

**UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
COORDENAÇÃO DE ENGENHARIA CIVIL - GUARAPUAVA
ENGENHARIA CIVIL**

LUIS FERNANDO DE FARIA

**ANÁLISE DO CONSUMO DE AÇO EM ESTRUTURAS OTIMIZADAS
SUBMETIDAS A DIFERENTES CONCEPÇÕES ESTRUTURAIS**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

**GUARAPUAVA
2021**

LUIS FERNANDO DE FARIA

**ANÁLISE DO CONSUMO DE AÇO EM ESTRUTURAS OTIMIZADAS
SUBMETIDAS A DIFERENTES CONCEPÇÕES ESTRUTURAIS**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentada como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil, da Coordenação de Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná.

Orientador: Prof. Msc. Dyorgge Alves Silva

**GUARAPUAVA
2021**

ATA DA DEFESA

Realizou-se no dia 17, de maio de 2021, às 16 h 00 min, no Campus Guarapuava da UTFPR, a defesa Trabalho de Conclusão de Curso, como requisito parcial para aprovação do aluno Luis Fernando de Faria, na disciplina de TCC2 do Curso de Engenharia Civil intitulado: Análise do consumo de aço de estruturas otimizadas submetidas a diferentes concepções estruturais

A Banca foi composta pelo Presidente Msc.: Dyorgge Alves Silva (Orientador) e pelos seguintes membros:

Msc.: Carlos Francisco Pecapedra Souza

Dr.: Rodrigo Scoczynski Ribeiro

Guarapuava, 17 de maio de 2021

Dedico este trabalho à minha família por todo apoio prestado durante esta jornada, em especial a meu irmão falecido que em minhas lembranças nos momentos difíceis sempre foi o meu motivo para continuar.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus primeiramente por me abençoar e me guiar em todos os momentos desta jornada.

Agradeço a minha família por todo esforço despendido para me ajudar a alcançar o sucesso. Meus pais agradeço por toda ajuda moral e financeira ao longo de todo curso.

Aos meus amigos que fizeram parte de toda a minha caminhada na universidade, os quais levarei com muito carinho para vida toda, em especial ao meu amigo Paulo Henrique Baldson a quem devo imensa gratidão por estar presente nos momentos mais importantes, me ajudando e me apoiando em meu trabalho e também ao longo de toda a graduação.

Agradeço também ao meu professor orientador Dyorgge Alves, por todo suporte técnico prestado, que foi fundamental para a execução deste trabalho.

Por fim, agradeço a todos que contribuíram direta e indiretamente para a realização deste trabalho. Agradeço principalmente as pessoas que me ajudaram em minha vida pessoal onde fui assolado com alguns problemas de saúde que quase me impediram de realizar meu sonho e que não posso deixar de agradecer, meu primo Alisson Denicievicz, e a senhorita Cristiane de Araújo.

Antes de mais nada lembremos que morreremos e seremos esquecidos. Portanto, busquemos a felicidade dentro da alma e não fora. Entreguemo-nos ao nosso Espírito. Somente ele estará conosco após a morte corpo do trabalho. (ALITA, Nessahan ,2005)

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Diagrama Tensão x Deformação	19
Figura 2 - Perfis laminados.....	23
Figura 3 - Perfis de chapa dobrada	24
Figura 4 - Distribuição da frequência da solicitação S e da resistência R.....	27
Figura 5 - Componentes estruturais de uma estrutura	31
Figura 6 - Esquema de contraventamento ao nível do piso	33
Figura 7 - Aba parâmetros das barras (CYPE3D)	39
Figura 8 - Aba de verificação de uma barra isolada CYPE 3D.....	41
Figura 9 - Fluxograma da metodologia do projeto.....	43
Figura 10 - Visão geral do edifício teórico	44
Figura 11 - Modelo A.....	45
Figura 12 - Modelo B.....	45
Figura 13 - Modelo C.....	46
Figura 14 - Variação da largura no edifício hipotético.	46
Figura 15 - Seções críticas no pórtico intermediário	51
Figura 16 - Dados dos modelos	53
Figura 17 - Consumo de aço de cada modelo.....	54
Figura 18 - Aproximação das curvas obtidas.	55

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Propriedades Mecânicas dos aços estruturais	20
Quadro 2 - Categorias dos Aços-carbono	21
Quadro 3 - Padronização das Séries de Perfis Soldados	24
Quadro 4 - Limites de deslocamentos para elementos estruturais.....	27
Quadro 5 - Classificação dos elementos estruturais quanto a solicitação.....	31
Quadro 6 - Disposições de ações no programa CYPE 3D.....	39
Quadro 7 - Arranjo de configurações para a estrutura hipotética	47

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Classificação dos Aços Frente as Suas Propriedades Mecânicas-ABNT NBR 7007:2016.....	20
Tabela 2- Propriedades Mecânicas dos Aços-carbono	21
Tabela 3 - Propriedades Mecânicas de Aços de Baixa Liga	22
Tabela 4 - Coeficientes ponderantes para ações variáveis (γ_q).....	30
Tabela 5 - Coeficientes ponderantes para ações variáveis (γ_g).....	30
Tabela 6 - Valores do coeficiente Ψ_0	30
Tabela 7 - Consumo de aço dos arranjos estruturais.....	53

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas

AISC American Institute of Steel Construction

ANSI American National Standards Institute

ASD Allowable Stress Design

ASTM American Society for Testing and Materials

CSA Canadian standards Association

ELS Estado Limite de Serviço

ELU Estado Limite Último

EN Norma Europeia

LRFD Load and Resistance Factor Design

NBR Norma Brasileira de Regulamentação

RESUMO

FARIA, Luis Fernando. **Análise do Consumo de Aço em Estruturas Otimizadas Submetidas a Diferentes Concepções Estruturais**. 2021. 98 p. Projeto de Pesquisa. Bacharelado em Engenharia Civil - Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Guarapuava, 2021.

A otimização em projetos é uma ferramenta que aponta meios de se atingir eficiência na concepção de estruturas de aço, sendo assim ela se mostra imprescindível quando muito se fala no século XXI sobre racionalização de recursos. Neste contexto esta pesquisa teve por finalidade a análise do consumo de aço de um edifício hipotético caracterizado em nove arranjos de projeto, onde foram distinguidos pela sua medida externa e também pelo tipo seu tipo de modelagem. Para isso, a estrutura foi dimensionada e otimizada no software de cálculo estrutural CYPE 3D. O consumo de aço foi ilustrado a partir de índices obtidos na etapa de análise dos resultados, onde o programa gerou os quantitativos de aço em forma de relatório. Com estes resultados, possibilitou-se estabelecer o consumo de aço ideal para cada concepção estrutural e descrever matematicamente a correlação desses dados, obtendo assim indicadores de consumo para estruturas semelhantes atendendo todos os critérios da norma brasileira referente as estruturas de aço.

Palavras-chave: Concepção estrutural. Estruturas de aço. Racionalização Construtiva. Dimensionamento. Otimização Estrutural.

ABSTRACT

FARIA, Luis Fernando. **Analysis of Steel Consumption in Optimized Structures Submitted to Different Structural Conceptions.** 2021. 98 p. Work of Conclusion Course in Civil Engineering – Federal University Technology - Paraná. Guarapuava, 2021.

Project optimization is a tool that points out ways to achieve efficiency in the design of steel structures. For this reason, she is essential when speaking in the 21st century about resource rationalization. In this context, this research aimed to analyze the steel consumption of a hypothetical building characterized in nine design arrangements, where they were distinguished by their external measure and also by their type of modeling. Therefore, the structure was dimensioned and optimized in the structural calculation software CYPE 3D. Steel consumption was illustrated using indices obtained in the analysis and results process, where the program generated the steel quantities in the form of a report. With these results, it was possible to establish the ideal steel consumption for each structural design and mathematically describe the correlation of these data, thus obtaining consumption indicators for similar structures, meeting all the criteria of the Brazilian steel structure standard.

Keywords: Structural design. Steel structures, Constructive Rationalization, Dimensioning, Structural Optimization.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	14
2 OBJETIVOS	17
2.1 OBJETIVO PRINCIPAL.....	17
2.2 OBJETIVOS SECUNDÁRIOS	17
3 ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE AÇO	18
3.1 CLASSIFICAÇÃO DOS TIPOS DE AÇOS ESTRUTURAIS	20
3.1.1 Aços-Carbono	20
3.1.2 Aços de Baixa Liga.....	21
3.2 TIPOS DE PRODUTOS SIDERÚRGICOS ESTRUTURAIS.....	22
3.2.1 Perfis Laminados.....	22
3.2.2 Perfis de Chapa Dobrada	23
3.2.3 Perfis Soldados ou Perfis Compostos	24
4 FUNDAMENTOS DO CÁLCULO ESTRUTURAL	25
4.1 ESTADOS LIMITES	25
4.2 CARGAS ATUANTES NA ESTRUTURA	27
5 ELEMENTOS ESTRUTURAIS	31
5.1 SISTEMAS ESTRUTURAIS	31
5.2 ELEMENTOS DE DIAFRAGMA	32
5.3 ELEMENTOS LINEARES.....	33
6 ANÁLISE ESTRUTURAL	34
6.1 ANÁLISE ESTRUTURAL TEÓRICA	34
6.2 ANÁLISE ESTRUTURAL COMPUTADORIZADA	35
6.3 OTIMIZAÇÃO NOS PROJETOS DE ESTRUTURAS DE AÇO	36
6.4 FUNDAMENTOS DO CYPE3D	38
6.4.1 Cargas da Estrutura no Programa.....	39
6.4.2 Dimensionamento das Estruturas	40
7 MATERIAIS E MÉTODOS	42
7.1 DEFINIÇÃO DO MODELO ESTRUTURAL	43
7.2 ANÁLISE DA GEOMETRIA DA ESTRUTURA	46
7.3 LANÇAMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS.....	47
7.4 LANÇAMENTO DOS PARÂMETROS DOS ELEMENTOS	47
7.5 DEFINIÇÃO DAS CARGAS ATUANTES	48
7.6 CÁLCULO INICIAL DA ESTRUTURA	49
7.7 GERAÇÃO AUTOMÁTICA DAS LIGAÇÕES	49
7.8 CÁLCULO OTIMIZADO DA ESTRUTURA.....	50
8 ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS	51
8.1 ESFORÇOS E DESLOCAMENTOS	51
8.2 CONSUMO DE AÇO	52
9 CONCLUSÃO	56

REFERÊNCIAS.....	58
APÊNDICE A – VISTA 3D E TABELA RESUMO 1A	61
APÊNDICE B – VISTA 3D E TABELA RESUMO 1B	63
APÊNDICE C – VISTA 3D E TABELA RESUMO 1C	65
APÊNDICE D – VISTA 3D E TABELA RESUMO 2A	67
APÊNDICE E – VISTA 3D E TABELA RESUMO 2B	69
APÊNDICE F – VISTA 3D E TABELA RESUMO 2C	71
APÊNDICE G – VISTA 3D E TABELA RESUMO 3A.....	73
APÊNDICE H – VISTA 3D E TABELA RESUMO 3B.....	75
APÊNDICE I – VISTA 3D E TABELA RESUMO 3C.....	77
APÊNDICE J – ESFORÇOS E DEFORMAÇÕES DO PÓRTICO PRINCIPAL DE 5 METROS.....	79
APÊNDICE K – ESFORÇOS E DEFORMAÇÕES DO PÓRTICO PRINCIPAL DE 10 METROS.....	81
APÊNDICE L – ESFORÇOS E DEFORMAÇÕES DO PÓRTICO PRINCIPAL DE 15 METROS.....	83
APÊNDICE M – RELATÓRIO DA OBTENÇÃO DA CARGA DE VENTO REFERENTE A ESTRUTURA DE VÃO DE 5 METROS	85
APÊNDICE N – RELATÓRIO DA OBTENÇÃO DA CARGA DE VENTO REFERENTE A ESTRUTURA DE VÃO DE 10 METROS	88
APÊNDICE O – RELATÓRIO DA OBTENÇÃO DA CARGA DE VENTO REFERENTE A ESTRUTURA DE VÃO DE 15 METROS	91
APÊNDICE P – PLANTA BAIXA DO PÓRTICO DE 5 METROS.....	94
APÊNDICE Q – PLANTA BAIXA DO PÓRTICO DE 10 METROS.....	96
APÊNDICE R – PLANTA BAIXA DO PÓRTICO DE 15 METROS.....	98

1 INTRODUÇÃO

A ABNT (2008) por meio da NBR 8800 norteia os projetos de estruturas mistas de aço e concreto de edificações, garantindo as boas práticas de projeto e execução. Trata-se de uma norma atualizada, que adota como principais referências as normas europeias EN 1993-1-1:2007 e EN 1994-1-1:2007, a norma estadunidense ANSI/AISC 360-10 e a norma canadense CAN/CSA S16.1:2003, que muito tem contribuído para o avanço da construção metálica e mista no Brasil (FAKURY *et al.*, 2012).

O aço é composto por uma liga de ferro-carbono, em que o teor de carbono pode variar entre 0,008% até 2,11%. Quanto maior a porcentagem de carbono, maior sua resistência mecânica, contudo isso torna o aço mais frágil. Por outro lado, baixo teor de carbono confere menor resistência à tração, mas maior ductilidade (CHIAVERINI, 1996). Ductilidade, homogeneidade e soldabilidade, são requisitos para o aço das estruturas além de elevada relação entre a tensão resistente e a tensão de escoamento (PFEIL; PFEIL, 2014).

O material aço possui várias qualidades, que podem ser uma solução excelente para quase todos os tipos de obras dentro da indústria da construção civil. Segundo Pinheiro (2005) quando bem utilizado, o aço apresenta vantagens estruturais do tipo: Elementos estruturais resistente a vibração e a choques, possibilidade de execução de obras mais rápidas e limpas, em caso de necessidade, possibilita a desmontagem das estruturas e sua posterior montagem em outro local, além da alta resistência estrutural, possibilitando a execução de estruturas leves para vencer grandes vãos. Em contrapartida as estruturas de aço têm um preço um alto preço quando comparadas às estruturas de madeiras e concreto armado. Pinheiro (2005) lista algumas desvantagens do aço que refletem neste alto preço como, alto custo do processo fabril, transporte, armazenamento, e mão de obra especializada. De acordo com Salles (1995) outro fator limitante é a baixa resistência a fogo, faz com que seja imprescindível um sistema eficaz contra incêndio, encarecendo ainda mais a construção.

Salles (1995) afirma que para se fazer uma comparação correta entre a viabilidade de cada tipo de estrutura, é necessário o desenvolvimento e otimização do projeto em os seus níveis, para assim poder fazer uma análise de precisa de custos. Ele ressalta a importância do teste de diversos arranjos de concepções iniciais de

projeto de modo a prever a situação mais crítica, e dessa forma buscar a consideração que melhor atende a segurança e ao mesmo tempo economia.

Bellei, Pinho e Pinho (2008) mencionam que devido o aço ser vendido em toneladas conseqüentemente é imposto aos projetos de edifícios em aço o preço de uma estrutura acabada, ignorando um grande número de fatores que implicam no preço final da obra. Por isso é de extrema importância evitar o superdimensionamento desse tipo de estrutura.

O objeto da pesquisa se mostra de extrema importância uma vez que de acordo com Le Billon (2004), a escassez por recursos naturais atinge o mundo moderno, conflitos em todos os continentes se fazem presentes a fim de assegurar a capacidade de exploração de cada nação. Os custos de processos apresentam altas proveniente da disponibilidade energética de cada local o que tem encarecido vários setores da economia mundial. Nisso se faz presente a preocupação com o bom gerenciamento de recursos, fazendo-se necessário estudos que corroborem com o aspecto econômico na área da indústria e tecnologia.

Atualmente há a possibilidade de uma análise computacional ampla nestas estruturas, esta qual deixou em desuso as antigas técnicas de cálculos inteiramente a mão e isso é de grande importância no que se refere a otimização de projeto citada por Salles (1995). Sohler e Santos (2018) propõem que os softwares de cálculo estrutural trazem resultados precisos e economia de tempo, porém é indispensável a interpretação dos resultados pelo engenheiro, que deve possuir conhecimento prático e teórico, advindo da formação acadêmica e de experiências profissionais. Loriggio (2016) reafirma a importância do conhecimento prático e teórico e complementa que os pequenos detalhes do modelo podem alterar completamente o resultado.

Na prática corrente, os procedimentos adotados para o desenvolvimento de um bom projeto estrutural de aço, visa levar em consideração o melhor equilíbrio entre precisão e tempo gasto para sua elaboração. Estes aspectos estão correlacionados diretamente com modelagem computacional adotada na concepção destas estruturas, muitas vezes formadas somente por elementos lineares, como vigas e colunas ou associado com elementos bidimensionais, como lajes (em concreto armado). Desta forma, a importância do estudo adequado do uso destes elementos isolados ou simultâneo impacta diretamente na busca que melhor atende a rentabilidade de cada configuração de projeto, abrindo um caminho para novos estudos visando otimizar os elementos estruturais que compõem uma edificação.

Este trabalho foi delimitado a um estudo de caso em um edifício hipotético de dois pavimentos composto por vigas e colunas de aço e uma laje de concreto submetido a carregamentos usuais, nele foram avaliados alguns procedimentos e processos na etapa de análise e dimensionamento estrutural. Avaliou-se a estrutura em uma análise global elástica sempre considerando todos os efeitos de sensibilidade da modelagem. Com auxílio do software Cype 3D de cálculo estrutural, considerou-se o uso isolado e simultâneo de elementos de casca e tirantes, analisando sua influência no dimensionamento dos elementos, deslocamentos e conseqüentemente do quantitativo de aço. Foi discutido também, a relevância dessa técnica de modelagem na discussão da prática padrão de projeto de estruturas metálicas, dado que o projeto além de se verificar quanto a segurança visa a situação mais econômica possível.

2 OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO PRINCIPAL

Demonstrar, a partir de indicadores matemáticos, as diferenças no consumo de aço de uma estrutura hipotética submetida as díspares considerações de projeto.

2.2 OBJETIVOS SECUNDÁRIOS

- Desenvolver um estudo de uma edificação hipotética para aplicar os conceitos de modelagem e dimensionamento de estruturas metálicas;
- Otimizar a estrutura com as ferramentas do software CYPE3D;
- Avaliar a influência dos elementos estruturais horizontais nos valores de esforços internos e deslocamentos;
- Assegurar a confiabilidade da prática de modelagem estrutural executada uma vez que a estrutura foi submetida as três situações de projeto;
- Propor equações matemáticas para orçamentação do quantitativo de consumo de aço para estruturas mistas;
- Comparar os resultados das diferentes modelagens.

3 ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE AÇO

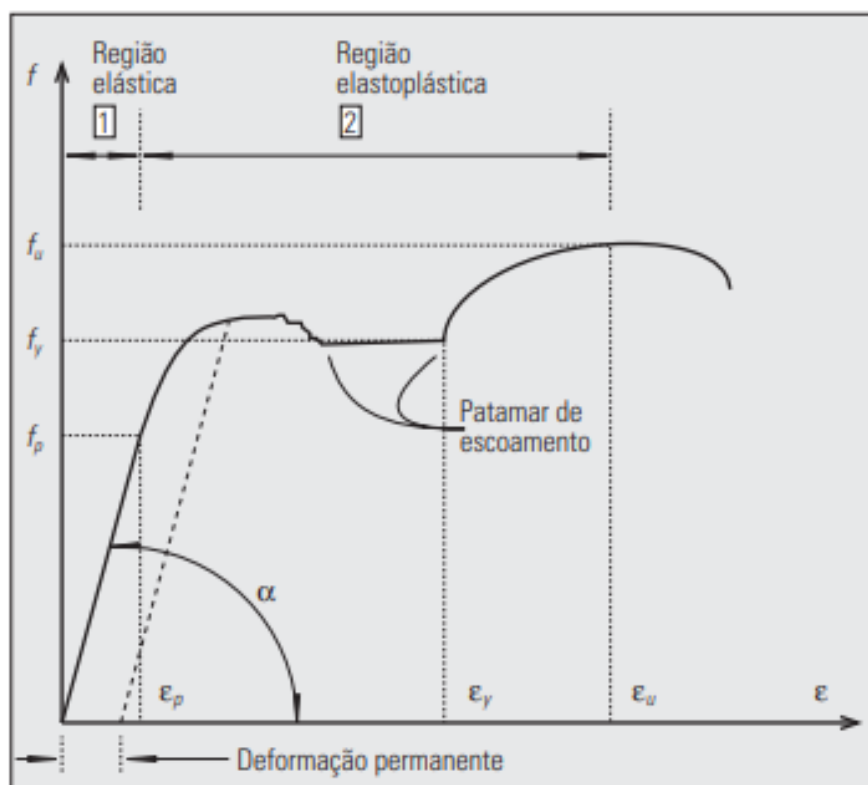
Os perfis de aço estrutural de acordo com Pinheiro (2005), necessitam de diferentes características mecânicas e químicas, dependendo do emprego que será dado ao produto. A escolha do tipo do aço a ser utilizado em um projeto, é um fator determinante na resistência desse perfil quanto aos esforços solicitantes.

