

**UNIEVANGÉLICA**

**CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

**CAIO VITOR PEREIRA**

**MOISÉS ABRAÃO SOUZA MATOS**

**ROTEIRO PARA DIMENSIONAMENTO DE UMA  
ESTRUTURA METÁLICA PARA EDIFÍCIO DE MÉDIO  
PORTE**

**ANÁPOLIS / GO**

**2020**

**CAIO VITOR PEREIRA  
MOISÉS ABRAÃO SOUZA MATOS**

**ROTEIRO PARA DIMENSIONAMENTO DE UMA  
ESTRUTURA METÁLICA PARA EDIFÍCIO DE MÉDIO  
PORTE**

**TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO SUBMETIDO AO  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DA UNIEVANGÉLICA**

**ORIENTADOR: ROGÉRIO SANTOS CARDOSO**

**ANÁPOLIS / GO: 2020**

## FICHA CATALOGRÁFICA

MATOS, MOISÉS ABRAÃO SOUZA / PEREIRA, CAIO VITOR

Roteiro para dimensionamento de uma estrutura metálica para edifício de médio porte

93P, 297 mm (ENC/UNI, Bacharel, Engenharia Civil, 2020).

TCC - UniEvangélica

Curso de Engenharia Civil.

- |                         |   |
|-------------------------|---|
| 1. Introdução           | 2. Embasamento Teórico                  |
| 3. Exemplo Numérico     | 4. Apresentação e Análise de Resultados |
| 5. Considerações Finais |   |
| I. ENC/UNI              | II. Bacharel                            |

## REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

MATOS, Moisés Abraão Souza; PEREIRA, Caio Vitor. Roteiro para dimensionamento de uma estrutura metálica para edifício de médio porte. TCC, Curso de Engenharia Civil, UniEVANGÉLICA, Anápolis, GO, 93p. 2020.

## CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Caio Vitor Pereira

Moisés Abraão Souza Matos

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO: Roteiro para dimensionamento de uma estrutura metálica para edifício de médio porte.

GRAU: Bacharel em Engenharia Civil

ANO: 2020

É concedida à UniEVANGÉLICA a permissão para reproduzir cópias deste TCC e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte deste TCC pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

---

Caio Vitor Pereira

E-mail: caiovitorengcivil@hotmail.com

---

Moisés Abraão Souza Matos

E-mail: moisesmatos.eng@gmail.com

**CAIO VITOR PEREIRA  
MOISÉS ABRAÃO SOUZA MATOS**

**ROTEIRO PARA DIMENSIONAMENTO DE UMA  
ESTRUTURA METÁLICA PARA EDIFÍCIO DE MÉDIO  
PORTE**

**TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO SUBMETIDO AO CURSO DE  
ENGENHARIA CIVIL DA UNIEVANGÉLICA COMO PARTE DOS REQUISITOS  
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL**

**APROVADO POR:**

---

**ROGÉRIO SANTOS CARDOSO, Mestre (UniEVANGÉLICA)  
(ORIENTADOR)**

---

**GLEDISTON NEPOMUCENO COSTA JUNIOR, Mestre  
(UniEVANGÉLICA)  
(EXAMINADOR INTERNO)**

---

**FILIPE FONSECA GARCIA, Especialista (UniEVANGÉLICA)  
(EXAMINADOR INTERNO)**

**DATA: ANÁPOLIS/GO, 01 de DEZEMBRO de 2020.**

## AGRADECIMENTOS

Gostaria de agradecer encarecidamente a toda minha família, em especial meus avós, pais, irmãos, tias que estiveram sempre presentes e me apoiando nos momentos difíceis.

Um agradecimento especial a minha namorada que esteve presente e suportou todos os momentos de crise, stress e problemas que decorreram deste período conturbado.

A meu empregador e patrão exemplar Marciliano Saporiti Gaspre, o meu sincero agradecimento, pela compreensão e flexibilidade ao me permitir estudar durante os momentos de ociosidade e por valorizar a educação acima das obrigações empregatícias. E também aos meus colegas de trabalho, que colaboraram por muitas vezes sem perceber.

Sou extremamente grato a meus inúmeros amigos e amigas, pois sem o suporte de todos eles não sei dizer se teria chegado ao final do curso, e também aos meus colegas de classe, alguns destes amigos aos quais com certeza levarei para resto da vida.

Sou grato também ao orientador deste trabalho, nosso professor e também diretor do curso Me. Rogério Cardoso, e também ao meu parceiro neste trabalho Moisés Matos.

Agradeço a todos que estão e estiveram presentes durante toda essa caminhada, e também a todos que passaram por minha vida durante toda minha existência, de certa forma foram fundamentais durante este processo.

A Deus dedico e agradeço este trabalho, Ele é o maior responsável por me guardar e abençoar durante os trajetos diários.

Caio Vitor Pereira

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço primeiramente a Deus, por ter me concedido a oportunidade e a graça de chegar até aqui, por ter me guiado e capacitado para vencer todas as etapas.

Agradeço à minha esposa Aline Dayane O. S. Matos por ter sido meu braço direito durante toda essa jornada, por sua parceria, seus conselhos, suas críticas construtivas e por seu empenho em me ver chegar com sucesso ao final desta jornada.

Agradeço aos meus pais Adriana e Erlei por terem dado todo o suporte e apoio sempre que precisei. Por terem sido verdadeiros amigos durante todo o percurso deste curso.

Agradeço aos meus professores, que me transmitiram os maiores bens que eu poderia querer, seus conhecimentos, sua sabedoria, suas experiências, por terem sido verdadeiros mestres. Dentre estes em especial ao professor Rogério Santos Cardoso, pela dedicação impecável em nos orientar e guiar nessa fase tão importante de nossas vidas.

Agradeço também aos amigos e colegas que estiveram ao nosso lado. Cada um à sua maneira única e especial, contribuiu para que chegássemos nesse ponto de nossa história.

Agradeço também a todos os demais funcionários da instituição, posso não conhecer todos, mas sei que cada um contribuiu à sua maneira para que tudo funcionasse da melhor forma possível e se não fosse isto, nenhum aluno poderia ter tão grandiosa honra e rendimento.

Obrigado a todos vocês! Desejo que Deus os retribua de formas excepcionais e inimagináveis!

Moisés Abraão Souza Matos

## **RESUMO**

Dentre todos os tipos de sistemas estruturais, estão as estruturas formadas por aço, estas por sua vez apresentam total padronização de seus elementos, desde sua estrutura principal até a estrutura de fechamento, o que por sua vez acelera o processo construtivo e define um padrão de qualidade das peças utilizadas, tornando este sistema estrutural extremamente competitivo, por sua alta confiabilidade e produtividade. O presente trabalho tem como objetivo geral demonstrar de forma teórica e através de exemplos de cálculo o dimensionamento de uma estrutura para um edifício de médio porte. Para analisar o comportamento da estrutura, é cabível concluir que há a necessidade de analisar e dimensionar os elementos desta estrutura, ou seja, cada componente é individualmente analisado e de acordo com suas atribuições e capacidades teóricas, verificado, de forma a garantir a maior proximidade possível do comportamento real de cada peça. Desta forma, primeiramente é apresentado os critérios e métodos de dimensionamento para cada tipo de peça e posteriormente apresentado o cálculo de cada peça que se faz necessário no âmbito da estrutura do edifício e analisado os resultados obtidos.

### **PALAVRAS-CHAVE:**

Aço. Estrutura. Dimensionamento. Edifício.

## **ABSTRACT**

Among all types of structural systems, there are structures formed by steel, which in turn present a total standardization of its elements, from its main structure to the closing structure, which in turn accelerates the construction process and defines a pattern of quality of the parts used, making this structural system extremely competitive, due to its high reliability and productivity. The present work has as a general objective to demonstrate in theoretical form and through examples of calculation the dimensioning of a structure for a medium-sized building. In order to analyze the behavior of the structure, it is appropriate to conclude that there is a need to analyze and dimension the elements of this structure, that is, each component is individually analyzed and according to its theoretical attributions and capabilities, verified, in order to guarantee the greatest proximity possible of the actual behavior of each piece. In this way, the design criteria and methods for each type of part are first presented and then the calculation of each part that is necessary within the framework of the building is presented and the results obtained are analyzed.

### **KEYWORDS:**

Steel. Structure. Dimensioning. Building.



## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Forças atuando sobre uma viga isostática.....	22
Figura 2 - Forças atuando sobre um pórtico hiperestático.....	22
Figura 3 - Estrutura hipostática com 3 reações de apoio.....	25
Figura 4 - Estrutura hipostática como 4 reações de apoio.....	25
Figura 5 – Tipos de Apoios .....	26
Figura 6: Forças de tração atuando sobre um corpo.....	27
Figura 7: Elementos tracionados em estruturas.....	28
Figura 8: Tipos de perfis utilizados em peças tracionadas: (a) barra redonda; (b) barra chata; (c) perfil laminado simples (cantoneira); (d) seções compostas de dois perfis laminados (dupla cantoneira com faces opostas ou cantoneiras opostas pelo vértice). .....	28
Figura 9: Escoamento da seção Bruta.....	30
Figura 10: Ruptura da Seção Líquida.....	31
Figura 11: Cisalhamento dos parafusos.....	32
Figura 12: Rasgamento furo a furo.....	33
Figura 13: Rasgamento furo a borda.....	34
Figura 14: Colunas de seção simples e de seção múltipla.....	35
Figura 15: Deslocamento de viga biapoiada. (a) por flexão de coluna; (b) por flexão lateral. ....	41
Figura 16: Distribuição de tensões de cisalhamento em seções I, retangulares e circulares. ....	43
Figura 17: Flambagem local da mesa. As tensões normais de compressão da mesa ( $\sigma_{bc}$ ) variam entre um valor máximo sobre a alma e um valor mínimo na borda.....	47
Figura 18: Flambagem local da alma. (a) esquema da viga com momento solicitante; (b) seção transversal mostrando a alma após flambagem; (c) diagrama de tensões elásticas antes e depois da flambagem.....	49
Figura 19: Flambagem lateral com torção de uma cantoneira. (a) Vista isométrica; (b) Seção a meia-altura mostrando a rotação em torno do centro de torção O.....	50
Figura 20 – Alguns valores de $C_b$ .....	52
Figura 21 – Vigas A, B e C – projeção do projeto .....	53
Figura 22 - Incógnitas utilizadas em perfil I .....	53
Figura 23 - Tabela 10 – Valores característicos nominais das cargas variáveis.....	54
Figura 24 - Diagrama das forças gerais distribuídas na Viga B com combinação de cargas I. ....	56
Figura 25 - Diagrama das forças gerais distribuídas na Viga B com combinação de cargas II.....	57

Figura 26 - Diagrama das forças gerais distribuídas nas vigas A e C com combinação de cargas I.....	66
Figura 27 - Diagrama das forças gerais distribuídas nas vigas A e C com combinação de cargas II .....	66
Figura 28 – Pilar 15 e pilar 25 – projeção do projeto .....	74
Figura 29 – Cargas incidentes sobre os pilares P15 e P25 .....	75
Figura 30 - Diagrama do esforço cortante distribuída nas vigas A e C.....	81
Figura 31 - Diagrama do esforço cortante distribuída na viga B .....	82
Figura 32 - Diagrama do momento fletor distribuído nas vigas A e C .....	83
Figura 33 - Diagrama do momento fletor distribuído na viga B .....	84
Figura 34 - Diagrama do esforço cortante distribuído nos pilares P15 e P25 .....	85

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1- Valores de $(b/t)_{lim}$ .....	36
Tabela 2 – Valores máximos de $b/t$ para evitar instabilidade local .....	37
Tabela 3 – Deslocamentos máximos .....	42
Tabela 4 – Parâmetros referentes ao momento fletor resistente .....	45
Tabela 5 – Carregamentos incidentes sobre a viga B .....	55
Tabela 6 – Possíveis combinações sobre a viga B de carregamentos .....	56
Tabela 7 – Carregamentos incidentes sobre as vigas A e C .....	64
Tabela 8 – Possíveis combinações sobre as vigas A e C de carregamentos.....	65
Tabela 9 – Carregamentos incidentes sobre os pilares P15 e P 25.....	74
Tabela 10 – Deslocamentos máximos e reais sobre as vigas A, B e C.....	80
Tabela 11 – Esforços cortantes sobre as vigas A, B e C .....	81
Tabela 12 – Momentos fletores sobre as vigas A, B e C.....	82
Tabela 13 – Cargas totais e resistencia à compressão nos pilares P15 e P25.....	84
Tabela 14 – Quantitativo de vigas e pilares do edifício .....	85

## **LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS**

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
NBR	Norma Brasileira
FLA	Flambagem Local da Alma
FLM	Flambagem Local da Mesa
FLT	Flambagem Lateral com Torção

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO.....</b>	<b>14</b>
1.1 CONTEXTO HISTÓRICO.....	14
<b>1.1.1 O aço.....</b>	<b>14</b>
<b>1.1.2 Estruturas metálicas.....</b>	<b>15</b>
1.1.2.1 Vantagens das estruturas metálicas.....	16
1.2 JUSTIFICATIVA.....	17
1.3 OBJETIVOS.....	18
<b>1.3.1 Objetivo geral.....</b>	<b>18</b>
<b>1.3.2 Objetivos específicos.....</b>	<b>18</b>
1.4 METODOLOGIA.....	18
1.5 ESTRUTURA DO TRABALHO.....	18
<b>2 EMBASAMENTO TEÓRICO.....</b>	<b>20</b>
2.1 APOIOS.....	21
<b>2.1.1 Condições de equilíbrio.....</b>	<b>21</b>
<b>2.1.2 Tipos de apoios.....</b>	<b>23</b>
2.1.2.1 Apoio do 1º gênero.....	23
2.1.2.2 Apoio do 2º gênero.....	23
2.1.2.3 Apoio do 3º gênero.....	24
<b>2.1.3 Estaticidade das estruturas.....</b>	<b>24</b>
2.1.3.1 Estrutura Hipoestática.....	24
2.1.3.2 Estrutura isostática.....	24
2.1.3.3 Estrutura Hiperestática.....	25
2.2 TRAÇÃO.....	27
<b>2.2.1 Peças tracionadas.....</b>	<b>27</b>
<b>2.2.2 Critérios de dimensionamento.....</b>	<b>29</b>
2.2.2.1 Escoamento da seção bruta.....	29
2.2.2.2 Ruptura da seção líquida.....	30
2.2.2.3 Cisalhamento dos parafusos.....	31
2.2.2.4 Rasgamentos.....	32
2.2.2.4.1 <i>Pressão de contato</i> .....	32
2.2.2.4.2 <i>Rasgamento furo a furo</i> .....	33
2.2.2.4.3 <i>Rasgamento furo a borda</i> .....	34

2.3	COMPRESSÃO .....	35
<b>2.3.1</b>	<b>Peças comprimidas .....</b>	<b>35</b>
<b>2.3.2</b>	<b>Critérios de dimensionamento .....</b>	<b>37</b>
2.3.2.1	Verificação da flambagem global .....	38
2.3.2.2	Verificação da flambagem local .....	38
2.3.2.2.1	<i>Correção Q</i> .....	39
2.3.2.3	Fator de redução X.....	40
2.3.2.4	Determinação da força resistente ( $N_{c,rd}$ ) .....	40
2.4	FLEXÃO .....	41
<b>2.4.1</b>	<b>Deslocamentos.....</b>	<b>41</b>
2.4.1.1	Deslocamento Limite .....	42
2.4.1.2	Deslocamento calculado .....	43
<b>2.4.2</b>	<b>Cisalhamento .....</b>	<b>43</b>
<b>2.4.3</b>	<b>Momento fletor .....</b>	<b>44</b>
2.4.3.1	Flexão local da Mesa – FLM .....	46
2.4.3.2	Flexão local da Alma – FLA.....	48
2.4.3.3	Flexão lateral com torção – FLT.....	49
<b>3</b>	<b>EXEMPLO NUMÉRICO.....</b>	<b>53</b>
3.1	CÁLCULO DAS VIGAS.....	55
<b>3.1.1</b>	<b>Dimensionamento para a viga B .....</b>	<b>55</b>
3.1.1.1	Deslocamento máximo calculado para viga B.....	58
3.1.1.2	Verificação ao cisalhamento para viga B.....	59
3.1.1.3	Verificação ao momento fletor para viga B .....	60
3.1.1.3.1	<i>Verificação a FLM para viga B</i> .....	60
3.1.1.3.2	<i>Verificação a FLA para viga B</i> .....	61
3.1.1.3.3	<i>Verificação a FLT para viga B</i> .....	62
<b>3.1.2</b>	<b>Dimensionamento para as vigas A e C .....</b>	<b>64</b>
3.1.2.1	Verificação ao cisalhamento para as vigas A e C .....	68
3.1.2.2	Verificação ao momento fletor para as vigas A e C .....	69
3.1.2.2.1	<i>Verificação a FLM para as vigas A e C</i> .....	70
3.1.2.2.2	<i>Verificação a FLA para as vigas A e C</i> .....	71
3.1.2.2.3	<i>Verificação a FLT para as vigas A e C</i> .....	72
3.2	CÁLCULO DOS PILARES.....	74
<b>3.2.1</b>	<b>Verificação da área mínima de projeto para o pilar.....</b>	<b>76</b>

<b>3.2.2</b>	<b>Verificação da Flambagem global do pilar.....</b>	<b>76</b>
3.2.2.1	Eixo X-X.....	76
3.2.2.2	Eixo Y-Y.....	77
<b>3.2.3</b>	<b>Verificação da Flambagem local do pilar.....</b>	<b>77</b>
3.2.3.1	Verificação para a mesa:.....	77
3.2.3.2	Verificação para a alma:.....	78
<b>3.2.4</b>	<b>Fator de redução X do pilar.....</b>	<b>78</b>
<b>3.2.5</b>	<b>Determinação da força resistente do pilar.....</b>	<b>79</b>
<b>4</b>	<b>APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....</b>	<b>80</b>
4.1	Deslocamentos das vigas A, B e C.....	80
4.2	Esforços cortantes das vigas A, B e C.....	80
4.3	Momentos fletores nas vigas A, B e C.....	82
4.4	Compressão nos pilares P15 e P25.....	84
<b>5</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS.....</b>	<b>86</b>
	<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>87</b>
	<b>ANEXO A – Deslocamentos elásticos em vigas.....</b>	<b>89</b>
	<b>ANEXO B – Planta baixa dos pavimentos tipo e forro.....</b>	<b>92</b>

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 CONTEXTO HISTÓRICO

O aço já tinha sido descoberto desde à antiguidade, porém, com alto custo, devido à falta de um processo de industrialização eficiente e com preço competitivo. Em 1856, o inglês Henry Bessemer inventou um forno que possibilitou a produção em escala industrial a partir das duas décadas seguintes. Em 1864, um forno de capacidade superior foi desenvolvido pelos chamados Irmãos Martin. Em 1867 surgiu o processo Siemens-Martin. Sendo por volta de 1880 a introdução de laminadores para as barras.

Utilizou-se na construção civil, até meados do século XX, quase exclusivamente o aço-carbono, o qual possuía resistência a ruptura de cerca de 370 MPa, tendo sido introduzidos os aços de maior resistência em larga escala a partir de 1950, tendo sido nas décadas de 1960 e 1970 a difusão e emprego do aço de baixa liga, o qual podia ou não ter o tratamento térmico. (PFEIL & PFEIL, 2009).

### 1.1.1 O aço

O aço é uma liga de ferro e carbono com teor de carbono variando entre 0,008% até 2,1%, em que muitas vezes é composto também por outros elementos, como silício, manganês, fósforo e enxofre, sendo o aço composto por tais materiais o chamado aço-carbono, o qual contém teores normais de elementos residuais. Existem também os aços-liga ao qual são adicionados outros materiais chamados elementos de liga ou contém altos teores de elementos residuais que visam melhorar suas características físicas e mecânicas.

O carbono adicionado ao aço o deixa mais resistente, porém o torna mais frágil. Baixos teores de carbono no aço o tornam mais dúcteis, entretanto o deixam menos resistentes a tração, que na construção civil é o maior esforço exigido do aço.

Aços estruturais trabalham com resistências que vão de 300 MPa até valores superiores a 1200 MPa. Tais valores na construção civil, são os mesmos tanto para esforços de tração quanto de compressão, o que difere o comportamento do aço sob os dois esforços é a chamada estabilidade do aço, uma vez que o aço estrutural sob tração apresenta estabilidade superior a compressão.

Para estruturas, é exigido do aço boa ductilidade, homogeneidade e soldabilidade, tudo isso atrelado a elevada relação entre a tensão resistente e a de escoamento. A resistência



a corrosão e oxidação também é bastante importante, podendo ser atingida com pequenas adições de cobre a liga.

Para atingir tais parâmetros exigidos, são utilizados os aços-carbono e os aços micro ligados, com teores de carbono variando de médio a baixo. Quando necessárias altas resistências, o aço passa por processos de conformação ou tratamentos térmicos. (PFEIL & PFEIL, 2009).

### **1.1.2 Estruturas metálicas**

As estruturas metálicas são largamente utilizadas na construção civil e são diretamente responsáveis pela eficiência de serviços e otimização na velocidade das construções devido a possibilidade de aceleração dos processos com precisão e de forma massiva.

