa)**

Santa Maria, RS  
2020

## AGRADECIMENTOS

Agradeço ao meu orientador André Lübeck pela prontidão, auxílio e todos os ensinamentos acerca do tema deste trabalho. Agradeço também à Profa. Larissa Kirchof, minha primeira orientadora, pelos seus conselhos, e por ter me orientado, mesmo num cenário improvável.

Agradeço aos meus pais Beatriz e Daniel, que sempre apoiaram e incentivaram meus estudos, e me deram todo o suporte para que isso acontecesse. Agradeço aos meus irmãos, Arthur e Laura, pela compreensão e companheirismo diários. Agradeço, também, à toda minha família, em especial meus primos Bruno, Eduardo e Gustavo, que mesmo morando longe sempre estiveram presentes.

Agradeço aos meus amigos Juliana e Fábio pela amizade de longa data, pelo amor e paciência incansáveis e por me acolherem tão bem.

Agradeço à Ana Alice, pela amizade e apoio incondicionais, por ser meu farol e me guiar nos momentos mais difíceis, me ajudando a enxergar todo o caminho que já percorri.

Agradeço ao Henrique, por ser um amigo para todas as horas, pelo auxílio durante os semestres finais da faculdade e pelas noites de karaokê.

Agradeço aos amigos Ana, Emanuel, Guilherme, Ian, Lucas e Thainá, que no início eram apenas pessoas que compartilhavam dos mesmos princípios e ideias que eu, e hoje são praticamente minha segunda família.

Agradeço aos meus colegas de estágio Aline, Karine, Pedro e Vítor pela amizade e ótima companhia no meu dia-a-dia. Aos demais colegas, por participarem dessa fase tão importante da minha vida e me proporcionarem tão boas memórias, em especial Bibiana, Bruno, Caroline, Fernanda, Gabriéli, H. Cassol, Luciano, Marcelo, Paola.

Por fim, mas não menos importante, agradeço à minha psicóloga Tainara, que me ajudou a tornar tudo isso real.

## RESUMO

### **DIMENSIONAMENTO DE UM PAVIMENTO MISTO AÇO-CONCRETO COM ABERTURAS NA ALMA DAS VIGAS**

AUTORA: Caroline Spibida Fernandes

ORIENTADOR: André Lübeck

Este trabalho apresenta o dimensionamento de um pavimento misto aço-concreto com aberturas na alma das vigas. O trabalho parte de uma revisão bibliográfica que introduz os elementos de um pavimento misto, destacando seus aspectos construtivos, comportamento estrutural e dimensionamento, baseado nos preceitos da NBR 8800:2008. A revisão limita-se a aspectos de dimensionamento de uma estrutura escorada, visando a obtenção de lajes e vigas com as menores alturas possíveis. A partir de um edifício modelo, as lajes foram definidas como biapoiadas, e suas alturas finais foram 100 mm para as lajes do pavimento de cobertura e 120 mm para as lajes do pavimento tipo, com diferença ocasionada pelas sobrecargas de uso. As vigas foram separadas em cinco tipos de carregamento – G1, G2, G3, G4 e G5 – com variação para o pavimento tipo e para a cobertura, totalizando dez variações. As vigas são dimensionadas enfatizando-se o passo-a-passo do procedimento para as vigas G5, que são as mais carregadas, de maneira que este documento sirva como um referencial teórico no futuro. Por fim, o detalhamento das aberturas é feito para as vigas G2, G3 e G5 do pavimento tipo em duas situações diferentes e comparando três formatos de aberturas; circular, quadrado e retangular. De forma geral, os fatores condicionantes para o dimensionamento foram o tamanho do vão e os limites de deslocamento vertical. Além disso, as aberturas circulares apresentam vantagem quando comparadas aos outros formatos por não exigirem conectores adicionais.

**Palavras-chave:** Dimensionamento. Pavimento misto aço-concreto. Aberturas. Estruturas mistas. Vigas.

## ABSTRACT

### DESIGN OF A STEEL-CONCRETE COMPOSITE FLOOR WITH BEAMS WITH HOLES IN THE WEB

AUTHOR: Caroline Spibida Fernandes

ADVISOR: André Lübeck

This study presents the design of a steel-concrete composite floor with beams with holes in the web. The work starts from a bibliographic review that introduces the elements of a composite floor, highlighting its constructive aspects, structural behavior, and design rules, according to the Brazilian Standard NBR 8800:2008. The review is limited to a shored structure, aiming the lowest possible heights for both slabs and beams. Based on a simplified building, the slabs were defined as simply supported one-way slabs, and their final heights were 100 mm for the roof floor and 120 mm for the typical floors, with a difference caused by the live loads. The beams were separated into five types of loading – G1, G2, G3, G4 and G5 – with variations for the typical floor and roof floor, totaling ten variations. The beams are dimensioned, emphasizing the step-by-step procedure for the G5 beams, which are the most loaded, so that this document serves as a theoretical reference in the future. Finally, the detailing of the holes is done for G2, G3 and G5 beam types from the typical floor in two different situations and comparing circular, square, and rectangular hole shapes. In general, the conditioning factors for the design process were the span size and the vertical displacement limits. In addition, circular holes have an advantage when compared to other shapes because they do not require additional shear connectors.

**Keywords:** Design. Steel-concrete composite floor. Holes. Composite structures. Beams.

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Componentes de uma laje mista.....	18
Figura 2 – Nomenclaturas para a seção transversal das fôrmas trapezoidal e reentrante.....	19
Figura 3 – Ilustração dos símbolos citados nas disposições construtivas ( $b_o$ é representado por $b_F$ ). .....	21
Figura 4 – Ligações típicas em lajes mistas. ....	22
Figura 5 – Seções críticas para os estados-limites últimos.....	23
Figura 6 – Perímetro crítico para punção. ....	24
Figura 7 – Diagramas de tensões para momento positivo com a (a) LNP acima da fôrma de aço e (b) LNP na fôrma de aço. ....	26
Figura 8 – Largura plana dos elementos da fôrma. ....	27
Figura 9 – Dimensões da fôrma de aço e da laje de concreto. ....	29
Figura 10 – Conectores tipo (a) pino com cabeça e (b) perfil U laminado ou formado a frio. ....	32
Figura 11 – Fixação do conector (a) diretamente na viga metálica e (b) através da fôrma de aço. ....	32
Figura 12 – Distribuição variável de conectores em razão de uma carga concentrada. ....	34
Figura 13 – Valores para o coeficiente $R_g$ . ....	36
Figura 14 – Valores para o coeficiente $R_p$ . ....	36
Figura 15 – Esquema da influência do comprimento $e_{mh}$ . ....	36
Figura 16 – Pavimento misto usual. ....	37
Figura 17 – Nomenclatura das dimensões da seção de um perfil I. ....	39
Figura 18 – Ilustração dos símbolos citados neste item. ....	39
Figura 19 – Armadura de reforço sobre uma abertura em viga mista. ....	41
Figura 20 – Detalhe da armadura transversal de reforço em viga mista com laje steel deck e nervuras longitudinais.....	42
Figura 21 – Local de fixação dos conectores adicionais. ....	42
Figura 22 – Distribuição de tensões de acordo com o grau de interação aço-concreto (a) perfil isolado, (b) interação parcial e (c) interação completa. ....	43
Figura 23 – Distribuição de tensões antes e depois da largura efetiva $b_{ef}$ da laje. ....	46
Figura 24 – Determinação da largura efetiva. ....	47
Figura 25 – Distribuição de tensões em vigas mistas sob momento fletor positivo com interação completa.....	51

Figura 26 – Distribuição de tensões em vigas mistas sob momento fletor positivo com interação parcial. ....	53
Figura 27 – Superfícies típicas de falha por cisalhamento. ....	57
Figura 28 – Posicionamento das armaduras de continuidade sobre as vigas. ....	61
Figura 29 – Valores limites de $w_k$ . ....	62
Figura 30 – Exemplo de utilização de um ábaco. ....	63
Figura 31 – Valores dos coeficientes de ponderação das ações $\gamma_f = \gamma_{f1} \gamma_{f3}$ . ....	64
Figura 32 – Valores dos fatores de combinação $\psi_0$ e de redução $\psi_1$ e $\psi_2$ para as ações variáveis. ....	65
Figura 33 – Pavimento tipo estrutural. ....	67
Figura 34 – Elevações dos pórticos. ....	68
Figura 35 – Distribuição do carregamento das lajes e indicação das nervuras. ....	68
Figura 36 – Tabela de cargas e vãos máximos para fôrmas com $h_F$ igual a 50 mm (MF 50). ..	73
Figura 37 – Armadura antifissuração. ....	73
Figura 38 – Reações máximas de apoio. ....	73
Figura 39 – Carregamento e reações das lajes do pavimento tipo. ....	74
Figura 40 – Carregamento e reações das lajes da cobertura. ....	74
Figura 41 – Cinco tipos gerais de carregamento. ....	75
Figura 42 – Dimensões do perfil utilizado nas vigas do G5 do pavimento tipo. ....	76
Figura 43 – Seção da viga mista G5 do pavimento tipo. ....	76
Figura 44 – Carregamento de uma viga G5 do pavimento tipo para o estado-limite último. ..	77
Figura 45 – Diagramas de (a) momento fletor e de (b) esforço cortante de uma viga G5 do pavimento tipo. ....	77
Figura 46 – Ações permanentes para o cálculo da flecha das vigas G5 tipo. ....	85
Figura 47 – Ações variáveis de (a) curta duração e (b) longa duração para o cálculo da flecha das vigas G5 tipo. ....	86
Figura 48 – Exemplo de entrada no Ábaco 58. ....	89
Figura 49 – Exemplo de entrada no Ábaco 60. ....	89
Figura 50 – Aberturas circulares nas vigas G2 tipo nas duas situações consideradas. ....	90
Figura 51 – Aberturas quadradas nas vigas G2 tipo nas duas situações consideradas. ....	91
Figura 52 – Aberturas retangulares nas vigas G2 tipo nas duas situações consideradas. ....	92
Figura 53 – Aberturas circulares nas vigas G3 tipo nas duas situações consideradas. ....	93
Figura 54 – Aberturas quadradas nas vigas G3 tipo nas duas situações consideradas. ....	94
Figura 55 – Aberturas retangulares nas vigas G3 tipo nas duas situações consideradas. ....	95



Figura 56 – Diagrama de momento fletor (a) das vigas G5 tipo e (b) da viga com carga $q_{sd}$ .	97
Figura 57 – Diagrama de esforço cortante (a) das vigas G5 tipo e (b) da viga com carga $q_{sd}$ .	97
Figura 58 – Esquema representativo das zonas livres (em verde) para se fazer aberturas nas vigas G5 tipo considerando apenas o critério de carregamento. ....	98
Figura 59 – Aberturas circulares nas vigas G5 tipo nas duas situações consideradas.....	99
Figura 60 – Aberturas quadradas nas vigas G5 tipo nas duas situações consideradas.....	100
Figura 61 – Aberturas retangulares nas vigas G5 tipo nas duas situações consideradas.....	101
Figura 62 – Aberturas corrigidas. ....	102
Figura 63 – Armaduras de reforço.....	102
Figura 64 – Fôrmas de aço interrompidas sobre a mesa superior do perfil.....	105
Figura 65 – Posicionamento e espaçamento de conectores para vigas G5 com aberturas circulares. ....	106
Figura 66 – Posicionamento e espaçamento de conectores para vigas G5 com (a) aberturas quadradas e (b) aberturas retangulares. ....	107
Figura 67 – Detalhamento de uma seção genérica de uma viga G5.....	107
Figura 68 – Detalhamento da armadura de continuidade. ....	108
Figura 69 – Detalhamento da armadura de reforço em vigas G5 com aberturas circulares...	109
Figura 70 – Detalhamento dos conectores e da armadura de reforço em vigas G5 com aberturas quadradas.....	110
Figura 71 – Detalhamento dos conectores e da armadura de reforço em vigas G5 com aberturas retangulares. ....	111

## **LISTA DE QUADROS**

Quadro 1 – Perfis previstos para vigas mistas birrotuladas com aberturas sem reforço. ....	38
Quadro 2 – Características dos materiais que compõem o pavimento. ....	71

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Aberturas circulares nas vigas G2 tipo. ....	90
Tabela 2 – Aberturas quadradas nas vigas G2 tipo. ....	91
Tabela 3 – Aberturas retangulares nas vigas G2 tipo. ....	92
Tabela 4 – Aberturas circulares nas vigas G3 tipo. ....	93
Tabela 5 – Aberturas quadradas nas vigas G3 tipo. ....	94
Tabela 6 – Aberturas retangulares nas vigas G3 tipo. ....	95
Tabela 7 – Aberturas circulares nas vigas G5 tipo. ....	98
Tabela 8 – Aberturas quadradas nas vigas G5 tipo. ....	99
Tabela 9 – Aberturas retangulares nas vigas G5 tipo. ....	100
Tabela 10 – Deslocamento vertical das vigas G5 com aberturas. ....	101
Tabela 11 – Deslocamento vertical final das vigas G5 com aberturas. ....	102
Tabela 12 – Resumo das aberturas. ....	104
Tabela 13 – Perfis escolhidos para cada grupo e suas dimensões. ....	118
Tabela 14 – Levantamento de cargas. ....	118
Tabela 15 – Combinação última normal e esforços solicitantes de cálculo. ....	119
Tabela 16 – Dimensionamento ao momento fletor. ....	120
Tabela 17 – Dimensionamento ao cisalhamento. ....	120
Tabela 18 – Conectores de cisalhamento. ....	121
Tabela 19 – Propriedades da seção mista. ....	121
Tabela 20 – Flecha causada pelas ações permanentes. ....	122
Tabela 21 – Flecha causada pelas ações variáveis distribuídas. ....	122
Tabela 22 – Flecha causada pelas ações variáveis concentradas. ....	123
Tabela 23 – Contraflecha e deslocamento vertical total. ....	124
Tabela 24 – Relação entre vão e altura da viga ( $L/x = hviga$ ). ....	124

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b> .....	14
1.1	JUSTIFICATIVA .....	15
1.2	OBJETIVOS .....	15
<b>1.2.1</b>	<b>Objetivos gerais</b> .....	15
<b>1.2.2</b>	<b>Objetivos específicos</b> .....	15
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	17
2.1	LAJES MISTAS .....	17
<b>2.1.1</b>	<b>Introdução</b> .....	17
<b>2.1.2</b>	<b>Materiais</b> .....	18
2.1.2.1	<i>Perfil de aço formado a frio</i> .....	19
2.1.2.2	<i>Concreto</i> .....	20
2.1.2.3	<i>Armaduras</i> .....	20
<b>2.1.3</b>	<b>Aspectos construtivos</b> .....	21
<b>2.1.4</b>	<b>Comportamento estrutural</b> .....	22
2.1.4.1	<i>Comportamento misto</i> .....	22
<b>2.1.5</b>	<b>Dimensionamento</b> .....	23
2.1.5.1	<i>Fase final – Estados-limites últimos (ELU)</i> .....	23
2.1.5.1.1	Momento fletor .....	24
2.1.5.1.2	Flambagem dos elementos planos da fôrma .....	26
2.1.5.1.3	Cisalhamento longitudinal .....	27
2.1.5.1.4	Cisalhamento vertical.....	28
2.1.5.2	<i>Fase final – Estados-limites de serviço (ELS)</i> .....	29
2.1.5.2.1	Fissuração do concreto.....	30
2.1.5.2.2	Deslocamento vertical.....	30
2.2	CONECTORES DE CISALHAMENTO .....	30
<b>2.2.1</b>	<b>Introdução</b> .....	31
<b>2.2.2</b>	<b>Conector tipo pino com cabeça ou stud bolt</b> .....	32
2.2.2.1	<i>Aspectos construtivos</i> .....	33
2.2.2.2	<i>Comportamento estrutural e dimensionamento</i> .....	35
2.3	VIGAS MISTAS COM ABERTURAS NA ALMA .....	37
<b>2.3.1</b>	<b>Introdução</b> .....	37
<b>2.3.2</b>	<b>Materiais</b> .....	38

2.3.2.1	<i>Perfil de aço</i> .....	38
<b>2.3.3</b>	<b>Aspectos construtivos</b> .....	39
2.3.3.1	<i>Espaçamento mínimo entre aberturas</i> .....	40
2.3.3.2	<i>Canto das aberturas</i> .....	40
2.3.3.3	<i>Armadura de reforço</i> .....	40
2.3.3.4	<i>Conectores adicionais</i> .....	42
<b>2.3.4</b>	<b>Comportamento estrutural</b> .....	43
2.3.4.1	<i>Grau de interação</i> .....	43
2.3.4.2	<i>Continuidade</i> .....	43
<b>2.3.5</b>	<b>Dimensionamento</b> .....	44
2.3.5.1	<i>Fase final – Estados-limites últimos (ELU)</i> .....	45
2.3.5.1.1	Resistência ao momento fletor positivo .....	45
2.3.5.1.2	Resistência à plastificação da alma do perfil de aço pela força cortante .....	53
2.3.5.1.3	Conectores de cisalhamento entre uma seção de momento nulo e carga concentrada .....	54
2.3.5.1.4	Cisalhamento da laje nas seções longitudinais próximas ao perfil de aço .....	55
2.3.5.2	<i>Fase final – Estados-limites de serviço (ELS)</i> .....	57
2.3.5.2.1	Deslocamento vertical .....	57
2.3.5.2.2	Fissuração do concreto .....	60
<b>2.3.6</b>	<b>Aberturas na alma do perfil de aço</b> .....	62
2.4	COMBINAÇÕES DE AÇÕES .....	63
<b>3</b>	<b>ESTUDO DE CASO</b> .....	67
3.1	APRESENTAÇÃO DO EDIFÍCIO MODELO .....	67
3.2	AÇÕES .....	69
<b>3.2.1</b>	<b>Ações permanentes</b> .....	69
<b>3.2.2</b>	<b>Ações variáveis</b> .....	70
<b>4</b>	<b>DIMENSIONAMENTO</b> .....	71
4.1	LAJES MISTAS .....	72
4.2	VIGAS MISTAS COM ABERTURAS NA ALMA .....	74
<b>4.2.1</b>	<b>Estados-limites últimos (ELU)</b> .....	76
4.2.1.1	<i>Momento fletor positivo</i> .....	78
4.2.1.2	<i>Plastificação da alma do perfil de aço pela força cortante</i> .....	79
4.2.1.3	<i>Conectores de cisalhamento entre uma seção de momento nulo e carga concentrada</i> .....	80

4.2.1.4	<i>Cisalhamento da laje nas seções longitudinais próximas ao perfil de aço</i> .....	80
<b>4.2.2</b>	<b>Estados-limites de serviço (ELS)</b> .....	82
4.2.2.1	<i>Deslocamento vertical</i> .....	82
4.2.2.2	<i>Fissuração do concreto</i> .....	87
<b>4.2.3</b>	<b>Aberturas na alma do perfil de aço</b> .....	87
4.2.3.1	<i>Vigas G2 do pavimento tipo, perfil W 410 x 46,1</i> .....	88
4.2.3.1.1	Aberturas circulares .....	88
4.2.3.1.2	Aberturas quadradas.....	90
4.2.3.1.3	Aberturas retangulares .....	91
4.2.3.2	<i>Vigas G3 do pavimento tipo, perfil W 410 x 46,1</i> .....	92
4.2.3.2.1	Aberturas circulares .....	93
4.2.3.2.2	Aberturas quadradas.....	94
4.2.3.2.3	Aberturas retangulares .....	95
4.2.3.3	<i>Vigas G5 do pavimento tipo, perfil W 610 x 125,0</i> .....	96
4.2.3.3.1	Aberturas circulares .....	98
4.2.3.3.2	Aberturas quadradas.....	99
4.2.3.3.3	Aberturas retangulares .....	100
4.2.3.4	<i>Deslocamento vertical final (considerando as aberturas)</i> .....	101
4.2.3.5	<i>Armadura de reforço</i> .....	102
4.2.3.6	<i>Resumo das aberturas</i> .....	103
<b>4.2.4</b>	<b>Conectores de cisalhamento</b> .....	105
<b>4.2.5</b>	<b>Detalhamento final</b> .....	107
<b>5</b>	<b>CONCLUSÃO</b> .....	112
	<b>REFERÊNCIAS</b> .....	114
	<b>APÊNDICE A</b> .....	117

## 1 INTRODUÇÃO

O homem, ao longo de sua evolução, viu a necessidade de melhorar suas condições de proteção e abrigo, acarretando o aprimoramento de suas construções. Nesse contexto, muitos sistemas estruturais e construtivos foram desenvolvidos, entre os quais estão os sistemas de estrutura mista aço-concreto. Esse sistema surgiu no início do século XX, após a percepção de que havia pouca ou nenhuma proteção contra a corrosão em edifícios construídos em estrutura metálica. O concreto era usado unicamente como material de revestimento, protegendo os perfis de aço, e sua contribuição estrutural era desconsiderada nos cálculos da época (ALVA, 2000).

Entretanto, avanços no estudo de estruturas de aço e de concreto armado trouxeram o entendimento de que a utilização conjunta dos dois materiais é capaz de aliar a rigidez na resistência aos carregamentos laterais, vinda do concreto, com o menor peso do aço e sua capacidade de vencer vãos maiores em estruturas do tipo pórtico, (ALVA, 2000). Além disso, estruturas mistas trazem agilidade à execução da obra e uma significativa redução do peso total da estrutura, propiciando maior produtividade no canteiro de obras e fundações mais econômicas.

Para que uma estrutura seja considerada mista, é necessário que haja uma interação entre o aço e o concreto, de forma que resistam aos esforços conjuntamente. Dado que a aderência natural entre os materiais raramente é considerada, essa interação é garantida pelas mossas, no caso das lajes mistas, e pelos conectores de cisalhamento, no caso das vigas mistas. Vale destacar que os conectores têm a função de absorver os esforços cisalhantes longitudinais e impedir o afastamento na interface aço-concreto (FABRIZZI, 2007).

As estruturas mistas foram normatizadas no Brasil somente no ano de 1986, pela NBR 8800: “Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios”, porém limitava-se apenas ao dimensionamento e execução de elementos mistos submetidos à flexão (vigas mistas). A atualização da norma, feita em 2008, introduziu uma abordagem a lajes e pilares mistos. Esta nova versão trouxe, ainda que simplificadamente, um método para executar aberturas na alma das vigas.

Num cenário de busca pela racionalização do processo construtivo, as vigas mistas com aberturas na alma se apresentam como uma boa alternativa, pois permitem a passagem de tubulações e dutos por dentro da estrutura, induzindo uma atenção maior para os projetos auxiliares e sua compatibilização. Ademais, esse procedimento proporciona uma redução na altura do pavimento, o que possibilita um melhor aproveitamento do espaço vertical. Com isso, é possível viabilizar desde a criação de novos pavimentos, até a redução do volume construído,

o que diminui os custos de execução e, subsequentemente, de operação e manutenção, (VERÍSSIMO et al., 2012). Sendo assim, mostra-se necessário o estudo acerca do dimensionamento de um pavimento misto aço-concreto com aberturas na alma das vigas.

## 1.1 JUSTIFICATIVA

A atualidade é marcada por constantes avanços tecnológicos que fazem a demanda por maior agilidade, precisão e produtividade aumentar. Na tentativa de se adaptar às novas exigências, a industrialização da construção civil aparece como solução, pois além de se preocupar com a segurança, também procura reduzir os desperdícios nesse setor.

Uma das possíveis maneiras de adaptação a este cenário é a utilização de estruturas mistas aço-concreto, uma vez que o uso do aço contribui para a industrialização e diminui os erros cometidos em canteiros de obras, aprimorando a execução de projetos. Desse modo, gera-se incentivos para a compatibilização do projeto estrutural com os demais projetos de instalações prediais, como pode-se notar no caso da aplicação de aberturas na alma das vigas mistas: com a finalidade de racionalizar o processo de construção, permite-se a passagem de dutos e tubulações através das vigas, gerando um melhor aproveitamento do espaço vertical.

Por fim, cabe salientar que o tema das estruturas mistas não é abordado pela grade curricular do curso de Engenharia Civil da UFSM, mostrando-se pertinente uma maior exploração do assunto.

## 1.2 OBJETIVOS

### 1.2.1 Objetivos gerais

Demonstrar o dimensionamento de vigas mistas de aço-concreto sujeitas a execução de furos.

### 1.2.2 Objetivos específicos

São objetivos específicos deste trabalho:

- a) Estabelecer os carregamentos e combinações de ações;
- b) Dimensionar o pavimento misto para os estados-limites últimos e de serviço;



- c) Dimensionar aberturas na alma das vigas internas do pavimento, seguindo a metodologia de Veríssimo et al. (2012).

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo é feita a revisão bibliográfica acerca dos pavimentos mistos aço-concreto, constituídos, geralmente, por lajes mistas, conectores de cisalhamento e vigas mistas. Serão abordadas considerações gerais sobre estes elementos, características sobre seus materiais, aspectos construtivos, comportamento estrutural, dimensionamento e combinações de ações, conforme a norma NBR 8800:2008.

### 2.1 LAJES MISTAS

#### 2.1.1 Introdução

Conhecidas como lajes com fôrma de aço incorporada ou steel deck, as lajes mistas de aço e concreto, como aponta Fakury et al. (2016, p. 379), “são elementos estruturais constituídos por uma fôrma de aço nervurada conformada a frio, sobre a qual concreto é depositado. A fôrma possui mossas ou reentrâncias para assegurar sua ligação com o concreto”.

De acordo com Crisinel e O’Leary (1996), o uso de lajes steel deck teve início no final de década de 30, e em decorrência de suas vantagens e eficiência, começaram a ser bastante utilizadas em arranha-céus, edifícios baixos e industriais. Atualmente, são empregadas amplamente nos EUA, Europa e Japão. Por outro lado, no Brasil, a quantidade de edificações construídas com lajes mistas aumenta aos poucos, com destaque para edifícios comerciais e multiuso (SIEG, 2015).

Inicialmente, a chapa metálica era usada apenas como uma fôrma para as lajes de concreto armado, pois dispensava a fabricação de fôrmas de madeira, o processo de desforma, e eliminava total ou parcialmente o escoramento (FABRIZZI, 2007; GOMES, 2001). Posteriormente, com o advento da ligação mecânica entre os materiais, a combinação do concreto com o perfil de aço passou a ser utilizada considerando sua ação composta.

Além das vantagens já mencionadas proporcionadas pelo sistema, outros benefícios são citados por Baião Filho (2003), Queiroz et al. (2012) e Sieg (2015):

- a) Aumento da segurança para os trabalhadores que executam a obra;
- b) Facilidade no manejo das chapas, pois são um material leve;
- c) Maior rapidez e precisão construtivas;
- d) Redução do desperdício de materiais;

- e) Fôrma permanece na laje atuando como armadura positiva;
- f) Diminuição do consumo de concreto, comparando-se com lajes maciças;
- g) Redução do volume e do peso próprio da estrutura, com conseqüente redução dos custos de fundação;
- h) Alta qualidade no acabamento da face interna da laje;
- i) Facilidade na passagem dos dutos das diversas instalações e na fixação de forros.

Em contrapartida, a escolha pelas lajes steel deck traz algumas desvantagens, como apontam Brendolan (2007), Guimarães (2016) e Saúde et al. (2006). São elas:

- a) Alto custo inicial;
- b) Poucas empresas brasileiras fornecem perfis apropriados;
- c) Exigência de mão de obra com maior nível de especialização;
- d) Necessidade de planos de montagem das chapas;
- e) Requer instalação de forro por questões estéticas;
- f) Demanda maior quantidade de vigas secundárias, quando se opta pela eliminação total do escoramento.

### 2.1.2 Materiais

As lajes steel deck são constituídas, essencialmente, por três materiais: o perfil formado a frio, o concreto e a armadura antifissuração. O perfil serve como suporte para os trabalhadores e para o concreto, até sua cura, quando passa a atuar como armadura positiva da laje. Antes da cura, a fôrma de aço sustenta isoladamente as ações permanentes e a sobrecarga de construção, e, após, concreto e aço formam uma única estrutura.

O concreto age na estrutura conferindo rigidez e resistindo aos esforços de compressão, ao passo que a armadura antifissuração trabalha contendo as tensões de retração do concreto. Os componentes citados são ilustrados na Figura 1.

Figura 1 – Componentes de uma laje mista.

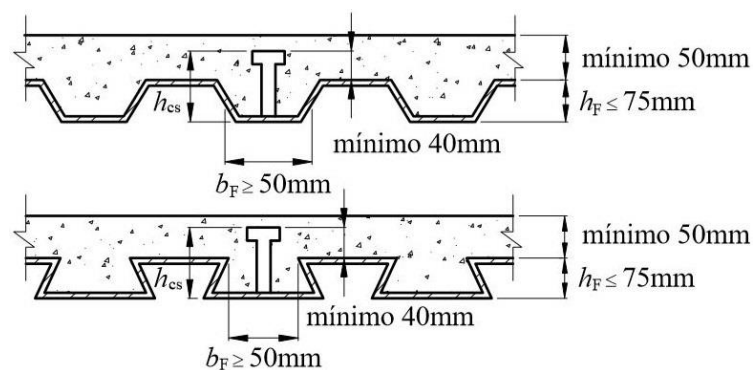


### 2.1.2.1 Perfil de aço formado a frio

Os perfis de aço utilizados como fôrma para lajes mistas devem atender às recomendações da NBR 16421:2015 acerca dos requisitos a serem cumpridos e ensaios característicos. São comumente fabricados com aço estrutural ASTM A653 – Grau 40, com resistência ao escoamento ( $f_{yF}$ ) de 280 MPa. A utilização de aços de alta resistência não é interessante neste caso, pois o deslocamento vertical é função da rigidez da laje e, muitas vezes, é o estado limite de serviço que governa o dimensionamento das mesmas (FABRIZZI, 2007). Ademais, as fôrmas passam pelo processo de galvanização para protegê-las da corrosão.

Apesar de a NBR 16421:2015 estabelecer os requisitos e ensaios para fôrmas com seção transversal trapezoidal, reentrante, retangular e ondulada, são encontradas, no Brasil, apenas as fôrmas trapezoidais. Além disso, a NBR 8800:2008 dispõe apenas sobre o dimensionamento de lajes mistas com fôrmas trapezoidais ou reentrantes. A Figura 2 apresenta as nomenclaturas usadas para as dimensões das fôrmas de aço colaborante, de acordo com a Norma.

Figura 2 – Nomenclaturas para a seção transversal das fôrmas trapezoidal e reentrante.



Fonte: Adaptação de NBR 8800 (ABNT, 2008, p.188).

Conforme consulta feita em catálogos de três marcas diferentes de fabricantes de fôrmas, três espessuras de perfis são disponibilizadas: 0,80 mm, 0,95 mm e 1,25 mm, com possibilidade de vão máximo não escorado de 4 metros. A escolha do perfil fica a critério do projetista, devendo-se levar em conta a espessura mínima total da laje, sobrecarga permitida, vão a ser atingido, escoramento e se as vigas serão mistas (há uma espessura mínima imposta pelo uso de conectores).

Um aspecto importante das lajes mistas é a sua rigidez final. Baião Filho (2003) comenta que a altura da fôrma e o tamanho das mesas têm grande influência nisto. Ao aumentar a largura das mesas e a altura da fôrma, têm-se uma laje com rigidez menor e almas esbeltas,

respectivamente. Ainda, em uma laje mais alta, há a possibilidade de a linha neutra plástica cortar a fôrma, o que acarreta a possível flambagem das mesas superiores. Por outro lado, uma fôrma mais alta produz uma laje com altura total maior, o que possibilita o alcance de um vão maior e uma construção sem escoras. Para contornar esse problema, a espessura das fôrmas mais altas deve ser maior, concedendo rigidez sem aumentar a esbelteza das almas.

Outra característica significativa das lajes mistas são as mossas. Como menciona Baião Filho (2003), elas variam em tamanho, profundidade, posicionamento e sequência ao longo da fôrma, conforme marcas e modelos disponíveis. Frequentemente, ficam localizadas na alma, nas fôrmas trapezoidais, e na mesa superior, nas fôrmas reentrantes.

#### 2.1.2.2 *Concreto*

O concreto é um material composto por cimento, água, agregado graúdo e agregado miúdo, o qual é fabricado a partir de uma dosagem adequada para o seu uso. Para que a resistência de trabalho seja próxima a sua resistência nominal, o concreto deve ser fabricado com controle sobre sua mistura, execução e cura. Ainda, como cita Oliveira (2018), a mistura não deve conter aditivos à base de cloretos, para evitar uma possível agressão ao revestimento de zinco das fôrmas.

Em virtude do uso de vigas mistas com aberturas na alma, o concreto da laje steel deck deve ter densidade normal e resistência característica à compressão ( $f_{ck}$ ) entre 20 MPa e 45 MPa. Requisitos específicos, como armaduras adicionais para resistência a momentos positivos e negativos, e fissuração do concreto em regiões de momento negativo, devem atender às prescrições da NBR 6118:2014.

#### 2.1.2.3 *Armaduras*

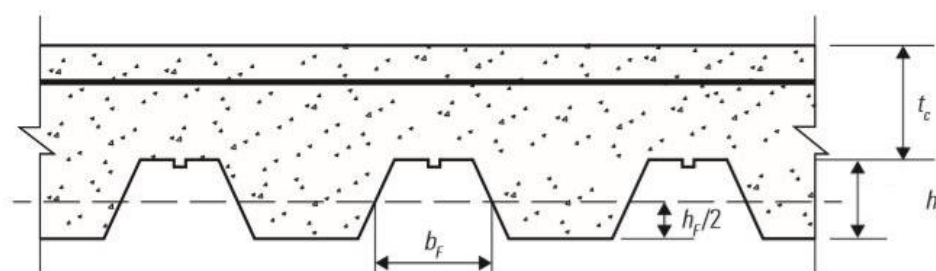
A armadura antifissuração, como diz o próprio nome, evita possíveis fissurações, derivadas dos efeitos de retração e temperatura do concreto. Esta armadura é um requisito obrigatório da NBR 8800:2008, uma vez que a fissuração do concreto é o estado-limite de serviço das lajes mistas. Para os casos de continuidade sobre apoios secundários, é dimensionada uma armadura para as regiões de momento negativo, e nos casos em que a fôrma não resiste sozinha aos momentos positivos, uma armadura complementar é utilizada.

### 2.1.3 Aspectos construtivos

A seção Q.5 da NBR 8800 (ABNT, 2008, p. 220) trata de disposições construtivas para as lajes mistas, como segue:

- a) a espessura de concreto sobre a fôrma deve ser de no mínimo 50 mm;
- b) a dimensão máxima característica do agregado graúdo não deve exceder os seguintes valores:
  - $0,40 t_c$ , onde  $t_c$  é a altura da laje de concreto acima do topo da fôrma de aço (Figura 3);
  - $b_o/3$ , onde  $b_o$  é a largura média das nervuras para fôrmas trapezoidais e a largura mínima das nervuras para fôrmas reentrantes (Figura [3]);
  - 30 mm;
- c) o comprimento mínimo de apoio deve ser o necessário para evitar que se atinjam os estados-limites correspondentes, tais como enrugamento da alma da fôrma de aço ou esmagamento do apoio; entretanto não pode ser inferior a 75 mm para apoio em aço ou concreto e 100 mm para apoio em outros materiais. Nas extremidades da fôrma esses valores podem ser reduzidos para 50 mm e 70 mm, respectivamente.

Figura 3 – Ilustração dos símbolos citados nas disposições construtivas ( $b_o$  é representado por  $b_f$ ).



Fonte: Adaptação de Fakury et al. (2016).

Além destas disposições e em razão da execução de aberturas na alma das vigas mistas do pavimento, a espessura total da laje deve ser igual ou inferior a 160 mm, com largura efetiva da laje igual ou inferior a 3000 mm. Ainda, algumas fabricantes de fôrmas de aço colaborante brasileiras, a exemplo da ArcelorMittal Perfilor e Metform, oferecem um guia complementar ao catálogo dos produtos, com informações como ferramentas e materiais necessários, instruções para estocagem, comprimentos de apoio das fôrmas e todo o passo a passo da montagem.

## 2.1.4 Comportamento estrutural

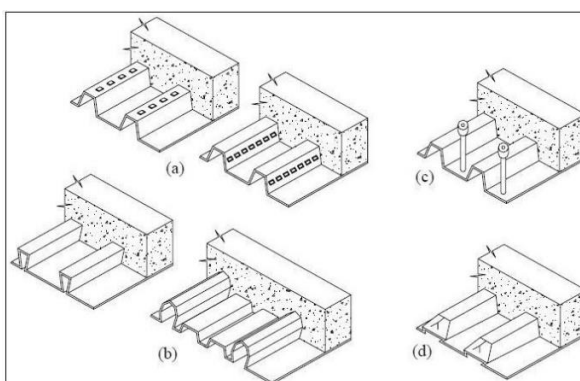
Alva (2000) estabelece que os elementos estruturais horizontais e eventuais contraventamentos, “[...] têm como funções a transmissão das ações gravitacionais aos pilares ou paredes estruturais e a distribuição das ações do vento aos diversos sistemas verticais, comportando-se como diafragmas [...]”, requerendo, portanto, rigidez satisfatória. Neste sistema, o comportamento é predominantemente à flexão.

### 2.1.4.1 Comportamento misto

Como mencionado anteriormente, a condição fundamental para que uma estrutura seja considerada mista é que seus componentes trabalhem conjuntamente. Para que essa condição seja alcançada, dispositivos mecânicos são utilizados, uma vez que a aderência natural entre o aço e o concreto não apresenta desempenho satisfatório na interação entre os materiais e na transmissão dos esforços cisalhantes longitudinais da fôrma de aço para o concreto.

Nas lajes mistas, o modo mais comum de transferência de esforços se dá pelo tipo de fôrma. As fôrmas mais utilizadas são as trapezoidais, que promovem a ligação através das mossas (Figura 4a) e as reentrantes, nas quais a ligação é fornecida pelo atrito entre o aço e o concreto, otimizado pelo confinamento do concreto entre as nervuras (Figura 4b). Além dessas opções, Gomes (2001) afirma que a ação composta aço-concreto pode ser conseguida através das seguintes maneiras: ancoragens de extremidade fornecidas por conectores tipo pino com cabeça ou por outro tipo de ligação local entre o concreto e a chapa metálica, somente em combinação com “a” ou “b” (Figura 4c), e ancoragem de extremidade obtida pela deformação das nervuras na extremidade da chapa, somente em combinação com “b” (Figura 4d).

Figura 4 – Ligações típicas em lajes mistas.



### 2.1.5 Dimensionamento

O dimensionamento das lajes mistas é dividido em duas fases; a fase inicial, de construção, e a final, de uso. As verificações feitas na fase inicial são aplicadas à fôrma de aço, pois ela suporta sozinha seu peso próprio, o peso do concreto fresco e da armadura e a sobrecarga de construção. Em seguida, são aplicadas à laje mista, já com o concreto endurecido, as verificações da fase final.

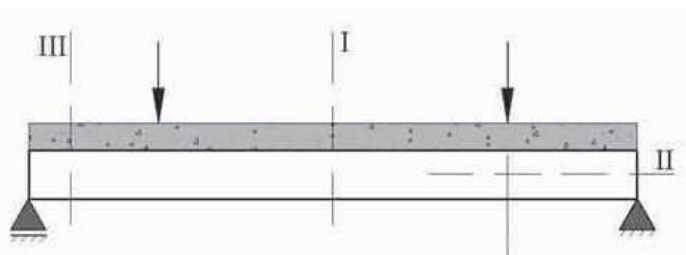
Um ponto importante do dimensionamento é a escolha pelo uso ou não de escoras. Segundo Carini (2014, p. 58), “Nesta decisão deve-se avaliar o custo do escoramento, a economia alcançada pelo uso de vigas mais leves na construção escorada e o tempo de execução de cada alternativa”. Uma construção escorada tem vigas com seção menor se comparada a uma não escorada.

