

Manual de Construção em Aço



Edifícios de Pequeno Porte Estruturados em Aço

**EDIFÍCIOS DE PEQUENO
PORTE ESTRUTURADOS
EM AÇO**

Série “Manual de Construção em Aço”

- Galpões para Usos Gerais
- Ligações em Estruturas Metálicas
- Edifícios de Pequeno Porte Estruturados em Aço
- Alvenarias
- Painéis de Vedação
- Resistência ao Fogo das Estruturas de Aço
- Tratamento de Superfície e Pintura
- Transporte e Montagem
- Steel Framing: Arquitetura
- Interfaces Aço-Concreto
- Steel Framing: Engenharia
- Pontes e viadutos em vigas mistas
- Trelças tipo Steel Joist
- Viabilidade Econômica
- Dimensionamento de Perfis Formados a Frio conforme NBR 14762 e NBR 6355 (CD)
- Projeto e Durabilidade
- Estruturas Mistas Vol. 1 e 2
- Prevenção contra Incêndio no Projeto de Arquitetura

INSTITUTO AÇO BRASIL
ILDONY HÉLIO BELLEI
HUMBERTO N. BELLEI

EDIFÍCIOS DE PEQUENO PORTE ESTRUTURADOS EM AÇO

4^a. Edição revisada e atualizada

INSTITUTO AÇO BRASIL
CENTRO BRASILEIRO DA CONSTRUÇÃO EM AÇO

**RIO DE JANEIRO
2011**

© 2011 INSTITUTO AÇO BRASIL / CENTRO BRASILEIRO DA CONSTRUÇÃO EM AÇO

Nenhuma parte desta publicação pode ser reproduzida por quaisquer meio, sem a prévia autorização desta Entidade.

Ficha catalográfica preparada pelo Centro de Informações do IABr/CBCA

I59e

Instituto Aço Brasil

Edifícios de pequeno porte estruturados em aço / Instituto Aço Brasil, Ildony Hélio Bellei(rev.), Humberto N. Bellei. - Rio de Janeiro: IABr/CBCA, 2011.

107p.; 29 cm. -- (Série Manual de Construção em Aço)

Bibliografia

ISBN 978-85-89819-26-8

1.Edifício de pequeno porte 2. Construção em aço 3. Edifício de andares múltiplos
I. Títulos (série) . II. Bellei, Ildony III. Bellei Humberto N.

CDU 721:691.714

4a edição

1a Edição , 1987

2a Edição, Julho 2001

3a Edição, Novembro 2004

4ª Edição, Março 2011

Instituto Aço Brasil / Centro Brasileiro da Construção em Aço

Av. Rio Branco, 181 / 28º Andar

20040-007 - Rio de Janeiro - RJ

e-mail: cbca@acobrasil.org.br

site: www.cbca-iabr.org.br

SUMÁRIO

Capítulo 1

Segurança e filosofias de projeto	11
1.1 Introdução	12
1.2 Filosofias de projeto	13
1.2.1 Projeto pelos estados limites ABNT NBR 8800:2008 e AISC-LRFD	13
1.2.1.1 Combinações de ações	14
1.2.1.2 Combinações de serviço	14
1.3 Elementos estruturais	16
1.4 Normas estruturais	17

Capítulo 2

Sistemas estruturais	19
2.1 Introdução	20
2.2 Sistemas estruturais	20
2.2.1 Sistema contraventado	21
2.2.2 Sistema misto – contraventado e aporticado	22
2.2.3 Sistema com núcleo central	23
2.3 Estruturas de piso – composição e função	24
2.4 Aberturas em alma de vigas	25

Capítulo 3

Cargas e combinações de cargas	27
3.1 Introdução	28
3.2 Cargas permanentes – CP	29
3.3 Cargas acidentais – CA	29
3.4 Forças devido ao vento(NBR 6123) – CV	30
3.5 Combinações de cargas	30
3.6 Deslocamentos máximos	31

Capítulo 4

Análise estrutural	35
4.1 Introdução	36
4.1.1 Tipos de análise estrutural	36
4.1.2 Classificação da estrutura	36
4.1.3 Efeitos de segunda ordem	37
4.1.4 Exemplos de aplicação	38
4.2 Configurando um sistema estrutural de aço	41
4.2.1 Tipos de aço	41
4.2.1.1 Aços para perfis e chapas	41
4.2.1.2 Propriedades mecânicas	43
4.2.2 Tipos de perfil	43
4.2.3 Parafusos, pios e soldas	43

4.2.4	Modulação e vãos livres	44
4.2.5	Tipos de laje	44
4.2.6	Tipos de vedação	45
4.2.7	Tipos de ligação	47
4.2.8	Vigas e pilares mistos	47
4.2.9	Aberturas em almas de viga	48
4.2.10	Juntas de dilatação	48
4.2.11	Tipos de proteção contra a corrosão	48
4.2.12	Tipos de proteção contra fogo	49
4.2.13	Durabilidade	49
4.2.14	Esquemas de transporte e montagem	50
4.3	Resultado final da configuração	50

Capítulo 5

	Projeto e cálculo de um edifício	53
5.1	Características do edifício	54
5.2	Sistema estrutural	55
5.2.1	Plano das vigas e terças	55
5.2.2	Elevações	56
5.2.3	Isométrica	58
5.3	Materiais	59
5.3.1	Estrutura	59
5.3.2	Complementares	59
5.4	Normas adotadas	59
5.5	Ações	60
5.5.1	Distribuição dos carregamentos	60
5.5.2	Cargas devido ao vento (CV) – NBR6123	64
5.5.2.1	Vento (CV0) – NBR 6123	65
5.5.2.2	Vento (CV90) – NBR 6123	66
5.5.3	Força nocional (FHE)	67
5.6	Combinações de cargas	69
5.7	Critério de redução das cargas acidentais (NBR 6120)	69
5.8	Vibração – anexo L (NBR 8800)	69
5.9	Deslocamento máximo (NBR 8800 anexo C)	69
5.10	Classificação da estrutura quanto a deslocabilidade	70
5.10.1	Esforços solicitantes	74
5.11	Dimensionamento dos elementos da estrutura	74
5.11.1	Vigas a serem dimensionadas	75
5.11.1.1	EL13500	75
5.11.1.2	Viga da EI 12000	76
5.11.1.3	Viga da EL 3000 a 9000	78
5.11.2	Pórticos	82
5.11.2.1	Esforços solicitantes de cálculo	84
5.11.2.2	Dimensionamento vigas pórtico	84
5.11.2.3	Dimensionamento pilares do pórtico	87
5.11.3	Dimensionamento dos contraventamentos	90

5.11.4 Dimensionamento escada	91
5.12 Verificação do estado limite de serviço referente ao deslocamento da edificação	91
5.13 Resumos de perfis da estrutura	93
5.14 Ligações	93
5.14.1 Placa de base e chumbadores	93
Referências Bibliográficas	101
Anexo	103

Apresentação

A construção em aço de edifícios de andares múltiplos, com finalidades diversas, vem sendo cada vez mais utilizada no país.

Dentro dessa tendência de crescimento da construção em aço, este manual do CBCA, vem substituir e atualizar a 3ª edição, de 2004, readequando o mesmo ao atual parque fabril, com a utilização de perfis soldados e laminados.

Trata-se de um novo manual, composto por 5 capítulos, sendo que nos capítulos 1 a 4 procurou-se apresentar um resumo das concepções de cálculo para um melhor entendimento do leitor.

No Capítulo 5 o manual apresenta de forma prática, o projeto e cálculo de um edifício de 4 pavimentos para habitação, de acordo com a edição de 2008 da norma ABNT NBR 8800, com o dimensionamento sendo feito em temperatura ambiente, abordando os principais tópicos para um bom projeto, e, onde necessário, referências aos outros manuais já publicados pelo CBCA.

Na análise de segunda ordem foi usado o recurso computacional, e, em razão disso, os valores podem diferir devido ao software usado.

Acompanha o manual, um CD para pré-dimensionamento de elementos isolados. Evidentemente que, como qualquer bibliografia técnica, sua utilização não dispensa o julgamento profissional do engenheiro responsável pelo projeto, não cabendo ao CBCA nenhuma responsabilidade sobre o seu correto uso. Para efeito didático, deixamos de calcular algumas vigas e pilares, ficando a cargo do leitor, dimensioná-las, como exercício.

Centro dinâmico de serviços, capacitado para conduzir e fomentar uma política de promoção do uso do aço na construção com foco exclusivamente técnico, o CBCA está seguro de que este manual enquadra-se no objetivo de contribuir para a difusão de competência técnica e empresarial no país.

Capítulo 1

Segurança e Filosofias
de projeto

1.1 - Introdução

As estruturas e os elementos estruturais devem ter resistência adequada, bem como rigidez e dureza para permitir funcionalidade adequada durante a vida útil da estrutura. O projeto deve prover ainda alguma reserva de resistência, acima da que seria necessária para resistir às cargas de serviço; ou seja, a estrutura deve prever a possibilidade de um excesso de carga (solicitação).

Excessos de cargas podem aparecer de mudanças do uso para a qual uma estrutura em particular foi projetada, da sub-estimativa dos efeitos das cargas, pela simplificação exagerada da análise estrutural ou de variações dos processos de construção.

Além disto deve-se fazer uma provisão para a possibilidade de uma redução da resistência. Desvios nas dimensões dos elementos, mesmo que dentro de tolerâncias aceitáveis, podem resultar num elemento com uma resistência menor do que a adotada. Os materiais (aços para as barras, parafusos e soldas) podem ter uma resistência menor do que a usada nos cálculos. Uma seção de aço pode ocasionalmente ter uma tensão de escoamento abaixo do valor mínimo especificado, mas ainda dentro dos limites estatísticos aceitáveis.

Para uma segurança estrutural adequada, devem ser feitas provisões para ambos os efeitos: um excesso de carga e uma menor resistência. Estudos para constituir uma formulação apropriada de segurança estrutural têm sido feitos durante os últimos anos. O principal esforço tem sido para examinar as chances da “ruína” ocorrer num elemento, ligação ou sistema estrutural por vários métodos probabilísticos.

Prefere-se o termo “estado limite” em vez do termo “ruína”, que significa as condições em que uma estrutura deixa de cumprir a sua

função determinada. Os estados limites são geralmente divididos dentro de duas categorias: resistência e utilização.

Estados Limites Últimos (ELU) são fenômenos comportamentais como, resistência dúctil, máxima flambagem, fadiga, fratura, torção e deslizamento.

Estados Limites de Serviço (ELS) são aqueles ligados com a ocupação de um edifício, tais como: deformações, vibrações e trincas.

A aproximação atual para um método simplificado para obter a base probabilística da segurança estrutural assume que a solicitação S e a resistência R são variáveis aleatórias. A distribuição de frequência típica para estas variáveis aleatórias é mostrada na Figura 1.1. Quando a resistência R excede a solicitação S haverá uma margem de segurança.

A menos que R exceda S por uma grande margem, existirá alguma probabilidade de que R seja menor que S , e em geral uma análise que leva em conta todas as incertezas que podem influenciar um “estado limite” não é prática ou talvez até mesmo impossível. A “ruína” estrutural pode então ser examinada comparando R com S como na Figura 1.1.

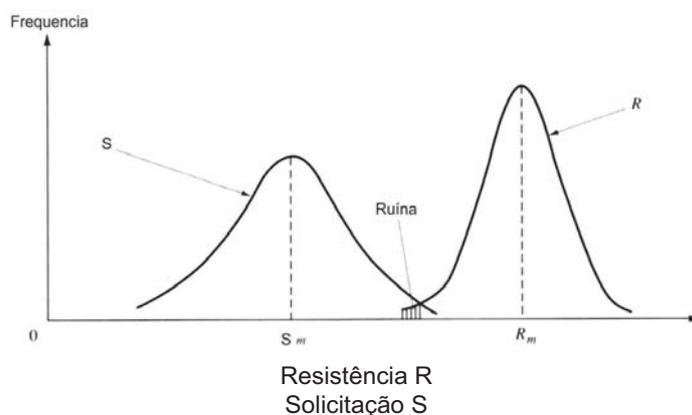


Figura 1.1 – Distribuição de frequência da solicitação S e da resistência R .

Em geral a expressão para a condição da segurança estrutural em relação a cada uma das solicitações, pode ser escrita como:

$$R \geq S$$

onde o lado esquerdo da equação representa a resistência do elemento estrutural e o lado direito representa a solicitação que deve atuar.

1.2 – Filosofias de projeto

Existem duas filosofias de projeto correntemente em uso:

- Projeto pelos estados limites (referenciado pelo AISC como projeto pelos fatores de carga e de resistência ou LRFD “Load & Resistance Factor Design”)

- Projeto pelas resistências admissíveis (referenciado pelo AISC como projeto pelas resistências admissíveis ou ASD “Allowable Strength Design”)

1.2.1- Projeto pelos estados limites ABNT NBR 8800:2008 e AISC-LRFD

Durante os últimos anos tem se estudado processos de projeto que utilizem a expressão geral da segurança estrutural, e o AISC lançou em 1986 a sua primeira especificação para o projeto de estruturas metálicas, com base no critério dos fatores de carga e de resistência – LRFD, baseada em adaptações de métodos probabilísticos. Desde então é cada vez maior o número de normas que adotam o novo código, sendo o método de cálculo adotado também pela NBR 8800 desde a sua primeira edição em 1986.

A edição de 2008 da NBR 8800 passou a adotar também os critérios de verificação da segurança estrutural da ABNT NBR 8681, que

são aplicáveis às estruturas e às peças estruturais construídas com quaisquer dos materiais usualmente empregados na construção civil e utiliza a seguinte expressão para a verificação da segurança estrutural:

$$R_d \geq S_d$$

onde:

$R_d = \frac{R_u}{\gamma_m}$ → representa os valores de cálculo dos esforços resistentes, conforme o tipo de situação, obtidos dividindo-se as resistências últimas pelo respectivo coeficiente de ponderação que leva em conta as incertezas das resistências (fator de resistência).

$S_d = \gamma_f \cdot S$ → representa os valores de cálculo dos esforços atuantes, com base nas combinações últimas das ações, obtidos multiplicando-se cada tipo de esforço que compõe a combinação pelos respectivos coeficientes de ponderação γ_f que levam em conta as incertezas das solicitações (fatores de carga).

A expressão geral da segurança estrutural para uma solicitação isolada pode ser escrita, como:

$$\frac{R_u}{\gamma_m} \geq \gamma_f \cdot S$$

Como as ações podem atuar juntas, estas devem ser combinadas de acordo com a probabilidade de atuarem simultaneamente sobre a estrutura, durante um período estabelecido e a expressão geral da segurança estrutural para uma combinação de ações será:

$$\frac{R_u}{\gamma_m} \geq \sum_{i=1}^m \gamma_{fi} \cdot S_i$$

O índice “*i*” no coeficiente de ponderação das ações, indica que para cada tipo de solicitação S_i (carga permanente - CP, carga acidental - CA ou carga devida aos ventos – CV), tem o seu nível de incerteza

1.2.1.1 - Combinações de ações

As combinações últimas de ações devem determinar os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura e são classificadas em:

-Combinações últimas normais – decorrem do uso previsto para a edificação;

$$S_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} \cdot F_{Gi}) + \gamma_{q1} \cdot F_{Q1} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \cdot \Psi_{0j} \cdot F_{Qj})$$

-Combinações últimas especiais – decorrem da atuação de ações variáveis de natureza ou intensidade especial;

$$S_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} \cdot F_{Gi}) + \gamma_{q1} \cdot F_{Q1} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \cdot \Psi_{0j,ef} \cdot F_{Qj})$$

- Combinações últimas de construção – decorrem de estados limites últimos já na fase da construção;

$$S_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} \cdot F_{Gi}) + \gamma_{q1} \cdot F_{Q1} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \cdot \Psi_{0j,ef} \cdot F_{Qj})$$

-Combinações últimas excepcionais - decorrem da atuação de ações excepcionais que podem provocar efeitos catastróficos.

$$S_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} \cdot F_{Gi}) + F_{Qexc} + \sum_{j=1}^n (\gamma_{qj} \cdot \Psi_{0j,ef} \cdot F_{Qj})$$

onde:

F_{Gi} são os valores característicos das ações permanentes;

F_{Q1} é o valor característico da ação variável considerada como principal para a combinação, ação variável especial ou ação variável de construção;

F_{Qj} são os valores característicos das ações variáveis que podem atuar junto com a ação variável principal.

F_{Qexc} é o valor da ação transitória excepcional.

$\Psi_{0j,ef}$ são iguais aos fatores das combinações normais, salvo quando a ação variável tiver um tempo de atuação muito pequeno, caso em que podem ser tomados com os correspondente .

1.2.1.2 - Combinações de serviço

As combinações de serviço são classificadas de acordo com a sua permanência na estrutura:

- Combinações quase permanentes – são aquelas que podem atuar durante grande parte da vida da estrutura, aproximadamente a metade e são utilizadas para a aparência da construção e efeitos de longa duração;

$$S_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi} + \sum_{j=1}^n (\psi_{2j} \cdot F_{Qj})$$

- Combinações frequentes – são aquelas que se repetem muitas vezes durante a vida da estrutura, aproximadamente 5% e são utilizadas para os estados limites reversíveis ou que não causam danos permanentes à estrutura ou outros componentes da construção, como conforto dos usuários, tais como vibrações excessivas e aberturas de fissuras;

$$S_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi} + \psi_{1j} \cdot F_{Q1} + \sum_{j=2}^n (\psi_{2j} \cdot F_{Qj})$$

- Combinações raras – são aquelas que podem atuar no máximo em algumas horas durante a vida da estrutura e são utilizadas para os estados limites irreversíveis ou que causam danos permanentes à estrutura ou outros componentes da construção, como o funcionamento adequado da estrutura, formação de fissuras e danos aos fechamentos.

$$S_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi} + F_{Q1} + \sum_{j=2}^n (\psi_{1j} \cdot F_{Qj})$$

As ações permanentes diretas são constituídas pelo peso próprio da estrutura e pesos próprios dos elementos construtivos fixos e das instalações permanentes. Para os pesos específicos dos materiais podem ser usados os valores indicados na ABNT NBR 6120. Para componentes industrializados, usualmente são considerados os valores indicados pelos fornecedores.

As ações variáveis são as que ocorrem com valores que apresentam variações significativas durante a vida útil da construção e as mais comuns são as ações decorrentes do uso da edificação, como cargas acidentais (sobrecargas nos pisos e nas coberturas). Para as cargas acidentais – CA, usar os valores da ABNT NBR 6120, os valores do anexo B da ABNT NBR 8800 e para o caso de passarelas de pedestres a ABNT NBR 7188. Os esforços causados pela ação do vento - CV, devem ser determinados de acordo com a ABNT NBR 6123.

Os valores dos coeficientes de ponderação das ações no estado limite último (ELU) para as combinações normais, que levam em consideração as incertezas das solicitações (a variabilidade das ações e os possíveis erros de avaliação dos efeitos das ações) são dados na Tabela 1.1.

Os valores dos coeficientes de ponderação das resistências no estado limite último (ELU) para as combinações normais, que levam em consideração as incertezas das resistências, são dados na Tabela 1.2.

Quando existe a probabilidade de ocorrência simultânea de mais de duas ações variáveis de diferentes naturezas, a probabilidade de ocorrência de todas no valor máximo é muito baixa e os valores dos coeficientes de ponderação das ações no estado limite último (ELU) são multiplicados pelos fatores de combinação, que levam em consideração a simultaneidade de atuação das ações, dados na Tabela 1.3.

Tabela 1.1 – Coeficientes de ponderação das ações para combinações normais

CP - Ações permanentes diretas (γ_g)				
Peso próprio de estruturas metálicas	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	Peso próprio de estruturas moldadas no local e de elementos construtivos industrializados (ex. paredes e fachadas pré-moldadas, gesso acartonado)	Peso próprio de elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	Peso próprio de elementos construtivos em geral e equipamentos (ex. paredes de alvenaria e seus revestimentos, contrapisos)
1,25	1,30	1,35	1,40	1,50
Ações permanentes diretas agrupadas: quando $CA > 5 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \gamma_g = 1,35$ Quando $CA \leq 5 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \gamma_g = 1,40$				
Ações variáveis (γ_q)				
Efeito da temperatura		Ação do vento – CV		Demais ações variáveis, incluindo as decorrentes do uso e ocupação CA
1,20		1,40		1,50
Ações permanentes diretas e variáveis agrupadas: quando $CA > 5 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \gamma_q = 1,50$ quando $CA \leq 5 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \gamma_q = 1,40$				
Nota:				
1) Para as ações permanentes favoráveis à segurança o coeficiente de ponderação $\gamma_s = 1,00$ e as ações variáveis favoráveis à segurança não devem ser incluídas nas combinações.				
2) Para combinações especiais, de construção e excepcionais, ver ABNT NBR 8800.				

Tabela 1.2 – Coeficientes de ponderação das resistências γ_m para combinações normais

Aço estrutural ¹⁾		Concreto γ_c	Aço das armaduras γ_s
γ_a			
Escoamento, flambagem e instabilidade γ_{a1}	Ruptura γ_{a2}		
1,10	1,35	1,40	1,15

Nota:
 1) Inclui o aço de fôrma incorporada, usada nas lajes mistas de aço e concreto, de pinos e parafusos.
 2) Para combinações especiais, de construção e excepcionais, ver ABNT NBR 8800.

Tabela 1.3 – Fatores de combinação ψ_0 e de redução ψ_1 e ψ_2 para as ações variáveis

Ações		Fatores de combinação		
		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Cargas acidentais de edifícios CA	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 ¹⁾	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longo períodos de tempo, ou elevadas concentrações de pessoas ²⁾	0,7	0,6	0,4
	Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens e sobrecargas em coberturas (ver NBR 8800 B.5.1)	0,8	0,7	0,6
Vento - CV	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

Notas:
 1) Edificações residenciais de acesso restrito.
 2) Edificações comerciais, de escritórios e de acesso público.

1.3 – Elementos estruturais

Consideraremos para o dimensionamento dos elementos estruturais de aço a norma brasileira ABNT NBR 8800 na edição de 2008.

Para facilitar o entendimento do comportamento estrutural do elemento na determinação das condições estados limites últimos, separa-se os elementos de aço que compõem uma estrutura em função do tipo de carga que atua sobre eles. Os elementos estruturais então são divididos em:

- Elementos tracionados ou tirantes – Tem como solicitação a tração axial “T”, e comportamento similar ao do corpo de prova de um ensaio de tração. Ocorrem normalmente nas cordas e diagonais de treliças, nos contraventamentos, nos suportes de pisos suspensos, nos cabos de sistemas de coberturas, etc. A expressão da segurança estrutural para os elementos tracionados

será

$$\frac{R_T}{\gamma_a} \geq \sum_{i=1}^m \gamma_{fi} \cdot T_i$$

- Elementos comprimidos ou pilares tem como solicitação a compressão axial “C”, e ocorrem nas cordas e diagonais de treliças, e nos pilares dos edifícios. A expressão da segurança estrutural para os elementos comprimidos será:

$$\frac{R_c}{\gamma_a} \geq \sum_{i=1}^m \gamma_{fi} \cdot C_i$$

- Elementos fletidos ou vigas – Tem como solicitação o momento fletor “M” e o esforço cortante “V”, e ocorre nas vigas dos edifícios. As expressões da segurança estrutural para os elementos fletidos serão:

$$\frac{R_M}{\gamma_a} \geq \sum_{i=1}^m \gamma_{fi} \cdot M_i \quad \text{e} \quad \frac{R_V}{\gamma_a} \geq \sum_{i=1}^m \gamma_{fi} \cdot V_i$$

- Elementos fletidos comprimidos ou Viga-Pilar – Quando ocorre a ação simultânea de flexão e compressão, a seção dependerá do tipo de ação que é predominante. Encontrados nas estruturas em pórticos, tanto funcionando como pilares ou também como vigas.

1.4- Normas estruturais

As normas são o resumo do resultado da experiência acumulada em cada área de conhecimento e devem estar em contínuo aperfeiçoamento, com base nas últimas pesquisas e testes. O seu emprego garante ao projetista um projeto seguro e econômico. Podemos empregar normas nacionais e estrangeiras, devendo-se, entretanto, tomar muito cuidado ao se misturar recomendações de diferentes normas.

As principais normas ABNT aplicáveis para a construção com estruturas em aço são:

- NBR 5884 – Perfil estrutural soldado por arco elétrico;

- NBR 6120 – Cargas para o cálculo de estruturas de edifícios;

- NBR 6123 – Forças devidas aos ventos em edificações;

- NBR 6648 – Chapas grossas de aço carbono para uso estrutural;

- NBR 6650 – Chapas finas à quente de aço carbono para uso estrutural;

- NBR 7007 – Aços-carbono e micro-ligados para uso estrutural geral;

- NBR 8800 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios;

- NBR 14323 – Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio;

- NBR 14432 – Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações;

- NBR 15279 – Perfil estrutural de aço soldado por eletrofusão.

Capítulo 2

Sistemas estruturais

2.1 – Introdução

A escolha do sistema estrutural que vai dar sustentação ao edifício é de fundamental importância para o resultado final do conjunto da obra no que tange aos aspectos de peso das estruturas, da facilidade de fabricação, da rapidez de montagem e conseqüentemente do custo final da estrutura. Quando se pode utilizar contraventamentos verticais para dar estabilidade às cargas horizontais, como a pressão do vento, podemos fazer o resto da estrutura trabalhar de forma mais simples com maior número de ligações flexíveis e explorando ao máximo as vigas mistas, o que torna a estrutura mais leve e mais fácil de se montar. Ao contrário quando não podemos utilizar os contraventamentos, temos que aporcar a estrutura, resultando em uma estrutura com ligações rígidas, o que torna mais lenta a montagem e a estrutura menos econômica.

2.2 – Sistemas estruturais

Os sistemas estruturais dos edifícios são formados principalmente por componentes estruturais horizontais (vigas) e verticais (pilares) e as cargas horizontais devidas à ação dos ventos têm sempre uma grande influência no seu dimensionamento.

Os principais componentes estruturais dos edifícios são:

- Pilares externos e internos;
- Vigas principais e secundárias (alma cheia e ou treliça);
- Contraventamentos;
- Lajes e Painéis.

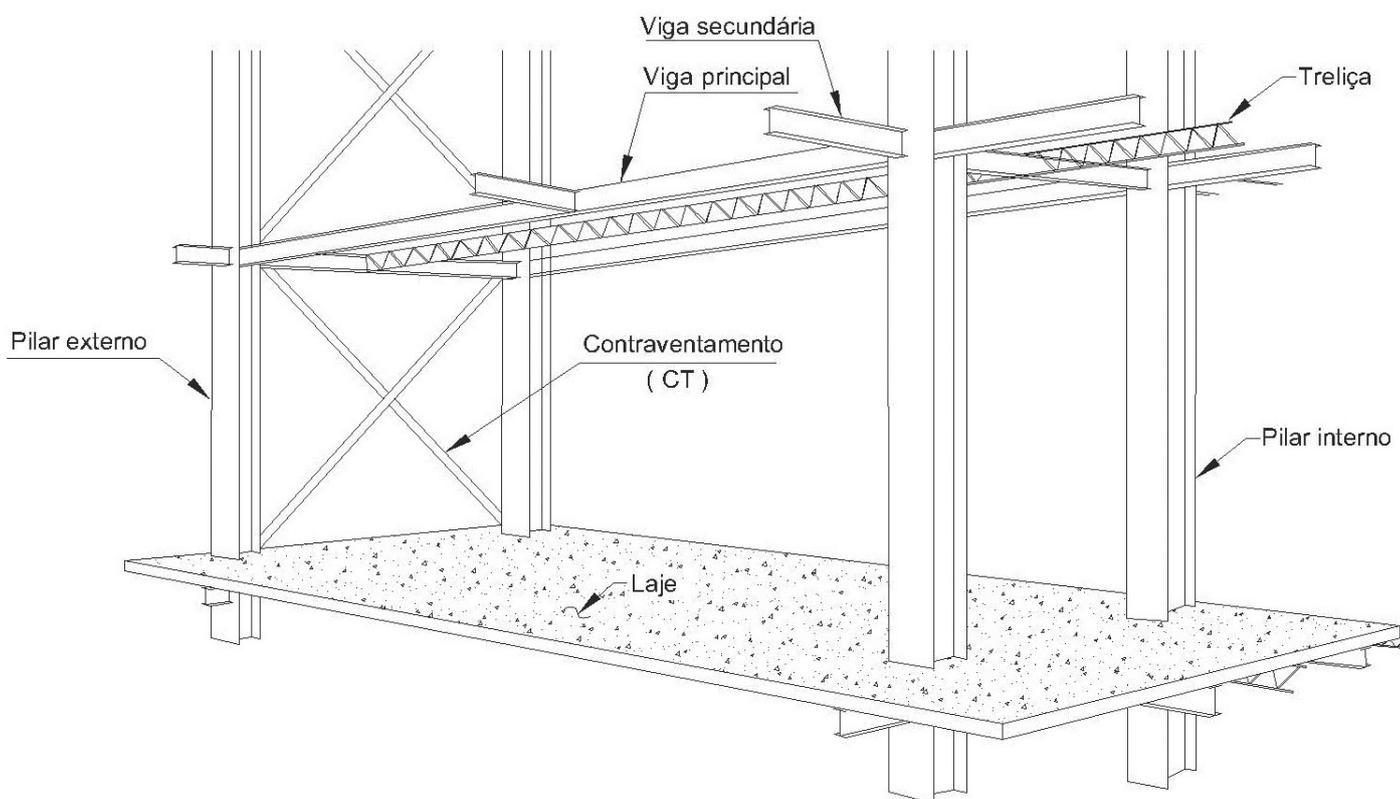


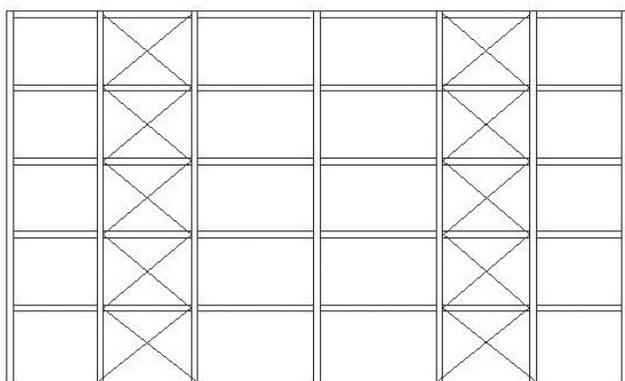
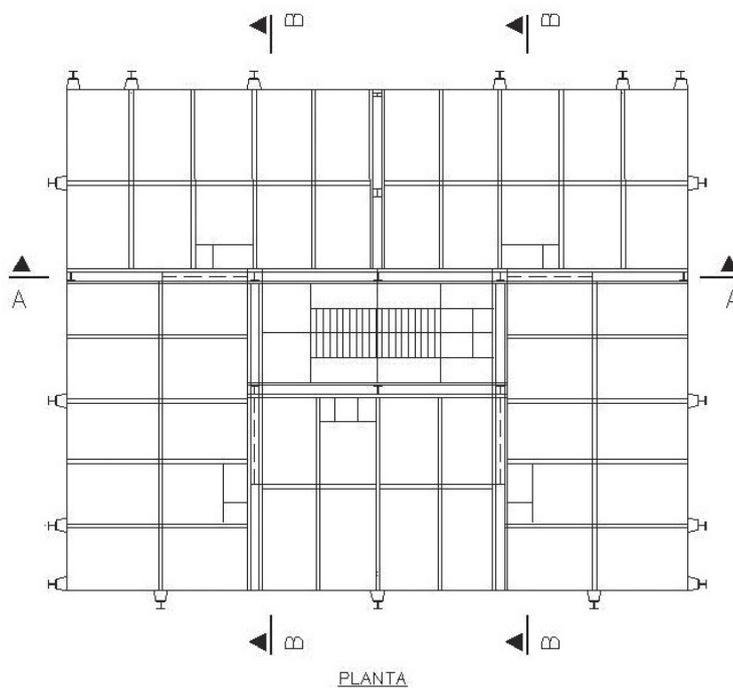
Figura 2.1- Componentes estruturais típicos de um Edifício.

Os sistemas estruturais mais empregados nos edifícios são sempre variações e combinações desses componentes estruturais. As figuras a seguir mostram esquematicamente os principais sistemas estruturais.

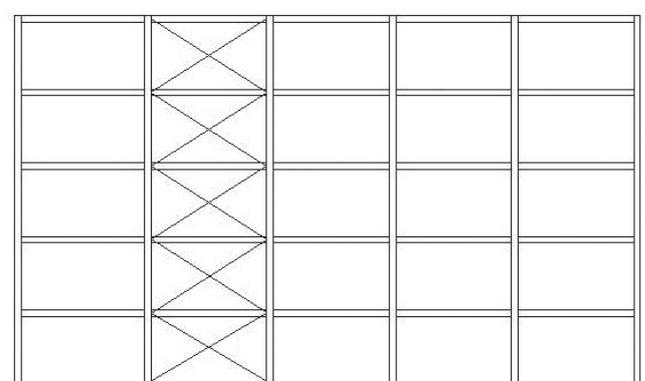
2.2.1 – Sistema contraventado

Combinando uma estrutura em quadro rotulado ou rígido com uma treliça, tem-se

um aumento da rigidez da mesma. O projeto pode ser feito de modo que pelo quadro sejam absorvidas as cargas verticais e pelas treliças verticais formadas pelos contraventamentos as ações do vento ou sísmicas. Esse sistema torna a estrutura mais econômica.