Pinheiro (2015) ainda lista as seguintes características especiais dos aços estruturais:

- Ductibilidade: Se deformam sob a ação de cargas;
- Resiliência: Possuem capacidade de absorver energia mecânica em regime elástico;
- Tenacidade: é a capacidade do aço de absorver energia mecânica com deformações elásticas e plásticas;
- Dureza: Possuem resistência ao risco ou abrasão;
- Fadiga: São resistentes a carregamentos repetitivos.

As mais importantes são a alta resistência, e a ductilidade. (BELLEI; PINHO; PINHO, 2008). No caso de aços dúcteis, é possível se observar às suas propriedades mecânicas quando um corpo de prova é submetido a um esforço normal de tração, como mostra Pinheiro (2005) na figura 1.

Figura 1 - Diagrama Tensão x Deformação



Fonte: Pinheiro (2015)

Onde:

- f – tensão do material (MPa);
- f_u – tensão última (MPa);
- f_y – tensão de escoamento (MPa);
- f_p – tensão de proporcionalidade (MPa);
- ϵ – deformação específica (adimensional);
- ϵ_u – deformação específica quando ocorre a última tensão (adimensional);
- ϵ_y – deformação limite específica quando ocorre a tensão de escoamento (adimensional);
- ϵ_p – deformação específica quando ocorre a tensão de proporcionalidade (adimensional);
- α – ângulo de inclinação da região elástica (adimensional).

A ABNT (2008) sugere através da NBR8800 para efeito de cálculo alguns valores referentes as propriedades mecânicas dos aços estruturais que estão dispostos no quadro 1.

Quadro 1 - Propriedades Mecânicas dos aços estruturais

Módulo de Elasticidade (E):	$E = 200.000 \text{ MPa}$
Módulo transversal (G):	$G = 77.000 \text{ MPa}$
Coefficiente de Poisson (ν_a):	$\nu_a = \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_x} = \frac{-\varepsilon_z}{\varepsilon_x} = 0,3$
Coefficiente de Dilatação Térmica (β):	$\beta = 12 \times 10^{-6} \text{ C}^{-1}$
Peso Específico (γ_a):	$\gamma_a = 7850 \text{ Kg/m}^3$

Fonte: ABNT (2008)

3.1 CLASSIFICAÇÃO DOS TIPOS DE AÇOS ESTRUTURAIS

A ABNT (2016) padroniza os aços na NBR 7007 a partir da sua tensão de escoamento e última como, denominando-os como disposto na tabela 1.

Tabela 1 - Classificação dos Aços Frente as Suas Propriedades Mecânicas-ABNT NBR 7007:2016

Especificação	Limite de escoamento f_y (MPa)	Resistência à ruptura f_u (MPa)	Denominação
BR190	190	330	Baixa resistência
MR250	250	400	Média resistência
AR350	350	450	Alta resistência
AR-415	415	520	Alta resistência
AR-415 COR	415	520	Maior resistência a corrosão

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 7007 (2016)

Entretanto, geralmente os aços são classificados segundo sua composição química, sendo dois grupos, aços-carbono e aços de baixa liga. Ambos podem receber tratamentos térmicos que podem modificar as suas propriedades mecânicas (PFEIL; PFEIL, 2014).

3.1.1 Aços-Carbono

Esta classe de aços é a mais usada. Isso se deve pelo custo relativamente baixo e pouca exigência de tratamentos elaborados para sua produção (SOUZA, 1989). No quadro 2 pode-se distinguir três categorias em função do teor de carbono.

Quadro 2 - Categorias dos Aços-carbono

Baixo carbono	$C < 0,29\%$
Médio carbono	$0,30\% < C < 0,59\%$
Alto carbono	$0,6\% < C < 2,0\%$

Fonte: Pfeil e Pfeil (2014)

Pfeil e Pfeil (2014) indicam ainda que o aumento no teor de carbono eleva a resistência do aço, porém diminui a sua ductilidade, o que ocasiona problemas na soldagem.

Na tabela 2 destacam-se os principais tipos de aço-carbono usados em estruturas, segundo a ABNT (2008), da ASTM (*American Society for Testing and Materials*) e das normas europeias EN.

Tabela 2- 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	400-500
ASTM A307(parafuso)	baixo	---	415
ASTM A325(parafuso)	médio	635(min)	825(min)
EM S235	baixo	235	360

Fonte: Pfeil e Pfeil (2014)

O fato da utilização de normas estrangeiras para construção de estruturas metálicas é válido desde que se tenha controle sobre as recomendações das diferentes normas (BELLEI; PINHO; PINHO, 2008). Nesse contexto Pfeil e Pfeil (2014) cita a equivalência entre os aços MR-250 e ASTM A36.

3.1.2 Aços de Baixa Liga

A adição de alguns elementos de liga, tais como: cromo, níquel, tungstênio, manganês, silício e cobre fornecem aos aços-carbono boa resistência mecânica e dureza combinadas com ductilidade e tenacidade (SOUZA, 1989). O aumento de resistência no aço pode ocorrer também, através da modificação da microestrutura

para grãos finos destes elementos de liga (PFEIL; PFEIL, 2014). Alguns tipos de aço de baixa ligam estão listados na tabela 3.

Tabela 3 - Propriedades Mecânicas de Aços de Baixa Liga

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

Fonte: Pfeil e Pfeil (2014)

3.2 TIPOS DE PRODUTOS SIDERÚRGICOS ESTRUTURAIS

3.2.1 Perfis Laminados

Os laminadores produzem perfis H, I, C e L com grande eficiência estrutural, uma vez que o processo de siderurgia permite uma grande precisão nas dimensões dos perfis. Entretanto, de acordo com Silva (2012) se tratando de um perfil fabricado, as dimensões são preestabelecidas e o projetista fica restrito a essas dimensões.

No Brasil os perfis fabricados dividem-se em dois grupos: W e HP. A designação dos perfis é: a série seguida da altura e da massa por unidade de comprimento. O aço geralmente utilizado na fabricação desses perfis é o ASTM A 572 Gr 50, com limite de escoamento 345 MPa e tensão última de ruptura 450 MPa (SILVA, 2012).

Ainda na classe dos produtos laminados, existem os tubos sem costura que são fabricados em laminadores especiais. Os tubos são produtos ocos, de seção circular, retangular ou quadrada. Os tubos com costuras são obtidos com chapa dobrada e soldada. Para os contraventamentos o tipo mais usado é os tubos redondos, estes são apresentados comercialmente com diâmetro externo x espessura da parede em milímetros (PFEIL; PFEIL, 2014).

A figura 2 mostra alguns tipos de geometria geradas no processo de laminação.

Figura 2 - Perfis laminados

Fonte: Pfeil e Pfeil (2014)

3.2.2 Perfis de Chapa Dobrada

Quando não há atendimento de uma demanda específica de perfil por parte dos perfis laminados, ou quando há necessidade de elementos estruturais leves, pode-se recorrer aos perfis de chapa dobrada.

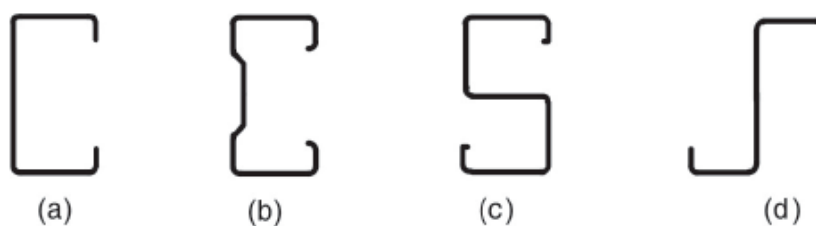
Os perfis formados a frio, sendo compostos por chapas finas, possuem leveza, facilidade de fabricação, de manuseio e de transporte, além de possuírem resistência e ductilidade adequadas ao uso em estruturas civis. A nomenclatura dos perfis também é padronizada. A designação dos nomes é feita da seguinte forma: tipo do perfil x dimensões dos lados x espessura, todas as dimensões são dadas em mm (SILVA, 2012).

O processo de dobra pode ser do tipo contínuo ou descontínuo, por perfilação ou por dobramento, em ambos há influência do dobramento a frio nas características mecânicas desse tipo de perfil em relação ao aço original (virgem). Moliterno e Brasil (2015) relatam que na operação do dobramento a frio aumenta-se o limite de escoamento e a resistência a tração; por outro lado, a ductilidade fica diminuída na maioria dos casos.

Por conta desta redução de ductilidade é necessário o controle no processo de dobragem desse tipo de perfil, que é feito em prensas especiais nas quais há gabaritos que limitam os raios internos de dobragem a certos valores mínimos, especificados para impedir a fissuração do aço na dobra (PFEIL; PFEIL, 2014).

A figura 3 ilustra alguns tipos de perfis de chapas dobradas. (a) perfil tipo U, (b) perfil do tipo complexo, (c) perfil em S e (d) perfil em z.

Figura 3 - Perfis de chapa dobrada



Fonte: Pfeil e Pfeil (2014)

3.2.3 Perfis Soldados ou Perfis Compostos

Soldados ou compostos é a denominação dada aos perfis que são obtidos pela associação de chapas e outros perfis por meio de soldagem ou aparafusamento (SILVA, 2012).

Esses perfis compostos possuem o preço mais elevado que os laminados simples. Porém ele se faz necessário quando há conveniências de cálculo, como, por exemplo, em colunas ou estacas onde se deseja momento de inércia elevado nas duas direções principais (PFEIL; PFEIL, 2014).

Pinheiro (2015) ressalta a classificação dos perfis segundo a ABNT NBR 5884:1980 no quadro 3.

Quadro 3 - Padronização das Séries de Perfis Soldados

CS	Perfil coluna soldada
VS	Perfil viga soldada
CVS	Perfil coluna-viga soldada
PS	Perfil soldado

Fonte: Adaptado de Pinheiro (2005)

A nomenclatura dos perfis soldados é do tipo: altura útil do elemento x peso por metro linear, e é precedido pela sigla do tipo de solda. Esses perfis ainda podem ter a designação do fabricante (PINHEIRO, 2005).

4 FUNDAMENTOS DO CÁLCULO ESTRUTURAL

O objetivo de um projeto estrutural é, garantir a segurança da estrutura evitando-se o colapso, a ocorrência de deslocamentos, vibrações e danos locais e garantindo o bom desempenho ao longo de toda sua vida útil (PFEIL; PFEIL, 2014).

O projeto deve prover ainda alguma reserva de resistência, acima da que seria necessária para resistir às cargas de serviço. Além disto deve-se fazer uma provisão para a possibilidade de uma redução de resistência, pois podem haver particularidades relacionadas ao material e a geometria que ainda estão dentro dos limites estatísticos aceitáveis (INSTITUTO AÇO BRASIL; BELLEI; BELLEI, 2011).

As normas e recomendações aplicadas a estrutura em aço – brasileira, NBR 8800:2008; canadense, CAN/CSA 516-01; europeia, EUROCODE3 – atualmente em vigor, baseiam-se no Método dos Estados Limites. As normas norte-americanas AISC (*American Institute of Steel Construction*) mantiveram paralelamente em vigor o método das tensões admissíveis (ASD – *Allowable Stress Design*) e o método LRFD (*Load and Resistance Factor Design*) através de dois documentos independentes. Em 2005 foi publicada a versão integrada da norma contendo os dois métodos em um único documento, ANSI/AISC 360-05. A norma brasileira NBR 8800 (2008) é essencialmente baseada na americana AISC-LRFD (2005) (PFEIL; PFEIL, 2014).

4.1 ESTADOS LIMITES

Por estados limites, entende-se a ruptura mecânica do elemento estrutural ou seu deslocamento excessivo, que tornem a estrutura imprestável (PINHEIRO, 2005). Bellei, Pinho e Pinho (2008) retratam as duas categorias que são divididas os estados limites, Estados Limites últimos (ELU) – fadiga, torção e deslizamento – e Estados Limites de Serviço (ELS) – deformação excessiva, vibrações e trincas.

Na equação 1 é possível ver a expressão que deve ser atendida para a segurança estrutural.

$$R \geq S$$

Equação 1

Onde:

R = Resistência (KN/m²);
 S = Solicitação (KN/m²).

A NBR 8800 estabelece que, quando a segurança é verificada isoladamente em relação a cada um dos esforços atuantes, as condições de segurança tomam a seguinte forma simplificada:

$$R_d \geq S_d \quad \text{Equação 2}$$

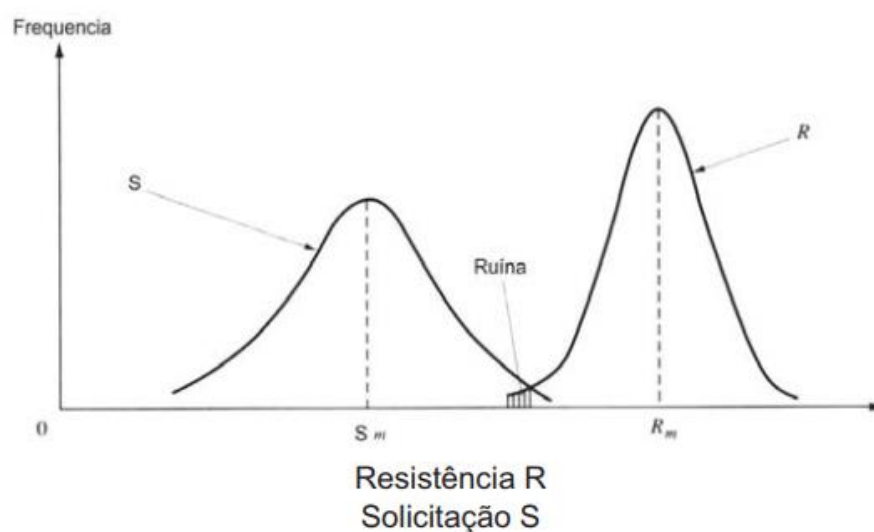
S_d Representa os valores de cálculo dos esforços atuantes, obtidos com base nas combinações últimas de ações;

R_d Representa os valores de cálculo dos correspondentes esforços resistentes, obtidos conforme o tipo de situação.

Onde o lado esquerdo da equação representa a resistência do elemento estrutural e o direito a solicitação que pode atuar (INSTITUTO AÇO BRASIL; BELLEI; BELLEI, 2011). Esta é uma aproximação atual para um método simplificado para obter a base probabilística da segurança estrutural que assume que R e S são variáveis aleatórias. Quando R excede a solicitação S haverá uma margem de segurança (BELLEI; PINHO; PINHO, 2008).

O limite estrutural então pode ser examinado comparando R com S na figura 4.

Figura 4 - Distribuição da frequência da solicitação S e da resistência R



Fonte: Bellei, Pinho e Pinho (2008)

Para os estados limite de serviço, os parâmetros são estabelecidos conforme ABNT (2008) por meio da NBR:8800, no que diz respeito ao deslocamento dos elementos estruturais. Esses parâmetros são dispostos como no quadro 4, sendo “L” o vão efetivo das vigas e “H” a altura efetiva dos pilares.

Quadro 4 - Limites de deslocamentos para elementos estruturais

Vigas de cobertura	L/250
Vigar que suportam piso	L/350
Deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base	H/400

Fonte: Adaptado de ABNT NBR:8800 (2008)

4.2 CARGAS ATUANTES NA ESTRUTURA

De acordo com Pinheiro (2005) as cargas que atuam na estrutura também podem ser chamadas de ações. E elas podem ser classificadas como:

- Permanentes (G): Peso próprio da estrutura, de revestimentos, pisos, acabamentos, equipamentos etc.;
- Variáveis (Q): Sobrecargas de ocupação da edificação, mobília, divisórias, vento em coberturas, empuxo de terra, variação de temperatura etc.;
- Excepcionais (E): Explosões, choque de veículos, abalo sísmico etc.

A ABNT (2008) com a NBR 8800 define que os valores característicos das ações permanentes são estabelecidos em função da sua variabilidade de suas intensidades. A norma ainda especifica que estes valores estão definidos no seu corpo ou podem ser usados valores indicados de normas como os da ABNT (2019) NBR 6120. Para as ações variáveis, a norma brasileira de aço, indica que estas são as que apresentam variações significativa durante toda a vida útil da construção. Os valores característicos dessas ações devem ser determinados na própria norma de aço ou em normas específicas, como carga acidentais da NBR 6120 e as ações provenientes da carga do vento descritas pela ABNT (2013) na NBR 6123.

É necessário ainda considerar múltiplas ações no mesmo elemento, e estas devem ser combinadas de acordo com a probabilidade de atuarem simultaneamente sobre a estrutura durante um período estabelecido. Deve-se então se avaliar a máxima tensão admissível para a combinação mais crítica (INSTITUTO AÇO BRASIL; BELLEI; BELLEI, 2011).

São classificadas as ações para o ELU em: combinações normais, especiais, de construção e excepcionais, para o ELS se apresentam como: combinações quase permanentes de serviço, frequentes de serviços e raras de serviço (PFEIL; PFEIL, 2014). A ABNT (2008), sugere por meio da NBR:8800 as fórmulas para cálculo das combinações de ações, a equação 3 que se refere as combinações normais.

$$F_d = \sum \gamma_{gi} G_{gi} + \gamma_{gi} Q_1 + \sum \gamma_{qj} \Psi_{0j} Q_j \quad \text{Equação 3}$$

Onde:

Q_1 é a ação variável de base (KN);

Q_j representa as ações variáveis que atuam simultaneamente a Q_1 (KN);

γ_{gi}, γ_{qj} são os coeficientes de segurança parciais aplicados as cargas (adimensional);

Ψ_{0j} é o fator de combinação que reduz as ações variáveis para considerar a baixa probabilidade de ocorrência simultânea de ações distintas naturezas com seus valores característicos (adimensional).

No caso das combinações de construção e especiais do ELU a fórmula é descrita de maneira semelhante, sendo a diferença que o fator Ψ_0 pode ser substituído por um fator Ψ_2 quando a ação dominante tiver tempo de duração muito curto. (PFEIL; PFEIL, 2014)

Para as combinações últimas excepcionais a norma recomenda a equação 4 também é similar a equação 3, sendo a diferença a consideração da carga excepcional (E).

$$F_d = \sum \gamma_{gi} G_i + E + \sum \gamma_{qj} \Psi_{0j} Q_j \quad \text{Equação 4}$$

Onde:

E é a ação excepcional (KN);

Q_1 é a ação variável de base (KN);

Q_j representa as ações variáveis que atuam simultaneamente a Q_1 (KN);

γ_{gi}, γ_{qj} são os coeficientes de segurança parciais aplicados as cargas (adimensional);

Ψ_{0j} é o fator de combinação que reduz as ações variáveis para considerar a baixa probabilidade de ocorrência simultânea de ações distintas naturezas com seus valores característicos (adimensional).

No que se refere aos estados limites de serviço, a ABNT (2008) através da NBR:8800 sugere a equação 5, 6, e 7 para as combinações quase permanentes, frequentes e raras respectivamente.

$$F_d = \sum G_i + \Psi_2 Q_1 + \sum \Psi_{2j} Q_j \quad \text{Equação 5}$$

$$F_d = \sum G_i + \Psi_1 Q_1 + \sum \Psi_{2j} Q_j \quad \text{Equação 6}$$

$$F_d = \sum G_i + Q_1 + \sum \Psi_{1j} Q_j \quad \text{Equação 7}$$

Onde:

G_i é a ação permanente de base (KN);

Q_1 é a ação variável de base (KN);

Q_j representa as ações variáveis que atuam simultaneamente a Q_1 (KN);

Ψ_{ij} é o fator de combinação que reduz as ações variáveis para considerar a baixa probabilidade de ocorrência simultânea de ações distintas naturezas com seus valores característicos (adimensional).

Os coeficientes atrelados ao cálculo das combinações são obtidos na NBR:8800 conforme a natureza da ação, isso é exemplificado pelas tabelas 4,5 e 6.

Tabela 4 - Coeficientes ponderantes para ações variáveis (γ_q)

Combinações	Efeito da temperatura	Ação do Vento	Ações Combinadas	Demais ações variáveis incluindo as de uso e ocupação
Normais	1,2	1,4	1,2	1,5

Fonte: Adaptado de ABNT NBR:8800 (2008)

Tabela 5 - Coeficientes ponderantes para ações variáveis (γ_g)

Combinações	Peso próprio de estruturas metálicas	Peso próprio de estruturas permanentes	Peso próprio de estruturas moldadas no local e empuxos permanentes	Peso próprio de elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	Peso próprio de elementos construtivos em geral
Normais desfavoráveis	1,25	1,3	1,35	1,4	1,5
Normais favoráveis	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0

Fonte: Adaptado de ABNT NBR:8800 (2008)

Tabela 6 - Valores do coeficiente Ψ_0

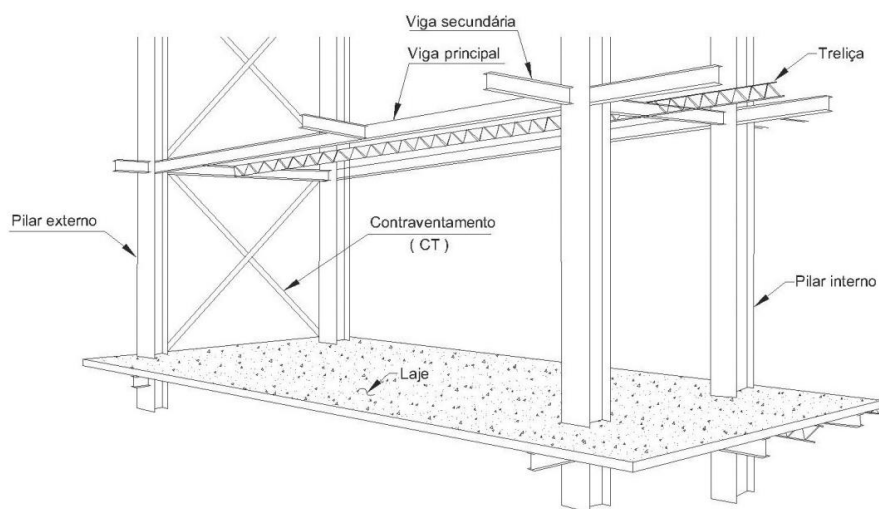
	Ações	Ψ_0
	Locais que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas	0,5
Ações variáveis causadas pelo uso e ocupação	Locais que há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas	0,7
	Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas, garagens e sobrecargas em estruturas	0,8
Vento	Pressão dinâmica nas estruturas em geral	0,6

Fonte: Adaptado de ABNT NBR:8800 (2008)

5 ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Os principais componentes de uma estrutura de aço são: pilares externos e internos, vigas principais e secundárias, contraventamentos e lajes, assim ilustra a figura 5 (INSTITUTO AÇO BRASIL; BELLEI; BELLEI, 2011).

