



Centro Universitário de Brasília - UNICEUB
Faculdade de Tecnologia e Ciências Sociais
Aplicadas - FATECS Curso: Engenharia Civil

SCARLETT ORLÂNDI LEITE DE MELO

**VERIFICAÇÃO DE EDIFÍCIO EXISTENTE DE ESTRUTURA
METÁLICA: Estudo de caso**

Brasília 2018

**VERIFICAÇÃO DE EDIFÍCIO EXISTENTE DE ESTRUTURA
METÁLICA: Estudo de caso**

Trabalho de Curso
apresentado como um dos requisitos
para a conclusão do curso de
Engenharia Civil do UniCEUB -
Centro Universitário de Brasília.

Orientadora: Eng.^a Civil
Raquel Ferreira Kischlat

Brasília, 2018

VERIFICAÇÃO DE EDIFÍCIO EXISTENTE DE ESTRUTURA METÁLICA: Estudo de caso

Trabalho de Curso
apresentado como um dos requisitos
para a conclusão do curso de
Engenharia Civil do UniCEUB -
Centro Universitário de Brasília.

Orientadora: Eng.^a Civil
Raquel Ferreira Kischlat

Brasília, 29 de novembro 2018.

Banca Examinadora

Eng.^a Civil: Raquel Ferreira Kischlat, Msc.
Orientadora

Eng.^o Civil: Henrique de Paula Faria, Msc.
Examinador Interno

Eng.^o Civil: Thiago Araújo Macedo.
Examinador Externo

FICHA CATALOGRÁFICA

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

ORLÂNDI LEITE DE MELO, S. (2018). Verificação de Edifício Existente de Estrutura Metálica: Estudo de Caso. Trabalho de Conclusão de Curso de Graduação, Departamento de Engenharia Civil FATECS, DF, 102 p.

CESSÃO DE DIREITOS

AUTORA: Scarlet Orlândi Leite de Melo

TÍTULO: Verificação de Edifício Existente de Estrutura Metálica: Estudo de Caso

GRAU: Bacharel

ANO: 2018

É concedida ao Centro Universitário de Brasília a permissão para reproduzir cópias desse trabalho de conclusão de curso de graduação e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. A autora reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desse trabalho pode ser reproduzido sem autorização por escrito da autora.

Scarlet Orlândi Leite de Melo.

Brasília – DF – Brasil. E-mail: scarlet.melo@sempreceub.com

AGRADECIMENTOS

Expresso minha profunda gratidão:

À Deus por ter me guiado e permitido que eu chegasse até aqui.

Aos meus pais, Orlândi e Gildete, à minha irmã, Milena, e ao meu namorado, Renan, por me encorajarem até o fim desse curso de graduação com amor, paciência e amparo.

À minha orientadora Raquel Kischlat pelo suporte, orientação, incentivos e sábias correções que agregaram valor de maneira única à elaboração desse trabalho.

Ao meu tutor Yuri Bessa que, além de ter fornecido contribuições e sugestões valiosas, esclarecimentos teóricos e apoio nas horas de desespero, cedeu o software mCalc 3D e tornou viável a execução desse projeto.

Agradeço também aos membros da banca. Ao Professor Henrique Faria por dispor de parte do seu tempo para contribuir com esse momento em apoio e ensinamento e ao meu tutor Thiago Araújo, por sempre me incentivar nos estudos de engenharia e aceitar o convite para participar dessa banca examinadora.

À empresa Diagrama Engenharia Estrutural pela oportunidade que me foi dada de estagiar e me proporcionou grande crescimento pessoal e profissional, além de ter me inspirado a escolher o tema para esse trabalho de conclusão de curso pela área de atuação.

À universidade e a todos os professores do curso por estimularem estudantes a buscarem mais conhecimento e terem sucesso no mercado de trabalho.

Aos meus amigos de universidade e a todos que contribuíram direta ou indiretamente para a elaboração desse trabalho, o meu muito obrigada.

“Ninguém pode construir no teu lugar a ponte que te seria preciso tu mesmo transpor no fluxo da vida – ninguém exceto tu. Certamente, existem as veredas e as pontes e os semideuses inumeráveis que se oferecerão para te levar para o outro lado do rio, mas somente na medida em que te vendesses inteiramente: tu te colocarias como penhor e te perderias. Há no mundo um único caminho sobre o qual ninguém, exceto tu, poderia trilhar. Para onde leva ele? Não perguntes nada, deves seguir este caminho.”

Friedrich Nietzsche

RESUMO

O presente trabalho apresenta uma verificação por meio do dimensionamento de um edifício existente comercial em aço denominado Bloco 9, pertencente ao Centro Universitário de Brasília (Uniceub) e localizado na cidade de Brasília –DF. Projetado em estrutura metálica e concreto armado, a análise contempla sua concepção estrutural, e no processo, apresenta métodos e equações de dimensionamento dos perfis e ligações, bem como, o uso do aço como material estrutural e suas propriedades que permitem alcançar construções modernas, arrojadas e eficientes. Foram elaborados fluxogramas de cálculo considerando os procedimentos da NBR8800/2008 e a verificação da estrutura metálica foi realizada com o auxílio dos softwares mCalc 3D, mCalc LIG e mCalc AC. Tais softwares geram resumos de perfis, relação entre solicitação e resistência nas peças e peso total de aço. As concepções estruturais adotadas foram avaliadas e concluiu-se que o sistema apertado aliado aos dimensionamentos com viga mista permitiram à edificação suprir os vãos médios de 7,3 metros com perfis VS 300x32 e resultados satisfatórios de desempenho e folgas de dimensionamento.

Palavras-chave: estrutura metálica; análise estrutural; mCalc 3D.

ABSTRACT

This paper presents the structural design of a commercial steel building located in the Centro Universitário de Brasília - UniCEUB, Federal District. The denominated Bloco 9 is a building that is conceived as a composite structure of steel and reinforced concrete. The analysis made aimed the structural design, concentrates on the methods and equations used for design and verification of structural parts of the building as well as the connecting devices. Also, the usage of the steel as a structural material and its mechanical properties are included which allow designers to develop competitive, modern and efficient projects. Design charts have been developed which are based on the Brazilian Standard NBR 8800/2008 in addition to design verifications with the aid of the following software packages: mCalc3D, mCalcLIG and mCalcAC. These softwares generate steel beams summary with total steel weight and capacity percentage per structural part. After the structure analysis and design verification, 300 mm composite steel beams were used in 7.3 meters span which made it possible to verify and check the whole structure within the security limits established by the national code.

Keywords: metallic structure; structural design; mCalc 3D.

SUMÁRIO

ÍNDICE DE FIGURAS	17
ÍNDICE DE GRÁFICOS.....	19
ÍNDICE DE TABELAS.....	20
1 Introdução.....	21
1.1 Contextualização.....	21
1.2 Justificativa.....	21
1.3 Problematização.....	22
1.4 Objetivo Geral.....	22
1.4.1 Objetivos Específicos	22
1.5 Prévia dos Capítulos.....	23
1.6 Metodologia	23
2 Revisão Bibliográfica.....	25
2.1 Definições.....	25
2.1.1 Perfis Laminados.....	25
2.1.2 Perfis Soldados.....	25
2.2 Propriedades do Aço como Material Estrutural.....	26
2.2.1 Elevada Resistência	26
2.2.2 Elevada Ductilidade.....	26
2.2.3 Alto Grau de Previsibilidade.....	27
2.2.4 Canteiro de obras menor, mais limpo e organizado	27
2.2.5 Reciclagem e Reaproveitamento	27
2.2.6 Rapidez na Execução.....	28
2.3 Arranjos e Estabilidade Estruturais.....	28
2.4 Propriedades mecânicas e estruturais.....	29
2.4.1 Tensão (σ).....	29
2.4.2 Deformação Específica (ϵ).....	29

2.4.3	Módulo de Young (E).....	29
2.4.4	Plasticidade	30
2.4.5	Módulo de Elasticidade Transversal.....	30
2.4.6	Coefficiente de Poisson.....	30
2.4.7	Massa específica e Peso específico	30
2.4.8	Comportamento global da estrutura ELS x ELU	31
2.4.8.1	Estados-Limites Últimos (ELU).....	31
2.4.8.2	Estados-Limites de Serviço ou de utilização (ELS)	31
2.4.9	Comportamento Global da Estrutura.....	31
2.5	Dimensionamento	32
2.5.1	Dimensionamento de Perfis	32
2.5.1.1	À Tração.....	33
2.5.1.2	À Compressão	34
2.5.1.3	À Flexão Simples.....	35
2.5.1.4	Ao Cisalhamento	36
2.5.1.5	À Flexo-Tração e à Flexo-compressão	36
2.5.1.6	Análise Elástica de 2ª ordem	37
2.5.1.6.1	Classificação quanto à sensibilidade dos deslocamentos laterais	39
2.5.1.7	Deslocamentos verticais máximos (Flechas)	40
2.5.2	CrITÉrios Normativos	41
2.5.3	Dimensionamento de Ligações	41
2.5.3.1	Ligações Parafusadas	41
2.5.3.2	Ligações Soldadas.....	44
2.5.3.3	Chapas de base.....	47
3	Estudo de caso.....	48
3.1	Apresentação e Considerações Iniciais	48
3.2	Layout.....	52

3.2.1	Projetos Arquitetônicos.....	53
3.2.2	Projetos Estruturais.....	57
3.3	Descrição dos softwares utilizados	60
3.3.1	mCalc 3D 4.0.....	60
3.3.2	mCalcAC5.0.....	60
3.3.3	mCalcLIG5.0.....	60
3.3.4	Revit.....	60
4	Resultados.....	61
4.1	Modelagem numérica e Divisão dos layers com mCalc 3D.....	61
4.2	Condições de contorno e diafragmas rígidos com mCalc 3D.....	62
4.3	Cargas de projeto (ações) com mCalc 3D e ST Ventos.....	62
4.4	Combinações consideradas.....	64
4.5	Dimensionamento com mCalc 3D, mCalc LIG e mCalc AC.....	65
5	Considerações Finais.....	71
5.1	Avaliação dos Resultados.....	71
5.2	Sugestões para pesquisas futuras	72
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	73
	ANEXO A.....	75
	ANEXO B.....	80
	ANEXO C.....	84
	ANEXO D.....	91
	ANEXO E.....	97

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2-1 Comparação entre vigas de aço e de concreto armado).....	26
Figura 2-2 Processo de reciclagem do aço.(Fakury, 2016).....	28
Figura 2-3 Fluxograma D para peças submetidas aos esforços de tração. (Autora, 2018)	33
Figura 2-4 Fluxograma para peças submetidas aos esforços de compressão. (Autora, 2018).....	34
Figura 2-5 Fluxograma para peças submetidas aos esforços de flexão simples. (Autora, 2018).....	35
Figura 2-6 Fluxograma para peças submetidas aos esforços de cisalhamento. (Autora, 2018).....	36
Figura 2-7 Fluxograma para peças submetidas aos esforços de Flexo-Tração e Flexo- Compressão. (Autora, 2018).....	37
Figura 2-8 Fluxograma para verificação de efeitos de 2ª ordem em barras segundo a NBR 8800 (2008). (Autora, 2018).....	38
Figura 2-9 Modelo de análise. Fonte: NBR8800 (2008).....	39
Figura 2-10 Fluxograma para verificação de deslocamento vertical máximo em barras segundo a NBR 8800 (2008). (Autora, 2018).....	40
Figura 2-11 Colapso de parafuso pela pressão de contato de parafusos as paredes do furo. Fakury (2016).....	42
Figura 2-12 Fluxograma para verificação de ligações parafusadas por atrito e contato segundo a NBR 8800 (2008). (Autora, 2018).....	43
Figura 2-13 Detalhe típico de ligações parafusadas do edifício. (Fonte: Projemax Projetos Industriais).....	44
Figura 2-14 Fluxograma para verificação de ligações soldadas tipo filete submetidas à força cortante norma NBR 8800 (2008) e Fakury (2016). (Autora, 2018).....	45
Figura 2-15 Representação de filete de solda. Manual CBCA (2011).....	46
Figura 2-16 Detalhe típico das ligações soldadas entre vigas do edifício projetado com solda de campo tipo filete. (Fonte: Projemax Projetos Industriais).....	46
Figura 2-17 Detalhe típico das ligações das chapas de bases engastadas. (Fonte: Projemax Projetos Industriais).	47

Figura 3-1 Localização da edificação. (Fonte: Projemax Projetos Industriais)	48
Figura 3-2 Modelo Estrutural 3D (Autora, 2018)	49
Figura 3-3 Fachada frontal do Bloco 9 (Autora, 2018)	50
Figura 3-4 Identificação do Bloco 9 (Autora, 2018)	51
Figura 3-5 Contraventamentos do edifício Bloco 9 (Autora, 2018).....	51
Figura 3-6 Fachadas posterior e lateral do edifício Bloco 9 (Autora, 2018)	52
Figura 3-7 Planta do subsolo 1 da edificação (Fonte: Projemax Projetos Industriais). 53	
Figura 3-8 Planta de cobertura (Fonte: Projemax Projetos Industriais)	54
Figura 3-9 Elevação. (Fonte: Projemax Projetos Industriais).....	55
Figura 3-10 Corte (Fonte: Projemax Projetos Industriais).....	56
Figura 3-11 Forma das vigas para os pavimentos 1, 2 e 3 (Fonte: Projemax Projetos Industriais)	57
Figura 3-12 Elevação e contraventamentos (Fonte: Projemax Projetos Industriais) ...	58
Figura 3-13 Detalhe típico de ligações parafusadas entre vigas do edifício. (Fonte: Projemax Projetos Industriais)	59
Figura 3-14 Detalhe típico das ligações soldadas entre vigas do edifício projetado com solda de campo tipo filete. (Fonte: Projemax Projetos Industriais)	59
Figura 4-1 Modelo numérico. (Autora, 2018).....	61
Figura 4-2 Modelo numérico renderizado. (Autora, 2018)	61
Figura 4-3 Modelo numérico com diafragmas e vínculos inseridos. (Autora, 2018) ..	62
Figura 4-4 Resultado das considerações de Cargas de vento pelo ST Ventos.....	64
Figura 4-5 Escala de cores correspondente à relação entre solicitações e resistências em cada barra	66
Figura 4-6 Relação Solicitação e Resistência das vigas no primeiro subsolo. Marcação da viga mais solicitada (mCalc 3D).....	66
Figura 4-7 Verificação da viga mais solicitada do projeto com o software mCalc AC67	
Figura 4-8 Verificação da flecha pra o projeto. (mCalc 3D)	68
Figura 4-9 Vista em perspectiva para flecha do edifício (mCalc 3D).....	68
Figura 4-10 Deslocamento horizontal (mCalc 3D)	69
Figura 5-1 Representação dos elementos estruturais aporticados e contraventamentos do projeto. mClac 3D	72

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 2-1 Tensão x deformação dos aços A36 e A242 (Pfeil, 2016).....	30
Gráfico 4-1 Verificação da viga mais solicitada para FLM (mCalc AC).....	69
Gráfico 4-2 Verificação da viga mais solicitada para FLA (mCalc AC)	70
Gráfico 4-3 Verificação da viga mais solicitada para Força Cortante (mCalc AC)....	70

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2-1 Comparativo entre vigas de aço e concreto armado	26
Tabela 2-2 Materiais usados em parafusos segundo a norma de aço NBR800	42
Tabela 2-3 Resistência à tração do metal a solda.....	44
Tabela 2-4 Tamanho mínimo da perna de uma solda de filete	47
Tabela 4-1 Cargas variáveis de projeto	63
Tabela 4-2 Cargas Permanentes de projeto por m ²	63
Tabela 4-3 Cargas Permanentes de projeto por m.....	63
Tabela 4-4 Considerações para Cargas de vento do projeto	63
Tabela 4-5 Coeficientes de Majoração e Redução.....	65
Tabela 4-6 Tabela de perfis utilizados no projeto original	65

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONTEXTUALIZAÇÃO

Segundo Ching (2015), “a Revolução Industrial provoca mudanças significativas na agricultura, na manufatura e no transporte, alterando o ambiente socioeconômico e cultural da Grã-Betanha e de outras regiões do mundo”. Ainda segundo o autor, vê-se que historicamente os sistemas com paredes portantes de alvenaria de pedra e tijolo dominaram as concepções de edificações até o advento da construção em ferro e aço no final do século XVIII. No Brasil, conforme o Centro Brasileiro da Construção em aço (CBCA), a Revolução Industrial também trouxe consigo a intensificação do uso de estruturas metálicas no país no final do século XIX e início do século XX para atender a demanda crescente de pontes e edifícios. Deu-se uma expansão no ritmo de crescimento das construções que proporcionou “grandes alterações qualitativas e um crescente amadurecimento do mercado, que passou a exigir obras cada vez mais rápidas e com maior qualidade”. Ainda de acordo com o CBCA (2015), sucedeu-se uma elevação no custo de mão de obra que solicitava a racionalização de processos e uma maior produtividade com ampliação da qualificação dos trabalhadores:

“O bom desempenho das edificações tornou-se um requisito obrigatório, incorporando também a preocupação com a sustentabilidade dos materiais e da obra como um todo, o que é uma exigência cada vez mais importante para os clientes e para a sociedade. Essas demandas encontraram a resposta adequada nos sistemas construtivos industrializados, entre os quais se destacam os sistemas construtivos em aço”.

Como resultado de tais progressões, a aplicação do aço se mostra estratégica e conveniente devido às inúmeras vantagens executivas, propriedades das estruturas metálicas e redução de processos na construção civil, dentre eles: diminuição do tempo de execução, confiabilidade e garantia de resultados conforme o projeto estrutural, alívio de carga nas fundações com a redução no peso global da edificação, facilidade em vencer maiores vãos com componentes de menores dimensões, obtenção de uma obra mais limpa, possibilidade de reaproveitamento de materiais, soluções arrojadas além de boa durabilidade.

1.2 JUSTIFICATIVA

Ainda nos dias de hoje, o método construtivo mais adotado no Brasil é o concreto armado por ser uma solução durável, econômica e de maior aceitação. Entretanto, inúmeros outros materiais podem ser empregados nas construções como soluções alternativas e necessitam de divulgação para sua posterior aplicação como materiais estruturais.

A intenção do presente trabalho é abordar e expor a utilização do aço como potencial material estrutural, apresentar ao leitor um estudo de caso de forma objetiva e assertiva que sirva como incentivo tanto para futuras pesquisas acadêmicas como também para disseminação das técnicas construtivas e de dimensionamento de aço entre profissionais do ramo.

1.3 PROBLEMATIZAÇÃO

Os cursos de engenharia e arquitetura não dedicam a devida importância ao estudo de estruturas metálicas. Desde a graduação, os estudantes pouco têm contato com disciplinas que englobem técnicas e materiais alternativos ao concreto armado e possibilidades de estágios nessa área de atuação. Assim, com aprendizado e experiências profissionais limitados, registra-se, por consequência, pouca aplicação em obras e mantém-se o ciclo de “bloqueio” quanto a visar o aço como solução estrutural.

1.4 OBJETIVO GERAL

O objetivo geral deste estudo é reproduzir, analisar e verificar, por meio da utilização do *software* mCalc 3D, a edificação existente Bloco 9 localizado no Uniceub da Asa Norte concebida e executada em estrutura metálica.

1.4.1 Objetivos específicos

Os objetivos específicos são:

- Elaboração de revisão bibliográfica sobre o aço como material estrutural.
- Lançamento da estrutura no *software* mCalc 3D definindo os elementos de estabilidade baseando-se nas propostas do projeto original.
- Levantamento e inserção de cargas permanentes, variáveis e de vento atuantes na estrutura, além das combinações considerando os coeficientes estabelecidos nas normas NBR 8800 (2008) e EUROCODE 3.
- Verificação dos perfis e ligações (soldadas e/ou parafusadas) com o auxílio do *software* mCalc 3D e mCalc LIG e coleta dos resultados;
- Reprodução do projeto estrutural, fornecido em Autocad, no *software* Revit 2018.

A pesquisa apresenta-se como um estudo de caso a fim de discutir pontos levantados e definidos na revisão bibliográfica, tais como: arranjo estrutural adotado, perfis e ligações empregados, desempenho global da edificação, características e parâmetros de projeto, dentre

outros. E assim, confirmar uma satisfatória empregabilidade do aço em edifícios comerciais, já que se trata de um centro universitário.

1.5 PRÉVIA DOS CAPÍTULOS

O trabalho proposto foi dividido em 5 capítulos, conforme descritos abaixo:

Capítulo 1 – Introdução: Contextualização do tema deste trabalho mostrando a crescente utilização do aço como método construtivo, definindo os objetivos e a justificativa a partir de um problema exposto.

Capítulo 2 – Revisão Bibliográfica: Explicação das principais características do aço, começando com o emprego sustentável desse material, as propriedades mecânicas, produção como elemento estrutural, dimensionamento de estruturas metálicas e as considerações adotadas para o cálculo estrutural do sistema.

Capítulo 3 – Estudo de Caso: Apresentação da edificação Bloco 9 do Centro Universitário de Brasília, que foi a base para o dimensionamento em estrutura metálica.

Capítulo 4 – Resultados: Exposição dos resultados obtidos fundamentados nos métodos e procedimentos apresentados no capítulo anterior.

Capítulo 5 – Considerações Finais: Por fim, procede-se a análise e comparação dos principais resultados, com a respectiva conclusão, além de sugestões para pesquisas futuras.

1.6 METODOLOGIA

O desenvolvimento da pesquisa foi baseado em:

- Revisão bibliográfica, apresentando-se as principais equações e procedimentos para o dimensionamento de estrutura metálica por meio de fluxogramas e tabelas. Foram consultados livros, normas e *sites* voltados para a caracterização do aço e perfis estruturais.

- Análise dos projetos fornecidos pelo Uniceub. Salienta-se que prédio é dividido em 7 pavimentos (sendo 2 subsolos ocupados como laboratórios, 4 pavimentos tipo de salas de aula e 1 cobertura contendo a casa de máquinas e caixa d'água).

- Inserção da estrutura no *software* mCalc 3D por meio de modelo numérico, definindo-se os elementos de estabilidade e baseando-se nas propostas do projeto original com a verificação desses perfis e ligações metálicas que compõem o Bloco 9. Estabelecidas as condições de apoio, foram realizados o cálculo e o levantamento de cargas atuantes na estrutura

e, em seguida, inseridas as combinações presentes na norma NBR 8800 (2008) e no EUROCODE 3. Procedeu-se à verificação das ligações (soldadas e parafusadas) com o auxílio do mCalc LIG e gerou-se um relatório de resultados para a posterior análise.

- Verificação e análise, por meio do *software* mCalc AC, da viga mais solicitada do projeto como viga mista considerando a solidarização entre laje de concreto maciça e uso de conectores de cisalhamento.

- Modelagem 3D no *software* Revit 2018 apenas para integrar o leitor acerca das características da edificação.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 DEFINIÇÕES

Os perfis estruturais mais aplicados previstos na ABNT NBR 8800 Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas mistas de Aço e Concreto de Edifícios (2008) e utilizados na construção civil brasileira podem ser classificados segundo o modo de fabricação, como perfis laminados e perfis soldados.

2.1.1 Perfis Laminados

Pfeil (2016) explica que os perfis laminados são aqueles obtidos por meio de um processo de transformação mecânica de metais chamado laminação. Nesse processo, a forma de elemento metálico é alterada para torná-lo adequado à determinada aplicação.

Os perfis de seção aberta produzidos atualmente no Brasil são:

- Perfil I de faces inclinadas;
- Perfil I e H de faces paralelas;
- Perfil U e perfil L (cantoneira) de abas iguais.
- Chapas

2.1.2 Perfis Soldados

Os perfis soldados são aqueles formados por duas ou mais chapas unidas continuamente entre si por meio de solda elétrica. Conforme pontua Pfeil (2016), esses perfis são, em geral, utilizados quando se necessita de seções transversais com dimensões maiores que as dos perfis laminados disponíveis (por exemplo, um perfil I ou H com altura ou largura maior que a fornecida pelos laminados) ou então, para se obter uma forma especial de seção transversal em decorrência de imposições arquitetônicas.

Os perfis mais comuns são o I e o H, constituídos por três chapas cortadas nas dimensões apropriadas. No Brasil, ainda segundo o autor Pfeil (2016), esses perfis são prescritos pela norma ABNT NBR 5884:2005 que, além de fixar requisitos para a fabricação, os divide em quatro séries de dimensões padronizadas:

- Série CS (Colunas Soldadas)
- Série VS (Vigas Soldadas)
- Série CVS (Colunas-vigas Soldadas)
- Série VSM (Vigas Soldadas Monossimétricas)

2.2 PROPRIEDADES DO AÇO COMO MATERIAL ESTRUTURAL

2.2.1 Elevada Resistência

De acordo com Fakury (2016), o aço é o material estrutural que possui maior índice de resistência (razão entre resistência e peso específico). Por esse motivo, os elementos estruturais de aço têm seção transversal com dimensões menores que os de outros materiais. A tabela 2-1 expõe um comparativo entre vigas de aço e concreto armado para o mesmo vão (5m) e carga uniformemente distribuída (20 kN/m):

Tabela 2-1 Comparativo entre vigas de aço e concreto armado para o mesmo vão e carga considerados.

Material	Dimensões (mm)	Área da seção transversal (cm ²)	Peso (kN)	Resistência (MPa)
Aço	200x120x8x6.3	31	1,2	300
Concreto	120 x 500	600	25,5	30

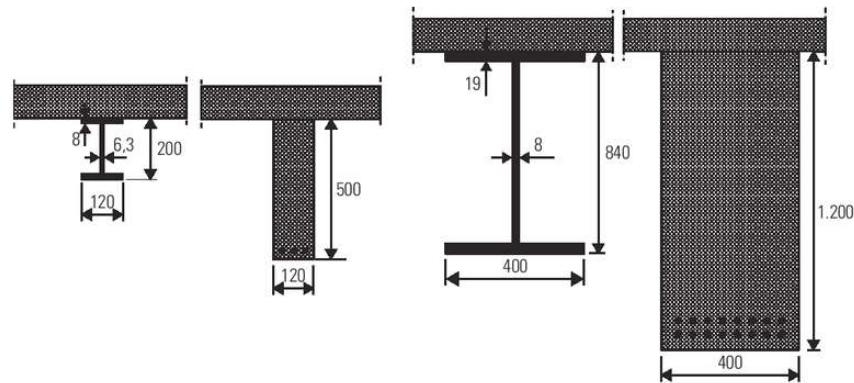


Figura 2-1 Comparação entre vigas de aço e de concreto armado (dimensões em mm).