ELEVAÇÃO A-A



ELEVAÇÃO B-B

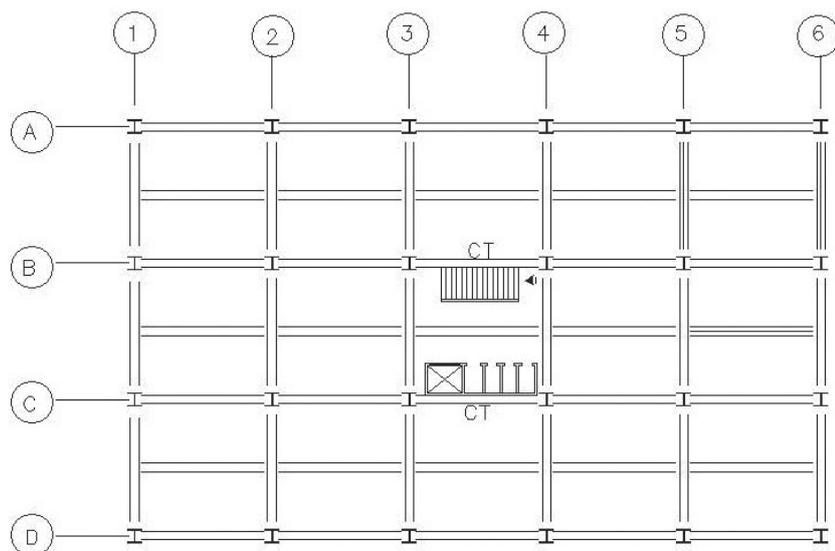
Figura 2.2 – Estrutura contraventada nos dois sentidos

Sistemas estruturais

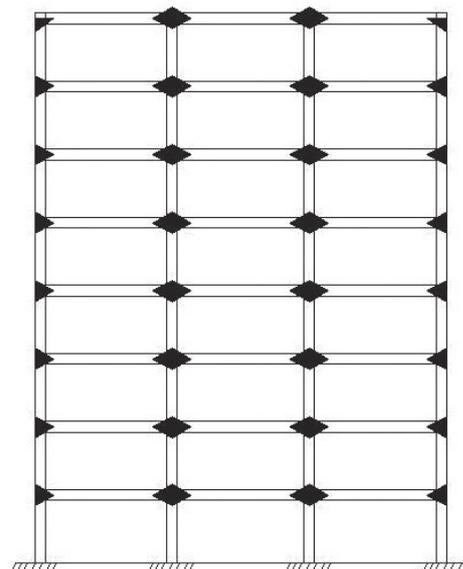
2.2.2- Sistema Misto – Contraventado e Aporticado

Este sistema estrutural, composto por contraventamento em um dos sentidos, e apor-

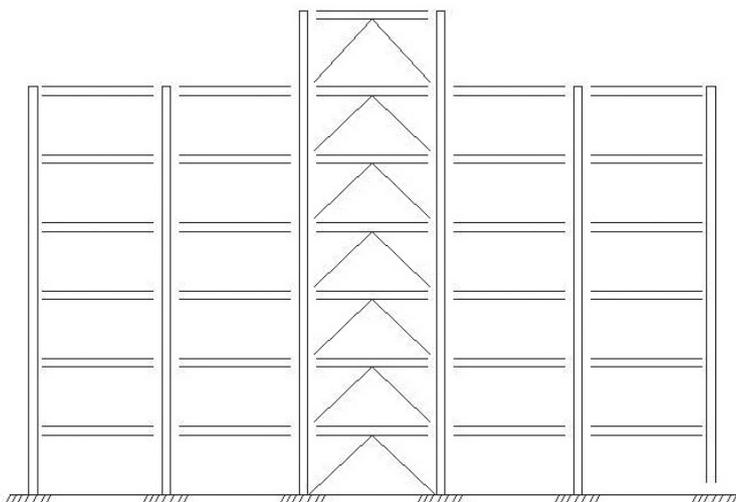
ticado no outro, é muito comum, visto que em muitos casos, a arquitetura interna do edifício não permite contraventar nos dois sentidos, como é o caso de vários prédios comerciais (Fig. 2.3 e 2.4).



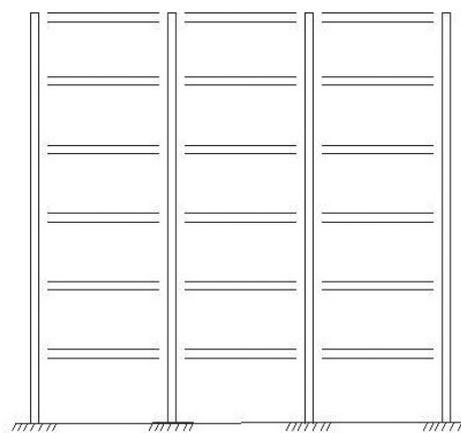
PLANTA



ELEV.DOS EIXOS 1 e 6



ELEV.FILAS B e C



ELEV.DOS EIXOS 2 a 5

Figura 2.3 – Estrutura contraventada e aporticada

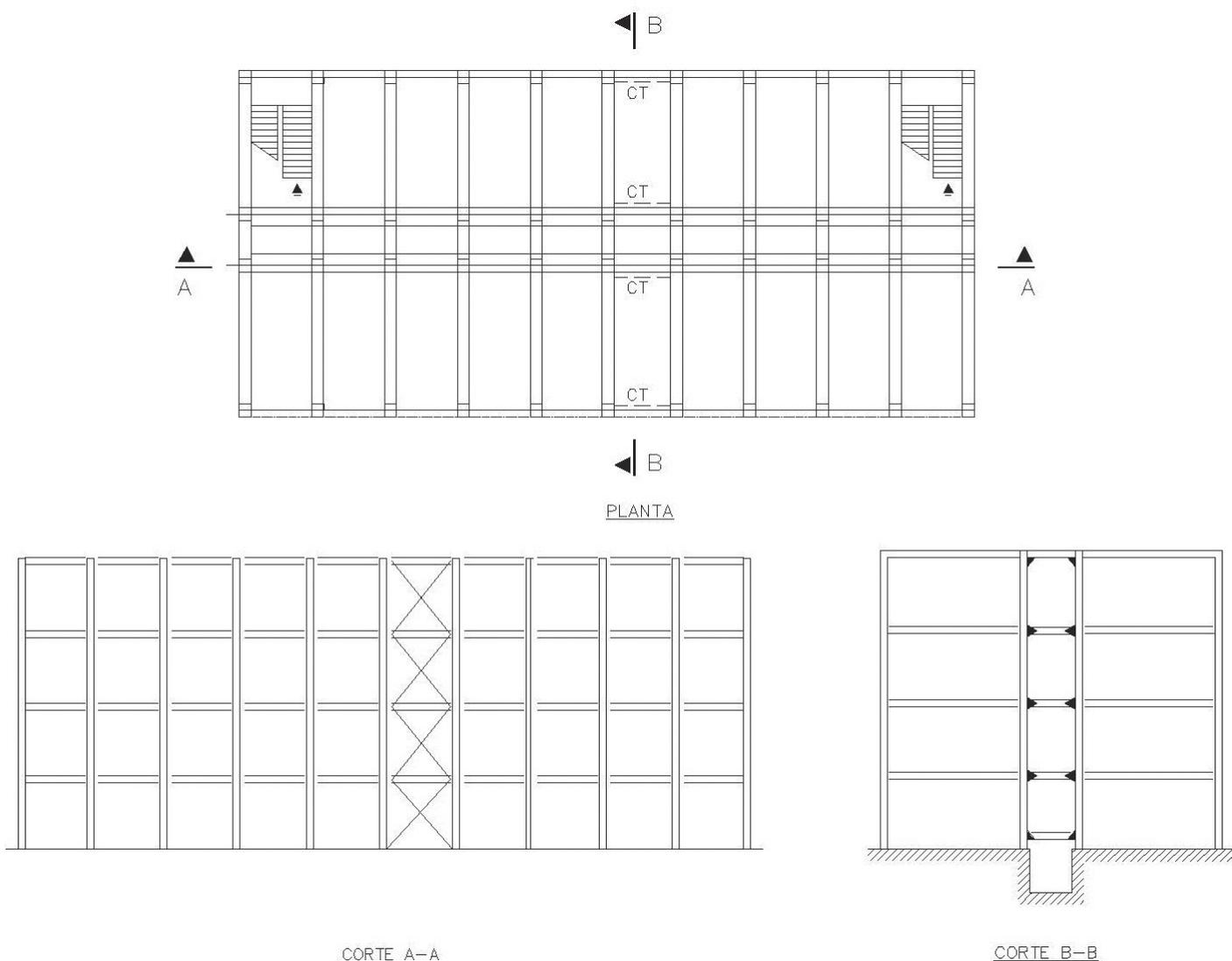
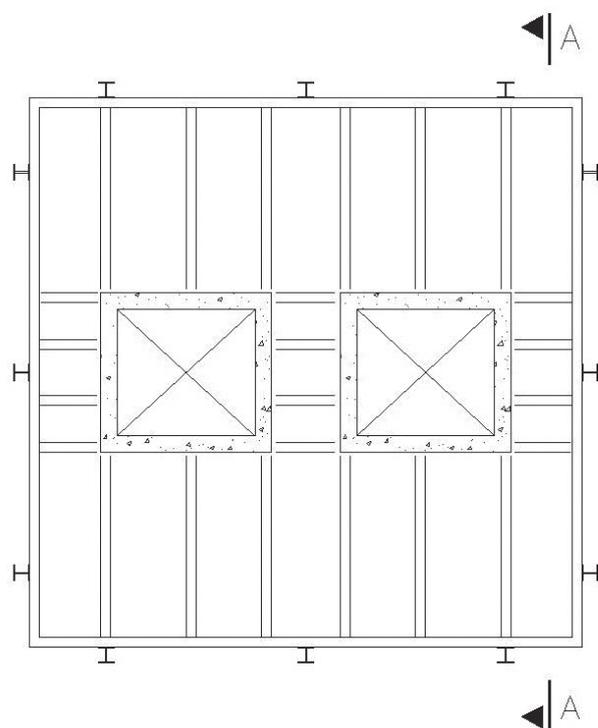


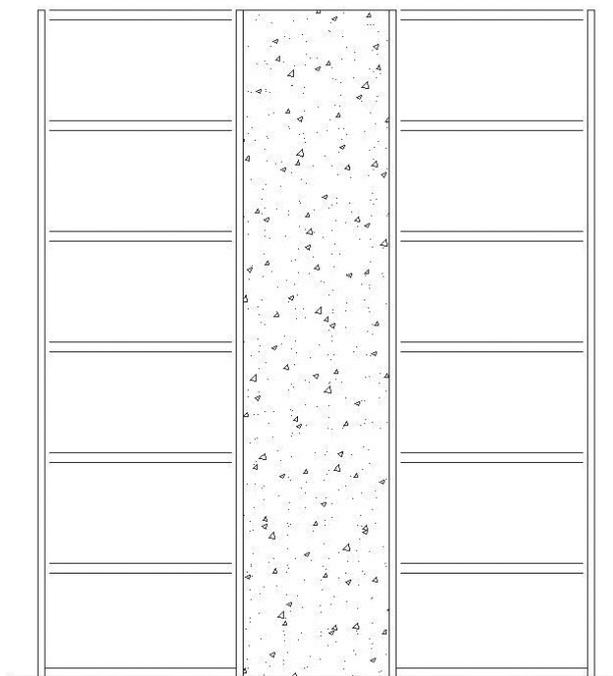
Figura 2.4 – Estrutura contraventada e aporticada

2.2.3 – Sistema com núcleo central

Em edifícios mais altos, o quadro rígido apresenta, quando submetido às cargas horizontais, grandes deformações. Introduzindo o núcleo de concreto, a resistência lateral é aumentada. Neste núcleo ficam normalmente a caixa dos elevadores e as escadas. Para edifícios muito elevados o núcleo não é tão eficiente na absorção das cargas horizontais (Fig. 2.5).



PLANTA



CORTE A-A

Figura 2.5 – Estrutura com núcleo central de concreto

2.3 – Estruturas de piso - composição e função

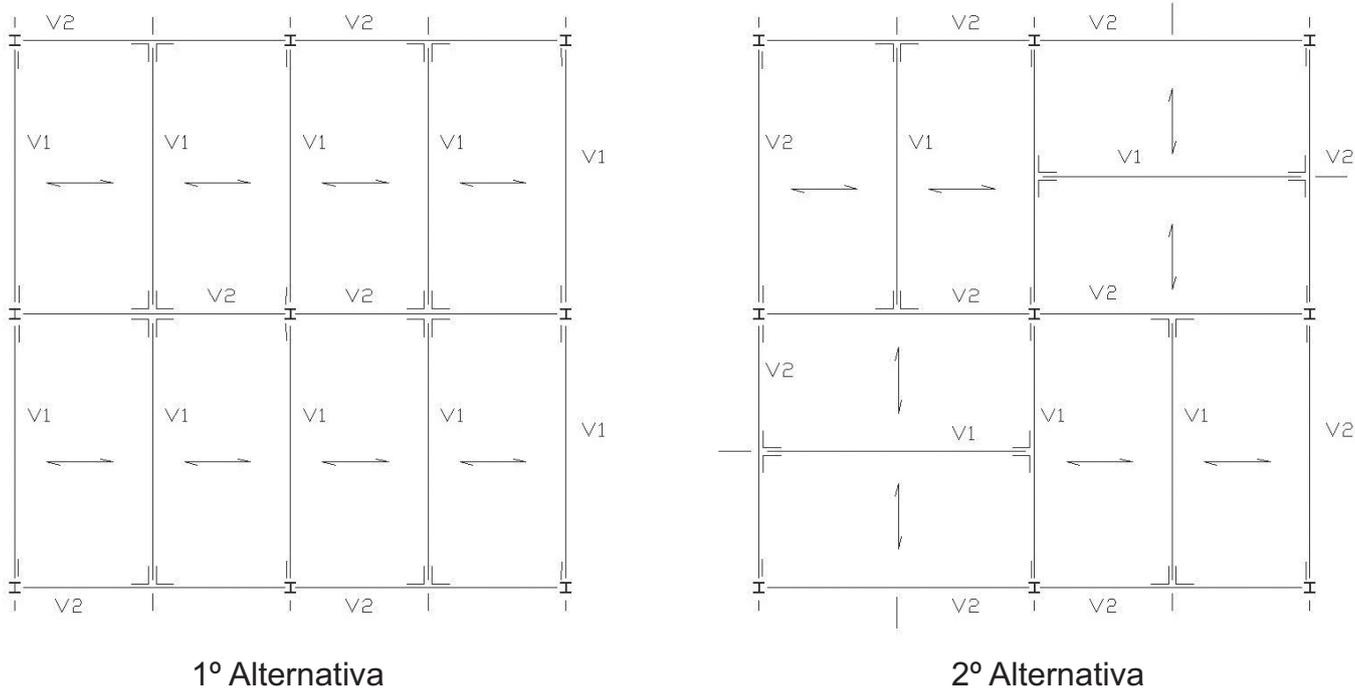
As estruturas dos pisos, compostas de laje e vigas ou somente laje, têm duas funções:

1- Levar as cargas verticais até às vigas principais; as colunas, ao núcleo ou às paredes de cisalhamento.

2- Levar as cargas horizontais até às colunas, aos contraventamentos, aos núcleos ou às paredes de cisalhamento.

A disposição do viga secundário depende do sistema estrutural do edifício. A escolha do sistema de viga adequado e a altura total do piso são de grande importância na economia da construção. De um modo geral, o melhor sistema de viga corresponde também à menor altura de piso. A altura do piso afeta a altura total da construção, com implicações econômicas nos acabamentos,

na estrutura e nos equipamentos mecânicos dos elevadores. A passagem de dutos, principalmente os de ar condicionado, tem grande influência nesta dimensão. O viga principal pode ser, em relação à forma do edifício, transversal, longitudinal, ou nos dois sentidos. De uma maneira genérica pode-se dizer que dentro da compatibilidade com vãos econômicos das lajes, o viga do piso é tanto mais econômico quanto menor for o percurso da carga até a coluna.



1ª Alt.: Vigas V2 mais carregadas

2ª Alt.: Vigas V2 menos carregadas (podendo ter vigas mais baixas).

Figura 2.6 – Alternativas de vigamento de piso

2.4 - Aberturas em alma de vigas

A NBR 8800 no seu anexo K , informa como podem ser feitas as aberturas em alma de vigas

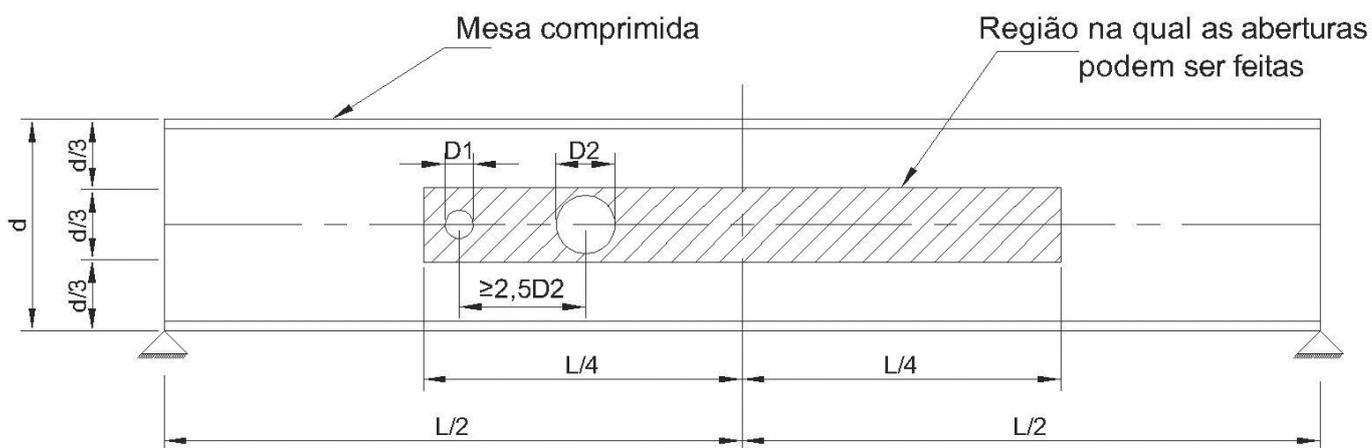


Figura 2.7 – Aberturas circulares em vigas de acordo com a NBR 8800

Para mais detalhes, ver Capítulo 4 item 4.6 no livro Edifícios de Múltiplos Andares em Aço, 2ª edição 2008 - Editora PINI/CBCA

Capítulo 3

Cargas e combinações
de cargas

3.1- Introdução

A análise e o projeto de qualquer estrutura geralmente iniciam com a determinação das cargas e ações atuantes na estrutura e seus elementos. A estrutura deve ter resistência para suportar as cargas e suas combinações, manter as deformações elásticas verticais e horizontais correspondentes dentro dos limites específicos e ainda manter as vibrações nos pisos dentro de níveis de conforto compatíveis.

Entendendo-se por cargas todas as ações impostas pela gravidade (peso próprio), meio ambiente (vento, etc.) e devidas ao uso da estrutura (sobrecargas ou acidentais). Estas cargas são denominadas de ações externas e consistem em:

1. Cargas Permanentes - CP:

- Peso dos elementos da estrutura;
- Pesos de todos os elementos da construção permanentemente suportados pela estrutura, tais como: pisos, paredes fixas, coberturas, forros, escadas, revestimentos e acabamentos;
- Pesos de instalações, acessórios e equipamentos permanentes, tais como tubulações de água, esgoto, águas pluviais, gás, dutos e cabos elétricos;
- Quaisquer outras ações de caráter permanente ao longo da vida da estrutura.

2. Cargas Acidentais - CA:

- Sobrecargas distribuídas em pisos devidas ao peso de pessoas;
- Objetos e materiais estocados;
- Cargas de equipamentos: elevadores, centrais de ar condicionado;
- Peso de paredes removíveis;
- Sobrecargas em coberturas;
- Empuxos de terra e pressões hidrostáticas.

3. Cargas devidas aos Ventos - CV:

- Pressão de rajadas devidas aos ventos.

4. Outras Cargas:

- Variações de temperatura, (diferença entre a temp. mínima e máxima da estrutura);
- Cargas sísmicas, (efeitos de terremotos);
- Cargas de neve;
- Recalques de fundações;
- Deformações impostas.

A fim de resguardar a segurança do público, as autoridades estabelecem códigos de construção mediante os quais são controladas as construções. Estes códigos prescrevem as cargas mínimas, a resistência e a qualidade dos materiais, procedimentos de fabricação e muitos outros fatores importantes.

Os Códigos de Construção ou normas, são desenvolvidos com o auxílio de técnicos experientes e resultados de ensaios. O projetista deve-se habituar à ideia de que as normas não foram feitas para tolher seus movimentos e soluções, mas sim como uma valiosa ajuda e guia de seu trabalho.

No presente manual serão seguidas as últimas edições das normas brasileiras da ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS relacionadas a seguir. Quando as normas brasileiras são omissas, inexistentes ou em revisão, citaremos normas estrangeiras reconhecidas.

Normas ABNT

NBR 6120:1980 - Cargas para o cálculo de estruturas de edificações.

NBR 6123:1988 - Forças devidas aos ventos em edificações.

NBR 8800:2008 - Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios.

NBR 14323:1999 – Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio.

NBR 14432:2001 – Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações.

3.2 – Cargas permanentes - CP

Para a determinação das cargas permanentes, devem ser tomados os pesos reais dos materiais de construção usados. Os pesos específicos aparentes dos materiais de construção mais utilizados nos edifícios, previstos na NBR 6120 são indicados na tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Pesos específicos da NBR 6120

Material	Peso Específico (t/m ³)	Peso Específico (kN/m ³)
Concreto simples	2,40	24,0
Concreto armado	2,50	25,0
Argamassa de cimento e areia	2,10	21,0
Argamassa de gesso	1,25	12,5
Tijolos furados	1,30	13,0
Tijolos maciços	1,80	18,0
Rocha granito	2,80	28,0
Mármore	2,80	28,0
Madeira (peroba)	0,80	8,0
Madeira (pinho,cedro)	0,50	5,0
Aço	7,85	78,5
Vidro	2,60	26,0
Asfalto	1,30	13,0
Alumínio e ligas	2,80	28,0

Para outros materiais consultar a NBR 6120 ou determinar experimentalmente.

Os pesos de elementos pré-fabricados, como: telhas, lajes, forras e painéis podem ser encontrados nos catálogos dos fabricantes, conforme os exemplos abaixo:

- Forro fixo de gesso = 0,3 kN/m²
- Paredes de divisão interna de gesso = 0,3 kN/m²
- Telhas trapezoidal de Aço (altura 40 x 0,65mm) = 0,07 kN/m²

- Steel-Deck (altura 75 x 0,8 mm) = 0,1 kN/m²
- Blocos leves de alvenaria para vedação = 5,0 kN/m³

3.3 – Cargas acidentais - CA

As cargas acidentais ou sobrecargas são cargas de ocupação, definidas em função de análises estatísticas, cujos valores mínimos, em termos de cargas uniformemente distribuídas, são estabelecidas pela NBR 6120. A Tabela 3.2 mostra alguns valores das cargas verticais mais comuns em edifícios.

Tabela 3.2 – Cargas acidentais da NBR 6120

Tipo	Local	Valores Mínimos kgf/m ²	Valores Mínimos kN/m ²
Edifícios residenciais	dormitórios, sala, copa, cozinha, banheiro	150	1,5
	dispensa, área de serviço, lavanderia	200	2,0
Escadas	com acesso ao público	300	3,0
	sem acesso ao público	250	2,5
Escritórios	salas de uso geral e banheiros	200	2,0
Lojas	Galeria de lojas Valor mínimo	300	3,0
	Lojas c/ mezaninos	500	5,0
Restaurantes	Valor mínimo	300	3,0
Garagens e estacionamentos	Veículos de passageiros	300	3,0
Escolas	salas de aula, corredor	300	3,0
	outras salas	200	2,0
Bibliotecas	Salas de leitura	250	2,5
	Depósito de livros	400	4,0
Terraços	Sem acesso ao público	200	2,0
	Com acesso ao público	300	3,0
Forros	s/ acesso a pessoas	50	0,5

Para outros locais e usos, consultar a NBR 6120 ou determinar experimentalmente.

Cargas e combinações de cargas

Na Tabela 3.3 são indicados os critérios para redução de cargas acidentais de acordo com o número de pisos da edificação. São apresentados dois critérios, sendo o proposto para estruturas metálicas e o proposto pela NBR 6120.

Tabela 3.3 – Critério para redução de cargas acidentais

Número de pisos suportados pelo elemento estrutural	% de redução da carga acidental nos pisos acima do elemento (proposto)	% de redução da NBR 6120
Nível da cobertura	0%	0%
1º. Piso a partir da cobertura	0%	0%
2º. Piso a partir da cobertura	0%	0%
3º. Piso a partir da cobertura	10%	0%
4º. Piso a partir da cobertura	20%	20%
5º. Piso a partir da cobertura	30%	40%
6º. Piso a partir da cobertura	40%	60%
7º. Piso a partir da cobertura	50%	60%
Outros pisos a partir da cobertura	50%	60%

3.4 – Forças devido ao vento (NBR 6123) - CV

A ação dos ventos nas estruturas é uma das mais importantes e não pode ser negligenciada, sob o risco de colocar a estrutura em colapso.

As considerações do vento, bem como sua forma de aplicação, são constantes da ABNT NBR 6123 - Forças devidas ao vento em edificações, que é uma norma bastante completa, derivada da norma inglesa e baseada no cálculo das probabilidades.

3.5 – Combinações de Cargas

Segundo a ABNT NBR 8800 que adota o critério dos estados limites (LRFD), em um edifício de múltiplos andares comercial de escritórios, no mínimo as seguintes combinações últimas normais de ações $\sum \gamma_{fi} \cdot S_i$, são apropriadas e devem ser investigadas na determinação da combinação crítica:

Combinação 1 →
 $1,25 \cdot CP_1 + 1,35 \cdot CP_2 + 1,5 \cdot CP_3 + 1,5 \cdot CA$

Combinação 2 →
 $1,25 \cdot CP_1 + 1,35 \cdot CP_2 + 1,5 \cdot CP_3 + 1,5 \cdot CA + 1,4 \times 0,6 \cdot CV$

Combinação 3 →
 $1,25 \cdot CP_1 + 1,35 \cdot CP_2 + 1,5 \cdot CP_3 + 1,5 \times 0,7 \cdot CA + 1,4 \cdot CV$

→ Quando consideramos as ações permanentes todas agrupadas e $CA \leq 5 \text{ kN/m}^2$, as mesmas combinações passam a ser:

Combinação 1 → $1,4 \cdot CP + 1,4 \cdot CA$

Combinação 2 → $1,4 \cdot CP + 1,4 \cdot CA + 1,4 \times 0,6 \cdot CV$

Combinação 3 → $1,4 \cdot CP + 1,4 \times 0,7 \cdot CA + 1,4 \cdot CV$

Combinação 4 → $1,4 \cdot CP \pm 1,4 \cdot CV$

Onde:

CP1 → representa as ações permanentes do peso próprio das estruturas metálicas;

CP2 → representa as ações permanentes das lajes moldadas no local;

CP3 → representa as ações permanentes das paredes de alvenaria, revestimentos e contrapisos;

CP → representa as ações permanentes agrupadas (estrutura + laje + revestimento + parede)

CA → representa as ações variáveis devidas às cargas acidentais;

CV → representa as ações variáveis devidas aos ventos;

As ações podem ser: forças axiais de tração e compressão, momentos fletores, forças cortantes, etc.

Nota → Em um edifício de múltiplos andares comercial de escritórios, para um pré-dimensionamento rápido ou quando só temos a carga total e não se conhece as suas parcelas, pode-se empregar o método das resistências admissíveis (ASD), que será muito mais adequado do que tentar estimar uma mistura de cargas para aplicar o LRFD, e neste caso no mínimo as seguintes combinações normais de ações $\sum S_i$, são apropriadas e devem ser investigadas na determinação da combinação crítica, quando consideramos as ações permanentes todas agrupadas e $CA \leq 5 \text{ kN/m}^2$:

Combinação 1 → CP + CA

Combinação 2 → CP + CA + 0,6.CV

Combinação 3 → CP + 0,7.CA + CV

Combinação 4 → CP + CV

Onde:

CP → representa as ações permanentes agrupadas (estruturas + revestimentos + paredes)

CA → representa as ações variáveis devidas às cargas acidentais

CV → representa as ações variáveis devidas aos ventos

As ações podem ser: forças axiais de tração e compressão, momentos fletores, esforços cortantes, etc

3.6 – Deslocamentos máximos

Os valores máximos requeridos para os deslocamentos verticais e horizontais dados na Tabela 3.6, são os limites para os casos mais comuns nas construções de edifícios, e são valores práticos utilizados para verificação do Estado Limite de Serviço (ELS) de deslocamentos excessivos da estrutura, devendo ser entendidos como valores práticos recomendados.

Em alguns casos, limites mais rigorosos podem ter que ser adotados, considerando, por exemplo, o uso da edificação, as características dos materiais de acabamento, o funcionamento adequado de equipamentos, questões de ordem econômica e a percepção de desconforto.

O responsável técnico pelo projeto deve decidir quais combinações de serviço devem ser usadas, conforme o elemento estrutural considerado, as funções previstas para a estrutura, as características dos materiais de acabamento vinculados e a sequência de construção.

Os valores máximos para os deslocamentos verticais (flechas) e horizontais são dados na Tabela 3.6. No caso dos deslocamentos verticais, os valores têm como referência uma viga simplesmente apoiada, mostrada na Figura 3.2, na qual:

δ_0 é a contraflecha da viga;

δ_1 é o deslocamento devido às ações permanentes, sem efeitos de longa duração;

δ_2 é o deslocamento devido aos efeitos de longa duração das cargas permanentes (se houver);

Cargas e combinações de cargas

$\delta_{\mu\alpha\xi}$ é o deslocamento devido às ações variáveis;

$\delta_{\tau\sigma\tau}$ é o deslocamento máximo da viga no estágio final de carregamento;

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3$$

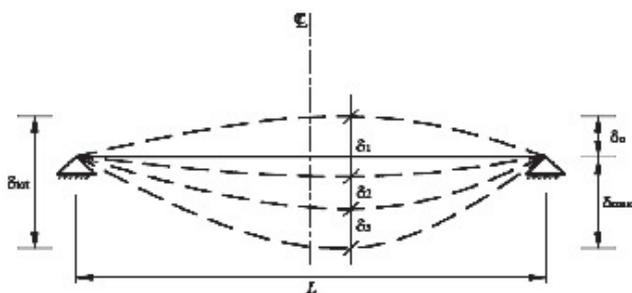


Figura 3.1 – Deslocamentos verticais a serem considerados

No cálculo dos deslocamentos verticais a serem comparados com os valores máximos dados na Tabela 3.6, pode-se deduzir o valor da contraflecha da viga até o limite do valor da flecha proveniente das ações permanentes (da Figura 3.2).

Atender aos valores de deformações limites apresentados na Tabela 3.6, não exclui a necessidade de verificar possíveis estados limites referentes a vibrações excessivas.

Tabela 3.6 - Deslocamentos máximos para edifícios

Descrição	δ
Travessas de fechamento:	
- entre linhas de tirantes e paralelo ao plano fechamento	L/180
- apenas o vento nominal perpendicular ao plano de fechamento	L/120
Terças de cobertura:	
- combinações raras, com ações variáveis no sentido da permanente	L/180
- apenas ações variáveis, no sentido oposto da ação permanente	L/120
Edifícios de um pavimento -deslocamento horizontal do topo em relação à base	H/300
Edifícios de dois ou mais pavimentos:	
- deslocamento horizontal do topo em relação à base	H/400
- deslocamento horizontal relativo entre dois pisos consecutivos	h/500
Vigas de cobertura	L/250
Vigas de piso	L/350
Vigas que suportam pilares	L/500

Notas:

- L é o vão teórico entre apoios (para vigas bi-apoiadas) ou o dobro do comprimento teórico do balanço;

- H é a altura total do pilar (distância do topo à base);

- h é a altura do andar (distância entre centros das vigas de dois pisos consecutivos);

- em telhados de pequena declividade, deve-se evitar também a ocorrência de empoçamento.

- caso haja paredes de alvenaria sobre ou sob u uma viga de piso, solidarizadas com esta viga, o deslocamento vertical também não deve exceder a 15 mm.

Capítulo 4

Análise estrutural

4.1- Introdução

A avaliação de uma estrutura deve levar em consideração a resistência e a estabilidade dos elementos estruturais e da estrutura como um todo. Assim, a configuração de um sistema estrutural será um conjunto de escolhas feitas para cada uma das opções que formam o sistema (componentes, elementos e subsistemas). Vale lembrar que o cálculo da estrutura deverá seguir procedimentos normativos que nos levam a análise estrutural e dimensionamento dos elementos.

De acordo com a NBR 8800:2008 item 4.9.1, o objetivo da análise estrutural é determinar os efeitos das ações na estrutura, visando efetuar verificações de estados-limites últimos e de serviço.

