



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO  
CENTRO ACADÊMICO DO AGreste  
NÚCLEO DE TECNOLOGIA  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

**ÁLVARO RICARDO MACIEL MAFRA**

**ANÁLISE COMPARATIVA DO CÁLCULO VIA COMPUTADOR E MANUAL DE  
UM PROJETO DE UM EDIFÍCIO COM MÚLTIPLOS PAVIMENTOS EM AÇO**

Caruaru, 2018.

ÁLVARO RICARDO MACIEL MAFRA

**ANÁLISE COMPARATIVA DO CÁLCULO VIA COMPUTADOR E MANUAL DE  
UM PROJETO DE UM EDIFÍCIO COM MÚLTIPLOS PAVIMENTOS EM AÇO**

O trabalho a ser apresentado ao Curso de Engenharia Civil do Centro Acadêmico do Agreste - CAA, da Universidade Federal de Pernambuco - UFPE, como requisito para a disciplina Trabalho de Conclusão de Curso I.

Área de concentração: Estruturas  
Orientador: Prof. Dr. José Moura Soares

Caruaru, 2018.

Catalogação na fonte:  
Bibliotecária – Simone Xavier CRB/4-1242

M187a Mafra, Álvaro Ricardo Maciel.

Análise comparativa do cálculo via computador e manual de um projeto de um edifício em aço de múltiplos pavimentos. / Álvaro Ricardo Maciel Mafra. – 2018.  
123f. ; il. : 30 cm.

Orientador: José Moura Soares.

Coorientador: Douglas Mateus Lima.

Monografia (Trabalho de Conclusão de Curso) – Universidade Federal de Pernambuco, CAA, Engenharia Civil, 2018.  
Inclui Referências.

1. Engenharia de estruturas. 2. Estrutura - Análise. 3. Estruturas de aço - dimensionamento. I. Soares, José Moura (Orientador). II. Lima, Douglas Mateus (Coorientador). III. Título.

620 CDD (23. ed.)

UFPE (CAA 2018-157)

ÁLVARO RICARDO MACIEL MAFRA

**ANÁLISE COMPARATIVA DO CÁLCULO VIA COMPUTADOR E MANUAL DE  
UM PROJETO DE UM EDIFÍCIO COM MÚLTIPLOS PAVIMENTOS EM AÇO**

O trabalho a ser apresentado ao Curso de Engenharia Civil do Centro Acadêmico do Agreste - CAA, da Universidade Federal de Pernambuco - UFPE, como requisito para a disciplina Trabalho de Conclusão de Curso II.

Área de concentração: Estruturas

Orientador: Prof. Dr. José Moura Soares

A banca examinadora composta pelos professores abaixo, considera o aluno ÁLVARO RICARDO MACIEL MAFRA aprovado com nota \_\_\_\_\_.

Caruaru, 17 de julho de 2018.

Banca examinadora:

Prof. Dr. José Moura Soares \_\_\_\_\_

Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Orientador)

Prof. Dr. Douglas Mateus Lima \_\_\_\_\_

Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Avaliador)

Prof. MSc. Roberto Evaristo Oliveira Neto \_\_\_\_\_

Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Avaliador)

Prof. Dr. Élder Alpes de Vasconcelos \_\_\_\_\_

Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Coordenador da disciplina)

Dedico esta, bem como minhas demais conquistas, à minha mãe, que foi uma grande incentivadora ao me fazer a acreditar nos meus sonhos.

## **AGRADECIMENTOS**

Primeiramente a Deus, pelo privilégio deste momento tão significativo.

À minha mãe Analy de Lourdes Maciel de Araújo que nunca deixou de acreditar em meus sonhos e sempre esteve comigo ao longo da minha caminhada. Com você aprendi o melhor desta vida. Obrigado pela educação, paciência, incentivo e contribuição, sem você eu não chegaria até aqui.

À Universidade Federal de Pernambuco, pelo corpo docente, gestão e administração que forneceram subsídios à nossa formação.

Ao professor e amigo Dr. José Moura Soares, pela disposição e empenho em me orientar ao longo deste trabalho, com suas correções e incentivos, e pelo paciente trabalho de revisão.

Aos meus amigos irmãos de faculdade: Adélio Andrade, Anderson Borba, Weslen Silva, Geymison Erick, Maxmiliano Felipe, Hellen Correia, Eduardo Sampaio e Evandro Guilherme, que compartilharam inúmeros momentos ao longo da minha jornada neste curso participando através de colaboração, força, amizade, paciência e incentivo.

A todos os professores que durante a graduação foram extremamente importantes para minha formação acadêmica e pessoal.

## RESUMO

Na busca por economia de tempo e melhor desempenho na elaboração de projetos estruturais, os profissionais da engenharia civil optam por ferramentas computacionais que os auxiliem na elaboração e execução de seus projetos. Existem diferentes programas no mercado, onde cada um deles possui sua particularidade seja no método científico empregado ou na configuração de seus parâmetros necessários à elaboração de um projeto estrutural. Um destes programas o SAP2000, de origem americana foi o programa escolhido para a realização deste trabalho, que tem como objetivo fazer uma análise comparativa do cálculo computacional e manual de um projeto de um edifício de múltiplos pavimentos em aço. A finalidade deste trabalho foi verificar se o dimensionamento estrutural feito pelo programa, que utiliza a norma americana AISC (2016), pode ser utilizado aqui no Brasil, visto que, o edifício proposto em estudo foi calculado por BELLEI (2008), utilizando-se a norma brasileira, a ABNT NBR 8800 (2008). O dimensionamento consiste em verificar se as seções atribuídas pelo autor, BELLEI (2008), aos elementos estruturais, atendem as verificações da norma brasileira seguindo-se os critérios preestabelecidos. A solução obtida com a utilização do programa se mostrou bastante satisfatória, ratificando os cálculos feitos por BELLEI (2008) e provando que o programa pode ser utilizado para o dimensionamento de estruturas de aço aqui no Brasil.

**Palavras-chave:** Estrutura. Programa de cálculo estrutural. Design estrutural.

## ABSTRACT

In the search for time savings and better performance in the elaboration of structural projects, civil engineering professionals opt for computational tools that assist them in the elaboration and execution of their projects. There are different programs in the market, where each one of them has its particularity either in the scientific method employed or in the configuration of its necessary parameters to the elaboration of a structural project. One of these programs, SAP2000, was the program chosen to carry out this work, which aims to make a comparative analysis of the computational and manual calculation of a multi-storey steel building project. The purpose of this work is to verify if the structural design made by the program, using the American standard AISC (2016), can be used here in Brazil, since the proposed building was calculated by BELLEI (2008), using the Brazilian standard, ABNT NBR 8800 (2008). The sizing consists in verifying that the sections assigned by the author, BELLEI(2008), to the structural elements, pass on the verifications of the Brazilian standard in accordance with the preestablished criteria. The solution obtained with the use of the program proved to be quite satisfactory, ratifying the calculations made by BELLEI (2008) and proving that the program can be used for the dimensioning of steel structures here in Brazil.

**Keywords:** Structure. Structural calculation program. Structural design.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Ponte sobre o rio Severn em Coalbrookdale (1779), Inglaterra .....	22
Figura 2 - Ponte sobre o rio Severn em Coalbrookdale, Inglaterra .....	23
Figura 3 - Principais tipos de produtos siderúrgicos laminados de utilização estrutural : (a) barras, com diversas seções transversais (quadrada, redonda, chata) ; (b) chapas: (c) perfis estruturais laminados; (d) trilho; (e) tubo quadrado; (f) tubo redondo.....	25
Figura 4 - Perfis laminados de abas com faces paralelas de padrão europeu.....	26
Figura 5 - Perfis compostos de chapas ( perfis soldados) ou de perfis laminados.....	26
Figura 6 - Fachada da Garagem América em construção.....	29
Figura 7 - Haste em tração simples .....	33
Figura 8 - Diagrama tensão x deformação do aço A36 em patamar de escoamento.....	33
Figura 9 - Ensaio de cisalhamento simples .....	34
Figura 10 - Planta baixa do pavimento tipo.....	47
Figura 11 - Planta baixa da cobertura.....	48
Figura 12 - Detalhe escadas/elevadores e Caixa d'água/casa de máquinas .....	48
Figura 13 - Detalhamento do vigamento da elevação 24 .....	49
Figura 14 - Detalhamento dos vigamentos das elevações 3 à 21 .....	49
Figura 15 - Elevação dos eixos 1 e 6 .....	50
Figura 16 - Elevação dos eixos 2 e 5 .....	51
Figura 17 - Elevação dos eixos 3 e 4 .....	52
Figura 18- Filas A e D .....	53
Figura 19- Filas B e C .....	54
Figura 20 - Parâmetros iniciais .....	57
Figura 21 - Configuração geométrica em 3D do edifício .....	58
Figura 22 - Criação dos materiais.....	59
Figura 23 - Criação das seções .....	60
Figura 24 - Combinações de cargas.....	61
Figura 25 - Aplicação das cargas do ventos .....	62
Figura 26 - Deslocamento máximo do pórtico .....	63
Figura 27 - Modelo de ligações flexíveis .....	64
Figura 28 - Gráfico de uma viga bi apoiada .....	65
Figura 29 - Gráfico dos esforços .....	67
Figura 30 - Esforços axiais no pórtico.....	68

Figura 31 - Gráfico de capacidade de carga .....	70
Figura 32 - Gráfico de capacidade de carga .....	71

## **LISTA DE QUADROS**

Quadro 1 - Valores dos coeficientes de ponderação das ações $\gamma_f = \gamma_{f1} \gamma_{f3}$ .....	38
Quadro 2 - Valores dos fatores de combinação $\psi_0$ e de redução $\psi_1$ e $\psi_2$ para as ações variáveis .....	39
Quadro 3 - Valores dos coeficientes de ponderação das resistências $\gamma_m$ .....	43

## LISTA DE SÍMBOLOS

<b>E</b>	Módulo de elasticidade longitudinal
<b><math>\beta</math></b>	Coeficiente de dilatação térmica
<b>G</b>	Módulo de elasticidade transversal do aço
<b><math>\rho_a</math></b>	Massa específica
<b><math>f_y</math></b>	Resistência ao escoamento do aço
<b><math>f_u</math></b>	Resistência à ruptura do aço à tração
<b>v</b>	Coeficiente de <i>poisson</i>
<b><math>\epsilon</math></b>	Deformação
<b><math>\sigma</math></b>	Tensão normal
<b><math>\gamma_f</math></b>	Coeficientes de ponderação de ações
<b><math>\gamma_{f1}</math></b>	Coeficiente de ponderação de ações que considera a variabilidade das ações
<b><math>\gamma_{f2}</math></b>	Coeficientes de ponderação de ações que considera a simultaneidade de atuação das ações
<b><math>\gamma_{f3}</math></b>	Coeficientes de ponderação de ações que considera os possíveis erros de avaliação das ações, seja por deficiência nos cálculos de dimensionamento, seja por desvios gerados durante a construção
<b><math>\psi_0</math></b>	Fator de redução de combinação para estado-limite último
<b><math>\psi_1</math></b>	Fator de redução de combinação frequente para o estado-limite de serviço
<b><math>\psi_2</math></b>	Fator de redução de combinação quase permanente para o estado-limite de serviço
<b><math>\gamma_g</math></b>	Coeficientes de ponderação para as ações permanentes
<b><math>\gamma_q</math></b>	Coeficientes de ponderação para as ações variáveis diretas (accidentais)
<b><math>F_{G_{i,k}}</math></b>	Representa os valores característicos das ações permanentes
<b><math>F_{Q1,k}</math></b>	Valor característico da ação variável considerada principal para a combinação
<b><math>F_{Qj,k}</math></b>	Representa os valores característicos das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal

## **LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS**

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AISC	<i>American Institute of Steel Construction</i>
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
CBCA	Centro Brasileiro de Construção em Aço
CSI	<i>Computers and structures Incorporation</i>
CSN	Companhia Siderúrgica Nacional
ELS	Estado Limite de Serviço
ELU	Estado Limite Último
SAP	<i>Structural Analysis Program</i>

## SUMÁRIO

1	<b>INTRODUÇÃO</b> .....	16
1.1	<b>Justificativa</b> .....	17
1.2	<b>Motivação</b> .....	18
1.3	<b>Objetivos</b> .....	19
1.3.1	<b><i>Objetivo geral</i></b> .....	19
1.3.2	<b><i>Objetivos específicos</i></b> .....	19
2	<b>REFERENCIAL TEÓRICO</b> .....	20
2.1	<b>A descoberta dos metais e a aplicação do ferro</b> .....	20
2.2	<b>A descoberta do aço e seu processo siderúrgico</b> .....	23
2.3	<b>Tipos de produtos estruturais</b> .....	25
2.3.1	<b><i>Chapas</i></b> .....	25
2.3.2	<b><i>Barras</i></b> .....	26
2.3.3	<b><i>Perfis laminados e perfis soldados</i></b> .....	26
2.4	<b>Tipos e perfis de aço</b> .....	27
2.4.1	<b><i>Aços-carbono</i></b> .....	27
2.4.2	<b><i>Aços de baixa liga</i></b> .....	27
2.4.3	<b><i>Aços com tratamento térmico</i></b> .....	27
2.5	<b>As primeiras aplicações no Brasil</b> .....	28
2.6	<b>O aço e suas propriedades</b> .....	30
2.6.1	<b><i>Propriedades dos aços</i></b> .....	30
2.6.2	<b><i>Ductilidade</i></b> .....	30
2.6.3	<b><i>Fragilidade</i></b> .....	30
2.6.4	<b><i>Resiliência e tenacidade</i></b> .....	31
2.6.5	<b><i>Dureza</i></b> .....	31
2.6.6	<b><i>Efeito da temperatura elevada</i></b> .....	31
2.6.7	<b><i>Fadiga</i></b> .....	31
2.6.8	<b><i>Corrosão</i></b> .....	31
2.7	<b>Ensaios de tração e cisalhamento simples</b> .....	32
2.7.1	<b><i>Tensões e deformações</i></b> .....	32
2.7.2	<b><i>Ensaio de tração simples</i></b> .....	33
2.7.3	<b><i>Ensaio de cisalhamento simples</i></b> .....	34
2.8	<b>Segurança e estabilidade das estruturas</b> .....	34

2.8.1	<i>Estados limites</i> .....	35
2.8.2	<i>Estado-limite último (ELU)</i> .....	35
2.8.3	<i>Estado-limite de serviço (ELS)</i> .....	36
2.8.4	<i>Ações</i> .....	36
2.8.5	<i>Ações permanentes</i> .....	36
2.8.6	<i>Ações variáveis</i> .....	37
2.8.7	<i>Ações excepcionais</i> .....	37
2.8.8	<i>Coeficiente de ponderação das ações</i> .....	38
2.8.9	<i>Coeficiente de ponderação das ações no estado-limite último (ELU)</i> .....	38
2.8.10	<i>Combinações das ações</i> .....	39
2.8.10.1	<i>Combinações últimas</i> .....	40
2.8.10.2	<i>Combinações de serviço</i> .....	41
2.8.11	<i>Resistências</i> .....	43
2.8.11.1	<i>Valores de cálculo</i> .....	43
2.8.11.2	<i>Coeficiente de ponderação das resistências no estado-limite último (ELU)</i> .....	43
2.8.12	<i>Estabilidade e análise estrutural</i> .....	44
2.8.12.1	<i>Tipos de análise estrutural</i> .....	44
2.8.12.2	<i>Classificação das estruturas quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais</i> .....	44
2.8.12.3	<i>Sistemas resistentes a ações horizontais</i> .....	45
2.9	<b>Importância da aplicabilidade do aço</b> .....	45
3	<b>METODOLOGIA DO TRABALHO</b> .....	46
3.1	<b>Informatização do problema no Mathcad</b> .....	46
3.2	<b>Modelagem do problema no SAP2000</b> .....	46
3.3	<b>Descrição do edifício modelo</b> .....	46
3.4	<b>Edifício modelo</b> .....	47
3.5	<b>Materiais utilizados</b> .....	55
3.6	<b>Ações variáveis e permanentes na estrutura</b> .....	55
3.7	<b>Modelagem da estrutura no software SAP2000</b> .....	57
4	<b>RESULTADOS E DISCUSSÃO</b> .....	64
4.1	<b>Análise das ligações</b> .....	64
4.2	<b>Análise dos esforços fletores, cortantes e axiais nas vigas e nos pilares</b> .....	65
4.3	<b>Análise das seções</b> .....	68
5	<b>CONCLUSÕES</b> .....	72
5.1	<b>Sugestões para pesquisas futuras</b> .....	73

<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>74</b>
<b>APÊNDICE A - CÁLCULO MANUAL DE UM EDIFÍCIO EM AÇO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS .....</b>	<b>75</b>

## 1 INTRODUÇÃO

As estruturas metálicas têm indícios de sua utilização em escala industrial a partir de 1750. No Brasil iniciou-se sua fabricação por volta de 1812, porém o grande avanço na fabricação de perfis em larga escala ocorreu com a implantação das grandes siderúrgicas. Como exemplo brasileiro tem-se a Companhia Siderúrgica Nacional - CSN, que iniciou suas atividades por volta de 1946.

Historicamente a obtenção do ferro se deu por volta de 6 mil anos a.C., em civilizações como o Egito, Babilônia e Índia. Sendo assim considerado o ferro um material nobre, devido à sua raridade, era limitado a usos militares ou como elementos de adornos em construções.

A utilização do ferro em escala industrial só conseguiu ocupar espaço bastante tempo depois, em meados do século XIX, devido a uma maior produtividade nos processos de industrialização em que viviam os países mais desenvolvidos impulsionados pela revolução industrial, tais como Inglaterra, França e Alemanha.

Em 1885 iniciou-se um processo de substituição de elementos estruturais de ferro por elementos laminados de aço doce, pela primeira vez produzida nos Estados Unidos pela *Carnegie Steel Company*. Acompanhando o desenvolvimento da revolução industrial, países como França, Alemanha, Bélgica e Suíça, iniciaram suas primeiras construções de edifícios em aço de vários andares, pondo em prática avanços nos métodos de execução de ligações de aço utilizando-se solda ao invés de rebites.

Já no fim do último século os Estados Unidos, mais especificamente a cidade de Nova York, liderou as construções de edifícios em aço não só em números, mas também em recordes de alturas. Assim, hoje em dia é praticamente rotina em países desenvolvidos a utilização do aço na construção civil.

A construção em aço no Brasil iniciou-se a passos lentos após o término da primeira guerra mundial, mas, anteriormente nossas construções metálicas provinham das importações, quando desenvolveu sua iniciante siderúrgica com a criação da Companhia Siderúrgica Belgo Mineira e está atravessando um período de grande expansão no país. Em plena segunda guerra mundial foi fundada a Companhia Siderúrgica Nacional que possuía o objetivo de produzir chapas, trilhos e perfis metálicos, e para consolidar o mercado na década de 60 foram criadas as usinas Usiminas e Cosipa com o objetivo de produzir aço para construção civil. Desde então, surgiu a oportunidade de se vivenciar o crescimento do mercado de estruturas em aço, adicionado principalmente por novas tendências do setor da construção de edifícios: a

construção industrializada e os conceitos relativos ao meio ambiente, principalmente aqueles relacionados ao desenvolvimento humano sustentável.

Porém, apesar de todo o crescimento que este modelo estrutural alcançou no mercado nacional, a produção de edifícios em aço ainda representa uma parcela bastante inferior à produção em concreto armado. Esta realidade se deve a diversas situações, uma delas a “cultura do concreto armado” consolidada no setor.

Neste trabalho serão utilizadas as normas ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas) NBR 8800 intitulada “Projetos de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios”, e a ABNT NBR-6123 intitulada “Forças devido ao vento em edificações”, como suporte ao cálculo manual do projeto do edifício fictício. O cálculo dos esforços será feito no software SAP2000, com relação ao dimensionamento das seções no programa SAP2000, este é feito conforme norma americana para aço AISC (*American Institute of Steel Construction*), assim serão comparados os resultados obtidos para ambas as normas, a Brasileira e a Americana.

O software SAP2000 (*System Analisys Program*), é um programa que tem por base o Método dos Elementos Finitos, que funciona como uma ferramenta de análise estrutural, para engenheiros que trabalham com infraestrutura de transporte, obras industriais, públicas, instalações para prática de esportes, para geração de energia, etc.

## 1.1 Justificativa

Em virtude do desenvolvimento da siderurgia nacional, execução de obras mais rápidas e limpas, menores custos para determinadas proporções, estruturas mais leves, possibilidades de modificações para adição de novas peças estruturais ou remoção, economia de madeira devido a não necessidade de formas e escoras, o não acarretamento de prejuízo na circulação de tráfego de veículos em obras urbanas, entre outros, são fatores preponderantes na escolha do aço como material utilizado na construção civil.

Sabendo-se que a preferência nacional ainda é o concreto armado, devido ao fato de ter custo inferior ao do aço, verifica-se que as construções em estruturas metálicas vêm crescendo ao longo do tempo, mas ainda é pouco quando comparada as obras executadas em concreto armado no Brasil, logo o desenvolvimento da tecnologia de construção em aço, faz da estrutura metálica uma opção competitiva em relação a outros processos construtivos, principalmente no quesito velocidade de construção.

## 1.2 Motivação

Devido à necessidade de se obter um conhecimento mais aprofundado a respeito do cálculo e utilização do aço como material de construção para fins aplicações na área de construção de edifícios (visto que é um assunto abordado na graduação em apenas uma disciplina, e só numa pós-graduação se tem mais conhecimento sobre o mesmo), surgiu o interesse no aprendizado específico, do processo de cálculo para aplicação em edifícios comerciais ou industriais, objetivando o desenvolvimento da ciência das construções em aço e da metalurgia.

Visando o futuro como profissional da engenharia da área de estruturais, é indispensável estar atualizado com as novidades tecnológicas disponíveis no mercado de trabalho para se tornar um profissional competitivo, e tomando-se como aprendizado diferencial a utilização de um *software*, que se torna restrito a cursos profissionalizantes e pós-graduações, como base para a realização dos cálculos dos esforços que serão feitos no decorrer do projeto, o acompanhamento dos cálculos manuais que serão de grande importância prática e didática para as comparações a serem feitas com o *software* utilizado.

### **1.3 Objetivos**

#### **1.3.1 Objetivo geral**

Realizar o dimensionamento de um modelo de edifício de múltiplos pavimentos em aço, via computacional e manual, bem como os detalhamentos dos elementos estruturais utilizados.

#### **1.3.2 Objetivos específicos**

Neste trabalho objetiva-se obter os seguintes resultados:

- Cálculo dos Esforços e deslocamentos do modelo estrutural utilizando-se o modelo tridimensional;
- Dimensionamento estrutural das seções dos elementos constituintes do edifício conforme as normas ABNT vigentes;
- Cálculo manual da estrutura via conceitos teóricos da literatura corrente e normas ABNT;
- Análise comparativa dos resultados obtidos via software SAP2000 e o cálculo manual com a finalidade de mostrar as possíveis diferenças para o projeto em estudo.

## 2 REFERENCIAL TEÓRICO

### 2.1 A descoberta dos metais e a aplicação do ferro

O primeiro metal a ser utilizado, muito provavelmente por ser encontrado evidentemente em seu estado natural, foi o ouro. Os demais, com exceção de pequenas quantidades de cobre, não são encontrados em seu estado natural, logo, a sua extração e preparação necessitam de técnicas específicas provenientes de longas experiências e diversas experimentações.

O ferro não foi tão promissor e efetivo tecnicamente quanto outros metais que marcaram o início da Idade do Bronze, mas conseguiu alcançar alguns progressos, pelo fato de ser um metal bastante abundante e barato, foram de mais larga divulgação não só geograficamente mas também entre várias classes sociais.

Ainda não há registros históricos que comprovem onde e como se fabricou pela primeira vez o ferro em quantidades notáveis. O primeiro ferro a ser utilizado foi o ferro nativo, encontrado em meteoritos, porém este ferro era bastante raro para que pudesse ser considerado um metal precioso. O primeiro ferro a ser extraído de minérios seria provavelmente um subproduto da extração do ouro e deve ter sido ainda mais raro. Quantidades notáveis de ferro parecem ter sido extraídas pela primeira vez no século XV a.C., no sul do Cáucaso, pela lendária tribo dos Chalybes, mas não foi encontrado em outros lugares em quantidades suficientes para que o seu uso pudesse ser econômica e tecnicamente decisivos senão por volta do século XII a.C (FERREIRA, 1998).

A cerca de 6 mil anos a.C. , em civilizações pertencentes ao continente africano como as do Egito, Babilônia e Índia, foram evidenciados os primeiros registros para obtenção do ferro para fins militares, ou como elemento de adorno nas construções, pois era considerado um material nobre devido a sua raridade, devido a sua beleza, maleabilidade e por ser de difícil obtenção (BELLEI, 2008).

Com o passar do tempo, aos poucos, o ferro foi sendo usado com mais frequência, a partir do momento em que descobriu-se como extraí-lo de seu minério. A exploração regular de jazidas começou em torno de 1.500 a.C. no Oriente Médio. Do primeiro milênio da era cristã em diante, o ferro difundiu-se por toda bacia do Mediterrâneo.

O ferro começou a ser utilizado na construção a partir do século XVII. No entanto, como a revolução industrial só viria a acontecer no século seguinte, havia uma deficiência no setor siderúrgico que afetou diretamente a sua produção, impedindo a sua produção em larga escala por um longo período de tempo. Os altos fornos que produziam o ferro eram aquecidos

com carvão vegetal, o que era muito antieconômico. Segundo Costa (2001), para aquecer um alto forno e produzir 15 toneladas de ferro por semana era preciso derrubar 1 acre (150 m<sup>2</sup>) de floresta, o que limitava em muito sua produção.

A grande inovação tecnológica ocorreu em 1709 nos fornos de Abraham Darby I, em Coalbrookdale, que desenvolveu um método de produção de ferro gusa em um alto forno alimentado por coque em vez de carvão, chegando a temperaturas mais altas para a produção de ferro gusa, contribuindo para o início da revolução industrial. Em Coalbrookdale, Inglaterra, após o sucesso em seus experimentos, possibilitou a criação de grandes estruturas de ferro fundido com o uso de fôrmas, como por exemplo: carris, pilares, pontes, rodados, cilindros para máquinas e etc.

O coque é obtido pelo processo de “coqueificação”, que consiste no aquecimento do carvão mineral a altas temperaturas, em câmaras hermeticamente fechadas, (exceto para saída de gases). No aquecimento às temperaturas de coqueificação e na ausência de ar, as moléculas orgânicas complexas que constituem o carvão mineral se dividem, produzindo gases e compostos orgânicos sólidos e líquidos de baixo peso molecular e um resíduo carbonáceo relativamente não volátil. Este resíduo resultante é o “coque”, que é um combustível com altos teores de carbono. Ele chega à usina siderúrgica ainda com algumas impurezas e com uma concentração de carbono inferior à desejada. Portanto, faz-se uma purificação do coque para aumentar a concentração de carbono. O coque é usado como combustível e agente redutor nos altos-fornos e é dele que provém o carbono adicionado ao ferro, gerando o aço.

Por um longo período de tempo a inovação se limitou a poucos altos fornos espalhados pelo país, porque o ferro produzido com o uso do coque não podia ser forjado. Na década de 50 do século XVIII, o filho de Darby conseguiu ultrapassar essa dificuldade, abrindo as portas para a produção industrial, que primeiramente atingiu a produção ferroviária. Os primeiros trilhos de ferro fundido foram feitos em 1761.

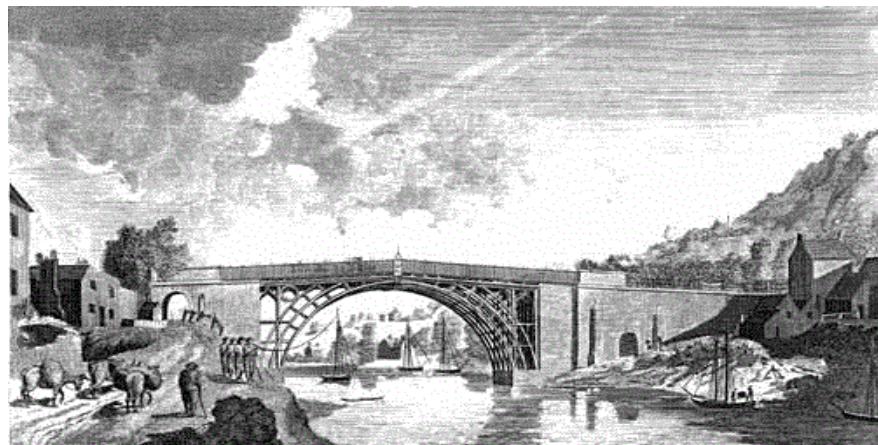
Ao final do século XVIII a produção de ferro fundido foi impulsionada por várias indústrias, de acordo com os usos deste material em aplicações diversas, dentre estas o desenvolvimento da máquina à vapor, a construção de pontes e, particularmente, os canais navegáveis. A energia hidráulica proveniente dos rios e canais, até então bastante utilizadas, foram perdendo espaço pelo fato de não produzirem energia em quantidade suficiente para as necessidades industriais. No entanto, em vez das indústrias se dispersarem, começaram a se concentrar ao redor das minas de carvão mineral. O ferro fundido era utilizado pela engenharia, na construção civil e para fins decorativos. Além de seu uso na produção de

máquinas, o material se destacava em pontes, canais, aquedutos, ferrovias, colunas, janelas, gradis e bancadas.

Nesta época uma obra que se tornou bastante simbólica foi a construção da ponte sobre o rio Severn em Coalbrookdale (1779) – na Inglaterra, e Darby III foi o escolhido para a construção da mesma, já que seu avô, Darby I, foi o inventor, em 1709, de um método de fundição de ferro em caldeiras. Na ocasião o método foi pouco aceito devido à utilização de grande quantidade de carvão vegetal, combustível pouco encontrado na região. Em 1755 Darby II, também trabalhando com ferro fundido em Coalbrookdale, substituiu a utilização do carvão vegetal pelo coque, derivado do carvão mineral, material bastante presente na região, o que facilitou e viabilizou a utilização do ferro fundido.

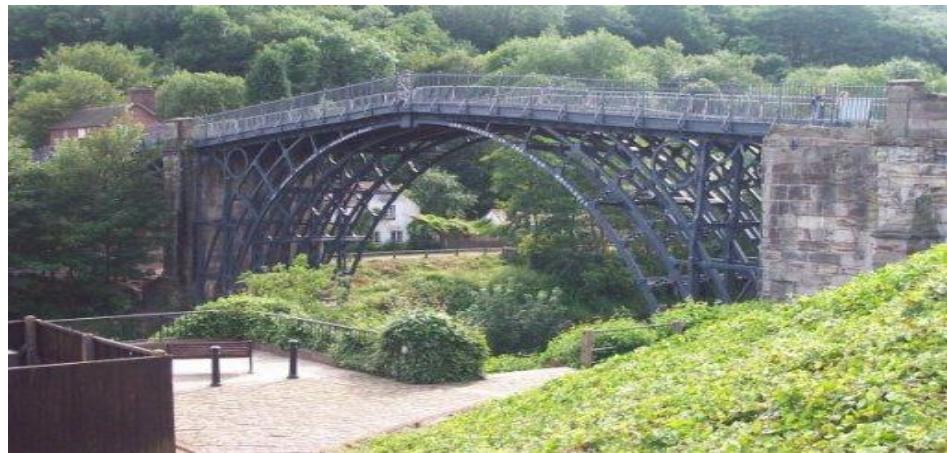
A seguir, as figuras 1 e 2 ilustram a ponte sobre o severn em Coalbrookdale (1779), citada a cima, na época em que foi construída e nos dias atuais, para ilustrar o quanto o ferro fundido é um material construtivo que apresenta resistência e durabilidade.

Figura 1 - Ponte sobre o rio Severn em Coalbrookdale (1779), Inglaterra.



Fonte: Grupo2metalica (2017)

Figura 2 - Ponte sobre o rio Severn em Coalbrookdale, Inglaterra.



Fonte: lmc (2017)

## 2.2 A descoberta do aço e seu processo siderúrgico

Através de experiências baseadas nos conhecimentos deixados pela tribo dos Chalybes, Fercault de Reaumur descobriu que o aço era ferro que continha uma quantidade não muito grande e não muito pequena de carbono. Verificou que poderia obtê-lo derretendo, juntos, ferro fundido que é uma liga metálica que contém carbono a partir de 2,11% e silício, e o ferro forjado que é comercialmente puro e possui uma quantidade inferior à 0,15% de carbono.

Ao longo da fase final do século XVIII e início do século XIX a produção do ferro continuou a ritmo acelerado, porém, a do aço caminhava a passos lentos. Os aperfeiçoamentos foram feitos com o objetivo de se acelerar os processos de fabricação, principalmente, quando Henry Bessemer desenvolveu um processo industrial, que recebeu seu nome, para produção em massa de aço a partir de ferro gusa fundido.

O aço ganhou espaço no mercado a partir da Segunda Revolução Industrial, quando se tornou possível sua produção em larga escala, devido ao processo de Bessemer. Ao contrário do ferro, o aço exigia uma nova maneira de planejamento e sofisticação no canteiro de obras, demandando grandes investimentos, criando-se uma nova maneira de se fazer engenharia. Com o aço, os construtores e fundidores independentes ficaram para trás e surgiram as empreiteiras (FERREIRA, 1998).

A metalurgia é um conjunto de tratamentos físicos e químicos a que os minerais são submetidos para a extração dos metais. A siderurgia é a denominação dada para a metalurgia do ferro e do aço, que gera os elementos usados na fabricação das peças estruturais.

Ao utilizar o termo estrutura metálica, muitas vezes, o ferro e o aço são erroneamente confundidos como sendo um mesmo material. É importante ressaltar a distinção de ambos,

pois possuem características diferentes e são utilizados na produção de componentes estruturais com propriedades distintas. Atualmente, as peças estruturais mais usadas na construção civil são produzidas em aço, com composições químicas variadas para cada especificação determinada.

Os metais ferro e aço possuem em comum duas matérias-primas básicas: o minério de ferro e o carvão, que pode ser vegetal ou mineral. O minério de ferro é composto pelo elemento químico ferro (Fe), que é encontrado na natureza basicamente sob a forma de óxidos (Fe + O).