Fonte: (Fakury, 2016)

Nota-se que a estrutura de aço é adequada às obras em que há necessidade de vencer grandes vãos, como é o caso de ginásios de esportes, estádios, galpões e hangares. Além disso, em razão do menor peso próprio quando comparado a estruturas convencionais (concreto e madeira), podem ser uma alternativa viável quando o solo tem menor capacidade de suporte. Ainda segundo o autor Fakury, o perfil de aço terá menores dimensões e pode apresentar redução de 30% no peso global da edificação.

2.2.2 Elevada Ductilidade

Fakury (2016) pontua que os aços estruturais são materiais que possuem elevada ductilidade (a deformação na ruptura se situa entre 15% e 40% - em função da composição do

aço), o que faz com que sejam resistentes a impactos e, em pontos de alta concentração de tensões, pode haver rearranjo molecular com a redistribuição de tensões pelo material sem atingir estado último do elemento. Em outras palavras, a ductilidade reflete a capacidade do material de se deformar sem se romper.

2.2.3 Alto Grau de Previsibilidade

Conforme Fakury (2016), o aço é considerado um material homogêneo e isotrópico, com características mecânicas bem definidas. Por essa razão, possui alto grau de confiança. Tal fato se reflete no coeficiente de ponderação da resistência utilizado no cálculo estrutural ($\gamma_s=1.15$) bem inferior que o do concreto ($\gamma_c=1.4$). A fabricação dos perfis com medição em milímetros, usual em indústrias que dispõem de rígido controle de qualidade e mão de obra especializada, garantem ao cliente segurança e qualidade.

2.2.4 Canteiro de obras menor, mais limpo e organizado

Por não necessitar de formas e escoramentos, há redução na geração de entulhos ou desperdícios (uma vez que os materiais, quando corretamente quantificados, são produzidos sob medida) e elimina a necessidade de grandes áreas de estocagem em campo (para brita, areia, cimento e ferragens, por exemplo).

2.2.5 Reciclagem e Reaproveitamento

De acordo com o autor Ricardo Fakury (2016), “o aço está entre os materiais mais recicláveis e reciclados do mundo” novos produtos podem ser gerados a partir de restos de materiais ou peças que perderam função ou atingiram o final da vida útil. A sucata de aço pode dar origem a novos elementos metálicos, ser desmontada e remontada (quando a ligação é parafusada) e de fácil adaptação. Portanto, a aplicação do aço em projetos de dimensionamento está a favor da sustentabilidade, principalmente pelas características anteriormente citadas - reciclagem e reaproveitamento - e ainda, “reduz o consumo de matérias-primas não renováveis, economiza energia e evita a necessidade de ocupação de áreas para o descarte de produtos obsoletos”.

A figura 2-2 a seguir representa o ciclo de reaproveitamento do aço para novas aplicações:

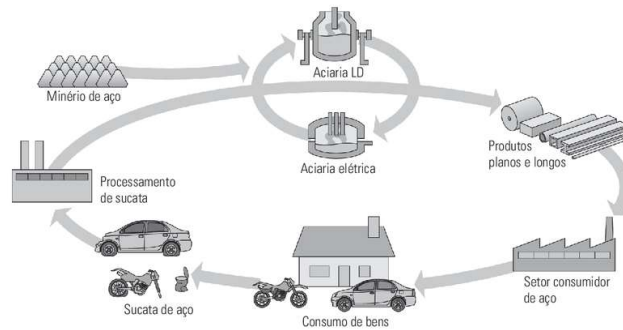


Figura 2-2 Processo de reciclagem do aço.(Fakury, 2016)

2.2.6 Rapidez na execução

Conforme Fakury (2016), visto que a estrutura metálica é composta por elementos pré-fabricado se encomendados sob medida (dimensões precisas), a montagem é executada com rapidez e livre de contratempos (a exemplo: a obra não é afetada em períodos chuvosos), não é necessário aguardar dias para que os elementos adquiram a resistência necessária. Ademais, as peças em aço estão aptas a receberem carga imediatamente após a instalação, diferentemente do concreto, por exemplo. Além disso, é possível criar diversas frentes de serviços simultâneas.

2.3 ARRANJOS E ESTABILIDADE ESTRUTURAIS

Segundo Silva (2010), a estrutura diz respeito ao conjunto de elementos construtivos dimensionados para suportar esforços. A exemplo: lajes, vigas, pilares, paredes estruturais e blocos de fundação. Já a composição de estrutura global se utiliza de conexões que “vinculam os nós das barras impedindo ou limitando determinados deslocamentos”, são elas: articulação móvel, fixa ou engastamento. Para Fakury (2016), a estabilização de edificações contra tais esforços pode ser complementada por meio de arranjos de subestruturas conhecidas como contraventamentos, nas palavras do autor elas “resistem à totalidade ou à quase totalidade das ações horizontais atuantes” além de conduzirem cargas gravitacionais às fundações e podem ser:

- Treliças ou sistemas treliçados;
- Pórticos cuja estabilidade é assegurada pela rigidez à flexão das barras e pela capacidade de transmissão de momentos das ligações;
- Paredes de cisalhamento ou núcleos de concreto que costumam conter em seu interior os poços de elevadores e escadas;

Usualmente, de forma a garantir a estabilidade lateral em todas as direções são utilizados pórticos em uma direção e contraventamentos na direção perpendicular, ou ainda, núcleos

rígidos de concreto. As ações horizontais atingem às subestruturas por meio das vigas e lajes, que se comportam como diafragmas rígidos em seu plano. Tais arranjos são considerados nas estruturas metálicas de maneira a se obter a melhor solução possível para cada necessidade, sendo comumente aplicados para vencer grandes vãos e atuarem na estabilização de edifícios.

Analogamente, podem ser adotados travamentos laterais para evitar que os elementos sofram a chamada flambagem lateral com torção. Segundo o autor Bessa Cesarino (2018), também chamada de instabilidade lateral, é um estado de limite último verificado no dimensionamento de vigas metálicas. Esse fenômeno está associado à torção da seção do perfil com empenamento da seção. Para o presente estudo de caso, o item 3.1 irá abordar como se deu a estabilidade das vigas metálicas para evitar o fenômeno FLT (Flambagem Lateral por Torção).

2.4 PROPRIEDADES MECÂNICAS E ESTRUTURAIS

2.4.1 Tensão (σ)

Yopanan Rebello (2000) define que a tensão relaciona “a força aplicada e a quantidade de material sobre a qual a força age”, ou seja, a quantidade de força que atua em uma unidade de área do material.

2.4.2 Deformação Específica (ϵ)

Rebello (2000) ressalta que os materiais, quando submetidos a uma tensão, sofrem uma deformação. A deformação específica, expressa em porcentagem, corresponde à deformação efetiva dividida pelo comprimento inicial da barra.

2.4.3 Módulo de Young (E)

Dentro do regime elástico, as tensões σ são proporcionais às deformações ϵ . Essa relação é conhecida como Lei de Hooke. O coeficiente de proporcionalidade (E) existente na equação é denominado *módulo de elasticidade ou módulo de deformação longitudinal, ou ainda, módulo de Young*, e é praticamente igual para todos os tipos de aço e varia entre $200.000 < E < 210.000$ MPa. (PFEIL, 2016)

O gráfico 2-1 descreve como os aços A36 e A242 reagem às tensões aplicadas em relação às deformações resultantes. A inclinação da reta representa o módulo de elasticidade 'E' e é inversamente proporcional à deformabilidade, significa dizer que quanto mais inclinada menos deformável é o material.

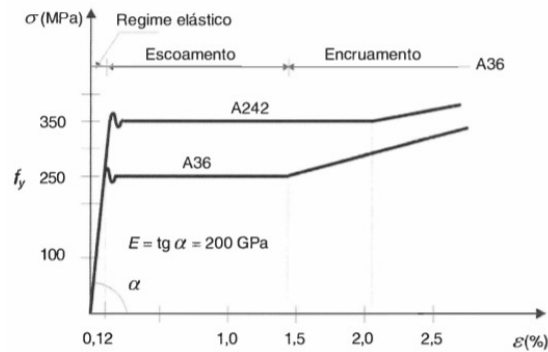


Gráfico 2-1 Tensão x deformação dos aços com patamar de escoamento (Pfeil, 2016)

2.4.4 Plasticidade

As deformações permanentes em um elemento são associadas à plasticidade. Há uma ruptura interatômica, ou seja, as deformações não retornam quando a carga é removida. A partir desse ponto, a Lei de Hooke não mais se aplica (não há proporcionalidade entre tensões e deformações).

De acordo com Silva (2010), a resistência ao escoamento (f_y) geralmente é empregada para projeto, pois, após esse ponto, a estrutura já apresenta uma deformação plástica significativa, comprometendo as suas características de funcionalidade e segurança.

2.4.5 Módulo de Elasticidade Transversal

O Módulo de Elasticidade Transversal do aço é definido como:

$$G_a = 77\,000 \text{ MPa}$$

2.4.6 Coeficiente de Poisson

O Coeficiente de Poisson do aço (regime elástico) é identificado pela letra grega ν :

$$\nu_a = 0,3$$

2.4.7 Massa específica e Peso específico

Os aços estruturais apresentam, respectivamente, os seguintes valores de massa específica e peso específico:

$$\rho_a = 7850 \text{ kg/m}^3$$

$$\gamma_a = 77 \text{ kN/m}^3$$

2.4.8 Comportamento global da estrutura ELS x ELU

O método dos estados limites prevê a verificação de estruturas pelo Estado Limite Último (ELU) e Estado Limite de Serviço (ELS). É aconselhável dimensionar uma estrutura para que suporte as cargas solicitadas e trabalhe em um patamar abaixo do limite de resistência.

2.4.8.1 Estados-Limites Últimos (ELU)

Pfeil (2016) define que os ELU estão associados ao colapso, ruína ou falha da estrutura, os quais não permitem que haja continuidade do uso da edificação por oferecer perigo aos usuários. O dimensionamento para esse estado limite é realizado majorando-se as solicitações e minorando-se as resistências por meio de coeficientes de ponderação. Nas palavras de Pfeil (2016), podem ser citados como exemplos:

- Perda de equilíbrio como corpo rígido;
- Plastificação total de um elemento estrutural ou de uma seção;
- Ruptura de uma ligação ou seção;
- Flambagem em regime elástico ou não;
- Ruptura por fadiga.

2.4.8.2 Estados-Limites de Serviço ou de utilização (ELS)

Os ELS são associados à durabilidade da edificação e ao conforto do usuário. Ainda nos termos de Pfeil (2016), relacionam-se às cargas de serviço e incluem:

- Deformações excessivas;
- Vibrações excessivas.

2.4.9 Comportamento Global da Estrutura

A análise da estabilidade de perfis metálicos esbeltos e de grande porte é de suma importância para o dimensionamento estrutural, uma vez que ações externas podem resultar em esforços superiores aos limites resistentes dos elementos, como deslocamentos excessivos das estruturas e flambagem. A forma como o conjunto da estrutura se comporta diante das solicitações é um fator relevante e precisa ser verificado dado que reflete se houve dimensionamento adequado e, ainda, se a edificação já atingiu os estados limites. Para tal, podem ser utilizados softwares de análise estrutural por meio de modelagens numéricas.

2.5 DIMENSIONAMENTO

O autor Pfeil (2016) explica que um projeto estrutural ideal se encontra no equilíbrio entre máxima segurança com a garantia de melhor desempenho, menor custo e redução de desperdícios possíveis, podem ser verificadas três etapas para sua concretização:

- Anteprojeto ou projeto básico, quando são definidos o sistema estrutural e construtivo, além dos materiais a serem utilizados.
- Dimensionamento ou cálculo estrutural, fase na qual são definidas as dimensões dos elementos da estrutura e ligações, garantindo a segurança sem perda de desempenho da edificação.
- Detalhamento, quando são elaborados os desenhos executivos da estrutura contendo as especificações de todos os seus componentes.

Na fase de dimensionamento e detalhamento são consideradas regras referentes à segurança e desempenho (limites de tolerância, padrões de teste de resistência dos materiais, limites para deslocabilidade prescritas por normas, entre outros).

Ainda segundo Pfeil (2006), a norma brasileira em vigor NBR 8800:2008 se baseia no Método dos Estados Limites para cálculo e dimensionamento, assim como a norma canadense CAN/CSA 516-01 e europeia EUROCODE3. Já as normas norte-americanas AISC (*American Institute of Steel Construction*), em 2005, publicaram em um único documento, (ANSI/ AISC 360-05) tanto o método LRFD (*Load Resistance Factor Design*) que é equivalente ao Método dos Estados Limites, quanto o método de tensões admissíveis (ASD – *Allowable Stress Design*) e mantiveram paralelamente a utilização de ambos. A norma brasileira NBR 8800 (2008) é essencialmente baseada na americana AISC-LRFD (2005).

2.5.1 Dimensionamento de Perfis

A fim de compreender o dimensionamento e verificar os perfis utilizados para o projeto em questão, parte da metodologia utilizada inclui os fluxogramas baseados nas equações da norma 8800 (2008) relacionados a seguir.

2.5.1.1 À Tração

No item 5.2 da NBR 8800 (2008), podem ser consultados os métodos de cálculos para barras submetidas à força axial de tração, o passo a passo para dimensionamento conforme o item citado pode ser conferido na figura 2-3:

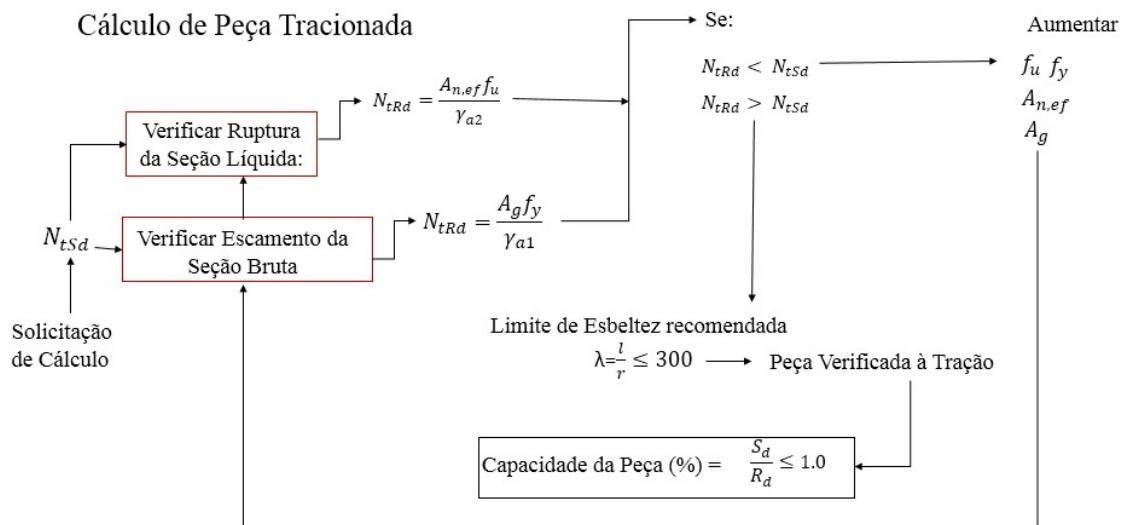


Figura 2-3 Fluxograma para peças submetidas aos esforços de tração. (Autora, 2018)

$A_{n,ef}$ = Área Líquida efetiva

f_u = Resistência à ruptura do aço estrutural utilizado

γ_{a2} = Coeficiente de ponderação da resistência do aço para ruptura 1,35

A_g = Área Seção bruta

f_y = Resistência de escoamento do aço estrutural utilizado

γ_{a1} = Coeficiente de ponderação da resistência do aço para escoamento 1,10

l = Comprimento destravado

r = Raio de giração

N_{tRd} e R_d = Força axial resistente de cálculo à tração

N_{tsd} e S_d = Força axial solicitante de cálculo à tração

2.5.1.2 À Compressão

No item 5.3 e anexo F da NBR 8800 (2008) é possível ter acesso aos métodos de cálculo para barras submetidas à força axial de compressão, conforme exposto no fluxograma 2-4:

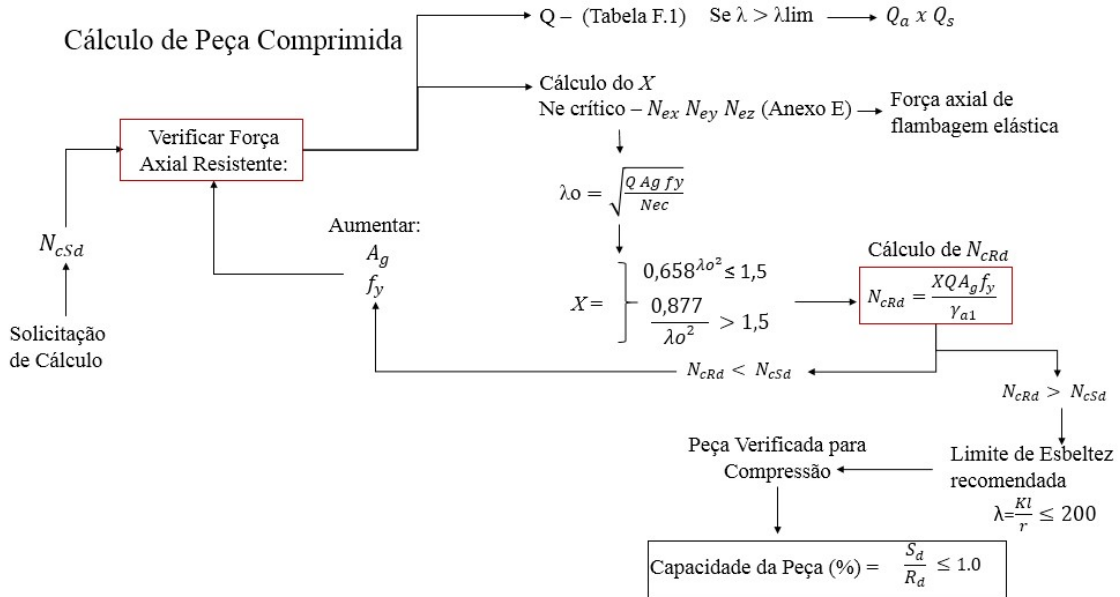


Figura 2-4 Fluxograma para peças submetidas aos esforços de compressão. (Autora, 2018)

Q = Fator de redução de resistência em função da flambagem local

X = Fator de redução associado à capacidade resistente à compressão (varia de 0 a 1)

A_g = Área Seção bruta

f_y = Resistência de escoamento do aço estrutural utilizado

γ_{a1} = Coeficiente de ponderação da resistência do aço para escoamento 1,10

λ_0 = Índice de esbeltez reduzido da barra

K = Coeficiente de flambagem por flexão de elementos isolados (Tabela E1)

l = Comprimento destravado

r = Raio de giração

N_{CRd} e R_d = Força axial resistente de cálculo à compressão

N_{CSd} e S_d = Força axial solicitante de cálculo à compressão

2.5.1.3 À Flexão Simples

Para flexão simples, de acordo com a NBR 8800 (2008), pode-se consultar no item 5.4.2 os métodos de cálculo conforme a figura 2-5:

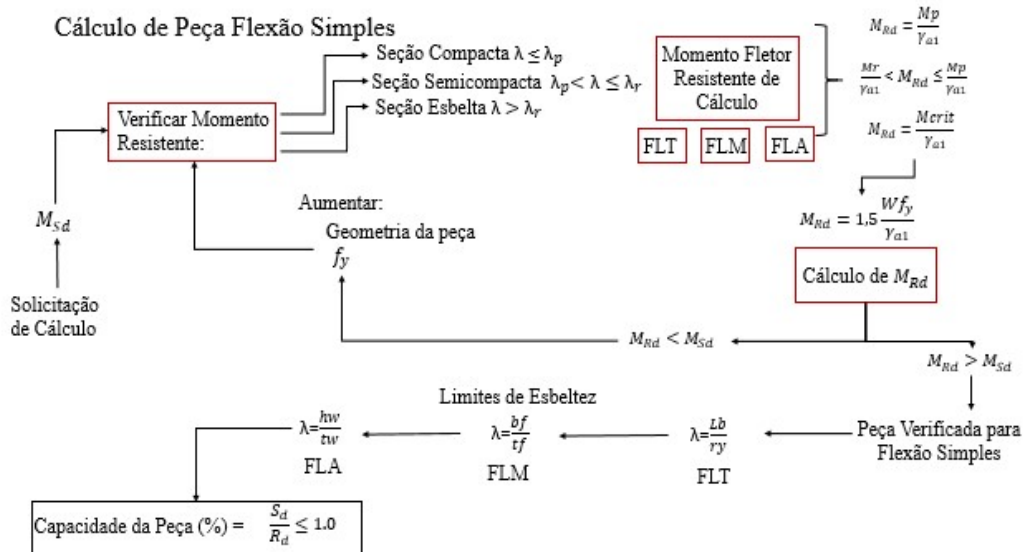


Figura 2-5 Fluxograma para peças submetidas aos esforços de flexão simples. (Autora, 2018)

λ_r/λ_p = Esbeltez limite de escoamento e plastificação, respectivamente

W = Módulo de resistência elástico mínimo da seção

f_y = Resistência de escoamento do aço estrutural utilizado

γ_{a1} = Coeficiente de ponderação da resistência do aço para escoamento 1,10

M_p = Momento de plastificação

M_r = Momento fletor correspondente ao início do escoamento

M_{crit} = Momento crítico

$\frac{hw}{tw}$ = Relação altura e espessura da alma

$\frac{bf}{tf}$ = Relação largura e espessura da mesa

$\frac{Lb}{ry}$ = Relação entre comprimento destravado e raio de giração

M_{Rd} e R_d = Momento resistente de cálculo à flexão

M_{Sd} e S_d = Momento solicitante de cálculo à flexão

2.5.1.4 Ao Cisalhamento

O roteiro para dimensionamento de peça solicitada a forças de cisalhamento é descrito no item 5.4.3 da norma NBR8800 (2008) e conferido no fluxograma 2-6:

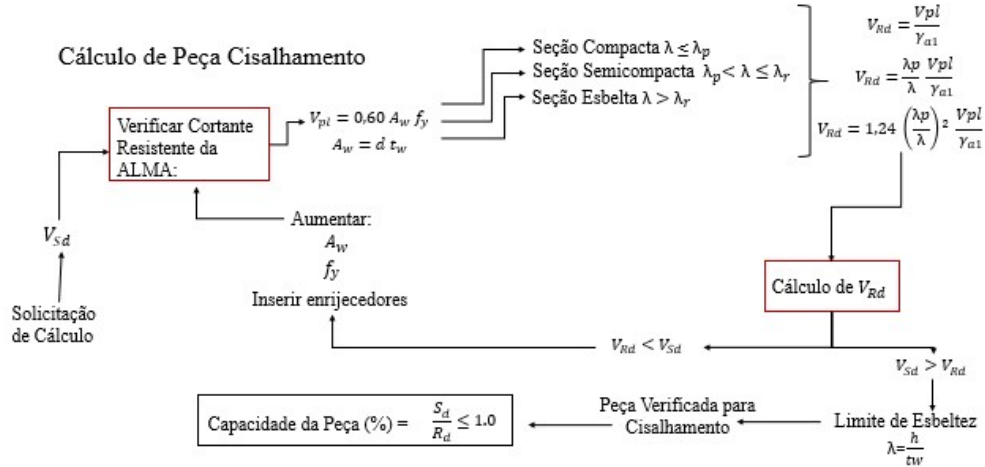


Figura 2-6 Fluxograma para peças submetidas aos esforços de cisalhamento. (Autora, 2018)

V_{pl} = Cortante de plastificação da alma

f_y = Resistência de escoamento do aço estrutural utilizado

γ_{a1} = Coeficiente de ponderação da resistência do aço para escoamento 1,10

A_w = Área efetiva de cisalhamento (área da alma que suporta a força cortante)

d = Altura total da seção transversal

t_w = Espessura da alma do perfil

V_{crit} = Força cortante crítica elástica

V_{Rd} e R_d = Força cortante resistente de cálculo ao cisalhamento

V_{Sd} e S_d = Força cortante solicitante de cálculo ao cisalhamento

2.5.1.5 À Flexo-Tração e à Flexo-compressão

A segurança em barras submetidas à flexão composta é verificada no item 5.5.1.2 da norma NBR 8800 (2008) segundo o fluxograma 2-7 a seguir:

Cálculo de Peça Flexo-Tração e Flexo-Compressão

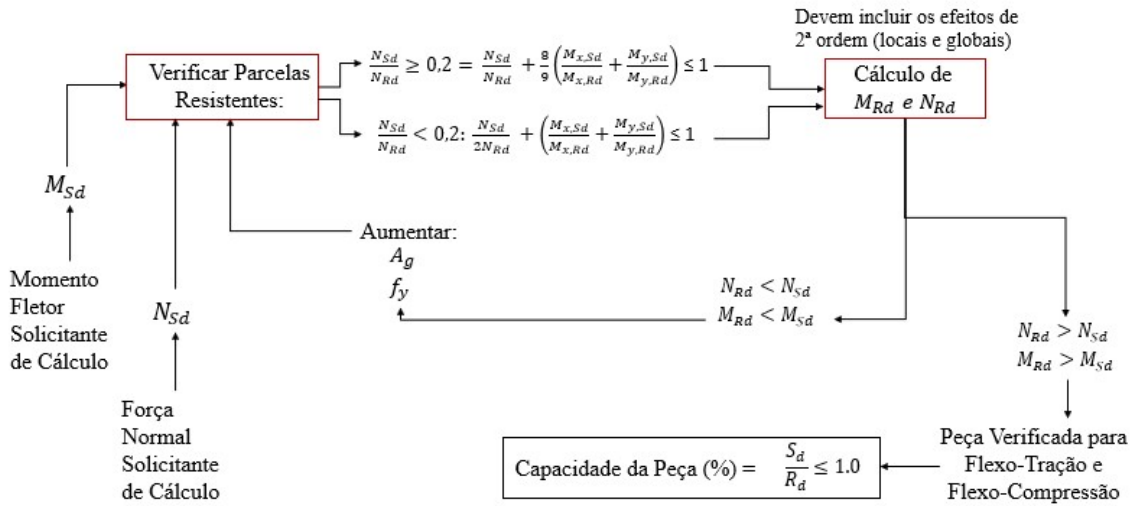


Figura 2-7 Fluxograma para peças submetidas aos esforços de Flexo-Tração e Flexo-Compressão.