As estruturas metálicas podem ser utilizadas em diversos projetos, por exemplo: pilares, treliças de telhados, pórticos, terças, vigas, pergolados e etc.

Conforme alega PEREIRA (2019, Escola Engenharia), não se deve confundir as estruturas metálicas com as barras de aço que se utilizam em estruturas de concreto armado, afinal, possuem propriedades e finalidades diferentes. No concreto armado, o aço é utilizado para suprir a falta de resistência à tração.

Estas estruturas têm sido empregadas na construção civil desde meados do século XII, neste caso utilizavam tirantes e pendurais de ferro, que auxiliavam em estruturas de madeira. Com o decorrer do tempo, surgiram pontes com grandes vãos ou estruturas treliçadas, estas por sua vez superando vãos cada vez maiores.

Segundo DEGRAUS (2018, Degraus), as estruturas metálicas diminuem aproximadamente 40% do tempo total necessário. Estas também são versáteis para diferentes tipos de projetos, desde as grandes estádios até pequenas casas.

DEGRAUS (2018, Degraus) afirma que, por conta de sua extrema praticidade as estruturas metálicas são comumente empregadas em projetos de escala industrial e estruturas de grande porte, afinal, estes exigem que o sistema empregado ofereça rapidez, segurança e agilidade, o que torna esta opção muito viável. Contudo, as estruturas metálicas não são dispensáveis em projetos menores, como por exemplo prédios de médio e pequeno porte, ou até mesmo casas e galpões.

Uma das principais características que torna a estrutura metálica rápida e versátil, é o fato de chegarem na obra prontas, sendo necessário apenas montar de acordo com o projeto.

Portanto, é eliminado neste processo uma grande parte do tempo que seria empregado na construção de elementos estruturais com outros materiais.

Em meados do século XIX foi iniciada a laminação de perfis em aço estrutural, e isto possibilitou que a produção dos componentes estruturais se tornasse industrial, assim as estruturas metálicas começaram a ser utilizadas em maior frequência e em construções maiores. Como consequência do aumento da segurança do material, os vãos em pontes começaram a crescer e o emprego em grandes prédios teve seu início.

Um exemplo desta melhora adaptativa, é o edifício Empire State Building, que foi inaugurando em 1931 na cidade de Nova York nos Estados Unidos, com 103 andares e uma altura aproximada de 380 metros. Este foi o primeiro prédio de múltiplos pavimentos em que o sistema de estruturas metálicas foi empregado em larga escala, sendo estas mais de 60mil toneladas de aço.

O uso da estrutura metálica proporciona para a construção uma flexibilidade na forma como os espaços são utilizados, pois a mesma além de diminuir o peso total da estrutura, permite que os vãos empregados sejam maiores. Assim, pode-se adaptar melhor o local e também reduzir o tamanho e custos das fundações.

As ligações nas estruturas metálicas são feitas principalmente por soldas e parafusos, sendo que a ligação a ser utilizada dependera do tipo de construção e do projetista responsável.

#### 1.1.2.1 Vantagens das estruturas metálicas

Segundo PEREIRA (2019, Escola Engenharia), como consequência do modulo de elasticidade do aço, as seções dos perfis metálicos podem ser projetadas com melhor índice de esbeltez, sendo assim, as cargas sobre as fundações diminuem e conseqüentemente diminuem também os custos da obra.

A produção dos perfis é na indústria, o que garante maior confiança, padronização e controle das propriedades desejadas de cada seção solicitada. Esse rigor na produção permite a diminuição dos coeficientes de majoração, pois a estrutura possui maior certeza de qualidade.

Devido a produção industrial há maior uniformidade de acabamento, o que permite aplicações comerciais e industriais com estruturas aparentes.

O canteiro de obras é relativamente mais limpo e organizado, por consequência de ser um material produzido fora do canteiro.

Há menor impacto ambiental na produção e execução, devido ao aço ser totalmente reciclável.

Devido a sua alta resistência e baixo peso, proporciona a possibilidade de maiores vãos livres em relação a outros tipos de estruturas, o que proporciona maior flexibilidade de projeto.

## 1.2 JUSTIFICATIVA

Seguindo uma tendência já mundial, tendência esta que há várias décadas faz o uso das estruturas metálicas nas edificações de múltiplos andares, o Brasil, embora um tanto atrasado, finalmente despertou para o que é um grande mercado da construção civil. Simultaneamente ao desenvolvimento da indústria do aço nacional, e a exemplo do que já ocorre nos países efetivamente mais desenvolvidos, criaram empresas nacionais e as de capital estrangeiro, com a finalidade de fornecimento de produtos assim como de serviços complementares a este promissor tipo de construtivo industrial. (BARROSO, 2000)

Devido à alta facilidade de trabalhabilidade existe a possibilidade de alterações nas estruturas metálicas, ou seja, se necessário for, pode-se reforçar, ampliar ou até retirar partes de uma estrutura já executada sem maiores dificuldades. Devido à possibilidade de as ligações serem parafusadas, uma estrutura já pronta poderá até mesmo ser desmontada.

A estrutura metálica é um conjunto de peças pré-fabricadas e montadas no canteiro, e por essa razão, execução se torna precisa e rápida, muitas vezes possibilitando tempos recordes de execução com segurança.

Com o pleno desenvolvimento da ciência e também das construções e da metalurgia, as estruturas metálicas assumiram formas funcionais e arrojadas, constituindo-se em verdadeiros e concretos trunfos da tecnologia. No Brasil pode-se observar os vãos metálicos da Ponte Rio-Niterói com vãos laterais que chegam a 200 m e vão central que chega a 300 m, o que é um dos recordes mundiais em viga reta. (PFEIL & PFEIL, 2009).

Levando em consideração todos os benefícios que uma estrutura metálica pode oferecer à uma construção, seja ela de pequeno, médio ou grande porte, este trabalho objetiva analisar suas propriedades e fornecer um roteiro para dimensionamento e detalhamento de projeto.

## 1.3 OBJETIVOS

### 1.3.1 Objetivo geral

O presente trabalho tem como objetivo geral criar um roteiro para projeto de estrutura metálica de um edifício de médio porte.

### 1.3.2 Objetivos específicos

Apresentar um estudo sobre os as estruturas metálicas e seu comportamento.

Apresentar o dimensionamento da estrutura metálica de um edifício de médio porte.

Apresentar o detalhamento do dimensionamento da estrutura metálica.

## 1.4 METODOLOGIA

A metodologia utilizada será o estudo sobre estruturas inteiramente de aço estrutural, mais especificamente com perfis laminados. A partir deste estudo, será realizado o embasamento teórico necessário para um projeto estrutural completo em aço.

Será elaborado um roteiro para dimensionamento da estrutura metálica de um edifício de médio porte, com dimensionamento da estrutura e detalhamento da mesma de acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008).

Posteriormente será apresentado os exemplos numéricos juntamente com os resultados finais de projeto, assim como detalhamento à mão de seus componentes.

## 1.5 ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho de conclusão de curso foi dividido em 5 capítulos principais e seus tópicos e subtópicos.

O primeiro capítulo, apresentado como “Introdução” apresenta o contexto histórico do aço, assim como a importância do mesmo nas estruturas, ressaltando as vantagens de seu uso. Também é apresentado as justificativas da escolha deste tema e ainda os objetivos da pesquisa a ser detalhada.

O segundo capítulo apresentado como “Embasamento teórico” discorre sobre o comportamento dos elementos que compõem uma estrutura metálica e também dos elementos

que influenciam direta e indiretamente as estruturas metálicas como por exemplo: Tração, Compressão, Flexão e Apoios.

Os estudos realizados e ainda os trabalhos analisados de outros autores para dar base à pesquisa, são embasados de forma enfática nas NBR 8800 (ABNT, 2008).

O terceiro capítulo apresentado como “Exemplo numérico” aborda o dimensionamento da estrutura metálica de um edifício de médio porte, tendo como base os estudos realizados e apresentados no capítulo anterior (Capítulo 2). Este também apresenta o detalhamento do projeto feito utilizando peças chave como exemplo.

O projeto apresentado e detalhado foi baseado ainda na NBR 8800 (ABNT, 2008).

O quarto capítulo apresentado como “Apresentação e análise dos resultados” apresenta os resultados obtidos através do dimensionamento da estrutura metálica do prédio realizado no capítulo anterior (Capítulo 3) de forma legível e compreensível ao receptor.

O quinto capítulo apresentado como “Conclusão” informa as considerações finais do trabalho e analisa e pondera os resultados obtidos através das pesquisas e dimensionamentos.

## 2 EMBASAMENTO TEÓRICO

Devido a alta procura por métodos e meios que tornem a construção civil mais econômica e eficiente tem aumentado os investimentos em construções com maior teor de utilização de aço do que o tradicional uso do concreto. O aço vem alcançando o seu espaço de forma muito eficaz mesmo em meio a tantas edificações com utilização de concreto. Isso se deve ao fato da sua alta gama de vantagens.

Quando se trata de aplicações estruturais, utiliza-se com maior frequência as grandezas de tensões e deformações. (PFEIL & PFEIL, 2009)

Dentro do chamado regime elástico, as tensões são proporcionais às deformações. Esta relação entre tensões e deformações, é denominada Lei de Hooke, chamada assim em homenagem ao físico Robert Hooke (1635-1703), que em 1676 a enunciou. (PFEIL & PFEIL, 2009)

Se tratando do aço, existe ainda o coeficiente de proporcionalidade, também denominado como módulo de elasticidade. Usualmente utiliza-se a letra E para representa-lo.

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad (1)$$

Onde:

$\sigma$  = tensão normal

E = módulo de elasticidade

$\varepsilon$  = deformação ou alongamento unitário

Sendo  $\sigma$  e  $\varepsilon$  obtidos por:

$$\sigma = F/A \quad (2)$$

$$\varepsilon = \Delta l/l_0 \quad (3)$$

Onde:

F = força

A = área da seção transversal

$\Delta l$  = variação do comprimento

$l_0$  = comprimento inicial

O módulo de elasticidade, representado pela letra E, para todos os tipos de aço é praticamente igual. Sendo que este pode variar entre:  $200.000 < E < 210.000$  MPa.

Quando um sistema de forças atua sobre o aço, semelhantemente aos demais tipos de materiais este sofre os efeitos segundo a direção e sentido e o ponto de aplicação destas forças.

Segundo MAIA (2019, Máquina de aprovação) os efeitos provocados ao longo de um corpo deverão ser classificados em esforços normais ou axiais, quando estes atuarem no sentido do eixo do corpo, e esforços transversais, quando estes atuarem no sentido perpendicular ao eixo do corpo. Se tratando dos esforços axiais tem-se a tração, compressão e a flexão, e se tratando dos esforços transversais, o cisalhamento e a torção.

De modo geral, quando as forças atuantes agirem para fora do corpo, tendendo a alongá-lo no mesmo sentido da aplicação das forças, então se trata de tração.

Caso seja o contrário e as forças tendem a encurtar o corpo no sentido de aplicação das mesmas, então se trata da compressão.

Quando a força exercer uma sollicitação transversal em que o corpo sofrer deformações tal que a tendência seja modificar seu eixo longitudinal, então se trata da flexão.

Quando duas forças agirem muito próximas e paralelamente, porém em sentidos contrários, exigindo que o corpo resista a esta sollicitação dos esforços, então se trata do cisalhamento.

Quando há uma sollicitação que tende a girar as seções de um corpo qualquer, sendo uma seção em relação a outra seção, então se trata da torção.

Quando mais de um tipo de sollicitação simples estiver atuando sobre um corpo, então este corpo está sobre uma sollicitação composta de esforços.

## 2.1 APOIOS

Apoio é aquele ponto em que dois ou até mais componentes estruturais se convergem. Trata-se do elemento construtivo que une as peças de uma estrutura, impedindo seu movimento, seja em uma, seja em mais direções das mesmas. Movimentos esses que podem ser: Translações Verticais ( $\updownarrow$ ), Translações Horizontais ( $\longleftrightarrow$ ) ou Rotações. Os apoios, de modo geral, são classificados de acordo com o seu grau de liberdade, isto é, os movimentos que permitem serem executados. (MATOS, 2018)

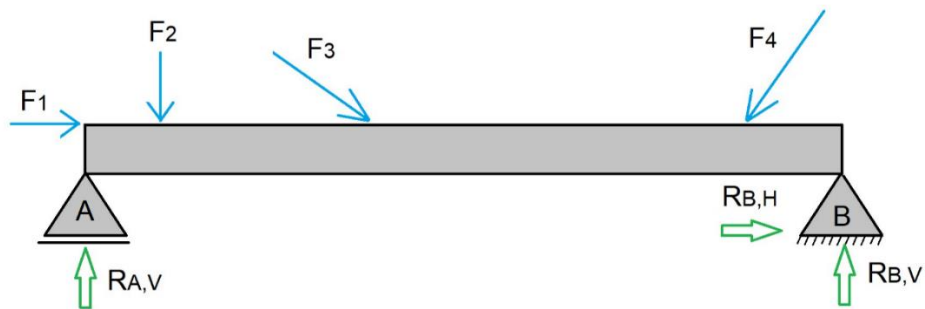
### 2.1.1 Condições de equilíbrio

De modo geral existem duas condições de equilíbrio estático que atuam de modo a garantir a estabilidade da estrutura.

A primeira condição fundamental para que uma estrutura esteja em equilíbrio é que o somatório de todas as forças que atuam sobre a estrutura seja igual a zero, isto é, essas forças devem se anular. Já a segunda condição fundamental para que uma estrutura esteja em

equilíbrio é que o somatório dos momentos (ou torque) em relação a um ponto qualquer escolhido na estrutura também seja zero. Sendo o momento uma grandeza calculada pelo produto entre uma força aplicada perpendicularmente em determinado ponto pela distância entre este ponto de aplicação da força e o eixo de rotação, conforme imagens abaixo (Figura 1) e (Figura 2). (VIANA, 2019)

**Figura 1 - Forças atuando sobre uma viga isostática**

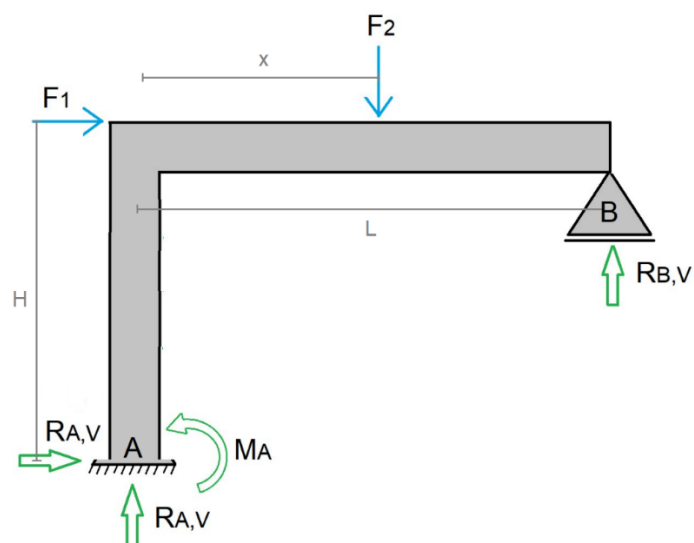


Fonte: VIANA, 2019.

Na imagem abaixo (figura 2), a soma dos momentos em relação ao apoio A pode ser calculada por:

$$\sum M_a = -F_1 \cdot H - F_2 \cdot X + R_{b,v} \cdot L = 0 \quad (4)$$

**Figura 2 - Forças atuando sobre um pórtico hiperestático**



Fonte: VIANA, 2019.



As três equações fundamentais da estática para que se possa entender a estabilidade das estruturas são: A somatória das forças horizontais que atuam na estrutura deve ser nula; A somatória das forças verticais que atuam na estrutura deve ser nula; A somatória dos momentos que atuam numa estrutura, em relação a um ponto p, deve ser nula (VIANA, 2019).

As equações são as seguintes:

$$\sum Fx = 0 \quad (5)$$

$$\sum Fy = 0 \quad (6)$$

$$\sum M = 0 \quad (7)$$

## 2.1.2 Tipos de apoios

Os apoios estruturais são divididos em 3 categorias, sendo classificados em: 1º gênero, 2º gênero e 3º gênero.

### 2.1.2.1 Apoio do 1º gênero

Esse tipo de apoio (1º gênero ou grau) é classificado dessa forma quando consegue restringir apenas os deslocamentos verticais, mas permite os deslocamentos horizontais e uma livre rotação das estruturas. É por essa razão que recebe o nome de primeiro gênero ou grau e, portanto, possui somente 1 (uma) reação de apoio na direção do deslocamento impedido, ou seja, na direção vertical e que se chama de RV. Essa situação ocorre, por exemplo, quando se tem a estrutura apoiada sobre um rolo lubrificado que impede apenas o deslocamento vertical (VIANA, 2019).

### 2.1.2.2 Apoio do 2º gênero

Esse tipo de apoio (2º gênero ou grau) é assim classificado quando ele consegue restringir as translações tanto horizontais quanto verticais, permitindo somente a rotação da estrutura. É por essa razão que recebe o nome de segundo gênero ou grau e, portanto, possui 2 (duas) reações de apoio nas direções dos deslocamentos impedidos e que vai ser chamado de RV (reações verticais), RH (reações horizontais). Essa situação acontece, por exemplo, quando tem-se uma estrutura apoiada sobre uma chapa presa completamente ao plano-suporte (VIANA, 2019).

### 2.1.2.3 Apoio do 3º gênero

Esse tipo de apoio (3º gênero ou grau) também é chamado de engaste e é classificado desta forma quando consegue restringir todos os movimentos possíveis de uma estrutura, ou seja, as translações horizontais e verticais e a rotação. É por esse motivo que recebe o nome de terceiro gênero ou grau e, por isso, possui 3 reações de apoio nas direções dos 3 movimentos impedidos, que vai ser chamado de RH (reações horizontais), RV (reações verticais) e M (momentos). Essa situação acontece, por exemplo, quando ancoramos um elemento estrutural em outro elemento de elevada rigidez (VIANA, 2019).

## 2.1.3 Estaticidade das estruturas

Pode-se de forma geral e simplificada, classificar as estruturas quanto ao seu grau de hiperestaticidade, sendo estes 3 graus: hipostáticas, isostáticas e hiperestáticas.

### 2.1.3.1 Estrutura Hipostática

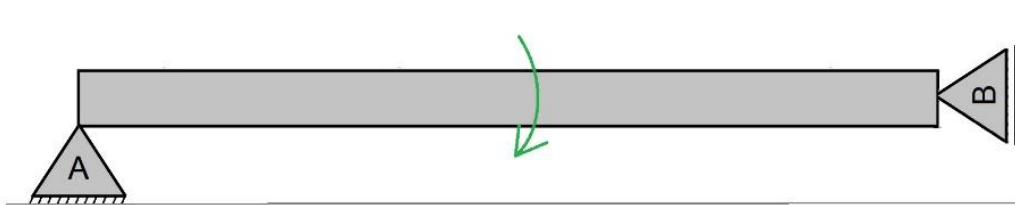
As estruturas denominadas de hipostáticas, de forma simples, são aquelas cujo o número de reações de apoio na estrutura é inferior ao número de equações de equilíbrio. Comumente, as equações disponíveis são apenas 3 (três), porém, em alguns casos pode-se haver mais equações, por exemplo, caso exista rótulas na estrutura. Para as estruturas hipostáticas, normalmente, há instabilidade. Essa instabilidade ocorre porque os apoios não são suficientes para restringir os movimentos da estrutura, como foi citado no início do parágrafo. Contudo, poderá ocorrer também que o carregamento próprio da estrutura conseguirá impedir os graus de liberdade que os apoios não forem eficientes para impedir. Nesse caso, acontece o que chamamos de equilíbrio instável (VIANA, 2019).

### 2.1.3.2 Estrutura isostática

As estruturas denominadas de isostáticas, de forma simples, são aquelas em que o número de reações de apoio na estrutura é igual ao número de equações de equilíbrio, isto é, o sistema é determinado. Contudo, é necessário se atentar que esse critério não é condição suficientemente determinante para que se afirme o grau de estaticidade de uma estrutura. Também é necessário que se analise sua estabilidade. Na estrutura demonstrada na imagem

abaixo (Figura 3), embora o número de reações de apoio da estrutura seja 3, igualmente ao número de equações disponíveis, ela não é considerada uma estrutura isostática, afinal, não há estabilidade. Isso acontece porque não há apoios suficientes para restringir a rotação e, conseqüentemente, a estrutura é hipostática (VIANA, 2019).

**Figura 3 - Estrutura hipostática com 3 reações de apoio**

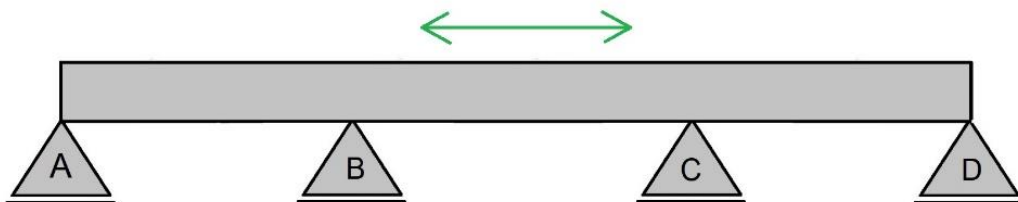


Fonte: VIANA, 2019.