Neste estudo optou-se pelo escoramento da estrutura e, assim, a fase inicial não será abordada em detalhes.

#### 2.1.5.1 Fase final – Estados-limites últimos (ELU)

Queiroz et al. (2012) exemplificam, com a Figura 5, os modos de colapso nos quais a verificação dos estados-limites últimos é fundamentada. A resistência da laje deve ser tal que garanta que nenhum estado-limite seja alcançado.

Figura 5 – Seções críticas para os estados-limites últimos.



Fonte: Adaptação de Queiroz et al. (2012).

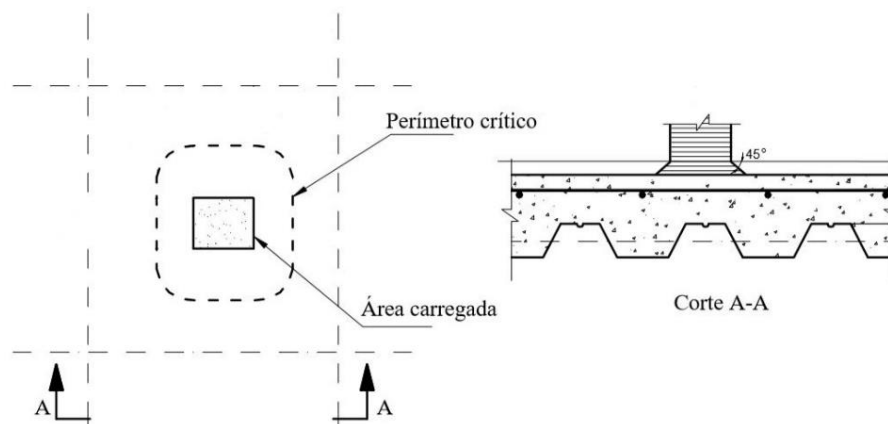
A seção I representa a plastificação da seção pelo momento fletor como modo de ruptura. Esse estado-limite presume interação completa aço-concreto e pode ser crítico se o vão for suficientemente grande. A seção II configura o colapso pelo cisalhamento longitudinal, o qual determina a carga máxima suportada pela laje. Caracteriza-se como ação mista de interação parcial, sendo usualmente o estado-limite crítico de lajes mistas. A seção III retrata a ruína pelo



cisalhamento vertical, situação crítica somente em casos especiais em que, por exemplo, lajes de vão curto são sujeitas a cargas elevadas.

A Figura 6 mostra, ainda, um quarto modo de ruptura; a punção. Este modo é aplicado somente na ocorrência de cargas concentradas na laje. Este estado-limite pode ser crítico se o perímetro da área carregada e a espessura da laje forem pequenos e se a carga concentrada for muito elevada. O dimensionamento feito neste trabalho abordará apenas cargas distribuídas na laje, portanto as verificações de punção não serão observadas.

Figura 6 – Perímetro crítico para punção.



Fonte: Adaptação de NBR 8800 (ABNT, 2008).

#### 2.1.5.1.1 Momento fletor

De acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008) e Queiroz et al. (2012), para a obtenção do momento fletor positivo resistente de cálculo é necessária a determinação da linha neutra plástica (LNP) da seção, considerando os valores de  $N_{cf}$  e  $N_{pa}$ . Onde  $N_{cf}$  é a máxima força de compressão aplicável na mesa de concreto e  $N_{pa}$  é a máxima força de tração aplicada na laje de aço. Quando  $N_{cf} \geq N_{pa}$ , a LNP está acima da face superior da fôrma. Estes valores são obtidos pelas Equações 1 e 2.

$$N_{cf} = 0,85 \cdot b \cdot t_c \cdot f_{cd} \quad (1)$$

$$N_{pa} = A_{F,ef} \cdot f_{yFd} \quad (2)$$

Onde:

$b$  é a largura unitária da laje, tomada como 1000 mm;

- $t_c$  é a altura da laje de concreto acima das nervuras da fôrma de aço;
- $f_{cd}$  é a resistência de cálculo do concreto;
- $A_{F,ef}$  é área da seção efetiva da fôrma (correspondente a 1000 mm), determinada desprezando-se a largura das mossas na seção transversal, a menos que se demonstre por meio de ensaios que uma área maior possa ser utilizada;
- $F_{y,Fd}$  é a resistência de cálculo do aço da fôrma de aço incorporada.

Uma vez definida a posição da LNP e caso não haja armadura adicional, é feito o cálculo do momento fletor positivo resistente de cálculo para linha neutra acima da face superior da fôrma de aço (Equação 3) ou abaixo da face superior da fôrma de aço (Equação 4):

$$M_{Rd} = N_{pa} (d_F - 0,5 a) \quad (3)$$

$$M_{Rd} = N_{cf} y + M_{pr} \quad (4)$$

$$a = \frac{N_{pa}}{0,85 f_{cd} b} \quad (5)$$

$$y = h_t - 0,5t_c - e_p + (e_p - e) \frac{N_{cf}}{N_{pa}} \quad (6)$$

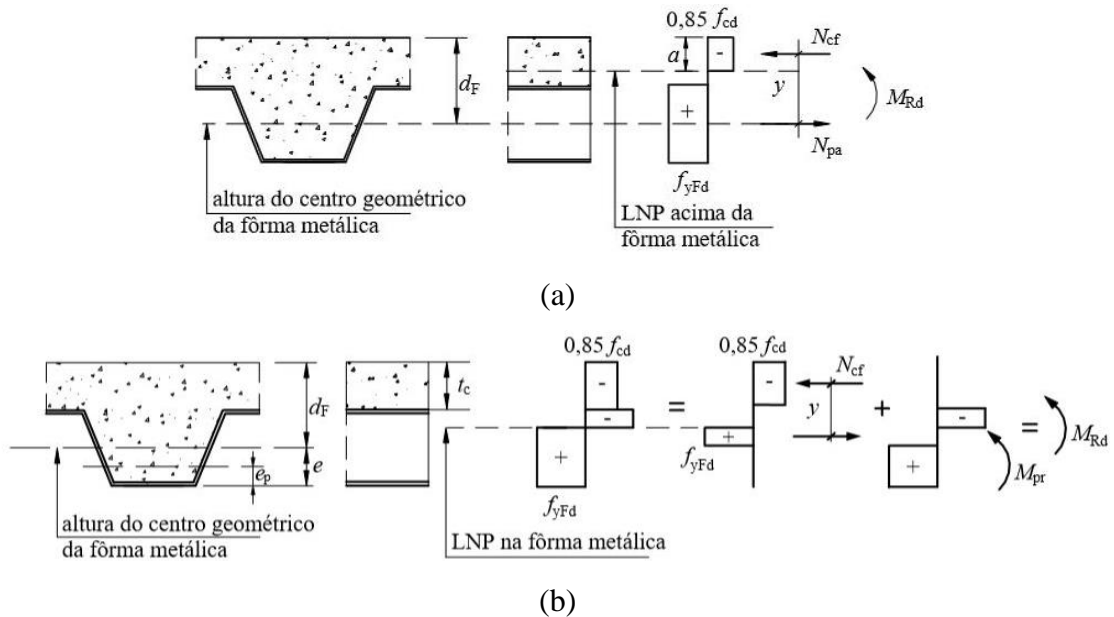
$$M_{pr} = 1,25 M_{pa} \left( 1 - \frac{N_{cf}}{N_{pa}} \right) \leq M_{pa} \quad (7)$$

Onde:

- $d_F$  é a distância da face superior da laje de concreto ao centro geométrico da seção efetiva da fôrma;
- $a$  é a altura do bloco de compressão do concreto;
- $M_{pr}$  é o momento de plastificação da fôrma de aço, reduzido pela presença da força axial;
- $h_t$  é a altura total da laje, incluindo a fôrma e o concreto;
- $e_p$  é a distância da linha neutra plástica da seção efetiva da fôrma à sua face inferior;
- $e$  é a distância do centro geométrico da área efetiva da fôrma à sua face inferior;
- $M_{pa}$  é o momento de plastificação da fôrma de aço, considerando sua seção efetiva, dividido pelo coeficiente de ponderação da resistência  $\gamma_{a1}$ .

A Figura 7 mostra os diagramas de tensões para momento positivo para LNP acima da fôrma de aço e LNP passando pela fôrma de aço.

Figura 7 – Diagramas de tensões para momento positivo com a (a) LNP acima da fôrma de aço e (b) LNP na fôrma de aço.



Fonte: Adaptação de NBR 8800 (ABNT, 2008).

#### 2.1.5.1.2 Flambagem dos elementos planos da fôrma

Essa verificação é necessária para assegurar que não haverá flambagem local da fôrma de aço. A presença do concreto ajuda a combater a flambagem, porém não a impede, uma vez que não envolve a fôrma totalmente. A verificação é necessária somente quando a fôrma é solicitada à compressão, ou seja, quando a LNP passa pela fôrma de aço.

Sendo assim, a largura plana de todos os elementos da fôrma (Figura 8), havendo ou não mossa no elemento considerado, deve atender à Equação 8 quando  $\alpha \geq 0,5$ , e à Equação 9 quando  $\alpha < 0,5$ .

$$b_F \leq \frac{26,49 \sqrt{\frac{E_a}{f_{yF}}}}{(13 \alpha - 1)} t_F \quad (8)$$

$$b_F \leq \frac{2,40 \sqrt{\frac{E_a}{f_{yF}}}}{\alpha} t_F \quad (9)$$

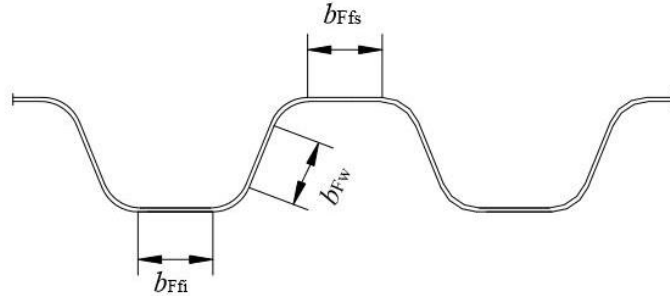
Onde:

$E_a$  é o módulo de elasticidade do aço;

$\alpha$  é a relação entre a largura da parte comprimida e a largura plana do elemento;

$t_F$  é a espessura da fôrma de aço.

Figura 8 – Largura plana dos elementos da fôrma.



Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008, p. 214).

### 2.1.5.1.3 Cisalhamento longitudinal

A NBR 8800 (ABNT, 2008) permite a utilização de dois critérios para a verificação ao cisalhamento longitudinal: o método da interação parcial e o método semiempírico m-k. O primeiro não é especificado pela Norma, apenas indicado, ao passo que o segundo apresenta a Equação 10 como forma de cálculo, para uma faixa unitária de 1000 mm de largura, tendo o newton (N) como unidade.

$$V_{l,Rd} = \frac{b \cdot d_F \left[ \left( \frac{m A_{F,ef}}{b L_S} \right) + k \right]}{\gamma_{sl}} \quad (10)$$

Onde:

$b$  é a largura unitária da laje, tomada como 1000 mm;

$d_F$  é a distância da face superior da laje de concreto ao centro geométrico da seção efetiva da fôrma;

$m$  e  $k$  são constantes empíricas, em newton por milímetro quadrado (N/mm<sup>2</sup>), obtidas por meio de ensaios realizados conforme o Eurocode 4 Part 1-1 ou o CSSBI S2 ou o ANSI/ASCE 3, devidamente adaptadas para assegurar o nível de segurança desta Norma (no caso das duas últimas normas citadas, são necessárias ainda adaptações para que as constantes  $m$  e  $k$  tenham a unidade adequada);

$A_{F,ef}$  é área da seção efetiva da fôrma (correspondente a 1000 mm), determinada desprezando-se a largura das mossas na seção transversal, a menos que se demonstre por meio de ensaios que uma área maior possa ser utilizada;

- $L_S$  é o vão de cisalhamento, expresso em milímetros (mm), que deve ser assumido como:
- $L_F/4$  para cargas uniformemente distribuídas (caso deste trabalho), onde  $L_F$  é o vão teórico da laje na direção das nervuras;
  - a distância entre uma carga aplicada e o apoio mais próximo para duas cargas concentradas simétricas;
  - a relação entre o máximo momento e a maior reação de apoio, para outras condições de carregamento, incluindo combinação de carga distribuída ou cargas concentradas assimétricas (pode-se também efetuar uma avaliação com base em resultados de ensaios).
- $\gamma_{sl}$  é o coeficiente de ponderação da resistência, igual ao determinado pela norma (1,25) ou especificação utilizada nos ensaios.

A NBR 8800 (ABNT, 2008, p. 216) observa que “Quando a laje mista for projetada como contínua, é permitido o uso de um vão simplesmente apoiado equivalente para determinação da resistência. O comprimento desse vão pode ser tomado igual a 0,8 vez o vão real para vãos internos e a 0,9 vez para vãos de extremidade”.

#### 2.1.5.1.4 Cisalhamento vertical

A força cortante vertical resistente de cálculo de lajes mistas, relativa a 1000 mm de largura, em newton (N), pode ser calculada pela Equação 11.

$$V_{v,Rd} = V_{v,F,Rd} + V_{v,c,Rd} \leq V_{max} \quad (11)$$

$$V_{v,c,Rd} = \frac{1000 \tau_{Rd} k_v (1,2 + 40\rho) A_v}{b_n} \quad (12)$$

$$\tau_{Rd} = 0,25 f_{ctd} \quad (13)$$

$$\rho = \frac{A_S}{A_v} \leq 0,02 \quad (14)$$

$$f_{ctd} = \frac{\eta f_{ctk,inf}}{\gamma_c} \quad (15)$$

$$\eta = 0,3 + 0,7(\rho_c/2400) \quad (16)$$

$$f_{ctk,inf} = 0,21 f_{ck}^{2/3} \quad (17)$$

$$V_{max} = \frac{1000 \times 0,285 (f_{ck})^{1/2} A_v}{b_n} \quad (18)$$

Onde:

$V_{v,F,Rd}$  é a força cortante vertical resistente de cálculo da fôrma de aço incorporada, em newton (N), relativa a 1 000 mm de largura, determinada conforme a norma ABNT NBR 14762:2010;

$V_{v,c,Rd}$  é a força cortante vertical resistente de cálculo do concreto, em newton (N), relativa a 1000 mm de largura, determinada por:

$$k_v = 1,0;$$

$A_v$  é a área resistente do concreto (área hachurada da Figura 9), em mm<sup>2</sup>;

$b_n$  é a largura entre duas nervuras consecutivas, expressa em mm, ilustrada Figura 9.

$A_s$  é a área da armadura longitudinal de tração, referente à área  $A_v$ , em mm<sup>2</sup>;

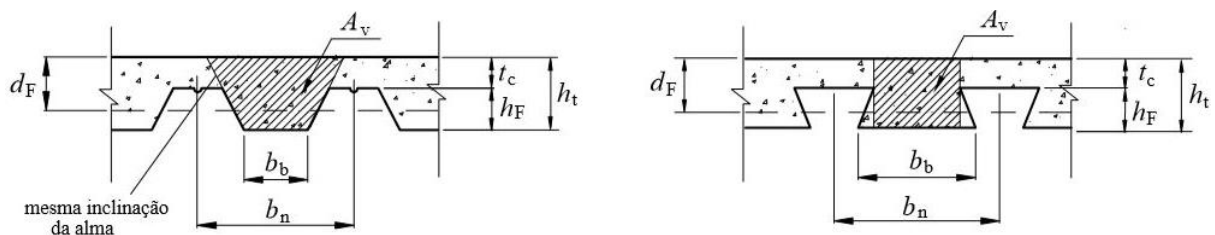
$f_{ctk,inf}$  é a resistência à tração direta característica inferior do concreto, com expressão definida pela NBR 6118 (ABNT, 2014), com  $f_{ctk,inf}$  e  $f_{ck}$  expressas em MPa;

$\gamma_c$  é o coeficiente de ponderação do concreto;

$\rho_c$  é a massa específica do concreto, em quilogramas por metro cúbico (kg/m<sup>3</sup>), não podendo ser tomado valor superior a 2400 kg/m<sup>3</sup>;

$V_{max}$  é um limite da força cortante, em newton (N), relativo a 1000 mm de largura.

Figura 9 – Dimensões da fôrma de aço e da laje de concreto.



Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008, p. 215).

#### 2.1.5.2 Fase final – Estados-limites de serviço (ELS)

Os estados-limites de serviço têm relação com a capacidade funcional da estrutura, sendo aplicáveis as verificações de fissuração do concreto, deslocamento vertical e vibração do pavimento. Como esclarecido por Fabrizzi (2007, p. 194),

Considerando que as atividades humanas regulares possuem frequências entre 1 e 4Hz e que a frequência natural de sistemas de lajes mistas está fora destes limites, pode-se dizer que este estado limite não será violado. Somente em casos de carregamentos especiais é que a vibração deverá ser considerada.

#### 2.1.5.2.1 Fissuração do concreto

A NBR 8800 (ABNT, 2008) recomenda a colocação de uma armadura com área não inferior a 0,1% da área de concreto acima da face superior da forma para lajes calculadas como simplesmente apoiadas. “Atenção especial deve ser dada à possibilidade de fissuração da laje nos locais onde possa haver tendência de continuidade dos elementos estruturais, como, por exemplo, nas ligações de vigas secundárias com vigas principais e em relação a pilares [...]”, (ABNT, 2008, p. 219).

No caso de lajes contínuas, a norma NBR 6118:2014 deve ser consultada para verificação de fissuração do concreto em zonas de momento negativo.

#### 2.1.5.2.2 Deslocamento vertical

Quanto ao deslocamento vertical, este não pode ser superior a  $L_F / 350$ , considerando somente o efeito das ações variáveis, onde  $L_F$  é o vão teórico da laje na direção das nervuras. Ferraz (1999) apresenta a Equação 19 para o cálculo da flecha em lajes mistas:

$$\delta = 5 \frac{q.l^4}{384.E_a.I} \quad (19)$$

Onde:

$q$  é a carga distribuída total;

$l$  é o vão da laje mista, de apoio a apoio;

$E_a$  é o módulo de elasticidade do aço;

$I$  é o momento de inércia da seção mista, fornecido pelo catálogo do fabricante da fôrma.

## 2.2 CONECTORES DE CISALHAMENTO

### 2.2.1 Introdução

Os conectores de cisalhamento são dispositivos que asseguram o comportamento misto em estruturas de aço e concreto, fazendo com que ambos materiais se deformem como um. No contexto das vigas mistas, os conectores ligam um perfil de aço a uma laje mista ou maciças. Sua função primordial é transmitir os esforços cisalhantes horizontais e evitar os deslocamentos relativos na interface aço-concreto.

Segundo Alva (2000), os conectores são classificados conforme a ruptura na superfície mista. Uma ruptura frágil e com poucas deformações configura o uso de um conector rígido, enquanto uma ruptura dúctil, ou seja, com maiores deformações, configura o uso de um conector flexível. Nesta classificação, a rigidez está relacionada à capacidade de restringir o escorregamento entre aço e concreto, que seria nulo caso os conectores fossem infinitamente rígidos. Além disso, a classificação do conector determina a interação da ligação; em que um conector rígido estabelece uma interação completa e um flexível estabelece uma interação parcial.

Carini (2014, p. 28) explica que

A solicitação nos conectores é semelhante ao diagrama do esforço cortante das vigas mistas. Portanto, no meio do vão os conectores são pouco solicitados e os próximos aos apoios possuem solicitação máxima, o que indicaria a necessidade de posicionar uma maior quantidade de conectores nos apoios. Porém, à medida que a resistência máxima de um conector é atingida, ocorre a redistribuição de esforços para os conectores vizinhos, se eles forem dúcteis, e, no limite, pode-se admitir a plastificação total dos conectores.

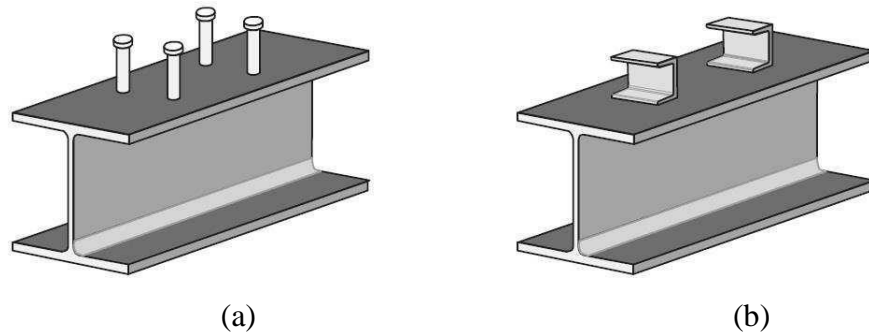
Dessa forma, os conectores podem ser projetados com espaçamento constante ao longo do vão, (FABRIZZI, 2007).

A escolha do conector a ser utilizado depende de fatores como: comportamento do dispositivo, modos de falha aplicáveis, critérios de projeto necessários ao dimensionamento, facilidade de execução e custo. Alguns dispositivos mecânicos já são amplamente empregados, portanto seu comportamento, modos de falha e práticas de execução já são conhecidos, como é o caso do conector tipo pino com cabeça, também conhecido como stud bolt. “Na literatura técnica é possível encontrar uma grande diversidade de conectores de cisalhamento, mas muitos deles resultam em inconvenientes quanto ao comportamento estrutural, dificuldades de produção industrial e de instalação”. (DE NARDIN et al., 2008). Em consonância a isso, a NBR



8800:2008 contempla método de dimensionamento aplicável somente a conectores tipo pino com cabeça e perfil U laminado ou formado a frio, ambos dúcteis (Figura 10).

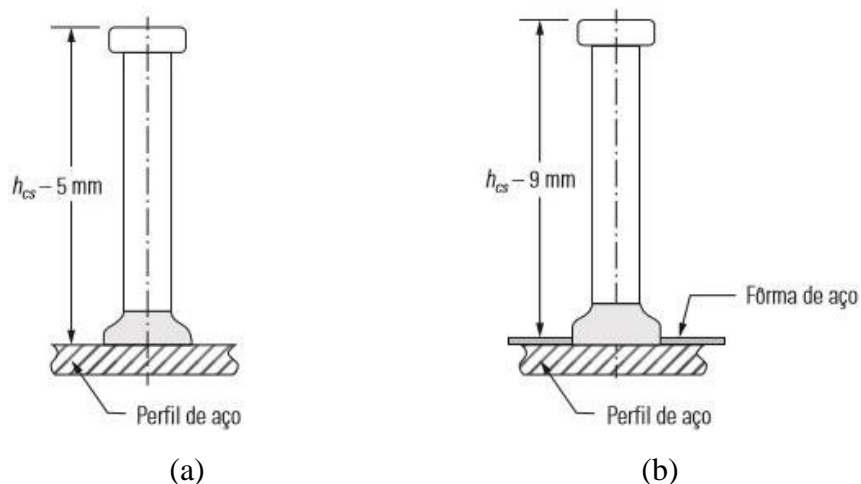
Figura 10 – Conectores tipo (a) pino com cabeça e (b) perfil U laminado ou formado a frio.



Fonte: (FAKURY et al., 2016, p. 398).

A fixação da maioria dos conectores é feita com solda, pois resulta numa ligação mais resistente e rígida quando comparada à fixação com parafusos (DE NARDIN et al., 2008). Em vigas mistas compostas por laje maciça, os conectores são soldados diretamente na viga metálica e em vigas mistas compostas por laje com fôrma de aço incorporada, os conectores são soldados através da fôrma, como mostrado na Figura 11.

Figura 11 – Fixação do conector (a) diretamente na viga metálica e (b) através da fôrma de aço.



Fonte: (FAKURY et al., 2016).

### 2.2.2 Conector tipo pino com cabeça ou stud bolt

Tendo em vista que o stud bolt é um dos conectores mais utilizados e difundidos no mercado brasileiro, este trabalho abordará particularidades e dimensionamento deste modelo

em específico. Este conector é fabricado com aço ASTM A108 – Grau 1020, com tensão de escoamento e ruptura mínimos de 345 MPa e 415 MPa, respectivamente.

Sua fixação é feita com solda por processo automático de eletrofusão, com duração do procedimento de apenas alguns segundos, apresentando elevado rendimento. A soldagem comumente é feita na obra, após o posicionamento e montagem dos perfis de aço e das fôrmas, caso a laje seja mista. Um stud bolt instalado deve possuir comprimento mínimo igual a quatro vezes o diâmetro para que possa ser considerado dúctil (FAKURY et al., 2016).

#### 2.2.2.1 Aspectos construtivos

De modo geral, esses dispositivos mecânicos têm uma cabeça com dimensões padronizadas para cada diâmetro, sendo os diâmetros mais comuns de 19 mm e 22 mm. Nas edificações, os de 19 mm são os mais utilizados. Conforme prescreve a NBR 8800 (ABNT, 2008), e considerando o uso de lajes mistas, alguns critérios devem ser seguidos quanto a localização, dimensões e cobrimento dos conectores, como lista-se a seguir:

- a) O espaçamento máximo entre linhas de centro de conectores deve ser igual a oito vezes a espessura total da laje. Caso as nervuras sejam perpendiculares à viga, esse espaçamento não pode ser superior a 915 mm;
- b) O espaçamento mínimo entre linhas de centro de conectores deve ser igual a quatro diâmetros ao longo do vão da viga e quatro diâmetros na direção transversal ao vão da viga;
- c) Após a instalação, devem ter comprimento mínimo igual a 4 vezes o diâmetro.
- d) O diâmetro não pode ser maior que 2,5 vezes a espessura da mesa à qual forem soldados, a menos que sejam colocados diretamente na posição correspondente à alma do perfil de aço;
- e) Todos devem ficar totalmente imersos no concreto da laje, com cobrimento superior de no mínimo 10 mm. Em ambientes com alta agressividade, o cobrimento de concreto acima da cabeça do conector, para se evitar corrosão, não pode ser inferior ao cobrimento especificado pela NBR 6118:2014 para a armadura da laje.
- f) Os conectores de cisalhamento, colocados de cada lado da seção de momento fletor máximo, podem ser uniformemente espaçados entre essa seção e as seções adjacentes de momento nulo, exceto que, nas regiões de momento fletor positivo, o número de conectores necessários entre qualquer seção com carga concentrada e a

seção adjacente de momento nulo (ambas situadas do mesmo lado, relativamente à seção de momento máximo) não pode ser inferior a  $n_p$  (Figura 12), dado por:

$$n_p = n \left( \frac{M_{P,Sd} - M_{a,Rd}}{M_{Sd} - M_{a,Rd}} \right) \quad (20)$$

$$M_{a,Rd} = Z_x \cdot f_{yd} \quad (21)$$

Onde:

$n$  é o número de conectores de cisalhamento a serem colocados entre a seção de momento fletor positivo solicitante de cálculo máximo e a seção adjacente de momento nulo;

$M_{P,Sd}$  é o momento fletor solicitante de cálculo na seção da carga concentrada (inferior ao momento resistente de cálculo máximo);

$M_{a,Rd}$  é o momento fletor resistente de cálculo da viga de aço isolada, para o estado-limite FLA, conforme subcapítulo 5.4 da NBR 8800:2008;

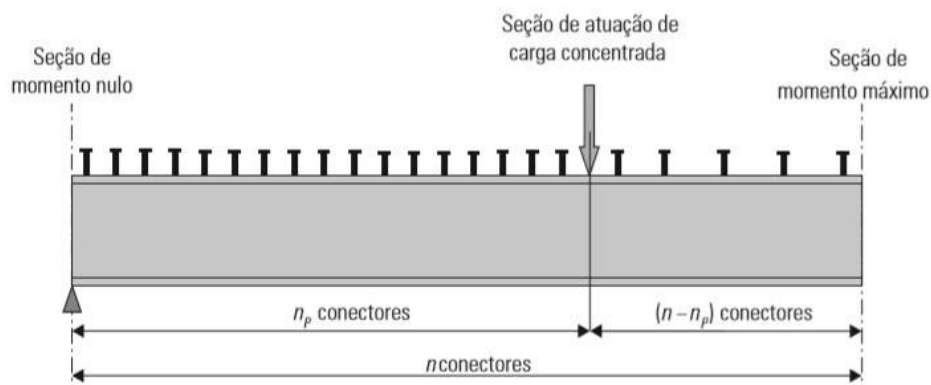
$M_{Sd}$  é o momento fletor solicitante de cálculo máximo;

$Z_x$  é o módulo plástico de resistência em relação ao eixo x, de inércia máxima da seção;

$f_{yd}$  é a resistência de cálculo do aço.

A expressão de  $n_p$  deve ser ajustada adequadamente quando a resistência do conector não for constante, levando-se em conta os coeficientes  $R_g$  e  $R_p$ , explicados no próximo subitem.

Figura 12 – Distribuição variável de conectores em razão de uma carga concentrada.



Fonte: (FAKURY et al., 2016, p. 415).

### 2.2.2.2 Comportamento estrutural e dimensionamento

A atuação dos conectores em vigas mistas restringe o deslocamento relativo entre o aço e o concreto, bem como, com sua cabeça, o descolamento vertical, de modo que fica submetido a um esforço horizontal. Em situações extremas, o fuste do conector trabalha majoritariamente a tração e sua deformação provoca tensões diversas no concreto, o que possibilita a ocorrência de dois estados-limites de ruptura: falha do conector por tração e ruína do concreto por esmagamento (FAKURY et al., 2016). Logo, a obtenção da força horizontal resistente de cálculo leva em consideração estes dois estados-limites, devendo-se adotar o menor valor como mostra-se na Equação 22:

$$Q_{Rd} \leq \begin{cases} \frac{R_g \cdot R_p \cdot A_{cs} \cdot f_{ucs}}{\gamma_{cs}} \\ \frac{1}{2} \frac{A_{cs} \sqrt{f_{ck} \cdot E_c}}{\gamma_{cs}} \end{cases} \quad (22)$$

Onde:

$R_g$  e  $R_p$  são coeficientes explicados a seguir;

$A_{cs}$  é a área da seção transversal do fuste do conector;

$f_{ucs}$  é a resistência à ruptura do aço do conector;

$\gamma_{cs}$  é o coeficiente de ponderação da resistência do conector, igual a 1,25;

$E_c$  é o módulo de elasticidade do concreto.

A capacidade resistente dos conectores de cisalhamento é significativamente dependente do volume de concreto em seu entorno, tanto é, que a equação da força horizontal resistente de cálculo leva dois coeficientes,  $R_g$ , que avalia a influência do número de conectores e seu efeito de grupo, e  $R_p$ , que considera a posição do conector em relação à alma da nervura. As Figuras 13 e 14 apresentam os valores para  $R_g$  e  $R_p$ , e como escolhê-los.

Ao observar as Figuras 13 e 14, percebe-se que quando as nervuras da fôrma de aço são perpendiculares ao perfil de aço da viga, deve-se procurar dispor os conectores de modo que o maior número deles tenha comprimento  $e_{mh}$  igual ou superior a 50 mm. A Figura 15 ilustra o comprimento  $e_{mh}$  e evidencia a diferença entre o posicionamento dos conectores da direita e da esquerda.

Figura 13 – Valores para o coeficiente  $R_g$ .

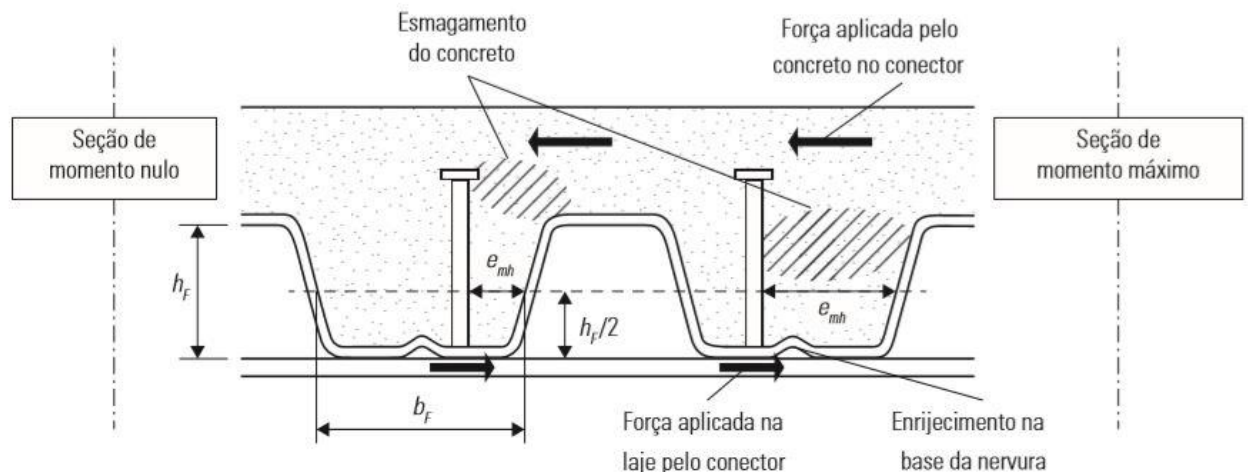
$R_g$	Situação
1,00	Um conector soldado em uma nervura de fôrma de aço perpendicular ao perfil de aço.
	Qualquer número de conectores na seção transversal soldados diretamente no perfil de aço.
	Qualquer número de conectores na seção transversal soldados através de uma fôrma de aço em uma nervura paralela ao perfil de aço com relação $b_f/h_f$ igual ou superior a 1,5, onde $b_f$ é a largura média e $h_f$ é a altura da nervura (para $b_f$ e $h_f$ , ver Figura 13.10).
0,85	Dois conectores soldados em uma nervura de fôrma de aço perpendicular ao perfil de aço.
	Um conector soldado através de uma fôrma de aço em uma nervura paralela ao perfil de aço com relação $b_f/h_f$ inferior a 1,5.
0,70	Três ou mais conectores soldados em uma nervura de fôrma de aço perpendicular ao perfil de aço.

Fonte: (FAKURY et al., 2016, p. 402).

Figura 14 – Valores para o coeficiente  $R_p$ .

$R_p$	Situação
1,00	Conectores soldados diretamente no perfil de aço e, no caso de haver nervuras paralelas a esse perfil, pelo menos metade da largura da mesa em contato direto com o concreto.
0,75	Conectores soldados em uma laje mista com as nervuras perpendiculares ao perfil de aço e $e_{mh}$ igual ou superior a 50 mm, onde $e_{mh}$ é a distância da alma da nervura da fôrma de aço, medida à meia altura da nervura, à face do fuste do conector, no sentido da seção de momento máximo para a seção de momento nulo, conforme a Figura 13.10.
	Conectores soldados através de uma fôrma de aço e embutidos em uma laje mista com nervuras paralelas ao perfil de aço.
0,60	Conectores soldados em uma laje mista com nervuras perpendiculares ao perfil de aço e $e_{mh}$ inferior a 50 mm.

Fonte: (FAKURY et al., 2016, p. 402).

Figura 15 – Esquema da influência do comprimento  $e_{mh}$ .

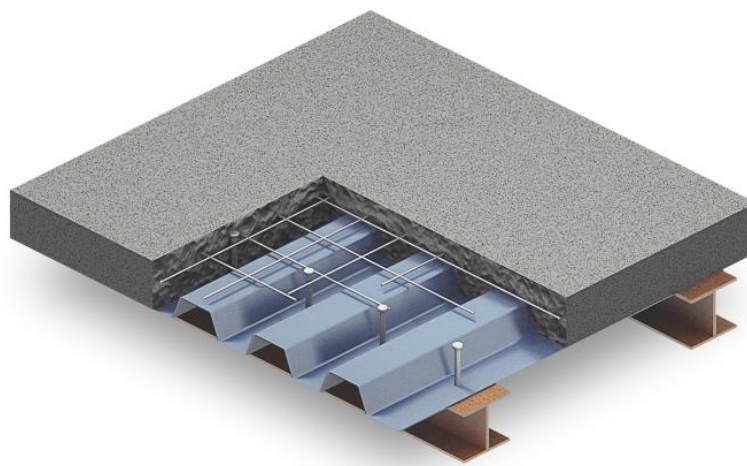
Fonte: (FAKURY et al., 2016, p. 403).

## 2.3 VIGAS MISTAS COM ABERTURAS NA ALMA

### 2.3.1 Introdução

Uma viga mista é o arranjo de um perfil de aço ligado mecanicamente a uma laje através de conectores de cisalhamento, tal que trabalhem solidariamente e deformem como um único elemento. Levando-se em consideração que este trabalho trata do dimensionamento de um pavimento misto e que as vigas terão aberturas em sua alma, a laje será, também, mista, e as vigas serão constituídas por perfis I. A Figura 16 mostra a composição de um pavimento com laje e vigas mistas.

Figura 16 – Pavimento misto usual.



Fonte: <<https://engenhariaetc.wordpress.com/tag/laje/>>. Acesso em: 28 nov. 2019.

Uma alternativa às vigas mistas tradicionais é a viga com aberturas em sua alma, cujo uso traz vantagens como integração das instalações prediais com a estrutura e a consequente redução do pé-direito e da altura total do edifício. Em decorrência destes benefícios, as vigas mistas com aberturas na alma são empregadas, majoritariamente, em edifícios altos de uso comercial, residencial ou misto.

De acordo com Veríssimo et al. (2012), grande parte dos estudos sobre as vigas com aberturas na alma foi desenvolvida nos Estados Unidos, tendo sido compilada e publicada por David Darwin em 1990 como um guia de cálculo do American Institute of Steel Construction (AISC), instituição responsável pela norma americana de projeto de estruturas de aço. O uso recorrente do guia no mercado americano e de outros países veio a consolidar, então, sua aplicabilidade e consistência.

Este trabalho fará uso dos ábacos apresentados no manual Projeto de aberturas em almas de vigas de aço e vigas mistas de aço e concreto de Gustavo S. Veríssimo, José Carlos L. Ribeiro, Ricardo H. Fakury e José Luiz R. Paes, os quais foram

[...] obtidos com o auxílio de um simulador computacional implementado com base no trabalho de Darwin, seguindo metodologia [...] devidamente compatibilizada com os critérios da norma brasileira ABNT NBR 8800:2008. [...] Um trabalho técnico-científico contendo ábacos similares aos apresentados [no manual], adaptados à gama de perfis laminados utilizada nos Estados Unidos, obtidos com o mesmo simulador, foram examinados e aprovados pelo conselho editorial do AISC [...]. (VERÍSSIMO et al., 2012, p. 7).

### 2.3.2 Materiais

Uma viga mista é composta, basicamente, por um perfil de aço, conectores de cisalhamento e uma laje, neste caso, steel deck. Para que aberturas sem reforço possam ser feitas na alma das vigas, algumas restrições são impostas ao tipo de perfil, além de demandarem conectores e armaduras adicionais.

#### 2.3.2.1 Perfil de aço

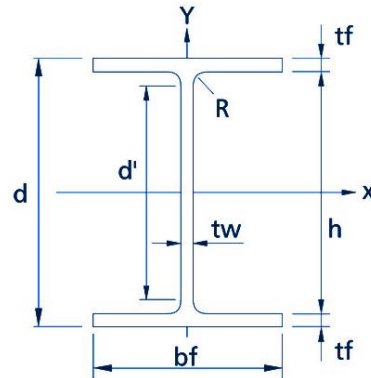
As restrições impostas referem-se à seção do perfil e sua resistência ao escoamento ( $f_y$ ), que pode ser de até 350 MPa. Os perfis previstos são mostrados no Quadro 1 e os símbolos das dimensões do perfil são apresentados na Figura 17.

