

UNIEVANGÉLICA

CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

BENJAMIN ALVES DA COSTA NETO

JOÃO PEDRO NOGUEIRA OLIVEIRA

**DIMENSIONAMENTO DE EDIFÍCIO DE MÉDIO PORTE EM
AÇO**

ANÁPOLIS / GO

2019

**BENJAMIN ALVES DA COSTA NETO
JOÃO PEDRO NOGUEIRA OLIVEIRA**

**DIMENSIONAMENTO DE EDIFÍCIO DE MÉDIO PORTE EM
AÇO**

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

ORIENTADOR: MSc. ROGÉRIO SANTOS CARDOSO

ANÁPOLIS / GO: 2019

FICHA CATALOGRÁFICA

COSTA, BENJAMIN ALVES/ OLIVEIRA, JOÃO PEDRO NOGUEIRA

Dimensionamento de edifícios de médio porte em aço

59P, 297 mm (ENC/UNI, Bacharel, Engenharia Civil, 2019).

TCC - UniEvangélica

Curso de Engenharia Civil.

1. Estruturas Metálicas	2. Estruturas em Aço
3. Edifícios de médio porte	4. Dimensionamento
I. ENC/UNI	II. Título (Série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

COSTA NETO, Benjamin Alves; OLIVEIRA, João Pedro Nogueira. Dimensionamento de edifícios de médio porte em aço. TCC, Curso de Engenharia Civil, Uni Evangélica, Anápolis, GO, 59p. 2019.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Benjamin Alves da Costa Neto

João Pedro Nogueira Oliveira

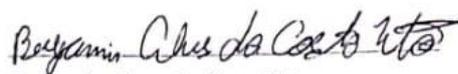
TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO:

Dimensionamento de edifícios de médio porte em aço

GRAU: Bacharel em Engenharia Civil

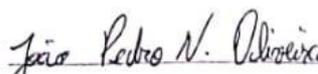
ANO: 2019

É concedida à Uni Evangélica 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.



Benjamin Alves da Costa Neto

E-mail: bnj_alves@hotmail.com



João Pedro Nogueira Oliveira

E-mail: joaopedros1396@hotmail.com

BENJAMIN ALVES DA COSTA NETO
JOÃO PEDRO NOGUEIRA OLIVEIRA

DIMENSIONAMENTO DE EDIFÍCIO DE MÉDIO PORTE
EM AÇO

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)



JOÃOS VEIRAB 'M JÚNIOR, Mestre (UniEvangélica)
(EXAMINADOR INTERNO)



WANESSA MESQUITA GODOI QUARESMA, M^a
(EXAMINADORA INTERNA) Mestre (UniEvangélica)

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Atuais caminhos da produção do aço	14
Figura 2 - Principais produtos laminados de utilização estrutural	23
Figura 3 – Produtos de aço obtidos por trefilação	24
Figura 4 – Perfis de chapa dobrada	24
Figura 5 – Perfis soldados	26
Figura 6– Classificação dos elementos estruturais segundo suas dimensões.....	28
Figura 7 – Elementos estruturais	28
Figura 8 – Tipos de apoios	30
Figura 9 - Seção líquida de peças com furos	38
Figura 10: Vista 3D semi frontal	61
Figura 11: Vista 3D semi posterior.....	61
Figura 12: Planta Baixa do Pavimento Térreo.....	62
Figura 13: Vigas e Pilares Calculados.....	62
Figura 14: Cargas Viga (V1)	63
Figura 15: Diagrama Momento Fletor Solicitante.....	65
Figura 16: Diagrama Esforço Cortante.....	66
Figura 17: Carga Viga (V2).....	69
Figura 18: Diagrama Momento Fletor Viga (V2)	70
Figura 19: Diagrama Esforço Cortante Viga (V2)	70
Figura 20: Pilar (P1)	74
Figura 21: Esforços Solicitantes e Diagrama dos Esforços Cortantes no Pilar (P1).....	74
Figura 22: Seção I Pilar (P1)	75
Figura 23: Seção II do Pilar (P1)	77

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Influência dos elementos químicos nas propriedades do aço	17
Quadro 2 – Comparativo dos diferentes perfis de aço no mercado brasileiro.....	21
Quadro 3 – Valores limites de (b/t) para os grupos de 1 a 3	48
Quadro 4 – Valores limites de (b/t) para os grupos de 4 a 6	49
Quadro 5 – Estados limites para flambagem local na mesa e na alma.....	55
Quadro 6 – Deslocamento máximo	59

LISTA DE TABELA

Tabela 1 – Propriedades mecânicas dos aços-carbono.....	17
Tabela 2 – Propriedades mecânicas dos aços de baixa liga.....	18
Tabela 3 – Valor de X em função do índice de esbeltez λ_0	40
Tabela 4 – Valores de K para diferentes apoios em pilares submetidos a compressão.....	42
Tabela 5 - Verificações da viga V1 W460x52	79
Tabela 6 - Verificações da viga V2 W460x52	79
Tabela 7 - Verificação do Pilar P1 à força cortante.....	79

LISTA DE ANEXOS

Anexo A – Perfis estruturais Gerdau: tabela de bitolas.....	82
Anexo B – Estrutural do 2 pavimento	84
Anexo C – Corte vertical do edifício.....	84
Anexo D – Estrutural lateral do edifício.....	85
Anexo E – 3D da estrutura	85

LISTA DE ABREVIATURA E SIGLA

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
EN	<i>European Norm</i>
FLA	Flambagem Local da Alma
FLM	Flambagem Local da Mesa
FLT	Flambagem Lateral por Torção
NBR	Norma Brasileira
PPCI	Plano de Prevenção e Proteção Contra Incêndios
MPa	Mega Pascal

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	9
1.1 NOTÍCIA HISTÓRICA	9
1.2 JUSTIFICATIVA.....	10
1.3 OBJETIVOS	10
1.3.1 Objetivo geral	10
1.3.2 Objetivos específicos.....	10
1.4 METODOLOGIA	11
1.5 ESTRUTURA DO TRABALHO.....	11
2 REFERENCIAL TEÓRICO	12
2.1 AÇO	12
2.1.1 Processo de fabricação	13
2.1.2 Aços estruturais	14
2.1.3 Propriedades mecânicas dos aços estruturais	19
2.1.4 Produtos siderúrgicos	20
2.2 ESTRUTURAS.....	26
2.2.1 Elementos estruturais	26
2.2.2 Apoios e vínculos	30
2.2.3 Cálculo estrutural teórico	31
2.3 SISTEMAS ESTRUTURAIS	34
2.4 ESTRUTURAS METÁLICAS	34
2.4.1 Projeto	34
2.4.2 Execução de estruturas metálicas	35
2.4.3 Vantagens da estrutura metálica.....	36
2.4.4 Desvantagens da estrutura metálica	36
2.5 DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS METÁLICAS	37
2.5.1 Peças submetidas à tração	37
2.5.2 Peças submetidas a compressão	39
2.5.3 Peças submetidas a flexão e cisalhamento	50
3 EXEMPLO NUMÉRICO.....	61
3.1 DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS	63
4 Apresentação dos resultados.....	79
5 CONCLUSÃO.....	80

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	81
ANEXOS	82

1 INTRODUÇÃO

As formas mais usuais de materiais ferrosos são o aço, o ferro fundido e o ferro laminado, sendo o aço dentre eles o mais importante para a construção civil. O aço é uma liga metálica composta basicamente por ferro, carbono e alguns elementos adicionais, como fósforo, silício, manganês e enxofre (PFEIL & PFEIL, 2012).

Dentro da composição do Aço, tem-se variações no teor de carbono que vão desde 0% até 2,11% (CHIAVIERE, 1996), sendo um fator determinante para suas características estruturais. Aços com alto teor de carbono tem maior resistência, porém são mais duros e frágeis. Já aços com menor teor de carbono tem menor resistência, porém são mais dúcteis.

Quando se tratando de Aços utilizados em estruturas, tanto a resistência a tração quanto a resistência a compressão são iguais, com variações que vão desde de 300 MPa até valores acima de 1200 MPa (PFEIL & PFEIL, 2012).

1.1 NOTÍCIA HISTÓRICA

A utilização do ferro pelo homem é muito antiga, com os primeiros indícios no Egito Antigo, onde era utilizado em pontas de lança e em ornamentos. Com passar do tempo a civilização foi evoluindo, e com essa evolução a extração de ferro melhorou, que passou a ser utilizado em armas e outros utensílios do tipo.

O ferro começou a ser utilizado em escala industrial durante a Revolução Industrial no século XVIII. Em 1779 foi construída a primeira obra importante utilizando ferro fundido, uma ponte sobre o rio Severn em Coalbrookdale, na Inglaterra, um arco em um vão de 30 metros.

Já o aço não possuía um processo industrial de fabricação até que o inglês Henry Bessemer, em 1856, inventou um forno para sua produção em larga escala. Quase uma década depois, em 1864, os irmãos Martin desenvolveram um outro tipo de forno com maior capacidade, que em 1867 ficou conhecido como processo Siemens-Martin. Foi a partir daí que o Aço obteve um custo um pouco mais competitivo para a construção civil.

A primeira construção que utilizou estrutura de aço foi a ponte de Eads, sobre o rio Mississipi, em Saint Louis, Estados Unidos, entre 1867 e 1875. Essa ponte possui três vãos, o vão central de 158 metros e os laterais de 153 metros, todos em arco.

No Brasil a indústria siderúrgica só foi implantada após a Segunda Guerra Mundial, com a construção da Usina Presidente Vargas da Companhia Siderúrgica Nacional, em Volta

Redonda, no estado do Rio de Janeiro. E o primeiro edifício alto em estrutura metálica do Brasil foi o Edifício Avenida Central na cidade do Rio de Janeiro

O aço então tornou-se então o material ferroso mais importante atualmente para a construção civil, sendo uma liga metálica composta basicamente por ferro, carbono e alguns elementos adicionais, como fósforo, silício, manganês e enxofre (PFEIL & PFEIL, 2012).

1.2 JUSTIFICATIVA

A execução de projetos em aço tem ganhado bastante força em relação a outros tipos de materiais construtivos. A níveis globais, temos várias referências de estruturas executadas em aço devido as suas vantagens, e principalmente quando se olha para a questão de tempo de execução de um edifício. Essa área tende a ganhar cada vez mais espaço no Brasil, visto que ainda ocupa apenas uma pequena parcela das edificações brasileiras.

Com um mundo cada vez mais tecnológico, e onde não se pode perder tempo, as estruturas em aço vem para otimizar e reduzir significativamente o período de execução das obras de construção civil. Sendo em sua totalidade feita de peças já pré-fabricadas e usinadas, que são montadas no canteiro de obras.

Aprender o dimensionamento de edifícios em aço leva o profissional da engenharia à um patamar mais competitivo, pois ainda se mostra bem pequeno o número de profissionais que optam por essa área em relação as demais.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo geral

Reproduzir o dimensionamento estrutural de um edifício de médio porte constituído por elementos estruturais em aço.

1.3.2 Objetivos específicos

1. Conceituar os elementos estruturais presentes em edifícios constituídos em estruturas metálicas.
2. Apresentar as utilizações do aço em termos estruturais.
3. Demonstrar as vantagens e desvantagens da utilização do aço em obras de médio porte.

4. Executar o dimensionamento da estrutura de um edifício com estas características.(médio porte, estrutura em aço).

1.4 METODOLOGIA

Foi realizada uma pesquisa explorativa descritiva utilizando de diversas fontes, tanto primárias como secundárias a respeito do dimensionamento estrutural de edifícios com prevalência de métodos de construção das partes de estrutura utilizando-se do material aço.

Neste trabalho de conclusão de curso, pautamos nosso desenvolvimento na norma técnica brasileira NBR 8800 (ABNT, 2008) Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios.

Foi escolhido para exemplo pratico do dimensionamento estrutural um edifício de médio porte, por demonstrar um projeto que contem uma atuação de cargas razoáveis e um nível médio de complexidade do seu dimensionamento, onde poderemos exemplificar a atuação das cargas na estrutura, as tensões atuantes, e o comportamento da estrutura em geral.

Para a observação do comportamento estrutural do edifício, e posterior dimensionamento das peças que irão compor sua estrutura, iremos utilizar de *softwares* de auxílio, como o FTOOL, AUTO-CAD entre outros, ferramentas estas de carater essencial para os atuais engenheiros.

1.5 ESTRUTURA DO TRABALHO

O trabalho consiste em 3 capítulos. O primeiro é a parte introdutória onde falamos um pouco da história do aço e o que queremos mostrar com esse trabalho.

O segundo capítulo fala da parte teórica dos elementos que fazem parte de uma estrutura como blocos, lajes, etc. Traz também as especificações do aço e como ele é dimensionado.

Os seguintes capítulos trataram do estudo de dimensionamento de um edifício de médio porte, trazendo os cálculos e projetos necessários para a apresentação do mesmo.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 AÇO

O aço segundo Silva e Pannoni (2010) é definido como uma liga metálica composta por ferro e carbono, sendo o mesmo carbono responsável por 0,008% a 2,11% seu peso. Pode o aço também, conter outros elementos químicos secundários em sua composição, como enxofre, fósforo, manganês e silício, que são provenientes das matérias primas utilizadas, ou adicionados voluntariamente na fabricação a fim de conferir ao produto final certas características.

Segundo Dias (1997), o aço também pode ser definido de forma simples, como produto constituído basicamente por ferro e carbono, ao qual é obtido por meio do processo de refinamento de ferro gusa utilizando-se de equipamentos apropriados para que no processo de refino ocorra a diminuição dos teores de carbono, silício e enxofre, pois o ferro gusa é produto da primeira etapa de fusão do minério de ferro, contendo cerca de 3,5% a 4% de carbono, além dos elementos citados anteriormente, aos quais inicialmente são tidos como prejudiciais ao aço em função da alteração de suas propriedades físicas.

Quando se tratando da composição do aço, um dos fatores mais importantes é o teor de carbono, que exerce grande influência em suas propriedades mecânicas, e juntamente com outros elementos que formam a liga, podem produzir um grande número de produtos finais, cada qual com suas particularidades. Atualmente encontra-se disponível mais de 3500 de especificações de aço segundo Silva e Pannoni (2010), sendo que todos compreendem a um tipo de aplicação de maneira muito eficiente.

Dentre essa grande quantidade de especificações de aço, temos que sua divisão e classificação se dá primariamente pelo teor de carbono presente na liga. Dentre essas classificações temos os aços de baixo carbono, com um processo de fabricação que comumente utiliza laminação a frio e recozidos, com um amplo uso na indústria automobilística. Os aços de médio carbono, aos quais compoem um importante papel na construção civil, sendo comumente utilizado em perfis estruturais, vergalhões além da confecção de alguns tipos de tubulações. Os aços de alto carbono, que por sua vez são utilizados em elementos de alta resistência, como molas, arames e alguns elementos agrícolas que podem sofrer abrasão.

2.1.1 Processo de fabricação

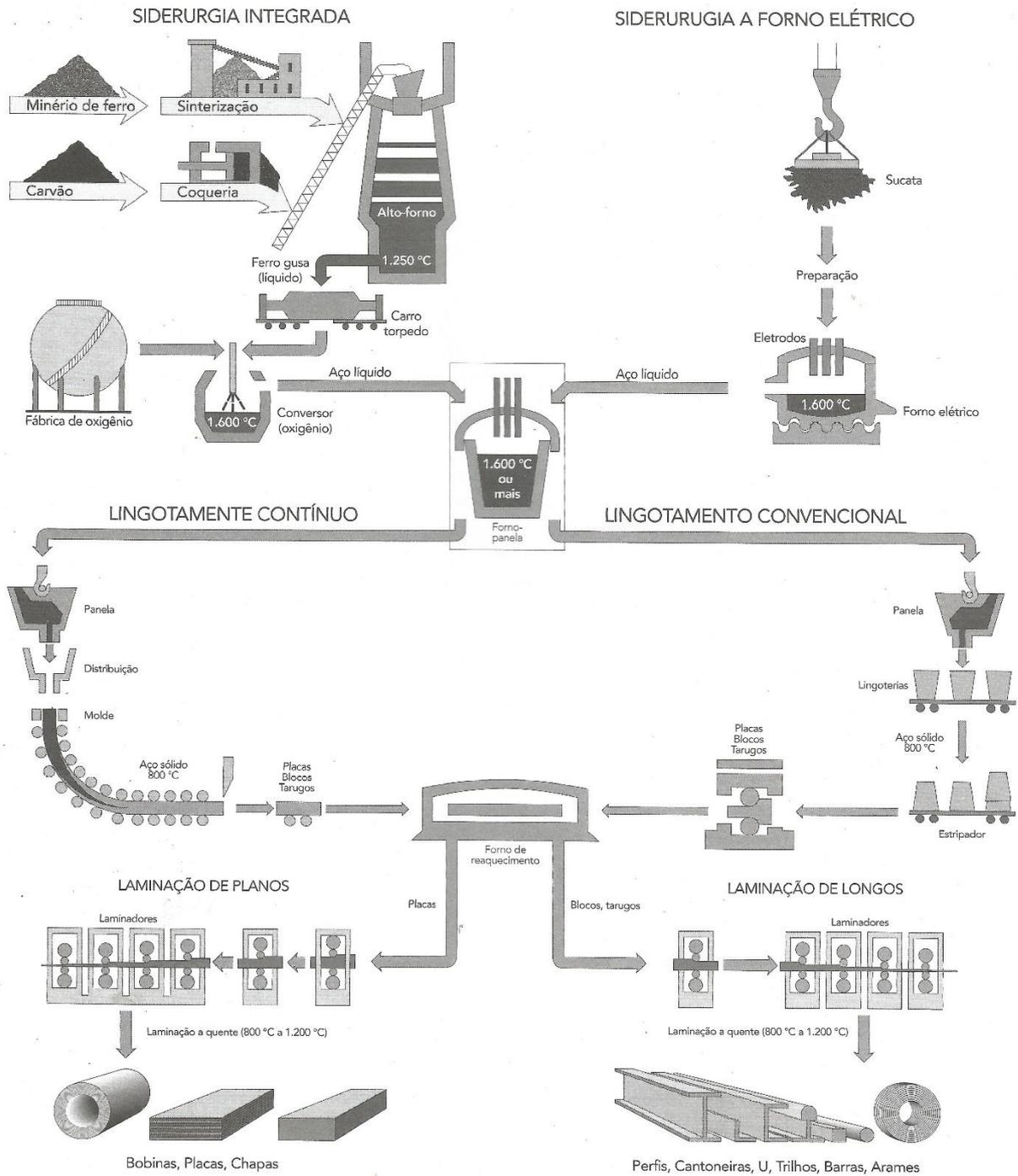
Por se tratar da fabricação de peças que seguem padrões normatizados, a produção do aço segue em sua grande maioria processos rigorosos de controle de qualidade, que vão desde a extração do minério de ferro e do carvão mineral, até a laminação dos perfis finais.

Temos no processo de fabricação do aço, segundo Silva e Pannoni (2010), as seguintes etapas:

- Sinterização dos minérios de ferro;
- Coqueria do carvão mineral;
- Produção de ferro gusa por meio do processo de alto forno;
- Em caso de reciclagem há a produção do aço por meio do forno elétrico
- Produção e lingotamento do aço;
- Laminação dando a conformação adequada aos perfis.

Esta linha de produção do aço pode ser visualizada em etapas conforme mostra a Figura (1) a seguir.

Figura 1 - Atuais caminhos da produção do aço



Fonte: SILVA & PANNONI, 2010.