4.1.1 – Tipos de análise estrutural

O tipo de análise estrutural pode ser classificado de acordo com considerações do material e dos efeitos dos deslocamentos da estrutura.

Quanto aos materiais, os esforços internos podem ser determinados por:

- Análise global elástica: Diagrama tensão deformação elástico-linear.

- Análise global plástica: Diagrama tensão deformação rígido-plástico, elas-toplástico perfeito ou elastoplástico não linear.

Quanto aos deslocamentos, os esforços internos podem ser determinados por:

- Análise linear (teoria de primeira ordem), com base na geometria inderformada da estrutura.

- Análise não-linear, com base na geometria deformada da estrutura. Essa análise pode ter como bases teorias geometricamente exatas, teorias aproximadas ou adaptações a resultados da teoria de primeira ordem.

A análise não linear de ser usada sempre que os deslocamentos afetarem de forma significativa os esforços internos.

4.1.2 – Classificação da estrutura

Existem duas classificações distintas para as estruturas de edifícios que algumas vezes são confundidas. As estruturas podem ser classificadas quanto ao sistema de contraventamento e quanto à deslocabilidade

a) Contraventamento- São aqueles que resistem aos efeitos das ações horizontais e das imperfeições geométricas e podem ser classificados como contra-ventados e não contraventados.

- contraventados – quando existe um sistema de contraventamento constituído por diagonais e/ou paredes de cisalhamento.

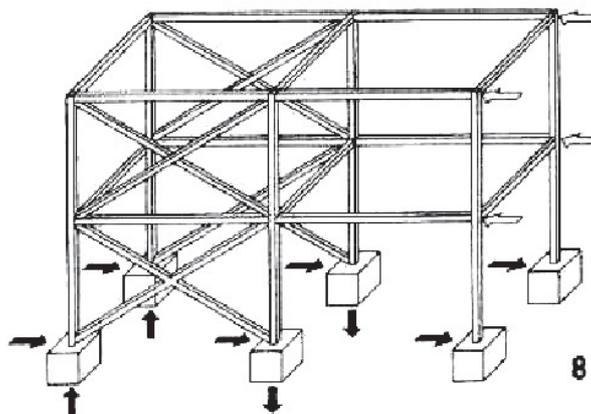


Figura 4.1 – Sistema contraventado

- não contraventados- Quando a resistência às ações horizontais é garantida pela rigidez a flexão de vigas e pilares rigidamente ligados entre si. São conhecidos também como pórticos rígidos (com ligações rígidas, semelhantes as ligações monolíticas obtidas nas estruturas de concreto).

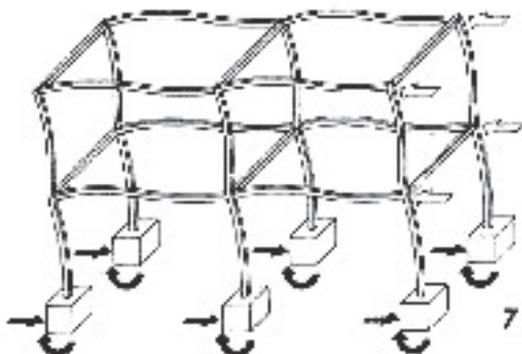


Figura 4.2 – Sistema não contraventado

b) Deslocabilidade – São classificadas como deslocáveis e indeslocáveis.

De acordo com Liew e Chen (1999), uma estrutura será considerada indeslocável quando a influência dos efeitos de segunda ordem puder ser desprezada. Isto pode ser avaliado pela razão entre o deslocamentos de segunda ordem (u_2) e primeira ordem (u_1) ou pela razão entre os deslocamentos relativos entre pavimentos e a altura do pavimento. Temos aqui uma idéia da rigidez da estrutura às ações horizontais.

De acordo com a NBR 8800:2008 as estruturas quanto à deslocabilidade podem ser classificadas como:

- a) pequena deslocabilidade – $u_2/u_1 < 1,10$
- b) média deslocabilidade – $1,10 < u_2/u_1 < 1,4$
- c) grande deslocabilidade- $u_2/u_1 > 1,4$

A classificação da estrutura deve ser obtida para as combinações últimas de ações em que os deslocamentos horizontais provenientes das forças horizontais tenham os mesmos sentidos dos deslocamentos horizontais decorrentes das cargas gravitacionais. Pode ser feita uma única vez, tomando-se a combinação de ações que fornecer, além de forças horizontais, a maior resultante gravitacional.

Nas estruturas de pequena e média deslocabilidade temos que levar em conta as imperfeições geométricas iniciais da estrutura por meio da consideração, em cada andar, de um deslocamento horizontal entre pavimentos de $h/333$, sendo h a altura do andar.

Admite-se também que sejam levados em conta por meio da aplicação, em cada andar, de uma força horizontal fictícia, igual a 0,3 % do valor das cargas gravitacionais de cálculo aplicadas em todos os pilares e outros elementos resistentes as cargas verticais, no andar considerado, não sendo necessário levar em conta os efeitos das imperfeições de material na análise.

No caso da estrutura de média deslocabilidade os efeitos das imperfeições iniciais do material devem ser levados em conta na análise, reduzindo-se a rigidez das barras para 80%. (item 4.9.7.1.2 da NBR 8800:2008)

No caso da estrutura de grandes deslocabilidade deve ser feita uma análise rigorosa, levando-se em conta as não linearidades geométricas e de material. (item 4.9.7.2 NBR 8800:2008)

Nos métodos de análise apresentados, permite-se, para barras prismáticas, o uso do comprimento de flambagem igual ao comprimento destravado da barra, ou seja, a adoção do coeficiente de flambagem k igual 1,0 neste comprimento. O uso de valores de K superiores a 1,0 é substituído por imperfeições geométricas e de material iniciais equivalentes.

4.1.3 – Efeitos de segunda ordem

Os efeitos de segunda ordem compreendem a amplificação dos momentos fletores e deslocamentos devido à presença de uma força axial associada a deslocamentos transversais, devido a curvatura da barra e rotação da corda, $P-\delta$ e $P-\Delta$ respectivamente.

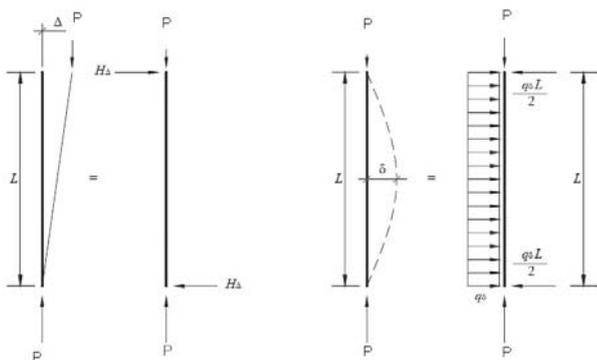
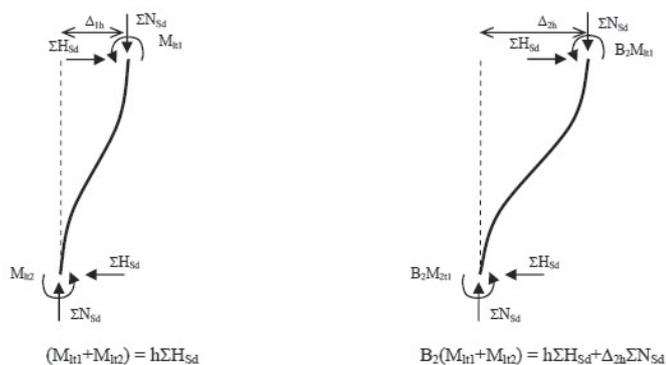


Figura 4.3 – Efeitos de segunda ordem

• Efeito $P\delta$ = Considerando-se a presença de carregamento transversal e da força axial de compressão $P = N_{sd}$ é possível determinar a expressão analítica para a amplificação do momento fletor de primeira ordem. O anexo D da NBR 8800 traz o procedimento. O coeficiente de amplificação devido ao efeito $P-\delta$ é denominado B_1 .

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{N_{sd1}}{N_e}} \geq 1,0 \quad (\text{item D.2.2 NBR 8800})$$

• Efeito $P\Delta$ = Para o estudo do efeito de segunda ordem, admi-se uma barra que representa um pavimento da estrutura. Esta barra é submetida a uma força axial com intensidade igual ao somatório de todas as forças normais nos pilares contidos no pavimento ($\sum N_{sd}$) e a uma força horizontal igual ao somatório das forças cortantes nos referidos pilares ($\sum H_{sd}$).



Efeitos $P-\Delta$ (SALMON e JONHSON, 1996).

Figura 4.4 – Efeito $P-\Delta$

O estudo do equilíbrio dos esquemas estruturais sem efeito de segunda ordem e considerando esse efeito e que a rigidez da estrutura de primeira ordem é igual a de segunda dentre outras análises nos permite escrever:

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{1}{R_s} \frac{\Delta_h}{h} \frac{\sum N_{sd}}{\sum H_{sd}}} \quad (\text{Item D 2.3 NBR8800})$$

Podemos usar o coeficiente B_2 para classificar a estrutura quanto ao deslocamento em substituição ao u_2 / u_1 .

4.1.4 – Exemplos de aplicação.

Considerando a edificação com três pavimentos mostrada abaixo, a estrutura no eixo 2 não possui resistência a esforços horizontais e os pórticos estão situados nos eixos 1 e 3. O esforço horizontal é devido ao vento.

Cargas atuantes:

CP = Carga Permanente

Laje 12 cm = 3 kN/m²

Revestimento = 0,50 kN/m²

Total CP = 3,50 kN/m²

CA = Carga Acidental = 3,0 kN/m²

CV = Carga devido ao vento 0,6 kN/m²

Combinação usada

$$C1 = 1,4 CP + 1,5 CA + 0,84 CV$$

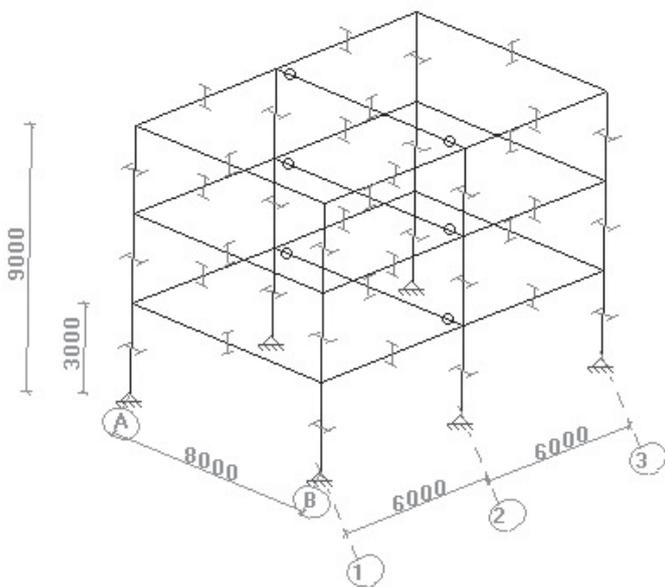


Figura 4.5 – Exemplo aplicação

Pilares – CS 250x43

Vigas - VS 400x39

Cargas finais no pórtico eixo 1 e 3

$C1 = 1,4 CP + 1,5 CA + 0,84 CV$

$1,4 (3,50) + 1,5 (3,00) = 9,40 \text{ kN/m}^2$

$A_{inf} = 3 \text{ m}$

Carga distribuída na viga do pórtico = $9,40 \times 3$

= $28,2 \text{ kN/m}$

Carga devido ao vento.

$0,84 CV = 0,84 \times 0,60 = 0,50 \text{ kN/m}^2$

$A_{inf} = 6 \text{ m}$ $H = 3 \text{ m}$

Carga no nó do pórtico devido ao vento

$0,50 \times 6 \times 3 = 9 \text{ kN}$ (interno) e $4,5 \text{ kN}$ (externo)

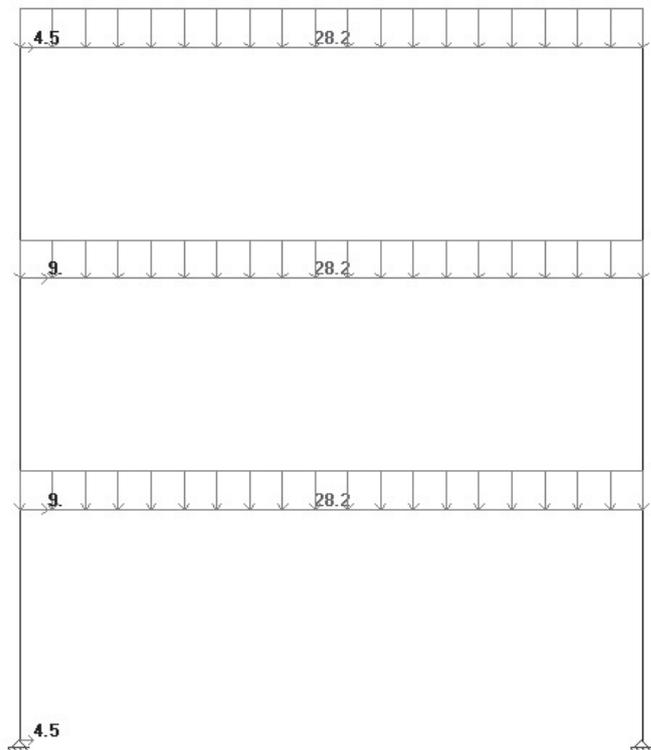


Figura 4.6 – Cargas no pórtico

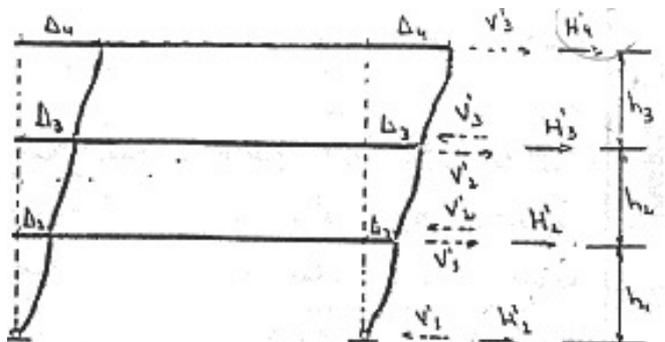


Figura 4.7 - Deslocamentos

Primeira análise: de posse dos dados de carregamento e com o uso de programa de análise estrutural chegamos aos seguintes valores de deslocamentos em cm .

$\Delta_1 = 0$; $\Delta_2 = 0,350$; $\Delta_3 = 0,705$;

$\Delta_4 = 0,841$.

A metade do somatório das forças normais em todas as colunas do 1º andar

$$= \sum P1 = (9,40 \times (8 \times 12) \times 0,50 \times 3) = 1353,6 \text{ kN}$$

No 2º andar

$$= \sum P2 = (9,40 \times (8 \times 12) \times 0,50 \times 2) = 902,4 \text{ kN}$$

No 3º andar

$$= \sum P3 = (9,40 \times (8 \times 12) \times 0,50 \times 1) = 451,2 \text{ kN}$$

$h = 300 \text{ cm}$ (altura entre pavimentos)

Formula geral

$$V_i = \frac{\sum P_i}{h_i} (\Delta_{i+1} - \Delta_i)$$

$$V1 = \frac{1353,6}{300} (0,350 - 0) = 1,58 \text{ kN}$$

$$V2 = \frac{902,4}{300} (0,705 - 0,350) = 1,07 \text{ kN}$$

$$V3 = \frac{451,2}{300} (0,841 - 0,705) = 0,20 \text{ kN}$$

$$H1' = -V1 = -1,58 \text{ kN}$$

$$H2' = V1 - V2 = 1,58 - 1,07 = 0,51 \text{ kN}$$

$$H3' = V2 - V3 = 1,07 - 0,20 = 0,87 \text{ kN}$$

$$H4' = v3 = 0,20 \text{ kN}$$

De posse dos valores vamos agora ampliar os valores de H iniciais e rodar novamente a estrutura

$$H2 = 9 + 0,51 = 9,51 \text{ kN}$$

$$H3 = 9 + 0,87 = 9,87 \text{ kN}$$

$$H4 = 4,5 + 0,20 = 4,70 \text{ kN}$$

Segunda análise: de posse dos dados de carregamento e com o uso de programa de análise estrutural chegamos aos seguintes valores de deslocamentos em cm .

$$\Delta1 = 0 ; \Delta2 = 0,375 ;$$

$$\Delta3 = 0,756 ; \Delta4 = 0,903$$

$$V1 = \frac{1353,6}{300} (0,375 - 0) = 1,69 \text{ kN}$$

$$V2 = \frac{902,4}{300} (0,756 - 0,375) = 1,14 \text{ kN}$$

$$V3 = \frac{451,2}{300} (0,903 - 0,756) = 0,22 \text{ kN}$$

$$H1' = -V1 = -1,69 \text{ kN}$$

$$H2' = V1 - V2 = 1,69 - 1,14 = 0,55 \text{ kN}$$

$$H3' = V2 - v3 = 1,14 - 0,22 = 0,92 \text{ kN}$$

$$H4' = v3 = 0,22 \text{ kN}$$

De posse dos valores vamos agora ampliar os valores de H iniciais e rodar novamente a estrutura

$$H2 = 9 + 0,55 = 9,55 \text{ kN}$$

$$H3 = 9 + 0,92 = 9,92 \text{ kN}$$

$$H4 = 4,5 + 0,22 = 4,72 \text{ kN}$$

Terceira análise: de posse dos dados de carregamento e com o uso de programa de análise estrutural chegamos aos seguintes valores de deslocamentos em cm.

$$\Delta1 = 0 ; \Delta2 = 0,377 ; \Delta3 = 0,760 ;$$

$$\Delta4 = 0,907$$

$$V1 = \frac{1353,6}{300} (0,377 - 0) = 1,70 \text{ kN}$$

$$V2 = \frac{902,4}{300} (0,760 - 0,377) = 1,15 \text{ kN}$$

$$V3 = \frac{451,2}{300} (0,907 - 0,760) = 0,221 \text{ kN}$$

$$H1' = -V1 = -1,70 \text{ kN}$$

$$H2' = V1 - V2 = 1,70 - 1,15 = 0,55 \text{ kN}$$

$$H3' = V2 - v3 = 1,15 - 0,22 = 0,93 \text{ kN}$$

$$H4' = v3 = 0,22 \text{ kN}$$

De posse dos valores vamos agora ampliar os valores de H iniciais e rodar novamente a estrutura

$$H_2 = 9 + 0,55 = 9,55 \text{ kN}$$

$$H_3 = 9 + 0,92 = 9,93 \text{ kN}$$

$$H_4 = 4,5 + 0,22 = 4,72 \text{ kN}$$

$\Delta_1 = 0$; $\Delta_2 = 0,377$; $\Delta_3 = 0,760$;
 $\Delta_4 = 0,907$ (convergiu na terceira análise- diferença menor do que 1% em relação a análise anterior) Estrutura estável. Esses valores representam os valores de segunda ordem u_2

Vamos agora classificar esta estrutura.

1- estrutura não contraventada

2- deslocabilidade = u_2 / u_1

$$\text{Primeiro andar} = 0,377/0,350 = 1,0771$$

$$\text{Segundo andar} = 0,760/705 = 1,078$$

$$\text{Terceiro andar} = 0,907/0,841 = 1,0784$$

Ou seja, $u_2/u_1 < 1,1$ – estrutura de pequena deslocabilidade.

Vamos agora usar o B2 conforme procedimento do anexo D.

Primeira análise: de posse dos dados de carregamento e com o uso de programa de análise estrutural chegamos aos seguintes valores de deslocamentos em cm.

$$\Delta_1 = 0$$
 ; $\Delta_2 = 0,350$; $\Delta_3 = 0,705$;
 $\Delta_4 = 0,841$.

$$1 \text{ andar} = B_2 = \frac{1}{1 - \frac{1}{0,85} \frac{0,350}{300} \frac{1353,6}{22,5}} = 1,09$$

$$2 \text{ andar} = B_2 = \frac{1}{1 - \frac{1}{0,85} \frac{0,355}{300} \frac{904,4}{13,5}} = 1,10$$

$$2 \text{ andar} = B_2 = \frac{1}{1 - \frac{1}{0,85} \frac{0,136}{300} \frac{451,2}{4,5}} = 1,05$$

Os resultados nos levam a classificarmos a estrutura como de pequena deslocabilidade.

Vale lembrar que as diferenças entre métodos são inevitáveis devido às simplificações envolvidas nas análises.

No dimensionamento da estrutura apenas um deles deve ser usado.

4.2 Configurando um sistema estrutural de aço

Um sistema estrutural todo de aço ou um sistema misto aço/concreto pode ser configurado pelas escolhas feitas para cada um dos seguintes itens:

1. Tipo de aço
2. Tipo de perfil
3. Modulação e vãos livres
4. Tipo de laje
5. Tipo de vedação
6. Tipo de ligação
7. Vigas e pilares mistos
8. Aberturas em alma de vigas
9. Juntas de dilatação
10. Tipos de proteção contra a corrosão
11. Tipos de proteção contra incêndio
12. Durabilidade
13. Esquema de transporte e montagem

4.2.1- Tipos de aço

4.2.1.1 – Aços para perfis e chapas

Aços estruturais são todos os aços que, devido à sua resistência mecânica, resistência à corrosão, ductibilidade, soldabilidade e outras propriedades, são adequados para uso em elementos que suportam cargas.

Os aços estruturais podem ser resumidos em três grupos:

- aços com baixo teor de carbono;
- aços com baixo teor de carbono de alta resistência mecânica e baixa liga;
- aços com baixo teor de carbono de alta resistência mecânica e baixa liga, resistentes à corrosão atmosférica.

Existem diversas normas nacionais e estrangeiras que especificam os aços usados no Brasil e as siderúrgicas criaram, para alguns aços, denominações comerciais próprias.

Aços com baixo teor de carbono

O aço pode ser classificado como aço comum com baixo teor de carbono se:

- os teores máximos especificados dos elementos de liga não excedam o seguinte: manganês (1,65%), silício (0,60%), cobre (0,40%);
- não sejam especificados limites mínimos para outros elementos adicionados para obter-se o efeito desejado da liga.

O aço ASTM A36 é o principal aço carbono para uso estrutural para edifícios, pontes, etc. O seu limite de escoamento mínimo é de 250 MPa para perfis e chapas.

Aços com baixo teor de carbono, de alta resistência e baixa liga

Aços com baixo teor de carbono, alta resistência e baixa liga possuem limite de escoamento acima de 275 MPa e atingem a sua resistência durante o processo de laminação a quente, independentemente de tratamento térmico. Como esses aços oferecem maior resistência, com custo um pouco maior que os aços carbono, são bastante competitivos para diversas aplicações estruturais.

O aço ASTM A572 G50 é o principal aço

de alta resistência e baixa liga, com um limite de escoamento mínimo de 345 MPa.

Aços com baixo teor de carbono, de alta resistência e baixa liga, resistentes à corrosão atmosférica

A adição de alguns elementos de liga, como o cobre, o níquel e o cromo, reduzem o efeito da corrosão, quando os aços são expostos à atmosfera. A película de óxido formada, denominada “pátina”, se desenvolve de forma aderente, protegendo o aço e reduzindo a velocidade de ataque dos agentes corrosivos presentes no meio ambiente.

O aço ASTM A588 é o principal desse grupo de aços, também conhecidos como “aços patináveis”. No Brasil são conhecidos como COR ou SAC.

Além da resistência e de outras propriedades, é importante observar a disponibilidade e o custo relativo dos aços. (Tab. 4.1)

Algumas informações importantes para a escolha do tipo de aço:

→ O custo relativo pode variar em função do peso/m e da quantidade.

→ Aços de alta resistência, mesmo de custo mais alto, pode significar elementos mais delgados, mais leves e mais econômicos.

→ Aços de resistência à corrosão (patináveis), são mais adequados quando não será pintado.

→ Os parafusos compatíveis com os aços patináveis são o ASTM A325 tipo 3.

→ Quando o limite de deformação comanda o dimensionamento, não haverá ganhos em peso com aços de alta resistência.

4.2.1.2 - Propriedades Mecânicas

Para efeito de cálculo devem ser adotados para os aços aqui relacionados, os seguintes valores, na faixa normal de temperaturas atmosféricas.

a) $E = 200.000 \text{ MPa}$, módulo de elasticidade de todos os aços;
 $= 20.000 \text{ kN/cm}^2$

b) $G = 77.200 \text{ MPa}$, módulo de elasticidade transversal de todos os aços
 $= 7.720 \text{ kN/cm}^2$

c) $\nu_a = 0,3$, coeficiente de Poisson;

d) $\beta = 12 \times 10^{-6}$ por 0° C , coeficiente de dilatação térmica;

e) $\gamma_a = 77 \text{ kN/m}^3$, peso específico. $(0,000077 \text{ kN/cm}^3) = 7850 \text{ kg/m}^3$

4.2.2- Tipos de perfil

Os perfis estruturais consistem na forma como o aço se apresenta para uso estrutural. O desempenho de um perfil estrutural depende de muitos fatores, como a sua forma, a resistência do aço de que é produzido, o processo de fabricação, etc. Em vista disso, a escolha do perfil estrutural mais adequado deve passar por uma análise de diversas características do perfil.

Algumas das características dos perfis são:

- Homogeneidade estrutural
- Número de bitolas
- Bitolas sob medida
- Prazo de entrega
- Comprimento padrão e sob medida
- Acabamento superficial

Algumas informações importantes para a escolha do tipo de perfil:

→ O custo relativo pode variar em função do peso/m e da quantidade.

→ Podemos utilizar vários tipos de perfis em uma obra, explorando as melhores características para cada componente da estrutura.

→ A disponibilidade e custo de alguns perfis podem variar com o tempo e a região.

→ Para aços diferentes do padrão para cada perfil, prever um tempo maior para a aquisição.

Os perfis mais usados em edifícios de múltiplos andares são:

a) Perfis tipo I e H laminados da série W e HP padrão americano.

b) Perfis soldados tipos I e H, com as designações VS, CVS, CS e VSM

c) Perfis eletrossoldados tipos I e H, com as designações VE, CVE, CE.

d) Perfis L e U padrão americano,

e) Perfis de chapa dobrada tipos U enrijecido, caixa formado por dois Us.

4.2.3 – Parafusos, pinos e soldas

1- Parafusos

Os aços mais usados para ligações em parafusos são definidos pelas próprias especificações que são:

ASTM A 307 – Parafusos.

ASTM A325 – Parafusos de alta resistência, incluindo porcas e arruelas planas endurecidas.

ASTM A490 – Parafusos de alta resistência de aço-liga temperado e revenido.

Para resistência dos parafusos ver Tab. 4.3

2- Pinos

Os pinos são encontrados nas especificações ASTM A36 e SAE 1020

3 - Soldas

Os eletrodos e fluxos devem obedecer às especificações compatíveis com os tipos de aço e uso. Em geral usam-se as especificações da AWS A5. Para resistência ver Tab. 4.2.

4.2.4- Modulação e vãos livres

É claro que os vãos livres devem ser determinados em função das necessidades do tipo de ocupação que se pretende para os pavimentos, mas alguns pequenos cuidados podem ajudar a estrutura, principalmente em relação ao melhor aproveitamento e menor volume de perdas.

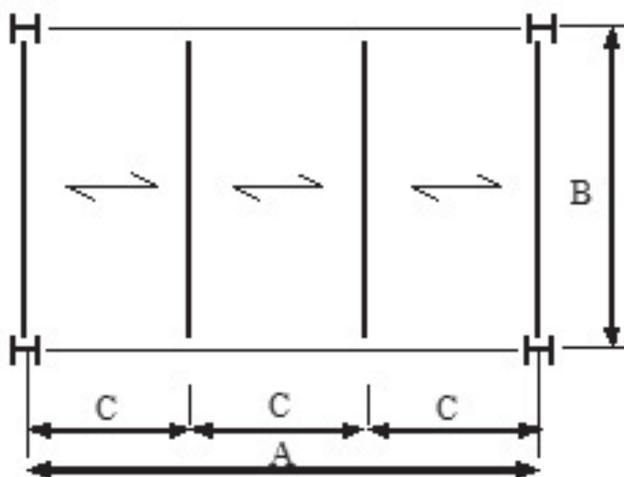


Figura 4.8 – Distribuição vigas de piso

Como os comprimentos padrão (de menor custo na usina e na rede de distribuição) para os perfis e chapas são normalmente de 6 e 12 m, quando o projeto consegue que as vigas tenham dimensões iguais ao comprimento padrão ou seus múltiplos e sub-múltiplos (4, 8, 9, 15, 18 m), teremos o melhor aproveitamento.

A disposição do viga secundário depende normalmente das lajes e o viga principal do sistema estrutural do edifício.

A altura do viga afeta a altura total da construção, com implicações nas ligações e nos acabamentos.

A passagem de dutos, principalmente os de ar condicionado, tem grande influência nesta dimensão.

De uma maneira genérica pode se dizer que o viga do piso é tanto mais econômico quanto menor for o percurso da carga até a coluna.

4.2.5- Tipos de laje

A escolha do tipo de laje tem uma grande influência no desempenho de qualquer tipo de estrutura. A escolha é normalmente orientada por diversos fatores, como: a velocidade na obra, o vão livre dos vigamentos secundários, os recursos da construtora, a necessidade de operações simultâneas para cumprir o cronograma, a existência de vigas mistas que exigem uma determinada espessura de concreto moldado no local, etc.

São os seguintes os tipos de lajes mais empregados no Brasil:

1 - Laje moldada no local

Algumas características das lajes moldadas no local:

→ Necessita de forma, que pode ter um reaproveitamento melhor dependendo da modulação da estrutura,

→ Permite a utilização de vigas mistas com a participação da espessura total,

→ Confecção mais demorada necessitando sempre de escoramento durante a concretagem, embora no caso de vigas metálicas o escoramento possa ser feito nas próprias vigas, sem interferir no andamento da obra.

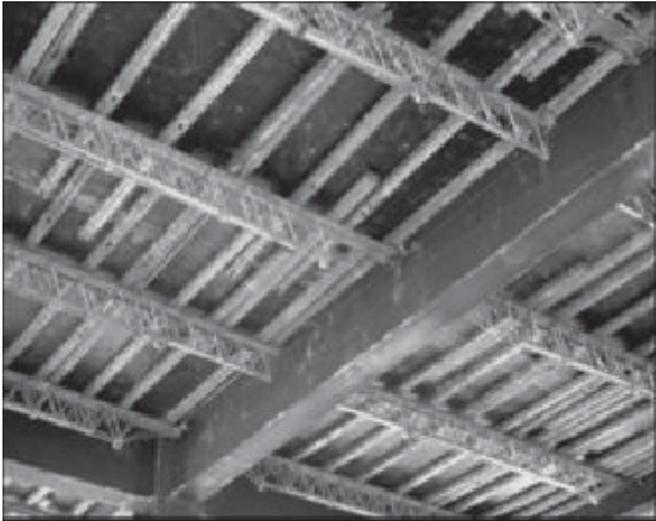


Figura 4.9 – Laje moldada no local

2 - Laje pré-moldada de vigotas e lajotas

Algumas características das lajes pré-molda de vigotas e lajotas:

- Não necessita de formas
- Bastante difundida em todos os estados
- Preços convidativos
- Não permite a utilização de vigas vistas
- Necessita quase sempre de escoramentos durante a concretagem.
- Necessidade na maioria dos casos de revestimento inferior.



Figura 4.10 – Laje pré-moldadas com tijolo

3- Laje pré-moldada treliçada com isopor

Algumas características das lajes pré-moldadas treliçadas com isopor:

- Não necessita de forma
- Pode ser utilizada na viga mista, descontada a espessura da placa da pré-laje.
- Dependendo da espessura e do vão a vencer, quase sempre necessitam de escoramento.

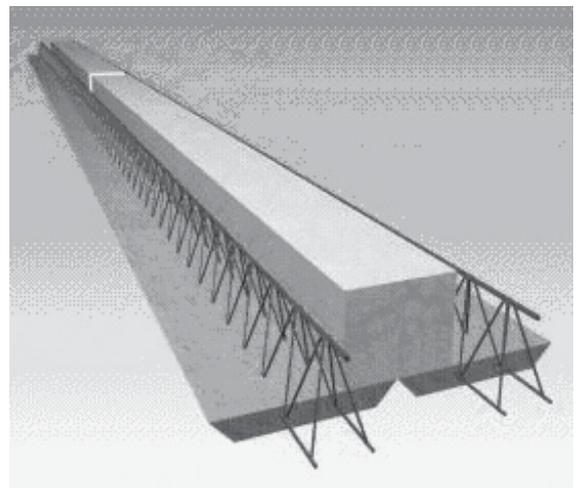


Figura 4.11- Laje pré-moldada com isopor

4-Laje pré-moldada alveolar protendida

Algumas características das lajes pré-moldadas alveolares protendidas:

- As lajes pré-moldadas alveolares protendidas são lajes próprias para grandes vãos.
- Não necessitam de forma e escoramento.
- Normalmente não permitem a utilização de vigas mistas.



Figura 4.12 – Laje alveolar

5 - Laje com forma metálica incorporada (steel deck)

Algumas características das lajes com forma metálica (steel deck):

- Não necessita de forma
- Serve como plataforma de trabalho para a obra, funciona como armadura da laje (necessita apenas de uma armadura em tela soldada para controle da fissuração)
- Permite utilizar vigas mistas
- Em muitos casos necessita de um forro para completar o acabamento
- Em geral o vão livre máximo sem escoramento é em torno de 3,0m. Para vãos maiores há necessidade de apoio intermediário durante a concretagem e/ou maiores espessuras (consultar sempre o catálogo do fabricante).