### 2.1.3.3 Estrutura Hiperestática

As estruturas denominadas de hiperestáticas, de forma simples, são aquelas em que o número de reações de apoio na estrutura é maior que o número de equações de equilíbrio, isto é, o sistema é indeterminado. Nessas situações, assim como nas estruturas isostáticas, o equilíbrio precisará estar garantido para que a estrutura seja efetivamente classificada como sendo hiperestática. Caso não haja equilíbrio, esta será também hipostática, como demonstrado na imagem abaixo (Figura 4). A estrutura demonstrada abaixo, é composta por apenas apoios de 1º grau, ou seja, embora esteja aparentemente estável, ela é também hipostática pois não restringe o movimento de translação na horizontal. Já o movimento de rotação não precisa estar restrito, afinal a configuração dessa estrutura, por si mesma, já impede esse movimento (VIANA, 2019).



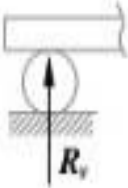


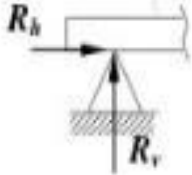
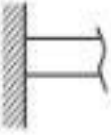
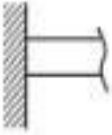
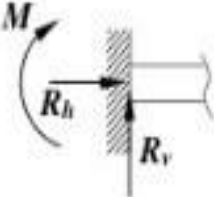
**Figura 4 - Estrutura hipostática como 4 reações de apoio**



Fonte: VIANA, 2019.

A imagem abaixo (Figura 5) exemplifica de forma didática e simples a representação gráfica dos tipos de apoios e seus graus de liberdade.

Figura 5 – Tipos de Apoios

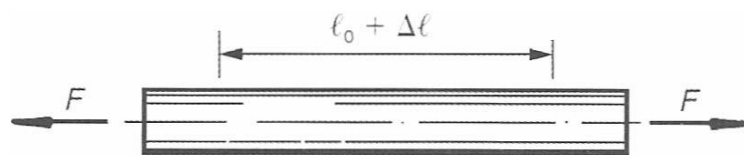
Apoio	Simbologia	Graus de liberdade	REAÇÕES
MÓVEL			
FIXO			
ENGASTE			

Fonte: MATOS, 2018.

## 2.2 TRAÇÃO

Quando se quer obter e medir as propriedades mecânicas dos aços, pode-se utilizar o ensaio de tração simples. Neste ensaio as mesmas propriedades serão obtidas para compressão, desde que seja obedecida a exclusão da possibilidade de flambagem. No processo, as máquinas prendem com garras especiais as hastes metálicas, e então as submetem a valores crescentes de esforços de tração conforme exemplificado pela imagem abaixo (Figura 6). Em cada estágio adicionado de carga o alongamento é medido. Quando a barra é submetida ao ensaio, sua seção transversal é reduzida. Deste modo, a tensão real em cada estágio de aplicação da carga é obtida. Para isso divide-se a força utilizada pela área medida no estágio em que a força foi aplicada. (PFEIL & PFEIL, 2009)

**Figura 6: Forças de tração atuando sobre um corpo.**



Fonte: PFEIL & PFEIL, 2009.

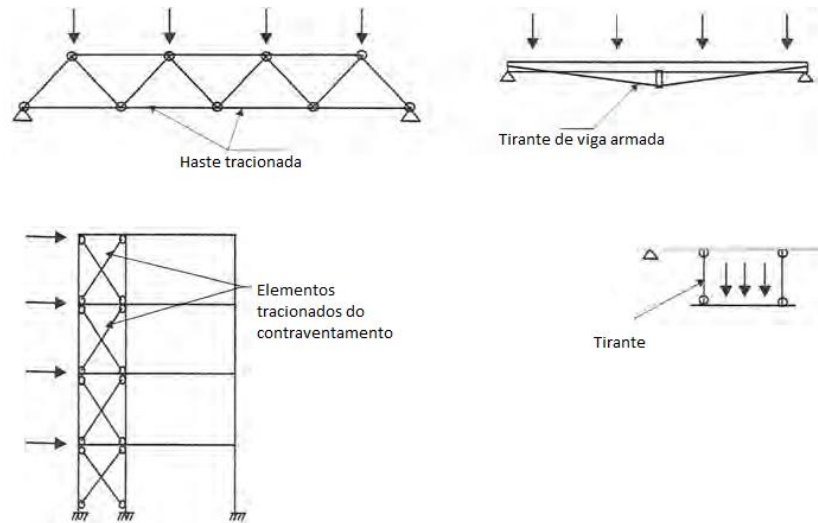
### 2.2.1 Peças tracionadas

As peças que são denominadas como tracionadas são aquelas peças sujeitas a solicitações de tração axial, ou tração simples. (PFEIL & PFEIL, 2009)

Pode-se empregar de diversas formas em estruturas as peças tracionadas, por exemplo (Figura 7):

- contraventamentos de torres;
- tirantes de vigas armadas;
- barras tracionadas de treliças;
- travejamentos de vigas ou colunas (frequentemente com dois tirantes em x);
- tirantes ou pendurais.

**Figura 7: Elementos tracionados em estruturas.**

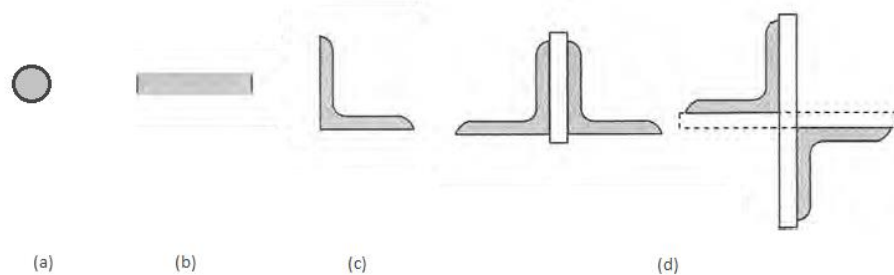


Fonte: PFEIL & PFEIL, 2009.

Em se tratando de peças tracionadas e sua constituição básica, elas podem ser constituídas por barras de seção composta assim como de barras de seção simples, por exemplo (Figura 8):

- barras chatas;
- barras redondas;
- perfis laminados compostos;
- perfis laminados simples (seções em L, U e I).

**Figura 8: Tipos de perfis utilizados em peças tracionadas: (a) barra redonda; (b) barra chata; (c) perfil laminado simples (cantoneira); (d) seções compostas de dois perfis laminados (dupla cantoneira com faces opostas ou cantoneiras opostas pelo vértice).**



Fonte: PFEIL & PFEIL, 2009.

Ao fazer as ligações de peças tracionadas ao restante das estruturas, suas ligações nas extremidades das peças podem ser feitas de várias formas, por exemplo: conectores aplicados em furos, soldagem e em caso de barras rosqueadas usa-se rosca e porca. (PFEIL & PFEIL, 2009)

## 2.2.2 Critérios de dimensionamento

Quando se trata de peças tracionadas, e quando estas possuem furos, as tensões sobre a peça não são uniformes em regime elástico, por isso, verifica-se que nas proximidades dos furos, as tensões são mais elevadas. Entretanto, estando em seu estado limite, as tensões aplicadas em toda a seção da peça atuam de forma uniforme, isto acontece graças à ductilidade do aço. (PFEIL & PFEIL, 2009)

A resistência de uma peça sujeita à tração axial pode ser determinada por:

- a) Ruptura da seção da peça com furos;
- b) Escoamento espalhado da barra ao longo de seu comprimento, o que provoca deformações exageradas. (PFEIL & PFEIL, 2009).

O dimensionamento será obtido após uma sequência de cálculos, sendo eles:

- Escoamento da seção bruta (Figura 9)
- Ruptura da seção líquida (Figura 10)
- Cisalhamento dos parafusos (Figura 11)
- Rasgamentos

Após obter os valores para cada passo, poderá obter o valor real de resistência à tração da peça, sendo este valor o menor entre os passos calculados, por razões de segurança, conforme determina a ABNT NBR 8800.

### 2.2.2.1 Escoamento da seção bruta

Assim como exemplificado na imagem abaixo (Figura 9), obtêm-se o escoamento da seção bruta da peça a partir dos seguintes passos;

Considerando a área da seção,  $A_g$ :

$$Nd = \frac{Ag \cdot fy}{\gamma a1} \quad (8)$$

Onde:

$f_y$  = tensão de escoamento à tração do aço;

$\gamma a1$  = definido pela norma ABNT NBR 8800 (tabela 3 p. 23).

**Figura 9: Escoamento da seção Bruta.**



Fonte: (SCREMIN, 2018).

#### 2.2.2.2 Ruptura da seção líquida

Assim como exemplificado na imagem abaixo (Figura 10), obtêm-se ruptura da seção líquida da peça a partir dos seguintes passos;

Considerando a área líquida,  $A_e$ :

$$Nd = \frac{A_e \cdot f_u}{\gamma a2} \quad (9)$$

Onde:

$f_u$  = tensão resistente à tração do aço;

$A_e$  = área líquida efetiva (área da seção menos área dos furos);

$\gamma a2$  = definido pela norma ABNT NBR 8800 (tabela 3 p. 23).



**Figura 10: Ruptura da Seção Líquida.**



Fonte: (SCREMIN, 2018).

### 2.2.2.3 Cisalhamento dos parafusos

Assim como exemplificado na imagem abaixo (Figura 11), obtêm-se o cisalhamento dos parafusos a partir dos seguintes passos;

Considerando  $d$  o diâmetro do parafuso, obtêm-se a área da base  $A_b$  através da equação:

$$A_b = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \quad (10)$$

Assim obtêm-se a força de cisalhamento:

$$F_c = \frac{0,5 \cdot A_b \cdot f_{ub}}{\gamma_a} \quad (11)$$

Onde:

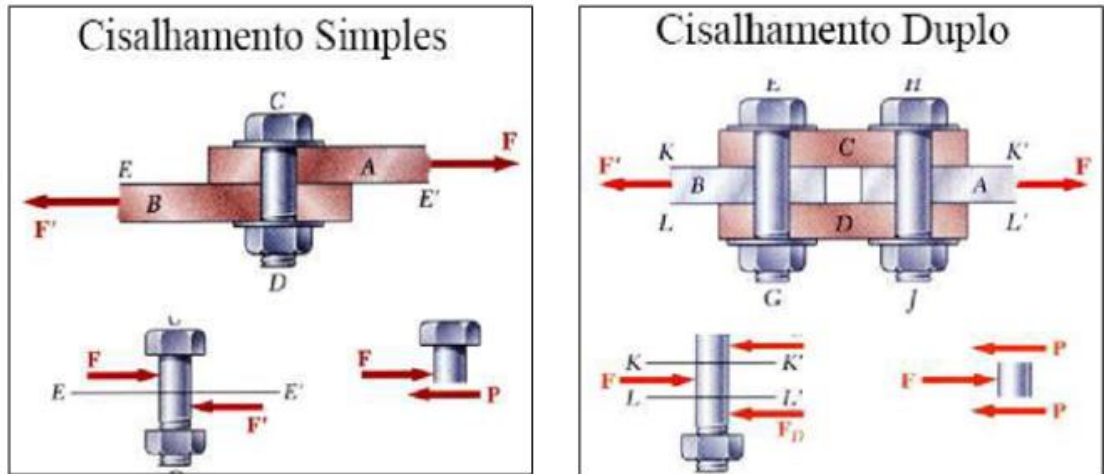
$f_{ub}$  = definido pela norma ABNT NBR 8800 (Anexo A p.110).

$\gamma_a$  = definido pela norma ABNT NBR 8800 (tabela 3 p. 23).

Observação: caso o plano de corte passe pela rosca, deverá ser adotado 0,4 no lugar de 0,5.

Para obter-se o  $F_{ct}$  ( $F_c$  total), o  $F_c$  deve ser multiplicado pela quantidade de parafusos na peça.

Figura 11: Cisalhamento dos parafusos.



Fonte: (MARQUES, 2015).

#### 2.2.2.4 Rasgamentos

O rasgamento é obtido através de três passos:

- Obtenção da pressão de contato;
- Obtenção do rasgamento furo a furo; (Figura 12)
- Obtenção do rasgamento furo a borda. (Figura 13)

A obtenção do valor da pressão de contato da peça é fundamental, pois caso os valores de rasgamento furo a furo e furo a borda sejam superiores a pressão de contato, estes deverão adotar o valor desta, por razões de segurança.

O valor do  $R_t$  (rasgamento total) será a soma dos valores do rasgamento furo a furo e do rasgamento furo a borda.

##### 2.2.2.4.1 Pressão de contato

Para obtenção da pressão de contato, utiliza-se a seguinte fórmula:

$$P_C = \frac{2,4 \cdot dp \cdot t \cdot fu}{\gamma a^2} \quad (12)$$

Onde:

$d_p$  = diâmetro do parafuso;

$t$  = espessura da chapa;

$f_u$  = tensão resistente à tração do aço;

$\gamma_{a2}$  = definido pela norma ABNT NBR 8800 (tabela 3 p. 23).

#### 2.2.2.4.2 Rasgamento furo a furo

Para obtenção do rasgamento furo a furo (Figura 12), utiliza-se a seguinte fórmula:

$$R_{ff} = \frac{1,2 \cdot l_{f1} \cdot t \cdot f_u}{\gamma_{a2}} \quad (13)$$

Onde:

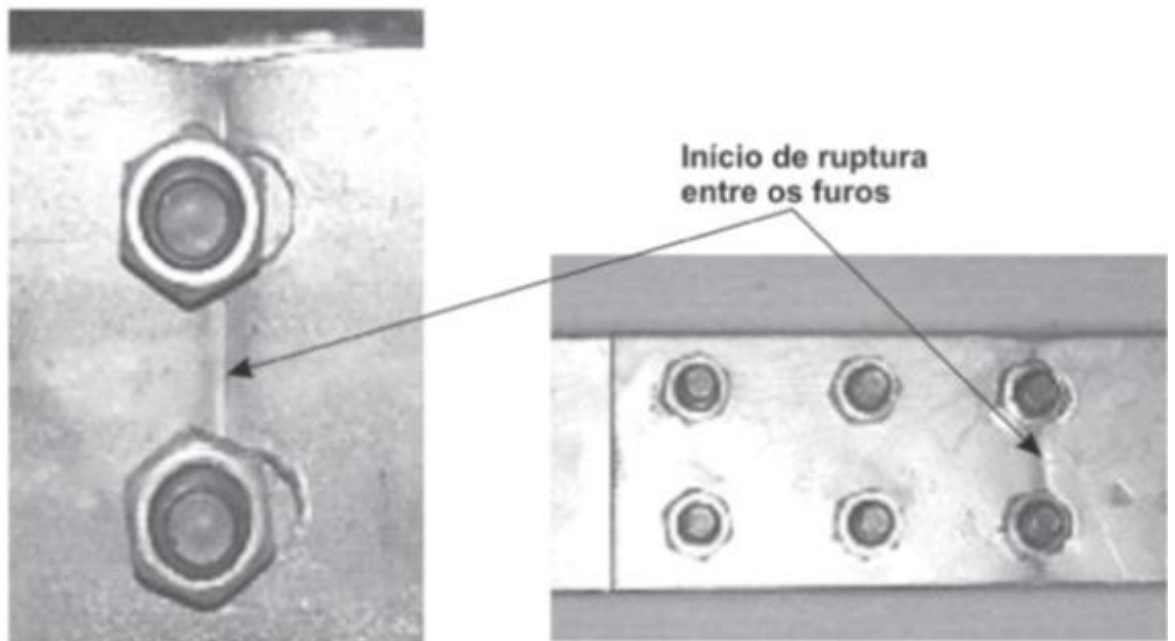
$l_{f1}$  = distancia entre as bordas dos furos no sentido da força;

$t$  = espessura da chapa;

$f_u$  = tensão resistente à tração do aço;

$\gamma_{a2}$  = definido pela norma ABNT NBR 8800 (tabela 3 p. 23).

**Figura 12: Rasgamento furo a furo.**



Fonte: (MARQUES, 2015).

### 2.2.2.4.3 Rasgamento furo a borda

Para obtenção do rasgamento furo a borda (Figura 13), utiliza-se a seguinte fórmula:

$$Rfb = \frac{1,2 \cdot lf2 \cdot t \cdot fu}{\gamma a2} \quad (14)$$

Onde:

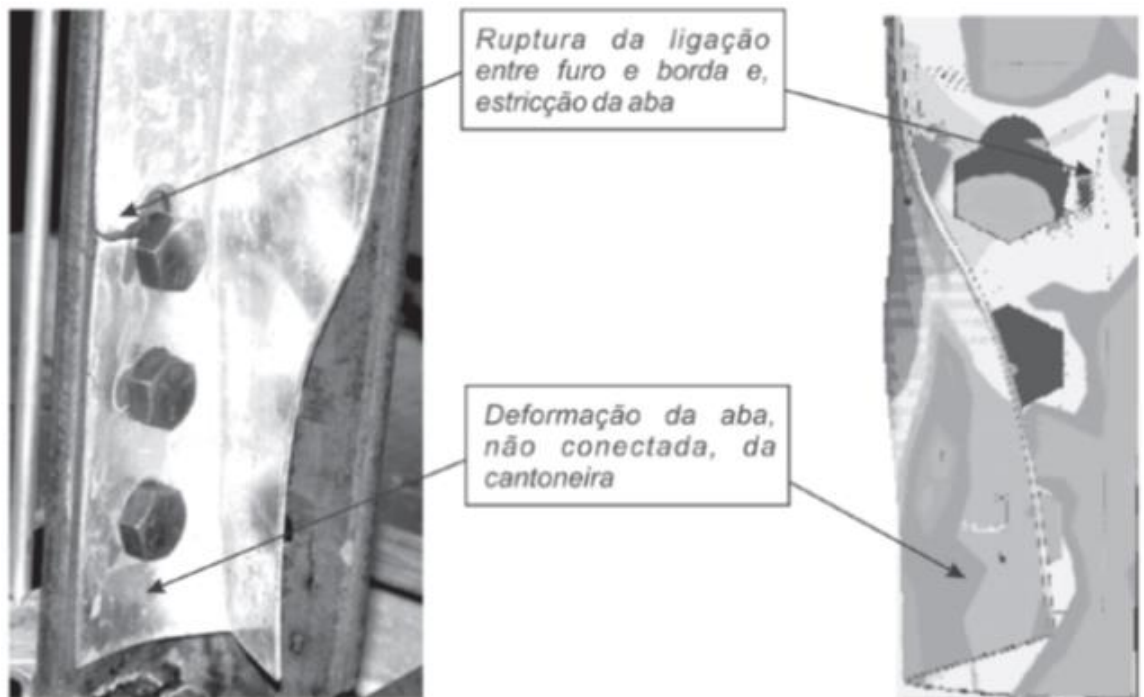
$lf2$  = distância entre as bordas dos furos e das bordas da chapa no sentido da força;

$t$  = espessura da chapa;

$fu$  = tensão resistente à tração do aço;

$\gamma a2$  = definido pela norma ABNT NBR 8800 (tabela 3 p. 23).

**Figura 13: Rasgamento furo a borda.**

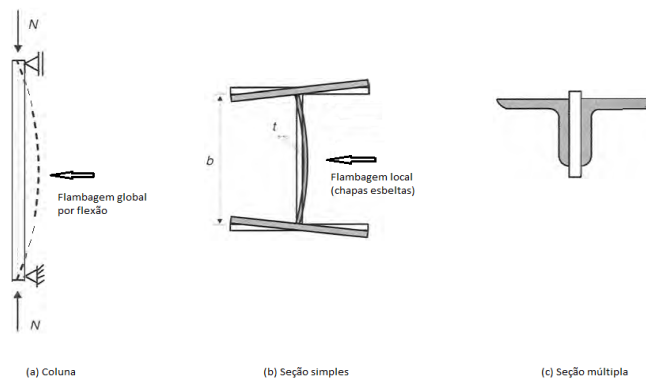


Fonte: (MARQUES, 2015).

## 2.3 COMPRESSÃO

Ao contrário do que se observa nos esforços de tração, que possui tendência a retificar as peças provocando a atenuação dos efeitos iniciais existentes de curvatura, quando se trata de esforços de compressão esses efeitos tendem a ser acentuados. Durante a ação das forças de compressão, acaba-se produzindo deslocamentos laterais, estes por sua vez compõem um processo chamado flambagem por flexão, que, de modo geral, diminui a capacidade de resistência de carga da peça em relação às peças tracionadas. As peças comprimidas podem ser compostas por seções múltiplas ou seções simples (Figura 14). As peças com seção múltiplas, podem ser afastadas ou estar justapostas e ao longo do comprimento podem ser ligadas por treliças. (PFEIL & PFEIL, 2009)

**Figura 14: Colunas de seção simples e de seção múltipla.**



Fonte: PFEIL & PFEIL, 2009.

