

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS

ANÁLISE DE ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS: PROJETO DE PILARES

EDGAR BACARJI

Tese apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo como parte dos requisitos para obtenção do título "Mestre em Engenharia de Estruturas".

Comissão Julgadora:

Prof.Dr. Libânio Miranda Pinheiro (Orientador)

Prof.Dr. Gilson Battiston Fernandes

Prof.Dr. José Samuel Giongo

Suplentes:

Prof. Dr. Luiz Roberto Sobreira de Agostini

Profa. Dra. Ana Lúcia H. de Cresce El Debs

São Carlos, 30 setembro de 1993

AGRADECIMENTOS

A Deus, por ter concedido a oportunidade e os meios necessários para a concretização de mais uma etapa em minha carreira profissional.

Ao Prof.Dr. Libânio Miranda Pinheiro, pelo seu apoio e orientação ao longo de todo o processo de execução deste trabalho.

Ao Eng. Marco Antônio Nagliati, que gentilmente concedeu o projeto e o memorial de cálculo estrutural do edifício Porto do Sol, para a comparação dos resultados.

Aos professores e funcionários, que colaboraram com sugestões e serviços prestados.

À CAPES, pelo financiamento concedido.

*À minha esposa Marta,
dedico este trabalho.*

RESUMO

Há vários aspectos que devem ser levados em consideração no projeto estrutural e que estão relacionados ao cálculo de pilares; como por exemplo, estabilidade global, estabilidade dos elementos, quantificação e combinação das ações.

Este trabalho apresenta procedimentos que são importantes no posicionamento dos elementos verticais (pilares) e fornece os principais métodos de determinação das seções transversais a nível de pré- dimensionamento.

Estuda-se também a estabilidade global das edificações, no sentido de se avaliar a necessidade ou não de se computar os efeitos globais de segunda ordem, provenientes dos carregamentos laterais (ventos, por exemplo).

A concepção do sistema estrutural pode ser feita de maneira a permitir simplificações de cálculo, como por exemplo a consideração dos sistemas contraventados e de sistemas de contraventamento.

São apresentados métodos para a análise da estabilidade de peças comprimidas, na flexão normal composta.

Este trabalho fornece ainda os conceitos e os critérios envolvidos no dimensionamento dos pilares, incluindo-se as prescrições das normas brasileiras. Finalmente, são feitos alguns exemplos que visam avaliar e tirar conclusões sobre os estudos realizados.

ABSTRACT

There are many aspects which must be taken into account in structural design and are related to column analysis, such as, the overall stability, the stability of the structural elements, quantification and combination of the loads.

This work presents a study of the usual procedures for locating vertical elements (columns) and presents the most important preliminary methods for their cross-section evaluation.

It also presents a study of the overall building stability which determinates if a higher order theory is necessary to take into account the effects of lateral loads, as for instance, wind loads.

The conception of the structural system should be performed aiming to simplify the calculation in the structural analysis, as for instance the consideration of stiff systems of the structure that allow other elements be considered as non-sway systems.

Methods were presented for an easy stability analysis of compressed and bent elements.

This work also presents the concepts and rules to be followed in column design, including the brazilian technical codes. Finally some examples are presented in order to evaluate the studies done.

CONTEÚDO

1. INTRODUÇÃO	
1.1. Generalidades	1
1.2. Objetivos	2
1.3. Etapas do trabalho	2
2. ESTRUTURAÇÃO E PRÉ-DIMENSIONAMENTO	
2.1. Estruturação	5
2.1.1. Aspectos gerais	5
2.1.2. Determinação do sistema estrutural	6
2.1.3. Posição dos elementos estruturais	8
2.2. Pré-dimensionamento	9
2.2.1. Áreas de influência	10
2.2.2. Seção transversal dos pilares	11
2.2.3. Reações de apoio das vigas	17
3. ESTABILIDADE GLOBAL	
3.1. Generalidades	18
3.2. Estruturas Contraventadas	19
3.2.1. Sistemas estruturais de contraventamento	19
3.2.2. Sistemas estruturais contraventados	23
3.3. Estruturas Não Contraventadas	24
3.4. Parâmetro de Instabilidade α_k	24
3.4.1. Generalização para estruturas quaisquer	25
3.4.2. Avaliação dos efeitos de segunda ordem	28
4. INSTABILIDADE DE BARRAS	
4.1. Introdução	30
4.2. Definições	31
4.3. Relações Básicas	36
4.3.1. Relações momento interno-curvatura	37
4.3.2. Relações momento externo-curvatura	39

4.4. Equação Diferencial Simplificada	41
4.5. Regime Elástico Linear	45
4.5.1. Compressão centrada	45
4.5.2. Compressão excêntrica	46
4.6. Regime Elástico não-linear	47
4.7. Diagrama M, N, 1/r	51
4.7.1. Estudo da relação eixo neutro-curvatura	52
4.7.2. Equações de compatibilidade das deformações	53
4.7.3. Intervalo de variação de β_x	55
4.7.4. Equações de equilíbrio para seção retangular ...	59
4.7.5. Obtenção do diagrama momento fletor- força normal-curvatura	60
 5. MÉTODOS DE VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE	
5.1. Método Geral	62
5.1.1. Introdução	62
5.1.2. Princípio do método geral	63
5.1.3. Método geral com variação da flecha a	64
5.1.4. Método geral com variação da carga N_d	67
5.1.5. Método geral com variação da excentricidade inicial	68
5.2. Método do Pilar Padrão	70
5.2.1. Introdução	70
5.2.2. Descrição do método	71
5.3. Método do Pilar Padrão Corrigido	77
5.3.1. Correção do método	77
5.4. Método do Equilíbrio	83
5.4.1. Introdução	83
5.4.2. Descrição do método	86
5.4.3. Particularizações	88
 6. AÇÕES	
6.1. Definições e Classificação	91
6.2. Ações Permanentes	92
6.2.1. Ações permanentes diretas	92

6.2.2. Ações permanentes indiretas	92
6.3. Ações Variáveis	92
6.3.1. Ações variáveis normais	92
6.3.2. Ações variáveis especiais	92
6.4. Ações Excepcionais	93
6.5. Valores das ações permanentes	93
6.6. Valores das ações variáveis verticais	95
6.7. Ações do vento	99
6.8. Cálculo das forças devidas ao vento em edifícios..	99
6.8.1. Velocidade básica do vento	100
6.8.2. Velocidade característica do vento	101
6.8.3. Pressão dinâmica	103
6.8.4. Procedimento de cálculo	103
6.8.5. Efeitos dinâmicos	111
6.9. Outras ações	111
6.9.1. Variações de temperatura	111
6.9.2. Retração	112
6.9.3. Fluência	112
6.9.4. Choques, vibrações e esforços repetidos	112
6.10. Combinação das ações	113
6.10.1. Combinações últimas normais	113
6.10.2. Combinações últimas especiais	114
6.10.3. Combinações últimas excepcionais	114
6.10.4. Coeficientes de ponderação	116
7. CÁLCULO DE PILARES	
7.1. Generalidades	118
7.2. Classificação dos pilares contraventados	119
7.2.1. Pilares intermediários	119
7.2.2. Pilares de extremidade	119
7.2.3. Pilares de canto	119
7.3. Excentricidades a considerar	120
7.3.1. Excentricidade acidental	120
7.3.2. Excentricidade inicial	121
7.3.3. Excentricidade de segunda ordem	124

7.3.4. Excentricidade suplementar	125
7.4. Situações de projeto e situações de cálculo	126
7.4.1. Pilares robustos ou pouco esbeltos	126
7.4.2. Pilares medianamente esbeltos	128
7.4.3. Pilares esbeltos	129
7.5. Simplificações de cálculo	130
7.5.1. Pilares intermediários	130
7.5.2. Pilares de extremidade	131
7.5.3. Pilares de canto	132
7.6. Condições de verificação da segurança	133
7.7. Dimensionamento	133
7.7.1. Cálculo à compressão centrada	134
7.7.2. Cálculo à flexo-compressão	135
7.7.3. Cálculo da armadura transversal	136
7.8. Resistência ao fogo	139
7.8.1. Classificação dos incêndios segundo a NB 503 ...	139
7.8.2. Incêndio a ser considerado no projeto	140
7.9. Dimensões mínimas exigidas pela NB-1/78	141
7.9.1. Peças que não suportam lajes-cogumelo	141
7.9.2. Peças que suportam lajes-cogumelo	141
7.10. Valores exigidos pela NB 503	141
7.11. Cobrimento das armaduras	142
7.11.1. Valores exigidos pelo CEB	142
7.11.2. Cobrimentos mínimos segundo a NB-1/78	143
7.11.3. Valores exigidos pela NB 503	143
7.12. Armaduras longitudinais	144
7.12.1. Armaduras máximas e mínimas	144
7.12.2. Espaçamentos	145
7.12.3. Diâmetro das barras	145
7.12.4. Comprimento dos transpasses	145
7.13. Armaduras transversais	146
7.13.1. Diâmetros mínimos	146
7.13.2. Espaçamentos.....	146
7.13.3. Arranjos básicos dos estribos	146