2.1.2 Aços estruturais

Em se tratando de aços utilizados na construção civil, comumente chamados de aços estruturais, Pfeil e Pfeil, (2012) traz eles divididos em dois grupos, a classificação dos tipos de aços segundo a sua composição química. Sendo esses grupos o dos aços carbonos e aços de

baixa liga, tendo os dois tipos a possibilidade de serem submetidos a tratamentos térmicos a fim de modificarem algumas de suas propriedades mecânicas.

2.1.2.1 Aços-carbono

Esse é o tipo de aço mais usado segundo Pfeil e Pfeil, (2012), onde há a utilização do carbono e do manganês, este em menor escala, para a produção do aço, o que o torna mais resistente em relação ao ferro puro. Temos ainda nesse grupo de aços uma distinção de três categorias em função do teor de carbono de sua composição:

2.1.2.1.1 *Baixo carbono*

São classificados nesse sub grupo de baixo carbono os aços que contém uma porcentagem inferior a 0,29% de carbono em sua composição.

2.1.2.1.2 *Médio carbono*

São classificados nesse sub grupo de médio carbono os aços que contém uma porcentagem de carbono superior a 0,30% e inferior a 0,59%.

2.1.2.1.3 *Alto carbono*

São classificados nesse sub grupo de alto carbono os aços que contém uma porcentagem de carbono superior a 0,60% e inferior a 2,0%

2.1.2.1.4 *Teor dos elementos químicos dos aços*

Temos também segundo Pfeil e Pfeil, (2012) os teores máximos dos elementos químicos que podem ser encontrados nos aços estruturais, sendo esses teores respectivamente: Teor máximo de carbono 2,0%; Teor máximo de cobre 0,35%; Teor máximo de manganês 1,65%; Teor máximo de silício 0,60%. Já Segundo Silva e Pannoni, (2010), os elementos químicos alteram as propriedades do aço de maneiras distintas, conforme mostra o Quadro (1).

Quadro 1 – Influência dos elementos químicos nas propriedades do aço

Influência da composição química em certas propriedades dos aços				
Elemento químico	Resistência à tração	Resistência à corrosão	Tenacidade	Soldabilidade
Carbono	↑	↓	↓	↓
Manganês	↑	...	↑	↓
Silício	↑	↑	↑	↓
Fósforo	↑	↑	↓	↓
Cromo	↑	↑	↑	↓
Níquel	↑	↑	↑	↓
Cobre	↑	↑	↓	↓

Fonte: SILVA & PANNONI, 2010.

A alteração do teor de carbono influencia de maneira direta na resistência do aço, sendo que aços com maior teor de carbono obtêm maior resistência, mas em contrapartida quanto maior o teor de carbono, o aço perde ductibilidade, que é a sua capacidade de se deformar, essa perda de ductibilidade pode influenciar negativamente o processo de soldagem utilizado nas ligações. Este também é um dos fatores, que, torna os aços de baixo carbono o tipo mais utilizado em estruturas usuais de aço.

A Tabela (1) mostra os principais tipos de aço-carbono utilizados em estruturas segundo padrões nacionais: ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas) e internacionais: ASTM (*American Society for Testing Materials*), EN (Eurocodigos).

Tabela 1 – Propriedades mecânicas dos aços-carbono

Especificação	Teor de carbono %	Limite de escoamento f_y (MPa)	Resistência à ruptura f_U (MPa)
ABNT MR250	baixo	250	400
ASTM A7		240	370-500
ASTM A36	0,25-0,29	250 (36 ksi)	400-500
ASTM A307 (parafuso)	baixo	–	415
ASTM A325 (parafuso)	médio	235 (min)	825 (min)
EN S235	baixo	235	360

Fonte: PFEIL & PFEIL, 2012.

2.1.2.2 Aços de baixa liga

Os aços de baixa liga são aqueles em que é utilizado certos acréscimos de elementos de liga que conferem propriedades mecânicas específicas ao aço. Dentre estes elementos, encontram-se: colúmbio, cobre, cromo, fósforomanganês, molibdênio, níquel, vanádio e zircônio.

Dentre as propriedades mecânicas, alguns elementos de liga produzem o aumento da resistência, por meio da modificação microestrutural para grãos finos. Este aumento de resistência ocorre mesmo com um baixo teor de carbono, o que segundo Pfeil e Pfeil, (2012), resulta em melhores resultados quando se tratando da possibilidade de soldagem, que pode ser executada sem precauções especiais. A Tabela (2) mostra as propriedades mecânicas presentes em alguns dos principais aços de baixa liga com utilização estrutural.

Tabela 2 – Propriedades mecânicas dos aços de baixa liga

Especificação	Principais elementos de liga	Limite de escoamento f_y (MPa)	Resistência à ruptura f_u (MPa)
ASTM 572 Gr. 50	C < 0,23% Mn < 1,35%	345	450
ASTM A588	C < 0,17% Mn < 1,2% Cu < 0,50%	345	485
ASTM A992	C < 0,23% Mn < 1,5%	345	450

Fonte: PFEIL & PFEIL, 2012.

2.1.2.3 Aços com tratamento térmico

Os aços submetidos a tratamentos térmicos tem seu custo elevado, de forma que são pouco usuais em estruturas correntes. O tratamento térmico pode ser executado tanto em aços de baixa liga quanto em aços-carbono, proporcionando um aumento significativo na resistência final do aço tratado.

Sua utilização ocorre geralmente em parafusos de alta resistência, que geralmente são resultados de aços de médio carbono submetidos a tratamento térmico (especificações ASTM A325). Já no caso de aços de baixa liga tratados termicamente, temos a produção de barras de protensão e também em parafusos de alta resistência segundo especificações ASTM A490.

2.1.2.4 Especificações segundo a NBR 7007

No Brasil temos especificações segundo a NBR 7007 Aços para perfis laminados para uso estrutural da ABNT, que compete aos aços as seguintes definições e enquadramentos em categorias diferentes que são designadas a partir do limite de escoamento do aço, representado pela sigla f_y ;

- MR250, aços de média resistência ($f_y = 250$ MPa; $f_u = 400$ MPa)
- AR350, aços de alta resistência ($f_y = 350$ MPa; $f_u = 450$ MPa)
- AR-COR415, aços de alta resistência ($f_y = 415$ MPa; $f_u = 520$ MPa), resistente à corrosão.
- O aço MR250 corresponde ao aço ASTM A36

2.1.3 Propriedades mecânicas dos aços estruturais

Segundo Dias (2011), encontramos nos aços estruturais certas características sendo elas:

2.1.3.1 Elasticidade

Por elasticidade, entende-se que é a capacidade de um material retornar a sua forma primária, após processos de aplicação de carga e descarga, essa característica está diretamente ligada às forças de atração entre os átomos que compõem o material, sendo que quanto maior a força de atração, maior será a elasticidade da peça.

2.1.3.2 Plasticidade

Diferentemente da elasticidade a plasticidade se caracteriza pelo estado aonde o elemento sofre uma deformação a qual não pode retornar ao seu estado original, pois ocorre uma alteração na estrutura interna do material.

2.1.3.3 Ductibilidade

A ductibilidade é caracterizada pela capacidade de deformação do material sem que o mesmo se rompam. “...A ductibilidade tem grande importância nas estruturas metálicas, pois permite a redistribuição de tensões locais elevadas...” (DIAS, 2011, p74).

2.1.3.4 Tenacidade

É a capacidade do material tem de absorver energia de impacto quando submetidos a tais, sendo a energia total que o material pode absorver por unidade de volume até sua ruptura.

2.1.3.5 Constantes físicas

Segundo Pfeil e Pfeil (2012) existem características que podem ser submetidas a todos os tipos de aço estrutural quando os mesmos se encontram em condições normais de temperatura e pressão atmosférica, sendo essas características as seguinte:

- Modulo de elasticidade $E = 200.000 \text{ Mpa}$, ou 200 GPa
- Coeficiente de Poisson $\nu = 0,3$
- Coeficiente de dilatação térmica $\beta = 12.10^{-6}$ por $^{\circ}\text{C}$
- Peso específico $P_a = 7850 \text{ kg / m}^3$

2.1.4 Produtos siderúrgicos

Segundo Pfeil e Pfeil, (2012), os produtos siderúrgicos estruturais podem ser encontrados em diferentes formas, das quais temos: barras, cabos, chapas, cordoalhas, fios trefilados e perfis laminados. O quadro (2) mostra um comparativo com os principais perfis de aço no mercado brasileiro.

Quadro 2 – Comparativo dos diferentes perfis de aço no mercado brasileiro

Comparativo entre diferentes perfis existentes no mercado brasileiro.						
Perfis e suas características	Laminados com mesas de faces paralelas	Laminados com mesas de faces inclinadas entre si	Formados a frio	Eletrossoldados	Soldados	Tubos estruturais
Homogeneidade estrutural	Peça única	Peça única	Uma chapa dobrada	Composto três chapas	Composto três chapas	Peça única
Número de bitolas/Altura do perfil	88 bitolas I 150~610 mm	10 bitolas I 76~152 mm	Conforme pedido	36 bitolas I 150~500 mm	Conforme pedido	48 bitolas I 33~355 mm
Prazo de entrega	Pronta entrega	Pronta entrega	Pronta entrega	Pronta entrega	Entrega em 30 a 60 dias	Pronta entrega
Comprimento-padrão	Para alturas: até 310 mm: 6m e 12m; acima de 310 mm: 12 m	6 m	6 m	12 m	Sob medida	12 m
Comprimento sob medida	De 6 a 24 m	Não	De 6 m a 12 m	De 6 m a 18 m	De 6 m a 24 m	Não
Necessidade de desempenho	Não	Não	Eventualmente	Eventualmente	Eventualmente	Não

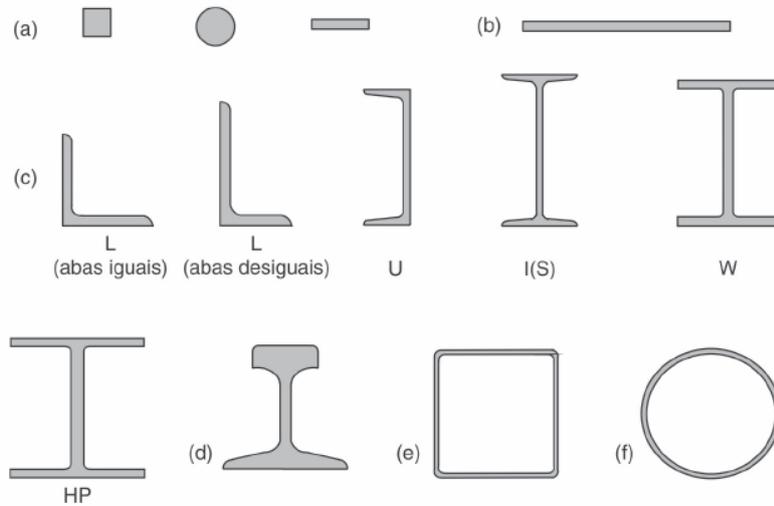
Fonte: SILVA & PANNONI, 2010.

2.1.4.1 Produtos laminados

Os produtos laminados são classificados basicamente em barras, chapas e perfis. Quando se tratando das barras, temos a possibilidade de obtê-las com diferentes seções, sendo elas circulares, quadradas ou retangulares, No caso das chapas temos a divisão das mesmas em duas categorias, chapas grossas e chapas finas, sendo que as chapas finas têm a possibilidade de fabricação a quente e a frio. Já os perfis laminados possuem grande uso e eficiência na parte estrutural, sendo geralmente fabricados nas formas de H, I, C, L com denominação correta.

A nomenclatura de um perfil laminado segue suas dimensões externas nominais segundo Pfeil e Pfeil, (2012), onde é dada da seguinte forma: altura x largura, em sequência a massa do perfil em kg/m.

A Figura (2) Demonstra os principais produtos laminados utilizado atualmente em estruturas, trazendo também as nomenclaturas corretas dos perfis segundo sua forma.

Figura 2 - Principais produtos laminados de utilização estrutural

(a) barras, com diversas seções transversais (quadrada, redonda, chata); (b) chapas; (c) perfis estruturais laminados; (d) trilho; (e) tubo quadrado; (f) tubo redondo.

Fonte: PFEIL & PFEIL, 2012.

A Tabela (3) apresenta as classificações das chapas segundo sua espessura e seu processo de fabricação.

Quadro 3 - Chapas Grossas e Finas

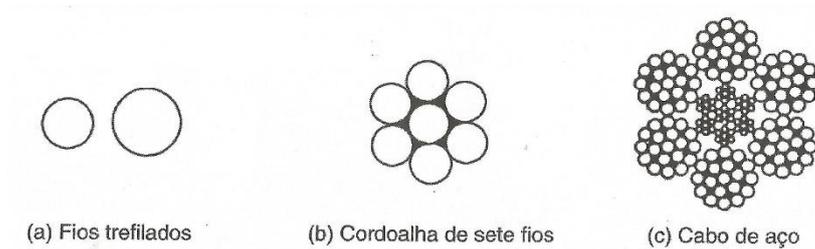
Chapas	Fabricação	Espessuras	Utilização em construção
Grossas	A quente	> 5,0 mm	Estruturas metálicas em geral
Finas	A quente	1,2–5,0 mm	Perfis de chapas dobradas
	A frio	0,3–2,65 mm	Acessórios de construção como calhas, rufos etc.

Fonte: PFEIL & PFEIL, 2012.

2.1.4.2 Fios, cordoalhas cabos

A Figura (3) mostra os produtos de aço que se encaixam nesta classificação de fios, cordoalhas e cabos.

Figura 3 – Produtos de aço obtidos por trefilação



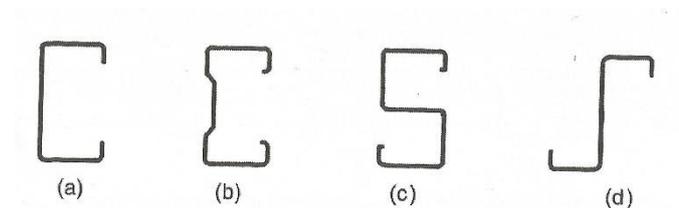
Fonte: PFEIL & PFEIL, 2012

2.1.4.3 Perfis de chapas dobradas

Com a possibilidade do dobramento das chapas de aços dúcteis, temos a obtenção de perfis de diferentes formas como mostra a Figura (4), aos quais são obtidos através de prensas especiais com gabaritos que limitam os raios internos da dobragem.

No Brasil temos uma norma específica para projetos estruturais com esse tipo de perfil, a NBR 14762 (ABNT 2010) Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio.

Figura 4 – Perfis de chapa dobrada



(a) perfil U; (b) perfil complexo; (c) perfil S; (d) perfil Z

Fonte: PFEIL & PFEIL, 2012.

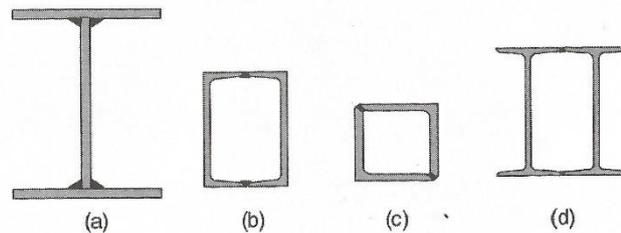
2.1.4.4 Perfis Soldados

Os perfis soldados são compostos por meio da ligação de diferentes outros produtos, perfis laminados ou chapas, tendo sua ligação feita através do processo de soldagem.

A norma brasileira NBR 5884 (ABNT 2013) Perfil I estrutural de aço soldado por arco elétrico — Requisitos gerais, tem por padrão três séries de perfis soldados:

- Perfis CS (colunas soldadas)
- Perfis VS (vigas soldadas)
- Perfis CVS (colunas e vigas soldadas)

Em comparação aos perfis laminados simples, estes tipos de perfis tem um custo elevado, e possuem utilização específica, mediante a necessidades apontadas pelos cálculos do projeto. A Figura (5) a seguir mostra alguns dos perfis obtidos a partir do processo de soldagem.

Figura 5 – Perfis soldados

Fonte: PFEIL & PFEIL, 2012.

2.2 ESTRUTURAS

Tratando-se de estruturas, podemos defini-las de maneira simples como, parte ou conjunto de partes dentro de uma construção aos quais são destinados a resistir os esforços atuantes e transmiti-los ao solo. As cargas são transmitidas através de cada parte portante da construção, fazendo isso através dos vínculos que unem cada elemento estrutural.

A função da estrutura segundo Silva e Pannoni (2010) é receber as cargas das ações externas e transferi-las às fundações, dentro dessas cargas, temos comumente as cargas provenientes da ação da gravidade, ação dos ventos ou ação eólica, e cargas provenientes da utilização da edificação como: mobílias, trânsito de pessoas, peso próprio da construção e até mesmo a circulação de veículos em alguns casos.

Na concepção da parte estrutural de uma construção, cabe-se o posicionamento dos elementos estruturais da melhor forma possível para cumprir a finalidade de transmitir as cargas em segurança para o solo. Atualmente detemos de uma série de alternativas para a concepção da estrutura dos edifícios, devendo-se isso ao fato de que diferentes construções exigem diferentes tipos de elementos estruturais, que são escolhidos de acordo com a função e uso da edificação, adequação ao projeto arquitetônico e viabilidade econômica. Dentro de cada alternativa para a parte estrutural, teremos vantagens e desvantagens, as quais implicarão em sua escolha ou descarte em cada projeto.

2.2.1 Elementos estruturais

Segundo Dias (1997), cada parte da estrutura pode ser descrita e classificada diferentemente, sendo essas classificações oriundas das formas e dimensões do elemento e também de acordo com o modo em que as cargas se aplicam a eles.

2.2.1.1 Classificação dos elementos segundo as dimensões

As classificações de acordo com as dimensões dos elementos estruturais são as seguintes:

2.2.1.1.1 *Blocos*

Os blocos são aqueles elementos aos quais possuem as três dimensões de forma proporcionais, não tendo uma grande alteração na ordem de grandeza de nem uma delas, um exemplo bastante usual e comum de bloco na construção civil são os blocos de fundações.

2.2.1.1.2 *Folhas*

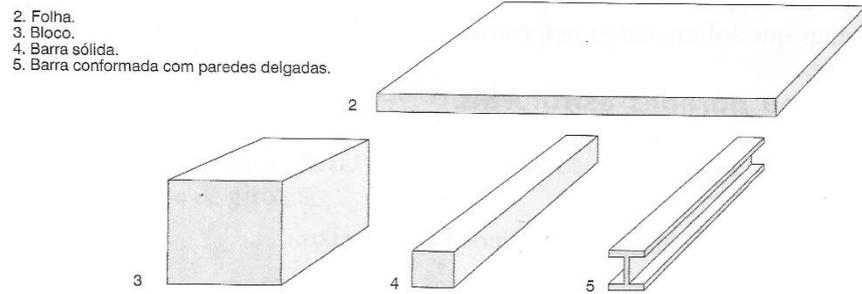
As folhas possuem duas dimensões em proporção muito maior a terceira dimensão, dentre os elementos que possuem essas características, se destacam as lajes com uma altura bem inferior à largura e ao comprimento e também as paredes estruturais, possuindo uma espessura com valor bem inferior quando comparado a altura e comprimento.

2.2.1.1.3 *Barras*

No caso das barras, temos a prevalência de uma das dimensões sendo de um valor muito superior as outras duas dimensões, dentre os elementos classificados com barras, destacam-se os pilares e vigas, onde possuem respectivamente um, o comprimento e o outro a altura em ordem de grandezas muito maiores que as outras duas dimensões. Essa categoria pode também de acordo com Dias (1997) ser subdividida em barras sólidas e barras com paredes delgadas, sendo respectivamente mais comuns que barras de concreto e madeira sejam da categoria de barras sólidas e as barras metálicas geralmente sejam da categoria de barras delgadas.