Figura 5 - Componentes estruturais de uma estrutura



Fonte: Instituto aço Brasil, Bellei e Bellei (2011)

O Instituto aço Brasil, Bellei e Bellei (2011) classificam no quadro 5, os elementos estruturais de acordo com o tipo de esforço que age sobre ele.

Quadro 5 - Classificação dos elementos estruturais quanto a solicitação

Tirantes (contraventamentos)	Elementos caracterizados por resistir a tração.
Pilares	Elementos submetidos a compressão.
Vigas	Elementos solicitados por momento fletor.
Vigas-Pilares	Ocorrência simultânea de compressão e flexão.

Fonte: Adaptado de Instituto aço Brasil, Bellei e Bellei (2011)

5.1 SISTEMAS ESTRUTURAIS

A escolha do sistema estrutural é fundamental no que se refere ao resultado do conjunto da obra, pois implica diretamente no peso da estrutura, rapidez de montagem e conseqüentemente o preço final da estrutura (BELLEI; PINHO; PINHO, 2008).

Bellei, Pinho e Pinho (2008) afirmam que os sistemas empregados nos edifícios são variações e combinações desses componentes estruturais.

Por exemplo no sistema contraventado combina-se uma estrutura em quadro rotulado ou rígido com uma treliça, o que gera uma maior rigidez da mesma e torna a estrutura mais econômica (BELLEI; PINHO; PINHO, 2008).

No sistema contraventado e aporticado, também conhecido como sistema misto, os contraventamentos ficam apenas em um dos sentidos e o outro sentido fica sujeito a resistência do pórtico. Essa solução é aplicada geralmente em locais onde não é possível se contraventar os dois sentidos (BELLEI; PINHO; PINHO, 2008).

Ainda há o sistema com o núcleo central onde é introduzido um núcleo de concreto, geralmente onde situam-se escadas e elevadores, que aumenta a resistência lateral dos pórticos (INSTITUTO AÇO BRASIL; BELLEI; BELLEI, 2011).

5.2 ELEMENTOS DE DIAFRAGMA

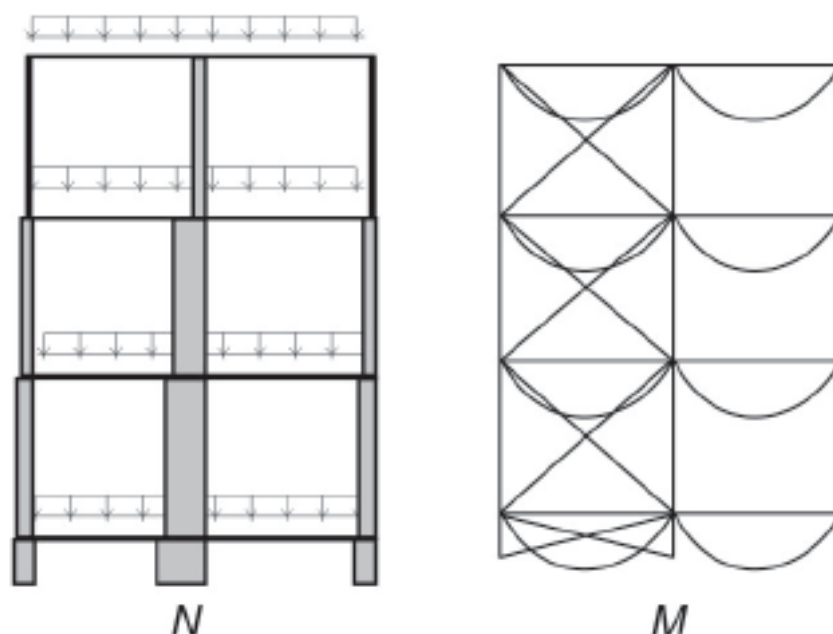
As cargas horizontais devido a ação do vento têm grande influência sobre os elementos verticais e horizontais da estrutura. (INSTITUTO AÇO BRASIL; BELLEI; BELLEI, 2011) Salles (1995) complementa que as ações provocadas pelo vento, podem ser aplicadas como concentradas no nível dos pisos em edifícios de múltiplos pavimentos.

Ou seja, a estrutura do piso além de distribuir as cargas verticais, também é responsável por dissipar as ações horizontais para as vigas e as colunas (PFEIL; PFEIL, 2014).

Salles (1995) afirma que o sistema de piso deve trabalhar como um diafragma e deve ter rigidez suficiente para que consiga absorver estes esforços e a laje de concreto moldada in loco possui rigidez mais do que suficiente.

Entretanto quando se tem elementos pré-moldados para pisos, nem sempre tal rigidez é alcançada, fazendo-se necessário o projeto de contraventamentos ao nível das vigas. Devem existir no mínimo três sistemas de contraventamento, os quais devem estar dispostos de maneira a prover equilíbrio ao piso como corpo rígido como exhibe a figura 6 (PFEIL; PFEIL, 2014).

Figura 6 - Esquema de contraventamento ao nível do piso



Fonte: Pfeil e Pfeil (2014)

5.3 ELEMENTOS LINEARES

Basicamente sistemas de elementos lineares são formados pela combinação dos principais elementos lineares (tirantes, colunas, vigas), constituindo as estruturas portantes das construções civis (PFEIL, PFEIL; 2014).

Nesse contexto se caracteriza o sistema de pórticos que dependem das associações entre as vigas e os pilares. Essa associação é feita por ligações rígidas ou flexíveis, as ligações rígidas são as que transmitem os momentos fletores entre as peças da ligação, e as flexíveis absorvem total ou parcialmente os momentos fletores (PFEIL, PFEIL; 2014).

Ainda Pfeil e Pfeil (2014) alertam que a estrutura com ligações flexíveis é estável apenas para as cargas verticais, sendo sujeita a deslocamentos quando se aplica cargas horizontais, por isso é necessário muitas vezes associar uma subestrutura com uma grande rigidez à flexão, os contraventamentos, para que essa estrutura consiga resistir aos esforços horizontais

6 ANÁLISE ESTRUTURAL

A análise de uma estrutura deve levar em consideração a resistência e a estabilidade dos elementos estruturais e da estrutura como um todo. A configuração de um sistema estrutural é um conjunto de escolhas para cada uma das opções que compõem o sistema (INSTITUTO AÇO BRASIL; BELLEI; BELLEI, 2011).

A ABNT (2008) designa por meio da NBR:8800 que o objetivo principal da análise estrutural é determinar os efeitos das ações na estrutura, visando verificar os estados-limites últimos e de serviço.

6.1 ANÁLISE ESTRUTURAL TEÓRICA

O tipo de análise estrutural pode ser classificado de acordo com as considerações do material e dos efeitos de deslocamentos da estrutura (INSTITUTO AÇO BRASIL; BELLEI; BELLEI, 2011).

A ABNT (2008) aponta na NBR:8800 que os esforços internos podem ser obtidos quanto ao material a partir do diagrama tensão deformação elástico-linear (análise global elástica), diagrama tensão deformação rígido-plástico, elastoplástico perfeito ou elastoplástico linear (análise global plástica).

Em relação aos deslocamentos os esforços internos podem ser determinados pela análise linear, com base na geometria indeformada da estrutura, e pela análise não-linear, referente a geometria deformada da estrutura. Esta última pode ter como bases teorias geometricamente exatas, aproximadas ou adaptações a resultados da teoria de primeira ordem, e deve ser usada sempre que os deslocamentos afetarem de forma significativa a tensão atuante (INSTITUTO AÇO BRASIL; BELLEI; BELLEI, 2011).

Sob perspectiva dos efeitos de segunda ordem, a ABNT (2008) através NBR:8800 permite o uso de vários métodos que consideram de forma direta ou indireta os efeitos decorrentes dos deslocamentos horizontais da estrutura com a geometria deformada ($P - \delta$ e $P - \Delta$) e outros efeitos. Alguns desses métodos aproximados permitidos são os métodos da amplificação dos esforços solicitantes e análise estrutural de vigas contínuas e semi-contínuas entre outros. Com a maioria

dos programas comerciais de projetos estruturais adotando algum destes métodos, há a garantia, validade e confiabilidade das simulações das estruturas de aço e mistas.

6.2 ANÁLISE ESTRUTURAL COMPUTADORIZADA

Até o final dos anos 1950, a análise de alguns tipos de estruturas indeterminadas era um procedimento longo. A análise de uma estrutura com muitas ligações e barras poderia exigir muitos meses de cálculos de uma equipe de engenheiros estruturais experientes. Além disso, como muitas vezes eram necessárias várias suposições sobre o comportamento estrutural para simplificação, a precisão dos resultados era incerta. Atualmente, estão disponíveis programas de computador que podem analisar a maioria das estruturas rápida e precisamente (LEET; UANG; GILBERT, 2010).

Então a análise computacional se apresenta como a ferramenta de desenvolvimento e otimização sugerida por Salles (1995) para as estruturas de aço.

O bom calculista deve tirar proveito das ferramentas de informática, pela produtividade e facilidade em analisar diversas alternativas que proporciona, sem se fixar a primeira solução fornecida pelo programa, associando fatores vinculados a economia, porém sempre mantendo um elo com as prescrições técnicas da norma (BELLEI; PINHO; PINHO, 2008).

Além das diretrizes impostas pela norma de estruturas, o projetista também deve observar fatores que degradam a qualidade dos projetos nos programas computacionais: o primeiro é a falta de conhecimento do usuário sobre o *software*, quando considera-se ser suficiente introduzir a arquitetura e lançar uma estrutura qualquer, com a ideia de que o programa resolverá o problema e segundo se refere ao envio imediato a obra do resultado de cálculo, sem nenhuma verificação ou conferência mínima do que foi produzido pelo computador (SOHLER; SANTOS, 2018).

A fim de minimizar esses erros, Sohler e Santos (2018) ordenam nos seguintes tópicos as etapas de modelagem computacional:

- Definição das cargas a partir das características do imóvel;
- Definição das ações e combinações de cargas;

- Estabelecimento das características dos materiais;
- Estabelecimento do desempenho das estruturas;
- Aplicação das funções básicas para emprego de software;
- Lançamento da arquitetura no programa;
- Definição do modelo estrutural;
- Pré-dimensionamento global;
- Visualizações 3D e deformada da estrutura.

No que se refere a metodologia empregada nos programas comerciais de estruturas, Leet, Uang e Gilbert (2010) afirmam que a maioria é escrita para produzir uma análise de primeira ordem, isto é, presumem que o comportamento é linear e elástico, que as forças dos membros não são afetadas pelas deformações da estrutura e que nenhuma redução a rigidez a flexão é produzida nas colunas por força de compressão. Nesse caso o programa ideal seria o que levaria em consideração também os efeitos de segunda ordem.

6.3 OTIMIZAÇÃO NOS PROJETOS DE ESTRUTURAS DE AÇO

O projeto estrutural influi nos custos finais da estrutura, tendo um efeito cascata sobre todos os outros. Se o calculista concebe bem uma estrutura, dentro das normas e do bom senso, garante um bom desempenho da mesma e não incorre em gastos desnecessários em matéria-prima ou mesmo de mão-de-obra, com soluções que geram produtividade na fabricação e na montagem. O custo do projeto em si é relativamente pequeno (1 % a 3%) no valor agregado total da obra, entretanto, se for feito com pouco cuidado, sem levar em conta a padronização de peças, repetições ou mesmo dimensões de transporte, poderá trazer para os demais itens custos maiores (BELLEI; PINHO; PINHO, 2008).

Desde o início da utilização do aço estruturas de edifícios, os projetistas sabiam que quanto mais moduladas e racionalizadas elas fossem empregadas, menor seria seu custo final, tanto pelo fato de se ter economia na produção em escala de seus elementos estruturais, como na estocagem em série, manuseio e montagem de seus componentes. E isso ainda implicava numa redução considerável no prazo de execução (SALLES, 1995).

O consumo desnecessário pode impactar significativamente no orçamento de uma edificação. Bellei, Pinho e Pinho (2008) afirmam que a matéria-prima representa em torno de 30 a 50% dos valores finais de uma estrutura.

Por outro lado, Salles (1995) afirma que as estruturas de aço se mostram viáveis frente outros tipos de estruturas quando a obra possui como requisitos: grandes vãos e altura, solo com baixa capacidade de suporte e prazo de construção reduzido. Mas o consumo de aço previsto para execução de uma obra é o aspecto principal na viabilidade da estrutura. Esse consumo pode ser traduzido como peso por área ou volume analisado.

Alguns fatores contribuem para a redução no consumo de aço de acordo com Salles (1995):

- Sistema estrutural a ser empregado;
- Tipos e arranjos dos contraventamentos, núcleos, paredes e demais elementos de enrijecimento da estrutura;
- Arranjo, espaçamento e tipo das seções dos pilares;
- Arranjo das vigas dos pisos;
- Elementos de fechamento, como pisos, paredes, coberturas, etc.

Os projetos arquitetônicos atrelados ao sistema estrutural empregado são o ponto mais significativos na economia do projeto estrutural apontam Bellei, Pinho e Pinho (2008). Esses projetos apresentam o aspecto estético da estrutura, detalhando a concepção geral do edifício sem tratar das definições dimensionais que caberão ao projetista. As imposições ao sistema estrutural dependem da ocupação da construção e das considerações arquitetônicas (SALLES, 1995).

Os procedimentos de otimização de projetos estruturais nem sempre apresentam o resultado esperado, entretanto a otimização é obrigação do projetista e deve ser continuamente buscada (SOHLER; SANTOS, 2018).

Por fim Sohler e Santos (2018) elencam uma lista de recomendações que levam a melhoria da qualidade dos projetos estruturais e que refletem na otimização do mesmo:

- Domínio e conceituação geral das estruturas;

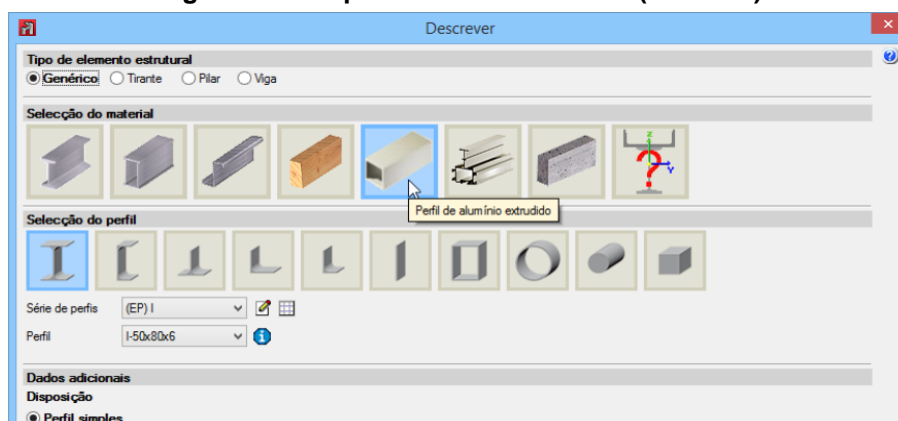
- Domínio da conceituação da teoria de dimensionamento dos perfis de aço
- Domínio das normas de carregamentos e dimensionamento para estruturas;
- Domínio e conhecimento do projeto arquitetônico;
- Concepção estrutural predeterminada;
- Domínio e prática no uso de softwares;
- Conhecimento na conceituação do software;
- Compatibilidade entre o software e o projeto a ser desenvolvido;
- Análise cuidadosa dos resultados gerados pelo programa;
- Revisão e adequação dos detalhamentos de cada elemento estrutural;
- Consideração a realidade de cada obra;
- Consideração do padrão construtivo a ser adotado para a estrutura;
- Complementação dos detalhes necessários á adequada execução dos elementos estruturais;
- Necessidade de atualização dos conceitos estruturais;
- Necessidade de atualização em relação as normas técnicas associadas;
- Necessidade de atualização quanto ás versões e evoluções dos programas computacionais;
- Necessidade de revisão continuada dos projetos em execução.

6.4 FUNDAMENTOS DO CYPE3D

O programa foi concebido para realizar o cálculo e otimização de estruturas, em 3D ou 2D, de aço, ou qualquer outro material estrutural. A introdução de dados consiste basicamente na definição de barras e cotas. O utilizador pode modificar qualquer tipo de dados sempre que o desejar (CYPE INGENIEROS, 2020).

Com a malha da estrutura definida, há a possibilidade de atribuir parâmetros aos elementos um a um como mostra a figura 7.

Figura 7 - Aba parâmetros das barras (CYPE3D)



Fonte: CYPE3D - Manual do utilizador (2020)

Terminada a introdução de dados é efetuado o cálculo considerando os critérios de norma estabelecidos no seu banco de dados (CYPE INGENIEROS, 2020).

6.4.1 Cargas da Estrutura no Programa

No que diz respeito as ações a serem inseridas, Cype Ingenieros (2020) traz a distinção entre as cargas que são geradas automaticamente e as que devem ser inseridas pelo usuário como exibe o quadro 6.

Quadro 6 - Disposições de ações no programa CYPE 3D

Tipo de ação	Geração automática	Inserção manual
Peso próprio dos elementos	x	
Sobrecarga		x
Temperatura		x
Sismos quando ativado	x	
Neve		x
Vento		x
Acidental		x
Impulsos do terreno		x

Fonte: Adaptado de Cype Ingenieros (2015)

Quando se criam ações combinadas, devem-se definir se são simultâneas, compatíveis ou incompatíveis. Então a combinação de cargas levando em

consideração os critérios de norma são criados pelo programa, sendo exibida para as verificações de segurança somente a mais crítica (CYPE INGENIEROS, 2020).

Sobre as ações particulares, as cargas de vento estão presentes em todas as estruturas, no caso das estruturas de aço elas não devem ser desprezadas como aponta ABNT (2008) na NBR:8800.

6.4.2 Dimensionamento das Estruturas

A partir da geometria da estrutura e cargas introduzidas, o programa gera a matriz de rigidez da estrutura, e as matrizes de cargas por ações simples. Invertendo a matriz de rigidez por métodos frontais, se obtém a matriz de deslocamentos dos nós da estrutura. Depois da obtenção dos deslocamentos por ação, calcula-se todas as combinações para todos os estados e os esforços em qualquer seção a partir dos esforços nos extremos das barras e a cargas aplicadas nas mesmas. Sobretudo o programa considera um comportamento elástico e linear dos materiais (CYPE INGENIEROS, 2020).

Após a verificação, são desenhados a vermelho ou amarelo os elementos que não cumprem alguma verificação ou que têm algum aviso. Superados estes limites, o CYPE 3D permitirá que se realize um dimensionamento, procurando na tabela de perfis a seção transversal que cumpra todas as condições, como ilustra a figura 8.

Figura 8 - Aba de verificação de uma barra isolada CYPE 3D

Perfil	Peso	Resistência	Erros
✗ IPE 80, Simples com cartelas	9.95	—	Foi produzido um erro, pois a esbelte...
✗ IPE 100, Simples com cartelas	13.40	—	O esforço axial de compressão é exc...
✗ IPE 120, Simples com cartelas	17.24	—	Foi produzido um erro, pois a esbelte...
✗ IPE 140, Simples com cartelas	21.48	—	Foi produzido um erro, pois a esbelte...
✗ IPE 160, Simples com cartelas	26.24	5465.66 %	
✗ IPE 180, Simples com cartelas	31.30	1775.52 %	
✗ IPE 200, Simples com cartelas	37.09	881.28 %	
✗ IPE 220, Simples com cartelas	43.50	603.81 %	
✗ IPE 240, Simples com cartelas	50.65	420.03 %	
✗ IPE 270, Simples com cartelas	59.77	290.10 %	
✗ IPE 300, Simples com cartelas	70.36	204.61 %	
✗ IPE 330, Simples com cartelas	81.66	167.09 %	
✗ IPE 360, Simples com cartelas	95.03	124.49 %	
✓ IPE 400, Simples com cartelas	110.59	93.08 %	
✓ IPE 450, Simples com cartelas	130.38	69.18 %	
✓ IPE 500, Simples com cartelas	153.65	51.93 %	
✓ IPE 550, Simples com cartelas	178.47	39.85 %	

Não foram definidos limites de flecha
Selecionou-se não realizar a verificação de resistência ao fogo

Significado dos ícones

- ✗ Perfil que não cumpre alguma verificação.
- ✓ Perfil que cumpre todas as verificações.