A objetivo principal na produção dos metais ferro e aço é remover o oxigênio da sua composição. O elemento químico ferro (Fe) é extraído do minério através de altas elevadas temperaturas, obtidas dentro de fornos especiais, que retiram o oxigênio na presença do carvão vegetal ou mineral, este último conhecido como coque. O coque, um material rico em carbono, é constituído pelo carvão mineral purificado através de altas temperaturas.

O carvão vegetal foi primeiramente utilizado no Brasil devido à vasta oferta da nossa flora, mas, com o aumento da devastação e com a falta de uma política de reflorestamento, seu uso foi limitado, acarretando o aumento do custo.

Já o carvão mineral nacional é rico em enxofre, o que proporciona um material de má qualidade, necessitando de processos para a sua retirada, que também elevam o custo (FERREIRA, 1998).

Minério de ferro, carvão coque e calcário são as matérias-primas principais para a produção do aço. O carvão coque, na presença de ar superaquecido introduzido sob pressão na parte inferior do forno, queima e forma um gás que remove os óxidos do minério de ferro. O calor da combustão liquefaz o calcário que combina com a matéria terrosa e outras impurezas do minério de ferro formando a escória, sub-produto da fundição do minério de ferro, ao mesmo tempo que funde o ferro contido no minério. No fundo do forno, a um certa temperatura, o ferro torna-se líquido a escória viscosa. Neste momento do processo, o ferro é chamado de gusa.

O ferro gusa é um material muito quebradiço. Ele não é utilizado como elemento estrutural em estruturas metálicas por absorver de 3,5 a 4% de carbono do coque no alto forno. É necessário que ocorra o refino do ferro que ocorre em fornos elétricos, fornos básicos a oxigênio ou através do processo "*Simeans-Martin*".

No processo "*Simeans-Martin*", processo pelo qual os aços estruturais são feitos, o ferro gusa em estado de fusão, aparsas de aço e o calcário, são colocados em um forno tendo o formato de um prato raso. Essa mistura é queimada entre 6 a 8 horas. Durante esse tempo, o

excesso de carbono e outras matérias são queimadas ou absorvidas pelo calcário líquido formando a escória. Nos estágios finais do processo, são feitas verificações para verificar a temperatura da mistura fundida e a composição do aço a fim de que o mesmo atenda às especificações requeridas para cada tipo (FERREIRA, 1998).

### 2.3 Tipos de produtos estruturais

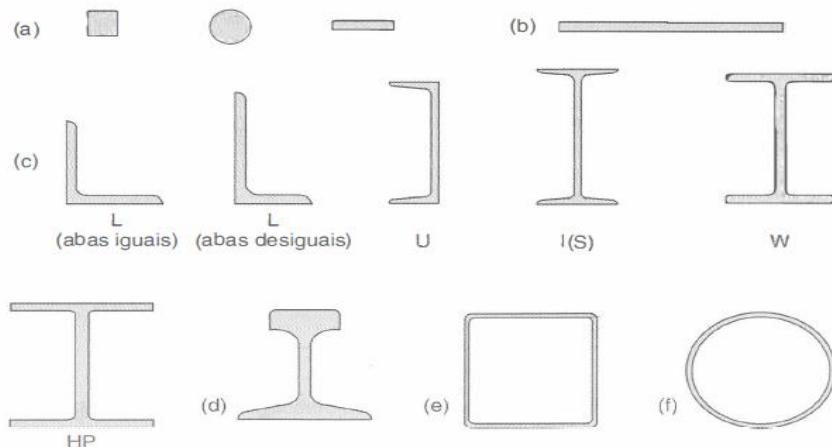
As usinas siderúrgicas produzem aços para diversos fins de utilização estrutural sob diversas formas: chapas, barras, perfis laminados, fios trefilados, cordoalhas e cabos. Os três primeiros tipos são fabricados em laminadores que, em sucessivos passes, dão ao aço preaquecido a seção desejada. Os fios trefilados são obtidos puxando uma barra de aço sucessivamente por meio de fieiras com diâmetros decrescentes. A trefilação é feita a frio, utilizando-se lubrificantes para evitar superaquecimento dos fios e das fieiras. As cordoalhas e os cabos são formados por associação de fios.

Perfis estruturais podem ainda ser fabricados por dobramento de chapas (perfis de chapa dobrada) e por associação de chapas através de solda (perfis soldados).

#### 2.3.1 Chapas

As chapas são produtos laminados, nos quais uma dimensão (a espessura) é muito menor que as outras duas (largura e comprimento).

Figura 3 - Principais tipos de produtos siderúrgicos laminados de utilização estrutural : (a) barras, com diversas seções transversais (quadrada, redonda, chata) ; (b) chapas; (c) perfis estruturais laminados; (d) trilho; (e) tubo quadrado; (f) tubo redondo



Fonte: Pfeil e Pfeil (2008)

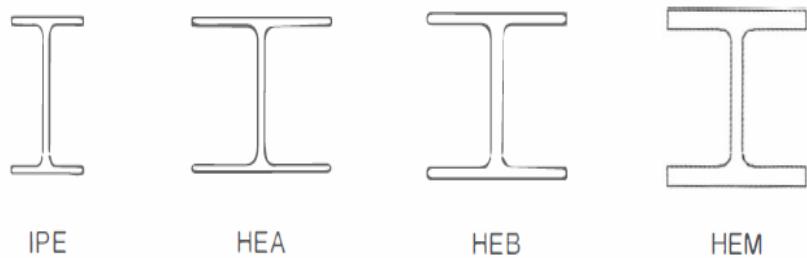
### 2.3.2 Barras

As barras são produtos siderúrgicos laminados onde duas de suas dimensões (da seção transversal) são pequenas em relação à terceira (comprimento). As barras podem possuir seções laminadas circular, quadrada ou retangular alongada. Estas últimas chamam-se comumente de barras chatas.

### 2.3.3 Perfis laminados e perfis soldados

As estruturas das construções em aço são empregadas através de formas padronizadas. Os perfis laminados de grande eficiência estrutural ocorrem nas formas de H, I, C, L. Os perfis tipo H, I e C são produzidos em grupos, sendo os elementos de cada grupo de altura  $h$  constante e largura das abas  $h$  variável.

Figura 4 - Perfis laminados de abas com faces paralelas de padrão europeu.



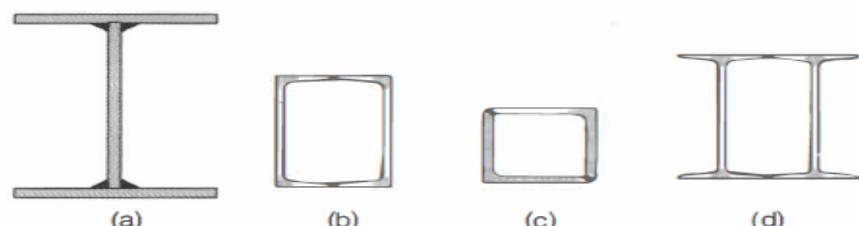
Fonte: Pfeil e Pfeil (2008)

Os perfis são formados pela associação de chapas ou de perfis laminados simples, sendo a ligação em geral soldada permitindo o formato de seção que se necessite.

A norma brasileira NBR 5884: 1980 padronizou três séries de perfis soldados:

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

Figura 5 - Perfis compostos de chapas (perfis soldados) ou de perfis laminados.



Fonte: Pfeil e Pfeil (2008)

## 2.4 Tipos e perfis de aço

Segundo a composição química, os aços utilizados em estruturas são divididos em dois grupos: aços-carbono e aços de baixa liga. Os dois tipos podem receber tratamentos térmicos que modificam suas propriedades mecânicas.

### 2.4.1 Aços-carbono

Os aços-carbono são os tipos mais usados, nos quais o aumento de resistência em relação ao ferro puro é produzido pelo carbono e, em menor escala, pelo manganês. Eles contêm as seguintes porcentagens máximas de elementos adicionais: carbono 2,0%, silício 0,60%, manganês 1,65% e cobre 0,35%.

O aumento de teor de carbono eleva a resistência do aço, porém diminui a sua ductilidade (capacidade de se deformar), o que conduz a problemas na soldagem. Em estruturas usuais de aço, utilizam-se aços com baixo teor de carbono, que podem ser soldados sem precauções especiais.

Os principais tipos de aço-carbono usados em estruturas, segundo os padrões da ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas), da ASTM (*American Society for Testing and Materials*) e das normas européias EN.

### 2.4.2 Aços de baixa liga

Os aços de baixa liga são aços-carbono acrescidos de elementos de liga (cromo colúmbio, cobre, manganês, molibdênio, níquel, fósforo, vanádio, zircônio), os quais melhoram algumas propriedades mecânicas.

Alguns elementos de liga produzem aumento de resistência do aço através da modificação da microestrutura para grãos finos. Graças a esse fato, pode-se obter resistência elevada com teor de carbono de ordem de 0,20%, o que permite a soldagem dos aços sem preocupações especiais.

Muito utilizados no Brasil são os aços de baixa liga, de alta e média resistências mecânicas, soldáveis e com características de elevada resistência atmosférica (obtida pela adição de 0,25% a 0,40% de cobre).

### 2.4.3 Aços com tratamento térmico

Tanto os aços-carbono quanto os de baixa liga podem ter suas resistências aumentadas pelo tratamento térmico. A soldagem dos aços tratados termicamente é, entretanto, mais difícil, o que torna seu emprego pouco usual em estruturas correntes. Os parafusos de alta

resistência utilizados como conectares são fabricados com aço de médio carbono sujeito a tratamento térmico (especificação ASTM A325). Os aços de baixa liga com tratamento térmico são empregados na fabricação de barras de aço para protensão e também de parafusos de alta resistência (especificação ASTM A490).

## 2.5 As primeiras aplicações no Brasil

No Brasil, até a década de 80, o uso de estruturas metálicas era praticamente desconhecido. “No setor imobiliário residencial, o assunto nem era citado por arquitetos e engenheiros. Devido aos atrasos na siderurgia brasileira, proveniente de fatores histórico-culturais, a procura pelo concreto tornou-se bastante usual e também pelo fato histórico de mão de obra barata, que colaboraram com essa realidade, tornando o concreto o material mais tradicional utilizado na construção civil brasileira.

Apesar da utilização do aço na construção civil estar intrinsecamente ligada aos conceitos de modernidade e inovação, e ser um material confiável, versátil, durável, de pouco desperdício e de execução rápida, o uso de estruturas metálicas na construção civil não alcançou, no Brasil, o mesmo nível de projeção que alcançou em outros países. Nos Estados Unidos, os primeiros edifícios com estruturas em aço começaram a ser construídos a partir de 1870, em grandes cidades como Chicago, Nova York, Detroit e St. Louis. No Brasil, o primeiro prédio de andares múltiplos, com estrutura metálica, só foi erguido 84 anos depois, com a construção do Edifício Garagem América, em São Paulo, em 1954, idealizado por um empresário paulista, Dr. Francisco Cintra Gordinho, que estava preocupado com o problema de estacionamento que surgia em São Paulo com o desenvolvimento da indústria automobilística, e não existindo na época nenhum edifício para estacionamento em toda a cidade (talvez em todo o Brasil), resolveu adquirir um terreno no centro para tentar esse tipo de empreendimento, o primeiro prédio com estruturas metálicas de 16 pavimentos, totalmente projetado, fabricado, montado e comercializado por brasileiros.

Figura 6 - Fachada da Garagem América em construção.



Fonte:<http://www.metalica.com.br/imagesstoriesartigos-tecnicosgaragem- americagaragem-america-9.jpg>

Na década de 30 do século XX, o aço importado ganhou espaço no setor da construção civil, principalmente por sua adequação à arquitetura industrial, possibilitando levantar grandes plantas industriais em pouco tempo. A produção local, no entanto, era inexistente. Até a década de 50 as siderúrgicas brasileiras concentravam sua produção no setor automobilístico, e só anos mais tarde começou a produzir perfis de aço como excedentes de produção.

Durante a década de 70 o país estava no meio de um grande desenvolvimento industrial, os tempos do Milagre Econômico, o que deu novo impulso à construção em aço devido a sua grande velocidade de fabricação.

Na década de 80 a produção aumentou significativamente, em parte graças a mudanças na legislação de seguros e no fomento dado por cursos de especialização em aço na arquitetura e na engenharia, uma vez que se trata de uma técnica que exige industrialização da própria obra. Nessa época, o aço era muito utilizado para grandes construções como: indústrias, hipermercados e shoppings.

## 2.6 O aço e suas propriedades

### 2.6.1 Propriedades dos aços

Segundo a ABNT NBR 8800 (2008, item 4.5.2.9) o aço assim como outros tipos de materiais possui suas propriedades físicas que são adotadas para todos os tipos de aço estrutural, tais como:

- Módulo de elasticidade longitudinal ou módulo de Young  $E = 200.000 \text{ MPa}$ ;
- Coeficiente de Poisson  $\nu = 0.3$ ;
- Coeficiente de dilatação térmica  $\beta = 12 \times 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}$ ;
- Massa específica  $\rho_a = 7850 \text{ kg/m}^3$ ;
- Módulo de elasticidade transversa,  $G = 77.000 \text{ MPa}$ ;

### 2.6.2 Ductilidade

A ductilidade é a capacidade que um material possui de se deformar quando está submetido à ação de cargas. Quando os aços dúcteis estão submetidos a um estado de tensão elevada, sofrem deformações plásticas capazes de redistribuir as tensões. Esse comportamento plástico permite, por exemplo, que se considere numa ligação parafusada a distribuição uniforme da carga entre parafusos. Além disso, a ductilidade possui um importante papel quando se refere à grandes rupturas, pois nos permite prever deformações existentes em elementos estruturais submetidos à tensões elevadas.

### 2.6.3 Fragilidade

A fragilidade é o oposto da ductilidade, ou seja, quando um material está submetido a um estado de tensões elevadas, ele praticamente não se deforma, se rompe. Os aços podem se tornar frágeis devido a alguns fatores como: baixas temperaturas ambientes efeitos térmicos locais causados, por exemplo, por solda elétrica e etc.

É importante ressaltar o estudo das condições em que os aços se tornam frágeis, pois sabemos que os materiais frágeis se rompem bruscamente sem aviso prévio. Dezenas de acidentes com navios, pontes etc. foram provocados pela fragilidade do aço, decorrente de procedimento inadequado de solda, por exemplo.

#### 2.6.4 Resiliência e tenacidade

A resiliência e a tenacidade são propriedades que estão relacionadas com a capacidade de um metal absorver energia mecânica.

Resiliência é a capacidade de absorver energia mecânica em regime elástico. Denomina-se módulo de resiliência a quantidade de energia elástica que pode ser absorvida por unidade de volume do metal tracionado. Tenacidade é a energia total, elástica e plástica que o material pode absorver por unidade de volume até a sua ruptura.

#### 2.6.5 Dureza

Dureza é a resistência ao risco ou abrasão, ou seja, o desgaste por atrito. Na prática a dureza é medida pela resistência superficial que o material oferece à penetração de uma outra peça de maior dureza.

#### 2.6.6 Efeito da temperatura elevada

As temperaturas elevadas interferem diretamente nas propriedades físicas dos aços. Temperaturas superiores a 100°C tendem a eliminar o limite de escoamento bem definido, tornando o diagrama  $\sigma$ ,  $\epsilon$  arredondado. As temperaturas elevadas reduzem as resistências a escoamento  $f_y$  e ruptura  $f_u$ , bem como o módulo de elasticidade  $E$ , e temperaturas entre 250 e 300°C, provocam a fluência nos aços.

#### 2.6.7 Fadiga

Quando as peças metálicas trabalham sob efeito de esforços repetidos em grande número, pode haver ruptura em tensões inferiores às obtidas em ensaios estáticos. Esse efeito denomina-se fadiga do material. A resistência à fadiga é bastante útil no dimensionamento de peças que se encontram sob ação de efeitos dinâmicos importantes, tais como peças de máquinas, de pontes etc.

A resistência à fadiga das peças é fortemente diminuída nos pontos de concentração de tensões, provocadas, por exemplo, por variações bruscas na forma da seção, indentações devidas à corrosão etc.

#### 2.6.8 Corrosão

A corrosão é o processo de reação do aço com alguns elementos presentes no ambiente em que se encontra exposto, sendo o produto desta reação muito similar ao minério

de ferro. A corrosão promove a perda de seção das peças de aço, podendo se constituir um colapso.

A proteção contra corrosão dos aços expostos ao ar é geralmente feita por pintura ou por galvanização. A vida útil da estrutura de aço protegida por pintura depende dos procedimentos adotados para sua execução nas etapas de limpeza das superfícies, especificação da tinta e sua aplicação.

## 2.7 Ensaios de tração e cisalhamento simples

### 2.7.1 Tensões e deformações

Nas aplicações estruturais, as grandezas utilizadas com mais frequência são as tensões ( $\sigma$ ) e as deformações ( $\varepsilon$ ).

Se pensarmos em uma haste reta solicitada por uma força  $F$ , aplicada na mesma direção do eixo da peça, presente na Figura 8. Esse estado de solicitação chama-se tração simples. Dividindo-se a força  $F$  pela área  $A$  da seção transversal, obtemos a tensão normal  $\sigma$

$$\sigma = \frac{F}{A} \quad (1)$$

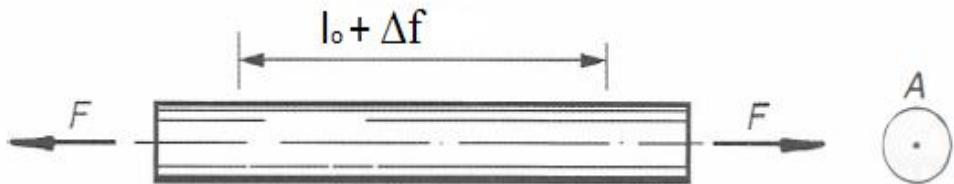
Na Figura 8 (tração simples), as tensões são iguais em todos os pontos da seção transversal. Na mesma Figura 8,  $l_0$  representa um comprimento marcado arbitrariamente na haste sem tensões. Sob o efeito da força  $F$  de tração simples, o segmento da barra de comprimento inicial  $l_0$  se alonga passando a ter o comprimento  $l_0 + \Delta l$ . Denomina-se alongamento unitário  $\varepsilon$  (deformação) a relação:

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l_0} \quad (2)$$

No regime elástico, as tensões  $\sigma$  são proporcionais às deformações  $\varepsilon$ . Esta relação é denominada Lei de Hooke, em homenagem ao físico inglês Robert Hooke (1635-1703). O coeficiente de proporcionalidade se denomina módulo de deformação longitudinal ou módulo de elasticidade, ou ainda módulo de Young, em homenagem ao cientista inglês Thomas Young (1773-1829). Esse coeficiente costuma ser representado pela letra  $E$ , e é praticamente igual para todos os tipos de aço que varia entre  $200.00 < E < 210.000$  MPa. A Lei de Hooke é demonstrada a baixo:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad (3)$$

Figura 7 - Haste em tração simples



Fonte: Pfeil e Pfeil (2008)

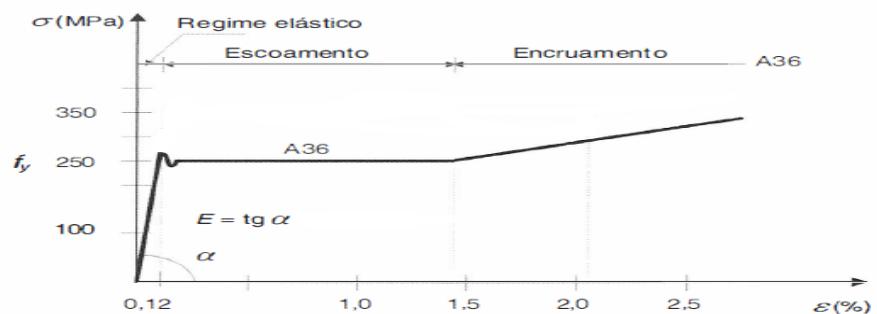
### 2.7.2 Ensaio de tração simples

O ensaio de tração simples é bastante utilizado para se medir as propriedades mecânicas dos aços. As mesmas propriedades podem ser obtidas para compressão, desde que esteja excluída a possibilidade de flambagem. Nos ensaios as máquinas prendem os corpos de prova onde eles são submetidos a esforços crescentes de tração, onde a cada estágio é medido o alongamento  $\Delta l$  de um trecho de comprimento inicial  $l_0$ .

A seção transversal em uma barra de aço é diminuída a medida em que vai sendo tracionada. O alongamento unitário  $\varepsilon$  também pode ser calculado com o comprimento inicial da haste. Se em um gráfico representarmos em abscissas os valores dos alongamentos unitários  $\varepsilon$  e em ordenadas os valores das tensões convencionais  $\sigma$  teremos um diagrama tensão-deformação que reflete o comportamento do aço sob efeito de cargas estáticas.

A Figura 9 representa o diagrama tensão-deformação para uma haste de aço A36, e observando-se o diagrama vemos que a Lei de Hooke é válida até um certo valor da tensão. A inclinação do trecho retilíneo do diagrama é o módulo de elasticidade  $E$ . Quando o regime elástico é ultrapassado o material passa a apresentar uma propriedade chamada de escoamento ou cedência, que se caracteriza pelo aumento de deformação com tensão constante. A tensão que produz o escoamento chama-se limite de escoamento ( $f_y$ ) do material.

Figura 8 - Diagrama tensão x deformação do aço A36 em patamar de escoamento



Fonte: Pfeil e Pfeil (2008)

Para deformações unitárias acima aos do patamar de escoamento, o material apresenta acréscimo de tensões (encruamento), porém tal acréscimo não é, em geral, utilizado nos cálculos, pois corresponde a deformações exageradas nas peças a serem analisadas. O escoamento faz com que haja uma deformação visível da peça metálica. Por esse motivo, a teoria elástica de dimensionamento utiliza o limite de escoamento  $f_y$  como tensão limite, de onde se obtém a tensão admissível relacionado a um coeficiente de segurança adequado, ou seja, torna-se inviável em termos de segurança trabalhar com peças metálicas no regime plástico.

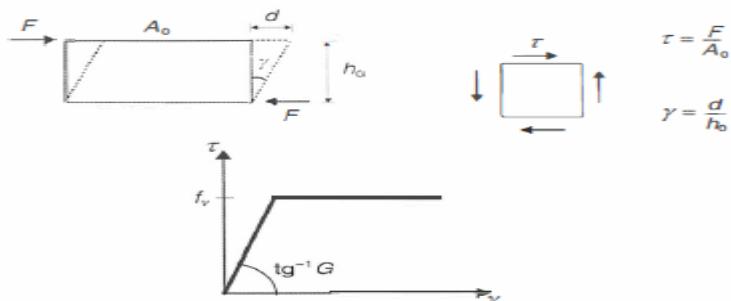
### 2.7.3 Ensaio de cisalhamento simples

No ensaio de cisalhamento simples obtém-se um diagrama de tensão cisalhante-distorção, semelhante o de tensão-deformação do ensaio de tração simples. No diagrama de tensão cisalhante  $\tau$  x distorção  $\gamma$  a inclinação chama-se módulo de cisalhamento  $G$ , que para o regime elástico temos a relação:

$$G = \frac{E}{2*(1+\nu)} \quad (4)$$

em que  $\nu$  = coeficiente de deformação transversal (Poisson). Para o aço, com  $\nu = 0,3$  resulta  $G = 77.000 \text{ MPa}$ .

Figura 9 - Ensaio de cisalhamento simples



Fonte: Pfeil e Pfeil (2008)

## 2.8 Segurança e estabilidade das estruturas

Com o objetivo de proporcionar um estrutura que forneça de maneira segura um desempenho estrutural eficaz, para prevenir as estruturas de sofrerem possíveis colapsos estruturais, a ABNT NBR 8681 (2003) estabelece os critérios de segurança adotados para verificação e segurança das estruturas em geral.

### 2.8.1 Estados limites

Segundo a ABNT NBR 8681 (2003, item 4.1) os estados limites podem ser estados limites últimos (ELU) ou estados limites de serviço (ELS). Os estados limites considerados nos projetos de estruturas dependem dos tipos de materiais de construção empregados e devem ser especificados pelas normas referentes ao projeto de estruturas com eles construídas, contudo, estes critérios visam estabelecer uma condição de segurança, confiabilidade, estabilidade, conforto e durabilidade de um projeto estrutural.

Segundo a ABNT NBR 8800 (2008, item 4.6.2.1) Os estados-limites últimos estão relacionados com a segurança da estrutura sujeita às combinações mais desfavoráveis de ações previstas em toda a vida útil, durante a construção ou quando atuar uma ação especial ou excepcional. Os estados-limites de serviço estão relacionados com o desempenho da estrutura sob condições normais de utilização.

### 2.8.2 Estado-limite último (ELU)

“O estado-limite último é aquele relacionado ao colapso ou a qualquer outra forma de ruína estrutural que determine a paralisação, no todo ou em parte, do uso da estrutura”.(CARVALHO; FIGUEIREDO, 2007, p. 47)

A ABNT NBR 6118 (2014, item 10.3), se refere a segurança das estruturas que devem ser verificadas e essas verificações devem estar de acordo com os seguintes estados-limites últimos:

- a) Perda do equilíbrio da estrutura, sendo ela admitida como corpo rígido;
- b) Esgotamento da capacidade da estrutura de resistir às solicitações normais e tangenciais, no seu todo ou em parte, desde que se respeite a capacidade da estrutura de se adaptar plasticamente, definida nessa mesma norma, e admitindo-se, em geral, as verificações separadas das solicitações normais e tangenciais.
- c) Esgotamento da capacidade da estrutura de resistir às solicitações considerando os efeitos de segunda ordem, no seu todo ou em parte;
- d) Provocado por solicitações dinâmicas, também explicitadas nessa mesma norma;
- e) De colapso progressivo da estrutura;
- f) Esgotamento da capacidade da estrutura de resistir às solicitações considerando exposição ao fogo, no seu todo ou em parte;
- g) Esgotamento da capacidade da estrutura de resistir às solicitações considerando ações sísmicas, no seu todo ou em parte;

h) Que podem ocorrer eventualmente em casos especiais

### **2.8.3 Estado-limite de serviço (ELS)**

Segundo a ABNT NBR 6118 (2014) os estados limites de serviço são aqueles relacionados à durabilidade das estruturas, aparência, conforto do usuário e a boa utilização funcional das mesmas, seja em relação aos usuários, seja em relação às máquinas e aos equipamentos utilizados.

Quando uma estrutura alcança um “Estado Limite de Serviço”, o seu uso fica impossibilitado, mesmo que ela ainda não tenha esgotada toda a sua capacidade resistente, ou seja, a estrutura não mais oferece condições de conforto e durabilidade, embora não tenha alcançado a ruína (BASTOS, 2014).

Os estados limites de serviço definidos pela a ABNT NBR 8681 (2003) são:

No período de vida da estrutura, usualmente são considerados estados limites de serviço caracterizados por:

- a) danos ligeiros ou localizados, que comprometam o aspecto estético da construção ou a durabilidade da estrutura;
- b) deformações excessivas que afetem a utilização normal da construção ou seu aspecto estético;
- c) vibração excessiva ou desconfortável.

### **2.8.4 Ações**

Segundo a ABNT NBR 8681 (2003, item 3.4), as ações são causas que provocam esforços ou deformações nas estruturas e são classificadas em permanentes, variáveis e excepcionais. Do ponto de vista prático, as forças e as deformações impostas pelas ações são consideradas como se fossem as próprias ações. As deformações impostas são por vezes designadas por ações indiretas e as forças, por ações diretas.

### **2.8.5 Ações permanentes**

Segundo a ABNT NBR 8681 (2003, item 3.5), as ações permanentes ocorrem com valores constantes ou de pequena variação em torno de sua média, durante praticamente toda a vida útil da construção. A variabilidade das ações permanentes é medida num conjunto de construções análogas.

Consideram-se como ações permanentes:

a) *Ações permanentes diretas*

" os pesos próprios dos elementos da construção, incluindo-se o peso próprio da estrutura e de todos os elementos construtivos permanentes, os pesos dos equipamentos fixos e os empuxos devidos ao peso próprio de terras não removíveis e de outras ações permanentes sobre elas aplicadas".(ABNT NBR 8681, 2003, item 4.2.1.1, p.3)

b) *Ações permanentes indiretas*

Estas ações são relativas à protensão, os recalques de apoio e a retração dos materiais, caso ocorra.

### 2.8.6 Ações variáveis

Segundo a ABNT NBR 8681 (2003, item 4.2.1.2), consideram-se como ações variáveis as cargas accidentais das construções, bem como efeitos, tais como forças de frenação, de impacto e centrífugas, os efeitos do vento, das variações de temperatura, do atrito nos aparelhos de apoio e, em geral, as pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas. Em função de sua probabilidade de ocorrência durante a vida da construção, as ações variáveis são classificadas em normais ou especiais:

a) *Ações variáveis normais*

são ações variáveis que possuem uma grande probabilidade de ocorrência suficientemente para que sejam obrigatoriamente consideradas no projeto das estruturas de um dado tipo de construção;

b) *Ações variáveis especiais*

Nas estruturas em que devam ser consideradas certas ações especiais, como ações sísmicas ou cargas accidentais de natureza ou de intensidade especiais, elas também devem ser admitidas como ações variáveis. As combinações de ações em que comparecem ações especiais devem ser especificamente definidas para as situações especiais consideradas.

### 2.8.7 Ações excepcionais

Estas ações são decorrentes de uma baixa probabilidade de ocorrência e segundo a ABNT NBR 8681 (2003, item 4.2.1.3), consideram-se como excepcionais as ações decorrentes de causas tais como explosões, choques de veículos, incêndios, enchentes ou sismos excepcionais. Os incêndios, ao invés de serem tratados como causa de ações excepcionais, também podem ser levados em conta por meio de uma redução da resistência dos materiais constitutivos da estrutura.

## 2.8.8 Coeficiente de ponderação das ações

Segundo a ABNT NBR 8800 (2008, item 4.7.6), as ações devem ser ponderadas pelo coeficiente  $\gamma_f$ , dado por:

$$\gamma_f = \gamma_{f1}\gamma_{f2}\gamma_{f3} \quad (5)$$

em que:

$\gamma_{f1}$ , parcela do coeficiente de ponderação que considera a variabilidade das ações;

$\gamma_{f2}$ , parcela do coeficiente de ponderação que considera a simultaneidade das ações;

$\gamma_{f3}$ , parcela do coeficiente de ponderação que considera os possíveis erros de avaliação dos efeitos das ações, seja por problemas construtivos, seja por deficiência do método de cálculo empregado, de valor igual ou superior a 1,10.

## 2.8.9 Coeficiente de ponderação das ações no estado-limite último (ELU)

Os valores-base para verificação dos estados-limites últimos são apresentados nas Quadros 1 e 2, para o produto  $\gamma_{f1}*\gamma_{f3}$  e para  $\gamma_{f2}$ , respectivamente. O produto  $\gamma_{f1}*\gamma_{f3}$  é representado por  $\gamma_g$  ou  $\gamma_q$ . O coeficiente  $\gamma_{f2}$  é igual ao fator de combinação  $\psi_0$ . (ABNT NBR8800, 2008, item 4.7.6.1)

Quadro 1 - Valores dos coeficientes de ponderação das ações  $\gamma_f = \gamma_{f1} \gamma_{f3}$

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

<sup>a</sup> Os valores entre parênteses correspondem aos coeficientes para as ações permanentes favoráveis à segurança; ações variáveis e excepcionais favoráveis à segurança não devem ser incluídas nas combinações.

<sup>b</sup> O efeito de temperatura citado não inclui o gerado por equipamentos, o qual deve ser considerado ação decorrente do uso e ocupação da edificação.

<sup>c</sup> Nas combinações normais, as ações permanentes diretas que não são favoráveis à segurança podem, opcionalmente, ser consideradas todas agrupadas, com coeficiente de ponderação igual a 1,35 quando as ações variáveis decorrentes do uso e ocupação forem superiores a 5 kNm<sup>2</sup>, ou 1,40 quando isso não ocorrer. Nas combinações especiais ou de construção, os coeficientes de ponderação são respectivamente 1,25 e 1,30, e nas combinações excepcionais, 1,15 e 1,20.

<sup>d</sup> Nas combinações normais, se as ações permanentes diretas que não são favoráveis à segurança forem agrupadas, as ações variáveis que não são favoráveis à segurança podem, opcionalmente, ser consideradas também todas agrupadas, com coeficiente de ponderação igual a 1,50 quando as ações variáveis decorrentes do uso e ocupação forem superiores a 5 kNm<sup>2</sup>, ou 1,40 quando isso não ocorrer (mesmo nesse caso, o efeito da temperatura pode ser considerado isoladamente, com o seu próprio coeficiente de ponderação). Nas combinações especiais ou de construção, os coeficientes de ponderação são respectivamente 1,30 e 1,20, e nas combinações excepcionais, sempre 1,00.

<sup>e</sup> Ações truncadas são consideradas ações variáveis cuja distribuição de máximos é truncada por um dispositivo físico, de modo que o valor dessa ação não possa superar o limite correspondente. O coeficiente de ponderação mostrado nesta Tabela se aplica a este valor-limite.

Fonte: ABNT NBR 8800 (2008)

Nas combinações de ações de serviço são usados os fatores de redução  $\psi_1$  e  $\psi_2$ , dados na Quadro 2, para obtenção dos valores freqüentes e quase permanentes das ações variáveis, respectivamente.

$\psi_0$  – fator de redução de combinação para estado-limite último;

$\psi_1$  – fator de redução de combinação frequente para o estado-limite de serviço;

$\psi_2$  – fator de redução de combinação quase permanente para o estado-limite de serviço.

Quadro 2 - Valores dos fatores de combinação  $\psi_0$  e de redução  $\psi_1$  e  $\psi_2$  para as ações variáveis

Ações		$\gamma_2$ <sup>a</sup>		
		$\psi_0$	$\psi_1$ <sup>d</sup>	$\psi_2$ <sup>e</sup>
Ações variáveis causadas pelo uso e ocupação	Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas <sup>b</sup>	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas <sup>c</sup>	0,7	0,6	0,4
	Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens e sobrecargas em coberturas (ver B.5.1)	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos	Passarelas de pedestres	0,6	0,4	0,3
	Vigas de rolamento de pontes rolantes	1,0	0,8	0,5
	Pilares e outros elementos ou subestruturas que suportam vigas de rolamento de pontes rolantes	0,7	0,6	0,4

<sup>a</sup> Ver alínea c) de 4.7.5.3.  
<sup>b</sup> Edificações residenciais de acesso restrito.  
<sup>c</sup> Edificações comerciais, de escritórios e de acesso público.  
<sup>d</sup> Para estado-limite de fadiga (ver Anexo K), usar  $\psi_1$  igual a 1,0.  
<sup>e</sup> Para combinações excepcionais onde a ação principal for sismo, admite-se adotar para  $\psi_2$  o valor zero.