8. APLICAÇÕES	
8.1. Apresentação	148
8.2. Pré-dimensionamento	153
8.3. Avaliação da estabilidade global	157
8.3.1. Direção x	158
8.3.2. Direção y	163
8.4. Quantificação dos esforços de vento	163
8.4.1. Velocidade básica do vento	163
8.4.2. Determinação dos fatores S_1 , S_2 , S_3	163
8.4.3. Velocidade característica do vento	164
8.4.4. Pressão dinâmica	164
8.4.5. Determinação do coeficiente de arrasto	164
8.4.6. Força de arrasto	165
8.4.7. Esforços solicitantes nos pórticos	166
8.5. Combinação das ações	170
8.5.1. Direção x	171
8.5.2. Direção y	171
8.5.3. Situações críticas	172
8.6. Dimensionamento	173
8.6.1. Dimensionamento na direção x	173
8.6.2. Dimensionamento na direção y	177
8.6.3. Situação crítica	180
9. CONCLUSÕES	
9.1. Contribuições	181
9.2. Análise dos resultados	181
9.3. Prosseguimento	183
10. BIBLIOGRAFIA	185

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

1.1. GENERALIDADES

Os problemas relacionados ao projeto de estruturas de edifícios, mais especificamente os relativos à verificação da estabilidade global e ao projeto de pilares, geralmente são tratados em partes. Há poucas publicações que tratam do assunto de forma abrangente e de maneira a dar os subsídios necessários a um bom projeto estrutural, dentre as quais pode-se citar FUSCO (1986) e SUSSEKIND (1991).

Nas publicações existentes percebe-se ora a falta de clareza nos problemas abordados, ora a falta de itens que completem o assunto. O presente trabalho procura eliminar estas lacunas, dando uma visão clara dos procedimentos envolvidos no projeto de pilares.

1.2. OBJETIVOS

Os objetivos principais deste trabalho são:

- fornecer os procedimentos básicos para uma boa localização dos elementos verticais no sistema estrutural e para a determinação das seções transversais dos mesmos;
- apresentar os conceitos básicos envolvidos no estudo da estabilidade global dos edifícios, dando soluções simplificadas quanto ao problema dos efeitos de segunda ordem globais;
- estudar o fenômeno da instabilidade de peças comprimidas e os métodos de verificação da estabilidade;
- definir, quantificar e combinar as ações de acordo com as normas brasileiras;
- dar os procedimentos de cálculo para os pilares e
- fornecer exemplos a fim de que se tenha uma avaliação prática dos principais conceitos envolvidos no projeto de pilares.

1.3. ETAPAS DO TRABALHO

No Capítulo II define-se estruturação, abordam-se os aspectos gerais envolvidos, apresentam-se as idéias principais a serem seguidas na determinação estrutural e no posicionamento dos elementos. Quanto ao pré-dimensionamento, consideram-se o processo das áreas de influência e o processo das reações das vigas, para a determinação da seção transversal do pilar.

No Capítulo III faz-se um estudo das estruturas contraventadas, abrangendo a apresentação dos diversos sistemas de contraventamento e o procedimento para determinação dos esforços nestes sistemas, provenientes das ações laterais. Comenta-se sobre as estruturas não

contraventadas quanto aos aspectos de linearidades física e geométrica. Introduce-se o parâmetro divisor entre estruturas contraventadas e estruturas não contraventadas, para cada caso de sistema estrutural adotado, definindo-se o conceito de rigidez mínima dos sistemas de contraventamento. Também são apresentados alguns critérios simplificados para a consideração dos efeitos globais de segunda ordem.

Encontram-se no Capítulo IV: alguns conceitos básicos da resistência dos materiais e da teoria das estruturas; noções básicas sobre o comportamento das peças comprimidas, sujeitas à compressão centrada e excêntrica, nos regimes elástico linear e elástico não linear; estudos da relação eixo neutro-curvatura e do intervalo de variação do parâmetro β_x e, por fim, a obtenção do diagrama momento fletor - força normal - curvatura.

No Capítulo V são apresentados os métodos de verificação da estabilidade das peças comprimidas, quais sejam, o método geral, o método do pilar padrão e o método do equilíbrio. O método da NBR-6118 é apresentado no Capítulo VII, quando da definição da excentricidade de segunda ordem.

O capítulo VI define, classifica e dá diretrizes para a quantificação das ações permanentes e variáveis, incluindo-se: ações de vento, variação de temperatura, retração, fluência, choques, vibrações e esforços repetidos. Apresentam-se, também, os critérios de combinação das ações, com os respectivos coeficientes de ponderação.

Apresentam-se, no Capítulo VII: a classificação dos pilares contraventados; as excentricidades a considerar no cálculo dos pilares; as situações de projeto e de cálculo para os pilares robustos, medianamente esbeltos e esbeltos; simplificações permitidas pela NBR-6118; condições de verificação da segurança; dimensionamento à compressão centrada; diretrizes ao cálculo à flexo-compressão; cálculo

da armadura transversal para os pilares de contraventamento e as prescrições da NBR-6118, NB-503 e CEB-90.

Encontra-se no Capítulo VIII um edifício-exemplo, onde se fazem aplicações quanto ao pré-dimensionamento, avaliação da estabilidade global, quantificação das ações de vento, combinação das ações e dimensionamento.

No Capítulo IX, apresentam-se as conclusões finais a que se chegou e comparam-se alguns resultados dos cálculos obtidos pelo engenheiro projetista com os resultados das aplicações ora realizadas.

CAPÍTULO II

ESTRUTURAÇÃO E PRÉ-DIMENSIONAMENTO

2.1- ESTRUTURAÇÃO

Estruturar um edifício consiste em escolher um sistema estrutural que constitua a parte resistente da edificação, ou seja, que receba as ações atuantes e as transmita para o solo.

2.1.1- ASPECTOS GERAIS

Na escolha do sistema estrutural adequado, devem ser considerados os seguintes aspectos: segurança estrutural, disponibilidade de matéria prima, economia, estética, durabilidade e segurança contra fogo.

a. Segurança estrutural

Esta é a função primeira da estrutura; o projetista deve ter sempre em mente que muitas vidas estarão em constante relação com o edifício durante e após sua construção. Um erro que comprometa este aspecto, comprometerá também, e de forma decisiva, a carreira profissional do engenheiro projetista.

b. Disponibilidade de matéria prima

O projetista estrutural, ao adotar a matéria prima com a qual irá trabalhar (tipo de cimento, agregados, concreto, etc), deverá verificar sua disponibilidade no mercado, até mesmo porque esta matéria prima varia de região para região.

c. economia

O custo de uma estrutura deve ser compatível com o custo total do edifício. O projetista estrutural deverá encontrar o ponto de equilíbrio entre segurança e economia; percebe-se, aqui, o início da interrelação dos aspectos envolvidos na estruturação.

d. Estética

Outra questão importante a se observar na estruturação é o impacto que a estrutura irá proporcionar à arquitetura; o que se espera é que o sistema estrutural adotado realce ainda mais o aspecto arquitetônico já determinado.

e. Durabilidade

Um fator que não pode ser negligenciado nesta fase de estruturação é o efeito da ação do tempo; a crescente poluição nos centros urbanos agride a estrutura, diminuindo sua resistência; caso não sejam tomadas providências específicas, a estrutura não alcançará sua durabilidade máxima.

f. Segurança contra fogo

Para a definição das dimensões dos diversos elementos estruturais, além das exigências da NBR-6118, deve-se levar em consideração também os dispostos na NB-503, que trata das condições da estrutura em relação à resistência ao fogo.

2.1.2- DETERMINAÇÃO DO SISTEMA ESTRUTURAL

A concepção estrutural é função direta da arquitetura do edifício, constituindo, assim, um sistema tridimensional de comportamento extremamente complexo; tal

complexidade é reduzida quando se subdivide o sistema em partes mais simples que se denominam subsistemas (pórticos planos, grelhas, pilares parede, etc.). Em alguns casos estas subdivisões são simples, sugeridas até mesmo pela arquitetura, que tornam alguns subsistemas independentes entre sí; outras vezes estas separações se mostram mais complexas, exigindo do projetista análise mais profunda para que tais subdivisões traduzam o comportamento da estrutura em seu todo.