(Autora, 2018)

N_{sd} = Força Normal Solicitante de Cálculo

N_{Rd} = Força Normal Resistente de Cálculo

$M_{x,sd}$ = Momento Fletor Solicitante de Cálculo (em torno do eixo x)

$M_{x,Rd}$ = Momento Fletor Resistente de Cálculo (em torno do eixo x)

$M_{y,sd}$ = Momento Fletor Solicitante de Cálculo (em torno do eixo y)

$M_{y,Rd}$ = Momento Fletor Resistente de Cálculo (em torno do eixo y)

2.5.1.6 Análise Elástica de 2ª ordem

A análise de 2ª ordem considera a não linearidade geométrica e, segundo o método da amplificação dos esforços solicitantes da norma NBR 8800 (2008) anexo D, pode-se verificar o momento fletor e a força axial solicitante de cálculo, M_{sd} e N_{sd} respectivamente, em cada andar das estruturas conforme fluxograma 2-8:

Cálculo de Peça Efeitos de 2ª ordem

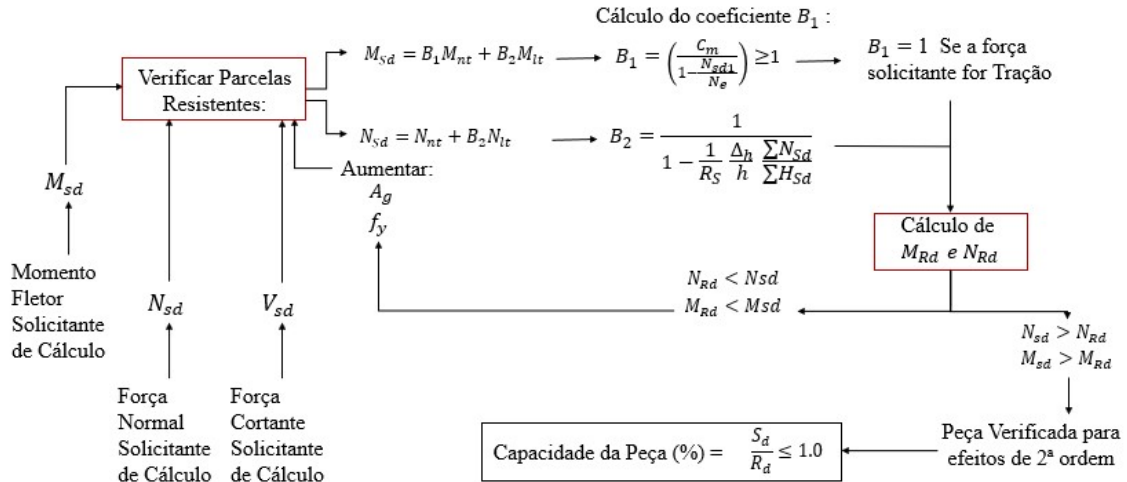


Figura 2-8 Fluxograma para verificação de efeitos de 2ª ordem em barras segundo a NBR 8800 (2008).

(Autora, 2018)

N_e = Força Axial que provoca flambagem elástica por flexão na barra

N_{sd} = Força Axial de compressão solicitante de cálculo na barra considerada, em análise de primeira ordem. $N_{sd} = N_{nt} + N_{lt}$

B_1 = Coeficiente de amplificação para consideração do efeito local P- δ no valor do momento fletor, portanto, aplicado à n_t

B_2 = Coeficiente de amplificação para consideração do efeito global P- Δ no valor do momento fletor e da força axial, portanto, aplicados à l_t

C_m = Coeficiente de equivalência de momentos

R_S = Coeficiente que leva em conta efeito local P- δ na amplificação Δ_h , igual a 0,85 nas estruturas em que pelo menos uma subestrutura seja pórtico

Δ_h = Deslocamento horizontal relativo entre níveis obtido em l_t

h = Altura do andar

$\sum N_{sd}$ = Carga gravitacional que atua no andar considerado

$\sum H_{sd}$ = Força cortante no andar produzida pelas forças horizontais de cálculo atuantes em It (forças oriundas de reações nas contenções horizontais fictícias) usadas para determinar Δ_h .

A figura 2-9 expõe o método simplificado MAES (Método da Amplificação dos Esforços Solicitantes) de como são considerados os modelos numéricos para os efeitos de segunda ordem na análise elástica aproximada considerando reações e coeficientes com ações de cálculos apropriadas. Utiliza-se na análise, a decomposição da estrutura original em uma contenção horizontal fictícia (estrutura nt, *no translation*) e o efeito das reações das contenções fictícias aplicadas no sentido contrário (estrutura It, *lateral translation*).

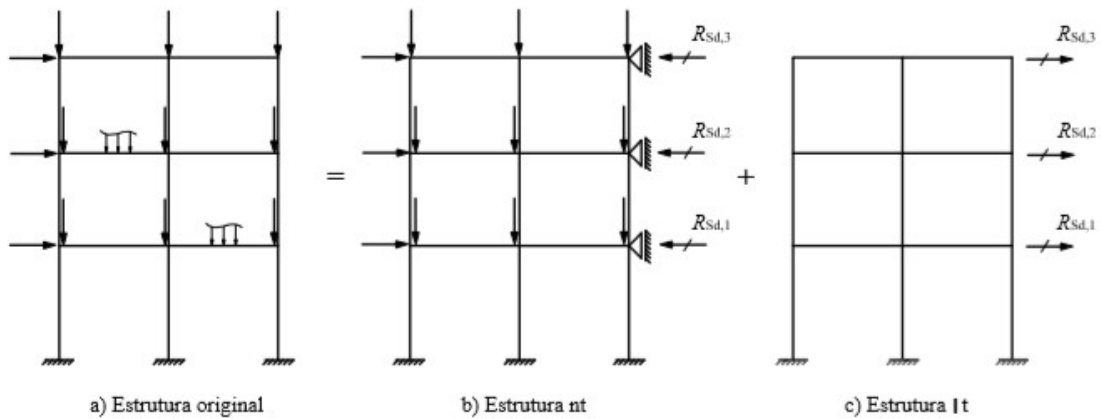


Figura 2-9 Modelo de análise. Fonte: NBR8800 (2008)

2.5.1.6.1 Classificação quanto à sensibilidade dos deslocamentos laterais

A norma brasileira NBR 8800 (2008) classifica os tipos de análise estrutural de acordo com as considerações do material e dos efeitos de deslocamentos da estrutura no item 4.9.2. Para o item 4.9.2.2 tem-se que quanto aos efeitos dos deslocamentos que podem ser determinados por análise linear (geometria deformada da estrutura) ou não linear (geometria indeformada da estrutura) e estuda-se, para o segundo caso, os efeitos decorrentes dos deslocamentos horizontais tanto dos nós, efeito global $P-\Delta$, como também das barras, efeito local $P-\delta$. Partindo dessas análises, a classificação das estruturas quanto à sensibilidade desses deslocamentos laterais é apresentada no item 4.9.4 conforme os tópicos a seguir apresentados:

- É de pequena deslocabilidade a estrutura que apresenta a relação entre o deslocamento lateral relativo à base obtido na análise de segunda ordem e aquele

obtido na análise de primeira ordem, considerando todos os andares e todas as combinações últimas de ações, superior a 1,1.

- É de média deslocabilidade a estrutura com a máxima relação entre o deslocamento lateral do andar relativo à base obtido na análise de segunda ordem e aquele de primeira ordem, considerando todos os andares e todas as combinações últimas de ações, superior a 1,1 ou inferior a 1,4.
- É de grande deslocabilidade a estrutura que possui a máxima relação entre deslocamento lateral do andar relativo à base obtido na análise de segunda ordem e aquele obtido na análise de primeira ordem, considerando todos os andares e todas as combinações últimas de ações, superior a 1,4.

2.5.1.7 Deslocamentos verticais máximos (Flechas)

De acordo com o anexo C, que trata de deslocamentos máximos presentes na norma NBR 8800 (2008), tem-se o fluxograma 2-12:

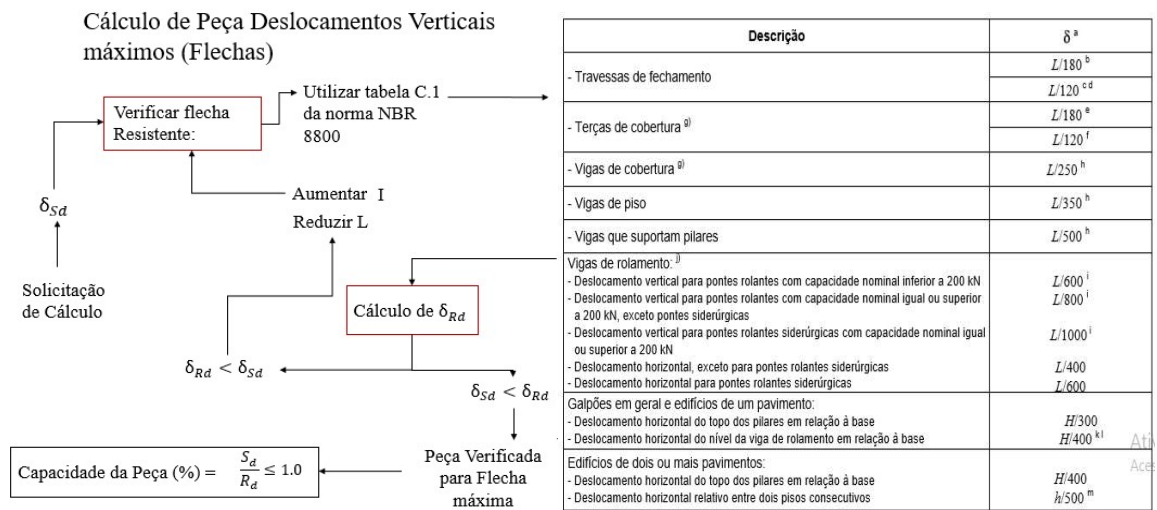


Figura 2-10 Fluxograma para verificação de deslocamento vertical máximo em barras segundo a NBR 8800 (2008). (Autora, 2018)

$$\delta_{Sd}/\delta_{Rd} = \text{deslocamentos verticais solicitantes/ resistentes}$$

I = Inércia da peça

L = Vão teórico entre apoios

H = Altura total do pilar (distância do topo à base)

h = Altura do andar (distância entre dois centros consecutivos de vigas)

2.5.2 Critérios Normativos

A norma de dimensionamento de aço 8800 (2008) limita resultados de vibrações excessivas: não devem ser inferiores a 4, 6 ou 8 Hz em pisos para situações específicas e indica inserção de amortecimentos quando necessário para vibrações causadas pelo vento para impedir deslocamentos laterais. Para deslocamentos horizontais e verticais, respectivamente, são considerados ventos e flechas máximas $-LF/350$ para vigas de piso mistas de aço e concreto – em que LF é o vão teórico na direção das nervuras e $LF/250$ para vigas de cobertura. Tais sugestões de cálculo servem para que o dimensionamento alcance determinados parâmetros de desempenho e forneçam conforto ao usuário.

2.5.3 Dimensionamento de Ligações

Segundo a NBR 8800 (2008), as ligações metálicas consistem em elementos de ligação, como enrijecedores, chapas de ligação, cantoneiras e consolos, e meios de ligação, como soldas, parafusos, barras redondas rosqueadas e pinos.

O projeto dessas conexões, de acordo com o autor Dias (1997), pode influenciar de maneira significativa o custo da estrutura. Para reduzi-lo, deve ser selecionada a conexão conveniente considerando o comportamento e rigidez, limitações construtivas, facilidade de fabricação (acesso para soldagem, uso de equipamentos automáticos, repetição de detalhes padronizados etc) e montagem (acesso para parafusamento, suportes provisórios, repetições etc). A concepção de uma ligação deve atender não só a critérios de resistência, mas também aos critérios de rigidez estabelecidos pelo projetista, sob pena de não se comportar em termos de deslocamentos e rotações, conforme previsto no modelo estrutural.

Podem ser classificadas, em função dos meios de ligação, como soldadas e/ou parafusadas descritos adiante:

- Nas ligações parafusadas podem ocorrer esforços de tração e/ou cisalhamento;
- Nas ligações soldadas podem ocorrer tensões de tração, compressão e/ou cisalhamento.

2.5.3.1 Ligações Parafusadas

Ainda de acordo com Dias (1997), ligações parafusadas são conexões colocadas em furos que atravessam a seção transversal formando a ligação e podem ser de dois tipos: ligação

do tipo contato (*bearing-type*) ou do tipo atrito (*friction-type*). No primeiro tipo, podem ser utilizados parafusos comuns ou de alta resistência, já que os parafusos são instalados sem aperto controlado (protensão). Quanto ao segundo tipo, apenas os parafusos de alta resistência podem ser utilizados, uma vez que a resistência ao deslizamento está diretamente ligada à protensão aplicada aos parafusos. A tabela 2-2 apresenta a relação entre os parafusos utilizados e diâmetros disponíveis.

Tabela 2-2 Materiais usados em parafusos segundo a norma de aço NBR800

Especificação	f_{tb} MPa	f_{ub} MPa	Diâmetro d_b	
			mm	pol
ASTM A307	-	415	-	$1/2 \leq d_b \leq 4$
ISO 898-1 Classe 4.6	235	400	$12 \leq d_b \leq 36$	-
ASTM A325 ^a	635	825	$16 \leq d_b \leq 24$	$1/2 \leq d_b \leq 1$
	560	725	$24 < d_b \leq 36$	$1 < d_b \leq 1\frac{1}{2}$
ISO 4016 Classe 8.8	640	800	$12 \leq d_b \leq 36$	-
ASTM A490	895	1035	$16 \leq d_b \leq 36$	$1/2 \leq d_b \leq 1\frac{1}{2}$
ISO 4016 Classe 10.9	900	1000	$12 \leq d_b \leq 36$	-

^a Disponíveis também com resistência à corrosão atmosférica comparável à dos aços AR 350 COR ou à dos aços ASTM A588.

Pinheiro (2005) pontua que para o dimensionamento de ligações parafusadas é necessário verificar a menor resistência entre a peça na região com e sem furos:

- Cisalhamento no corpo do parafuso;
- Pressão de contato nos furos (esmagamento e rasgamento) representada pela figura 2-11 itens (a) e (b):

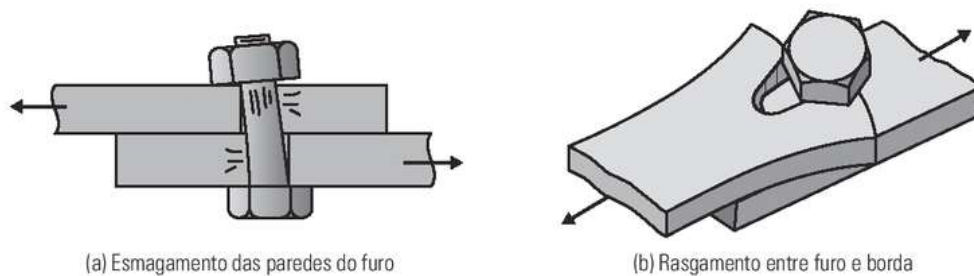


Figura 2-11 Colapso de parafuso pela pressão de contato de parafusos as paredes do furo. Fakury (2016)

O fluxograma 2-12 representa o dimensionamento para ligações parafusadas conforme a norma brasileira NBR 8800 (2008) para o caso do edifício verificado:

Cálculo de Conexões Parafusadas

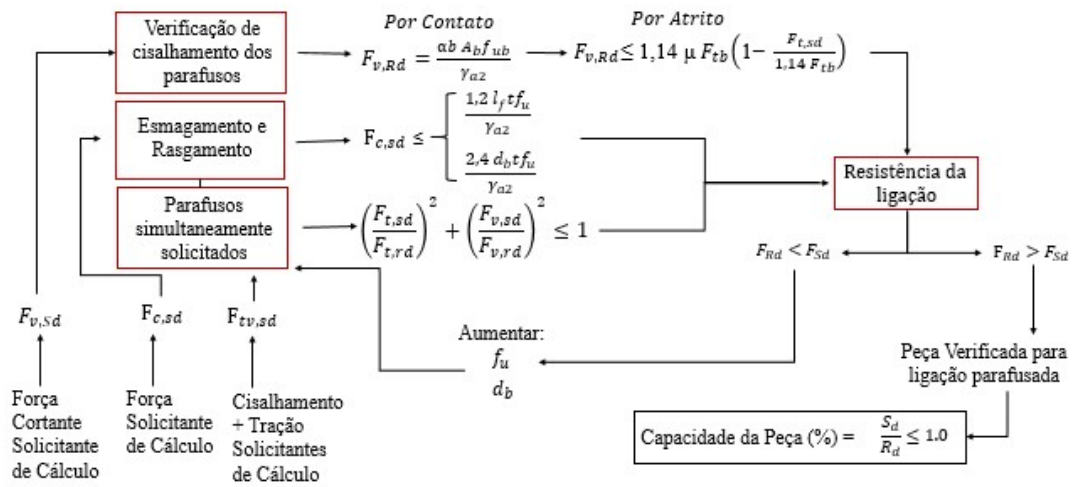


Figura 2-12 Fluxograma para verificação de ligações parafusadas por atrito e contato segundo a NBR 8800 (2008). (Autora, 2018)

$\alpha b = 0,5$ para parafusos de alta resistência

$A_b =$ Área bruta referenciada ao diâmetro do parafuso

$f_{ub} =$ Resistência de escoamento à ruptura do parafuso estrutural

$\gamma_{a2} =$ Coeficiente de ponderação da resistência do aço para ruptura 1,35

$F_{tb} =$ Força de protensão mínima no parafuso 125 kN

$\mu =$ Coeficiente médio de atrito entre as superfícies sujeitas ao deslizamento 0,20

$F_{t,Rd} =$ Força de tração resistente de cálculo

$F_{v,Rd} =$ Força de cisalhamento resistente de cálculo

$l_f =$ Distância entre a borda do furo e a borda do furo adjacente

$t =$ Espessura da parte ligada

$f_u =$ Resistência à ruptura do aço da parede do furo

$d_b =$ Diâmetro do parafuso

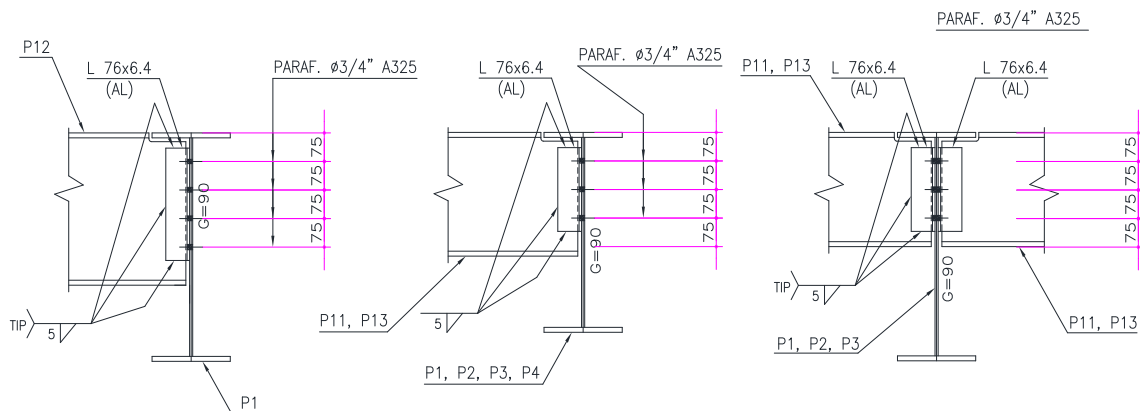


Figura 2-13 Detalhe típico de ligações parafusadas do edifício. (Fonte: Projemax Projetos Industriais)

2.5.3.2 Ligações Soldadas

Para ligações soldadas do tipo filete, a resistência de cálculo de soldas é determinada com base em dois estados limites últimos:

- Ruptura da solda na seção efetiva;
- Ruptura do metal base no escoamento.

De acordo com Fakury (2016), para a verificação de soldas, o eletrodo deve ser escolhido de modo a garantir uma solda com resistência no mínimo igual à do metal base. No projeto foram utilizados eletrodos E-70XX e segundo a NBR8800, as resistências mínimas à tração dos aços estruturais para soldas são verificadas na tabela 2-3 a seguir.

Tabela 2-3 Resistência à tração do metal a solda

Metal da solda	f_w MPa
Todos os eletrodos com classe de resistência 6 ou 60	415
Todos os eletrodos com classe de resistência 7 ou 70	485
Todos os eletrodos com classe de resistência 8 ou 80	550

Para cálculo da força resistente de soldas ($F_{w,Rd}$) em filetes, que corresponde ao caso do projeto dimensionado, utiliza-se o item 6.2.5 da norma NBR 8800 (2008) e a tabela 8 como auxílios para peças submetidas à tração e à compressão com orientação paralela ao eixo da solda, desprezando-se o $F_{w,Rd}$. As forças de tração e de compressão resistentes de cálculo de

elementos de ligações tracionados e comprimidos devem ser calculadas segundo as prescrições de dimensionamento de barras tracionadas e comprimidas apresentadas nos fluxogramas 2-3 e 2-4 respectivamente. Assim, para o dimensionamento de soldas tipo filete submetidas a cisalhamento, pode-se utilizar o fluxograma 2-14 a seguir:

$F_{t,Sd}$ = Força de tração de cálculo

$F_{v,Sd}$ = Força de cisalhamento de cálculo por plano de corte

$F_{t,Rd}$ = Resistência de cálculo à tração

$F_{v,Rd}$ = Resistência de cálculo ao cisalhamento

Cálculo de Conexões Soldadas

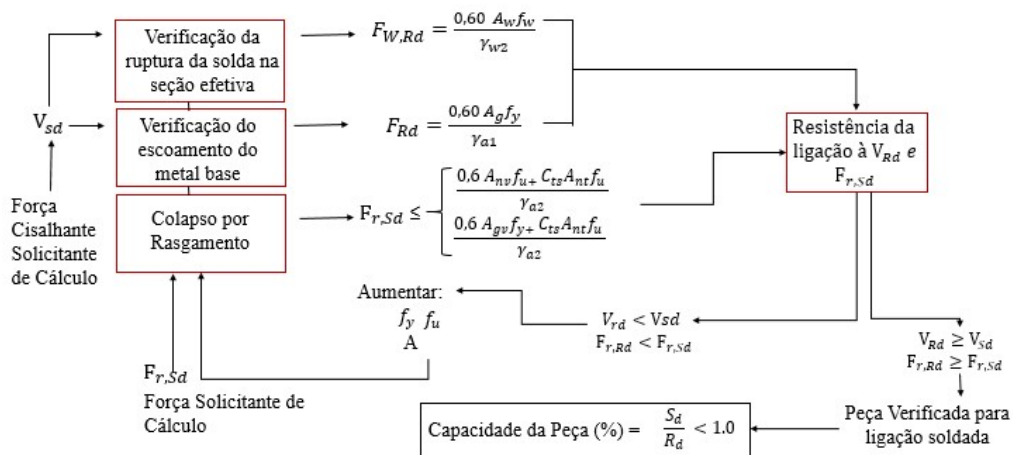


Figura 2-14 Fluxograma para verificação de ligações soldadas tipo filete submetidas à força cortante norma NBR 8800 (2008) e Fakury (2016). (Autora, 2018)

$A_w = l_w a$ = Área efetiva da solda de filete calculada, como o produto do comprimento total da solda e a espessura da garganta efetiva

f_w = Resistência mínima à tração do metal da solda

d_w = Perna do filete ou dimensão nominal segundo a AWS. Raiz da solda é a interseção das faces de fusão.

a = Garganta efetiva da solda.

l_w = Comprimento do filete.

A_{nv} e A_{nt} = Área líquida sujeita ao cisalhamento e tração, respectivamente.

A_{gv} = Área bruta sujeita a cisalhamento.

C_{ts} = Coeficiente relacionado ao nível de conformidade da tensão de tração na área líquida.

f_u e f_y = Resistência à ruptura e ao escoamento do aço, respectivamente.

Coeficientes considerados: $\gamma_{w2} = 1,35$, $\gamma_{a1} = 1,1$ e $\gamma_{a2} = 1,35$ para combinações normais.

As figuras 2-15 e 2-16 representam os filetes de solda e os detalhes de ligação soldada para o projeto em questão, respectivamente.

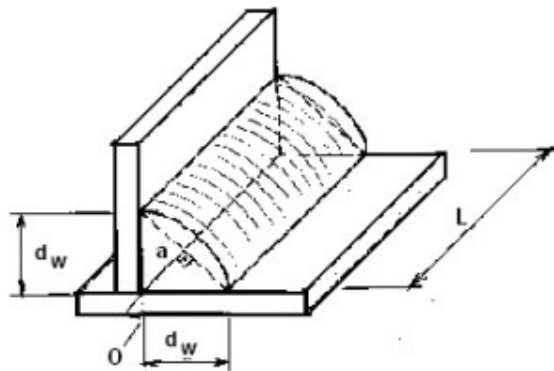


Figura 2-15 Representação de filete de solda. Manual CBCA (2011)

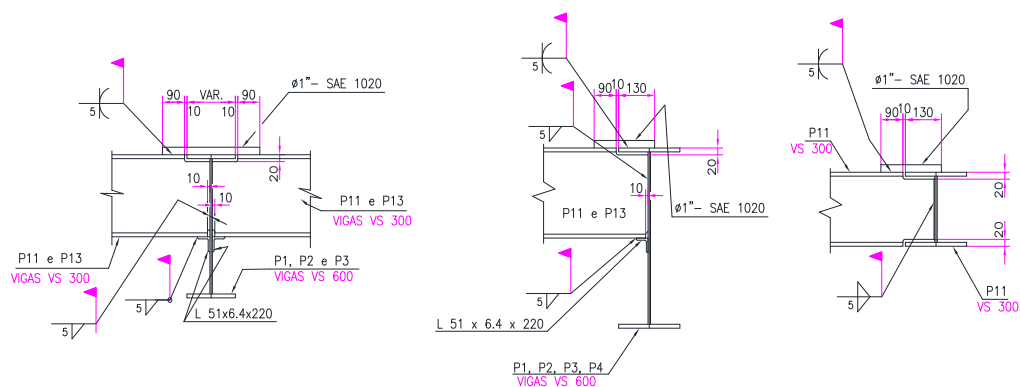


Figura 2-16 Detalhe típico das ligações soldadas entre vigas do edifício projetado com solda de campo tipo filete. (Fonte: Projemax Projetos Industriais)

Os tamanhos mínimos para soldas do tipo filete são representados na tabela 2-4 segundo a norma NBR 8800 (2008) e devem ser considerados em função da parte menos espessa soldada.