Fonte: ABNT NBR 8800 (2008)

### 2.8.10 Combinações das ações

Segundo a ABNT NBR 8800 (2008, item 4.7.7.1), um carregamento é definido pela combinação das ações que têm probabilidades não desprezáveis de atuarem simultaneamente sobre a estrutura, durante um período preestabelecido.

A combinação das ações deve ser feita de forma que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura; a verificação dos estados-limites últimos e dos estados-limites de serviço deve ser realizada em função de combinações últimas e combinações de serviço, respectivamente.

### 2.8.10.1 Combinações últimas

Segundo a ABNT NBR 8800 (2008, item 4.7.7.2), uma combinação última de ações pode ser classificada em normal, especial, de construção e excepcional.

#### b) *Combinações últimas normais*

Devem ser consideradas tantas combinações de ações quantas forem necessárias para verificação das condições de segurança em relação a todos os estados-limites últimos aplicáveis. Em cada combinação devem estar incluídas as ações permanentes e a ação variável principal, com seus valores característicos e as demais ações variáveis, consideradas secundárias, com seus valores reduzidos de combinação, conforme a ABNT NBR 8800 (2008, item 4.7.7.2.1).

Para o cálculo de cada combinação, deve-se aplicar a seguinte expressão:

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} F_{G1,k}) + \gamma_{q1} F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \Psi_{0j} F_{Qj,k}) \quad (6)$$

em que:

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

$F_{Q1,k}$  é o valor característico da ação variável considerada principal para a combinação;

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

#### b) *Combinações últimas especiais*

Segundo a ABNT NBR 8800 (2008, item 4.7.7.2.2), as combinações últimas especiais decorrem da atuação de ações variáveis de natureza ou intensidade especial, cujos efeitos superam em intensidade os efeitos produzidos pelas ações consideradas nas combinações normais. Os carregamentos especiais são transitórios, com duração muito pequena em relação ao período de vida útil da estrutura.

A cada carregamento especial corresponde uma única combinação última especial de ações, na qual devem estar presentes as ações permanentes e a ação variável especial, com seus valores característicos, e as demais ações variáveis com probabilidade não desprezável de ocorrência simultânea, com seus valores reduzidos de combinação.

Para as combinações últimas especiais utilizamos a seguinte equação:

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} F_{G1,k}) + \gamma_{q1} F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \Psi_{0j,ef} F_{Qj,k}) \quad (7)$$

em que:

$F_{Q1,k}$  é o valor característico da ação variável especial;

$\Psi_{0j,ef}$  representa os fatores de combinação efetivos de cada uma das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável especial  $F_{Q1}$ .

Os fatores  $\Psi_{0j,ef}$  são iguais aos fatores  $\Psi_{0j}$  adotados nas combinações normais, salvo quando a ação variável especial  $F_{Q1}$  tiver um tempo de atuação muito pequeno, caso em que  $\Psi_{0j,ef}$  podem ser tomados como os correspondentes fatores de redução  $\psi_{2j}$ .

c) *Combinações últimas de construção*

As combinações últimas de construção devem ser levadas em conta nas estruturas em que haja riscos de ocorrência de estados-limites últimos, já durante a fase de construção. O carregamento de construção é transitório e sua duração deve ser definida em cada caso particular. Devem ser consideradas tantas combinações de ações quantas sejam necessárias para verificação das condições de segurança em relação a todos os estados-limites últimos que são de se temer durante a fase de construção.

Em cada combinação devem estar presentes as ações permanentes e a ação variável principal, com seus valores característicos e as demais ações variáveis, consideradas secundárias, com seus valores reduzidos de combinação.

Para cada combinação, aplica-se a mesma expressão dada em 4.7.7.2.2, onde  $F_{Q1,k}$  é o valor característico da ação variável admitida como principal para a situação transitória considerada, conforme a ABNT NBR 8800 (2008, item 4.7.7.2.3).

d) *Combinações últimas excepcionais*

Segundo a ABNT NBR 8800 (2008, item 4.7.7.2.4), as combinações últimas excepcionais decorrem da atuação de ações excepcionais que podem provocar efeitos catastróficos. As ações excepcionais somente devem ser consideradas no projeto de estrutura de determinados tipos de construção, nos quais essas ações não possam ser desprezadas e que, além disso, na concepção estrutural, não possam ser tomadas medidas que anulem ou atenuem a gravidade das consequências dos seus efeitos. O carregamento excepcional é transitório, com duração extremamente curta.

Para as combinações últimas excepcionais, temos:

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} F_{G1,k}) + F_{Q,exc} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \Psi_{0j,ef} F_{Qj,k}) \quad (8)$$

em que:  $F_{Q,exc}$  é o valor da ação transitória excepcional.

### 2.8.10.2 Combinações de serviço

As combinações de serviço são classificadas de acordo com sua permanência na estrutura em quase permanentes, frequentes e raras, conforme a ABNT NBR 8800 (2008, item 4.7.7.2.3.1).

a) *Combinações quase permanentes de serviço*

Segundo a ABNT NBR 8800 (2008, item 4.7.7.3.2), as combinações quase permanentes são aquelas que podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura, da ordem da metade desse período. Essas combinações são utilizadas para os efeitos de longa duração e para a aparência da construção.

Nas combinações quase permanentes, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes  $\psi_2 F_{Q,k}$ :

$$F_d = \sum_{i=1}^m (F_{G1,k}) + \sum_{j=1}^n (\psi_2 F_{Qj,k}) \quad (9)$$

b) *Combinações frequentes de serviço*

Segundo a ABNT NBR 8800 (2008, item 4.7.7.3.3), as combinações frequentes são aquelas que se repetem muitas vezes durante o período de vida da estrutura, da ordem da 105 vezes em 50 anos, ou que tenham duração total igual a uma parte não desprezável desse período, da ordem de 5 %. Essas combinações são utilizadas para os estados-limites reversíveis, isto é, que não causam danos permanentes à estrutura ou a outros componentes da construção, incluindo os relacionados ao conforto dos usuários e ao funcionamento de equipamentos, tais como vibrações excessivas, movimentos laterais excessivos que comprometam a vedação, empoçamentos em coberturas (ver 9.3 e 11.6) e aberturas de fissuras.

Para as combinações frequentes de serviço, temos:

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m (F_{G1,k}) + \psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\psi_2 F_{Qj,k}) \quad (10)$$

c) *Combinações raras de serviço*

As combinações raras são aquelas que podem atuar no máximo algumas horas durante o período de vida da estrutura. Essas combinações são utilizadas para os estados-limites irreversíveis, isto é, que causam danos permanentes à estrutura ou a outros componentes da construção, e para aqueles relacionados ao funcionamento adequado da estrutura, tais como formação de fissuras e danos aos fechamentos.

Nas combinações raras, a ação variável principal  $F_{Q1}$  é tomada com seu valor característico  $F_{Q1,k}$  e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores frequentes  $\psi_1 F_{Q,k}$ :

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m (F_{G1,k}) + \psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\psi_2 F_{Qj,k}) \quad (11)$$

## 2.8.11 Resistências

### 2.8.11.1 Valores de cálculo

Os valores de cálculo das ações são obtidos a partir dos valores representativos,  $F_d$ , multiplicando-os pelos respectivos coeficientes de ponderação  $\gamma_f$ , que influenciam diretamente nos carregamentos e combinações de ações.

$$F_d = \frac{f_k}{\gamma_m} \quad (12)$$

Nessa expressão,  $f_k$  é a resistência característica ou nominal e  $\gamma_m$  é o coeficiente de ponderação da resistência, dado por:

$$\gamma_m = \gamma_{m1}\gamma_{m2}\gamma_{m3} \quad (13)$$

$\gamma_{m1}$  é a parcela do coeficiente de ponderação que considera a variabilidade da resistência dos materiais envolvidos;

$\gamma_{m2}$  é a parcela do coeficiente de ponderação que considera a diferença entre a resistência do material no corpo-de-prova e na estrutura;

$\gamma_{m3}$  é a parcela do coeficiente de ponderação que considera os desvios gerados na construção e as aproximações feitas em projeto do ponto de vista das resistências.

### 2.8.11.2 Coeficiente de ponderação das resistências no estado-limite último (ELU)

Segundo a ABNT NBR 8800 (2008, item 4.8.2), os valores dos coeficientes de ponderação das resistências  $\gamma_m$  do aço estrutural, do concreto e do aço das armaduras, representados respectivamente por  $\gamma_a$ ,  $\gamma_c$  e  $\gamma_s$ , em função da classificação da combinação última de ações. No caso do aço estrutural, são definidos dois coeficientes,  $\gamma_{a1}$  e  $\gamma_{a2}$ , o primeiro para estados-limites últimos relacionados a escoamento, flambagem e instabilidade e o segundo à ruptura.

Quadro 3 - Valores dos coeficientes de ponderação das resistências  $\gamma_m$

Combinações	Aço estrutural <sup>a</sup>		$\gamma_c$	$\gamma_s$		
	$\gamma_a$					
	Escoamento, flambagem e instabilidade $\gamma_{a1}$	Ruptura $\gamma_{a2}$				
Normais	1,10	1,35	1,40	1,15		
Especiais ou de construção	1,10	1,35	1,20	1,15		
Excepcionais	1,00	1,15	1,20	1,00		

<sup>a</sup> Inclui o aço de fôrma incorporada, usado nas lajes mistas de aço e concreto, de pinos e parafusos.

Fonte: ABNT NBR 8800 (2008)

## 2.8.12 Estabilidade e análise estrutural

Conforme a ABNT NBR 8800 (2008, item 4.9.1), o objetivo da análise estrutural é realizar a determinação dos efeitos que ocorrem nas estruturas provenientes da ocorrência das ações na estrutura, visando efetuar verificações de estados-limites últimos e de serviço.

A análise estrutural deve ser feita com um modelo realista, que permita representar a resposta da estrutura e dos materiais estruturais, levando-se em conta as deformações causadas por todos os esforços solicitantes relevantes. Onde necessário, a interação solo-estrutura e o comportamento das ligações devem ser contemplados no modelo.

### 2.8.12.1 Tipos de análise estrutural

Conforme a ABNT NBR 8800 (2008, item 4.9.2), o tipo de análise estrutural pode ser classificado de acordo com considerações do material e dos efeitos dos deslocamentos da estrutura.

#### a) *Análise linear*

Neste tipo de análise é admitido o comportamento elástico-linear, ou seja, a lei de Hooke é tomada como premissa básica, para que haja uma proporcionalidade entre a tensão e deformação e ausência de deformações residuais num ciclo de carregamento-descarregamento. Referente à análise global, análise do conjunto da estrutura, a seção bruta de concreto dos elementos estruturais determinam as características geométricas. E nas análises locais, análise do elemento estrutural isolado, para cálculo das eventuais fissurações e deslocamento que devem ser considerados. (BASTOS, 2006, p.2)

#### b) *Análise não linear*

Nessa análise é considerado o comportamento não linear dos materiais (não linearidade física), e toda a resposta da estrutura às ações e esforços ocorre na maneira em que essa estrutura foi concebida, considerando a sua geometria, e nessa análise todas as condições de equilíbrio, ductilidade e de compatibilidade devem ser satisfeitas. (BASTOS, 2006)

#### c) *Análise Plástica*

Essa análise ocorre quando as não linearidades físicas puderem ser consideradas, para isso é admitido que os materiais em uso tem o comportamento rígido-plástico perfeito. Este tipo de análise deve ser usado apenas para as verificações do estado-limite último (ELU). (ABNT NBR 6118, 2014, item 14.5.4)

## 2.8.12.2 Classificação das estruturas quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais

Conforme a ABNT NBR 8800 (2008, item 4.9.4), as estruturas são classificadas quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais em estruturas de pequena deslocabilidade,

média deslocabilidade ou grande deslocabilidade. Uma estrutura é classificada como de pequena deslocabilidade quando, em todos os seus andares, a relação entre o deslocamento lateral do andar relativo à base obtido na análise de segunda ordem e aquele obtido na análise de primeira ordem, em todas as combinações últimas de ações, for igual ou inferior a 1,1. Uma estrutura é classificada como de média deslocabilidade quando a máxima relação entre o 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, for superior a 1,1 e igual ou inferior a 1,4. Uma estrutura é classificada como de grande deslocabilidade quando a máxima relação entre o 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, for superior a 1,4.

#### **2.8.12.3 Sistemas resistentes a ações horizontais**

Por conveniência de análise, é possível identificar, dentro da estrutura, subestruturas que, devido à sua grande rigidez a ações horizontais, resistem à maior parte dessas ações. Essas subestruturas são chamadas subestruturas de contraventamento e podem ser pórticos em forma de treliça, paredes de cisalhamento, incluindo aquelas que delimitam os núcleos de serviço dos edifícios, e pórticos nos quais a estabilidade é assegurada pela rigidez à flexão das barras e pela capacidade de transmissão de momentos das ligações.

Os elementos que não participam dos sistemas resistentes a ações horizontais são ditos elementos contraventados. As forças que estabilizam esses elementos devem ser transferidas para as subestruturas de contraventamento e ser consideradas no dimensionamento destas últimas. (ABNT NBR 8800 2008, item 4.9.5)

#### **2.9 Importância da aplicabilidade do aço**

As estruturas metálicas, possuem uma grande capacidade estrutural muito maior e eficiente que o concreto armado para determinados fins. Sendo assim, ela proporciona uma maior liberdade para o desenho e concepção conceitual das estruturas. As formas das estruturas metálicas permitem um encaixe maior entre o design arquitetônico do edifício e sua concepção estrutural final, proporcionando um nível maior de precisão do encaixe das estruturas.

Com o emprego de estruturas em aço é possível utilizar maiores vãos e menor quantidade de pilares. Sua leveza trouxe para os engenheiros e arquitetos modernos formas

diferentes de se projetar um edifício jamais imaginadas, principalmente no que se refere a altura dos mesmos, como os novos arranha-céus, que venceram grandes alturas graças as estruturas metálicas.

### **3 METODOLOGIA DO TRABALHO**

Este presente trabalho obteve como objetivo a realização do cálculo de um edifício em aço de múltiplos pavimentos via programa SAP2000, que atende à norma americana AISC (2016), e via cálculo manual através do programa *Mathcad* que foi baseado na norma brasileira ABNT NBR 8800 (2008). A ênfase foi dada aos elementos estruturais mais solicitados na estrutura. O estudo em questão buscou referenciar literariamente para o modelo geométrico do edifício, o dimensionamento de um edifício em aço de oito pavimentos proposto no livro de Ildonny H. Bellei, que atende à norma brasileira ABNT NBR 8800 (2008).

#### **3.1 Informatização do problema no Mathcad**

O cálculo proposto por BELLEI (2008) para o edifício em estudo foi reproduzido etapa por etapa para uma melhor compreensão da metodologia utilizada e a verificação dos resultados obtidos. Por se tratar de um cálculo bastante extenso o seu desenvolvimento foi feito no programa *Mathcad*, e está incluso no apêndice A para futuras consultas.

#### **3.2 Modelagem do problema no SAP2000**

A modelagem do edifício em estudo foi feita utilizando-se o programa SAP2000. Durante as etapas de dimensionamento os parâmetros necessários à configuração do edifício como, número de pavimentos, pé direito, criação dos materiais, assim como, as cargas horizontais e verticais, foram atribuídos pelo usuário ao programa de maneira a se obter as mesmas características do edifício em estudo proposto por BELLEI (2008).

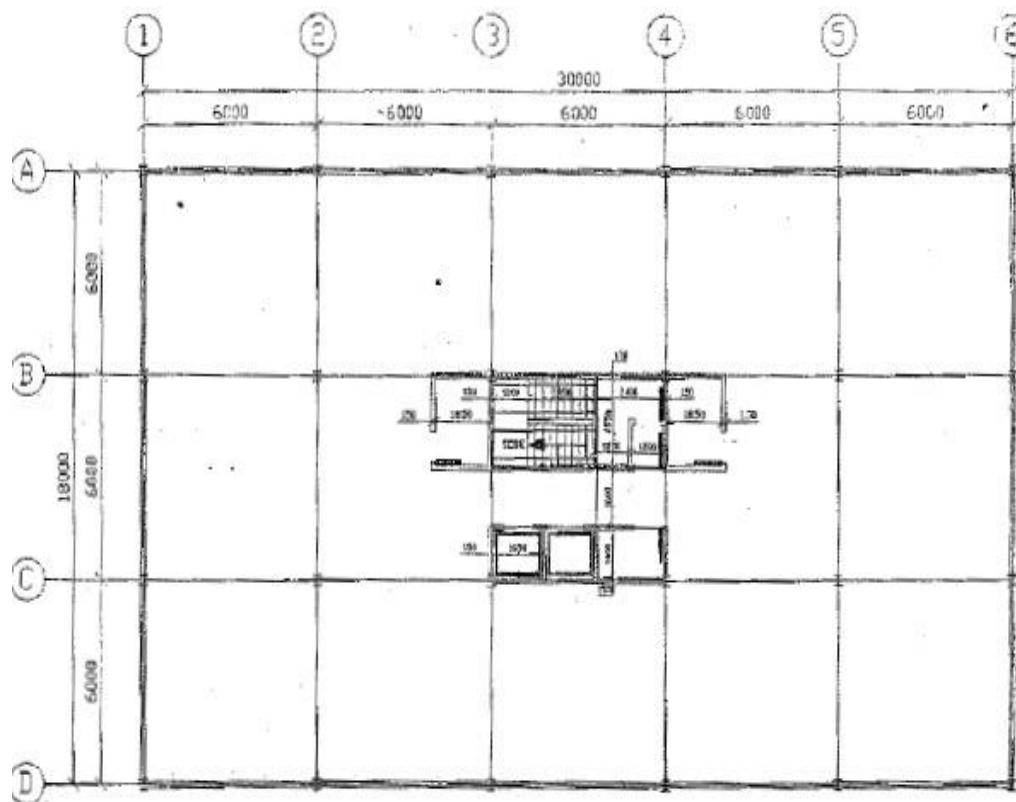
#### **3.3 Descrição do edifício modelo**

O edifício presente neste estudo, é o proposto em BELLEI (2008), referindo-se a geometria dos pavimentos, porém, com o acréscimo de dois pavimentos. Esse edifício é composto por: um pavimento pilotis, mais 7 pavimentos-tipo e uma cobertura, e sendo considerado também o reservatório superior.

### 3.4 Edifício modelo

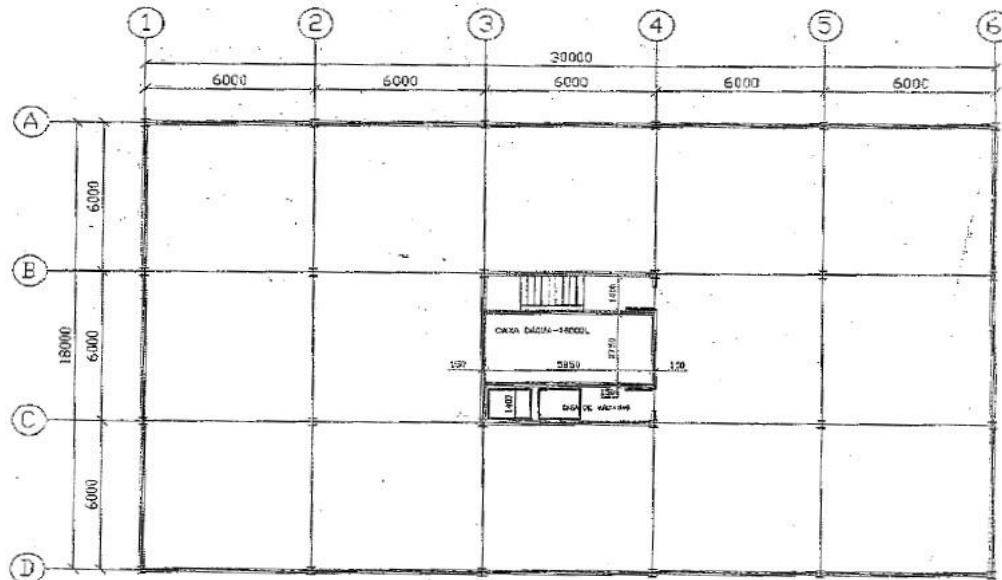
O edifício em estudo trata-se de um edifício residencial, que possui suas dimensões e detalhamentos da seguinte forma: o edifício possui um comprimento de 30 metros dividido em 6 eixos dispostos na vertical, numerados de 1 à 6, com um vão de 6 metros entre eles; a sua largura possui 18 metros dividido em 4 filas dispostas na horizontal, de A à D, com um vão de 6 metros entre elas; possui 25 metros de altura, contendo um pavimento em pilotis, mais 7 pavimentos-tipo e uma cobertura. Nas figuras a seguir conforme o projeto proposto por BELLEI (2008) temos a descrição do modele do edifício.

Figura 10 - Planta baixa do pavimento tipo



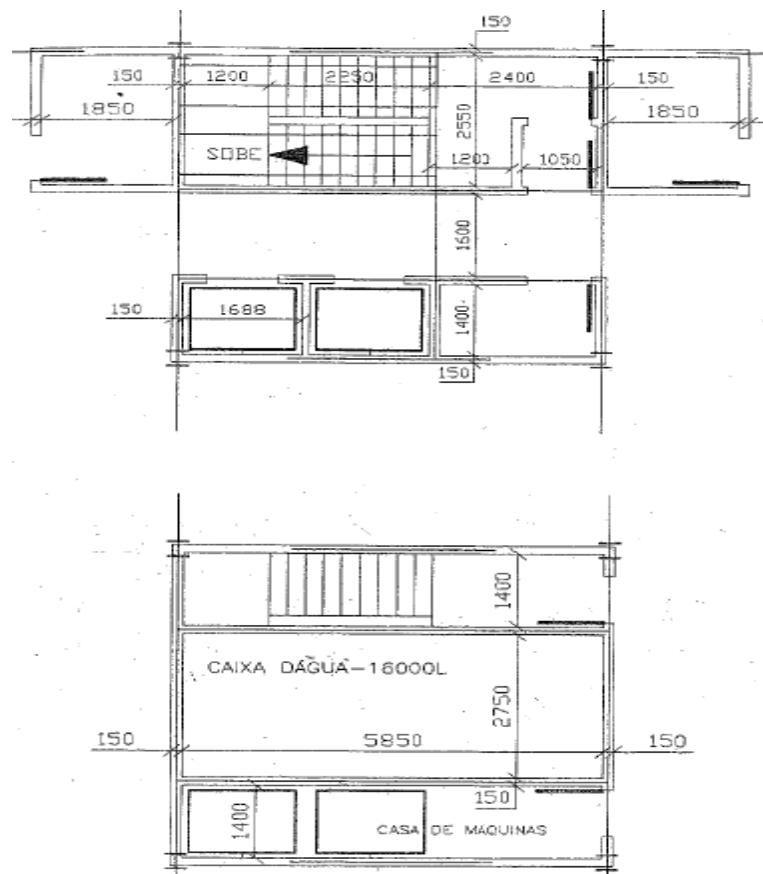
Fonte: Autor (2008)

Figura 11 - Planta baixa da cobertura



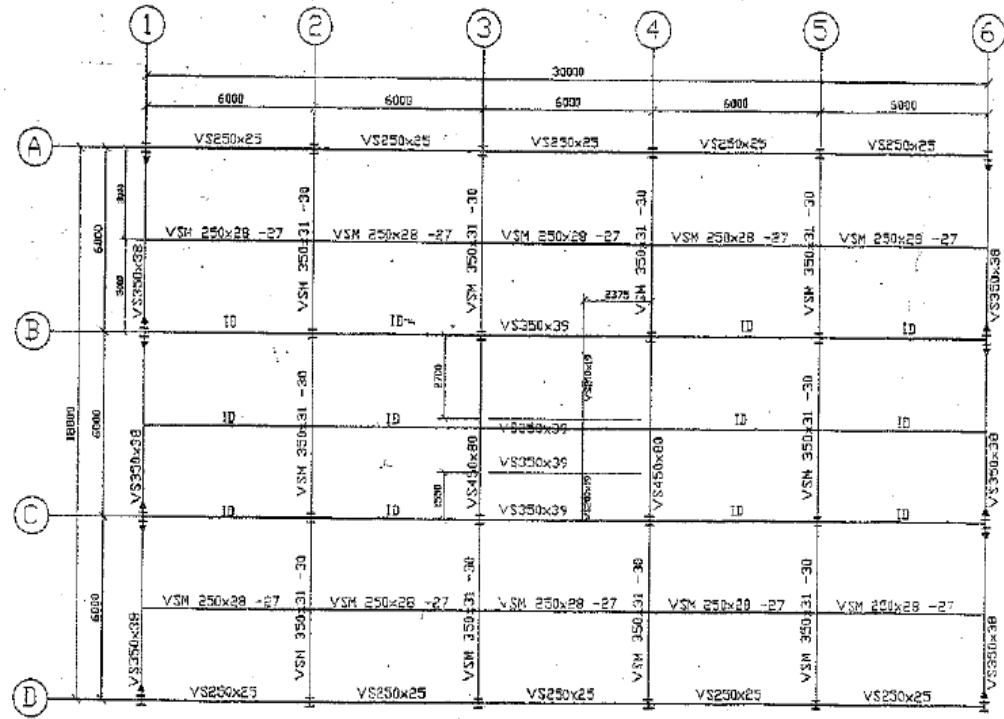
Fonte: Autor (2008)

Figura 12 - Detalhe escadas/elevadores e Caixa d'água/casa de máquinas



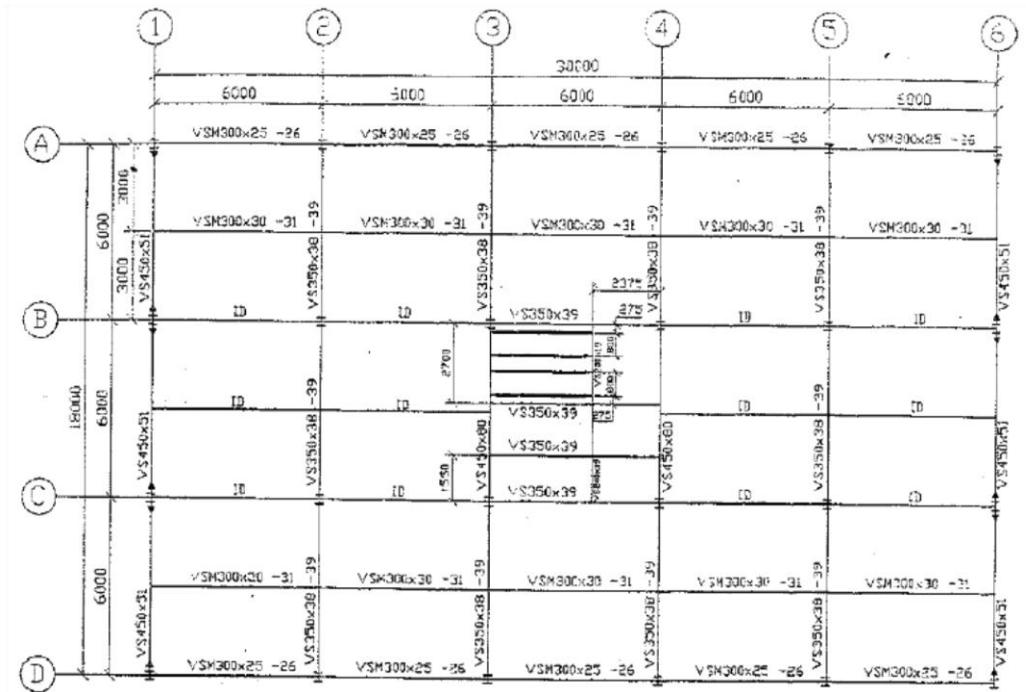
Fonte: Autor (2008)

Figura 13 - Detalhamento do vigamento da elevação 24



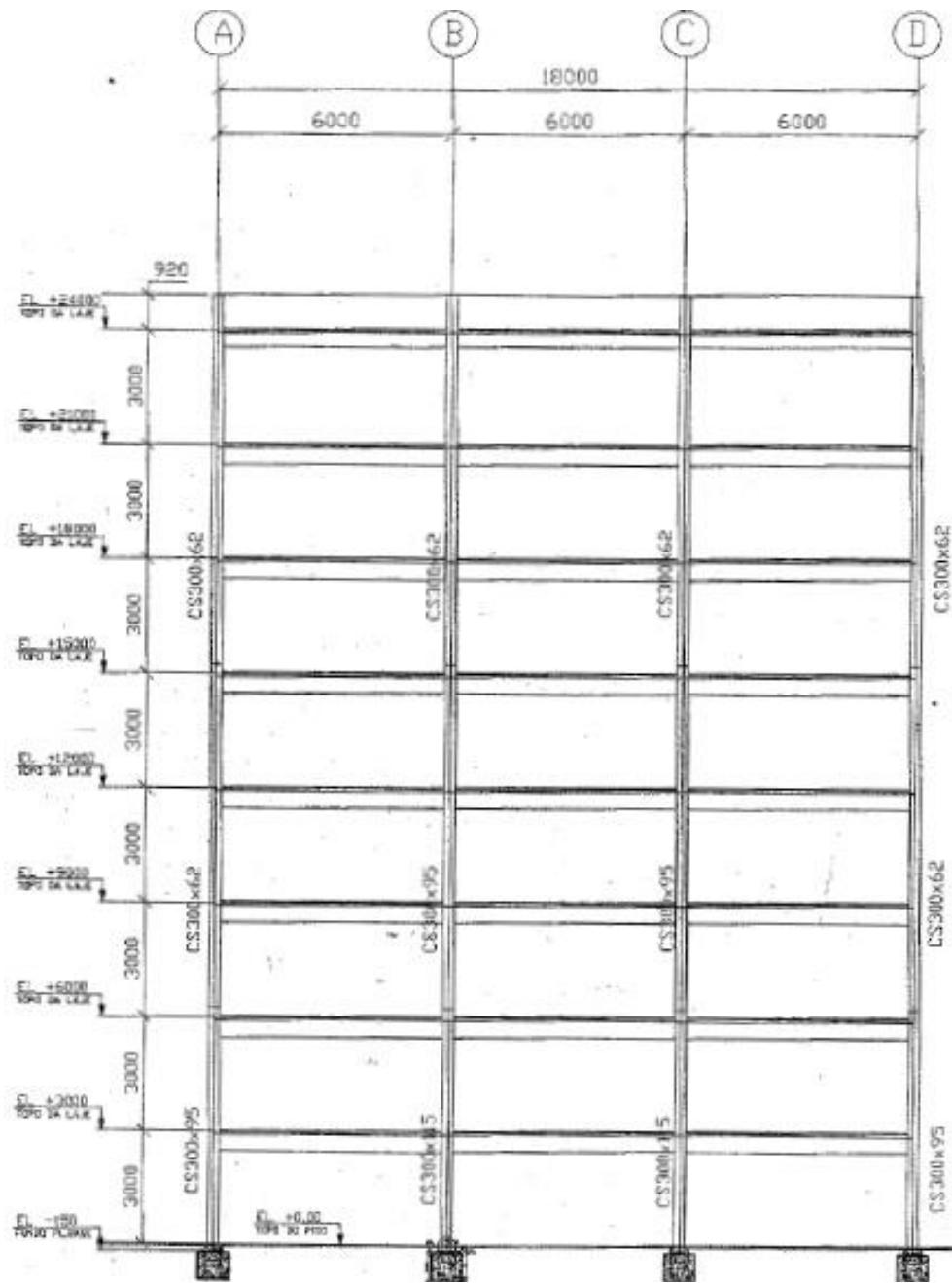
Fonte: Autor (2008)

Figura 14 - Detalhamento dos vigamentos das elevações 3 à 21



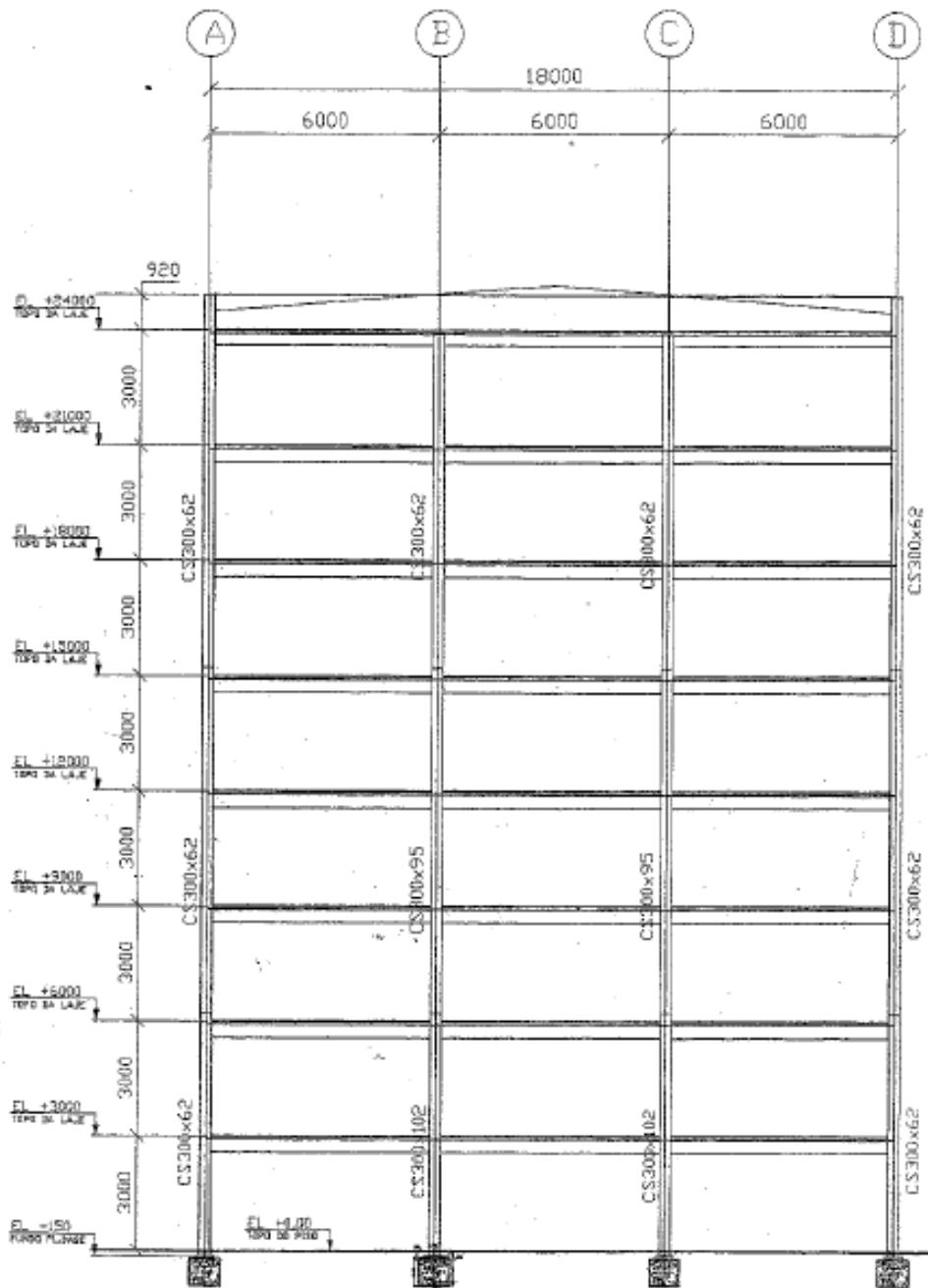
Fonte: Autor (2008)