### 2.3.1 Peças comprimidas

As peças comprimidas axialmente são principalmente encontradas em componentes de treliças, pilares de sistemas de contraventamento e sistemas de travejamento. As chapas que compõem um perfil comprimido podem sofrer a ação da flambagem local, que de modo geral, é uma instabilidade na peça que se caracteriza por deslocamentos transversais à chapa. Este fenômeno a qual a peça está sujeita depende principalmente da esbeltez da chapa, que é dado por  $(b/t)$ . (PFEIL & PFEIL, 2009)

Os valores limites de  $(b/t)$  podem ser obtidos através da ABNT NBR 8800:2008 em seu Anexo F Tabela F.1 – Valores de  $(b/t)_{lim}$  (Tabela 1).

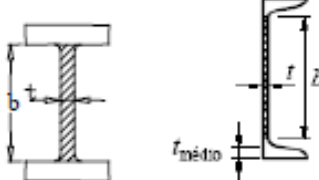
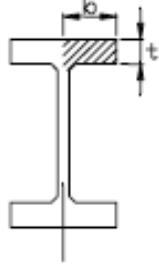
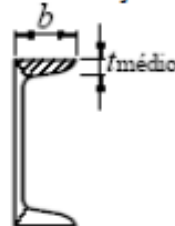

Assim como baseado na mesma tabela da norma NBR 8800:2008 pode-se obter os valores máximos de  $b/t$  para evitar instabilidade local em seus casos mais comuns (Tabela 2).

Tabela 1- Valores de  $(b/t)_{lim}$

Elementos	Grupo	Descrição dos elementos	Alguns exemplos com indicação de $b$ e $t$	$(b/t)_{lim}$
AA	1	<ul style="list-style-type: none"> <li>Mesas ou almas de seções tubulares retangulares</li> <li>Lamelas e chapas de diafragmas entre linhas de parafusos ou soldas</li> </ul>		$1,40 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	2	<ul style="list-style-type: none"> <li>Almas de seções I, H ou U</li> <li>Mesas ou almas de seção-caixão</li> <li>Todos os demais elementos que não integram o Grupo 1</li> </ul>		$1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
AL	3	Abas de cantoneiras simples ou múltiplas providas de chapas de travejamento		$0,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	4	<ul style="list-style-type: none"> <li>Mesas de seções I, H, T ou U laminadas</li> <li>Abas de cantoneiras ligadas continuamente ou projetadas de seções I, H, T ou U laminadas ou soldadas</li> <li>Chapas projetadas de seções I, H, T ou U laminadas ou soldadas</li> </ul>		$0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	5	Mesas de seções I, H, T ou U soldadas*		$0,64 \sqrt{\frac{E}{(f_y / k_c)}}$
	6	Almas de seções T		$0,75 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

\* O coeficiente  $k_c$  é dado em F.2.

Tabela 2 – Valores máximos de b/t para evitar instabilidade local

	$(b/t)_{\text{máx}}$	$f_y = 25$ kN/cm <sup>2</sup> (ASTM A36)	$f_y = 30$ kN/cm <sup>2</sup>	$f_y = 34,5$ kN/cm <sup>2</sup> (ASTM A572Gr50)
<b>Almas de seção I ou U</b> 	$1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	42	38	36
<b>Aba de seção I</b> 	perfil laminado	16	14	13,5
	perfil soldado	para $k_c = 0,35$		
	$0,64 \sqrt{\frac{E}{f_y / k_c}}$	11	10	9
	$0,35 \leq k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} \leq 0,76$	para $0,35 \leq k_c \leq 0,76$ , usar as expressões a esquerda		
		para $k_c = 0,76$		
		16	14	13,4
<b>Aba de seção U</b> 	perfil laminado	16	14	13,5
<b>Abas de cantoneiras</b> 	perfil laminado	13	12	11
	$0,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$			

Fonte: SILVA, V. P.; FRUCHTENGARTEN, J, 2012.

### 2.3.2 Critérios de dimensionamento

O dimensionamento é obtido após uma sequência de cálculos, sendo eles:

- Verificação quanto a estabilidade global;
- Verificação quanto a estabilidade local (quando necessário efetuar a correção Q);
- Fator de redução X;
- Determinação da força resistente (Nd).

Após obter os valores para cada passo, poderá obter o valor real de resistência à tração da peça, sendo este valor o menor entre os passos calculados, por razões de segurança, conforme determina a ABNT NBR 8800.

### 2.3.2.1 Verificação da flambagem global

A estabilidade global é verificada através da obtenção do coeficiente de esbeltez tanto para o eixo x quanto para o eixo y, adotando a mesma fórmula apenas alternando as variáveis necessárias:

Para x, adota-se:

$$\lambda_x = \frac{K_x \cdot L_x}{r_x} \quad (15)$$

Para y, adota-se:

$$\lambda_y = \frac{K_y \cdot L_y}{r_y} \quad (16)$$

Onde:

K = Coeficiente de flambagem por flexão;

L = Comprimento da base até o próximo apoio

r = raio de giração do perfil

Observação: O valor obtido para coeficiente de esbeltez deverá ser menor que 200 de acordo com a NBR 8800:2008.

### 2.3.2.2 Verificação da flambagem local

A diminuição da capacidade de carga das colunas por conta da ocorrência de flambagem local é levada em conta pelas normas através do coeficiente Q. As expressões para Q são embasadas no comportamento das placas isoladas. (PFEIL & PFEIL, 2009)



Quanto as placas que compõem um perfil, pode-se classifica-las em dois tipos:

- Placa enrijecida: com duas bordas longitudinais apoiadas, placas tipo AA (apoio-apoio);
- Placa não enrijecida: com apenas uma borda longitudinal apoiada, placas tipo AL (apoio-livre).

A verificação local pode ser obtida através das seguintes fórmulas:

Para a mesa usa-se:

$$Q_s = \frac{b}{t} = \frac{bf}{2tf} \quad (17)$$

Para a alma usa-se:

$$Q_a = \frac{b}{t} = \frac{d'}{tw} \quad (18)$$

Onde:

bf = comprimento da mesa;

tf = espessura da mesa;

d' = comprimento da alma;

tw = espessura da alma.

#### 2.3.2.2.1 Correção Q

Após obter os resultados, compara-se os valores com a tabela 2, afim de conferir se os valores máximos para (b/t) não foram ultrapassados. Caso os valores obtidos sejam superiores aos valores máximos apresentados pela tabela 2, é necessário efetuar a correção do coeficiente Q, para cada caso ou para ambos os casos de acordo com a necessidade.

Sempre adotar a tabela 1 para casos diferentes do prescrito na tabela 2.

Para correção do coeficiente Q, utiliza-se as fórmulas fornecidas pela própria NBR 8800:2008, em seu Anexo F. Este possui as indicações para todos os casos necessários.

### 2.3.2.3 Fator de redução X

O fator de redução, x, associado à compressão, é dado por:

$$\lambda_0 = \frac{K \cdot L}{r} \cdot \sqrt{\frac{Q \cdot f_y}{\pi^2 \cdot E}} \quad (19)$$

Onde:

Q = Fator de redução total ligado a flambagem local ou flambagem da chapa;

E = 200.000

f<sub>y</sub> = tensão de escoamento à tração do aço.

K = Coeficiente de flambagem por flexão;

L = Comprimento da base até o próximo apoio

r = raio de giração do perfil

### 2.3.2.4 Determinação da força resistente (N<sub>c,rd</sub>)

A força resistente N<sub>c,rd</sub> é obtida através da seguinte fórmula:

$$N_{c,rd} = \frac{X \cdot Q \cdot A_g \cdot f_y}{\gamma_{a1}} \quad (20)$$

Onde:

X = Fator de redução obtido no passo anterior;

Q = Q<sub>s</sub> x Q<sub>a</sub>;

A<sub>g</sub> = Área da seção ;

f<sub>y</sub> = tensão de escoamento à tração do aço.

## 2.4 FLEXÃO

Em se tratando de dimensionamento à flexão, deve-se observar 3 fatores:

1. Deslocamentos (perpendiculares ao eixo axial da barra);
2. Cisalhamento;
3. Momento fletor.

Sendo que, ao se observar os deslocamentos (fator 1), deve-se verificar o deslocamento limite de acordo com a NBR 8800 em seu Anexo C, e o deslocamento calculado.

E ao se observar o momento fletor (fator 3), deve-se verificar os seguintes itens:

Flexão local da Mesa – FLM (Figura 17);

Flexão local da Alma – FLA (Figura 18);

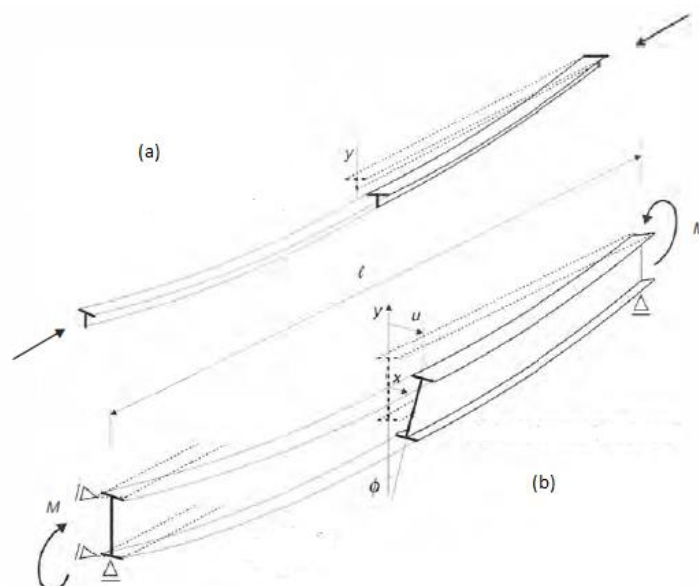
Flexão lateral com torção – FLT (Figura 19).

Sendo FLM e FLA na seção transversal e FLT na seção longitudinal.

### 2.4.1 Deslocamentos

Deslocamento (Figura 15) é o movimento que ocorre na direção da carga no sentido perpendicular ao eixo axial. O deslocamento pode provocar fissuras, trincas e até mesmo levar a queda da estrutura.

**Figura 15: Deslocamento de viga biapoiada. (a) por flexão de coluna; (b) por flexão lateral.**



Fonte: PFEIL & PFEIL, 2009.

## 2.4.1.1 Deslocamento Limite

O deslocamento limite é definido pela NBR 8800:2008, Anexo C, Tabela C.1 – Deslocamentos máximos, página 117 (Tabela 3).

Tabela 3 – Deslocamentos máximos

Descrição	$\delta^a$
- Travessas de fechamento	$L/180^b$
	$L/120^{c,d}$
- Terças de cobertura <sup>g)</sup>	$L/180^e$
	$L/120^f$
- Vigas de cobertura <sup>g)</sup>	$L/250^h$
- Vigas de piso	$L/350^h$
- Vigas que suportam pilares	$L/500^h$
Vigas de rolamento: <sup>j)</sup>	
- Deslocamento vertical para pontes rolantes com capacidade nominal inferior a 200 kN	$L/600^i$
- Deslocamento vertical para pontes rolantes com capacidade nominal igual ou superior a 200 kN, exceto pontes siderúrgicas	$L/800^i$
- Deslocamento vertical para pontes rolantes siderúrgicas com capacidade nominal igual ou superior a 200 kN	$L/1000^i$
- Deslocamento horizontal, exceto para pontes rolantes siderúrgicas	$L/400$
- Deslocamento horizontal para pontes rolantes siderúrgicas	$L/600$
Galpões em geral e edifícios de um pavimento:	
- Deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base	$H/300$
- Deslocamento horizontal do nível da viga de rolamento em relação à base	$H/400^{k,l}$
Edifícios de dois ou mais pavimentos:	
- Deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base	$H/400$
- Deslocamento horizontal relativo entre dois pisos consecutivos	$h/500^m$
Lajes mistas	Ver Anexo Q

<sup>a</sup>  $L$  é o vão teórico entre apoios ou o dobro do comprimento teórico do balanço,  $H$  é a altura total do pilar (distância do topo à base) ou a distância do nível da viga de rolamento à base,  $h$  é a altura do andar (distância entre centros das vigas de dois pisos consecutivos ou entre centros das vigas e a base no caso do primeiro andar).

<sup>b</sup> Deslocamento paralelo ao plano do fechamento (entre linhas de tirantes, caso estes existam).

<sup>c</sup> Deslocamento perpendicular ao plano do fechamento.

<sup>d</sup> Considerar apenas as ações variáveis perpendiculares ao plano de fechamento (vento no fechamento) com seu valor característico.

<sup>e</sup> Considerar combinações raras de serviço, utilizando-se as ações variáveis de mesmo sentido que o da ação permanente.

<sup>f</sup> Considerar apenas as ações variáveis de sentido oposto ao da ação permanente (vento de sucção) com seu valor característico.

<sup>g</sup> Deve-se também evitar a ocorrência de empoçamento, com atenção especial aos telhados de pequena declividade.

<sup>h</sup> Caso haja paredes de alvenaria sobre ou sob uma viga, solidarizadas com essa viga, o deslocamento vertical também não deve exceder a 15 mm.

<sup>i</sup> Valor não majorado pelo coeficiente de impacto.

<sup>j</sup> Considerar combinações raras de serviço.

<sup>k</sup> No caso de pontes rolantes siderúrgicas, o deslocamento também não pode ser superior a 50 mm.

<sup>l</sup> O diferencial do deslocamento horizontal entre pilares do pórtico que suportam as vigas de rolamento não pode superar 15 mm.

<sup>m</sup> Tomar apenas o deslocamento provocado pelas forças cortantes no andar considerado, desprezando-se os deslocamentos de corpo rígido provocados pelas deformações axiais dos pilares e vigas.

Fonte: NBR 8800:2008.

### 2.4.1.2 Deslocamento calculado

O deslocamento calculado é obtido através de fórmulas específicas para cada caso e tipos de carga (Ex: carga distribuída, carga pontual, 2 cargas pontuais, 10 cargas pontuais, etc.). Estes são determinados através da Teoria das Estruturas, e para estes cálculos podem ser utilizados softwares específicos.

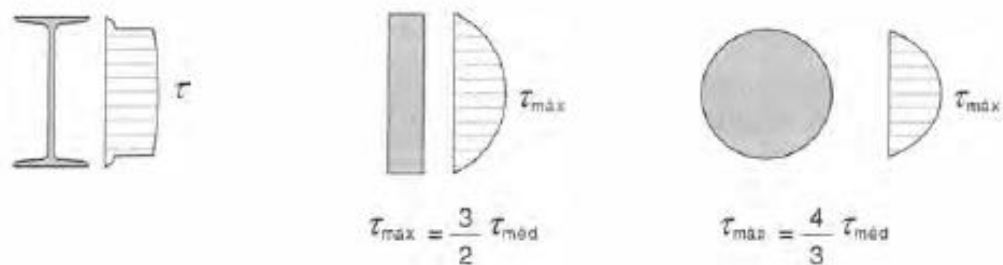
Alguns exemplos práticos de vigas com deslocamento estão nas tabelas no ANEXO A deste trabalho.

Observação: O valor do deslocamento calculado deverá ser menor que o valor do deslocamento limite informado pela NBR 8800:2008.

### 2.4.2 Cisalhamento

A verificação ao cisalhamento (Figura 16) é baseada na NBR 8800:2008, especificamente na página 50 a partir do item 5.4.3.1.

**Figura 16: Distribuição de tensões de cisalhamento em seções I, retangulares e circulares.**



Fonte: PFEIL & PFEIL, 2009.

Segundo a NBR 8800:2008, a força cortante resistente de cálculo,  $V_{rd}$ , é dada por:

$$\text{para } \lambda \leq \lambda_p : V_{rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (21)$$

$$\text{para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r : V_{rd} = \frac{\lambda_p}{\lambda} \cdot \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (22)$$

$$\text{para } \lambda > \lambda_r : V_{rd} = 1,24 \left( \frac{\lambda_p}{\lambda} \right)^2 \cdot \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (23)$$

Onde:

$$\lambda = \frac{h}{tw} \quad (24)$$

$$\lambda p = 1,10 \sqrt{\frac{Kv \cdot E}{fy}} \quad (25)$$

$$\lambda r = 1,37 \sqrt{\frac{Kv \cdot E}{fy}} \quad (26)$$

Observações:

$Kv = 5,0$  para almas sem enrijecedores transversais, para  $\frac{a}{h} > 3$  (23) ou para  $\frac{a}{h} >$

$$\left[ \frac{260}{\left(\frac{h}{tw}\right)} \right]^2 \quad (24);$$

$Kv = 5 + \left[ \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} \right]$  (25), para todos os outros casos.

O valor de  $V_{rd}$  deverá ser maior que o Valor Solicitante ( $V_s$ ) que será utilizado no perfil.

$V_{pl}$  = força cortante que corresponde à plastificação da alma por cisalhamento, dada em 5.4.3.1.2 da NBR 8800:2008;

$a$  = distância entre as linhas de centro de dois enrijecedores transversais adjacentes (ver 5.4.3.1.3 da NBR 8800:2008);

$h$  = altura da alma (distância entre faces para perfil soldado, e para perfis laminados esse valor menos os raios de concordância entre mesa e alma);

$tw$  = espessura da alma.

$E = 20.000$

$\gamma_{a1} = 1,10$

$fy$  = tensão de escoamento à tração do aço.

### 2.4.3 Momento fletor

O momento fletor de um perfil deverá ser calculado em 3 partes:

Flexão local da Mesa – FLM

Flexão local da Alma – FLA

Flexão lateral com torção – FLT

Sendo FLM e FLA na seção transversal e FLT na seção longitudinal.

De modo geral, a NBR 8800:2008 dita parâmetros para o cálculo dos momentos fletores resistentes (Tabela 4). Esses parâmetros podem ser encontrados na própria norma em seu Anexo G na tabela G.1.

**Tabela 4 – Parâmetros referentes ao momento fletor resistente**

Tipo de seção e eixo de flexão	Estados-límites aplicáveis	$M_r$	$M_{cr}$	$\lambda$	$\lambda_y$	$\lambda_z$
Seções I e H com dois eixos de simetria e seções U não sujeitas a momento de torção, flechidas em relação ao eixo de maior momento de inércia	FLT	$(f_y - \sigma_r)W$ Ver Nota 5	Ver Nota 1	$\frac{L_b}{r_y}$	$1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver Nota 1
	FLM	$(f_y - \sigma_r)W$ Ver Nota 5	Ver Nota 6	$\frac{b}{t}$ Ver Nota 8	$0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver Nota 6
	FLA	$f_y W$	Viga de alma esbelta (Anexo H)	$\frac{h}{t_w}$	$3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
Seções I e H com apenas um eixo de simetria situado no plano médio da alma, flechidas em relação ao eixo de maior momento de inércia (ver Nota 9)	FLT	$(f_y - \sigma_r)W_c$ $\leq f_y W_t$ Ver Nota 5	Ver Nota 2	$\frac{L_b}{r_{yc}}$	$1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver Nota 2
	FLM	$(f_y - \sigma_r)W_c$ Ver Nota 5	Ver Nota 6	$\frac{b}{t}$ Ver Nota 8	$0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver Nota 6
	FLA	$f_y W$	Viga de alma esbelta (Anexo H)	$\frac{h_c}{t_w}$	$\frac{\frac{h_c}{h} \sqrt{\frac{E}{f_y}}}{\left(0,54 \frac{M_{pt}}{M_r} - 0,09\right)^2} \leq \lambda_r$	$5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
Seções I e H com dois eixos de simetria e seções U flechidas em relação ao eixo de menor momento de inércia	FLM Ver Nota 3	$(f_y - \sigma_r)W$	Ver Nota 6	$\frac{b}{t}$ Ver Nota 8	$0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver Nota 6
	FLA Ver Nota 3	$f_y W_{ef}$ Ver Nota 4	$\frac{W_{ef}^2}{W} f_y$ Ver Nota 4	$\frac{h}{t_w}$	$1,12 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$1,40 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
Seções sólidas retangulares flechidas em relação ao eixo de maior momento de inércia	FLT	$f_y W$	$\frac{2,00 C_s E}{\lambda} \sqrt{JA}$	$\frac{L_b}{r_y}$	$\frac{0,13 E}{M_{pt}} \sqrt{JA}$	$\frac{2,00 E}{M_r} \sqrt{JA}$
Seções-caixão e tubulares retangulares, duplamente simétricas, flechidas em relação a um dos eixos de simetria que seja paralelo a dois lados	FLT Ver Nota 7	$(f_y - \sigma_r)W$ Ver Nota 5	$\frac{2,00 C_s E}{\lambda} \sqrt{JA}$	$\frac{L_b}{r_y}$	$\frac{0,13 E}{M_{pt}} \sqrt{JA}$	$\frac{2,00 E}{M_r} \sqrt{JA}$
	FLM	$f_y W_{ef}$ Ver Nota 4	$\frac{W_{ef}^2}{W} f_y$ Ver Nota 4	$\frac{b}{t}$ Ver Nota 8	$1,12 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$1,40 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	FLA	$f_y W$	-	$\frac{h}{t_w}$	Ver Nota 10	$5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

Fonte: NBR 8800:2008.