A figura (6) mostra a classificação dos elementos estruturais segundo suas dimensões.

Figura 6– Classificação dos elementos estruturais segundo suas dimensões

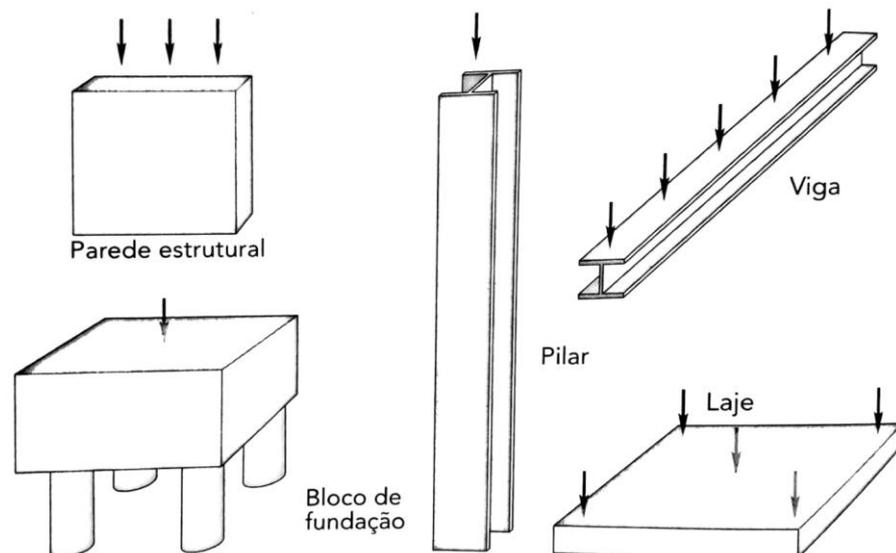


Fonte: DIAS, 2011.

2.2.1.2 Classificação dos elementos segundo as cargas

Podemos também estabelecer uma classificação em relação às cargas que são aplicadas em cada elemento estrutural, sendo essa a classificação comumente utilizada quando se tratando de construção civil, tanto no meio acadêmico quanto em canteiros de obras. Dentre as classificações de acordo com as cargas aplicadas, podemos citar as lajes, paredes estruturais, vigas, pilares, tirantes, blocos de fundação e outros elementos menos usuais, conforme mostrado na Figura (7).

Figura 7 – Elementos estruturais



Fonte: SILVA & PANNONI, 2010.

2.2.1.2.1 Lajes

Faz parte dos elementos classificado como folhas, ou seja, possuem duas dimensões com valores muito superiores à terceira dimensão, sendo essa a altura. As lajes sofrem a atuação de cargas perpendiculares à face formada pelas duas maiores dimensões.

2.2.1.2.2 Paredes estruturais

Assim como as lajes, as paredes estruturais são elementos que fazem parte da classificação de folhas quando analisam-se suas dimensões, nesse caso, sua espessura é a menor dimensão, tendo em consideração sua altura e comprimentos com valores bem maiores que ela. As paredes estruturais sofrem, no entanto, da atuação de cargas paralelas à face formada pelas duas maiores dimensões e perpendiculares à face formada em parte pela menor dimensão.

2.2.1.2.3 Vigas

As vigas fazem parte dos elementos classificados como barras anteriormente, possuem o seu comprimento sendo a maior dimensão, tendo valores muito superiores aos valores de altura e espessura ou largura. Tratando-se de cargas, as vigas sofrem de cargas atuantes transversalmente ao seu eixo.

2.2.1.2.4 Pilares

São elementos que similarmente as vigas, são classificados como barras quando se tratando de suas dimensões, sua maior dimensão é a altura, destacando-se em valores em relação à espessura e comprimento. Já quando consideramos as cargas atuantes, os pilares sofrem de cargas axiais de compressão.

2.2.1.2.5 Tirantes

Os tirantes são elementos semelhantes aos pilares tanto na classificação segundo as suas dimensões, quanto no fato de sua maior dimensão ser a altura. Os tirantes, no entanto, se

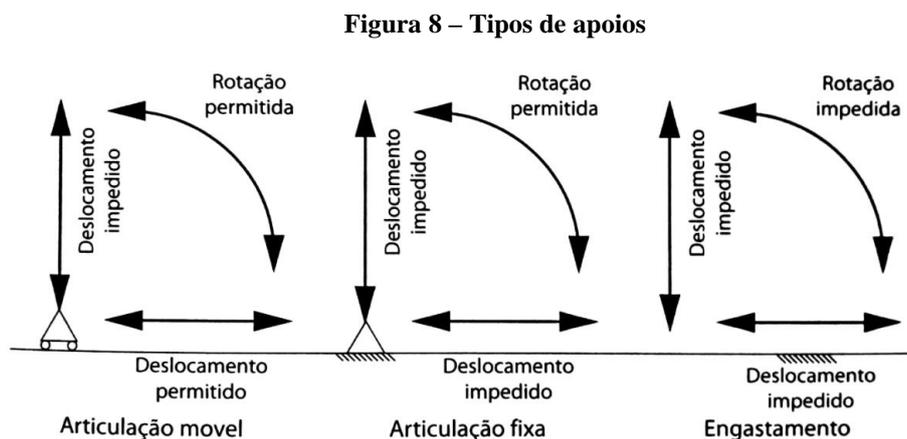
diferenciam dos pilares quando consideramos a atuação das cargas, já que no caso eles sofrem de cargas axiais de tração.

2.2.1.2.6 Blocos de fundação

Os blocos de fundação são elementos classificados como blocos segundo suas dimensões, possuindo assim as três dimensões na mesma ordem de grandeza, são eles os responsáveis pela transmissão das cargas atuantes no restante da estrutura para o solo.

2.2.2 Apoios e vínculos

Sendo as estruturas compostas por vários elementos, existe então a necessidade de se fazer a ligação dos elementos estruturais, de forma a proporcionar a melhor condução das cargas. As conexões entre as peças são chamadas de apoios ou vínculos. Estas conexões vinculam as barras em pontos chamados de nós, que limitam e impedem determinados deslocamentos. Há uma certa classificação para os vínculos dos elementos estruturais, que por sua vez deve-se as restrições de movimentos que os vínculos impedem. Dentre as classificações, as mais comumente utilizadas são: articulação móvel, articulação fixa e engastamento, conforme apresentado pela Figura (8).



Fonte: SILVA & PANNONI, 2010.

2.2.2.1 Articulação móvel

Este tipo de articulação é caracterizada pelo impedimento do deslocamento perpendicular à linha de vinculação, permitindo o deslocamento paralelo à reta de vinculação, e também a rotação em torno do ponto de vinculação.

2.2.2.2 Articulação fixa

A articulação fixa se caracteriza pelo impedimento de dois tipos de deslocamentos, sendo estes o deslocamento perpendicular à linha de vinculação e também atua impedindo o deslocamento paralelo à linha de vinculação, no entanto, este tipo de apoio permite a rotação em torno do vínculo.

2.2.2.3 Engastamento

O engastamento é caracterizado por ser um vínculo onde há o impedimento de deslocamentos tanto perpendiculares a linha de vinculação, quanto deslocamentos paralelos a mesma, além também de atuar impedindo a rotação em torno do ponto de vinculação.

2.2.3 Cálculo estrutural teórico

Para métodos de cálculos teóricos podemos agrupar uma certa quantidade de elementos que compõem a estrutura, a esses agrupamentos damos o nome de modelos teóricos ou subestruturas. Estas por sua vez, facilitam o cálculo e a representação gráfica dos esforços e deformações dos elementos estruturais simplificando-os, pois, caso fossem consideradas as estruturas reais os cálculos se tornariam complexos e trabalhosos.

Na utilização dos modelos teóricos, há uma substituição em específico das barras, por linhas que são posicionadas segundo os eixos longitudinais dos elementos reais, a junção dos elementos é feita nos nós através da representação dos vínculos citados anteriormente, na prática, os apoios ideais tanto as articulações quanto os engastamentos não existem, pois, não há uma forma de execução que garanta o seu perfeito funcionamento, porém, utilizamo-nos deles por representarem de forma semelhante o comportamento real dos vínculos presentes nas estruturas.

Através dessas junções dos elementos estruturais podemos formar diferentes subestruturas para analisarmos separadamente. Dentre os modelos teóricos utilizados para essa análise estão

os pórticos planos, as treliças planas, treliças tridimensionais, as grelhas e o conjunto dessas subestruturas por sua vez quando ligadas formam a estrutura da edificação constituída por um pórtico tridimensional.

2.2.3.1 Pórticos planos

Os pórticos planos são subestruturas formadas por vigas e pilares presentes no mesmo plano e sujeitas a forças também coplanares. Podem ser deslocáveis ou indeslocáveis, dependendo dos apoios presentes nos mesmos.

2.2.3.2 Treliças planas

São subestruturas formadas por barras no mesmo plano, articuladas entre si as quais são submetidas a forças nodais, ou seja, aplicadas diretamente nos nós. As treliças planas são formadas por elementos denominados de: banzos superiores e inferiores, diagonal e montante.

2.2.3.3 Treliças tridimensionais

Assim como as treliças planas, as treliças tridimensionais são sujeitas a forças aplicadas nos nós, porém o que as diferenciam é a possibilidade de terem elementos não coplanares articulados entre si. São compostas também por elementos como: banzos superiores e inferiores, montantes e diagonais.

2.2.3.4 Grelhas

São subestruturas também coplanares, porém sujeitas a forças pertencentes a planos ortogonais ao da estrutura, formados geralmente pela representação de vigas.

2.2.3.5 Pórticos tridimensionais

É o conjunto de subestruturas geralmente ligadas para a formação da estrutura da edificação real. Sua análise é complexa ao ponto de ser preferível sua divisão em subestruturas para efeitos de cálculos, porém, não podendo se esquecer que as estruturas

trabalham de forma tridimensional, tendo isso em vista, deve ser feita a análise das subestruturas de forma a preencherem as dimensões reais do pórtico tridimensional.

2.3 SISTEMAS ESTRUTURAIS

Atualmente contamos com diversas maneiras de realizar a construção de edificações, estas diferentes formas são conhecidas como sistemas construtivos. Tais sistemas tem em sua totalidade vantagens e desvantagens, que devem ser levadas em consideração na hora de sua escolha atendendo da melhor maneira o projeto estrutural. Dentre os vários sistemas construtivos existentes, temos alguns que são predominantes como: Sistema de alvenaria estrutural, alvenaria convencional, steel frame (estrutura de aço), wood frame (estrutura de madeira) e Paredes de concreto (PEREIRA, 2018).

Devido a fatores como tempo de execução e a crescente evolução tecnológica em relação ao método construtivo steel frame, optamos pela utilização de estruturas metálicas para o desenvolvimento de um edifício de médio porte.

2.4 ESTRUTURAS METÁLICAS

As estruturas metálicas se caracterizam pela utilização de elementos estruturais compostos totalmente por materiais metálicos, onde temos o aço como principal material adotado neste tipo de estrutura.

Há uma ampla gama de elementos estruturais que segundo Pereira (2018) podem ser executados em estrutura metálica, dentre eles temos: as vigas, pilares, terças, treliças de telhado, barrotes de mezaninos, pórticos, pergolados, entre outros.

2.4.1 Projeto

Na utilização do estruturas metálicas, há uma certa adequação em relação aos projetos utilizados, pois existem certas particularidades quando se tratando deste tipo de estrutura.

2.4.1.1 Projeto arquitetônico

Em relação a arquitetura, deve-se prever casos onde haverá à presença de peças aparentes, e o projeto arquitetônico tem como prioridade nesse caso realizar a harmonização dos elementos estruturais ao ponto de gerar conforto aos usuários.

2.4.1.2 Projeto de combate a incêndio

Existem também adequações no Plano de Prevenção Contra Incêndio (PPCI), devido ao diferente comportamento do fogo quando se encontra em elementos distintos como o concreto armado e a madeira e os metais.

2.4.1.3 Projeto estrutural

O Projetista estrutural deve levar em consideração a disponibilidade de perfis metálicos que se adequem ao tipo e carga das estruturas, além de ter a responsabilidade de projetar de maneira ótima as ligações entre os elementos estruturais, que por sua vez não podem contar com erros, pois são todos pré-fabricados.

2.4.1.4 Planejamento e orçamento

Devido a tecnologia construtiva das estruturas metálicas, o planejamento e orçamento da obra devem conter diferentemente de outros tipos de estruturas os seguintes itens:

- Mão de obra especializada
- Cronograma especializado
- Detalhamento completo aos fornecedores
- Transporte dos materiais
- Custos referentes ao tipo de aço

2.4.2 Execução de estruturas metálicas

A execução consiste prioritariamente na fixação das peças metálicas entre si e também com a infraestrutura. A fixação entre os elementos é feita através de solda ou parafusos, são utilizados equipamentos como guias, para realizarem o içamento dos elementos estruturais para que possam ser fixados uns aos outros. Para todos esses processos de execução deve-se ter contar com de mão de obra especializada.

2.4.3 Vantagens da estrutura metálica

- Os Elementos estruturais metálicos são produzidos em indústrias, garantindo as propriedades e controle de qualidade das peças utilizadas, auxiliando na menor majoração de cargas devido a incertezas referentes a qualidade.
- Menor peso próprio da estrutura, pois a a possibilidade da utilização de peças mais esbeltas, devido ao módulo de elasticidade do aço, diminuindo as cargas que serão transmitidas as fundações.
- Padrão de acabamento das estruturas é mais uniforme, o que traz a possibilidade de utilização da edificação com os elementos estruturais aparentes.
- Maior organização no canteiro de obras, devido a utilização de peças pré-fabricadas e também pois não há uma grande produção de resíduos quando se executam as estruturas metálicas.
- Maior vantagem ambiental quando comparado a outros métodos construtivos, pois as peças de aço das estruturas metálicas tem um processo de reciclagem já consolidado.
- Quando comparado a outros tipos estruturais como o concreto armado, as estruturas metálicas possuem uma capacidade de vencer vãos livres maiores.(PEREIRA, 2018)

2.4.4 Desvantagens da estrutura metálica

- Há um certo preconceito dos possíveis usuários da edificação, devido à uma cultura de baixa utilização de estruturas de aço no Brasil.
- Requerem uma mão de obra especializada, trazendo maiores custo na execução deste tipo de estrutura.
- Requerem manutenções preventivas regulares referentes a corrosão, dentre estas manutenções podemos citar a realização da pintura das peças metálicas.
- Devido a um comportamento específico em relação ao fogo, exige uma maior atenção ao PPCI.

- Deve-se ter uma preocupação maior quando se tratando da flambagem em peças comprimidas, devido a possuírem seções mais esbeltas (PEREIRA, 2018)

2.5 DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS METÁLICAS

Para o dimensionamento de estruturas metálicas utiliza-se como roteiro já normatizado no Brasil a NBR 8800 (ABNT, 2008) Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Seguindo esse roteiro, estaremos demonstrando os passos para a execução do dimensionamento deste tipo de estruturas.

2.5.1 Peças submetidas à tração

Para dimensionar uma estrutura metálica deve ser considerado os estados limites últimos e esforços normais resistentes da peça. Que pode ser determinada pela ruptura da seção com furos ou pelo escoamento generalizado da barra ao longo de seu comprimento. Para o cálculo da força axial de tração é utilizado as seguintes expressões (1) e (2). de acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008).

a) Escoamento da seção bruta

$$N_{t,Rd} = \frac{A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (1)$$

b) Ruptura da seção líquida

$$N_{t,Rd} = \frac{A_e f_u}{\gamma_{a2}} \quad (2)$$

O dimensionamento deve atender a condição, $N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd}$ para que haja um comportamento aceitável da estrutura em relação a tração.

Onde:

A_g = área bruta da seção transversal da barra.

A_e = área líquida efetiva da seção transversal da barra.

f_y = resistência ao escoamento do aço.

f_u = resistência à ruptura do aço.

γ_{a1} = coeficiente de ponderação das resistências de escoamento, flambagem e instabilidade.

γ_{a2} = coeficiente de ponderação das resistências de ruptura.

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

$N_{t,Sd}$ = força axial de tração submetida de cálculo.

O valor de A_e , (referência), pode ser obtido pela seguinte expressão.

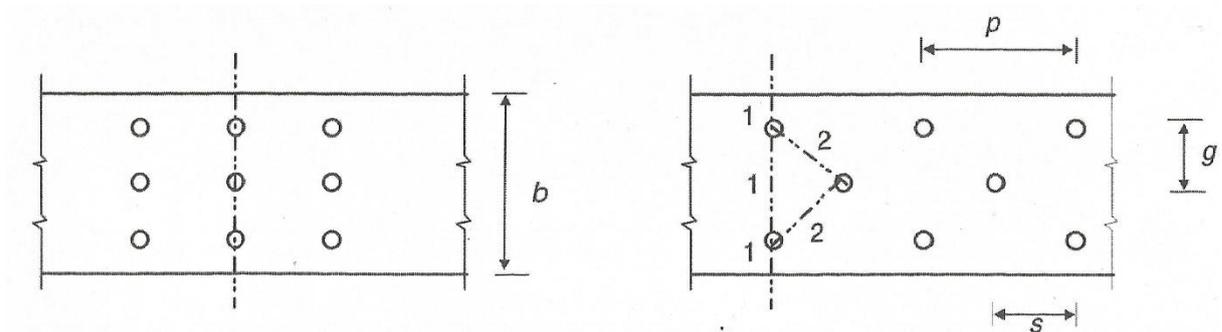
$$A_e = \left[b - \sum(d + 1,5 + 2,0 \text{ mm}) + \sum \frac{s^2}{4g} \right] t \quad (3)$$

s = espaçamento horizontal entre dois furos

g = espaçamento vertical entre dois furos

A Figura (9) mostra a seção líquida de peças com furos, tanto no modelo de furos realizados na vertical, quanto no modelo onde os furos realizados em zig-zag.

Figura 9 - Seção líquida de peças com furos



Fonte: PFEIL & PFEIL, 2012.

2.5.2 Peças submetidas a compressão

Diferente do esforço de tração, o esforço de compressão tende a aumentar o efeito de curvaturas iniciais existentes. Essas curvaturas produzidas compõem o processo conhecido como flambagem por flexão.

Assim como as peças tracionadas, as peças comprimidas devem atender, de acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008), essa condição:

$$N_{c,Sd} \leq N_{c,Rd} \quad (4)$$

Onde:

$N_{c,Rd}$ = força axial de compressão resistente de cálculo.

$N_{c,Sd}$ = força axial de compressão submetida de cálculo.

2.5.2.1 Força axial resistente de cálculo

Segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008), a força axial de compressão resistente de cálculo, $N_{c,Sd}$, deve ser determinada pela expressão a seguir.

$$N_{c,Rd} = \frac{X Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (5)$$

Onde:

Q = fator de redução total associado à flambagem local

A_g = área bruta da seção transversal

X = fator de redução associado à compressão dado pela Tabela (4).