Quadro 1 – Perfis previstos para vigas mistas birrotuladas com aberturas sem reforço.

Seção do perfil	Eixo flexão	Altura do perfil	Razões entre as dimensões do perfil		
I laminado duplam. simétrico	x	$200 \leq d \leq 620$	$d/b_f \geq 1,20$	$1,00 \leq t_f/t_w \leq 1,79$	$15,5 \leq d/t_f \leq 53,2$
I soldado duplam. simétrico	x	$200 \leq d \leq 2000$	$1,50 \leq d/b_f \leq 2,86$	$1,00 \leq t_f/t_w \leq 3,13$	$12 \leq d/t_f \leq 88$

Fonte: Autora, 2020.

Figura 17 – Nomenclatura das dimensões da seção de um perfil I.



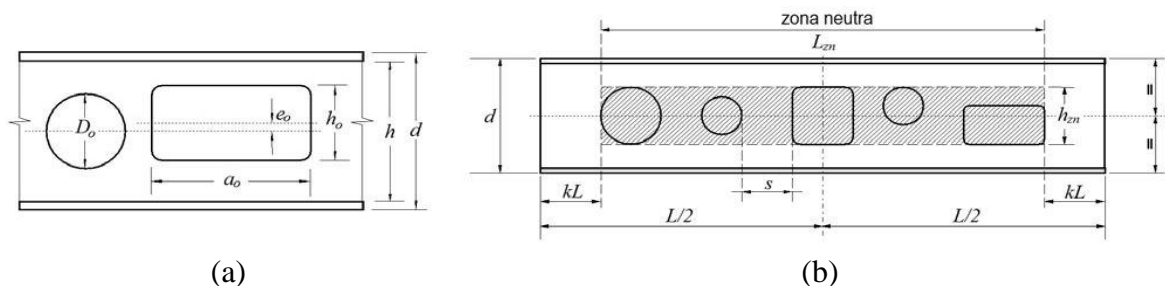
Fonte: <<https://www.arujafer.com.br/produto/perfil-i-laminada-astm-a572/>>. Acesso em: 31 jan. 2020.

### 2.3.3 Aspectos construtivos

Regras para que aberturas possam ser feitas na alma de vigas metálicas – mistas ou não –, são encontradas no anexo I da NBR 8800:2008, porém, como afirma Veríssimo et al. (2012, p. 14), “[...] por terem fundamentação generalista, essas regras são conservadoras e se restringem a aberturas circulares posicionadas dentro do terço médio da altura do perfil e nos dois quartos centrais do vão da viga”. Isto posto, os requisitos expostos a seguir são baseadas em Veríssimo et al. (2012), para que se possa fazer uso de seus ábacos.

Ao longo deste item, vários símbolos são citados, os quais encontram-se ilustrados nas Figuras 17 e 18.

Figura 18 – Ilustração dos símbolos citados neste item.



Fonte: Adaptação de Veríssimo et al. (2012).

Além das exigências relativas ao perfil de aço, as vigas devem ser birrotuladas. As aberturas executadas podem ser circulares, quadradas ou retangulares, sendo prevista relação comprimento/altura até 2:1 ( $a_o = 2h_o$ ). Em seguida são apresentados os demais critérios.



### 2.3.3.1 Espaçamento mínimo entre aberturas

O espaçamento entre aberturas deve obedecer às relações das Equações 23 ou 24, dependendo do formato da abertura:

$$\text{a) Para aberturas quadradas ou retangulares: } s \geq \begin{cases} a_o \frac{1,1 \cdot V_{sd}/V_{pl}}{1-1,1 \cdot V_{sd}/V_{pl}} \\ h_o \\ 2 \cdot d \end{cases} \quad (23)$$

$$\text{b) Para aberturas circulares: } s \geq \begin{cases} D_o \frac{1,1 \cdot V_{sd}/V_{pl}}{1-1,1 \cdot V_{sd}/V_{pl}} \\ 1,5 \cdot D_o \\ 2 \cdot d \end{cases} \quad (24)$$

Onde:

$V_{sd}$  é a maior força cortante solicitante de cálculo no trecho entre os centros de duas aberturas adjacentes;

$V_{pl}$  é a força cortante correspondente à plastificação da alma por cisalhamento na viga sem aberturas, determinada pelo produto  $0,60 \cdot d \cdot t_w \cdot f_y$ .

### 2.3.3.2 Canto das aberturas

Os cantos de aberturas quadradas e retangulares devem ter um raio mínimo, para evitar problemas de fadiga, em consequência da concentração de tensões. Este raio mínimo deve ser duas vezes a espessura da alma do perfil I ( $2 \cdot t_w$ ) ou 16 mm, o que for maior.

### 2.3.3.3 Armadura de reforço

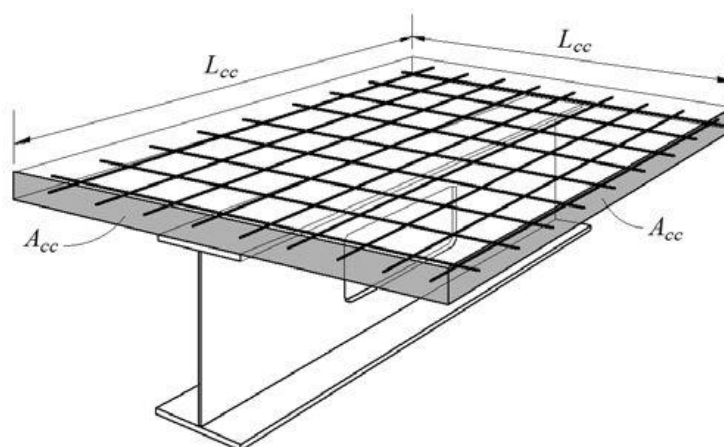
As aberturas na alma das vigas apresentam tendência de fissuração em sua vizinhança, exigindo a colocação de uma armadura de reforço em formato de malha quadriculada quadrada (armadura longitudinal e transversal ao eixo da viga), localizada acima do centro da abertura (Figura 19), com lado  $L_{cc}$ , calculado conforme a Equação 25:

$$L_{cc} \geq \begin{cases} 3 L_o \\ 2 d + L_o \end{cases} \quad (25)$$

Onde:

$L_o$  é o comprimento da abertura, ou seja, igual a  $a_o$  nas aberturas quadradas e retangulares e  $D_o$  nas aberturas circulares.

Figura 19 – Armadura de reforço sobre uma abertura em viga mista.



Fonte: (VERÍSSIMO et al., 2012, p. 21).

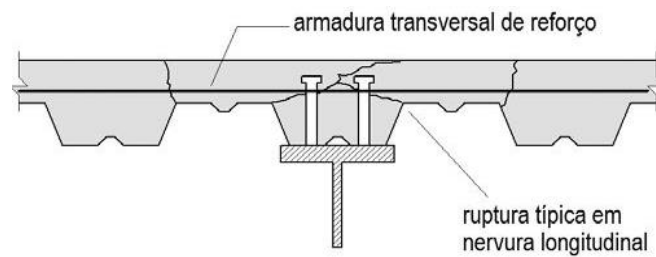
A taxa geométrica da malha deve ser de 0,25% da área de cisalhamento da laje, dada pela Equação 26. Em vigas mistas formadas por laje steel deck e nervuras longitudinais, a armadura transversal deve ser disposta abaixo da cabeça dos conectores, como indicado na Figura 20.

$$A_{cc} = L_{cc} \cdot t_c \quad (26)$$

Onde:

$t_c$  é a altura da laje de concreto acima das nervuras da fôrma de aço.

Figura 20 – Detalhe da armadura transversal de reforço em viga mista com laje steel deck e nervuras longitudinais.



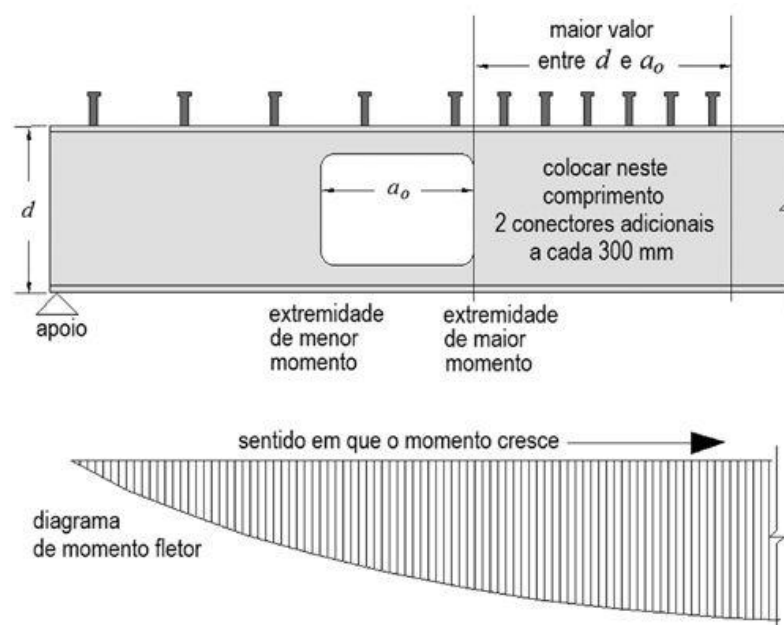
Fonte: (VERÍSSIMO et al., 2012, p. 21).

#### 2.3.3.4 Conectores adicionais

Este requisito de conectores adicionais é destinado apenas a vigas com aberturas quadradas ou retangulares. Devem ser colocados pelo menos dois conectores adicionais a cada 300 mm dentro de um intervalo igual a  $d$  ou  $a_o$  (Equação 27), o que for maior, a partir da extremidade de maior momento da abertura no sentido em que o momento cresce, como mostra a Figura 21.

$$\text{Intervalo} \geq \begin{cases} d \\ a_o \end{cases} \quad (27)$$

Figura 21 – Local de fixação dos conectores adicionais.



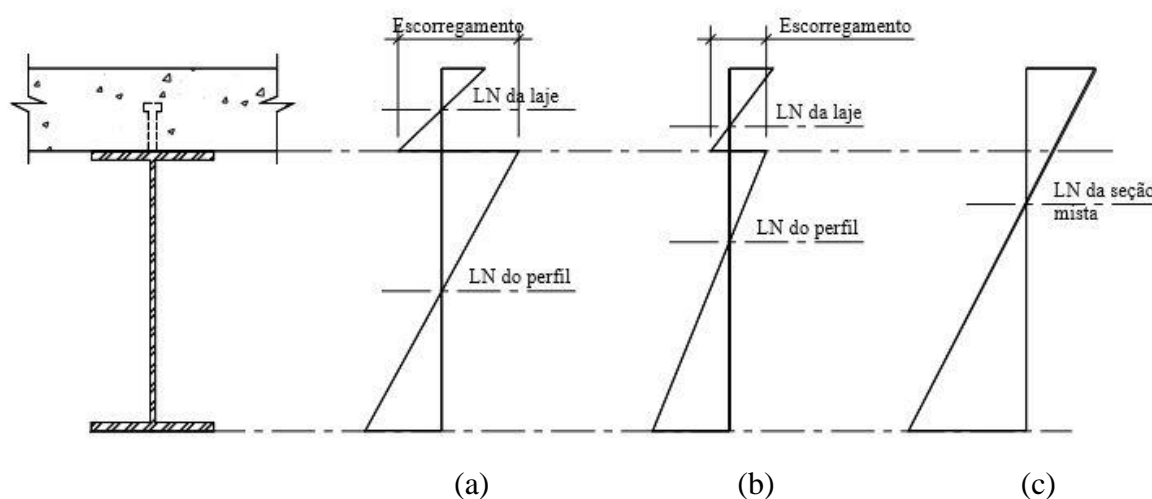
Fonte: (VERÍSSIMO et al., 2012, p. 21).

## 2.3.4 Comportamento estrutural

### 2.3.4.1 Grau de interação

O grau de interação entre aço e concreto é um fator importante na resistência da viga ao momento fletor, sendo atribuição dos conectores de cisalhamento presentes na interface entre os materiais. Essas considerações são relevantes tanto para vigas com quanto sem furos. A Figura 22 ilustra a análise da interação aço-concreto em três situações. Em vigas de aço isoladas, o escorregamento na interface aço-concreto é livre, culminando na formação de duas linhas neutras (Figura 22a). Vigas mistas compostas por conectores dúcteis apresentam interação parcial, na qual ocorre a formação de duas linhas neutras, porém com escorregamento relativo inferior ao da viga isolada (Figura 22b). Finalmente, em vigas mistas constituídas por conectores rígidos, considera-se que o deslocamento relativo na interface pode ser desprezado, apresentando, então, interação completa, que tem por resultado a formação de apenas uma linha neutra (Figura 22c), (FABRIZZI, 2007).

Figura 22 – Distribuição de tensões de acordo com o grau de interação aço-concreto (a) perfil isolado, (b) interação parcial e (c) interação completa.



Fonte: (FABRIZZI, 2007, p. 39)

### 2.3.4.2 Continuidade

A NBR 8800 (ABNT, 2008, p. 168) traz três classificações para as vigas mistas quanto à sua continuidade:

[...] as vigas mistas de aço e concreto de alma cheia podem ser biapoiadas, contínuas ou semicontínuas. As biapoiadas são aquelas em que as ligações nos apoios podem ser consideradas como rótulas. As contínuas são aquelas em que o perfil de aço e a armadura da laje têm continuidade total nos apoios internos. As semicontínuas são aquelas em que o perfil de aço não tem continuidade total nos apoios internos, ou seja, que possuem ligação de resistência parcial [...].

Segundo Alva (2000), o uso de vigas contínuas traz vantagem sob o ponto de vista da estabilidade global da estrutura em razão do efeito de pórtico, porém, traz, também, a ocorrência de momentos negativos próximo aos apoios, o que torna necessária a colocação de uma armadura negativa na laje para resistir aos esforços de tração, além de o perfil de aço poder sofrer problemas de instabilidade, já que a mesa inferior, não travada, fica sujeita à compressão.

Por outro lado, é sabido que tanto o concreto quanto o aço têm características pronunciadas e complementares; o aço é um material leve, esbelto e com boa resistência a tração, enquanto o concreto apresenta rigidez e boa resistência a compressão. Sendo assim, quando as vigas mistas são projetadas como biapoiadas, têm-se um melhor aproveitamento dessas características, pois a viga de aço trabalha predominantemente à tração e a laje de concreto à compressão. Além disso, Fabrizzi (2007) aponta que as vigas mistas biapoiadas possuem dimensionamento e execução mais simples e por isso são mais empregadas. A utilização dos ábacos de Veríssimo et al. (2012) pressupõe o uso de vigas biapoiadas, portanto o dimensionamento abordará somente este tipo de vinculação.

### **2.3.5 Dimensionamento**

Assim como nas lajes com fôrma de aço incorporada, o escoramento ou não das vigas mistas interfere no seu dimensionamento, fazendo-se necessária uma verificação inicial, pois o perfil de aço suporta sozinho o carregamento atuante antes da cura do concreto, e uma verificação final, para quando a seção já é considerada mista. O não escoramento da estrutura traz rapidez executiva, porém, acarreta perfis mais robustos. Por este motivo, as vigas serão dimensionadas como escoradas e, em vista disso, a fase inicial não será desenvolvida.

O processo de dimensionamento de vigas mistas com aberturas na alma engloba o dimensionamento de uma viga mista com alma cheia e posteriormente o emprego de ábacos para a identificação da zona neutra  $z_n$ , na qual podem ser feitas as aberturas. Em detrimento

delas, há uma exigência sobre a ruína da viga sob efeito do momento fletor, além das condições já citadas em 2.3.2.1 e 2.3.3.

“A seção transversal do perfil de aço deve possuir dimensões tais que o colapso da viga sem aberturas sob efeito do momento fletor se dê por plastificação total da seção transversal (formação de rótula plástica). Assim, para que não ocorra flambagem local da alma (FLA), [...]” deve-se obedecer à relação  $\frac{h}{t_w} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E_a}{f_y}}$ , (VERÍSSIMO et al., 2012, p. 18). Verificações relativas à flambagem lateral com torção (FLT) e flambagem local da mesa (FLM) são descartadas, pois o perfil de aço fica continuamente ligado à laje e mesmo que a mesa superior esteja comprimida, a laje é o principal elemento resistente às tensões de compressão, (FAKURY et al., 2016).

#### 2.3.5.1 Fase final – Estados-limites últimos (ELU)

Segundo Veríssimo et al. (2012), as vigas mistas geralmente possuem perfil I fletido no eixo x, são biapoiadas e têm carregamento uniforme ao longo do vão, de forma que o momento é máximo no meio do vão e o esforço cortante é máximo nos apoios.

Sendo assim, as tensões normais decorrentes do momento fletor podem causar colapso por plastificação total da seção transversal ou flambagem local da alma do perfil de aço. Os fatores que fazem a viga ser capaz de resistir ao momento fletor são as propriedades mecânicas do aço e do concreto, a intensidade e distribuição das tensões normais residuais e as dimensões da seção transversal.

Outra forma de ruína consiste nas tensões de cisalhamento decorrentes da força cortante, que podem causar colapso por plastificação ou flambagem da alma do perfil de aço. De acordo com as práticas usuais das normas de projeto, a capacidade resistente à força cortante é função da alma do perfil I, e, uma vez que aberturas serão feitas na alma, este é o estado-limite que domina o dimensionamento.

Além desses, são também estados-limites últimos das vigas mistas a falha dos conectores de cisalhamento entre uma seção de momento nulo e carga concentrada e a ruptura da laje por cisalhamento nas seções longitudinais próximas ao perfil de aço.

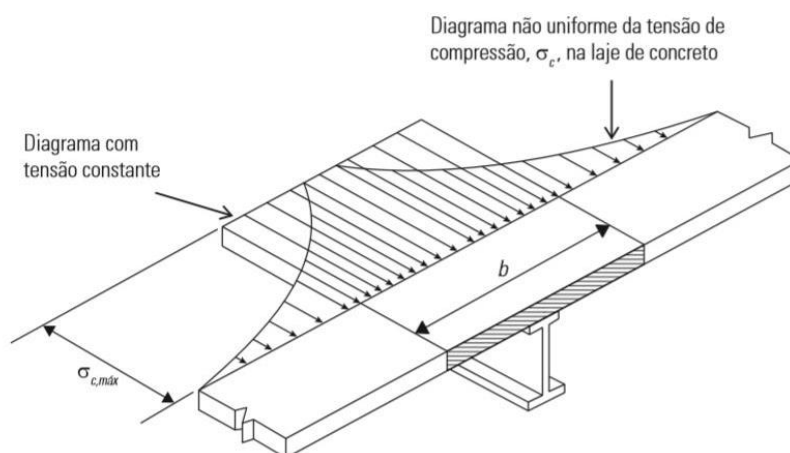
##### 2.3.5.1.1 Resistência ao momento fletor positivo

Antes que se possa calcular o momento fletor resistente, são definidos a largura efetiva da seção mista ( $b_{ef}$ ), que é a largura da laje que contribui para a resistência da seção à compressão, e o grau de interação da viga ( $\eta_i$ ), elucidado no subitem 2.3.4.1. Uma vez encontrados esses valores, calcula-se o momento fletor resistente ( $M_{Rd}$ ), baseado nas propriedades plásticas da seção, tal que este momento seja maior ou igual ao momento fletor solitante ( $M_{Rd} \geq M_{Sd}$ ).

### Largura efetiva

A tensão normal de compressão atuante na laje de concreto é máxima ( $\sigma_{c,max}$ ) sobre a mesa superior do perfil de aço e decresce não linearmente à medida que se afasta dessa mesa, conforme mostra a Figura 23. Para efeitos práticos, esta tensão é considerada constante em uma largura de laje  $b_{ef}$ , tal que o produto  $\sigma_{c,max} \cdot b_{ef}$  seja igual à força resultante proporcionada pelo diagrama não uniforme de tensões.

Figura 23 – Distribuição de tensões antes e depois da largura efetiva  $b_{ef}$  da laje.



Fonte: (FAKURY et al., 2016, p. 397).

O cálculo da largura efetiva compara dois parâmetros, dos quais o menor valor é escolhido:

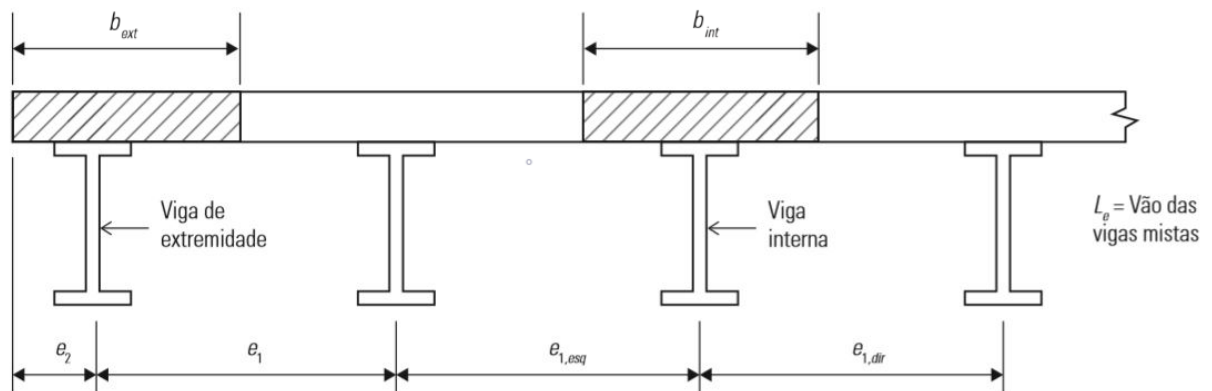
- 1/8 do vão da viga mista, considerado entre linhas de centro dos apoios ( $L_e/8$ );
- Metade da distância entre a linha de centro da viga analisada e a linha de centro da viga adjacente ( $e_1/2$ ), ou a distância da linha de centro da viga à borda de uma laje em balanço ( $e_2$ ) – o que for aplicável.

Adaptando-se a equação de cálculo para vigas de extremidade e vigas internas (Figura 24), têm-se as Equações 28 e 29, respectivamente:

$$b_{ef,ext} = \left( \leq \left\{ \frac{L_e}{8} \right\} e_2 \right) + \left( \leq \left\{ \frac{L_e}{8} \right\} e_1 \right) \quad (28)$$

$$b_{ef,int} = \left( \leq \left\{ \frac{L_e}{8} \right\} e_{1,esq} \right) + \left( \leq \left\{ \frac{L_e}{8} \right\} e_{1,dir} \right) \quad (29)$$

Figura 24 – Determinação da largura efetiva.



Fonte: Adaptação de Fakury et al. (2016).

### Grau de interação

O grau de interação  $\eta_i$  (Equação 30) das vigas mistas depende dos conectores de cisalhamento de forma que, para que a interação seja completa, o número de conectores de cada lado da seção de momento fletor solicitante máximo deve ser suficiente para resistir ao esforço horizontal de cálculo,  $F_{hd}$ . Quando isso não acontece, a interação será parcial ou, até mesmo, inexistente, caso no qual a viga não pode ser considerada mista.

$$\eta_i = \frac{n \cdot Q_{Rd}}{F_{hd}} \quad (30)$$

Onde:

$n$  é o número de conectores de cada lado da seção de momento fletor solicitante máximo;

$Q_{Rd}$  é a força horizontal resistente de cálculo por conector, revisada no subitem 2.2.2.2 e calculada pela Equação 22;

$F_{hd}$  é o esforço horizontal de cálculo.



A determinação do esforço horizontal de cálculo parte do princípio de que este se iguala à menor capacidade de transmissão de força horizontal entre as capacidades de resistência do concreto e do aço do perfil, podendo ser obtido pela Equação 31. O coeficiente 0,85 corresponde aos efeitos de longa duração do concreto (efeito Rüsç).

$$F_{hd} \leq \begin{cases} 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_{ef} \cdot t_c \\ A_a \cdot f_{yd} \end{cases} \quad (31)$$

Onde:

$f_{cd}$  é a resistência de cálculo do concreto;

$t_c$  é a altura da laje de concreto acima das nervuras da fôrma de aço;

$A_a$  é a área do perfil de aço;

$f_{yd}$  é a resistência de cálculo do aço.

Se:

a)  $\eta_i \geq 1,0$ , a interação é completa (nesse caso, adota-se  $\eta_i = 1,0$ );

b)  $\eta_{i,min} \leq \eta_i < 1,0$ , a interação é parcial;

c)  $\eta_i < \eta_{i,min}$ , a interação é inexistente.

O parâmetro de comparação  $\eta_{i,min}$  é adotado como 1,0 para vigas com vão superior a 25 m. Para vãos inferiores ou iguais a 25 m, o parâmetro é dado pela Equação 32:

$$\eta_{i,min} \geq \begin{cases} 1 - \frac{E_a}{578 \cdot f_y} (0,75 - 0,03 \cdot L_e) \\ 0,40 \end{cases} \quad (32)$$

Onde:

$E_a$  é o módulo de elasticidade do aço;

$L_e$  é o vão da viga mista, em metros.

### Resistência ao momento fletor em vigas mistas biapoiadas com interação completa

Quando a interação entre aço e concreto é completa, a linha neutra plástica (LNP) é determinada pelo equilíbrio de forças, sendo que a força máxima de plastificação que pode atuar

na viga equivale ao maior valor entre  $C_{cd}$  (Equação 33), que comprime a laje ou  $T_{ad}$  (Equação 34), que traciona o perfil do aço.

$$C_{cd} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_{ef} \cdot a \quad (33)$$

$$T_{ad} = A_a \cdot f_{yd} \quad (34)$$

Se  $C_{cd} > T_{ad}$ , a LNP passa na laje (Figura 25c), situação na qual o concreto trabalha tanto comprimido quanto tracionado, porém a parte que trabalha tracionada é desprezada para que o equilíbrio entre as forças seja contemplado. Sendo assim, basta fazer  $C_{cd} = T_{ad}$  e descobrir a parcela da laje a que atua neste caso. Pelo binário de forças chega-se à Equação 36 (ABNT, 2008).

$$a = \frac{T_{ad}}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_{ef}} \leq t_c \quad (35)$$

$$M_{Rd} = T_{ad} \left( d_1 + h_F + t_c - \frac{a}{2} \right) \quad (36)$$

Se  $C_{cd} < T_{ad}$ , a LNP passa no perfil de aço, com o concreto trabalhando totalmente comprimido (Equação 37) e parte da seção do perfil trabalhando também comprimida e a outra tracionada. Dessa forma, o equilíbrio é estabelecido de acordo com a Equação 38.

$$C_{cd} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_{ef} \cdot t_c \quad (37)$$

$$A_a \cdot f_{yd} - C_{ad} = C_{ad} + C_{cd} \rightarrow C_{ad} = \frac{1}{2} (A_a \cdot f_{yd} - C_{cd}) \quad (38)$$

$$T_{ad} = C_{cd} + C_{ad} \quad (39)$$

Se  $C_{ad} \leq A_{af} \cdot f_{yd}$ , a LNP passa pela mesa superior do perfil (Figura 25b) e sua posição ( $y_p$ ), medida a partir do topo do perfil, é dada pela Equação 40. Se  $C_{ad} > A_{af} \cdot f_{yd}$ , a LNP corta a alma do perfil (Figura 25a) e  $y_p$  é dada pela Equação 41.

$$y_p = \left( \frac{C_{ad}}{A_{af} \cdot f_{yd}} \right) t_f \quad (40)$$

$$y_p = t_f + h \left( \frac{C_{ad} - A_{af} \cdot f_{yd}}{A_{aw} \cdot f_{yd}} \right) \quad (41)$$

Dadas as forças resultantes, o momento fletor resistente de cálculo é dado pela Equação 42:

$$M_{Rd} = C_{ad}(d - y_t - y_c) + C_{cd} \left( \frac{t_c}{2} + h_F + d - y_t \right) \quad (42)$$

Nas expressões apresentadas anteriormente, têm-se:

$C_{cd}$  é a força resistente de cálculo da espessura comprimida da laje de concreto;

$a$  é a espessura de laje comprimida;

$T_{ad}$  é a força resistente de cálculo da região tracionada do perfil de aço;

$A_a$  é a área do perfil de aço;

$t_c$  é a altura da laje de concreto acima das nervuras da fôrma de aço;

$d_1$  é a distância do centro geométrico do perfil de aço até a face superior desse perfil;

$h_F$  é a altura das nervuras da laje com fôrma de aço incorporada;

$C_{ad}$  é a força resistente de cálculo da parte comprimida do perfil de aço;

$A_{af}$  é a área da mesa superior do perfil de aço;

$y_p$  é a distância da linha neutra da seção plastificada até a face superior do perfil de aço;

$t_f$  é a espessura da mesa superior do perfil de aço;

$h$  é a altura da alma, tomada como a distância entre as faces internas das mesas;

$t_w$  é a espessura da alma;

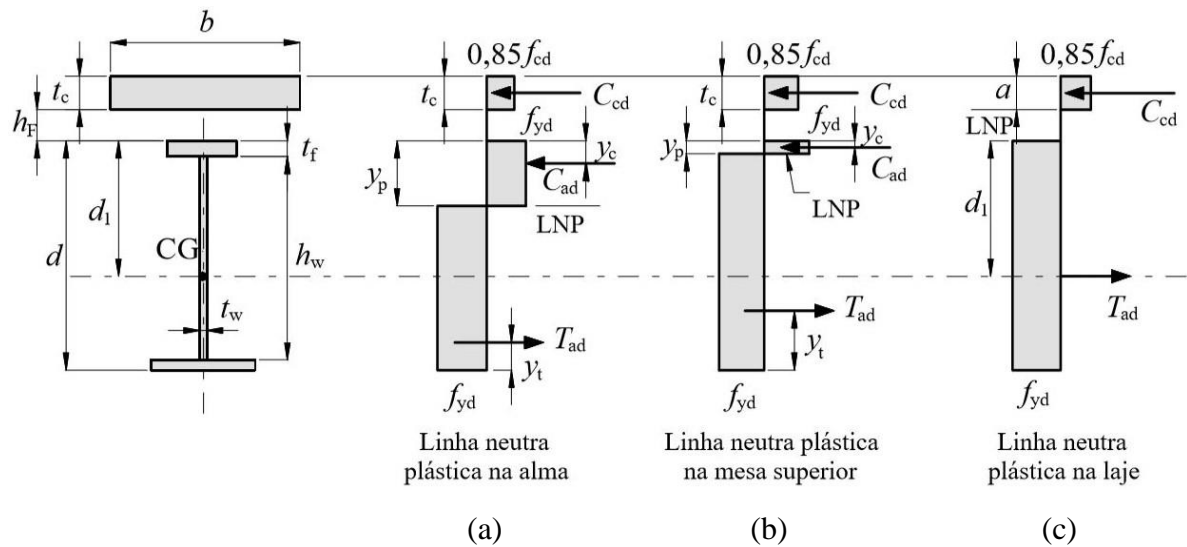
$A_{aw}$  é a área da alma do perfil de aço, igual ao produto  $h t_w$ ;

$d$  é a altura total do perfil de aço;

$y_t$  é a distância do centro geométrico da parte tracionada do perfil de aço até sua face inferior desse perfil;

$y_c$  é a distância do centro geométrico da parte comprimida do perfil de aço até a face superior desse perfil.

Figura 25 – Distribuição de tensões em vigas mistas sob momento fletor positivo com interação completa.



Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008, p. 178).

#### Resistência ao momento fletor em vigas mistas biapoiadas com interação parcial

Conforme visto no subitem 2.3.4.1, quando a interação de uma viga mista é parcial, há a formação de duas linhas neutras; uma na laje e outra no perfil de aço (Figura 26). Desprezando-se a contribuição do concreto tracionado, a força resistente de cálculo da espessura comprimida da laje de concreto é obtida ao igualar, por equilíbrio, a força de compressão na espessura comprimida da laje à máxima força horizontal transmitida pelos  $n$  conectores de cisalhamento posicionados entre as seções de momento máximo e nulo, resultando na Equação 43:

$$C_{cd} = n \cdot Q_{Rd} = \eta_i \cdot F_{hd} \quad (43)$$

Do equilíbrio de forças, obtêm-se as forças resistentes de cálculo das regiões comprimida e tracionada do perfil de aço, fornecidas respectivamente pelas Equações 38 e 39. A espessura comprimida da laje pode ser determinada pela Equação 44:

$$a = \frac{C_{cd}}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_{ef}} \quad (44)$$

Assim como para as vigas mistas com interação completa, se  $C_{ad} \leq A_{af} \cdot f_{yd}$ , a LNP passa pela mesa superior do perfil e sua posição ( $y_p$ ), medida a partir do topo do perfil, é dada pela Equação 40. Se  $C_{ad} > A_{af} \cdot f_{yd}$ , a LNP corta a alma do perfil e  $y_p$  é dada pela Equação 41.

Dadas as forças resultantes, o momento fletor resistente de cálculo é dado pela Equação 45, (ABNT, 2008):

$$M_{Rd} = C_{ad}(d - y_t - y_c) + C_{cd} \left( t_c - \frac{a}{2} + h_F + d - y_t \right) \quad (45)$$

Nas expressões apresentadas anteriormente, têm-se:

$C_{cd}$  é a força resistente de cálculo da espessura comprimida da laje de concreto;

$Q_{Rd}$  é a força horizontal resistente de cálculo por conector;

$\eta_i$  é o grau de interação;

$F_{hd}$  é o esforço horizontal de cálculo;

$a$  é a espessura de laje comprimida;

$f_{cd}$  é a resistência de cálculo do concreto;

$b_{ef}$  é a largura efetiva da laje;

$C_{ad}$  é a força resistente de cálculo da parte comprimida do perfil de aço;

$y_p$  é a distância da linha neutra da seção plastificada até a face superior do perfil de aço;

$d$  é a altura total do perfil de aço;

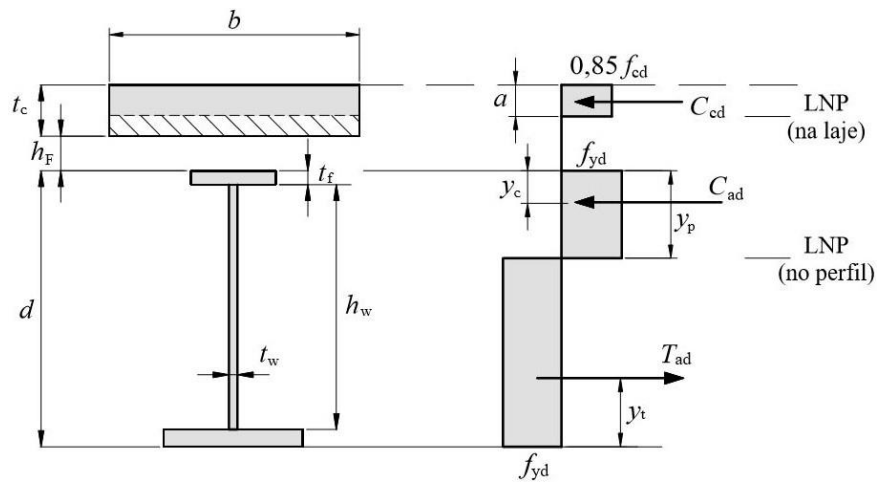
$y_t$  é a distância do centro geométrico da parte tracionada do perfil de aço até sua face inferior desse perfil;

$y_c$  é a distância do centro geométrico da parte comprimida do perfil de aço até a face superior desse perfil;

$t_c$  é a altura da laje de concreto acima das nervuras da fôrma de aço;

$h_F$  é a altura das nervuras da laje com fôrma de aço incorporada.

Figura 26 – Distribuição de tensões em vigas mistas sob momento fletor positivo com interação parcial.



Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008, p. 178).

#### 2.3.5.1.2 Resistência à plastificação da alma do perfil de aço pela força cortante

O dimensionamento de uma viga mista ao esforço cortante desconsidera a participação da laje, de forma que o perfil de aço é verificado isoladamente. Sendo assim, a força cortante resistente nominal é função da esbeltez ( $\lambda$ ) do perfil.

$$\lambda = \frac{h}{t_w} \quad (46)$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{5 \cdot E_a}{f_y}} \quad (47)$$

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{5 \cdot E_a}{f_y}} \quad (48)$$

Onde:

$\lambda$  é a esbeltez do perfil;

$\lambda_p$  é o valor máximo do parâmetro de esbeltez para que não ocorra flambagem por cisalhamento;

$\lambda_r$  é o valor do parâmetro de esbeltez acima do qual a flambagem por cisalhamento ocorre em regime elástico;

$h$  é a altura da alma, tomada como a distância entre as faces internas das mesas;

$t_w$  é a espessura da alma;

$E_a$  é o módulo de elasticidade do aço;

$f_y$  é a resistência ao escoamento do aço.

Desse modo, a determinação da força cortante resistente nominal obedece às seguintes condições, dadas pelas Equações 49 a 51:

a) Para  $\lambda \leq \lambda_p$

$$V_{Rk} = 0,60 \cdot A_w \cdot f_y \quad (49)$$

b) Para  $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$

$$V_{Rk} = \frac{\lambda_p}{\lambda} (0,60 \cdot A_w \cdot f_y) \quad (50)$$

c) Para  $\lambda > \lambda_r$

$$V_{Rk} = 1,24 \left( \frac{\lambda_p}{\lambda} \right)^2 \cdot (0,60 \cdot A_w \cdot f_y) \quad (51)$$

Onde:

$V_{Rk}$  é a força cortante resistente nominal;

$A_w$  é a área efetiva de cisalhamento, igual ao produto  $d \cdot t_w$ ;

$d$  é a altura total do perfil de aço;

$t_w$  é a espessura da alma;

$f_y$  é a resistência ao escoamento do aço.

Uma vez obtida a força cortante resistente nominal, define-se a força cortante solicitante de cálculo através da Equação 52.

$$V_{Rd} = \frac{V_{Rk}}{\gamma_{a1}} \quad (52)$$

Onde:

$V_{Rd}$  é a força cortante resistente de cálculo;

$\gamma_{a1}$  é o coeficiente de ponderação da resistência para estados-limites relacionados ao escoamento e à instabilidade, igual a 1,10.

### 2.3.5.1.3 Conectores de cisalhamento entre uma seção de momento nulo e carga concentrada

Como visto previamente,

[...] o momento fletor resistente de cálculo depende do grau de interação, que por sua vez está ligado ao número de conectores dispostos entre a seção de momento máximo e as seções adjacentes de momento nulo. [...] Definido o grau de interação [...], determina-se o número de conectores,  $n$ , que precisam ser colocados de cada lado da seção de momento fletor solicitante máximo. Esses conectores devem ser uniformemente espaçados entre essa seção e as seções adjacentes de momento nulo. No entanto, se houver a atuação de uma carga concentrada, o esforço horizontal na interface entre o aço e o concreto pode sofrer uma elevação abrupta no trecho entre a seção de atuação dessa carga e a seção adjacente de momento nulo (ambas situadas do mesmo lado, relativamente à seção de momento máximo). (FAKURY et al., 2016, p. 415).

Dessa forma, o número de conectores entre estas seções não pode ser inferior a  $n_p$ , calculado pela Equação 20, dada no subitem 2.2.2.1.