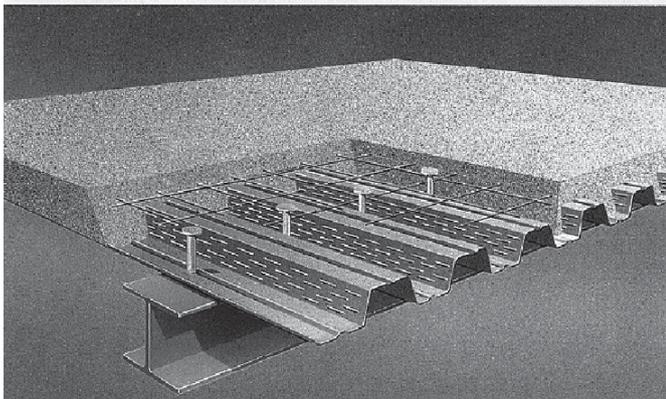


Figura 4.13 - Laje em forma metálica steel deck

4.2.6- Tipos de vedação

1 -Vedações internas

As vedações em muitos casos ainda são feitas de alvenaria, e as interfaces com a estrutura devem ser cuidadas para o melhor desempenho (ver Manual do CBCA sobre Alvenarias). Um edifício de escritórios exige poucas divisórias internas, mas além da previsão para divisórias não previstas na arquitetura, devemos observar que a utilização de paredes tipo gesso acartonado (dry-wall), que além de rápidas e limpas, garantem um menor peso próprio, aliviando consideravelmente a carga nas vigas (ver Manual do CBCA sobre Painéis de Vedação).

2- Vedações externas (fachadas)

As vedações externas são sempre muito importantes para a estética da edificação, durabilidade da estrutura, custo e facilidade de manutenções/repares, velocidade da obra, etc.

Em uma edificação para uso comercial, as fachadas são normalmente bem padronizadas e simples, facilitando a utilização de componentes pré-fabricados que podem apoiar diretamente nos pilares com a utilização de inserts metálicos (ver Manual do CBCA sobre Painéis de Vedação).



Figura 4.14 - Painel pré-fabricado de concreto

São os seguintes os tipos de vedação mais empregados no Brasil:

3 - Painéis de concreto maciço

- Peso grande (180 a 400 kg/m²)
- Acabamentos variados
- Grande durabilidade
- Excelente isolamento térmico e acústico
- Espessuras de 7,5 a 15 cm
- Comprimento máximo em torno de 6m

4 - Painéis de concreto sanduíche

- Peso médio (140 a 200 kg/m²)
- Acabamentos variados
- Bom isolamento térmico e acústico
- Espessuras totais de 12 a 20 cm
- Comprimento máximo em torno de 11 m

5 - Painéis de concreto alveolar

- Peso grande (220 a 350 kg/m²)
- Acabamentos variados
- Bom isolamento térmico e acústico
- Espessuras totais de 15 a 26 cm
- Comprimento máximo em torno de 15m

6 - Painéis de GRC

- Peso baixo (120 kg/m²)
- Acabamentos cores e texturas variadas
- Bom isolamento térmico e acústico
- Espessuras totais de 1,3 a 2,0 cm enrijecido
- Comprimento máximo em torno de 6,0 m
- Cuidados com o empenamento

4.2.7- Tipos de ligação

As ligações simples (só de alma) são bem mais baratas, considerando os custos de fabricação e montagem. No caso de ligações rígidas (de abas e alma), dar preferência a ligações mistas com parafusos na alma e soldas nas abas, que além de permitir uma boa evolução da montagem, não cria interferências para as lajes.

Portanto, dependendo do tipo de ligação, podemos ter ligações flexíveis ou ligações rígidas.

Nos sistemas contraventados (indeslocáveis) as ligações são flexíveis, transmitindo apenas as solicitações de cortante.

As ligações flexíveis, com ligações apenas de alma, são de execução mais simples e conseqüentemente os custos de produção e montagem são mais baixos

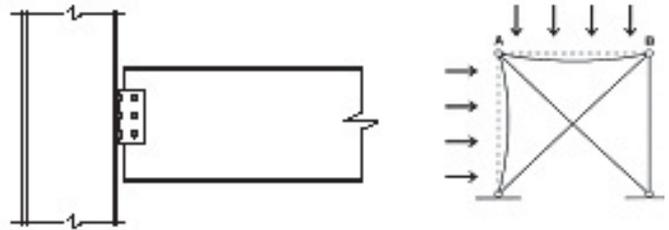


Figura 4.15

Nos sistemas em pórticos (deslocáveis) as ligações são rígidas, transmitindo solicitações de momento e cortante.

As ligações rígidas, com ligações nas abas e na alma, são de execução mais trabalhosa e com custos de produção e montagem mais altos.

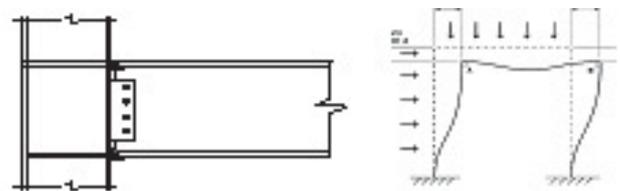


Figura 4.16

4.2.8- Vigas e pilares mistos

As soluções mistas, são sempre a melhor solução do ponto de vista estrutural, porque utilizam as melhores características de cada material.

1 - Vigas Mistas

Entretanto, no caso das vigas, alguns outros aspectos devem ser observados, como: tipo de laje, custo dos conectores, interferências com outros elementos.

Quando se emprega um tipo de laje que oferece uma espessura razoável para a participação na seção composta, quando a logística

de colocação dos conectores de cisalhamento é favorável e quando a grandeza do vão e espaço estrutural (altura viga + laje) conduzem o dimensionamento das vigas pelo limite de deformação, a utilização de vigas mistas traz enormes vantagens.

Portanto, como normalmente as vigas de aço suportam lajes de concreto e quando solidarizamos a viga com a laje através da colocação dos conectores de cisalhamento, temos a chamada viga mista com grande eficiência estrutural, e uma redução na massa da viga em até 30%.

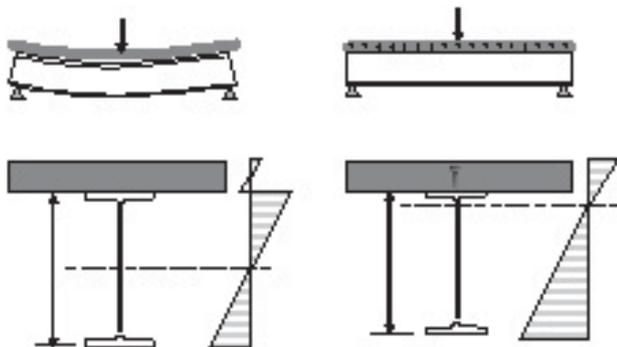


Figura 4.17 – Viga mista

2 – Pilares mistos

A solução com pilares mistos, embora reduza o ritmo da obra, pode ser muito econômica quando temos um pé direito muito grande.

Utilização de pilares mistos reduz também a necessidade de proteção contra incêndio.

O sistema pode propiciar uma redução de até 40% na massa dos pilares.

Os tipos de pilares mistos previstos na norma brasileira são:



Figura 4.18 – Pilares mistos

4.2.9 – Aberturas em almas de viga

Em geral as aberturas feitas nas almas das vigas para passagem de tubulações, quando situadas no terço central do comprimento da viga e sua altura não seja superior a um terço da altura da alma e a largura seja no máximo o dobro da altura (aberturas retangulares) e localizadas próximo ao eixo da viga, desde que não tenham cargas concentradas de grande intensidade não apresentam maiores problemas. Caso as aberturas se situem fora destes limites, o calculista deverá verificar se há necessidade de reforçar essas regiões. A Fig. 4.2 esclarece. Para mais detalhes ver (6).

4.2.10 – Juntas de dilatação

A determinação das distâncias entre juntas de dilatação devido ao efeito térmico em uma estrutura é de difícil avaliação e interfere diretamente na vida útil de qualquer edifício e em particular durante o seu período de construção. Os edifícios são construídos de vários materiais com flexibilidades diferentes, portanto a distância entre juntas deve ser muito bem avaliada pelo calculista. Em geral os prédios de forma retangular ou quadrados podem ter uma junta em torno de 90 m. Para mais detalhes ver (6).

4.2.11 - Tipos de proteção contra a corrosão

A proteção contra a corrosão na realidade é um sistema composto de:

- limpeza de superfície;
- pintura de base que tenha a necessária aderência na superfície do aço;
- pintura de acabamento que tenha aderência na pintura de base, completa a espessura necessária para a proteção e dá a cor do acabamento final.

É sempre bom lembrar que uma boa proteção começa no projeto, evitando detalhes

que possam criar empoçamento ou acúmulo de sujeira junto à estrutura.

Outro aspecto importante é que uma boa limpeza de superfície é melhor do que uma boa tinta, porque se a base é boa, uma tinta de menor qualidade ou de menor espessura final vai exigir repinturas a intervalos de tempo menores, enquanto que uma limpeza mal feita não poderá mais ser refeita. O Manual de Tratamento de Superfície e Pintura do CBCA é uma boa referência para uma especificação correta de um sistema de pintura.

4.2.12- Tipos de proteção contra fogo

A proteção contra fogo é sempre um custo importante nas estruturas de aço, entretanto se bem coordenada com outros partidos adotados para o projeto e o uso de engenharia na minimização da quantidade de materiais utilizados na proteção, este custo pode ser consideravelmente reduzido. Assim, uma estrutura enclausurada pode empregar uma proteção em argamassa projetada (de menor custo) e não necessita de pintura anticorrosiva. Deste modo conseguiremos uma estrutura durável e com o menor custo de proteção contra a corrosão e o fogo (ver Manual do CBCA sobre Resistência ao Fogo das Estruturas de Aço)



Figura 4.19 – Projeção de argamassa

As normas estabelecem, para cada tipo de utilização o tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF).

Alguns elementos estruturais de aço podem necessitar de revestimentos protetores para completar a resistência necessária. Estes revestimentos podem ser argamassas projetadas, placas rígidas e tintas intumescentes ou ainda o aumento do seu recobrimento normal.

A tabela a seguir mostra as principais características dos sistemas de proteção.

Tipo de proteção	Base	Custo	Características
Argamassa Projetada	Gesso e fibras	baixo	Aplicação rápida Baixo custo Cobertura de detalhes complexos Não requer preparo superficial Aparência desagradável
Semi-rígidas ou rígidas	Lã de rocha	Médio/alto	Boa aparência Fixação à seco Espessura garantida Não requer preparo superficial Custo pode ser elevado Lento para fixação

4.2.13 - Durabilidade

Na comparação entre sistemas, não devemos levar em conta apenas os custos relativos, mas também a qualidade e a durabilidade de cada um deles. A durabilidade das estruturas é a sua capacidade de manter ao longo do tempo um desempenho compatível com a utilização prevista e depende do projeto, da execução e do controle dos mecanismos de deterioração que podem gerar patologias a médio e longo prazo.

Nas estruturas de aço, como o aço é produzido em usinas com a qualidade garantida e a fabricação é quase totalmente executada em indústrias sob condições controladas, temos um número muito pequeno de variáveis a controlar (basicamente o tipo de aço e o

sistema de proteção), fazendo com que as estimativas da durabilidade sejam muito mais fáceis e confiáveis do que para outros sistemas mais complexos e com um maior número de mecanismos de deterioração.

Sistemas mais caros e melhor qualidade podem, portanto, apresentar algumas vantagens importantes, mesmo que a diferença só apareça a médio ou longo prazo.

4.2.14 - Esquemas de transporte e montagem

As estruturas de aço são de montagem rápida e de 3 em 3 pavimentos em cada lance (considerando colunas de 12m).

Em cada caso, é fundamental um estudo, ou estudos, até se encontrar a melhor solução para a sequência da obra (estruturas sendo fabricadas enquanto as fundações são executadas), de forma a propiciar um cronograma onde as etapas se superponham ao máximo, podendo reduzir o prazo da obra e consequentemente os custos do canteiro.

O Manual de Transporte e Montagem do CBCA é uma boa referência para uma análise das boas técnicas de transporte e montagem.

4.3 - Resultado final da configuração

O objetivo final da configuração de um sistema estrutural para uma obra é ter um sistema que participe da melhor forma quando comparado com outros sistemas.

Portanto:

→ Com a análise correta de todos os aspectos relevantes para o conjunto da obra.

→ Com a visão completa de todas as etapas de produção das estruturas.

Tabela 4.1 – Limites de escoamento e de ruptura dos aços mais usados

Denominação	Características	Propriedades Mecânicas Mínimas			
		Limite de escoamento fy		Limite de ruptura fu	
		tf/cm ²	kN/cm ²	tf/cm ²	kN/cm ²
ASTM A36	Aço Carbono Estrutural Comum	2,5	25	4,0	40
ASTM A36MD COS CIVIL	Aço Carbono Média Resistência	3,0	30	4,0	40
ASTM A570 G33	Aço Carbono Laminado a Quente para Perfis Dobrados a Frio	2,3	23	3,6	35
ASTM A572 G50-1	Aço de Baixa Liga e Alta Resistência Mecânica	3,45	34,5	4,5	45
ASTM A709 G36 USI SAC-250 COSARCOR 400	Aço de Baixa Liga e Alta Resistência à Corrosão Atmosférica	2,5	25	4,0	40
ASTM A709 G50 USI SAC-300 COSARCOR 400E CSN COR-420	Aço de baixa Liga e Alta Resistência à Corrosão Atmosférica	3,0	30	4,0 4,2	40 42
ASTM A588 USI SAC-350 COSARCOR 500	Aço de baixa Liga, Alta Resistência Mecânica e à Corrosão Atmosférica	3,5	35	4,9	49
ASTM A709 G70 USI SAC-450	Aço de baixa Liga, Alta Resistência Mecânica e à Corrosão Atmosférica	4,9	49	5,8	58

Tabela 4.2 - Resistência última do filete de solda a Cisalhamento Rsu (kN/cm)

a (mm)	Solda Manual			Solda a arco submerso		
	Garganta efetiva (1) hs=0,707a (cm)	Eletrodo		Garganta efetiva (2) hs (cm)	Eletrodo	
		E60 Rsu	E70 Rsu		E60 Rsu	E70 Rsu
3	0,212	3,96	4,62	0,30	5,61	6,51
5	0,354	6,62	7,72	0,50	9,35	10,9
6	0,424	7,93	9,24	0,60	11,2	13,1
8	0,566	10,6	12,4	0,80	15,0	17,4
10	0,707	13,2	15,4	1,00	18,5	21,6
13	0,919	17,2	20,0	1,20	22,4	26,2
16	1,131	21,2	24,7	1,41	26,4	30,7
19	1,344	25,1	29,3	1,62	30,3	35,3
22	1,556	29,1	33,9	1,84	34,4	40,1

(1) - Para solda manual $hs=0,707 a$

(2) - Para solda a arco submerso $hs = a$ para $a < 9.3\text{mm}$ e $hs = 0,707 a + 2.8\text{mm}$ para $a > 9.3\text{mm}$

(3) - Apesar da resistência da solda ser maior quando se usa solda a arco submerso, aconselha-se, pôr medida de segurança, não usar este valor, pois, é muito difícil a priori estabelecer se em uma ligação soldada a mesma será feita manual ou a arco submerso.

TABELA 4.3 – Cargas últimas nos parafusos em kN (NBR 8800)

Diâmetro dp	Área nomin. Ap	Designação													
		A325 (f _u = 82,5)						A490 (f _u = 103,5)						A307 (f _u = 41,5)	
		Tração		Cisalhamento Simples (3) (4)				Tração		Cisalhamento Simples (3) (4)				Tração (1)	Cisal. Simples
UNC	ISO	Ft(1)		Atrito (Fricção-F) Fv		Contato N		Ft(1)		Atrito (Fricção-F) Fv		Contato N		Ft	Fv (2)
pol.	mm	46,5	17,3	14,7	12,1	10,4	24,7	58,5	21,7	18,4	15,2	13,0	31,1	23,2	12,4
1/2"		59	22	19	15	13	31	74	28	23	19	17	39	29	16
5/8"		92	34	29	24	21	49	115	43	36	30	26	62	46	25
16	2,01	93	35	30	24	21	50	118	44	37	31	26	63	47	25
3/4"	2,85	132	49	42	34	30	70	167	62	52	43	37	89	66	35
20	3,14	146	54	46	38	33	78	184	68	58	48	41	98	73	39
22	3,80	177	66	56	46	39	94	222	82	70	58	49	118	88	47
7/8"	3,88	180	67	57	47	40	96	227	84	71	59	50	121	90	48
24	4,52	210	78	66	55	47	112	264	98	83	69	59	141	105	56
1"	5,07	236	88	75	61	53	125	297	110	93	77	66	158	118	63
27	5,73	266	99	84	69	60	142	335	124	105	87	74	178	133	71
1 1/8"	6,41	298	111	94	78	67	158	375	139	118	97	83	199	149	79
30	7,07	329	122	104	85	74	175	414	153	130	107	92	220	164	88
1 1/4"	7,92	368	137	116	96	82	196	463	172	146	120	103	246	184	98
36	10,18	473	176	150	123	106	251	596	221	187	155	132	317	236	126
1 1/2"	11,40	530	197	168	138	119	282	667	247	210	173	148	355	264	141

(1) R_{tp} = Ap x Ft sendo Ft = 0,56.f_u f_u, f_t e f_y em kN/cm² (4) Cisalhamento simples com rosca no plano de cisalhamento .
 (2) R_{vp} = Ap x Fv sendo Fv (N) = 0.30.f_u Para cisalhamento simples com rosca fora do plano de cisalhamento, multiplicar os valores acima por 1,25.
 (3) Tipos de Furos: Fv (P) = 0,21 f_u Fv (A, AC) = 0,21 x 0,85 = 0,18 f_u
 P= Padrão ALP= Muito alongado paralelo à força aplicada Fv (AL) = 0,21 x 0,70 = 0,15 f_u Fv (ALP) = 0,21 x 0,70 x 0,83 = 0,126 f_u
 A= Alargado AC= pouco alongado Fv (AL) = 0,21 x 0,70 = 0,15 f_u Fv (ALP) = 0,21 x 0,70 x 0,83 = 0,126 f_u
 AL= Muito alongado – Transversal à força aplicada

Capítulo 5

Projeto e cálculo de
um edifício

5.1- Características do Edifício

Dados gerais		
comprimento	15	m
largura	9	m
altura	12	m
pé-direito	3	m
número de pavimentos	4	
terreno	12x30	
Área total estruturada	526,5	m ²

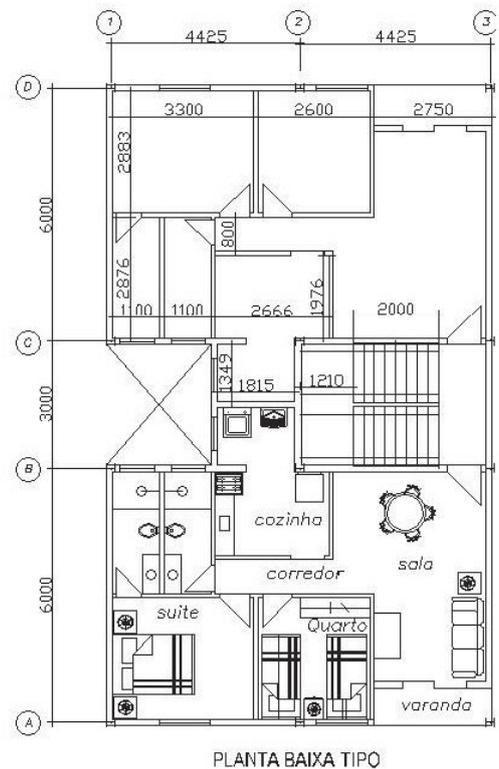


Figura 5.1 – Plantas situação e pavimento tipo

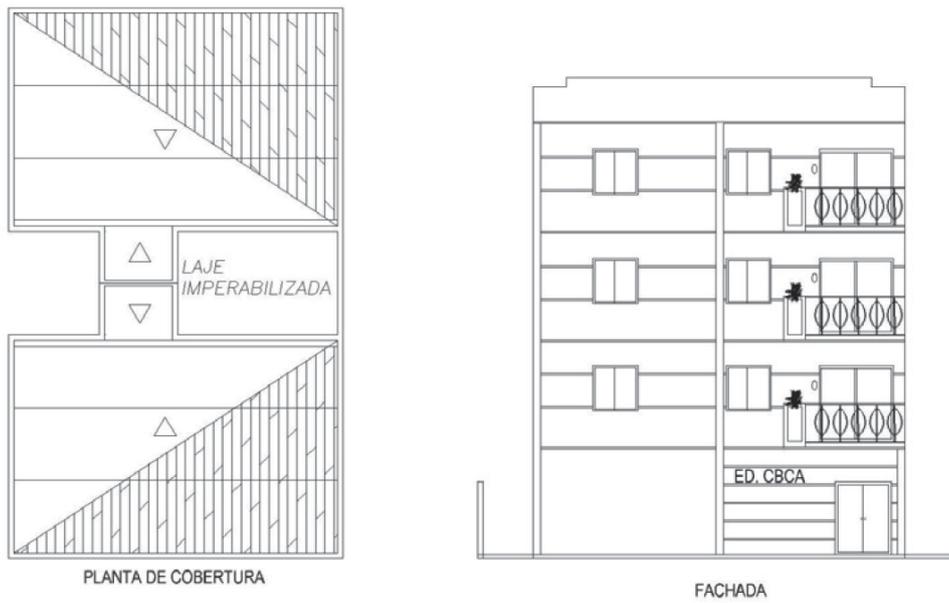


Figura 5.2 – Planta cobertura e fachada

5.2 - Sistema Estrutural

- Transversal: quadros rígidos nos filas A , B, C e D
- Longitudinal: contraventamentos verticais entre as filas B e C nos eixos 1 e 3

5.2.1- Plano das Vigas e Terças

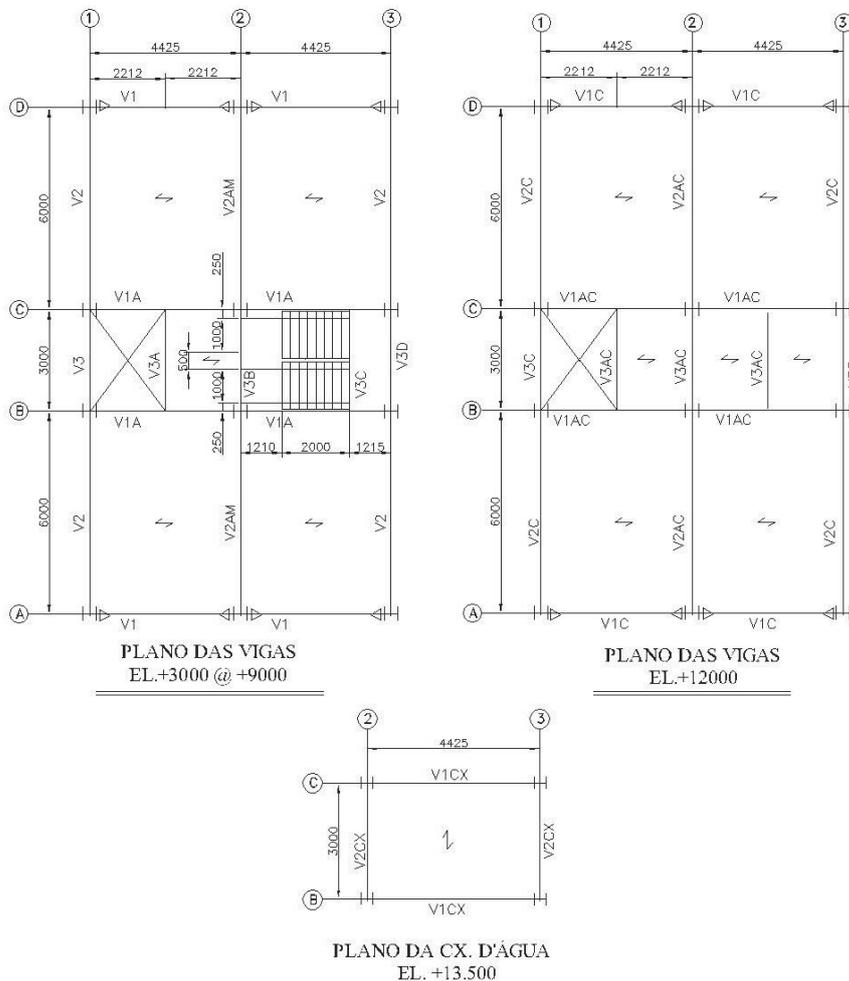


Figura 5.3

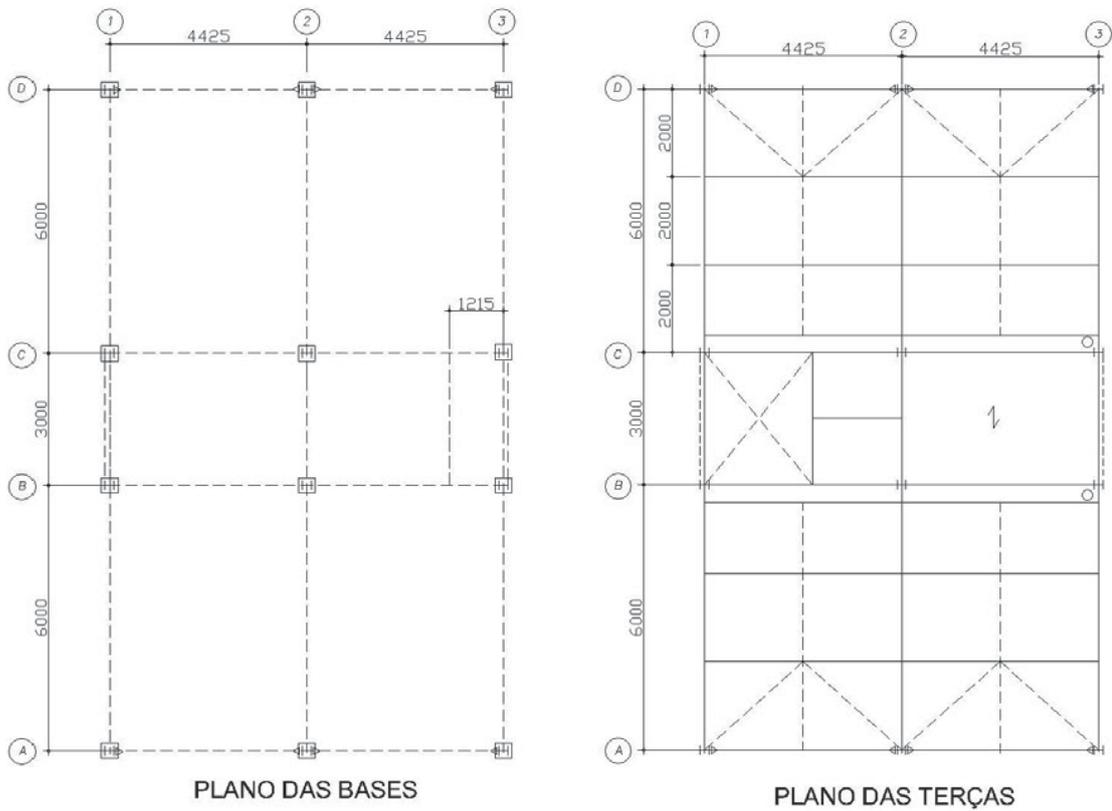


Figura 5.4 – Plano das bases e terças

5.2.2- Elevações

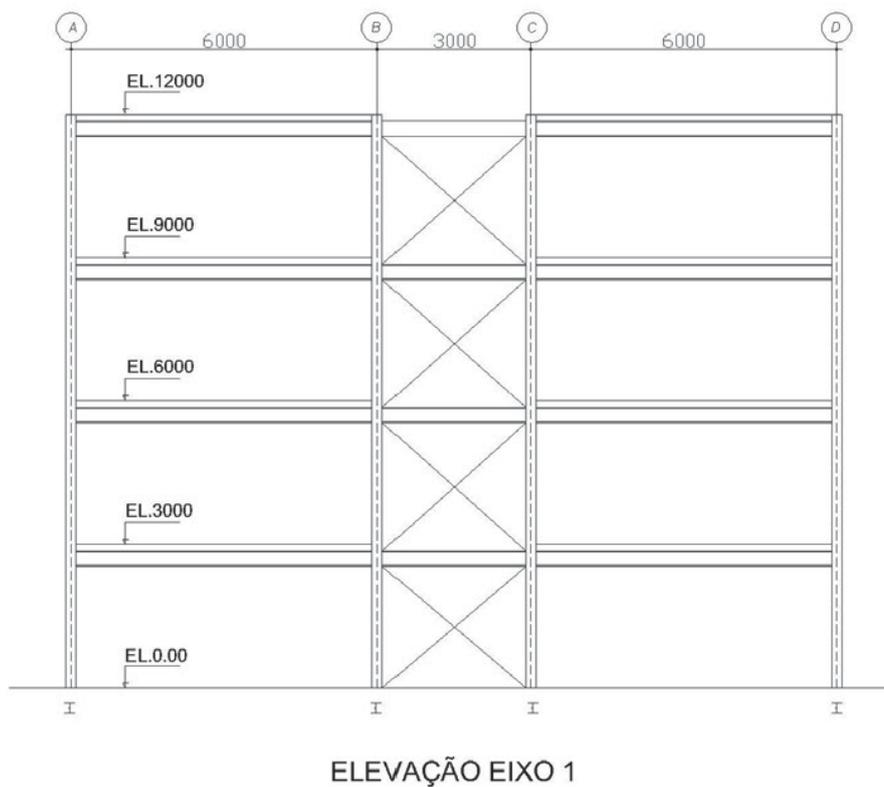
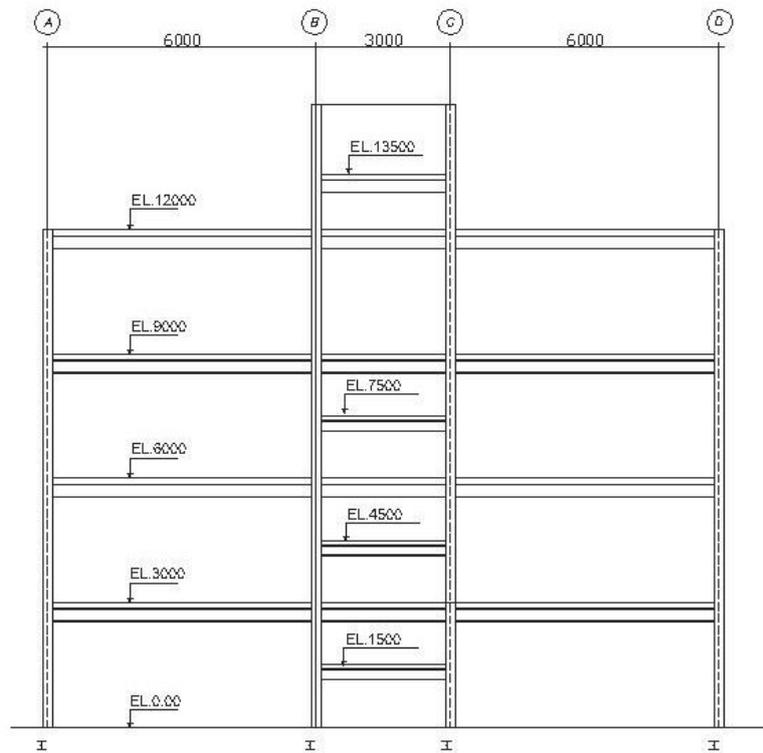
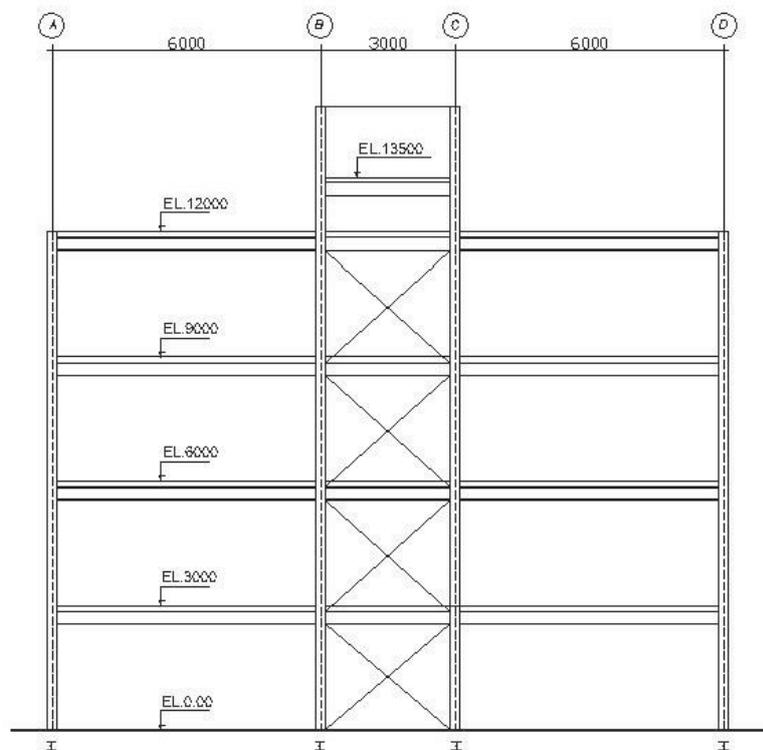