Aceitar Cancelar

Fonte: CYPE3D - Manual do utilizador (2020)

Verificados o ELU (estado limite último), as flechas para o ELS, estado limite de serviço e a resistência ao fogo (estas duas últimas verificações são opcionais), são apresentados resultados numéricos e gráficos (diagramas) de todos os elementos estruturais, proporcionando a realização de uma análise adequada dos resultados (CYPE INGENIEROS, 2020).

Por fim o cálculo, dimensionamento e geração das ligações, o programa exhibe as peças estruturais escritas e desenhadas (CYPE INGENIEROS, 2020).

7 MATERIAIS E MÉTODOS

A fim de obter-se indicativos numéricos como resultado, a pesquisa qualificou-se como quantitativa. Esse tipo de pesquisa cabe ao objeto de estudo uma vez que permite uma amostragem aleatória. Nesse caso foi selecionada uma amostra representativa abrangente, e posteriormente generalizados os resultados.

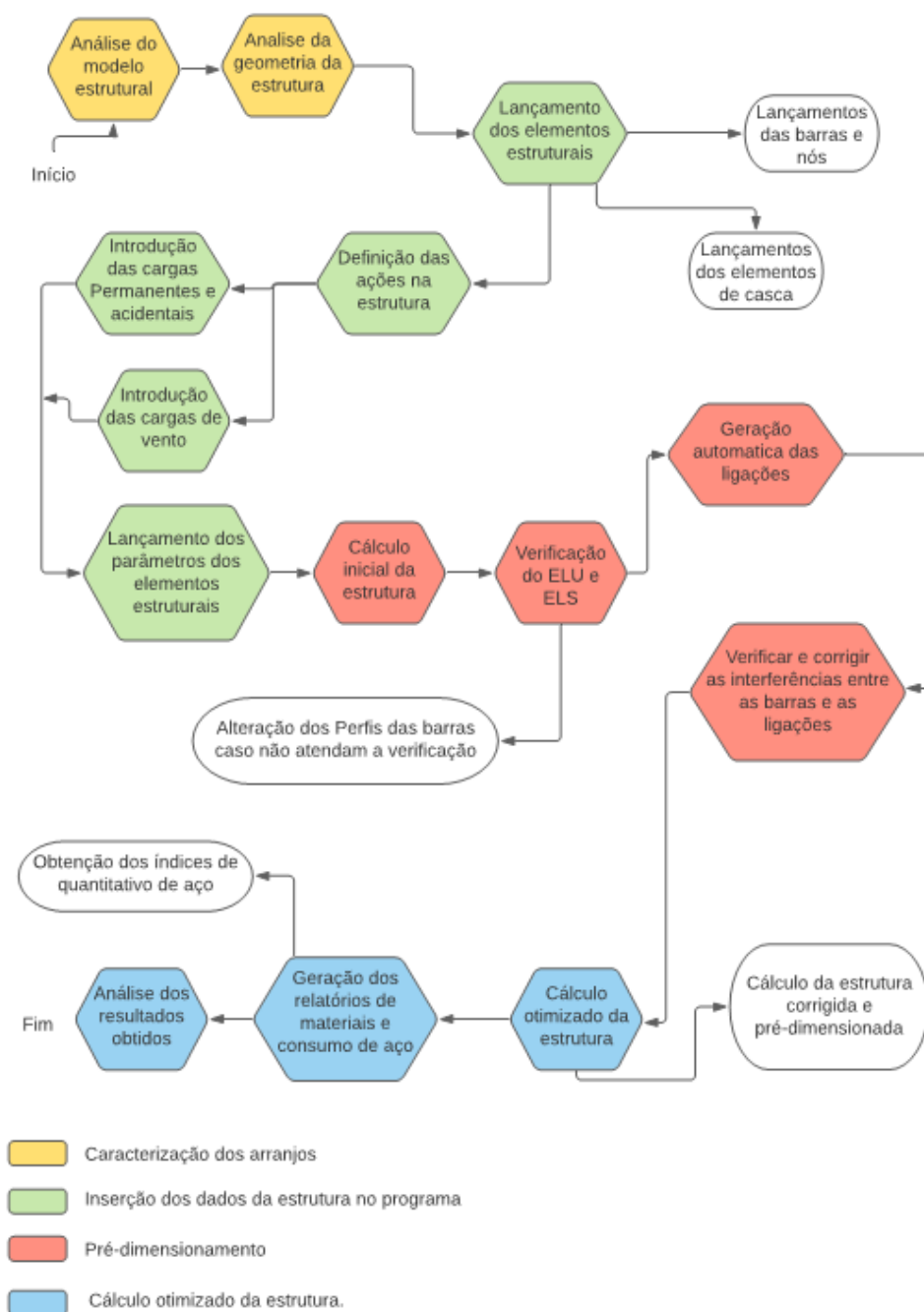
Foram utilizados para o cálculo estrutural fundamentos de programação e teorias de método dos elementos finitos, visto que o programa CYPE 3D se fundamenta nestas duas ferramentas. A análise respeitou os limites da ABNT (2008) referente a NBR:8800.

Já para a geração de cargas de vento, a fim de economizar tempo em setores que não são o foco da pesquisa, foi utilizado o software de código aberto Ciclone, tendo em vista que ele usa como diretriz a NBR:6123 que dispõe a ABNT (2013).

Quanto aos procedimentos, foram feitas algumas simulações computacionais, tendo em vista que houveram variáveis influenciando nos dados obtidos, e estas serão discutidas como parte do trabalho.

Para realização deste projeto, utilizou-se a metodologia ilustrada no fluxograma da figura 9.

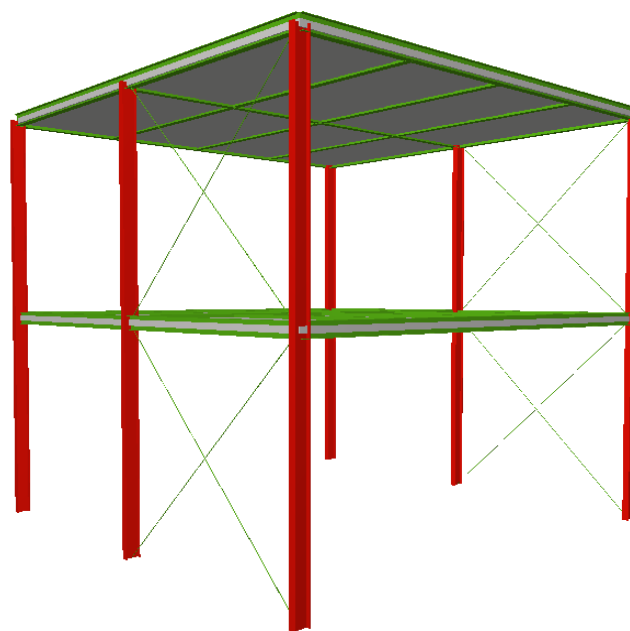
Figura 9 - Fluxograma da metodologia do projeto



7.1 DEFINIÇÃO DO MODELO ESTRUTURAL

Foi considerado um edifício hipotético de dois pavimentos no sistema estrutural misto, aporticado contraventado, onde na figura 10 é possível observar os tirantes que fazem o papel dos contraventamentos.

Figura 10 - Visão geral do edifício teórico



A análise estrutural restringiu-se a apenas ao cálculo da superestrutura, excluindo as fundações dos efeitos de otimização.

A interferência dos elementos horizontais foi calculada com as seguintes disposições construtivas:

- Modelo A: Consideração das vigas como elementos de rigidez frente às ações horizontais. Este modelo simulará um edifício que possuem elemento de casca que possua rigidez global desconsiderável como por exemplo um piso de madeira;
- Modelo B: Consideração dos contraventamentos no plano da laje como elementos de rigidez frente às cargas horizontais. Este simulará o uso de laje de concreto pré-moldada, ou pré-fabricada de qualquer tipo como sugere Salles (1995);
- Modelo C: Consideração da laje como elemento de casca gerador de rigidez. Nesse caso será simulado a laje maciça executada *in loco* para a estrutura.

Nas figuras 11, 12 e 13 estão dispostos os 3 modelos de concepções estruturais

Figura 11 - Modelo A

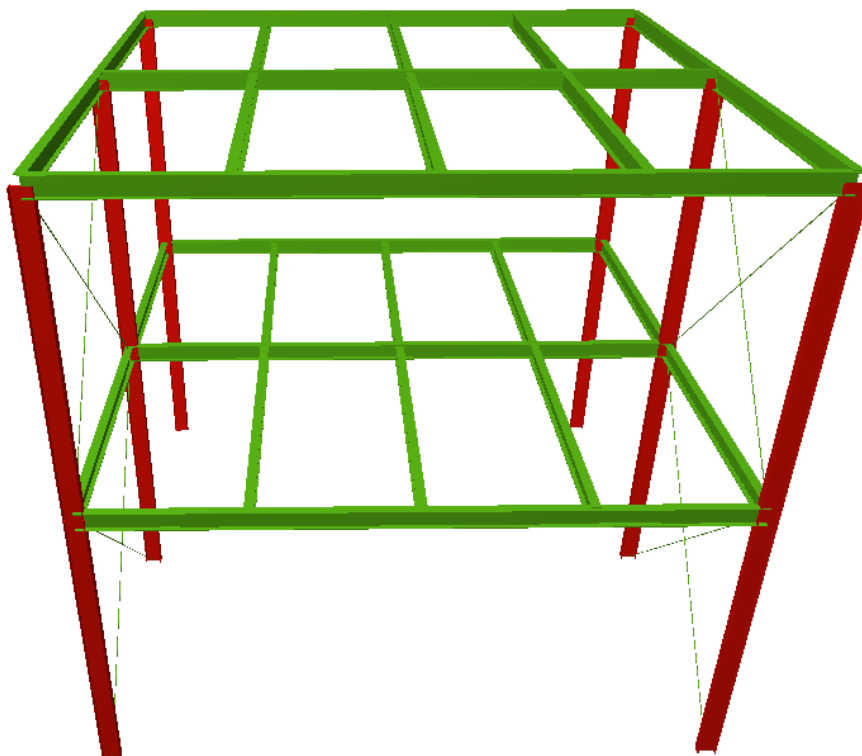


Figura 12 - Modelo B

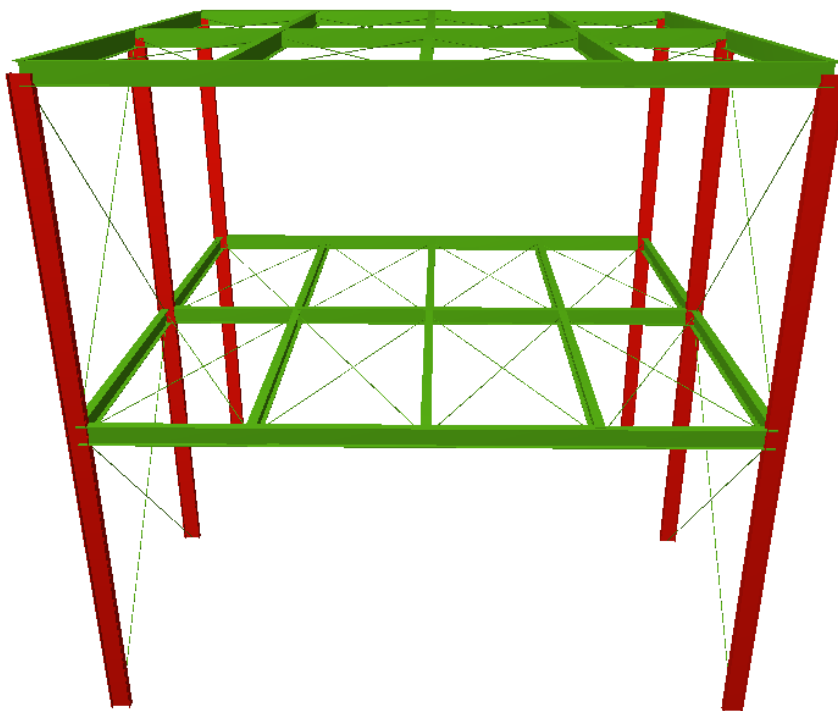
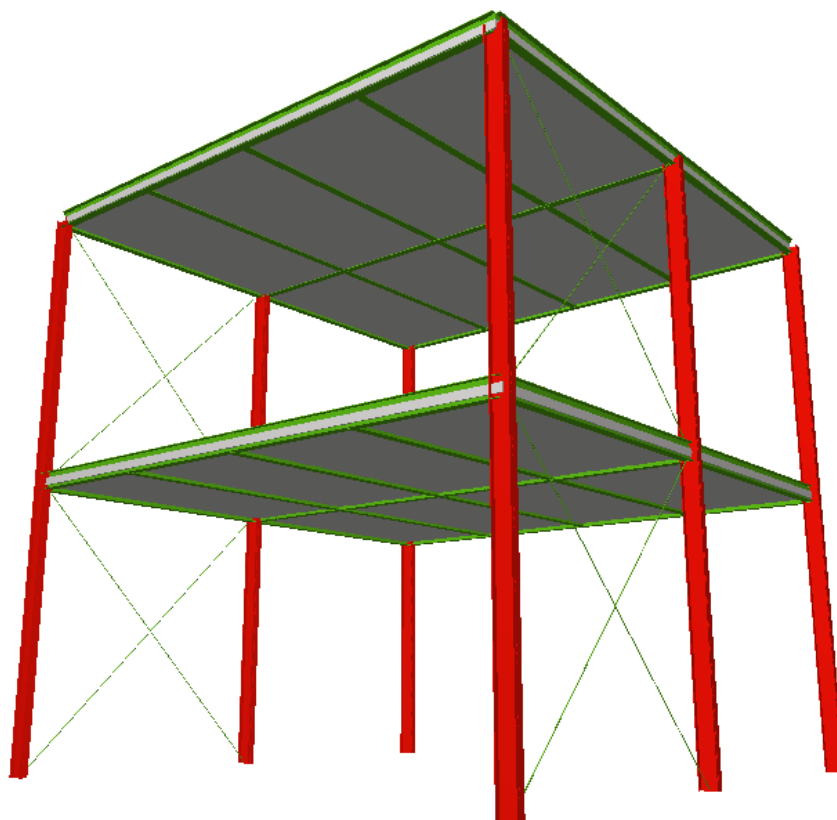


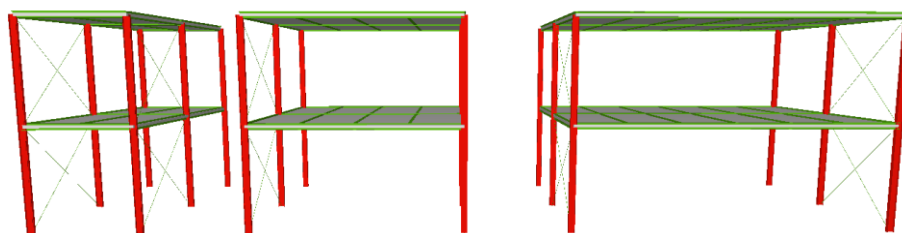
Figura 13 - Modelo C



7.2 ANÁLISE DA GEOMETRIA DA ESTRUTURA

Essa etapa se refere a modificação de dimensões internas e externas do projeto arquitetônico. No caso do edifício hipotético este teve profundidade fixa de 10 metros, variando sua largura externa em 5, 10 e 15 metros bem como as distâncias entre os elementos estruturais internos. Na figura 14 é possível ver essa variação de dimensão na estrutura.

Figura 14 - Variação da largura no edifício hipotético.



Ao final das considerações construtivas, haverá um arranjo de 9 diferentes configurações, como mostra o quadro 7.

Quadro 7 - Arranjo de configurações para a estrutura hipotética

Modelo	Largura externa		
	5 metros	10 metros	15 metros
Modelo A	Edifício 1a	Edifício 2a	Edifício 3a
Modelo B	Edifício 1b	Edifício 2b	Edifício 3b
Modelo C	Edifício 1c	Edifício 2c	Edifício 3c

7.3 LANÇAMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

A estrutura foi concebida com o esboço de linhas nas três dimensões, a princípio com uma seção e material genérico. Para isso foram definidos os níveis e as grelhas que auxiliarão criando uma malha de coordenadas para inserção dos elementos.

A modelagem computadorizada adotada foi a de pórtico espacial, onde foi possível analisar a estrutura em três dimensões e de maneira global.

Sobre a inserção dos diafragmas (elementos de casca), na primeira configuração esta etapa foi desconsiderada. A segunda configuração contou com a inserção de tirantes no mesmo plano das vigas secundárias.

Na configuração onde há contribuição da laje maciça de concreto restringiu-se a rotação lateral às vigas de suporte, ou seja, será considerado que as vigas estarão travadas no plano do piso. Então será disposta a laje de concreto de maneira ilustrativa, desprezando sua carga de peso próprio.

7.4 LANÇAMENTO DOS PARÂMETROS DOS ELEMENTOS

O aço utilizado no projeto é o aço de média resistência MR-250 para os pilares vigas e tirantes. Nas ligações parafusadas foi empregado aço de alta resistência calculado automaticamente pelo software, utilizando-se do método das tensões admissíveis, porém estes valores não foram computados no quantitativo final.

Para o pré-dimensionamento, as colunas consistiram em perfis “H” de aço laminado, já para as vigas principais e secundárias foram definidos perfis “I” laminados. Foi definido como principais as vigas apoiadas diretamente sobre os pilares, as secundárias tratam-se das vigas apoiadas sobre as vigas principais. Foi

assumido ao projeto vigas não mistas. Os contraventamentos verticais consistirão em tirantes de seção circular da série “R”.

A estrutura no geral foi concebida em 3 pórticos paralelos entre si, o pórtico central sendo o mais carregado teve seu dimensionamento independente, diferentemente dos outros dois pórticos que tiveram seu dimensionamento agrupado, visando uniformização da estrutura.

Os perfis foram escolhidos arbitrariamente, visto que, não foi levado em consideração os critérios de pré-dimensionamento sugerido pela literatura, uma vez que o programa encontrara a configuração mais vantajosa para cada configuração automaticamente na etapa final.

7.5 DEFINIÇÃO DAS CARGAS ATUANTES

Das cargas permanentes tem-se o peso próprio que foi gerado automaticamente pelo programa. As cargas referentes a vedação, acabamentos e da laje não foram discutidas neste trabalho.

Já para as cargas acidentais foi adotado $3,5 \text{ KN/m}^2$ para o primeiro pavimento e $3,0 \text{ KN/m}^2$ para o segundo, visando atender as seguintes categorias de uso de: salas comerciais, banheiros, cozinhas, escritórios, vestíbulos, lavanderias ou terraço baseado na NBR:6120 da ABNT (2019). Estas cargas foram majoradas posteriormente pelo programa.

A inserção das cargas acidentais se apresenta de quatro maneiras, nos nós, diretamente nas barras, de um plano base para as barras e diretamente sob um plano, onde no programa cada uma representa uma ferramenta. No caso das cargas acidentais, estas foram inseridas com um plano base.

Para as ações variáveis houve consideração das cargas de vento, que atuarão horizontalmente na estrutura. Para esta foi usado o software livre Ciclone 5.0.1 que apresenta total conformidade com os critérios apontados pela ABNT (2013) na NBR:6123. Neste programa basta dar entrada nos parâmetros geométricos do edifício e características do local e então é possível obter-se as cargas distribuídas em cada face da edificação. Para este caso foi considerado a cidade de Guarapuava para obtenção da velocidade básica do vento.

O programa se encarregará de fazer as combinações de ações como recomenda a ABNT (2008) através da NBR:8800. Ainda para efeito das combinações de ações, a construção será considerada como edificação comercial.

7.6 CÁLCULO INICIAL DA ESTRUTURA

Antes de efetuar o cálculo, foi necessário atribuir os limites de deslocamentos manualmente para cada elemento estrutural. No caso as vigas terão como limite um deslocamento máximo de comprimento efetivo por 250 e os pilares altura efetiva por 400.

O cálculo inicial foi feito considerando elementos genéricos das séries de perfis pré-estabelecidas. Após o primeiro cálculo, pode-se ter um pré-dimensionamento da estrutura onde os elementos estruturais estavam apenas cumprindo as verificações dos estados limites.

Como não foi exigido nesta etapa dimensionamento ótimo dos perfis, o programa se encarregou de calcular para o cada elemento, diversos outros tipos de perfis da série, e a partir disso descreveu o aproveitamento da resistência de cada um em forma de porcentagem. Posteriormente foi escolhido o perfil com maior aproveitamento, visando otimizar a estrutura.

Após este primeiro cálculo, foi possível obter os valores de esforços internos, reações, deslocamentos e deformações da estrutura.

7.7 GERAÇÃO AUTOMÁTICA DAS LIGAÇÕES

Houve variância no tipo de ligação sob a influência de cada configuração estrutural, ou seja, alguns nós tiveram suas ligações definidas como rígidas (ou semirrígidas) em alguns momentos e flexíveis em outros, dependendo da presença do contraventamento no nó.