Tabela 3 – Valor de X em função do índice de esbeltez λ_0

λ_0	0	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	λ_0
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	0,999	0,999	0,998	0,998	0,997	0,997	0,0
0,1	0,996	0,995	0,994	0,993	0,992	0,991	0,989	0,988	0,987	0,985	0,1
0,2	0,983	0,982	0,980	0,978	0,976	0,974	0,972	0,970	0,968	0,965	0,2
0,3	0,963	0,961	0,958	0,955	0,953	0,950	0,947	0,944	0,941	0,938	0,3
0,4	0,935	0,932	0,929	0,926	0,922	0,919	0,915	0,912	0,908	0,904	0,4
0,5	0,901	0,897	0,893	0,889	0,885	0,881	0,877	0,973	0,869	0,864	0,5
0,6	0,860	0,856	0,851	0,847	0,842	0,838	0,833	0,829	0,824	0,819	0,6
0,7	0,815	0,810	0,805	0,800	0,795	0,790	0,785	0,780	0,775	0,770	0,7
0,8	0,765	0,760	0,755	0,750	0,744	0,739	0,734	0,728	0,723	0,718	0,8
0,9	0,712	0,707	0,702	0,696	0,691	0,685	0,680	0,674	0,669	0,664	0,9
1,0	0,658	0,652	0,647	0,641	0,636	0,630	0,625	0,619	0,614	0,608	1,0
1,1	0,603	0,597	0,592	0,586	0,580	0,575	0,569	0,564	0,558	0,553	1,1
1,2	0,547	0,542	0,536	0,531	0,525	0,520	0,515	0,509	0,504	0,498	1,2
1,3	0,493	0,488	0,482	0,477	0,472	0,466	0,461	0,456	0,451	0,445	1,3
1,4	0,440	0,435	0,430	0,425	0,420	0,415	0,410	0,405	0,400	0,395	1,4
1,5	0,390	0,385	0,380	0,375	0,370	0,365	0,360	0,356	0,351	0,347	1,5
1,6	0,343	0,338	0,334	0,330	0,326	0,322	0,318	0,315	0,311	0,307	1,6
1,7	0,303	0,300	0,296	0,293	0,290	0,286	0,283	0,280	0,277	0,274	1,7
1,8	0,271	0,268	0,265	0,262	0,259	0,256	0,253	0,251	0,248	0,246	1,8
1,9	0,243	0,240	0,238	0,235	0,233	0,231	0,228	0,226	0,224	0,221	1,9
2,0	0,219	0,217	0,215	0,213	0,211	0,209	0,207	0,205	0,203	0,201	2,0
2,1	0,199	0,197	0,195	0,193	0,192	0,190	0,188	0,186	0,185	0,183	2,1
2,2	0,181	0,180	0,178	0,176	0,175	0,173	0,172	0,170	0,169	0,167	2,2
2,3	0,166	0,164	0,163	0,162	0,160	0,159	0,157	0,156	0,155	0,154	2,3
2,4	0,152	0,151	0,150	0,149	0,147	0,146	0,145	0,144	0,143	0,141	2,4
2,5	0,140	0,139	0,138	0,137	0,136	0,135	0,134	0,133	0,132	0,131	2,5
2,6	0,130	0,129	0,128	0,127	0,126	0,125	0,124	0,123	0,122	0,121	2,6
2,7	0,120	0,119	0,119	0,118	0,117	0,116	0,115	0,114	0,113	0,113	2,7
2,8	0,112	0,111	0,110	0,110	0,109	0,108	0,107	0,106	0,106	0,105	2,8
2,9	0,104	0,104	0,103	0,102	0,101	0,101	0,100	0,099	0,099	0,098	2,9
3,0	0,097	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3,0

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008)

2.5.2.2 Fator Redução

É associado à resistência a compressão e é dado por:

Para $\lambda_0 \leq 1,5$:

$$X = 0,658\lambda_0^2 \quad (6)$$

Para $\lambda_0 > 1,5$:

$$X = \frac{0,877}{\lambda_0^2} \quad (7)$$

2.5.2.3 λ_0 = índice de esbeltez reduzido

O fator do índice de esbelte reduzido, de acordo com Pfeil e Pfeil, (2014), varia de acordo com o tipo do aço utilizado. E o índice de esbeltez dos aços mais utilizados são dados de acordo com as expressões (8) e (9).

a) Para aço MR 250:

$$\lambda_0 = 0,0113 \frac{KL}{r} \quad (8)$$

b) Para aço AR 250:

$$\lambda_0 = 0,0133 \frac{KL}{r} \quad (9)$$

Onde:

L = é o comprimento da peça destravada;

r = é o raio de giração, obtido na Tabela de perfis – Gerdau Açominas no Anexo (A).

K = é o coeficiente de flambagem por flexão de elementos isolados, obtido na Tabela

(5);

Tabela 4 – Valores de K para diferentes apoios em pilares submetidos a compressão

	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
A linha tracejada indica a linha elástica de flambagem						
Valores teóricos de K_x e K_y	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valores recomendados	0,65	0,80	1,2	1,0	2,1	2,0
Código para condição de apoio						
						—Rotação e translação impedidas
						— Rotação livre, translação impedida
						—Rotação impedida, translação livre
						—Rotação e translação livres

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008)

2.5.2.4 Instabilidade local das barras comprimidas

O fator de redução total associado à flambagem local, Q , é obtido segundo a expressão:

$$Q = Q_s Q_a \quad (10)$$

Onde Q_s e Q_a , segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008, pg. 126), são fatores de redução que levam em conta a flambagem local dos elementos AL (Apoiado/Livre), duas bordas longitudinais vinculadas, e AA (Apoiado/Apoiado), apenas uma borda longitudinal vinculada. As barras sujeitas a compressão, nas quais possuem relações entre largura e espessura (b/t), que não ultrapassem os valores de $(b/t)_{lim}$, dados na Quadro (3), o fator de

redução Q será igual a 1,00. Se a relação (b/t) for maior que $(b/t)_{lim}$, o valor de Q deverá haver uma correção dos elementos comprimidos em AL e dos elementos comprimidos em AA.

Para verificar se a relação largura e espessura (b/t) não ultrapasse $(b/t)_{lim}$, utiliza-se as seguintes expressões:

Para perfis laminados

a) Elementos comprimidos AL

Mesa:

$$Q_s = \frac{b_f}{2t_f} \quad (11)$$

Onde:

b_f = é a largura da mesa, obtido através da Tabela de perfis – Gerdau Açominas no Anexo (A);

t_f = é a espessura da mesa, obtido através da Tabela de perfis – Gerdau Açominas no Anexo (A).

b) Elementos comprimidos AA

Alma:

$$Q_a = \frac{d'}{t_w} \quad (12)$$

Onde:

d' = é a largura da alma, obtido através da Tabela de perfis – Gerdau Açominas no Anexo (A);

t_w = é a espessura da alma, obtido através da Tabela de perfis – Gerdau Açominas no Anexo (A).

Se a seção possuir apenas elementos AL:

$$Q = Q_s \quad (13)$$

Se seção possuir apenas elementos AA:

$$Q = Q_a \quad (14)$$

2.5.2.5 Correção dos elementos comprimidos AL

Para obter a correção dos valores de Q_s a serem utilizados para os elementos comprimidos AL são os seguintes.

a) Elementos do Grupo 3 do Quadro (3.1)

Para $0,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b}{t} \leq 0,91 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$:

$$Q_s = 1,340 - 0,76 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad (15)$$

Para $\frac{b}{t} > 0,91 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$:

$$Q_s = \frac{0,53 E}{f_y \left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (16)$$

b) Elementos do Grupo 4 do Quadro (3.2)

Para $0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b}{t} \leq 1,03 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$:

$$Q_s = 1,415 - 0,74 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad (17)$$

Para $\frac{b}{t} > 1,03 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$:

$$Q_s = \frac{0,69 E}{f_y \left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (18)$$

c) Elementos do Grupo 5 do Quadro (3.2)

Para $0,64 \sqrt{\frac{E}{\frac{f_y}{k_c}}} < \frac{b}{t} \leq 1,17 \sqrt{\frac{E}{\frac{f_y}{k_c}}}$:

$$Q_s = 1,145 - 0,65 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{k_c E}} \quad (19)$$

Para $\frac{b}{t} > 1,17 \sqrt{\frac{E}{\frac{f_y}{k_c}}}$:

$$Q_s = \frac{0,90 E k_c}{f_y \frac{b^2}{t}} \quad (20)$$

Com o coeficiente k_c dado por

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} \quad (21)$$

Sendo $0,35 \leq k_c \leq 0,76$

d) Elementos do Grupo 6 do Quadro (3.2)

Para $0,75 \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b}{t} \leq 1,03 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$:

$$Q_s = 1,908 - 1,22 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad (22)$$

Para $\frac{b}{t} > 1,03 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$:

$$Q_s = \frac{0,69 E}{f_y \left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (23)$$

Onde:

h = é a altura da alma

t_w = é a espessura da alma

b e t = são a largura e a espessura do elemento, respectivamente

Se a peça possuir dois ou mais elementos AL com fatores de redução Q_s diferentes, deve -se adotar o de menor valor.

2.5.2.6 Elementos comprimidos AA

Deve – se seguir as seguintes equações para efetuar a correção de Q_a .

- Cálculo da largura efetiva b_{ef}

$$b_{ef} = 1,92 t \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \left[1 - \frac{c_a}{\left(\frac{b}{t}\right)} \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \right] \leq b \quad (24)$$

Onde c_a é 0,34 para todos os elementos que não seja de seção tubulares retangulares, que utiliza – se 0,38, e σ é a tensão que pode atuar no elemento analisado.

- Cálculo da área efetiva, A_{ef} , da seção transversal:

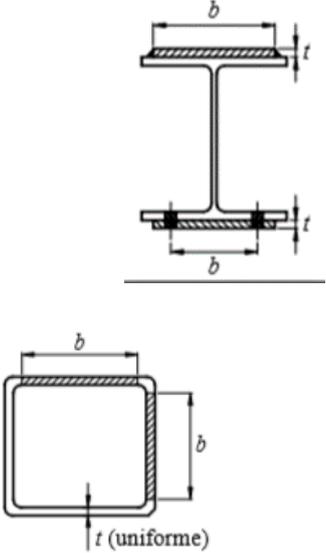
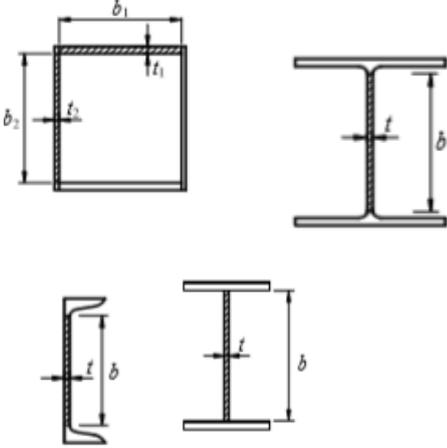
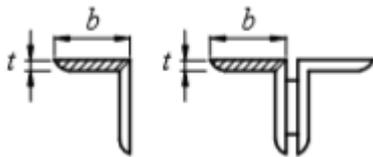
$$A_{ef} = A_g - \sum (b - b_{ef})t \quad (25)$$

- Correção do fator de redução Q_a :

$$Q_a = \frac{A_{ef}}{A_g} \quad (26)$$

Os Quadros (3) e (4) a seguir demonstram os valores limites de (b/t) para os elementos comprimidos AA e AL divididos em grupos de 1 a 6.

Quadro 4 – Valores limites de (b/t) para os grupos de 1 a 3

Elementos	Grupo	Descrição dos elementos	Alguns exemplos com indicações de b e t	(b/t)lim.
AA	1	<ul style="list-style-type: none"> — Mesas ou almas de seções tubulares retangulares — Lamelas e chapas de diafragmas entre linhas de parafusos ou soldas 		$1,40 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
AA	2	<ul style="list-style-type: none"> — Almas de seções I, H ou U — Mesas ou almas de seção-caixão — Todos os demais elementos que não integram o Grupo 1 		$1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
AL	3	<ul style="list-style-type: none"> — Abas de cantoneiras simples ou múltiplas providas de chapas de travamento 		$0,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

Quadro 5 – Valores limites de (b/t) para os grupos de 4 a 6

Elementos	Grupo	Descrição dos elementos	Alguns exemplos com indicações de b e t	(b/t)lim
AL	4	<ul style="list-style-type: none"> — Mesas de seções I, H T ou U laminadas — Abas de cantoneiras ligadas continuamente ou projetadas de seções I, H T ou U laminadas ou soldadas — Chapas projetadas de seções I, H T ou U laminadas ou soldadas 		$0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
AL	5	<ul style="list-style-type: none"> — Mesas de seções I, H T ou U soldadas 		$0,64 \sqrt{\frac{E}{(f_y/k_c)}}$
AL	6	<ul style="list-style-type: none"> — Almas de seções T 		$0,75 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008)

2.5.3 Peças submetidas a flexão e cisalhamento

Segundo a NBR 8800 (ABNT 2008), no dimensionamento das barras submetidas a momento fletor e força cortante, as seguintes condições devem ser obedecidas:

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} \quad (27)$$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd} \quad (28)$$

Onde:

M_{Sd} = momento fletor solicitante de cálculo;

M_{Rd} = momento fletor resistente de cálculo;

V_{Sd} = força cortante solicitante de cálculo;

V_{Rd} = força cortante resistente de cálculo;

2.5.3.1 Momento fletor resistente de cálculo

Para determinação do momento fletor resistente de cálculo M_{Rd} para o estado-limite de flambagem lateral com torção (FLT), pode – se necessitar calcular um fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme C_b , para o comprimento destravado L_b . Que é dado pela expressão:

- a) Em todos os casos, menos o descrito na alínea b)

$$C_b = \frac{12,5 M_{max}}{2,5 M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} R_m \leq 3,0 \quad (29)$$

Onde:

M_{max} = momento fletor máximo solicitante de cálculo do comprimento destravado, em módulo;

M_A = momento fletor solicitante de cálculo na seção localizada a um quarto do comprimento destravado, em módulo, medido a partir da extremidade da esquerda;

M_B = momento fletor solicitante de cálculo na seção central do comprimento destravado, em módulo;

M_C = momento fletor resistente de cálculo na seção localizada a três quartos do comprimento destravado, em módulo, medido a partir da extremidade da esquerda;

R_m = parâmetro de monossimetria da seção transversal, calculado por;

Para seções com eixo de simetria, fletidas em relação ao eixo que não é de simetria:

$$R_m = 0,5 + 2 \left(\frac{I_{yc}}{I_y} \right)^2 \quad (30)$$

Para os demais casos:

$$R_m = 1,00 \quad (31)$$

I_{yc} = é o momento de inércia da mesa comprimida em relação ao eixo de simetria;

I_y = é o momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo de simetria

- b) Em trechos em balanço entre uma seção com restrição a deslocamento lateral e à torção e a extremidade livre, adota – se esse valor para a modificação:

$$C_b = 1,00 \quad (32)$$

As seções que tem um eixo de simetria fletidas em relação ao eixo que não é de simetria, a apuração à FLT deve ser feita para as duas mesas. Nos casos restantes, o momento fletor resistente de cálculo é constante por toda a extensão do comprimento destravado e deve ser igual ou superior ao máximo momento solicitante de cálculo nesse comprimento.

Em vigas com seções I, H e U, fletidas em relação ao eixo central de inércia, perpendicular à alma, onde uma das mesas encontra-se livre para o deslocamento lateral e a outra mesa possui contenção lateral contínua contra esse tipo de deslocamento, o fator de modificação para momento fletor não-uniforme, C_b é dado por:

- a) Quando a mesa com contenção lateral contínua tracionada em pelo menos uma extremidade do comprimento destravado:

$$C_b = 3,00 - \frac{2 M_1}{3 M_0} - \frac{8}{3} \frac{M_2}{M_0 + M_1} \quad (33)$$

M_0 = maior momento fletor solicitante de cálculo, de sinal negativo, que comprime a mesa livre nas extremidades do comprimento destravado;

M_1 = momento fletor solicitante de cálculo na outra extremidade do comprimento destravado. Se comprimir a mesa livre o sinal deve ser negativo nos segundos e terceiros termos da equação (33). Se M_1 tracionar a mesa livre o sinal deve ser positivo no segundo termo e igual a zero no terceiro termo;

M_2 = momento fletor solicitante de cálculo na seção central do comprimento destravado. Se M_2 tracionar a mesa livre seu valor deve ser positivo, se tracionar a mesa com contenção lateral contínua seu valor terá sinal negativo.

Já em trechos com momento nulo nas extremidades, submetidos a uma força transversal uniformemente distribuída, com apenas a mesa tracionada contida continuamente contra deslocamento lateral, fator de modificação C_b é dado por:

$$C_b = 2,00 \quad (34)$$

Em outros casos:

$$C_b = 1,00 \quad (35)$$

Deve-se usar, na verificação à FLT, como momento fletor solicitante de cálculo o maior momento que comprime a mesa livre.

2.5.3.2 Força cortante resistente de cálculo

Para seções I, H e U fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular à alma, a força cortante resistente de cálculo, V_{Rd} , é dada nas seguintes condições:

Para $\lambda \leq \lambda_p$:

$$V_{Rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (36)$$

Para $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$:

$$V_{Rd} = \frac{\lambda_p}{\lambda} \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (37)$$

Para $\lambda > \lambda_r$:

$$V_{Rd} = 1,24 \left(\frac{\lambda_p}{\lambda} \right)^2 \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (38)$$

Onde:

$$\lambda = \frac{d'}{t_w} ; \quad \lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{E k_v}{f_y}} ; \quad \lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{E k_v}{f_y}} \quad (39)$$

k_v = para almas sem enrijecedores transversais, adota-se valor de 5,0. Para os demais casos $5 + 5 / \left(\frac{a}{h} \right)^2$

V_{pl} é a força cortante correspondente à plastificação da alma por cisalhamento, é dado pela seguinte equação:

$$V_{pl} = 0,60 A_w f_y \quad (40)$$

E a área efetiva de cisalhamento, A_w , é dada por:

$$A_w = d t_w \quad (41)$$

2.5.3.3 Momento fletor resistente de cálculo de vigas de almas não-esbelta

Vigas de alma não-esbelta são aquelas constituídas por seções I, H e U, caixão e tubulares retangulares, que possuem parâmetro de esbeltez λ inferior ou igual a λ_r .

Os valores do momento fletor resistente de cálculo de vigas de alma não-esbelta para o estado-limite de flambagem lateral por torção (FLT) são calculados de acordo com as seguintes condições:

Onde:

$$M_{pl} = Z f_y \quad (42)$$

Para $\lambda \leq \lambda_p$:

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (43)$$

Para $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$:

$$M_{Rd} = \frac{C_b}{\gamma_{a1}} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (44)$$

Para $\lambda > \lambda_r$:

$$M_{Rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (45)$$

Para os estados limites flambagem local da mesa (FLM) e flambagem local da alma (FLA), o momento fletor é calculado a partir dessas condições:

Para $\lambda \leq \lambda_p$:

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (46)$$

Para $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$:

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (47)$$

Para: $\lambda > \lambda_r$:

$$M_{Rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} \quad (48)$$

Onde:

M_{pl} = momento fletor plástico;

M_{cr} = momento fletor crítico;

C_w = fator de modificação para o diagrama de momento fletor não-uniforme;

Z = módulo de resistência plástico, retirada do Anexo (A).

O Quadro (5) a seguir apresenta os estados limites de flambagem tanto na mesa quanto na alma.