Tabela 2-4 Tamanho mínimo da perna de uma solda de filete

Menor espessura do metal-base na junta mm	Tamanho mínimo da perna da solda de filete, d_w ^a mm
Abaixo de 6,35 e até 6,35	3
Acima de 6,35 até 12,5	5
Acima de 12,5 até 19	6
Acima de 19	8

^a Executadas somente com um passe.

2.5.3.3 Chapas de base

O autor Fakury (2016) define que as bases de um pilar podem ser consideradas como engastadas ou rotuladas. Para o caso analisado no presente trabalho, tem-se bases engastadas que, ainda segundo Fakury, são “representadas por engastes perfeitos na análise estrutural e transmitem forças axiais e momentos fletores para a fundação. Essas bases podem propiciar estruturas mais leves, porém, com fundações mais onerosas”.

A figura 2-17 apresenta um detalhe típico das ligações entre chapa de base e pilares.

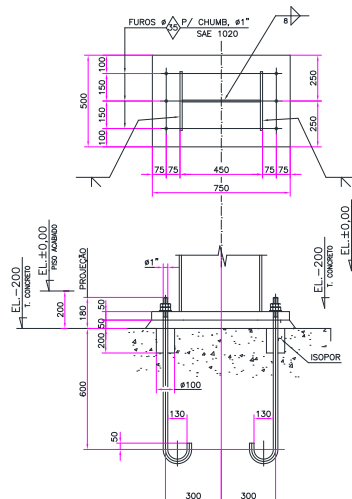


Figura 2-17 Detalhe típico das ligações das chapas de bases engastadas. (Fonte: Projemax Projetos Industriais).

3 ESTUDO DE CASO

3.1 APRESENTAÇÃO E CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A edificação verificada é o Bloco 9 do Uniceub localizado na Asa Norte, Brasília - DF. O projeto é da autoria da Projemax Projetos Industriais Ltda, projetista Fontes, e o cálculo é da autoria da Polaris Engenharia, na pessoa do Eng. Paulo Teles. Os projetos são datados de 1999 e foram fornecidos pelo setor de arquitetura do Uniceub.

O prédio possui dimensões de 22,65m de largura e 58,40m de comprimento resultando em uma área total de aproximadamente 13220m² por pavimento. A figura 3-1 delimita a região da edificação projetada.

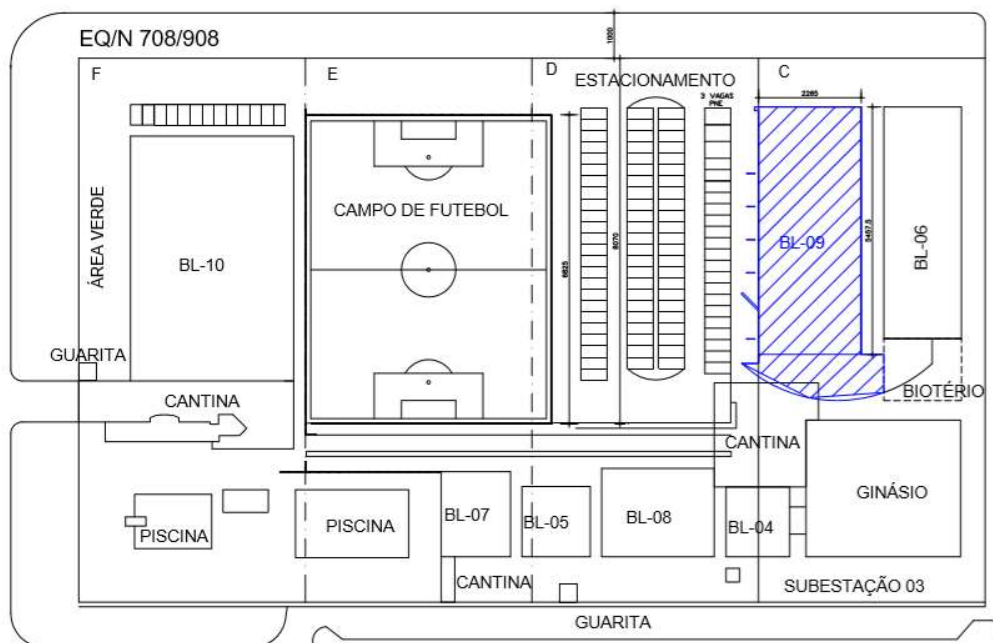


Figura 3-1 Localização da edificação. (Fonte: Projemax Projetos Industriais)

O prédio é dividido em 7 pavimentos (sendo 2 subsolos utilizados como laboratórios, 4 pavimentos tipo de salas de aula e 1 cobertura contendo a casa de máquinas e caixa d'água). Os subsolos são compostos por concreto armado e, para esse estudo de caso, foram dimensionados como se tivessem sido executados em estrutura metálica. Os principais perfis metálicos utilizados para vigas variam entre VS 300x32 e VS 600x121 e para pilares VS 450x121 para o projeto original à partir do térreo, mas para o estudo de caso foram utilizados pilares CS 550x228 nos subsolos.

A modelagem em 3D, desenvolvida no *software* Revit 2018, pode ser vista na Figura 3-2. Onde a reentrância em uma das fachadas corresponde à entrada principal do bloco.

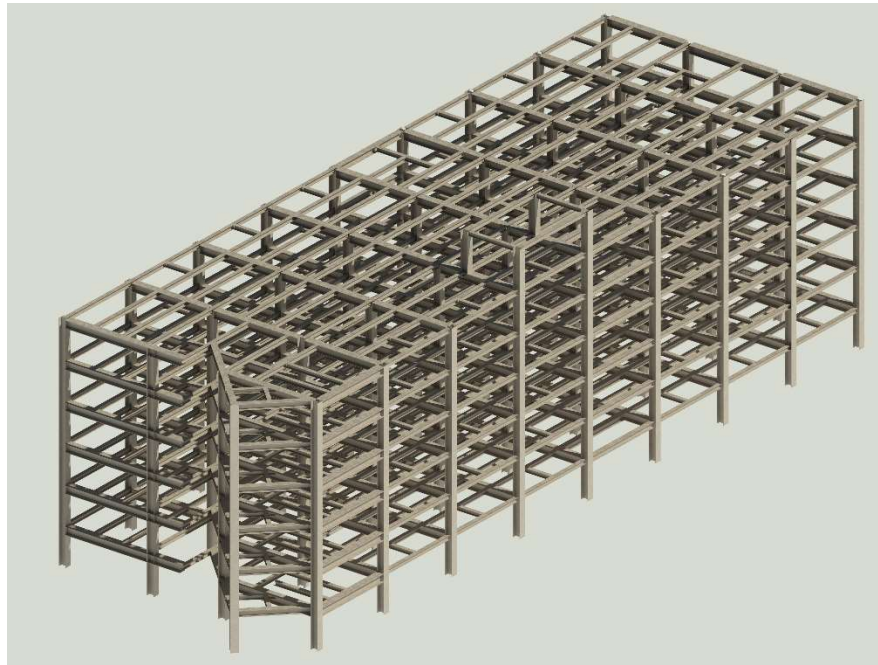


Figura 3-2 Modelo Estrutural 3D (Autora, 2018)

Conforme pode ser conferido na figura 3-2, o conjunto de estabilidade que define os arranjos estruturais do edifício verificado no presente trabalho se dá por sistemas de pórticos metálicos conectados entre si por vigas secundárias com vãos de 7,3m entre pilares e 2,5m entre vigas. As vigas externas são soldadas aos pilares (caracterizando engastamento).

As vigas metálicas do projeto são classificadas como vigas mistas haja visto que, ao mesmo tempo, servem de apoio e estão conectadas às lajes maciças de concreto recebendo uma contribuição da laje na sua resistência. Para esse caso, Fakury (2016) explica que os dois elementos trabalham solidariamente ao momento fletor e essa atividade agrupada é proporcionada por conectores de cisalhamento (figura 3-3). No Bloco 9 do Uniceub, foram utilizados conectores de perfis U 102x8 dobrados a frio com soldas de 5mm. Essa interação entre viga metálica e laje maciça proporcionada pelos conectores também fornece travamento lateral as vigas para que não sofram Flambagem Lateral por Torção (FLT).

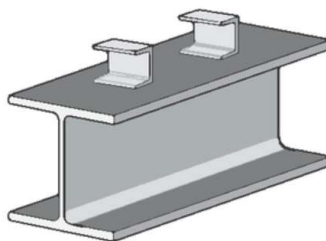


Figura 3-3 Tipo de conector de cisalhamento utilizado na edificação. Fonte: Fakury 2016

Para o dimensionamento das ligações parafusadas do edifício Bloco 9 do Uniceub, foram empregados parafusos de alta resistência do tipo A325 com diâmetro de $\frac{3}{4}$ polegada e foi considerada a ligação por atrito (com protensão). Assim, utilizou-se o item 6.3.4 da norma NBR 8800 (2008) que se refere ao cálculo da força resistente de parafusos de alta resistência em ligações por atrito para o dimensionamento e foi verificada também a ligação por contato, já que Fakury (2016) ressalta que nas ligações por atrito, como medida complementar de segurança, também devem ser verificadas as ligações por contato, de forma que a resistência de cálculo seja igual ou superior à solicitação de cálculo. Para as ligações soldadas entre vigas foram empregadas ligações do tipo filete com soldas de campo de 5mm, considerando uma folga de 10mm e chapas de 1 polegada de diâmetro para união de perfis. Já para a verificação das chapas de base do presente projeto, que foi realizada no software mCalcLIG, baseou-se nas normas NBR 8800 e AISC para os cálculos. Os resultados da chapa de base e componentes são apresentados no item 4.5 e anexo D dessa pesquisa.

Algumas fotos da edificação são apresentadas a seguir. A figura 3-3 apresenta a fachada que é interligada com o Bloco 6 de Medicina.



Figura 3-3 Fachada frontal do Bloco 9 (Autora, 2018)

A reentrância apresentada no modelo do Revit (Figura 3-2) equivale à imagem da Figura 3-4, onde pode-se observar a identificação do Bloco 9 registrada na entrada do mesmo.

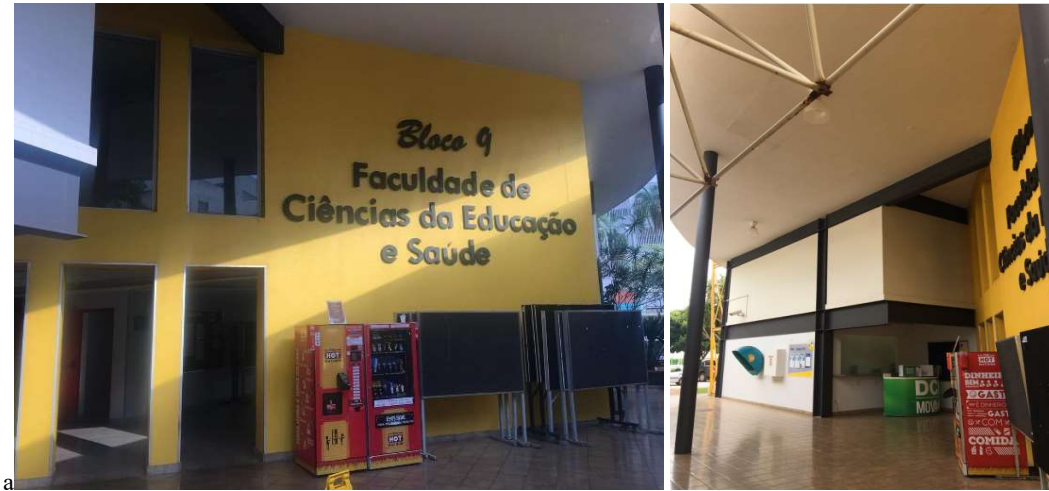


Figura 3-4 Identificação do Bloco 9 (Autora, 2018)

Já na Figura 3-5 é possível observar treliças e contraventamentos que auxiliam na estabilidade da estrutura.



Figura 3-5 Contraventamentos do edifício Bloco 9 (Autora, 2018)

E por fim, na Figura 3-6, juntamente com uma outra perspectiva das treliças externas do bloco, a fachada lateral, mostrando uma edificação aporcada no outro sentido.



Figura 3-6 Fachadas posterior e lateral do edifício Bloco 9 (Autora, 2018)

3.2 LAYOUT

A seguir tem-se a apresentação dos projetos arquitetônicos e estruturais da construção existente que foram fornecidos pelo setor de arquitetura do Uniceub para análise e verificação de seus componentes.

3.2.1 Projetos Arquitetônicos

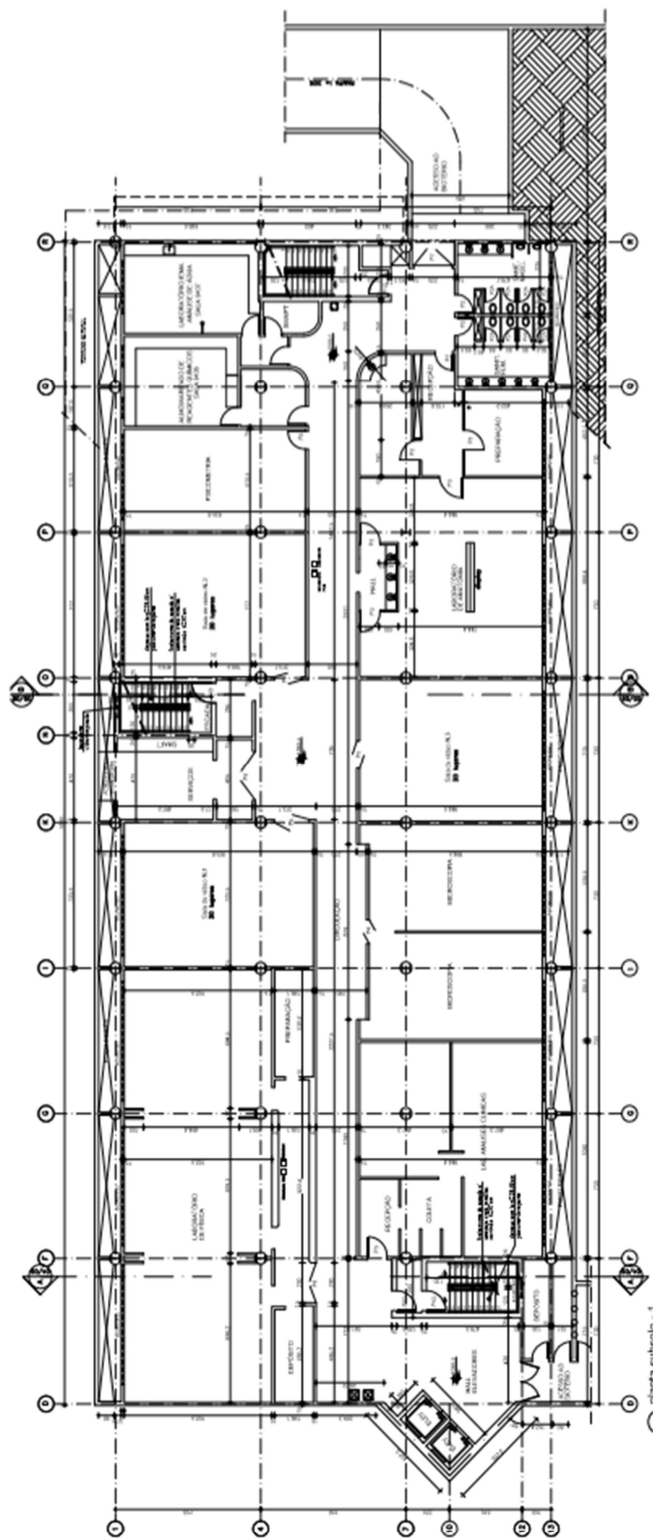


Figura 3-7 Planta do subsolo 1 da edificação (Fonte: Projemax Projetos Industriais)

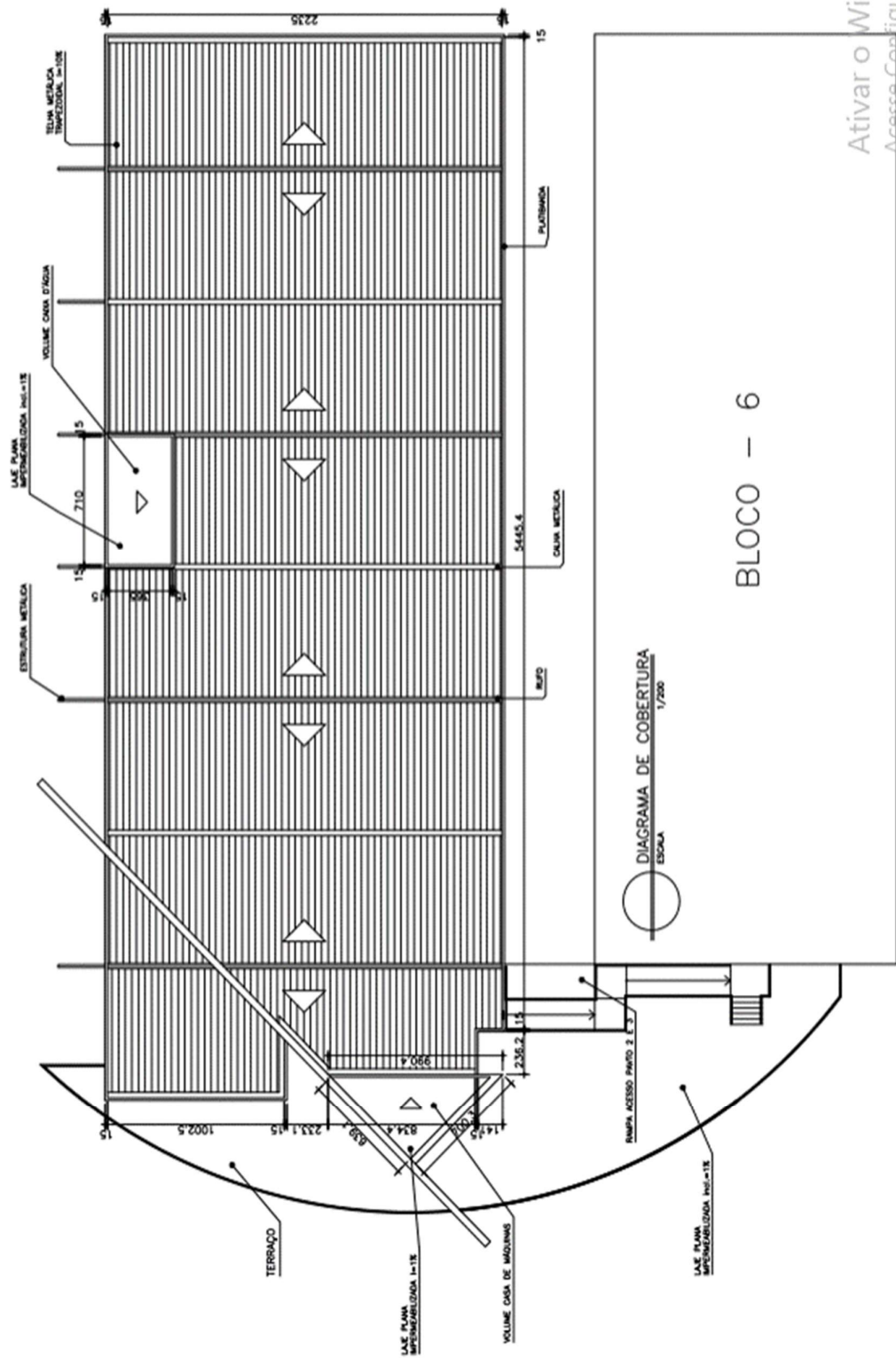


Figura 3-8 Planta de cobertura (Fonte: Projemax Projetos Industriais)

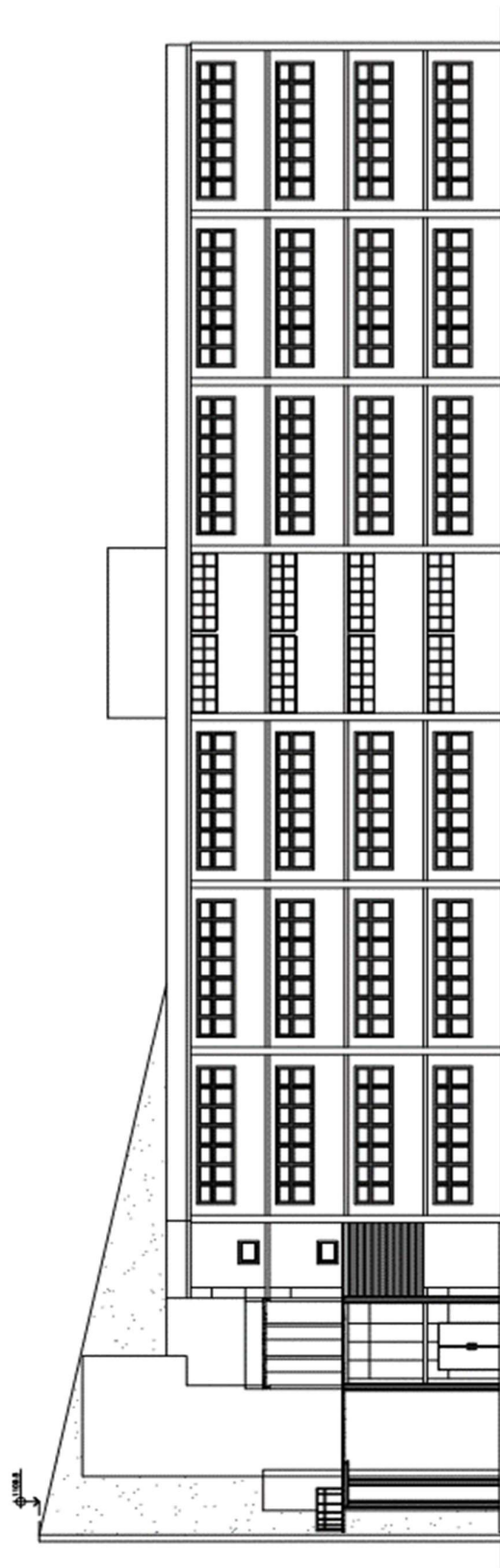


Figura 3-9 Elevação. (Fonte: Projemax Projetos Industriais)

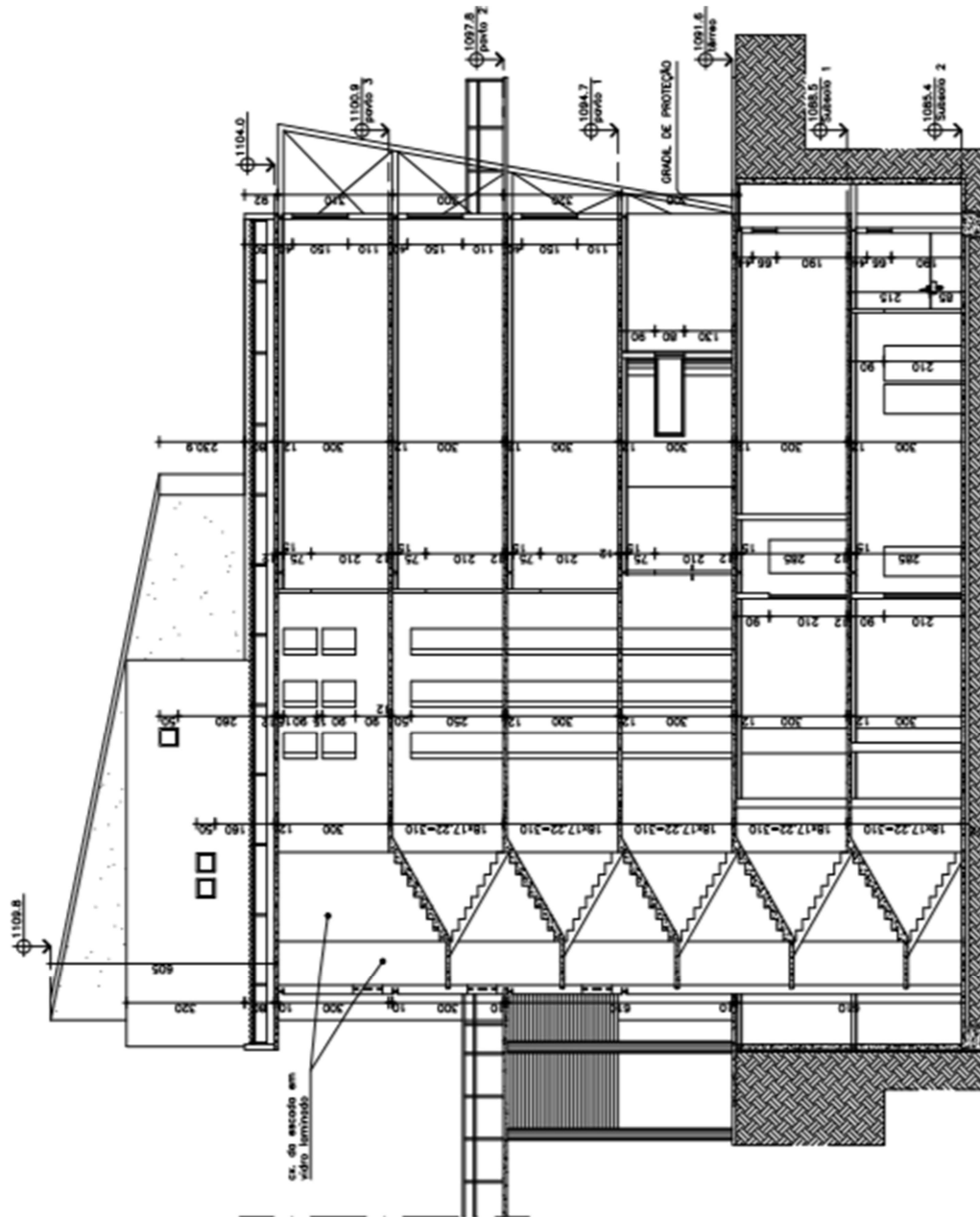


Figura 3-10 Corte (Fonte: Projemax Projetos Industriais)