Não sendo o foco da discussão deste trabalho, as ligações foram dimensionadas automaticamente pelo programa usando-se do método das tensões admissíveis. Entretanto alguns perfis foram mudados manualmente quando houve incongruência entre as barras que afetavam a geração das ligações.

Os valores de rigidez rotacional, que é um parâmetro das ligações parafusadas, também foram atribuídos ou modificados nos casos em que o programa exigiu correção.

Após a correção dos valores de rigidez rotacional e das inconsistências construtivas entre perfis, o programa gerou uma vista detalhada de cada ligação.

7.8 CÁLCULO OTIMIZADO DA ESTRUTURA

Com as correções necessárias feitas e os perfis das barras estabelecidos, o próximo passo foi efetuar o cálculo otimizado da estrutura, onde o programa, a partir do pré-dimensionamento feito na primeira etapa de cálculo definiu a configuração global mais vantajosa para o arranjo estrutural.

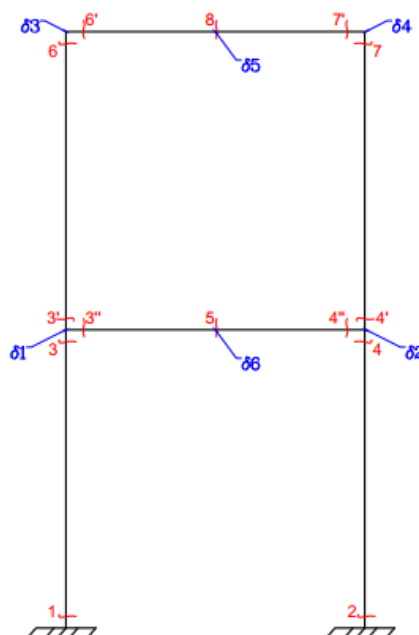
Considerando que ao modificar a seção transversal de uma barra na primeira etapa de cálculo para uma mais robusta ou para uma de menor tamanho havia um acréscimo de carga devido ao peso próprio do novo elemento, houve reflexos nos esforços internos da estrutura, ou seja, diferente da primeira etapa, o cálculo otimizado da estrutura fez análise de todos os elementos simultaneamente.

8 ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS

8.1 ESFORÇOS E DESLOCAMENTOS

Quanto aos esforços e deformações de cada de arranjo, os principais esforços internos e deslocamentos foram calculados para os três modelos de estruturas com os diferentes vãos. Os resultados apresentados no Apêndice J ao Apêndice L são relativas as seções críticas referentes somente do pórtico principal identificado na figura 15.

Figura 15 - Seções críticas no pórtico intermediário



Foram obtidos os esforços de momento fletores, cortantes e axiais para os três modelos, nas seções críticas. Para o pórtico de menor vão, 5 metros, temos os valores mais significativos de esforços e quando se compara o modelo B aos demais, os momentos apresentam uma variação média 12% e 15% para o modelo A e C respectivamente.

Para os vãos de 10 e 15 m, comparando o modelo A com o modelo B, as alterações em termos de momento fletores, são menores que 7,0%, onde somente um dos valores comparados é maior. Da mesma forma, para o modelo C (aparentemente um modelo mais refinado) apresenta diferença de até 7,3% quando

comparado com o modelo B. O modelo C gera valores maiores. Estas diferenças podem ser explicadas pelo maior vão e pela influência da ligação da laje de concreto a viga de aço, que não foram consideradas rigidamente ligados. Apesar disso, os resultados do modelo C não satisfazem a realidade no estado limite último, pois a fissuração da laje de concreto nas regiões de momento negativo e positiva não foi levada em consideração. Em quase todas as seções críticas, o modelo A e C tem maiores esforços que o modelo B.

Ainda dos resultados apresentados nos respectivos apêndices é possível realizar uma comparação dos deslocamentos para os três modelos com as suas respectivas variações de vãos. O pórtico com vão de 15 metros é o que apresenta os valores mais significativos, e comparando o modelo B ao modelo A e C, obteve-se diferenças de 14,3% para o deslocamento máximo.

O motivo da ausência de diferenças entre o modelo A e C, da configuração de 15 metros, é explicada pelo fato de que a laje maciça de concreto contribui fazendo travamento da mesa superior da viga, ou seja, impedindo a flambagem lateral da peça estrutural, contudo esse impedimento não é tão eficaz em peças de longo comprimento, fazendo com que a absorção de esforços não seja tão efetiva. O fato que explica os valores elevados dos deslocamentos do modelo B, em geral, é a utilização de um grande número de ligações com baixa rigidez, devido ao uso de um maior número de contraventamentos. Entretanto, essas peculiaridades não impactam no consumo de aço como será mostrado mais à frente.

8.2 CONSUMO DE AÇO

Os relatórios foram gerados ao final do cálculo otimizado de cada estrutura. Neles estão listados todos os perfis utilizados, bem como a área transversal do mesmo e sua massa por metro linear. Ainda, no final de cada tabela foi computado o total em quilogramas de aço MR-250 utilizado para cada arranjo estrutural.

Os valores em toneladas foram então divididos pela área total do edifício, e assim foi demonstrada graficamente o consumo de aço de cada configuração estrutural.

Estas ilustrações servirão como uma estimativa de consumo de aço para edifícios da mesma categoria.

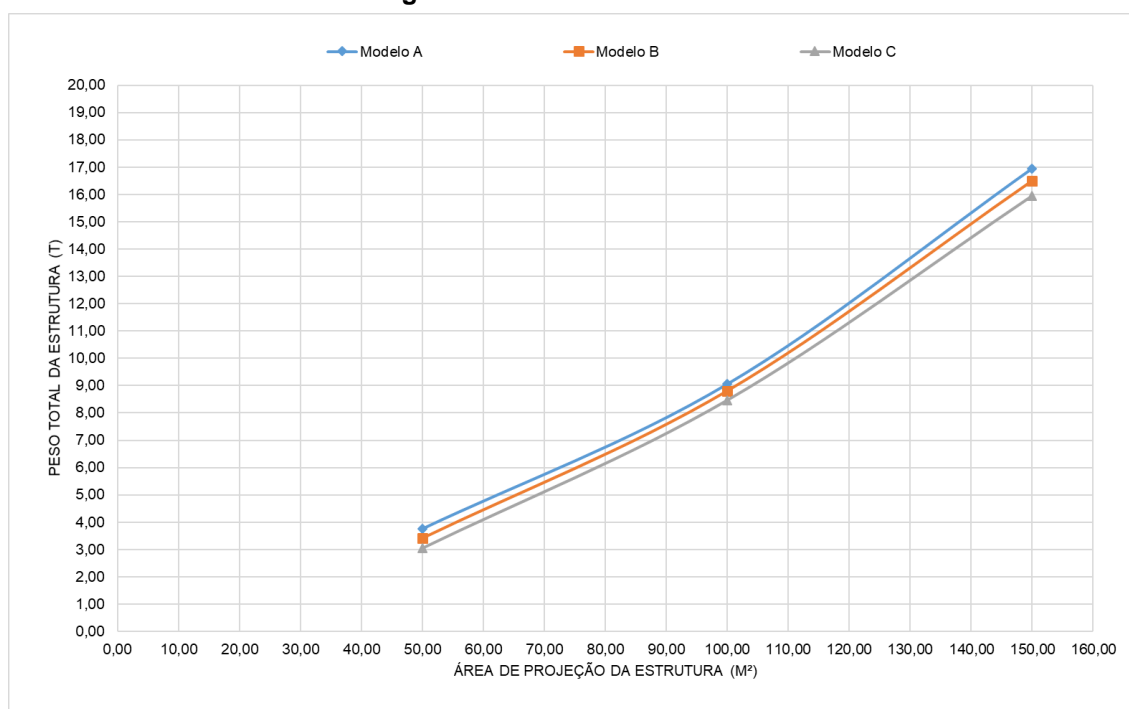
Conforme proposto, buscou-se obter o consumo de aço para cada arranjo estrutural, e esse consumo de aço foi expresso em kg/m² (quilograma por metro quadrado de área construída). A tabela 7 expressa os resultados numéricos obtidos.

Tabela 7 - Consumo de aço dos arranjos estruturais

Modelo	Largura do pórtico principal (m)	Projeção da edificação (m ²)	Peso de aço total (kg)	Consumo de aço (kg/m ²)
A	5	50	3759,74	75,19
	10	100	9056,99	90,57
	15	150	16947,58	112,98
B	5	50	3412,36	68,27
	10	100	8803,32	88,03
	15	150	16485,59	109,9
C	5	50	3053,55	61,07
	10	100	8468,87	84,69
	15	150	15944,35	106,30

Como esperado, quando se houve um aumento da rigidez global da estrutura com inserção dos contraventamentos ao nível das vigas ou consideração da colaboração da laje, ocorreu uma leve diminuição no consumo de aço, como ilustra o gráfico da figura 16.

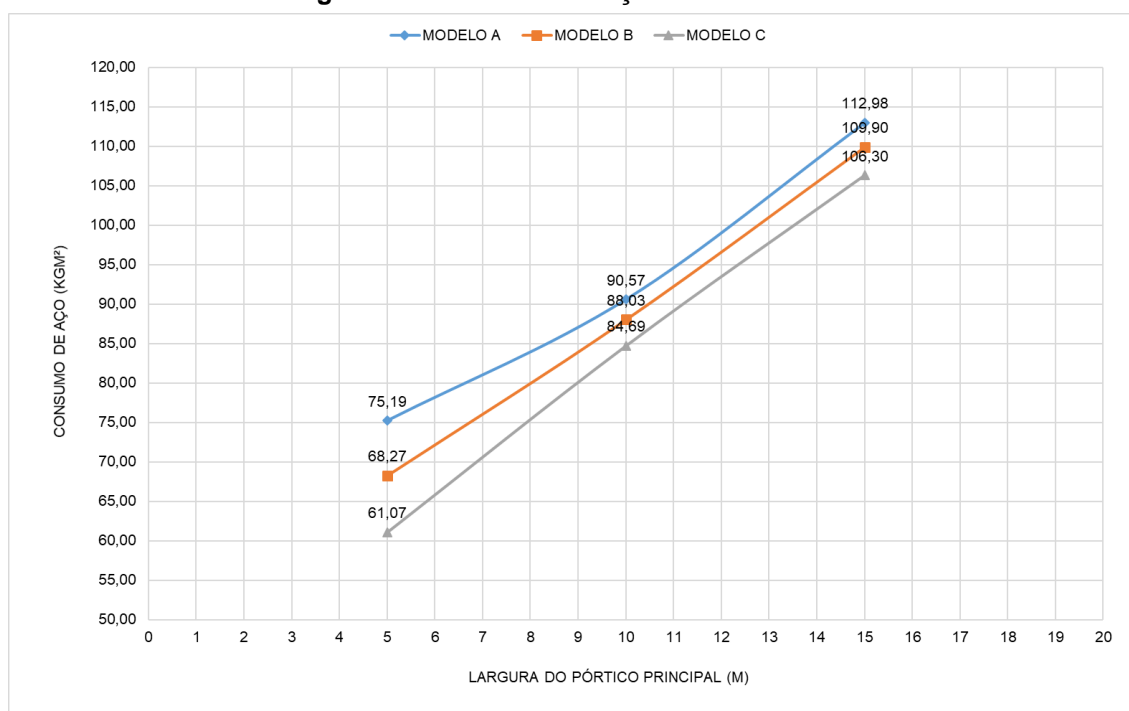
Figura 16 - Dados dos modelos



Entretanto cabe ao projetista adotar o dimensionamento que melhor lhe convém, ou que lhe atribua mais segurança.

O indicador de consumo de aço pode ser visualizado na figura 17. As curvas foram obtidas a partir de três pontos, ou seja, três estruturas, porém estas poderiam ser discretizadas em mais pontos concretizando ainda mais os resultados dela.

Figura 17 - Consumo de aço de cada modelo

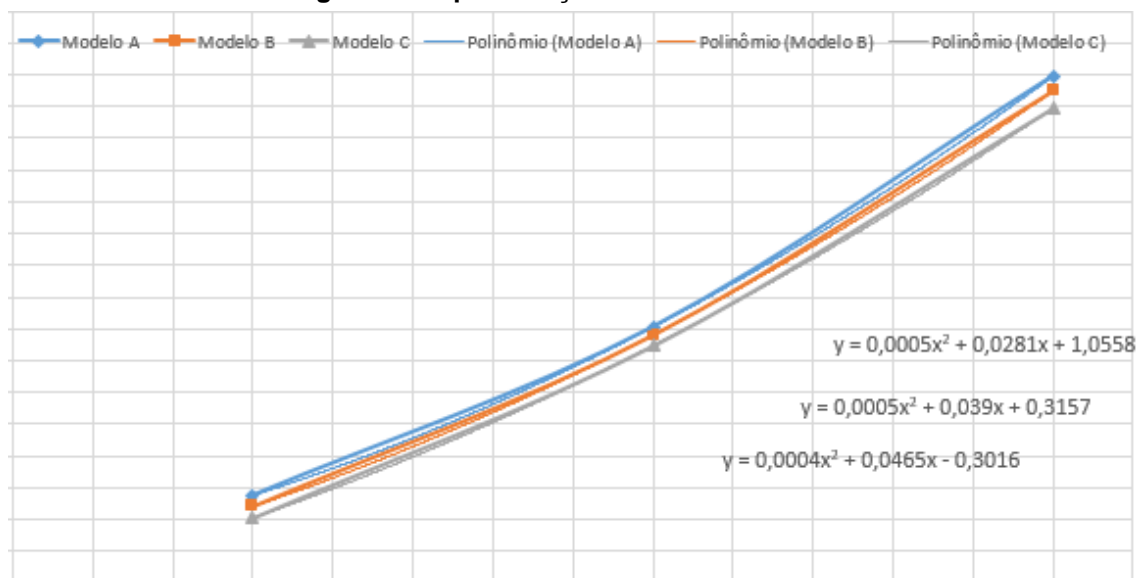


Pode-se observar que estas curvas não possuem um comportamento linear ou uma fórmula que valide matematicamente os três modelos simultaneamente, contudo pode-se fazer uma estimativa aproximada do consumo médio de um edifício de geometria parecida compreendida no intervalo de 5 e 15 metros para os três modelos estruturais.

Usando as ferramentas do programa Excel ainda pôde-se chegar a equações matemáticas que compreendem o intervalo citado e que vale somente para a estruturas que possuam mesmo pé direito, mesma largura fixada e que também esteja sob as mesmas situações de cálculo no que se refere a ação do vento.

A linha de tendência que melhor aproximou as curvas foi a que é dada por uma equação polinomial de segunda ordem como mostra a figura 18.

Figura 18 - Aproximação das curvas obtidas.



Assim para o peso das estruturas obteve-se as seguintes relações:

$$P_a = 0,0005x^2 + 0,0281x + 1,0558 \quad \text{Equação 8}$$

$$P_b = 0,0005x^2 + 0,039x + 0,3157 \quad \text{Equação 9}$$

$$P_c = 0,0004x^2 + 0,0465x - 0,3016 \quad \text{Equação 10}$$

Onde:

P_a é o peso total da estrutura dimensionada conforme modelo A (T);

P_b é o peso total da estrutura dimensionada conforme modelo B (T);

P_c é o peso total da estrutura dimensionada conforme modelo C (T);

x é a largura do pórtico principal (m);

9 CONCLUSÃO

Essa pesquisa partiu da premissa de auxiliar a orçamentação e discutir as diferenças entre modelos estruturais, tendo em vista que a etapa de concepção estrutural é a parte mais importante quando trata-se do aspecto econômico de uma estrutura. Dada a importância da racionalização em estruturas de qualquer tipo, este trabalho dispôs uma referência para projetistas de estruturas em aço. Os índices aqui obtidos, servirão para o projetista ter uma perspectiva de qual modelagem é mais conveniente.

Sob esse objetivo pôde-se chegar a equações que auxiliarão projetistas a fazer um balanço inicial de consumo de aço para estruturas semelhantes, considerando que os valores ali obtidos são de uma estrutura otimizada e que foi dimensionada para um bom desempenho aliada com a economia. Ainda estes números poderão ser traduzidos para valores financeiros que farão com que haja possibilidade de um estudo da viabilidade com estruturas do gênero, mas com materiais diferentes, o que agrega mais valor ao estudo dessa temática para construção civil.

A influência das ligações no projeto como um todo, foi um fator predominante na escolha dos perfis, por exemplo, muitos perfis foram descartados em alguns dimensionamentos por não terem espaço suficiente para o cordão de solda ou por não agregarem rigidez rotacional suficiente a ligação.

Sobre a perspectiva das diferentes modelagens computacionais o uso simultâneo de elementos de barras e de placas, demonstra ser mais significativo para edificações com vãos menores. Dependendo da solução adotada, pode haver variação de até 20% na taxa de consumo de aço por área construída pode ser alcançada. Deve se ressaltar que a laje de concreto influencia no desempenho e comportamento da estrutura, garantindo rigidez no plano do pavimento e absorvendo momentos fletores. Conseqüentemente refletindo diretamente no consumo de aço. Alternativamente, o contraventamento diagonal equivalente no plano da laje pode ser usado para garantir este mesmo comportamento de forma satisfatória.

Houve a observância das peculiaridades entre os resultados das diferentes modelagens, uma vez que já era esperado. Porém pode ser tratado com um potencial tema de novos estudos, sendo que os três têm um bom desempenho, mas a modelagem mais econômica será sempre a da consideração do elemento de casca

(laje de concreto). De modo geral, como dito anteriormente, cabe ao nível de segurança do projetista qual tipo de modelagem adotar.

Por fim cabe ressaltar que os dados aqui obtidos são para uma situação de cálculo específica, e caso não haja semelhanças entre a situação de projeto do leitor e as que aqui foram elencadas, nem uma aproximação grosseira é possível de ser feita.

REFERÊNCIAS

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). **NBR 6120** Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 2019.

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). **NBR 6123**: Forças devido ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 2013.

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). **NBR 7007**: Aço-carbono e aço microligado para barras e perfis laminados a quente para uso estrutural: Requisitos: elaboração. Rio de Janeiro, 2016.

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). **NBR 8800**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios: elaboração. Rio de Janeiro, 2008.

BELLEI , Ildony H.; PINHO , Fernando O.; PINHO , Mauro O. **Edifícios de Múltiplos Andares em aço**. 2. ed. São Paulo: PINI, 2008. ISBN 978-85-7266-184-3.

CHIAVERINI, Vicente. **Aços e Ferros fundidos**. 7. ed. São Paulo: ABM, 1996. 599 p. ISBN 978-8577370412.

CYPE INGENIEROS, S.A. **Memória de Cálculo - Cype 3D**. Braga, 2020

FAKURY e *Et al.* **Sobre a Recente Norma Brasileira DE Projeto de Estruturas de Aço e Estruturas Mistas de Aço e Concreto com Perfis Tubulares**. Construmetal, [S. l.], p. 1-18, 16 ago. 2012. Disponível em: <https://www.abcem.org.br/construmetal/2012/arquivos/Cont-tecnicas/21-Construmetal2012-Sobre-a-norma-brasileira-de-projeto-de-estruturas-de-aco.pdf>. Acesso em: 8 set. 2020.

INSTITUTO AÇO BRASIL; BELLEI, Ildony Hélio; BELLEI, Humberto N. **Manual de Construção em Aço**: Edifícios de Pequeno Porte Estruturados em Aço. 4. ed. rev. e atual. Rio de Janeiro: IABr/CBCA, 2011.

LE BILLION, PHILLIPE (2004). **The Political Ecology of War: Natural Resources and Armed Conflicts**. Political Geography, Vol. 20, No. 5. Disponível em:

https://www.researchgate.net/publication/233145543_The_Geopolitical_Economy_of_Resource_Wars. Acesso em: 08 set. 2020.

LEET, Kenneth M.; UANG, Chia-Ming; GILBERT, Anne M. **Fundamentos da análise estrutural**. 3. ed. São Paulo: AMGH Ltda, 2010.

LORIGGIO, D. D. **Reflexões sobre o projeto de estruturas de concreto** armado utilizando recursos computacionais. Revista Estrutura, São Carlos. v.1 n.1 p62-65 Jul 2016. Disponível em: http://abece.com.br/Revista_estrutura/Edicao1/20160706_Estrutura_ABECE_01_Grafica.pdf. Acesso em 01 de maio de 2020.

MOLITERNO, Antonio; BRASIL, Reyolando M.R.L.F. **ELEMENTOS PARA PROJETOS EM PERFIS LEVES DE AÇO**. 2. ed. rev. São Paulo: Blucher, 2015. ISBN 978-85-212-0938-6. Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/#/books/9788521209386/cfi/4!/4/4@0.00:29.3>. Acesso em: 24 ago. 2020.

PFEIL, Walter; PFEIL, Michèle. **Dimensionamento de Estruturas de Aço: Dimensionamento Prático**. 8. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2014. 627 p. ISBN 978-85-216-2817-0. Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/#/books/978-85-216-2818-7/cfi/6/2!/4/2@0.00:0>. Acesso em: 12 jun. 2020.

PINHEIRO, Antonio Carlos da Fonseca Bragança. **Estruturas Metálicas: Cálculos, Detalhes, Exercícios e Projetos**. 2. ed. rev. [S. l.]: Blucher, 2005. 316 p. ISBN 9788521203698.