Escolher adequadamente um sistema estrutural não é tarefa muito simples, pois, além de envolver os aspectos mencionados no ítem anterior, requer do projetista sensibilidade e prática. Apresentam-se a seguir algumas idéias que visam tornar mais fácil a concepção estrutural:

- a) conciliar o sistema estrutural com a funcionalidade do edifício; um edifício residencial poderá ter disposição estrutural diferente da disposição de um edifício comercial, dependendo das dimensões e disposições dos ambientes que formam o pavimento; dentro de um mesmo edifício, a disposição dos pilares no pavimento-tipo poderá não ser a mesma que no pavimento térreo ou sub-solo;
- b) selecionar as ações importantes; verificar, por exemplo, se no edifício em questão a ação do vento se traduz por uma parcela significativa em relação às demais ações;
- c) definir a natureza do carregamento; ao se projetar o edifício, definir os tipos de carregamentos (estáticos ou dinâmicos) aos quais os diversos subsistemas estarão sujeitos;
- d) escolher e arranjar de maneira eficiente os elementos estruturais, dispondo-os de tal modo a definir subsistemas;
- e) analisar as possibilidades (técnicas e econômicas) de se fazer interações com subsistemas de diferentes materiais

(concreto armado, concreto protendido, argamassa armada, elementos metálicos, etc.);

f) adotar, sempre que possível, as mesmas seções para elementos estruturais entre os diversos pavimentos; tal medida visa reduzir custos, uma vez que as fôrmas são responsáveis por cerca de 50% do preço final das estruturas de concreto armado;

g) compatibilizar o sistema estrutural com os demais projetos; existem espaços dentro do edifício como cozinhas, áreas de serviço, banheiros e hall de elevadores onde comumente passam as prumadas de água, esgoto, combate à incêndio, etc., onde o engenheiro estrutural deve deixar livre.

2.1.3- POSIÇÃO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Com as idéias expostas, procura-se definir a forma da estrutura na sequência: localização dos pilares, localização das vigas e, conseqüentemente, a localização das lajes.

O posicionamento dos pilares é delineado, em compatibilidade com a planta arquitetônica do pavimento-tipo e, se possível, os pilares devem estar dentro das paredes. Suas posições devem ser comparadas com as que ocupariam nos outros pavimentos (cobertura, intermediário, térreo e subsolo) e devem atrapalhar o mínimo as manobras dos carros nas garagens. Na impossibilidade de existir um mesmo posicionamento dos pilares nos diversos pavimentos, pode haver a necessidade de um pavimento de transição.

Inicia-se a localização dos pilares pelos cantos e, a partir daí, pelas áreas que geralmente são comuns a todos os pavimentos, como por exemplo área de elevadores e escadaria e onde se localizam, na cobertura, a casa de máquinas e a caixa d'água. Estes espaços facilitam a criação de subsistemas mais rígidos, que contribuem na estabilidade

global do edifício (pilares-parede, por exemplo).

Deve-se, ainda, dispor os pilares de tal maneira alinhados a fim de que, ao se posicionarem as vigas, obtenham-se pórticos planos que também contribuam na mobilização contra as ações horizontais.

Outro cuidado que se deve tomar no posicionamento dos pilares é o de não distanciá-los demasiadamente, para que não produzam vigas com alturas incompatíveis e ainda acarretem maiores custos à construção (maior taxa de armadura, maiores seções dos pilares, dificuldades de montagem das fôrmas e ferragens, etc.), nem colocá-los demasiadamente perto, pois isto também acarreta aumento de materiais e mão-de-obra. O vão médio econômico entre os pilares está entre 4,5 e 5,5m.

O passo seguinte é o posicionamento das vigas, que ficam praticamente definidas pelo alinhamento dos pilares, salvo quando da necessidade de uma viga apoiada em outra. Quando possível, a largura das vigas deve ser adotada em função da largura das alvenarias; isto se deve à questão estética, à facilidade no acabamento das paredes e ao melhor aproveitamento dos espaços.

Outro aspecto que deve ser levado em consideração é que as vigas, além de participarem da formação de pórticos e sustentarem as lajes e paredes, transmitindo as cargas aos pilares, elas definem as dimensões das lajes, que têm vão médio econômico entre 3,5m e 5,0m.

2.2- PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Localizados os pilares, procede-se a determinação de suas áreas de seção transversal, A_c , feita por um pré-dimensionamento. Ajustes posteriores serão feitos no dimensionamento quando se consideram, com maior rigor, fatores como flambagem, excentricidades existentes e ações horizontais.

O pré-dimensionamento pode ser feito pelo processo das áreas de influência ou, se se desejar maior precisão, pelo processo das reações das vigas.

2.2.1- ÁREAS DE INFLUÊNCIA

Este processo consiste em se dividir o pavimento em áreas de influência de cada pilar e, a partir daí, estimar a carga que os pilares irão receber, calculando-se a área de seção transversal de cada pilar considerando-o submetido à compressão centrada.

A área de influência de cada pilar é obtida dividindo-se as distâncias entre os centros dos pilares em intervalos que variam entre 0,45ℓ a 0,55ℓ, dependendo da posição do pilar na estrutura, como segue:

0,45ℓ: pilar de extremidade ou pilar de canto na direção da menor dimensão do pilar; pilar interno quando, na direção considerada, o vão consecutivo ou seu carregamento supera em mais de 20% o valor correspondente ao do vão em questão;

0,55ℓ: complemento dos vãos do caso anterior;

0,50ℓ: pilar de extremidade ou pilar de canto na direção da maior dimensão do pilar; pilar interno quando, na direção considerada, o vão consecutivo ou seu carregamento não supera mais de 20% do valor correspondente ao do vão em questão.

Convém observar que quanto maior for a uniformidade no alinhamento dos pilares e na distribuição dos vãos e cargas, maior será a precisão dos resultados obtidos.

Para a determinação das áreas de influência no caso de edifício com balanço, considera-se a área do balanço, acrescida das respectivas áreas das lajes adjacentes, com o vão nesta direção igual a 0,50ℓ.

A figura 2.1 ilustra a determinação das áreas de influência dos pilares no pavimento.