Figura 15 - Elevação dos eixos 1 e 6



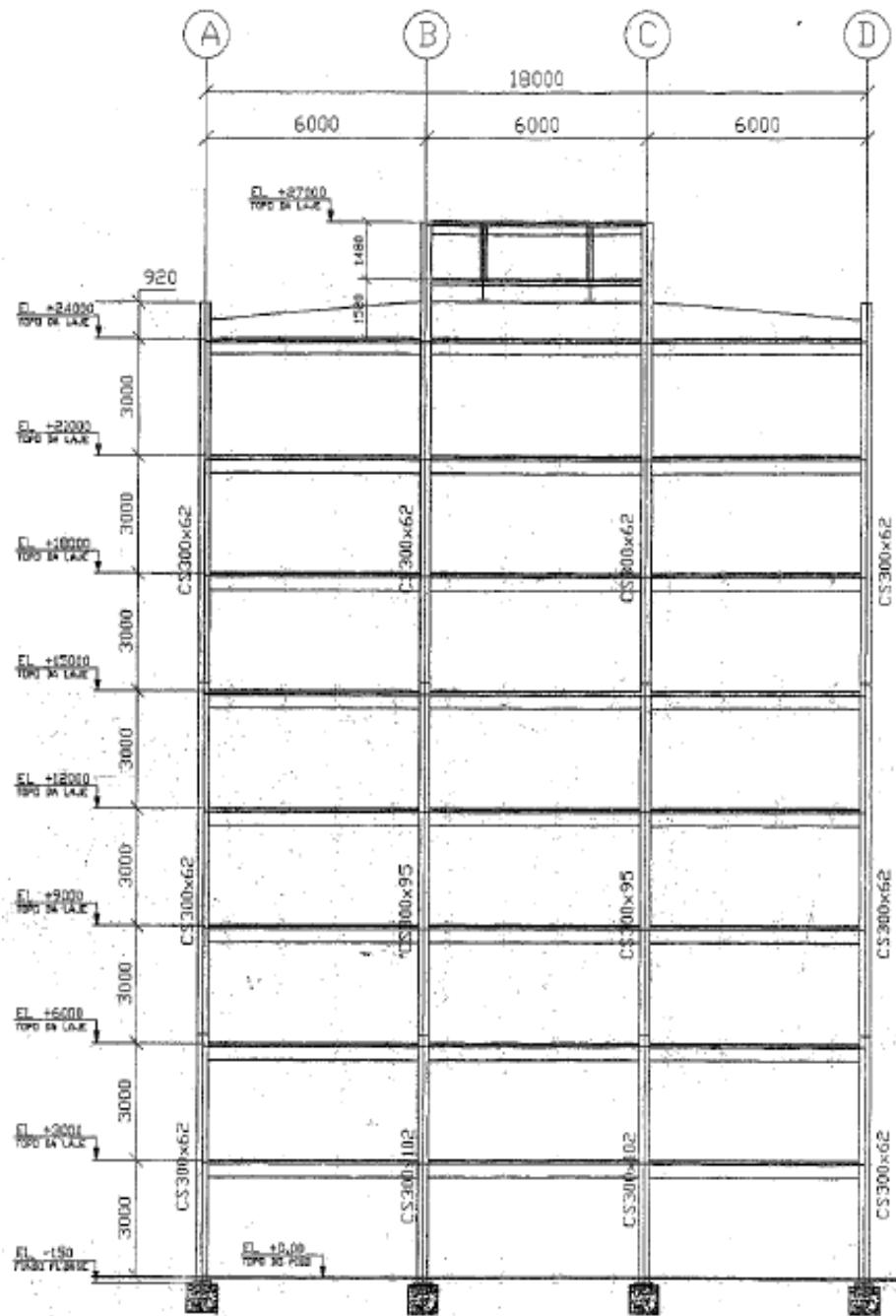
Fonte: Autor (2008)

Figura 16 - Elevação dos eixos 2 e 5



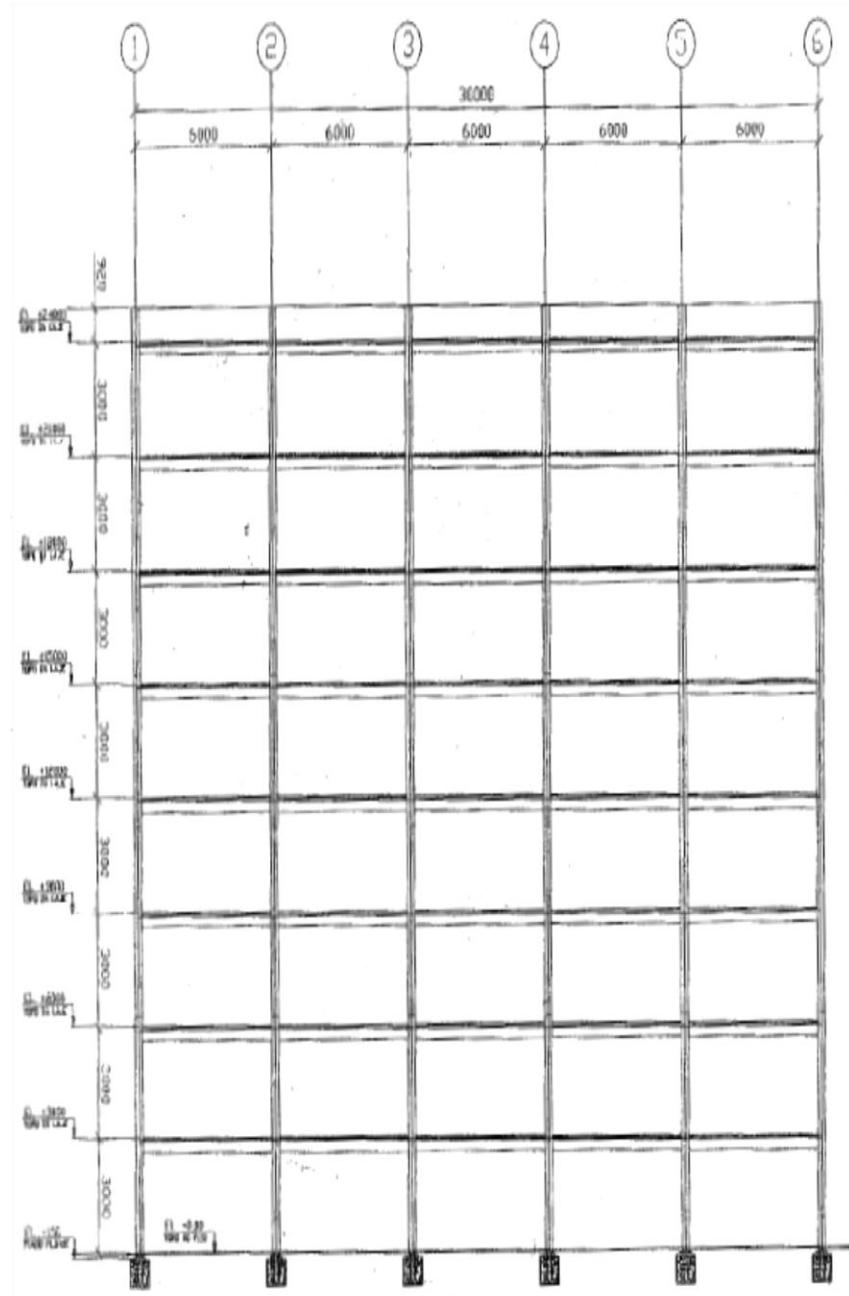
Fonte: Autor (2008)

Figura 17 - Elevação dos eixos 3 e 4



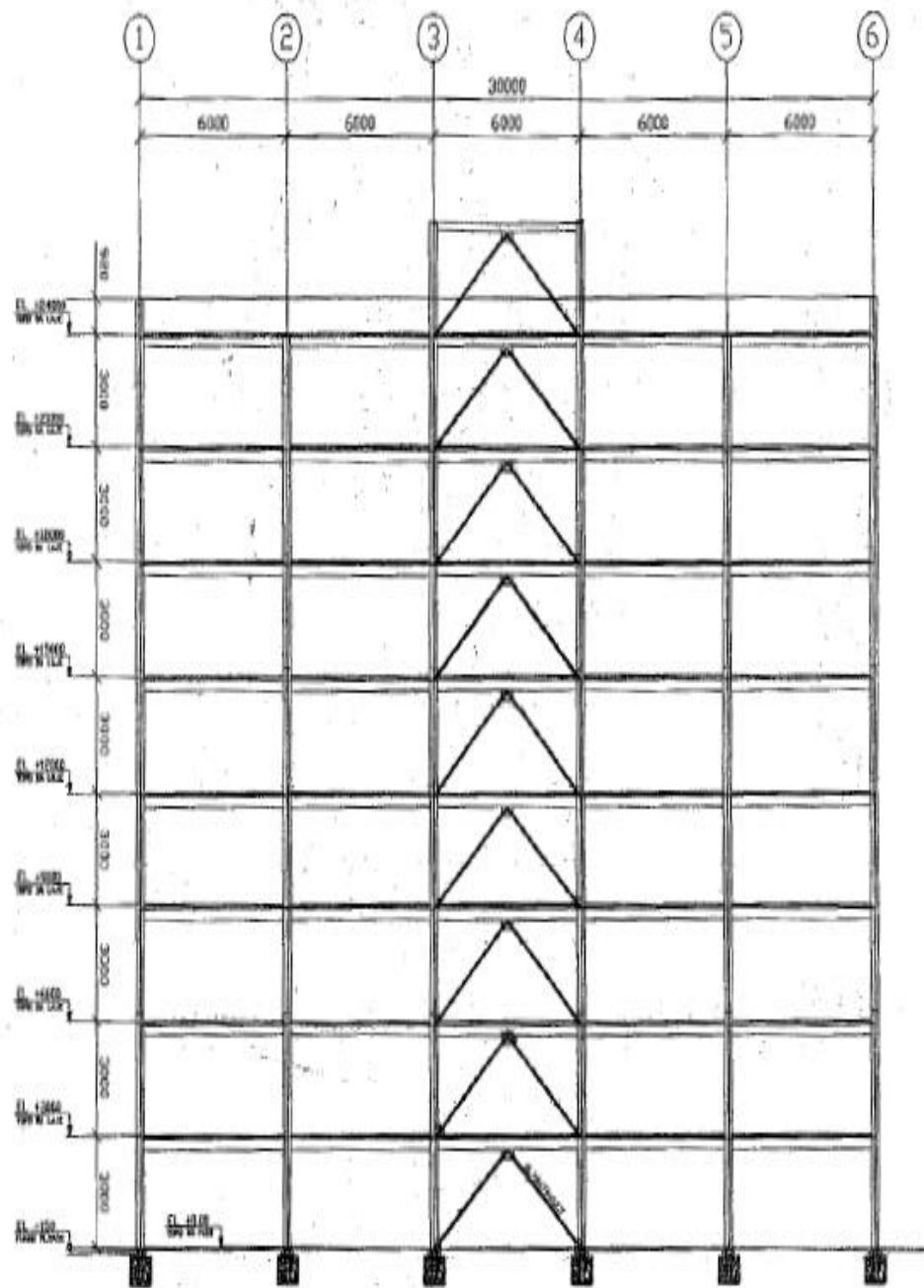
Fonte: Autor (2008)

Figura 18- Filas A e D



Fonte: Autor (2008)

Figura 19- Filas B e C



Fonte: Autor (2008)

### 3.5 Materiais utilizados

O presente trabalho busca especificar os materiais adotados para a realização dos cálculos necessários da estrutura, bem como suas propriedades. Toda estrutura será em aço ASTM A36, exceto os chumbadores em SAE 1020 e as lajes que serão de concreto.

### 3.6 Ações variáveis e permanentes na estrutura

As ações consideradas no dimensionamento da estrutura devem estar de acordo com a ABNT NBR 6120 (1980), além de conter algumas considerações, sendo assim, as cargas consideradas em cada pavimento são:

a) Pavimentos tipo e cobertura

- Peso específico do Concreto: 25 kN/m<sup>3</sup>;
- Peso próprio do contra-piso: 21 kN/m<sup>3</sup>(8 cm para os pavimentos tipos e cobertura)
- Sobrecarga de utilização: 2,0 kN/m<sup>2</sup>, para cozinhas e corredores dos apartamentos, e 1,5 kN/m<sup>2</sup> para os demais cômodos;
- Sobrecarga de utilização:
  - 2,0 kN/m<sup>2</sup>, para corredores sem acesso ao público;
  - 3,0 kN/m<sup>2</sup>, para corredores com acesso ao público;
  - 0,5 kN/m<sup>2</sup>, para cobertura;
  - 7,5 kN/m<sup>2</sup>, para casa de máquinas.

b) Escadas

- Peso específico do aço: 78,5 kN/m<sup>3</sup>;
- Peso próprio do revestimento: 1,2 kN/m<sup>2</sup>;
- Sobrecarga de utilização: 3,0 kN/m<sup>2</sup>;
- Gradil de escadas: 0,6 kN/m;

c) Reservatório

- População média do edifício: 1296 pessoas;
- Consumo per capita: 160 L/pessoa\*dia;
- Volume da caixa d'água: 15.552 L;
- Altura da lâmina d'água: 1,37 m;
- Peso da água: 13.41 kN/m<sup>2</sup>;
- Laje: 2,0 kN/m<sup>2</sup>;
- Paredes da caixa d'água: 4,97 kN/m;
- Aumento de 20% do volume total de consumo, destinado a incêndio.

d) Ações do vento na estrutura

No dimensionamento estrutural alguns parâmetros devido à ação dos ventos precisam ser especificados. Essas ações foram determinadas a partir da ABNT NBR 6123 (1988), e foram feitas as seguintes considerações na determinação dos parâmetros abaixo:

- Velocidade básica do vento,  $V_0$ , igual a: 30 m/s, de acordo com esta norma, que apresenta o mapa de isopletas de velocidade básica do Brasil;
- Fator topográfico,  $S_1$ , para terreno plano ou fracamente acidentado: 1,00;
- Fator de rugosidade do terreno,  $S_2$ , que corresponde à categoria IV e possui os seguintes valores: 0,76(5m), 0,83(10m), 0,88(15m), 0,91(20m), 0,96(30m).
- Fator estatístico,  $S_3$ , para a edificação enquadrada no Grupo 2 (Edificações para hotéis e residências): 1,00.
- A velocidade característica do vento,  $V_k$ , é multiplicada pelos fatores  $V_0$ ,  $S_1$ ,  $S_2$ , e  $S_3$ , para ser obtida.

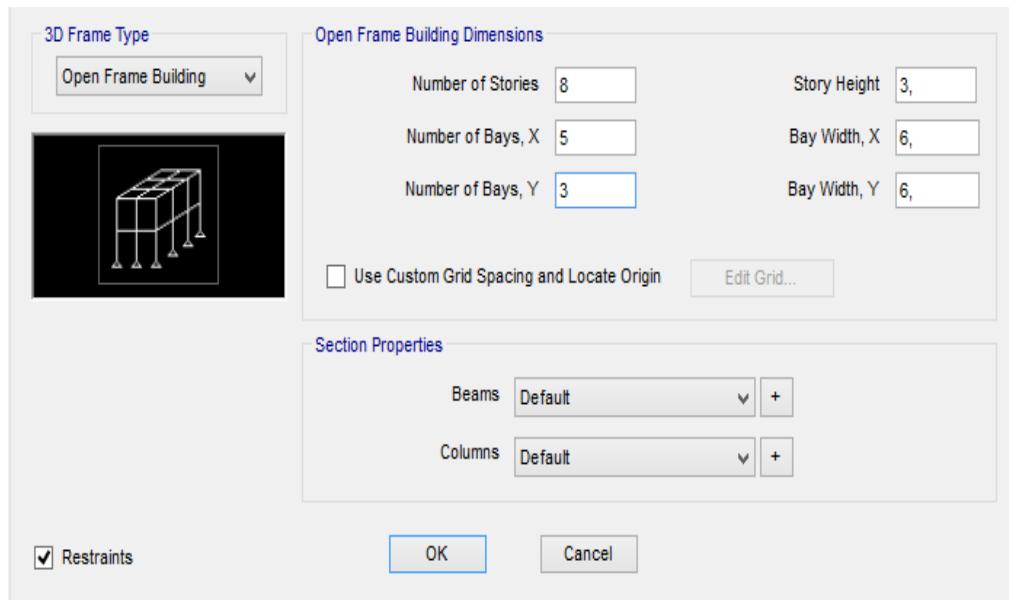
### 3.7 Modelagem da estrutura no software SAP2000

A modelagem da estrutura possui três etapas, sendo a primeira etapa, o lançamento geométrico da estrutura com seus respectivos parâmetros e elementos. A segunda etapa consiste em solucionar o sistema e a terceira etapa é a obtenção dos esforços gerados.

#### a) Lançamento da estrutura

Ao iniciar um novo projeto estrutural no programa SAP2000, são exigidos ao usuário parâmetros iniciais necessários à modelagem da estrutura, que correspondem ao número de pavimentos, pé-direito e comprimento dos vãos. Torna-se responsabilidade do usuário informar ao programa os valores pertinentes à configuração geométrica da estrutura para realizar a sua modelagem, conforme a Figura 20.

Figura 20 - Parâmetros iniciais

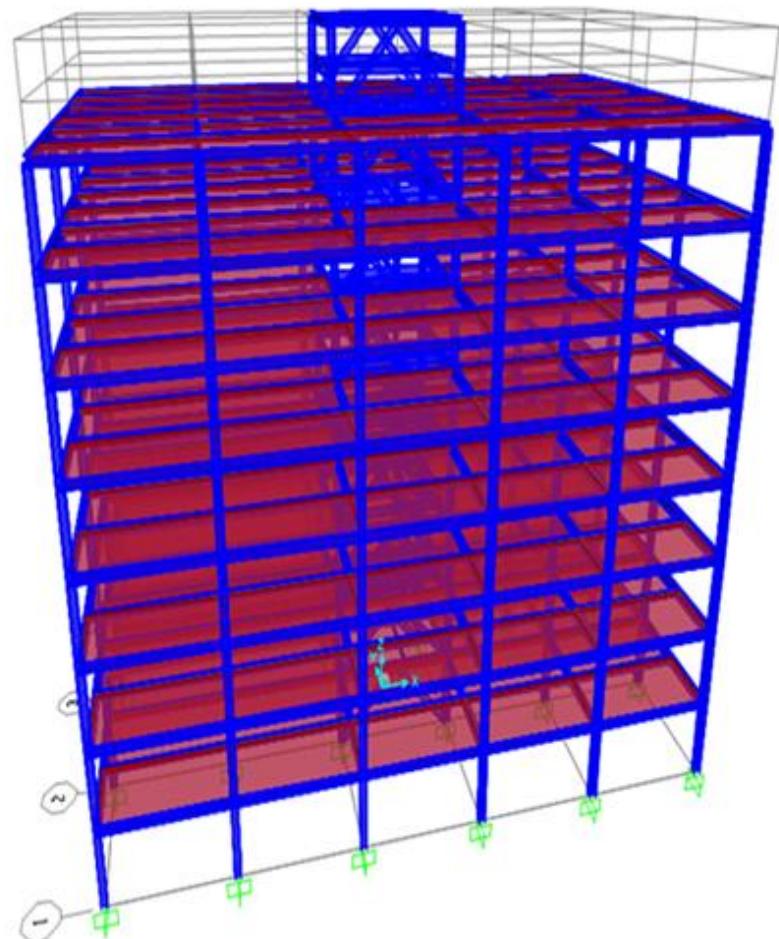


Fonte: SAP2000 (2018)

b) Lançamento dos elementos estruturais (Pilares, vigas, lajes, etc.)

Nesta etapa, foram lançados todos os elementos estruturais necessários à configuração do projeto geométrico, tendo como base as plantas fornecidas pelo autor, como podemos observar na Figura 21 a seguir.

Figura 21 - Configuração geométrica em 3D do edifício

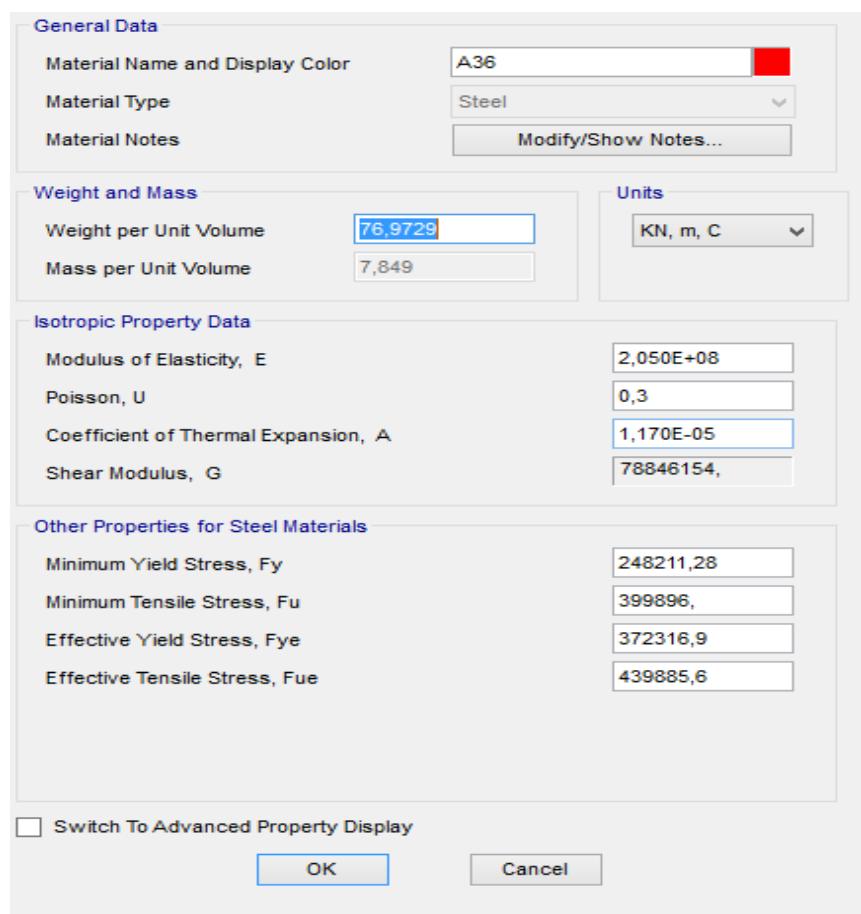


Fonte: SAP2000 (2018)

### b) Criação dos materiais e suas propriedades

Mostra-se na Figura 22 a janela correspondente aos parâmetros que devem ser fornecidos para a caracterização dos materiais utilizados no projeto bem como suas propriedades, como, módulo de elasticidade, tipo de material, coeficiente de *poisson*, sua respectiva unidade e outros.

Figura 22 - Criação dos materiais

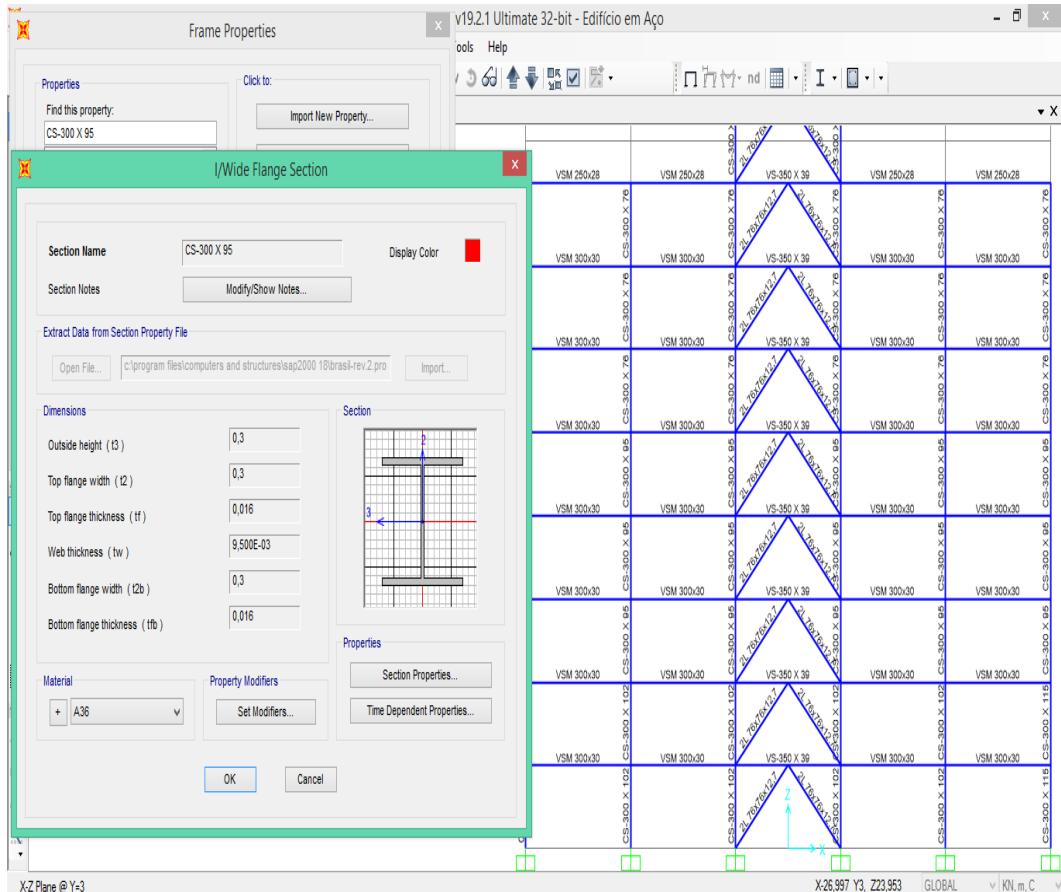


Fonte: SAP2000 (2018)

### c) Criação e atribuições das seções

A criação das seções no SAP2000 podem ser feitas atribuindo-se os valores as suas respectivas características da seção, ou, buscando-se a seção desejada no catálogo oferecido pelo própria plataforma do programa, como podemos observar na Figura 23.

Figura 23 - Criação das seções

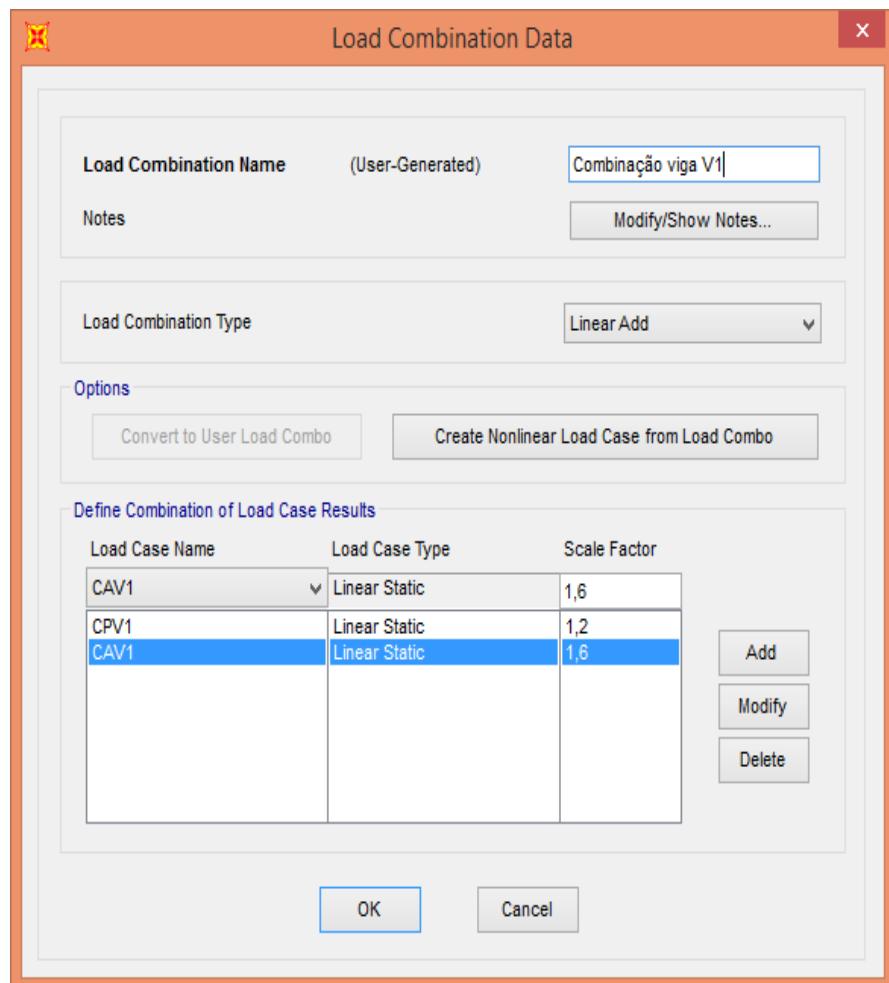


Fonte: SAP2000 (2018)

d) Ações variáveis permanentes e suas combinações

Para as combinações de carregamentos devem ser definidos os fatores de combinações e os coeficientes de ponderação que serão utilizados seguindo-se a norma de aço. Fica a critério do usuário estabelecer os valores dos coeficientes para majorar ou minorar os carregamentos aplicados na estrutura. A alteração desses fatores e coeficientes influenciarão totalmente no dimensionamento da estrutura. Como simplificação do conjunto de combinações deste trabalho foi utilizado apenas um tipo de combinação, o da viga V1 de seção VSM 300x25, e os valores usados na combinação referente à carga permanente e acidental são apresentados na Figura 24.

Figura 24 - Combinações de cargas

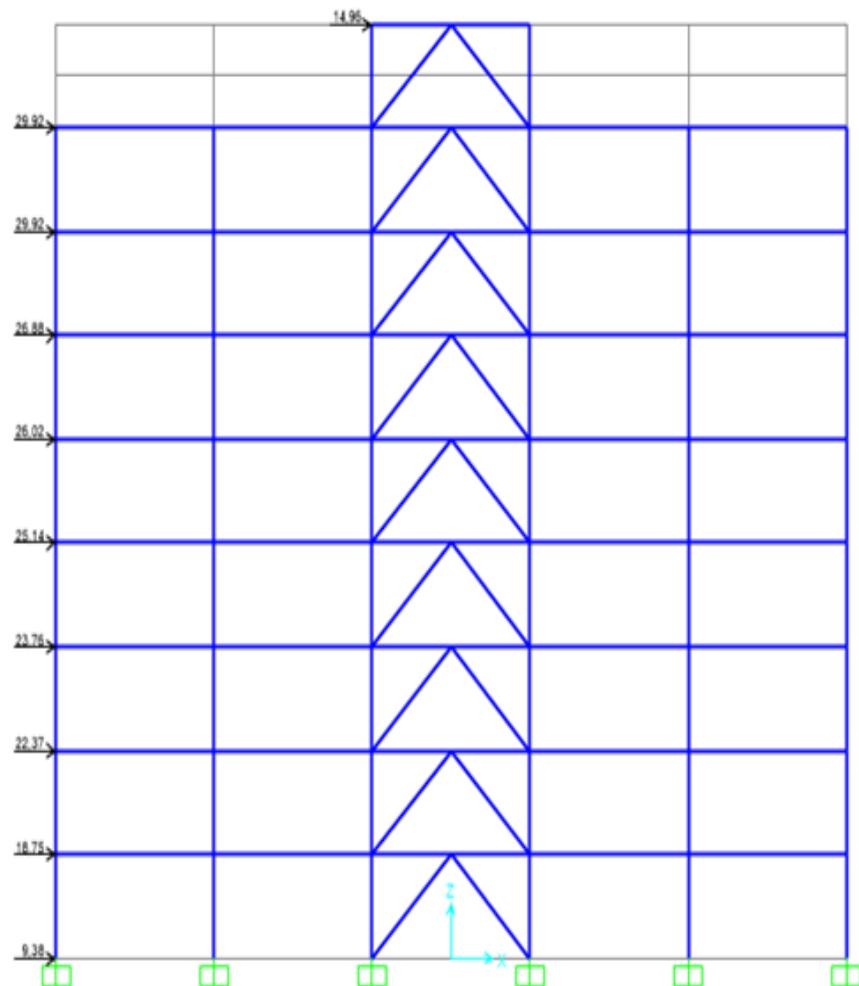


Fonte: SAP2000 (2018)

### e) Aplicação das cargas do vento na estrutura

Para o programa SAP2000, a aplicação das forças proveniente dos ventos é feita de maneira manual e prática, colocando-se os carregamentos nos seus respectivos nós. O SAP2000 não disponibiliza a opção específica ao usuário para o cálculo das forças do vento e seus respectivos coeficientes, ficando a responsabilidade para o usuário. A Figura 25, mostra a aplicação das cargas do vento na estrutura calculadas com base na NBR 6123 (1988).