#### 2.3.5.1.4 Cisalhamento da laje nas seções longitudinais próximas ao perfil de aço

A fissuração causada pelo cisalhamento na região adjacente ao perfil de aço deve ser restringida por uma armadura transversal ao perfil, a não ser que se demonstre que as armaduras necessárias para outros fins, devidamente ancoradas, sejam suficientes para contê-la. A referida armadura, denominada armadura de costura, deve ser espaçada uniformemente ao longo do comprimento  $L_m$ . Segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008, p. 171), a área da seção da armadura de costura

“[...] não pode ser inferior a 0,2% da área da seção de cisalhamento do concreto por plano de cisalhamento (plano a-a na Figura [27]) no caso de lajes maciças ou de lajes mistas com nervuras longitudinais ao perfil de aço e 0,1% no caso de lajes mistas com nervuras transversais, não sendo em nenhum caso inferior a 150 mm<sup>2</sup>/m”.

Deve-se ainda satisfazer a condição  $V_{Sd} \leq V_{Rd}$  para cada plano de cisalhamento longitudinal, tanto nas regiões de momento positivo quanto nas de momento negativo.

$$V_{Sd} = \frac{\sum Q_{m,Rd} \frac{b_1}{b_1+b_2} - 0,85 \cdot f_{cd} \cdot A_{blc} - A_{long} \cdot f_{sd}}{L_m} \geq 0 \quad (53)$$



$$V_{Rd} \leq \begin{cases} 0,6 \cdot \eta \cdot A_{cv} \cdot \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} + A_s \cdot f_{sd} + A_F \cdot f_{yFd} \\ 0,2 \cdot \eta \cdot A_{cv} \cdot f_{cd} + 0,6 \cdot A_F \cdot f_{yFd} \end{cases} \quad (54)$$

Onde:

$V_{Sd}$  é a força cortante solicitante de cálculo;

$V_{Rd}$  é a força cortante resistente de cálculo;

$\sum Q_{m,Rd}$  é o somatório das forças resistentes de cálculo individuais dos conectores de cisalhamento situados no trecho de comprimento  $L_m$  (se  $\sum Q_{m,Rd}$  for maior do que a força resistente de cálculo necessária para interação escolhida, usar esta última);

$b_1$  é a largura efetiva da laje a partir do eixo da viga no lado onde se analisa a resistência à fissuração longitudinal;

$b_2$  é a largura efetiva da laje a partir do eixo da viga do lado oposto a  $b_1$ ;

$f_{cd}$  é a resistência de cálculo do concreto;

$A_{blc}$  é a área da seção transversal da região comprimida da laje de concreto entre o plano de cisalhamento considerado e a linha de centro da viga;

$A_{long}$  é a área da armadura longitudinal tracionada entre o plano de cisalhamento considerado e a linha de centro da viga;

$f_{sd}$  é a resistência de cálculo ao escoamento do aço da armadura;

$L_m$  é a distância entre as seções de momento máximo positivo e momento nulo nas regiões com momento positivo, ou entre as seções de momento máximo negativo e momento nulo nas regiões com momento negativo;

$\eta$  é dado pela Equação 16;

$A_{cv}$  é a área de cisalhamento do concreto no plano considerado, por unidade de comprimento da viga;

$f_{ctk,inf}$  é a resistência à tração direta característica inferior do concreto, dada pela Equação 17;

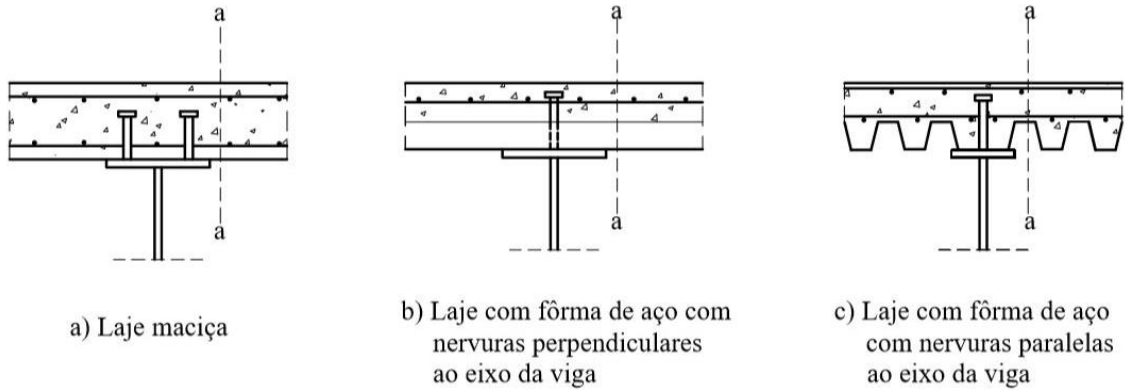
$\gamma_c$  é o coeficiente de ponderação do concreto;

$A_s$  é a área da armadura transversal disponível na seção da laje considerada (corte a-a da Figura 27), por unidade de comprimento da viga, incluindo qualquer armadura prevista para flexão da laje e armaduras transversais adicionais,  $A_{sa}$ , desde que devidamente ancoradas além da seção considerada;

$A_F$  é a área da fôrma de aço incorporada no plano de cisalhamento, por unidade de comprimento, caso a fôrma seja contínua sobre a viga e as nervuras estejam dispostas perpendicularmente ao perfil de aço (nas demais situações,  $A_F = 0$ );

$F_{yFd}$  é a resistência de cálculo da fôrma de aço.

Figura 27 – Superfícies típicas de falha por cisalhamento.



Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008, p. 173).

### 2.3.5.2 Fase final – Estados-limites de serviço (ELS)

Os estados-limites aplicáveis às vigas são deslocamento vertical máximo e fissuração do concreto da laje.

#### 2.3.5.2.1 Deslocamento vertical

O anexo C da NBR 8800 (ABNT, 2008) estabelece um limite para os deslocamentos verticais (flechas) das vigas de piso e de cobertura, conforme as Equações 55 e 56. Caso haja paredes de alvenaria sobre ou sob uma viga, solidarizadas a ela, o deslocamento vertical também não deve exceder 15 mm.

$$\delta_{m\acute{a}x, vigas\ de\ piso} \leq \begin{cases} \frac{L}{350} \\ 1,50\ cm \end{cases} \quad (55)$$

$$\delta_{m\acute{a}x, vigas\ de\ cobertura} \leq \begin{cases} \frac{L}{250} \\ 1,50\ cm \end{cases} \quad (56)$$

Onde:

$L$  é o vão teórico entre apoios.

Para se obter o deslocamento vertical da viga mista com aberturas é necessário, primeiro, calcular a flecha da viga mista com alma cheia, fazendo uso da Equação 57. A Norma permite a aplicação de uma contraflecha nos casos em que o deslocamento total ultrapasse o valor permitido.

$$\delta_{tot} = \delta_2 + \delta_3 - \delta_0 \quad (57)$$

Onde:

$\delta_{tot}$  é o deslocamento total da viga;

$\delta_2$  é o deslocamento devido aos efeitos de longa duração das ações permanentes;

$\delta_3$  é o deslocamento devido às ações variáveis, incluindo, se houver, os efeitos de longa duração devidos aos valores quase permanentes dessas ações;

$\delta_0$  é a contraflecha da viga, se houver.

Para o cálculo dos componentes  $\delta_2$  e  $\delta_3$  do deslocamento total, utilizam-se as Equações 58 para cargas distribuídas, e 59 para duas cargas pontuais simétricas em relação à metade da viga.

$$\delta = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 E_a I_{ef}} \quad (58)$$

$$\delta = \frac{P \cdot a}{24 \cdot E_a \cdot I_{ef}} (3 \cdot L^2 - 4 \cdot a^2) \quad (59)$$

Onde:

$\delta$  é o deslocamento ocasionado por carga específica;

$q$  é a carga distribuída considerada para o deslocamento;

$P$  é a carga concentrada considerada para o deslocamento;

$L$  é o vão teórico da viga;

$a$  é a distância entre a carga concentrada e a extremidade da viga;

$E_a$  é o módulo de elasticidade do aço;

$I_{ef}$  é o momento de inércia efetivo.

O momento de inércia efetivo considera as propriedades geométricas da seção mista por meio da homogeneização teórica da seção, dividindo-se a largura efetiva da seção ( $b_{ef}$ ) pela

razão modular  $\alpha_E$  (Equação 64). Além disso, a consideração dos efeitos de longa duração (fluência e retração do concreto) pode ser feita de maneira simplificada, “[...] multiplicando-se a razão modular por 3 para a determinação dos deslocamentos provenientes das ações permanentes e dos valores quase permanentes das ações variáveis”, (ABNT, 2008, p. 170). Os cálculos necessários para a determinação do momento de inércia efetivo são dados pelas Equações 60 a 65:

$$I_{ef} = I_a + \sqrt{\eta_i}(I_{tr} - I_a) \quad (60)$$

$$I_{tr} = I_a + A_a(y_{tr,i} - y_{a,i})^2 + \frac{b_{tr} \cdot a^3}{12} + A_{c,tr}(d + h_F + t_c - \frac{a}{2} - y_{tr,i})^2 \quad (61)$$

$$y_{tr,i} = \frac{A_a \cdot y_{a,i} + b_{tr} \cdot t_c (d + h_F + \frac{t_c}{2})}{A_a + b_{tr} \cdot t_c} \quad (62)$$

$$b_{tr} = \frac{b_{ef}}{\alpha_E} \quad (63)$$

$$\alpha_E = \frac{E_a}{E_c} \quad (64)$$

$$a = d + h_F + t_c - y_{tr,i} \leq t_c \quad (65)$$

Onde:

- $I_a$  é o momento de inércia do perfil de aço;
- $\eta_i$  é o grau de interação, calculado pela equação 30;
- $I_{tr}$  é o momento de inércia da seção mista homogeneizada;
- $A_a$  é a área do perfil de aço;
- $y_{tr,i}$  é a posição da linha neutra elástica (LNE) da seção homogeneizada;
- $y_{a,i}$  é a distância do centro geométrico do perfil até sua base;
- $b_{tr}$  é a largura equivalente de aço;
- $a$  é a espessura de laje comprimida;
- $A_{c,tr}$  é a área de concreto tracionada considerando  $b_{tr}$ ;
- $d$  é a altura total do perfil de aço;
- $h_F$  é a altura das nervuras da laje com fôrma de aço incorporada;
- $t_c$  é a altura da laje de concreto acima das nervuras da fôrma de aço;
- $b_{ef}$  é a largura efetiva da laje;
- $\alpha_E$  é o coeficiente de homogeneização (razão modular);
- $E_c$  é o módulo de elasticidade do concreto.

Finalmente, considerando a posição das aberturas como a mais desfavorável, a flecha de uma viga com aberturas pode ser estimada pela Equação 66.

$$\delta_{tot,ab} = \delta_{tot} \left[ 1 + 5167 \left( \frac{d}{L} \right)^{3,19} \left( \frac{H_o}{d} \right)^{6,48} \left( \frac{n}{\alpha} \right)^{1,42} \right] \quad (66)$$

Onde:

$\delta_{tot,ab}$  é a flecha da viga com aberturas;

$\delta_{tot}$  é a flecha da viga sem aberturas;

$L$  é o vão teórico da viga;

$H_o$  é a altura da maior abertura;

$n$  é o número de aberturas;

$\alpha$  é um coeficiente de ajuste, igual a 1 para aberturas retangulares com razão de aspecto máxima de 2:1, 2 para aberturas quadradas e 3 para aberturas circulares.

#### 2.3.5.2.2 Fissuração do concreto

A verificação de fissuras na laje de concreto se deve à tendência de continuidade junto aos apoios das vigas biapoiadas. Sejam os apoios vigas ou pilares, a tendência de continuidade se dá pela rotação em sentidos contrários das vigas chegando em lados opostos destes apoios, provocando fissuras na laje tracionada.

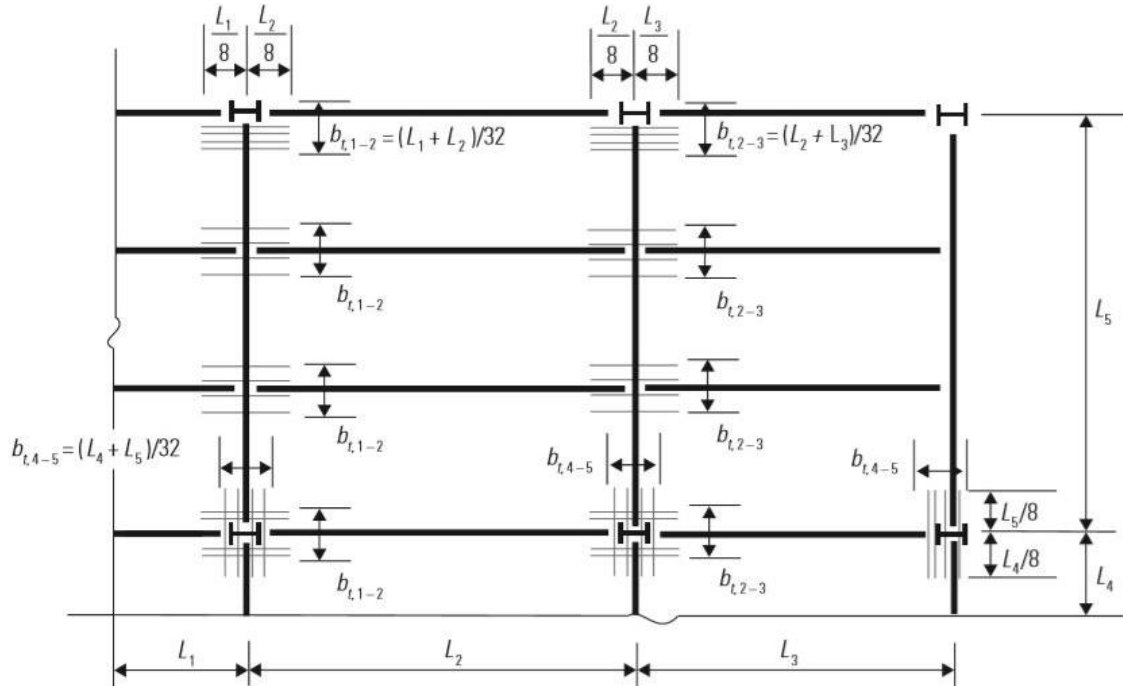
Para evitar a ocorrência das fissuras, uma armadura de continuidade é prevista. Esta armadura é colocada na direção das vigas em uma largura de trabalho  $b_t$ , próxima à face superior da laje e em camada única, como mostra a Figura 28. Segundo Fakury et al. (2016),  $b_t$  pode ser tomada como 1/32 da soma dos vãos das vigas que chegam a um apoio em comum.

As barras da armadura de continuidade devem ter comprimento mínimo de 1/8 do vão da viga de apoio, para cada lado do eixo desse apoio. Quando o apoio é um pilar contínuo, podem passar ao lado do pilar. Ainda, de acordo com Fakury et al. (2016), caso alguma barra fique fora da largura de trabalho  $b_t$ , furos devem ser feitos nas mesas ou na alma do pilar para sua passagem (Figura 28).

Vale ressaltar que quando o apoio é uma viga de extremidade, por exemplo, não há necessidade deste tipo de armadura. No caso de a viga chegar a um pilar externo, recomenda-

se verificar a necessidade de colocar armadura junto a esses pilares, pois nessa região podem surgir momentos que, embora pequenos, levem a fissuras.

Figura 28 – Posicionamento das armaduras de continuidade sobre as vigas.



Fonte: (FAKURY et al., 2016, p. 423).

A área de aço da armadura de continuidade pode ser encontrada através da Equação 67.

$$A_{sc} = \frac{0,72 \cdot f_{ct,ef} \cdot b_t \cdot t_c}{\sigma_{st}} \quad (67)$$

$$\sigma_{st} = 810 \sqrt{\frac{f_{ck}^{2/3} w_k}{\phi}} \leq f_{ys} \quad (68)$$

Onde:

$A_{sc}$  é a área de aço da armadura de continuidade;

$f_{ct,ef}$  é a “resistência média à tração efetiva do concreto no instante em que se formam as primeiras fissuras, [...] recomenda-se adotar, para efeito de cálculo, um valor mínimo de  $f_{ct,ef}$  igual a 3 MPa”, (ABNT, 2008, p. 194);

$b_t$  é a largura de trabalho;

$t_c$  é a altura da laje de concreto acima das nervuras da fôrma de aço;

$\sigma_{st}$  é a máxima tensão de tração permitida na armadura, imediatamente após a ocorrência da fissuração;

- $w_k$  é a abertura máxima característica das fissuras, dada pela Figura 29, em função da agressividade ambiental;
- $\Phi$  é o diâmetro das barras da armadura, em milímetros, que não pode ser superior a 20 mm;
- $f_{ys}$  é a resistência ao escoamento do aço da armadura, em MPa (para o aço CA-50, geralmente utilizado,  $f_{ys}$  é igual a 500 MPa).

Figura 29 – Valores limites de  $w_k$ .

Agressividade ambiental <sup>a</sup>	Ambiente	$w_k$ mm
I (fraca)	Rural ou submersa	0,4
II (moderada)	Urbano	0,3
III (forte)	Marinho e industrial	0,3
IV (muito forte)	Industrial químico agressivo e respingos de maré	0,2
<sup>a</sup> Pode-se admitir uma agressividade ambiental um nível mais brando em ambiente interno seco ou se o concreto for revestido com argamassa e pintura.		

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008, p. 194).

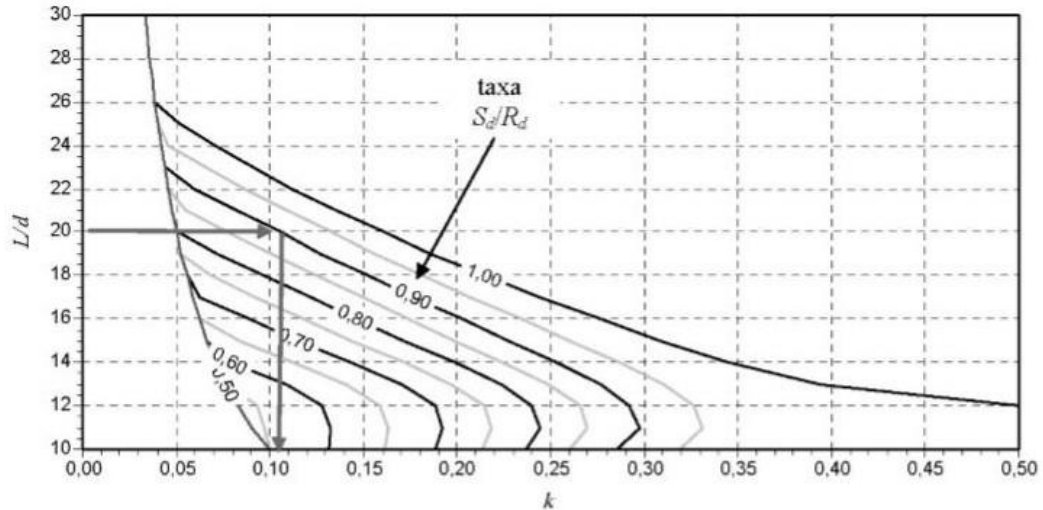
### 2.3.6 Aberturas na alma do perfil de aço

O livro utilizado para dimensionar as aberturas nas almas das vigas compreende um total de 18 ábacos para vigas mistas com perfil I laminado. Os ábacos são separados pelo tipo de abertura; circular, quadrada e retangular, e têm dois dados de entrada; a taxa de sollicitação da viga e a relação  $L/d$ , que deve estar entre 10 e 30. A taxa de sollicitação é o maior valor entre a razão entre os momentos sollicitante e resistente de cálculo e a razão entre os esforços cortantes sollicitante e resistente de cálculo ( $M_{Sd}/M_{Rd}$  e  $V_{Sd}/V_{Rd}$ ).

O ábaco determina uma zona neutra (Figura 18b) em que aberturas podem ser feitas e para isso, sua escolha toma como critérios o formato da abertura e a altura ( $h_{zn}$ ) requerida para a zona neutra, que se dá em função da altura ( $d$ ) do perfil definido para a viga (os ábacos têm opção de  $h_{zn} \leq 0,2 \cdot d$  a  $h_{zn} \leq 0,7 \cdot d$  para todos os formatos de abertura). Após a seleção do ábaco, e com a inserção dos dados de entrada, é encontrado o coeficiente  $k$ , usado para encontrar o espaçamento  $kL$  (Figura 18b) necessário entre os apoios da viga e o início da zona neutra, configurando a região da viga que deve permanecer inalterada.

A Figura 30 ilustra o processo de encontro do coeficiente  $k$  para  $L/d = 20$  e taxa de sollicitação igual a 0,90.

Figura 30 – Exemplo de utilização de um ábaco.



Fonte: (VERÍSSIMO et al., 2012, p. 16).

É importante salientar que, de modo geral, qualquer tipo de carregamento é admitido, desde que produza apenas força cortante e momento fletor em torno do eixo de maior inércia (eixo x), e “com momento fletor e força cortante solicitantes de cálculo na seção correspondente ao centro de todas as aberturas menores ou iguais aos respectivos valores desses esforços na mesma posição, em valor absoluto, numa viga birrotulada de mesmo vão, sujeita à máxima carga uniformemente distribuída de cálculo possível”, (VERÍSSIMO et al., 2012, p. 19).

Cargas pontuais aplicadas a uma distância  $d$  ou mais da borda de qualquer abertura deve ter alma do perfil de aço que atenda a relação  $\frac{h}{t_w} \leq 3,06 \sqrt{\frac{E_a}{f_y}}$ , onde  $E_a$  é o módulo de elasticidade do aço. No caso de cargas pontuais aplicadas a uma distância entre  $d/2$  e  $d$  da borda de qualquer abertura, a alma do perfil de aço deve possuir  $\frac{h}{t_w} \leq 2,46 \sqrt{\frac{E_a}{f_y}}$  e  $\frac{b_f}{2t_f} \leq 0,32 \sqrt{\frac{E_a}{f_y}}$ .

## 2.4 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

A verificação dos estados-limites últimos e de serviço é feita a partir dos esforços solicitantes de cálculo, obtidos por meio da combinação das ações atuantes no edifício a ser



dimensionado. Tais combinações determinam os efeitos mais desfavoráveis para as seções críticas da estrutura, podendo ser calculadas pelo coeficiente  $\gamma_f$ , dado por:

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot \gamma_{f3} \quad (69)$$

Onde:

$\gamma_f$  é o coeficiente de ponderação das ações;

$\gamma_{f1}$  é a parcela do  $\gamma_f$  que considera a variabilidade das ações;

$\gamma_{f2}$  é a parcela do  $\gamma_f$  que considera a simultaneidade de atuação das ações;

$\gamma_{f3}$  é a parcela do  $\gamma_f$  que considera os possíveis erros de avaliação dos efeitos das ações.

Para a verificação dos estados-limites últimos, utiliza-se o produto  $\gamma_{f1} \gamma_{f3}$ , representado por  $\gamma_g$  ou  $\gamma_q$  na Figura 31, e o coeficiente  $\gamma_{f2}$ , representado pelo fator de combinação  $\psi_0$  na Figura 32. Para a verificação dos estados-limites de serviço, o coeficiente de ponderação das ações tem valor igual a 1,0; e são usados os fatores de redução  $\psi_1$  e  $\psi_2$ , encontrados na Figura 32.

Figura 31 – Valores dos coeficientes de ponderação das ações  $\gamma_f = \gamma_{f1} \gamma_{f3}$ .

Combinações	Ações permanentes ( $\gamma_g$ ) <sup>a c</sup>					
	Diretas					Indiretas
	Peso próprio de estruturas metálicas	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	Peso próprio de estruturas moldadas no local e de elementos construtivos industrializados e empuxos permanentes	Peso próprio de elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	Peso próprio de elementos construtivos em geral e equipamentos	
Normais	1,25 (1,00)	1,30 (1,00)	1,35 (1,00)	1,40 (1,00)	1,50 (1,00)	1,20 (0)
Especiais ou de construção	1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,25 (1,00)	1,30 (1,00)	1,40 (1,00)	1,20 (0)
Excepcionais	1,10 (1,00)	1,15 (1,00)	1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,30 (1,00)	0 (0)
	Ações variáveis ( $\gamma_q$ ) <sup>a d</sup>					
	Efeito da temperatura <sup>b</sup>	Ação do vento	Ações truncadas <sup>e</sup>	Demais ações variáveis, incluindo as decorrentes do uso e ocupação		
	Normais	1,20	1,40	1,20	1,50	
Especiais ou de construção	1,00	1,20	1,10	1,30		
Excepcionais	1,00	1,00	1,00	1,00		

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008).

Figura 32 – Valores dos fatores de combinação  $\psi_0$  e de redução  $\psi_1$  e  $\psi_2$  para as ações variáveis.

Ações		$\gamma_{\Omega}^a$		
		$\Psi_0$	$\Psi_1^d$	$\Psi_2^e$
Ações variáveis causadas pelo uso e ocupação	Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas <sup>b)</sup>	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas <sup>c)</sup>	0,7	0,6	0,4
	Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens e sobrecargas em coberturas (ver B.5.1)	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos	Passarelas de pedestres	0,6	0,4	0,3
	Vigas de rolamento de pontes rolantes	1,0	0,8	0,5
	Pilares e outros elementos ou subestruturas que suportam vigas de rolamento de pontes rolantes	0,7	0,6	0,4

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008).

De acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008), as verificações de estados-limites últimos para lajes e vigas mistas devem ser feitas com a combinação última normal (Equação 70). Já no cálculo dos deslocamentos verticais, as Equações 71 e 72 são utilizadas para se encontrar os valores das ações variáveis de curta duração (totalidade das ações variáveis, excluindo-se o valor quase permanente dessas ações) e de longa duração (valor quase permanente das ações variáveis), respectivamente.

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} \cdot F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} \cdot F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \cdot \psi_{0j} \cdot F_{Qj,k}) \quad (70)$$

$$F_{ser,cd} = \sum_{j=1}^n (1 - \psi_{2j}) \cdot F_{Qj,k} \quad (71)$$

$$F_{ser,ld} = \sum_{j=1}^n (\psi_{2j} \cdot F_{Qj,k}) \quad (72)$$

Onde:

$F_d$  é o esforço solicitante de cálculo para os estados-limites últimos;

$F_{ser}$  é o esforço solicitante de cálculo para os deslocamentos verticais;

$\gamma_g$  é o coeficiente de ponderação de cargas permanentes;

$\gamma_q$  é o coeficiente de ponderação de cargas variáveis;

$F_{Gi,k}$  representa os valores característicos das ações permanentes;

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

$F_{Qj,k}$  representa os valores característicos das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal;

$\psi_0$  é o fator de ponderação de cargas variáveis;

$\psi_1; \psi_2$  são os fatores de redução de cargas variáveis.

### 3 ESTUDO DE CASO

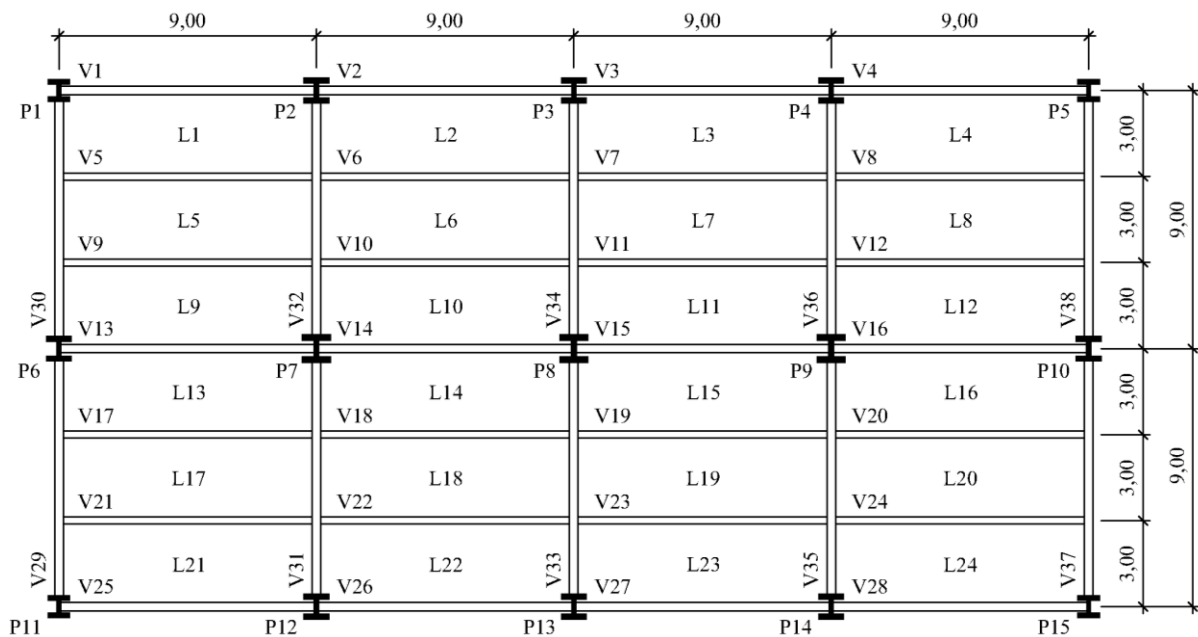
Neste capítulo apresenta-se o edifício modelo estudado a partir da implementação do sistema misto com lajes steel deck e vigas mistas com aberturas na alma. São apresentadas, também, as considerações de projeto e as ações a serem aplicadas.

#### 3.1 APRESENTAÇÃO DO EDIFÍCIO MODELO

O edifício modelo estudado é o utilizado nas notas de aula da disciplina de Estruturas de aço e Madeira “A” do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Maria, ministrada pelo Prof. Dr. João Kaminski Junior, (KAMINSKI Jr., 2019).

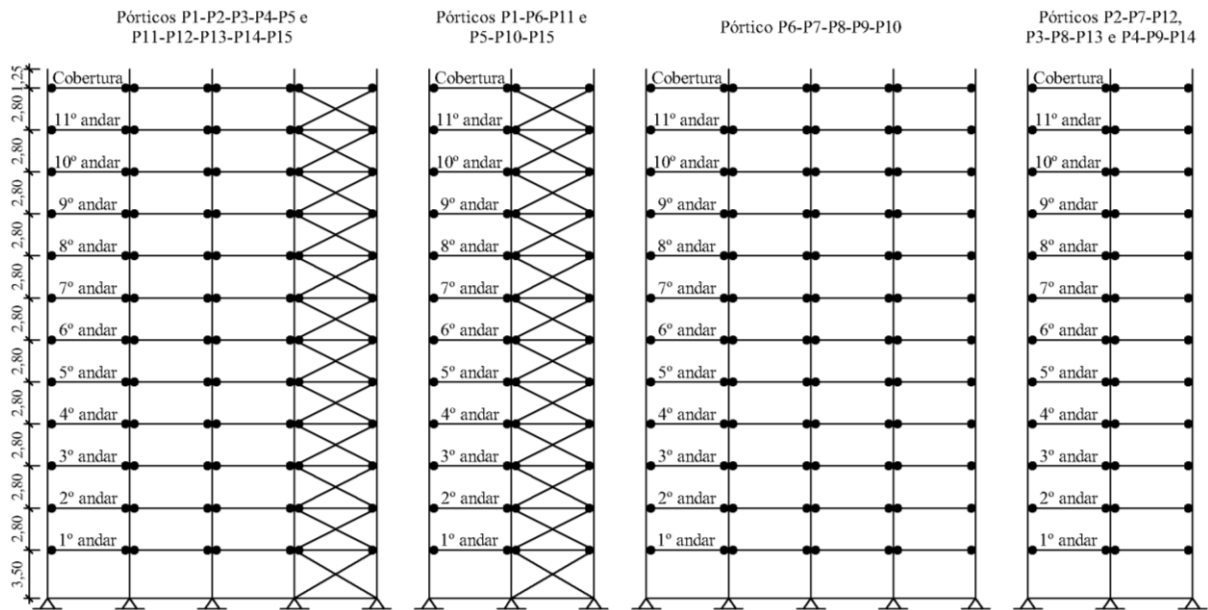
A edificação possui doze andares (considerando a cobertura) com o mesmo pavimento tipo estrutural (Figura 33) e mesma altura, de 2,80 m, exceto para o pavimento térreo (Figura 34), que tem altura de 3,50 m. Para seguimento do estudo, as ligações viga-viga e viga-pilar foram admitidas como rotuladas, com pilares apoiados nas fundações e contraventamento em “X” em todos os andares dos pórticos do contorno do edifício (Figura 34). O uso da construção foi estipulado como comercial, com classe de agressividade ambiental II, conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014).

Figura 33 – Pavimento tipo estrutural.



Fonte: Adaptação de KAMINSKI Jr. (2019).

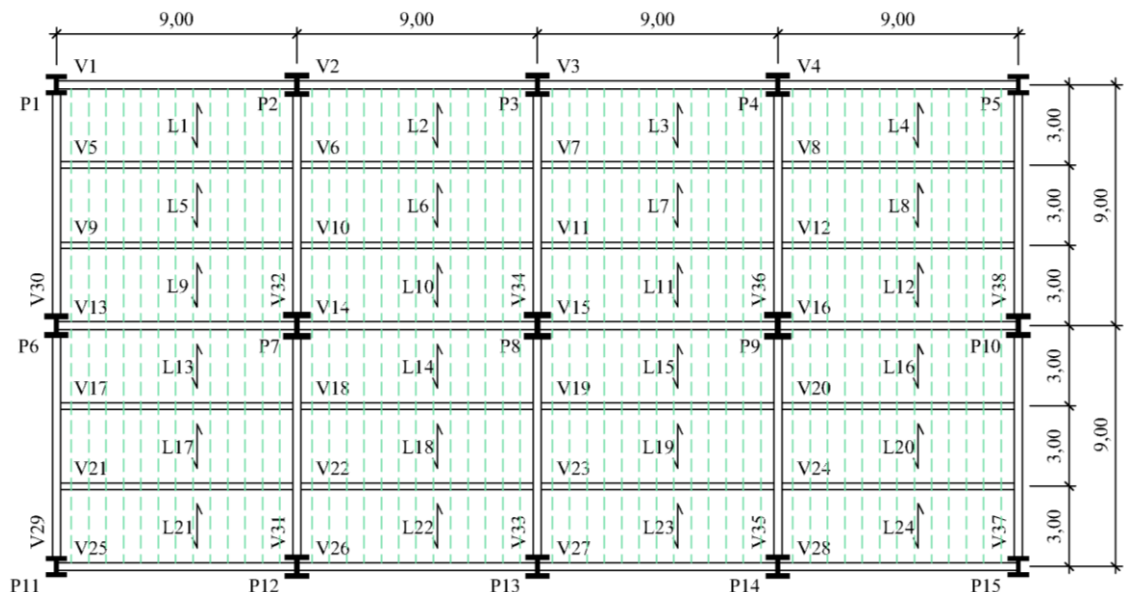
Figura 34 – Elevações dos pórticos.



Fonte: Adaptação de KAMINSKI Jr. (2019).

Visto que a estrutura do edifício modelo já estava definida, a única alteração para aplicação do dimensionamento diz respeito ao emprego de elementos estruturais mistos, pois originalmente o edifício foi idealizado com estrutura totalmente em aço. As lajes serão biapoiadas, com as nervuras perpendiculares às vigas de apoio, sendo assim, as lajes têm 3 m de vão e as vigas, 9 m de vão. A Figura 35 apresenta a disposição das lajes, indicando a direção de distribuição do carregamento por uma seta e a direção das nervuras com linhas tracejadas.

Figura 35 – Distribuição do carregamento das lajes e indicação das nervuras.



Fonte: Autora, 2020.

Destaca-se que este trabalho aborda somente o dimensionamento do pavimento, das lajes e vigas, portanto os pilares e os contraventamentos não serão dimensionados, nem a estabilidade global verificada.

## 3.2 AÇÕES

Ao longo deste subcapítulo serão apresentadas as ações permanentes e variáveis atuantes no edifício, bem como as combinações para obtenção dos esforços solicitantes de cálculo, conforme as normas NBR 6120:2019 e NBR 8800:2008.

### 3.2.1 Ações permanentes

“Ações permanentes são as que ocorrem com valores praticamente constantes durante toda a vida útil da construção. Também são consideradas permanentes as ações que crescem no tempo, tendendo a um valor-limite constante”, (ABNT, 2008, p. 15). São exemplo desse tipo de ação o peso próprio da estrutura e instalações permanentes.

As ações permanentes consideradas para as lajes mistas foram:

- a) Peso próprio: fornecido no catálogo de fôrmas para steel deck da Metform (2019);
- b) Camada de regularização: foi prevista uma camada de 3 centímetros de argamassa com peso específico aparente de  $21 \text{ kN/m}^3$  (ABNT, 2019);
- c) Piso: foi previsto um revestimento com carga de  $1 \text{ kN/m}^2$  (ABNT, 2019);
- d) Forro: foi considerado um forro de gesso acartonado com carga de  $0,25 \text{ kN/m}^2$  (ABNT, 2019).

As ações permanentes consideradas para as vigas mistas foram:

- a) Peso próprio: fornecido no catálogo de perfis estruturais da Gerdau (2017);
- b) Paredes externas: foi previsto o uso de bloco de concreto celular autoclavado de 15 centímetros de largura mais 1 centímetro de espessura de revestimento argamassado por face, gerando uma carga de  $1,3 \text{ kN/m}^2$  (ABNT, 2019);
- c) Paredes internas: foram previstas paredes de drywall em cima das vigas internas, com peso de  $0,5 \text{ kN/m}^2$  (ABNT, 2019);
- d) Reações das lajes.

### 3.2.2 Ações variáveis

Ações variáveis são as que ocorrem com valores que apresentam variações significativas durante a vida útil da construção. As ações variáveis comumente existentes são causadas pelo uso e ocupação da edificação, como as ações decorrentes de sobrecargas em pisos e coberturas, de equipamentos e de divisórias móveis, de pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas, pela ação do vento e pela variação da temperatura da estrutura. (ABNT, 2008, p. 15).

Em todos os pavimentos foi considerada sobrecarga de uso comercial igual a  $3 \text{ kN/m}^2$ , com exceção da cobertura, na qual considerou-se  $1 \text{ kN/m}^2$ , (ABNT, 2019). Vale ressaltar que a ação do vento não foi considerada, visto que o objeto de estudo é apenas o pavimento tipo.

#### 4 DIMENSIONAMENTO

Este capítulo é dedicado ao dimensionamento do pavimento tipo e do pavimento de cobertura do edifício modelo. Em conformidade com observações presentes no capítulo de revisão bibliográfica, este estudo adota lajes e vigas mistas escoradas com utilização de conectores de cisalhamento do tipo stud bolt. O Quadro 2 apresenta as características de todos os materiais integrantes do pavimento dimensionado.

Quadro 2 – Características dos materiais que compõem o pavimento.