Figura 5.5 – Elevação eixo 1



ELEVAÇÃO EIXO 2



ELEVAÇÃO EIXO 3

Figura 5.6 – Elevações eixos 2 e 3

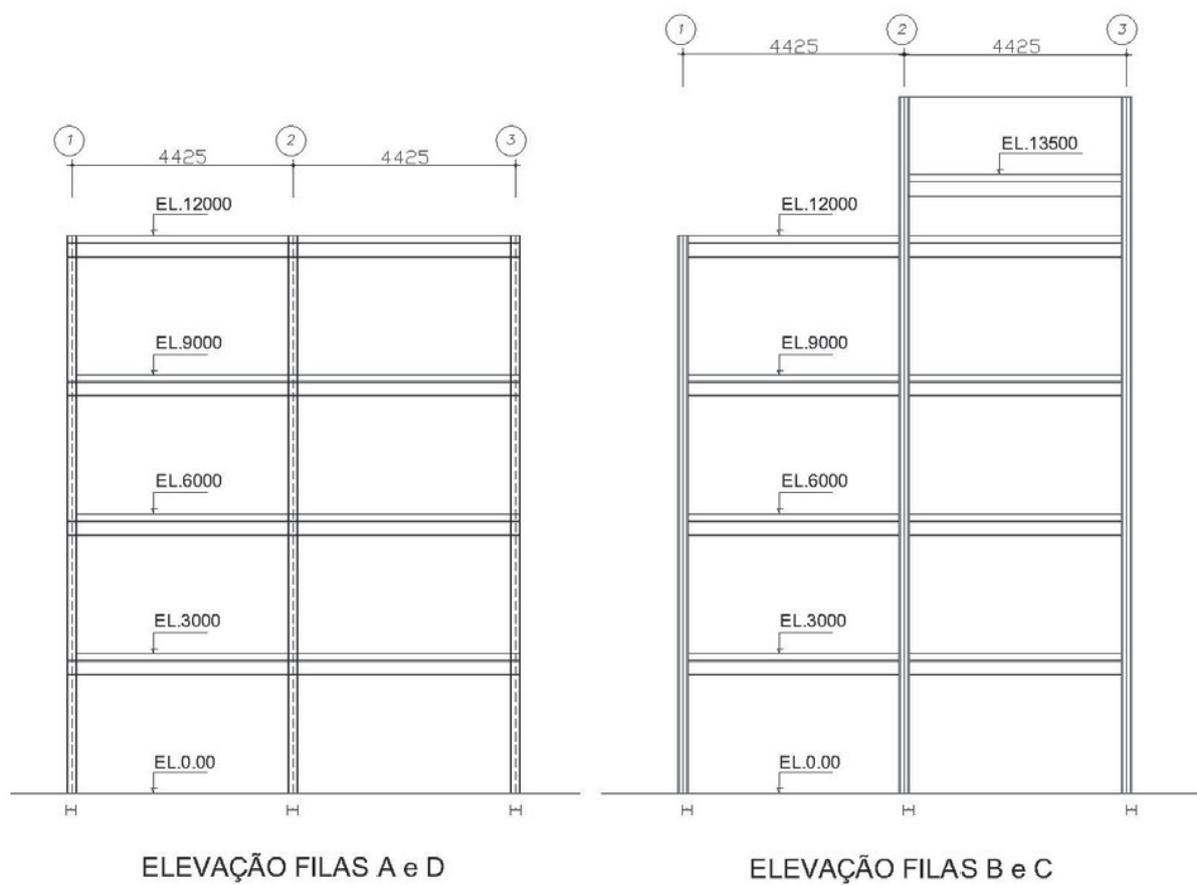


Figura 5.7 – Elevações filas A-D e B-C

5.2.3 – Isométrica



Figura 5.8 - Isométrica

5.3 - Materiais

5.3.1- Estrutura

Materiais	Fy(kN/cm²)	Fu(kN/cm²)
Vigas e Pilares	35	45
Placa de base	25	40
Chapa de ligação	25	40
Chumbadores	25	40
Solda- eletrodo E 70XX		48,5
Conector de cisalhamento		41,5
Parafusos ASTM A325 D = 19 mm	57	82,5
Concreto laje fck>20 MPa		

5.3.2 - Complementares

Materiais	(kN/cm²)
Concreto armado	25
Aço	78,5
Tijolo de concreto celular	5,0
Argamassa cimento+cal+areia	21
Gesso	12,5

5.4- Normas e adotadas

Normas Brasileiras

- NBR 6120:1980 – Cargas para o cálculo de estruturas e edificações
- NBR 6123:1988 – Forças devidas ao vento em edificações
- NBR 8800:2008 – Projeto de estruturas de aço e estruturas mistas de aço e concreto de edifícios

Normas Estrangeiras

- AISC – American Institute of Steel Construction – 13^a/05
- AWS- American Welding Society- Structural Welding Code D 1.1/05

5.5 - Ações

5.5.1 - Distribuição dos carregamentos

Nota: P = parede ; LCP= reação da laje na viga devido a CP;
LCA = reação da laje na viga devido CA ; R = reação final CP+CA

a) EL. 13500

Ações Permanentes Diretas (CP)

- Laje maciça de $t_c = 12$ cm – Caixa d'água $3,00 \text{ kN/m}^2$
- Paredes externas (12 cm+3cm de revest)
h= 2,00 (Parede no andar tipo e caixa) $1,25 \text{ kN/m}^2$ (concreto celular)
 $2,50 \text{ kN/m}$
- Impermeabilização laje caixa $0,50 \text{ kN/m}^2$

Ações Variáveis (CA)

- Cobertura (forro sem acesso) $0,50 \text{ kN/m}^2$
- Caixa d'água $12,0 \text{ kN/m}^2$

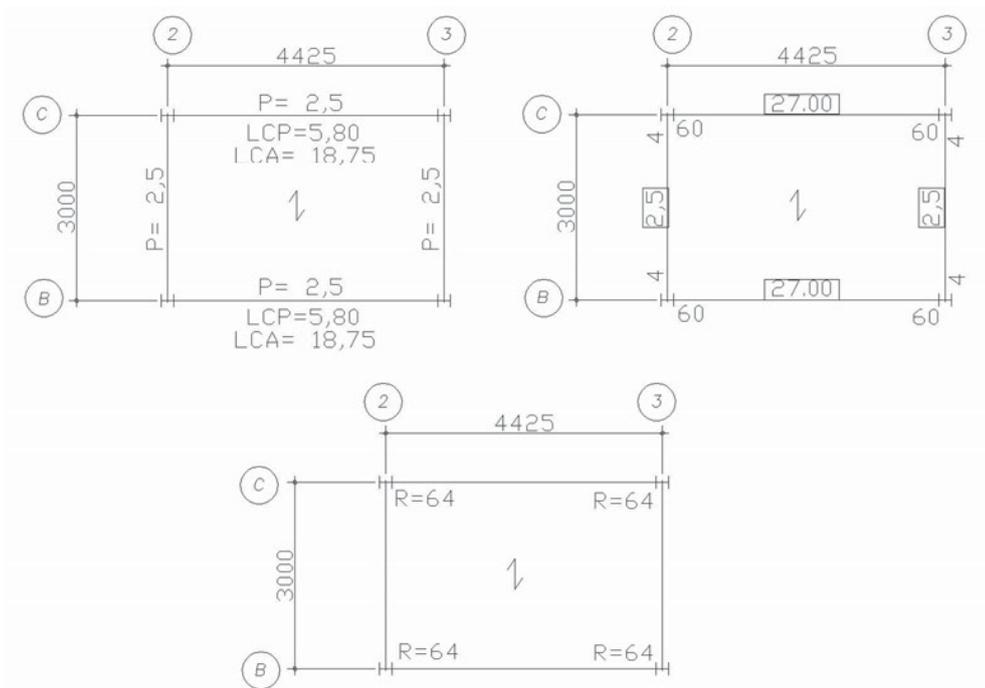


Figura 5.9 – Cargas nas vigas sob a caixa d'água

b) EL. 12000

Ações Permanentes Diretas (CP)

- Laje de forro $t_c = 10$ cm $2,50 \text{ kN/m}^2$

- Forro de gesso 0,15 kN/m²
- Paredes externas (12 cm+3cm de revest)
h= 1,35 (cobertura) 1,25 kN/m²
1,70 kN/m
- Telha+Herça+Hirante 0,15 kN/m²

Ações Variáveis (CA)

- Cobertura (forro sem acesso) 0,50 kN/m²

Eixo 1 e 3 - $LCP = (2,5+0,15+0,15) \times 2,212 = 6,20 \text{ kN/m}$

$LCA = 0,5 \times 2,212 = 1,106 = 1,1 \text{ kN/m}$

Eixo 2 - $LCP = 2 \times 6,20 = 12,40 \text{ kN/m}$ $LCA = 2 \times 1,106 = 2,21 \text{ kN/m}$

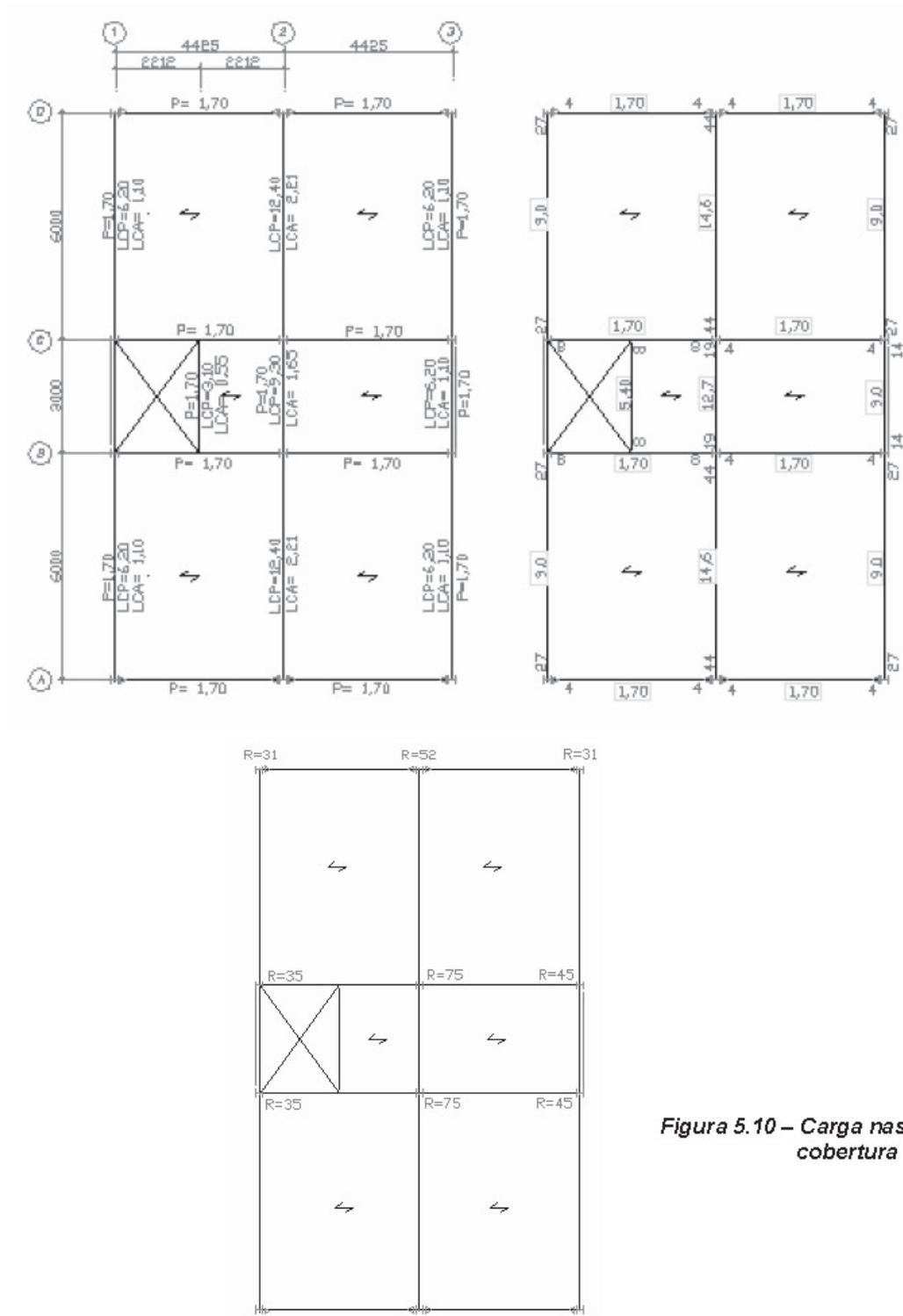


Figura 5.10 – Carga nas vigas cobertura

c) EL. 3000 a 9000

Ações Permanentes Diretas (CP)

- Laje $t_c = 10$ cm - Piso 2,50 kN/m²
- Paredes internas em "Dry Wall" 0,30 kN/m²
- Revestimento piso 0,50 kN/m²
- Forro de gesso 0,15 kN/m²
- Paredes externas (12 cm+3cm de revest)
h= 2,7 (Parede no andar tipo) 1,25 kN/m²
3,40 kN/m
- degrau+ corrimão +estrutura escada+laje patamar 2,50 kN/m²
- corredor e hall 3,00 kN/m²

Ações Variáveis (CA)

- Piso tipo (apartamentos) 1,50 kN/m²
- Área de serviço 2,00 kN/m²
- Escadas/ Hall/ Corredor 3,00 kN/m²
-

Eixos 1 e 3 – LCP = $(2,50+0,30+0,50+0,15) \times 2,212 = 7,63$ kN/m

LCA = $1,50 \times 2,212 = 3,32 = 3,30$ kN/m

Eixo 2 – LCP = $7,63 \times 2 = 15,30$ kN/m

LCA = $3,32 \times 2 = 6,64 = 6,70$ kN/m

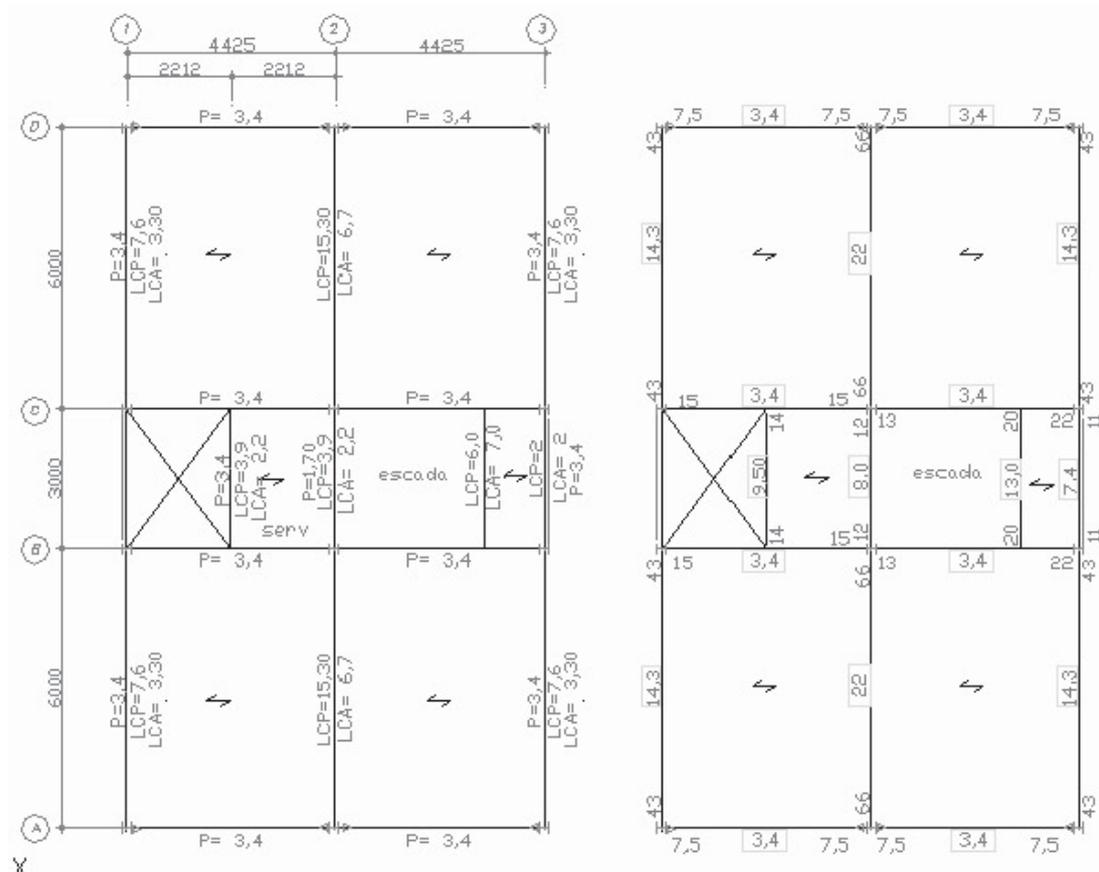


Fig. 5.11 – Cargas nas vigas do piso tipo

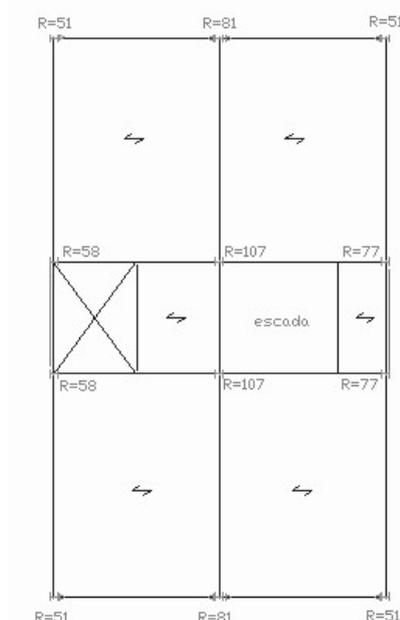


Figura 5.11 - Continuação

d) EL. 1500, 4500 e 7500

Ações Permanentes Diretas (CP)

- degrau+ corrimão +estrutura escada+laje patamar $2,5 \text{ kN/m}^2$

Ações Variáveis (CA)

- Escadas $3,00 \text{ kN/m}^2$

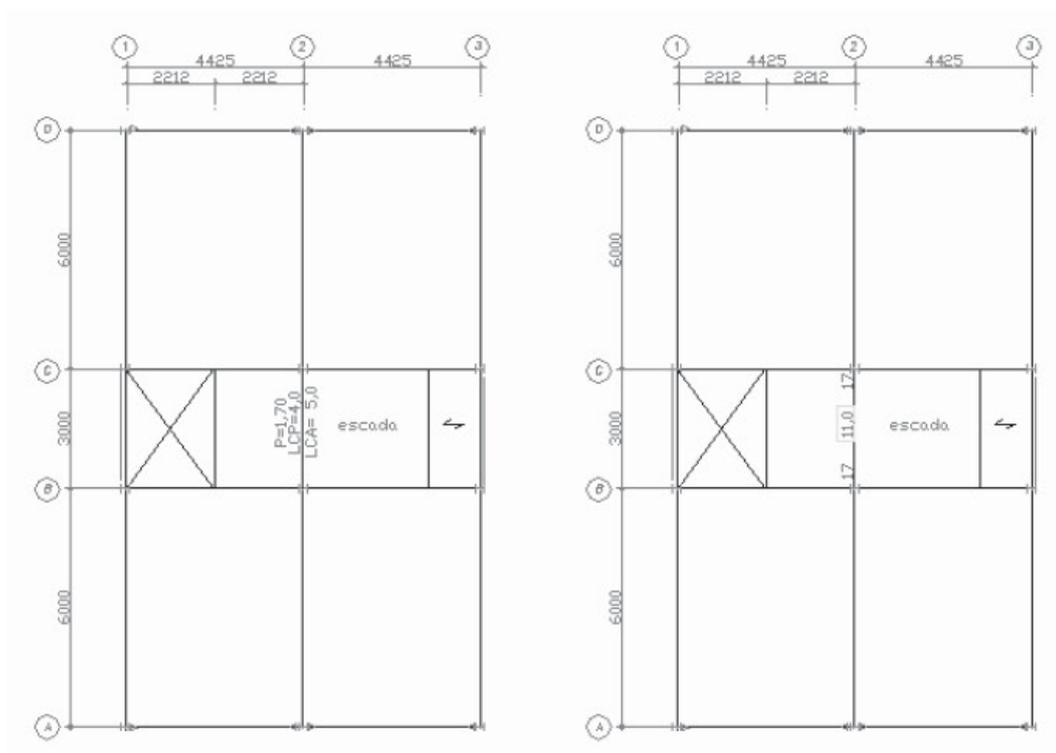


Figura 5.12 – Cargas nas vigas da escada

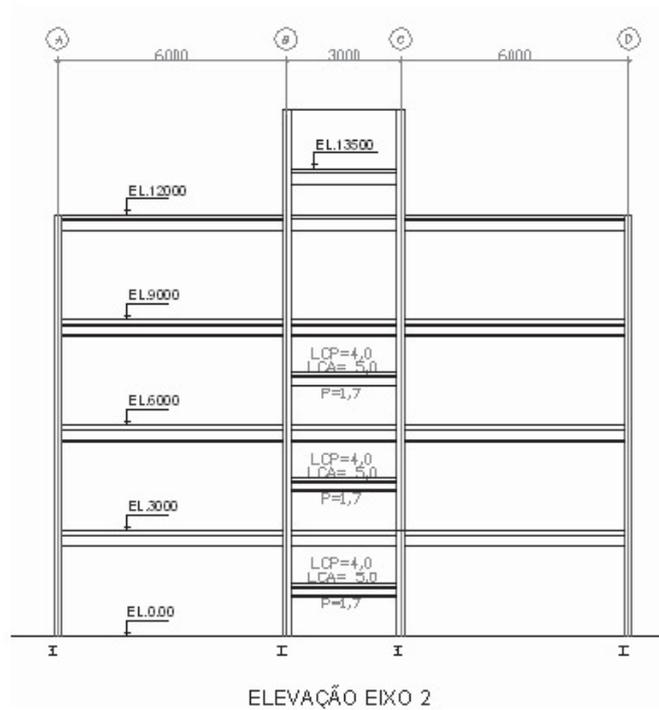


Figura 5.13 – Cargas nas vigas intermediárias

5.5.2 – Cargas devido ao Vento (CV) - NBR 6123

Velocidade básica do vento (local – Nordeste) $V_0 = 30 \text{ m/s}$

$S_1 = 1,0$ (terreno plano) –Fator de rugosidade

$S_2 = \text{NBR 6123 TAB 2 -CAT IV - CLASSE A -}$

$S_2 = b \cdot F_r \cdot (Z/10)^p$

Elevação(Z) (m)	b	F_r	P	S_2
3	0,85	0,98	0,125	0,72
6	0,85	0,98	0,125	0,78
9	0,85	0,98	0,125	0,82
12	0,85	0,98	0,125	0,85

$S_3 = 1,0$ (fator estatístico)

$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3$ (velocidade característica)

$q_k = 0,613 V_k^2$ (pressão dinâmica) N/m^2

h(m)	V_0	S_1	S_2	S_3	$V_k(\text{m/s})$	$q_k(\text{N/m}^2)$	$q_k(\text{kN/m}^2)$
3	30	1	0,72	1	21,6	286,00	0,29
6	30	1	0,78	1	23,4	335,65	0,34
9	30	1	0,82	1	24,6	370,96	0,37
12	30	1	0,85	1	25,5	398,60	0,40

Coefficiente de arrasto C_a – Figura 4 NBR 6123 - Vento de baixa turbulência

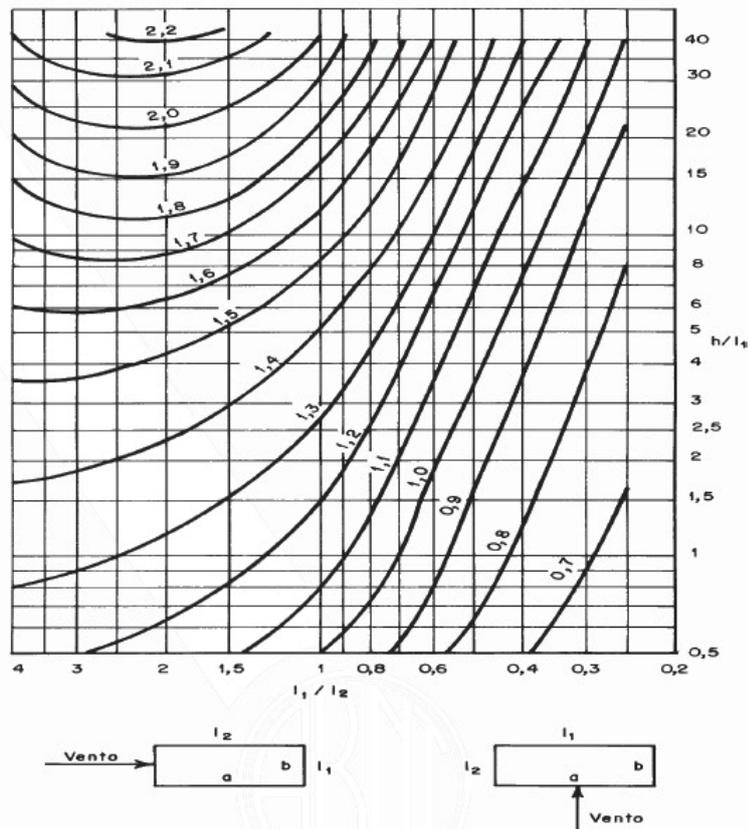


Figura 5.14 – Coeficiente de arrasto C_a para edificações paralelepípedicas

5.5.2.1 - Vento.(CV0) - NBR 6123



$a = 15 \text{ m}$; $b = 9,00 \text{ m}$; $H = 12 \text{ m}$

$L_1/L_2 = 9,00/15 = 0,60$; $H/L_1 = 12/9 = 1,33$

Olhando no gráfico teremos $C_a = 0,95$

Força de arrasto(vento)

$$F_a = C_a \cdot q_k \cdot A_e$$

C_a – Coeficiente de arrasto ; q_k - pressão dinâmica do vento; A_e - Área de influência do vento

Resumo do Vento CV0

h	$q_k(\text{kN/m}^2)$	C_a	$A_e(\text{m}^2)$	$F_a(\text{kN})$	$1/2F_a(\text{kN})$
3	0,29	0,95	27	7,44	3,72
6	0,34	0,95	27	8,72	4,36
9	0,37	0,95	27	9,49	4,75
12	0,4	0,95	13,5	5,13	2,57
13,5	0,4	0,95	6,6	2,51	1,25

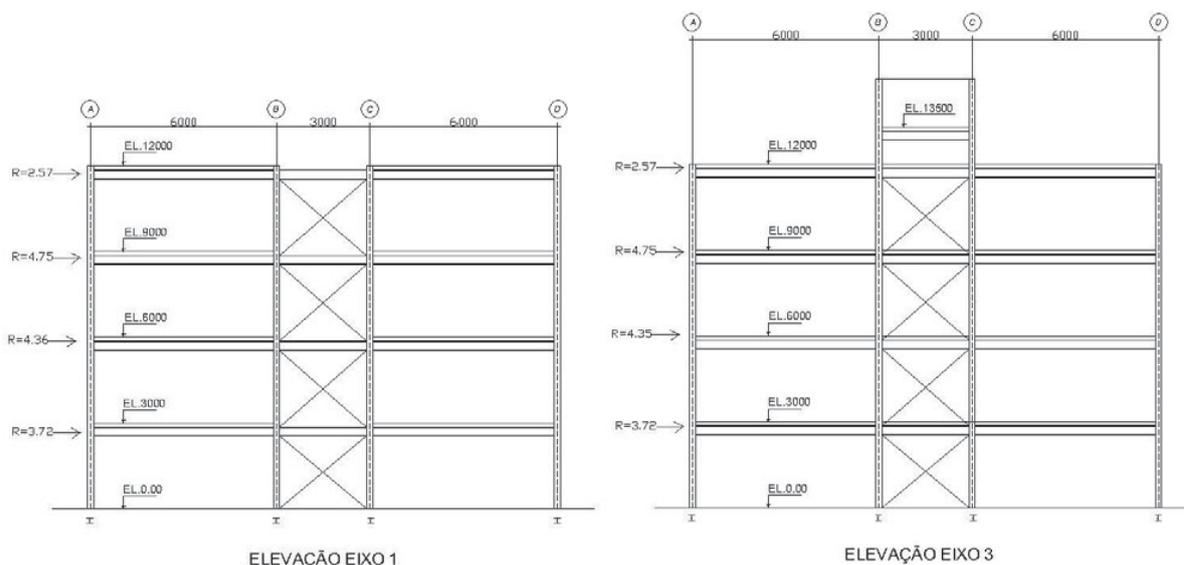
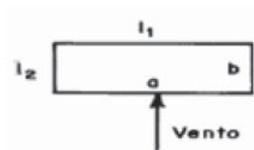


Figura 5.15 – Cargas devido ao vento aplicadas nos nós para os eixos 1 e 3

5.5.2.2 - Vento (CV90) - NBR 6123



$a = 15 \text{ m}$; $b = 9,00 \text{ m}$; $H = 12 \text{ m}$

$L_1/L_2 = 15/9 = 1,67$; $H/L_1 = 12/15 = 0,80$

Olhando no gráfico teremos $C_a = 1,2$

Força de arrasto(vento)

$$F_a = C_a \cdot q_k \cdot A_e$$

Resumo do Vento CV90

Filas A e D

h	$q_k(\text{kN/m}^2)$	C_a	$A_{e1}(\text{m}^2)$	$F_a(\text{kN})$
3	0,29	1,2	9	3,13
6	0,34	1,2	9	3,67
9	0,37	1,2	9	4,00
12	0,4	1,2	3,5	1,68

Filas B e C

h	$q_k(\text{kN/m}^2)$	C_a	$A_{e2}(\text{m}^2)$	$F_a(\text{kN})$
3	0,29	1,2	13,5	4,70
6	0,34	1,2	13,5	5,30
9	0,37	1,2	13,5	5,99
12	0,4	1,2	7,87	3,72
13,5	0,4	1,2	1,125	0,48

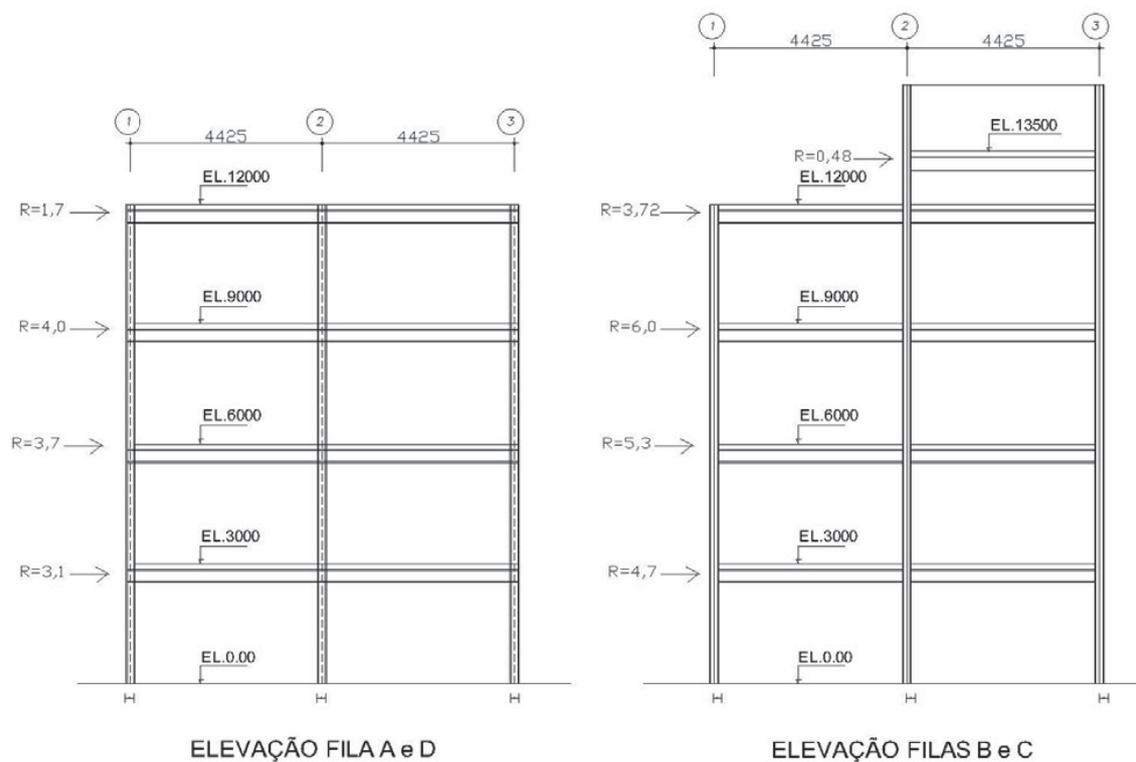
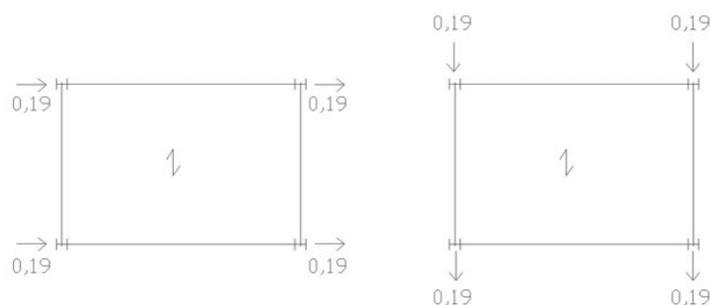