### 2.4.3.1 Flexão local da Mesa – FLM

De acordo com a norma NBR 8800:2008 as fórmulas para obtenção do Momento fletor resistente de cálculo referente à FLM é:

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} \quad (27)$$

$$\lambda_p = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (28)$$

Para perfis laminados,  $\lambda_r = 0,83 \cdot \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)}}$  (29) e  $M_{cr} = \frac{0,69 \cdot E}{\gamma^2} \cdot W_c$  (30)

Para perfis soldados,  $\lambda_r = 0,95 \cdot \sqrt{\frac{E}{\frac{0,7 \cdot f_y}{K_c}}}$  (31) e  $M_{cr} = \frac{0,90 \cdot E \cdot K_c}{\gamma^2} \cdot W_c$  (32)

Sendo:

$$M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda \leq \lambda_p \quad (33)$$

$$M_{rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \left[ M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right], \text{ para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \quad (34)$$

$$M_{rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda > \lambda_r \quad (35)$$

Onde:

$$M_{pl} = Z_x \cdot f_y \quad (36)$$

$$M_r = 0,70 \cdot f_y \cdot w_x \quad (37)$$

$$K_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{tw}}} \quad (38)$$



$$\sigma_r = 30\% \cdot f_y \quad (39)$$

$$W_c = \frac{W_x}{2} \quad (40)$$

bf = largura total da mesa;

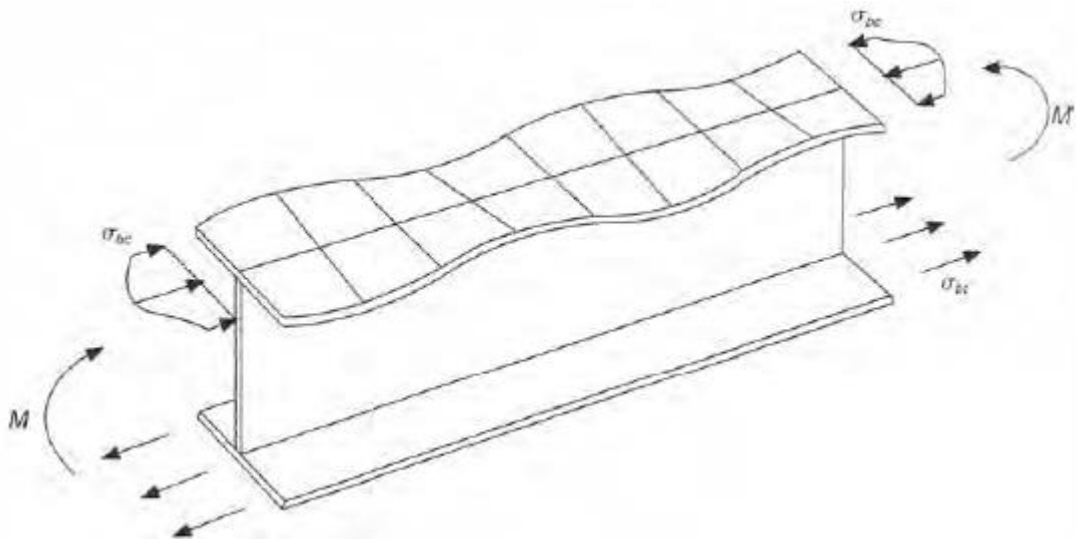
tf = espessura da mesa;

E = 200.000;

$\gamma_{a1} = 1,10$ ;

f<sub>y</sub> = tensão de escoamento à tração do aço.

**Figura 17: Flambagem local da mesa. As tensões normais de compressão da mesa ( $\sigma_{bc}$ ) variam entre um valor máximo sobre a alma e um valor mínimo na borda.**



Fonte: PFEIL & PFEIL, 2009.

### 2.4.3.2 Flexão local da Alma – FLA

De acordo com a norma NBR 8800:2008 as fórmulas para obtenção do Momento fletor resistente de cálculo referente à FLA é:

$$\lambda = \frac{h}{tw} \quad (41)$$

$$\lambda p = 3,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{fy}} \quad (42)$$

$$\lambda p = 5,70 \cdot \sqrt{\frac{E}{fx}} \quad (44)$$

Sendo:

$$Mrd = \frac{Mpl}{\gamma a1}, \text{ para } \lambda \leq \lambda p \quad (45)$$

$$Mrd = \frac{1}{\gamma a1} \left[ Mpl - (Mpl - Mr) \cdot \frac{\lambda - \lambda p}{\lambda r - \lambda p} \right], \text{ para } \lambda p < \lambda \leq \lambda r \quad (46)$$

Onde:

$$Mpl = Zx \cdot fy \quad (47)$$

$$Mr = 0,70 \cdot fy \cdot wx \quad (48)$$

h = altura da alma;

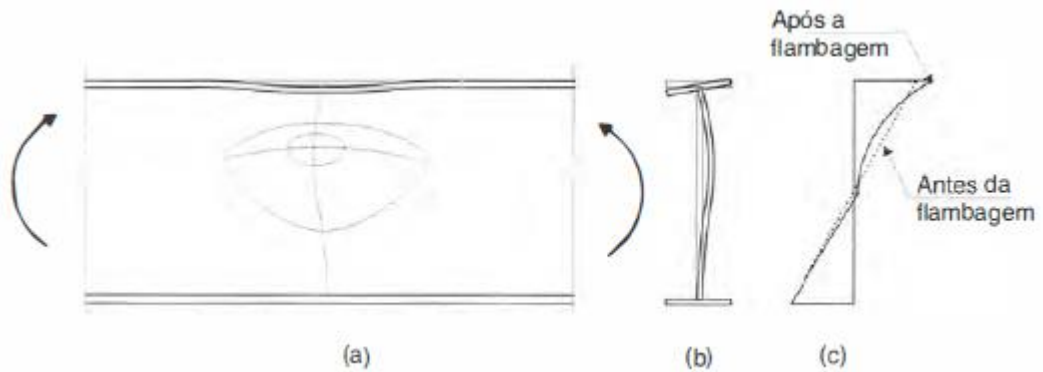
t = espessura da alma;

E = 200.000;

$\gamma a1 = 1,10$ ;

fy = tensão de escoamento à tração do aço.

**Figura 18: Flambagem local da alma. (a) esquema da viga com momento solicitante; (b) seção transversal mostrando a alma após flambagem; (c) diagrama de tensões elásticas antes e depois da flambagem.**



Fonte: PFEIL & PFEIL, 2009.

#### 2.4.3.3 Flexão lateral com torção – FLT

De acordo com a norma NBR 8800:2008 as fórmulas para obtenção do Momento fletor resistente de cálculo referente à FLT é:

$$\lambda = \frac{Lb}{r_y} \quad (49)$$

$$\lambda_p = 1,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (50)$$

$$\lambda_r = \frac{1,38 \cdot \sqrt{I_y \cdot J}}{r_y \cdot J \cdot \beta_1} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot C_w \cdot \beta_1^2}{I_y}}} \quad (51)$$

$$M_{cr} = \frac{C_b \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_y}{Lb^2} \cdot \sqrt{\frac{C_w}{I_y} \cdot \left(1 + 0,039 \cdot \frac{J \cdot Lb^2}{C_w}\right)} \quad (52)$$

Sendo:

$$M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda \leq \lambda_p \quad (53)$$

$$M_{rd} = \frac{C_b}{\gamma_{a1}} \left[ M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \quad (54)$$

$$Mrd = \frac{Mcr}{\gamma a1} \leq \frac{Mpl}{\gamma a1}, \text{ para } \lambda > \lambda r \quad (55)$$

Onde:

$$Mpl = Zx \cdot fy \quad (56)$$

$$Mr = 0,70 \cdot fy \cdot wx \quad (57)$$

$$\beta 1 = \frac{0,70 \cdot fy \cdot wx}{E \cdot J} \quad (58)$$

Lb = comprimento destravado;

ry = raio de giração;

Iy = momento de Inércia;

J = constante de torção;

Cw = constante de empenamento;

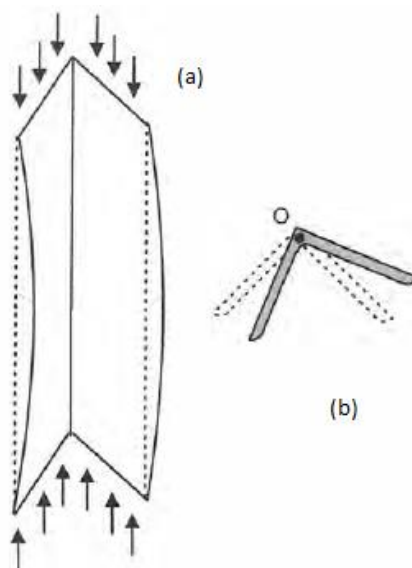
Cb = fator de equivalência de momentos fletores;

E = 20.000;

$\gamma a1 = 1,10$ ;

fy = tensão de escoamento à tração do aço.

**Figura 19: Flambagem lateral com torção de uma cantoneira. (a) Vista isométrica; (b) Seção a meia-altura mostrando a rotação em torno do centro de torção O.**



Fonte: PFEIL & PFEIL, 2009.

De acordo com SILVA e FRUCHTENGARTEN (2012, Escola politécnica, USP), para calcular o  $C_b$ , utiliza-se a fórmula a seguir:

$$C_b = \frac{12,5 \cdot M_{m\acute{a}x}}{2,5 \cdot M_{m\acute{a}x} + 3 \cdot M_a + 4 \cdot M_b + 3 \cdot M_c} \cdot R_m \quad (59)$$

Também pode ser utilizado para os tipos mais comuns de apoios os  $C_b$ s correspondentes que foram disponibilizados pelos mesmos (Figura 20).

$M_{m\acute{a}x}$  = momento fletor máximo de cálculo do comprimento destravado (em módulo);

$M_a$  = momento fletor de cálculo na seção a um quarto do comprimento destravado a partir da esquerda (em módulo);

$M_b$  = momento fletor de cálculo, na seção central do comprimento destravado (em módulo);

$M_c$  = momento fletor de cálculo na seção a três quartos do comprimento destravado a partir da esquerda (em módulo);

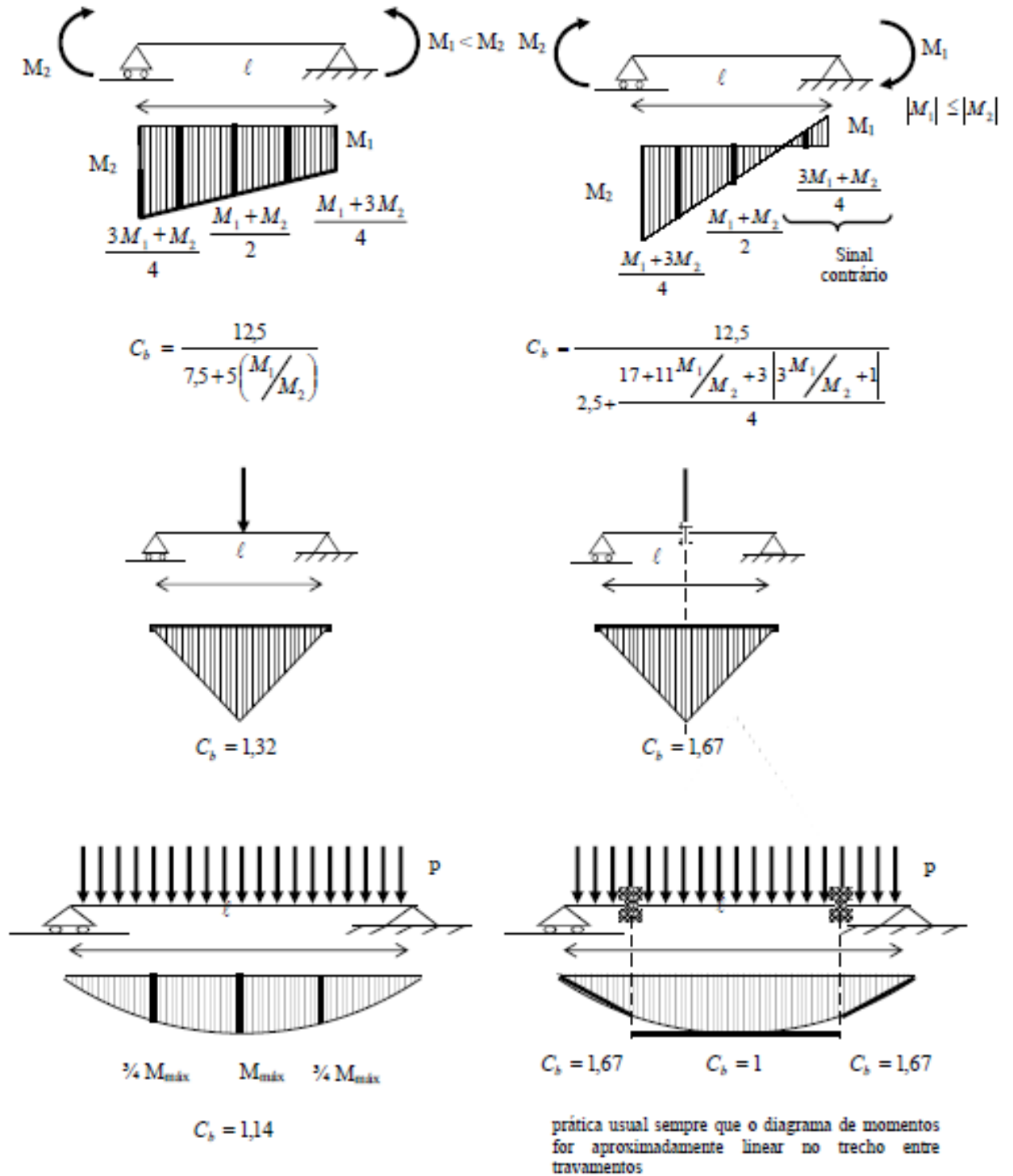
$R_m$  = parâmetro de monossimetria da seção transversal, igual a 1 para seções em I bissimétricas.

(SILVA, V. P.; FRUCHTENGARTEN, J, 2012).

Observação:

Após obter os resultados de FLM, FLA e FLT, deve-se verificar qual deles possui menor valor e então este será adotado como Momento fletor resistente de cálculo da peça. Esta medida visa garantir a resistência mínima necessária para a peça.

Figura 20 – Alguns valores de C<sub>b</sub>



Fonte: SILVA, V. P.; FRUCHTENGARTEN, J, 2012.

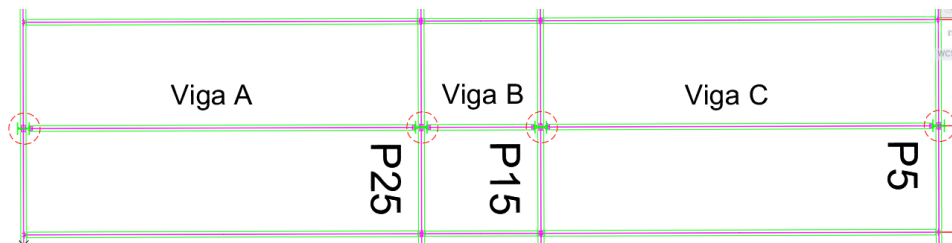
### 3 EXEMPLO NUMÉRICO

Foram analisados dois elementos principais da estrutura, o pilar e a viga. Ambos dimensionados em estrutura metálica. No cálculo das estruturas adotou-se laje maciça de concreto.

Para fins de otimização, foram selecionados 2 (dois) pilares e 3 (três) vigas para demonstração de cálculo. Estes referem-se ao corte no sentido AA sendo estes representados na planta de estrutura no ANEXO B.

As vigas A, B e C são representadas na imagem a seguir (Figura 21). Os pilares são alocados entre as vigas, sendo eles os pilares P15 e P25.

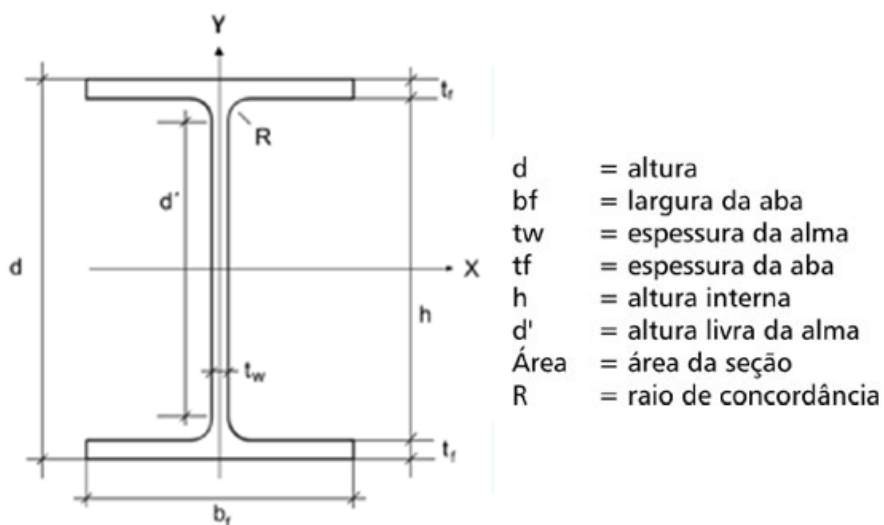
**Figura 21 – Vigas A, B e C – projeção do projeto**



Fonte: (Autoria própria,2020).

A imagem a seguir (Figura 22) demonstra as incógnitas utilizadas no perfil I selecionado como base para o dimensionamento estrutural.

**Figura 22 - Incógnitas utilizadas em perfil I**



Fonte: (SUL NORTE, 2016).

O edifício possui 4 pavimentos, sendo para fins de cálculo 3 lajes tipo e 1 laje forro. A distância projetada de piso a piso equivale a 3,3 metros. Para efeitos de estudo da estrutura principal do edifício, foi desconsiderado a existência de outros pavimentos (ex: cobertura, subsolo, pilotis e mezanino).

O anexo B apresenta as plantas de arquiteturas e de estrutura do edifício, assim como a marcação dos pilares e vigas demonstrados neste capítulo.

Os carregamentos abaixo são determinados a partir da ABNT NBR 6120:2019 em seu capítulo 5, tópico 5.3, tabela 1 – Peso específico aparente dos materiais de construção. E em seu capítulo 6, tópico 6.2, tabela 10 – Valores característicos nominais das cargas variáveis (Figura 23).

**Figura 23 - Tabela 10 – Valores característicos nominais das cargas variáveis**

Local		Carga uniformemente distribuída kN/m <sup>2</sup>	Carga concentrada kN
Escolas, instituições de ensino <sup>a</sup>	Auditório com assentos fixos	4	–
	Auditório com assentos móveis	5	–
	Corredor	3	–
	Sala de aula	3	–
	Salas administrativas	2,5	–
	Dormitórios	2,5	–
	Cafés, restaurantes	3	–
	Salão de esportes, academia	5	–
	Salão de danças	5	–
	Sanitários, vestiários	2	–
	Cozinhas	3	–
	Depósitos	5	–
	Laboratórios	3	–
	Regiões de arquivos deslizantes	5	–
	Quadras esportivas	5	–
	Biblioteca (ver item nesta Tabela)		
	Áreas técnicas (ver item nesta Tabela)		

Fonte: (ABNT NBR 6120:2019).



### 3.1 CÁLCULO DAS VIGAS

#### 3.1.1 Dimensionamento para a viga B

Para cálculo da viga B, cujo comprimento é de 300cm foi adotada a viga de aço estrutural W530x82 para pré-dimensionamento afim de verificar os esforços nos requisitos de dimensionamento a Flexão. Caso positivo, esta será adotada como viga permanente para a área da estrutura do prédio. A tabela a seguir demonstra o carregamento que incide na referida viga (Tabela 5).

**Tabela 5 – Carregamentos incidentes sobre a viga B**

Carregamentos	Dados dos carregamentos
$S$	8,0 m <sup>2</sup> (2,667m x 3,0m)
$P_{aço}$	82 Kgf/m
$P_{laje}$	335,0 Kgf/m <sup>2</sup>
$C_{laje}$	893,5 Kgf.m
<i>Sobrecarga</i>	305,92 Kgf/m <sup>2</sup> (3kN/m <sup>2</sup> )
$C_{sobrecarga}$	815,9 Kgf.m
$P_{alvenaria}$	610,0 Kgf/m

Fonte: (Autoria própria, 2020).

Onde:

$S$  é a área de influência;

$P_{aço}$  é o peso próprio do aço;

$P_{laje}$  é o peso próprio da laje;

$C_{laje}$  é a carga total da laje;

$C_{sobrecarga}$  é a carga total da sobrecarga.

$P_{alvenaria}$  é a carga total da alvenaria na área de influência

Pode-se dividir os carregamentos em dois tipos principais, sendo eles as cargas permanentes (P) e as sobrecargas (Sob) (Tabela 6).

Onde as cargas permanentes são:  $P_{aço} + C_{laje} + P_{alvenaria}$ .

E a sobrecarga é:  $C_{sobrecarga}$ .