Elemento	Material	Características	
Laje mista	Fôrma de aço	Resistência ao escoamento	$f_{yF} = 280 \text{ MPa}$
	Concreto	Resistência a compressão	$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
	Armadura	Resistência ao escoamento	$f_{ys} = 600 \text{ MPa}$
Viga mista	Perfil de aço	Resistência ao escoamento	$f_y = 345 \text{ MPa} = 34,5 \text{ kN/cm}^2$
		Resistência de cálculo	$f_{yd} = f_y/\gamma_{a1} = 313,6 \text{ MPa} = 31,4 \text{ kN/cm}^2$
		Módulo de elasticidade	$E_a = 200000 \text{ MPa} = 20000 \text{ kN/cm}^2$
	Concreto	Resistência a compressão	$f_{ck} = 30 \text{ MPa} = 3,0 \text{ kN/cm}^2$
		Resistência de cálculo	$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 21,4 \text{ MPa} = 2,1 \text{ kN/cm}^2$
		Resistência média à tração efet. (ver p. 61)	$f_{ct,ef} = 3 \text{ MPa} = 0,3 \text{ kN/cm}^2$
		Módulo de elasticidade secante	$E_{cs} = 0,85.5600\sqrt{f_{ck}} = 26072 \text{ MPa} = 2607,2 \text{ kN/cm}^2$
	Armadura	Resistência ao escoamento	$f_{ys} = 500 \text{ MPa}$
	Conectores	Resistência à ruptura do conector	$f_{ucs} = 415 \text{ MPa} = 41,5 \text{ kN/cm}^2$
		Diâmetro do conector	$\phi_{cs} = 1,9 \text{ cm}$
		Área da seção transversal do fuste do conector	$A_{cs} = 2,8 \text{ cm}^2$

Fonte: Autora, 2020.



#### 4.1 LAJES MISTAS

O dimensionamento das lajes mistas será feito com a utilização da tabela de cargas do catálogo de fôrmas da Metform (2019), uma vez que estas tabelas são elaboradas em consonância com todas as verificações necessárias, tanto dos estados-limites últimos quanto dos estados-limites de serviço.

O catálogo dispõe de duas tabelas de cargas, uma para altura de nervura ( $h_F$ ) igual a 50 mm, denominada MF 50, e outra para  $h_F$  igual a 75 mm, denominada MF 75. As tabelas informam a carga admissível ( $W_n$ ) para dadas combinações de vão, altura total de laje e espessura de fôrma. Segundo instruções do catálogo, a carga atuante ( $W_d$ ) pode ser calculada somando-se todas as ações distribuídas sobre a laje, com exceção do peso próprio da laje, em valores característicos, sem nenhuma combinação. De posse da carga atuante, compara-se esta às cargas admissíveis da tabela a fim de encontrar a laje mais adequada, atendendo ao critério  $W_d \leq W_n$ .

A seguir é demonstrado o cálculo das cargas atuantes nas lajes do pavimento tipo e da cobertura com base nas ações listadas em 3.2.

$$W_d = AP_{regularização} + AP_{piso} + AP_{forro} + AV_{uso}$$

$$W_{d,pav.tipo} = 0,63 + 1,00 + 0,25 + 3,00 = 4,88 \text{ kN/m}^2$$

$$W_{d,cobertura} = 0,63 + 1,00 + 0,25 + 1,00 = 2,88 \text{ kN/m}^2$$

A carga atuante sobre o pavimento tipo é de 4,88 kN/m<sup>2</sup>. Sendo assim, para um vão de 3 m, a laje escolhida foi a MF 50, com altura total de 120 mm, fôrma com 1,25 mm de espessura e peso próprio de 2,36 kN/m<sup>2</sup>. Para o pavimento de cobertura, a carga atuante é de 2,88 kN/m<sup>2</sup>. Para o mesmo vão de 3 m, a laje escolhida foi a MF 50, com altura total de 100 mm, fôrma com 1,25 mm de espessura e peso próprio de 1,89 kN/m<sup>2</sup>. A Figura 36 mostra as fôrmas escolhidas e suas cargas admissíveis.

Figura 36 – Tabela de cargas e vãos máximos para fôrmas com  $h_F$  igual a 50 mm (MF 50).

Laje de	Altura da Laje (mm)	Espessura Telha-fôrma (mm)	Peso Próprio (kN/m <sup>2</sup> )	Carga Sobreposta Máxima (kN/m <sup>2</sup> )																
				Vãos (mm)																
				1.800	1.900	2.000	2.100	2.200	2.300	2.400	2.500	2.600	2.650	2.700	2.800	2.900	3.000	3.100	3.200	
Laje de Piso	100	0,80	1,85	9,31	8,14	7,14	6,28	5,54	4,89	4,32	3,82	3,38	3,18	2,99	2,63	2,32	2,03	1,78	1,54	
		0,95	1,86	11,68	10,24	9,01	7,96	7,04	6,25	5,55	4,94	4,40	4,15	3,92	3,49	3,10	2,75	2,44	2,16	
		1,25	1,89	16,43	14,45	12,76	11,31	10,06	8,97	8,02	7,18	6,44	6,10	5,78	5,19	4,67	4,20	3,77	3,38	
	110	0,80	2,08	10,56	9,23	8,10	7,13	6,29	5,55	4,91	4,34	3,84	3,61	3,39	3,00	2,64	2,32	2,02	1,76	
		0,95	2,10	13,25	11,62	10,23	9,03	8,00	7,10	6,31	5,61	5,00	4,72	4,45	3,96	3,53	3,13	2,78	2,46	
		1,25	2,13	18,64	16,39	14,48	12,84	11,42	10,18	9,10	8,15	7,31	6,93	6,57	5,90	5,31	4,77	4,29	3,85	
	120	0,80	2,32	11,81	10,33	9,06	7,98	7,03	6,21	5,50	4,86	4,30	4,05	3,80	3,36	2,96	2,60	2,27	1,98	
		0,95	2,33	14,82	13,00	11,44	10,10	8,95	7,94	7,06	6,28	5,60	5,28	4,99	4,44	3,95	3,51	3,12	2,76	
		1,25	2,36	20,00	18,34	16,20	14,36	12,78	11,40	10,19	9,13	8,19	7,76	7,36	6,61	5,95	5,35	4,81	4,32	
130	0,80	2,55	13,06	11,42	10,02	8,82	7,78	6,88	6,08	5,38	4,76	4,48	4,21	3,72	3,28	2,88	2,52	2,19		
	0,95	2,57	16,39	14,37	12,65	11,18	9,90	8,79	7,81	6,96	6,20	5,85	5,52	4,92	4,38	3,89	3,46	3,06		
	1,25	2,60	20,00	20,00	17,91	15,89	14,13	12,61	11,28	10,10	9,06	8,59	8,14	7,32	6,59	5,92	5,33	4,79		
140	0,80	2,79	14,31	12,52	10,99	9,67	8,53	7,54	6,67	5,90	5,23	4,91	4,62	4,08	3,60	3,16	2,77	2,41		
	0,95	2,80	17,96	15,75	13,87	12,25	10,85	9,63	8,57	7,63	6,80	6,42	6,06	5,40	4,81	4,27	3,79	3,36		
	1,25	2,83	20,00	20,00	19,63	17,41	15,49	13,82	12,36	11,08	9,94	9,42	8,93	8,03	7,23	6,50	5,85	5,26		
150	0,80	3,02	15,57	13,61	11,95	10,52	9,28	8,20	7,26	6,42	5,69	5,35	5,03	4,44	3,92	3,44	3,02	2,63		
	0,95	3,04	19,53	17,13	15,08	13,33	11,80	10,48	9,32	8,30	7,40	6,98	6,59	5,88	5,23	4,65	4,13	3,66		
	1,25	3,07	20,00	20,00	20,00	18,94	16,85	15,04	13,45	12,05	10,82	10,25	9,72	8,74	7,86	7,08	6,37	5,72		
160	0,80	3,26	16,82	14,71	12,91	11,37	10,03	8,87	7,84	6,95	6,15	5,78	5,44	4,81	4,24	3,73	3,26	2,84		
	0,95	3,27	20,00	18,51	16,30	14,40	12,76	11,33	10,07	8,97	8,00	7,55	7,13	6,35	5,66	5,04	4,47	3,96		
	1,25	3,30	20,00	20,00	20,00	20,00	18,21	16,25	14,53	13,03	11,69	11,08	10,51	9,45	8,50	7,65	6,89	6,19		
170	0,80	3,49	18,07	15,81	13,88	12,22	10,78	9,53	8,43	7,47	6,61	6,22	5,85	5,17	4,56	4,01	3,51	3,06		
	0,95	3,51	20,00	19,89	17,51	15,47	13,71	12,17	10,83	9,64	8,60	8,12	7,66	6,83	6,09	5,42	4,81	4,26		
	1,25	3,54	20,00	20,00	20,00	20,00	19,57	17,46	15,62	14,00	12,57	11,91	11,29	10,16	9,14	8,23	7,41	6,66		

Fonte: Adaptação de Metform (2019).

Com a finalidade de combater possível retração, é adotada a armadura antifissuração Q-75, indicada no catálogo (Figura 37). Trata-se de uma tela soldada com fios de 3,8 mm espaçadas a cada 150 mm. Deve-se observar, ainda, as reações máximas nos apoios conforme a Figura 38. O valor obtido para as reações das lajes, como mostram as Figuras 39 e 40, foram de 7,32 kN/m para o pavimento tipo e 4,32 kN/m para o pavimento de cobertura, portanto as reações não excederam os limites para a fôrma de espessura 1,25 mm.

Figura 37 – Armadura antifissuração.

Altura de laje (mm)	Tipo de armadura para retração, em tela soldada		
	Denominação	Composição	Peso (kg/m <sup>2</sup> )
130	Q-75	Ø3,8 x Ø3,8 – 150 x 150	1,21
140	Q-75	Ø3,8 x Ø3,8 – 150 x 150	1,21
150	Q-75	Ø3,8 x Ø3,8 – 150 x 150	1,21
160	Q-92	Ø4,2 x Ø4,2 – 150 x 150	1,48
170	Q-113	Ø3,8 x Ø3,8 – 100 x 100	1,80
180	Q-113	Ø3,8 x Ø3,8 – 100 x 100	1,80
190	Q-138	Ø4,2 x Ø4,2 – 100 x 100	2,20
200	Q-138	Ø4,2 x Ø4,2 – 100 x 100	2,20

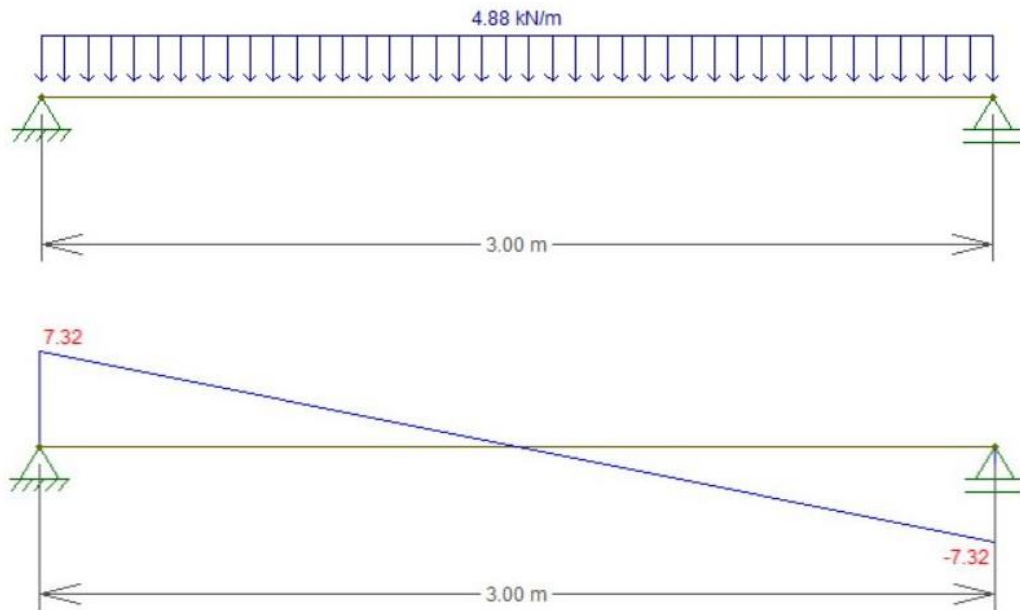
Fonte: Adaptação de Metform (2019).

Figura 38 – Reações máximas de apoio.

Esp. Nominal (mm)	Reações máximas de apoio	
	Externo (kN)	Interno (kN)
0,80	6,76	21,01
0,95	8,90	29,70
1,25	14,62	49,53

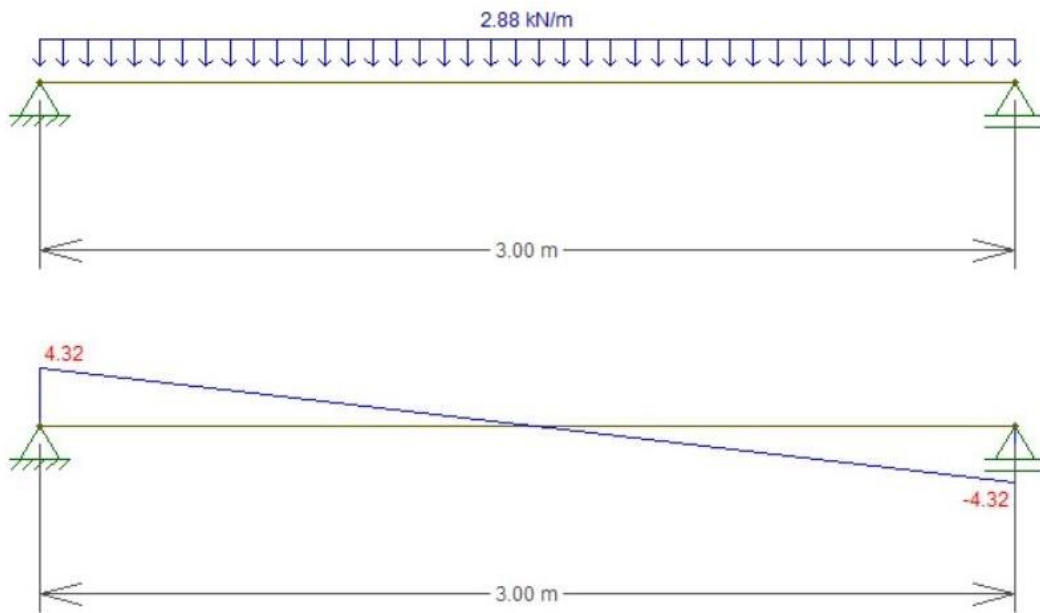
Fonte: Adaptação de Metform (2019).

Figura 39 – Carregamento e reações das lajes do pavimento tipo.



Fonte: Autora, 2020.

Figura 40 – Carregamento e reações das lajes da cobertura.



Fonte: Autora, 2020.

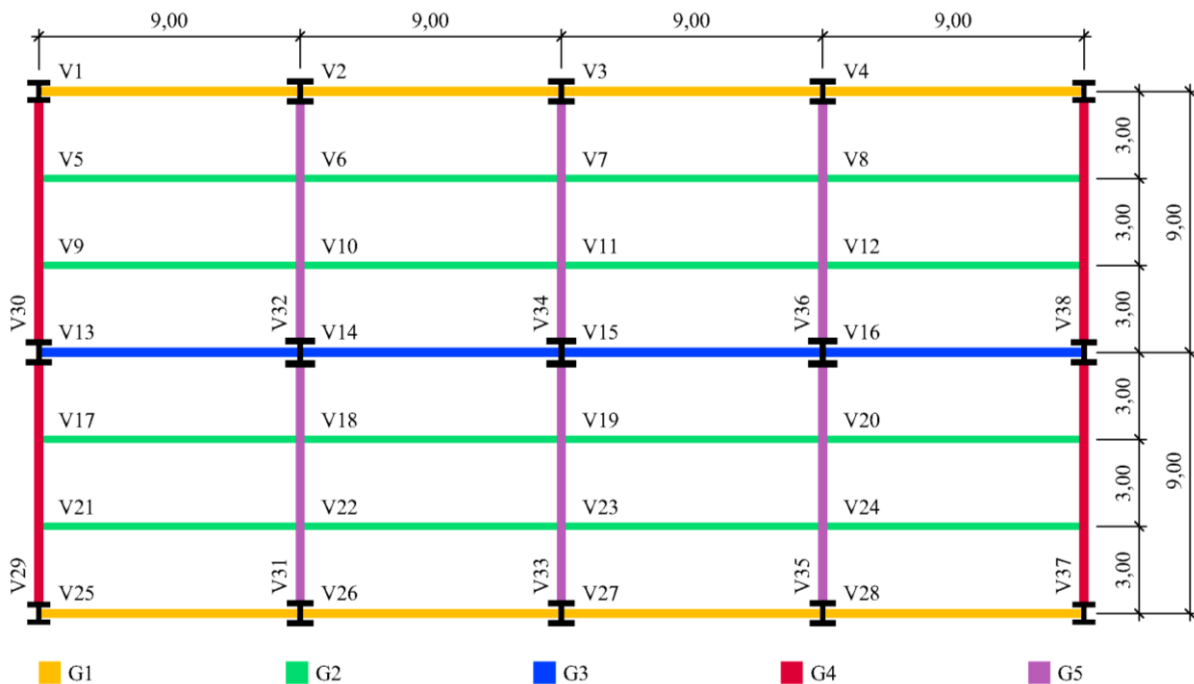
## 4.2 VIGAS MISTAS COM ABERTURAS NA ALMA

Os perfis de aço escolhidos para compor os pavimentos dimensionados serão do tipo I laminados duplamente simétricos, do tipo ASTM A572 – Grau 50, em conformidade com as exigências descritas na revisão bibliográfica.

Devido à simetria do pavimento, muitas vigas apresentam o mesmo carregamento, portanto foram padronizadas em cinco tipos de carregamento, com variação para o pavimento tipo e para a cobertura, totalizando dez variações. A Figura 41 apresenta os cinco tipos de carregamento discriminados por cores.

- As vigas V1 até V4 e V25 até V28 formam o tipo G1;
- As vigas V5 até V12 e V17 até V24 formam o tipo G2;
- As vigas V13 até V16 formam o tipo G3;
- As vigas V29, V30, V37 e V38 formam o tipo G4;
- E as vigas V31 até V36 formam o tipo G5.

Figura 41 – Cinco tipos gerais de carregamento.



Fonte: Autora, 2020.

Este subcapítulo detalhará somente o dimensionamento das vigas G5 do pavimento tipo, pois são as mais carregadas. O dimensionamento dos demais tipos será apresentado no Apêndice A. Assim, admitiu-se a utilização do perfil W 610 x 125,0 para as vigas G5, e do perfil W 410 x 46,1 para as vigas G2, que se apoiam nas vigas G5.

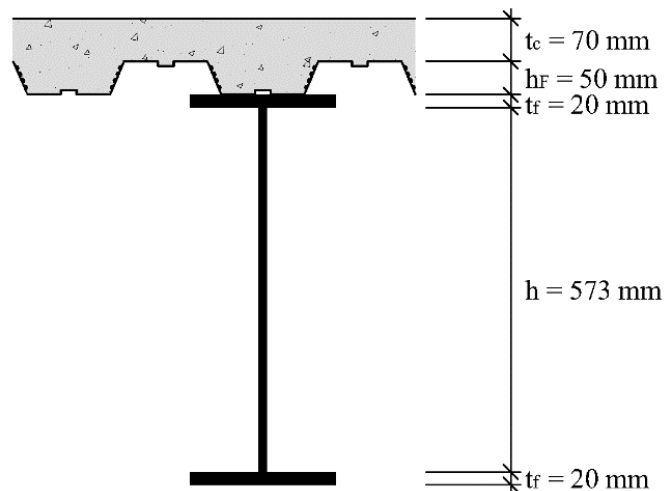
Vale ressaltar que a ocorrência de aberturas foi considerada apenas nas vigas internas, ou seja, nas vigas G2, G3 e G5 do pavimento tipo, visto que não há necessidade de aberturas nas vigas da cobertura e nas vigas de extremidade. A Figura 42 apresenta as dimensões do perfil utilizado e a Figura 43 a seção da viga analisada.

Figura 42 – Dimensões do perfil utilizado nas vigas do G5 do pavimento tipo.

W 610 x 125,0			
d	61,2 cm	h	57,3 cm
b <sub>f</sub>	22,9 cm	r <sub>y</sub>	0,50 cm
t <sub>f</sub>	2,0 cm	P	1,25 kN/m
t <sub>w</sub>	1,2 cm	A <sub>a</sub>	160,10 cm <sup>2</sup>

Fonte: Autora, 2020.

Figura 43 – Seção da viga mista G5 do pavimento tipo.



Fonte: Autora, 2020.

A partir dos dados da seção, é feita a averiguação relativa à flambagem local da alma (FLA) do perfil de aço, através do parâmetro da esbeltez.

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{573}{12} = 48,15 < 3,76 \sqrt{\frac{E_a}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 90,53$$

A esbeltez do perfil está dentro do limite permitido.

#### 4.2.1 Estados-limites últimos (ELU)

O carregamento de uma viga do G5 tipo é formado pelas contribuições das vigas G2 que chegam nela em dois pontos, como mostra a Figura 41, e pelas ações que incidem diretamente sobre elas. A contribuição de cada viga do G2 tipo tem valor igual a 142,21 kN,

valor obtido a partir da combinação das cargas das vigas G2 tipo, encontrado na Tabela 15 do Apêndice A. As ações que incidem diretamente são:

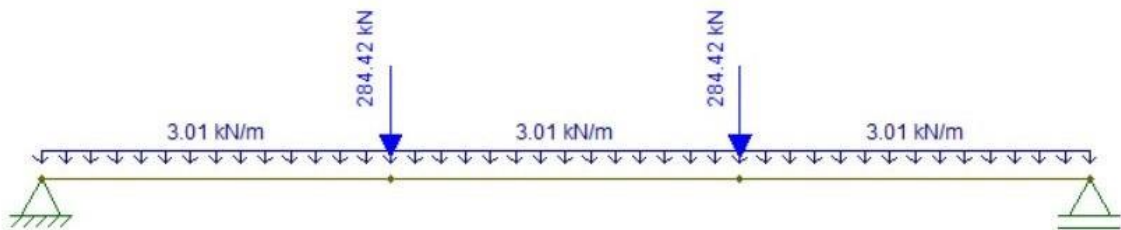
- Peso do perfil W 610 x 125,0:  $1,25 \text{ kN/m}$ ;
- Paredes internas:  $0,50 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,07 \text{ m} = 1,03 \text{ kN/m}$ ;

A combinação última normal dessas ações é:

$$F_{d,G5 \text{ tipo}} = 1,25 \cdot 1,25 + 1,4 \cdot 1,03 = 3,01 \text{ kN/m}$$

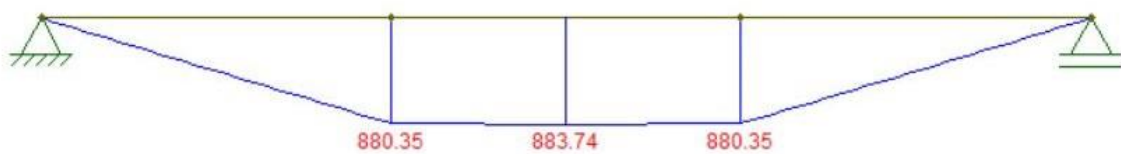
Logo, o carregamento de uma viga G5 tipo fica como o exibido na Figura 44. Os diagramas de momento fletor e de esforço cortante são expostos na Figura 45 em kNm e kN, respectivamente.

Figura 44 – Carregamento de uma viga G5 do pavimento tipo para o estado-limite último.

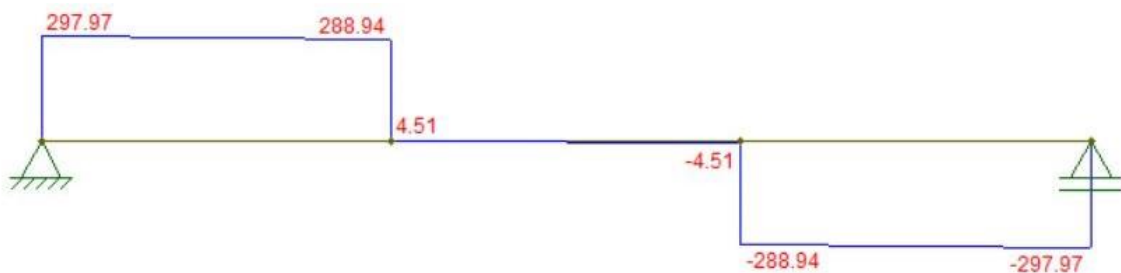


Fonte: Autora, 2020.

Figura 45 – Diagramas de (a) momento fletor e de (b) esforço cortante de uma viga G5 do pavimento tipo.



(a)



(b)

Fonte: Autora, 2020.

Sendo assim, têm-se  $M_{Sd} = 883,74 \text{ kNm}$  e  $V_{Sd} = 297,97 \text{ kN}$ .

#### 4.2.1.1 Momento fletor positivo

Para descobrir a parcela da laje que contribui para a resistência dos esforços de compressão da seção mista, é calculada a largura efetiva ( $b_{ef}$ ) com a Equação 29, pois as vigas G5 são internas.

$$b_{ef,int} = \left( \leq \left\{ \frac{L_e/8}{e_{1,esq}/2} \right\} \right) + \left( \leq \left\{ \frac{L_e/8}{e_{1,dir}/2} \right\} \right)$$

$$b_{ef,int} = \left( \leq \left\{ \frac{900/8}{900/2} \right\} \right) + \left( \leq \left\{ \frac{900/8}{900/2} \right\} \right) = 900/8 + 900/8 = 225 \text{ cm}$$

Sob a justificativa de requerer um número menor de conectores, optou-se pela interação parcial das vigas mistas. O grau de interação mínimo calculado foi 0,52 para todas as vigas, pois utilizam o mesmo aço e têm o mesmo vão, de modo que o valor final do grau de interação foi definido, arbitrariamente, como 0,80.

$$\eta_{i,min} \geq \begin{cases} 1 - \frac{E_a}{578 \cdot f_y} (0,75 - 0,03 \cdot L_e) = 1 - \frac{200000}{578 \cdot 345} (0,75 - 0,03 \cdot 9) = 0,52 \\ 0,40 \end{cases}$$

$$\eta_{i,min} = 0,52$$

Com o grau de interação definido, são calculados o esforço horizontal de cálculo ( $F_{hd}$ ), a força de compressão na espessura comprimida da laje ( $C_{cd}$ ), a espessura comprimida da laje ( $a$ ), a força de compressão na região comprimida do perfil de aço ( $C_{ad}$ ) e a força resistente na mesa superior do perfil ( $A_{af} \cdot f_{yd}$ ).

$$F_{hd} \leq \begin{cases} 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_{ef} \cdot t_c = 0,85 \cdot 2,1 \cdot 125,7 = 2868,75 \text{ kN} \\ A_a \cdot f_{yd} = 160,1 \cdot 31,4 = 5021,32 \text{ kN} \end{cases} \quad \therefore F_{hd} = 2868,75 \text{ kN}$$

$$C_{cd} = \eta_i \cdot F_{hd} = 0,80 \cdot 2868,75 = 2295,00 \text{ kN}$$

$$a = \frac{C_{cd}}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_{ef}} = \frac{2295}{0,85 \cdot 2,14 \cdot 225} = 5,60 \text{ cm}$$

$$C_{ad} = \frac{1}{2} (A_a \cdot f_{yd} - C_{cd}) = \frac{1}{2} (5021,32 - 2295,00) = 1363,16 \text{ kN}$$

$$A_{af} \cdot f_{yd} = 22,9 \cdot 2 \cdot 31,4 = 1407,73 \text{ kN}$$

Pode-se observar que  $C_{ad} < A_{af} \cdot f_{yd}$ , portanto a LNP passa pela mesa superior do perfil e o cálculo de sua posição ( $y_p$ ) é feito com a Equação 40. Finalmente, o momento resistente é calculado.

$$y_p = \left( \frac{C_{ad}}{A_{af} \cdot f_{yd}} \right) t_f = \left( \frac{1363,16}{1407,73} \right) \cdot 2 = 1,90 \text{ cm}$$

$$M_{Rd} = C_{ad}(d - y_t - y_c) + C_{cd} \left( t_c - \frac{a}{2} + h_F + d - y_t \right)$$

$$M_{Rd} = 1363,2 \cdot (61,2 - 19,1 - 1,0) + 2295,0 \cdot \left( 7 - \frac{5,6}{2} + 5 + 61,2 - 19,1 \right)$$

$$M_{Rd} = 1737,11 \text{ kNm}$$

$M_{Sd} = 883,74 \text{ kNm} < M_{Rd} = 1737,11 \text{ kNm}$ , portanto o perfil W 610 x 125,0 é adequado.

#### 4.2.1.2 Plastificação da alma do perfil de aço pela força cortante

Primeiramente, é calculada a esbeltez ( $\lambda$ ) do perfil, e em seguida, os parâmetros  $\lambda_p$  e  $\lambda_r$ , que são iguais para todos os perfis.

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = 48,15$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{5 \cdot E_a}{f_y}} = 1,10 \sqrt{\frac{5 \cdot 20000}{34,5}} = 59,2$$

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{5 \cdot E_a}{f_y}} = 1,37 \sqrt{\frac{5 \cdot 20000}{34,5}} = 73,8$$



Como  $\lambda < \lambda_p$ , a força cortante resistente nominal ( $V_{Rk}$ ) pode ser encontrada com a Equação 49. A partir do valor de  $V_{Rk}$  foi obtida a força cortante resistente de cálculo ( $V_{Rd}$ ).

$$V_{Rk} = 0,60 \cdot A_w \cdot f_y = 0,60 \cdot 61,2 \cdot 1,2 \cdot 34,5 = 1507,54 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \frac{V_{Rk}}{\gamma_{a1}} = \frac{1507,54}{1,1} = 1370,49 \text{ kN}$$

$$V_{Sd} = 297,97 \text{ kN} < V_{Rd} = 1370,49 \text{ kN}, \text{ portanto o perfil W 610 x 125,0 é adequado.}$$

#### 4.2.1.3 Conectores de cisalhamento entre uma seção de momento nulo e carga concentrada

O estado-limite último relativo ao número mínimo de conectores entre uma seção de momento nulo e carga concentrada ( $n_p$ ) aplica-se, somente, às vigas G4 e G5, pois são as únicas com incidência de cargas concentradas.

Para que sua verificação seja feita, é necessário que se determine o número de conectores ( $n$ ) entre uma seção de momento nulo e momento máximo. O valor de  $n$  para as vigas G5 é 25, como demonstrado em 4.2.4. É calculado, então, o número mínimo de conectores para este estado-limite.

$$M_{Sd} = 883,74 \text{ kNm}$$

$$M_{P,Sd} = 880,35 \text{ kNm}$$

$$M_{a,Rd} = Z_x \cdot f_{yd} = 3697,3 \cdot 31,4 = 115960,77 \text{ kNcm} = 1159,61 \text{ kNm}$$

$$n_p = n \left( \frac{M_{P,Sd} - M_{a,Rd}}{M_{Sd} - M_{a,Rd}} \right) = 25 \left( \frac{880,35 - 1159,61}{883,74 - 1159,61} \right) = 25,31 \therefore n_p = 26$$

O posicionamento e o espaçamento dos conectores serão abordados no item 4.2.4.

#### 4.2.1.4 Cisalhamento da laje nas seções longitudinais próximas ao perfil de aço

Para o atendimento deste estado-limite, a NBR 8800 (ABNT, 2008) permite que armaduras para outras finalidades atuem para restringir a fissuração causada pelo cisalhamento

nas regiões adjacentes ao perfil de aço, desde que a área da seção dessas armaduras não seja inferior a 0,2% da área do plano de cisalhamento, nem inferior a 150 mm<sup>2</sup>/m. As armaduras transversais designadas para outras finalidades presentes nas vigas G5 são:

- Malha antifissuração da laje: 57  $\phi$  3.8 (determinada em 4.1 e ilustrada na Figura 67);
- Armadura de continuidade: 7  $\phi$  12.5 (determinada em 4.2.2.2 e ilustrada na Figura 68);
- Armadura de reforço: 10  $\phi$  6.3 (menor incidência de armadura – das determinadas em 4.2.3.6 – comparando detalhamento das Figuras 69, 70 e 71).

A soma das áreas das armaduras para outras finalidades ( $A_{te}$ ) é superior à área mínima necessária de armadura transversal ( $A_{t,min}$ ), porém como a malha antifissuração das lajes é a única armadura contínua ao longo do vão, o critério de densidade de 150 mm<sup>2</sup>/m não é atendido. Dessa forma, foi prevista a armadura de costura N1 29  $\phi$  8,0 c/ 30 C = 256 (Figura 67), com densidade 168,60 mm<sup>2</sup>/m.

$$A_{t,min} = 7 \text{ cm} \cdot 860 \text{ cm} \cdot 0,2\% = 12,04 \text{ cm}^2$$

$$A_{te} = 57,0,12 + 7,1,25 + 10,0,315 = 18,54 \text{ cm}^2$$

$$\text{densidade da malha da laje} = \left( \frac{57 \cdot 11,64}{8,6} \right) = 77,16 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\text{densidade da armadura de costura} = \left( \frac{29 \cdot 50}{8,6} \right) = 168,60 \text{ mm}^2/\text{m}$$

É feita, então, a verificação da condição  $V_{sd} \leq V_{Rd}$ .

$$\sum (Q_{m,Rd}) \cdot \frac{b_1}{b_1 + b_2} = 2295,00 \cdot \left( \frac{112,5}{112,5 + 112,5} \right) = 1147,50 \text{ kN}$$

$$0,85 \cdot f_{cd} \cdot A_{blc} = 0,85 \cdot 2,14 \cdot 64,12 = 116,79 \text{ kN}$$

$$A_{long} \cdot f_{sd} = 0 \text{ kN}$$

$$L_m = 4,50 \text{ m}$$

$$V_{sd} = \frac{\sum Q_{m,Rd} \frac{b_1}{b_1 + b_2} - 0,85 \cdot f_{cd} \cdot A_{blc} - A_{long} \cdot f_{sd}}{L_m} \geq 0$$

$$V_{sd} = \frac{1147,50 - 116,79 - 0}{4,50} = 229,05 \text{ kN/m} \geq 0$$

$$\eta = 0,3 + 0,7(\rho_c/2400) = 0,3 + 0,7(2400/2400) = 1$$

$$A_{cv} = \frac{900,7}{900} = 7 \text{ cm}$$

$$f_{ctk,inf} = 0,21 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,21 \cdot 3^{2/3} = 2,03 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sum A_s \cdot f_{sd} = \left( \frac{57,0,12}{860} \cdot \frac{60}{1,15} \right) + \left( \frac{7,1,25}{860} \cdot \frac{50}{1,15} \right) + \left( \frac{10,0,32}{860} \cdot \frac{50}{1,15} \right) + \left( \frac{29,0,5}{860} \cdot \frac{50}{1,15} \right)$$

$$\sum A_s \cdot f_{sd} = 0,40 + 0,44 + 0,16 + 0,73 = 1,74 \text{ kN/cm}$$

$$A_F \cdot f_{yFd} = 0 \text{ kN/cm}$$

$$V_{Rd} \leq \begin{cases} 0,6 \cdot \eta \cdot A_{cv} \cdot \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} + \sum A_s \cdot f_{sd} + A_F \cdot f_{yFd} \\ 0,2 \cdot \eta \cdot A_{cv} \cdot f_{cd} + 0,6 \cdot A_F \cdot f_{yFd} \end{cases}$$

$$V_{Rd} \leq \begin{cases} 0,6 \cdot 1,7 \cdot \frac{2,03}{1,4} + 1,74 + 0 = 2,35 \text{ kN/cm} \\ 0,2 \cdot 1,7 \cdot 2,14 + 0,6 \cdot 0 = 3,00 \text{ kN/cm} \end{cases} \quad \therefore V_{Rd} = 234,55 \text{ kN/m}$$

$V_{sd} = 229,05 \text{ kN} < V_{Rd} = 234,55 \text{ kN}$ , portanto as armaduras atendem este estado-limite.

#### 4.2.2 Estados-limites de serviço (ELS)

Neste item foram verificados os deslocamentos verticais, a eventual necessidade de contraflechas e as armaduras de continuidade.

##### 4.2.2.1 Deslocamento vertical

As vigas G5 tipo são vigas de piso com paredes de alvenaria sobre e sob elas, portanto a flecha máxima permitida é de 1,50 cm, como mostra a equação abaixo:

$$\delta_{m\acute{a}x,G5} \leq \begin{cases} \frac{L}{350} = \frac{900}{350} = 2,57 \text{ cm} \\ 1,50 \text{ cm} \end{cases} \quad \therefore \delta_{m\acute{a}x,G5} = 1,50 \text{ cm}$$

Para descobrir a fecha da viga, calcula-se, primeiramente, as propriedades geométricas da seção mista considerando, também, os efeitos de longa duração e, posteriormente, os componentes  $\delta_2$  e  $\delta_3$  do deslocamento total.

A relação modular ( $E_a/E_c$ ) é:

$$\alpha_E = \frac{E_a}{E_c} = \frac{20000}{2607,2} = 7,67$$

A partir da relação modular, pode-se calcular a largura da mesa da seção homogeneizada ( $b_{tr}$ ).

$$b_{tr} = \frac{b_{ef}}{\alpha_E} = \frac{225}{7,67} = 29,33 \text{ cm}$$

Assim, pode-se calcular a profundidade da linha neutra da seção homogeneizada.

$$y_{tr,i} = \frac{A_a \cdot y_{a,i} + b_{tr} \cdot t_c \left( d + h_F + \frac{t_c}{2} \right)}{A_a + b_{tr} \cdot t_c}$$

$$y_{tr,i} = \frac{160,1 \cdot 30,6 + 29,33 \cdot 7 \left( 61,2 + 5 + \frac{7}{2} \right)}{160,1 + 29,33 \cdot 7} = 52,57 \text{ cm}$$

A profundidade encontrada é maior que a espessura da capa de concreto, logo a linha neutra está no perfil de aço.

$$a \leq t_c = 7 \text{ cm}$$

$$a = d + h_F + t_c - y_{tr,i} = 61,2 + 5 + 7 - 52,57 = 20,63 \text{ cm} \quad \therefore a = 7 \text{ cm}$$

O momento de inércia da seção homogeneizada é calculado em relação à linha neutra usando o Teorema dos Eixos Paralelos.

$$I_{tr} = I_a + A_a(y_{tr,i} - y_{a,i})^2 + \frac{b_{tr} \cdot a^3}{12} + a \cdot b_{tr} \left( d + h_F + t_c - \frac{a}{2} - y_{tr,i} \right)^2$$

$$I_{tr} = 99184 + 160,1(52,6 - 30,6)^2 + \frac{29,3 \cdot 7^3}{12} + 7,29,3(61,2 + 5 + 7 - \frac{7}{2} - 52,6)^2$$

$$I_{tr} = 237546,22 \text{ cm}^4$$

O momento de inércia efetiva leva em consideração o grau de interação da seção mista.

$$I_{ef} = I_a + \sqrt{\eta_i}(I_{tr} - I_a) = 99184 + \sqrt{0,8} \cdot (237546,2 - 99184) = 222938,93 \text{ cm}^4$$

Para as ações de longa duração, a largura homogeneizada é dividida por 3.

$$b_{tr,ld} = \frac{b_{ef}}{3 \cdot \alpha_E} = \frac{225}{3 \cdot 7,67} = 9,78 \text{ cm}$$

$$y_{tr,i,ld} = \frac{A_a \cdot y_{a,i} + b_{tr,ld} \cdot t_c \left( d + h_F + \frac{t_c}{2} \right)}{A_a + b_{tr,ld} \cdot t_c}$$

$$y_{tr,i,ld} = \frac{160,1 \cdot 30,6 + 9,78 \cdot 7 \left( 61,2 + 5 + \frac{7}{2} \right)}{160,1 + 9,78 \cdot 7} = 42,31 \text{ cm}$$

$$a = d + h_F + t_c - y_{tr,i,ld} = 61,2 + 5 + 7 - 42,31 = 30,89 \therefore a = 7 \text{ cm}$$

$$I_{tr,ld} = I_a + A_a(y_{tr,i,ld} - y_{a,i})^2 + \frac{b_{tr,ld} \cdot a^3}{12} + a \cdot b_{tr,ld} \left( d + h_F + t_c - \frac{a}{2} - y_{tr,i,ld} \right)^2$$

$$I_{tr,ld} = 99184 + 160,1(42,3 - 30,6)^2 + \frac{9,8 \cdot 7^3}{12} + 7,9,8(61,2 + 5 + 7 - \frac{7}{2} - 42,3)^2$$

$$I_{tr,ld} = 172759,99 \text{ cm}^4$$

$$I_{ef,ld} = I_a + \sqrt{\eta_i}(I_{tr,ld} - I_a)$$

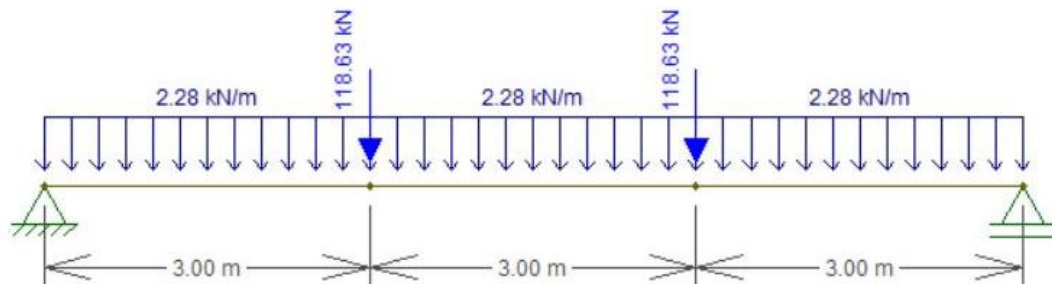
$$I_{ef,ld} = 99184 + \sqrt{0,8} \cdot (172759,99 - 99184) = 164992,37 \text{ cm}^4$$

$\delta_2$  é o deslocamento causado pelas ações permanentes da seção mista (longa duração), que para as vigas G5 são compostas por cargas concentradas, provenientes das vigas G2, no

valor de  $59,31 \text{ kN}$  (Tabela 20 do Apêndice A), e por cargas distribuídas, calculadas em 4.2.1, totalizando  $2,28 \text{ kN/m}$  como mostra o carregamento da Figura 46.

$$F_{ser,p,G5 \text{ tipo}} = \sum_{i=1}^m (F_{Gi,k}) = 1,25 + 1,03 = 2,28 \text{ kN/m}$$

Figura 46 – Ações permanentes para o cálculo da flecha das vigas G5 tipo.