SALLES, José Jairo. **Estudos do Projeto e da Construção de Edifícios com Andares Múltiplos com Estruturas de Aço**. In: SALLES, José Jairo. Estudos do Projeto e da Construção de Edifícios com Andares Múltiplos com Estruturas de Aço. 1995. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 1995. p. 257. Disponível em: https://teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-02052018-101138/publico/Tese_Sales_JoseJ.pdf. Acesso em: 25 abr. 2020.

SILVA, V. P. **Dimensionamento de Estruturas de Aço**. Apostila do Curso de Estruturas metálicas e de madeira Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica da Escola Politécnica da USP, 2012.

SOHLER, Flavio Augusto Settimi; SANTOS, Sérgio Botassi. **Projeto, Execução e Desempenho de Estruturas e Fundações**. Rio de Janeiro: Ciência Moderna Ltda, 2018. ISBN 978-85-399-0970-4.

SOUZA, Sérgio Augusto. **Composição Química dos Aços**. São Paulo: Blucher, 1989. 144 p. ISBN 978-85-212-0302-5. Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/#/books/9788521216490/cfi/4!/4/4@0.00:37>. Acesso em: 21 ago. 2020.

APÊNDICE A – Vista 3D e tabela resumo 1A

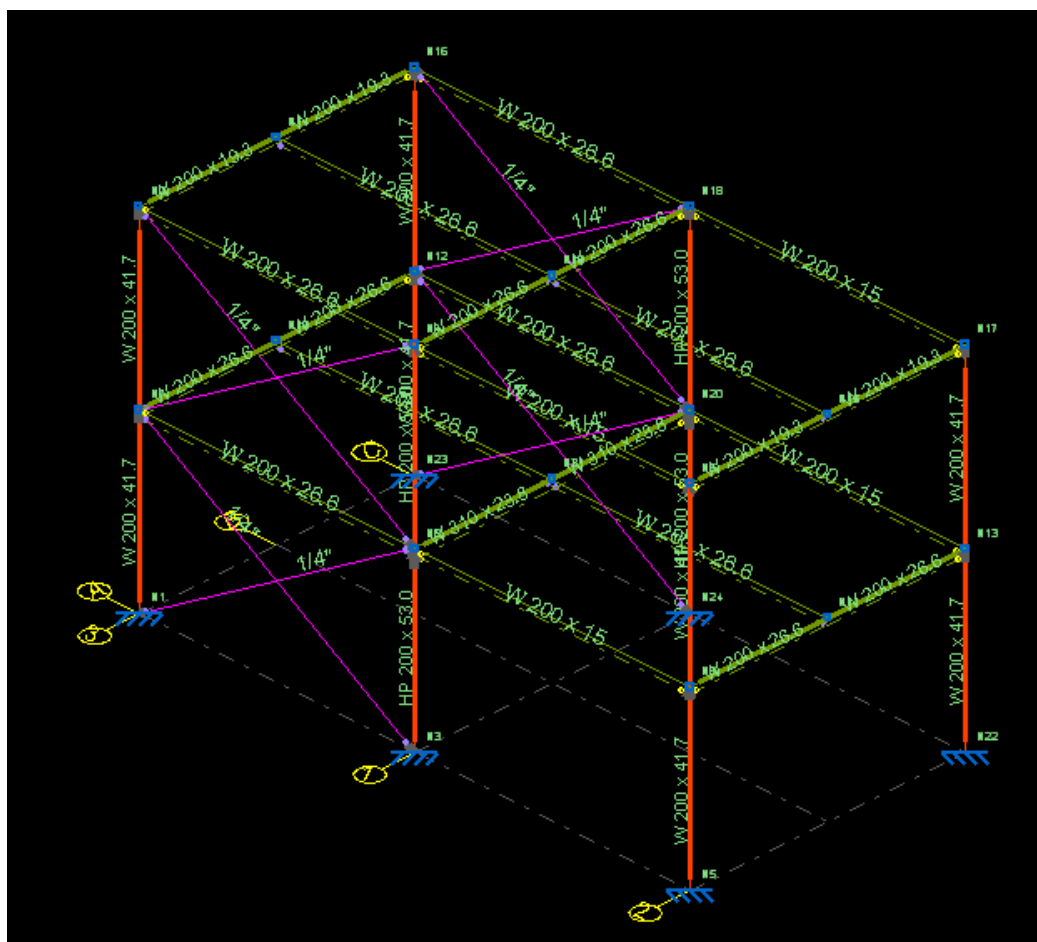


Tabela resumo													
Material		Série	Perfil	Comprimento			Volume			Peso			
Tipo	Designação			Perfil (m)	Série (m)	Material (m)	Perfil (m³)	Série (m³)	Material (m³)	Perfil (kg)	Série (kg)	Material (kg)	
Aço laminado	MR-250	H	W 200 x 41.7	24.000			0.128			1007.94			
			HP 200 x 53.0	12.000			0.082			641.50			
					36.000				0.210			1649.44	
			W 200 x 26.6	55.000				0.188			1476.59		
			W 200 x 15	20.000				0.039			304.58		
			I	W 310 x 23.8	5.000			0.015			120.50		
		W 200 x 19.3		10.000				0.025			197.04		
				1/4"	46.648		90.000		0.267			2098.70	
				Barra redonda			46.648		0.001			11.60	
										0.001		11.60	
					172.648		0.479				3759.74		

APÊNDICE B – Vista 3D e tabela resumo 1B

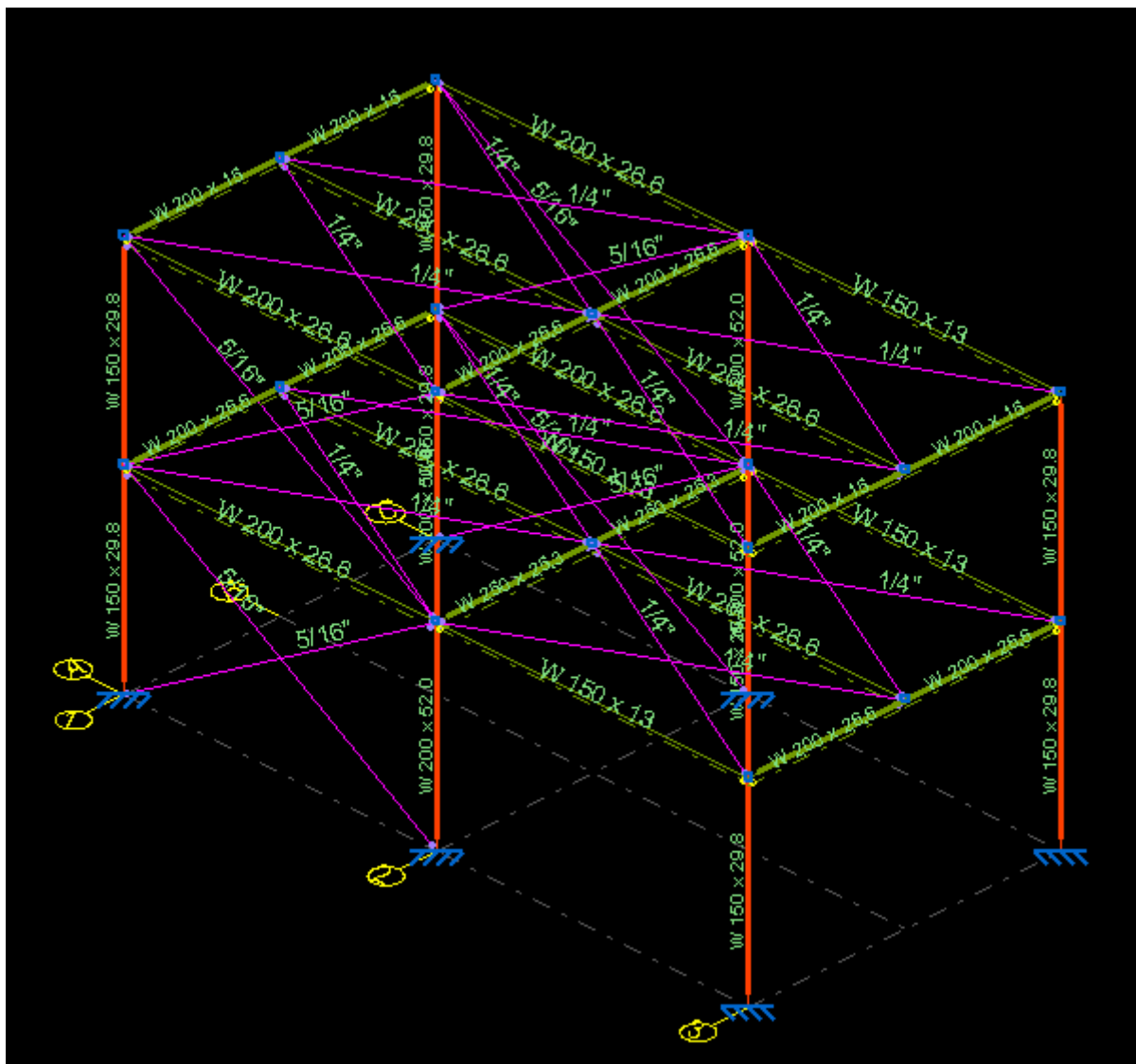


Tabela resumo												
Material		Série	Perfil	Comprimento			Volume			Peso		
Tipo	Designação			Perfil (m)	Série (m)	Material (m)	Perfil (m²)	Série (m²)	Material (m²)	Perfil (kg)	Série (kg)	Material (kg)
Aço laminado	MR-250	H	W 150 x 29.8	24.000	36.000		0.092	0.173		725.34	1355.54	
			W 200 x 52.0	12.000			0.080			630.20		
			W 200 x 26.6	55.000			0.188			1476.59		
			W 150 x 13	20.000			0.033			260.62		
			W 250 x 25.3	5.000			0.016			127.96		
		I	W 200 x 15	10.000	0.019	152.29	90.000	0.257	2017.45			
			5/16"	46.648	0.002	18.13						
			1/4"	89.443	0.003	22.24						
		Barra redonda		136.090	0.005	40.37						
								262.090		0.435		

APÊNDICE C – Vista 3D e tabela resumo 1C

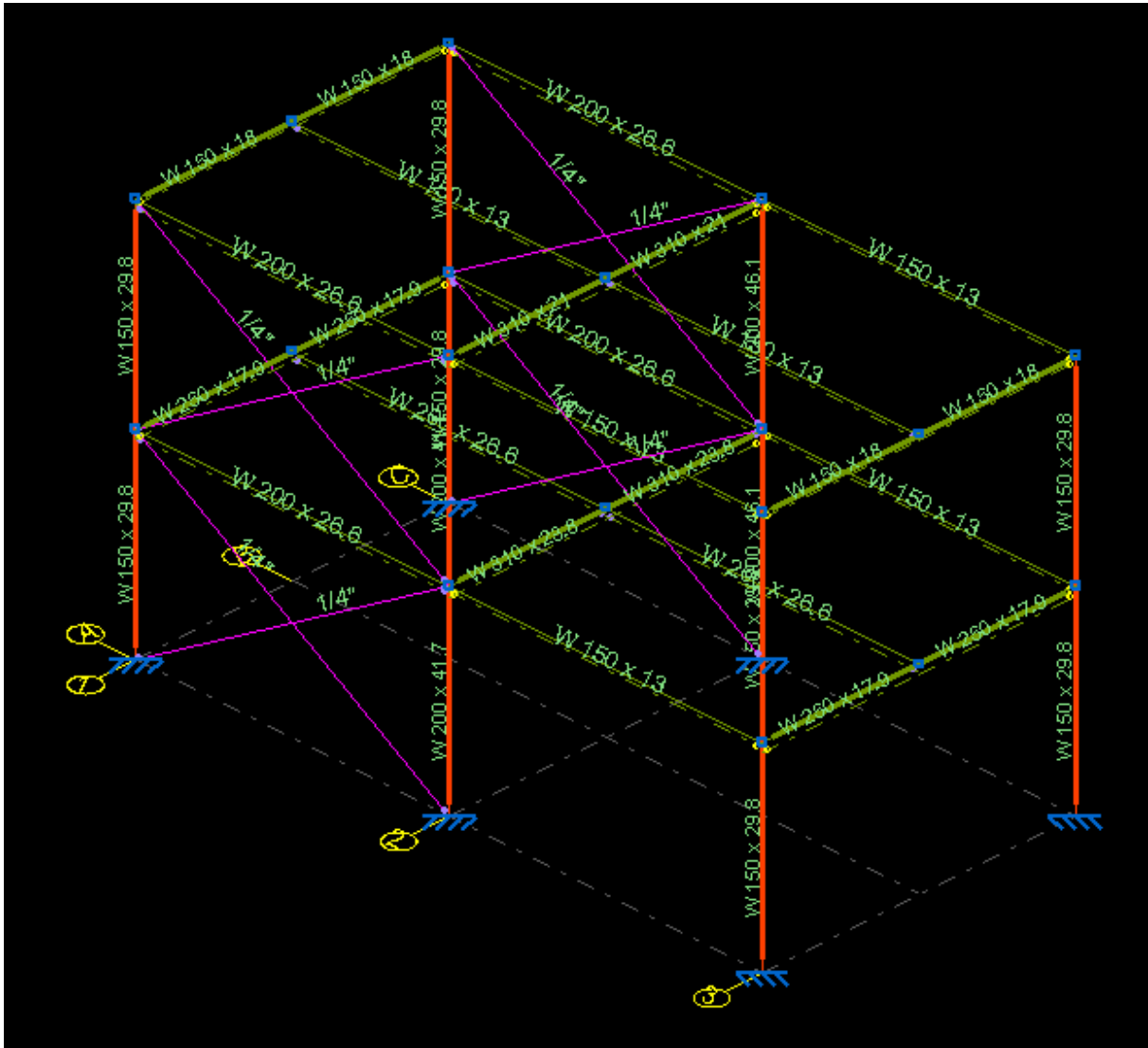


Tabela resumo												
Material		Série	Perfil	Comprimento			Volume			Peso		
Tipo	Designação			Perfil (m)	Série (m)	Material (m)	Perfil (m³)	Série (m³)	Material (m³)	Perfil (kg)	Série (kg)	Material (kg)
Aço laminado	MR-250	H	W 150 x 29.8	24.000	36.000		0.092	0.160		725.34	1253.33	
			W 200 x 41.7	6.000			0.032			251.99		
			W 200 x 46.1	6.000			0.035			276.01		
			W 200 x 26.6	30.000			0.103			805.41		
			W 150 x 13	30.000			0.050			390.93		
			W 250 x 17.9	10.000			0.023			181.34		
			W 310 x 23.8	5.000			0.015			120.50		
			W 150 x 18	10.000			0.023			183.69		
		W 310 x 21	5.000	0.014	106.76							
		Barra redonda	1/4"	90.000	0.228	1788.62						
				46.648	0.001	11.60						
					46.648	0.001	11.60					
					172.648	0.389	3053.55					

APÊNDICE D – Vista 3D e tabela resumo 2A

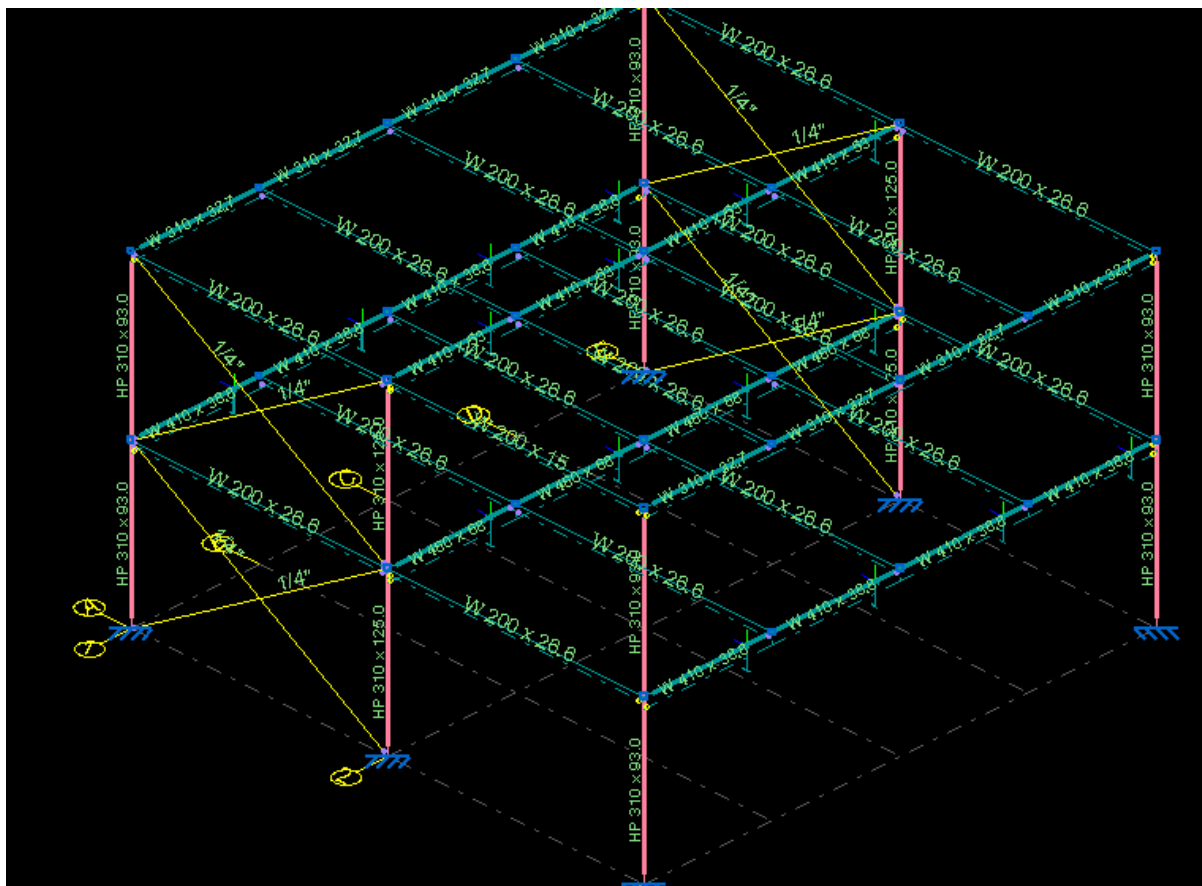


Tabela resumo													
Material		Série	Perfil	Comprimento			Volume			Peso			
Tipo	Designação			Perfil (m)	Série (m)	Material (m)	Perfil (m³)	Série (m³)	Material (m³)	Perfil (kg)	Série (kg)	Material (kg)	
Aço laminado	MR-250	H	HP 310 x 93.0	24.000	36.000		0.286	0.477		2245.73	3743.51		
			HP 310 x 125.0	12.000			0.191			1497.78			
			W 200 x 26.6	95.000			0.325			2550.47			
			W 200 x 15	5.000			0.010			76.14			
			W 310 x 32.7	20.000			0.084			660.97			
			W 410 x 38.8	20.000			0.101			789.71			
			W 460 x 68	10.000			0.088			687.66			
		W 410 x 53	10.000	0.068	536.94								
		I	Barra redonda	1/4"	46.648	160.000		0.675			5301.89		
					46.648	46.648		0.001			11.60		
									1.154				9056.99