Neste caso tem-se que:

$$P = 1.585,5 \text{ Kgf/m}$$

$$\text{Sob} = 815,9 \text{ Kgf/m}$$

**Tabela 6 – Possíveis combinações sobre a viga B de carregamentos**

Combinação	Carregamentos
I	$1,25 \cdot P + 1,5 \cdot \text{Sob}$
II	$1 \cdot P + 0,5 \cdot \text{Sob}$

Fonte: (Autoria própria,2020).

Será adotada a combinação I para cálculo de Cisalhamento e Flexão (FLM, FLA, FLT) e a combinação II para cálculo de Deslocamentos.

Utilizando as combinações para cálculo (com esta estamos superdimensionando a viga, ou seja, o projeto estará a favor da segurança) tem-se o seguinte resultado:

Combinação I:

$$1,25 \cdot 1.585,5 + 1,5 \cdot 815,9 = 1.981,875 + 1.223,85 = 3.205,725 \text{ Kgf/m.}$$

Convertendo para KN/m tem-se 31,44 kN/m.

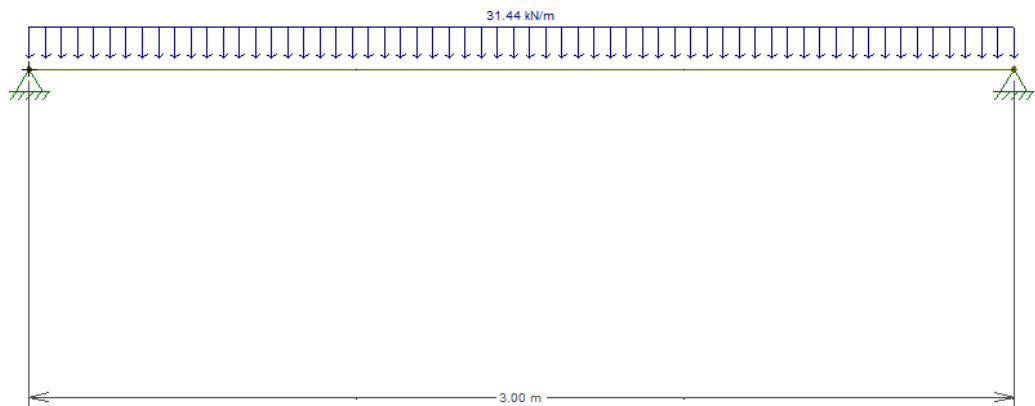
Combinações II:

$$1,0 \cdot 1.585,5 + 0,5 \cdot 815,9 = 1.585,5 + 407,95 = 1.993,45 \text{ Kgf/m.}$$

Convertendo para KN/m tem-se 19,55 kN/m.

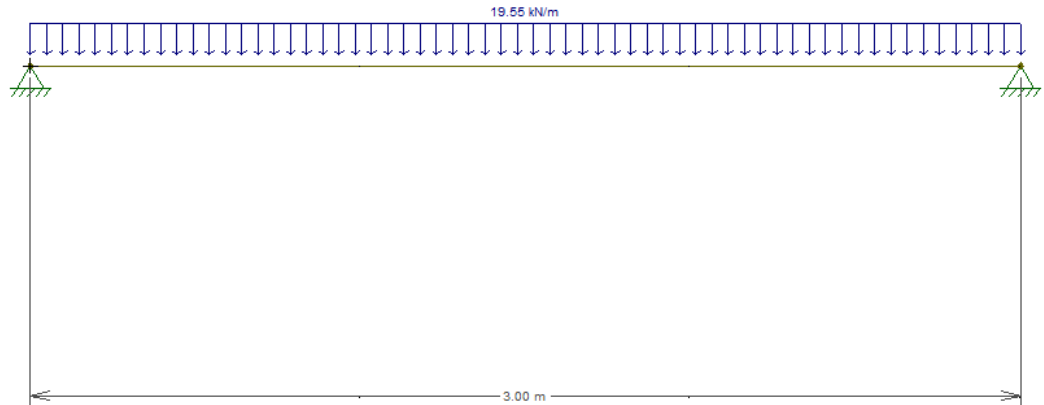
Portanto, o diagrama das forças gerais distribuídas utilizadas na combinação I e II ficará igual ao mostrado nas imagens abaixo (Figura 24) e (Figura 25) respectivamente.

**Figura 24 - Diagrama das forças gerais distribuídas na Viga B com combinação de cargas I**



Fonte: (Autoria própria,2020).

**Figura 25 - Diagrama das forças gerais distribuídas na Viga B com combinação de cargas II**



Fonte: (Autoria própria,2020).

Para iniciar as verificações foi determinado  $V_s$  (Valor solicitante) e  $M_s$  (Momento solicitante):

$$V_s = \frac{P \cdot l}{2}$$

$$V_s = \frac{0,3144 \cdot 300}{2}$$

$$V_s = 47,16 \text{ kN}$$

$$M_s = \frac{P \cdot l^2}{8}$$

$$M_s = \frac{0,3144 \cdot 300^2}{8}$$

$$M_s = 3.537,00 \text{ kN}$$

A seguir será demonstrado o cálculo dos estados limites da viga B, para tal será utilizado as fórmulas apresentadas no capítulo anterior no tópico 2.3.

Os cálculos a seguir seguem as recomendações da NBR 8800:2008.

### 3.1.1.1 Deslocamento máximo calculado para viga B

Conforme informado no tópico 2.3.1.2 deste trabalho, o deslocamento calculado é obtido através de fórmulas específicas para cada caso e tipos de carga.

Para este caso usar-se a fórmula a seguir, que foi elaborada para vigas bi apoiadas e com cargas distribuídas por todo seu comprimento, esta está disponibilizada no ANEXO A deste trabalho, assim como as demais fórmulas para situações diferentes.

$$\Delta = \frac{5Pl^4}{384EI}$$

Para calcular o deslocamento máximo, adota-se os seguintes valores:

Obs: Para deslocamento foi adotada a combinação II.

$$P = 0,1955 \text{ KN/cm}$$

$$L = 300 \text{ cm}$$

$$E = 20.000 \text{ KN/cm}^2$$

$$I = 12.777 \text{ cm}^4$$

$$\Delta = \frac{5 \cdot 0,1955 \cdot 300^4}{384 \cdot 20.000 \cdot 47.569}$$

$$\Delta = \frac{7.917.750.000}{365.329.920.000}$$

$$\Delta = 0,0217 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{300}{350} = 0,8571 \text{ cm}$$

$\Delta_{\text{máx}} > \Delta \therefore OK$  na verificação de deslocamento máximo

Portanto a viga está aprovada para deslocamento máximo pois passou na verificação de deslocamento de acordo com a NBR 8800:2008.

### 3.1.1.2 Verificação ao cisalhamento para viga B

Será calculado a verificação quanto ao cisalhamento a partir dos seguintes dados:

$d' = 52,8$  cm,  $t_w = 9,5$  cm,  $k_v = 5$ ,  $E = 20000$  KN/cm<sup>2</sup> e  $f_y = 34,5$  KN/cm<sup>2</sup>.

Obs: Para cisalhamento foi adotada a combinação I.

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

$$\lambda = \frac{528}{9,5}$$

$$\lambda = 55,58$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}}$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{5 \cdot 20000}{34,5}}$$

$$\lambda_p = 59,22$$

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}}$$

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}}$$

$$\lambda_r = 73,76$$

$\lambda < \lambda_p < \lambda_r \therefore$  Seção compacta.

Logo:

$$V_{rd} = \frac{V_{pl}}{\lambda_{a1}}$$

$$V_{rd} = \frac{1038,312}{1,1}$$

$$V_{rd} = 943,92 \text{ kN}$$

$$V_s = 47,16 \text{ kN}$$

$V_{rd} > V_s \therefore$  Ok na verificação de cisalhamento.

### 3.1.1.3 Verificação ao momento fletor para viga B

Será calculado a seguir os estados limites da viga W530x66 para os respectivos valores:  $b_f = 209 \text{ mm}$ ,  $d' = 528 \text{ mm}$ ,  $t_w = 9,5 \text{ mm}$ ,  $t_f = 13,3 \text{ mm}$ ,  $E = 20000 \text{ kN/cm}^2$ ,  $f_y = 34,5 \text{ kN/cm}^2$ ,  $Z_x = 2.059$ ,  $M_{pl} = 71.035,5 \text{ kN.cm}$ ,  $L_b = 300 \text{ cm}$ ,  $r_y = 4,41 \text{ cm}$  e  $\gamma_{a1} = 1,10$ .

Obs: Para momento fletor foi adotada a combinação I.

#### 3.1.1.3.1 Verificação a FLM para viga B

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f}$$

$$\lambda = \frac{209}{2 \cdot 13,3}$$

$$\lambda = 7,86$$

$$\lambda_p = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_p = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{20.000}{34,5}}$$

$$\lambda_p = 9,15$$

$$\lambda_r = 0,83 \cdot \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)}}$$

$$\lambda_r = 0,83 \cdot \sqrt{\frac{20.000}{(34,5 - 10,35)}}$$

$$\lambda_r = 23,89$$

$\lambda < \lambda_p < \lambda_r \therefore$  Seção compacta.

$$M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\lambda_{a1}}$$

$$M_{rd} = \frac{71.035,5}{1,1}$$

$$M_{rd} = 64.577,73 \text{ KN}$$

### 3.1.1.3.2 Verificação a FLA para viga B

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

$$\lambda = \frac{528}{9,5}$$

$$\lambda = 55,58$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{20.000}{34,5}}$$

$$\lambda_p = 90,53$$

$$\lambda_r = 5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_r = 5,70 \sqrt{\frac{20.000}{34,5}}$$

$$\lambda_r = 137,24$$

$\lambda < \lambda_p < \lambda_r \therefore$  Seção compacta

$$Mrd = \frac{Mpl}{\lambda a1}$$

$$Mrd = \frac{71.035,5}{1,1}$$

$$Mrd = 64.577,73 \text{ KN}$$

### 3.1.1.3.3 Verificação a FLT para viga B

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

$$\lambda = \frac{300}{4,41}$$



$$\lambda = 68,03$$

$$\lambda_p = 1,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_p = 1,76 \cdot \sqrt{\frac{20000}{34,5}}$$

$$\lambda_p = 42,38$$

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

$$\lambda_r = \frac{1,38 \cdot \sqrt{2028 \cdot 51,23}}{4,41 \cdot 51,23 \cdot 0,0425} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot 1.340.255 \cdot 0,0425^2}{2028}}}$$

$$\lambda_r = 46,33 \cdot 2,6009$$

$$\lambda_r = 120,45$$

$\lambda_p < \lambda < \lambda_r \therefore$  Seção não compacta

$$M_{rd} = \frac{C_b}{\gamma_{a1}} \left[ M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$$

$$M_{rd} = \frac{1}{1,1} \left[ 71.035,5 - (71.035,5 - 43.518,3) \cdot \frac{68,03 - 42,38}{120,45 - 42,38} \right] \leq \frac{71.035,5}{1,1}$$

$$M_{rd} = 56.358,81 \leq 64.577,73 \text{ kN.m}$$

Obs: Ao considerar apenas o cálculo de FLT a viga passa na verificação, porém, quando levamos em conta o uso de laje maciça travando toda a extensão da viga, o cálculo de FLT se torna desnecessário, pois automaticamente o travamento impede o movimento de torção que esta viga teria em caso de vão destravado.

$$M_s = 3.537,00 \text{ kN}$$

Mrd (Momento resistente) >  $M_s$  ∴ Passa na verificação de Flexão.

Como a viga B passou em todas as verificações de Flexão, de acordo com a norma NBR 8800:2008, a viga poderá ser utilizada para a finalidade proposta.

### 3.1.2 Dimensionamento para as vigas A e C

Para cálculo da viga A e C, cujos comprimentos são de 1000cm para ambas, adota-se os mesmos dados pois são idênticas em medidas e também na área de influência. Para este cálculo foi adotada a viga de aço estrutural W530x82 para pré-dimensionamento afim de verificar os esforços nos requisitos de dimensionamento a Flexão. Caso positivo, esta será adotada como viga permanente para a área da estrutura do prédio. A tabela a seguir demonstra o carregamento que incide na referida viga (Tabela 7).

**Tabela 7 – Carregamentos incidentes sobre as vigas A e C**

Carregamentos	Dados dos carregamentos
$S$	26,67 m <sup>2</sup> (2,667m x 10,0m)
$P_{aço}$	82 Kgf/m
$P_{laje}$	335,0 Kgf/m <sup>2</sup>
$C_{laje}$	893,5 Kgf.m
<i>Sobrecarga</i>	305,92 Kgf/m <sup>2</sup> (3kN/m <sup>2</sup> )
$C_{sobrecarga}$	815,9 Kgf.m
$P_{atvenaria}$	610,0 Kgf/m

Fonte: (Autoria própria, 2020).

Onde:

$S$  é a área de influência;

$P_{aço}$  é o peso próprio do aço;

$P_{laje}$  é o peso próprio da laje;

$C_{laje}$  é a carga total da laje;

$C_{sobrecarga}$  é a carga total da sobrecarga.

$P_{alvenaria}$  é a carga total da alvenaria na área de influência

Pode-se dividir os carregamentos em dois tipos principais, sendo eles as cargas permanentes (P) e as sobrecargas (Sob) (Tabela 8).

Onde as cargas permanentes são:  $P_{aço} + C_{laje} + P_{alvenaria}$ .

E a sobrecarga é:  $C_{sobrecarga}$ .

Neste caso tem-se que:

$$P = 1.585,5 \text{ Kgf/m}$$

$$\text{Sob} = 815,9 \text{ Kgf/m}$$

**Tabela 8 – Possíveis combinações sobre as vigas A e C de carregamentos**

Combinação	Carregamentos
I	$1,25 \cdot P + 1,5 \cdot \text{Sob}$
II	$1 \cdot P + 0,5 \cdot \text{Sob}$

Fonte: (Autoria própria,2020).

Será adotada a combinação I para cálculo de Cisalhamento e Flexão (FLM, FLA, FLT) e a combinação II para cálculo de Deslocamentos.

Utilizando as combinações para cálculo (com esta estamos superdimensionando a viga, ou seja, o projeto estará a favor da segurança) tem-se o seguinte resultado:

Combinação I:

$$1,25 \cdot 1.585,5 + 1,5 \cdot 815,9 = 1.981,875 + 1.223,85 = 3.205,725 \text{ Kgf/m.}$$

Convertendo para KN/m tem-se 31,44 kN/m.

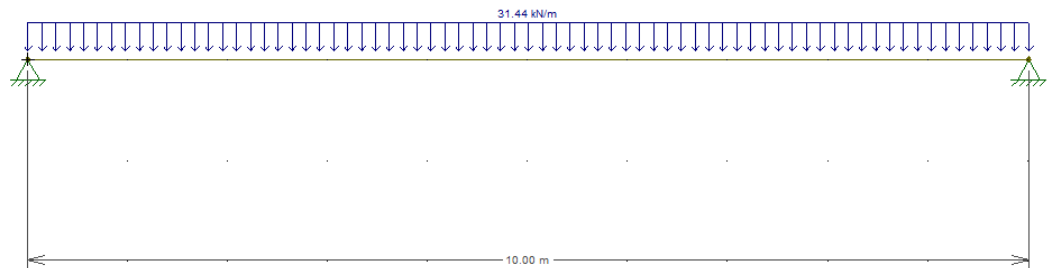
Combinações II:

$$1,0 \cdot 1.585,5 + 0,5 \cdot 815,9 = 1.585,5 + 407,95 = 1.993,45 \text{ Kgf/m.}$$

Convertendo para KN/m tem-se 19,55 kN/m.

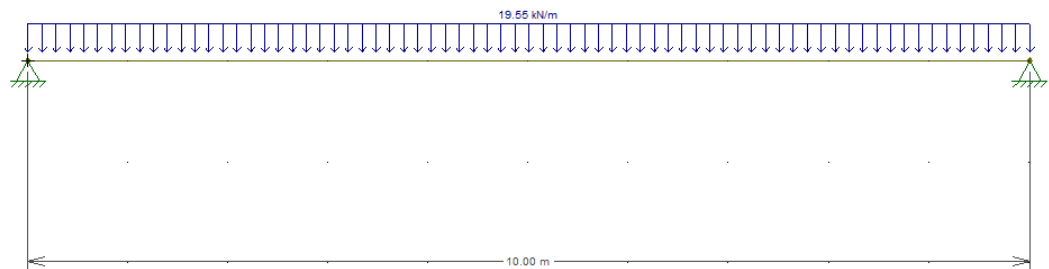
Portanto, o diagrama das forças gerais distribuídas utilizadas na combinação I e II ficará igual ao mostrado nas imagens abaixo (Figura 26) e (Figura 27) respectivamente.

**Figura 26 - Diagrama das forças gerais distribuídas nas vigas A e C com combinação de cargas I**



Fonte: (Autoria própria,2020).

**Figura 27 - Diagrama das forças gerais distribuídas nas vigas A e C com combinação de cargas II**



Fonte: (Autoria própria,2020).

Para iniciar as verificações foi determinado  $V_s$  e  $M_s$ :

$$V_s = \frac{P \cdot l}{2}$$

$$V_s = \frac{0,3144 \cdot 1000}{2}$$

$$V_s = 157,2 \text{ kN}$$

$$M_s = \frac{P \cdot l^2}{8}$$

$$M_s = \frac{0,3144 \cdot 1000^2}{8}$$

$$M_s = 39.300,00 \text{ kN}$$

A seguir será demonstrado o cálculo dos estados limites das vigas A e C, para tal será utilizado as fórmulas apresentadas no capítulo anterior no tópico 2.3.

Os cálculos a seguir seguem as recomendações da NBR 8800:2008.

Deslocamento máximo calculado para as vigas A e C

Conforme informado no tópico 2.3.1.2 deste trabalho, o deslocamento calculado é obtido através de fórmulas específicas para cada caso e tipos de carga.

Para este caso usar-se a fórmula a seguir, que foi elaborada para vigas bi apoiadas e com cargas distribuídas por todo seu comprimento, esta está disponibilizada no ANEXO A deste trabalho, assim como as demais fórmulas para situações diferentes.

$$\Delta = \frac{5Pl^4}{384EI}$$

Para calcular o deslocamento máximo, adota-se os seguintes valores:

Obs: Para deslocamento foi adotada a combinação II.

$$P = 0,1955 \text{ KN/cm}$$

$$L = 1000 \text{ cm}$$

$$E = 20.000 \text{ KN/cm}^2$$

$$I = 47.569 \text{ cm}^4$$

$$\Delta = \frac{5 \cdot 0,1955 \cdot 1000^4}{384 \cdot 20.000 \cdot 47.569}$$

$$\Delta = \frac{977.500.000.000}{365.329.920.000}$$

$$\Delta = 2,6757 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{1000}{350} = 2,8571 \text{ cm}$$

$\Delta_{\text{máx}} > \Delta \therefore OK$  na verificação de deslocamento máximo

Portanto a viga está aprovada para deslocamento máximo pois passou na verificação de deslocamento de acordo com a NBR 8800:2008.

### 3.1.2.1 Verificação ao cisalhamento para as vigas A e C

Será calculado a verificação quanto ao cisalhamento a partir dos seguintes dados:  $d' = 52,8 \text{ cm}$ ,  $t_w = 9,5 \text{ cm}$ ,  $k_v = 5$ ,  $E = 20000 \text{ KN/cm}^2$  e  $f_y = 34,5 \text{ KN/cm}^2$ .

Obs: Para cisalhamento foi adotada a combinação I.

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

$$\lambda = \frac{528}{9,5}$$

$$\lambda = 55,58$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}}$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{5 \cdot 20000}{34,5}}$$

$$\lambda_p = 59,22$$

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}}$$

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}}$$

$$\lambda_r = 73,76$$

$\lambda < \lambda_p < \lambda_r \therefore$  Seção compacta

Logo:

$$V_{rd} = \frac{V_{pl}}{\lambda_{a1}}$$

$$V_{rd} = \frac{1038,312}{1,1}$$

$$V_{rd} = 943,92 \text{ KN}$$

$$V_s = 157,2 \text{ kN}$$

$V_{rd} > V_s \therefore$  Ok na verificação de cisalhamento

### 3.1.2.2 Verificação ao momento fletor para as vigas A e C

Será calculado a seguir os estados limites da viga W530x82 para os respectivos valores:  $b_f = 209 \text{ mm}$ ,  $d' = 528 \text{ mm}$ ,  $t_w = 9,5 \text{ mm}$ ,  $t_f = 13,3 \text{ mm}$ ,  $E = 20000 \text{ kN/cm}^2$ ,  $f_y = 34,5 \text{ kN/cm}^2$ ,  $Z_x = 2.059$ ,  $M_{pl} = 71.035,5 \text{ kN.cm}$ ,  $L_b = 1000 \text{ cm}$ ,  $r_y = 4,41 \text{ cm}$  e  $\gamma_{a1} = 1,10$ .

Obs: Para momento fletor foi adotada a combinação I.