Figura 25 - Aplicação das cargas do ventos

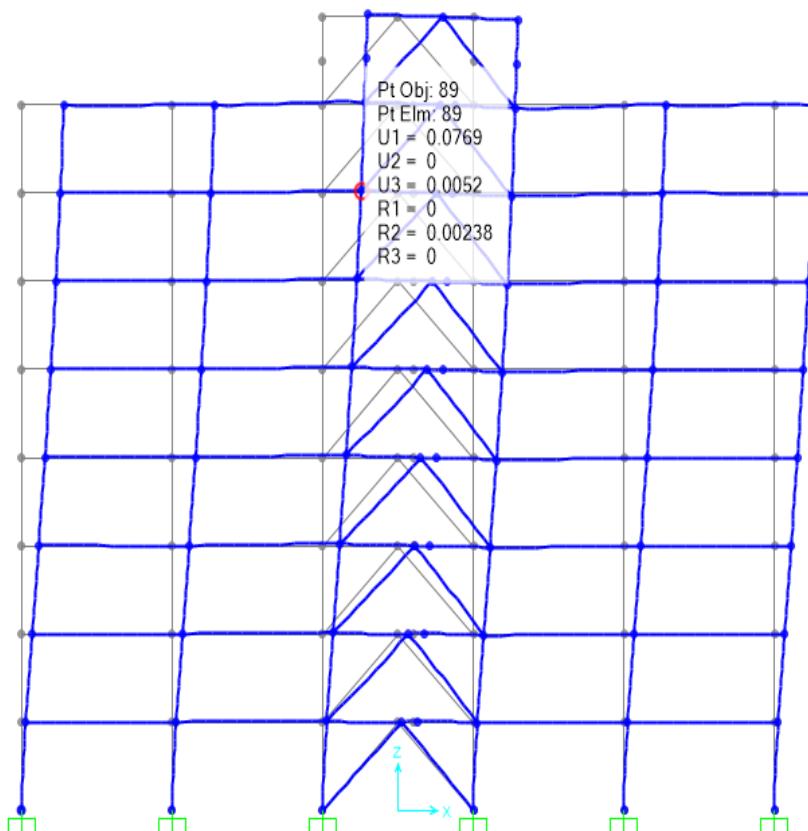


Fonte: SAP2000 (2018)

### e) Análise da estabilidade global

A análise da estabilidade global envolve a realização de análises de comportamento do edifício em estudo que foi modelado como um pórtico espacial pelo programa SAP2000. Para se efetuar a análise global da estrutura por este *software*, deve-se avaliar a estrutura através de um pórtico unifilar, onde as vigas e pilares são representados por barras. Logo, é possível identificar na Figura 26 os elementos estruturais que estão sofrendo maiores deslocamentos, assim como, o comportamento geral da estrutura e a estabilidade global da estrutura através do coeficiente Gama-Z.

Figura 26 - Deslocamento máximo do pórtico



Fonte: SAP2000 (2018)

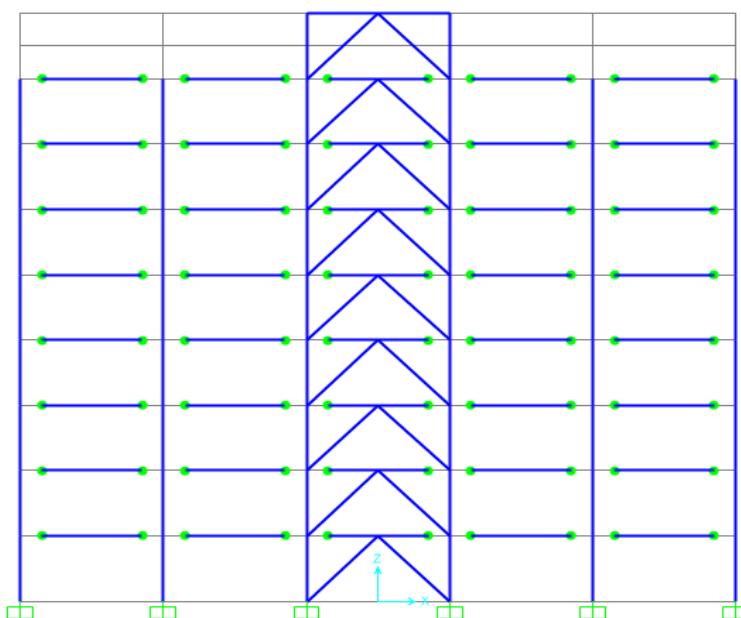
## 4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Após os cálculos feitos, tanto manual quanto computacional, serão apresentados a seguir os resultados provenientes das análises. Os resultados obtidos para os demais elementos estruturais, serão apresentados em função de carregamentos e esforços. Aqui serão abordados os elementos estruturais mais solicitados de acordo com o dimensionamento do autor. Embora a modelagem da estrutura tenha sido feita por ambos os métodos, possuindo-se os mesmos carregamentos, características geométricas e físicas, BELLEI (2008), afim de simplificar os cálculos estabeleceu valores máximos dos esforços axiais atuantes nas colunas não apresentando valores exatos, logo, os esforços axiais obtidos pelo método computacional devem ser inferiores para que a condição seja satisfeita.

### 4.1 Análise das ligações

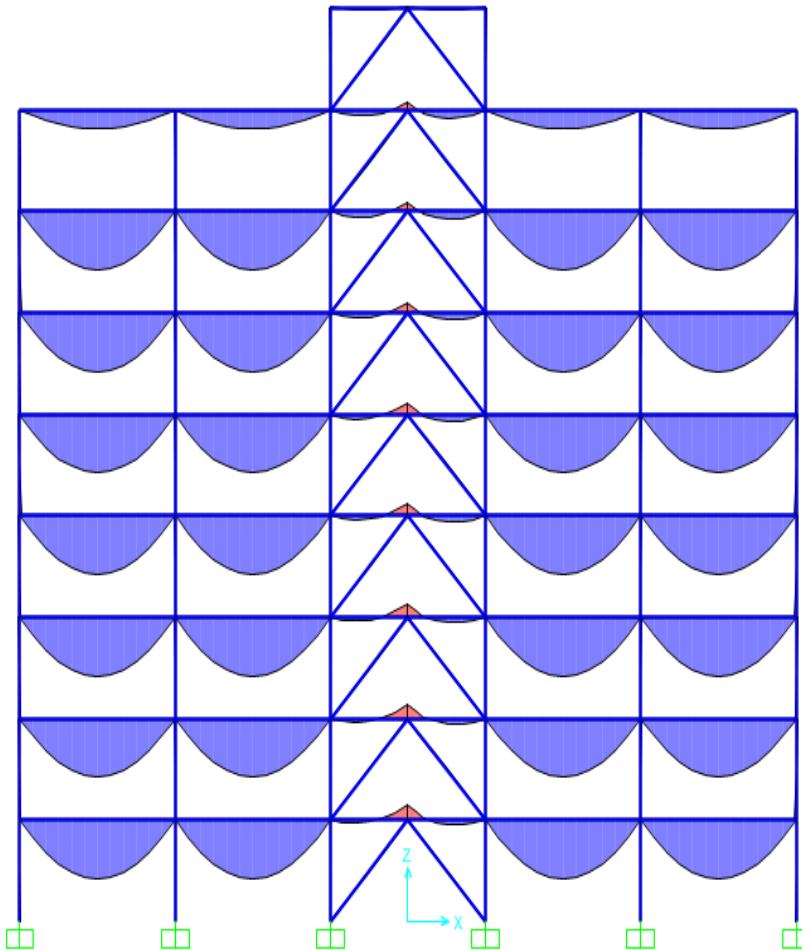
Para a obtenção dos esforços foi necessário adotar o modelo de ligações flexíveis. Modelo este que torna o valor da rigidez rotacional das ligações igual a zero, transmitindo os esforços apenas para a viga. Na Figura 27 podemos ver a maneira como o *software* SAP2000 nos informa esta configuração. Baseando-se nesta configuração podemos obter os gráficos dos esforços solicitantes, podendo-se então comparar com o gráfico dos esforços feito pelo método manual que é o de uma viga bi apoiada, como vemos na Figura 28.

Figura 27 - Modelo de ligações flexíveis



Fonte: SAP2000(2018)

Figura 28 - Gráfico de uma viga bi apoiada



Fonte: SAP2000 (2018)

## 4.2 Análise dos esforços fletores, cortantes e axiais nas vigas e nos pilares

Serão apresentados aqui os resultados manual e computacional dos esforços em análise, que ocorre nos elementos estruturais mais solicitados da estrutura, em particular a viga de seção VSM 300x25, e o pilar de seção CS 300x102.

- Momento fletor e esforço cortante

A seguir, será apresentado o cálculo que corresponde aos esforços fletor e cortante obtidos pelo método manual, e em seguida na Figura 29, será apresentado um gráfico que nos informa os valores dos esforços em análise gerados pelo método computacional.

Cargas atuantes:

$$\text{Laje} = 2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Parede\_dist} = 1.07 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Parede\_120} = 1.48 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Estrutura} := 0.15 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Forro} = 0.31 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Revest} = 0.63 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{CA\_Piso} = 2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Cargas de serviço:

Suportada para viga de aço isolada:

$$Q1 := (\text{Laje} + \text{Estrutura}) \cdot B = 3.23 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Suportada para viga mista:

$$Q2 := (\text{Revest} + \text{Forro} + \text{Parede\_dist}) \cdot B + \text{Parede\_120} + \text{CA\_Piso} \cdot B = 7.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Cargas fatoradas:

Suportada para viga de aço isolada:

$$Q1u := (\text{Laje} + \text{Estrutura}) \cdot B \cdot 1.2 = 3.87 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Suportada para viga mista:

$$Q2u := (\text{Revest} + \text{Forro} + \text{Parede\_dist}) \cdot B \cdot 1.2 + \text{Parede\_120} \cdot 1.2 + \text{CA\_Piso} \cdot B \cdot 1.6 = 10.2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Esforços Máximos:

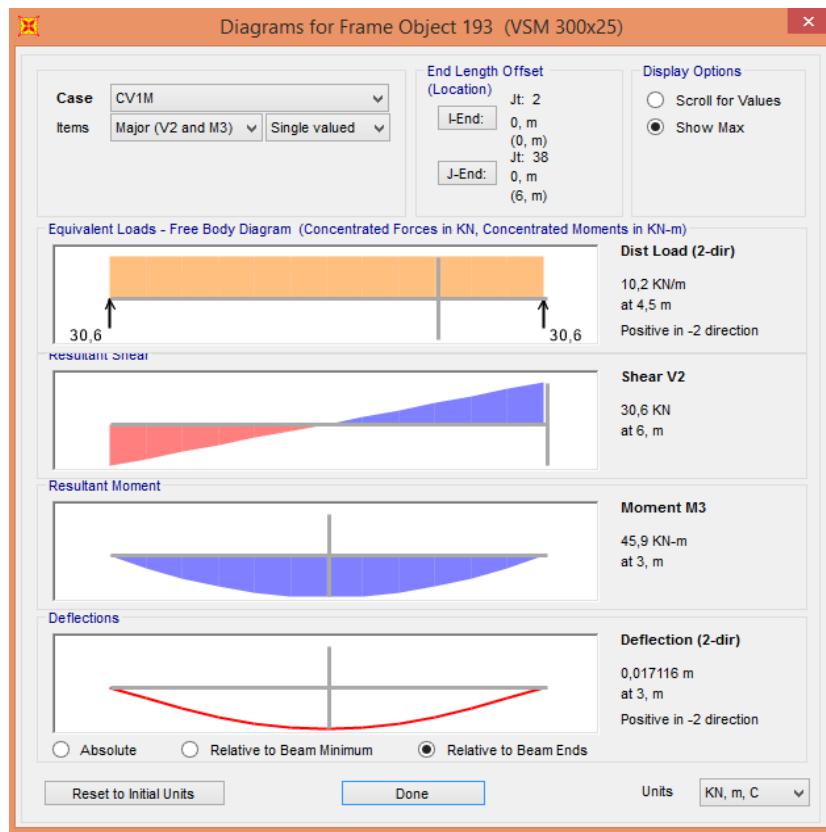
$$\text{Momento máximo fatorado da viga de aço: } M1u := \frac{Q1u \cdot L^2}{8} = 1742 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

$$\text{Momento máximo fatorado viga mista: } M2u := \frac{Q2u \cdot L^2}{8} = 4591 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

Cortante máximo fatorado:

$$V_u := \frac{(Q1u + Q2u) \cdot L}{2} = 31 \cdot \text{kN}$$

Figura 29 - Gráfico dos esforços



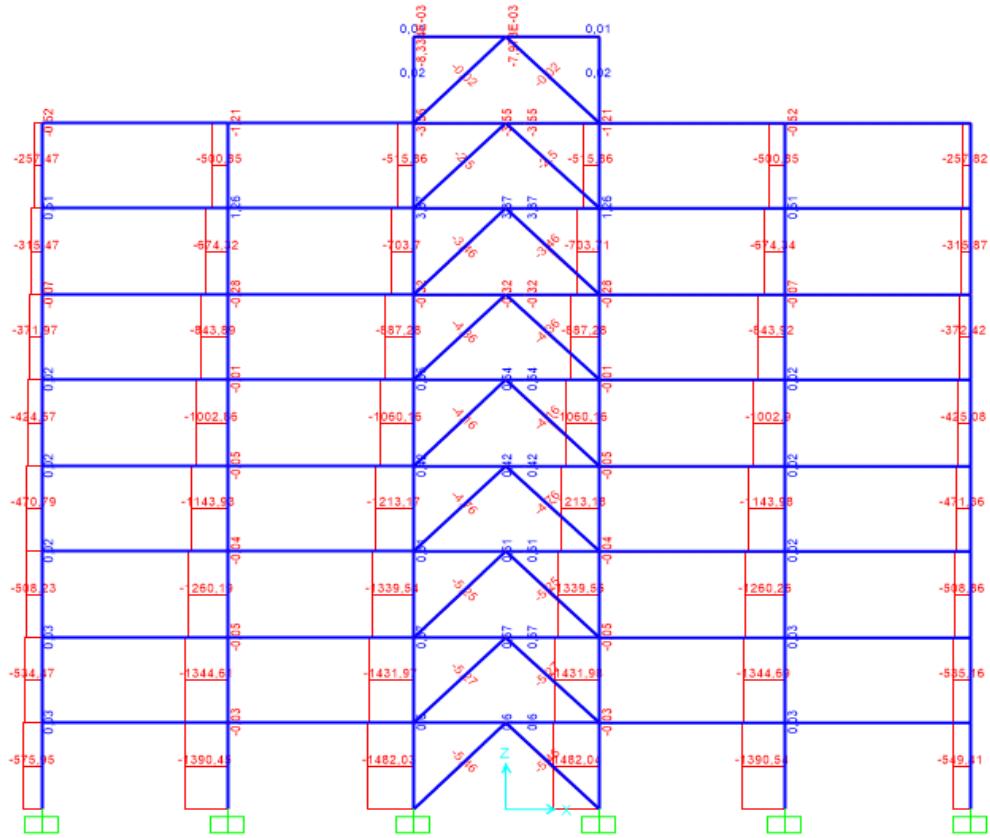
Fonte: SAP2000 (2018)

As vigas de seção VSM 300x25 submetidas às cargas apresentadas, foram analisadas levando-se em consideração os critérios de cálculo pertinente as respectivas normas. Comparando-se os valores dos esforços cortante e fletor máximos atuantes nas vigas pelo método manual e pelo método computacional que foram de 30,6 kN e 45,9 kN.m, podemos constatar que ambos os métodos apresentam valores iguais. No entanto, este estudo se aplica a todos os outros tipos de vigas utilizados no projeto estrutural.

- Esforço axial

Serão abordados aqui os resultados em termos de esforços axiais mediante aos cálculos manual e computacional. O cálculo manual realizado por BELLEI (2008) não nos apresenta valores exatos dos esforços axiais, e sim os valores máximos que podem ocorrer nos pilares da estrutura, logo, os valores dos esforços axiais obtidos pelo método computacional devem ser inferiores aos do método manual para que seja satisfeita a condição. Na Figura 30 é possível observar graficamente os esforços axiais obtidos pelo programa SAP2000 presentes no pórtico em estudo que é o mais solicitado.

Figura 30 - Esforços axiais no pórtico



Fonte: SAP2000 (2018)

Para as colunas contraventadas pertencentes aos eixos 3 e 4 e às filas B e C do primeiro trecho, que vai do primeiro ao segundo pavimento, e as colunas centrais pertencentes aos eixos 2 e 5 e às filas B e C também do primeiro trecho, a carga máxima axial obtida pelo método manual é de 2353 kN e 2148 kN, enquanto no método computacional as cargas axiais obtidas para as colunas contraventadas e as centrais do primeiro trecho foram de 1482,03 kN e 1390,45 kN, logo, concluindo-se que a condição foi satisfeita.

### 4.3 Análise das seções

As seções dos perfis de aço atribuídas previamente aos elementos estruturais, foram preestabelecidas através do cálculo algébrico de verificações de acordo com a NBR ABNT 8800 (2008), logo, aqui será apresentado o cálculo manual das verificações da seção do pilar CS 300x102.

Seja um perfil CS 300x102:

$$d := 30\text{cm}$$

$$tw := 1.25\text{cm}$$

$$bf := 30\text{cm}$$

$$tf := 1.6\text{cm}$$

$$A := 129.5\text{cm}^2$$

$$rx := 12.85\text{cm}$$

$$ry := 7.46\text{cm}$$

$$hw := 26.8\text{cm}$$

### Verificação da Flambagem Local:

$$k_c := \begin{cases} 0.35 & \text{if } \left( \frac{4}{\sqrt{\frac{h_w}{t_w}}} \right) < 0.35 \\ 0.763 & \text{if } \left( \frac{4}{\sqrt{\frac{h_w}{t_w}}} \right) > 0.763 \\ \left( \frac{4}{\sqrt{\frac{h_w}{t_w}}} \right) & \text{otherwise} \end{cases} \quad k_c = 0.763$$

Índice de esbaleze:

$$\text{Mesas: } \frac{b_f}{2 \cdot t_f} = 9.4 < 0.64 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y \cdot A_{36}}} = 16$$

$$\text{Alma: } \frac{h_w}{t_w} = 21.4 < 1.49 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y \cdot A_{36}}} = 42.7$$

### Verificação da Flambagem Global:

$$L_x := 300\text{cm} \quad k_x := 1.0 \quad \lambda_{cx} := \frac{k_x \cdot L_x}{r_x \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{F_y \cdot A_{36}}{E}} = 0.26$$

$$L_y := 300\text{cm} \quad k_y := 1.0 \quad \lambda_{cy} := \frac{k_y \cdot L_y}{r_y \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{F_y \cdot A_{36}}{E}} = 0.45$$

$$\lambda_c := \max \left( \left| \lambda_{cx} \right|, \left| \lambda_{cy} \right| \right) = 0.45$$

$$F_{cr}(\lambda_c) := \begin{cases} \left[ \left( 0.658 \lambda_c^2 \right) \cdot F_y \cdot A_{36} \right] & \text{if } \lambda_c \leq 1.5 \\ \left[ \left( \frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) \cdot F_y \cdot A_{36} \right] & \text{otherwise} \end{cases} \quad F_{cr}(\lambda_c) = 22.99 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

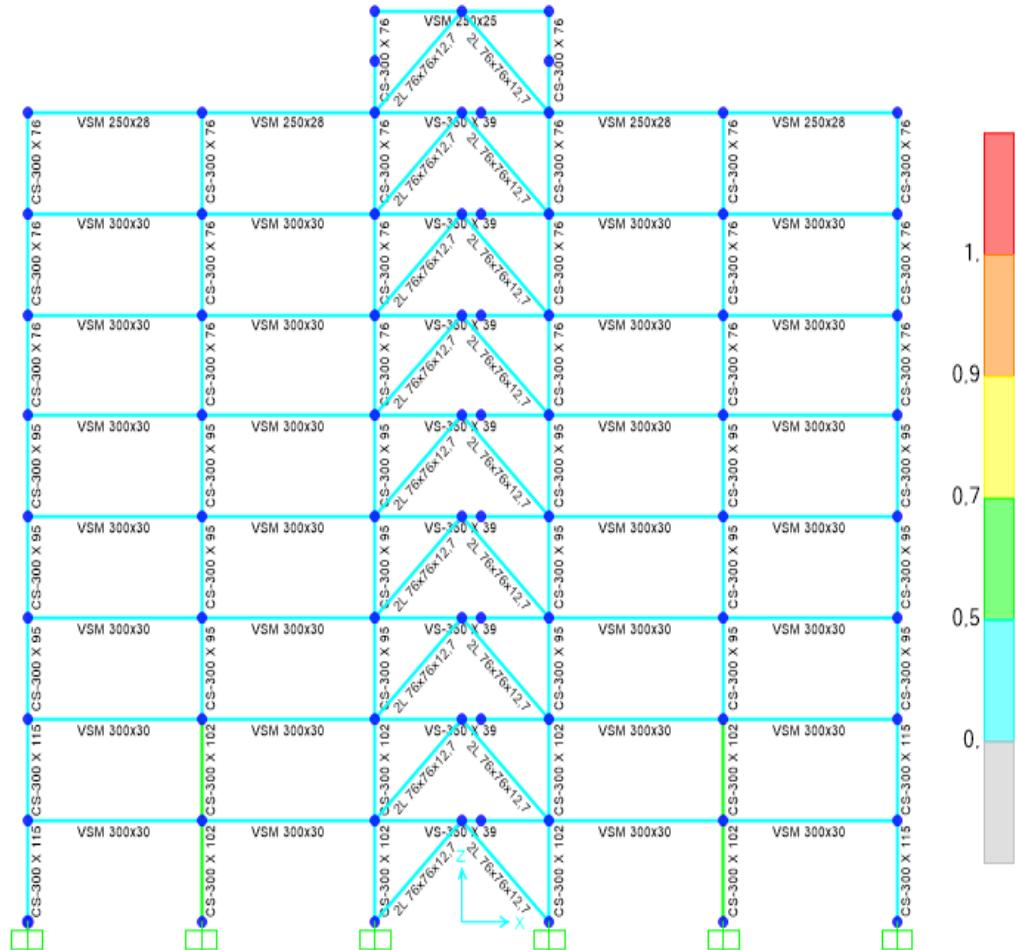
$$\phi_c := 0.85 \quad P_n := A \cdot F_{cr}(\lambda_c) = 2977.7 \cdot \text{kN}$$

$$\phi_c \cdot P_n = 2531 \cdot \text{kN} > P_u = 2290 \cdot \text{kN} \quad \text{-----} \quad \text{OK!}$$

Usar o perfil ----- CS 300x102

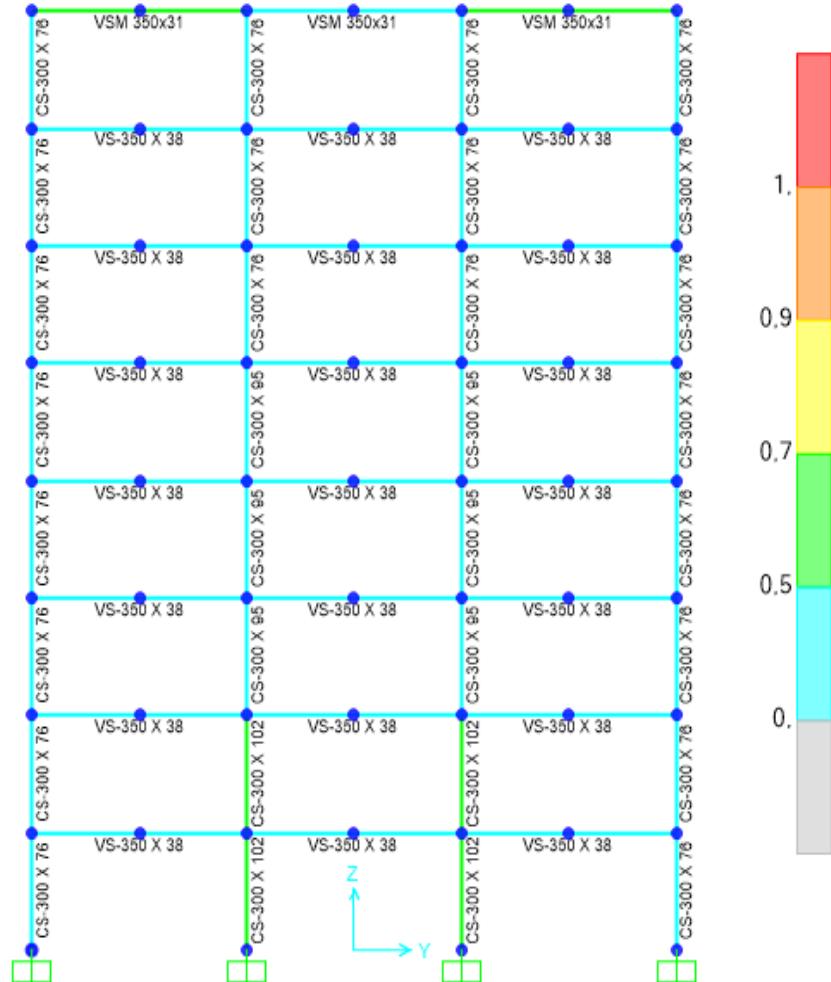
Uma função do programa SAP2000 realiza um processo iterativo de verificação, para avaliar se as seções atribuídas inicialmente são capazes de suportar os carregamentos aplicados sobre elas. O programa nos informa através de um gráfico a cores variando entre 0 e 1, mostrando o quanto de sua capacidade máxima de carga é suportada, como podemos ver nas Figuras 31 e 32 a seguir.

Figura 31 - Gráfico de capacidade de carga



Fonte: SAP2000 (2018)

Figura 32 - Gráfico de capacidade de carga



Fonte: SAP2000 (2018)

Com base nos critérios de verificação de seções de aço propostos pela NBR ABNT 8800 (2008) e pelo programa SAP2000, estabelecido pela norma americana AISC (2016), é possível observar que as seções atribuídas por BELLEI (2008) no pré dimensionamento atendem as verificações, logo, podemos concluir que embora o programa SAP2000 utilize a norma americana AISC (2016) ambos os métodos foram satisfatórios para a escolha das seções a serem utilizadas no projeto. As seções escolhidas por BELLEI (2008) não foram satisfatórias do ponto de vista econômico, pois possuem seções mais robustas do que o necessário, logo, seria mais viável economicamente escolher seções inferiores.

## 5 CONCLUSÕES

São apresentadas a seguir as principais conclusões a cerca do estudo feito. Estas foram organizadas de acordo com o elemento estudado (viga e/ou pilares) de modo que o cálculo dos esforços e dimensionamento das seções é comparado tanto para o cálculo manual como o computacional, e também são apresentadas considerações em relação ao uso das normas americana e brasileira.

Diante dos resultados obtidos dos esforços do dimensionamento de vigas e pilares, constatou-se que no dimensionamento dos pilares pelo método computacional, os valores dos esforços axiais divergiram em relação aos valores dos esforços obtidos pelo método manual, já que, no método manual foi feita uma simplificação do cálculo por BELLEI (2008) com o objetivo de estabelecer valores máximos para cada grupo de colunas utilizadas na estrutura, logo, os valores dos esforços axiais obtidos pelo método computacional foram satisfatórios estando a baixo dos valores máximos preestabelecidos pelo método manual, visto que, os elementos estruturais analisados foram submetidos às mesmas condições de ações, combinações de ações e restrições aos quais do método manual.

. Comparando-se as duas metodologias, verificou-se que o fato de o método manual utilizar a ABNT NBR 8800 (2008) e o método computacional utilizar a norma americana AISC (2016), não apresentaram interferência no dimensionamento e na obtenção dos resultados.

Na comparação entre os resultados verificou-se que as seções atribuídas aos elementos estruturais pelo autor não sofreram alterações, logo, comprovando que o SAP2000 pode ser utilizado para se dimensionar estruturas aqui no Brasil.

A utilização de programas de cálculo estrutural torna-se indispensável no dia a dia de um engenheiro estrutural, pois é uma ferramenta que auxilia na rapidez com que os projetos são elaborados e planejados. De fato, os programas não substituem o papel dos engenheiros, sendo estes os usuários responsáveis por aplicarem seus conhecimentos adquiridos através de experiência profissional para tomarem decisões relativas a problemas técnicos que poderão surgir nas etapas de dimensionamento de estruturas.

## 5.1 Sugestões para pesquisas futuras

- Simulação da ação de sismos sobre a estrutura para avaliar o seu comportamento utilizando o SAP2000.
- Realizar o dimensionamento e detalhamento dos possíveis tipos de ligações utilizadas no projeto.
- Realizar uma Análise comparativa dos esforços do edifício em estudo feita pelos programas SAP2000 e Metálicas 3D.
- Simular a aplicação de efeitos térmicos sobre uma estrutura de aço para avaliar o efeito dos deslocamentos provocados utilizando o SAP2000.

## REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Ações e segurança nas estruturas – Procedimento.** NBR 8681. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Cargas para cálculos de estruturas.** NBR 6120. Rio de Janeiro, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Forças devidas ao vento em edificações.** NBR 6123. Rio de Janeiro, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de estrutura de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios.** NBR 8800. Rio de Janeiro, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de estrutura de concreto - Procedimento. NBR 6118.** Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6215 – **Produtos Siderúrgicos.** Rio de Janeiro, 1986.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Notas de aula: vigas de concreto.** Bauru, São Paulo, 2014.

ALTOQI. Disponível em: <<http://www.altoqi.com.br/institucional>>. Acesso em : 14 de dezembro de 2015.

BELLEI, I. H. Edifícios Industriais em aço: Projeto e cálculo. São Paulo, 2003.

ARAGÃO, M. M. Ligações em Estruturas Metálicas – Generalidades (IME). Rio de Janeiro, 2008.

Pfeil, Walter Estruturas de aço : dimensionamento prático de acordo com a NBR 8800. Rio de Janeiro, 2008

BRAGANÇA, A. C. Estruturas metálicas : Cálculos, detalhes, exercícios e projetos. São Paulo, 2001.

FERREIRA, A. S. Estruturas metálicas : Projeto e detalhes para fabricação. São Paulo, 1998.

CSIAMERICA. Disponível em: <<http://www.csiamerica.com/products/sap2000>>. Acesso em: 15 de dezembro de 2015.

GRUPO2METALICA. Disponível em: <<http://www.grupo2metalica.no.comunidades.net/1-arquitetura-em-ferro>>. Acesso em: 15 de dezembro de 2017.

IMC. Disponível em: <<http://www.lmc.ep.usp.br/people/hlinde/estruturas/coal.htm>>. Acesso em: 15 de dezembro de 2017.

## APÊNDICE A - CÁLCULO MANUAL DE UM EDIFÍCIO EM AÇO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS

### 1. CARACTERÍSTICAS DO EDIFÍCIO

Comprimento -----	$a := 30\text{m}$
Largura -----	$b := 18\text{m}$
Altura -----	$h := 25\text{m}$
Espaçamento entre colunas -----	$c := 6\text{m}$
Pé-direito -----	$pd := 3\text{m}$
Número de pavimentos -----	$pav := 8$

### 2. SISTEMA ESTRUTURAL

Transversal - A estabilidade é garantida pelos quadros rígidos nos eixos 1 e 6, demais deslocáveis.

Longitudinal - Pela colocação de contraventamentos verticais entre os eixos 3 e 4, filas B e C.