3.2.2 Projetos Estruturais

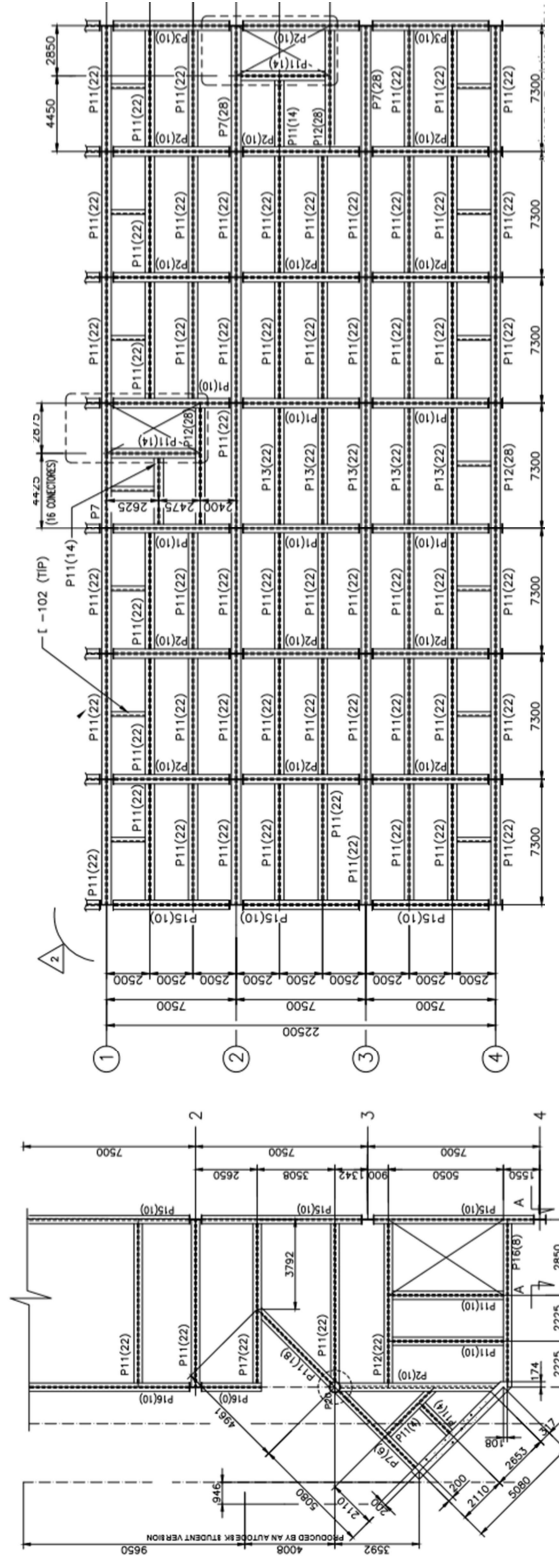


Figura 3-11 Forma das vigas para os pavimentos 1, 2 e 3 (Fonte: Projemax Projetos Industriais)

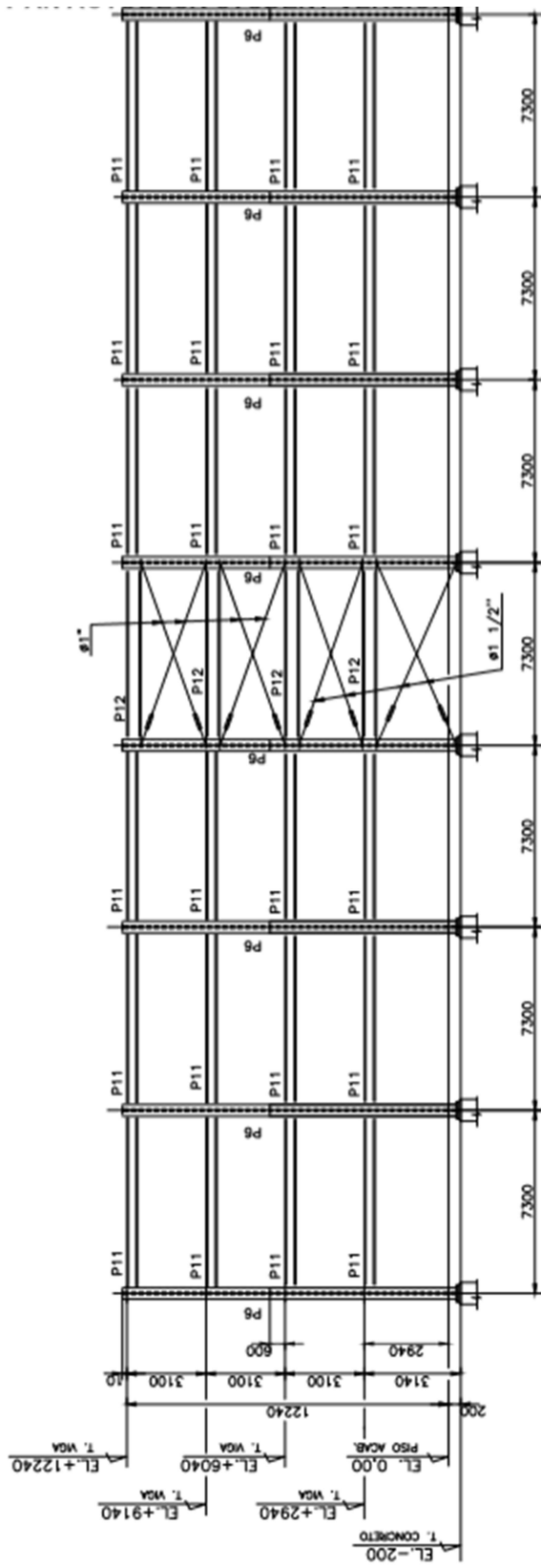


Figura 3-12 Elevação e contraventamentos (Fonte: Projemax Projetos Industriais)

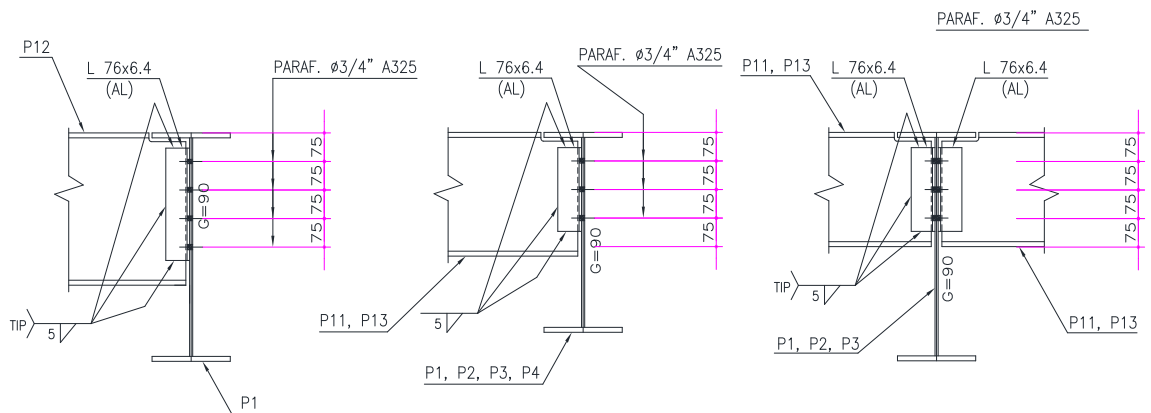


Figura 3-13 Detalhe típico de ligações parafusadas entre vigas do edifício. (Fonte: Projemax Projetos Industriais)

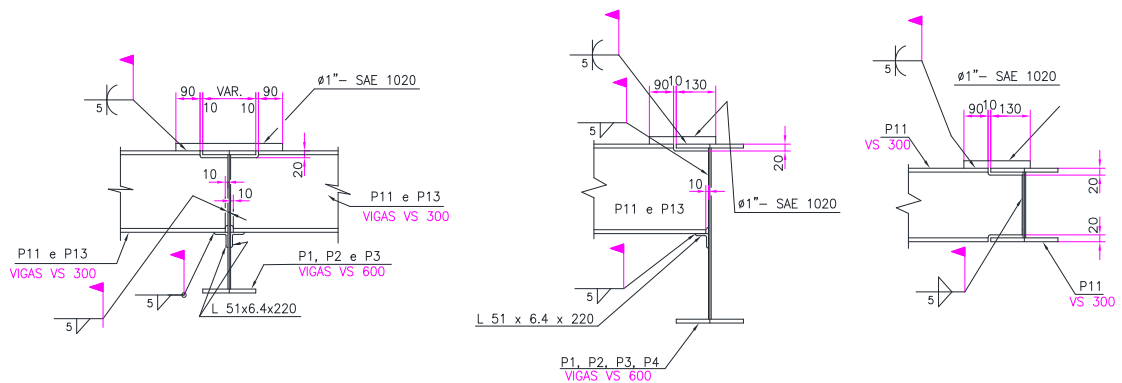


Figura 3-14 Detalhe típico das ligações soldadas entre vigas do edifício projetado com solda de campo tipo filete. (Fonte: Projemax Projetos Industriais)

3.3 DESCRIÇÃO DOS SOFTWARES UTILIZADOS

3.3.1 mCalc 3D 4.0

Software nacional que a partir de uma modelagem numérica de barras e nós realiza a análise e dimensionamento de estruturas metálicas 3D. O módulo utilizado segue as orientações das normas NBR 14762:2010 para perfis formados a frio e da NBR 8800:2008 para perfis laminados ou soldados e foi concebido pela Stabile. O software dimensiona por meio do Método dos Elementos Finitos, possui a interface intuitiva e exporta resultados satisfatórios de dimensionamentos e solicitações nas barras.

3.3.2 mCalcAC5.0

O programa é uma extensão do MCalc 3D e realiza a verificação de vigas mistas a partir de valores inseridos pelo usuário, tais como: vão, distância entre vigas, solicitações máximas de esforço cortante e momento fletor. Além disso, pode-se também inserir a altura da laje, escolha do perfil e tipo de aço da viga, tipo de conector de cisalhamento (U formado a frio, U laminado e *Stud Bolt*) e tensão de ruptura do aço do conector. Após a análise, o software exporta um resumo que apresenta dados básicos da geometria e as resistências obtidas com as respectivas relações solicitação/resistência, quantidade de conectores e a distribuição ao longo da viga, o consumo total de aço entre outros.

3.3.3 mCalcLIG5.0

O usuário informa os dados da ligação e as solicitações de cálculo e o mCalcLIG 5.0 calcula ligações e verifica todos os itens dessa ligação gerando a memória de cálculo e detalhamento.

3.3.4 Revit

Desenvolvido pela Autodesk, o Revit funciona por meio de processos e métodos conhecidos como BIM (*Building Information Modeling*). Apoia-se no conceito da interoperabilidade, ou seja, diversos profissionais que atuam em áreas distintas (ou não) podem alimentar um modelo simultaneamente ou fases específicas para garantir uma compatibilização de projeto mais efetiva e, evitando assim, equívocos de projetos que só seriam descobertos posteriormente.

4 RESULTADOS

4.1 MODELAGEM NUMÉRICA E DIVISÃO DOS LAYERS DE PROJETO COM *SOFTWARE* MCALC 3D

Após a modelagem numérica composta de nós e barras, dividiu-se a edificação em *layers* (camadas) por pavimentos de forma a facilitar a inserção das cargas. As figuras 4-1 e 4-2 expõem o resultado da disposição dos perfis estruturais:

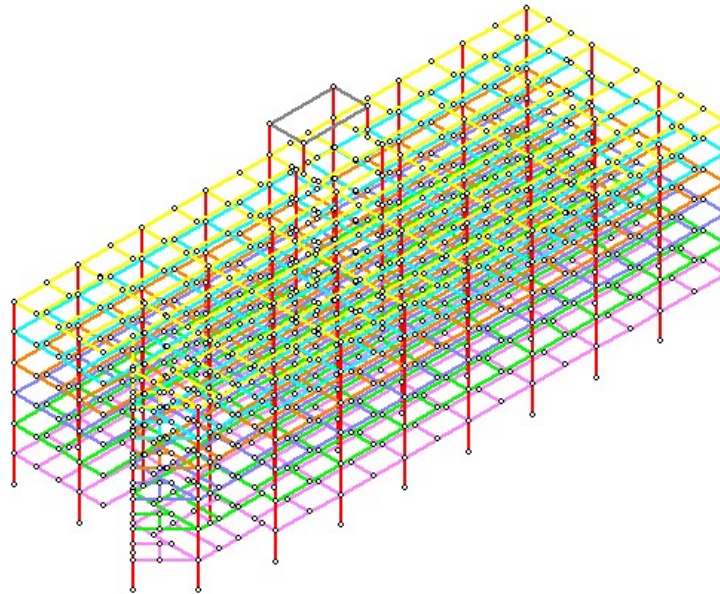


Figura 4-1 Modelo numérico. (Autora, 2018)

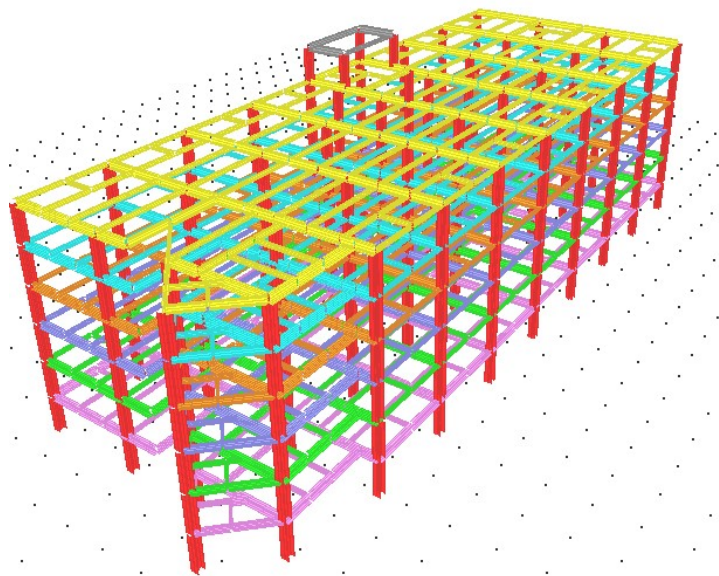


Figura 4-2 Modelo numérico renderizado. (Autora, 2018)

4.2 CONDIÇÕES DE CONTORNO E DIAFRAGMAS RÍGIDOS COM *SOFTWARE* MCALC 3D

Como simplificação, foram inseridos os vínculos engastados nas bases dos pilares para simulação de fundações como elementos rígidos e indeslocáveis. Não foram verificadas as fundações do projeto, dado que os projetos não foram fornecidos. Já os diafragmas rígidos foram inseridos nos locais de lajes moldadas *in loco* e podem ser consideradas sistemas de contraventamento horizontal que fornecem o travamento lateral e rigidez à estrutura. Tais considerações podem ser verificadas na figura 4-3 abaixo:

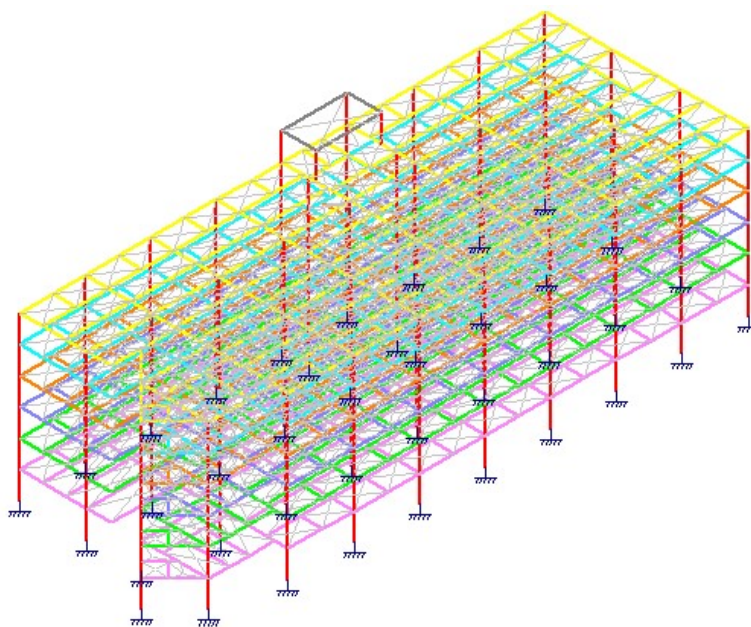


Figura 4-3 Modelo numérico com diafragmas e vínculos inseridos. (Autora, 2018)

4.3 INSERÇÃO DE CARGAS DE PROJETO (AÇÕES) *SOFTWARE* COM MCALC 3D E ST VENTOS

As cargas de projeto que foram divididas em permanentes, variáveis e vento. Foram utilizadas as normas NBR 6120 de Ações para o cálculo de estruturas de edificações revisada (2017) e NBR 6123 de Forças devidas ao vento em edificações (1988). Os valores considerados podem ser verificados nas tabelas 4-1 a 4-4 reproduzidas a seguir.

Tabela 4-1 Cargas variáveis de projeto

Cargas Variáveis	
Item	Peso (kgf/m ²)
Laboratórios	300
Salas de Aula	300
Barriletes	150
Cobertura com acesso para manutenção ou inspeção	100

Tabela 4-2 Cargas Permanentes de projeto por m²

Cargas Permanentes (por área)	
Item	Peso (kgf/m ²)
Laje de concreto (10cm)	250
Argamassa Colante (5mm)	10.5
Granilite (2cm)	46
Forro de gesso com suportes metálicos	40
Total	346.5

Tabela 4-3 Cargas Permanentes de projeto por m

Cargas Permanentes (linear)	
Item	Peso (kgf/m)
Blocos cerâmicos furados (15cm)	555.75
Drywall (9cm)	142.5

Tabela 4-4 Considerações para Cargas de vento do projeto.

Considerações para Cargas de Vento	
Vo	36,00 m/s
Fator Topográfico	S1 = 1,00
Fator de Rugosidade	S2 = Categoria III - Classe C
Fator Estático	S3 = 1,00
Coefficiente de Arrasto para vento a 0°	Ca = 0,70
Coefficiente de Arrasto para vento a 90°	Ca = 1,10

Velocidade Característica de Vento	Vk = 35,28 m/s
Pressão Dinâmica	q = 0,67 kN/m ²
Vento Fachada Frontal	86 kgf/m ²
Vento Fachada Lateral	55 kgf/m ²

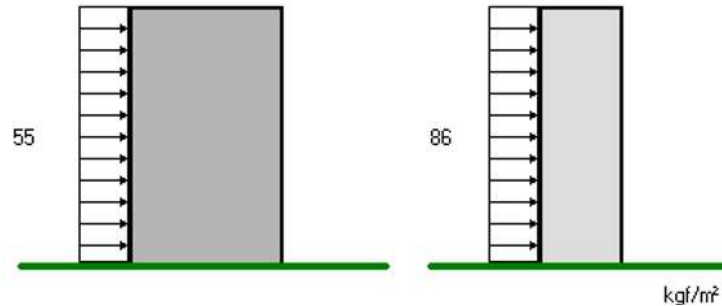


Figura 4-4 Resultado das considerações de Cargas de vento pelo ST Ventos

4.4 COMBINAÇÕES CONSIDERADAS

Alinhado ao que diz Fakury (2016), caso atuem na estrutura mais de uma ação variável, é improvável que os valores característicos sejam simultaneamente iguais ou superiores. Assim, foram consideradas as seguintes combinações para o cálculo, uma para cada ação variável considerada principal, embasadas na norma brasileira NBR 88800 (2008):

$$C1 = A_{G,k} + A_{Q,sc,k} + A_{Q,ve,red} \quad (\text{eq.1})$$

$$C2 = A_{G,k} + A_{Q,ve,k} + A_{Q,sc,red} \quad (\text{eq.2})$$

Onde:

$A_{G,k}$ = Valor característico da ação permanente

$A_{Q,sc,k}$ e $A_{Q,sc,red}$ = Valor característico e reduzido da sobrecarga

$A_{Q,ve,k}$ e $A_{Q,ve,red}$ = Valor característico e reduzido da ação do vento

Além do exposto, também foram também inseridas as combinações do EUROCODE 3 e salienta-se que a fórmula para o cálculo é semelhante à da NBR 8800 (2008), diferenciando-

se nos valores dos coeficientes, sendo (γ) coeficiente de majoração e (ψ) coeficiente de redução, expostos na tabela 4-5 a seguir:

Tabela 4-5 Coeficientes de Majoração e Redução.

Norma	Carga Permanente		Peso Próprio		Carga Variável		Carga de Vento	
	γ	ψ	γ	ψ	γ	ψ	γ	ψ
NBR 8800 (2008)	1,4	-	1,25	-	1,5	0,7	1,4	0,6
EUROCODE 3	1,4	-	1,35	-	1,5	0,9	1,5	0,9

Fonte: ANBT NBR 8800:2008 – EN 1993-1:2005

4.5 ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO (PERFIS E LIGAÇÕES) COM OS *SOFTWARES* MCALC 3D, MCALC LIG E MCALC AC

Foram inseridos no mCalc 3D os perfis soldados contidos no projeto estrutural, conforme a tabela 4-6 abaixo:

Tabela 4-6 Tabela de perfis utilizados no projeto original

Elemento	Perfil	Aço
Pilares	PS 550x19x16	ASTM A36
Vigas Internas	VS 300x32	ASTM A36
Vigas Vão Central	VS 300x38	ASTM A36
Vigas Soldadas	VS 400x58	ASTM A36
Vigas da Borda Direita e Elevador	VS 450x80	ASTM A36
Vigas Soldadas	VS 500x61	ASTM A36
Vigas Principais	VS 600x95	ASTM A36
Vigas Principais	VS 600x125	ASTM A36
Perfil Tubular	Z1 324x12,7	A500 GR B
Conectores de cisalhamento	U 102x8	ASTM- A570 GR.36

Como resultado, foi obtida a porcentagem da relação solicitação e resistência em cada barra com a graduação de cores (figura 4-9) para análise preliminar dos perfis adotados:

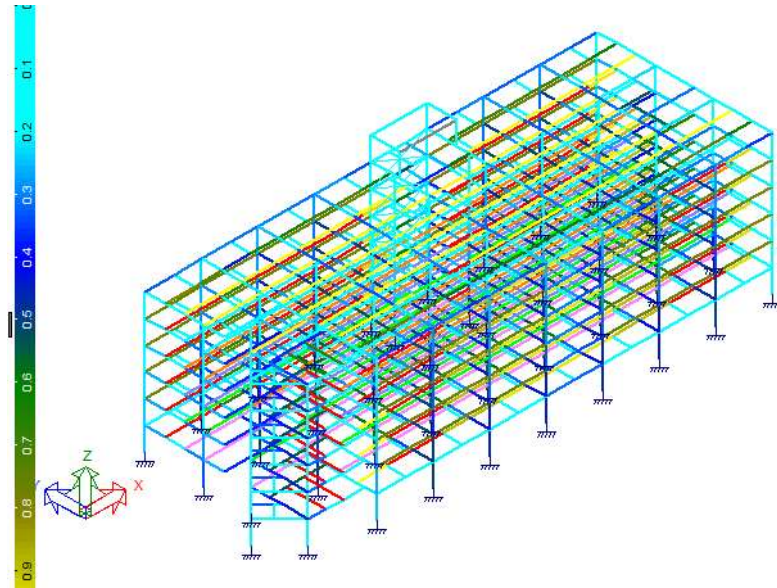


Figura 4-5 Escala de cores correspondente à relação entre solicitações e resistências em cada barra

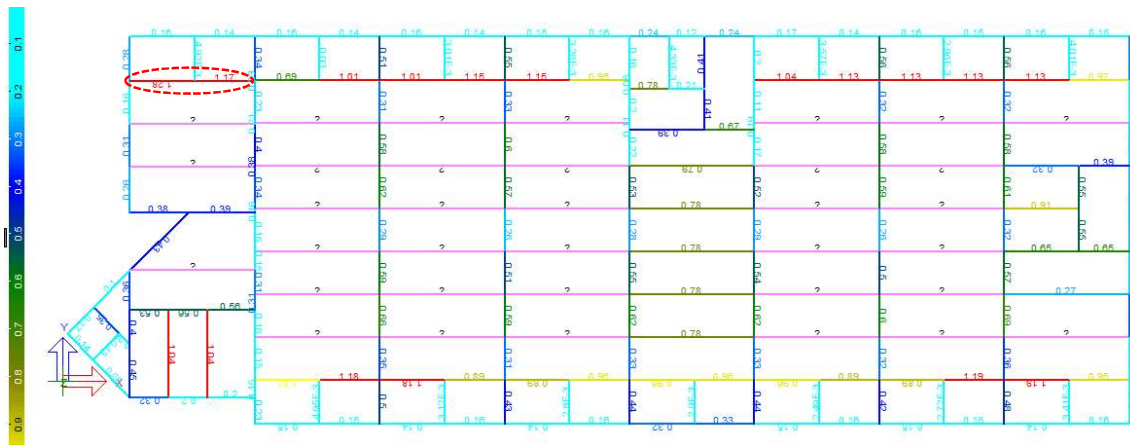


Figura 4-6 Relação Solicitação e Resistência das vigas no primeiro subsolo. Marcação da viga mais solicitada (mCalc 3D)

Todas as barras em vermelho foram dimensionadas com o perfil VS 300x32 e tiveram o limite de relação entre solicitação e resistência superado. Observa-se que a barra grifada na figura 4-6 é a mais solicitada apresentando um valor de 1,28, ou seja, as solicitações superam a resistência do elemento em 28%. As vigas em rosa que aparecem com uma interrogação não foram dimensionadas pelo *software* pois tiveram o limite de esbelteza à tração excedido.