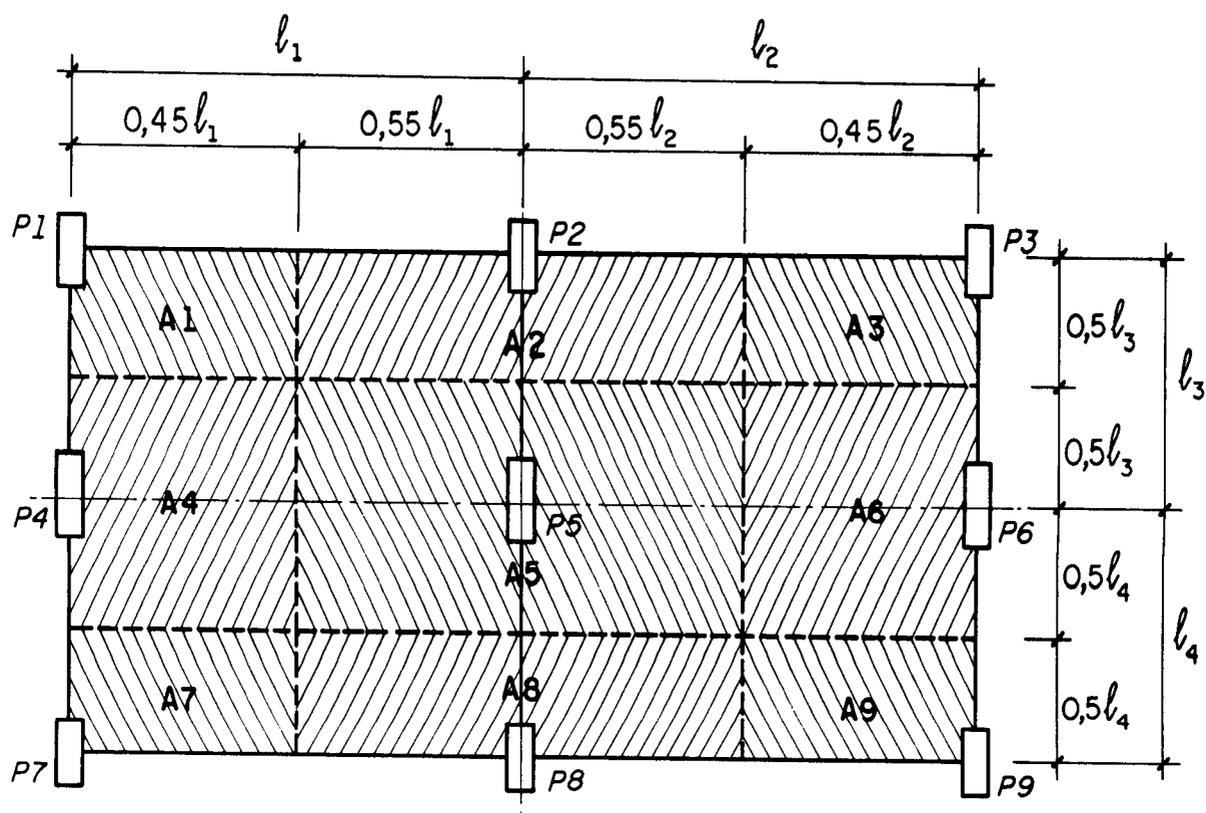


Figura 2.1- Áreas de Influência dos Pilares

2.2.2- SEÇÃO TRANSVERSAL DOS PILARES

Considerando-se uma carga uniformemente distribuída p , devida às ações verticais por pavimento, tem-se a seguinte expressão para a área de seção transversal do pilar:

$$A_c = \frac{\alpha \cdot A \cdot p \cdot (n + 0,7)}{\sigma_{id}} \quad (2.1)$$

sendo:

- A = Área de influência do pilar;
- n = número de pavimentos-tipo do edifício;

OBS.: o valor 0,7 corresponde à cobertura, suposta ter carga equivalente a 70% da carga do pavimento-tipo.

σ_{id} = tensão ideal de cálculo, dada por

$$\sigma_{id} = 0,85f_{cd} + \rho \cdot \sigma_{s2} \quad (2.2)$$

onde

f_{cd} = resistência de cálculo do concreto à compressão;

ρ = taxa geométrica de armadura longitudinal;

σ_{s2} = tensão no aço relativa à deformação específica de 0,2%, obtida segundo a NBR-6118, de onde se tem:

Para aço CA 50-A, $\sigma_{s2} = 420000 \text{ kN/m}^2$

Para aço CA 50-B, $\sigma_{s2} = 355000 \text{ kN/m}^2$

α = coeficiente de majoração da carga, dado por

$$\alpha = \gamma_f \cdot \alpha_0 \quad (2.3)$$

$$\gamma_f = 1,4$$

α_0 = coeficiente de majoração da carga em função da redução da flexão composta normal em compressão centrada, cujos valores são definidos a seguir para cada tipo de pilar.

a) Pilar intermediário

Considerando-se uma excentricidade acidental de 2cm na direção da menor dimensão, o pilar estará sujeito a uma flexão composta normal.

Do diagrama de interação (μ_d, ν_d) , deduz-se a seguinte expressão para a força normal equivalente adimensional:

$$\nu_{d,eq} = \nu_d + \kappa \cdot \mu_d \quad (2.4)$$

que também pode ser escrita na forma

$$\nu_{d,eq} = \alpha_0 \cdot \nu_d \quad (2.5)$$

sendo

$$\alpha_0 = 1 + \kappa \cdot \frac{e}{h} \quad (2.6)$$

e

$\kappa = 3$ para seções retangulares em que pelo menos 2/3 da armadura estejam na direção perpendicular à altura h ;

$\kappa = 4$ para as demais seções retangulares e seções circulares.

No caso em estudo, considerando-se que os pilares usuais têm altura por volta de 20cm, tem-se

$$\alpha_0 = 1 + 3 \cdot \frac{2}{20} = 1,30$$

Utilizando-se a expressão (2.3) obtém-se

$$\alpha = 1,4 \times 1,30 \cong 1,80$$

b) Pilar de extremidade

Como o pilar de extremidade é solicitado a uma flexão normal composta e admitindo uma relação e_i/h igual a 0,05, tem-se para a excentricidade total de primeira ordem

$$e = 0,05h + e_a \quad (2.7)$$

Supondo $h = 20\text{cm}$ chega-se a

$$e = 0,05 \times 20 + 2 = 3\text{cm}$$

Como

$$\mu_d = \nu_d \frac{e}{h} , \quad (2.8)$$

chega-se a

$$\mu_d = \nu_d \frac{3}{20} = 0,15\nu_d$$

Utilizando-se a expressão (2.4) obtém-se

$$\nu_{d,eq} = \nu_d + 4\mu_d = \nu_d + 4 \times 0,15\nu_d$$

ou seja,

$$\nu_{d,eq} = 1,60\nu_d$$

Igualando-se esta expressão à (2.5), obtém-se

$$\alpha_0 = 1,60$$

e finalmente,

$$\alpha = 1,4 \times 1,60 \cong 2,20$$

c) Pilar de canto

O pilar de canto é solicitado por uma flexão composta oblíqua; a NBR-6118 admite, para pilares de seção retangular, com armadura igual nos quatro lados e $\lambda \leq 40$, sua redução em uma flexão composta normal pela introdução de uma excentricidade equivalente dada pela expressão

$$\frac{e_{x,eq}}{h_x} = \frac{e_x}{h_x} + \beta \frac{e_y}{h_y} \quad (2.9)$$

Admitindo-se um pilar usual de seção transversal $20 \times 70 \text{ cm}^2$ e uma relação

$$\frac{e_{ix}}{h_x} = 0,05 \quad \text{e} \quad \frac{e_{iy}}{h_y} = 0,05 \quad (2.10)$$

tem-se

$$e_{ix} = 0,05 \times 20 = 1 \text{ cm} \quad \text{e} \quad e_{iy} = 0,05 \times 70 = 3,5 \text{ cm}$$

e para as excentricidades totais de primeira ordem:

$$e_x = e_{ix} + e_a = 1 + 2 = 3 \text{ cm}$$

e

$$e_y = e_{iy} + e_a = 3,5 + \frac{70}{30} = 5,8 \text{ cm}$$

Supondo-se $\beta = 0,52$ e utilizando-se a expressão (2.9) obtém-se

$$\frac{e_{x,eq}}{h_x} = \frac{3}{20} + 0,52 \frac{5,8}{70} = 0,193$$

Utilizando-se a expressão (2.6), vem

$$\alpha_0 = 1 + 4 \times 0,193 = 1,772$$

e, finalmente

$$\alpha = 1,4 \times 1,772 \cong 2,50$$

Apresenta-se, na tabela 2.1, os valores do coeficiente α , acima definidos:

TABELA 2.1- Valores do Coeficiente α

POSIÇÃO DOS PILARES	COEFICIENTE α
INTERMEDIÁRIO	1,80
EXTREMIDADE	2,20
CANTO	2,50

OBS.:

i. a taxa geométrica de armadura longitudinal, ρ , pode ser tomada igual a 2%;

ii. a carga uniformemente distribuída, p varia entre 7 e 13kN/m².

Caso a edificação tenha pavimentos intermediários, térreo ou subsolo e pilares que suportam caixa d'água, casa de máquinas, etc, suas contribuições devem ser devidamente computadas.

2.2.3- REAÇÕES DE APOIO DAS VIGAS

O processo das reações de apoio das vigas consiste, como já sugerido pelo nome, em se determinar as reações de apoio de todas as vigas do edifício, calculando-se desta maneira a carga vertical que é absorvida por cada pilar. A seção transversal do pilar é obtida pela expressão 2.1, substituindo-se o numerador (A.p.(n +0.7)) pela carga vertical atuante no pilar.

CAPÍTULO III

ESTABILIDADE GLOBAL

3.1- GENERALIDADES

O sistema estrutural de um edifício deve ser projetado de forma a resistir a todas as ações a que possa estar submetido ao longo de sua existência. A resistência às ações verticais (estabilidade vertical) é obtida pelos apoios verticais (pilares), que transmitem tais ações ao solo através das fundações; as ações horizontais (ventos ou terremotos, em regiões sísmicas) devem ser igualmente absorvidas e transmitidas ao solo. O estudo da estabilidade global consiste em se determinar quais elementos serão responsáveis por absorver tais ações horizontais, em se determinar a rigidez dos mesmos e os esforços neles atuantes. Este estudo deve ser feito antes do dimensionamento, a fim de que se tenha uma avaliação da sensibilidade da estrutura aos efeitos de segunda ordem globais, oriúdos dos deslocamentos horizontais dos nós, e uma avaliação da rigidez que os elementos devem ter, em

função de suas posições dentro dos sistemas estruturais.