Fonte: Autora, 2020.

$$\delta_{2,P} = \frac{P \cdot a}{24 \cdot E_a \cdot I_{ef,ld}} (3 \cdot L^2 - 4 \cdot a^2)$$

$$\delta_{2,P} = \frac{118,63 \cdot 3,00}{24 \cdot 20000 \cdot 164992,37} (3 \cdot 9,00^2 - 4 \cdot 3,00^2) = 0,93 \text{ cm}$$

$$\delta_{2,q} = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E_a \cdot I_{ef,ld}} = \frac{5 \cdot 2,28 \cdot 9,00^4}{384 \cdot 20000 \cdot 164992,37} = 0,06 \text{ cm}$$

Pelo princípio de superposição de efeitos, têm-se:

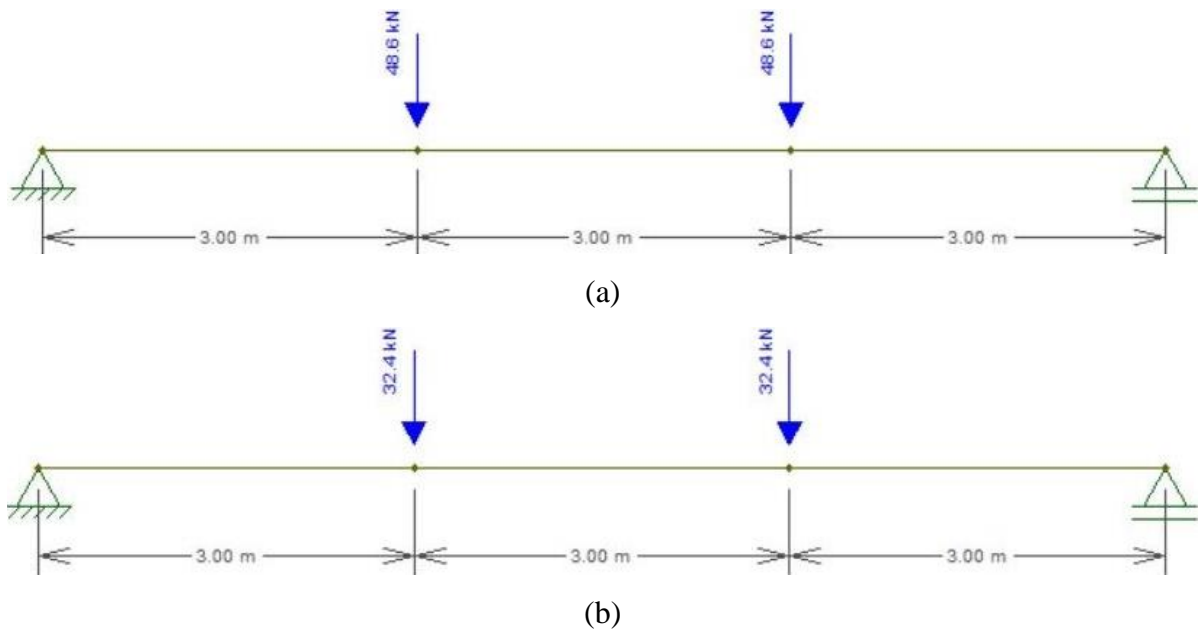
$$\delta_2 = \delta_{2,P} + \delta_{2,q} = 0,93 + 0,06 = 0,99 \text{ cm}$$

$\delta_3$  é o deslocamento causado pelas ações variáveis de curta duração, combinadas com a Equação 68, e pelas ações variáveis de longa duração, combinadas com a Equação 69. A única ação variável que incide sobre as vigas G5 vem das vigas G2, no valor de  $40,50 \text{ kN}$  (Tabela 14). A Figura 47 demonstra o carregamento.

$$F_{ser,cd} = \sum_{j=1}^n (1 - \psi_{2j}) \cdot F_{Qj,k} = (1 - 0,4) \cdot 40,50 = 24,30 \text{ kN}$$

$$F_{ser,ld} = \sum_{j=1}^n (\psi_{2j} \cdot F_{Qj,k}) = (0,4 \cdot 40,50) = 16,20 \text{ kN}$$

Figura 47 – Ações variáveis de (a) curta duração e (b) longa duração para o cálculo da flecha das vigas G5 tipo.



Fonte: Autora, 2020.

$$\delta_{3,cd,P} = \frac{P \cdot a}{24 \cdot E_a \cdot I_{ef}} (3 \cdot L^2 - 4 \cdot a^2)$$

$$\delta_{3,cd,P} = \frac{48,60 \cdot 300}{24 \cdot 20000 \cdot 222938,93} (3 \cdot 900^2 - 4 \cdot 300^2) = 0,28 \text{ cm}$$

$$\delta_{3,ld,P} = \frac{P \cdot a}{24 \cdot E_a \cdot I_{ef,ld}} (3 \cdot L^2 - 4 \cdot a^2)$$

$$\delta_{3,ld,P} = \frac{32,40 \cdot 300}{24 \cdot 20000 \cdot 164992,37} (3 \cdot 900^2 - 4 \cdot 300^2) = 0,25 \text{ cm}$$

$$\delta_3 = \delta_{3,cd,P} + \delta_{3,ld,P} = 0,28 + 0,25 = 0,54 \text{ cm}$$

$$\delta_{tot} = \delta_2 + \delta_3 - \delta_0 = 0,99 + 0,54 - 0 = 1,53 \text{ cm}$$

Foi definida uma contraflecha de 0,10 cm para atender ao limite.

$$\delta_{tot} = \delta_2 + \delta_3 - \delta_0 = 0,99 + 0,54 - 0,10 = 1,43 \text{ cm} < \delta_{lim} = 1,50 \text{ cm}$$

#### 4.2.2.2 Fissuração do concreto

A necessidade de controle da fissuração da laje devido a tendência de continuidade se dá em 23 pontos de apoio de vigas, dos quais 3 desses pontos, situados nos pilares P7, P8 e P9, acumulam armadura em duas direções. O cálculo da armadura de continuidade usa critérios que são comuns a todos os pontos em questão, portanto a área de aço é a mesma para todos.

$$b_t = \frac{900 + 900}{32} = 56,25 \therefore 57 \text{ cm}$$

$$l_{\text{barra,parcial}} = \frac{900}{8} = 112,50 \text{ cm}$$

$$l_{\text{barra,final}} = 112,50 + 112,50 = 225 \text{ cm}$$

$$\sigma_{st} = 810 \sqrt{\frac{f_{ck}^{2/3} \cdot w_k}{\Phi}} = 810 \sqrt{\frac{30^{2/3} \cdot 0,3}{12,5}} = 390 \text{ MPa} \leq f_{ys} = 500 \text{ MPa}$$

$$A_{sc} = \frac{0,72 \cdot f_{ct,ef} \cdot b_t \cdot t_c}{\sigma_{st}} = \frac{0,72 \cdot 3 \cdot 57 \cdot 7}{390} = 2,21 \text{ cm}^2$$

A área de aço encontrada foi de 2,21 cm<sup>2</sup> por ponto. Optou-se pela colocação de duas barras, através da escolha de armadura com  $\phi$  12,5 mm, para que não houvesse necessidade de perfuração dos pilares. Sendo assim, foram definidas duas armaduras: 8 N2 2  $\phi$  12,5 c/ 25 C = 225 para pontos na extremidade do pavimento e 18 N3 2  $\phi$  12,5 c/ 56 C = 225 para pontos internos (Figura 68).

#### 4.2.3 Aberturas na alma do perfil de aço

As aberturas serão dimensionadas para todas as vigas por razões de comparação e visto que são apenas três (G2, G3 e G5 do pavimento tipo). Para fins de detalhamento, serão usados os pilares propostos por Kaminski Jr. (2019) em suas notas de aula:

- P1, P5, P11 e P15: Perfil soldado CS 300 x 95;
- P2 a P4, P6, P10 e P12 a P14: Perfil soldado CS 350 x 112;
- P7, P8 e P9: Perfil soldado CS 450 x 227.



#### 4.2.3.1 Vigas G2 do pavimento tipo, perfil W 410 x 46,1

Para a execução das aberturas nas vigas, foram calculados os dados de entrada do ábaco: relação  $L/d$  e taxa de solicitação.

$$10 \leq \frac{L}{d} = \frac{899}{40,3} = 22,30 \leq 30$$

$$\text{Taxa de solicitação} \geq \begin{cases} \frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} = \frac{319,97}{636,36} = 0,50 \\ \frac{V_{Sd}}{V_{Rd}} = \frac{142,21}{530,86} = 0,27 \end{cases} \quad \therefore \text{Taxa de solicitação} = 0,50$$

Os três formatos de aberturas (circular, quadrado e retangular) foram considerados para todas as vigas em duas situações: maior número possível de aberturas (S1) e maior altura de abertura (S2).

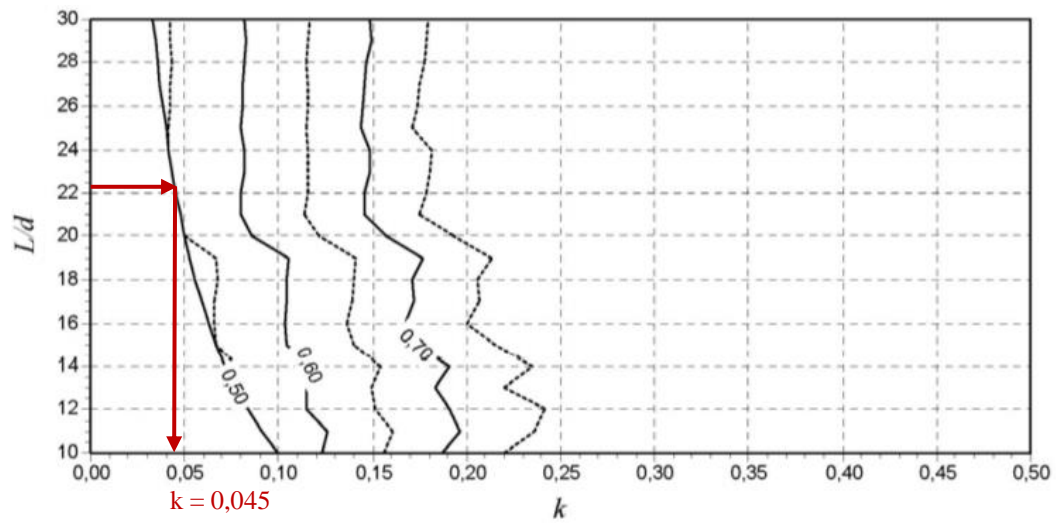
Para encontrar o maior número possível de aberturas (S1), é necessário escolher um ábaco que forneça o menor coeficiente  $k$ , considerando os dados de entrada. Para aberturas circulares é o Ábaco 58, para aberturas quadradas é o 63 e para aberturas retangulares é o 68. Para encontrar a maior altura de abertura possível (S2), deve-se escolher o ábaco com  $h_{zn} \leq 0,7 \cdot d$  ou anterior, caso a taxa de solicitação não esteja representada. Para aberturas circulares é o Ábaco 60, para aberturas quadradas é o 66 e para aberturas retangulares é o 72.

Os resultados encontram-se nos itens a seguir.

##### 4.2.3.1.1 Aberturas circulares

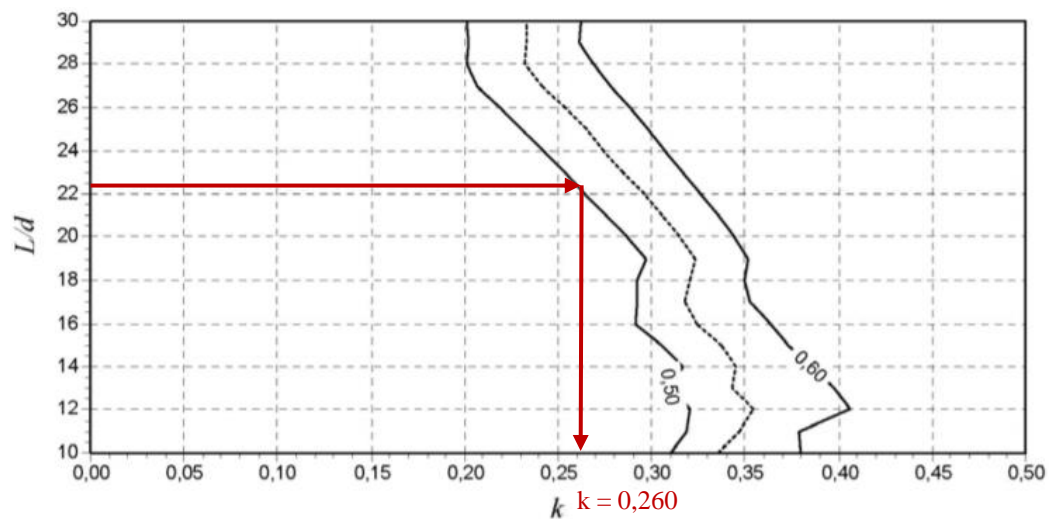
A Figura 48 apresenta um exemplo de entrada num ábaco de Veríssimo et al. (2012), neste caso o Ábaco 58 para S1 com os valores obtidos para a relação  $L/d$  e a taxa de solicitação. O mesmo é feito para S2 na Figura 49.

Figura 48 – Exemplo de entrada no Ábaco 58.



Fonte: (VERÍSSIMO et al., 2012, p. 55).

Figura 49 – Exemplo de entrada no Ábaco 60.



Fonte: (VERÍSSIMO et al., 2012, p. 56).

$$s_{S1} \geq \left\{ \begin{array}{l} D_o \cdot \frac{1,1 \cdot V_{sd}/V_{pl}}{1 - 1,1 \cdot V_{sd}/V_{pl}} = 201 \cdot \frac{1,1 \cdot 142,21/583,95}{1 - 1,1 \cdot 142,21/583,95} = 74 \text{ mm} \\ 1,5 \cdot D_o = 1,5 \cdot 201 = 302 \text{ mm} \\ 2 \cdot d = 2 \cdot 403 = 806 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$s_{S1} = 806 \text{ mm}$$

$$s_{S2} \geq \begin{cases} D_o \cdot \frac{1,1 \cdot V_{sd}/V_{pl}}{1 - 1,1 \cdot V_{sd}/V_{pl}} = 282 \cdot \frac{1,1 \cdot 142,21/583,95}{1 - 1,1 \cdot 142,21/583,95} = 104 \text{ mm} \\ 1,5 \cdot D_o = 1,5 \cdot 282 = 423 \text{ mm} \\ 2 \cdot d = 2 \cdot 403 = 806 \text{ mm} \end{cases}$$

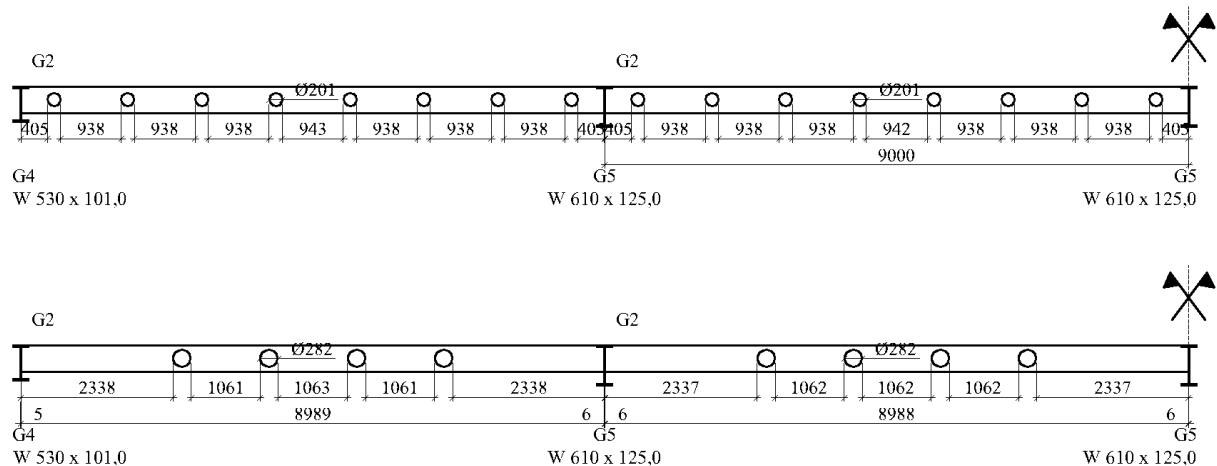
$$s_{S2} = 806 \text{ mm}$$

Tabela 1 – Aberturas circulares nas vigas G2 tipo.

Situação	Ábaco	n	kL	D <sub>o</sub>	S <sub>mín</sub>
S1	58	8	405 mm	201 mm	806 mm
S2	60	4	2337 mm	282 mm	806 mm

Fonte: Autora, 2020.

Figura 50 – Aberturas circulares nas vigas G2 tipo nas duas situações consideradas.



Fonte: Autora, 2020.

## 4.2.3.1.2 Aberturas quadradas

$$s_{S1} \geq \begin{cases} a_o \cdot \frac{1,1 \cdot V_{sd}/V_{pl}}{1 - 1,1 \cdot V_{sd}/V_{pl}} = 161 \cdot \frac{1,1 \cdot 142,21/583,95}{1 - 1,1 \cdot 142,21/583,95} = 64 \text{ mm} \\ h_o = 161 \text{ mm} \\ 2 \cdot d = 2 \cdot 403 = 806 \text{ mm} \end{cases}$$

$$s_{S1} = 806 \text{ mm}$$

$$s_{S2} \geq \begin{cases} a_o \cdot \frac{1,1 \cdot V_{sd}/V_{pl}}{1 - 1,1 \cdot V_{sd}/V_{pl}} = 282 \cdot \frac{1,1 \cdot 142,21/583,95}{1 - 1,1 \cdot 142,21/583,95} = 111 \text{ mm} \\ h_o = 282 \text{ mm} \\ 2 \cdot d = 2.403 = 806 \text{ mm} \end{cases}$$

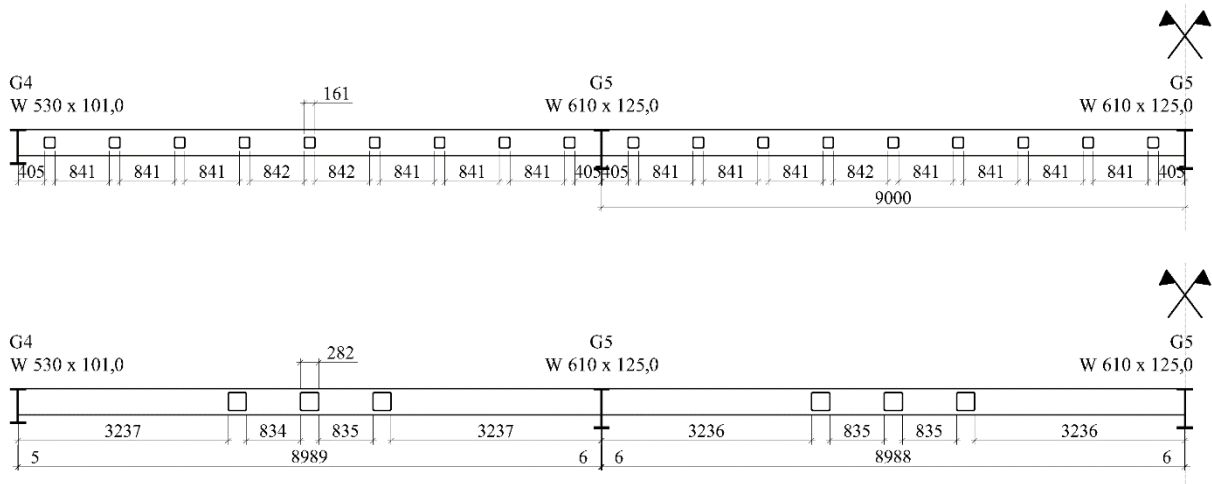
$$s_{S2} = 806 \text{ mm}$$

Tabela 2 – Aberturas quadradas nas vigas G2 tipo.

Situação	Ábaco	n	kL	$h_o = a_o$	$S_{mín}$
S1	63	9	405 mm	161 mm	806 mm
S2	66	3	3236 mm	282 mm	806 mm

Fonte: Autora, 2020.

Figura 51 – Aberturas quadradas nas vigas G2 tipo nas duas situações consideradas.



Fonte: Autora, 2020.

#### 4.2.3.1.3 Aberturas retangulares

$$s_{S1} \geq \begin{cases} a_o \cdot \frac{1,1 \cdot V_{sd}/V_{pl}}{1 - 1,1 \cdot V_{sd}/V_{pl}} = 192 \cdot \frac{1,1 \cdot 142,21/583,95}{1 - 1,1 \cdot 142,21/583,95} = 59 \text{ mm} \\ h_o = 120 \text{ mm} \\ 2 \cdot d = 2.403 = 806 \text{ mm} \end{cases}$$

$$s_{S1} = 806 \text{ mm}$$

$$s_{S2} \geq \begin{cases} a_o \cdot \frac{1,1 \cdot V_{sd}/V_{pl}}{1 - 1,1 \cdot V_{sd}/V_{pl}} = 495 \cdot \frac{1,1 \cdot 297,97/1507,54}{1 - 1,1 \cdot 297,97/1507,54} = 241 \text{ mm} \\ h_o = 282 \text{ mm} \\ 2 \cdot d = 2.403 = 806 \text{ mm} \end{cases}$$

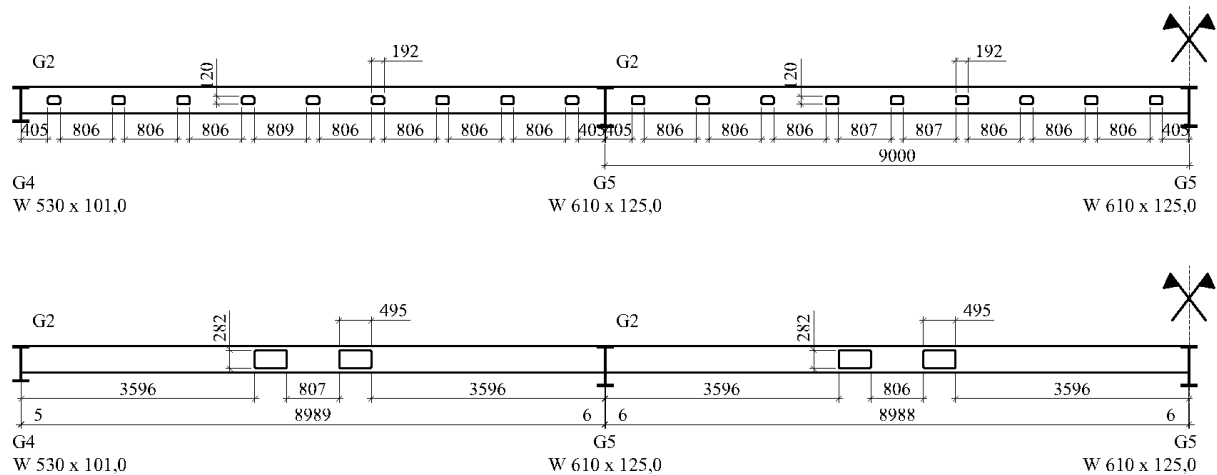
$$s_{S2} = 806 \text{ mm}$$

Tabela 3 – Aberturas retangulares nas vigas G2 tipo.

Situação	Ábaco	n	kL	h <sub>o</sub>	a <sub>o</sub>	S <sub>mín</sub>
S1	68	9	405 mm	120 mm	192 mm	806 mm
S2	72	2	3596 mm	282 mm	495 mm	806 mm

Fonte: Autora, 2020.

Figura 52 – Aberturas retangulares nas vigas G2 tipo nas duas situações consideradas.



Fonte: Autora, 2020.

#### 4.2.3.2 Vigas G3 do pavimento tipo, perfil W 410 x 46,1

$$10 \leq \frac{L}{d} = \frac{899}{40,3} = 22,30 \leq 30$$

$$\text{Taxa de solicitação} \geq \begin{cases} \frac{M_{sd}}{M_{Rd}} = \frac{336,11}{636,36} = 0,53 \\ \frac{V_{sd}}{V_{Rd}} = \frac{149,38}{530,86} = 0,28 \end{cases} \quad \therefore \text{Taxa de solicitação} = 0,53$$

4.2.3.2.1 Aberturas circulares

$$s_{S1} \geq \left\{ \begin{array}{l} D_o \cdot \frac{1,1 \cdot V_{sd}/V_{pl}}{1 - 1,1 \cdot V_{sd}/V_{pl}} = 201 \cdot \frac{1,1 \cdot 149,38/583,95}{1 - 1,1 \cdot 149,38/583,95} = 79 \text{ mm} \\ 1,5 \cdot D_o = 1,5 \cdot 201 = 302 \text{ mm} \\ 2 \cdot d = 2 \cdot 403 = 806 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$s_{S1} = 806 \text{ mm}$

$$s_{S2} \geq \left\{ \begin{array}{l} D_o \cdot \frac{1,1 \cdot V_{sd}/V_{pl}}{1 - 1,1 \cdot V_{sd}/V_{pl}} = 282 \cdot \frac{1,1 \cdot 149,38/583,95}{1 - 1,1 \cdot 149,38/583,95} = 111 \text{ mm} \\ 1,5 \cdot D_o = 1,5 \cdot 282 = 423 \text{ mm} \\ 2 \cdot d = 2 \cdot 403 = 806 \text{ mm} \end{array} \right.$$

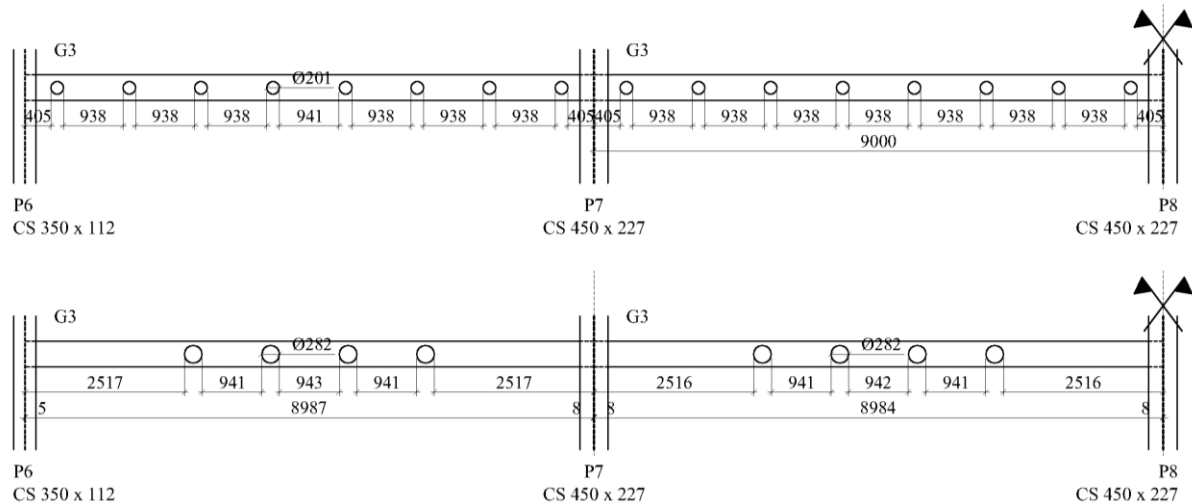
$s_{S2} = 806 \text{ mm}$

Tabela 4 – Aberturas circulares nas vigas G3 tipo.

Situação	Ábaco	n	kL	D <sub>o</sub>	S <sub>mín</sub>
S1	58	8	405 mm	201 mm	806 mm
S2	60	4	2516 mm	282 mm	806 mm

Fonte: Autora, 2020.

Figura 53 – Aberturas circulares nas vigas G3 tipo nas duas situações consideradas.



Fonte: Autora, 2020.

4.2.3.2.2 Aberturas quadradas

$$s_{S1} \geq \left\{ \begin{array}{l} a_o \cdot \frac{1,1 \cdot V_{sd}/V_{pl}}{1 - 1,1 \cdot V_{sd}/V_{pl}} = 161 \cdot \frac{1,1 \cdot 149,38/583,95}{1 - 1,1 \cdot 149,38/583,95} = 64 \text{ mm} \\ h_o = 161 \text{ mm} \\ 2 \cdot d = 2 \cdot 403 = 806 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$s_{S1} = 806 \text{ mm}$

$$s_{S2} \geq \left\{ \begin{array}{l} a_o \cdot \frac{1,1 \cdot V_{sd}/V_{pl}}{1 - 1,1 \cdot V_{sd}/V_{pl}} = 282 \cdot \frac{1,1 \cdot 149,38/583,95}{1 - 1,1 \cdot 149,38/583,95} = 111 \text{ mm} \\ h_o = 282 \text{ mm} \\ 2 \cdot d = 2 \cdot 403 = 806 \text{ mm} \end{array} \right.$$

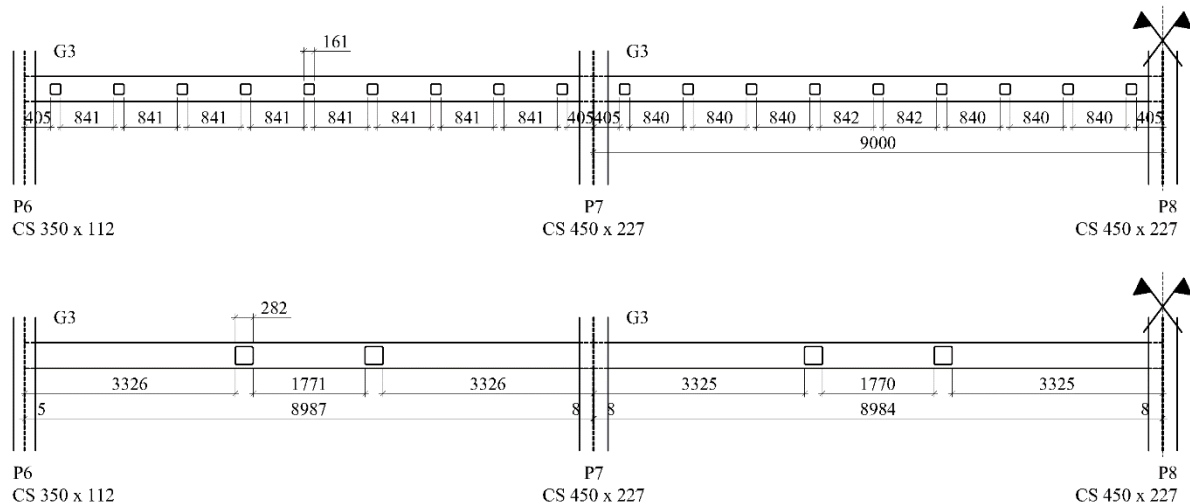
$s_{S2} = 806 \text{ mm}$

Tabela 5 – Aberturas quadradas nas vigas G3 tipo.

Situação	Ábaco	n	kL	$h_o = a_o$	$S_{mín}$
S1	63	9	405 mm	161 mm	806 mm
S2	66	2	3325 mm	282 mm	806 mm

Fonte: Autora, 2020.

Figura 54 – Aberturas quadradas nas vigas G3 tipo nas duas situações consideradas.



Fonte: Autora, 2020.

4.2.3.2.3 Aberturas retangulares

$$s_{S1} \geq \left\{ \begin{array}{l} a_o \cdot \frac{1,1 \cdot V_{sd}/V_{pl}}{1 - 1,1 \cdot V_{sd}/V_{pl}} = 192 \cdot \frac{1,1 \cdot 149,38/583,95}{1 - 1,1 \cdot 149,38/583,95} = 76 \text{ mm} \\ h_o = 120 \text{ mm} \\ 2 \cdot d = 2 \cdot 403 = 806 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$s_{S1} = 806 \text{ mm}$

$$s_{S2} \geq \left\{ \begin{array}{l} a_o \cdot \frac{1,1 \cdot V_{sd}/V_{pl}}{1 - 1,1 \cdot V_{sd}/V_{pl}} = 450 \cdot \frac{1,1 \cdot 297,97/1507,54}{1 - 1,1 \cdot 297,97/1507,54} = 177 \text{ mm} \\ h_o = 282 \text{ mm} \\ 2 \cdot d = 2 \cdot 403 = 806 \text{ mm} \end{array} \right.$$

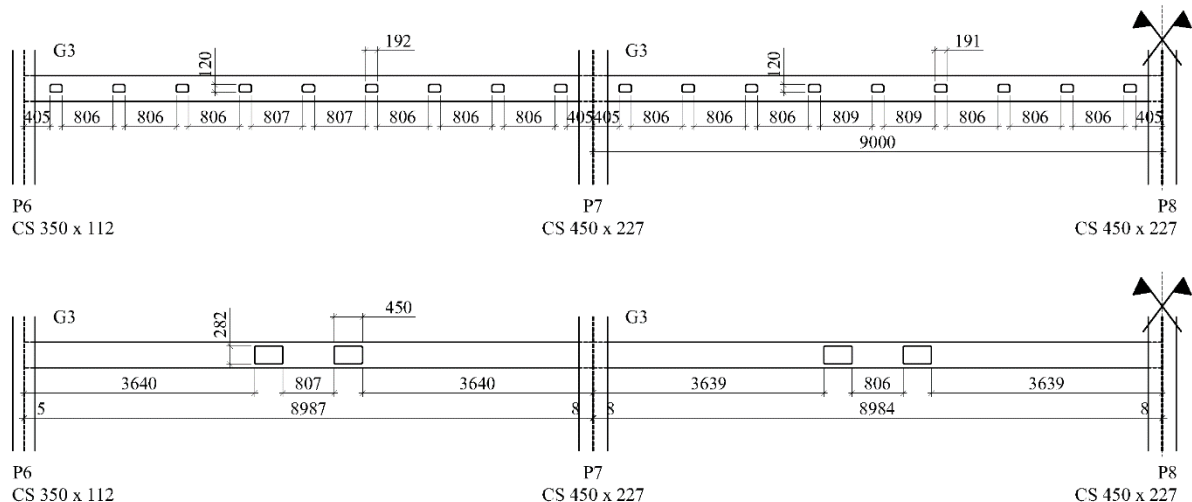
$s_{S2} = 806 \text{ mm}$

Tabela 6 – Aberturas retangulares nas vigas G3 tipo.

Situação	Ábaco	n	kL	h <sub>o</sub>	a <sub>o</sub>	S <sub>mín</sub>
S1	68	9	602 mm	120 mm	192 mm	806 mm
S2	72	2	3440 mm	282 mm	450 mm	806 mm

Fonte: Autora, 2020.

Figura 55 – Aberturas retangulares nas vigas G3 tipo nas duas situações consideradas.



Fonte: Autora, 2020.