Quadro 6 – Estados limites para flambagem local na mesa e na alma

(Continua)

Tipo de seção e eixo de flexão	Estado s-limites aplicáveis	M_r	M_{cr}	λ	λ_p	λ_r
Seções I e H com dois eixos de simetria e seções U não sujeitas a momento de torção, fletidas em relação ao eixo de maior momento	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	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)	$\frac{h}{t_w}$	$3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

(Conclusão)

Seções I e H com apenas um eixo de simetria situado no plano médio da alma, fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia (Ver nota 9)	FLT	$(f_y - \sigma_r)W \leq f_y W$ Ver nota 5	Ver nota 2	$\frac{L_b}{r_{yc}}$	$1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver nota 2
	FLM	$(f_y - \sigma_r)W$ Ver nota 5	Ver nota 6	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)	$\frac{h_c}{t_w}$	* Formula abaixo (49)	$5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
Seções I e H com dois eixos de simetria e seções U fletidas em relação ao eixo de menor momento de inércia	FLM	$(f_y - \sigma_r)W$	Ver nota 6	b/t Ver nota 8	$0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver nota 6
	FLA	$f_y W_{ef}$ 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 fletidas em relação ao eixo de menor momento de inércia	FLT	$f_y W$	$\frac{2,00 C_b E}{\lambda} \sqrt{JA}$	$\frac{L_b}{r_y}$	$\frac{0,13 E}{M_{pl}} \sqrt{JA}$	$\frac{2,00 E}{M_r} \sqrt{JA}$
Seções-caixão e tubulares retangulares, duplamente simétricas, fletidas em relação a um dos eixos de simetria que seja paralelo a dois lados	FLT	$(f_y - \sigma_r)W$ Ver nota 5	$\frac{2,00 C_b E}{\lambda} \sqrt{JA}$	$\frac{2,00 C_b E}{\lambda}$	$\frac{0,13 E}{M_{pl}} \sqrt{JA}$	$\frac{2,00 E}{M_r} \sqrt{JA}$
	FLM	$f_y W_{ef}$ Ver nota 4	$\frac{W_{ef}^2}{W} f_y$ Ver nota 4	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 (ABNT, 2008)

$$\frac{\frac{H_c}{h_p} \sqrt{\frac{E}{f_y}}}{\left(0,54 \frac{M_{pl}}{M_r} - 0,09\right)^2} \leq \lambda_r \quad (49)$$

Onde:

r_{yc} = raio de giração da seção T formada pela mesa comprimida e a parte comprimida da alma, em regime elástico, em relação ao eixo que passa pelo plano médio da alma;

r_y = raio de giração da seção em relação ao eixo principal de inércia perpendicular ao eixo de flexão;

J = constante de torção da seção transversal;

W_t = módulo de resistência elástico do lado tracionado da seção;

W = módulo de resistência, mínima, elástico da seção

W_c = módulo de resistência elástico do lado comprimido da seção;

h_c = duas vezes a distância do centro geométrico da seção transversal à face interna da mesa comprimida

L_b = distancia entre duas seções contidas à flambagem lateral com torção

Notas relacionadas a tabela

Nota 1:

$$\lambda_r = \frac{1,38 \sqrt{I_y J}}{r_y J \beta_1} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 C_w \beta_1^2}{I_y}}} \quad (50)$$

$$M_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E I_y}{L_b^2} \sqrt{\frac{C_w}{I_y} \left(1 + 0,039 \frac{J L_b^2}{C_w}\right)} \quad (51)$$

Onde:

$$\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r) W}{E J} \quad (52)$$

Para seções U:

$$C_w = \frac{t_f (b_f - 0,5t_w)^3 (d - t_F)^2}{12} \left[\frac{3(b_f - 0,5t_w)t_f + 2(d - t_F)t_w}{6(b_f - 0,5t_w)t_f + (d - t_F)t_w} \right] \quad (53)$$

Para seções I:

$$C_w = \frac{I_y (d - t_F)^2}{4} \quad (54)$$

Nota 5:

A tensão residual de compressão nas mesas, σ_r , deve ser tomada igual a 30% da resistência ao escoamento, f_y , do aço utilizado, ou seja, $\sigma_r = 0,3f_y$

Nota 6:

Para perfis laminados:

$$M_{cr} = \frac{0,69 E}{\lambda^2} W_c, \quad \lambda_r = 0,83 \sqrt{\frac{E}{f_y - \sigma_r}} \quad (55)$$

Para perfis soldados

$$M_{cr} = \frac{0,69 E k_c}{\lambda^2} W_c, \quad \lambda_r = 0,95 \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)/k_c}} \quad (56)$$

Nota 8:

b/t é a relação entre largura e espessura aplicável à mesa do perfil

O quadro (6) a seguir mostra os deslocamentos máximos segundo o tipo de elemento estrutural em relação ao seu comprimento.

Quadro 7 – Deslocamento máximo

(Continua)

Descrição	δ
Travessas de fechamento	$L/180^b$
	$L/120^{cd}$
Terças de cobertura	$L/180^e$
	$L/120^f$
Vigas de cobertura	$L/250^h$
Vigas de piso	$L/350^h$
Vigas que suportam pilares	$L/500^h$
Vigas de rolamento: — Deslocamento vertical para pontes rolantes com capacidade nominal inferior a 200kN — Deslocamento vertical para pontes rolantes com capacidade nominal igual ou superior a 200kN, exceto pontes siderúrgicas —Deslocamento vertical para pontes rolantes siderúrgicas com capacidade nominal igual ou superior a 200kN —Deslocamento horizontal, exceto para pontes rolantes siderúrgicas —Deslocamento horizontal para pontes rolantes siderúrgicas	$L/600^i$ $L/800^i$ $L/1000^i$ $L/400$ $L/600$
Galpões em geral e edifícios de um pavimento: — Deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base; — Deslocamento horizontal do nível da viga de rolamento em relação à base.	$H/300$ $H/400^{kl}$
Edifícios de dois ou mais pavimentos: — Deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base; — Deslocamento horizontal relativo entre dois pisos consecutivos.	$H/400$ $H/500^m$
Lajes mistas	Ver anexo Q da norma NBR 8800 (ABNT 2008)

(Conclusão)

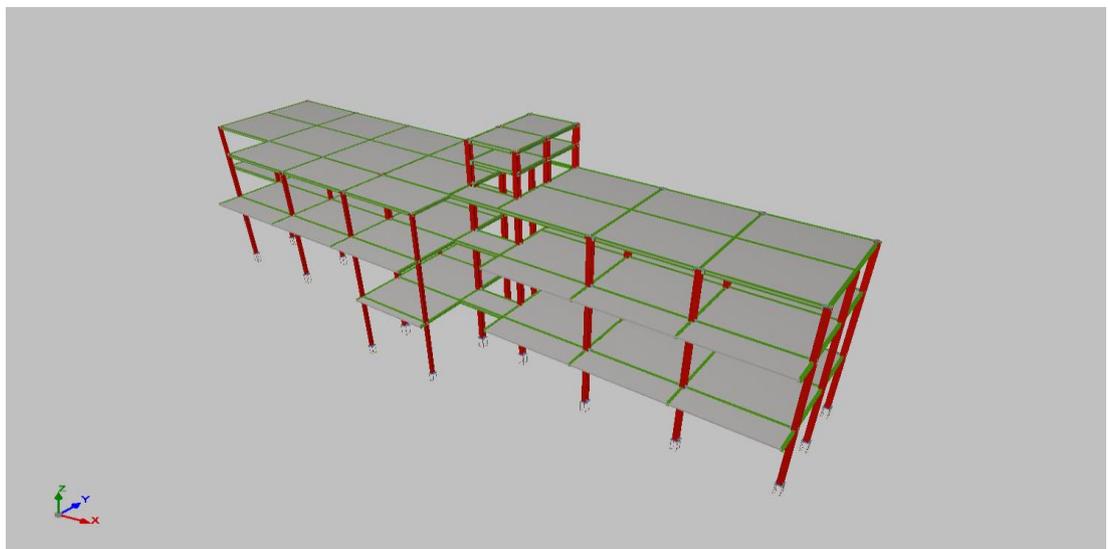
- ^a L é o vão teórico entre apoios ou o dobro do comprimento teórico do balanço, H é a altura total do pilar ou a distância do nível da viga de rolamento à base, h é a altura do andar.
- ^b Deslocamento paralelo ao plano de fechamento.
- ^c Deslocamento perpendicular ao plano de fechamento.
- ^d Considerar apenas as ações variáveis perpendiculares ao plano de fechamento com seu valor característico.
- ^e Considerar combinações raras de serviço, utilizando-se ações variáveis de mesmo sentido que o da ação permanente.
- ^f Considerar apenas as ações variáveis de sentido oposto ao da ação permanente com seu valor característico.
- ^g Deve-se evitar também a ocorrência de empoçamento.
- ^h Caso haja paredes de alvenaria sobre ou sob uma viga, solidarizadas com essa viga, o deslocamento vertical também não deve exceder a 15 mm.
- ⁱ Valor não majorado pelo coeficiente de impacto.
- ^j Considerar combinações raras de serviço.
- ^k No caso de pontes rolantes siderúrgicas, o deslocamento também não pode ser superior a 50 mm.
- ^l O diferencial do deslocamento horizontal entre pilares do pórtico que suportam as vigas de rolamento não pode superar 15 mm.
- ^m Tomar apenas os deslocamentos provocados pelas forças cortantes no andar considerado, desprezando-se os deslocamentos do corpo rígido provocados pelas deformações axiais dos pilares e das vigas.

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008)

3 EXEMPLO NUMÉRICO

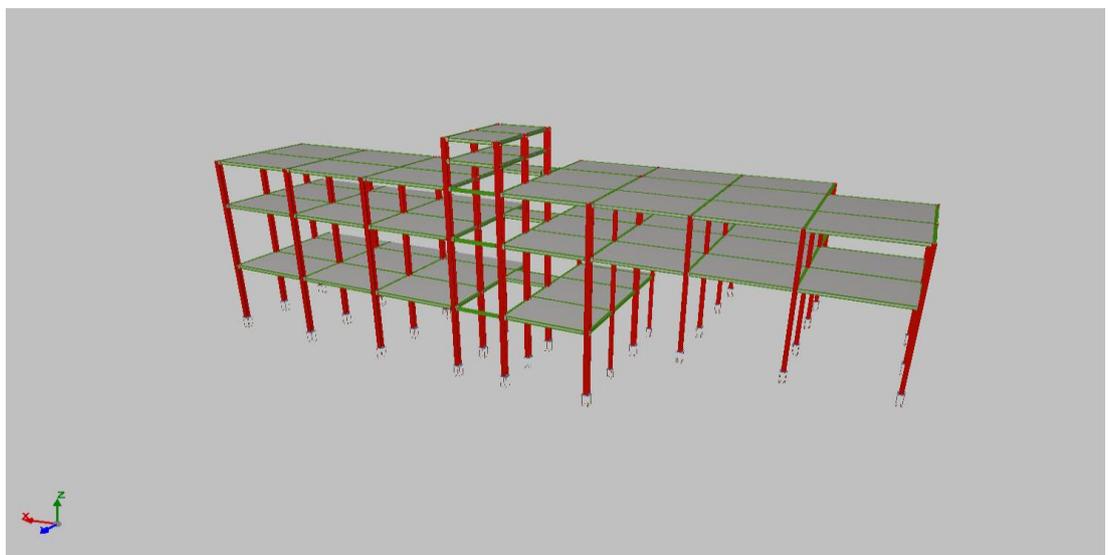
O exemplo numérico a ser abordado trata-se de uma galeria de médio porte que possui 3 pavimentos, um térreo, um sub solo e um superior. Galeria voltada para o comércio e para fins de dimensionamento, considerou – se apenas as vigas do pavimento térreo, enquanto no dimensionamento dos pilares foram considerados 3 pavimentos. As vistas em 2D da estrutura está representada nos Anexos B, C, D e E. E as vistas 3D nas Figuras (10) e (11).

Figura 10: Vista 3D semi frontal

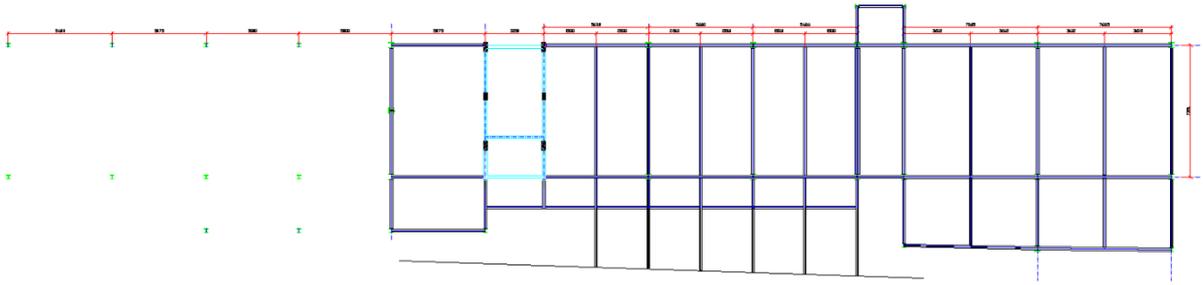


(Fonte: Autoria Própria 2019)

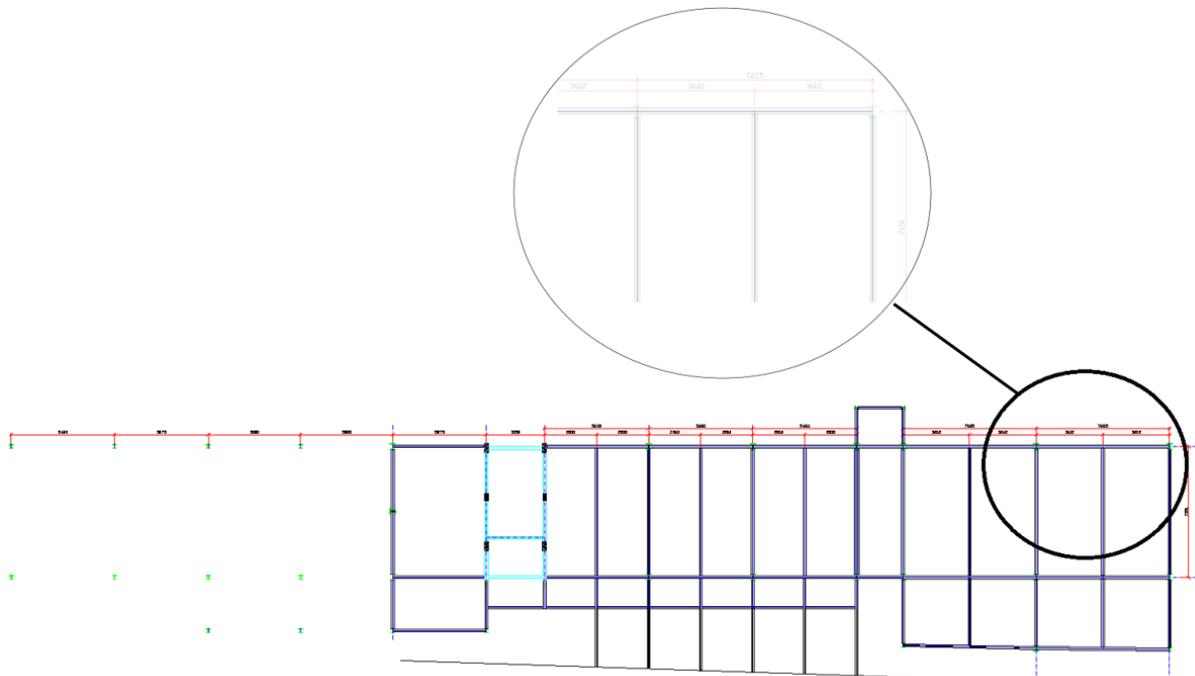
Figura 11: Vista 3D semi posterior



(Fonte: Autoria Própria 2019)

Figura 12: Planta Baixa do Pavimento Térreo

(Fonte: Autoria Própria 2019)

Figura 13: Vigas e Pilares Calculados

(Fonte: Autoria Própria 2019)

Figura (12) demonstra a planta baixa do pavimento térreo e a figura (13) a seção onde estão localizadas as vigas e o pilar, que estão circulados na figura (13), utilizados nesse exemplo.

3.1 DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS

Para o dimensionamento da estrutura, escolheu – se uma viga e um pilar do pavimento terreo, como as vigas possuem praticamente as mesmas dimensões foi escolhido uma única viga para servir de modelo de cálculo, por tanto os resultados expressados a-seguir serão validos para todas as vigas por se repetirem os perfis e terem solicitações iguais ou inferiores à demonstrada.

O cálculo será feito a mão para o dimensionamento destes elementos, visando um melhor estudo e calculo das cargas atuantes na estrutura e também a resistencia da mesma.

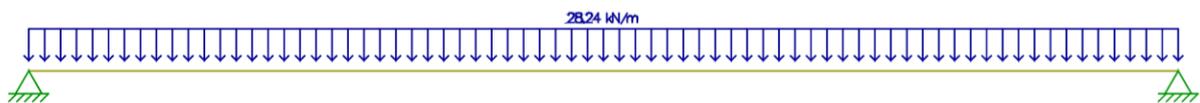
Perfil utilizado para o cálculo da viga é o W460x52.

3.1.1 Cálculo da Viga V1

3.1.1.1 Cargas

Para o cálculo das cargas atuantes no pilar, foram utilizados o Peso Próprio (PP) do mesmo, o Revestimento (Rev.) que será utilizado e a sobrecarga (Sob.) de acordo com a Norma NBR 8800.