Conforme foi adotado no projeto original, verificou-se a viga mais solicitada em questão como viga mista no software mCalc AC (figura 4-7):

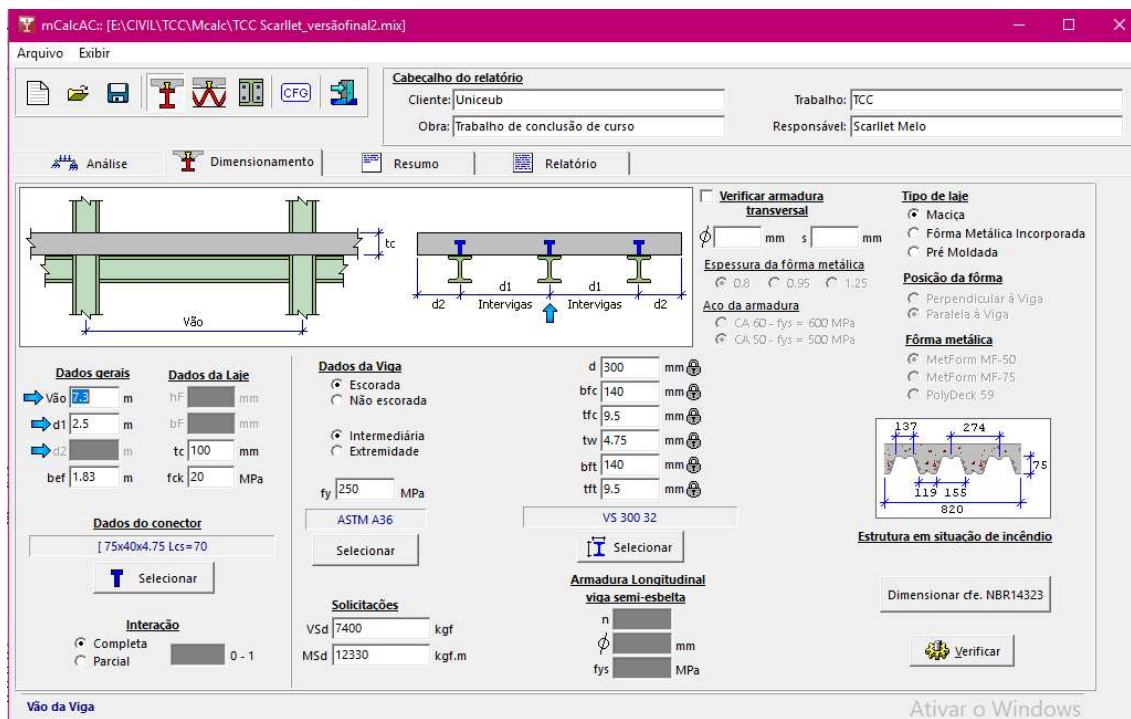


Figura 4-7 Verificação da viga mais solicitada do projeto com o software mCalc AC

A viga que apresentava $\frac{S_d}{R_d}=1,28$ no projeto atendeu aos quesitos impostos pela norma apresentando resultados satisfatórios para força cortante e momento solicitantes (Anexo B). Subentende-se, então, que todas as outras vigas de perfil VS 300x32 que tiveram os limites superados de acordo com a norma NBR 8800 (2008) estão resguardadas por estarem expostas a solicitações inferiores.

Como resultado para os deslocamentos verticais obteve-se que a região das vigas VS 300x32 em vermelho próximas perfil mais solicitado (28%) não atenderam aos limites impostos pela NBR 8800 (2008) e apresentaram uma flecha de 4cm quando o máximo permitido seria de 7mm no meio do vão (figura 4-8). Quando calculados como viga mista, tem-se a flecha de 1,3mm, ou seja, os perfis também atendem à flecha quando calculado considerando a interação aço e concreto seguindo o projeto original.

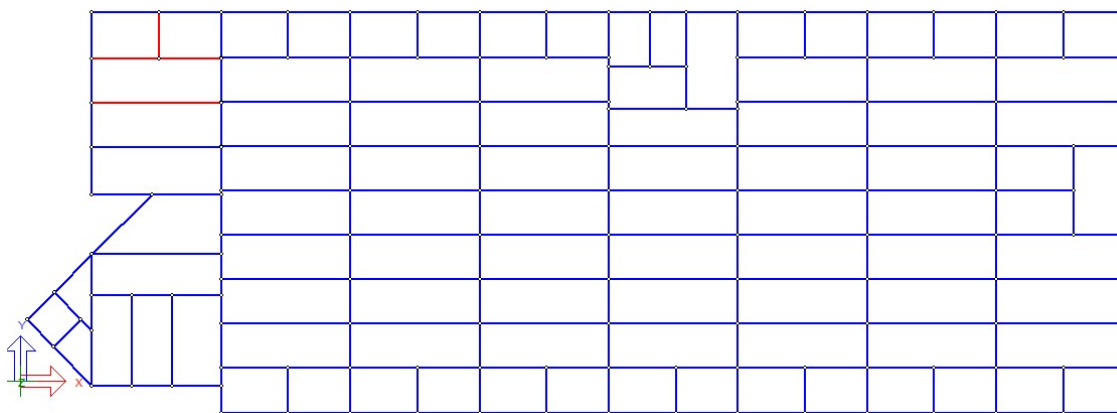


Figura 4-8 Verificação da flecha pra o projeto. (mCalc 3D)

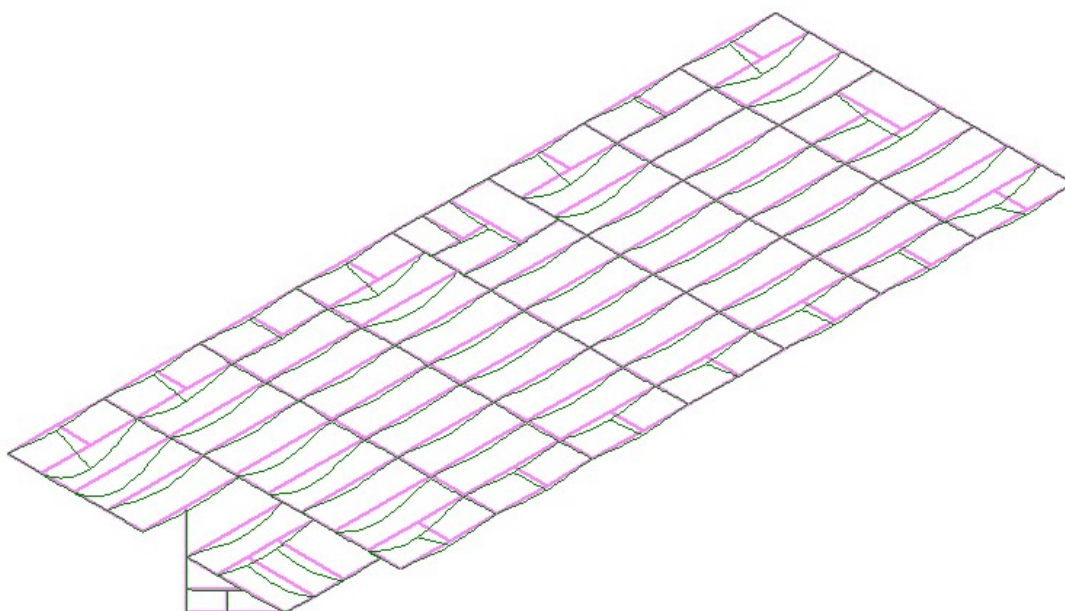


Figura 4-9 Vista em perspectiva para flecha do edifício (mCalc 3D)

Em relação ao máximo deslocamento horizontal considerando bases engastadas seguindo o projeto executado, obteve-se como resultado aproximadamente 9mm quando o máximo deslocamento admitido por norma seria de 37mm (figura 4-10). A relação entre os deslocamentos de 1ª e 2ª ordem foi menor que 1.1, a estrutura é classificada como pequena deslocabilidade e bastaria apenas a análise de 1ª ordem para esse estudo de caso.

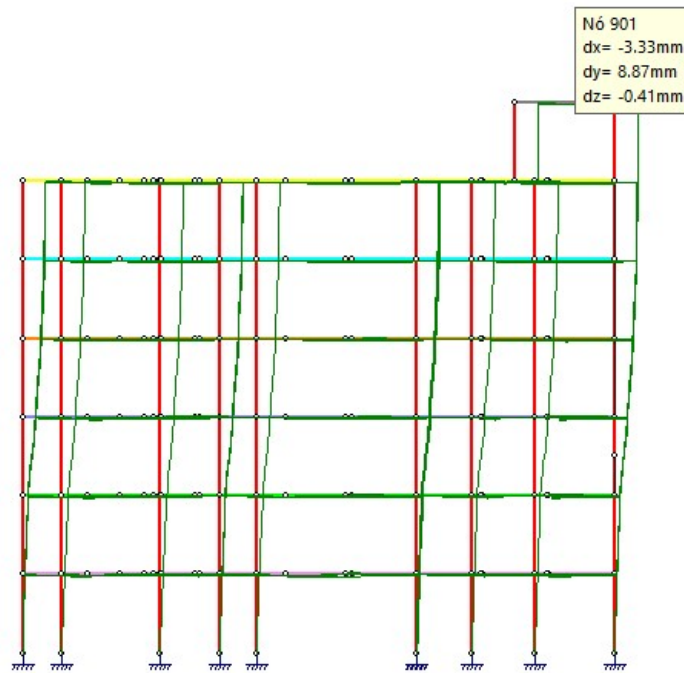


Figura 4-10 Deslocamento horizontal para o estudo de caso considerado. (mCalc 3D)

Os gráficos seguintes se referem às verificações do mCalc AC quanto à FLM (Flambagem local da mesa), à FLA (Flambagem local da alma) e à força de cisalhamento para a viga mais solicitada do projeto para o perfil VS 300x32, em conformidade com os fluxogramas de dimensionamento apresentados na revisão bibliográfica.

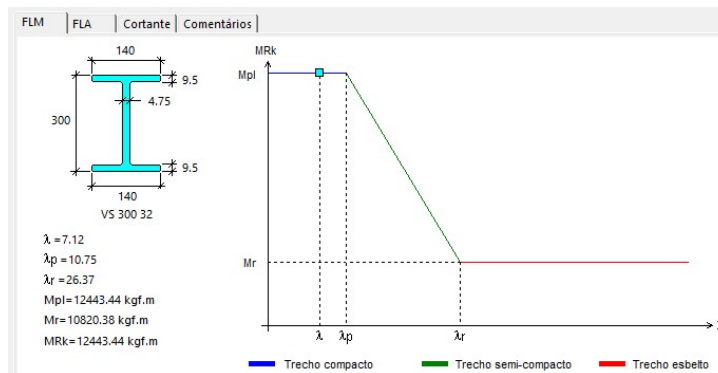


Gráfico 4-1 Verificação da viga mais solicitada para FLM (mCalc AC)

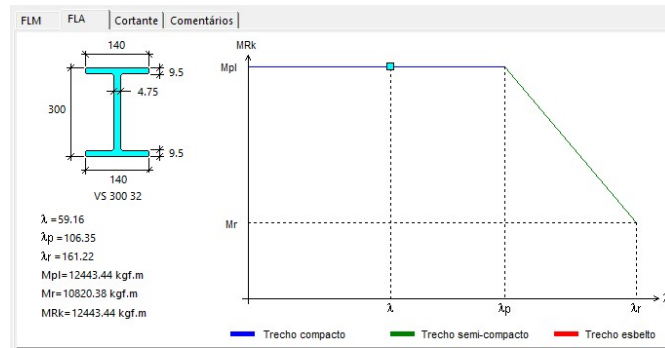


Gráfico 4-2 Verificação da viga mais solicitada para FLA (mCalc AC)

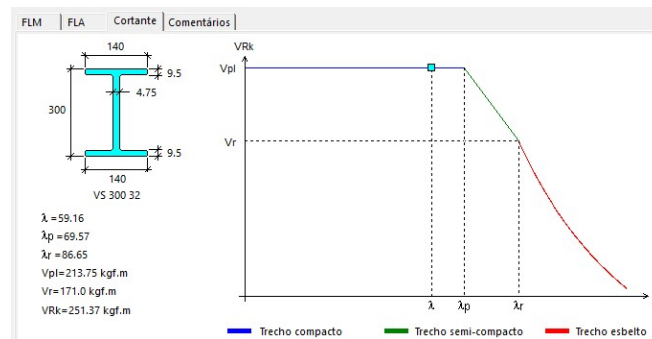


Gráfico 4-3 Verificação da viga mais solicitada para Força Cortante (mCalc AC)

Em seguida, foram dimensionadas uma ligação viga-pilar-viga (Anexo C), uma ligação viga-viga (Anexo E) e uma chapa de base considerando-se pilares de 550mm (Anexo D). Todos os resultados atenderam aos requisitos da norma e apresentaram valores de resistência acima das solicitações, que garantem a boa performance dos elementos considerados.

É importante também verificar o consumo total de aço uma vez que o aço é comercializado por meio do seu peso. Assim, há uma economia no custo com a redução do peso global da obra, além de aliviar as cargas nas fundações. Por fim, com o software mCalc 3D foi possível verificar que o consumo total de aço estimado da edificação foi de 422,3 toneladas.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1 AVALIAÇÃO DOS RESULTADOS

Na primeira análise, contendo os perfis utilizados no edifício e sem considerar a laje de concreto solidarizada por meio de conectores de cisalhamento às vigas (vigas mistas), observou-se que alguns dos perfis nomeados como P11 (VS 300 x 32) não atenderam em termos de resistência às solicitações inseridas.

Empregando-se a solução com vigas mistas biapoiadas ao edifício, chegou-se a um perfil de aço mais leve e com altura de seção transversal menor em comparação com as vigas de aço convencionais. Caso não fossem utilizadas vigas mistas, o perfil mais leve e de menor altura que atenderia às solicitações impostas à peça (sendo a força cortante solicitante de cálculo igual a 7400 kgf e momento solicitante de cálculo igual a 12330 kgf.m) seria o VS 400x49 que resultaria em uma barra aproximadamente 59% solicitada, porém acarretaria em acréscimo de peso e redução na altura útil para a construção (ver Anexo A).

Verificou-se que, mesmo quando fundamentado o cálculo de cargas com coeficientes mais conservadores para as combinações que os da época do projeto elaborados no ano de 1999 (tabela 4-5), os resultados da edificação verificada sugeriram uma folga considerável: com a largura efetiva de 1.83m da laje de 10cm na resistência do sistema proporcionou relações de verificação ao esforço cortante e a determinação do momento resistente de cálculo, respectivamente, na viga que mais solicitada do projeto conforme as equações 3 e 4:

$$\frac{V_{Sd}}{V_{Rd}} = 0.38 < 1.0 \quad (\text{eq.3})$$

$$\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} = 0.59 < 1.0 \quad (\text{eq.4})$$

Desse modo, a estrutura apresentou bom desempenho frente as análises de esforços e transmissão de ações. Percebe-se também que a consideração dos conectores de cisalhamento aderidos à laje que forneceram travamentos laterais ao perfil mais solicitado do projeto (VS 300x32) apresentou-se de forma efetiva pois houve uma redução do comprimento de flambagem com o impedimento da flambagem lateral por torção. O momento solicitante foi sensivelmente reduzido de 128% para 59% quando a peça foi calculada como viga mista.

Foi possível otimizar o projeto alterando-se os perfis dos conectores de U102x40x7.5 (22 conectores de 16,5 kgf por viga espaçados a 31 cm) do projeto original para 75x40x4.75

(24 conectores de 10kgf por viga espaçados a 31 cm), e seria possível reduzir 6,5 kgf por elemento de viga (Anexo B).

Do exposto, pode-se constatar que a solução de estrutura metálica e vigas mistas para o presente edifício foram adequadas e suficientes para vencer os vãos de 7,3m, apresentando desempenho satisfatório e resultando em um peso estimado global de 422,3 toneladas (figura 5-1). Em suma, comprova-se o aço como potencial material estrutural para esse estudo de caso.

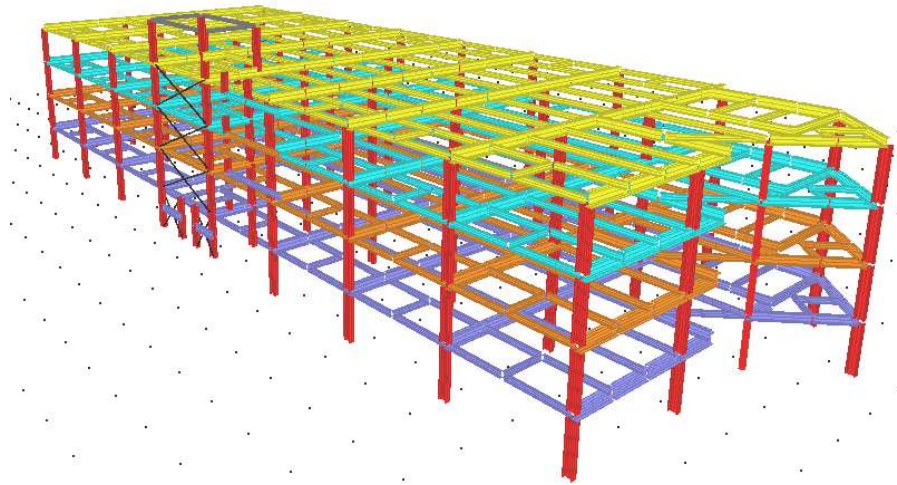


Figura 5-1 Representação dos elementos estruturais aporticados e contraventamentos do projeto. mClac 3D

5.2 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

- a. Realizar a mesma concepção estrutural, porém com foco em dimensionamento de todas as ligações parafusadas e/ou soldadas;
- b. Estudar a mesma concepção estrutural, porém com variação na rigidez das ligações para avaliar o comportamento da edificação;
- c. Fazer comparações de custos entre o sistema de alvenaria comum e estrutura metálica para concepção deste projeto;
- d. Realizar um comparativo de resultados para dimensionamento do projeto com *softwares* de aço distintos e utilização de vigas mistas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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

ABNT NBR 6120:2017. Revisada. *Ações para o cálculo de estruturas de edificações*. Rio de Janeiro: ABNT, 2017.

ABNT NBR 6123:1988. *Forças devidas ao vento em edificações*. Rio de Janeiro: ABNT, 1988.

BESSA CESARINO, Y. (2018). Estudo Analítico e Numérico via MEF Da Instabilidade de Vigas Metálicas em Situação de Incêndio. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.DM-22A/18, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental de Brasília, DF, 216 p.

CBCA, Centro Brasileiro da Construção em Aço. A Evolução da Construção em Aço no Brasil. Disponível em: <<http://www.cbca-acobrasil.org.br/site/noticias-detalhes.php?cod=7074>>. Acesso em: 14 nov. 2018.

CHING, Francis D.K. *Sistemas estruturais ilustrados: padrões, sistemas e projeto* / Francis D. K. Ching, Barry S. Onouye, Douglas Zuberbuhler; tradução: Alexandre Salvaterra. – 2. Ed – Porto Alegre: Bookman, 2015.

DIAS, Luís Andrade de Mattos. *Estruturas de aço: conceitos, técnicas e linguagem*. Luís Andrade de Mattos Dias. São Paulo. Ziguete Editora, 1997.

EUROCODE3. ENV - 1993-1-1:1992/A2, Annex J, Design of Steel Structures – Joints in Building Frames. CEN, European Committee for Standardisation, Document CEN/TC 250/SC 3, 1998.

FAKURY, Ricardo Hallal. *Dimensionamento de elementos estruturais de aço e mistos de aço e concreto* / Ricardo Hallal Fakury, Ana Lydia Reis de Castro e Silva, Rodrigo Barreto Caldas. – São Paulo : Pearson Education do Brasil, 2016.

PFEIL, Walter. *Estruturas de aço: dimensionamento prático* / Walter Pfeil, Michele Pfeil. - 8 ed. - **[Reimpr.]**. - Rio de Janeiro : LTC, 2016.

PINHEIRO, Antonio Carlos da Fonseca Bragança. Estruturas Metálicas: cálculos, detalhes, exercícios e projetos / Antonio Carlos da Fonseca Bragança Pinheiro – São Paulo: Blucher, 2005.

REBELLO, Yopanan Conrado Pereira, 1949 - A Concepção Estrutural e a Arquitetura / Yopanan Conrado Pereira Rebello. -São Paulo: Zigurate Editora, 2000.

SILVA, Valdir Pignatta – Estruturas de aço para edifícios: aspectos tecnológicos e de concepção / Valdir Pignatta e Silva, Fabio Domingos Pannoni – São Paulo: Blucher, 2010.

VASCONCELLOS, Alexandre Luiz (rev.). Instituto Aço Brasil Ligações em estruturas metálicas. Volume 1 / Instituto Aço Brasil, Rio de Janeiro: Instituto Aço Brasil /CBCA, 2011.

ANEXO A

Conforme NBR 8800:2008 e NBR 14762:2010

DIMENSIONAMENTO DA VIGA MAIS SOLICITADA DO PROJETO SEM CONSIDERAR INFLUÊNCIA DE VIGA MISTA

Perfil: VS 400 49
Aço: ASTM A36 $f_y = 250 \text{ MPa}$ $f_u = 400 \text{ MPa}$

COMPRIMENTOS DA BARRA
 $K_x L_x = 3.53 \text{ m}$ $K_z L_z = 3.53 \text{ m}$
 $K_y L_y = 3.53 \text{ m}$ $L_b = 3.53 \text{ m}$

1. Cálculo da Tração

$C_T = 1.00$ Coeficiente de redução da área líquida
 $A_n = 0.01 \text{ m}^2$ Área líquida da seção transversal
 $A_e = C_T \cdot A_n = 0.01 \text{ m}^2$ Área líquida efetiva da seção transversal

$$N_{tRd1} = \frac{A \cdot f_y}{1,10} = 140915.91 \text{ kgf} \quad \text{Resistência de escoamento}$$

$$N_{tRd2} = \frac{A_e \cdot f_u}{1,35} = 183712.59 \text{ kgf} \quad \text{Resistência à ruptura}$$

$$N_{tRd} = 140915.91 \text{ kgf} \quad \text{Força normal resistente de cálculo à tração}$$

$$\frac{\text{SOLIC.}}{\text{RESIST.}} = \frac{N_{tSd}}{N_{tRd}} = 0.00 < 1,00 \quad \text{OK!}$$

2. Cálculo da Compressão

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(K_y \cdot L_y)^2} = 2755213.08 \text{ kgf}$$

$$N_{ez} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(K_z \cdot L_z)^2} = 200783.65 \text{ kgf}$$

$$N_{et} = \frac{1}{r_o^2} \cdot \left[\frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K_t \cdot L_t)^2} + G \cdot J \right] = 291536.09 \text{ kgf}$$

$$H = 1 - \frac{\chi_o^2}{r_o^2} = 1.00$$

$$N_{ext} = \frac{N_{ex} + N_{et}}{2 \cdot H} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot N_{ex} \cdot N_{et} \cdot H}{(N_{ex} + N_{et})^2}} \right] = 291536.09 \text{ kgf}$$

$$N_e = 200783.65 \text{ kgf}$$

$Q = 0.90$ Fator de redução associado à instabilidade local

$$N_{pl} = A \cdot f_y = 155007.50 \text{ kgf}$$

$$\lambda_o = \sqrt{\frac{Q \cdot N_{pl}}{N_e}} = 0.84$$

$$\lambda_o \leq 1,5 \text{ então } \chi = 0,658 (\lambda_o)^2 = 0.75$$

$$N_{cRd} = \frac{\chi \cdot Q \cdot A \cdot f_y}{1,10} = 95096.95 \text{ kgf}$$

$$\frac{\text{SOLIC.}}{\text{RESIST.}} = \frac{N_{cSd}}{N_{cRd}} = 0.00 < 1,00 \quad \text{OK!}$$

3. Cálculo da Resistência à Flexão - eixo Y

$\sigma_r = 7500000.00 \text{ kgf/m}^2$ Tensão residual
 $W = 0.00 \text{ m}^3$ Módulo resistente elástico
 $Z = 0.00 \text{ m}^3$ Módulo resistente plástico
 $M_{pl} = Z \cdot f_y = 24264.46 \text{ kgf.m}$ Momento fletor de plastificação da seção

3.1. FLT - Flambagem Lateral com Torção

$$\lambda = \frac{L_b}{r_z} = 78.07 \quad \text{Parâmetro de esbeltez}$$

$$\lambda_p = 1,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 49.78 \quad \text{Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação}$$

$$\beta_1 = 0.05$$

$$\lambda_r = \frac{1,38 \cdot \sqrt{I_y \cdot I_t}}{r_y \cdot I_t \cdot \beta_1} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot C_w \cdot \beta_1^2}{I_y}}} = 137.83 \quad \text{Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento}$$

escoamento

$M_r = (f_y - \sigma_r) \cdot W = 15218.89 \text{ kgf.m}$ Momento fletor correspondente ao início do escoamento
 $C_b = 1.60$ Fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme

$$M_{cr} = \frac{C_b \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_b^2} \cdot \sqrt{\frac{C_w}{I_y} \cdot \left(1 + 0,039 \cdot \frac{I_t \cdot L_b^2}{C_w}\right)} \leq M_{pl} = 24264.46 \text{ kgf.m} \quad \text{Momento fletor de flambagem elástica}$$

elástica

$$\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \quad \text{então} \quad M_{Rk} = C_b \cdot \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq M_{pl}$$

$$M_{Rk}^{FLT} = 24264.46 \text{ kgf.m} \quad \text{Momento fletor resistente característico para o estado limite FLT}$$

3.2. FLM - Flambagem Local da Mesa

$$\lambda = \frac{b}{t} = 10.19 \quad \text{Parâmetro de esbeltez}$$

$$\lambda_p = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 10.75 \quad \text{Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação}$$

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} = 0.51$$

$$\lambda_r = 0,95 \cdot \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)/k_c}} = 23.03 \quad \text{Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento}$$

$$M_{cr} = \frac{0,90 \cdot E \cdot k_c}{\lambda^2} \cdot W_c = 77469.92 \text{ kgf.m} \quad \text{Momento fletor de flambagem elástica}$$

$$\lambda \leq \lambda_p \text{ então } M_{Rk} = \frac{M_{pl}}{1,10}$$

$$M_{Rk}^{FLM} = 24264.46 \text{ kgf.m} \quad \text{Momento fletor resistente característico para o estado limite FLM}$$

3.3. FLA - Flambagem Local da Alma

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{60.48}{1} \quad \text{Parâmetro de esbeltez}$$

$$\lambda_p = 3,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 106.35 \quad \text{Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação}$$

$$\lambda_r = 5,70 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 161.22 \quad \text{Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento}$$

$$M_r = W \cdot f_y = 21741.27 \text{ kgf.m} \quad \text{Momento fletor correspondente ao início do escoamento}$$

$$\lambda \leq \lambda_p \text{ então } M_{Rk} = \frac{M_{pl}}{1,10}$$

$$M_{Rk}^{FLA} = 24264.46 \text{ kgf.m} \quad \text{Momento fletor resistente característico para o estado limite FLA}$$

$$M_{Rk} = 24264.46 \text{ kgf.m} \quad \text{Momento fletor resistente característico}$$

$$M_{yRd} = \frac{M_{Rk}}{1,10} = 22058.60 \text{ kgf.m} \quad \text{Momento fletor resistente de cálculo}$$

$$\frac{\text{SOLIC.}}{\text{RESIST.}} = \frac{M_{ySd}}{M_{yRd}} = 0.58 < 1,00 \quad \text{OK!}$$