A análise da estabilidade global dos edifícios é fundamental, ainda, haja vista a evolução dos modelos arquitetônicos, em que se procura reduzir o número de elementos verticais (pilares) e introduzir novos elementos divisórios, como vidros e placas de madeira compensada. Tais fatores diminuem as reservas estruturais contra a mobilidade lateral das edificações, atribuídas, em alguns casos, às alvenarias de tijolos. Assim, todo edifício deve ter sua estabilidade global devidamente analisada, independentemente do seu número de pavimentos.

Desta análise, surgem as estruturas contraventadas e as não contraventadas, como a seguir definidas.

3.2- ESTRUTURAS CONTRAVENTADAS

Estruturas contraventadas são estruturas suficientemente rígidas, que permitem admitir seus nós como sendo fixos; isto equivale a dizer que os efeitos de segunda ordem provocados pelo deslocamento horizontal dos nós são pequenos, podendo ser desprezados.

Em geral, para efeito de simplificações de cálculo, os sistemas que compõem tais estruturas são subdivididos em sistemas estruturais de contraventamento e sistemas estruturais contraventados.

3.2.1- SISTEMAS ESTRUTURAIS DE CONTRAVENTAMENTO

São os sistemas estruturais que serão responsáveis pela estabilidade horizontal do edifício. O posicionamento dos seus elementos na estrutura depende, em grande parte, do projeto arquitetônico, haja vista a grande rigidez que devem ter, sem com isto interferir na disposição arquitetônica.

Os sistemas estruturais de contraventamento são basicamente compostos por paredes estruturais, pórticos planos (eventualmente entrelaçados) e núcleos estruturais,

podendo ser empregados isoladamente ou em conjunto, conforme ilustra a fig.3.1.

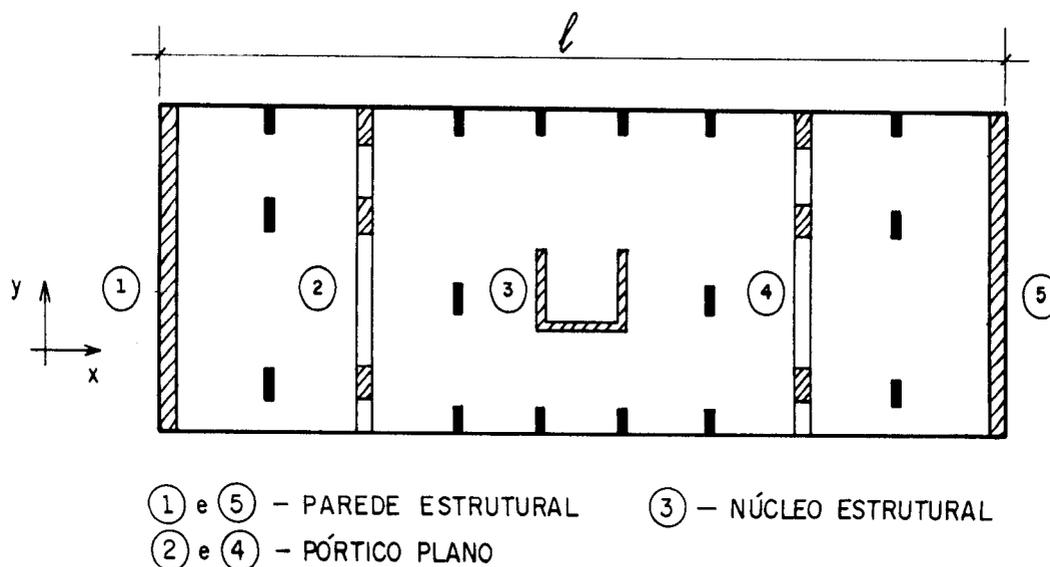


Figura 3.1- Sistema de Contraventamento em Planta
 Direção y

As paredes estruturais são normalmente localizadas nas laterais; os pórticos planos podem ser locados praticamente em qualquer posição, tomando-se o cuidado de limitar a altura das vigas em função das aberturas existentes como portas e janelas; os núcleos estruturais são mais empregados nas caixas de elevadores.

O emprego dos elementos estruturais de contraventamento em conjunto é possível graças à presença das lajes; essas são consideradas com rigidez infinita no plano horizontal, e repartem entre os elementos do sistema de contraventamento as ações horizontais. As contribuições de cada um serão dadas em função da posição e da constante de mola de cada elemento.

Simplificadamente, pode-se definir como constante de mola de um elemento de contraventamento a razão entre a força aplicada em seu topo e o deslocamento por ela

provocada, conforme ilustra a fig. 3.2. para cada elemento de contraventamento apresentado na fig. 3.1.

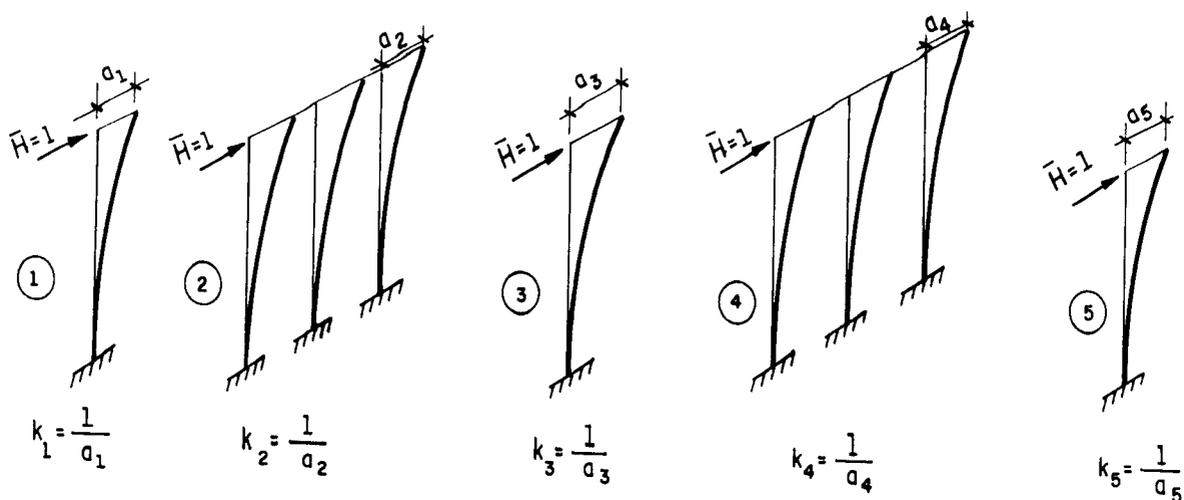


Figura 3.2- Constantes de mola para cada elemento de contraventamento.

Definidas as constantes de mola de cada elemento de contraventamento, torna-se imediata a determinação das frações da ação horizontal que cada elemento irá absorver, recaindo no cálculo estático imediato da viga de inércia infinita sobre apoios elásticos discretos, como mostra a fig. 3.3.

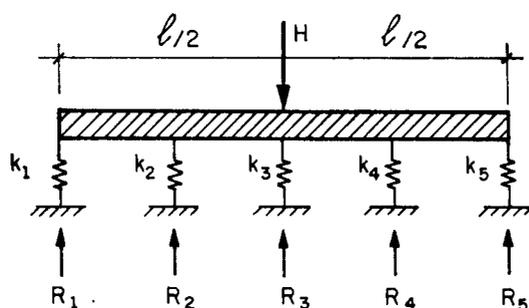


Figura 3.3- Distribuição da ação horizontal entre os elementos de contraventamento.

Assim, as frações R_1, R_2, \dots, R_5 irão solicitar cada um dos cinco elementos de contraventamento.

Analisa-se, a seguir, o caso de uma estrutura cujo esquema é o apresentado na fig. 3.4 e que possui na direção x o sistema de contraventamento definido pelo pórtico 1 e na direção y definido pelos pórticos 2 e 3.

Por se tratar de uma estrutura com poucos elementos de contraventamento, podemos conhecer, por considerações isostáticas, quais parcelas de H_x e H_y irão solicitar cada um dos elementos de contraventamento.