### 3. ESPECIFICAÇÕES DOS MATERIAIS

#### 3.1 Pesos Específicos dos Materiais

Peso Específico do Concreto Armado (NBR-6120) -----	$\gamma_{\text{conc}} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
Peso Específico do Aço (NBR-6120) -----	$\gamma_{\text{aço}} := 78.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
Peso Específico Tijolos Sical -----	$\gamma_{\text{sical}} := 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
Peso Específico do Gesso -----	$\gamma_{\text{gesso}} := 12.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
Peso Específico dos Tijolos Furados (NBR-6120) -----	$\gamma_{\text{tijo}} := 13 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
Peso Específico Argamassa, Cimento e Areia (NBR-6120) -----	$\gamma_{\text{arg}} := 21 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
Peso Específico da Água -----	$\gamma_{\text{água}} := 9.81 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

#### 3.2 Especificações dos Materiais

Toda a estrutura será em aço ASTM A36, exceto chumbadores em SAE 1020

Aço das Estruturas - ASTM A36 -----	$F_y_{\text{A36}} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$
-------------------------------------	--

Aço Chumbadores - SAE-1020 -----	$F_y_{1020} := 21 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$
Concreto da Laje -----	$f_{ck} := 2 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$
Solda - Eletrodo E-70xx -----	$F_u_{E70} := 49.2 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$
Módulo de Elasticidade do Aço -----	$E := 20500 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$
Resistência à ruptura do aço (A36) à tração -----	$F_u_{A36} := 40 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$
Resistência à ruptura dos chumbadores à tração -----	$F_u_{1020} := 38 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$

#### 4 NORMAS ADOTADAS

##### Normas brasileiras:

NBR-6120/80 - Cargas para o cálculo de estruturas de edificações

NBR-6123/88 - Forças devidas aos ventos em edificações

NBR-8800/08 - Projeto de estruturas de aço e estruturas mistas de aço e concreto de edifícios

NBR-14432/00 - Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações

NBR-14323/99 - Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio

##### Normas estrangeiras:

AISC - American Institute of steel Cnstruction

AWS - American Welding Society - Structural Welding Code D1.1

SSPC - Steel Structural Painting Council

#### 5 CARGAS BÁSICAS

##### 5.1 Carga Permanente - CP

Laje (8cm) -----	$Laje := 8\text{cm} \cdot \gamma_{conc} = 2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Revestimento do Piso (3cm) -----	$Revest := 3\text{cm} \cdot \gamma_{arg} = 0.63 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Forro -----	$Forro := 2.5\text{cm} \cdot \gamma_{gesso} = 0.31 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Paredes (SICAL 12cm+Revest 3cm) -----	$Parede := 12\text{cm} \cdot \gamma_{sical} + 3\text{cm} \cdot \gamma_{arg} = 1.23 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

$$\text{Parede\_92} := \text{Parede} \cdot 92\text{cm} = 1.13 \text{ m} \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Parede\_120} := \text{Parede} \cdot 120\text{cm} = 1.48 \text{ m} \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Parede\_262} := \text{Parede} \cdot 262\text{cm} = 3.22 \text{ m} \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Parede\_dist} := \text{Parede\_262} \cdot \frac{600\text{cm}}{300\text{cm} \cdot 600\text{cm}} = 1.07 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Peso Próprio da Estrutura (Estimado)} \text{-----} \text{Pproprio} := 36 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Impermeabilização (Cobertura)} \text{-----} \text{Imperm} := 2\text{cm} \cdot \gamma_{\text{conc}} = 0.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

### CAIXA D' ÁGUA

#### Estimativa dos Pesos da Caixa d'água

$$\text{População média do edifício} \text{-----} \text{População} := (a \cdot b) \cdot \frac{0.3}{\text{m}^2} \cdot \text{pav} = 1296 \text{ Pessoas}$$

Taxa média de consumo L/pessoa/dia ----- Per\_capta := 60·liter

$$\text{Volume da caixa d'água elevada} \text{-----} \text{Volume\_CXD} := \frac{\text{População} \cdot \text{Per_capta}}{5} = 15552 \cdot \text{liter}$$

$$\text{Altura da lâmina d'água} \text{-----} \text{Altura\_CXD} := \frac{\text{Volume\_CXD}}{5.85\text{m} \cdot 2.75\text{m}} + 0.4\text{m} = 1.37 \cdot \text{m}$$

$$\text{Peso total da água da caixa d'água} \text{-----} \text{Agua\_CXD} := \text{Altura\_CXD} \cdot \gamma_{\text{agua}} = 13.41 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Laje (12cm)} \text{-----} \text{Laje\_CXD} := 12\text{cm} \cdot \gamma_{\text{conc}} = 3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Paredes da caixa d'água c/1.4m de altura (10cm conc+5cm revest)

$$\text{Parede\_CXD} := [(10\text{cm} \cdot \gamma_{\text{conc}}) + (5\text{cm} \cdot \gamma_{\text{arg}})] \cdot 1.4\text{m} = 4.97 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

### 5.2 Cargas acidentais - CA

$$\text{Cobertura (NBR - 6120 - forros sem acesso)} \text{-----} \text{CA\_Cob} := 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Pisos pavimentos (NBR - 6120 - Escritórios)} \text{-----} \text{CA\_Piso} := 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Escadas (NBR - 6120) - escadas c/ acesso público) ----- CA\_Escada := 3  $\frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Elevador (NBR - 6120 - casa de máquinas) ----- CA\_Elevador := 7.5  $\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

### 5.3 Combinações e redução de cargas acidentais

#### Combinações e carregamentos (AISC/ASD)

#### Critério para redução de cargas acidentais

##### 5.3 Vento - VT

(Segundo a NBR - 6123)

Velocidade básica do vento (Local - Rio de Janeiro) ----- V0 := 35  $\frac{\text{m}}{\text{sec}}$

Fator topográfico ----- S1 := 1.0

Fator de rugosidade (categoria IV, classe B, altura 5m) ----- S2\_0 := 0.76

Fator de rugosidade (categoria IV, classe B, altura 10m) ----- S2\_1 := 0.83

Fator de rugosidade (categoria IV, classe B, altura 15m) ----- S2\_2 := 0.88

Fator de rugosidade (categoria IV, classe B, altura 20m) ----- S2\_3 := 0.91

Fator de rugosidade (categoria IV, classe B, altura 30m) ----- S2\_4 := 0.96

Fator estatístico ----- S3 := 1.0

Velocidades características do vento ----- V<sub>k</sub> := V0 · S1 · S2 · S3

$$V_k := \frac{V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3}{S_3} = \frac{V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3}{\frac{26.6}{29}} = \frac{30.8 \cdot \frac{\text{m}}{\text{sec}}}{31.9} = \frac{30.8}{31.9} \cdot \frac{\text{m}}{\text{sec}} = 0.96 \cdot \frac{\text{m}}{\text{sec}}$$

$$\text{Pressão dinâmica (a 5,10,15, 20 e 30m de altura)} ---- q_v := \frac{V_k^2}{1.63} \cdot \text{newton} \cdot \frac{\text{sec}^2}{\text{m}^4} = \frac{0.52}{0.62} \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 0.84 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_v := \frac{V_k^2}{1.63} \cdot \text{newton} \cdot \frac{\text{sec}^2}{\text{m}^4} = \frac{517.73}{581.99} \cdot \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

$$(434.09)$$

$$(692.61)$$

### 5.3.1 Coeficientes de pressão e de forma externos nas paredes (NBR - 6123 - tabela 4)

$$\text{Comprimento da edificação} \text{-----} a := 30\text{m}$$

$$\text{Largura da edificação} \text{-----} b := 18\text{m}$$

$$\text{Altura da edificação} \text{-----} h := 25\text{m}$$

$$\frac{1}{2} = 0.5 < \frac{h}{b} = 1.39 < \frac{3}{2} = 1.5$$

$$\frac{3}{2} = 1.5 < \frac{a}{b} = 1.67 < 4$$

$$\text{Para } \alpha = 90 \text{ - Barlavento} \text{----} C_{eA} := 0.7 \quad \text{Para } \alpha = 0 \text{ - Barlavento} \text{----} C_{eC} := 0.7$$

$$\text{Para } \alpha = 90 \text{ - Sotavento} \text{----} C_{eB} := -0.6 \quad \text{Para } \alpha = 0 \text{ - Sotavento} \text{----} C_{eD} := -0.3$$

### 5.3.2 Coeficientes de pressão interna (NBR - 6123)

Considerando as quatro faces igualmente permeáveis

$$C_{pi} := -0.3 \text{ Ou } 0$$

### 5.3.3 Coeficientes finais de arrasto

Para  $\alpha = 0$  - vento frontal

$$C_{e\_frontal} := (C_{eC} + -C_{pi}) + (-C_{eD} + C_{pi}) = 1$$

Para  $\alpha = 90$  - vento lateral

$$C_{e\_lateral} := (C_{eA} + -C_{pi}) + (-C_{eB} + C_{pi}) = 1.3$$

### 5.3.4 Cargas finais devido ao vento frontal no edifício ( $\alpha=0$ ) à 5,10, 15, 20 e 30m

Área de influência frontal ----- influ\_frontal :=  $\frac{b}{2} = 9\text{ m}$

$$\text{Vento_Frontal} := \frac{V_k^2}{1.63} \cdot \text{newton} \cdot \frac{\text{sec}^2}{\text{m}^4} \cdot C_e_{\text{frontal}} \cdot \text{influ}_{\text{frontal}} = 5.24 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (3.91)$$

$$(6.23)$$

### 5.3.5 Cargas finais devido ao vento lateral no edifício ( $\alpha=0$ ) à 5, 10, 15, 20 e 30m

Área de influência lateral ----- influ\_lateral :=  $\frac{a}{2} = 15\text{ m}$

$$\text{Vento_Lateral} := \frac{\text{V}_k^2}{1.63} \left( \text{newton} \cdot \frac{\text{sec}^2}{\text{m}^4} \right) \cdot \text{Ce_lateral} \cdot \text{influ_lateral} = 11.35 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

( 13.51 )

## 6. DIMENSIONAMENTO DAS COLUNAS ISOLADAS

## 6.1 Cargas verticais nas colunas

### 6.1.1 Colunas centrais

Área de influência de/pavimento ---- influ\_centeral := c·c ----- influ\_centeral = 36m<sup>2</sup>

CP cobertura :

$$CP\_Cob\_central := (Pproprio + Laje + Forro + Revest + Imperm) \cdot influ\_central = 137 \cdot kN$$

$$CP\_CxD\_central := (Agua\_CxD + Laje\_CxD) \cdot \frac{influ\_central}{2.4} = 74 \cdot kN$$

CP pisos:

$$CP\_Piso\_central := (Pproprio + Laje + Forro + Revest + Parede\_dist) \cdot influ\_central = 157 \cdot kN$$

CA cobertura:

CA Cob central := CA Cob.influ central = 18.kN

$$\text{CA\_Elevador\_central} := \text{CA\_Elevador} \cdot \frac{\text{infl\_central}}{4.2} = 34 \text{ kN}$$

CA pisos:

$$CA\_Piso\_central := CA\_Piso \cdot influ\_central = 72 \cdot kN$$

### 6.1.2 Colunas extremas

$$\text{Área de influência/pavimento} ----- influ\_extrema := c \cdot \frac{c}{2} ----- influ\_extrema = 18 \text{ m}^2$$

CP cobertura :

$$CP\_Cob\_extrema := (Pproprio + Laje + Forro + Revest + Imperm) \cdot influ\_extrema = 68 \cdot kN$$

CP pisos:

$$CP\_Piso\_extrema := (Pproprio + Laje + Forro + Revest + Parede) \cdot influ\_extrema = 81 \cdot kN$$

CA cobertura:

$$CA\_Cob\_extrema := CA\_Cob \cdot influ\_extrema = 9 \cdot kN$$

CA pisos:

$$CA\_Piso\_extrema := CA\_Piso \cdot influ\_extrema = 36 \cdot kN$$

## 6.2 Cargas devidas ao vento nas colunas centrais

$$H_{10} := Vento\_Frontal_4 \cdot \frac{pd}{2} \cdot 1000 = 9.35 \cdot kN$$

$$H_9 := Vento\_Frontal_4 \cdot pd \cdot 1000 = 18.7 \cdot kN$$

$$H_8 := Vento\_Frontal_4 \cdot pd \cdot 1000 = 18.7 \cdot kN$$

$$H_7 := Vento\_Frontal_3 \cdot pd \cdot 1000 = 16.8 \cdot kN$$

$$H_6 := (Vento\_Frontal_2 + Vento\_Frontal_3) \cdot \frac{pd}{2} \cdot 1000 = 16.26 \cdot kN$$

$$H_5 := Vento\_Frontal_2 \cdot pd \cdot 1000 = 15.71 \cdot kN$$

$$H_4 := (Vento\_Frontal_1 + Vento\_Frontal_2) \cdot \frac{pd}{2} \cdot 1000 = 14.85 \cdot kN$$

$$H_3 := Vento\_Frontal_1 \cdot pd \cdot 1000 = 13.98 \cdot kN$$

$$H_2 := Vento\_Frontal_0 \cdot pd \cdot 1000 = 11.72 \cdot kN$$

$$H_1 := Vento\_Frontal_0 \cdot \frac{pd}{2} \cdot 1000 = 5.86 \cdot kN$$

$$\begin{aligned}
 P_2 &:= \left( \frac{H_{10} \cdot 4 \cdot pd + H_9 \cdot 3 \cdot pd + H_8 \cdot 2 \cdot pd + H_7 \cdot pd}{c} \right) = 74 \cdot kN \\
 P_1 &:= \frac{(H_{10} \cdot 7 \cdot pd + H_9 \cdot 6 \cdot pd + H_8 \cdot 5 \cdot pd + H_7 \cdot 4 \cdot pd + H_6 \cdot 3 \cdot pd + H_5 \cdot 2 \cdot pd + H_4 \cdot pd)}{c} = 217 \cdot kN \\
 \text{altxpd} &:= H_{10} \cdot 9 \cdot pd + H_9 \cdot 8 \cdot pd + H_8 \cdot 7 \cdot pd \\
 P_0 &:= \frac{(altxpd + H_7 \cdot 6 \cdot pd + H_6 \cdot 5 \cdot pd + H_5 \cdot 4 \cdot pd + H_4 \cdot 3 \cdot pd + H_3 \cdot 2 \cdot pd + H_2 \cdot pd)}{c} = 347 \cdot kN
 \end{aligned}$$

### 6.3 Cargas máximas do fatoradas por trecho de coluna

#### 6.3.1 Colunas centrais do contraventamento (eixos 3 e 4, filas B e C)

##### Trecho 3

$$\begin{aligned}
 CP_{\text{Trecho\_3\_ctv}} &:= CP_{\text{CxD\_central}} + CP_{\text{Cob\_central}} + CP_{\text{Piso\_central}} \cdot 2 = 525 \cdot kN \\
 CA_{\text{Trecho\_3\_ctv}} &:= CA_{\text{Elevador\_central}} + CA_{\text{Cob\_central}} + CA_{\text{Piso\_central}} \cdot 2 = 196 \cdot kN \\
 VT_{\text{Trecho\_3\_ctv}} &:= P_2 = 74 \cdot kN \\
 aa &:= 1.4 \cdot CP_{\text{Trecho\_3\_ctv}} = 735 \cdot kN \\
 bb &:= 1.2 \cdot CP_{\text{Trecho\_3\_ctv}} + 1.6 \cdot CA_{\text{Trecho\_3\_ctv}} = 943 \cdot kN \\
 cc &:= 1.2 \cdot CP_{\text{Trecho\_3\_ctv}} + 0.5 \cdot CA_{\text{Trecho\_3\_ctv}} + 1.6 \cdot VT_{\text{Trecho\_3\_ctv}} = 846 \cdot kN \\
 Cmax_{\text{Trecho\_3\_ctv}} &:= \max(aa, bb, cc) = 943 \cdot kN
 \end{aligned}$$

##### Trecho 2

$$\begin{aligned}
 CP_{\text{Trecho\_2\_ctv}} &:= CP_{\text{Trecho\_3\_ctv}} + CP_{\text{Piso\_central}} \cdot 3 = 997 \cdot kN \\
 CA_{\text{Trecho\_2\_ctv}} &:= CA_{\text{Trecho\_3\_ctv}} + CA_{\text{Piso\_central}} \cdot (0.9 + 0.8 + 0.7) = 369 \cdot kN \\
 VT_{\text{Trecho\_2\_ctv}} &:= P_1 = 217 \cdot kN \\
 aaa &:= 1.4 \cdot CP_{\text{Trecho\_2\_ctv}} = 1396 \cdot kN \\
 bbb &:= 1.2 \cdot CP_{\text{Trecho\_2\_ctv}} + 1.6 \cdot CA_{\text{Trecho\_2\_ctv}} = 1786 \cdot kN \\
 ccc &:= 1.2 \cdot CP_{\text{Trecho\_2\_ctv}} + 0.5 \cdot CA_{\text{Trecho\_2\_ctv}} + 1.6 \cdot VT_{\text{Trecho\_2\_ctv}} = 1727 \cdot kN
 \end{aligned}$$

$$C_{max\_Trecho\_2\_ctv} := \max(aaa, bbb, ccc) = 1786 \cdot kN$$

Trecho 1

$$CP_{Trecho\_1\_ctv} := CP_{Trecho\_2\_ctv} + CP_{Piso\_central \cdot 2} = 1312 \cdot kN$$

$$CA_{Trecho\_1\_ctv} := CA_{Trecho\_2\_ctv} + CA_{Piso\_central} \cdot (0.6 + 0.5) = 448 \cdot kN$$

$$VT_{Trecho\_1\_ctv} := P_0 = 347 \cdot kN$$

$$aaaa := 1.4 \cdot CP_{Trecho\_1\_ctv} = 1836 \cdot kN$$

$$bbbb := 1.2 \cdot CP_{Trecho\_1\_ctv} + 1.6 \cdot CA_{Trecho\_1\_ctv} = 2290 \cdot kN$$

$$cccc := 1.2 \cdot CP_{Trecho\_1\_ctv} + 0.5 \cdot CA_{Trecho\_1\_ctv} + 1.6 \cdot VT_{Trecho\_1\_ctv} = 2353 \cdot kN$$

$$C_{max\_Trecho\_1\_ctv} := \max(aaaa, bbbb, cccc) = 2352.9 \cdot kN$$

### 6.3.2 Colunas centrais (eixos 2 e 5, filas B e C)

Trecho 3

$$CP_{Trecho\_3\_ctr} := CP_{Cob\_central} + CP_{Piso\_central \cdot 2} = 451 \cdot kN$$

$$CA_{Trecho\_3\_ctr} := CA_{Cob\_central} + CA_{Piso\_central \cdot 2} = 162 \cdot kN$$

$$C_{max\_Trecho\_3\_ctr} := 1.2 \cdot CP_{Trecho\_3\_ctr} + 1.6 \cdot CA_{Trecho\_3\_ctr} = 801 \cdot kN$$

Trecho 2

$$CP_{Trecho\_2\_ctr} := CP_{Trecho\_3\_ctr} + CP_{Piso\_central \cdot 3} = 923 \cdot kN$$

$$CA_{Trecho\_2\_ctr} := CA_{Trecho\_3\_ctr} + CA_{Piso\_central} \cdot (0.9 + 0.8 + 0.7) = 335 \cdot kN$$

$$C_{max\_Trecho\_2\_ctr} := 1.2 \cdot CP_{Trecho\_2\_ctr} + 1.6 \cdot CA_{Trecho\_2\_ctr} = 1644 \cdot kN$$

Trecho 1

$$CP_{Trecho\_1\_ctr} := CP_{Trecho\_2\_ctr} + CP_{Piso\_central \cdot 2} = 1238 \cdot kN$$

$$CA_{Trecho\_1\_ctr} := CA_{Trecho\_2\_ctr} + CA_{Piso\_central} \cdot (0.6 + 0.5) = 414 \cdot kN$$

$$C_{max\_Trecho\_1\_ctr} := 1.2 \cdot CP_{Trecho\_1\_ctr} + 1.6 \cdot CA_{Trecho\_1\_ctr} = 2148 \cdot kN$$

### 6.3.3 Colunas extremas (eixos 2, 3, 4 e 5, filas A e D)

Trecho 3

$$CP_{Trecho\_3\_ext} := CP_{Cob\_extrema} + CP_{Piso\_extrema \cdot 2} = 231 \cdot kN$$

$$CA_{Trecho\_3\_ext} := CA_{Cob\_extrema} + CA_{Piso\_extrema \cdot 2} = 81 \cdot kN$$

$$C_{max\_Trecho\_3\_ext} := 1.2 \cdot CP_{Trecho\_3\_ext} + 1.6 \cdot CA_{Trecho\_3\_ext} = 407 \cdot kN$$

### Trecho 2

$$CP_{Trecho\_2\_ext} := CP_{Trecho\_3\_ext} + CP_{Piso\_extrema} \cdot 3 = 476 \cdot kN$$

$$CA_{Trecho\_2\_ext} := CA_{Trecho\_3\_ext} + CA_{Piso\_extrema} \cdot (0.9 + 0.8 + 0.7) = 167 \cdot kN$$

$$C_{max\_Trecho\_2\_ext} := 1.2 \cdot CP_{Trecho\_2\_ext} + 1.6 \cdot CA_{Trecho\_2\_ext} = 839 \cdot kN$$

### Trecho 1

$$CP_{Trecho\_1\_ext} := CP_{Trecho\_2\_ext} + CP_{Piso\_extrema} \cdot 2 = 639 \cdot kN$$

$$CA_{Trecho\_1\_ext} := CA_{Trecho\_2\_ext} + CA_{Piso\_extrema} \cdot (0.6 + 0.5) = 207 \cdot kN$$

$$C_{max\_Trecho\_1\_ext} := 1.2 \cdot CP_{Trecho\_1\_ext} + 1.6 \cdot CA_{Trecho\_1\_ext} = 1097 \cdot kN$$

## 6.4 Dimensionamento das colunas (AISC / LRFD)

$$\underline{\text{Colunas contrav.}} : \quad C_{max\_Trecho\_3\_ctr} = 943 \cdot kN$$

$$\underline{\text{Colunas centrais}} : \quad C_{max\_Trecho\_3\_ctr} = 801 \cdot kN$$

$$\underline{\text{Colunas extremas}} : \quad C_{max\_Trecho\_3\_ext} = 407 \cdot kN$$

$$C_{max\_Trecho\_2\_ext} = 839 \cdot kN$$

$$C_{max\_Trecho\_1\_ext} = 1097 \cdot kN \quad P_u := 1097 \cdot kN$$

Seja um perfil CS 300x76 :

$$d := 30 \text{cm} \quad t_w := 0.8 \text{cm} \quad b_f := 30 \text{cm} \quad t_f := 1.25 \text{cm}$$

$$A_{\text{m}} := 97 \text{cm}^2 \quad r_x := 13.2 \text{cm} \quad r_y := 7.62 \text{cm} \quad h_w := 27.5 \text{cm}$$

Verificação da Flambagem Local:

$$k_c := \begin{cases} 0.35 & \text{if } \left( \frac{4}{\sqrt{\frac{h_w}{t_w}}} \right) < 0.35 \\ & \left( \sqrt{\frac{h_w}{t_w}} \right) \\ 0.763 & \text{if } \left( \frac{4}{\sqrt{\frac{h_w}{t_w}}} \right) > 0.763 \\ & \left( \sqrt{\frac{h_w}{t_w}} \right) \\ \left( \left( \frac{4}{\sqrt{\frac{h_w}{t_w}}} \right) \right) & \text{otherwise} \\ \left( \left( \sqrt{\frac{h_w}{t_w}} \right) \right) \end{cases} \quad k_c = 0.682$$

Índice de esbeltez:

$$\text{Mesas: } \frac{bf}{2 \cdot tf} = 12 < 0.64 \cdot \sqrt{\frac{E}{\frac{Fy\_A36}{kc}}} = 15.1$$

$$\text{Alma: } \frac{hw}{tw} = 34.4 < 1.49 \cdot \sqrt{\frac{E}{Fy\_A36}} = 42.7$$

Verificação da Flambagem Global:

$$Lx := 300\text{cm} \quad kx := 1.0 \quad \lambda_{cx} := \frac{kx \cdot Lx}{r_x \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{Fy\_A36}{E}} = 0.253$$

$$Ly := 300\text{cm} \quad ky := 1.0 \quad \lambda_{cy} := \frac{ky \cdot Ly}{r_y \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{Fy\_A36}{E}} = 0.44$$

$$\lambda_c := \max \left( \left| \lambda_{cx} \right|, \left| \lambda_{cy} \right| \right) = 0.44$$

$$F_{cr}(\lambda_c) := \begin{cases} 0.658 \lambda_c^2 \cdot Fy\_A36 & \text{if } \lambda_c \leq 1.5 \\ \left[ \left( \frac{0.877}{\lambda_c} \right) \cdot Fy\_A36 \right] & \text{otherwise} \end{cases} \quad F_{cr}(\lambda_c) = 23.07 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\phi_c := 0.85 \quad P_n := A \cdot F_{cr}(\lambda_c) = 2238.2 \cdot \text{kN}$$

$$\phi_c \cdot P_n = 1902 \cdot \text{kN} > P_u = 1097 \cdot \text{kN} \quad \text{----- OK!}$$

Usar o perfil ----- CS 300x76

Colunas contrav: Cmax\_Trecho\_2\_ctv = 1786.kN

Colunas centrais: Cmax\_Trecho\_2\_ctr = 1644.kN Pu := 1786kN

Seja um perfil CS 300x95 :

$$\begin{aligned} d &:= 30\text{cm} & tw &:= 0.95\text{cm} & bf &:= 30\text{cm} & tf &:= 1.6\text{cm} \\ A &:= 121.5\text{cm}^2 & r_x &:= 13.12\text{cm} & r_y &:= 7.7\text{cm} & hw &:= 26.8\text{cm} \end{aligned}$$

### Verificação da Flambagem Local:

$$k_c := \begin{cases} 0.35 & \text{if } \left( \frac{4}{\sqrt{\frac{h_w}{t_w}}} \right) < 0.35 \\ \left( \sqrt{\frac{h_w}{t_w}} \right) & \\ 0.763 & \text{if } \left( \frac{4}{\sqrt{\frac{h_w}{t_w}}} \right) > 0.763 \\ \left( \left( \frac{4}{\sqrt{\frac{h_w}{t_w}}} \right) \right) & \text{otherwise} \\ \left( \left( \sqrt{\frac{h_w}{t_w}} \right) \right) & \end{cases} \quad k_c = 0.753$$

### Índice de esbetez:

$$\text{Mesas: } \frac{b_f}{2 \cdot t_f} = 9.4 < 0.64 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y \cdot A_{36}}} = 15.9$$

$$\text{Alma: } \frac{h_w}{t_w} = 28.2 < 1.49 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y \cdot A_{36}}} = 42.7$$

### Verificação da Flambagem Global:

$$L_x := 300\text{cm} \quad k_x := 1.0 \quad \lambda_{cx} := \frac{k_x \cdot L_x}{r_x \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{F_y \cdot A_{36}}{E}} = 0.254$$

$$L_y := 300\text{cm} \quad k_y := 1.0 \quad \lambda_{cy} := \frac{k_y \cdot L_y}{r_y \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{F_y \cdot A_{36}}{E}} = 0.43$$

$$\lambda_c := \max \left( \left| \lambda_{cx} \right|, \left| \lambda_{cy} \right| \right) = 0.43$$

$$F_{cr}(\lambda_c) := \begin{cases} 0.658 \lambda_c^2 \cdot F_y \cdot A_{36} & \text{if } \lambda_c \leq 1.5 \\ \left[ \left( \frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) \cdot F_y \cdot A_{36} \right] & \text{otherwise} \end{cases} \quad F_{cr}(\lambda_c) = 23.11 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\phi_c := 0.85 \quad P_n := A \cdot F_{cr}(\lambda_c) = 2808.2 \cdot \text{kN}$$

$$\phi_c \cdot P_n = 2387 \cdot \text{kN} > P_u = 1786 \cdot \text{kN} \quad \text{----- OK!}$$

Usar o perfil ----- CS 300x95

Colunas contrav: Cmax\_Trecho\_1\_ctv = 2353·kN

Colunas centrais: Cmax\_Trecho\_1\_ctr = 2148·kN  $P_u := 2290\text{ kN}$

Seja um perfil CS 300x102:

$$\begin{aligned} d &:= 30\text{cm} & t_w &:= 1.25\text{cm} & b_f &:= 30\text{cm} & t_f &:= 1.6\text{cm} \\ A &:= 129.5\text{cm}^2 & r_x &:= 12.85\text{cm} & r_y &:= 7.46\text{cm} & h_w &:= 26.8\text{cm} \end{aligned}$$

Verificação da Flambagem Local:

$$k_c := \begin{cases} 0.35 & \text{if } \left( \frac{4}{\sqrt{\frac{h_w}{t_w}}} \right) < 0.35 \\ & \left( \sqrt{\frac{h_w}{t_w}} \right) \\ 0.763 & \text{if } \left( \frac{4}{\sqrt{\frac{h_w}{t_w}}} \right) > 0.763 \\ & \left( \sqrt{\frac{h_w}{t_w}} \right) \\ \left( \left( \frac{4}{\sqrt{\frac{h_w}{t_w}}} \right) \right) & \text{otherwise} \\ \left( \left( \sqrt{\frac{h_w}{t_w}} \right) \right) \end{cases} \quad k_c = 0.763$$

Índice de esbetez:

$$\text{Mesas: } \frac{b_f}{2 \cdot t_f} = 9.4 < 0.64 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y \cdot A_{36}}} = 16$$

$$\text{Alma: } \frac{h_w}{t_w} = 21.4 < 1.49 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y \cdot A_{36}}} = 42.7$$

Verificação da Flambagem Global:

$$L_x := 300\text{cm} \quad k_x := 1.0 \quad \lambda_{cx} := \frac{k_x \cdot L_x}{r_x \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{F_y \cdot A_{36}}{E}} = 0.26$$

$$L_y := 300\text{cm} \quad k_y := 1.0 \quad \lambda_{cy} := \frac{k_y \cdot L_y}{r_y \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{F_y \cdot A_{36}}{E}} = 0.45$$

$$\lambda_c := \max \left( \left| \begin{array}{c} \lambda_{cx} \\ \lambda_{cy} \end{array} \right| \right) = 0.45$$

$$F_{cr}(\lambda_c) := \begin{cases} 0.658^{\lambda_c^2} \cdot F_{y,A36} & \text{if } \lambda_c \leq 1.5 \\ \left\lceil \left( \frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) \cdot F_{y,A36} \right\rceil & \text{otherwise} \end{cases} \quad F_{cr}(\lambda_c) = 22.99 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\phi_c := 0.85 \quad P_n := A \cdot F_{cr}(\lambda_c) = 2977.7 \cdot \text{kN}$$

$$\phi_c \cdot P_n = 2531 \cdot \text{kN} > P_u = 2290 \cdot \text{kN} \quad \text{----- OK!}$$

Usar o perfil ----- CS 300x102

## 7. MODELOS E RESULTADOS PARA COMPUTADOR

### 7.1 Modelo para computador para quadro contraventado entre os eixo 3 e 4, filas B e C

#### Cargas centradas nos nós:

$$P_{1,CP} := CP_{,CxD\_central} = 73.8 \cdot \text{kN}$$

$$P_{2,CP} := CP_{,Cob\_central} \cdot \frac{3}{4} = 102.5 \cdot \text{kN}$$

$$P_{2,CA} := CA_{,Cob\_central} \cdot \frac{3}{4} = 13.5 \cdot \text{kN}$$

$$P_{3,CP} := CP_{,Piso\_central} \cdot \frac{3}{4} = 118 \cdot \text{kN}$$

$$P_{3,CA} := CA_{,Piso\_central} \cdot \frac{3}{4} = 54 \cdot \text{kN}$$

#### Cargas distribuídas nas vigas:

$$Q_{,CP\_cob} := (P_{proprio} + Laje + Forro + Revest + Imperm) \cdot \frac{c}{2} = 11.4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Q_{,CP\_Piso} := (P_{proprio} + Laje + Forro + Revest + Parede\_dist) \cdot \frac{c}{2} = 13.1 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Q_{,CA\_cob} := CA_{,Cob} \cdot \frac{c}{2} = 1.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Q_{CA\_Piso} := CA\_Piso \cdot \frac{c}{2} = 6 \cdot \frac{kN}{m}$$

Cargas devidas ao vento lateral:

$$H_9 := Vento\_Lateral_4 \cdot pd \cdot 1000 = 40.5 \cdot kN$$

$$H_8 := Vento\_Lateral_4 \cdot pd \cdot 1000 = 40.5 \cdot kN$$

$$H_7 := Vento\_Lateral_3 \cdot pd \cdot 1000 = 36.4 \cdot kN$$

$$H_6 := (Vento\_Lateral_2 + Vento\_Lateral_3) \cdot \frac{pd}{2} \cdot 1000 = 35.2 \cdot kN$$

$$H_5 := Vento\_Lateral_2 \cdot pd \cdot 1000 = 34 \cdot kN$$

$$H_4 := (Vento\_Lateral_1 + Vento\_Lateral_2) \cdot \frac{pd}{2} \cdot 1000 = 32.2 \cdot kN$$

$$H_3 := Vento\_Lateral_1 \cdot pd \cdot 1000 = 30.3 \cdot kN$$

$$H_1 := Vento\_Lateral_0 \cdot \frac{pd}{2} \cdot 1000 = 12.7 \cdot kN$$

Cargas verticais devido à CP e CA:

Concentradas na cobertura

$$P1\_CP := (Pproprio + Laje + Forro + Revest + Imperm) \cdot \frac{c}{4} \cdot \frac{c}{2} + Parede\_92 \cdot \frac{c}{3} = 19.34 \cdot kN$$

$$P1\_CA := CA\_Cob \cdot \frac{c}{4} \cdot \frac{c}{2} = 2.3 \cdot kN$$

$$P2\_CP := (Pproprio + Laje + Forro + Revest + Imperm) \cdot \frac{c}{2} \cdot \frac{c}{2} = 34.16 \cdot kN$$

$$P2\_CA := CA\_Cob \cdot \frac{c}{2} \cdot \frac{c}{2} = 4.5 \cdot kN$$

Concentradas nos pisos

$$P3\_CP := (Pproprio + Laje + Forro + Revest + Parede\_dist) \cdot \frac{c}{4} \cdot \frac{c}{2} = 19.7 \cdot kN$$

$$P3\_CA := CA\_Piso \cdot \frac{c}{4} \cdot \frac{c}{2} = 9 \cdot kN$$

$$P4\_CP := (Pproprio + Laje + Forro + Revest + Parede\_dist) \cdot \frac{c}{2} \cdot \frac{c}{2} = 39.3 \cdot kN$$

$$P4\_CA := CA\_Piso \cdot \frac{c}{2} \cdot \frac{c}{2} = 18 \cdot kN$$

## 8. DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS PRINCIPAIS

viga V1:

Viga mista (AISC/LRFD)

Vâo livre:  $L_v := 600\text{cm}$ Distância à viga esquerda:  $B_e := 300\text{cm}$ Distância à viga da direita:  $B_d := 0\text{cm}$ 

Área de influência das cargas

$$B := \frac{B_e}{2} + \frac{B_d}{2} = 150\cdot\text{cm}$$

Cargas atuantes:

$$\text{Laje} = 2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Parede\_dist} = 1.07 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Parede\_120} = 1.48 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Estrutura} := 0.15 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Forro} = 0.31 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Revest} = 0.63 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{CA\_Piso} = 2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Cargas de serviço:

Suportada para viga de aço isolada:

$$Q_1 := (\text{Laje} + \text{Estrutura}) \cdot B = 3.23 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Suportada para viga mista:

$$Q_2 := (\text{Revest} + \text{Forro} + \text{Parede\_dist}) \cdot B + \text{Parede\_120} + \text{CA\_Piso} \cdot B = 7.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Cargas fatoradas:

Suportada para viga de aço isolada:

$$Q_{1u} := (\text{Laje} + \text{Estrutura}) \cdot B \cdot 1.2 = 3.87 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Suportada para viga mista:

$$Q_{2u} := (\text{Revest} + \text{Forro} + \text{Parede\_dist}) \cdot B \cdot 1.2 + \text{Parede\_120} \cdot 1.2 + \text{CA\_Piso} \cdot B \cdot 1.6 = 10.2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Esforços Máximos:

Momento máximo fatorado da viga de aço:  $M1u := \frac{Q1u \cdot L^2}{8} = 1742 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$

Momento máximo fatorado viga mista:  $M2u := \frac{Q2u \cdot L^2}{8} = 4591 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$

Cortante máximo fatorado:  $Vu := \frac{(Q1u + Q2u) \cdot L}{2} = 42 \cdot \text{kN}$

Reação devido as cargas permanentes:

$$Rcp := [(Laje + Estrutura + Revest + Forro + Parede\_dist) \cdot B + Parede\_120] \cdot \frac{L}{2} = 23.18 \cdot \text{kN}$$

Reação devido as cargas acidentais:

$$Rca := (CA\_Piso) \cdot B \cdot \frac{L}{2} = 9 \cdot \text{kN}$$

Materiais:

Aço A36:

$$Fy\_A36 = 25 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$Fu\_A36 = 40 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$Fr := 11.4 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$E = 20500 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Concreto:

$$fck = 2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$Ec := 1863 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Seja um perfil VSM 300x25:

$$d := 30 \text{cm}$$

$$tfs := 0.635 \text{cm}$$

$$bfs := 13 \text{cm}$$

$$hw := 28.56 \text{cm}$$

$$tw := 0.475 \text{cm}$$

$$tfi := 0.8 \text{cm}$$

$$bfi := 13 \text{cm}$$

$$\text{Peso} := 25.3 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Dados da laje:

$$f_{ck} = 20 \text{ MPa} \quad t_c := 8 \text{ cm}$$

$$e_c := \frac{t_c}{2} = 4 \text{ cm} \quad b_c := \min \left[ \frac{L}{8}, \frac{(B_e + B_d)}{2} \right] = 0.75 \text{ m}$$

Seção de aço:

$$A := 32.2 \text{ cm}^2 \quad Z_x := 370 \text{ cm}^3$$

$$d_{cg} := 14.1 \text{ cm} \quad I_y := 263 \text{ cm}^4$$

$$I_x := 4893 \text{ cm}^4 \quad I_{xx} := 2.86 \text{ cm}$$

$$W_{xs} := 307 \text{ cm}^3 \quad I_T := 4 \text{ cm}^4$$

$$W_{xi} := 347 \text{ cm}^3 \quad C_w := 55575 \text{ cm}^6$$

Seção mista:

$$n := 10 \quad W_{mxi} := 502 \text{ cm}^3$$

$$d_{gm} := 27.2 \text{ cm} \quad W_c := 12664 \text{ cm}^3$$

$$I_{mx} := 13654 \text{ cm}^4$$

$$W_{mxs} := 4908 \text{ cm}^3$$

a) Resistência ao momento fletor:

- Verificação da flambagem lateral por torção - FLT

$$L_p := 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y \cdot A_{36}}} = 144 \cdot \text{cm} \quad L_b := \frac{L}{5} = 120 \cdot \text{cm}$$

"Lateralmente apoiada" if $L_b < L_p$	= "Lateralmente apoiada"
"Verificar flambagem lateral" otherwise	

- Verificação da flambagem local - FLM e FLA

$$k_c := \begin{cases} 0.35 & \text{if } \frac{4}{\sqrt{\frac{h_w}{t_w}}} < 0.35 \\ 0.763 & \text{if } \frac{4}{\sqrt{\frac{h_w}{t_w}}} > 0.763 \quad k_c = 0.516 \\ \frac{4}{\sqrt{\frac{h_w}{t_w}}} & \text{otherwise} \end{cases}$$

## i) FLM

$$\lambda := \frac{bfs}{2 \cdot tfs} = 10.2 \quad \lambda_p := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{Fy\_A36}} = 10.9 \quad \lambda_r := 0.95 \cdot \sqrt{\frac{E}{\frac{(Fy\_A36-Fr)}{kc}}} = 26.5$$

$$\text{Seção} := \begin{cases} \text{"seção compacta"} & \text{if } \lambda < \lambda_p \\ \text{"Seção semi-compacta"} & \text{if } \lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r \\ \text{"Não-compacta"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"seção compacta"}$$

## ii) FLA

$$\lambda := \frac{hw}{tw} = 60.1 \quad \lambda_p := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{Fy\_A36}} = 107.7 \quad \lambda_r := 5.7 \cdot \sqrt{\frac{E}{(Fy\_A36)}} = 163.2$$

$$\text{Seção} := \begin{cases} \text{"seção compacta"} & \text{if } \lambda < \lambda_p \\ \text{"Seção semi-compacta"} & \text{if } \lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r \\ \text{"Não-compacta"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"seção compacta"}$$

- Momento resistente plástico da seção mista para alma = "compacta" e Interação total:

$$Caço := A \cdot Fy\_A36 = 805 \cdot kN$$

$$C_{concreto} := 0.85 \cdot fck \cdot (bc \cdot tc) = 1020 \cdot kN \quad C := \min(Caço, C_{concreto}) = 805 \cdot kN$$

$$a1 := \frac{C}{0.85 \cdot fck \cdot bc} = 6.31 \cdot cm < tc = 8 \cdot cm \quad \rightarrow \text{Linha neutra plástica na laje}$$

$$d1 := ec + \left( \frac{tc}{2} \right) - \frac{a1}{2} = 4.84 \cdot cm \quad d2 := d - dcga = 15.9 \cdot cm$$

$$Mn0 := C \cdot (d1 + d2) = 16698 \cdot kN \cdot cm$$

$$\phi_b := 0.85 \quad \phi_b \cdot Mn0 = 14193 \cdot kN \cdot cm > Mu := M1u + M2u = 6332 \cdot kN \cdot cm \quad \rightarrow \text{OK!}$$

- Momento resistente da seção de aço para as cargas antes da cura do concreto da laje:

$$\phi_b := 0.9 \quad Mp := \min(Zx \cdot Fy\_A36, 1.5 \cdot Wxs \cdot Fy\_A36) = 9250 \cdot kN \cdot cm$$

$$Mr := Wxs \cdot (Fy\_A36 - Fr) = 4175 \cdot kN \cdot cm$$

$$Mpaaa := \frac{\frac{bfs}{2 \cdot tfs} - 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{Fy\_A36}}}{0.95 \cdot \sqrt{\frac{\frac{E}{(Fy\_A36-Fr)}}{kc}} - 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{Fy\_A36}}} = -0.041$$

$$Mp_{bbb} := \frac{\frac{hw}{tw} - 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{Fy\_A36}}}{5.70 \cdot \sqrt{\frac{E}{Fy\_A36}} - 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{Fy\_A36}}} = -0.856$$

$$Mn1 := \begin{cases} Mp & \text{if Seção = "seção compacta"} \\ [Mp - (Mp - Mr) \cdot \max(Mp_{aaa}, Mp_{bbb})] & \text{if Seção = "seção semi-compacta"} \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$Mn1 = 9250 \cdot kN \cdot cm$$

-Verificação da flambagem lateral por torção - FLT:

$$G := 7720 \cdot \frac{kN}{cm^2} \quad Cb := 1$$

$$X1 := \left( \frac{\pi}{W_{xs}} \right) \cdot \sqrt{\frac{E \cdot G \cdot IT \cdot A}{2}} = 1033 \cdot \frac{kN}{cm^2}$$

$$X2 := 4 \cdot \frac{C_w}{I_y} \cdot \left( \frac{W_{xs}}{G \cdot IT} \right)^2 = 0.084 \cdot \frac{1}{\left( \frac{kN}{cm^2} \right)^2} \quad L_p := 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{Fy\_A36}} = 144.1 \cdot cm$$

$$L_r := \frac{r_y \cdot X1}{(Fy\_A36 - Fr)} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + X2 \cdot (Fy\_A36 - Fr)^2}} = 489 \cdot cm$$

$$M_{cr} := \frac{\pi}{L_b} \cdot \sqrt{E \cdot I_y \cdot G \cdot IT + \left( \frac{\pi \cdot E}{L_b} \right)^2 \cdot I_y \cdot C_w} = 54768 \cdot kN \cdot cm$$

$$Mn2 := \begin{cases} \left[ \left[ Mp - (Mp - Mr) \cdot \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \right] & \text{if } L_b \leq L_r \\ Mp & \text{if } L_b \leq L_r \\ M_{cr} & \text{otherwise} \end{cases}$$

Mn2 = 9250 · kN · cm

$$Mn := \min(Mn1, Mn2) = 9250 \cdot kN \cdot cm$$

$$\phi b \cdot Mn = 8325 \cdot kN \cdot cm \quad > \quad M1u = 1742 \cdot kN \cdot cm \quad -----> \quad OK!$$

b) Resistência ao cisalhamento:

$$as := L \quad \frac{as}{hw} = 21 \quad \frac{hw}{tw} = 60.1 \quad Aw := hw \cdot tw = 13.57 \cdot \text{cm}^2$$

$$kv := \begin{cases} 5 & \text{if } \frac{as}{hw} \geq \min \left[ 3, \left( \frac{260}{hw} \right)^2 \right] \\ & \quad \lfloor \lfloor \frac{as}{tw} \rfloor \rfloor \\ \lceil 5 + \frac{5}{\left( \frac{a}{hw} \right)^2} \rceil & \text{otherwise} \\ \lfloor \lfloor \left( \frac{hw}{tw} \right) \rfloor \rfloor & \end{cases} \quad kv = 5$$

$$Vn := \begin{cases} (0.6 \cdot Fy_{A36} \cdot Aw) & \text{if } \frac{hw}{tw} \leq 1.1 \cdot \sqrt{\frac{kv \cdot E}{Fy_{A36}}} \\ \lceil 0.6 \cdot Fy_{A36} \cdot Aw \cdot \frac{\left( 1.1 \cdot \sqrt{\frac{kv \cdot E}{Fy_{A36}}} \right)}{hw} \rceil & \text{if } 1.1 \cdot \sqrt{\frac{kv \cdot E}{Fy_{A36}}} \leq \frac{hw}{tw} \leq 1.37 \cdot \sqrt{\frac{kv \cdot E}{Fy_{A36}}} \\ \lfloor Aw \cdot \left[ \frac{0.91 \cdot E \cdot kv}{\left( \frac{hw}{tw} \right)^2} \right] \rfloor & \text{otherwise} \\ \lfloor \lfloor \left( \frac{hw}{tw} \right) \rfloor \rfloor & \end{cases}$$

$$Vn = 203.5 \cdot \text{kN}$$

$$\phi v := 0.9 \quad \phi v \cdot Vn = 183 \cdot \text{kN} \quad > \quad Vu = 42 \cdot \text{kN} \quad \text{-----> OK!}$$

c) Deformação máxima para cargas de serviço:

$$\Delta 1 := \frac{5 \cdot (Q1) \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_{x}} = 0.54 \cdot \text{cm} \quad \text{Sem contra-flecha:} \quad \Delta_{adm} := \frac{L}{350} = 1.71 \cdot \text{cm}$$

$$\Delta 2 := \frac{5 \cdot (Q2) \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_{mx}} = 0.45 \cdot \text{cm}$$

$$\Delta 1 + \Delta 2 = 0.99 \cdot \text{cm} \quad < \quad \Delta_{adm} = 1.71 \cdot \text{cm} \quad \text{-----> OK!}$$

d) Conectores de cisalhamento (studs):

Força de cisalhamento horizontal:

$$C_{\text{m}} := 805 \cdot \text{kN}$$

Seja STUD:      Diam := 16mm      Altura := 64mm       $\frac{\text{Altura}}{\text{Diam}} = 4$

$$\text{Asc} := \frac{\pi \cdot \text{Diam}^2}{4} \quad \text{Asc} = 2.01 \cdot \text{cm}^2$$

Resistência de um conector tipo Stud:

$$Q_n := \min(0.5 \cdot \text{Asc} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_c}, \text{Asc} \cdot f_{u,A} 36) = 61 \cdot \text{kN}$$

Número de conectores necessários para toda a viga:

$$N_s := 2 \cdot \frac{C}{Q_n} = 26 \quad \text{Studs } \phi 16 \times 64\text{mm}$$

USAR -----> VSM 300 X 25

viga V2:

Viga mista (AISC/LRFD)

Vão livre:       $L_{\text{vv}} := 600\text{cm}$

Distância à viga esquerda:       $B_e := 300\text{cm}$

Distância à viga da direita:       $B_d := 300\text{cm}$

Área de influência das cargas

$$B_{\text{vv}} := \frac{B_e}{2} + \frac{B_d}{2} = 300 \cdot \text{cm}$$

Cargas atuantes:

$$\text{Laje} = 2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Parede\_dist} = 1.07 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Parede\_dist} = 1.07 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Estrutura} := 0.15 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Forro} = 0.31 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Revest} = 0.63 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{CA\_Piso} = 2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

### Cargas de serviço:

Suportada para viga de aço isolada:

$$Q1 := (\text{Laje} + \text{Estrutura}) \cdot B = 6.45 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Suportada para viga mista:

$$Q2 := (\text{Revest} + \text{Forro} + \text{Parede\_dist}) \cdot B + \text{CA\_Piso} \cdot B = 12.05 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

### Cargas fatoradas:

Suportada para viga de aço isolada:

$$Q1u := (\text{Laje} + \text{Estrutura}) \cdot B \cdot 1.2 = 7.74 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Suportada para viga mista:

$$Q2u := (\text{Revest} + \text{Forro} + \text{Parede\_dist}) \cdot B \cdot 1.2 + \text{CA\_Piso} \cdot B \cdot 1.6 = 16.86 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

### Esforços Máximos:

Momento máximo fatorado da viga de aço:  $M1u := \frac{Q1u \cdot L^2}{8} = 3483 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$

Momento máximo fatorado viga mista:  $M2u := \frac{Q2u \cdot L^2}{8} = 7587 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$

Cortante máximo fatorado:  $Vu := \frac{(Q1u + Q2u) \cdot L}{2} = 74 \cdot \text{kN}$

Reação devido as cargas permanentes:

Antes da cura:  $Rcp1 := (\text{Laje} + \text{Estrutura}) \cdot B \cdot \frac{L}{2} = 19.35 \cdot \text{kN}$

Depois da cura:  $Rcp2 := (\text{Revest} + \text{Forro} + \text{Parede\_dist}) \cdot B \cdot \frac{L}{2} = 18.15 \cdot \text{kN}$

Reação devido as cargas acidentais:

$$Rca := (\text{CA\_Piso}) \cdot B \cdot \frac{L}{2} = 18 \cdot \text{kN}$$

Materiais:

Aço A36:

$$F_y_{A36} = 25 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$F_u_{A36} = 40 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$F_r := 11.4 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$E = 20500 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Concreto:

$$f_{ck} = 2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$E_c := 1863 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Seja um perfil VSM 300x30:

$$d := 30 \text{cm}$$

$$t_{fs} := 0.635 \text{cm}$$

$$b_{fs} := 13 \text{cm}$$

$$h_w := 28.1 \text{cm}$$

$$t_w := 0.475 \text{cm}$$

$$t_{fi} := 1.25 \text{cm}$$

$$b_{fi} := 13 \text{cm}$$

$$\text{Peso} := 29.7 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Dados da laje:

$$f_{ck} = 20 \cdot \text{MPa} \quad t_c := 8 \text{cm}$$

$$e_c := \frac{t_c}{2} = 4 \cdot \text{cm}$$

$$b_c := \min \left[ \frac{2 \cdot L}{8}, \frac{(B_e + B_d)}{2} \right] = 1.5 \text{m}$$

Seção de aço:

$$A := 37.9 \text{cm}^2$$

$$Z_x := 450 \text{cm}^3$$

$$d_{cga} := 12.14 \text{cm}$$

$$I_y := 345 \text{cm}^4$$

$$I_x := 5711 \text{cm}^4$$

$$r_y := 3.02 \text{cm}$$

$$W_{xs} := 320 \text{cm}^3$$

$$I_T := 11 \text{cm}^4$$

$$W_{xi} := 470 \text{cm}^3$$

$$C_w := 65094 \text{cm}^6$$

Seção mista:

$$n := 10$$

$$W_{mxi} := 699 \text{cm}^3$$

$$d_{cm} := 28.8 \text{ cm} \quad W_c := 21751 \text{ cm}^3$$

$$I_{mx} := 20104 \text{ cm}^4$$

$$W_{mxs} := 16177 \text{ cm}^3$$

a) Resistência ao momento fletor:

- Verificação da flambagem lateral por torção - FLT

$$L_p := 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y \cdot A_{36}}} = 152 \cdot \text{cm} \quad L_b := \frac{L}{5} = 120 \cdot \text{cm}$$

$$\begin{cases} \text{"Lateralmente apoiada" if } L_b < L_p & = \text{"Lateralmente apoiada"} \\ \text{"Verificar flambagem lateral" otherwise} & \end{cases}$$

- Verificação da flambagem local - FLM e FLA

$$k_c := \begin{cases} 0.35 & \text{if } \frac{4}{\sqrt{\frac{h_w}{t_w}}} < 0.35 \\ \sqrt{\frac{h_w}{t_w}} & \\ 0.763 & \text{if } \frac{4}{\sqrt{\frac{h_w}{t_w}}} > 0.763 \quad k_c = 0.52 \\ \sqrt{\frac{h_w}{t_w}} & \\ \frac{4}{\sqrt{\frac{h_w}{t_w}}} & \text{otherwise} \end{cases}$$

i) FLM

$$\lambda := \frac{b_{fs}}{2 \cdot t_{fs}} = 10.2 \quad \lambda_p := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y \cdot A_{36}}} = 10.9 \quad \lambda_r := 0.95 \cdot \sqrt{\frac{E}{(F_y \cdot A_{36} - F_r)}} = 26.6$$

$$\text{Secção} := \begin{cases} \text{"seção compacta" if } \lambda < \lambda_p & = \text{"seção compacta"} \\ \text{"Seção semi-compacta" if } \lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r & \\ \text{"Não-compacta" otherwise} & \end{cases}$$

ii) FLA

$$\lambda := \frac{h_w}{t_w} = 59.2 \quad \lambda_p := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y \cdot A_{36}}} = 107.7 \quad \lambda_r := 5.7 \cdot \sqrt{\frac{E}{(F_y \cdot A_{36})}} = 163.2$$

$$\text{Seção} := \begin{cases} \text{"seção compacta"} & \text{if } \lambda < \lambda_p \\ \text{"Seção semi-compacta"} & \text{if } \lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r \\ \text{"Não-compacta"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"seção compacta"}$$

- Momento resistente plástico da seção mista para alma = "compacta" e Interação total:

$$C_{aço} := A \cdot F_y \cdot A_{36} = 948 \cdot kN$$

$$C_{concreto} := 0.85 \cdot f_{ck} \cdot (b_c \cdot t_c) = 2040 \cdot kN \quad C := \min(C_{aço}, C_{concreto}) = 948 \cdot kN$$

$$a_2 := \frac{C}{0.85 \cdot f_{ck} \cdot b_c} = 3.72 \cdot \text{cm} < t_c = 8 \cdot \text{cm} \quad \text{---> Linha neutra plástica na laje}$$

$$d_1 := e_c + \left( \frac{t_c}{2} \right) - \frac{a_2}{2} = 6.14 \cdot \text{cm} \quad d_2 := d - d_{cga} = 17.86 \cdot \text{cm}$$

$$M_{n0} := C \cdot (d_1 + d_2) = 22742 \cdot kN \cdot \text{cm}$$

$$\phi_b := 0.85 \quad \phi_b \cdot M_{n0} = 19331 \cdot kN \cdot \text{cm} > M_u := M_{1u} + M_{2u} = 11070 \cdot kN \cdot \text{cm} \quad \text{-----> OK!}$$

- Momento resistente da seção de aço para as cargas antes da cura do concreto da laje:

$$\phi_b := 0.9 \quad M_p := \min(Z_x \cdot F_y \cdot A_{36}, 1.5 \cdot W_{xs} \cdot F_y \cdot A_{36}) = 11250 \cdot kN \cdot \text{cm}$$

$$M_r := W_{xs} \cdot (F_y \cdot A_{36} - F_r) = 4352 \cdot kN \cdot \text{cm}$$

$$M_{paaa} := \frac{\frac{b_{fs}}{2 \cdot t_{fs}} - 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y \cdot A_{36}}}}{0.95 \cdot \sqrt{\frac{\frac{E}{(F_y \cdot A_{36} - F_r)}}{k_c}} - 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y \cdot A_{36}}}} = -0.041$$

$$M_{pbpb} := \frac{\frac{h_w}{t_w} - 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y \cdot A_{36}}}}{5.70 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y \cdot A_{36}}} - 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y \cdot A_{36}}}} = -0.873$$

$$M_{n1} := \begin{cases} M_p & \text{if Seção = "seção compacta"} \\ [M_p - (M_p - M_r) \cdot \max(M_{paaa}, M_{pbpb})] & \text{if Seção = "seção semi-compacta"} \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$Mn1 = 11250 \cdot kN \cdot cm$$

-Verificação da flambagem lateral por torção - FLT:

$$G := 7720 \cdot \frac{kN}{cm^2} \quad Cb := 1$$

$$X1 := \left( \frac{\pi}{W_{xs}} \right) \cdot \sqrt{\frac{E \cdot G \cdot IT \cdot A}{2}} = 1783 \cdot \frac{kN}{cm^2}$$

$$X2 := 4 \cdot \frac{Cw}{Iy} \cdot \left( \frac{W_{xs}}{G \cdot IT} \right)^2 = 0.010717 \cdot \frac{1}{\left( \frac{kN}{cm^2} \right)^2} \quad Lp := 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{Fy \cdot A_{36}}} = 152 \cdot cm$$

$$Lr := \frac{r_y \cdot X1}{(Fy \cdot A_{36} - Fr)} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + X2 \cdot (Fy \cdot A_{36} - Fr)^2}} = 654 \cdot cm$$

$$M_{cr} := \frac{\pi}{Lb} \cdot \sqrt{E \cdot I_y \cdot G \cdot IT + \left( \frac{\pi \cdot E}{Lb} \right)^2 \cdot I_y \cdot Cw} = 69607 \cdot kN \cdot cm$$

$$Mn2 := \begin{cases} \left\lceil \left\lceil M_p - (M_p - M_r) \cdot \left( \frac{Lb - L_p}{L_r - L_p} \right) \right\rceil \right\rceil & \text{if } Lb \leq L_r \\ M_p & \text{if } Lb \leq L_r \\ M_{cr} & \text{otherwise} \end{cases} \quad Mn2 = 11250 \cdot kN \cdot cm$$

$$Mn := \min(Mn1, Mn2) = 11250 \cdot kN \cdot cm$$

$$\phi b \cdot Mn = 10125 \cdot kN \cdot cm > M_{1u} = 3483 \cdot kN \cdot cm \quad \text{----->} \quad \text{OK!}$$

b) Resistência ao cisalhamento:

$$as := L \quad \frac{as}{hw} = 21.35 \quad \frac{hw}{tw} = 59.16 \quad A_w := hw \cdot tw = 13.35 \cdot cm^2$$

$$kv := \begin{cases} 5 & \text{if } \frac{as}{hw} \geq \min 3, \left( \frac{260}{hw} \right)^2 \\ & \quad \left\lfloor \left( \frac{tw}{a} \right) \right\rfloor \\ \left\lceil 5 + \frac{5}{\left( \frac{a}{hw} \right)^2} \right\rceil & \text{otherwise} \end{cases} \quad kv = 5$$

$$V_n := \begin{cases} (0.6 \cdot F_y \cdot A_{36} \cdot A_w) & \text{if } \frac{h_w}{t_w} \leq 1.1 \cdot \sqrt{\frac{k \cdot E}{F_y \cdot A_{36}}} \\ 0.6 \cdot F_y \cdot A_{36} \cdot A_w \cdot \left( \frac{1.1 \cdot \sqrt{\frac{k \cdot E}{F_y \cdot A_{36}}}}{\frac{h_w}{t_w}} \right) & \text{if } 1.1 \cdot \sqrt{\frac{k \cdot E}{F_y \cdot A_{36}}} \leq \frac{h_w}{t_w} \leq 1.37 \cdot \sqrt{\frac{k \cdot E}{F_y \cdot A_{36}}} \\ A_w \cdot \left[ \frac{0.91 \cdot E \cdot k \cdot v}{\left( \frac{h_w}{t_w} \right)^2} \right] & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$V_n = 200.2 \cdot kN$$

$$\phi_v := 0.9 \quad \phi_v \cdot V_n = 180 \cdot kN \quad > \quad V_u = 74 \cdot kN \quad \text{-----> OK!}$$

c) Deformação máxima para cargas de serviço:

$$\Delta_1 := \frac{5 \cdot (Q1) \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_{x0}} = 0.93 \cdot \text{cm} \quad \text{Sem contra-flecha:} \quad \Delta_{adm} := \frac{L}{350} = 1.71 \cdot \text{cm}$$

$$\Delta_2 := \frac{5 \cdot (Q2) \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_{mx}} = 0.49 \cdot \text{cm}$$

$$\Delta_1 + \Delta_2 = 1.42 \cdot \text{cm} \quad < \quad \Delta_{adm} = 1.71 \cdot \text{cm} \quad \text{-----> OK!}$$

d) Conectores de cisalhamento (studs):

Força de cisalhamento horizontal:  $C := 948 \text{ kN}$

Seja STUD:  $Diam := 16 \text{ mm}$   $Altura := 64 \text{ mm}$   $\frac{Altura}{Diam} = 4$

$$A_{sc} := \frac{\pi \cdot Diam^2}{4} \quad A_{sc} = 2.01 \cdot \text{cm}^2$$

Resistência de um conector tipo Stud:

$$Q_n := \min(0.5 \cdot A_{sc} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_c}, A_{sc} \cdot F_u \cdot A_{36}) = 61 \cdot \text{kN}$$

Número de conectores necessários para toda a viga:

$$N_s := 2 \cdot \frac{C}{Q_n} = 31 \quad \text{Studs } \phi 16 \times 64 \text{ mm}$$

USAR -----> VSM 300 X 30

### viga V3:

Viga mista (AISC/LRFD)

Reação da viga V2:  $Rcp1\_V2 := 38.8\text{kN}$   $Rcp2\_V2 := 36.2\text{kN}$   $Rca\_V2 := 36\text{kN}$

Vão livre:  $L := 600\text{cm}$

Distância à viga esquerda:  $Be := 300\text{cm}$

Distância à viga da direita:  $Bd := 300\text{cm}$

Área de influência das cargas

$$B := \frac{Be}{2} + \frac{Bd}{2} = 300\cdot\text{cm}$$

### Cargas atuantes:

$$\text{Estrutura} := 0.15 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

### Cargas de serviço:

Suportada para viga de aço isolada:

$$Q1 := (\text{Estrutura}) \cdot B = 0.45 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Reação da viga V2: } Rcp1\_V2 := 38.8\text{kN}$$

Suportada para viga mista:

$$Q2 := 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Reação da viga V2: } Rcp2\_V2 + Rca\_V2 = 72.2\cdot\text{kN}$$

### Cargas fatoradas:

Suportada para viga de aço isolada:

$$Q1u := (\text{Estrutura}) \cdot B \cdot 1.2 = 0.54 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Reação da viga V2: } Rcp1\_V2 \cdot 1.2 = 46.56\cdot\text{kN}$$

Suportada para viga mista:

$$Q2u := 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Reação da viga V2: } Rcp2\_V2 \cdot 1.2 + Rca\_V2 \cdot 1.6 = 101.04\cdot\text{kN}$$

### Esforços Máximos:

Momento máximo fatorado da viga de aço:

$$M_{1u} := \frac{Q1u \cdot L^2}{8} + \frac{Rcp1_V2 \cdot 1.2 \cdot L}{4} = 7227 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

Momento máximo fatorado viga mista:

$$M_{2u} := \frac{Q2u \cdot L^2}{8} + \frac{(Rcp2_V2 \cdot 1.2 + Rca_V2 \cdot 1.6) \cdot L}{4} = 15156 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

Cortante máximo fatorado:

$$V_u := \frac{(Q1u + Q2u) \cdot L}{2} + \frac{(Rcp1_V2 + Rcp2_V2) \cdot 1.2 + Rca_V2 \cdot 1.6}{2} = 75 \cdot \text{kN}$$

Reação devido as cargas permanentes:

$$\text{Antes da cura: } R_{cp1} := (\text{Estrutura}) \cdot B \cdot \frac{L}{2} + \frac{Rcp1_V2}{2} = 20.75 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Depois da cura: } R_{cp2} := \frac{Rcp2_V2}{2} = 18.1 \cdot \text{kN}$$

Reação devido as cargas acidentais:

$$R_{ca} := \frac{Rca_V2}{2} = 18 \cdot \text{kN}$$

### Materiais:

Aço A36:

$$Fy_{A36} = 25 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{uA36} = 40 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$F_r := 11.4 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$E = 20500 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Concreto:

$$f_{ck} = 2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$E_c := 1863 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Seja um perfil VSM 350x38:

$$\begin{array}{llll} d := 35 \text{cm} & t_{fs} := 0.635 \text{cm} & b_{fs} := 17 \text{cm} & h_w := 33.1 \text{cm} \\ t_w := 0.475 \text{cm} & t_{fi} := 1.25 \text{cm} & b_{fi} := 17 \text{cm} & \text{Peso} := 37.5 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \end{array}$$

Dados da laje:

$$f_{ck} = 20 \text{ MPa} \quad t_c := 8 \text{cm}$$

$$e_c := \frac{t_c}{2} = 4 \cdot \text{cm} \quad b_c := \min \left[ \frac{2 \cdot L}{8}, \frac{(B_e + B_d)}{2} \right] = 1.5 \text{m}$$

Seção de aço:

$$\begin{array}{ll} A := 47.8 \text{cm}^2 & Z_x := 676 \text{cm}^3 \\ d_{cga} := 14 \text{cm} & I_y := 772 \text{cm}^4 \\ I_x := 10088 \text{cm}^4 & r_y := 4.02 \text{cm} \\ W_{xs} := 480 \text{cm}^3 & I_T := 14 \text{cm}^4 \\ W_{xi} := 722 \text{cm}^3 & C_w := 199969 \text{cm}^6 \end{array}$$

Seção mista:

$$\begin{array}{ll} n := 10 & W_{mxi} := 1008 \text{cm}^3 \\ d_{cgm} := 31.9 \text{cm} & W_c := 28873 \text{cm}^3 \\ I_{mx} := 32122 \text{cm}^4 & \\ W_{mxs} := 10279 \text{cm}^3 & \end{array}$$

a) Resistência ao momento fletor:

- Verificação da flambagem lateral por torção - FLT

$$L_p := 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y \cdot A_{36}}} = 203 \cdot \text{cm} \quad L_b := \frac{L}{3} = 200 \cdot \text{cm}$$

"Lateralmente apoiada" if $L_b < L_p$	= "Lateralmente apoiada"
"Verificar flambagem lateral" otherwise	

- Verificação da flambagem local - FLM e FLA

$$k_c := \begin{cases} 0.35 & \text{if } \frac{4}{\sqrt{\frac{h_w}{t_w}}} < 0.35 \\ 0.763 & \text{if } \frac{4}{\sqrt{\frac{h_w}{t_w}}} > 0.763 \\ \frac{4}{\sqrt{\frac{h_w}{t_w}}} & \text{otherwise} \end{cases} \quad k_c = 0.479$$

i) FLM

$$\lambda := \frac{b_{fs}}{2 \cdot t_{fs}} = 13.4 \quad \lambda_p := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y \cdot A_{36}}} = 10.9 \quad \lambda_r := 0.95 \cdot \sqrt{\frac{E}{(F_y \cdot A_{36} - F_r) / k_c}} = 25.5$$

$$\text{Secção} := \begin{cases} \text{"seção compacta"} & \text{if } \lambda < \lambda_p \\ \text{"Seção semi-compacta"} & \text{if } \lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r \\ \text{"Não-compacta"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"Seção semi-compacta"}$$

ii) FLA

$$\lambda := \frac{h_w}{t_w} = 69.7 \quad \lambda_p := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y \cdot A_{36}}} = 107.7 \quad \lambda_r := 5.7 \cdot \sqrt{\frac{E}{(F_y \cdot A_{36})}} = 163.2$$

$$\text{Secção} := \begin{cases} \text{"seção compacta"} & \text{if } \lambda < \lambda_p \\ \text{"Seção semi-compacta"} & \text{if } \lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r \\ \text{"Não-compacta"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"seção compacta"}$$

- Momento resistente plástico da seção mista para alma = "compacta" e Interação total:

$$C_{aço} := A \cdot F_y \cdot A_{36} = 1195 \cdot kN$$

$$C_{concreto} := 0.85 \cdot f_{ck} \cdot (b_c \cdot t_c) = 2040 \cdot kN \quad C := \min(C_{aço}, C_{concreto}) = 1195 \cdot kN$$

$$a_3 := \frac{C}{0.85 \cdot f_{ck} \cdot b_c} = 4.69 \cdot cm < t_c = 8 \cdot cm \quad \text{---> Linha neutra plástica na laje}$$

$$d_1 := e_c + \left( \frac{t_c}{2} \right) - \frac{a_3}{2} = 5.66 \cdot cm \quad d_2 := d - d_{cga} = 21 \cdot cm$$

$$M_{n0} := C \cdot (d_1 + d_2) = 31855 \cdot kN \cdot cm$$

$$\phi_b := 0.85 \quad \phi_b \cdot M_{n0} = 27077 \cdot kN \cdot cm > M_u := M_{1u} + M_{2u} = 22383 \cdot kN \cdot cm \quad \text{-----> OK!}$$

- Momento resistente da seção de aço para as cargas antes da cura do concreto da laje:

$$\phi_b := 0.9$$

$$M_p := \min(Zx \cdot F_y \cdot A_{36}, 1.5 \cdot W_{xs} \cdot F_y \cdot A_{36}) = 16900 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_r := W_{xs} \cdot (F_y \cdot A_{36} - F_r) = 6528 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_{paaa} := \frac{\frac{b_{fs}}{2 \cdot t_{fs}} - 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y \cdot A_{36}}}}{0.95 \cdot \sqrt{\frac{\frac{E}{(F_y \cdot A_{36}) - F_r}}{k_c}} - 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y \cdot A_{36}}}} = 0.171$$

$$M_{pbpb} := \frac{\frac{h_w}{t_w} - 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y \cdot A_{36}}}}{5.70 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y \cdot A_{36}}} - 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y \cdot A_{36}}}} = -0.684$$

$$M_{n1} := \begin{cases} M_p & \text{if Seção = "seção compacta"} \\ [M_p - (M_p - M_r) \cdot \max(M_{paaa}, M_{pbpb})] & \text{if Seção = "seção semi-compacta"} \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$M_{n1} = 16900 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