4. Cálculo da Resistência à Flexão - eixo Z

$$\sigma_r = 7500000.00 \text{ kgf/m}^2 \quad \text{Tensão residual}$$

$$W = 0.00 \text{ m}^3 \quad \text{Módulo resistente elástico}$$

$$Z = 0.00 \text{ m}^3 \quad \text{Módulo resistente plástico}$$

$$M_{pl} = Z \cdot f_y = 4844.51 \text{ kgf.m} \quad \text{Momento fletor de plastificação da seção}$$

4.1. FLM - Flambagem Local da Mesa

$$\lambda = \frac{b}{t} = 10.53 \quad \text{Parâmetro de esbeltez}$$

$$\lambda_p = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 10.75 \quad \text{Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação}$$

$$\lambda_r = 0,95 \cdot \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)/k_c}} = 23.03 \quad \text{Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento}$$

$$\lambda \leq \lambda_p \text{ então } M_{Rk} = \frac{M_{pl}}{1,10}$$

$$M_{Rk}^{FLM} = 4844.51 \text{ kgf.m} \quad \text{Momento fletor resistente característico para o estado limite FLM}$$

$$M_{Rk} = 4844.51 \text{ kgf.m} \quad \text{Momento fletor resistente característico}$$

$$M_{zRd} = \frac{M_{Rk}}{1,10} = 4404.10 \text{ kgf.m} \quad \text{Momento fletor resistente de cálculo}$$

$$\frac{\text{SOLIC.}}{\text{RESIST.}} = \frac{M_{zSd}}{M_{zRd}} = 0.00 < 1,00 \quad \text{OK!}$$

5. Cálculo da Resistência ao cortante - eixo Y

$$\lambda = \frac{h}{t} = 21.05 \quad \text{Parâmetro de esbeltez}$$

$$k_v = 5.00 \quad \text{Coeficiente de flambagem local por cisalhamento}$$

$$\lambda_p = 1,10 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_y}} = 69.57 \quad \text{Parâmetro de esbeltez limite para plastificação}$$

$$\lambda_r = 1,37 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_y}} = 86.65 \quad \text{Parâmetro de esbeltez limite para início de escoamento}$$

$$A_w = 0.00 \text{ m}^2 \quad \text{Área efetiva de cisalhamento}$$

$$V_{pl} = 0,60 \cdot A_w \cdot f_y = 37905.00 \text{ kgf} \quad \text{Força cortante correspondente à plastificação}$$

$$\lambda \leq \lambda_p \quad \text{então} \quad V_{Rk} = V_{pl}$$

$$V_{yRd} = \frac{V_{Rk}}{1,10} = 34459.09 \text{ kgf} \quad \text{Resistência ao esforço cortante em relação ao eixo Y}$$

$$\frac{\text{SOLIC.}}{\text{RESIST.}} = \frac{V_{ySd}}{V_{yRd}} = 0.00 < 1,00 \quad \text{OK!}$$

6. Cálculo da Resistência ao cortante - eixo Z

$$\lambda = \frac{h}{t} = 60.48 \quad \text{Parâmetro de esbeltez}$$

$$k_v = 5.00 \quad \text{Coeficiente de flambagem local por cisalhamento}$$

$$\lambda_p = 1,10 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_y}} = 69.57 \quad \text{Parâmetro de esbeltez limite para plastificação}$$

$$\lambda_r = 1,37 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_y}} = 86.65 \quad \text{Parâmetro de esbeltez limite para início de escoamento}$$

$$A_w = 0.00 \text{ m}^2 \quad \text{Área efetiva de cisalhamento}$$

$$V_{pl} = 0,60 \cdot A_w \cdot f_y = 37800.00 \text{ kgf} \quad \text{Força cortante correspondente à plastificação}$$

$$\lambda \leq \lambda_p \quad \text{então} \quad V_{Rk} = V_{pl}$$

$$V_{zRd} = \frac{V_{Rk}}{1,10} = 34363.64 \text{ kgf} \quad \text{Resistência ao esforço cortante em relação ao eixo Z}$$

$$\frac{\text{SOLIC.}}{\text{RESIST.}} = \frac{V_{zSd}}{V_{zRd}} = 0.27 < 1,00 \quad \text{OK!}$$

7. Equações de Interação

$$\frac{N_{tSd}}{2 \cdot N_{tRd}} + \left(\frac{M_{xSd}}{M_{xRd}} + \frac{M_{ySd}}{M_{yRd}} \right) = 0.58$$

$$\frac{N_{cSd}}{2 \cdot N_{cRd}} + \left(\frac{M_{xSd}}{M_{xRd}} + \frac{M_{ySd}}{M_{yRd}} \right) = 0.58$$

ANEXO B



DIMENSIONAMENTO VIGA MISTA

1. Dados gerais da viga mista

Características da viga	
Vão	7.3 m
Intervigas (d1)	2.5 m
Sistema de construção	Escorada
Posicionamento da viga	Viga intermediária
Tipo de interação	Completa

Características da laje de concreto (fck = 20 MPa)	
Largura da Laje de concreto adotada (bef)	1.83 m
Espessura da Laje (te)	100 mm
Tipo de laje	Maciça

Características do perfil	
Perfil	VS 300x32
Limite de escoamento do perfil (fy)	250 MPa
Altura do perfil (d)	300 mm
Momento de inércia do perfil (Ia)	6492.23 cm ⁴

Característica dos conectores	
Tipo	[75x40x4.75 Lcs=70

Solicitações de cálculo	
Momento fletor máximo de cálculo (MSd)	12330 kgf.m
Esforço cortante máximo de cálculo (VSd)	7400 kgf

2. Verificação da esbeltez

$$\frac{h}{t_w} = 59.16 \quad \text{Esbeltez da viga.}$$

$$3,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 106.35 \quad \text{Esbeltez limite da viga.}$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 3,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad \text{A viga não é esbelta.}$$

3. Avaliação da posição da linha neutra plástica na laje de concreto

$(A \cdot f_y)_a$: é o produto da área da seção da viga de aço pela sua resistência ao escoamento.

$$\frac{0,85 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot t_c}{1,40} = 222214,3 \text{ kgf} \quad \text{Força de plastificação da laje de concreto.}$$

$$\frac{(A \cdot f_y)_a}{1,10} = 90789,77 \text{ kgf} \quad \text{Força de plastificação do perfil de aço.}$$

Conector: [75x40x4.75 Lcs=70

$t_f = 4,75\text{E-}3 \text{ m}$ Espessura da mesa do conector.

$t_w = 4,75\text{E-}3 \text{ m}$ Espessura da alma do conector.

$L_{cs} = 0,07 \text{ m}$ Comprimento do perfil U.

$$q_{Rd} = \frac{0,3 \cdot (t_f + 0,5 \cdot t_w) \cdot L_{cs} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_c}}{1,25} = 7810,34 \text{ kgf}$$

$$\frac{T_d}{q_{Rd}} = 12 \quad \text{Número de conectores para metade do vão}$$

$$\frac{0,85 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot t_c}{1,40} \geq \frac{(A \cdot f_y)_a}{1,10} \quad \text{A linha neutra plástica passa na laje de concreto.}$$

$$T_{ad} = \frac{(A \cdot f_y)_a}{1,10} = 90789,77 \text{ kgf} \quad \text{Resistência de cálculo da região tracionada do perfil de aço.}$$

$$a = \frac{T_{ad}}{0,85 \cdot f_{ck} \cdot b} \leq t_c = 4,09 \text{ cm} \quad \text{Espessura comprimida da laje.}$$

$$C_{cd} = \frac{0,85 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot a}{1,40} = 90789,77 \text{ kgf} \quad \text{Resistência de cálculo da região comprimida da laje}$$

4. Determinação do momento resistente de cálculo

β_{vm} coeficiente dado conforme a capacidade de rotação da ligação. Para vigas biapoiadas é igual a 1,00.

$$M_{Rd} = \beta_{vm} \cdot T_{ad} \cdot \left[d_1 + h_f + t_c - \frac{a}{2} \right] = 20842,75 \text{ kgf.m} \quad \text{Resistência de cálculo ao momento fletor.}$$

$$\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} = 0,59 \leq 1,0 \quad \text{OK!}$$

5. Verificação ao esforço cortante

$\lambda = 59,16$ Parâmetro de esbeltez.

$\lambda_p = 69,57$ Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação.

$\lambda_r = 86,65$ Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento.

$A_w = 1,43\text{E-}3 \text{ m}^2$ Área efetiva de cisalhamento.

$$V_{pl} = 0,60 \cdot A_w \cdot f_y = 21375 \text{ kgf} \quad \text{Força cortante correspondente à plastificação.}$$

$$V_{Rk} = V_{pl} = 21375 \text{ kgf} \quad \text{Força cortante resistente característica.}$$

$$V_{Rd} = \frac{V_{Rk}}{1,10} = 19431.82 \text{ kgf} \quad \text{Força cortante resistente de cálculo.}$$

$$\frac{V_{Sd}}{V_{Rd}} = 0.38 \leq 1.0 \quad \text{OK!}$$

6. Distribuição dos conectores

Distância interconectores = 317.39 mm

Número total de conectores ao longo do vão: 24

Distribuição: 1 linha com 24 conectores

6.1. Verificação dos espaçamentos máximos e mínimos

$$e_{\text{máx}} = 8 \cdot t_c = 800 \text{ mm}$$

$$317.39 \text{ mm} \leq 800 \text{ mm} \quad \text{OK!}$$

$$e_{\text{mín}} = b_f = 40 \text{ mm}$$

$$317.39 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \quad \text{OK!}$$

7. Determinação da inércia da viga mista: Análise elástica simplificada

$$E_c = 0.85 \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} = 21287.37 \text{ MPa} \quad \text{Módulo de elasticidade do concreto.}$$

$\kappa = 3$ Coeficiente que leva em conta a fluência do concreto no cálculo da relação modular.

$$R_{MO} = \frac{E_a}{E_c} = 9.4 \quad \text{Relação modular para ações de curta duração.}$$

$$R_M = \kappa \cdot R_{MO} = 28.19 \quad \text{Relação modular para ações de longa duração.}$$

Para ações de curta duração

$I_{tr} = 21374.97 \text{ cm}^4$ Momento de inércia da seção mista homogeneizada.

Para ações de longa duração

$I_{tr} = 16925.73 \text{ cm}^4$ Momento de inércia da seção mista homogeneizada.

8. Peso da viga de aço e conectores

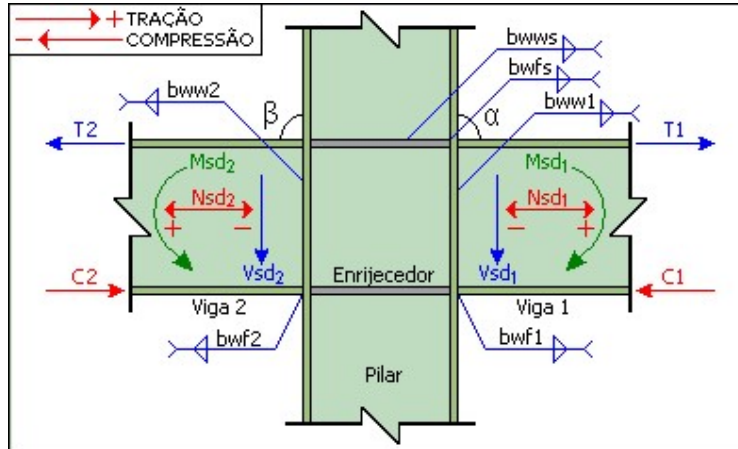
Perfil: VS 300 32 com [75x40x4.75 Lcs=70 a cada 317.39 mm

Viga	
Perfil	Peso
VS 300 32	31 kgf/m
24 [75x40x4.75 Lcs=70	10 kgf
Peso Total	239 kgf

ANEXO C

Cliente:	TCC ScarletOrlândi Leite de Melo
Obra:	Bloco 9 - UniCEUB Asa Norte
Responsável:	Scarlet Melo

LIGAÇÃO VIGA-PILAR SOLDADA.



1.DADOS DE ENTRADA

Pilar	
Perfil	PS 550 x 550 x 19 x 16
Altura (d)	550 mm
Largura da mesa (bf)	550 mm
Espessura da mesa (tf)	19 mm
Espessura alma (tw)	16 mm
Recorte na alma da viga	10 mm
Aço	ASTM A36
Tensão de escoamento (fy)	250 MPa
Tensão de ruptura (fu)	400 MPa

Viga 1	
Perfil	VS 450 80
Altura (d)	450 mm
Largura da mesa (bf)	200 mm
Espessura da mesa (tf)	19 mm
Espessura alma (tw)	6.3 mm
Ângulo Viga-Pilar	90
Aço	ASTM A36
Tensão de escoamento (fy)	250 MPa
Tensão de ruptura (fu)	400 MPa

Viga 2	
Perfil	VS 300 32
Altura (d)	300 mm

Largura da mesa (bf)	140 mm
Espessura da mesa (tf)	9.5 mm
Espessura alma (tw)	4.75 mm
Ângulo Viga-Pilar	90
Aço	ASTM A36
Tensão de escoamento (fy)	250 MPa
Tensão de ruptura (fu)	400 MPa

Solda	
Eletrodo	7 ou E 70XX
Espessura da perna de solda na mesa do pilar	6 mm
Espessura da perna de solda entre alma do pilar e enrijecedores	6 mm
Espessura da perna de solda na alma da viga 1	6 mm
Espessura da perna de solda nas mesas da viga 1	6 mm
Espessura da perna de solda na alma da viga 2	6 mm
Espessura da perna de solda nas mesas da viga 2	6 mm
Tensão de ruptura da solda (fw)	485 MPa

Solicitações de cálculo: Combinação 7	
Esforço normal atuante na viga 1 (NSd1)	876.96 kgf
Esforço cortante atuante na viga 1 (VSd1)	8306.03 kgf
Momento fletor na viga 1 (MSd1)	11239.54 kgf.m
Esforço normal atuante na viga 2 (NSd2)	1433.72 kgf
Esforço cortante atuante na viga 2 (VSd2)	3617.66 kgf
Momento fletor na viga 2 (MSd2)	4882.37 kgf.m

VIGA 1

2.Verificação das mesas da viga

T = 26516.3 kgf Esforço máximo na mesa tracionada.
 C = 25639.34 kgf Esforço máximo na mesa comprimida.

2.1.Verificação da mesa tracionada

Af = 3.8E-3 m² Área da mesa.

$$F_{Rd} = \frac{A_f \cdot f_{yv}}{1,10} = 86363.63 \text{ kgf}$$

$$F_{Rd} \geq T \quad \text{OK!}$$

$$\frac{\text{Solicitação}}{\text{Resistência}} = \frac{T}{F_{Rd}} = 0.31 \leq 1.0 \quad \text{OK!}$$

2.2.Verificação da mesa comprimida

Af = 3.8E-3 m² Área da mesa.

$$\lambda = 5.26$$

$$\lambda_p = 0,56 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_{yw}}} = 15.84$$

$$\lambda_r = 1,03 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_{yw}}} = 29.13$$

$\lambda \leq \lambda_p$ então:

$$Q_s = 1,00$$

$$F_{Rd} = \frac{Q_s \cdot A_f \cdot f_{yw}}{1,10} = 86363.63 \text{ kgf}$$

$F_{Rd} \geq C$ **OK!**

$$\frac{\text{Solicitação}}{\text{Resistência}} = \frac{C}{F_{Rd}} = 0.3 \leq 1.0 \quad \text{OK!}$$

3. Verificação da alma da viga

3.1. Resistência da alma da viga ao esforço normal

$F_n = 24116.91 \text{ kgf}$ Esforço máximo na alma da viga.
 $A_{wv} = 2.47E-3 \text{ m}^2$ Área efetiva da alma da viga.

$$F_{Rdnw} = \frac{A_{wv} \cdot f_{uw}}{1,35} = 73173.34 \text{ kgf}$$

$F_{Rdnw} \geq F_n$ **OK!**

$$\frac{\text{Solicitação}}{\text{Resistência}} = \frac{F_n}{F_{Rdnw}} = 0.3 \leq 1.0 \quad \text{OK!}$$

3.2. Resistência da alma da viga ao esforço cortante

$A_{wv} = 2.47E-3 \text{ m}^2$ Área efetiva da alma da viga.

$$F_{Rdvw} = \frac{0,6 \cdot A_{wv} \cdot f_{uv}}{1,35} = 43904 \text{ kgf}$$

$F_{Rdvw} \geq V_{sd}$ **OK!**

$$\frac{\text{Solicitação}}{\text{Resistência}} = \frac{V_{sd}}{F_{Rdvw}} = 0.19 \leq 1.0 \quad \text{OK!}$$

4. Verificação da necessidade de enrijecedores

4.1. Verificação da necessidade de enrijecedores comprimidos

$$B_{r1} = \frac{(t_{fv} + 5 \cdot t_{fc}) \cdot t_{wc} \cdot f_{yc}}{1,10} = 41454.55 \text{ kgf}$$

$$B_{r2} = \frac{22 \cdot t_{fc}^3}{(d_c - 2 \cdot t_{fc})} \cdot \frac{\sqrt{E \cdot f_{yc}}}{1,10} = 189454.91 \text{ kgf}$$

$B_r = 41454.55 \text{ kgf}$ Resistência da região comprimida.

$B_r \geq C$ Ok, não precisa usar enrijecedor na mesa comprimida!

4.2. Verificação da necessidade de enrijecedores tracionados

$$T_{r1} = \frac{(t_{fv} + 5 \cdot t_{fc}) \cdot t_{wc} \cdot f_{yc}}{1,10} = 41454.55 \text{ kgf}$$

$$T_{r2} = \frac{6 \cdot t_{fc}^2 \cdot f_{yc}}{1,10} = 49227.27 \text{ kgf}$$

$T_r = 41454.55 \text{ kgf}$ Resistência da região tracionada.

$T_r \geq T$ Ok, não precisa usar enrijecedor na mesa tracionada!

5.Verificação das soldas

5.1.Soldas entre as mesas da viga e a mesa da coluna

$F_{smax} = 26516.3 \text{ kgf}$ Solicitação máxima nas mesas da viga.
 $A_{solda} = 0.02 \text{ m}^2$ Área efetiva dos cordões de solda.

$$F_{Rdw1} = \frac{0,6 \cdot A_{solda} \cdot \sqrt{2} \cdot f_{yw}}{1,10} = 360000 \text{ kgf}$$

$$F_{Rdw2} = \frac{0,6 \cdot A_{solda} \cdot f_w}{1,35} = 402390.91 \text{ kgf}$$

$$F_{Rdw} = 360000 \text{ kgf}$$

$$F_{Rdw} \geq F_{smax} \text{ OK!}$$

$$\frac{\text{Solicitação}}{\text{Resistência}} = \frac{F_{smax}}{F_{Rdw}} = 0.07 \leq 1.0 \text{ OK!}$$

5.2.Soldas entre a alma da viga e a mesa da coluna

$F_{res} = 5332854 \text{ kgf/m}^2$ Tensão resultante na alma da viga.

$$f_{Rdw1} = \frac{0,6 \cdot \sqrt{2} \cdot f_{yw}}{1,10} = 19284730 \text{ kgf/m}^2$$

$$f_{Rdw2} = \frac{0,6 \cdot f_w}{1,35} = 21555556 \text{ kgf/m}^2$$

$$f_{Rdw} = 19284730 \text{ kgf/m}^2$$

$$f_{Rdw} \geq f_{res} \text{ OK!}$$

$$\frac{\text{Solicitação}}{\text{Resistência}} = \frac{f_{res}}{f_{Rdw}} = 0.28 \leq 1.0 \text{ OK!}$$

VIGA 2

2.Verificação das mesas da viga

$T = 17523.64 \text{ kgf}$ Esforço máximo na mesa tracionada.
 $C = 16089.92 \text{ kgf}$ Esforço máximo na mesa comprimida.

2.1.Verificação da mesa tracionada

$A_f = 1.33E-3 \text{ m}^2$ Área da mesa.

$$F_{Rd} = \frac{A_f \cdot f_{yw}}{1,10} = 30227.27 \text{ kgf}$$

$$F_{Rd} \geq T \text{ OK!}$$

$$\frac{\text{Solicitação}}{\text{Resistência}} = \frac{T}{F_{Rd}} = 0.58 \leq 1.0 \quad \text{OK!}$$

2.2. Verificação da mesa comprimida

$A_f = 1.33 \times 10^{-3} \text{ m}^2$ Área da mesa.

$$\lambda = 7.37$$

$$\lambda_p = 0.56 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_{yw}}} = 15.84$$

$$\lambda_r = 1.03 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_{yw}}} = 29.13$$

$\lambda \leq \lambda_p$ então:

$$Q_s = 1.00$$

$$F_{Rd} = \frac{Q_s \cdot A_f \cdot f_{yw}}{1.10} = 30227.27 \text{ kgf}$$

$$F_{Rd} \geq C \quad \text{OK!}$$

$$\frac{\text{Solicitação}}{\text{Resistência}} = \frac{C}{F_{Rd}} = 0.53 \leq 1.0 \quad \text{OK!}$$

3. Verificação da alma da viga

3.1. Resistência da alma da viga ao esforço normal

$F_n = 15744.13 \text{ kgf}$ Esforço máximo na alma da viga.
 $A_{wv} = 1.24 \times 10^{-3} \text{ m}^2$ Área efetiva da alma da viga.

$$F_{Rdnw} = \frac{A_{wv} \cdot f_{uw}}{1.35} = 36733.33 \text{ kgf}$$

$$F_{Rdnw} \geq F_n \quad \text{OK!}$$

$$\frac{\text{Solicitação}}{\text{Resistência}} = \frac{F_n}{F_{Rdnw}} = 0.53 \leq 1.0 \quad \text{OK!}$$

3.2. Resistência da alma da viga ao esforço cortante

$A_{wv} = 1.24 \times 10^{-3} \text{ m}^2$ Área efetiva da alma da viga.

$$F_{Rdvw} = \frac{0.6 \cdot A_{wv} \cdot f_{uw}}{1.35} = 22040 \text{ kgf}$$

$$F_{Rdvw} \geq V_{sd} \quad \text{OK!}$$

$$\frac{\text{Solicitação}}{\text{Resistência}} = \frac{V_{sd}}{F_{Rdvw}} = 0.16 \leq 1.0 \quad \text{OK!}$$

4. Verificação da necessidade de enrijecedores

4.1. Verificação da necessidade de enrijecedores comprimidos

$$B_{r1} = \frac{(t_{fv} + 5 \cdot t_{fc}) \cdot t_{wc} \cdot f_{yc}}{1,10} = 38000 \text{ kgf}$$

$$B_{r2} = \frac{22 \cdot t_{fc}^3}{(d_c - 2 \cdot t_{fc})} \cdot \frac{\sqrt{E} \cdot f_{yc}}{1,10} = 189454.91 \text{ kgf}$$

$B_r = 38000 \text{ kgf}$ Resistência da região comprimida.

$B_r \geq C$ Ok, não precisa usar enrijecedor na mesa comprimida!

4.2.Verificação da necessidade de enrijecedores tracionados

$$T_{r1} = \frac{(t_{fv} + 5 \cdot t_{fc}) \cdot t_{wc} \cdot f_{yc}}{1,10} = 38000 \text{ kgf}$$

$$T_{r2} = \frac{6 \cdot t_{fc}^2 \cdot f_{yc}}{1,10} = 49227.27 \text{ kgf}$$

$T_r = 38000 \text{ kgf}$ Resistência da região tracionada.

$T_r \geq T$ Ok, não precisa usar enrijecedor na mesa tracionada!

5.Verificação das soldas

5.1.Soldas entre as mesas da viga e a mesa da coluna

$F_{smax} = 17523.64 \text{ kgf}$ Solicitação máxima nas mesas da viga.
 $A_{solda} = 1.19E-3 \text{ m}^2$ Área efetiva dos cordões de solda.

$$F_{Rdw1} = \frac{0,6 \cdot A_{solda} \cdot \sqrt{2} \cdot f_{yw}}{1,10} = 22909.09 \text{ kgf}$$

$$F_{Rdw2} = \frac{0,6 \cdot A_{solda} \cdot f_w}{1,35} = 25606.69 \text{ kgf}$$

$$F_{Rdw} = 22909.09 \text{ kgf}$$

$$F_{Rdw} \geq F_{smax} \quad \text{OK!}$$

$$\frac{\text{Solicitação}}{\text{Resistência}} = \frac{F_{smax}}{F_{Rdw}} = 0.76 \leq 1.0 \quad \text{OK!}$$

5.2.Soldas entre a alma da viga e a mesa da coluna

$F_{res} = 6825022 \text{ kgf/m}^2$ Tensão resultante na alma da viga.

$$f_{Rdw1} = \frac{0,6 \cdot \sqrt{2} \cdot f_{yw}}{1,10} = 19284730 \text{ kgf/m}^2$$

$$f_{Rdw2} = \frac{0,6 \cdot f_w}{1,35} = 21555556 \text{ kgf/m}^2$$

$$f_{Rdw} = 19284730 \text{ kgf/m}^2$$

$$f_{Rdw} \geq f_{res} \quad \text{OK!}$$

$$\frac{\text{Solicitação}}{\text{Resistência}} = \frac{f_{res}}{f_{Rdw}} = 0.35 \leq 1.0 \quad \text{OK!}$$

6.Verificação do esforço cortante na alma da coluna

$F_v = 43162.98 \text{ kgf}$ Esforço cortante máximo na alma da coluna.
 $A_{wc} = 0.01 \text{ m}^2$ Área da alma da coluna.

$$K_v = 20,53$$

$$\lambda_c = 32$$

$$\lambda_{cp} = 1,10 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_{yc}}} = 140,98$$

$$\lambda_{cr} = 1,37 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_{yc}}} = 175,58$$

$$V_{pl} = 0,6 \cdot A_{wc} \cdot f_{yc} = 122880 \text{ kgf}$$

$$\lambda_c \leq \lambda_{cp} \text{ então:}$$

$$V_{Rd} = \frac{V_{pl}}{1,10} = 111709,09 \text{ kgf}$$

$$V_{Rd} \geq F_v \text{ OK!}$$

$$\frac{\text{Solicitação}}{\text{Resistência}} = \frac{F_v}{V_{Rd}} = 0,39 \leq 1,0 \text{ OK!}$$

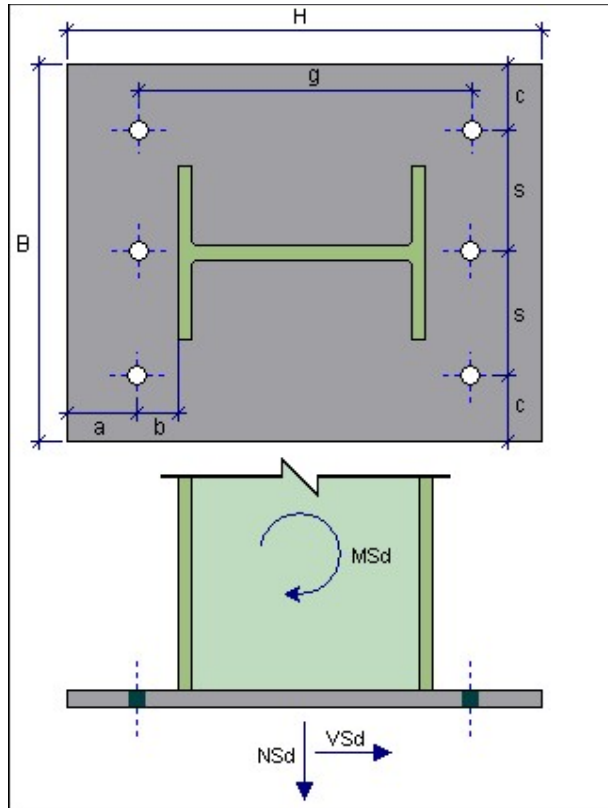
Verificação finalizada

ANEXO D

Trabalho de Conclusão de Curso LIG

Cliente:	TCC ScarletOrlândi Leite de Melo
Obra:	Bloco 9 - UniCEUB Asa Norte
Responsável:	Scarlet Melo

BASES ENGASTADAS



1.DADOS DE ENTRADA

Solicitações de calculo: Combinação 7

Esforço normal de cálculo de compressão(Nsd)	114617.17 kgf
Esforço cortante de calculo(Vsd)	2324.31 kgf
Momento fletor de cálculo(Msd)	489.66 kgf.m

Chumbadores

Chumbador selecionado	SAE 1020
Tensão de escoamento(fy)	240 MPa
Tensão de ruptura(fu)	400 MPa
Diâmetro	25.4 mm
Comprimento de ancoragem mínimo(Lanc)	654 mm
Número de chumbadores(nch)	6

Recorte

Recorte na alma da coluna(R)	15 mm
------------------------------	-------

Tipo de borda	
Borda	Cortada com serra ou tesoura.