Figura 5.16 – Cargas devido ao vento aplicadas nos nós para as filas A-D e B-C

5.5.3 - Força Nocional (FHE)

- 0,3% das ações gravitacionais (CP+CA) devem ser aplicadas nas duas direções (item 4.9.7.1 NBR 8800)



PLANO DAS VIGAS EL. 13500

Figura 5.17a – Aplicação das forças nocionais no plano das vigas sob a caixa d'agua

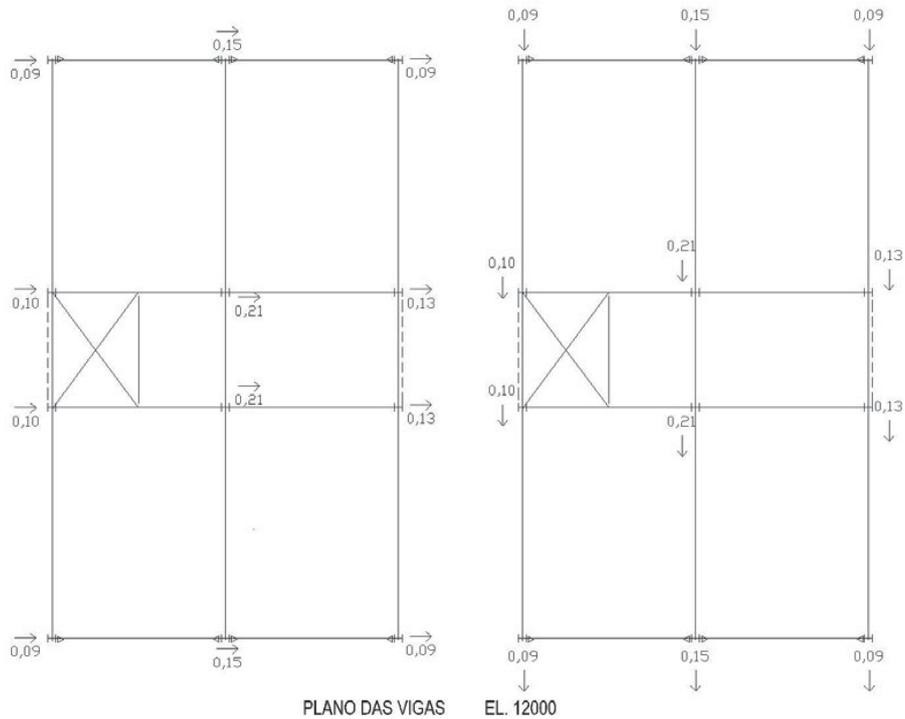


Figura 5.17b – Aplicação das forças nocionais no plano das vigas da cobertura

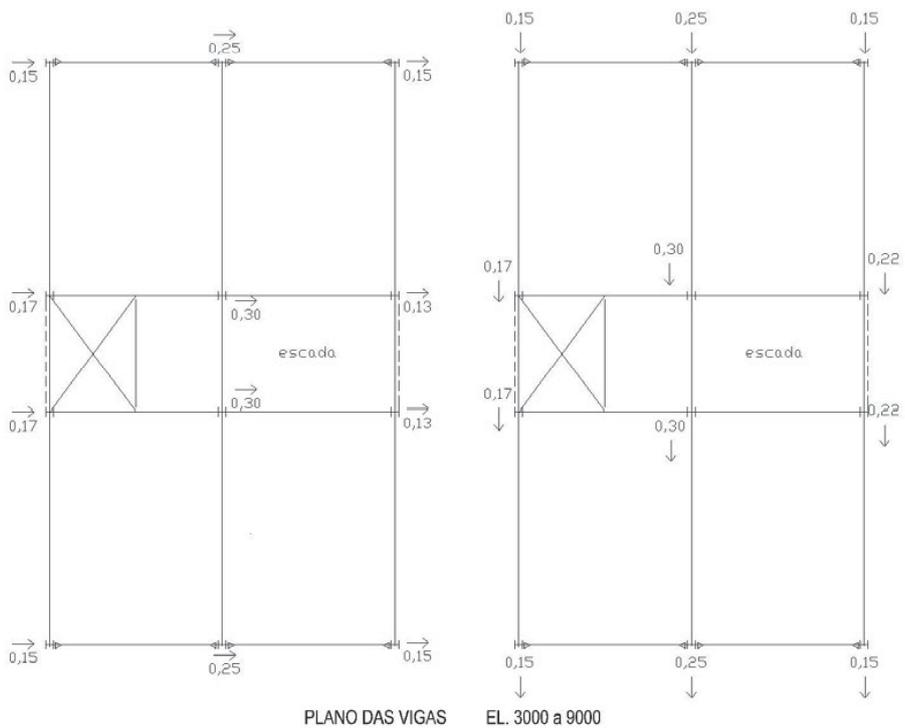


Figura 5.17c – Aplicação das forças nocionais no plano das vigas do pav. tipo

5.6 - Combinações de cargas

Para o projeto estrutural dos membros da estrutura os valores dos coeficientes de ponderação foram obtidos conforme tabela 1 e 2 da NBR 8800

São as seguintes as combinações de cargas para as edificações comuns, segundo a NBR 8800, considerando as cargas permanentes agrupadas.

Outras combinações podem ser adotadas ficando esta definição a cargo do calculista.

a) Combinações últimas normais

- Combinação 1 - $1,4 CP + 1,4 CA + FHE 0$
- Combinação 2 - $1,4 CP + 1,4 CA + FHE 90$
- Combinação 3 - $1,4 CP + 1,4 CA + (1,4 \times 0,6 = 0,84) CV0$
- Combinação 4 - $1,4 CP + 1,4 CA + (1,4 \times 0,6 = 0,84) CV90$
- Combinação 5 - $1,4 CP + 1,4 CV0 + (1,4 \times 0,5 = 0,7) CA$
- Combinação 6 - $1,4 CP + 1,4 CV90 + (1,4 \times 0,5 = 0,7) CA$

b) Combinações de serviço

- Combinação 7 - $CP + CV0$
- Combinação 8 - $CP + CV90$

5.7- Critério de redução das cargas acidentais (NBR 6120)

Como o prédio tem apenas 4 pavimentos não é permitido a redução das cargas acidentais.

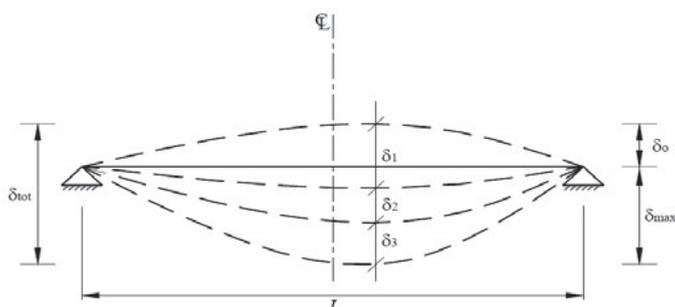
5.8 – Vibração – Anexo L (NBR 8800)

A NBR 8800 determina que para o piso de residência que a frequência natural não pode ser inferior a 4 Hz. Fica excluído da verificação se $\delta_{cp} < 20mm$.

5.9 – Deslocamento máximo (NBR 8800 anexo C)

Edifícios de dois ou mais pavimentos (δ)

- Deslocamento do topo dos pilares até a base $h/400$
- Deslocamento entre pavimentos $h/500$
- Deformação de vigas sem parede $L/350$
- Deformação de vigas com parede 15 mm



$$\text{Deformação total : } \delta_{\text{tot}} = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3$$

δ_1 = deslocamento devido a CP

δ_2 = deslocamento devido a CP longa duração

δ_3 = deslocamento devido as ações variáveis

5.10 - Classificação da estrutura quanto a deslocabilidade

Os perfis inicialmente adotados para os elementos do modelo estão de acordo com a numeração apresentada no plano das vigas. Fica o desafio do refino que poderá ser feito posteriormente.

Optamos apenas por questão didática de usar nos pórticos perfis soldados e nas vigas internas perfis laminados.

Posição	Elemento estrutural	Perfil
Vigas internas	Viga el 3000 a 13500	W 310x28,3/W250x17,9
Vigas pórtico	Filas A a D	VS 300x26
Contraventamento		Tubo redondo 73x6,74
Pilares	Filas e eixos	CVS 250x40

Como vimos no Capítulo 4 a estrutura será classificada quanto ao sistema de contraventamento e quanto à deslocabilidade.

Quanto ao contraventamento a estrutura em questão é contraventada nos eixos 1 e 2 e não contraventada nas filas A e D.

De acordo com a ABNT NBR 8800 as estruturas são classificadas quanto a deslocabilidade por meio da relação (μ_2 / μ_1) entre os deslocamentos obtidos numa análise não linear geométrica e aqueles obtidos numa análise linear geométrica para cada andar da edificação.

De acordo ainda com a ABNT NBR 8800 a classificação da estrutura pode ser feita uma única vez tomando-se a combinação de ações que fornecer, além de forças horizontais, a maior resultante das ações gravitacionais.

Portanto, podemos considerar a combinação 4.(maior gravitacional e maior horizontal).

Combinação 4 - 1,4 CP + 1,4 CA + (1,4x0,6)CV90

Para realizar esta análise vamos usar um programa de análise estrutural podendo ela ser feita com a estrutura no plano ou espaço.

Na análise vamos usar o parâmetro B_2 em substituição a relação (μ_2 / μ_1) por ser este de mais simples aplicação.

Vamos calcular apenas no plano para a **Fila A = Fila D** e **Fila B = Fila C**

Vamos adotar na análise vigas VS 300x26 e pilares CVS 250x40

Ver no Capítulo 4 como executar.

VS 300x26	
Altura (d):	300
Alt. Alma (h):	284
Esp. Alma (t_w):	4,75
Larg. Mesa Sup. (b_{fs}):	120
Esp. Mesa Sup. (t_{fs}):	8
Larg. Mesa Inf. (b_{fi}):	120
Esp. Mesa Inf. (t_{fi}):	8

CVS 250x40	
Altura (d):	250
Alt. Alma (h):	231
Esp. Alma (t_w):	8
Larg. Mesa Sup. (b_{fs}):	170
Esp. Mesa Sup. (t_{fs}):	9,5
Larg. Mesa Inf. (b_{fi}):	170
Esp. Mesa Inf. (t_{fi}):	9,5

OBS: Valores em mm

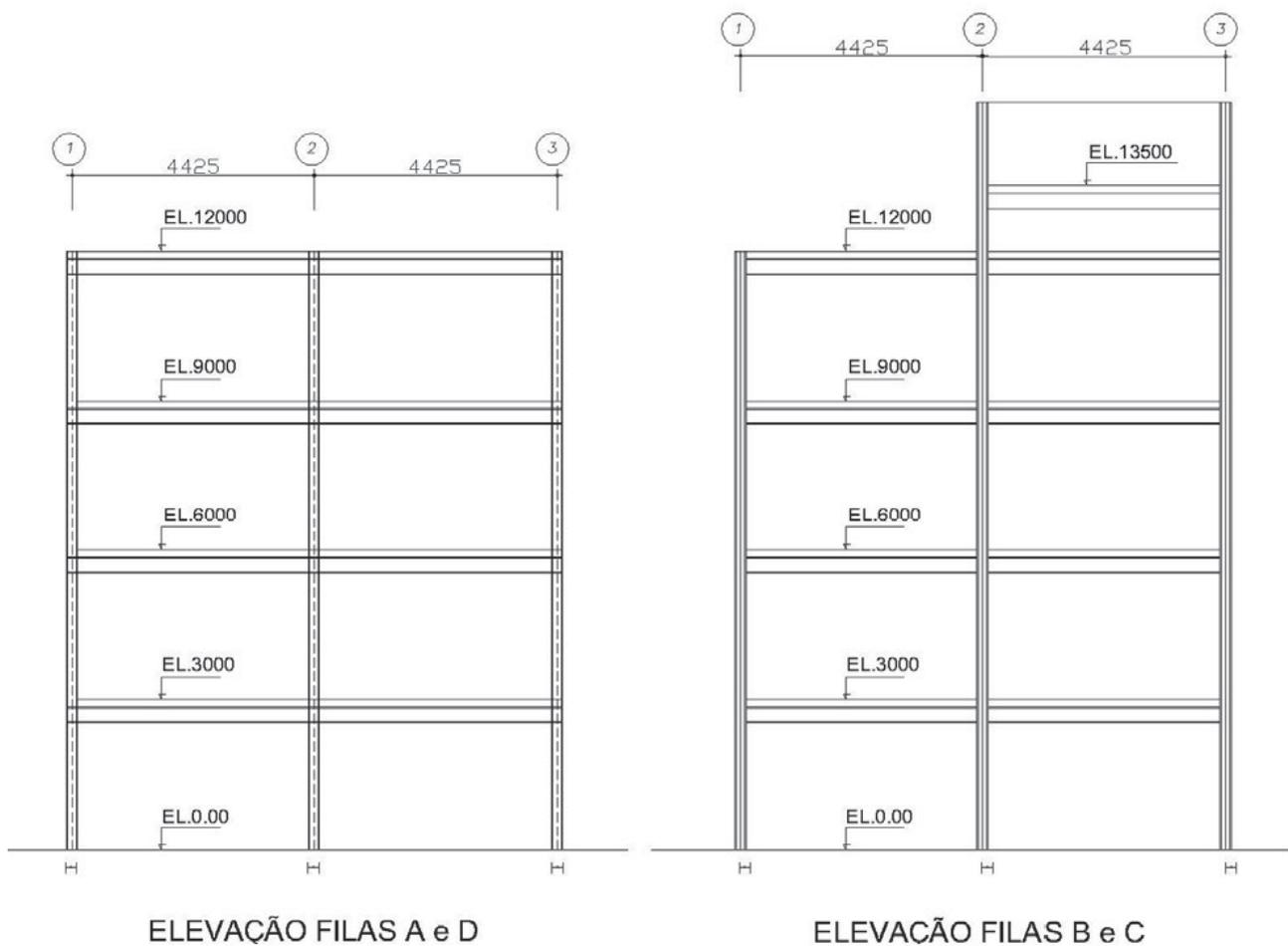


Figura 5.18 – Elevações filas A e D e B e C

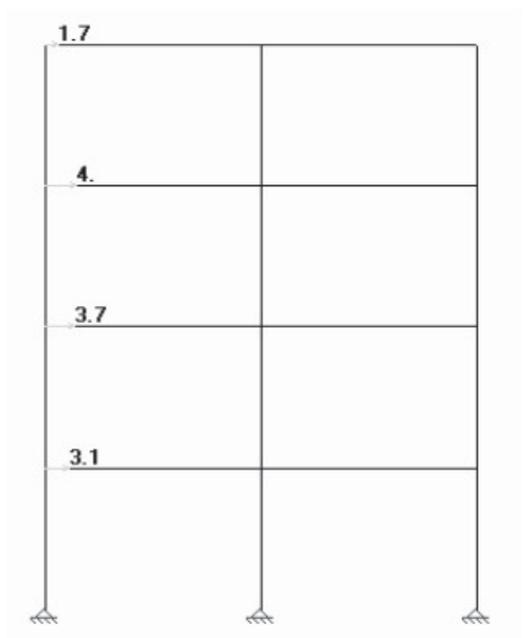
FILAS A = D Cargas no pórtico sem fatorar.



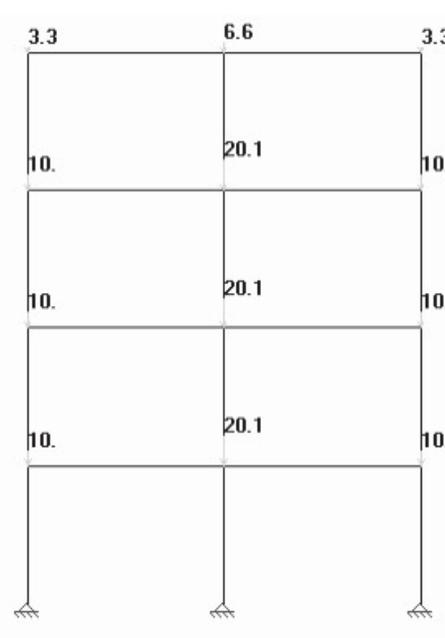
PP – Peso Próprio



CP –Carga Permanente



CV90 – Carga Vento



CA – Carga Acidental

Figura 5.19 – Cargas nos pórticos das filas A e D

ANÁLISE

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{1}{R_s} \frac{\Delta h}{h} \frac{\sum N_{sd}}{\sum H_{sd}}} \quad (\text{Item D 2.3 NBR8800})$$

Fila A e D						
Combinação 1,4CP+1,4CA+0,84CV90						
pavimento	R_s	Δh	H	Nsd	Hsd	B_2
		Cm	Cm	kN	kN	
4	0,85	0,486	300	156	1,42	1,02
3	0,85	0,433	300	419	4,788	1,04
2	0,85	0,316	300	683	7,89	1,06
1	0,85	0,14	300	945	10,5	1,05

Fila B e C						
Combinação 1,4CP+1,4CA+0,84CV90						
pavimento	R_s	Δh	h	Nsd	Hsd	B_2
		Cm	cm	kN	kN	
5	0,85	0,795	300	177	0,403	1,00
4	0,85	0,795	300	406	3,52	1,07
3	0,85	0,655	300	773	8,56	1,07
2	0,85	0,469	300	1143	13,02	1,10
1	0,85	0,211	300	1512	16,96	1,08

CONCLUSÃO:

Podemos classificar a estrutura como de pequena deslocabilidade, pois $B_2 < 1,10$.

5.10.1 - Esforços Solicitantes

De acordo com a ABNT NBR 8800, é permitido adotar coeficiente de flambagem $k=1$ nas barras da estrutura. Neste caso, também os efeitos das imperfeições iniciais de material não necessitam ser levados em conta na análise.

5.11 - Dimensionamento dos elementos da estrutura

Vamos dimensionar apenas algumas vigas da estrutura usando os perfis indicados no item 6. O refino da estrutura e as demais vigas fica como lição a ser feita pelos usuários do manual.

Os valores dos carregamentos encontram-se nos itens acima descritos. Como sugestão de secção a ser adotada nas vigas ver item 6. Vale lembrar que devemos otimizar o número seções usadas.

Para vigas não mistas vamos adotar $L_b = 50$ cm (vamos colocar um pino a cada 50 cm).

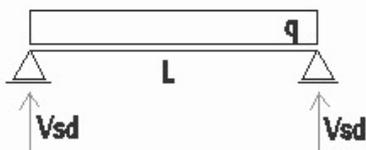
5.11.1- Vigas a serem dimensionadas

Materiais

<u>Concreto</u>		<u>Aço do Perfil</u>	
Classe de Concreto (f_{ck} , MPa):	20	Tensão de Escoamento (f_y , MPa):	350
Peso Próprio (kN/m^3):	25	Módulo de Elasticidade (E_s , MPa)	200000

5.11.1.1- EL.13500

V2CX = W 250x17,9 $I_x = 2291 \text{ cm}^4$ $Z_x = 211 \text{ cm}^3$ $h=22 \text{ cm}$ $t_f = 5,3 \text{ mm}$ $t_w = 4,8 \text{ mm}$
 $r_y = 1,99 \text{ cm}$



Dados da viga e carregamento

$$Q_{CP} = 2,50 = 2,50 \text{ kN/m} + 0,179 \text{ kN/m} = 2,68 \text{ kN/m}$$

$$Q_{CA} = 0 \text{ kN/m}$$

$$1,4Q_{CP} + 1,4 Q_{CA} = 1,4 \times 2,68 = 3,75 \text{ kNm}$$

$$Q_{total} = 3,75 \text{ kN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{3,75 \times 3,00^2}{8} = 4,22 \text{ kN.m} ; \quad V_{sd} = \frac{3,75 \times 3,00}{2} = 5,63 \text{ kN}$$

- **Estado limite de Serviço (ELS)**

$$\text{Limite } L/350 = 300/350 = 0,85 \text{ cm}$$

δ_1 = deslocamento devido a CP

δ_3 = deslocamento devido as ações variáveis

$$\delta_1 = \frac{5 \cdot q_{cp} \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_x} = \frac{5 \times 0,02679 \times 300^4}{384 \times 20000 \times 2291} = 0,062 \text{ cm} ; \quad \delta_3 = \frac{5 \cdot q_{ca} \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_x} = 0,00 \text{ cm}$$

$$\delta_t = \delta_1 + \delta_3 = 0,062 < 0,85 \text{ cm OK.}$$

$\delta_t < 20 \text{ mm}$ não é necessário verificar vibração.

- **Estado limite de último (ELU)**

a) FLT

$$L_b = 50 \text{ cm} ; \quad r_y = 1,99 \text{ cm}$$

Projeto e cálculo de um edifício

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y} = \frac{50}{1,99} = 25,12 < \lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \times \sqrt{\frac{20000}{35}} = 42,07 \quad \text{OK}$$

$$M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{Z \cdot f_y}{1,10} = \frac{211,0 \times 35}{1,10} = 6713,7 \text{ kNcm} = \mathbf{67,14 \text{ kNm}}$$

b) FLM

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{10,1}{2 \times 0,53} = 9,52 > \lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \times \sqrt{\frac{20000}{35}} = 9,08$$

$$\lambda_r = 0,83 \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)}} = 0,83 \times \sqrt{\frac{20000}{(35 - 0,3 \times 35)}} = 23,71$$

$$M_{pl} = 211,0 \times 35 = 7385 \text{ kN.cm} ; \quad M_r = 211,0 \times (35 - 0,30 \times 35) = 5002,8 \text{ kN.cm}$$

$$M_{rd} = \frac{C_b}{\gamma_{a1}} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] = \frac{1,0}{1,1} \left[7385 - (7385 - 5002,8) \frac{9,52 - 9,08}{23,71 - 9,08} \right] =$$

$$M_{rd} = \mathbf{6648 \text{ kNcm} = 66,48 \text{ kNm}}$$

c) FLA

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{22,0}{0,48} = 45,82 < \lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \times \sqrt{\frac{20000}{35}} = 89,88$$

$$M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{Z \cdot f_y}{1,10} = \frac{211,0 \times 35}{1,10} = 6713,7 \text{ kN.cm} = \mathbf{67,14 \text{ kNm}}$$

d) Cortante

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{22,0}{0,48} = 45,82 < \lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_y}} = 1,10 \times \sqrt{\frac{5,0 \times 20000}{35}} = 58,79 \quad \text{OK}$$

$$V_{rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{0,60 \times 22 \times 0,48 \times 35}{1,1} = 201,60 \text{ kN}$$

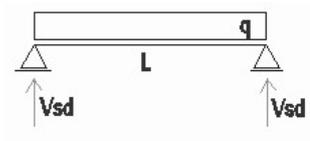
Temos então :

$$M_{sd} = 4,22 \text{ kN.m} < 66,48 \text{ kN.m} \quad \text{OK}$$

$$V_{sd} = 5,63 \text{ kN} < V_{rd} = 201,60 \text{ kN} \quad \text{OK.}$$

5.11.1.2 - Viga da EL. 12000

$$V2C = W 310 \times 28,3 \quad I_x = 5500 \text{ cm}^4 \quad Z_x = 412 \text{ cm}^3 \quad h = 27,1 \text{ cm} \quad t_f = 8,9 \text{ mm} \quad t_w = 6,0 \text{ mm} \\ r_y = 2,08 \text{ mm}$$



Dados da viga e carregamento

$$L_b = 50 \text{ cm}$$

$$Q_{CP} = 1,70 + 6,20 + 0,283 = 8,18 \text{ kN/m} ; \quad Q_{CA} = 1,10 \text{ kN/m}$$

$$1,4Q_{CP} + 1,4 Q_{CA} = 13,0 \text{ kN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{13,0 \times 6,00^2}{8} = 58,50 \text{ kN.m} ; \quad V_{sd} = \frac{13,0 \times 6,0}{2} = 39,0 \text{ kN}$$

- **Estado limite de Serviço (ELS)**

$$\text{Limite } L/350 = 600/350 = 1,71 \text{ cm}$$

δ_1 = deslocamento devido a CP

δ_3 = deslocamento devido as ações variáveis

$$\delta_1 = \frac{5 \cdot q_{cp} \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_x} = \frac{5 \times 0,0818 \times 600^4}{384 \times 20000 \times 5500} = 1,25 \text{ cm} ;$$

$$\delta_3 = \frac{5 \cdot q_{ca} \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_x} = \frac{5 \times 0,0110 \times 600^4}{384 \times 20000 \times 5500} = 0,17 \text{ cm}$$

$$\delta_t = \delta_1 + \delta_3 = 1,25 + 0,17 = 1,42 < 1,71 \text{ cm OK.}$$

$\delta_t < 20 \text{ mm}$ não é necessário verificar vibração.

- **Estado limite de último (ELU)**

Temos então :

a) FLT

$$L_b = 50 \text{ cm} ; r_y = 2,08 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y} = \frac{50}{2,08} = 24,03 < \lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \times \sqrt{\frac{20000}{35}} = 42,07 \text{ OK}$$

$$M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{Z \cdot f_y}{1,10} = \frac{412 \times 35}{1,10} = 13109 \text{ kN.cm} = 131 \text{ kNm}$$

b) FLM

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{10,2}{2 \times 0,89} = 5,73 < \lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \times \sqrt{\frac{20000}{35}} = 9,08 \text{ Ok}$$

$$M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{Z \cdot f_y}{1,10} = \frac{412 \times 35}{1,10} = 13109 \text{ kN.cm} = \mathbf{131 \text{ kNm}}$$

c) FLA

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{27,1}{0,60} = 45,20 < \lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{20000}{35}} = 90,0 \text{ OK}$$

$$M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{Z \cdot f_y}{1,10} = \frac{412 \times 35}{1,10} = 13109 \text{ kN.cm} = \mathbf{131 \text{ kNm}}$$

d) Cortante

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{27,1}{0,6} = 45,2 < \lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_y}} = 1,10 \sqrt{\frac{5,0 \times 20000}{35}} = 58,80 \text{ OK}$$

$$V_{rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{0,60 \times 27,1 \times 0,60 \times 35}{1,10} = 310,42 \text{ kN}$$

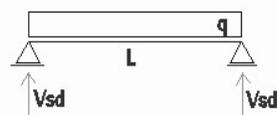
Verificação

$$M_{sd} = 58,45 \text{ kN.m} < 131 \text{ kN.m} \text{ ok}$$

$$V_{sd} = 38,97 \text{ kN} < V_{rd} = 310,42 \text{ kN} \text{ OK.}$$

5.11.1.3 - Viga da EL. 3000 a 9000

V2AM = W 310x28,3



- Estado limite de Serviço (ELS)

$$\text{Limite } L/350 = 600/350 = 1,71 \text{ cm}$$

CP + CA (combinação quase permanentes de serviço)

δ_1 = deslocamento devido a CP.

δ_3 = deslocamento devido as ações variáveis.

$$\delta_1 = \frac{5 \cdot q_{cp} \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_x} = \frac{5 \times 0,1530 \times 600^4}{384 \times 20000 \times 5500} = \mathbf{2,34 \text{ cm}}$$

$$\delta_3 = \frac{5 \cdot q_{ca} \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_x} = \frac{5 \times 0,0670 \times 600^4}{384 \times 20000 \times 5500} = \mathbf{1,03 \text{ cm}}$$

$$\delta = \delta_1 + \delta_3 = 2,34 + 1,03 = 3,37 > 1,71 \text{ cm NOK.}$$

Vamos adotar como viga mista

Pelo fato de a laje ser escorada vamos considerar que antes da cura da laje a viga suporte apenas 30 % da carga total .

Como a viga não atendeu o ELS vamos fazê-la como viga mista não escorada com interação completa. Laje pré-moldada tipo painel com 100 mm de laje acabada, ou seja, $t_c=7,0$ cm e $h_f= 3,0$ cm

Dados da viga e carregamento

Cargas atuantes:

- Antes da cura

$$Q = 1,4QCP1+1,4 QCA1$$

$$Q_{total} = 1,4(15,3+6,7)0,3 = 9,24 \text{ kN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{9,24 \times 6,00^2}{8} = 41,60 \text{ kN.m} ; \quad V_{sd} = \frac{9,24 \times 6,00}{2} = 27,72 \text{ kN}$$

Depois da cura

$$Q = 1,4 QCP2+1,4 QCA2$$

$$Q_{total} = 1,4(15,3+6,7) = 30,80 \text{ kN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{30,80 \times 6,0^2}{8} = 138,60 \text{ kN.m} ; \quad V_{sd} = \frac{30,8 \times 6,0}{2} = 92,40 \text{ kN}$$

Verificação antes da cura

$$M_{sd} = 41,60 \text{ kN.m} < 131 \text{ kN.m} \text{ OK} \quad V_{sd} = 27,72 \text{ kN} < V_{rd} = 310,4 \text{ kN} \text{ OK.}$$

- Estado limite de último (ELU)- Verificação depois da Cura

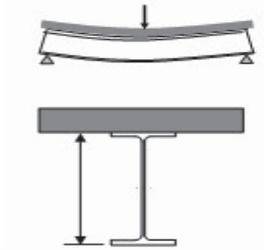
Cálculo da largura efetiva- viga interna simplesmente apoiada

$b/2$ = menor valor entre

$$\frac{1}{2}a = \frac{1}{2} \times 442,5 = 221,2 \text{ cm}$$

$$\frac{1}{8}l = \frac{1}{8} \times 600 = 75 \text{ cm} \rightarrow \text{comanda}$$

$$b = 75 \times 2,0 = 150 \text{ cm}$$



Como $\lambda < \lambda_p$, pode-se utilizar-se de uma distribuição plástica de tensões na seção mista

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = 45,20 < \lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \times \sqrt{\frac{20000}{35}} = 89,9 \quad \text{OK}$$

$$\sum Q_{rd} = 0,85 f_{cd} b t_c = 0,85 \times \frac{2,0}{1,4} \times 150 \times 7,0 = 1275 \text{ kN}$$

$$A_a f_y d = 36,5 \times \frac{35}{1,1} = 1161 \text{ kN} \quad \rightarrow \text{comanda}$$

$$\sum Q_{rd} > A_a f_y d$$

$$a = \frac{T_{ad}}{0,85 f_{cd} b} = \frac{1161}{0,85 \times \frac{2,0}{1,4} \times 150} = 6,37 < T_c = 7,00 \text{ cm}$$

$$C_{cd} = 0,85 f_{cd} b a = 0,85 \times \frac{2,0}{1,4} \times 150 \times 6,37 = 1160 \text{ kN}$$

$$M_{rd} = \beta_v m T_{ad} \left(d_1 + h_f + t_c - \frac{a}{2} \right) = 1,0 \times 1161 \times \left(\frac{30,9}{2} + 3 + 7 - \frac{6,37}{2} \right) = 25850 \text{ kN.cm}$$

$$\text{ou } M_{rd} = 258,50 \text{ kN.m}$$

Verificação depois da cura

$$M_{sd} = 138,60 \text{ kN.m} < 258,50 \text{ kNm} \quad \text{OK}$$

$$V_{sd} = 92,40 \text{ kN} < V_{rd} = 310,4 \text{ kN} \quad \text{OK.}$$

f) Cálculo dos Conectores.

Conector tipo pino $\varnothing 19 \text{ mm}$

$$A_{cs} = 2,85 \text{ cm}^2; \quad f_{ucs} = 41,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$E_c = 0,85 \times 5600 \times \sqrt{f_{ck}} = 0,85 \times 5600 \times \sqrt{20} = 21287 \text{ MPa}$$

$$Q_{Rd} = \frac{1}{2} \times \frac{A_{cs} \sqrt{f_{ck} E_c}}{\gamma_{cs}} = \frac{1}{2} \times \frac{2,85 \times \sqrt{2 \times 21287}}{1,25} = 74,38 \text{ kN}$$

$$Q_{Rd} = \frac{R_g \cdot R_p \cdot A_{cs} \cdot f_{ucs}}{\gamma_{cs}} = \frac{1,0 \times 1,0 \times 2,85 \times 41,5}{1,25} = 94,62 \text{ kN} \text{ --- Comanda}$$

$R_p = 1,0$ conectores soldados diretamente sobre a viga de aço.

Número de conectores necessários

$$n = \frac{1161,32}{74,38} = 15,61 \text{ para } \frac{1}{2} \text{ viga. Então teremos um total de 32 conectores um a cada } 188 \text{ mm} \cong 190 \text{ mm}$$

• Estado limite de Serviço (ELS)

Propriedades elásticas da seção transformada

$$E_c = 0,85 \times 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0,85 \times 5600 \times \sqrt{20} = 21287 \text{ MPa}$$

Razão Modular

$$\delta_{ec} = \frac{E}{E_c} = \frac{200000}{21287} = 9,39 \text{ (curta duração)}$$

$$\delta_{el} = \frac{E}{E_c} \times 3 = \frac{200000}{21287} \times 3 = 28,17 \text{ (longa duração)}$$

$$\text{Área transformada} = A_{trc} = t_c \frac{b}{\delta_{ec}} = 7,0 \frac{150}{9,39} = 111,82 \text{ cm}^2 \text{ (curta duração)}$$

$$\text{Área transformada} = A_{trc} = t_c \frac{b}{\delta_{el}} = 7,0 \frac{150}{28,17} = 37,27 \text{ cm}^2 \text{ (longa duração)}$$

Determinação das propriedades é feita usando a tabela abaixo

Curta duração.