### 3.1.2.2.1 Verificação a FLM para as vigas A e C

$$\lambda = \frac{bf}{2tf}$$

$$\lambda = \frac{209}{2 \cdot 13,3}$$

$$\lambda = 7,86$$

$$\lambda_p = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_p = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{20.000}{34,5}}$$

$$\lambda_p = 9,15$$

$$\lambda_r = 0,83 \cdot \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)}}$$

$$\lambda_r = 0,83 \cdot \sqrt{\frac{20.000}{(34,5 - 10,35)}}$$

$$\lambda_r = 23,89$$

$\lambda < \lambda_p < \lambda_r \therefore$  Seção compacta

$$Mrd = \frac{Mpl}{\lambda a_1}$$

$$Mrd = \frac{71.035,5}{1,1}$$



$$Mrd = 64.577,73 \text{ KN}$$

### 3.1.2.2.2 Verificação a FLA para as vigas A e C

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

$$\lambda = \frac{528}{9,5}$$

$$\lambda = 55,58$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{20.000}{34,5}}$$

$$\lambda_p = 90,53$$

$$\lambda_r = 5,70 \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$\lambda_r = 5,70 \sqrt{\frac{20.000}{34,5}}$$

$$\lambda_r = 137,24$$

$\lambda < \lambda_p < \lambda_r \therefore$  Seção compacta

$$Mrd = \frac{Mpl}{\lambda a1}$$

$$Mrd = \frac{71.035,5}{1,1}$$

$$Mrd = 64.577,73 \text{ KN}$$

### 3.1.2.2.3 Verificação a FLT para as vigas A e C

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

$$\lambda = \frac{1000}{4,41}$$

$$\lambda = 226,76$$

$$\lambda_p = 1,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_p = 1,76 \cdot \sqrt{\frac{20000}{34,5}}$$

$$\lambda_p = 42,38$$

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

$$\lambda_r = \frac{1,38 \cdot \sqrt{2028 \cdot 51,23}}{4,41 \cdot 51,23 \cdot 0,0425} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot 1.340.255 \cdot 0,0425^2}{2028}}}$$

$$\lambda_r = 46,33 \cdot 2,6009$$

$$\lambda_r = 120,45$$

$\lambda > \lambda_r \therefore$  Seção não compacta

$$Mrd = \frac{Mcr}{\gamma a1} \leq \frac{Mpl}{\gamma a1}$$

$$Mcr = \frac{Cb \cdot \pi^2 \cdot E \cdot Iy}{Lb^2} \cdot \sqrt{\frac{Cw}{Iy} \cdot \left(1 + 0,039 \cdot \frac{J \cdot Lb^2}{Cw}\right)}$$

$$Mcr = \frac{1,14 \cdot \pi^2 \cdot 20000 \cdot 2028}{1000^2} \cdot \sqrt{\frac{1340255}{2028} \cdot \left(1 + 0,039 \cdot \frac{51,23 \cdot 1000^2}{1340255}\right)}$$

$$Mcr = 456,36 \cdot 40,5718$$

$$Mrd = \frac{18.515,33}{1,1} \leq \frac{71.035,5}{1,1}$$

$$Mrd = 16.832,12 \leq 64.577,73 \text{ kN.m}$$

Obs: Ao considerar apenas o cálculo de FLT as vigas A e C não passam na verificação, porém, quando levamos em conta o uso de laje maciça travando toda a extensão da viga, o cálculo de FLT se torna desnecessário, pois automaticamente o travamento impede o movimento de torção que esta viga teria em caso de vão destravado. Portanto, a viga está Ok na verificação de FLT.

$$Ms = 39.300,00 \text{ kN}$$

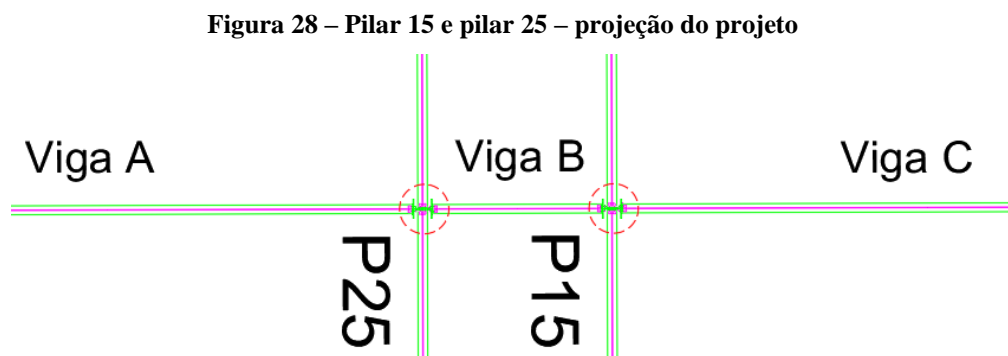
$Mrd \text{ total (Momento resistente total)} > Ms \therefore$  Passa na verificação de Flexão.

Como as vigas A e C passaram em todas as verificações de Flexão, de acordo com a norma NBR 8800:2008, as vigas poderão ser utilizadas para a finalidade proposta.

### 3.2 CALCULO DOS PILARES

Após o cálculo das vigas de cada pavimento, pode-se obter o Carregamento total em cada laje, e isso permite que sejam efetuados os cálculos dos pilares.

Primeiro foi definido a área de influência dos pilares P15 e P25 (Figura 28), sendo que estas são idênticas e abrangem uma área de 52m<sup>2</sup> (6,5m x 8m) cada um.



Fonte: (Autoria própria,2020).

Os carregamentos foram divididos em cada laje, sendo 3 lajes piso e 1 laje forro.

Devido a menor incidência de cargas, no último pavimento o forro foi projetado com menor área de aço estrutural, dispensando as vigas internas que compõe o sentido do corte AA, desta forma reduziu-se uma grande quantidade de carga permanente sobre a estrutura geral do edifício.

Os pilares foram dimensionados, levando em consideração a carga total que os pavimentos descarregam em sua área de influência (Figura 29). Segue abaixo o detalhamento das cargas (Tabela 9):

**Tabela 9 – Carregamentos incidentes sobre os pilares P15 e P 25**

Carregamentos Pavimento Tipo (4 und.)	Dados dos carregamentos
$S$	52 m <sup>2</sup> (6,5m x 8m)
$P_{aço\ pilar}$	306,9 Kgf (93kgf x3,3m)
$P_{laje\ piso\ 1}$	45.560 Kgf
$P_{laje\ piso\ 2}$	45.560 Kgf
$P_{laje\ piso\ 3}$	45.560 Kgf

$P_{laje\ forro}$	34.450 Kgf
$P_{total}$	171.437 Kgf

Fonte: (Autoria própria, 2020).

Onde:

$S$  é a área de influência;

$P_{aço}$  é o peso próprio do aço;

$P_{laje\ piso\ 1}$  é o peso total da laje 1 aplicada no pilar;

$P_{laje\ piso\ 2}$  é o peso total da laje 2 aplicada no pilar;

$P_{laje\ piso\ 3}$  é o peso total da laje 3 aplicada no pilar;

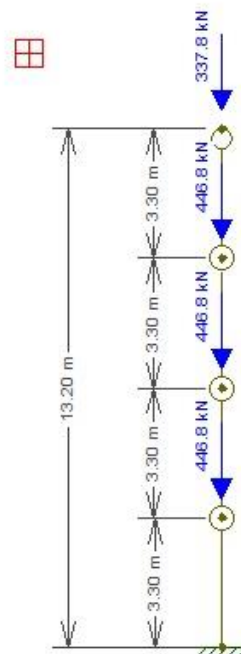
$P_{laje\ forro}$  é o peso total da laje 4 aplicada no pilar;

$P_{total}$  é o peso total sobre o pilar;

Convertendo a carga total tem-se:

$$P_{total} = 1.714,37\text{ kN}$$

**Figura 29 – Cargas incidentes sobre os pilares P15 e P25**



Fonte: (Autoria própria,2020).

### 3.2.1 Verificação da área mínima de projeto para o pilar.

$$N_{c,rd} = \frac{X \cdot Q \cdot A_{g\text{mín}} \cdot f_y}{\gamma_{a1}}$$

$$N_{c,rd} = \frac{0,8 \cdot 1 \cdot A_g \cdot 34,5}{1,1}$$

$$1.714,37 = \frac{0,8 \cdot 1 \cdot A_{g\text{mín}} \cdot 34,5}{1,1}$$

$$A_{g\text{mín}} = 68,33\text{cm}^2$$

Obs: Foi adotado o perfil de aço HP310x93, pois este não apresenta problemas de flambagem local e atende aos requisitos de cargas exigidos pelo projeto, sendo assim, adotou-se  $Q=1$  na verificação de área mínima, já que de acordo com o catálogo de perfis, este não ultrapassa os limites máximos de esbeltez local.

### 3.2.2 Verificação da Flambagem global do pilar.

#### 3.2.2.1 Eixo X-X

$$\lambda_x = \frac{K_x \cdot L_x}{r_x}$$

$$\lambda_x = \frac{0,8 \cdot 330}{12,85}$$

$$\lambda_x = 20,54$$

$\lambda_x < 200 \therefore$  Passa na verificação do índice de esbeltez

Nota: o elemento  $K_x$  foi escolhido seguindo a tabela E.1 do anexo E da NBR 8800/2008, estando a peça analisada engastada em uma extremidade e rotulada na outra.

### 3.2.2.2 Eixo Y-Y

$$\lambda_{y1} = \frac{K \cdot L}{r_y}$$

$$\lambda_{y1} = \frac{0,8 \cdot 330}{7,32}$$

$$\lambda_{y1} = 36,06$$

$\lambda_{y1} < 200 \therefore$  Passa na verificação do índice de esbeltez

$$\lambda_{y2} = \frac{K \cdot L}{r_y}$$

$$\lambda_{y2} = \frac{1 \cdot 330}{7,32}$$

$$\lambda_{y1} = 45,08$$

$\lambda_{y2} < 200 \therefore$  Passa na verificação do índice de esbeltez

### 3.2.3 Verificação da Flambagem local do pilar.

#### 3.2.3.1 Verificação para a mesa:

$$\frac{b}{t} = \frac{bf}{2tf}$$

$$\frac{308}{2 \cdot 13,1}$$

$$11,75 < 13,5 \therefore Q_s = 1$$

3.2.3.2 Verificação para a alma:

$$\frac{b}{t} = \frac{d'}{tw}$$

$$\frac{245}{13,1}$$

$$18,7 < 36 \therefore Qa = 1$$

Como os valores de Q não ultrapassaram os valores máximos informados na tabela 2, não se torna necessário a correção destes.

Obtendo como fator de redução total Q o valor de:

$$Q = Qs * Qa$$

$$Q = 1 * 1$$

$$Q = 1$$

### 3.2.4 Fator de redução X do pilar

Foi escolhido a pior situação do elemento calculado para ser usado no cálculo do fator de redução X, ficando assim a favor da segurança.

O elemento escolhido foi:

$$\lambda_{y1} = 45,08$$

Portanto:

$$\lambda_0 = \frac{K \cdot L}{r} \cdot \sqrt{\frac{Q \cdot fy}{\pi^2 \cdot E}}$$



$$\lambda_0 = \frac{1 \cdot 330}{7,32} \cdot \sqrt{\frac{1 \cdot 34,5}{\pi^2 \cdot 20.000}}$$

$$\lambda_0 = \frac{1 \cdot 330}{7,32} \cdot 0,013220402$$

$$\lambda_0 = 0,596001751$$

Portanto:

$$X = 0,658^{\lambda_0^2}$$

$$X = 0,658^{0,596001751^2}$$

$$X = 0,861847745$$

### 3.2.5 Determinação da força resistente do pilar

$$N_{c,rd} = \frac{X \cdot Q \cdot A_g \cdot f_y}{\gamma_{a1}}$$

$$N_{c,rd} = \frac{0,861847745 \cdot 1 \cdot 119,2 \cdot 34,5}{1,1}$$

$$N_{c,rd} = 3.222,06 \text{ kN}$$

$$P_{total} = 1.714,37 \text{ kN}$$

$N_{c,rd} > P_{total} \therefore$  O pilar passa no dimensionamento à compressão.

Afim de facilitar comercialmente a aquisição de perfis, foi adotado como padrão os perfis W530x82 para todas as vigas e HP310x93 para todos os pilares.

Como pode ser observado, os perfis passam com muita segurança nas verificações exigidas pelas normas NBR 8800, NBR 6118 e NBR 6120.

## 4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

### 4.1 DESLOCAMENTOS DAS VIGAS A, B E C

A tabela a seguir (Tabela 10) demonstra os deslocamentos máximos permitidos pelas normas vigentes, assim como os deslocamentos máximos obtidos através dos cálculos.

**Tabela 10 – Deslocamentos máximos e reais sobre as vigas A, B e C**

<i>Viga</i>	$\Delta_{m\acute{a}x}$ (cm)	$\Delta_{real}$ (cm)	%
A	2,8571	2,6757	93,6509
B	0,8571	0,0217	2,5318
C	2,8571	2,6757	93,6509

Fonte: (Autoria própria,2020).

Percebe-se que o estado ultimo de utilização, no caso o deslocamento é fator preponderante pois a viga possui uma seção muito grande, assim como o vão muito grande no caso das vigas A e C.

O deslocamento quando muito alto é um fator de alto risco para a estabilidade da estrutura. Entretanto quando se analisa o perfil selecionado (W530x82), chegamos a um equilíbrio entre o deslocamento limite e resistência.

No caso da viga B não se faz necessário o uso do perfil indicado, porém, a padronização dos perfis utilizados acarreta vantagens, desde a facilitação da aquisição do perfil junto ao fornecedor, até a facilitação na montagem dos mesmos devido a simetria entre as vigas. Visando essas vantagens, e verificando-se que estas mantêm a estrutura a favor da segurança, optou-se por adotar a padronização dos perfis das vigas.

### 4.2 ESFORÇOS CORTANTES DAS VIGAS A, B E C

A tabela a seguir (Tabela 11) demonstra o esforço cortante máximo do perfil calculado e permitido pelas normas vigentes, assim como o esforço cortante solicitado, obtido através dos cálculos.

**Tabela 11 – Esforços cortantes sobre as vigas A, B e C**

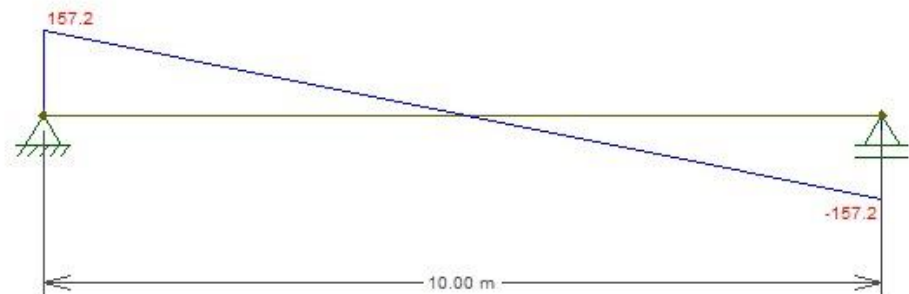
<i>Viga</i>	<i>V<sub>s</sub> (kN)</i>	<i>V<sub>rd</sub> (kN)</i>	%
A	157,92	943,92	16,7303
B	47,16	943,92	4,9962
C	157,92	943,92	16,7303

Fonte: (Autoria própria,2020).

Verifica-se que nesse tipo de viga e com esse vão o efeito cortante não é o fenômeno principal, sendo que este será o momento, na qual veremos a seguir.

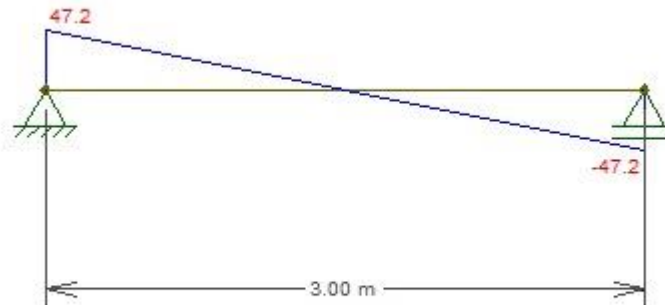
Nota-se que a viga passa com uma margem de segurança altíssima quando se compara o efeito solicitado por cálculo com o efeito em que a viga resiste.

Nas imagens abaixo (Figura 30) e (Figura 31) pode-se verificar o diagrama das forças cortantes na qual as vigas estão sujeitas neste caso.

**Figura 30 - Diagrama do esforço cortante distribuída nas vigas A e C**

Fonte: (Autoria própria,2020).

**Figura 31 - Diagrama do esforço cortante distribuída na viga B**



Fonte: (Autoria própria,2020).

#### 4.3 MOMENTOS FLETORES NAS VIGAS A, B E C

A tabela a seguir (Tabela 12) demonstra o momento fletor máximo do perfil calculado e permitido pelas normas vigentes, assim como o momento fletor solicitado, obtido através dos cálculos.

**Tabela 12 – Momentos fletores sobre as vigas A, B e C**

<i>Viga</i>	<i>Ms (kN.m)</i>	<i>Mrd (kN.m)</i>	%
A	39.300,00	64.577,73	60,8569
B	3.537,00	64.577,73	5,47712
C	39.300,00	64.577,73	60,8569

Fonte: (Autoria própria,2020).

Observa-se que o momento é o fator de maior peso na viga, e este pode ser visto de 3 (três) formas, sendo elas: Flambagem local da mesa (FLM), flambagem local da alma (FLA) e flambagem lateral com torção (FLT).

Ao analisar o perfil escolhido, nota-se que foram observadas duas situações principais, sendo a primeira o deslocamento e a segunda o momento a qual as vigas são

submetidas na estrutura. O deslocamento foi atendido com equilíbrio e o momento foi analisado os fatores citados anteriormente.

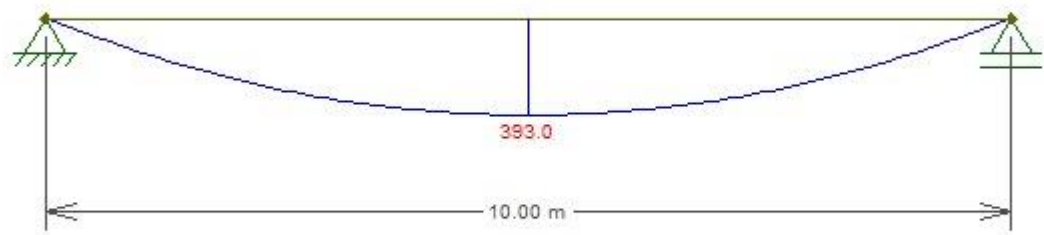
Para FLM e FLA o perfil não teve dificuldades em ser aprovado, pois sua seção transversal é considerada compacta, sendo assim, a carga solicitante chega a aproximadamente 5,48% da resistência do perfil no caso da viga B e a aproximadamente 60,86% da resistência do perfil no caso das vigas A e C, ou seja, a estrutura está completamente a favor da segurança.

Para FLT, no caso da viga B, este também é aprovado com segurança pois o vão livre de 3 (três) metros entre pilares é relativamente pequeno. Já para as vigas A e C, com o vão de 10 (dez) metros, em caso da viga ser livre esta não seria aprovada. A solução porém é extremamente simples. Ao se adotar laje maciça para o edifício, esta trava as vigas em todo o seu comprimento, tornando a mesma completamente resistente à FLT, pois a laje impede este movimento.

Tendo em vista esta decisão, para fins de dimensionamento, foi adotado o  $V_{rd}$  apenas do FLM e FLA.

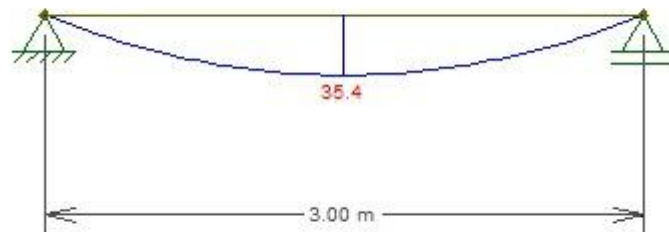
Nas imagens abaixo (Figura 32) e (Figura 33) pode-se verificar o diagrama do momento fletor na qual as vigas estão sujeitas neste caso.

**Figura 32 - Diagrama do momento fletor distribuído nas vigas A e C**



Fonte: (Autoria própria,2020).

**Figura 33 - Diagrama do momento fletor distribuído na viga B**



Fonte: (Autoria própria,2020).

#### 4.4 COMPRESSÃO NOS PILARES P15 E P25

A tabela a seguir (Tabela 13) demonstra as cargas totais máximas resistentes do perfil calculado e permitido pelas normas vigentes, assim como as cargas totais máximas solicitadas, obtidas através dos cálculos.

**Tabela 13 – Cargas totais e resistencia à compressão nos pilares P15 e P25**

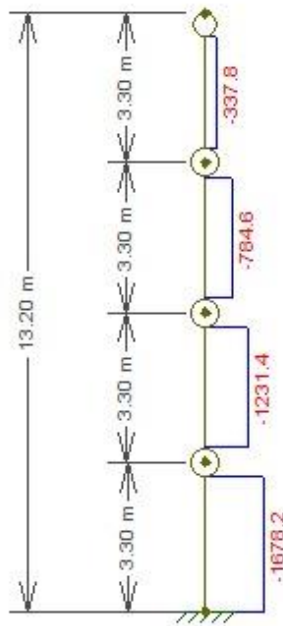
<i>Pilar</i>	<i>P<sub>total</sub> (kN)</i>	<i>N<sub>c, rd</sub> (kN)</i>	%
P15	1.714,37	3.222,06	52,1136
P25	1.714,37	3.222,06	52,1136

Fonte: (Autoria própria,2020).