Tipo de apoio	
Apoio	Apoio Com força normal de compressão

Concreto	
Resistência característica do concreto(fck)	25 MPa
Altura da base de concreto(Hc)	950 mm
Largura da base de concreto(Bc)	500 mm

Placa de base	
Altura da placa de base(H)	750 mm
Largura da placa de base(B)	500 mm
Espessura da placa de base(tp)	50 mm
Aço	ASTM A36
Tensão de escoamento(fy)	250 MPa
Tensão de ruptura(fu)	400 MPa

Espaçamentos	
Entre o chumbador e a borda da placa de base na horizontal(a)	75 mm
Entre a face da mesa da coluna e o chumbador(b)	75 mm
Entre o chumbador e a borda da placa de base na vertical(c)	100 mm
Entre furos na horizontal(g)	600 mm
Entre furos na vertical(s)	150 mm

Solda	
Eletrodo	7 ou E 70XX
Tensão de ruptura da solda(fw)	485 MPa
Espessura da perna da solda na placa de base-mesa do pilar(bw)	15 mm
Espessura da perna da solda na placa de base-alma do pilar(bw)	50 mm

Pilar	
Perfil	PS 550 x 550 x 19 x 16
Aço	ASTM A36
Tensão de escoamento(fy)	250 MPa
Tensão de ruptura(fu)	400 MPa

2.Cálculo do comprimento mínimo de ancoragem dos chumbadores de acordo com a NBR 6118/2003

fck = 2500000 kgf/m² Resistência característica do concreto.

fyd = 20869566 kgf/m² Resistência do chumbador à tração.

$\phi = 0.03$ m Diâmetro do chumbador

$\eta_1 = 1,00$ Parâmetro considerado para barras lisas

$\eta_2 = 1,00$ Parâmetro associado à boa aderência entre concreto e chumbador

$\eta_3 = 1,00$ Parâmetro associado ao diâmetro do chumbador

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot \left\{ f_{ck} \right\}^{2/3} = 256496.39 \text{ kgf/m}^2 \quad \text{Resistência média à tração}$$

$$f_{ct,d} = \frac{0,7 \cdot f_{ct,m}}{1,40} = 128248.2 \text{ kgf/m}^2 \quad \text{Resistência à tração direta}$$

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ct,d} = 128248.2 \text{ kgf/m}^2 \quad \text{Resistência de aderência de cálculo entre chumbador e concreto}$$

$$\xi_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = 1.03 \text{ m} \quad \text{Comprimento básico (reto) de ancoragem}$$

OBS.: recomenda-se um raio de dobra de $2 \cdot \emptyset$ e um comprimento reto mínimo de 100 mm para o gancho.

3. Resistência do concreto

$A_1 = 0.38 \text{ m}^2$ É a área carregada sob a placa de apoio.

$A_2 = 0.47 \text{ m}^2$ É a área da superfície de concreto.

$$\frac{R_{Rknc}}{\gamma} = \frac{0,70 \cdot f_{ck} \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}}{1,40} \leq 1,40 \cdot f_{ck} = 1406828.63 \text{ kgf/m}^2$$

4. Verificação das dimensões da placa de base

$$f_c = \frac{N_{sd}}{H \cdot B} = 305645.78 \text{ kgf/m}^2 \quad \text{Pressão na placa de base.}$$

$$f_c \leq \frac{R_{Rknc}}{\gamma} \quad \text{OK!}$$

$$\frac{\text{Solicitação}}{\text{Resistência}} = \frac{f_c}{\frac{R_{Rknc}}{\gamma}} = 0.22 \leq 1.0 \quad \text{OK!}$$

5. Avaliação da solicitação na placa de base

$$\eta = \frac{E}{E_c} = 8.31 \quad \text{Fator de homogeneização.}$$

$m = H - a = 0.68 \text{ m}$ Parâmetro geométrico utilizado no cálculo da posição da linha neutra.

$$\rho = \frac{1}{m} \cdot \left[\frac{M_d}{N_d} - \frac{H}{2} \right] = -0.55 \quad \text{Parâmetro utilizado no cálculo da posição da linha neutra}$$

$$\rho \leq -\frac{1}{3} \quad \text{a placa de base está totalmente comprimida.}$$

6. Verificação da tensão no concreto

$f_{c1} = 316091.88 \text{ kgf/m}^2$ Tensão máxima no concreto.

$$\frac{R_{Rknc}}{\gamma} \geq f_{c1} \quad \text{OK!}$$

$$\frac{\text{Solicitação}}{\text{Resistência}} = \frac{f_{c1}}{R_{Rknc}/\gamma} = 0.17 \leq 1.0 \quad \text{OK!}$$

7. Verificação da placa de base

$t_p = 0.05 \text{ m}$ Espessura da placa de base.

$$t_{p\min} = \sqrt{\frac{16 \cdot M_o}{3 \cdot f_y}} = 0.03 \text{ m} \quad \text{Espessura mínima em função da flexão na placa.}$$

$$t_p \geq t_{p\min} \quad \text{OK!}$$

8. Resistência de cálculo ao cisalhamento

$$F_{Rds} = \frac{0.40 \cdot A_{ch} \cdot f_{uch}}{1.35} = 6005.42 \text{ kgf}$$

$$F_{Rds} \geq V_o \quad \text{OK!}$$

$$\frac{\text{Solicitação}}{\text{Resistência}} = \frac{V_o}{F_{Rds}} = 0.06 \leq 1.0 \quad \text{OK!}$$

9. Verificação da mesa comprimida

$P_c = 58230.73 \text{ kgf}$ Força na mesa comprimida.

$f_{mc} = 5572319.5 \text{ kgf/m}^2$ Tensão atuante na mesa comprimida.

$$\frac{R_{Rkn}}{\gamma} = \frac{f_y}{1.10} = 22727272 \text{ kgf/m}^2 \quad \text{OK!}$$

$$\frac{\text{Solicitação}}{\text{Resistência}} = \frac{f_{mc}}{R_{Rkn}/\gamma} = 0.25 \leq 1.0 \quad \text{OK!}$$

10. Verificação da alma do pilar

$f_{vdw} = 301388.75 \text{ kgf/m}^2$ Tensão de cisalhamento.

$f_{ndw} = 5058113 \text{ kgf/m}^2$ Tensão normal máxima.

11. Resistência de cálculo da alma ao cisalhamento

$\lambda = 32$ Parâmetro de esbeltez.

$\lambda_p = 71.47$ Parâmetro de esbeltez correspondente a plastificação.

$\lambda_r = 92.64$ Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento.

$\lambda \leq \lambda_p$ então:

$$\frac{R_{Rknw}}{\gamma} = \frac{0,6 \cdot f_y}{1,10} = 13636364 \text{ kgf/m}^2$$

$$\frac{R_{Rknw}}{\gamma} \geq f_{vdw} \quad \text{OK!}$$

$$\frac{\text{Solicitação}}{\text{Resistência}} = \frac{f_{vdw}}{R_{Rknw}/\gamma} = 0.02 \leq 1.0 \quad \text{OK!}$$

12. Resistência de cálculo a tensão normal

$$\frac{R_{Rkn}}{\gamma} = \frac{f_y}{1,10} = 22727272 \text{ kgf/m}^2$$

$$\frac{R_{Rkn}}{\gamma} \geq f_{ndw} \quad \text{OK!}$$

$$\frac{\text{Solicitação}}{\text{Resistência}} = \frac{f_{ndw}}{R_{Rkn}/\gamma} = 0.01 \leq 1.0 \quad \text{OK!}$$

13. Verificação das soldas do perfil com a placa de base

13.1. Verificação das soldas das mesas com a placa de base

$f_{sm} = 4990951 \text{ kgf/m}^2$ Tensão nos filetes de solda.

$$\frac{R_{Rkrs1}}{\gamma} = \frac{0,6 \cdot f_y \cdot \sqrt{2}}{1,10} = 19284730 \text{ kgf/m}^2$$

$$\frac{R_{Rkrs2}}{\gamma} = \frac{0,6 \cdot f_w}{1,35} = 21555556 \text{ kgf/m}^2$$

$$\frac{R_{Rkrs}}{\gamma} = 19284730 \text{ kgf/m}^2$$

$$\frac{R_{Rkrs}}{\gamma} \geq f_{sm} \quad \text{OK!}$$

$$\frac{\text{Solicitação}}{\text{Resistência}} = \frac{f_{sm}}{R_{Rkrs}/\gamma} = 0.26 \leq 1.0 \quad \text{OK!}$$

13.2. Verificação das soldas da Alma (soldas de filete)

$f_r = 1146550.25 \text{ kgf/m}^2$ Tensão resultante.

$$\frac{R_{Rkrs1}}{\gamma} = \frac{0,6 \cdot f_y \cdot \sqrt{2}}{1,10} = 19284730 \text{ kgf/m}^2$$

$$\frac{R_{Rkrs2}}{\gamma} = \frac{0,6 \cdot f_w}{1,35} = 21555556 \text{ kgf/m}^2$$

$$\frac{R_{Rkrs}}{\gamma} = 19284730 \text{ kgf/m}^2$$

$$\frac{R_{Rkrs}}{\gamma} \geq f_r \quad \text{OK!}$$

$$\frac{\text{Solicitação}}{\text{Resistência}} = \frac{f_r}{R_{Rkrs}/\gamma} = 0.06 \leq 1.0 \quad \text{OK!}$$

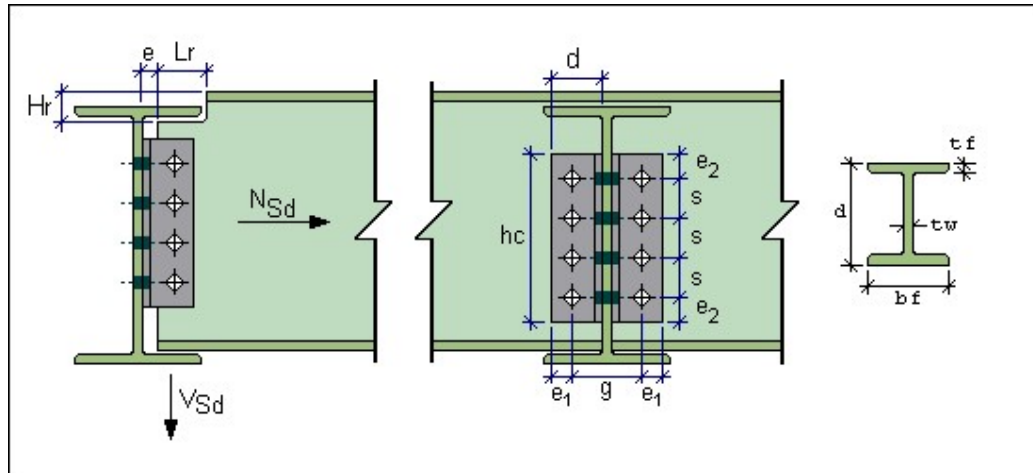
Verificação finalizada

ANEXO E

Trabalho de Conclusão de Curso LIG

Cliente:	TCC ScarletOrlândi Leite de Melo
Obra:	Bloco 9 - UniCEUB Asa Norte
Responsável:	Scarlet Melo

LIGAÇÃO VIGA-VIGA COM DUPLA TALA DE ALMA



1.DADOS DE ENTRADA

Solicitações de cálculo: Combinação 6

Esforço normal atuante na viga(N_{sd})	22.62 kgf
Esforço cortante atuante na viga(V_{sd})	7777.44 kgf

Parafusos

Tipo	ASTM A325
Tensão de escoamento do parafuso(f_y)	635 MPa
Tensão de ruptura dos parafusos(f_u)	825 MPa
Diâmetro	22 mm
Número de parafusos em cada aba da cantoneira(n)	3
Rosca inclusa no plano de corte	NÃO

Espaçamentos

Distância horizontal entre a borda da cantoneira e o centro do primeiro furo(e_1)	33 mm
Distância vertical entre a borda da cantoneira e o centro do primeiro furo(e_2)	33 mm
Espaçamento vertical entre furos(s)	75 mm

Viga

Perfil	VS 300 32
Aço	ASTM A36
Tensão de escoamento(f_y)	250 MPa

Tensão de ruptura(fu)	400 MPa
-----------------------	---------

Cantoneira	
Perfil	LLM 76.2 x 6.35
Aço	ASTM A36
Tensão de escoamento(fy)	250 MPa
Tensão de ruptura(fu)	400 MPa

Viga de apoio	
Perfil	VS 600 95
Aço	ASTM A36
Tensão de escoamento(fy)	250 MPa
Tensão de ruptura(fu)	400 MPa

2.Verificação da altura das cantoneiras

$h_{m\acute{a}x} = 0.26 \text{ m}$ Altura máxima
 $h_c = 0.22 \text{ m}$ Altura da cantoneira

$$h_c \leq h_{m\acute{a}x} \quad \text{OK!}$$

3.Verificação dos Parafusos no apoio

$F_{dc} = 1296.24 \text{ kgf}$ Força de cisalhamento máximo
 $F_{dn} = 3.77 \text{ kgf}$ Força de tração total nos parafusos

3.1.Verificação do cisalhamento (ligação por contato)

Parafusos da alma com dois planos de corte

$$\frac{R_{Rkv}}{\gamma} = \frac{0,5 \cdot A_b \cdot f_{ub}}{1,35}$$

$$\frac{R_{Rkv}}{\gamma} = 11615.17 \text{ kgf}$$

$$\frac{R_{Rkv}}{\gamma} \geq F_{dc} \quad \text{OK!}$$

$$\frac{\text{Solicitação}}{\text{Resistência}} = \frac{F_{dc}}{R_{Rkv} / \gamma} = 0.11 \leq 1.0 \quad \text{OK!}$$

3.2.Verificação da tração

$$A_{be} = 0,75 \cdot \left(\frac{\pi \cdot d_b^2}{4} \right) = 0 \text{ m}^2$$

$$\frac{R_{Rkt}}{\gamma} = \frac{A_{be} \cdot f_{ub}}{1,35} = 17413.92 \text{ kgf}$$

$$\frac{R_{Rkt}}{\gamma} \geq F_{dn} \quad \text{OK!}$$

$$\frac{\text{Solicitação}}{\text{Resistência}} = \frac{F_{dn}}{R_{Rkt} / \gamma} = 0,3 \leq 1,0 \quad \text{OK!}$$

3.3. Verificação da interação Tração + Cisalhamento

$$F_{Sdt} = 3,77 \text{ kgf}$$

$$F_{Sdt} = 1296,24 \text{ kgf}$$

$$\frac{f_{ub} \cdot A_b}{1,35} - 1,50 \cdot F_{Sdv} = 21285,97 \text{ kgf}$$

$$F_{Sdt} \leq \frac{f_{ub} \cdot A_b}{1,35} - 1,50 \cdot F_{Sdv} \quad \text{OK!}$$

4. Verificação da pressão de contato na chapa

4.1. Verificação do rasgamento entre furos consecutivos

$$F_{dc} = 1296,24 \text{ kgf} \quad \text{Força de cisalhamento máximo}$$

$$l_c = (s - d) = 0,05 \text{ m} \quad \text{Distância livre entre a borda do furo e a borda do furo adjacente.}$$

$$\frac{R_{Rkc}}{\gamma} = \frac{1,5 \cdot l_c \cdot t_c \cdot f_u}{1,35} \leq \frac{3,0 \cdot d_b \cdot t_c \cdot f_u}{1,35} = 12417,78 \text{ kgf}$$

$$\frac{R_{Rkc}}{\gamma} \geq F_{dc} \quad \text{OK!}$$

$$\frac{\text{Solicitação}}{\text{Resistência}} = \frac{F_{dc}}{R_{Rkc} / \gamma} = 0,1 \leq 1,0 \quad \text{OK!}$$

4.2. Verificação do rasgamento entre furo e borda

$$F_{dc} = 1296,24 \text{ kgf} \quad \text{Força de cisalhamento máximo}$$

$$l_c = (e_2 - \frac{d}{2}) = 0,02 \text{ m} \quad \text{Distância livre entre a borda do furo e a borda do furo adjacente.}$$

$$\frac{R_{Rkc}}{\gamma} = \frac{1,5 \cdot l_c \cdot t_c \cdot f_u}{1,35} \leq \frac{3,0 \cdot d_b \cdot t_c \cdot f_u}{1,35} = 5997,22 \text{ kgf}$$

$$\frac{R_{Rkc}}{\gamma} \geq F_{dc} \quad \text{OK!}$$

$$\frac{\text{Solicitação}}{\text{Resistência}} = \frac{F_{dc}}{R_{Rkc} / \gamma} = 0,22 \leq 1,0 \quad \text{OK!}$$

5. Verificação das cantoneiras

5.1. Verificação da tensão provocada pela força cortante na seção bruta

$$f_{vd} = 2835170,5 \text{ kgf/m}^2 \quad \text{Tensão provocada pelo esforço cortante.}$$

$$\frac{R_{Rkn}}{\gamma} = \frac{0,6 \cdot f_y}{1,10} = 13636364 \text{ kgf/m}^2$$

$$\frac{R_{Rkn}}{\gamma} \geq f_{vd} \quad \text{OK!}$$

$$\frac{\text{Solicitação}}{\text{Resistência}} = \frac{f_{vd}}{R_{Rkn}/\gamma} = 0.21 \leq 1.0 \quad \text{OK!}$$

5.2.Verificação da tensão provocada pelo momento fletor na seção bruta

$f_{bd} = 3597493 \text{ kgf/m}^2$ Tensão de cálculo

$$\frac{R_{Rkn}}{\gamma} = \frac{f_y}{1,10} = 22727272 \text{ kgf/m}^2$$

$$\frac{R_{Rkn}}{\gamma} \geq f_{bd} \quad \text{OK!}$$

$$\frac{\text{Solicitação}}{\text{Resistência}} = \frac{f_{bd}}{R_{Rkn}/\gamma} = 0.16 \leq 1.0 \quad \text{OK!}$$

5.3.Verificação da tensão provocada pela força cortante

$f_{vd} = 4208913 \text{ kgf/m}^2$ Tensão de cálculo

$$\frac{R_{Rkn}}{\gamma} = \frac{0,6 \cdot f_u}{1,35} = 17777778 \text{ kgf/m}^2$$

$$\frac{R_{Rkn}}{\gamma} \geq f_{vd} \quad \text{OK!}$$

$$\frac{\text{Solicitação}}{\text{Resistência}} = \frac{f_{vd}}{R_{Rkn}/\gamma} = 0.24 \leq 1.0 \quad \text{OK!}$$

5.4.Verificação da tensão provocada pelo momento fletor na seção líquida

$f_{bd} = 5280223 \text{ kgf/m}^2$ Tensão de cálculo

$$\frac{R_{Rkn}}{\gamma} = \frac{f_u}{1,35} = 29629628 \text{ kgf/m}^2$$

$$\frac{R_{Rkn}}{\gamma} \geq f_{bd} \quad \text{OK!}$$

$$\frac{\text{Solicitação}}{\text{Resistência}} = \frac{f_{bd}}{R_{Rkn}/\gamma} = 0.18 \leq 1.0 \quad \text{OK!}$$

6.Verificação do colapso por rasgamento nas cantoneiras

$V_c = 3888.72 \text{ kgf}$ Esforço cortante atuante na cantoneira

$$f_u \cdot A_{nt} < 0,6 \cdot f_u \cdot A_{nv}$$

$$\frac{R_{Rk}}{\gamma} = \frac{0,6 \cdot f_u \cdot A_{nv} + f_y \cdot A_{gt}}{1,35} \leq \frac{0,6 \cdot f_u \cdot A_{nv} + f_u \cdot A_{nt}}{1,35} = 20559.89 \text{ kgf}$$

$$\frac{R_{Rk}}{\gamma} \geq V_c \quad \text{OK!}$$

$$\frac{\text{Solicitação}}{\text{Resistência}} = \frac{V_c}{R_{Rk}/\gamma} = 0.19 \leq 1.0 \quad \text{OK!}$$

7. Verificação dos parafusos na ligação entre a alma da viga e as cantoneiras

7.1. Verificação do cisalhamento

$$\frac{R_{Rkv}}{\gamma} = 2 \cdot \frac{0,5 \cdot A_b \cdot f_{ub}}{1,35} = 11615.17 \text{ kgf}$$

Com a rosca fora do plano de corte

$$\frac{R_{Rkv}}{\gamma} \geq F_{dc} \quad \text{OK!}$$

$$\frac{R_{Rkv}}{\gamma} < F_{dc} = 0.06 \leq 1.0 \quad \text{OK!}$$

8. Verificação da pressão de contato na chapa (alma da viga)

8.1. Verificação do rasgamento entre furos consecutivos

$F_{dc} = 1296.24 \text{ kgf}$ Força de cisalhamento máximo

$l_c = (s - d) = 0.05 \text{ m}$ Distância livre entre a borda do furo e a borda do furo adjacente.

$$\frac{R_{Rkc}}{\gamma} = \frac{1,5 \cdot l_c \cdot t_c \cdot f_u}{1,35} \leq \frac{3,0 \cdot d_b \cdot t_c \cdot f_u}{1,35} = 12417.78 \text{ kgf}$$

$$\frac{R_{Rkc}}{\gamma} \geq F_{dc} \quad \text{OK!}$$

$$\frac{\text{Solicitação}}{\text{Resistência}} = \frac{F_{dc}}{R_{Rkc}/\gamma} = 0.1 \leq 1.0 \quad \text{OK!}$$

8.2. Verificação do rasgamento entre furo e borda (direção vertical)

$l_c = (e_2 - \frac{d}{2}) = 0.02 \text{ m}$ Distância livre entre a borda do furo e a borda da parte ligada.

$$\frac{R_{Rkc}}{\gamma} = \frac{1,5 \cdot l_c \cdot t_c \cdot f_u}{1,35} \leq \frac{3,0 \cdot d_b \cdot t_c \cdot f_u}{1,35} = 5997.22 \text{ kgf}$$

$$\frac{R_{Rkc}}{\gamma} \geq F_{dc} \quad \text{OK!}$$

$$\frac{\text{Solicitação}}{\text{Resistência}} = \frac{F_{dc}}{R_{Rkc}/\gamma} = 0,22 \leq 1,0 \quad \text{OK!}$$

8.3. Verificação do rasgamento entre furo e borda (direção horizontal)

$$l_c = (L_c - (e_1 + \frac{d}{2})) = 0,03 \text{ m} \quad \text{Distância livre entre a borda do furo e a borda da parte ligada.}$$

$$\frac{R_{Rkc}}{\gamma} = \frac{1,5 \cdot l_c \cdot t_c \cdot f_u}{1,35} \leq \frac{3,0 \cdot d_b \cdot t_c \cdot f_u}{1,35} = 8875,89 \text{ kgf}$$

$$\frac{R_{Rkc}}{\gamma} \geq F_{dc} \quad \text{OK!}$$

$$\frac{\text{Solicitação}}{\text{Resistência}} = \frac{F_{dc}}{R_{Rkc}/\gamma} = 0,15 \leq 1,0 \quad \text{OK!}$$

9. Verificação do colapso por rasgamento da alma da viga de apoio

$C_{ts} = 1,00$

$A_{nt} = 0 \text{ m}^2$ Área líquida sujeita à tração

$A_{gv} = 1,64 \text{E-}3 \text{ m}^2$ Área bruta sujeita ao cisalhamento

$A_{nv} = 1,17 \text{E-}3 \text{ m}^2$ Área líquida sujeita ao cisalhamento

$$F_{Rd,r} = \frac{0,60 \cdot f_u \cdot A_{nv} + C_{ts} \cdot f_u \cdot A_{nt}}{1,35} = 24699,26 \text{ kgf}$$

$$F_{Rd,r} = \frac{0,60 \cdot f_y \cdot A_{gv} + C_{ts} \cdot f_u \cdot A_{nt}}{1,35} = 22121,48 \text{ kgf}$$

$F_{Rd,r} = 22121,48 \text{ kgf}$

$$F_{Rd,r} \geq V_{Sd} \quad \text{OK!}$$

$$\frac{\text{Solicitação}}{\text{Resistência}} = \frac{V_{Sd}}{F_{Rd,r}} = 0,35 \leq 1,0 \quad \text{OK!}$$

Verificação finalizada