	A	Y	Ay	Ay ²	I _{ox}
Laje	111,82	21,95	2454,44	53875,15	456,47
Perfil	36,5	0	0	0	5500
Total	148,32	21,95	2454,44	53875,15	5956,47

$$y = \frac{t_c}{2} + h_F + \frac{h}{2} = \frac{7}{2} + 3 + \frac{30,9}{2} = 21,95 \quad b = 150/9,39 = 15,97$$

$$I_{ox} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{15,97 \times 7^3}{12} = 456,47 \text{ (laje)}$$

$$y_{cg} = \frac{\sum Ay}{\sum A} = \frac{2454,44}{148,32} = 16,54 \text{ cm}$$

$$I_{trc} = \sum Ay^2 + \sum I_{ox} - \sum Axy_{cg}^2 = 53875,15 + 5956,47 - 148,32 \times 16,54^2 = 19255 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{efc}} = I_a + \sqrt{\frac{Q_{\text{Rd}}}{F_{\text{hd}}}} (I_{\text{tr}} - I_a) = 5500 + \sqrt{\frac{1161,4}{1161,34}} (19255 - 5500) = 19255 \text{ cm}^4$$

Longa duração.

	A	Y	Ay	Ay ²	I _{ox}
Laje	31,93	21,95	700,86	15383,9	152,
Perfil	36,5	0	0	0	5500
Total	68,43	21,95	700,86	15383,9	5652,

$$I_{\text{ox}} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{5,32 \times 7^3}{12} = 152,0 \text{ (laje)}$$

$$y_{\text{cg}} = \frac{\sum Ay}{\sum A} = \frac{700,86}{68,43} = 10,24 \text{ cm}$$

$$I_{\text{tri}} = \sum Ay^2 + \sum I_{\text{ox}} - \sum Axy_{\text{cg}}^2 = 153834 + 5652 - 68,43 \times 10,24^2 = 13861 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{efl}} = I_a + \sqrt{\frac{\sum Q_{\text{Rd}}}{F_{\text{hd}}}} (I_{\text{trc}} - I_a) = 13861 \text{ cm}^4$$

• Estado limite de Serviço (ELS)

Limite $L/350 = 600/350 = 1,71 \text{ cm}$

δ_1 = deslocamento devido a CP curta duração

δ_2 = deslocamento devido a CP longa duração

δ_3 = deslocamento devido as ações variáveis

$$\delta_1 = \frac{5 \cdot q_{\text{cp}} \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_x} = \frac{5 \times 0,0459 \times 600^4}{384 \times 20000 \times 5500} = 0,70 \text{ cm}$$

$$\delta_2 = \frac{5 \cdot q_{\text{cp}} \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_{\text{efl}}} = \frac{5 \times 0,1071 \times 600^4}{384 \times 20000 \times 13860,55} = 0,65 \text{ cm}$$

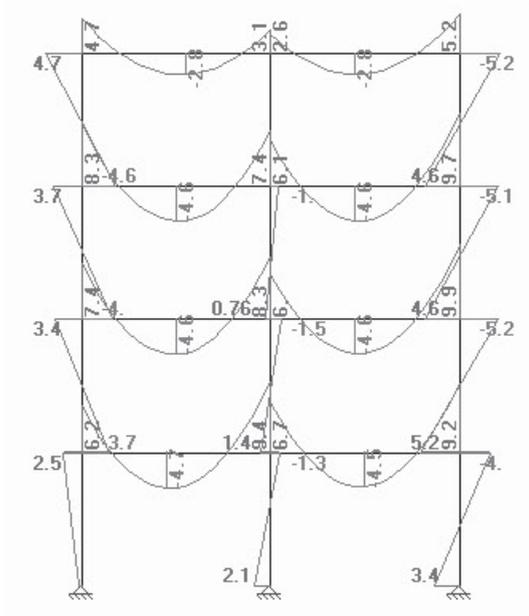
$$\delta_3 = \frac{5 \cdot q_{\text{ca}} \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_x} = \frac{5 \times 0,0670 \times 600^4}{384 \times 20000 \times 19255,48} = 0,29 \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{t}} = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 = 0,70 + 0,65 + 0,29 = 1,64 < 1,71 \text{ cm OK.}$$

5.11.2 - Pórticos

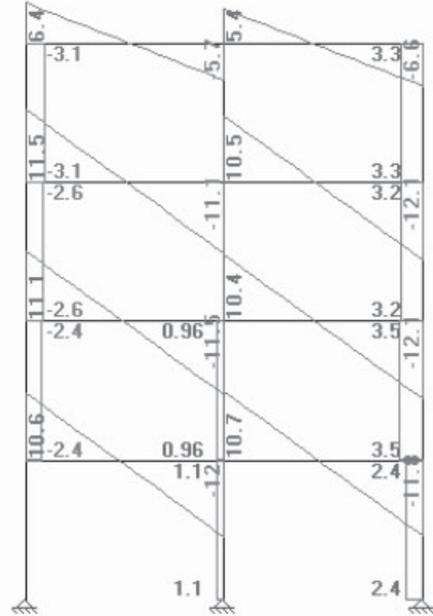
Vamos mostrar apenas os diagramas da combinação 2 para a Filas A e D. Os valores usados para o dimensionamento foram obtidos através dos diagramas como o apresentados abaixo.

Combinação 2 - 1,4 CP + 1,4 CA + FHE 90



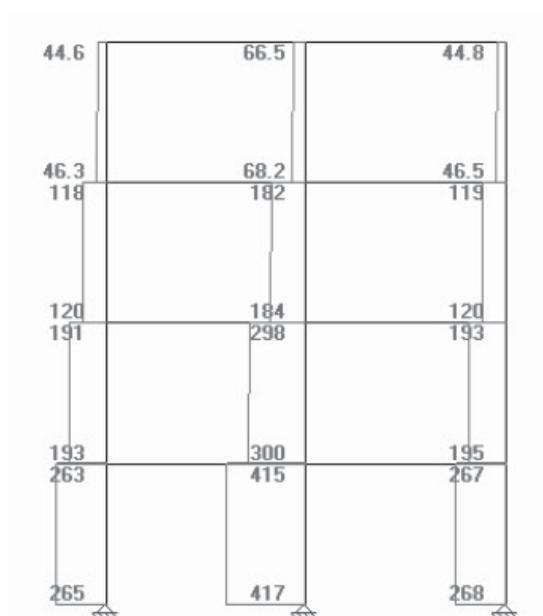
Momento (Msd)

Fig. 5.21a - Resultados



Cortante(Vsd)

Fig. 5.21b - Resultados



Axial (Nsd)

Fig. 5.21c - Resultados do computador

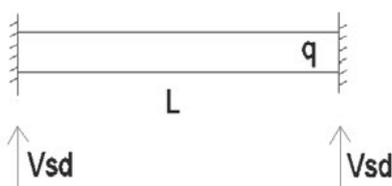
5.11.2.1- Esforços solicitantes de cálculo

O quadro abaixo representa os esforços nas colunas de acordo com os diagramas obtidos nos programas de análise. Ele representa apenas os valores máximos que devem ser usados na verificação das colunas para diversos carregamentos. Vale lembrar que pode ocorrer uma pequena variação nos valores de acordo com programa usado na análise. Vamos dimensionar apenas as vigas e colunas do pórtico Fila A e D, ficando para o usuário o dimensionamento das outras filas.

Combinação filas A e D	coluna central			coluna de extremidade			viga			
	N (kN)	M (kN.m)	V (kN)	N (kN)	M (kN.m)	V (kN)	N (kN)	M (kN.m)	V (kN)	deformação cm
1,4cp+1,4ca+1,4 fhe90	417	2,03	1,12	273	4	2,44	-1,25	9,2	12	0,056
1,4cp+1,4ca+.84cv90	417	7,5	4,13	273	8,1	4,73	-0,295	13,4	13,7	0,056
1,4cp+.70ca+1,4 cv90	371	12,5	6,88	253	12,4	6,81	0,449	17,1	15,3	0,058

5.11.2.2- Dimensionamento vigas pórtico

Filas A e D = VS 300x26,0 $A = 32,7 \text{ cm}^2$ $Z_x = 376 \text{ cm}^3$ $b_f = 12 \text{ cm}$ $t_f = 8,0 \text{ mm}$
 $t_w = 4,75 \text{ mm}$ $r_y = 2,66 \text{ mm}$



Vamos pegar os valores da combinação 1,4 CP+0,70 CA+1,4 CV90

$M_{sd} = 17,1 \text{ kN.m}$

$V_{sd} = 15,3 \text{ kN}$

$N_{sd} = 0,449 \text{ kN}$

- Estado limite de Serviço (ELS)

Limite $L/350 = 4425/350 = 1,26 \text{ cm}$

$\delta_t = \delta_1 + \delta_3 = 0,060 < 1,26 \text{ cm OK.}$

$\delta_t < 20 \text{ mm}$ não é necessário verificar vibração.

- Estado limite de último (ELU)

a) FLT

$L_b = 50 \text{ cm}$; $r_y = 2,66 \text{ cm}$

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y} = \frac{50}{2,66} = 18,79 < \lambda_p = 1,76 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \times \sqrt{\frac{20000}{35}} = 42,07 \text{ OK}$$

$$M_{rd} = \frac{Z \cdot f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{376 \times 35}{1,1} = 119,63 \text{ kN.m}$$

b) FLM

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{12,0}{2 \times 0,8} = 7,50 < \lambda_p = 0,38 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \times \sqrt{\frac{20000}{35}} = 9,08 \text{ OK}$$

$$M_{rd} = \frac{Z \cdot f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{376 \times 35}{1,10} = 119,7 \text{ kN.m}$$

c) FLA

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{28,4}{0,475} = 59,8 < \lambda_p = 3,76 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \times \sqrt{\frac{20000}{35}} = 89,9 \text{ OK}$$

$$M_{rd} = \frac{Z \cdot f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{376 \times 35}{1,10} = 119,7 \text{ kN.m}$$

d) Cortante

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{28,4}{0,475} = 59,8 < \lambda_p = 1,10 \times \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{f_y}} = 1,10 \times \sqrt{\frac{5,0 \times 20000}{35}} = 58,8 \text{ Não}$$

$$\lambda_r = 1,37 \times \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{f_y}} = 1,37 \times \sqrt{\frac{5,0 \times 20000}{35}} = 73,22$$

$$\lambda_p < \lambda < \lambda_r$$

$$V_{rd} = \frac{\lambda_p}{\lambda} \times \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{58,79}{59,8} \times \frac{0,60 \times 28,4 \times 0,475 \times 35}{1,10} = 253,20 \text{ kN}$$

• Esforços Normais

$$L_b = 442,5 \text{ cm e } (KL/r < 200)$$

$$KL_b/r_y = 1,0 \times 442,5 / 2,66 = 166 < 200 \text{ ok.}$$

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \cdot Q \cdot A_g \cdot f_y}{\gamma_{a1}}$$

ALMA (ELEMENTO AA)

Projeto e cálculo de um edifício

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{28,4}{0,475} = 59,8 < \lambda_p = 1,49 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,49 \times \sqrt{\frac{20000}{35}} = 35,61 \text{ Não}$$

$$Q_a = \frac{A_{ef}}{A_g} = \frac{28,11}{32,7} = 0,86$$

$$A_{ef} = A_g - \sum (b - b_{ef})t \approx A_{ef} = 32,7 - (28,4 - 18,74)0,475 = 28,11 \text{ cm}^2$$

$$b_{ef} = 1,92 \cdot t \cdot \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \left[1 - \frac{C_a}{h/t_w} \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \right] \leq b \approx$$

$$b_{ef} = 1,92 \times 0,475 \sqrt{\frac{20000}{35}} \left[1 - \frac{0,34}{59,8} \sqrt{\frac{20000}{35}} \right] = 18,74 < 33,4$$

$$C_a = 0,34$$

$$\sigma = f_y = 35 \text{ kN/cm}^2$$

MESA (ELEMENTO AL)

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} = \frac{4}{\sqrt{59,8}} = 0,51 < 0,76 \text{ OK}$$

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{12,0}{2 \times 0,8} = 7,50 < \lambda_p = 0,64 \times \sqrt{\frac{E}{(f_y/k_c)}} = 0,64 \times \sqrt{\frac{20000}{35/0,51}} = 13,33 \text{ OK}$$

$$Q_s = 1,0 \quad Q = Q_s Q_a = 1,0 \times 0,86 = 0,86$$

Fator de redução (χ)

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}} = \sqrt{\frac{0,86 \times 32,7 \times 35}{232,63}} = 2,05 > 1,50$$

$$\chi = 0,877 / \lambda_0^2 = 0,877 / 2,05^2 = 0,209$$

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 E I_x}{(K_x \cdot L_x)^2} = \frac{3,14^2 \times 20000 \times 5000}{(1 \times 442,5)^2} = 5035,40 \text{ kN}$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 E I_y}{(K_y \cdot L_y)^2} = \frac{3,14^2 \times 20000 \times 231}{(1 \times 442,5)^2} = 232,63 \text{ kN}$$

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L_z)^2} + GJ \right] = \frac{1}{12,65^2} \left[\frac{3,14^2 \times 20000 \times 49112}{(1 \times 442,5)^2} + 7700 \times 5 \right] = 549,7 \text{ kN}$$

$$r_0 = \sqrt{(r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2)} = \sqrt{(12,37^2 + 2,66^2 + 0^2 + 0^2)} = 12,65 \text{ cm}$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{20000}{2(1+0,30)} = 7700 \text{ kN/cm}^2$$

Temos então que o $N_e = 232,63 \text{ kN}$

Força axial resistente de cálculo

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \cdot Q \cdot A_g \cdot f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{0,209 \times 0,86 \times 32,7 \times 35}{1,10} = 187 \text{ kN}$$

Resumo

$$M_{rd} = 119,63 \text{ kN.m} > 17,1 \text{ kN.m}$$

$$N_{c,Rd} = 187 \text{ kN} > 0,449 \text{ kN}$$

$$V_{rd} = 253,2 \text{ kN} > 15,3 \text{ kN}$$

Equação de interação

$$\frac{N_{sd}}{N_{rd}} = \frac{0,449}{187} = 0,002 < 0,2$$

$$\frac{N_{sd}}{2N_{rd}} + \left(\frac{M_{sdx}}{M_{rdx}} + \frac{M_{sdy}}{M_{rddy}} \right) = \frac{0,449}{2 \times 187} + \left(\frac{17,1}{119,7} \right) = 0,14 < 1,0$$

5.11.2.3- Dimensionamento pilares do pórtico

Pilares = CVS 250x40 $A=50,8 \text{ cm}^2$ $I_x= 5495 \text{ cm}^4$ $I_y = 779 \text{ cm}^4$ $Z_x=495 \text{ cm}^3$
 $I_T = 14 \text{ cm}^4$ $C_w=112484 \text{ cm}^6$ $r_y=3,92 \text{ cm}$

- Estado limite de último (ELU)

a) FLT

$$L_b = 300 \text{ cm} ; r_y = 3,92 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y} = \frac{300}{3,92} = 76,53 < \lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \times \sqrt{\frac{20000}{35}} = 42,07 \text{ Não}$$

$$\lambda_r = \frac{1,38 \sqrt{I_y \cdot J}}{r_y \cdot J \cdot B1} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 C_w \cdot B1^2}{I_y}}}$$

$$\frac{1,38 \sqrt{779 \times 14}}{3,92 \times 14 \times 0,04} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \times 112484 \times 0,04^2}{779}}} = 126,04$$

$$B1 = \frac{(f_y - \sigma) W}{E \cdot J} = \frac{(35 - 10,5) 440}{20000 \times 14} = 0,04$$

Como $\lambda_p < \lambda < \lambda_r$ $M_{pl} = 495 \times 35 = 17325 \text{ kNcm}$ $M_r = 0,3 \times 35 \times 495 = 5197,5 \text{ kNcm}$

$$M_{rd} = \frac{C_b}{\gamma_{a1}} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] = \frac{1}{1,1} \left[17325 - (17325 - 5197,5) \frac{76,53 - 42,07}{126 - 42,07} \right] =$$

$$M_{rd} = 112,30 \text{ kN.m} < 17325/1,1 = 157,50 \text{ kN.m}$$

b) FLM

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{17,0}{2 \times 0,95} = 8,95 < \lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{20000}{35}} = 9,08$$

$$M_{rd} = \frac{Z \cdot f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{495 \times 35}{1,10} = 157,50 \text{ kN.m}$$

c) FLA

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{23,1}{0,8} = 28,8 < \lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{20000}{35}} = 89,9 \text{ OK}$$

$$M_{rd} = \frac{Z \cdot f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{495 \times 35}{1,10} = 157,50 \text{ kN.m}$$

d) Cortante

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{23,1}{0,80} = 28,8 < \lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_y}} = 1,10 \sqrt{\frac{5,0 \times 20000}{35}} = 58,79 \text{ OK}$$

$$\lambda_p < \lambda < \lambda_t$$

$$V_{rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{0,60 \times 23,1 \times 0,80 \times 35}{1,10} = 352,8 \text{ kN}$$

- Esforços Normais

$$L_b = 300 \text{ cm e } (KL/r < 200)$$

$$KL/r_y = 1,0 \times 300 / 3,92 = 76,53 < 200 \text{ ok.}$$

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g \cdot f_y}{\gamma_{a1}}$$

ALMA (ELEMENTO AA)

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{23,1}{0,80} = 28,8 < \lambda_p = 1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,49 \sqrt{\frac{20000}{35}} = 35,61 \text{ OK}$$

$$Q_a = \frac{A_{ef}}{A_g} = 1$$

MESA (ELEMENTO AL)

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{17,0}{2 \times 0,95} = 8,90 < \lambda_p = 0,64 \sqrt{\frac{E}{(f_y/k_c)}} = 0,64 \sqrt{\frac{20000}{35/0,75}} = 13,33 \text{ OK}$$

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} = \frac{4}{\sqrt{28,8}} = 0,75 < 0,76$$

$$Q_s = 1,0; Q = Q_s Q_a = 1,0$$

Fator de redução (χ)

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}} = \sqrt{\frac{1,0 \times 50,8 \times 35}{1706,80}} = 1,02 < 1,50$$

$$\chi = 0,658^{\lambda_0^2} = 0,658^{1,02^2} = 0,647$$

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 E \cdot I_x}{(K_x \cdot L_x)^2} = \frac{3,14^2 \times 20000 \times 5495}{(1 \times 300)^2} = 12039,66 \text{ kN}$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 E \cdot I_y}{(K_y \cdot L_y)^2} = \frac{3,14^2 \times 20000 \times 779}{(1 \times 300)^2} = 1706,80 \text{ kN comanda}$$

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L_z)^2} + GJ \right] = 17869,3 \text{ kN}$$

Temos então que o $N_e = 1706,80 \text{ kN}$

Força Axial resistente de cálculo

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q \cdot A_g \cdot f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{0,647 \times 1,0 \times 50,8 \times 35}{1,10} = 1046 \text{ kN}$$

Resumo

$$M_{rd} = 119,63 \text{ kN.m} > 7,5 \text{ kN.m}$$

$$N_{c,Rd} = 1046 \text{ kN} > 417 \text{ kN}$$

$$V_{rd} = 352,8 \text{ kN} > 4,13 \text{ kN}$$

Equação de interação

$$\frac{N_{sd}}{N_{rd}} = \frac{417}{1046} = 0,40 > 0,2$$

$$\frac{N_{sd}}{N_{rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{sdx}}{M_{rdx}} + \frac{M_{sdy}}{M_{rdy}} \right) = \frac{417}{1046} + \frac{8}{9} \left(\frac{7,5}{119,63} \right) = 0,460 < 1,0$$

5.11.3- Dimensionamento dos contraventamentos

O contraventamento será dimensionado a tração para o maior esforço dentre os presentes carregamentos. Vale lembrar que a estrutura foi rodada no plano considerando. Para o contraventamento vamos adotar o tubo redondo de 73x 4,0. Fica a outra fila para o usuário dimensionar.

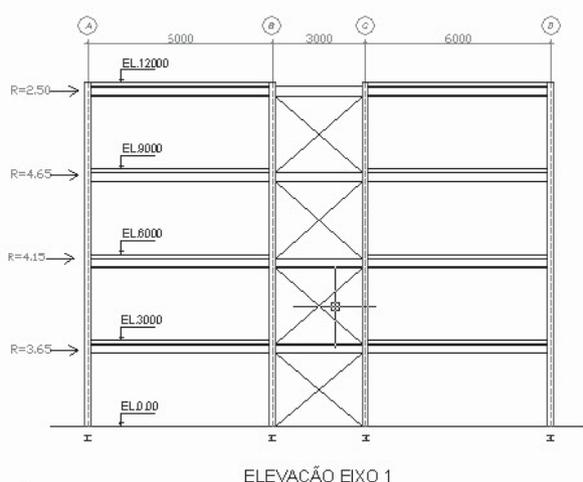


Figura 5.22 - Contraventamentos

- Esforços Normais

Material

Aço do Perfil Tensão de Escoamento (f_y) <input type="text" value="250"/> MPa	Módulo de Elasticidade (E_s) <input type="text" value="200000"/> MPa
--	--

$$N_t, S_d = \left(\sum F_h CV_0 / \cos 45 \right) \times 1,4 = ((2,50 + 4,65 + 4,15 + 3,65) / 0,707) \times 1,40 = 29,6 \text{ kN}$$

$$L = \sqrt{(300^2 + 300^2)} = 424,26 \text{ cm}$$

$$L_x = \frac{424,26}{2} = 212,13 \text{ cm} \quad L_y = 424,26 \text{ cm}$$

Dados do perfil $A_g = 8,59 \text{ cm}^2$ $r_x = r_y = 2,44 \text{ cm}$ $P = 6,74 \text{ kg/m}$

Para barras tracionadas $\lambda = \frac{L}{r} \leq 300$

$$\lambda_x = \frac{L_x}{r_x} = \frac{212,13}{2,44} = 86,93 \leq 300 \quad \lambda_y = \frac{L_y}{r_y} = \frac{424,26}{2,44} = 173,9 \leq 300$$

$$N_t, R_d = \frac{A_g \cdot f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{8,59 \times 25}{1,10} = 195,2 \text{ kN} \quad \text{comanda} > 29,6 \text{ kN} \quad - \text{OK}$$

$$N_t, R_d = \frac{A_e \cdot f_u}{\gamma_{a2}} = \frac{8,59 \times 40}{1,35} = 254,5 \text{ kN}$$

$$A_e = C_t \cdot A_n \quad L_c = 10 \text{ cm}$$

Força de tração transmitida por meio de uma chapa de ligação concêntrica (figura 8 NBR 8800 , pág 41)

$$C_t = 1,0$$

$$A_n = A_g = \text{Ligação soldada sem furos} = 8,59 \text{ cm}^2$$

5.11.4- Dimensionamento escada

O dimensionamento da escada e degraus deverá ser feito de acordo com manual de perfil formado a frio do CBCA por ser ela composta de perfil conformado a frio.

5.12 - Verificação do estado limite de serviço referente ao deslocamento da edificação

De acordo com o anexo C da NBR 8800 o deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação a base deverá ser de $H/400$ e o relativo entre dois pisos consecutivos $h/500$.

Para está verificação vamos adotar as seguintes combinações :

- Combinação 7 - CP1 + CV0
- Combinação 8 - CP1 + CV90

Teremos então:

$$\Delta_1 = H/400 = 1200/400 = 3,0 \text{ cm}$$

$$\Delta_2 = h/500 = 300/500 = 0,60 \text{ cm}$$

- CP1 + CV90

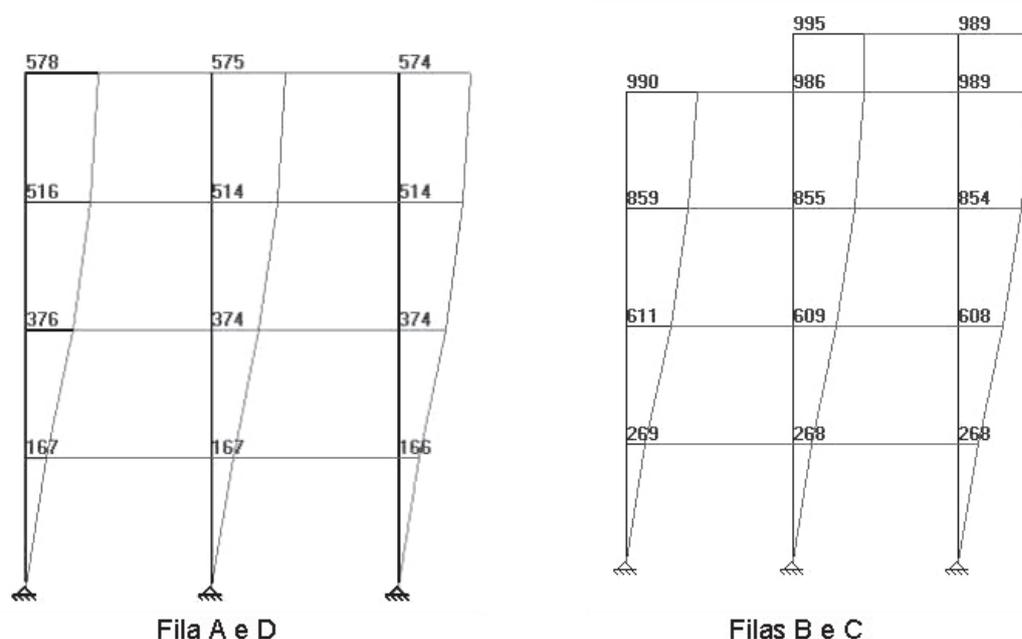


Figura 5.23 – Deslocamentos filas

Fila A e D

$$\Delta_1 = 0,578\text{cm} < 3,0\text{cm} \text{ OK (topo em relação a base)}$$

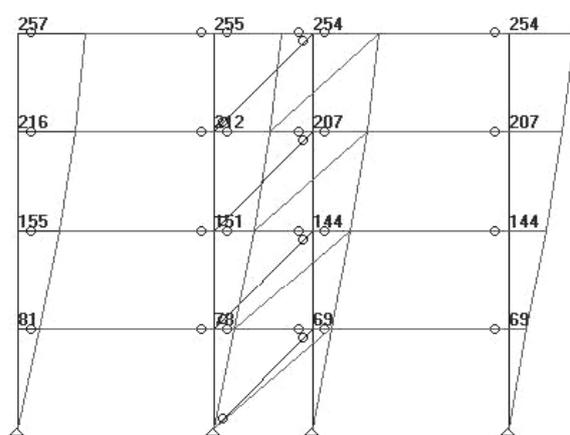
$$\Delta_2 = 0,376 - 0,268 = 0,21 \text{ cm} < 0,60 \text{ cm} \text{ OK (entre pavimentos)}$$

Fila B e C

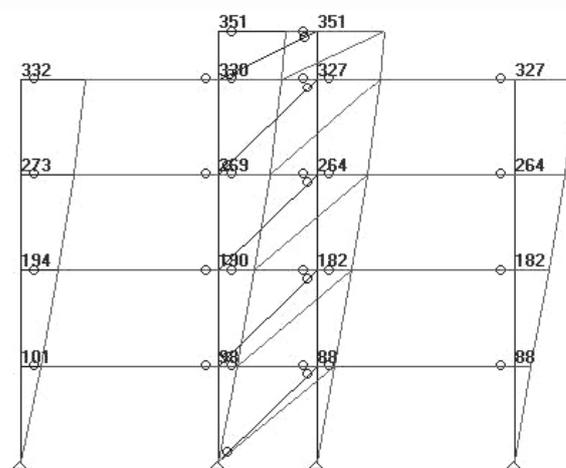
$$\Delta_1 = 0,990\text{cm} < 3,0\text{cm} \text{ OK (topo em relação a base)}$$

$$\Delta_2 = 0,608 - 0,268 = 0,34 \text{ cm} < 0,60 \text{ cm} \text{ OK (entre pavimentos)}$$

- CP1 + CV0



EIXO 1



EIXO 3

Figura 5.24– Deslocamentos eixos

EIXO 1

$$\Delta_1 = 0,257\text{cm} < 3,0\text{cm} \text{ OK (topo em relação a base)}$$

$$\Delta_2 = 0,144 - 0,069 = 0,075 \text{ cm} < 0,60 \text{ cm} \text{ OK (entre pavimentos)}$$

EIXO 3

$$\Delta_1 = 0,351\text{cm} < 3,0\text{cm} \text{ OK (topo em relação a base)}$$

$$\Delta_2 = 0,182 - 0,88 = 0,094 \text{ cm} < 0,60 \text{ cm} \text{ OK (entre pavimentos)}$$

Projeto e cálculo de um edifício

- Os resultados das duas hipóteses são muito próximos, vamos desenvolver apenas a 1ª

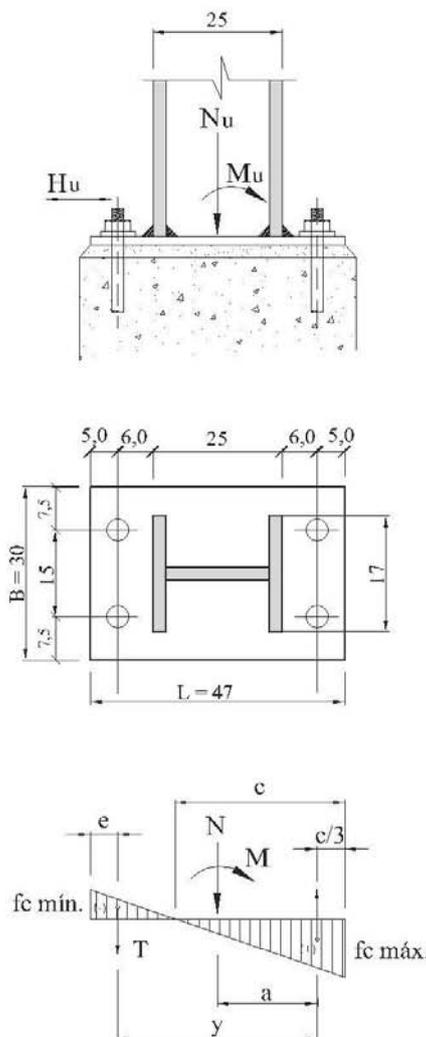


Figura 5.26

1.1 - Cálculo da placa de base em A 36
 $f_y = 25 \text{ kN/cm}^2$

Cálculo de L

$$L = \frac{N}{2.B.f_c} + \sqrt{\left(\frac{N}{2.B.f_c}\right)^2 + \frac{6M}{B.f_c}}$$

$$\frac{417}{2 \times 30 \times 1,02} + \sqrt{\left(\frac{417}{2 \times 30 \times 1,02}\right)^2 + \frac{6 \times 750}{30 \times 1,02}}$$

$$L = 6,81 + 13,9 = 20,72 \text{ cm} < 47 \text{ cm}$$

(adotado)

Cálculo de f_{cu}

$$f_{cu_{\max}} = \frac{N}{LB} + \frac{6M}{BL^2} = \frac{417}{30 \times 47} + \frac{6 \times 750}{30 \times 47^2}$$

$$= 0,296 + 0,070 = 0,37 < 1,02$$

$$f_{cu_{\min}} = 0,296 - 0,07 = 0,23 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{cu_{\max}} + f_{cu_{\min}} = 0,37 + 0,23 = 0,60 \text{ kN/cm}^2$$

Cálculo da espessura da placa

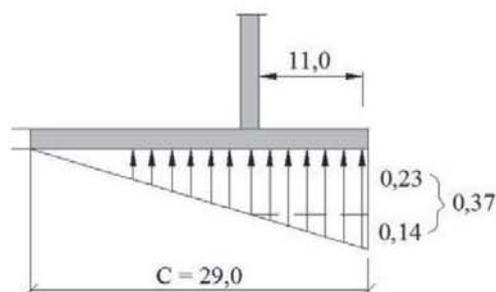


Figura 5.27

Cálculo de C

$$C = \frac{f_{c_{\max}} \cdot L}{f_{c_{\max}} + f_{c_{\min}}} = \frac{0,37 \times 47}{0,60} = 28,98$$

cm

$$t = 2,1 \sqrt{\frac{M_{pu}}{f_y}}$$

$$M_{pu} = \frac{0,37 \times 11^2}{2} = 22,38 \text{ kNcm}$$

$$t = 2,1 \sqrt{\frac{22,38}{25}} = 1,98 \text{ kNcm} \cong 19 \text{ mm}$$

Placa de base Ch 19x300x470mm

1.2 - Cálculo do chumbador SAE 1020

$$f_u = 38,7 \text{ kN/cm}^2$$

$$F_{tu} = 0,56 \times 38,7 = 21,8 \text{ kN/cm}^2$$

$$F_{vu} = 0,30 \times 38,7 = 11,6 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{C}{3} = \frac{28,98}{3} = 9,66 \text{ cm}$$

$$Y = L - \frac{C}{3} - e = 47 - 9,66 - 5 = 32,3 \text{ cm}$$

$$a = \frac{L}{2} - \frac{C}{3} = 23,5 - 9,66 = 13,84 \text{ cm}$$

$$T = \frac{M \cdot a}{y} = \frac{750 - 417 \times 13,84}{32,30} = -155 \text{ kN}$$

(Conclusão: Não há tração)

Adotado como mínimo Φ 25 mm

1.3 - Solda da ligação Pilar- placa de base , 2ª Hip. pior caso.

$$h = 25 - 0,8 = 24,2 \text{ cm}$$

$$W_s = b \cdot h + \frac{b \cdot h^2}{3} \text{ por cm}$$

$$W_s = 17 \times 24,2 + \frac{17 \times 24,2^2}{3} = 3730 \text{ cm}^3$$

$$P_s = (2 \times 24,2) + (4 \times 17) = 118 \text{ cm}$$

$$f_b = \frac{1240}{3730} = 0,33 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_v = \frac{6,81}{118} = 0,06 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_s = \sqrt{(0,33)^2 + 3 \times (0,06)^2} = 0,34 \text{ kN/cm}^2$$

Solda mínima 6 mm = 9,24 > 0,34

- Os resultados das duas hipóteses são muito próximos, vamos dar o resultado final, ficando por conta do leitor como exercício o desenvolvimento do cálculo.