Figura 14: Cargas Viga (V1)



(Fonte: Autoria Própria 2019)

3.1.1.1.1 Área de Influência

$$A_i = L_y \cdot L_x = 3,612 [m] \cdot 7,151 [m] = 25,83 m^2$$

3.1.1.1.2 Carga Permanente e Sobrecarga

Carga Permanente (CP):

$$PP = 0,10 * 2500 = 250 \text{ Kgf/m}^2$$

$$Rev. = 0,04 * 2100 = 84 \text{ Kgf/m}^2$$

$$CP = PP + Rev. = 250 + 84 = 334 \text{ Kgf/m}^2$$

$$CP \cdot A_i = 334 \cdot 25,83 = 8627,22 \text{ Kgf}$$

$$\frac{8627,22}{100} = 86,2722 \text{ KN}$$

$$\varphi_I = \frac{86,27 \text{ [KN]}}{715,1 \text{ [cm]}} = 0,120 \text{ KN/cm}$$

Sobrecarga (Sob.) = 250 Kgf/m²

$$Sob. A_i = 250 \cdot 25,83 = 6457,5 \text{ Kgf}$$

$$\frac{6457,5}{100} = 64,575 \text{ KN}$$

$$\varphi_{II} = \frac{64,575 \text{ [KN]}}{715,1 \text{ [cm]}} = 0,0903 \text{ KN/cm}$$

3.1.1.1.3 Combinações de Carga

A Combinação de carga I é utilizada para calcular o Momento Fletor Solicitante (M_s) e a Força Cortante Solicitante (M_s), já a Combinação II para calcular o Deslocamento Real da Viga (Δ_r).

$$\text{Combinação I} = 1,3CP + 1,4 Sob = 1,3 \cdot 0,12 + 1,4 \cdot 0,0903 = 0,28242 \text{ KN/cm}$$

$$\text{Combinação II} = 1 \cdot CP + 1 \cdot Sob = 1 \cdot 0,12 + 1 \cdot 0,0903 = 0,2103 \text{ KN/cm}$$

Deslocamento

Como a viga (V1) em questão é uma viga piso e de acordo com a Tabela C.1, pg. 117, NBR 8800. O cálculo para o Deslocamento Real (Δ_r) é feito da seguinte maneira.

$$\Delta_{lim.} = \frac{L_x}{350} = \frac{7151,1}{350} = 2,04 \text{ cm}$$

Para que a viga passe na verificação o seu deslocamento real deve ser menor que o deslocamento limite ($\Delta_r < \Delta_{lim.}$).

$$\Delta_r = \frac{5 \cdot \varphi_{II} \cdot L_x^4}{384 \cdot E \cdot I_x} = \frac{5 \cdot 0,2103 \cdot 7151,1^4}{384 \cdot 20000 \cdot 21370} = 1,6753 = 1,68 \text{ cm}$$

$$\Delta_r < \Delta_{lim.}$$

$$1,68 \text{ cm} < 2,04 \text{ cm} \checkmark$$

3.1.1.2 Dimensionamento — Esforços Resistentes

3.1.1.2.1 Momento Fletor Solicitante

$$M_s = \frac{\varphi_I \cdot L_x^2}{8} = \frac{0,28242 \cdot 7151,1^2}{8} = \mathbf{18052,57 \text{ KNcm}}$$

Figura 15: Diagrama Momento Fletor Solicitante

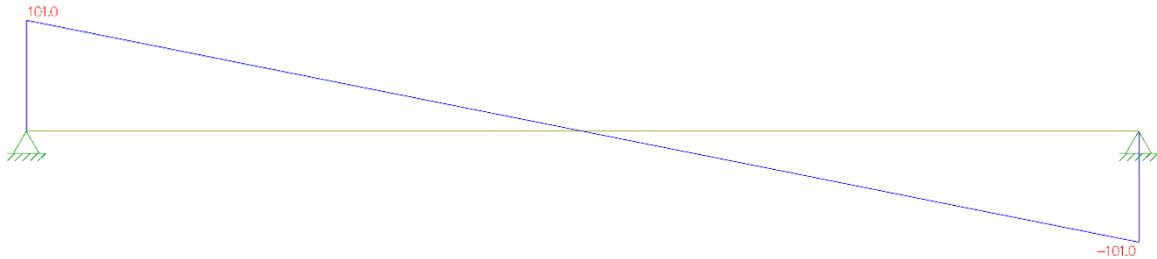


(Fonte: Autoria Própria 2019)

3.1.1.2.2 Força Cortante Solicitante

$$V_s = \frac{\varphi_l \cdot L_x}{2} = \frac{0,28242 \cdot 715,1}{2} = \mathbf{100,98KN}$$

Figura 16: Diagrama Esforço Cortante



(Fonte: Autoria Própria 2019)

3.1.1.2.3 Força Cortante Resistente

Para o cálculo da Força Cortante Resistente, deve ser verificado a condição imposta pelos parâmetro de esbeltez:

:

$$\lambda = \frac{d'}{t_w} = \frac{404,4 \text{ mm}}{7,6 \text{ mm}} = \mathbf{53,16}$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{E \cdot K_v}{f_y}} = 1,10 \sqrt{\frac{20000 \cdot 5}{34,5}} = \mathbf{59,22}$$

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{E \cdot K_v}{f_y}} = 1,37 \sqrt{\frac{20000 \cdot 5}{34,5}} = \mathbf{73,76}$$

Como $\lambda < \lambda_p$; então a expressão utilizada para o cálculo da Força Cortante

Resistente é: $V_{Rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}}$.

$$A_w = d \cdot t_w = 450 \text{ [mm]} \cdot 7,6 \text{ [mm]} = 45 \cdot 0,76 = \mathbf{34,2 \text{ cm}^2}$$

$$V_{pl} = 0,60 \cdot A_w \cdot f_y = 0,60 \cdot 34,2 \cdot 34,5 = \mathbf{707,94 \text{ KN}}$$

$$V_{Rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{707,94}{1,10} = \mathbf{643,58 \text{ KN}}$$

3.1.1.2.4 Verificação

Para que a viga possa ser utilizada sua Resistência a Força Cortante (V_{Rd}) tem que ser maior que a Força Cortante Solicitada (V_S).

$$V_S < V_{Rd}$$

$$\mathbf{100,98 \text{ KN} < 643,58 \text{ KN} \checkmark}$$

3.1.1.2.5 Momento Fletor Resistente

Para o cálculo da Flambagem Local da Mesa (FLM), deve ser verificado a condição imposta pelos parâmetro de esbeltez:

$$\lambda = \frac{b_f}{2 \cdot t_f} = \frac{152 \text{ mm}}{2 \cdot 10,8 \text{ mm}} = \mathbf{7,037}$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = \mathbf{9,149}$$

$$\lambda_r = 0,83 \sqrt{\frac{E}{0,7 \cdot f_y}} = 1,37 \sqrt{\frac{20000}{0,7 \cdot 34,5}} = \mathbf{23,88}$$

Como $\lambda < \lambda_p$; então a expressão utilizada para o cálculo da Força Momento Resistente é: $M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$.

$$M_{pl} = Z_x \cdot f_y = 1095,9 \cdot 34,5 = \mathbf{37808,55 \text{ KN} \cdot \text{cm}}$$

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{37808,55}{1,10} = \mathbf{34371,41 \text{ KN.cm}}$$

Para que a viga possa ser utilizada sua Resistencia ao Momento Fletor (M_{Rd}) tem que ser maior que o Momento Fletor Solicitante (M_S).

$$M_S < M_{Rd}$$

$$\mathbf{18052,57 \text{ KNcm} < 34371,41 \text{ KN.cm} \checkmark}$$

Para o cálculo da Flambagem Local da Alma (FLA), deve ser verificado a condição imposta pelos parâmetro de esbeltez:

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{428 \text{ mm}}{7,6 \text{ mm}} = \mathbf{56,31}$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = \mathbf{90,53}$$

$$\lambda_r = 5,70 \sqrt{\frac{E}{0,7 \cdot f_y}} = 5,70 \sqrt{\frac{20000}{0,7 \cdot 34,5}} = \mathbf{137,24}$$

Como $\lambda < \lambda_p$; então a expressão utilizada para o cálculo do Momento Resistente

é: $M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$.

$$M_{pl} = Z_x \cdot f_y = 1095,9 \cdot 34,5 = \mathbf{37808,55 \text{ KN.cm}}$$

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{37808,55}{1,10} = \mathbf{34371,41 \text{ KN.cm}}$$

Para que a viga possa ser utilizada sua Resistencia ao Momento Fletor (M_{Rd}) tem que ser maior que o Momento Fletor Solicitante (M_S).

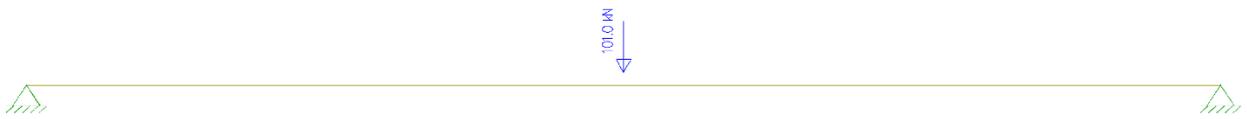
$$M_S < M_{Rd}$$

$$18052,57 \text{ KNcm} < 34371,41 \text{ KN.cm} \checkmark$$

Considerando que será utilizados conectores para travamento da laje de concreto, a qual será maciça. A laje efetuará uma contenção lateral contínua, o que dispensa a verificação da Flambagem Lateral com Torção (FLT).

3.1.2 Cálculo da viga V2

Figura 17: Carga Viga (V2)



(Fonte: Autoria Própria 2019)

3.1.2.1 Deslocamento

Como a viga (V1) em questão é uma viga piso e de acordo com a Tabela C.1, pg. 117, NBR 8800. O cálculo para o Deslocamento Real (Δ_r) é feito da seguinte maneira.

$$\Delta_{lim.} = \frac{L_x}{350} = \frac{722,4}{350} = 2,06 \text{ cm}$$

Para que a viga passe na verificação o seu deslocamento real deve ser menor que o deslocamento limite ($\Delta_r < \Delta_{lim.}$).

$$\Delta_r = \frac{\varphi_{II} \cdot L_x^3}{48 \cdot E \cdot I_x} = \frac{100,98 \cdot 722,5^3}{48 \cdot 20000 \cdot 21370} = 1,85 \text{ cm}$$

$$\Delta_r < \Delta_{lim.}$$

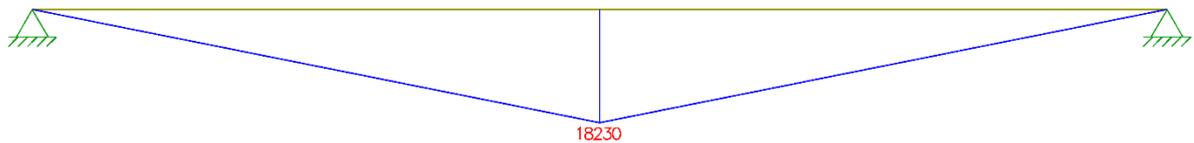
$$1,85 \text{ cm} < 2,06 \text{ cm} \checkmark$$

3.1.2.2 Dimensionamentos – Esforços Resistentes

3.1.2.2.1 Momento Fletor Solicitante

$$M_s = \frac{\varphi_I \cdot L_x}{2} = \frac{100,98 \cdot 722,5}{2} = \mathbf{18236,988 \text{ KNcm}}$$

Figura 18: Diagrama Momento Fletor Viga (V2)

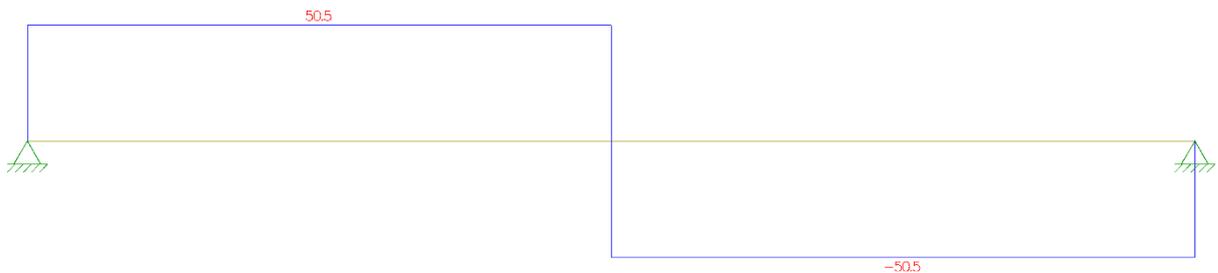


(Fonte: Autoria Própria 2019)

3.1.2.2.2 Força Cortante Solicitante

$$V_s = \frac{\varphi_I}{2} = \frac{100,98}{2} = \mathbf{50,49 \text{ KN}}$$

Figura 19: Diagrama Esforço Cortante Viga (V2)



(Fonte: Autoria Própria 2019)

3.1.2.2.3 Força Cortante Resistente

Para o cálculo da Força Cortante Resistente, deve ser verificado a condição imposta pelos parâmetro de esbeltez:

$$\lambda = \frac{d'}{t_w} = \frac{404,4 \text{ mm}}{7,6 \text{ mm}} = \mathbf{53,16}$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{E \cdot K_v}{f_y}} = 1,10 \sqrt{\frac{20000 \cdot 5}{34,5}} = \mathbf{59,22}$$

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{E \cdot K_v}{f_y}} = 1,37 \sqrt{\frac{20000 \cdot 5}{34,5}} = \mathbf{73,76}$$

Como $\lambda < \lambda_p$; então a expressão utilizada para o cálculo da Força Cortante

Resistente é: $V_{Rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}}$.

$$A_w = d \cdot t_w = 450 \text{ [mm]} \cdot 7,6 \text{ [mm]} = 45 \cdot 0,76 = \mathbf{34,2 \text{ cm}^2}$$

$$V_{pl} = 0,60 \cdot A_w \cdot f_y = 0,60 \cdot 34,2 \cdot 34,5 = \mathbf{707,94 \text{ KN}}$$

$$V_{Rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{707,94}{1,10} = \mathbf{643,58 \text{ KN}}$$

3.1.2.2.4 Verificação

Para que a viga possa ser utilizada sua Resistencia a Força Cortante (V_{Rd}) tem que ser maior que a Força Cortante Solicitada (V_S).

$$V_S < V_{Rd}$$

$$\mathbf{50,49 \text{ KN} < 643,58 \text{ KN} \checkmark}$$

3.1.2.2.5 Momento Fletor Resistente

Para o cálculo da Flambagem Local da Mesa (FLM), deve ser verificado a condição imposta pelo parâmetro de esbeltez:

$$\lambda = \frac{b_f}{2 \cdot t_f} = \frac{152 \text{ mm}}{2 \cdot 10,8 \text{ mm}} = 7,037$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 9,149$$

$$\lambda_r = 0,83 \sqrt{\frac{E}{0,7 \cdot f_y}} = 1,37 \sqrt{\frac{20000}{0,7 \cdot 34,5}} = 23,88$$

Como $\lambda < \lambda_p$; então a expressão utilizada para o cálculo da Força Momento Resistente é: $M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$.

$$M_{pl} = Z_x \cdot f_y = 1095,9 \cdot 34,5 = 37808,55 \text{ KN.cm}$$

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{37808,55}{1,10} = 34371,41 \text{ KN.cm}$$

Para que a viga possa ser utilizada sua Resistência ao Momento Fletor (M_{Rd}) tem que ser maior que o Momento Fletor Solicitante (M_S).

$$M_S < M_{Rd}$$

$$18236,988 \text{ KNcm} < 34371,41 \text{ KN.cm} \quad \checkmark$$

Para o cálculo da Flambagem Local da Alma (FLA), deve ser verificado a condição imposta pelo parâmetro de esbeltez:

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{428 \text{ mm}}{7,6 \text{ mm}} = \mathbf{56,31}$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = \mathbf{90,53}$$

$$\lambda_r = 5,70 \sqrt{\frac{E}{0,7 \cdot f_y}} = 5,70 \sqrt{\frac{20000}{0,7 \cdot 34,5}} = \mathbf{137,24}$$

Como $\lambda < \lambda_p$; então a expressão utilizada para o cálculo da Força Momento Resistente é: $M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$.

$$M_{pl} = Z_x \cdot f_y = 1095,9 \cdot 34,5 = \mathbf{37808,55KN.cm}$$

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{37808,55}{1,10} = \mathbf{34371,41 KN.cm}$$

Para que a viga possa ser utilizada sua Resistencia ao Momento Fletor (M_{Rd}) tem que ser maior que o Momento Fletor Solicitante (M_S).

$$M_S < M_{Rd}$$

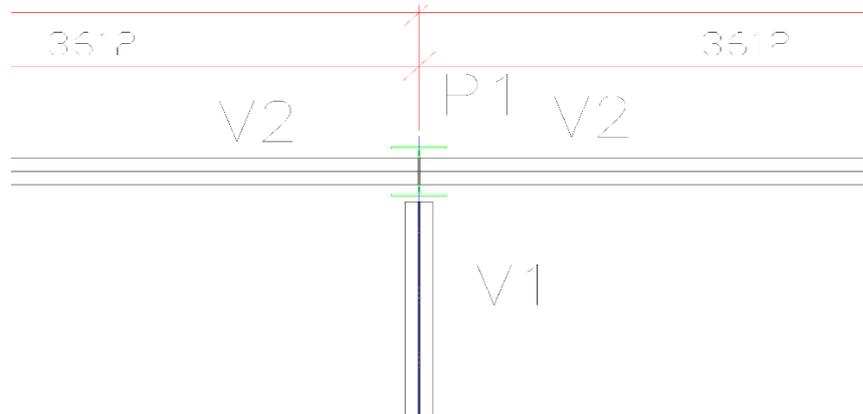
$$\mathbf{18236,988 KNcm < 34371,41 KN.cm} \checkmark$$

Considerando que será utilizados conectores para travamento da laje de concreto, a qual será maciça. A laje efetuará uma contenção lateral contínua, o que dispensa a verificação da Flambagem Lateral com Torção (FLT).

3.2 DIMENSIONAMENTO PILAR

O pilar escolhido para ser utilizado no dimensionamento foi o perfil HP310x79, como os pilares são semelhantes, será calculado apenas um, que servirá de modelo para os demais pilares da mesma área.

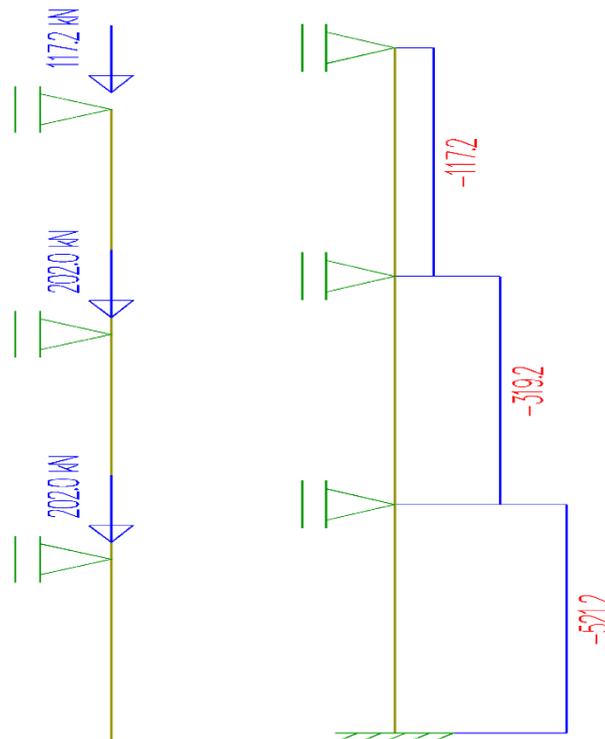
Figura 20: Pilar (P1)



(Fonte: Autoria Própria 2019)

3.2.1 Esforços Solicitantes

Figura 21: Esforços Solicitantes e Diagrama dos Esforços Cortantes no Pilar (P1)



(Fonte: Autoria Própria 2019)

Os esforços solicitantes no pilar (P1), assim como mostra a figura (21), são: 117,2KN a sobrecarga da cobertura, 202KN do pavimento Superior do Térreo. Com um total de 319,2KN na seção I e 521,2KN na seção II.

3.2.2 Seção I

O pilar (P1) foi dividido em duas seções, para que o cálculo ficasse mais simples.

Figura 22: Seção I Pilar (P1)



(Fonte: Autoria Própria 2019)

3.2.2.1 Verificação estabilidade Global

$$\lambda_x = \frac{K_x L_x}{r_x} = \frac{1 \cdot 300}{12,77} = \mathbf{23,49} \quad \lambda_x < 200$$

$$\lambda_y = \frac{K_y L_y}{r_y} = \frac{1 \cdot 300}{7,25} = \mathbf{41,38} \quad \lambda_y < 200$$

3.2.2.2 Verificação Estabilidade Local

$$\text{Mesa: } Q_s = \frac{b_f}{2 \cdot t_f} = \frac{306}{2 \cdot 11,0} = \mathbf{13,91} > 13,48 \quad Q \neq 1$$

$$\text{Alma: } Q_a = \frac{d'}{t_w} = \frac{245}{11,0} = \mathbf{22,27} < 35,87 \quad Q = 1$$

3.2.2.2.1 Correção Q_s (Grupo 4)

$$0,56 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 13,48; \quad 1,03 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 24,80$$

$$13,48 < \mathbf{13,91} < 24,80$$

$$Q_s = 1,415 - 0,74 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$Q_s = 1,415 - 0,74 \cdot 13,91 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 0,98748 = \mathbf{0,987}$$

3.2.2.3 Força Resistente

3.2.2.3.1 Fator Redução

$$\lambda_0 = 0,0132 \cdot \lambda = 0,0132 \cdot 41,38 = 0,546$$

$$X = 0,658 \lambda_0^2 = 0,883$$

3.2.2.3.2 Força Resistente

$$N_{c,Rd} = \frac{X \cdot Q \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{0,883 \cdot 0,987 \cdot 100 \cdot 34,5}{1,10} = \mathbf{2733,41 \text{ KN}}$$

3.2.2.4 Verificação

Para que a viga possa ser utilizada sua Resistencia a Força Cortante ($N_{c,Rd}$) tem que ser maior que a Força Cortante Solicitada.

$$\mathbf{319,2KN < 2733,41KN \checkmark}$$

3.2.3 Seção II

Figura 23: Seção II do Pilar (P1)



(Fonte: Autoria Própria 2019)

3.2.3.1 Verificação estabilidade Global

$$\lambda_x = \frac{K_x L_x}{r_x} = \frac{0,8 \cdot 300}{12,77} = \mathbf{18,79} \quad \lambda_x < 200$$

$$\lambda_y = \frac{K_y L_y}{r_y} = \frac{0,8 \cdot 300}{7,25} = \mathbf{33,10} \quad \lambda_y < 200$$

3.2.3.2 Verificação Estabilidade Local

$$Q_s = \frac{b_f}{2 \cdot t_f} = \frac{306}{2 \cdot 11,0} = \mathbf{13,91} > 13,48 \quad Q \neq 1$$

$$Q_s = \frac{d'}{t_w} = \frac{245}{11,0} = \mathbf{22,27} < 35,87 \quad Q = 1$$

3.2.3.3 Correção Q_s (Grupo 4)

$$0,56 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 13,48; \quad 1,03 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 24,80$$

$$13,48 < \mathbf{13,91} < 24,80$$

$$Q_s = 1,415 - 0,74 \cdot 13,91 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 0,98748 = \mathbf{0,987}$$

3.2.3.4 Força Resistente

3.2.3.4.1 Fator Redução

$$\lambda_0 = 0,0132 \cdot \lambda = 0,0132 \cdot 33,10 = 0,437$$

$$X = 0,658 \lambda_0^2 = 0,923$$

3.2.3.4.2 Força Resistente

$$N_{c,Rd} = \frac{0,923 \cdot 0,987 \cdot 100 \cdot 34,5}{1,10} = \mathbf{2857,23 \text{ KN}}$$

3.2.3.5 Verificação

Para que a viga possa ser utilizada sua Resistencia a Força Cortante ($N_{c,Rd}$) tem que ser maior que a Força Cortante Solicitada.

$$\mathbf{319,2KN < 2857,23KN \checkmark}$$

4 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

Após a análise e cálculo dos elementos, foi constatado que todos passaram nas verificações de acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008), tendo então sucesso com os perfis escolhidos tanto para os pilares, quanto para as vigas.