- Verificação da flambagem lateral por torção - FLT:

$$G := 7720 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad C_b := 1$$

$$X_1 := \left( \frac{\pi}{W_{xs}} \right) \cdot \sqrt{\frac{E \cdot G \cdot I_T \cdot A}{2}} = 1506 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$X_2 := 4 \cdot \frac{C_w}{I_y} \cdot \left( \frac{W_{xs}}{G \cdot I_T} \right)^2 = 0.020436 \cdot \frac{1}{\left( \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \right)^2} \quad L_p := 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y \cdot A_{36}}} = 203 \cdot \text{cm}$$

$$L_r := \frac{r_y \cdot X_1}{(F_y \cdot A_{36} - F_r)} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 \cdot (F_y \cdot A_{36} - F_r)^2}} = 795 \cdot \text{cm}$$

$$M_{cr} := \frac{\pi}{L_b} \cdot \sqrt{E \cdot I_y \cdot G \cdot I_T + \left( \frac{\pi \cdot E}{L_b} \right)^2 \cdot I_y \cdot C_w} = 66119 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

$$Mn2 := \begin{cases} \left\lfloor Mp - (Mp - Mr) \cdot \left( \frac{Lb - Lp}{Lr - Lp} \right) \right\rfloor & \text{if } Lb \leq Lr \\ Mp & \text{if } Lb \leq Lr \\ Mr & \text{otherwise} \end{cases} \quad Mn2 = 16900 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

$$Mn := \min(Mn1, Mn2) = 16900 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

$$\phi b \cdot Mn = 15210 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm} > M1u = 7227 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm} \quad \text{-----> OK!}$$

b) Resistência ao cisalhamento:

$$as := L \quad \frac{as}{hw} = 18.13 \quad \frac{hw}{tw} = 69.68 \quad Aw := hw \cdot tw = 15.72 \cdot \text{cm}^2$$

$$kv := \begin{cases} 5 & \text{if } \frac{as}{hw} \geq \min \left[ 3, \left( \frac{260}{hw} \right)^2 \right] \\ \left\lfloor \left( \frac{a}{tw} \right) \right\rfloor & \\ \left\lceil 5 + \frac{5}{\left( \frac{a}{hw} \right)^2} \right\rceil & \text{otherwise} \\ \left\lfloor \left( \frac{a}{tw} \right) \right\rfloor & \end{cases} \quad kv = 5$$

$$Vn := \begin{cases} (0.6 \cdot Fy_A36 \cdot Aw) & \text{if } \frac{hw}{tw} \leq 1.1 \cdot \sqrt{\frac{kv \cdot E}{Fy_A36}} \\ \left\lceil 0.6 \cdot Fy_A36 \cdot Aw \cdot \frac{\left( 1.1 \cdot \sqrt{\frac{kv \cdot E}{Fy_A36}} \right)}{\frac{hw}{tw}} \right\rceil & \text{if } 1.1 \cdot \sqrt{\frac{kv \cdot E}{Fy_A36}} \leq \frac{hw}{tw} \leq 1.37 \cdot \sqrt{\frac{kv \cdot E}{Fy_A36}} \\ \left\lceil Aw \cdot \left( \frac{0.91 \cdot E \cdot kv}{\left( \frac{hw}{tw} \right)^2} \right) \right\rceil & \text{otherwise} \\ \left\lfloor \left( \frac{hw}{tw} \right) \right\rfloor & \end{cases}$$

$$Vn = 235.8 \cdot \text{kN}$$

$$\phi v := 0.9 \quad \phi v \cdot Vn = 212 \cdot \text{kN} > Vu = 75 \cdot \text{kN} \quad \text{-----> OK!}$$

c) Deformação máxima para cargas de serviço:

$$\Delta 1 := \frac{5 \cdot (Q1) \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot Ix} + \frac{Rcp1 \cdot V2 \cdot L^3}{48 \cdot E \cdot Ix} = 0.88 \cdot \text{cm}$$

$$\Delta_2 := \frac{5 \cdot (Q2) \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_{mx}} + \frac{(R_{cp2\_V2} + R_{ca\_V2}) \cdot L^3}{48 \cdot E \cdot I_{mx} \cdot 0.8} = 0.62 \cdot \text{cm}$$

$$\Delta_1 + \Delta_2 = 1.5 \cdot \text{cm} \quad < \quad \Delta_{\text{adm}} = 1.71 \cdot \text{cm} \quad \text{-----> OK!}$$

d) Conectores de cisalhamento (studs):

Força de cisalhamento horizontal:  $C := 1195 \text{kN}$

Seja STUD:  $Diam := 16 \text{mm}$   $Altura := 64 \text{mm}$   $\frac{Altura}{Diam} = 4$

$$Asc := \frac{\pi \cdot Diam^2}{4} \quad Asc = 2.01 \cdot \text{cm}^2$$

Resistência de um conector tipo Stud:

$$Q_n := \min(0.5 \cdot Asc \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_c}, Asc \cdot f_{u\_A36}) = 61 \cdot \text{kN}$$

Número de conectores necessários para toda a viga:

$$N_s := 2 \cdot \frac{C}{Q_n} = 39 \quad \text{Studs } \phi 16 \times 64 \text{mm}$$

USAR -----> VSM 350 X 38

viga V4:

Viga aço (AISC/LRFD)

Reação da viga:  $R_{cp\_V2} := 37.5 \text{kN}$   $R_{ca\_V2} := 18 \text{kN}$

Vão livre:  $L := 600 \text{cm}$

Distância à viga esquerda:  $B_e := 0 \text{cm}$

Distância à viga da direita:  $B_d := 0 \text{cm}$

Área de influência das cargas

$$B := \frac{B_e}{2} + \frac{B_d}{2} = 0 \cdot \text{cm}$$

Cargas atuantes:

$$\text{Laje} = 2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Parede\_dist} = 1.07 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Parede\_dist} = 1.07 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Estrutura} := 0.15 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Forro} = 0.31 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Revest} = 0.63 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{CA\_Piso} = 2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Cargas de serviço:

## Permanente:

$$\text{Qcp} := (\text{Laje} + \text{Estrutura} + \text{Revest} + \text{Forro} + \text{Parede\_dist}) \cdot \text{B} + \text{Parede\_120} = 1.48 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Reação da viga: } \text{Rcp\_V2} = 37.5 \cdot \text{kN}$$

## Acidental:

$$\text{Qca} := \text{CA\_Piso} \cdot \text{B} = 0$$

$$\text{Reação da viga: } \text{Rca\_V2} = 18 \cdot \text{kN}$$

$$\text{P} := \text{Rcp\_V2} + \text{Rca\_V2} = 55.5 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Q} := \text{Qcp} + \text{Qca} = 1.48 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Cargas fatoradas:

$$\text{Qu} := \text{Qcp} \cdot 1.2 + \text{Qca} \cdot 1.6 = 1.77 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Pu} := \text{Rcp\_V2} \cdot 1.2 + \text{Rca\_V2} \cdot 1.6 = 73.8 \cdot \text{kN}$$

Esforços Máximos:

## Momento máximo fatorado:

$$\text{Mu\_apoiada} := \frac{\text{Qu} \cdot \text{L}^2}{8} + \frac{\text{Pu} \cdot \text{L}}{4} = 11867 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

$$\text{Mu\_programa} := 6485 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

$$\text{Mu} := \max(\text{Mu\_apoiada}, \text{Mu\_programa}) = 11867.04 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

Cortante máximo fatorado:

$$V_{u\_apoiada} := \frac{Q_u \cdot L}{2} + \frac{P_u}{4} = 23.76 \cdot kN$$

$$V_{u\_programa} := 75 \cdot kN$$

$$V_{u\_max} := \max(V_{u\_apoiada}, V_{u\_programa}) = 75 \cdot kN$$

Reação devido as cargas permanentes:

$$R_{cp} := [(Laje + Estrutura + Revest + Forro + Parede\_dist) \cdot B + Parede\_120] \cdot \frac{L}{2} = 4.43 \cdot kN$$

Reação devido as cargas acidentais:

$$R_{ca} := (CA\_Piso) \cdot B \cdot \frac{L}{2} = 0 \cdot kN$$

#### Materiais:

$$\text{Aço A36: } F_y = 25 \frac{kN}{cm^2} \quad F_r := 11.4 \frac{kN}{cm^2} \quad E = 20500 \frac{kN}{cm^2}$$

Momento de inércia mínimo necessário:

$$\Delta_{adm} := \frac{L}{350} = 1.714 \cdot cm$$

$$I_{xmin} := \frac{1}{E \cdot \Delta_{adm}} \cdot \left( \frac{5 \cdot Q \cdot L^4}{384} + \frac{P \cdot L^3}{48} \right) = 7815 \cdot cm^4 \quad \text{-----> Sem contra-flexa}$$

$$\text{Supondo Seção compacta: } Z_{xmin} := \frac{M_u}{F_y \cdot A_{36} \cdot 0.9} = 527 \cdot cm^3$$

Seja um perfil VS 450x51:

$$d := 45 \cdot cm \quad t_{fs} := 0.95 \cdot cm \quad b_f := 20 \cdot cm \quad h_w := 43.1 \cdot cm$$

$$t_w := 0.63 \cdot cm \quad Peso := 51.2 \frac{kgf}{m^2}$$

Seção de aço:

$$A := 65.2 \cdot cm^2 \quad I_y := 1268 \cdot cm^4$$

$$I_x := 22640 \cdot cm^4 \quad r_y := 4.41 \cdot cm$$

$$W_x := 1006 \cdot cm^3 \quad I_T := 15 \cdot cm^4$$

$$Z_x := 1130 \cdot cm^3 \quad C_w := 614461 \cdot cm^6$$

a) Resistência ao momento fletor:

- Verificação da flambagem lateral por torção - FLT

$$L_p := 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y \cdot A_{36}}} = 222 \cdot \text{cm} \quad L_b := \frac{L}{2} = 300 \cdot \text{cm}$$

$L_p := 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y \cdot A_{36}}} = 222 \cdot \text{cm}$ $L_b := \frac{L}{2} = 300 \cdot \text{cm}$	$L_p < L_b$ $L_p \geq L_b$	"Lateralmente apoiada" if $L_p < L_b$ "Verificar flambagem lateral" = "Verificar flambagem lateral" "Verificar flambagem lateral" otherwise
---	-------------------------------	---

- Verificação da flambagem local - FLM e FLA

$$k_c := \begin{cases} 0.35 & \text{if } \frac{4}{\sqrt{\frac{h_w}{t_w}}} < 0.35 \\ \sqrt{\frac{h_w}{t_w}} & \\ 0.763 & \text{if } \frac{4}{\sqrt{\frac{h_w}{t_w}}} > 0.763 \quad k_c = 0.484 \\ \sqrt{\frac{h_w}{t_w}} & \text{otherwise} \end{cases}$$

i) FLM

$$\lambda := \frac{b_f}{2 \cdot t_{fs}} = 10.5 \quad \lambda_p := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y \cdot A_{36}}} = 10.9 \quad \lambda_r := 0.95 \cdot \sqrt{\frac{E}{(F_y \cdot A_{36} - F_r)}} = 25.6$$

$\lambda < \lambda_p$ $\lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r$ $\lambda > \lambda_r$	"seção compacta" if $\lambda < \lambda_p$ "Seção semi-compacta" if $\lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r$ "Não-compacta" otherwise
---	---

ii) FLA

$$\lambda := \frac{h_w}{t_w} = 68.4 \quad \lambda_p := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y \cdot A_{36}}} = 107.7 \quad \lambda_r := 5.7 \cdot \sqrt{\frac{E}{(F_y \cdot A_{36})}} = 163.2$$

$\lambda < \lambda_p$ $\lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r$ $\lambda > \lambda_r$	"seção compacta" if $\lambda < \lambda_p$ "Seção semi-compacta" if $\lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r$ "Não-compacta" otherwise
---	---

Classificação da seção:

$$\phi_b := 0.9 \quad M_p := \min(Zx \cdot F_y \cdot A_{36}, 1.5 \cdot Wx \cdot F_y \cdot A_{36}) = 28250 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_r := Wx \cdot (F_y \cdot A_{36} - F_r) = 13682 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_{paaa} := \frac{\frac{bf}{2 \cdot tf} - 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y \cdot A_{36}}}}{0.95 \cdot \sqrt{\frac{E}{\frac{(F_y \cdot A_{36} - F_r)}{kc}}} - 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y \cdot A_{36}}}} = -0.314$$

$$M_{pbpb} := \frac{\frac{hw}{tw} - 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y \cdot A_{36}}}}{5.70 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y \cdot A_{36}}} - 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y \cdot A_{36}}}} = -0.707$$

$$M_{n1} := \begin{cases} M_p & \text{if Seção = "seção compacta"} \\ [M_p - (M_p - M_r) \cdot \max(M_{paaa}, M_{pbpb})] & \text{if Seção = "seção semi-compacta"} \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$M_{n1} = 28250 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

-Verificação da flambagem lateral por torção - FLT:

$$G := 7720 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$X_1 := \left( \frac{\pi}{Wx} \right) \cdot \sqrt{\frac{E \cdot G \cdot I_T \cdot A}{2}} = 869 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$X_2 := 4 \cdot \frac{C_w}{I_y} \cdot \left( \frac{Wx}{G \cdot I_T} \right)^2 = 0.14629 \cdot \frac{1}{\left( \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \right)^2} \quad L_p := 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y \cdot A_{36}}} = 222 \cdot \text{cm}$$

$$L_r := \frac{r_y \cdot X_1}{(F_y \cdot A_{36} - F_r)} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 \cdot (F_y \cdot A_{36} - F_r)^2}} = 707 \cdot \text{cm}$$

$$M_{cr} := \frac{\pi}{L_b} \cdot \sqrt{E \cdot I_y \cdot G \cdot I_T + \left( \frac{\pi \cdot E}{L_b} \right)^2 \cdot I_y \cdot C_w} = 65328 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

$$\text{Mn2} := \begin{cases} \left\lceil \left\lfloor \text{Mp} - (\text{Mp} - \text{Mr}) \cdot \left( \frac{\text{Lb} - \text{Lp}}{\text{Lr} - \text{Lp}} \right) \right\rfloor \right\rceil & \text{if } \text{Lb} \leq \text{Lr} \\ \text{Mp} & \text{if } \text{Lb} \leq \text{Lr} \\ \text{Mcr} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Mn} := \min(\text{Mn1}, \text{Mn2}) = 28250 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

$$\phi_b \cdot \text{Mn} = 25425 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

b) Resistência ao cisalhamento:

$$\text{as} := \text{L} \quad \frac{\text{as}}{\text{hw}} = 13.92 \quad \frac{\text{hw}}{\text{tw}} = 68.41 \quad \text{Aw} := \text{hw} \cdot \text{tw} = 27.15 \cdot \text{cm}^2$$

$$\text{kv} := \begin{cases} 5 & \text{if } \frac{\text{as}}{\text{hw}} \geq \min \left[ 3, \left( \frac{260}{\text{hw}} \right)^2 \right] \\ & \quad \left\lfloor \left\lfloor \frac{\text{as}}{\text{tw}} \right\rfloor \right\rfloor \\ \left\lceil 5 + \frac{5}{\left( \frac{\text{a}}{\text{hw}} \right)^2} \right\rceil & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{kv} = 5$$

$$\text{Vn} := \begin{cases} (0.6 \cdot \text{Fy_A36} \cdot \text{Aw}) & \text{if } \frac{\text{hw}}{\text{tw}} \leq 1.1 \cdot \sqrt{\frac{\text{kv} \cdot \text{E}}{\text{Fy_A36}}} \\ & \quad \left\lceil \left\lceil \frac{1.1 \cdot \sqrt{\frac{\text{kv} \cdot \text{E}}{\text{Fy_A36}}}}{\frac{\text{hw}}{\text{tw}}} \right\rceil \right\rceil \\ 0.6 \cdot \text{Fy_A36} \cdot \text{Aw} \cdot \frac{\left( \frac{\text{kv} \cdot \text{E}}{\text{Fy_A36}} \right)^2}{\text{tw}} & \text{if } 1.1 \cdot \sqrt{\frac{\text{kv} \cdot \text{E}}{\text{Fy_A36}}} \leq \frac{\text{hw}}{\text{tw}} \leq 1.37 \cdot \sqrt{\frac{\text{kv} \cdot \text{E}}{\text{Fy_A36}}} \\ & \quad \left\lfloor \left\lfloor \frac{\text{kv} \cdot \text{E}}{\text{Fy_A36}} \right\rfloor \right\rfloor \\ \text{Aw} \cdot \left\lceil \frac{0.91 \cdot \text{E} \cdot \text{kv}}{\left( \frac{\text{hw}}{\text{tw}} \right)^2} \right\rceil & \text{otherwise} \\ & \quad \left\lfloor \left\lfloor \frac{\text{hw}}{\text{tw}} \right\rfloor \right\rfloor \end{cases}$$

$$\text{Vn} = 407.3 \cdot \text{kN}$$

$$\phi_v := 0.9 \quad \phi_v \cdot \text{Vn} = 367 \cdot \text{kN} > \text{Vu} = 75 \cdot \text{kN} \longrightarrow \text{OK!}$$

c) Deformação máxima (como bi-apoiada e sem contra-flexa):

$$\Delta := \frac{1}{\text{E} \cdot \text{I}_x} \cdot \left( \frac{5 \cdot \text{Q} \cdot \text{L}^4}{384} + \frac{\text{P} \cdot \text{L}^3}{48} \right) = 0.59 \cdot \text{cm}$$

$$\Delta_{\text{adm}} = 1.71 \cdot \text{cm} > \Delta = 0.59 \cdot \text{cm} \longrightarrow \text{OK!}$$

USAR -----> VS 450 X 51

9. DIMENSIONAMENTO DAS COLUNAS DOS EIXOS 1 E 6, FILAS B E C -  
C1B, C1C, C6B, C6C

Flexão composta (AISC/LRFD)

Seja um perfil CS 300 x 115

$$\begin{aligned} d &:= 30\text{cm} & t_f &:= 1.9\text{cm} & b_f &:= 30\text{cm} & h_w &:= 26.2\text{cm} \\ t_w &:= 1.25\text{cm} & \text{Peso} &:= 95.4 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \end{aligned}$$

Seção de aço:

$$\begin{aligned} A &:= 146.8\text{cm}^2 & I_y &:= 8554\text{cm}^4 \\ I_x &:= 24412\text{cm}^4 & r_y &:= 7.63\text{cm} \\ W_x &:= 1627\text{cm}^3 & I_T &:= 155\text{cm}^4 \\ Z_x &:= 1816\text{cm}^3 & C_w &:= 1687791\text{cm}^6 \\ r_x &:= 12.9\text{cm} \end{aligned}$$

Do programa temos:

$$\begin{aligned} P_u &:= 516\text{kN} & M_u &:= 25703\text{kN}\cdot\text{cm} \\ P_y &:= A \cdot F_y \cdot A_{36} = 3670\text{kN} & \phi_b &:= 0.9 & \frac{P_u}{\phi_b \cdot P_y} &= 0.156 > 0.125 \end{aligned}$$

$$G_b := \frac{\frac{24412}{300} + \frac{24412}{300}}{\frac{22640}{600} + \frac{22640}{600}} = 2.16 \quad G_a := 1.0 \quad (\text{Engaste})$$

Do ábaco de alinhamento para estruturas deslocáveis, temos:

$$k_x := 1.49$$

Determinação da resistência à comorepressão:

Verificação da flambagem local:

$$\text{Mesas: } \frac{bf}{2 \cdot tf} = 7.9 < 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{Fy\_A36}} = 10.9$$

$$\text{Alma: } \frac{hw}{tw} = 21 < 1.12 \cdot \sqrt{\frac{E}{Fy\_A36}} \cdot \left( 2.33 - \frac{Pu}{\phi b \cdot Py} \right) = 69.7$$

Verificação da Flambagem Global:

$$Lx := 300\text{cm} \quad kx := 1.49 \quad \lambda_{cx} := \frac{kx \cdot Lx}{rx \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{Fy\_A36}{E}} = 0.385$$

$$Ly := 300\text{cm} \quad ky := 1.0 \quad \lambda_{cy} := \frac{ky \cdot Ly}{ry \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{Fy\_A36}{E}} = 0.44$$

$$\lambda_c := \max \left( \left| \begin{array}{c} \lambda_{cx} \\ \lambda_{cy} \end{array} \right| \right) = 0.44$$

$$Fcr(\lambda_c) := \begin{cases} 0.658 \lambda_c^2 \cdot Fy\_A36 & \text{if } \lambda_c \leq 1.5 \\ \left\lceil \left( \frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) \cdot Fy\_A36 \right\rceil & \text{otherwise} \end{cases} \quad Fcr(\lambda_c) = 23.08 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\phi_c := 0.85 \quad P_n := A \cdot Fcr(\lambda_c) = 3388 \cdot \text{kN}$$

$$\phi_c \cdot P_n = 2880 \cdot \text{kN} > Pu = 516 \cdot \text{kN} \quad \text{-----} \quad \text{OK!}$$

Determinação da resistência à flexão:

- Verificação da flambagem lateral por torção - FLT

$$Lp := 1.76 \cdot ry \cdot \sqrt{\frac{E}{Fy\_A36}} = 385 \cdot \text{cm} \quad Lb := 300\text{cm}$$

$$\begin{cases} \text{"Lateralmente apoiada" if } Lb < Lp \\ \text{"Verificar flambagem lateral" otherwise} \end{cases} = \text{"Lateralmente apoiada"}$$

- Verificação da flambagem local - FLM e FLA

$$k_c := \begin{cases} 0.35 & \text{if } \frac{4}{\sqrt{\frac{h_w}{t_w}}} < 0.35 \\ 0.763 & \text{if } \frac{4}{\sqrt{\frac{h_w}{t_w}}} > 0.763 \quad k_c = 0.763 \\ \frac{4}{\sqrt{\frac{h_w}{t_w}}} & \text{otherwise} \end{cases}$$

i) FLM

$$\lambda := \frac{b_f}{2 \cdot t_f} = 7.9 \quad \lambda_p := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y \cdot A_{36}}} = 10.9 \quad \lambda_r := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{(F_y \cdot A_{36})}} = 107.7$$

$$\text{Secção} := \begin{cases} \text{"seção compacta"} & \text{if } \lambda < \lambda_p \\ \text{"Seção semi-compacta"} & \text{if } \lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r \\ \text{"Não-compacta"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"seção compacta"}$$

ii) FLA

$$\lambda := \frac{h_w}{t_w} = 21 \quad \lambda_p := 0.95 \cdot \sqrt{\frac{\frac{E}{F_y \cdot A_{36} - F_r}}{k_c}} = 32.2 \quad \lambda_r := 5.7 \cdot \sqrt{\frac{E}{(F_y \cdot A_{36})}} = 163.2$$

$$\text{Secção} := \begin{cases} \text{"seção compacta"} & \text{if } \lambda < \lambda_p \\ \text{"Seção semi-compacta"} & \text{if } \lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r \\ \text{"Não-compacta"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"seção compacta"}$$

Classificação da seção: Seção = "seção compacta"

$$\phi_b := 0.9 \quad M_p := \min(Z_x \cdot F_y \cdot A_{36}, 1.5 \cdot W_x \cdot F_y \cdot A_{36}) = 45400 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_r := W_x \cdot (F_y \cdot A_{36} - F_r) = 22127 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_{paaa} := \frac{\frac{b_f}{2 \cdot t_f} - 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y \cdot A_{36}}}}{0.95 \cdot \sqrt{\frac{\frac{E}{(F_y \cdot A_{36} - F_r)}}{k_c}} - 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y \cdot A_{36}}}} = -0.14$$

$$M_{pbbb} := \frac{\frac{h_w}{t_w} - 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y \cdot A_{36}}}}{5.70 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y \cdot A_{36}}} - 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y \cdot A_{36}}}} = -1.561$$

$$M_{n1} := \begin{cases} M_p & \text{if Seção = "seção compacta"} \\ [M_p - (M_p - M_r) \cdot \max(M_{paaa}, M_{pbbb})] & \text{if Seção = "seção semi-compacta"} \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$M_{n1} = 45400 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

-Verificação da flambagem lateral por torção - FLT:

$$G := 7720 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$X_1 := \left( \frac{\pi}{W_x} \right) \cdot \sqrt{\frac{E \cdot G \cdot I_T \cdot A}{2}} = 2591 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$X_2 := 4 \cdot \frac{C_w}{I_y} \cdot \left( \frac{W_x}{G \cdot I_T} \right)^2 = 0.0015 \cdot \frac{1}{\left( \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \right)^2} \quad L_p := 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y \cdot A_{36}}} = 385 \cdot \text{cm}$$

$$L_r := \frac{r_y \cdot X_1}{(F_y \cdot A_{36} - F_r)} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 \cdot (F_y \cdot A_{36} - F_r)^2}} = 2120 \cdot \text{cm}$$

$$M_{cr} := \frac{\pi}{L_b} \cdot \sqrt{E \cdot I_y \cdot G \cdot I_T + \left( \frac{\pi \cdot E}{L_b} \right)^2 \cdot I_y \cdot C_w} = 309798 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_{n2} := \begin{cases} \left\lfloor M_p - (M_p - M_r) \cdot \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right\rfloor & \text{if } L_b \leq L_r \\ M_p & \text{if } L_b \leq L_r \\ M_{cr} & \text{otherwise} \end{cases} \quad M_{n2} = 45400 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_n := \min(M_{n1}, M_{n2})$$

$$\phi_b \cdot M_n = 40860 \cdot \text{kN} \cdot \text{cm}$$

- Verificação da ação combinada de compressão com flexão

$$\frac{P_u}{\phi_c \cdot P_n} = 0.179 < 0.2 \quad P_{e2} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{(k_x \cdot L_x)^2} = 24720 \cdot \text{kN}$$

$$B2 := \frac{1}{\left(1 - \frac{P_u}{P_{e2}}\right)} = 1.021$$

$$\frac{P_u}{2 \cdot \phi c \cdot P_n} + \frac{B2 \cdot M_u}{\phi b \cdot M_n} = 0.732 < 1.0 \longrightarrow \text{Ok!}$$

USAR  $\longrightarrow$  CS 300 X 115

9. DIMENSIONAMENTO DAS COLUNAS DOS EIXOS 1 E 6, FILAS A E D -  
C1A, C1D, C6A, C6D

Flexão composta (AISC/LRFD)

Seja um perfil CS 300 x 115

$$\begin{aligned} d &:= 30\text{cm} & t_f &:= 1.6\text{cm} & b_f &:= 30\text{cm} & h_w &:= 26.8\text{cm} \\ t_w &:= 0.95\text{cm} & \text{Peso} &:= 95.4 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \end{aligned}$$

Seção de aço:

$$\begin{aligned} A &:= 121.5\text{cm}^2 & I_y &:= 7202\text{cm}^4 \\ I_x &:= 20902\text{cm}^4 & r_y &:= 7.63\text{cm} \\ W_x &:= 1393\text{cm}^3 & I_T &:= 90\text{cm}^4 \\ Z_x &:= 1534\text{cm}^3 & C_w &:= 1451808\text{cm}^6 \\ r_x &:= 13.12\text{cm} \end{aligned}$$

Do programa temos:

$$P_u := 728\text{kN} \quad M_u := 20402\text{kN} \cdot \text{cm}$$

$$P_v := A \cdot F_y \cdot A_{36} = 3037.5 \cdot \text{kN} \quad \phi_b := 0.9 \quad \frac{P_u}{\phi_b \cdot P_v} = 0.266 > 0.125$$

$$G_b := \frac{\frac{20902}{300} + \frac{20902}{300}}{\frac{22640}{600} + \frac{22640}{600}} = 1.85 \quad G_a := 2.16$$

Do ábaco de alinhamento para estruturas deslocáveis, temos:

$$k_x := 1.62$$

Determinação da resistência à comoressão:

Verificação da flambagem local:

$$\text{Mesas: } \frac{bf}{2 \cdot tf} = 9.4 < 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y \cdot A_{36}}} = 10.9$$

$$\text{Alma: } \frac{hw}{tw} = 28.2 < 1.12 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y \cdot A_{36}}} \left( 2.33 - \frac{P_u}{\phi b \cdot P_y} \right) = 66.19$$

Verificação da Flambagem Global:

$$L_x := 300\text{cm} \quad k_x := 1.62 \quad \lambda_{cx} := \frac{k_x \cdot L_x}{r_x \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{F_y \cdot A_{36}}{E}} = 0.412$$

$$L_y := 300\text{cm} \quad k_y := 1.0 \quad \lambda_{cy} := \frac{k_y \cdot L_y}{r_y \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{F_y \cdot A_{36}}{E}} = 0.44$$

$$\lambda_c := \max \left( \left| \lambda_{cx} \right|, \left| \lambda_{cy} \right| \right) = 0.44$$

$$F_{cr}(\lambda_c) := \begin{cases} 0.658^{\lambda_c^2} \cdot F_y \cdot A_{36} & \text{if } \lambda_c \leq 1.5 \\ \left\lceil \left( \frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) \cdot F_y \cdot A_{36} \right\rceil & \text{otherwise} \end{cases} \quad F_{cr}(\lambda_c) = 23.08 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\phi_c := 0.85 \quad P_n := A \cdot F_{cr}(\lambda_c) = 2804.1 \cdot \text{kN}$$

$$\phi_c \cdot P_n = 2383 \cdot \text{kN} > P_u = 728 \cdot \text{kN} \quad \text{-----} \quad \text{OK!}$$

Determinação da resistência à flexão:

- Verificação da flambagem lateral por torção - FLT

$$L_p := 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y \cdot A_{36}}} = 385 \cdot \text{cm} \quad L_b := 300\text{cm}$$

$$\begin{cases} \text{"Lateralmente apoiada" if } L_b < L_p \\ \text{"Verificar flambagem lateral" otherwise} \end{cases} = \text{"Lateralmente apoiada"}$$

- Verificação da flambagem local - FLM e FLA

$$kc := \begin{cases} 0.35 & \text{if } \frac{4}{\sqrt{\frac{hw}{tw}}} < 0.35 \\ \sqrt{\frac{4}{\frac{hw}{tw}}} & \\ 0.763 & \text{if } \frac{4}{\sqrt{\frac{hw}{tw}}} > 0.763 \quad kc = 0.753 \\ \frac{4}{\sqrt{\frac{hw}{tw}}} & \text{otherwise} \end{cases}$$

i) FLM

$$\lambda := \frac{bf}{2 \cdot tf} = 9.4 \quad \lambda_p := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{Fy\_A36}} = 10.9 \quad \lambda_r := 0.95 \cdot \sqrt{\frac{E}{(Fy\_A36 - Fr)}} = 32$$

$$\begin{cases} \text{"seção compacta"} & \text{if } \lambda < \lambda_p \\ \text{"Seção semi-compacta"} & \text{if } \lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r \\ \text{"Não-compacta"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"seção compacta"}$$

ii) FLA

$$\lambda := \frac{hw}{tw} = 28.2 \quad \lambda_p := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{Fy\_A36}} = 107.7 \quad \lambda_r := 5.7 \cdot \sqrt{\frac{E}{(Fy\_A36)}} = 163.2$$

$$\begin{cases} \text{"seção compacta"} & \text{if } \lambda < \lambda_p \\ \text{"Seção semi-compacta"} & \text{if } \lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r \\ \text{"Não-compacta"} & \text{otherwise} \end{cases} = \text{"seção compacta"}$$

Classificação da seção: Seção = "seção compacta"

$$\phi_b := 0.9 \quad M_p := \min(Zx \cdot Fy\_A36, 1.5 \cdot Wx \cdot Fy\_A36) = 38350 \cdot kN \cdot cm$$

$$M_r := Wx \cdot (Fy\_A36 - Fr) = 18945 \cdot kN \cdot cm$$

$$M_{paaa} := \frac{\frac{bf}{2 \cdot tf} - 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{Fy\_A36}}}{0.95 \cdot \sqrt{\frac{E}{(Fy\_A36 - Fr)}} - 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{Fy\_A36}}} = -0.071$$

$$M_{pb33} := \frac{\frac{h_w}{t_w} - 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y \cdot A_{36}}}}{5.70 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y \cdot A_{36}}} - 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y \cdot A_{36}}}} = -1.43$$

$$M_{n1} := \begin{cases} M_p \text{ if } \text{Seção} = \text{"seção compacta"} \\ [M_p - (M_p - M_r) \cdot \max(M_{paa}, M_{pb33})] \text{ if } \text{Seção} = \text{"seção semi-compacta"} \\ 0 \text{ otherwise} \end{cases}$$

$$M_{n1} = 38350 \cdot kN \cdot cm$$

-Verificação da flambagem lateral por torção - FLT:

$$G := 7720 \cdot \frac{kN}{cm^2}$$

$$X_1 := \left( \frac{\pi}{W_x} \right) \cdot \sqrt{\frac{E \cdot G \cdot I_T \cdot A}{2}} = 2098 \cdot \frac{kN}{cm^2}$$

$$X_2 := 4 \cdot \frac{C_w}{I_y} \cdot \left( \frac{W_x}{G \cdot I_T} \right)^2 = 0.0032 \cdot \frac{1}{\left( \frac{kN}{cm^2} \right)^2}$$

$$L_p := 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y \cdot A_{36}}} = 385 \cdot cm$$

$$L_r := \frac{r_y \cdot X_1}{(F_y \cdot A_{36} - F_r)} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 \cdot (F_y \cdot A_{36} - F_r)^2}} = 1771 \cdot cm$$

$$M_{cr} := \frac{\pi}{L_b} \cdot \sqrt{E \cdot I_y \cdot G \cdot I_T + \left( \frac{\pi \cdot E}{L_b} \right)^2 \cdot I_y \cdot C_w} = 253164 \cdot kN \cdot cm$$

$$M_{n2} := \begin{cases} \left\lceil \left\lceil M_p - (M_p - M_r) \cdot \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right\rceil \right\rceil \text{ if } L_b \leq L_r \\ M_p \text{ if } L_b \leq L_r \\ M_{cr} \text{ otherwise} \end{cases} \quad M_{n2} = 38350 \cdot kN \cdot cm$$

$$M_n := \min(M_{n1}, M_{n2})$$

$$\phi_b \cdot M_n = 3.452 \times 10^5 \cdot kg \cdot s^{-2} \cdot m^2$$

- Verificação da ação combinada de compressão com flexão

$$\frac{P_u}{\phi_c \cdot P_n} = 0.305 < 0.2 \quad P_{e2} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{(k_x \cdot L_x)^2} = 17905 \cdot kN$$

$$\text{B2} := \frac{1}{\left(1 - \frac{\text{Pu}}{\text{Pe2}}\right)} = 1.042$$

$$\frac{\text{Pu}}{2 \cdot \phi_c \cdot \text{Pn}} + \frac{\text{B2} \cdot \text{Mu}}{\phi_b \cdot \text{Mn}} = 0.769 < 1.0 \longrightarrow \text{Ok!}$$

USR -----> CS 300 X 95