APÊNDICE E – Vista 3D e tabela resumo 2B

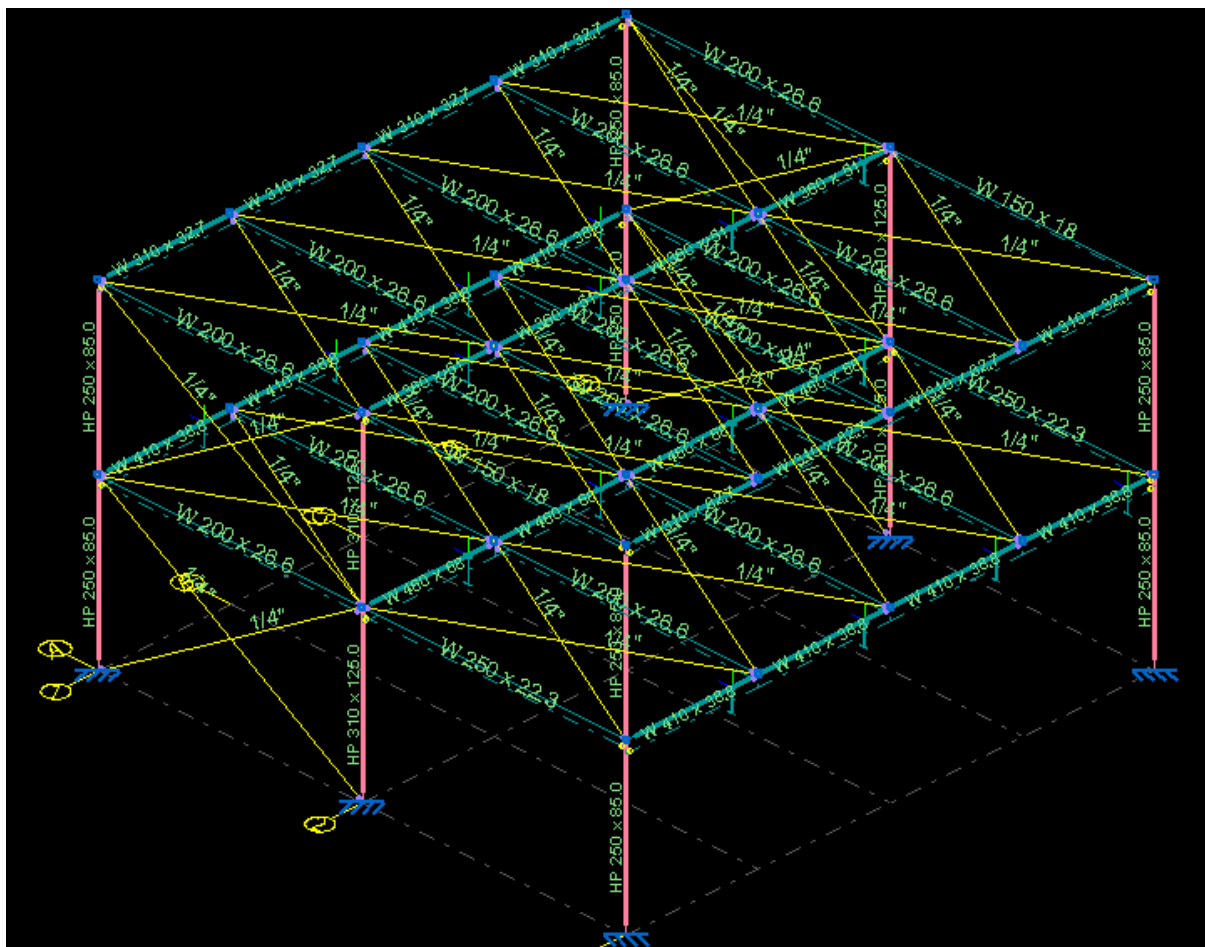


Tabela resumo												
Material		Série	Perfil	Comprimento			Volume			Peso		
Tipo	Designação			Perfil (m)	Série (m)	Material (m)	Perfil (m³)	Série (m³)	Material (m³)	Perfil (kg)	Série (kg)	Material (kg)
Aço laminado	MR-250	H	HP 250 x 85.0	24.000	36.000		0.260	0.451		2044.14	3541.92	
			HP 310 x 125.0	12.000			0.191			1497.78		
			W 200 x 26.6	80.000			0.274			2147.76		
			W 150 x 18	10.000			0.023			183.69		
			W 310 x 32.7	20.000			0.084			660.97		
			W 410 x 38.8	20.000			0.101			789.71		
			W 250 x 22.3	10.000			0.029			226.87		
		I	W 460 x 68	10.000	0.088	687.66						
			W 360 x 51	10.000	0.065	508.68						
			Barra redonda	1/4"	225.533	0.007	56.07					
		225.533		0.007	56.07							
					421.533		1.121		8803.32			

APÊNDICE F – Vista 3D e tabela resumo 2C

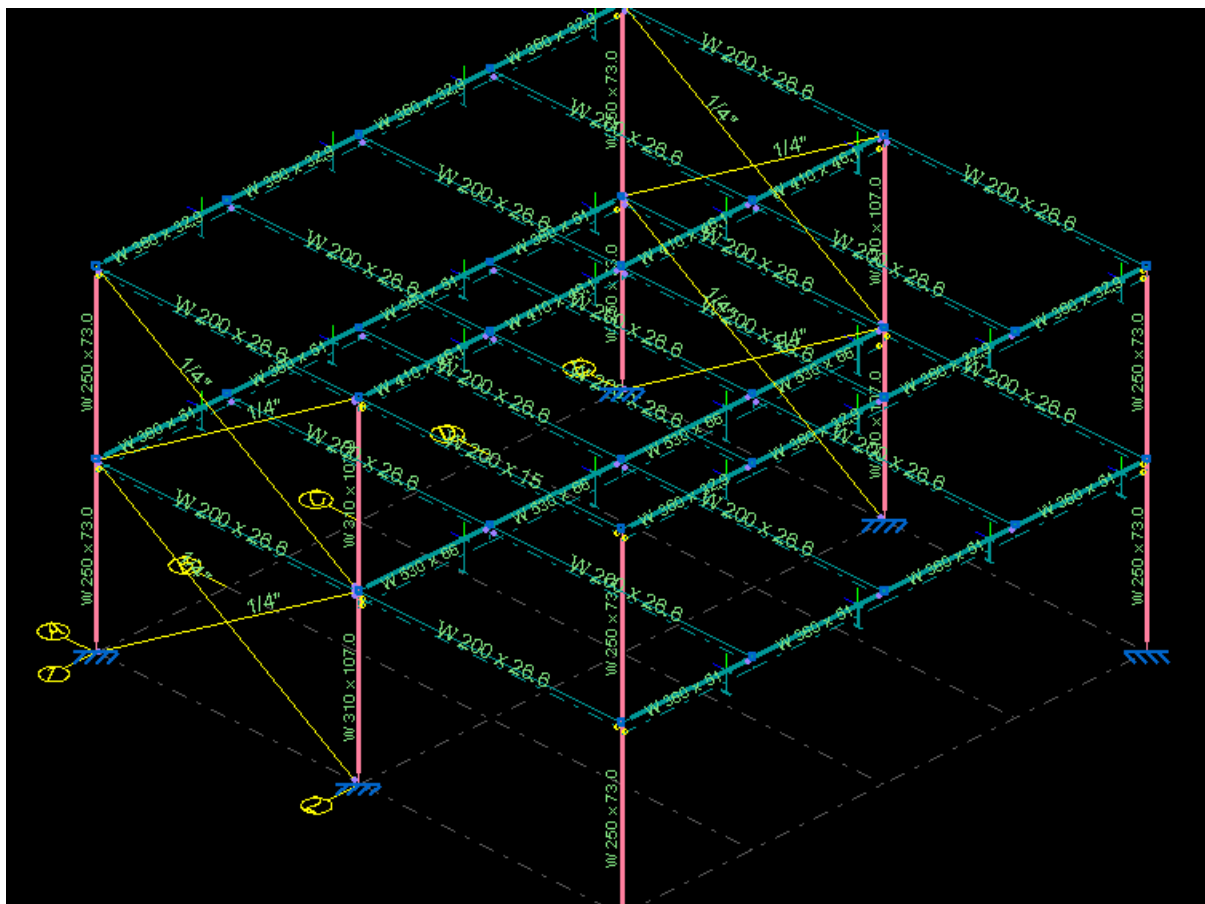
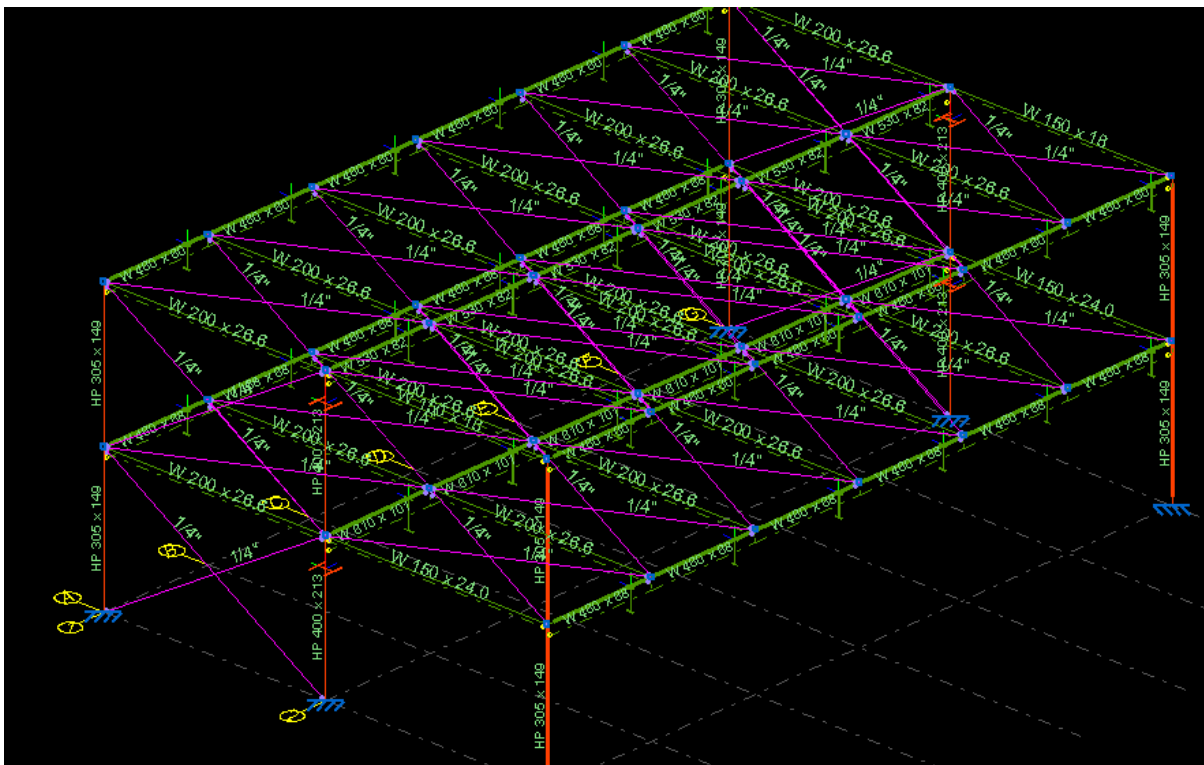


Tabela resumo												
Material		Série	Perfil	Comprimento			Volume			Peso		
Tipo	Designação			Perfil (m)	Série (m)	Material (m)	Perfil (m³)	Série (m³)	Material (m³)	Perfil (kg)	Série (kg)	Material (kg)
Aço laminado	MR-250	H	W 250 x 73.0	24.000	36.000		0.222	0.386		1746.47	3031.36	
			W 310 x 107.0	12.000			0.164			1284.89		
			W 200 x 26.6	95.000			0.325			2550.47		
			W 200 x 15	5.000			0.010			76.14		
			W 360 x 32.9	20.000			0.084			660.97		
			W 360 x 51	20.000			0.130			1017.36		
			W 530 x 66	10.000			0.084			656.26		
		W 410 x 46.1	10.000	0.059	464.72							
		I	Barra redonda	1/4"	46.648	160.000	0.001	0.691	11.60	5425.92		
					46.648	46.648	0.001	0.001	11.60			
					242.648		1.079		8468.87			

APÊNDICE G – Vista 3D e tabela resumo 3A

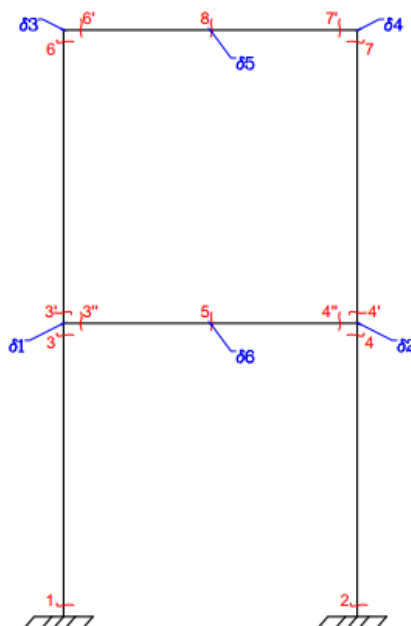
APÊNDICE H – Vista 3D e tabela resumo 3B



Tipo	Designação		Perfil (m)	Série (m)	Material (m)	Perfil (m ²)	Série (m ²)	Material (m ²)	Perfil (kg)	Série (kg)	Material (kg)
Aço laminado	MR-250	HP	HP 305 x 149	24.000	36.000	580.976	0.456	2.100	3579.60	6132.42	16485.59
			HP 400 x 213	12.000			0.325		2552.82		
			W 200 x 26.6	120.000			0.410		3221.64		
			W 150 x 18	10.000			0.023		183.69		
			W 460 x 60	30.000			0.229		1794.51		
			W 460 x 68	30.000			0.263		2062.98		
			W 150 x 24.0	10.000			0.032		247.28		
			W 610 x 101	15.000			0.195		1534.28		
		W 530 x 82	15.000	0.157	1230.49						
		I	Barra redonda	1/4"	314.976	230.000	0.010	78.30	10274.87		
					314.976	314.976	0.010	78.30			

APÊNDICE I – Vista 3D e tabela resumo 3C

APÊNDICE J – Esforços e deformações do pórtico principal de 5 metros

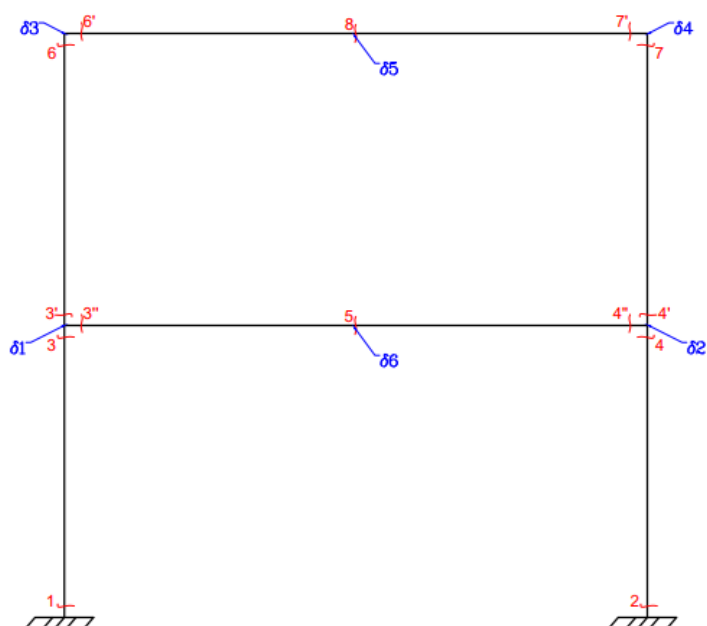


Seção	MODELO A			MODELO B			MODELO C		
	M(kNm)	V (kN)	N(kN)	M(kNm)	V (kN)	N(kN)	M(kNm)	V (kN)	N(kN)
1	12,95	9,15	-124,21	17,41	10,96	-124,86	9,21	7,48	-123,52
2	23,62	17,62	-142,78	28,33	19,5	-146,94	26,6	19,37	-142,68
3	2,9	-3,31	-122,23	3,11	-1,63	-122,88	2,7	-5,13	-121,96
3'	-18,22	-7,69	-59,16	-15,53	-6,75	-59,43	-13,05	-4,82	-59,51
3''	-16,88	-61,13	4,34	-17,46	-60,31	4,5	-12,3	-60,03	-0,32
4	-23,85	17,62	-140,78	,25,16	19,5	-144,96	-25,62	19,37	-140,98
4'	24,42	21,93	-65,27	26,41	23,4	-67,26	23,21	19,05	-63,84
4''	-46,79	73,62	4,34	-49,62	74,54	3,9	-47,2	74,72	-0,32
5	46,67	7,16	4,34	46,13	8,033	3,9	49,06	8,3	-0,32
6	21,53	-21,75	-57,11	19,82	-20,91	-57,41	17,92	-19,03	-57,95
6'	-18,08	-55,01	-21,84	-16,47	-54,2	-22,15	-16,07	-55,34	-19,03
7	2,79	21,93	-63,22	-38,94	23,4	-65,25	-28,16	19,05	-62,13
7'	-32,85	61,18	-21,84	-35,16	62	-22,15	-25,09	59,52	-19,03
8	42,38	4,00	-21,84	42,15	4,82	-23,4	46,53	2,54	-19,03

Deslocamentos δ (mm), nas seções críticas

δ	Modelo A	Modelo B	Modelo C
1	9,14	11,95	11,95
2	8,49	11,37	11,12
3	12,64	20,27	18,8
4	12,31	20,63	19,3
5	22,15	26,66	24,37
6	14,48	18,15	16,75

APÊNDICE K – Esforços e deformações do pórtico principal de 10 metros

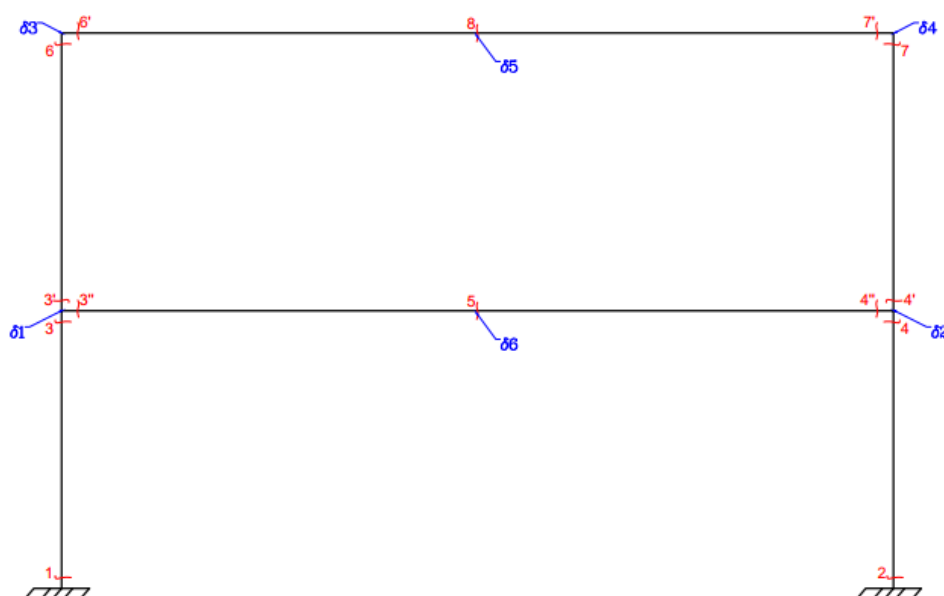


Seção	MODELO A			MODELO B			MODELO C		
	M(kNm)	V (kN)	N(kN)	M(kNm)	V (kN)	N(kN)	M(kNm)	V (kN)	N(kN)
1	-12,03	-18,36	-267,83	-10,55	-17,57	-269,7	-10,42	-17,1	-266,21
2	44,19	40,90	-273,55	45,37	41,2	-277,74	43,73	40,27	-271,72
3	46,05	-28,98	-263,48	45,57	-28,24	-265,34	44,29	-28,36	-262,57
3'	-93,21	-75,37	-124,674	-90,65	-75,93	-126,22	-87,5	-72,92	-124,01
3''	-146,7	-103,53	46,39	-143,75	-102,72	47,67	-142,11	-103,1	44,57
4	-59,74	40,90	-269,19	-59,42	41,2	-273,38	-55,93	40,27	-268,08
4'	97,67	87,30	-125,51	102,61	88,6	-127,84	95,15	84,84	-125,27
4''	-169,94	108,32	46,39	-174,81	109,13	47,4	-167,36	108,31	44,57
5	174,32	36,13	46,39	173,35	36,94	47,53	177,71	36,34	44,57
6	115,9	-87,27	-120,22	124,13	-87,89	-121,68	115,31	-84,86	-120,2
6'	-119,22	-89,48	-87,28	-125,47	-89,83	-87,97	-118,43	-89,31	-84,85
7	-129,03	87,29	-121,06	-131,73	88,6	-123,31	-125,2	84,84	-120,45
7'	-132,25	92,17	-87,28	-133,2	91,43	-88,6	-128,32	91,35	-84,85
8	159,79	30,39	-87,28	155,73	29,84	-88,32	161,26	30,07	-84,85

Deslocamentos δ (mm), nas seções críticas

δ	Modelo A	Modelo B	Modelo C
1	2,22	2,65	2,7
2	2,12	2,43	2,36
3	3,61	5,29	4,8
4	4,24	6,02	5,33
5	33,08	41,73	39,93
6	21,88	21,74	19,42

APÊNDICE L – Esforços e deformações do pórtico principal de 15 metros



Seção	MODELO A			MODELO B			MODELO C		
	M(kNm)	V (kN)	N(kN)	M(kNm)	V (kN)	N(kN)	M(kNm)	V (kN)	N(kN)
1	-61,24	-74,36	-414,743	-58,38	-74,08	-412,34	-61,14	-74,32	-414,89
2	92,14	93,60	-418,66	94,24	93,37	-415,46	92,23	93,64	-418,84
3	125,7	-83,43	-407,74	127,89	-83,157	-405,33	125,68	-83,39	-407,88
3'	-210,69	-199,16	-193,63	-207,02	-194,58	-191,61	-210,65	-199,13	-193,73
3''	-385,49	-177,90	115,73	-382,46	-178,3	111,42	-385,42	-177,88	115,73
4	-132,2	93,60	-411,66	-129,56	93,37	-408,46	-132,22	93,64	-411,84
4'	217,27	209,33	-194,9	212,2	204,71	-192,93	217,31	209,36	-195,03
4''	-404,72	180,52	115,73	-395,64	180,11	111,34	-404,8	180,53	115,73
5	367,61	35,05	115,73	373,64	34,63	111,78	367,61	35,06	115,73
6	291	-209,37	-186,42	284,38	-204,79	-184,39	290,95	-209,34	-186,52
6'	-313,5	-154,17	-209,34	-307,38	-153,02	-204,79	-315,45	-154,16	-209,34
7	-299,15	209,33	-187,7	-293,84	204,71	-185,71	-299,19	209,36	-187,82
7'	-323,9	155,32	-209,34	-317,03	154,34	-204,71	-323,95	155,32	-209,34
8	338,59	29,62	-209,34	342,3	29,71	-204,35	338,59	29,63	-209,34

Deslocamentos δ (mm), nas seções críticas

δ	Modelo A	Modelo B	Modelo C
1	1,21	1,52	1,31
2	1,41	1,56	1,45
3	2,56	3,3	2,77
4	2,92	3,53	3,1
5	53,77	63,25	53,79
6	40,41	41,23	40,41

APÊNDICE M – Relatório da obtenção da carga de vento referente a estrutura de vão de 5 metros

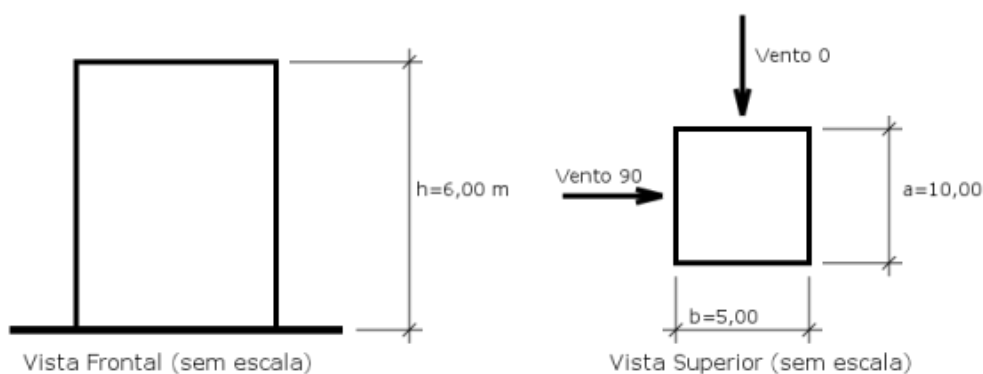
Relatório gerado por meio do código computacional Ciclone v 5.0.1 beta.
 Ciclone foi desenvolvido para ser usado exclusivamente em atividades didáticas.
 A verificação da adequação dos resultados é de total responsabilidade do usuário.
 (Ver "Condições de Uso" indicadas na tela inicial do programa).