A tabela (5) e tabela (6) mostram os resultados obtidos no cálculo de dimensionamento da viga V1 e da viga V2, esses resultados servem para todas as vigas de mesmo perfil.

Tabela 5 - Verificações da viga V1 W460x52

	Solicitante	Resistente	Solicitante ≤ Resistente
Força Cortante	100,98 KN	643,58 KN	✓
Momento Fletor (FLM)	18052,57 KN.cm	34371,41 KN.cm	✓
Momento Fletor (FLA)	18052,57 KN.cm	34371,41 KN.cm	✓
Deslocamento	1,68 cm	2,04 cm	✓

Fonte: Autoria Propria

Tabela 6 - Verificações da viga V2 W460x52

	Solicitante	Resistente	Solicitante ≤ Resistente
Força Cortante	50,49 KN	643,58 KN	✓
Momento Fletor (FLM)	18236,988 KN.cm	34371,41 KN.cm	✓
Momento Fletor (FLA)	18236,988 KN.cm	34371,41 KN.cm	✓
Deslocamento	1,81 cm	2,06 cm	✓

Fonte: Autoria Propria

A tabela (7) mostra o resultado obtido no cálculo de dimensionamento do pilar P1, como o mesmo perfil foi utilizados para todos, os resultados a seguir servem para todos os pilares do mesmo setor.

Tabela 7 - Verificação do Pilar P1 à força cortante

Seção	Força Cortante Solicitada	Força Cortante Resistente	Solicitante ≤ Resistente
I	319,2 KN	2733,41 KN	✓
II	319,2 KN	2857,23 KN	✓

Fonte: Autoria Propria

5 CONCLUSÃO

A estrutura metálica oferece ao engenheiro que a utiliza grandes vantagens dentro da construção civil. Vantagens que vão desde um canteiro de obras mais organizado até uma estrutura mais leve, levando vantagem quando comparado aos outros tipos de estrutura, como madeira ou concreto armado.

Com a conclusão deste trabalho fica evidente que para o cálculo de dimensionamento de estruturas metálicas a NBR 8800 (ABNT, 2008) é uma grande aliada, pois nela há tudo o que é preciso para que o engenheiro civil necessite para fazer o dimensionamento. Aprender como calcular uma estrutura metálica possibilita ao engenheiro uma habilidade que poucos ousam a explorar. Tendo isto em mente foi exposto as principais verificações todas normatizadas, as quais devem ser executadas no dimensionamento das peças, cada qual sendo analisada de acordo com o esforço ao qual é solicitada.

Foi observado também que a concepção do projeto neste tipo de estrutura tem que ser observado sua viabilidade econômica, pois tem-se um custo mais elevado quando comparado com estruturas do mesmo porte concebidas em concreto armado por exemplo, porém, a sua montagem, se torna mais simples e rápida, trazendo ao cliente um tempo menor de retorno ao seu investimento.

Com a retomada econômica brasileira, a tendência ao aumento de obras que demandem menos tempo, traz uma boa competitividade para as estruturas metálicas, fazendo com que o a procura por profissionais qualificados e mais softwares que contemplem a norma NBR 8800 (ABNT, 2008) seja cada dia maior. Gerando então mais praticidade para o projetista e melhores oportunidades.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. 2 ed. Rio de Janeiro: Abnt, 2008. 237 p.

DIAS, Luís Andrade de Matos. **Estruturas de aço**: conceitos, técnicas e linguagem. 8. ed. São Paulo: Ziguarte Editora, 2011. 297 p.

GÓES, João Victor Diniz Rodrigues. **Aspectos práticos para análise e dimensionamento de estruturas em aço**. 2016. 75 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2016.

PEREIRA, Caio. Estrutura Metálica: Processo executivo, vantagens e desvantagens. **Escola Engenharia**, 2018. Disponível em: <https://www.escolaengenharia.com.br/estrutura-metalica/>. Acesso em: 23 de maio de 2019.

PEREIRA, Caio. Principais tipos de sistemas construtivos utilizados na construção civil. **Escola Engenharia**, 2018. Disponível em: <https://www.escolaengenharia.com.br/tipos-de-sistemas-construtivos/>. Acesso em: 15 de maio de 2019.

PFEIL, Walter; PFEIL, Michèle. **Estruturas de aço**: dimensionamento prático de acordo com a NBR 8800:2008. 8. ed. Rio de Janeiro: Ltc, 2012. 357 p.

ROSSATTO, Bárbara Maier. **Estudo comparativo de uma edificação em estrutura metálica/concreto armado**: estudo de caso. 2015. 90 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2015.

SILVA, Valdir Pignata; PANNONI, Fabio Domingos. **Estruturas de aço para edifícios**: aspectos tecnológicos e de concepção. São Paulo: Blucher, 2010. 295 p.

ANEXOS

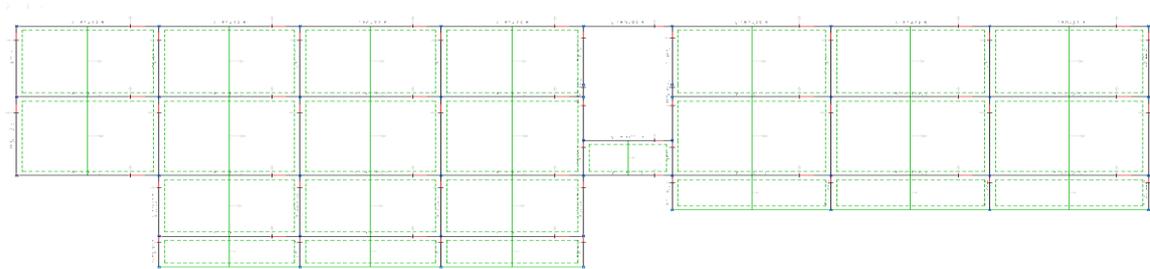
Anexo A – Perfis estruturais Gerdau: tabela de bitolas

(Continua)

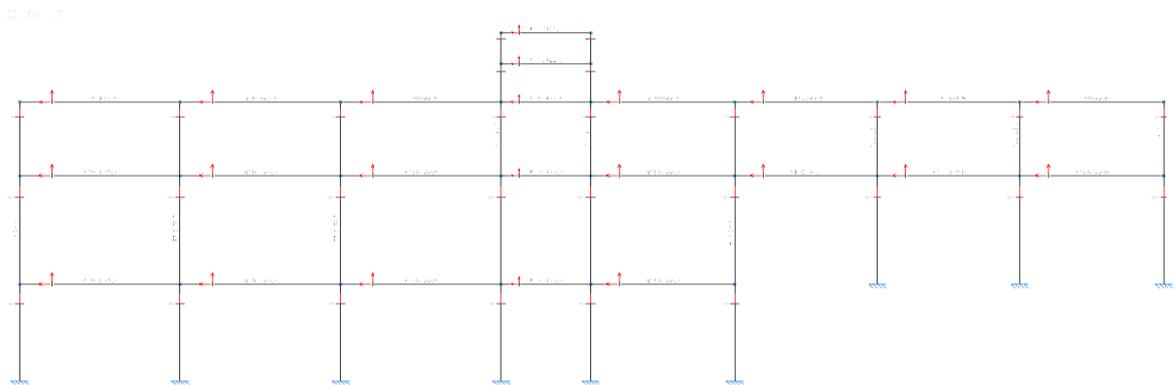
BITOLA mm x kg/m	Massa Linear kg/m	d mm	b ₁ mm	ESPESSURA			h mm	d' mm	Área cm ²	EIXO X - X				EIXO Y - Y				r ₁ cm	l ₁ cm	ESBELTEZ		C _w cm ⁴	u m ² /m	BITOLA in x lb/ft
				t ₁ mm	t ₂ mm	t ₃ mm				l ₁ cm	W _y cm ²	r _x cm	Z _x cm ³	l ₂ cm	W _x cm ²	r _y cm	Z _y cm ³			MESA -> b ₁ /2t ₁	ALMA -> d'/t ₁			
				cm ⁴	cm ⁴	cm				cm ³	cm ⁴	cm ⁴	cm	cm ³	cm ⁴	cm ⁴	cm			cm ³	cm ⁴			
W 150 x 13,0	13,0	148	100	4,3	4,9	138	118	16,6	635	85,8	6,18	96,4	82	16,4	2,22	25,5	2,60	1,72	10,20	27,49	4,181	0,67	W 6 x 8,5	
W 150 x 18,0	18,0	153	102	5,8	7,1	139	119	23,4	939	122,8	6,34	139,4	126	24,7	2,32	38,5	2,69	4,34	7,18	20,48	6,683	0,69	W 6 x 12	
W 150 x 22,5 (H)	22,5	152	152	5,8	6,6	139	119	29,0	1229	161,7	6,51	179,6	387	50,9	3,65	77,9	4,10	4,75	11,52	20,48	20,417	0,88	W 6 x 15	
W 150 x 24,0	24,0	160	102	6,6	10,3	139	115	31,5	1384	173,0	6,63	197,6	183	35,9	2,41	55,8	2,73	11,08	4,95	17,48	10,206	0,69	W 6 x 16	
W 150 x 29,8 (H)	29,8	157	153	6,6	9,3	138	118	38,5	1739	221,5	6,72	247,5	556	72,6	3,80	110,8	4,18	10,95	8,23	17,94	30,277	0,90	W 6 x 20	
W 150 x 37,1 (H)	37,1	162	154	8,1	11,6	139	119	47,8	2244	277,0	6,85	313,5	707	91,8	3,84	140,4	4,22	20,58	6,64	14,67	39,930	0,91	W 6 x 25	
W 200 x 15,0	15,0	200	100	4,3	5,2	190	170	19,4	1305	130,5	8,20	147,9	87	17,4	2,12	27,3	2,55	2,05	9,62	39,44	8,222	0,77	W 8 x 10	
W 200 x 19,3	19,3	203	102	5,8	6,5	190	170	25,1	1686	166,1	8,19	190,6	116	22,7	2,14	35,9	2,59	4,02	7,85	29,31	11,098	0,79	W 8 x 13	
W 200 x 22,5	22,5	206	102	6,2	8,0	190	170	29,0	2029	197,0	8,37	225,5	142	27,9	2,22	43,9	2,63	6,18	6,38	27,42	13,868	0,79	W 8 x 15	
W 200 x 26,6	26,6	207	133	5,8	8,4	190	170	34,2	2611	252,3	8,73	282,3	330	49,6	3,10	76,3	3,54	7,65	7,92	29,34	32,477	0,92	W 8 x 18	
W 200 x 31,3	31,3	210	134	6,4	10,2	190	170	40,3	3168	301,7	8,86	338,6	410	61,2	3,19	94,0	3,60	12,59	6,57	26,50	40,822	0,93	W 8 x 21	
W 200 x 35,9 (H)	35,9	201	165	6,2	10,2	181	161	45,7	3437	342,0	8,67	379,2	764	92,6	4,09	141,0	4,50	14,51	8,09	25,90	69,502	1,03	W 8 x 24	
W 200 x 41,7 (H)	41,7	205	166	7,2	11,8	181	157	53,5	4114	401,4	8,77	448,6	901	108,5	4,10	165,7	4,53	23,19	7,03	21,86	83,948	1,04	W 8 x 28	
W 200 x 46,1 (H)	46,1	203	203	7,2	11,0	181	161	58,6	4543	447,6	8,81	495,3	1535	151,2	5,12	229,5	5,58	22,01	9,23	22,36	141,342	1,19	W 8 x 31	
W 200 x 52,0 (H)	52,0	206	204	7,9	12,6	181	157	66,9	5298	514,4	8,90	572,5	1784	174,9	5,16	265,8	5,61	33,34	8,10	19,85	166,710	1,19	W 8 x 35	
HP 200 x 53,0 (H)	53,0	204	207	11,3	11,3	181	161	68,1	4977	488,0	8,55	551,3	1673	161,7	4,96	248,6	5,57	31,93	9,16	14,28	155,075	1,20	HP 8 x 36	
W 200 x 59,0 (H)	59,0	210	205	9,1	14,2	182	158	76,0	6140	584,8	8,99	655,9	2041	199,1	5,18	303,0	5,64	47,69	7,22	17,32	195,418	1,20	W 8 x 40	
W 200 x 71,0 (H)	71,0	216	206	10,2	17,4	181	161	91,0	7660	709,2	9,17	803,2	2537	246,3	5,28	374,5	5,70	81,66	5,92	15,80	249,976	1,22	W 8 x 48	
W 200 x 86,0 (H)	86,0	222	209	13,0	20,6	181	157	110,9	9498	855,7	9,26	984,2	3139	300,4	5,32	458,7	5,77	142,19	5,07	12,06	317,844	1,23	W 8 x 58	
W 200 x 100,0 (H)*	100,0	229	210	14,5	23,7	182	158	127,1	11355	991,7	9,45	1152,2	3864	349,0	5,37	533,4	5,80	212,61	4,43	10,87	385,454	1,25	W 8 x 67	
W 250 x 17,9	17,9	251	101	4,8	5,3	240	220	23,1	2291	182,6	9,96	211,0	91	18,1	1,99	28,8	2,48	2,54	9,53	45,92	13,735	0,88	W 10 x 12	
W 250 x 22,3	22,3	254	102	5,8	6,9	240	220	28,9	2939	231,4	10,09	267,7	123	24,1	2,06	38,4	2,54	4,77	7,39	37,97	18,629	0,89	W 10 x 15	
W 250 x 25,3	25,3	257	102	6,1	8,4	240	220	32,6	3473	270,2	10,31	311,1	149	29,3	2,14	46,4	2,58	7,06	6,07	36,10	22,955	0,89	W 10 x 17	
W 250 x 28,4	28,4	260	102	6,4	10,0	240	220	36,6	4046	311,2	10,51	357,3	178	34,8	2,20	54,9	2,62	10,34	5,10	34,38	27,636	0,90	W 10 x 19	
W 250 x 32,7	32,7	258	146	6,1	9,1	240	220	42,1	4937	382,7	10,83	428,5	473	64,8	3,35	99,7	3,86	10,44	8,02	36,03	73,104	1,07	W 10 x 22	
W 250 x 38,5	38,5	262	147	6,6	11,2	240	220	49,6	6057	462,4	11,05	517,8	594	80,8	3,46	124,1	3,93	17,63	6,56	33,27	93,242	1,08	W 10 x 26	
W 250 x 44,8	44,8	266	148	7,6	13,0	240	220	57,6	7158	538,2	11,15	606,3	704	95,1	3,50	146,4	3,96	27,14	5,69	28,95	112,398	1,09	W 10 x 30	
HP 250 x 62,0 (H)	62,0	246	256	10,5	10,7	225	201	79,6	8728	709,6	10,47	790,5	2995	234,0	6,13	357,8	6,89	33,46	11,96	19,10	414,130	1,47	HP 10 x 42	
W 250 x 73,0 (H)	73,0	253	254	8,6	14,2	225	201	92,7	11257	889,9	11,02	983,3	3880	305,5	6,47	463,1	7,01	56,94	8,94	23,33	552,900	1,48	W 10 x 49	
W 250 x 80,0 (H)	80,0	256	255	9,4	15,6	225	201	101,9	12550	980,5	11,10	1088,7	4313	338,3	6,51	513,1	7,04	75,02	8,17	21,36	622,878	1,49	W 10 x 54	
HP 250 x 85,0 (H)	85,0	254	260	14,4	14,4	225	201	108,5	12280	966,9	10,64	1093,2	4225	325,0	6,24	499,6	7,00	82,07	9,03	13,97	605,403	1,50	HP 10 x 57	
W 250 x 89,0 (H)	89,0	260	256	10,7	17,3	225	201	113,9	14237	1095,1	11,18	1224,4	4841	378,2	6,52	574,3	7,06	102,81	7,40	18,82	712,351	1,50	W 10 x 60	
W 250 x 101,0 (H)	101,0	264	257	11,9	19,6	225	201	128,7	16352	1238,8	11,27	1395,0	5549	431,8	6,57	656,3	7,10	147,70	6,56	16,87	828,031	1,51	W 10 x 68	
W 250 x 115,0 (H)	115,0	269	259	13,5	22,1	225	201	146,1	18920	1406,7	11,38	1597,4	6405	494,6	6,62	752,7	7,16	212,00	5,86	14,87	975,265	1,53	W 10 x 77	
W 250 x 131,0 (H)*	131,0	275	261	15,4	25,1	225	193	167,8	22243	1617,7	11,51	1855,6	7448	570,7	6,66	870,7	7,21	321,06	5,20	12,52	1.161.225	1,54	W 10 x 88	
W 250 x 149,0 (H)*	149,0	282	263	17,3	28,4	225	193	190,5	26027	1845,9	11,69	2137,5	8624	655,8	6,73	1001,7	7,27	462,06	4,63	11,17	1.384.436	1,55	W 10 x 100	
W 250 x 167,0 (H)*	167,0	289	265	19,2	31,8	225	193	214,0	30110	2083,7	11,86	2435,3	9880	745,7	6,79	1140,2	7,33	644,95	4,17	10,07	1.631.156	1,57	W 10 x 112	
W 310 x 21,0	21,0	303	101	5,1	5,7	292	272	27,2	3776	249,2	11,77	291,9	98	19,5	1,90	31,4	2,42	3,27	8,86	53,25	21,628	0,98	W 12 x 14	
W 310 x 23,8	23,8	305	101	5,6	6,7	292	272	30,7	4346	285,0	11,89	333,2	116	22,9	1,94	36,9	2,45	4,65	7,54	48,50	25,594	0,99	W 12 x 16	
W 310 x 28,3	28,3	309	102	6,0	8,9	291	271	36,5	5500	356,0	12,28	412,0	158	31,0	2,08	49,4	2,55	8,14	5,73	45,20	35,441	1,00	W 12 x 19	
W 310 x 32,7	32,7	313	102	6,6	10,8	291	271	42,1	6570	419,8	12,49	485,3	192	37,6	2,13	59,8	2,58	12,91	4,72	41,12	43,612	1,00	W 12 x 22	
W 310 x 38,7	38,7	310	165	5,8	9,7	291	271	49,7	8581	553,6	13,14	615,4	727	88,1	3,82	134,9	4,38	13,20	8,51	46,66	163,728	1,25	W 12 x 26	
W 310 x 44,5	44,5	313	166	6,6	11,2	291	271	57,2	9997	638,8	13,22	712,8	855	103,0	3,87	158,0	4,41	19,90	7,41	41,00	194,433	1,26	W 12 x 30	
W 310 x 52,0	52,0	317	167	7,6	13,2	291	271	67,0	11909	751,4	13,33	842,5	1026	122,9	3,91	188,8	4,45	31,81	6,33	35,61	236,422	1,27	W 12 x 35	
W 310 x 60,0*	60,0	303	203	7,5	13,1	277	245	76,1	12908	852,0	13,02	944,3	1829	228,7	4,90	275,4	5,48	40,46	6,29	26,11	383,747	1,38	W 12 x 40	
W 310 x 67,0*	67,0	306	204	8,5	14,6	277	245	85,3	14559	951,5	13,06	1060,4	2069	202,8	4,92	310,5	5,51	55,35	6,99	28,80	438,542	1,38	W 12 x 45	
W 310 x 74,0*	74,0	310	205	9,4	16,3	277	245	95,1	16501	1064,6	13,17	1192,0	2344	180,2	4,96	350,5	5,54	75,51	7,75	32,64	504,715	1,39	W 12 x 50	
HP 310 x 79,0 (H)	79,0	299	306	11,0	11,0	277	245	100,0	16316	1091,3	12,77	1210,1	5258	343,7	7,25	525,4	8,20	46,72	13,91	22,27	1.089.258	1,77	HP 12 x 53	
HP 310 x 93,0 (H)	93,0	303	308	13,1	13,1	277	245	119,2	19682	12														