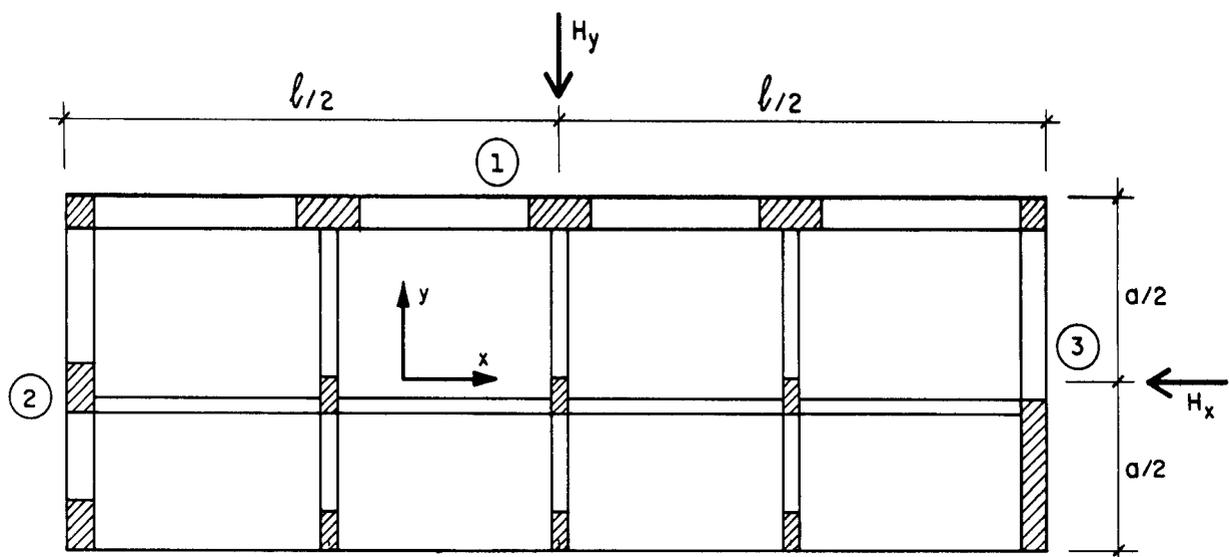


Figura 3.4- Esquema estrutural em planta solicitado pelas ações horizontais H_x e H_y .

Na direção x tem-se o pórtico 1 absorvendo toda a ação horizontal H_x e a torção $(H_x \cdot a)/2$ é absorvida pelos pórticos 2 e 3 (fig.3.5).

Na direção y , devido à simetria, cada pórtico absorverá metade da ação horizontal H_y (fig.3.6).

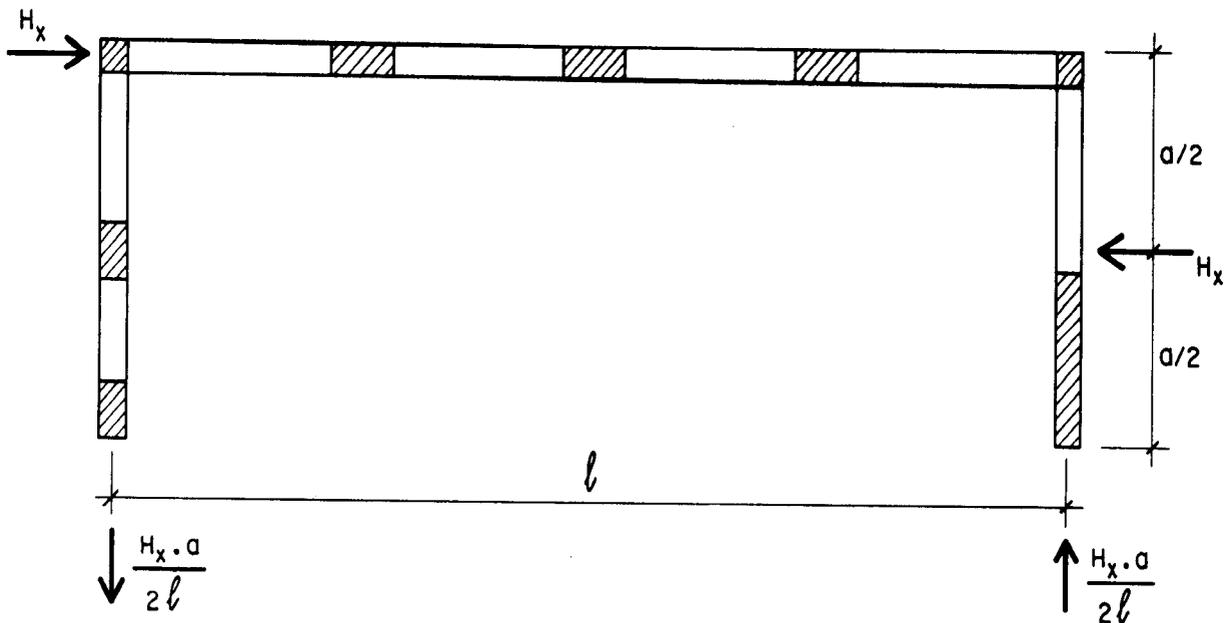


Figura 3.5- Contraventamento na direção x - representado apenas o sistema de contraventamento.

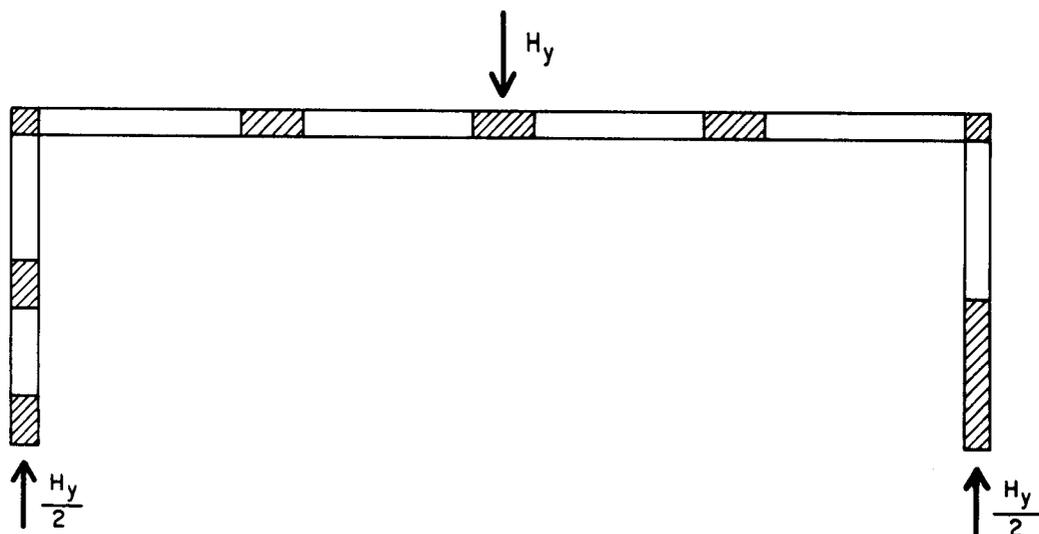


Figura 3.6- Contraventamento na direção y - representado apenas o sistema de contraventamento

3.2.2- SISTEMAS ESTRUTURAIS CONTRAVENTADOS

São os sistemas que participam apenas na resistência vertical da estrutura.

Apesar da não consideração dos efeitos globais de segunda ordem nas estruturas contraventadas, os efeitos de segunda ordem nos elementos, devem ser devidamente analisados, uma vez que são funções de suas elásticas.

3.3- ESTRUTURAS NÃO CONTRAVENTADAS

Estruturas não contraventadas são estruturas flexíveis, onde os efeitos de segunda ordem globais passam a ser importantes, devendo ser obrigatoriamente levados em consideração na determinação dos esforços atuantes na estrutura. "Neste caso é necessária uma análise em conjunto, que leve em conta tanto a não linearidade geométrica quanto a física. Não se pode, em princípio, considerar cada pilar isoladamente, como no caso de nós fixos; no entanto, é possível, para estruturas regulares e dentro de certos limites, a adoção de métodos aproximados que permitam esta consideração." (FRANCO, 1985).

O parâmetro que divide as estruturas contraventadas (de nós fixos) e as estruturas não contraventadas (de nós deslocáveis) é o parâmetro de instabilidade, α_k , definido a seguir.

3.4- PARÂMETRO DE INSTABILIDADE α_k

Para os edifícios de múltiplos andares o parâmetro de instabilidade é determinado pela expressão

$$\alpha_k = H \sqrt{P_k / (EI)_k} \quad (3.1)$$

onde:

H = altura total da edificação;

P_k = carga característica vertical total avaliada do edifício;

$(EI)_k$ = Soma dos produtos de rigidez de todos os elementos verticais do edifício, em regime de utilização.

O CEB define estruturas contraventadas como sendo aquelas pertencentes a edifícios de mais de três andares nos quais:

$$\alpha_k \leq 0,60$$

Para edifícios com número de andares menor ou igual a três, a condição para se considerar a estrutura contraventada é:

$$\alpha_k \leq 0,2 + 0,1n \quad (3.2)$$

onde

n = número de andares.