#### 4.2.3.3 Vigas G5 do pavimento tipo, perfil W 610 x 125,0

$$10 \leq \frac{L}{d} = \frac{860}{61,2} = 14,05 \leq 30$$

$$\text{Taxa de solicitação} \geq \begin{cases} \frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} = \frac{883,74}{1737,11} = 0,51 \\ \frac{V_{Sd}}{V_{Rd}} = \frac{297,97}{1370,49} = 0,22 \end{cases} \quad \therefore \text{Taxa de solicitação} = 0,51$$

Dado que as vigas G5 recebem cargas concentradas, foi feita uma apuração das zonas livres para se fazer aberturas, baseada nos critérios citados em 2.3.6. O primeiro critério analisado foi o quão próximas as aberturas podem ficar do ponto de aplicação da carga, no qual observou-se que o perfil W 610 x 125,0 permite que as aberturas estejam a uma distância  $d/2$  de onde as cargas estão aplicadas.

$$\frac{h}{t_w} = \frac{573}{12} = 48,15 \leq 2,46 \sqrt{\frac{E_a}{f_y}} = 2,46 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 59,23$$

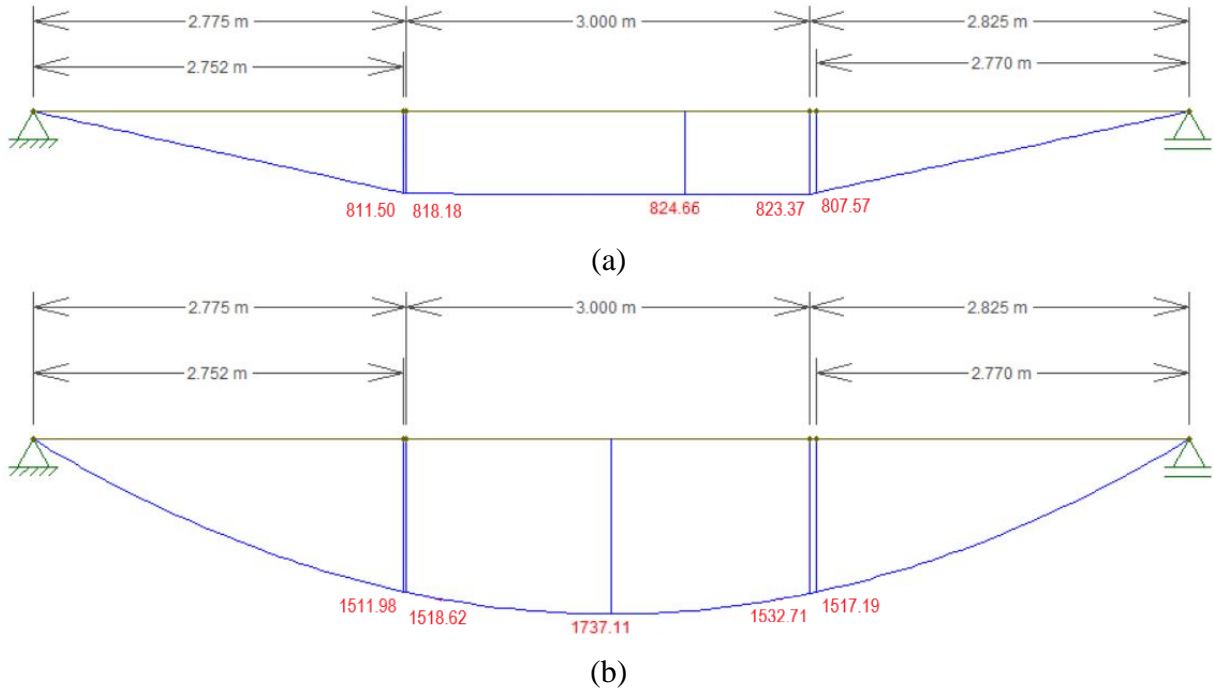
$$\frac{b_f}{2 \cdot t_f} = \frac{229}{2 \cdot 20} = 5,73 \leq 0,32 \sqrt{\frac{E_a}{f_y}} = 0,32 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 7,70$$

$$\frac{d}{2} = \frac{612}{2} = 306 \text{ mm}$$

O segundo critério condiciona que os valores de momento fletor e força cortante solicitantes de cálculo sejam menores ou iguais aos respectivos valores desses esforços na mesma posição, em valor absoluto, numa viga birrotulada de mesmo vão, sujeita à máxima carga uniformemente distribuída de cálculo possível. Sendo assim, calculou-se a máxima carga uniformemente distribuída de cálculo a partir do  $M_{Rd}$ , o que tornou possível comparar os diagramas dos dois carregamentos (Figuras 56 e 57) e determinar as zonas em que se pode fazer aberturas (Figura 58).

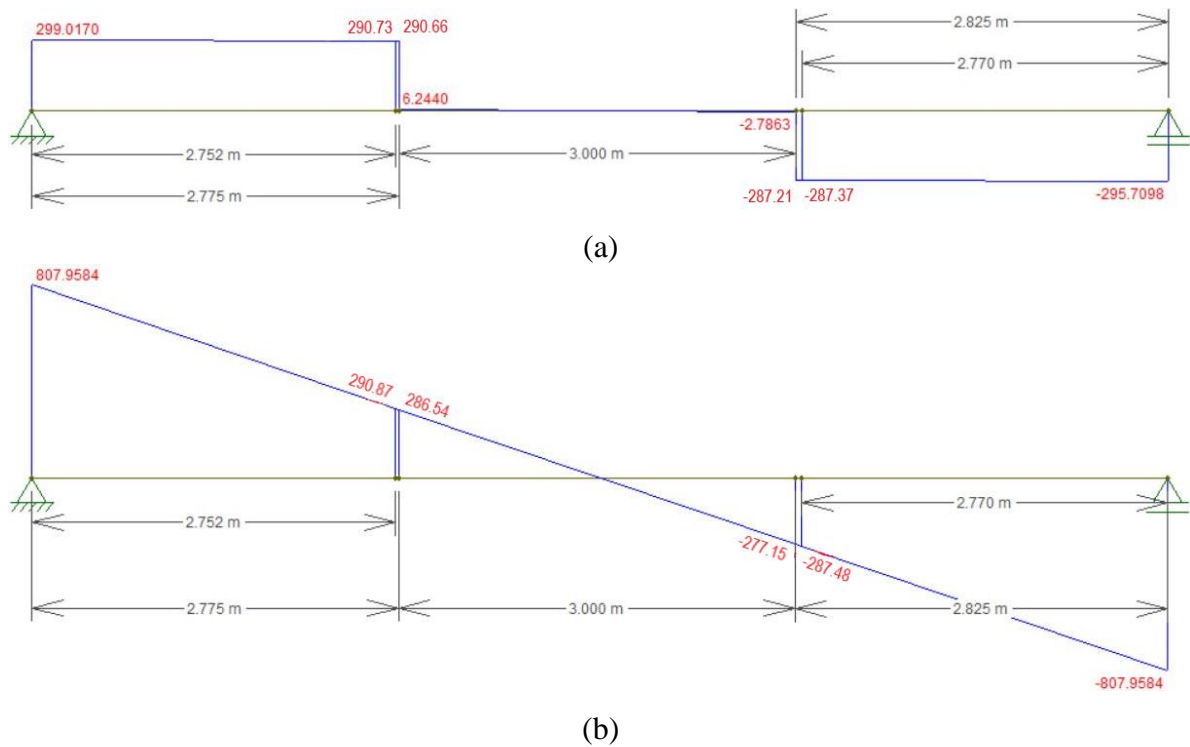
$$M_{Rd} = \frac{q_{Sd} \cdot L^2}{8} \rightarrow q_{Sd} = \frac{M_{Rd} \cdot 8}{L^2} = \frac{1737,11 \cdot 8}{8,60^2} = 187,90 \text{ kN/m}$$

Figura 56 – Diagrama de momento fletor (a) das vigas G5 tipo e (b) da viga com carga  $q_{sd}$ .



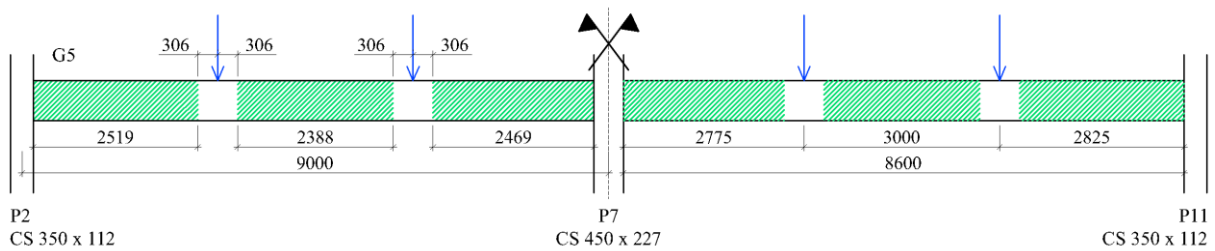
Fonte: Autora, 2020.

Figura 57 – Diagrama de esforço cortante (a) das vigas G5 tipo e (b) da viga com carga  $q_{sd}$ .



Fonte: Autora, 2020.

Figura 58 – Esquema representativo das zonas livres (em verde) para se fazer aberturas nas vigas G5 tipo considerando apenas o critério de carregamento.



Fonte: Autora, 2020.

#### 4.2.3.3.1 Aberturas circulares

$$s_{S1} \geq \left\{ \begin{array}{l} D_o \cdot \frac{1,1 \cdot V_{sd}/V_{pl}}{1 - 1,1 \cdot V_{sd}/V_{pl}} = 306 \cdot \frac{1,1 \cdot 297,97/1507,54}{1 - 1,1 \cdot 297,97/1507,54} = 85 \text{ mm} \\ 1,5 \cdot D_o = 1,5 \cdot 306 = 459 \text{ mm} \\ 2 \cdot d = 2 \cdot 612 = 1224 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$s_{S1} = 1224 \text{ mm}$$

$$s_{S2} \geq \left\{ \begin{array}{l} D_o \cdot \frac{1,1 \cdot V_{sd}/V_{pl}}{1 - 1,1 \cdot V_{sd}/V_{pl}} = 428 \cdot \frac{1,1 \cdot 297,97/1507,54}{1 - 1,1 \cdot 297,97/1507,54} = 119 \text{ mm} \\ 1,5 \cdot D_o = 1,5 \cdot 428 = 642 \text{ mm} \\ 2 \cdot d = 2 \cdot 612 = 1224 \text{ mm} \end{array} \right.$$

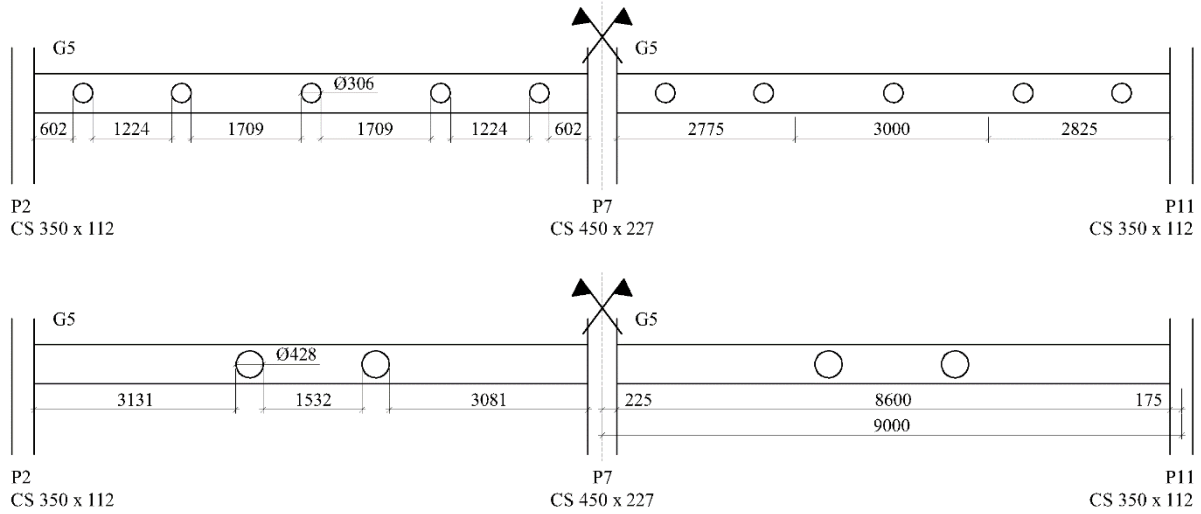
$$s_{S2} = 1224 \text{ mm}$$

Tabela 7 – Aberturas circulares nas vigas G5 tipo.

Situação	Ábaco	n	kL	D <sub>o</sub>	S <sub>mín</sub>
S1	58	5	602 mm	306 mm	1224 mm
S2	60	2	2752 mm	425 mm	1224 mm

Fonte: Autora, 2020.

Figura 59 – Aberturas circulares nas vigas G5 tipo nas duas situações consideradas.



Fonte: Autora, 2020.

4.2.3.3.2 Aberturas quadradas

$$s_{S1} \geq \left\{ \begin{array}{l} a_o \cdot \frac{1,1 \cdot V_{sd}/V_{pl}}{1 - 1,1 \cdot V_{sd}/V_{pl}} = 244 \cdot \frac{1,1 \cdot 297,97/1507,54}{1 - 1,1 \cdot 297,97/1507,54} = 68 \text{ mm} \\ h_o = 244 \text{ mm} \\ 2 \cdot d = 2 \cdot 612 = 1224 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$s_{S1} = 1224 \text{ mm}$

$$s_{S2} \geq \left\{ \begin{array}{l} a_o \cdot \frac{1,1 \cdot V_{sd}/V_{pl}}{1 - 1,1 \cdot V_{sd}/V_{pl}} = 428 \cdot \frac{1,1 \cdot 297,97/1507,54}{1 - 1,1 \cdot 297,97/1507,54} = 119 \text{ mm} \\ h_o = 428 \text{ mm} \\ 2 \cdot d = 2 \cdot 612 = 1224 \text{ mm} \end{array} \right.$$

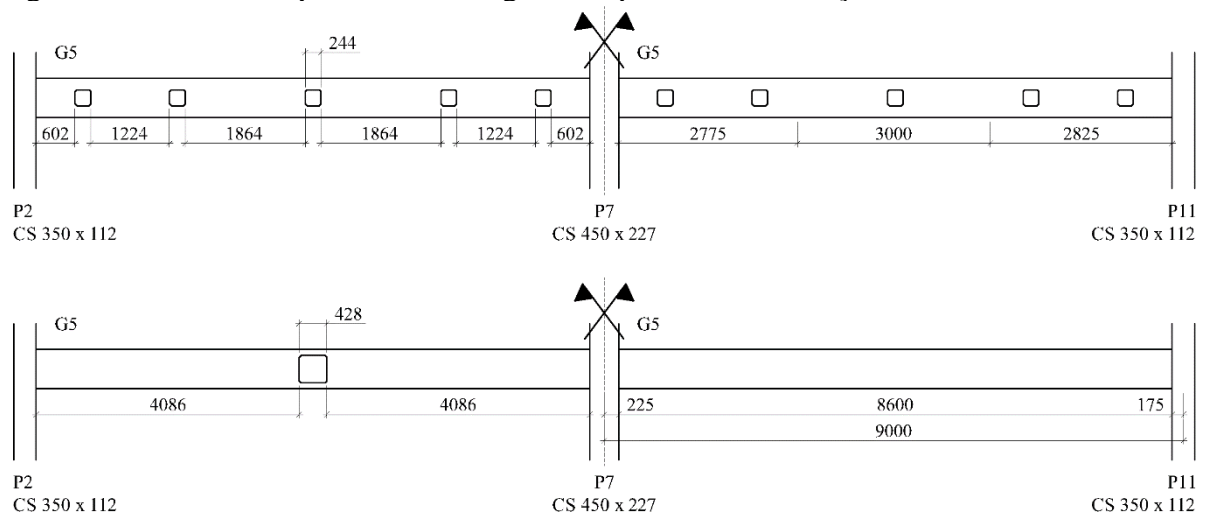
$s_{S2} = 1224 \text{ mm}$

Tabela 8 – Aberturas quadradas nas vigas G5 tipo.

Situação	Ábaco	n	kL	h <sub>o</sub> = a <sub>o</sub>	S <sub>mín</sub>
S1	63	5	602 mm	244 mm	1224 mm
S2	66	1	3268 mm	428 mm	1224 mm

Fonte: Autora, 2020.

Figura 60 – Aberturas quadradas nas vigas G5 tipo nas duas situações consideradas.



Fonte: Autora, 2020.

## 4.2.3.3.3 Aberturas retangulares

$$s_{S1} \geq \left\{ \begin{array}{l} a_o \cdot \frac{1,1 \cdot V_{sd}/V_{pl}}{1 - 1,1 \cdot V_{sd}/V_{pl}} = 212 \cdot \frac{1,1 \cdot 297,97/1507,54}{1 - 1,1 \cdot 297,97/1507,54} = 59 \text{ mm} \\ h_o = 183 \text{ mm} \\ 2 \cdot d = 2 \cdot 612 = 1224 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$s_{S1} = 1224 \text{ mm}$$

$$s_{S2} \geq \left\{ \begin{array}{l} a_o \cdot \frac{1,1 \cdot V_{sd}/V_{pl}}{1 - 1,1 \cdot V_{sd}/V_{pl}} = 856 \cdot \frac{1,1 \cdot 297,97/1507,54}{1 - 1,1 \cdot 297,97/1507,54} = 241 \text{ mm} \\ h_o = 428 \text{ mm} \\ 2 \cdot d = 2 \cdot 612 = 1224 \text{ mm} \end{array} \right.$$

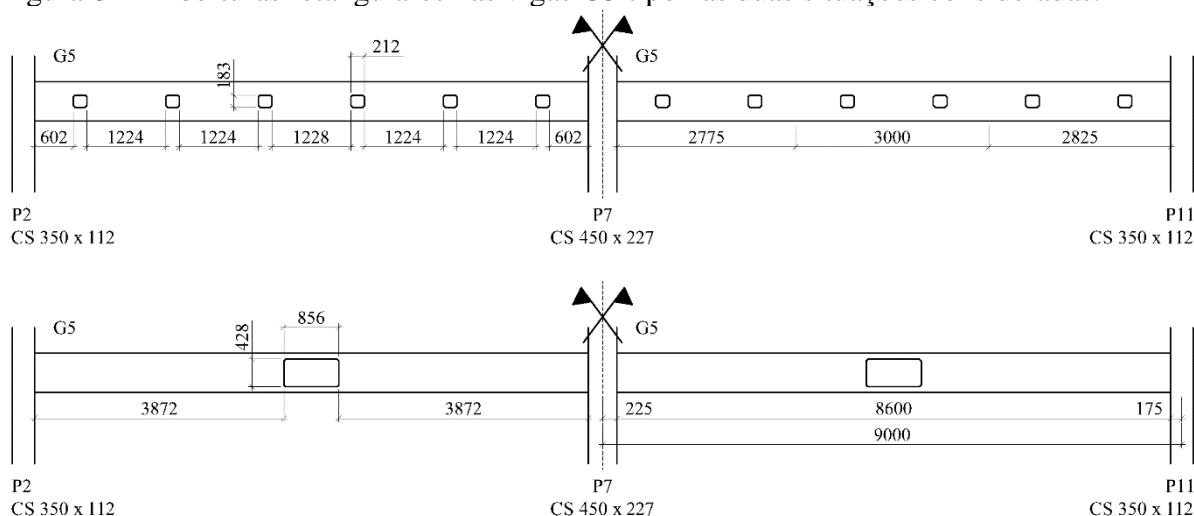
$$s_{S2} = 1224 \text{ mm}$$

Tabela 9 – Aberturas retangulares nas vigas G5 tipo.

Situação	Ábaco	n	kL	h <sub>o</sub>	a <sub>o</sub>	S <sub>mín</sub>
S1	68	6	602 mm	183 mm	212 mm	1224 mm
S2	72	1	3440 mm	428 mm	856 mm	1224 mm

Fonte: Autora, 2020.

Figura 61 – Aberturas retangulares nas vigas G5 tipo nas duas situações consideradas.



Fonte: Autora, 2020.

#### 4.2.3.4 Deslocamento vertical final (considerando as aberturas)

Com base nas seis opções de aberturas para as vigas G5 e no valor encontrado para  $\delta_{tot}$ , aplicou-se a Equação 66 para encontrar a flecha da viga com aberturas. O resultado encontra-se na Tabela 10, em que  $H_o$  é a maior dimensão de uma abertura.

Tabela 10 – Deslocamento vertical das vigas G5 com aberturas.

	Situação	$H_o$	n	$\alpha$	$\delta_{tot}$	$\delta_{tot,ab}$
<b>Aberturas circulares</b>	S1	306 mm	5	3	1,43 cm	1,458 cm
	S2	428 mm	2	3	1,43 cm	1,502 cm
<b>Aberturas quadradas</b>	S1	244 mm	5	2	1,43 cm	1,439 cm
	S2	428 mm	1	2	1,43 cm	1,477 cm
<b>Aberturas retangulares</b>	S1	212 mm	6	1	1,43 cm	1,444 cm
	S2	856 mm	1	1	1,43 cm	13,648 cm

Fonte: Autora, 2020.

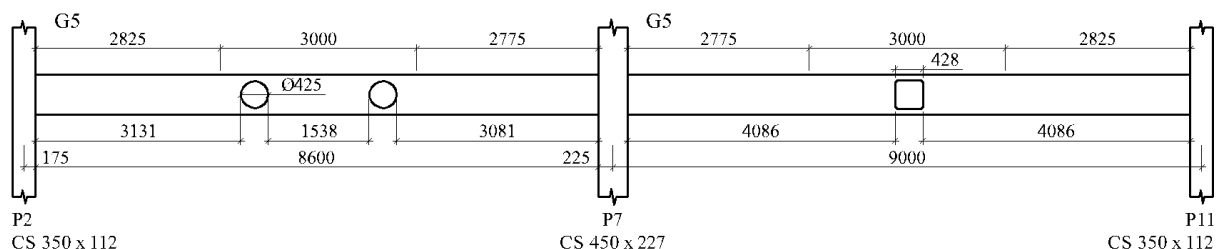
As vigas com aberturas circulares e retangulares em situação 2 apresentaram deslocamento vertical superior a  $\delta_{m\acute{a}x,G5} = 1,50 \text{ cm}$ , conseqüentemente as aberturas circulares foram reduzidas para 425 mm de diâmetro e a retangular foi reduzida a um quadrado com lado de 428 mm. A Tabela 11 e a Figura 62 trazem os valores finais do deslocamento vertical e as aberturas corrigidas, respectivamente.

Tabela 11 – Deslocamento vertical final das vigas G5 com aberturas.

	Situação	H <sub>o</sub>	n	$\alpha$	$\delta_{tot,ab}$
<b>Aberturas circulares</b>	S1	306 mm	5	3	1,458 cm
	S2	425 mm	2	3	1,499 cm
<b>Aberturas quadradas</b>	S1	244 mm	5	2	1,439 cm
	S2	428 mm	1	2	1,477 cm
<b>Aberturas retangulares</b>	S1	212 mm	6	1	1,444 cm
	S2	428 mm	1	2	1,477 cm

Fonte: Autora, 2020.

Figura 62 – Aberturas corrigidas.



Fonte: Autora, 2020.

#### 4.2.3.5 Armadura de reforço

Devido a tendência de fissuração na vizinhança das aberturas, é calculada uma armadura de reforço que deve ser posicionada acima da abertura, dentro da laje. A Figura 63 apresenta as armaduras para cada formato de abertura.

Figura 63 – Armaduras de reforço.

	Situação	n	D <sub>o</sub> /a <sub>o</sub>	L <sub>cc</sub>	A <sub>cc</sub>	A <sub>sr</sub>	Armadura
Aberturas circulares	S1	5	306 mm	1530 mm	1071 cm <sup>2</sup>	2,68 cm <sup>2</sup>	2 N3 9 ø 6.3 c/ 19 C=153 por abertura
	S2	2	428 mm	1652 mm	1156 cm <sup>2</sup>	2,89 cm <sup>2</sup>	2 N4 10 ø 6.3 c/ 18 C=165 por abertura
Aberturas quadradas	S1	5	244 mm	1468 mm	1028 cm <sup>2</sup>	2,57 cm <sup>2</sup>	2 N5 9 ø 6.3 c/ 18 C=147 por abertura
	S2	1	428 mm	1652 mm	1156 cm <sup>2</sup>	2,89 cm <sup>2</sup>	2 N4 10 ø 6.3 c/ 18 C=165 por abertura
Aberturas retangulares	S1	6	212 mm	1436 mm	1005 cm <sup>2</sup>	2,51 cm <sup>2</sup>	2 N6 8 ø 6.3 c/ 20 C=144 por abertura
	S2	1	428 mm	1652 mm	1156 cm <sup>2</sup>	2,89 cm <sup>2</sup>	2 N4 10 ø 6.3 c/ 18 C=165 por abertura

Fonte: Autora, 2020.

#### 4.2.3.6 *Resumo das aberturas*

A Tabela 12 apresenta o resumo das aberturas feitas para as vigas G2, G3 e G5 tipo. Analisando a tabela, pode-se notar que aberturas maiores podem ser feitas conforme a altura da viga aumenta. A viga G5 tipo, por ter carregamento elevado, tem espaçamento mínimo superior e, conseqüentemente, uma quantidade menor de aberturas quando comparada às vigas G2 e G3 tipo.

De acordo com a verificação da flecha feita em 4.2.3.4, é possível identificar que a abertura retangular em situação 2 não pode ser executada por causar uma flecha excessiva. Apesar de o *Ábaco 72* permitir as dimensões originais do furo, seu formato teve de ser reduzido e mudado para quadrado para se adequar ao limite de 1,50 cm para o deslocamento vertical máximo. As vigas G2 e G3 não foram verificadas quando ao deslocamento vertical considerando a execução das aberturas, portanto não é possível inferir mais comparações.

Quanto às armaduras adicionais, aberturas maiores requerem área de aço e comprimento de barra maiores.



Tabela 12 – Resumo das aberturas.

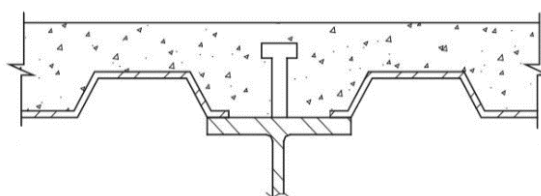
Viga	Formato	Situação	Ábaco	n	kL	D <sub>o</sub> /h <sub>o</sub>	a <sub>o</sub>	S <sub>mín</sub>
G2 tipo	Aberturas circulares	S1	58	8	450 mm	201 mm	-	806 mm
		S2	60	4	2337 mm	282 mm	-	806 mm
	Aberturas quadradas	S1	63	9	405 mm	161 mm	161 mm	806 mm
		S2	66	3	3236 mm	282 mm	282 mm	806 mm
	Aberturas retangulares	S1	68	9	405 mm	120 mm	192 mm	806 mm
		S2	72	2	3596 mm	282 mm	495 mm	806 mm
G3 tipo	Aberturas circulares	S1	58	8	405 mm	201 mm	-	806 mm
		S2	60	4	2516 mm	282 mm	-	806 mm
	Aberturas quadradas	S1	63	9	405 mm	161 mm	161 mm	806 mm
		S2	66	2	3325 mm	282 mm	282 mm	806 mm
	Aberturas retangulares	S1	68	9	602 mm	120 mm	192 mm	806 mm
		S2	72	2	3440 mm	282 mm	450 mm	806 mm
G5 tipo	Aberturas circulares	S1	58	5	602 mm	306 mm	-	1224 mm
		S2	60	2	2752 mm	425 mm	-	1224 mm
	Aberturas quadradas	S1	63	5	602 mm	244 mm	244 mm	1224 mm
		S2	66	1	3268 mm	428 mm	428 mm	1224 mm
	Aberturas retangulares	S1	68	6	602 mm	183 mm	212 mm	1224 mm
		S2	72	1	3440 mm	428 mm	856 mm	1224 mm

Fonte: Autora, 2020.

#### 4.2.4 Conectores de cisalhamento

Com o grau de interação definido em 4.2.1.1, é possível calcular o número de conectores das vigas manipulando a Equação 30 e calculando a força horizontal resistente de cálculo ( $Q_{Rd}$ ). Para as vigas que ficam em paralelo com as nervuras do steel deck (caso das vigas G4 e G5), optou-se por interromper as fôrmas sobre as mesas superiores dos perfis (Figura 64), de forma a ter um coeficiente  $R_p$  igual a 1,0 (conectores soldados diretamente no perfil de aço com mais da metade da largura da mesa diretamente em contato com o concreto). O coeficiente  $R_g$  também foi definido como 1,0 (qualquer número de conectores, nervuras paralelas à viga e razão  $b_F/h_F \geq 1,5$ ).

Figura 64 – Fôrmas de aço interrompidas sobre a mesa superior do perfil.



Fonte: Adaptação de Fakury et al. (2016).

$$\frac{b_F}{h_F} = \frac{152,5}{50} = 3,05 \geq 1,5$$

$$Q_{Rd} \leq \begin{cases} \frac{R_g \cdot R_p \cdot A_{cs} \cdot f_{ucs}}{\gamma_{cs}} = \frac{1 \cdot 1 \cdot 2,8 \cdot 41,5}{1,25} = 94,13 \text{ kN} \\ \frac{1}{2} \frac{A_{cs} \sqrt{f_{ck} \cdot E_c}}{\gamma_{cs}} = \frac{1}{2} \frac{2,8 \sqrt{3,0 \cdot 2607,2}}{1,25} = 100,30 \text{ kN} \end{cases} \quad \therefore Q_{Rd} = 94,13 \text{ kN}$$

$$\eta_i = \frac{n \cdot Q_{Rd}}{F_{hd}} \rightarrow n = \frac{\eta_i \cdot F_{hd}}{Q_{Rd}} = \frac{0,80 \cdot 2868,75}{94,13} = 24,38 \quad \therefore n = 25$$

Se as vigas G5 não recebessem cargas pontuais, 25 seria o número necessário de conectores de cisalhamento entre a seção de momento nulo e a seção de momento máximo das vigas. Porém, visto que as vigas G2 se apoiam sobre as G5, é calculado o número mínimo de conectores entre uma seção de momento nulo e o ponto de aplicação da carga concentrada ( $n_P$ ), que, conforme a verificação feita em 4.2.1.3, corresponde a 26.

Como  $26 > 25$ , o intervalo de 3 m entre os pontos de aplicação das cargas concentradas ficaria vazio, portanto é calculado um número de conectores para preencher este espaço. Optou-se por utilizar a média entre o espaçamento mínimo e máximo entre conectores, de forma a ficarem posicionados conforme o esquema da Figura 65.

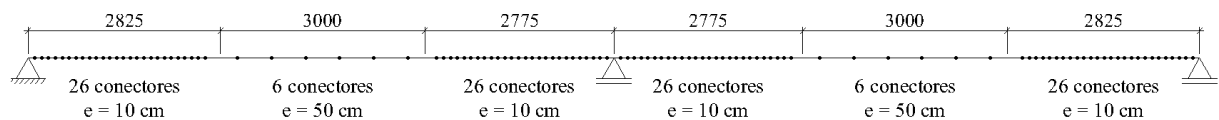
$$e_{\min} = 4 \cdot \phi_{CS} = 4 \cdot 19 = 76 \text{ mm}$$

$$e_{\max} \leq \begin{cases} 8 \cdot h_t = 8 \cdot 120 = 960 \text{ mm} \\ 915 \text{ mm} \end{cases} \quad \therefore e_{\max} = 915 \text{ mm}$$

$$\bar{x} = \frac{76 + 915}{2} = 496 \text{ mm} \quad \therefore e = 500 \text{ mm}$$

$$\frac{3000}{500} = 6 \text{ conectores}$$

Figura 65 – Posicionamento e espaçamento de conectores para vigas G5 com aberturas circulares.



Fonte: Autora, 2020.

Além disso, há os conectores adicionais devido a execução de aberturas quadradas ou retangulares. A regra determina a colocação de pelo menos dois conectores adicionais a cada 300 mm dentro de um intervalo igual a  $d$  ou  $a_o$ , o que for maior, a partir da extremidade de maior momento da abertura no sentido em que o momento cresce. Com isso, nota-se que as vigas que compreendem apenas uma abertura centralizada não necessitam de conectores adicionais, visto que o momento aumenta em direção ao centro dessa abertura. Este é o caso das vigas com aberturas quadradas e retangulares em situação 2.

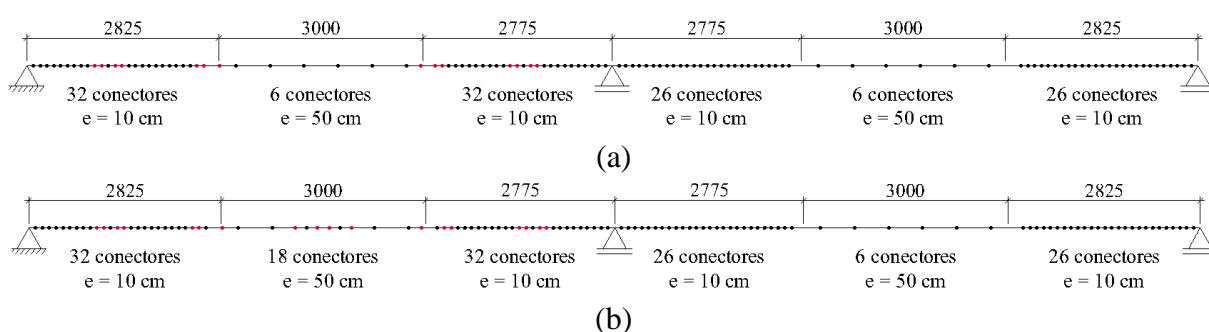
Ao analisar as demais situações, tem-se:

$$Intervalo_{\text{quadrada},S1} \geq \begin{cases} d = 612 \text{ mm} \\ a_o = 244 \text{ mm} \end{cases} \quad \therefore Intervalo_{Q,S1} = 612 \text{ mm}$$

$$Intervalo_{\text{retangular},S1} \geq \begin{cases} d = 612 \text{ mm} \\ a_o = 212 \text{ mm} \end{cases} \quad \therefore Intervalo_{R,S1} = 612 \text{ mm}$$

As vigas com aberturas quadradas em situação 1 contêm 5 aberturas e precisarão de 4 conectores (2 a cada 300 mm num intervalo de 612 mm) por abertura, excetuando-se a abertura central, totalizando 16 conectores adicionais. As vigas com aberturas retangulares em situação 1 contêm 6 aberturas e precisarão, igualmente, de 4 conectores por abertura, totalizando 24 conectores adicionais. O aumento do número de conectores é feito por meio de fileiras duplas de conectores, destacadas em vermelho na Figura 66.

Figura 66 – Posicionamento e espaçamento de conectores para vigas G5 com (a) aberturas quadradas e (b) aberturas retangulares.

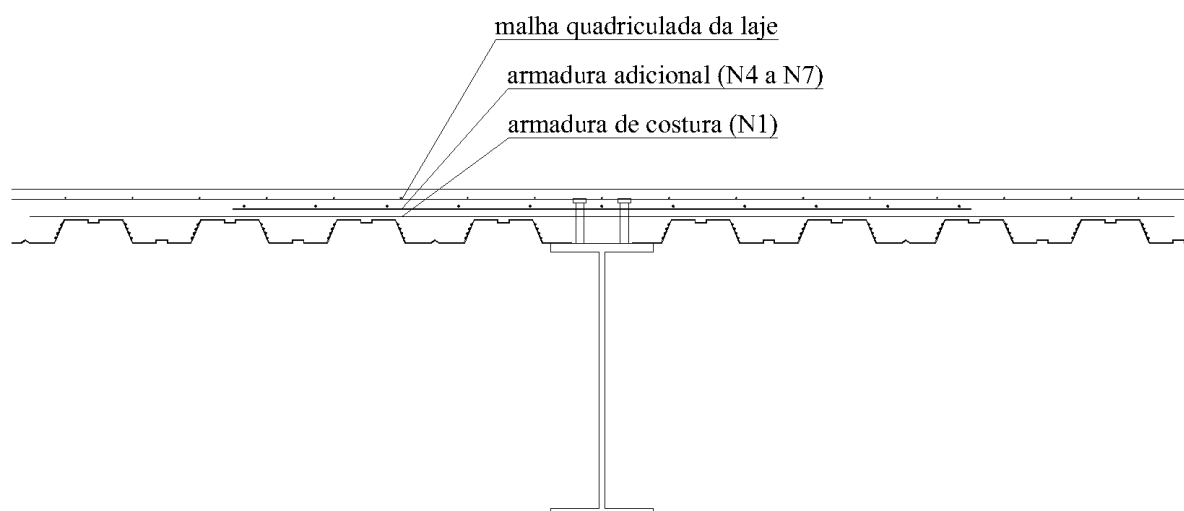


Fonte: Autora, 2020.

#### 4.2.5 Detalhamento final

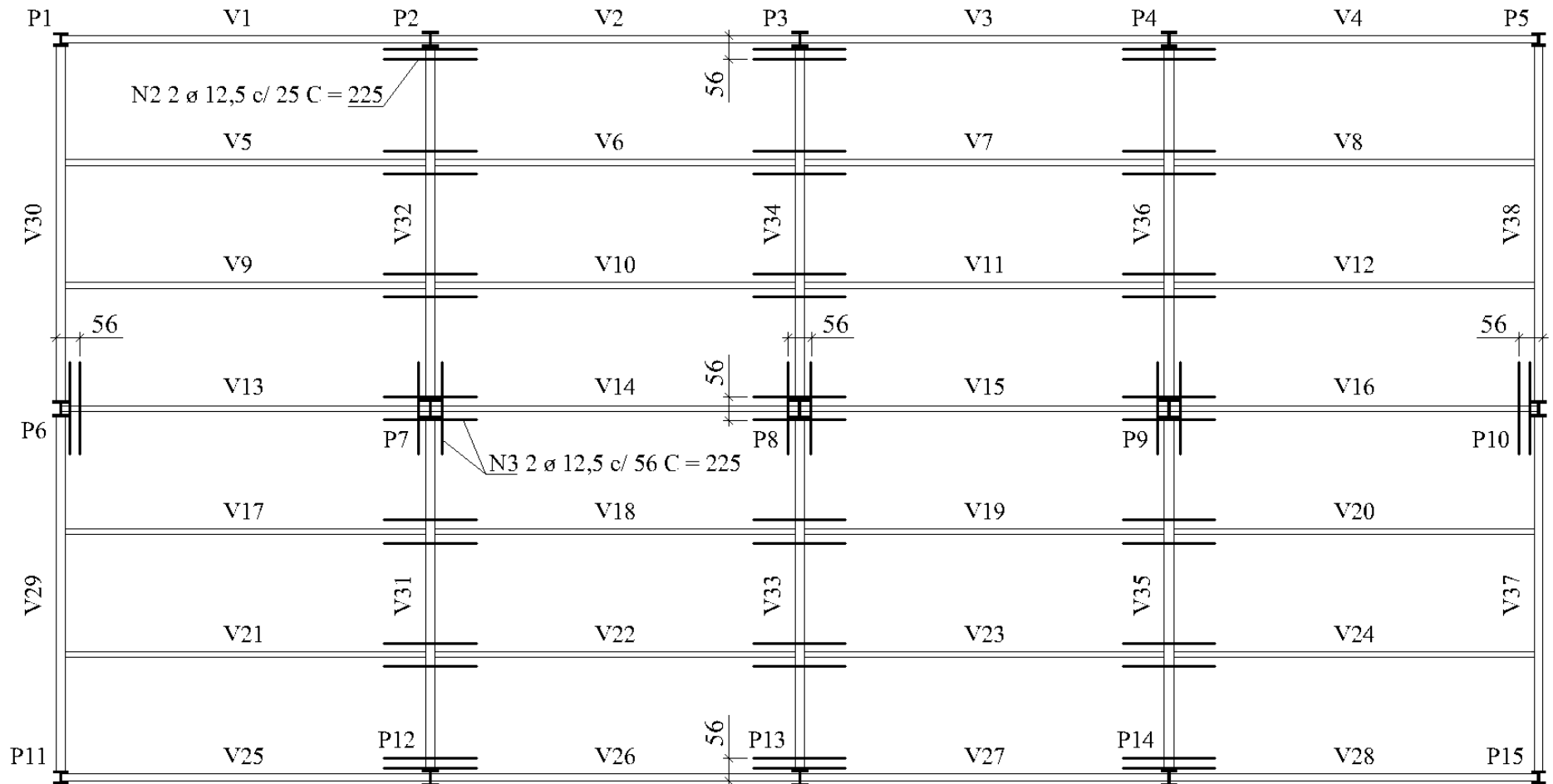
A seguir encontram-se os detalhamentos de uma seção genérica da viga G5 tipo (Figura 67), da armadura de continuidade (Figura 68) e das armaduras de reforço juntamente com os conectores e as aberturas nas situações propostas (Figuras 69, 70 e 71).

Figura 67 – Detalhamento de uma seção genérica de uma viga G5.



Fonte: Autora, 2020.