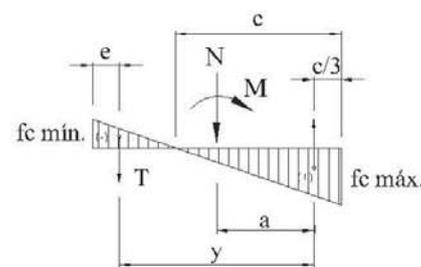
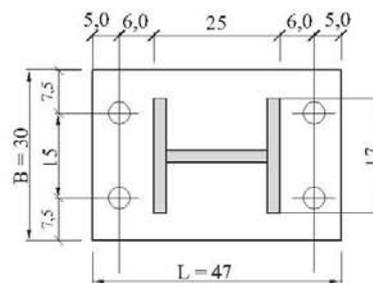
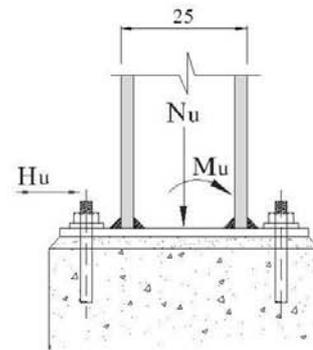


Figura 5.28

Placa encontrada 25 x 300x470
Chumbadores sem tração
Adotado como mínimo Φ 25 mm
Solda mínima 6 mm

2- BASES IV e V

Por questões construtivas vamos fazê-las iguais

Placa de base $f_y = 25 \text{ kN/cm}^2$

Concreto da base $f_{ck} = 2,0 \text{ kN/cm}^2$

$F_{cu} = 0,51 \times 2 = 1,02 \text{ kN/cm}^2$

1º hip.: $1,4(CP+CA)+0,84CV90$

2º hip.: $1,4(CP+CV90)+0,7CA$

1º hip.:

2º hip.:

$N_u = 716 \text{ kN}$

$N_u = 611 \text{ kN}$

$M_u = 1160 \text{ kN.cm}$

$M_u = 2020 \text{ kN.cm}$

$H_u = 6,6 \text{ kN}$

$H_u = 11,40 \text{ kN}$

5.14.2 – Ligações vigas com pilares

Alma parafusos ASTM A325 –N - ϕ 16 mm (5/8) – Res. = 49 kN (Tab. 4.3)

a) Pórticos A e D vigas V1 e V1C - VS 300x26 – Q= 15,3 kN

Pórticos B e C vigas V1A e V1AC – VS 300x26 – Q = 23,2 kN

Por uma questão de padronização vamos adotar 3 parafusos espaçados de 70 mm para atender 50% da altura da viga = $3 \times 49 = 147$ kN OK

Como as vigas estão engastadas soldaremos as mesas aos pilares . Ver detalhe no desenho de projeto EM-4

b) Pórticos eixos 1 e 3 – V2C e V2AC – W 310x28,3 - Q = 62 kN

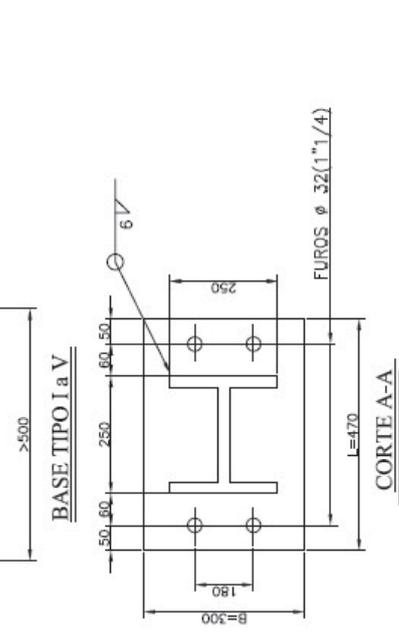
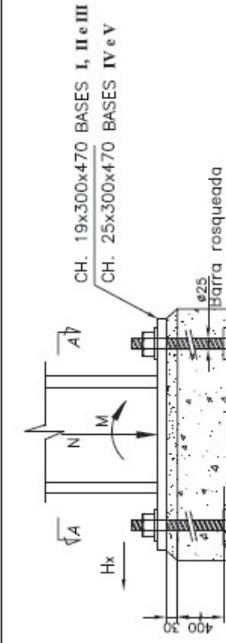
Pórticos eixo 2 V2 e V2AM – W 310x28,3 - Q = 92 kN

Vigas sob a caixa d'água – V1CX – W 310x28,3 - Q = 60 kN

Por uma questão de padronização vamos adotar 3 parafusos espaçados de 70 mm para atender 50% da altura da viga = $3 \times 49 = 147$ kN OK

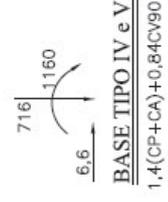
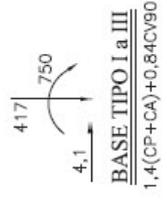
c) Vigas sob a caixa d'água – Vigas V2CX – W 250x17,9 – Q = 5,63 kN - 2 ϕ 16 (5/8)

Para mais detalhes veja desenhos de projeto EM-3 e EM-4



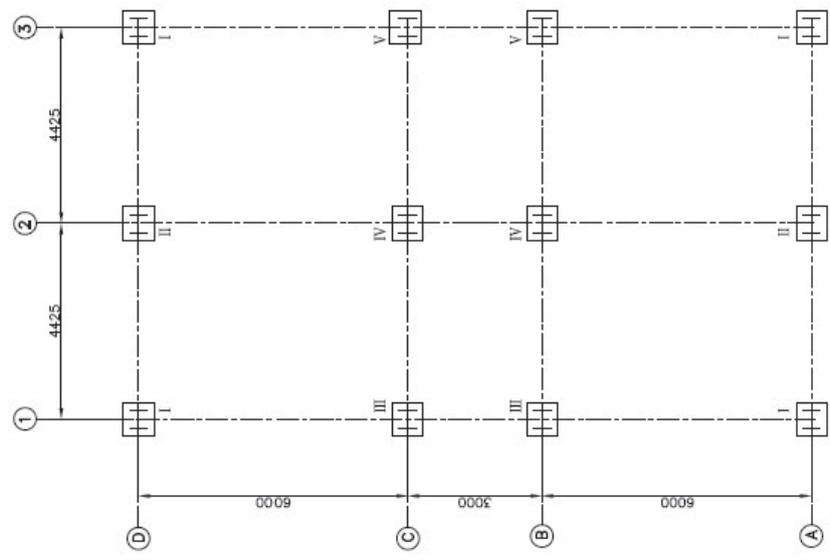
LEGENDA
 CP - CARGA PERMANENTE
 CA - CARGA ACIDENTAL
 CV - VENTO

CARGAS (FATORADAS)
 P/ CÁLCULO DA PL. DE
 BASE E CHUMBADORES



CARGAS NAS FUNDAÇÕES (kN e kNm) SEM FATORAÇÃO

	BASE TIPO											
	I		II e III		IV		V					
	CA	CV	CA	CV	CA	CV	CA	CV				
N	157	35	±7	233	65	-	362	150	-	237	110	13
H	-	-	±4	-	-	5	-	±8	2	1	±6	-
M	1	1	±8	-	-	±9	-	±15	2	-	±13	-



PLANO DAS BASES

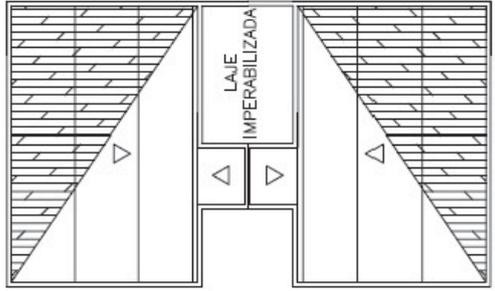
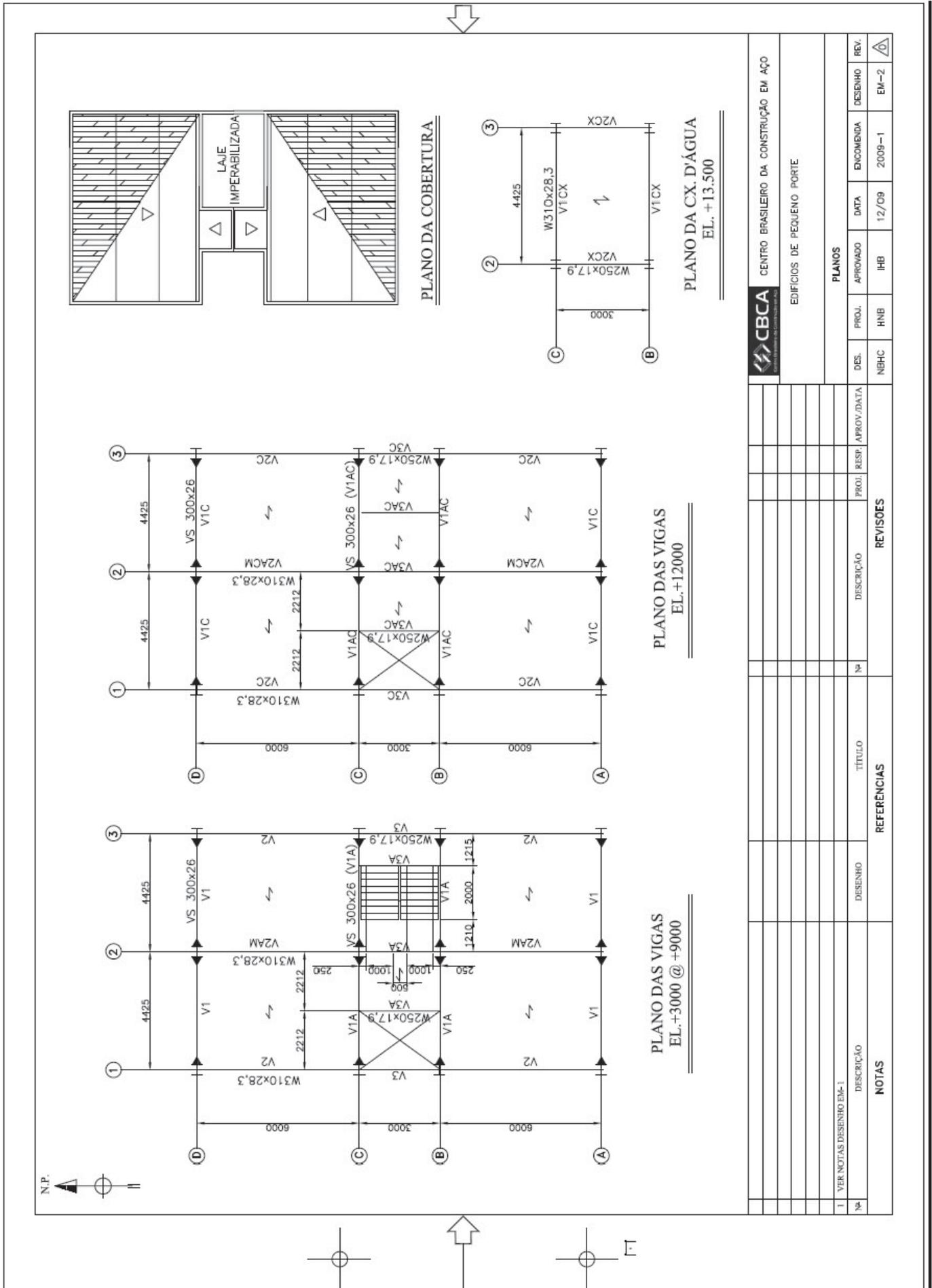
- 1 MEDIDAS EM MILÍMETROS.
- PERFIS EM AÇO ASTM A375-GR.50 EXCETO CHUMBADORES E TIRANTES QUE SERÃO EM AÇO 1020 E PERFIS DE CHAPA DOBRADA QUE SERÃO EM AÇO ABNT NBR-6654CF74.
 - PARAFUSOS ASTM-A325 NAS LIGAÇÕES PRINCIPAIS
 - ASTM-A307 NAS LIGAÇÕES SECUNDÁRIAS (TERÇAS)
 - ELETRODOS E-70XX, DE ACORDO COM AWS D1.1
 - O CONCRETO DAS BASES DEVERÁ TER $f_{ck} \geq 20$ MPa
 - ESTRUTURA DEVERÁ SER JATEADA (JATO COMERCIAL Ss 2 %) E RECEBER UMA DEMÃO DE 30 MICRONS DE TINTA DE FUNDO ÓXIDO DE FERRO DE SECAGEM RÁPIDA, E DUAS DEMÃOS DE 50 MICRA CADA DE ACABAMENTO ALQUÍDRICO, SEMI BRILHANTE.

REVISÕES	PROJ.	RESP.	APROV./DATA	DES.	PROJ.	APROV./DATA	DES.	PROJ.	APROV./DATA	DES.

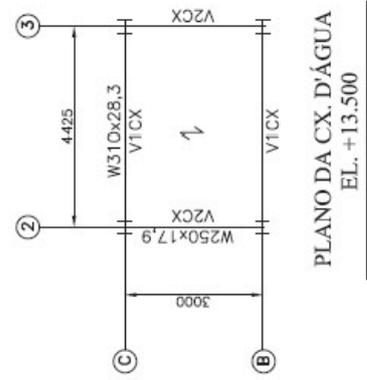
REFERÊNCIAS	TÍTULO

NOTAS	DESENHO	TÍTULO

CENTRO BRASILEIRO DA CONSTRUÇÃO EM AÇO		EDIFÍCIOS DE PEQUENO PORTE	
PLANO E DETALHE DAS BASES			
APROVADO	DATA	ENCOMENDA	DESENHO
IHB	12/09	2009-1	EM-1
PROJ.	HNB	NIHC	REV.
			EM-1



PLANO DA COBERTURA



PLANO DA CX. D'ÁGUA
EL.+13.500

PLANO DAS VIGAS
EL.+12000

PLANO DAS VIGAS
EL.+3000 @ +9000

		CENTRO BRASILEIRO DA CONSTRUÇÃO EM AÇO			
		EDIFÍCIOS DE PEQUENO PORTE			
PLANOS					
PROJ.	APROVADO	DATA	ENCOMENDA	DESENHO	REV.
NEHC	HNB	IHB	2008-1	EM-2	EM-2
PROJ. / RESP.		APROV. / DATA	REVISÕES		
Nº		DESCRIÇÃO	TÍTULO		
DESCRIÇÃO		DESENHO	NOTAS		
Nº		DESCRIÇÃO	REFERÊNCIAS		
1		VER NOTAS DESENHO EM-1			

Referências Bibliográficas

Referências Bibliográficas

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS . NBR 6123 : Forças devido ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS . NBR 6120 : Cargas para cálculo de estruturas em edificações. Rio de Janeiro, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS . NBR 14432 : Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações. Rio de Janeiro, 2000.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. Manual of steel construction. 13a.edition. Chicago, 2005.

Bellei, Ildony Hélio. Interfaces aço-concreto. 2ª.e d. Rio de Janeiro:IBS/CBCA, 2009. (Série manual de construção em aço).

Bellei, I.H; Pinho F.O e Pinho M.O. Edifícios de múltiplos andares em aço. 2ª.ed. São Paulo: Ed.PINI, 2008.

Brockenbrough R.L e Merritt F.S. Structural steel designer's handbook . 4a.ed. McGraw-Hill, 2006.

Dória, André Santos. Análise da estabilidade de porticos planos de aço com base no conceito de forces horizontais fictícias. Tese de mestrado escola de engenharia de São Carlos. Orientador: Maximiliano Malite

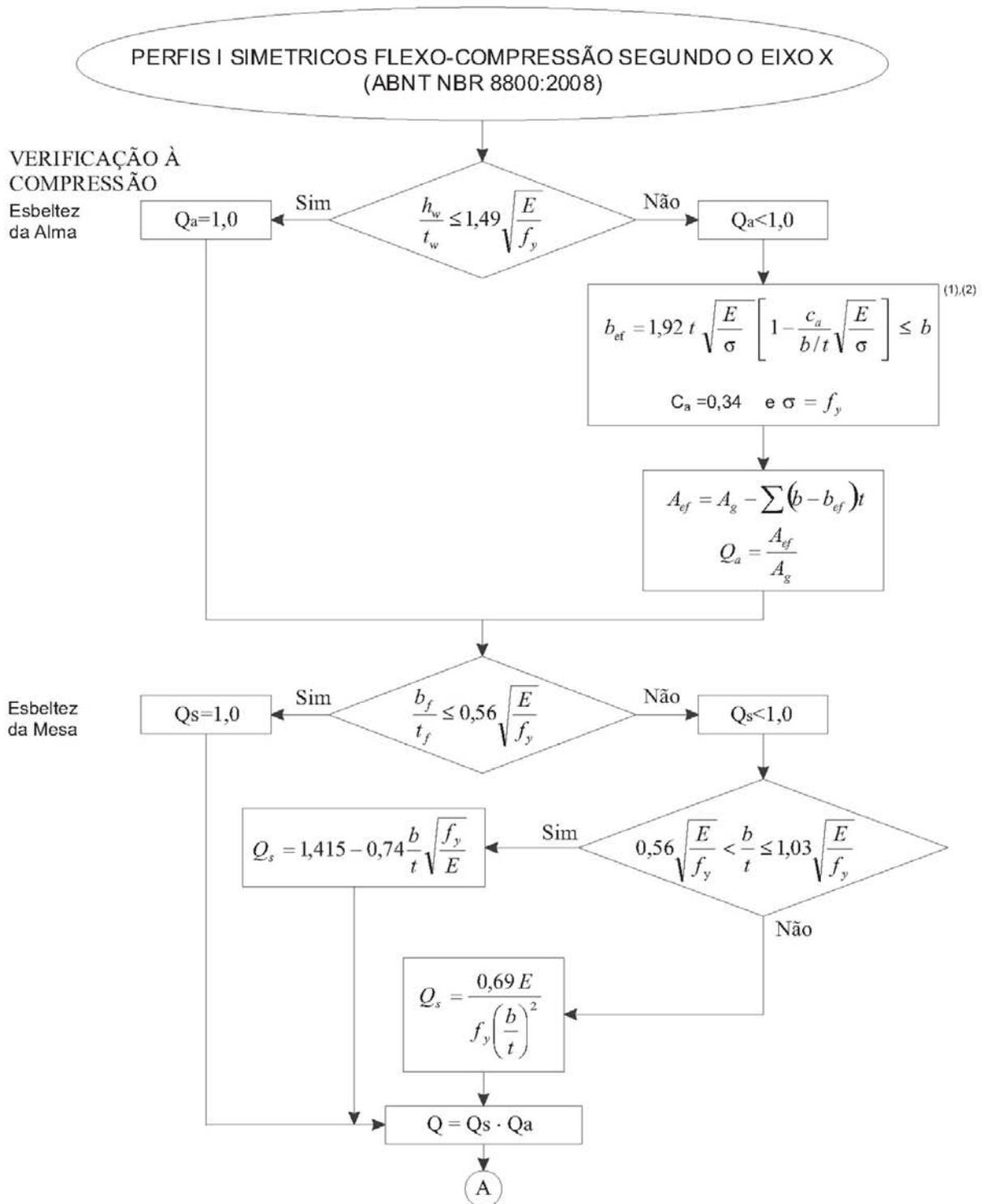
Gnecco, Celso; Mariano, Roberto e Fernandes, Fernando. Tratamento de superfície e pintura. 2ª. Ed. Rio de Janeiro: IBS/CBCA, 2006. (Série manual de construção em aço).

Pannoni, Fábio Domingos. Projeto e durabilidade. Rio de Janeiro: IABr/CBCA, 2009. (Série manual de construção em aço).

Silva, Maristela Gomes da e Silva, Vanessa Gomes da. Painéis de Vedação. 2ª.ed. Rio de Janeiro: IBS/CBCA, 2004. (Série manual de construção em aço).

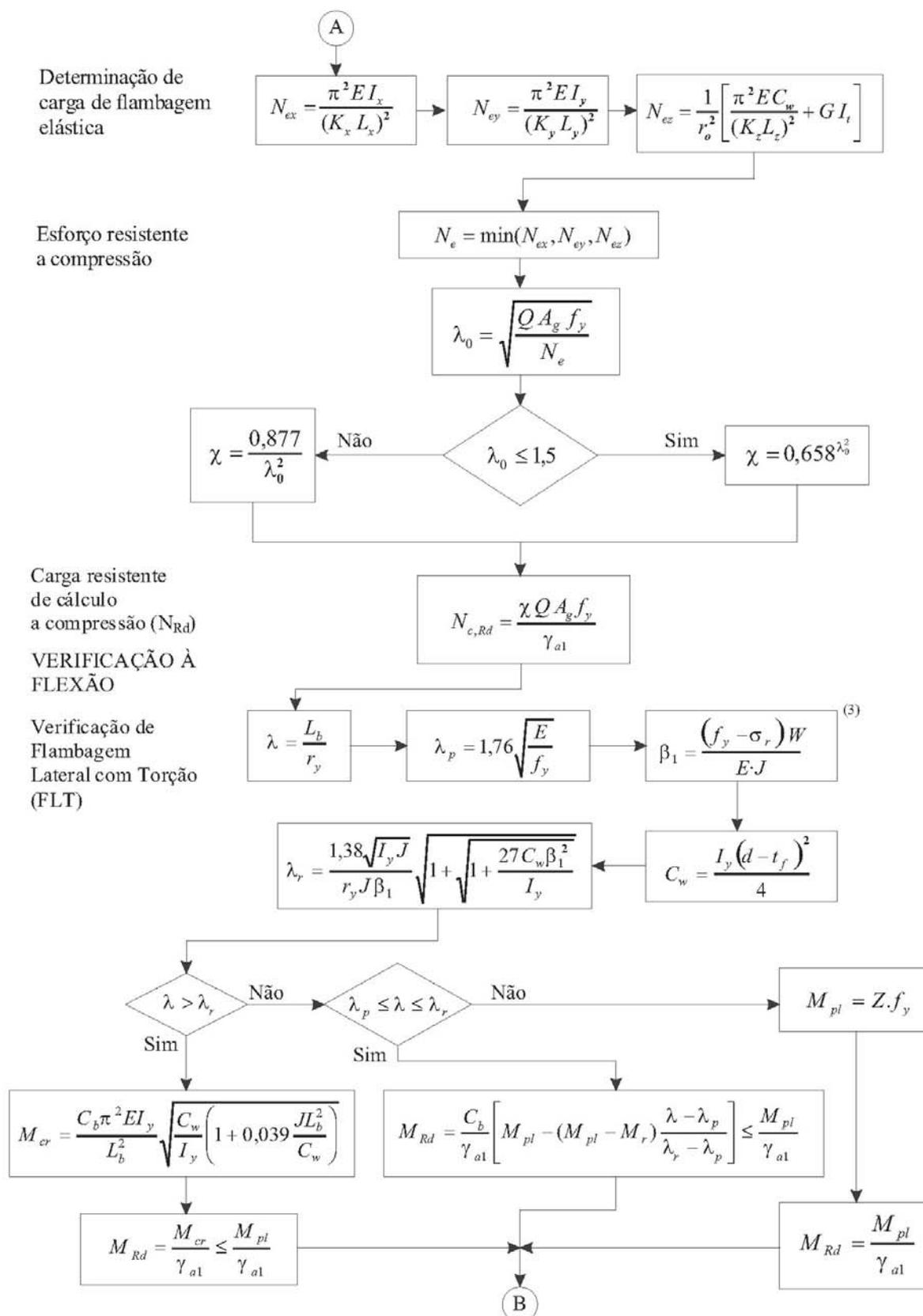
Vargas, Mauri Resende e Silva, Valdir Pignatta . Resistência ao fogo das estruturas de aço. Rio de Janeiro: IBS / CBCA, 2003. (Série manual de construção em aço).

Anexos

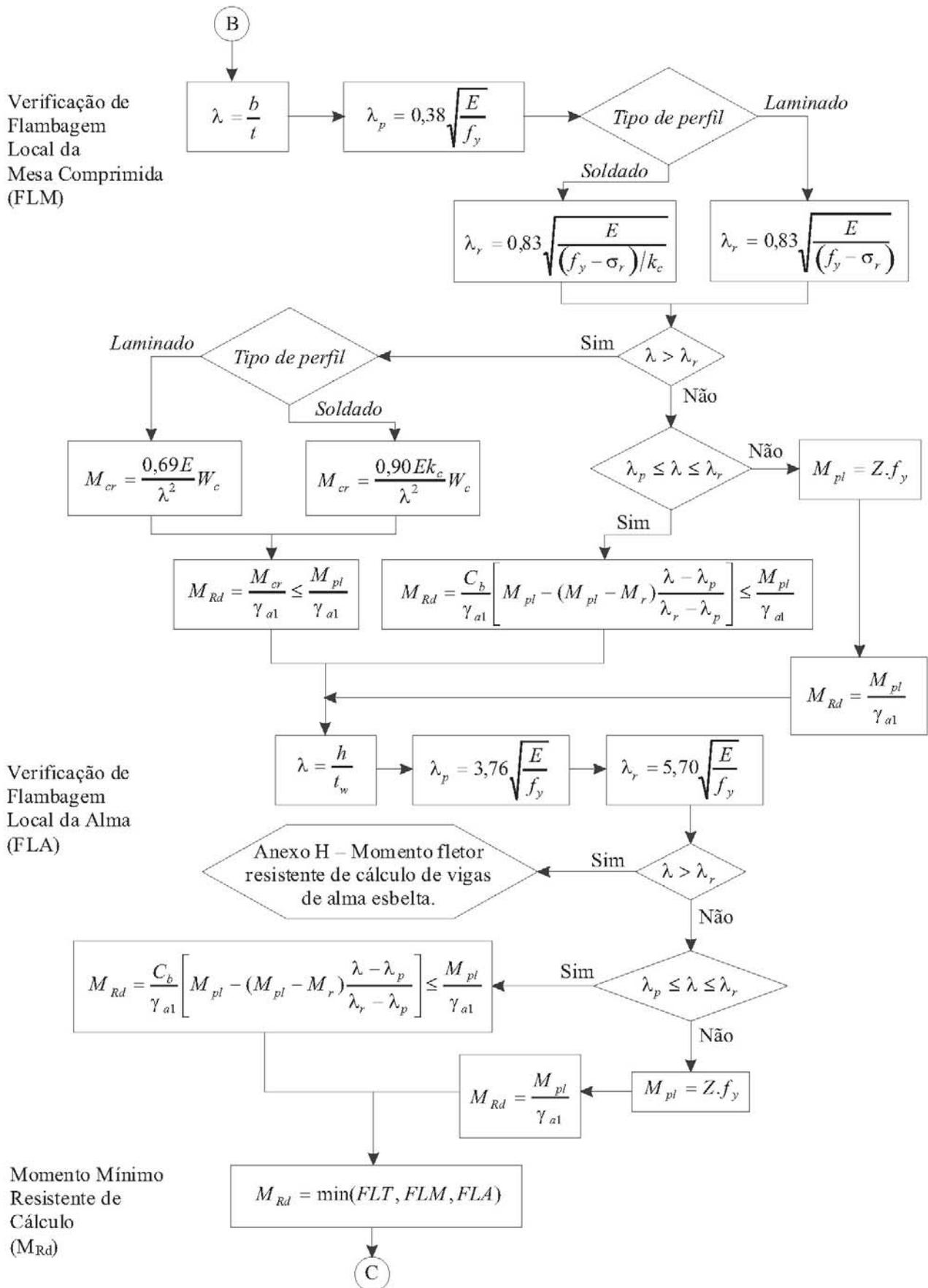


(1) = C_a é um coeficiente, igual a 0,38 para mesas ou almas de seções tubulares retangulares e 0,34 para todos os outros elementos;

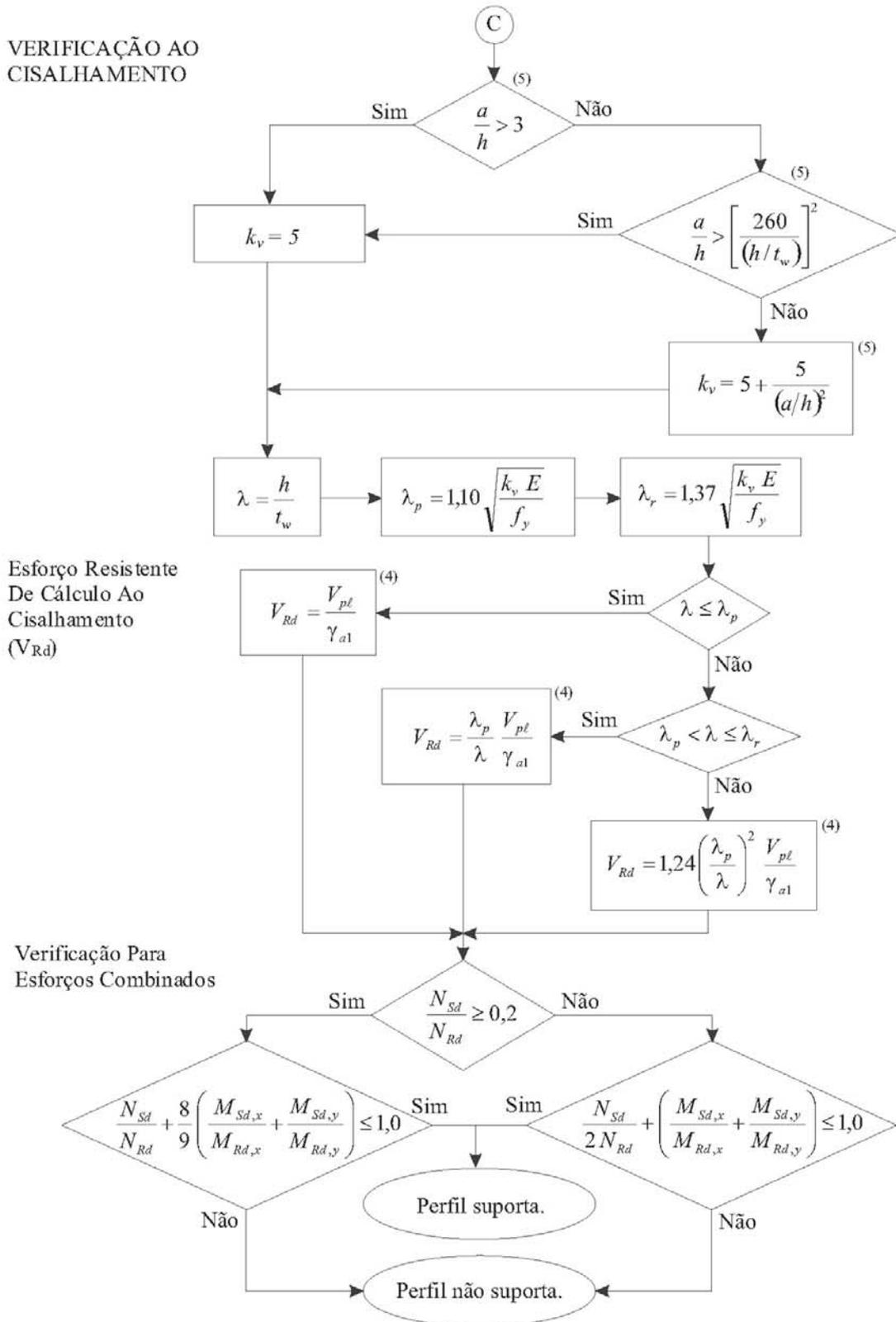
(2) = σ é a tensão que pode atuar no elemento analisado, tomada igual a $\sigma = \chi f_y$, com χ obtido conforme 5.3.3, adotando Q igual a 1,0. Opcionalmente, de forma conservadora, pode-se tomar $\sigma = f_y$.



(3) = Segundo a Nota 5 da Tabela G.1 do Anexo G, o valor de σ_r , tensão residual de compressão nas mesas, deve ser tomada igual a 30% da resistência ao escoamento do aço utilizado.



VERIFICAÇÃO AO
CISALHAMENTO



(4) V_{pl} é a força cortante correspondente à plastificação da(s) alma(s) por cisalhamento, dada por $V_{pl} = 0,60 A_w f_y$, onde $A_w = d \cdot t_w$;

(5) a é a distância entre as linhas de centro de dois enrijecedores transversais adjacentes;
 h é a altura livre da alma entre mesas;
 t_w é a espessura da(s) alma(s).