Quando considera-se que os pilares estão locados no meio da estrutura, o esforço de momento fletor é praticamente nulo, pois, eles estão no meio da estrutura e as vigas que neles chegam são rotuladas. Desta forma, não há esforço relacionado ao momento fletor e os pilares foram dimensionados apenas à compressão.

Na imagem abaixo (Figura 34) pode-se verificar o diagrama do esforço cortante na qual os pilares estão sujeitos neste caso.

**Figura 34 - Diagrama do esforço cortante distribuído nos pilares P15 e P25**



Fonte: (Autoria própria,2020).

Após a realização dos cálculos decidiu-se por adotar a padronização dos perfis W530x82 para as vigas e HP310x93 para os pilares para todos os pavimentos do edifício, afim de que facilite comercialmente a aquisição do material e também a montagem no canteiro de obras, devido à simetria dos perfis, além é claro de estar a favor da segurança.

Após a finalização da locação dos pilares e vigas, visando o melhor aproveitamento possível dos mesmos chegou-se ao número de vigas e pilares no edifício demonstrados na tabela abaixo (Tabela ):

**Tabela 14 – Quantitativo de vigas e pilares do edifício**

Pavimentos	Vigas W 530x82	Pilares HP 310x93
Pavimento 1	102	46
Pavimento 2	102	46
Pavimento 3	102	46
Pavimento 4	45	41
Total	351	179

Fonte: (Autoria própria,2020).

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Levando-se em consideração o resultado obtido através dos cálculos, conclui-se que os efeitos de maior valia e consideração são os deslocamentos e os momentos fletores que serão gerados nas peças da estrutura. O efeito cortante em sua maioria não será uma ameaça para estrutura, haja vista que dificilmente prejudicará a estabilidade da mesma.

O aço apresenta grande vantagem em relação ao concreto armado, pois reduz o peso próprio da estrutura, além do fato de serem mais compactos, com resistências elevadas, vencendo vãos maiores do que se pode ter em estruturas de concreto armado.

Levando em conta o sistema construtivo, estruturas de aço permitem maior agilidade na execução, permitem uma melhor limpeza e organização do canteiro de obra, pois muito pouco resíduo é gerado durante sua execução. Percebe-se uma praticidade muito grande quando comparada aos sistemas construtivos convencionais de concreto armado. Pois as peças chegam prontas no canteiro e a mão de obra é mais especializada, ou seja, o tempo de execução da estrutura é consideravelmente reduzido devido à maior facilidade de montagem, o que gera maior produtividade. Nota-se também uma redução nos custos de mão de obra uma vez que menos operários são necessários para a instalação das vigas e pilares (quando comparado a quantidade necessária em estruturas convencionais de concreto armado).

Deixa-se como sugestão de tema para um trabalho futuro, a análise da necessidade de uso de contraventamentos em edifícios construídos em estrutura metálica.



## REFERÊNCIAS

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios: NBR8800.** 2008

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de estruturas de concreto - Procedimento: NBR6118.** 2014

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Ações para cálculo de estruturas de edificações: NBR6120.** 2019

BARROSO, André Brasil. **APLICAÇÃO DE ESTRUTURAS METÁLICAS EM EDIFÍCIOS DE MPULTIPLS ANDARES.** Universidade Federal de Santa Maria, 2000.

Disponível em:  
<[http://coral.ufsm.br/decc/ECC8058/Downloads/Aplicacao\\_de\\_Estruturas\\_Metalicas\\_em\\_Edificios\\_de\\_Multiplos\\_Andares.pdf](http://coral.ufsm.br/decc/ECC8058/Downloads/Aplicacao_de_Estruturas_Metalicas_em_Edificios_de_Multiplos_Andares.pdf)>. Acesso em: 02/2020.

DEGRAUS. **ESTRUTURAS METÁLICAS: Tudo o que você precisa saber sobre os equipamentos.** Degraus, aluguel de equipamentos, 2018. Disponível em:  
<<https://www.degraus.com.br/estruturas-metalicas/>>. Acesso em: 02/2020.

MAIA, Victor. **ENGENHARIA CIVIL – RESISTENCIA DOS MATERIAIS. MAQUINA DE APROVAÇÃO,** 2019. Disponível em:  
<<https://maquinadeaprovacao.com.br/engenharia/engenharia-civil-resistencia-dos-materiais/>>. Acesso em: (04/2020).

MARQUES, Jorge. **ENGENHARIA DE PRODUÇÃO – GERENCIA DE MANUTENÇÃO - AULA 7 TECNICAS DE MANUTENÇÃO – Parafusos e Rebites.** Slide Player, 2015. Disponível em: < <https://slideplayer.com.br/slide/5375017/>>. Acesso em: (05/2020).

MATOS, Carlos Roberto Santana. **ENTENDA NA PRATICA OS TIPOS DE APOIOS APLICADOS NAS ESTRUTURAS.** Linkedin, 2018. Disponível em:  
<<https://www.linkedin.com/pulse/entenda-na-pr%C3%A1tica-os-tipos-de-apoios-aplicados-nas-santana-matos/>>. Acesso em: (05/2020).

PEREIRA, Caio. **ESTRUTURA METÁLICA: Processo executivo, vantagens e desvantagens.** ESCOLA ENGENHARIA, 2019. Disponível em: <<https://www.escolaengenharia.com.br/estrutura-metalica/>>. Acesso em: 02/2020.

PFEIL, Michele. PFEIL, Walter. **ESTRUTURAS DE AÇO: Dimensionamento Prático de Acordo com a NBR 8800:2008.** 8ª Edição. Rio de Janeiro, RJ. LTC-Livros Técnicos e Científicos Editora Ltda. 2009.

SARDA, Alexandre A. Pescador. **ESTRUTURAS METÁLICAS.** Universidade Federal do Paraná, 2020. Disponível em: <[http://ftp.demec.ufpr.br/disciplinas/EngMec\\_NOTURNO/TM370/EstruturasMet%C3%A1licas\\_aula1.pdf](http://ftp.demec.ufpr.br/disciplinas/EngMec_NOTURNO/TM370/EstruturasMet%C3%A1licas_aula1.pdf)>. Acesso em: 02/2020.

SCREMIN, Juliano J. **ESTRUTURAS DE AÇO E MADEIRA – AULA 03 PEÇAS DE AÇO TRACIONADAS (1).** Doc player, 2018. Disponível em: <<https://docplayer.com.br/69352764-Estruturas-de-aco-e-madeira-aula-03-pecas-de-aco-tracionadas-1.html>>. Acesso em: (05/2020).

SILVA, V. P.; FRUCHTENGARTEN, J. **DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE AÇO – Apostila para a disciplina PEF 2402 – ESTRUTURAS METALICAS E DE MADEIRA.** São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotecnia da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2012.

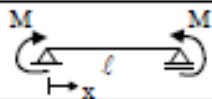
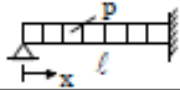
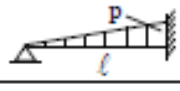

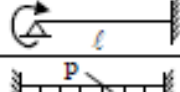
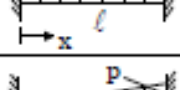

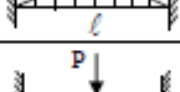
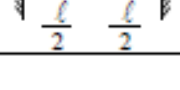
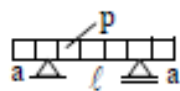
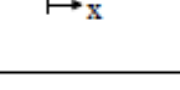
SUL NORTE, Aço. **Características do perfil I.** Disponível em: <<http://www.acossulnorte.com.br/site/produtos/caracteristicas-perfil-i.html>>. Acesso em: (05/2020).

VIANA, Dandara. **ESTRUTURAS HIPOESTATICAS, ISOSTATICAS E HIPERESTATICAS.** Guia da Engenharia, 2019. Disponível em: <<https://www.guiadaengenharia.com/estaticidade-estruturas/>>. Acesso em: (05/2020).

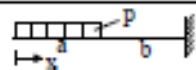
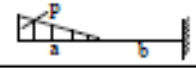
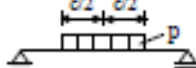
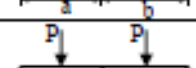
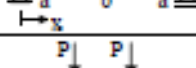
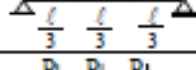
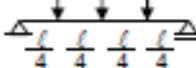

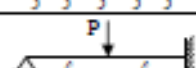
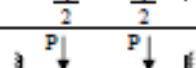
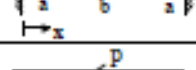
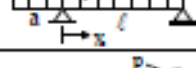
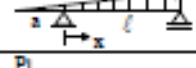
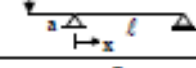
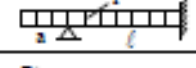
## ANEXO A – Deslocamentos elásticos em vigas

CASO	VINCULAÇÃO E CARREGAMENTO	DESLOCAMENTOS ELÁSTICOS EM VIGAS		EQUAÇÃO DA ELÁSTICA
		FLECHA		
		$w_{max}$	$x$	
1		$\frac{1}{8} \frac{p\ell^4}{EI}$	0	$\frac{p\ell^4}{24EI} (\alpha^4 - 4\alpha + 3)$
2		$\frac{1}{30} \frac{p\ell^4}{EI}$	0	$\frac{p\ell^4}{120EI} (\alpha^5 - 5\alpha + 4)$
3		$\frac{11}{120} \frac{p\ell^4}{EI}$	0	$\frac{p\ell^4}{120EI} (-\alpha^5 + 5\alpha^4 - 15\alpha + 11)$
4		$\frac{1}{3} \frac{P\ell^3}{EI}$	0	$\frac{P\ell^3}{6EI} (\alpha^3 - 3\alpha + 2)$
5		$\frac{1}{2} \frac{M\ell^2}{EI}$	0	$\frac{M\ell^2}{2EI} (1 - \alpha)^2$
6		$\frac{5}{384} \frac{p\ell^4}{EI}$	0,5ℓ	$\frac{p\ell^4\alpha}{24EI} (\alpha^3 - 2\alpha^2 + 1)$
7		$\frac{3}{460} \frac{p\ell^4}{EI}$ (*)	0,519ℓ	$\frac{p\ell^4\alpha}{360EI} (3\alpha^4 - 10\alpha^2 + 7)$
8		$\frac{1}{120} \frac{p\ell^4}{EI}$	0,5ℓ	$\frac{p\ell^4\alpha}{960EI} (16\alpha^4 - 40\alpha^2 + 25)$ (**)
9		$\frac{1}{48} \frac{P\ell^3}{EI}$	0,5ℓ	$\frac{P\ell^3\alpha}{48EI} (-4\alpha^2 + 3)$ (**)
10		$(a \geq b)$ $\frac{Pb}{3EI\ell} \sqrt{\left(\frac{\ell^2 - b^2}{3}\right)^3}$	$\sqrt{\left(\frac{\ell^2 - b^2}{3}\right)}$	$x < a: \frac{Pbx}{6EI\ell} (\ell^2 - b^2 - x^2)$ $x = a: \frac{Pa^2b^2}{3EI\ell}$ $x > a: \frac{Pa(\ell - x)}{6EI\ell} (2\ell x - a^2 - x^2)$
11		$\frac{1}{9\sqrt{3}} \frac{M\ell^2}{EI}$	0,423ℓ	$\frac{M\ell^2\alpha}{6EI} (\alpha^2 - 3\alpha + 2)$
12		$(a \geq 0,423\ell)$ $\frac{M}{3EI\ell} \sqrt{\left(\frac{\ell^2 - b^2}{3}\right)^3}$	$\sqrt{\left(\frac{\ell^2 - b^2}{3}\right)}$	$x < a: \frac{Mx}{6EI\ell} (\ell^2 - 3b^2 - x^2)$ $x > a: \frac{M(\ell - x)}{6EI} (x^2 + 3a^2 - 2\ell x)$

Extraída de ISNARD; GREKOW; MROZOWICZ (1971) e de SCHIEL (1976).  
 Revista e adaptada por Libânio M. Pinheiro, Bruna Catoia e Thiago Catoia.  
 $\alpha = x/\ell$  (\*) Valor aproximado (\*\*\*)  $\alpha \leq 0,5$

DESLOCAMENTOS ELÁSTICOS EM VIGAS				
CASO	VINCULAÇÃO E CARREGAMENTO	FLECHA		EQUAÇÃO DA ELÁSTICA
		$w_{max}$	$x$	
13		$\frac{M\ell^2}{8EI}$	$0,5\ell$	$\frac{M\ell^2\alpha}{2EI}(1-\alpha)$
14		$\frac{3}{554} \frac{p\ell^4}{EI}$ (*)	$0,422\ell$	$\frac{p\ell^4}{48EI}(2\alpha^4 - 3\alpha^3 + \alpha)$
15		$\frac{3}{1258} \frac{p\ell^4}{EI}$ (*)	$0,447\ell$	$\frac{p\ell^4}{120EI}(\alpha^5 - 2\alpha^3 + \alpha)$
16		$\frac{1}{328} \frac{p\ell^4}{EI}$ (*)	$0,402\ell$	$\frac{p\ell^4}{240EI}(-2\alpha^5 + 10\alpha^4 - 11\alpha^3 + 3\alpha)$
17		$\frac{M\ell^2}{27EI}$	$\frac{1}{3}\ell$	$\frac{M\ell^2}{4EI}(\alpha^3 - 2\alpha^2 + \alpha)$
18		$\frac{1}{384} \frac{p\ell^4}{EI}$	$0,5\ell$	$\frac{p\ell^4}{24EI}(\alpha^4 - 2\alpha^3 + \alpha^2)$
19		$\frac{1}{764} \frac{p\ell^4}{EI}$ (*)	$0,525\ell$	$\frac{p\ell^4}{120EI}(\alpha^5 - 3\alpha^3 + 2\alpha^2)$
20		$\frac{7}{3840} \frac{p\ell^4}{EI}$	$0,5\ell$	$\frac{p\ell^4}{960EI}(16\alpha^5 - 40\alpha^3 + 25\alpha^2)$ (**)
21		$\frac{1}{192} \frac{P\ell^3}{EI}$	$0,5\ell$	$\frac{P\ell^3}{48EI}(-4\alpha^3 + 3\alpha^2)$ (**)
22		$\frac{Pa}{24EI}(6a^2\ell + 3a^3 - \ell^3)$ $\frac{p\ell^2}{384EI}(5\ell^2 - 24a^2)$	$-a$ $0,5\ell$	$x < 0:$ $\frac{px}{24EI}(x^3 + 4ax^2 + 6a^2x + \ell^3 - 6a^2\ell)$ $0 < x < \ell:$ $\frac{px}{24EI}(x^3 - 2\ell x^2 + 6a^2x - 6a^2\ell + \ell^3)$
23		$\frac{Pa^2}{6EI}(2a + 3\ell)$ $-\frac{Pa\ell^2}{8EI}$	$-a$ $0,5\ell$	$x < 0:$ $\frac{Px}{6EI}(x^2 + 3ax - 3a\ell)$ $0 < x < \ell:$ $\frac{Pa}{2EI}x(x - \ell)$

Extraída de ISNARD; GREKOW; MROZOWICZ (1971) e de SCHIEL (1976).  
 Revista e adaptada por Libânio M. Pinheiro, Bruna Catoia e Thiago Catoia.  
 $\alpha = x/\ell$  (\*) Valor aproximado (\*\*)  $\alpha \leq 0,5$

DESLOCAMENTOS ELÁSTICOS EM VIGAS			
CASO	VINCULAÇÃO E CARREGAMENTO	FLECHA	
		$W_{max}$	$x$
24		$\frac{P}{24EI} (3\ell^4 - 4b^3\ell + b^4)$	0
25		$\frac{pa}{120EI} (20\ell^3 - 10a\ell^2 + a^3)$	0
26		$\frac{pc}{6EI} \left[ \frac{ab}{\ell} \left( 2a\ell - 2a^2 - \frac{c^2}{4} \right) \right] + \frac{c^3}{64}$ (*)	a
27		$\frac{Pa}{24EI} (3\ell^2 - 4a^2)$	0,5ℓ
28		$\frac{23}{648} \frac{P\ell^3}{EI}$	0,5ℓ
29		$\frac{19}{384} \frac{P\ell^3}{EI}$	0,5ℓ
30		$\frac{63}{1000} \frac{P\ell^3}{EI}$	0,5ℓ
31		$\frac{\sqrt{5}}{240} \frac{P\ell^3}{EI}$	0,447ℓ
32		$\frac{1}{24} \frac{Pa^2b}{EI}$	0,5ℓ
33		$\frac{pa}{24EI} (3a^3 + 4a^2\ell - \ell^3)$	-a
34		$\frac{P\ell}{360EI(a+\ell)} (20a^4 - 15a^2\ell^2 - 7a\ell^3 + 12)$	-a
35		$\frac{Pa^2}{3EI} (a + \ell)$	-a
36		$\frac{pa}{48EI} (6a^3 + 6a^2\ell - \ell^3)$	-a
37		$\frac{Pa^2}{6EI} (4a + 3)$	-a
38		$\frac{Ma}{4EI} (\ell + 2a)$	-a

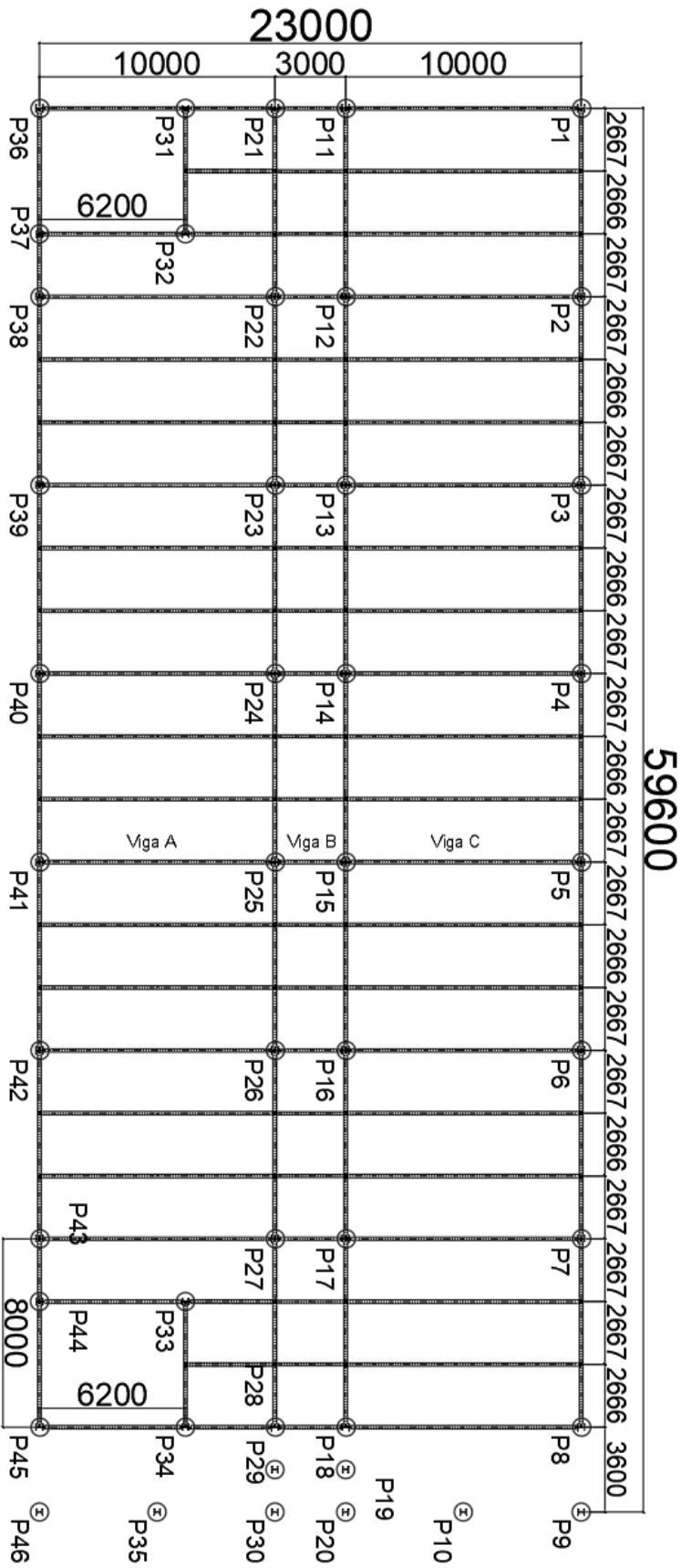
Extraída de ISNARD; GREKOW; MROZOWICZ (1971).

Revisada e adaptada por Libânio M. Pinheiro, Bruna Catoia e Thiago Catoia.

(\*) Não corresponde necessariamente ao deslocamento máximo

**ANEXO B – Planta baixa dos pavimentos tipo e forro**

**Pavimentos Tipo (1, 2, e 3)**  
**Vigas: W530x82 | Pilares: HP310x93**



## Pavimento Forro

### Vigas: W530x82 | Pilares: HP310x93