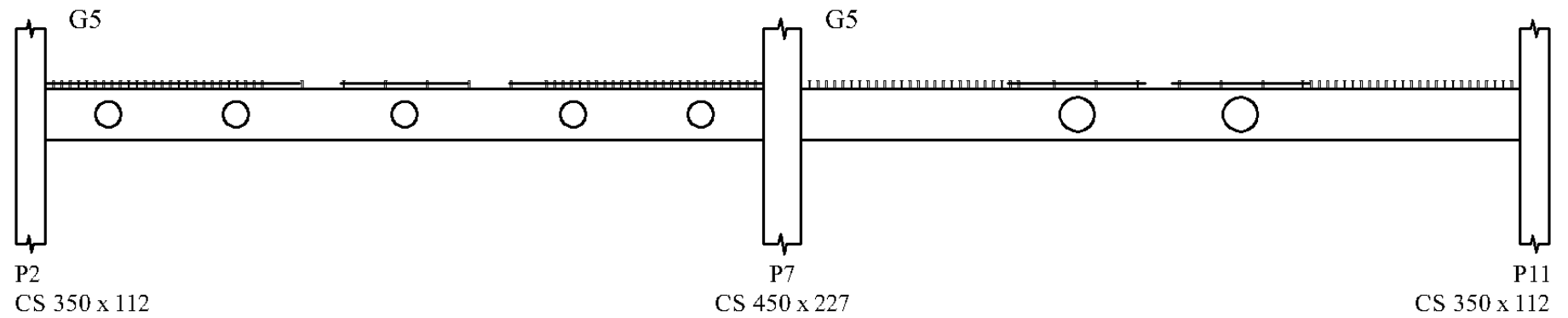
Figura 68 – Detalhamento da armadura de continuidade.



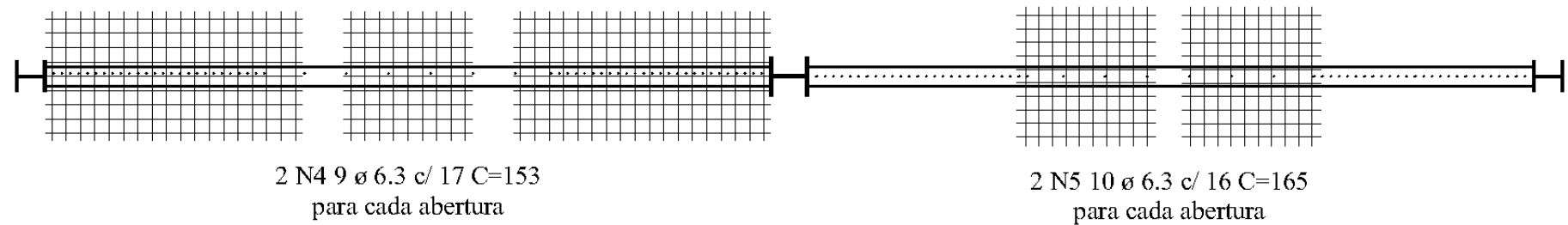
Fonte: Autora, 2020.

Figura 69 – Detalhamento da armadura de reforço em vigas G5 com aberturas circulares.

VISTA FRONTAL



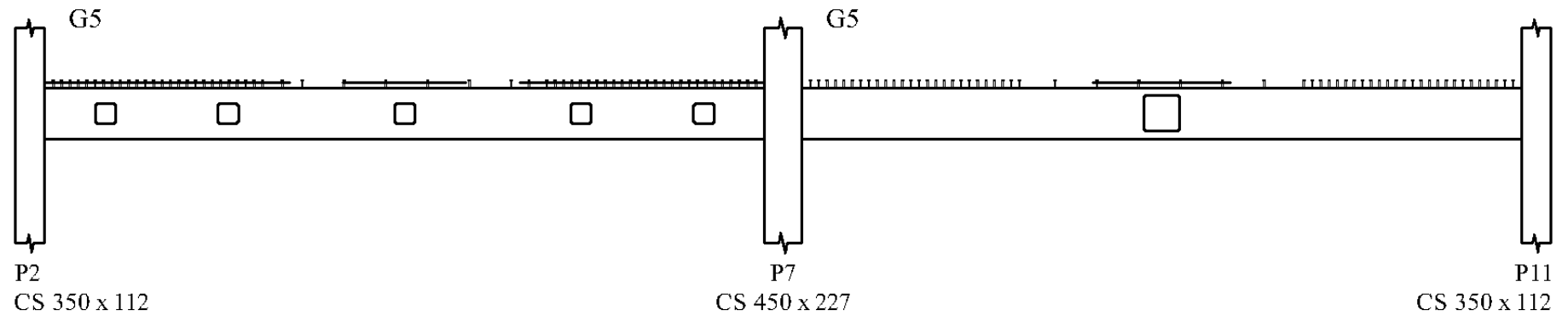
VISTA SUPERIOR



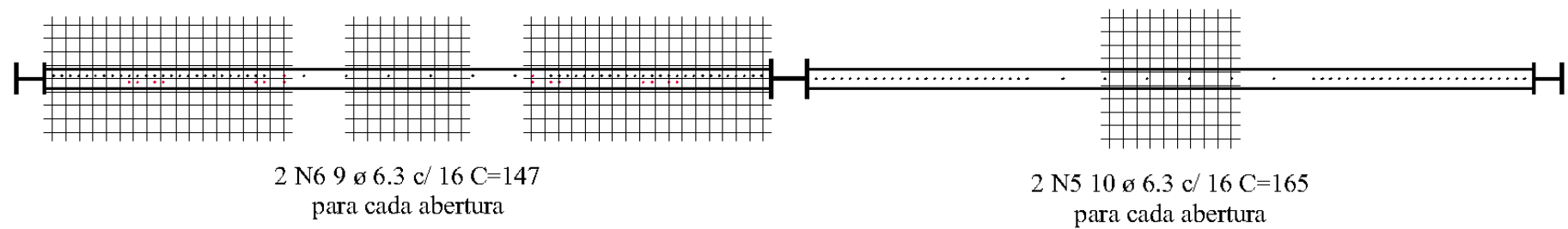
Fonte: Autora, 2020.

Figura 70 – Detalhamento dos conectores e da armadura de reforço em vigas G5 com aberturas quadradas.

VISTA FRONTAL



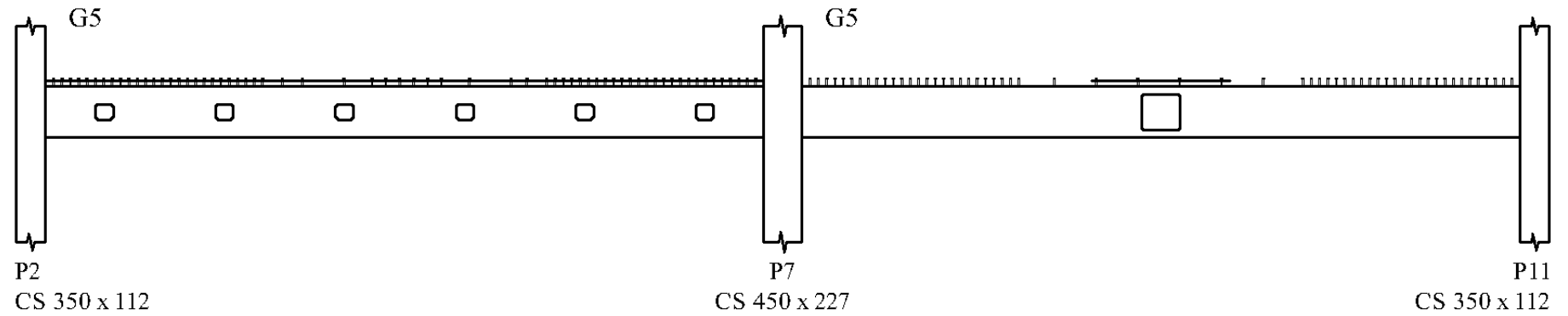
VISTA SUPERIOR



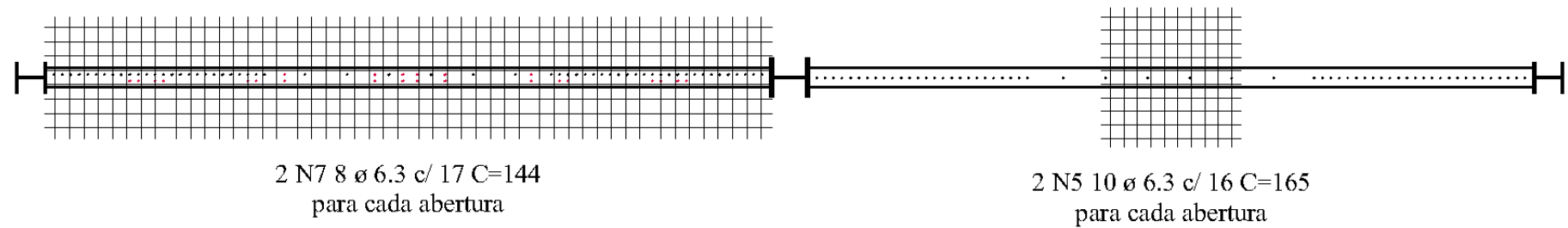
Fonte: Autora, 2020.

Figura 71 – Detalhamento dos conectores e da armadura de reforço em vigas G5 com aberturas retangulares.

VISTA FRONTAL



VISTA SUPERIOR



Fonte: Autora, 2020.



## 5 CONCLUSÃO

Este trabalho abordou as verificações para estados-limites últimos e de serviço de um pavimento misto, em conformidade com a NBR 8800:2008, com enfoque para o dimensionamento de vigas mistas sujeitas a execução de aberturas em suas almas, de acordo com Veríssimo et al. (2012).

Ao longo do desenvolvimento dos cálculos, observou-se que a verificação do deslocamento vertical foi o estado-limite que regeu o dimensionamento das vigas, devido ao vão de 9,0 m a ser vencido e à limitação da flecha máxima de 1,50 cm para as vigas G1, G3, G4 e G5. Cabe ressaltar que a carga das vigas aumentou significativamente da G1 para a G5, resultando em vigas com alturas variadas, em que a relação vão e altura da viga encontrada para elas foi de  $L/21$  até  $L/12$ .

De forma geral, constatou-se que o posicionamento das aberturas é facilitado quando a viga não recebe cargas pontuais, e que há uma relação entre seu tamanho e sua quantidade. É possível fazer uma abertura grande (com relação de até  $0,7.d$ ), mas é provável que se consiga fazer apenas uma, no máximo duas, conforme resultados obtidos para as vigas analisadas (G2, G3 e G5). Dessa forma, à medida que o tamanho das aberturas foi reduzido, mais aberturas puderam ser realizadas. Além disso, a possibilidade de utilização dos furos para passagem dos mais variados tipos de tubulação foi confirmada, visto que as menores aberturas tinham 161 mm como menor dimensão, podendo chegar a 428 mm, variando conforme a quantidade de aberturas e a altura da viga.

Notou-se, também, a limitação das opções de perfil de aço para compor a viga, uma vez que é necessária uma taxa de solicitação entre 0,5 e 0,9 para fazer uso dos ábacos de Veríssimo et al. (2012). Ao optar por um perfil de maior altura, e portanto maior resistência, para evitar a aplicação de contraflechas, a taxa de solicitação atingia valores menores que 0,5, tornando a execução dos furos inviável. Diante deste dilema, a escolha dos perfis foi guiada visando a menor taxa de solicitação possível, sendo este o caso das vigas G3 e G5. As vigas G2 têm flecha máxima de 2,57 cm para o pavimento de cobertura e 3,60 cm para o pavimento tipo, de modo que não exigiu a aplicação de contraflecha.

Para combater a tendência de fissuração da laje nas vizinhanças das aberturas, é exigida a colocação de uma armadura adicional em duas direções, o que acaba por aumentar a densidade de armaduras sobre a viga. Ademais, vigas com aberturas quadradas ou retangulares requerem conectores adicionais, portanto é vantajoso priorizar aberturas circulares.

Sendo assim, a metodologia proposta por Veríssimo et al. (2012) se mostra uma opção válida para execução de aberturas em vigas mistas, considerando-se as observações acerca de grandes vãos e limites de deslocamento vertical.

## REFERÊNCIAS

ALVA, G. M. S. **Sobre o projeto de edifícios em estrutura mista aço-concreto**. 2000. 277 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

ARCELORMITTAL PERFILOR. **Polydeck 59S**: O Steel Deck da ArcelorMittal. 12<sup>a</sup> ed. São Paulo, 2016. Disponível em: <[http://www.perfilor.com.br/lermais\\_materias.php?cd\\_materias=142](http://www.perfilor.com.br/lermais_materias.php?cd_materias=142)>. Acesso em: 9 dez. 2019.

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

\_\_\_\_\_. **NBR 6120**: Ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 2019.

\_\_\_\_\_. **NBR 8800**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.

BAIÃO FILHO, O. T. **Estudo comparativo de respostas estruturais antes da cura do concreto de fôrmas metálicas incorporadas às lajes**. 2003. 150 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2003.

BRENDOLAN, G. **Análise do comportamento e da resistência de um sistema de lajes com fôrma de aço incorporada**. 2007. 149 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2007.

CARINI, M. R. **Estruturas mistas de aço e concreto: Projeto de edifício comercial**. 2014. 156 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2014.

CRISINEL, M.; O’LEARY, D. C. Composite Floor Slab Design and Construction. **Structural Engineering International**, v.6, n.1, p. 1, 1996. Disponível em: <[https://www.researchgate.net/publication/37455428\\_Composite\\_Floor\\_Slab\\_Design\\_and\\_Construction](https://www.researchgate.net/publication/37455428_Composite_Floor_Slab_Design_and_Construction)>. Acesso em: 16 dez. 2019.

DE NARDIN, S.; SOUZA, A. S. C.; EL DEBS, A. L. H. C. Comportamento conjunto em elementos mistos de aço e concreto: Dispositivos mecânicos. In: CONSTRUMETAL 2008: A CONSTRUÇÃO METÁLICA EM DESTAQUE, 2008, São Paulo. **Anais...** Disponível em: <<https://www.abcem.org.br/construmetal/2008/contribuicoes2.php>>. Acesso em: 24 set. 2019.

FABRIZZI, M. A. **Contribuição para o projeto e dimensionamento de edifícios de múltiplos andares com elementos estruturais mistos aço–concreto**. 2007. 233 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

FAKURY, R. H.; SILVA, A. L. R. C.; CALDAS, R. B. **Dimensionamento de elementos estruturais de aço e mistos de aço e concreto**. São Paulo: Pearson Education do Brasil, 2016. 496 p.

FERRAZ, C. B. **Análise do comportamento e da resistência do sistema de lajes mistas**. 1999. 142 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 1999.

GERDAU. **Perfis estruturais Gerdau**: Tabela de bitolas. 2017. Disponível em: <<https://www2.gerdau.com.br/produtos/perfil-estrutural>>. Acesso em: 27 out. 2019.

GOMES, L. C. **Estudo do sistema de lajes mistas com forma de aço incorporada empregando concreto estrutural leve**. 2001. 165 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2001.

GUIMARÃES, S. R. M. **Aplicação de lajes steel deck em edifícios de múltiplos andares**. 2016. 70 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2016.

KAMINSKI Jr., J. **Estruturas de aço e madeira “A”**: Notas de aula. Santa Maria, 2019.

METFORM. **Steel deck**: A solução definitiva em lajes. Betim, 2019. Disponível em: <<http://www.metform.com.br/wordpress/?project=telha-forma>>. Acesso em: 20 dez. 2019.

OLIVEIRA, A. P. V. **Dimensionamento de um pavimento em estrutura mista aço-concreto**. 2018. 99 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2018.

QUEIROZ, G.; PIMENTA, R. J.; MARTINS, A. G. **Estruturas mistas**. 2. ed. Rio de Janeiro: Instituto Aço Brasil / Centro Brasileiro da Construção em Aço, 2012. 68 p. 1 v.

SAÚDE, J. et al. Lajes mistas: Aspectos construtivos e respectivas recomendações do Eurocódigo 4. In: CONSTRUMETAL 2006: A CONSTRUÇÃO METÁLICA EM DESTAQUE, 2006, São Paulo. **Anais...** Disponível em: <<https://www.abcem.org.br/construmetal/2006/contribuicoes.php>>. Acesso em: 25 nov. 2019.

SIEG, A. P. A. **Estudo de um sistema de laje com fôrma de aço incorporada**. 2015. 143 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2015.

VERÍSSIMO, G. S.; RIBEIRO, J. C. L.; FAKURY, R. H.; PAES, J. L. R. **Projeto de aberturas em almas de vigas de aço e vigas mistas de aço e concreto**. Rio de Janeiro: Instituto Aço Brasil / Centro Brasileiro da Construção em Aço, 2012. 117 p.

## APÊNDICE A

Após a discriminação das vigas em grupos com carregamentos semelhantes, foram atribuídos perfis para cada grupo. A Tabela 13 apresenta os perfis escolhidos, as dimensões relevantes para o dimensionamento das vigas mistas com aberturas na alma e suas alturas finais.

Com os perfis atribuídos foi possível fazer o levantamento das cargas (Tabela 14) e a combinação última normal (Tabela 15). É importante ressaltar que uma viga G4 recebe contribuição de duas vigas G2 e uma viga G5 recebe contribuição de quatro vigas G2, como pode ser observado na Figura 41. Sendo assim, foram obtidos, também, as solicitações para cada grupo (Tabela 15).

As tabelas seguintes (Tabelas 16, 17, 18, 19, 20, 21, 22, 23 e 24) apresentam os resultados de todos os cálculos para o dimensionamento das vigas para os estados-limites últimos e de serviço, bem como os valores encontrados para a relação entre vão e altura da viga.

Tabela 13 – Perfis escolhidos para cada grupo e suas dimensões.

Grupo	Pavimento	Perfil	d	h	t <sub>f</sub>	t <sub>w</sub>	h <sub>F</sub>	t <sub>c</sub>	Esbeltez ( $\lambda$ )
Grupo 1	Cobertura	W 360 x 58,0	358 mm	332 mm	13 mm	8 mm	50 mm	50 mm	42,03
Grupo 1	Tipo	W 410 x 60,0	407 mm	381 mm	13 mm	8 mm	50 mm	70 mm	49,48
Grupo 2	Cobertura	W 310 x 32,7	313 mm	291 mm	11 mm	7 mm	50 mm	50 mm	44,09
Grupo 2	Tipo	W 410 x 46,1	403 mm	381 mm	11 mm	7 mm	50 mm	70 mm	54,43
Grupo 3	Cobertura	W 410 x 60,0	407 mm	381 mm	13 mm	8 mm	50 mm	50 mm	49,48
Grupo 3	Tipo	W 410 x 46,1	403 mm	381 mm	11 mm	7 mm	50 mm	70 mm	54,43
Grupo 4	Cobertura	W 460 x 106,0	469 mm	428 mm	21 mm	13 mm	50 mm	50 mm	33,97
Grupo 4	Tipo	W 530 x 101,0	537 mm	502 mm	17 mm	11 mm	50 mm	70 mm	46,06
Grupo 5	Cobertura	W 610 x 101,0	603 mm	573 mm	15 mm	11 mm	50 mm	50 mm	54,57
Grupo 5	Tipo	W 610 x 125,0	612 mm	573 mm	20 mm	12 mm	50 mm	70 mm	48,15

Fonte: Autora, 2020.

Tabela 14 – Levantamento de cargas.

(continua)

Grupo	PP <sub>laje</sub>	Regulariz.	Piso	Forro	PP <sub>viga</sub>	P. externa/ platibanda	P. interna	Sobrecarga	Reações G2
G1 cob.	2,84 kN/m	0,95 kN/m	1,50 kN/m	0,38 kN/m	0,58 kN/m	1,63 kN/m	-	1,50 kN/m	-
G1 tipo	3,54 kN/m	0,95 kN/m	1,50 kN/m	0,38 kN/m	0,60 kN/m	2,95 kN/m	-	4,50 kN/m	-
G2 cob.	5,67 kN/m	1,89 kN/m	3,00 kN/m	0,75 kN/m	0,33 kN/m	-	-	3,00 kN/m	-
G2 tipo	7,08 kN/m	1,89 kN/m	3,00 kN/m	0,75 kN/m	0,46 kN/m	-	-	9,00 kN/m	-
G3 cob.	5,67 kN/m	1,89 kN/m	3,00 kN/m	0,75 kN/m	0,60 kN/m	-	-	3,00 kN/m	-
G3 tipo	7,08 kN/m	1,89 kN/m	3,00 kN/m	0,75 kN/m	0,46 kN/m	-	1,14 kN/m	9,00 kN/m	-
G4 cob.	-	-	-	-	1,06 kN/m	1,63 kN/m	-	-	65,88 kN

Tabela 13 – Levantamento de cargas.

									(conclusão)
G4 tipo	-	-	-	-	1,01 kN/m	2,79 kN/m	-	-	99,81 kN
G5 cob.	-	-	-	-	1,01 kN/m	-	-	-	65,88 kN
G5 tipo	-	-	-	-	1,25 kN/m	-	1,03 kN/m	-	99,81 kN

Fonte: Autora, 2020.

Tabela 15 – Combinação última normal e esforços solicitantes de cálculo.

Grupo	Combinação última normal		M <sub>Sd</sub>	V <sub>Sd</sub>
G1 cob.	$Fd = 1,4.(2,84 + 1,63) + 1,35.(0,95 + 1,50 + 0,38) + 1,25.(0,58) + 1,5.(1,50) =$	13,03 kN/m	131,89 kNm	58,62 kN
G1 tipo	$Fd = 1,4.(3,54 + 2,95) + 1,35.(0,95 + 1,50 + 0,38) + 1,25.(0,60) + 1,5.(4,50) =$	20,40 kN/m	206,55 kNm	91,80 kN
G2 cob.	$Fd = 1,4.(5,67) + 1,35.(1,89 + 3,00 + 0,75) + 1,25.(0,33) + 1,5.(3,00) =$	20,46 kN/m	207,17 kNm	92,07 kN
G2 tipo	$Fd = 1,4.(7,08) + 1,35.(1,89 + 3,00 + 0,75) + 1,25.(0,46) + 1,5.(9,00) =$	31,60 kN/m	319,97 kNm	142,21 kN
G3 cob.	$Fd = 1,4.(5,67) + 1,35.(1,89 + 3,00 + 0,75) + 1,25.(0,60) + 1,5.(3,00) =$	20,80 kN/m	210,62 kNm	93,61 kN
G3 tipo	$Fd = 1,4.(7,08 + 1,14) + 1,35.(1,89 + 3,00 + 0,75) + 1,25.(0,46) + 1,5.(9,00) =$	33,20 kN/m	336,11 kNm	149,38 kN
G4 cob.	$Fd = 1,4.(1,63) + 1,25.(1,06) =$	3,60 kN/m	312,67 kNm	108,27 kN
G4 tipo	$Fd = 1,4.(2,79) + 1,25.(1,01) =$	5,16 kN/m	478,90 kNm	165,44 kN
G5 cob.	$Fd = 1,25.(1,01) =$	1,26 kN/m	565,22 kNm	189,83 kN
G5 tipo	$Fd = 1,4.(1,03) + 1,25.(1,25) =$	3,01 kN/m	883,74 kNm	297,97 kN

Fonte: Autora, 2020.



Tabela 16 – Dimensionamento ao momento fletor.

Grupo	$b_{ef}$	$F_{hd}$	$C_{cd}$	$a$	$C_{ad}$	$A_{af}.f_{yd}$	$y_p$	$M_{Rd}$	$M_{Sd}$
G1 cob.	1134 mm	1032,39 kN	825,91 kN	4,0 cm	723,98 kN	706,69 kN	2,01 cm	461,72 kNm	> 131,89 kNm
G1 tipo	1134 mm	1445,72 kN	1156,58 kN	5,6 cm	616,67 kN	714,59 kN	1,10 cm	615,92 kNm	> 206,55 kNm
G2 cob.	2250 mm	1320,41 kN	1056,33 kN	2,6 cm	132,04 kN	345,50 kN	0,41 cm	355,66 kNm	> 207,17 kNm
G2 tipo	2250 mm	1856,73 kN	1485,38 kN	3,6 cm	185,67 kN	491,78 kN	0,42 cm	636,36 kNm	> 319,97 kNm
G3 cob.	2250 mm	2049,11 kN	1639,29 kN	4,0 cm	375,31 kN	714,59 kN	0,67 cm	741,54 kNm	> 210,62 kNm
G3 tipo	2250 mm	1856,73 kN	1485,38 kN	3,6 cm	185,67 kN	491,78 kN	0,42 cm	636,36 kNm	> 336,11 kNm
G4 cob.	1135 mm	1033,39 kN	826,71 kN	4,0 cm	1705,26 kN	1253,42 kN	13,49 cm	835,28 kNm	> 312,67 kNm
G4 tipo	1136 mm	1447,76 kN	1158,21 kN	5,6 cm	1459,53 kN	1146,03 kN	10,91 cm	1051,77 kNm	> 478,90 kNm
G5 cob.	2250 mm	2049,11 kN	1639,29 kN	4,0 cm	1223,70 kN	1065,49 kN	6,29 cm	1294,90 kNm	> 565,22 kNm
G5 tipo	2250 mm	2868,75 kN	2295,00 kN	5,6 cm	1363,16 kN	1407,73 kN	1,90 cm	1737,11 kNm	> 883,74 kNm

Fonte: Autora, 2020.

Tabela 17 – Dimensionamento ao cisalhamento.

Grupo	Pavimento	Esbeltez ( $\lambda$ )	$\lambda_p$	$\lambda_r$	$V_{Rk} = 0,6.A_w.f_y$	$V_{Rd}$	$V_{Sd}$
Grupo 1	Cobertura	42,03	< 59,22	< 73,76	585,44 kN	532,22 kN	> 58,62 kN
Grupo 1	Tipo	49,48	< 59,22	< 73,76	648,72 kN	589,74 kN	> 91,80 kN
Grupo 2	Cobertura	44,09	< 59,22	< 73,76	427,62 kN	388,75 kN	> 92,07 kN
Grupo 2	Tipo	54,43	< 59,22	< 73,76	583,95 kN	530,86 kN	> 142,21 kN
Grupo 3	Cobertura	49,48	< 59,22	< 73,76	648,72 kN	589,74 kN	> 93,61 kN
Grupo 3	Tipo	54,43	< 59,22	< 73,76	583,95 kN	530,86 kN	> 149,38 kN
Grupo 4	Cobertura	33,97	< 59,22	< 73,76	1223,25 kN	1112,04 kN	> 108,27 kN
Grupo 4	Tipo	46,06	< 59,22	< 73,76	1211,63 kN	1101,48 kN	> 165,44 kN
Grupo 5	Cobertura	54,57	< 59,22	< 73,76	1310,62 kN	1191,47 kN	> 189,83 kN
Grupo 5	Tipo	48,15	< 59,22	< 73,76	1507,54 kN	1370,49 kN	> 297,97 kN

Fonte: Autora, 2020.

Tabela 18 – Conectores de cisalhamento.

Grupo	Pavimento	$Q_{Rd}$	n	$M_{P,Sd}$	$M_{a,Rd}$	$n_p$	n (terço central)
Grupo 1	Cobertura	49,42 kN	17	-	-	-	-
Grupo 1	Tipo	49,42 kN	24	-	-	-	-
Grupo 2	Cobertura	49,42 kN	22	-	-	-	-
Grupo 2	Tipo	49,42 kN	31	-	-	-	-
Grupo 3	Cobertura	49,42 kN	34	-	-	-	-
Grupo 3	Tipo	49,42 kN	31	-	-	-	-
Grupo 4	Cobertura	94,13 kN	9	308,62 kNm	751,03 kNm	10	7
Grupo 4	Tipo	94,13 kN	13	473,10 kNm	828,13 kNm	14	6
Grupo 5	Cobertura	94,13 kN	18	563,80 kNm	916,67 kNm	19	7
Grupo 5	Tipo	94,13 kN	25	880,35 kNm	1159,61 kNm	26	6

Fonte: Autora, 2020.

Tabela 19 – Propriedades da seção mista.

Grupo	$\delta_{max}$	$b_{tr}$	$y_{tr,i}$	a	$I_{tr}$	$I_{ef}$	$y_{tr,i,ld}$	a	$I_{tr,ld}$	$I_{ef,ld}$
G1 cob.	1,50 cm	14,8 cm	30,7 cm	5 cm	39905,6 cm <sup>4</sup>	37396,9 cm <sup>4</sup>	24,4 cm	5 cm	28054,8 cm <sup>4</sup>	26797,3 cm <sup>4</sup>
G1 tipo	1,50 cm	14,8 cm	37,0 cm	7 cm	58654,0 cm <sup>4</sup>	54753,4 cm <sup>4</sup>	29,4 cm	7 cm	41609,7 cm <sup>4</sup>	39508,5 cm <sup>4</sup>
G2 cob.	3,60 cm	29,3 cm	33,6 cm	5 cm	24405,5 cm <sup>4</sup>	22522,6 cm <sup>4</sup>	28,1 cm	5 cm	18794,2 cm <sup>4</sup>	17503,7 cm <sup>4</sup>
G2 tipo	2,57 cm	29,3 cm	42,4 cm	7 cm	54245,7 cm <sup>4</sup>	50175,3 cm <sup>4</sup>	35,5 cm	7 cm	42024,3 cm <sup>4</sup>	39244,1 cm <sup>4</sup>
G3 cob.	1,50 cm	29,3 cm	38,7 cm	5 cm	60906,1 cm <sup>4</sup>	56767,7 cm <sup>4</sup>	31,2 cm	5 cm	44906,7 cm <sup>4</sup>	42457,4 cm <sup>4</sup>
G3 tipo	1,50 cm	29,3 cm	42,4 cm	7 cm	54245,7 cm <sup>4</sup>	50175,3 cm <sup>4</sup>	35,5 cm	7 cm	42024,3 cm <sup>4</sup>	39244,1 cm <sup>4</sup>
G4 cob.	1,50 cm	14,8 cm	34,4 cm	5 cm	94914,4 cm <sup>4</sup>	90064,7 cm <sup>4</sup>	28,2 cm	5 cm	69000,2 cm <sup>4</sup>	66886,4 cm <sup>4</sup>
G4 tipo	1,50 cm	14,8 cm	42,5 cm	7 cm	134672,8 cm <sup>4</sup>	127021,4 cm <sup>4</sup>	34,3 cm	7 cm	96439,2 cm <sup>4</sup>	92824,3 cm <sup>4</sup>
G5 cob.	1,50 cm	29,3 cm	50,1 cm	5 cm	175113,1 cm <sup>4</sup>	164755,3 cm <sup>4</sup>	40,4 cm	5 cm	127494,7 cm <sup>4</sup>	122164,2 cm <sup>4</sup>
G5 tipo	1,50 cm	29,3 cm	52,6 cm	7 cm	237546,2 cm <sup>4</sup>	222938,9 cm <sup>4</sup>	42,3 cm	7 cm	172760,0 cm <sup>4</sup>	164992,4 cm <sup>4</sup>

Fonte: Autora, 2020.

Tabela 20 – Flecha causada pelas ações permanentes.

Grupo	Soma das ações permanentes distribuídas	Soma das ações perm. concent.	$\delta_{2,q}$	$\delta_{2,P}$	$\delta_2$
G1 cob.	$F_{ser,p,q} = 2,84 + 0,95 + 1,50 + 0,38 + 0,58 + 1,63 = 7,86 \text{ kN/m}$		- 1,25 cm	-	1,25 cm
G1 tipo	$F_{ser,p,q} = 3,54 + 0,95 + 1,50 + 0,38 + 0,60 + 2,95 = 9,91 \text{ kN/m}$		- 1,07 cm	-	1,07 cm
G2 cob.	$F_{ser,p,q} = 5,67 + 1,89 + 3,00 + 0,75 + 0,33 = 11,64 \text{ kN/m}$		- 2,84 cm	-	2,84 cm
G2 tipo	$F_{ser,p,q} = 7,08 + 1,89 + 3,00 + 0,75 + 0,46 = 13,18 \text{ kN/m}$		- 1,43 cm	-	1,43 cm
G3 cob.	$F_{ser,p,q} = 5,67 + 1,89 + 3,00 + 0,75 + 0,60 = 11,91 \text{ kN/m}$		- 1,20 cm	-	1,20 cm
G3 tipo	$F_{ser,p,q} = 7,08 + 1,89 + 3,00 + 0,75 + 0,46 + 1,14 = 14,32 \text{ kN/m}$		- 1,56 cm	-	1,56 cm
G4 cob.	$F_{ser,p,q} = 1,06 + 1,63 = 2,69 \text{ kN/m}$	$F_{ser,p,P} = 11,64.4,50 = 52,37 \text{ kN}$	0,17 cm	1,01 cm	1,18 cm
G4 tipo	$F_{ser,p,q} = 1,01 + 2,79 = 3,80 \text{ kN/m}$	$F_{ser,p,P} = 13,18.4,50 = 59,31 \text{ kN}$	0,17 cm	0,83 cm	1,00 cm
G5 cob.	$F_{ser,p,q} = 1,01 = 1,01 \text{ kN/m}$	$F_{ser,p,P} = 11,64.4,50 = 52,37 \text{ kN}$	0,04 cm	1,11 cm	1,14 cm
G5 tipo	$F_{ser,p,q} = 1,06 + 1,63 = 2,28 \text{ kN/m}$	$F_{ser,p,P} = 13,18.4,50 = 59,31 \text{ kN}$	0,06 cm	0,93 cm	0,99 cm

Fonte: Autora, 2020.

Tabela 21 – Flecha causada pelas ações variáveis distribuídas.

(continua)						
Grupo	Pavimento	Combinação 68	Combinação 69	$\delta_{3,cd,q}$	$\delta_{3,ld,q}$	$\delta_{3,q}$
Grupo 1	Cobertura	$F_{ser,v,cd} = (1 - 0,4).1,50 = 0,90 \text{ kN/m}$	$F_{ser,v,ld} = 0,4.1,50 = 0,60 \text{ kN/m}$	0,10 cm	0,10 cm	0,20 cm
Grupo 1	Tipo	$F_{ser,v,cd} = (1 - 0,4).4,50 = 2,70 \text{ kN/m}$	$F_{ser,v,ld} = 0,4.4,50 = 1,80 \text{ kN/m}$	0,21 cm	0,19 cm	0,41 cm
Grupo 2	Cobertura	$F_{ser,v,cd} = (1 - 0,4).3,00 = 1,80 \text{ kN/m}$	$F_{ser,v,ld} = 0,4.3,00 = 1,20 \text{ kN/m}$	0,34 cm	0,29 cm	0,63 cm
Grupo 2	Tipo	$F_{ser,v,cd} = (1 - 0,4).9,00 = 5,40 \text{ kN/m}$	$F_{ser,v,ld} = 0,4.9,00 = 3,60 \text{ kN/m}$	0,46 cm	0,39 cm	0,85 cm
Grupo 3	Cobertura	$F_{ser,v,cd} = (1 - 0,4).3,00 = 1,80 \text{ kN/m}$	$F_{ser,v,ld} = 0,4.3,00 = 1,20 \text{ kN/m}$	0,14 cm	0,12 cm	0,26 cm
Grupo 3	Tipo	$F_{ser,v,cd} = (1 - 0,4).9,00 = 5,40 \text{ kN/m}$	$F_{ser,v,ld} = 0,4.9,00 = 3,60 \text{ kN/m}$	0,46 cm	0,39 cm	0,85 cm
Grupo 4	Cobertura	-	-	-	-	-

Tabela 20 – Flecha causada pelas ações variáveis distribuídas.

		(conclusão)			
Grupo 4	Tipo	-	-	-	-
Grupo 5	Cobertura	-	-	-	-
Grupo 5	Tipo	-	-	-	-

Fonte: Autora, 2020.

Tabela 22 – Flecha causada pelas ações variáveis concentradas.

Grupo	Pavimento	Combinação 68	Combinação 69	$\delta_{3,cd,P}$	$\delta_{3,ld,P}$	$\delta_{3,P}$
Grupo 1	Cobertura	-	-	-	-	-
Grupo 1	Tipo	-	-	-	-	-
Grupo 2	Cobertura	-	-	-	-	-
Grupo 2	Tipo	-	-	-	-	-
Grupo 3	Cobertura	-	-	-	-	-
Grupo 3	Tipo	-	-	-	-	-
Grupo 4	Cobertura	$F_{ser,v,cd} = (1 - 0,4).13,50 = 8,10 \text{ kN}$	$F_{ser,v,ld} = 0,4.13,50 = 5,40 \text{ kN}$	0,12 cm	0,10 cm	0,22 cm
Grupo 4	Tipo	$F_{ser,v,cd} = (1 - 0,4).40,50 = 24,30 \text{ kN}$	$F_{ser,v,ld} = 0,4.40,50 = 16,20 \text{ kN}$	0,25 cm	0,23 cm	0,47 cm
Grupo 5	Cobertura	$F_{ser,v,cd} = (1 - 0,4).13,50 = 8,10 \text{ kN}$	$F_{ser,v,ld} = 0,4.13,50 = 5,40 \text{ kN}$	0,13 cm	0,11 cm	0,24 cm
Grupo 5	Tipo	$F_{ser,v,cd} = (1 - 0,4).40,50 = 24,30 \text{ kN}$	$F_{ser,v,ld} = 0,4.40,50 = 16,20 \text{ kN}$	0,28 cm	0,25 cm	0,54 cm

Fonte: Autora, 2020.

Tabela 23 – Contraflecha e deslocamento vertical total.

Grupo	Pavimento	$\delta_2$	$\delta_3$	$\delta_0$	$\delta_{tot}$		$\delta_{max}$
Grupo 1	Cobertura	1,25 cm	0,20 cm	0,00 cm	1,45 cm	$\leq$	1,50 cm
Grupo 1	Tipo	1,07 cm	0,41 cm	0,00 cm	1,48 cm	$\leq$	1,50 cm
Grupo 2	Cobertura	2,84 cm	0,63 cm	0,00 cm	3,47 cm	$\leq$	3,60 cm
Grupo 2	Tipo	1,43 cm	0,85 cm	0,00 cm	2,29 cm	$\leq$	2,57 cm
Grupo 3	Cobertura	1,20 cm	0,26 cm	0,00 cm	1,45 cm	$\leq$	1,50 cm
Grupo 3	Tipo	1,56 cm	0,85 cm	0,91 cm	1,50 cm	$\leq$	1,50 cm
Grupo 4	Cobertura	1,18 cm	0,22 cm	0,00 cm	1,41 cm	$\leq$	1,50 cm
Grupo 4	Tipo	1,00 cm	0,47 cm	0,00 cm	1,47 cm	$\leq$	1,50 cm
Grupo 5	Cobertura	1,14 cm	0,24 cm	0,00 cm	1,39 cm	$\leq$	1,50 cm
Grupo 5	Tipo	0,99 cm	0,54 cm	0,10 cm	1,43 cm	$\leq$	1,50 cm

Fonte: Autora, 2020.

Tabela 24 – Relação entre vão e altura da viga ( $L/x = h_{viga}$ ).

Grupo	Pavimento	Perfil	d	$h_{viga}$	x
Grupo 1	Cobertura	W 360 x 58,0	358 mm	45,8 cm	19
Grupo 1	Tipo	W 410 x 60,0	407 mm	52,7 cm	17
Grupo 2	Cobertura	W 310 x 32,7	313 mm	41,3 cm	21
Grupo 2	Tipo	W 410 x 46,1	403 mm	52,3 cm	17
Grupo 3	Cobertura	W 410 x 60,0	407 mm	50,7 cm	17
Grupo 3	Tipo	W 410 x 46,1	403 mm	52,3 cm	17
Grupo 4	Cobertura	W 460 x 106,0	469 mm	56,9 cm	15
Grupo 4	Tipo	W 530 x 101,0	537 mm	65,7 cm	13
Grupo 5	Cobertura	W 610 x 101,0	603 mm	70,3 cm	12
Grupo 5	Tipo	W 610 x 125,0	612 mm	73,2 cm	12

Fonte: Autora, 2020.