Essa definição de α_k pressupõe contraventamento constituído exclusivamente por pilares-parede, uma vez que despreza a influência da presença das vigas. Na obtenção de $\alpha_{klim} = 0,60$, admitiu-se que, para a estrutura ser considerada contraventada, o valor do momento de segunda ordem, M_{2d} , deve ser tal que $M_{2d} \leq 1,10M_{1d}$, onde M_{1d} é o momento de primeira ordem, quando se considera a geometria e o carregamento uniformes. Admitiu-se, ainda, um coeficiente de segurança $\gamma_f = 1,5$; admitindo-se $\gamma_f = 1,4$, obter-se-ia o valor limite $\alpha_k \cong 0,70$.

3.4.1- GENERALIZAÇÃO PARA ESTRUTURAS QUAISQUER

No caso de estrutura de geometria não uniforme, sistema estrutural em pórticos ou sistemas mistos, o parâmetro de instabilidade continua válido como indicador da sensibilidade da estrutura aos efeitos de segunda ordem; para tanto, deve-se definir os conceitos de produto de rigidez equivalente e parâmetro de forma da linha elástica.

a) produto de rigidez equivalente

Seja a estrutura generalizada da fig.3.7a, submetida à ação horizontal de cálculo q_d , uniformemente distribuída e que produz o deslocamento horizontal, a_d , no topo. O produto de rigidez equivalente $(EI)_{d,eq}$ é o produto de rigidez de uma estrutura prismática engastada na base, de módulo de deformação E constante ao longo de sua altura H , que sob a ação de q_d apresenta o mesmo deslocamento a_d (fig.3.7b), resultando:

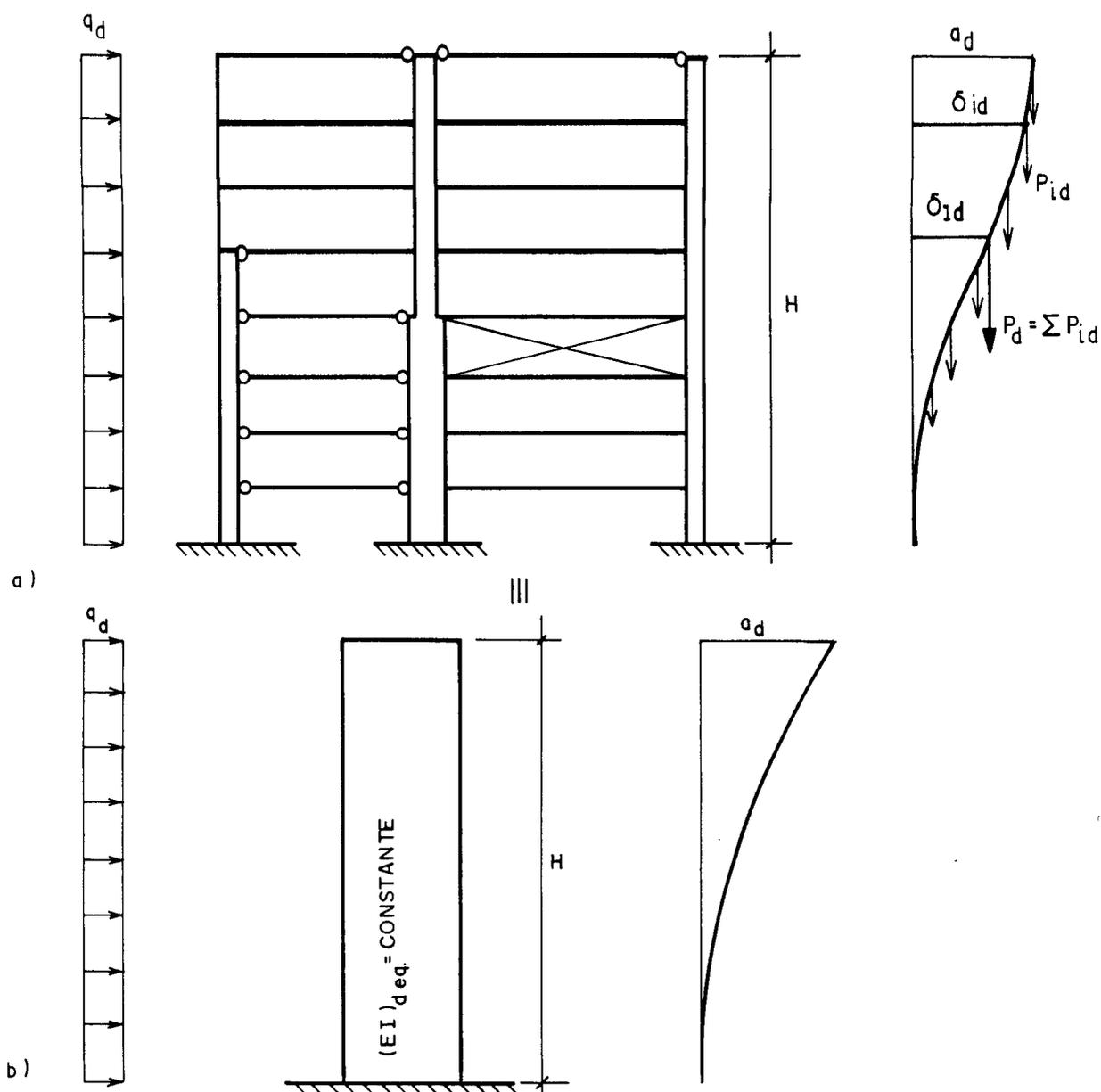


Figura 3.7. a) estrutura generalizada
 b) estrutura equivalente

$$(EI)_{d,eq} = \frac{q_d H^4}{8a} \quad (3.3)$$

b) parâmetro de forma da linha elástica

Seja δ_{1d} o deslocamento de primeira ordem do ponto de aplicação da resultante das cargas verticais, de intensidade P_d . O parâmetro de forma da linha elástica, ψ , é definido como:

$$\psi = \frac{\delta_{1d}}{a_d} \quad (3.4)$$

c) Condição generalizada de imobilidade dos nós

Através das relações entre M_{1d} e M_{2d} , da definição de produto de rigidez equivalente e da introdução do parâmetro de forma da linha elástica, chega-se à seguinte expressão geral da condição de imobilidade dos nós:

$$\alpha_k \leq \sqrt{\frac{2}{11\psi}} \quad (3.5)$$

d) Parâmetro de instabilidade para estruturas regulares

Da expressão (3.4) e lembrando que

$$\delta_{1d} = \frac{\sum P_{id} y_{id}}{P_d} , \quad (3.6)$$

demonstra-se que:

- Para estruturas de contraventamento compostas de pilares-parede, $\psi = 2/5$; portanto, $\alpha_k \leq 0,70$;

- Para estruturas de contraventamento compostas de pilares-parede associados ou pilares paredes e pórticos, $\psi = 1/2$; portanto, $\alpha_k \leq 0,60$;

- Para estruturas de contraventamento compostas de pórticos, $\psi = 2/3$; portanto, $\alpha_k \leq 0,50$.

Quando a estrutura for irregular, o valor de ψ a ser introduzido em (3.5) é dado por:

$$\psi = \frac{\sum P_{ik} \delta_{ik}}{a_k P_k} \quad (3.7)$$

Neste caso é preciso conhecer o deslocamento horizontal característico δ_{ik} de todos os andares.

3.4.2- AVALIAÇÃO DOS EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM

Quando o valor de α exceder o valor α_{lim} , os efeitos de segunda ordem devem ser devidamente computados na determinação dos esforços finais atuantes na estrutura.

A consideração aproximada dos efeitos de segunda ordem pode ser feita pelo processo P- Δ , ou, quando $\alpha < 1,18$, majorando-se as ações horizontais de vento ou desaprumo, por um fator multiplicativo K, dado por

$$K = 1 + \frac{1}{[(\alpha_{cr}/\sqrt{1.2} \alpha)^2 - 1] \gamma} \quad (3.8)$$

onde

K = fator de majoração das cargas;

α = parâmetro de instabilidade;

α_{cr} = parâmetro de instabilidade crítico dado por

$$\alpha_{cr} = 2,8 - 1,1 e^{(-0.22n)}; \quad (2.9)$$

n = número de pavimentos;

γ = fator de segurança dado, em função do número de pavimentos, pela tabela (3.1)

TABELA 3.1- Fator de Segurança γ .

n	1	2	3	4	5	10	20	>20
γ	0,60	0,92	1,07	1,20	1,27	1,39	1,46	1,52

CAPÍTULO IV

INSTABILIDADE DE BARRAS

4.1- INTRODUÇÃO

A análise da estabilidade global é feita determinando-se os esforços de segunda ordem que surgem na estrutura, devidos aos deslocamentos horizontais dos nós, não se considerando os deslocamentos ao longo dos elementos.