Cálculo de Coeficientes de Arrasto

(recomendado para edifícios de múltiplos andares)

Dados relativos à geometria:

a=10,00 m (maior dimensão em planta)
 b=5,00 m (menor dimensão em planta)
 h=6,00 m (altura do edifício)



Dados relativos ao vento

Velocidade básica adotada: $V_0 = 40,00$ m/s
 Fator topográfico (S_1): 1,00
 Fator estatístico (S_3): 1,00
 Fator de rugosidade do terreno e dimensões da edificação (S_2)

Altura	Vento 0°	Vento 90°
0,00 - 3,00 m	0,903	0,903
3,00 - 6,00 m	0,958	0,958

Coeficiente de arrasto

Vento 0° (perpendicular à menor dimensão em planta - b)

$$l_1 / l_2 = b / a = 5,00 / 10,00 = 0,50$$

$$h / l_1 = h / b = 6,00 / 5,00 = 1,20$$

$$C_a = 0,87$$

Altura	V_k (m/s)	q (kN/m ²)	q_{eq} (kN/m)
0,00 - 3,00 m	36,12	0,80	4,00
3,00 - 6,00 m	38,32	0,90	4,50

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3; q = 0,613 V_{k2} (N/m^2); q_{eq} = q b (N/m)$$

Vento 0° - valores de $C_a q_{eq}$ (kN/m):



$$F_a = (3,48) 3,00 + (3,92) 3,00$$

$$F_a = 22,2 \text{ kN}$$

$$M_t = (3,48) (3,00) 1,50 + (3,92) (3,00)$$

$$4,50 \quad M_t = 68,6 \text{ kNm}$$

Vento 90° (perpendicular à maior dimensão em planta - b)

$$l_1 / l_2 = a / b = 10,00 / 5,00 = 2,00$$

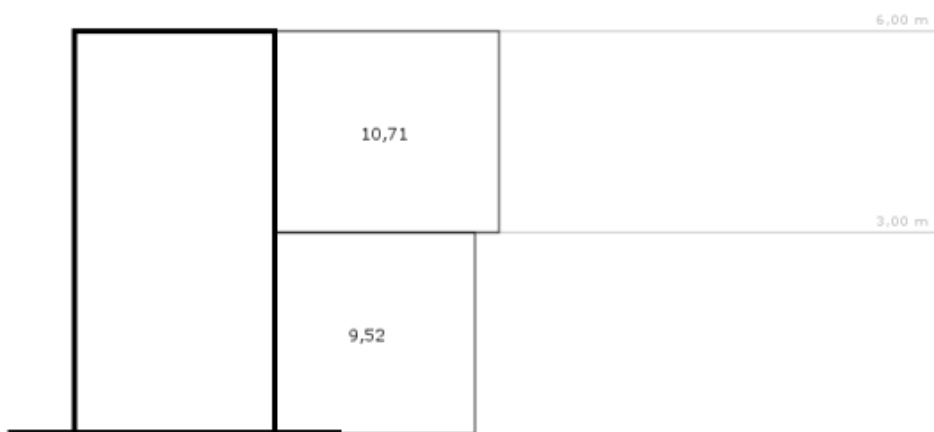
$$h / l_1 = h / a = 6,00 / 10,00 = 0,60$$

$$C_a = 1,19$$

Altura	V_k (m/s)	q (kN/m ²)	q_{eq} (kN/m)
0,00 - 3,00 m	36,12	0,80	8,00
3,00 - 6,00 m	38,32	0,90	9,00

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3; q = 0,613 V_k^2 \text{ (N/m}^2\text{); } q_{eq} = q b \text{ (N/m)}$$

Vento 90° - valores de $C_a q_{eq}$ (kN/m):



$$F_a = (9,52) 3,00 + (10,71) 3,00$$

$$F_a = 60,7 \text{ kN}$$

$$M_t = (9,52) (3,00) 1,50 + (10,71) (3,00)$$

$$4,50 \quad M_t = 187,4 \text{ kNm}$$

APÊNDICE N – Relatório da obtenção da carga de vento referente a estrutura de vão de 10 metros

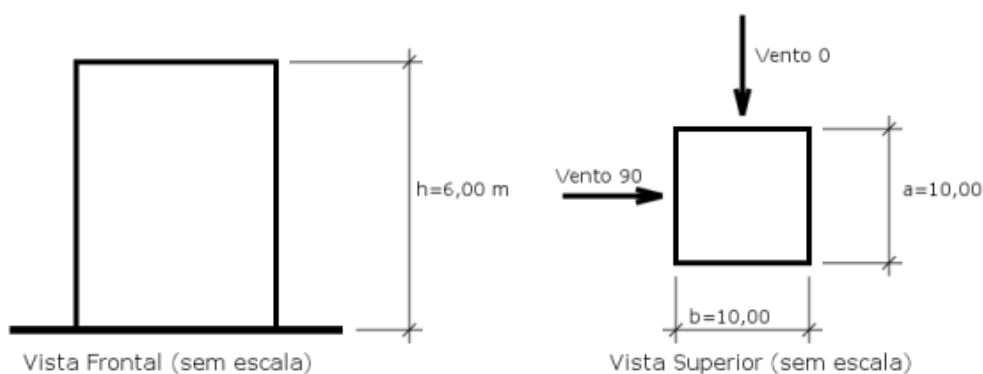
Relatório gerado por meio do código computacional Ciclone v 5.0.1 beta.
Ciclone foi desenvolvido para ser usado exclusivamente em atividades didáticas.
A verificação da adequação dos resultados é de total responsabilidade do usuário.
(Ver "Condições de Uso" indicadas na tela inicial do programa).

Cálculo de Coeficientes de Arrasto

(recomendado para edifícios de múltiplos andares)

Dados relativos à geometria:

a=10,00 m (maior dimensão em planta)
b=10,00 m (menor dimensão em planta)
h=6,00 m (altura do edifício)



Dados relativos ao vento

Velocidade básica adotada: $V_0 = 40,00$ m/s
Fator topográfico (S_1): 1,00
Fator estatístico (S_3): 1,00
Fator de rugosidade do terreno e dimensões da edificação (S_2)

Altura	Vento 0°	Vento 90°
0,00 - 3,00 m	0,903	0,903
3,00 - 6,00 m	0,958	0,958

Coeficiente de arrasto

Vento 0° (perpendicular à menor dimensão em planta - b)

$l_1 / l_2 = b / a = 10,00 / 10,00 = 1,00$
 $h / l_1 = h / b = 6,00 / 10,00 = 0,60$
 $C_a = 1,04$

Altura	V_k (m/s)	q (kN/m ²)	q_{eq} (kN/m)
0,00 - 3,00 m	36,12	0,80	8,00
3,00 - 6,00 m	38,32	0,90	9,00

$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3$; $q = 0,613 V_{k2}^2$ (N/m²); $q_{eq} = q b$ (N/m)

Vento 0° - valores de $C_a q_{eq}$ (kN/m):



$$F_a = (8,32) 3,00 + (9,36) 3,00$$

$$F_a = 53,0 \text{ kN}$$

$$M_t = (8,32) (3,00) 1,50 + (9,36) (3,00) 4,50$$

$$M_t = 163,8 \text{ kNm}$$

Vento 90° (perpendicular à maior dimensão em planta - b)

$$l_1 / l_2 = a / b = 10,00 / 10,00 = 1,00$$

$$h / l_1 = h / a = 6,00 / 10,00 = 0,60$$

$$C_a = 1,04$$

Altura	V_k (m/s)	q (kN/m ²)	q_{eq} (kN/m)
0,00 - 3,00 m	36,12	0,80	8,00
3,00 - 6,00 m	38,32	0,90	9,00

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3; q = 0,613 V_k^2 \text{ (N/m}^2\text{)}; q_{eq} = q b \text{ (N/m)}$$

Vento 90° - valores de $C_a q_{eq}$ (kN/m):



$$F_a = (8,32) 3,00 + (9,36) 3,00$$

$$F_a = 53,0 \text{ kN}$$

$$M_t = (8,32) (3,00) 1,50 + (9,36) (3,00) 4,50$$

$$M_t = 163,8 \text{ kNm}$$

APÊNDICE O – Relatório da obtenção da carga de vento referente a estrutura de vão de 15 metros

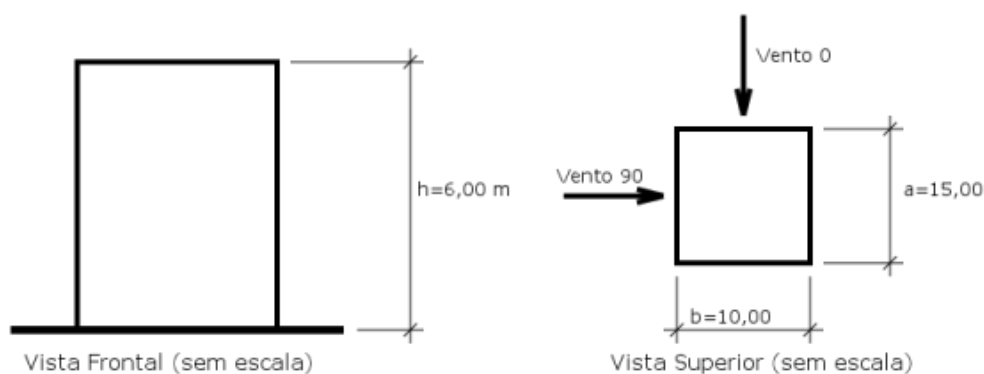
Relatório gerado por meio do código computacional Ciclone v 5.0.1 beta.
Ciclone foi desenvolvido para ser usado exclusivamente em atividades didáticas.
A verificação da adequação dos resultados é de total responsabilidade do usuário.
(Ver "Condições de Uso" indicadas na tela inicial do programa).

Cálculo de Coeficientes de Arrasto

(recomendado para edifícios de múltiplos andares)

Dados relativos à geometria:

a=15,00 m (maior dimensão em planta)
b=10,00 m (menor dimensão em planta)
h=6,00 m (altura do edifício)



Dados relativos ao vento

Velocidade básica adotada: $V_0 = 40,00$ m/s
Fator topográfico (S_1): 1,00
Fator estatístico (S_3): 1,00
Fator de rugosidade do terreno e dimensões da edificação (S_2):

Altura	Vento 0°	Vento 90°
0,00 - 3,00 m	0,903	0,903
3,00 - 6,00 m	0,958	0,958

Coeficiente de arrasto

Vento 0° (perpendicular à menor dimensão em planta - b)

$l_1 / l_2 = b / a = 10,00 / 15,00 = 0,67$
 $h / l_1 = h / b = 6,00 / 10,00 = 0,60$
 $C_a = 0,90$

Altura	V_k (m/s)	q (kN/m ²)	q_{eq} (kN/m)
0,00 - 3,00 m	36,12	0,80	8,00
3,00 - 6,00 m	38,32	0,90	9,00

$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3$; $q = 0,613 V_{k2}$ (N/m²); $q_{eq} = q b$ (N/m)

Vento 0° - valores de $C_a q_{eq}$ (kN/m):



$$F_a = (7,20) 3,00 + (8,10) 3,00$$

$$F_a = 45,9 \text{ kN}$$

$$M_t = (7,20) (3,00) 1,50 + (8,10) (3,00) 4,50$$

$$M_t = 141,8 \text{ kNm}$$

Vento 90° (perpendicular à maior dimensão em planta - b)

$$l_1 / l_2 = a / b = 15,00 / 10,00 = 1,50$$

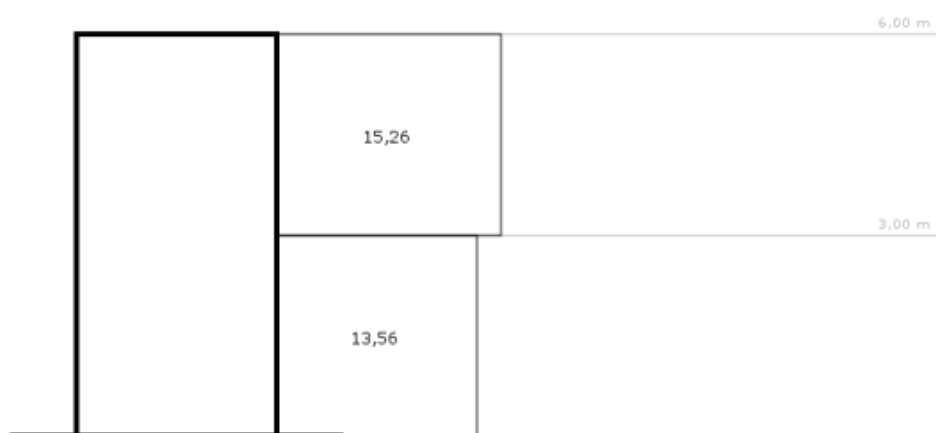
$$h / l_1 = h / a = 6,00 / 15,00 = 0,40$$

$$C_a = 1,13$$

Altura	V_k (m/s)	q (kN/m ²)	q_{eq} (kN/m)
0,00 - 3,00 m	36,12	0,80	12,00
3,00 - 6,00 m	38,32	0,90	13,50

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3; q = 0,613 V_k^2 \text{ (N/m}^2\text{)}; q_{eq} = q b \text{ (N/m)}$$

Vento 90° - valores de $C_a q_{eq}$ (kN/m):



$$F_a = (13,56) 3,00 + (15,26) 3,00$$

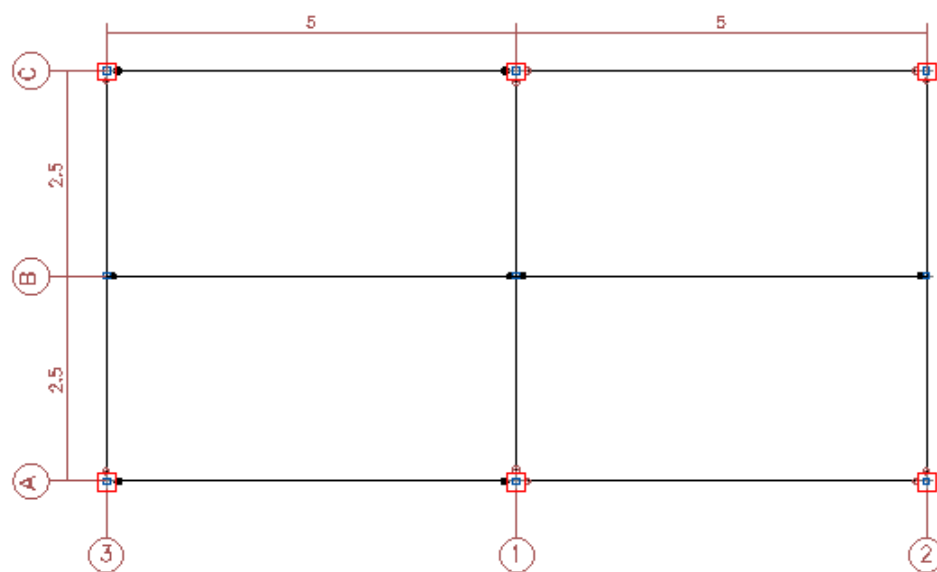
$$F_a = 86,5 \text{ kN}$$

$$M_t = (13,56) (3,00) 1,50 + (15,26) (3,00) 4,50$$

$$M_t = 267,0 \text{ kNm}$$

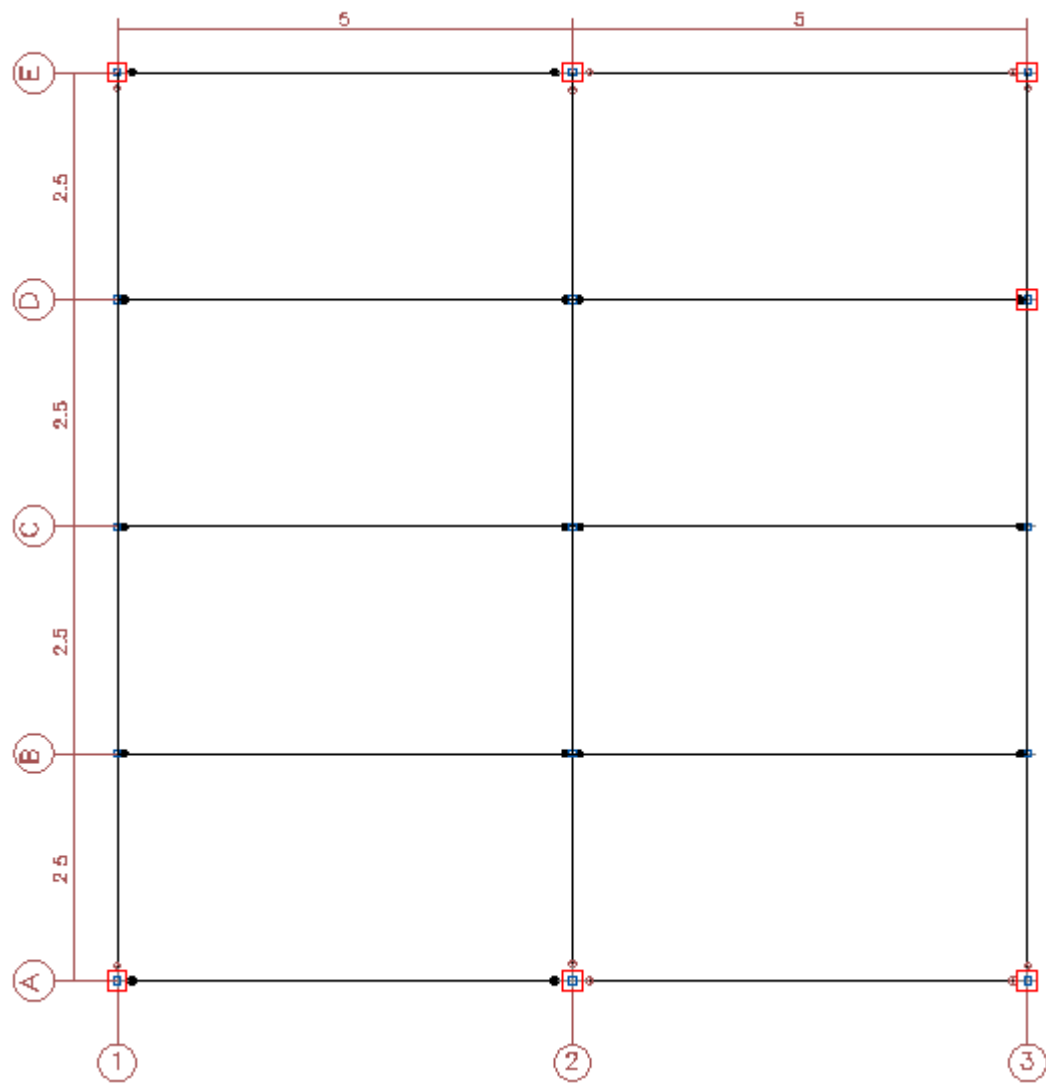
APÊNDICE P – Planta baixa do pórtico de 5 metros.

2D: Planta Baixa 2D



APÊNDICE Q – Planta baixa do pórtico de 10 metros.

2D: planta



APÊNDICE R – Planta baixa do pórtico de 15 metros.

2D: Planta baixa