(Conclusão)

W 310 x 117,0 (H)	117,0	314	307	11,9	18,7	277	245	149,9	27563	1755,6	13,56	1952,6	9024	587,9	7,76	893,1	8,44	161,61	8,21	20,55	1.965.950	1,80	W 12 x 79
HP 310x125,0 (H)	125,0	312	312	17,4	17,4	277	245	159,0	27076	1735,6	13,05	1963,3	8823	565,6	7,45	870,6	8,38	177,98	8,97	14,09	1.911.029	1,81	HP 12 x 84
W 310 x 129,0 (H)*	129,0	318	308	13,1	20,6	277	245	165,4	30819	1938,3	13,65	2167,6	10039	651,9	7,79	991,2	8,48	214,66	7,48	18,69	2.218.146	1,81	W 12 x 87
HP 310 x 132 (H)	132,0	314	313	18,3	18,3	277	245	167,5	28731	1830,0	13,10	2075,5	9371	598,8	7,48	922,4	8,41	206,79	8,55	13,41	2.044.445	1,82	HP 12 x 89
W 310 x 143,0 (H)*	143,0	323	309	14,0	22,9	277	245	182,5	34812	2155,6	13,81	2422,2	11270	729,4	7,86	1109,2	8,52	288,76	6,75	17,51	2.535.314	1,83	W 12 x 96
W 310 x 158,0 (H)*	158,0	327	310	15,5	25,1	277	245	200,7	38681	2365,8	13,88	2675,7	12474	804,8	7,88	1225,2	8,55	379,96	6,18	15,79	2.839.709	1,84	W 12 x 106
W 310 x 179,0 (H)*	179,0	333	313	18,0	28,1	277	245	227,9	44580	2677,5	13,99	3056,2	14378	918,7	7,94	1401,7	8,62	541,03	5,57	13,60	3.337.666	1,85	W 12 x 120
W 310 x 202,0 (H)*	202,0	341	315	20,1	31,8	277	245	258,3	52030	3051,6	14,19	3513,7	16589	1053,2	8,01	1608,7	8,69	777,99	4,95	12,21	3.959.374	1,87	W 12 x 136
W 360 x 32,9	32,9	349	127	5,8	8,5	332	308	42,1	8358	479,0	14,09	547,6	291	45,9	2,63	72,0	3,20	9,15	7,47	53,10	84.111	1,17	W 14 x 22
W 360 x 39,0	39,0	353	128	6,5	10,7	332	308	50,2	10331	585,3	14,35	667,7	375	58,6	2,73	91,9	3,27	15,83	5,98	47,32	109.551	1,18	W 14 x 26
W 360 x 44,6	44,6	352	171	6,9	9,8	332	308	57,7	12258	696,5	14,58	784,3	818	95,7	3,77	148,0	4,43	16,70	8,72	44,70	239.091	1,35	W 14 x 30
W 360 x 51,0	51,0	355	171	7,2	11,6	332	308	64,8	14222	801,2	14,81	899,5	968	113,3	3,87	174,7	4,49	24,65	7,37	42,75	284.994	1,36	W 14 x 34
W 360 x 58	58,0	358	172	7,9	13,1	332	308	72,5	16143	901,8	14,92	1014,8	1113	129,4	3,92	199,8	4,53	34,45	6,56	38,96	330.394	1,37	W 14 x 38
W 360 x 64,0	64,0	347	203	7,7	13,5	320	288	81,7	17890	1031,1	14,80	1145,5	1885	185,7	4,80	284,5	5,44	44,57	7,52	37,40	523.362	1,46	W 14 x 43
W 360 x 72,0	72,0	350	204	8,6	15,1	320	288	91,3	20169	1152,5	14,86	1285,9	2140	209,8	4,84	321,8	5,47	61,18	6,75	33,47	599.082	1,47	W 14 x 48
W 360 x 79,0	79,0	354	205	9,4	16,8	320	288	101,2	22713	1283,2	14,98	1437,0	2416	235,7	4,89	361,9	5,51	82,41	6,10	30,68	685.701	1,48	W 14 x 53
W 360 x 91,0 (H)	91,0	353	254	9,5	16,4	320	288	115,9	26755	1515,9	15,19	1680,1	4483	353,0	6,22	538,1	6,90	92,61	7,74	30,34	1.268.709	1,68	W 14 x 61
W 360 x 101,0 (H)	101,0	357	255	10,5	18,3	320	286	129,5	30279	1696,3	15,29	1888,9	5063	397,1	6,25	606,1	6,93	128,47	6,97	27,28	1.450.410	1,68	W 14 x 68
W 360 x 110,0 (H)	110,0	360	256	11,4	19,9	320	288	140,6	33155	1841,9	15,36	2059,3	5570	435,2	6,29	664,5	6,96	161,93	6,43	25,28	1.609.070	1,69	W 14 x 74
W 360 x 122,0 (H)	122,0	363	257	13,0	21,7	320	288	155,3	36599	2016,5	15,35	2269,8	6147	478,4	6,29	732,4	6,98	212,70	5,92	22,12	1.787.806	1,70	W 14 x 82
W 410 x 38,8	38,8	399	140	6,4	8,8	381	357	50,3	12777	640,5	15,94	736,8	404	57,7	2,83	90,9	3,49	11,69	7,95	55,84	153.190	1,32	W 16 x 26
W 410 x 46,1	46,1	403	140	7,0	11,2	381	357	59,2	15690	778,7	16,27	891,1	514	73,4	2,95	115,2	3,55	20,06	6,25	50,94	196.571	1,33	W 16 x 31
W 410 x 53,0	53,0	403	177	7,5	10,9	381	357	68,4	18734	929,7	16,55	1052,2	1009	114,0	3,84	176,9	4,56	23,38	8,12	47,63	387.194	1,48	W 16 x 36
W 410 x 60,0	60,0	407	178	7,7	12,8	381	357	76,2	21707	1066,7	16,88	1201,5	1205	135,4	3,98	209,2	4,65	33,78	6,95	46,42	467.404	1,49	W 16 x 40
W 410 x 67,0	67,0	410	179	8,8	14,4	381	357	86,3	24678	1203,8	16,91	1362,7	1379	154,1	4,00	239,0	4,67	48,11	6,22	40,59	538.546	1,50	W 16 x 45
W 410 x 75,0	75,0	413	180	9,7	16,0	381	357	95,8	27616	1337,3	16,98	1518,6	1559	173,2	4,03	269,1	4,70	65,21	5,63	36,80	612.784	1,51	W 16 x 50
W 410 x 85,0	85,0	417	181	10,9	18,2	381	357	108,6	31658	1518,4	17,07	1731,7	1804	199,3	4,08	310,4	4,74	94,48	4,97	32,72	715.165	1,52	W 16 x 57
W 460 x 52,0	52,0	450	152	7,6	10,8	428	404	66,6	21370	949,8	17,91	1095,9	634	83,5	3,09	131,7	3,79	21,79	7,04	53,21	304.837	1,47	W 18 x 35
W 460 x 60,0	60,0	455	153	8,0	13,3	428	404	76,2	25652	1127,6	18,35	1292,1	796	104,1	3,23	163,4	3,89	34,60	5,75	50,55	387.230	1,49	W 18 x 40
W 460 x 68,0	68,0	459	154	9,1	15,4	428	404	87,6	29851	1300,7	18,46	1495,4	941	122,2	3,28	192,4	3,93	52,29	5,00	44,42	461.163	1,50	W 18 x 46
W 460 x 74,0	74,0	457	190	9,0	14,5	428	404	94,9	33415	1462,4	18,77	1657,4	1661	174,8	4,18	271,3	4,93	52,97	6,55	44,89	811.417	1,64	W 18 x 50
W 460 x 82,0	82,0	460	191	9,9	16,0	428	404	104,7	37157	1615,5	18,84	1836,4	1862	195,0	4,22	303,3	4,96	70,62	5,97	40,81	915.745	1,64	W 18 x 55
W 460 x 89,0	89,0	463	192	10,5	17,7	428	404	114,1	41105	1775,6	18,98	2019,4	2093	218,0	4,28	339,0	5,01	92,49	5,42	38,44	1.035.073	1,65	W 18 x 60
W 460 x 97,0	97,0	466	193	11,4	19,0	428	404	123,4	44658	1916,7	19,03	2187,4	2283	236,6	4,30	368,8	5,03	115,05	5,08	35,44	1.137.180	1,66	W 18 x 65
W 460 x 106,0	106,0	469	194	12,6	20,6	428	404	135,1	48978	2088,6	19,04	2394,6	2515	259,3	4,32	405,7	5,05	148,19	4,71	32,05	1.260.063	1,67	W 18 x 71
W 530 x 66,0	66,0	525	165	8,9	11,4	502	478	83,6	34971	1332,2	20,46	1558,0	857	103,9	3,20	166,0	4,02	31,52	7,24	53,73	562.854	1,67	W 21 x 44
W 530 x 72,0	72,0	524	207	9,0	10,9	502	478	91,6	39969	1525,5	20,89	1755,9	1615	156,0	4,20	244,6	5,16	33,41	9,50	53,13	1.060.548	1,84	W 21 x 48
W 530 x 74,0	74,0	529	166	9,7	13,6	502	478	95,1	40969	1548,9	20,76	1804,9	1041	125,5	3,31	200,1	4,10	47,39	6,10	49,26	688.558	1,68	W 21 x 50
W 530 x 82,0	82,0	528	209	9,5	13,3	501	477	104,5	47569	1801,8	21,34	2058,5	2028	194,1	4,41	302,7	5,31	51,23	7,86	50,25	1.340.255	1,85	W 21 x 55
W 530 x 85,0	85,0	535	166	10,3	16,5	502	478	107,7	48453	1811,3	21,21	2099,8	1263	152,2	3,42	241,6	4,17	72,93	5,03	46,41	845.463	1,69	W 21 x 57
W 530 x 92,0	92,0	533	209	10,2	15,6	502	478	117,6	55157	2069,7	21,65	2359,8	2379	227,6	4,50	354,7	5,36	75,50	6,70	46,84	1.588.565	1,86	W 21 x 62
W 530 x 101,0	101,0	537	210	10,9	17,4	502	470	130,0	62198	2316,5	21,87	2640,4	2693	256,5	4,55	400,6	5,40	106,04	6,03	43,14	1.812.734	1,86	W 21 x 68
W 530 x 109,0	109,0	539	211	11,6	18,8	501	469	139,7	67226	2494,5	21,94	2847,0	2952	279,8	4,60	437,4	5,44	131,38	5,61	40,47	1.991.291	1,87	W 21 x 73
W 530 x 123,0*	123,0	544	212	13,1	21,2	502	470	157,8	76577	2815,3	22,03	3228,1	3378	318,7	4,63	500,2	5,47	186,69	5,00	35,85	2.300.400	1,88	W 21 x 83
W 530 x 138,0*	138,0	549	214	14,7	23,8	501	469	177,8	87079	3172,3	22,13	3653,3	3904	364,8	4,69	574,5	5,53	262,76	4,50	31,93	2.680.751	1,90	W 21 x 93
W 610 x 82,0	82,0	599	178	10,0	12,8	573	541	105,1	56628	1890,8	23,21	2219,9	1210	135,9	3,39	219,0	4,29	51,82	6,95	54,14	1.033.595	1,86	W 24 x 55
W 610 x 92,0	92,0	603	179	10,9	15,0	573	541	118,4	65277	2165,1	23,48	2535,8	1442	161,1	3,49	259,3	4,37	74,73	5,97	49,63	1.239.349	1,87	W 24 x 62
W 610 x 101,0	101,0	603	228	10,5	14,9	573	541	130,3	77003	2554,0	24,31	2922,7	2951	258,8	4,76	405,0	5,76	81,68	7,65	51,54	2.544.966	2,07	W 24 x 68
W 610 x 113,0	113,0	608	228	11,2	17,3	573	541	145,3	88196	2901,2	24,64	3312,9	3426	300,5	4,86	469,7	5,82	116,50	6,59	48,34	2.981.078	2,08	W 24 x 76
W 610 x 125,0	125,0	612	229	11,9	19,6	573	541	160,1	99184	3241,3	24,89	3697,3	3933	343,5	4,96	536,3	5,89	159,50	5,84	45,45	3.441.766	2,09	W 24 x 84
W 610 x 140,0	140,0	617	230	13,1	22,2	573	541	179,3	112619	3650,5													

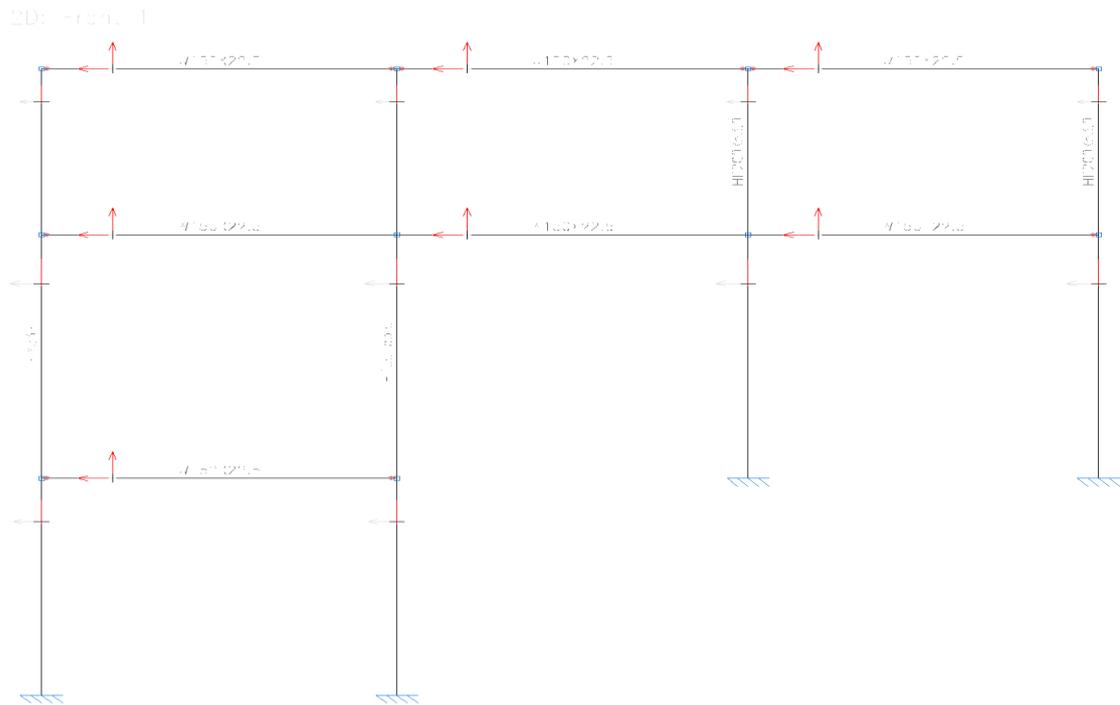
Anexo B: Estrutural do 1 pavimento

(Fonte: Autoria Própria 2019)

Anexo C: Corte vertical do edifício

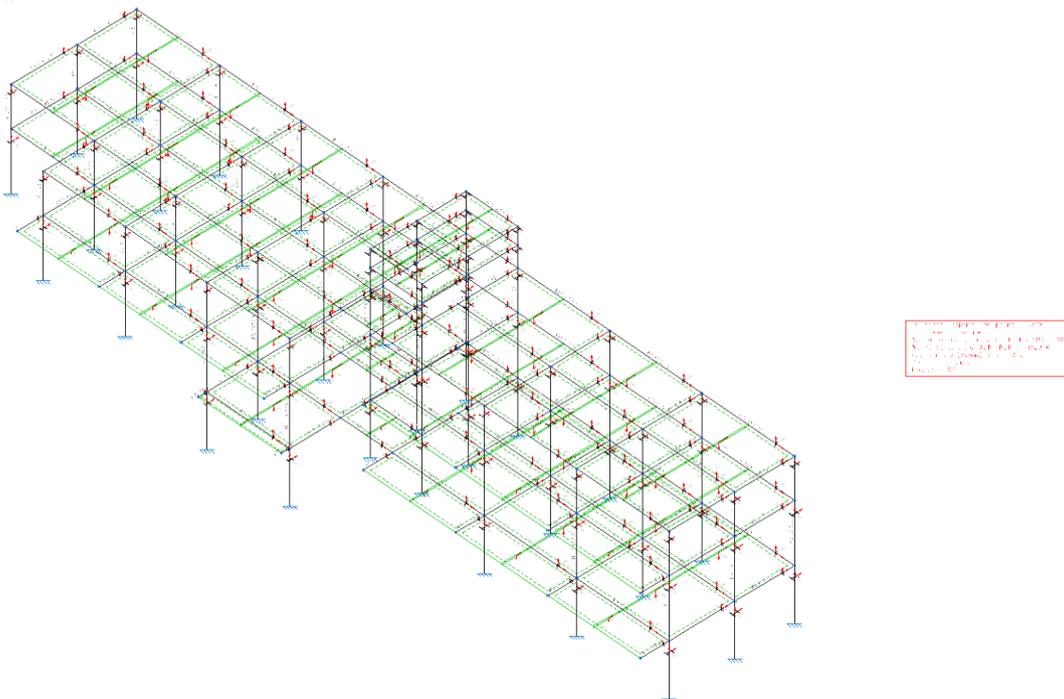
(Fonte: Autoria Própria 2019)

Anexo D: Estrutural lateral do edifício



(Fonte: Autoria Própria 2019)

Anexo E: 3D da estrutura



(Fonte: Autoria Própria 2019)