O estudo da instabilidade das barras é feito a partir dos esforços nelas atuantes, incluindo os efeitos de segunda ordem globais, quando for o caso, sendo, portanto, um complemento ao estudo da estabilidade do edifício.

Com a finalidade de tornar este estudo de fácil assimilação e se evitar consultas bibliográficas adicionais, apresentam-se aqui alguns conceitos da resistência dos materiais e da teoria das estruturas.

Este capítulo, em particular do item 4.3 em diante, foi baseado em FUSCO (1986) e PAULA (1988), onde podem ser encontrados maiores detalhes.

4.2- DEFINIÇÕES

Serão apresentados aqui, conceitos básicos relativos à deformabilidade estrutural.

a) Estrutura elástica

É a estrutura cuja curva carga-deslocamento (P, δ), tem os ramos de carregamento e descarregamento coincidentes, como representado nas figs.4.1a e b.

b) Estrutura elástica linear

É a estrutura cujos ramos de carregamento e descarregamento são retilíneos (fig.4.1a).

A estrutura elástica linear obedece à lei de Hooke, ou seja, há proporcionalidade entre tensão e deformação.

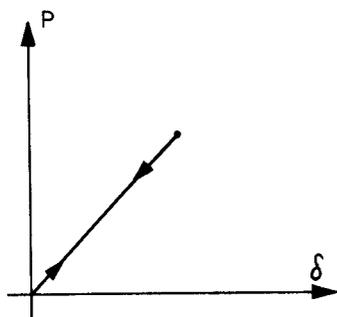
c) Estrutura elástica não linear

É a estrutura elástica em que os ramos de carregamento e descarregamento são curvos (fig.4.1b).

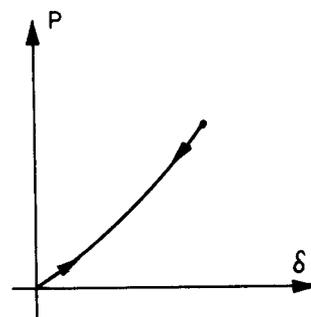
d) Estrutura não elástica

É a estrutura cujo ramo de carregamento não coincide com o ramo de descarregamento (figs.4.1c e d).

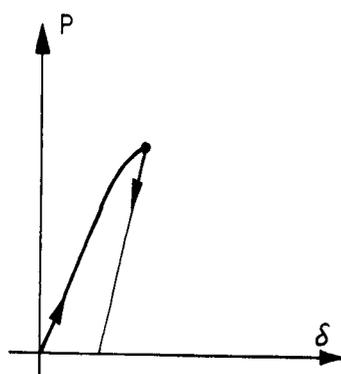
A maioria dos materiais usados nas estruturas comporta-se de maneira não elástica.



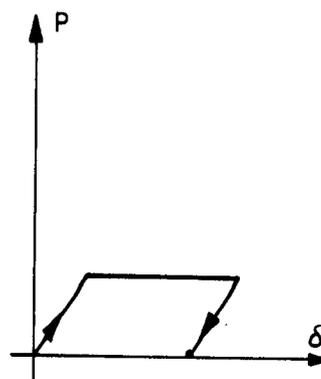
a) Elástico linear
(lei de Hooke)



b) Elástico não linear



c) Elastoplástico



d) Elastoplástico

Figura 4.1- Tipos de comportamento das estruturas

e) Não linearidade física

Considerando-se uma estrutura de concreto armado, a não linearidade física resulta da resposta não linear do aço e do concreto nos respectivos diagramas tensão-deformação.

f) Não linearidade geométrica

É resultante da influência das deformações (deslocamentos) no momento total, conhecida como efeito de segunda ordem.

g) Flambagem

Considere-se a barra da fig. 4.2, inicialmente reta, sujeita a uma força axial de compressão P , crescente. A um determinado valor de P , dando-se um pequeno deslocamento à meia altura da barra, a mesma assumirá uma posição fletida, caracterizando assim, o fenômeno de flambagem.

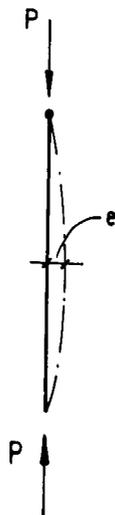


Figura 4.2- Barra axialmente comprimida

h) Carga de flambagem ou carga crítica de Euler

É o menor valor da força axial de compressão, para o qual são possíveis duas formas de equilíbrio: a forma reta, de equilíbrio instável, e a forma curva ou fletida, de equilíbrio estável.

Assim, a carga de flambagem, P_{cr} , da barra da fig. 4.2, para valores do índice de esbeltez maiores do que um certo valor limite λ_{min} , é dada pela expressão 4.1.

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{\ell^2} \quad (4.1)$$

onde:

E = módulo de elasticidade do material;

I = momento de inércia mínimo da seção transversal em relação a um eixo baricêntrico;

ℓ = comprimento da barra

i) Comprimento de flambagem

Os comprimentos de flambagem, para os casos mais usuais de vinculações, são dados na fig. 4.3.

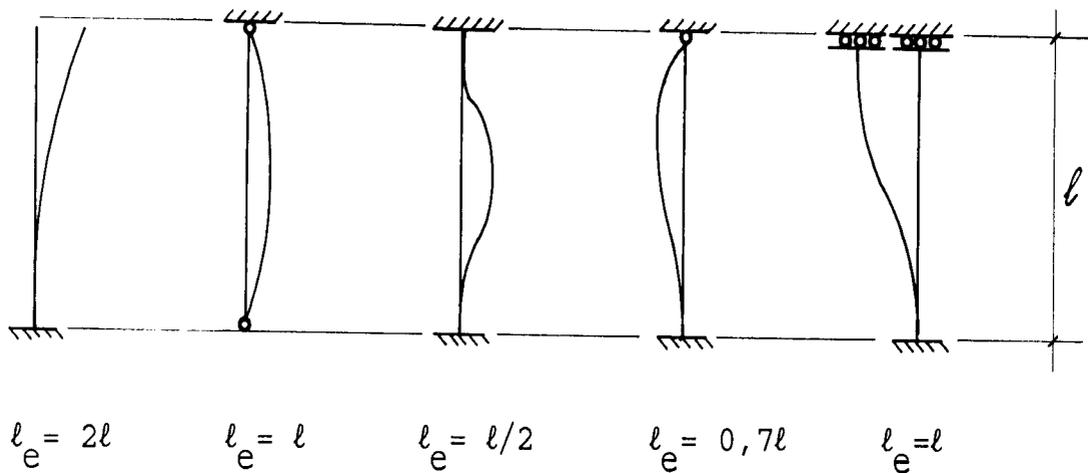


Figura 4.3- Comprimentos de flambagem

j) Elástica

É a forma da curva de envergamento de uma barra fletida.

k) Equação diferencial da linha elástica

Considerando-se a fig. 4.4, o momento fletor, M , que atua numa seção genérica da barra, suposta de comportamento elástico linear, é dado por

$$M = \frac{EI}{r} \quad (4.2)$$

onde

r = raio de curvatura do eixo da barra na configuração deformada

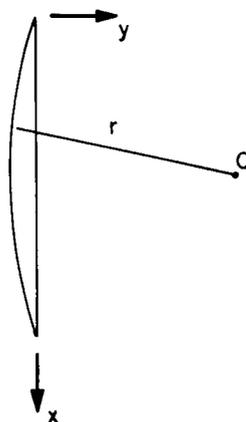


Figura 4.4- Barra fletida

A expressão 4.2 pode ser escrita da seguinte forma

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{EI} \quad (4.3)$$

onde o primeiro membro representa a curvatura do eixo da barra na configuração deformada. Uma vez que o momento fletor M varia ao longo da barra, a linha elástica terá uma curvatura variável.

Considere-se a linha elástica da barra, inicialmente coincidente com o eixo x , representada na fig. 4.4. Para este caso, todas as flechas serão negativas. Em coordenadas ali representadas, a expressão da curvatura, que se deduz em cálculo é

$$\frac{1}{r} = \frac{d^2y/dx^2}{[1+(dy/dx)^2]^{3/2}} \quad (4.4)$$

onde dy/dx representa a inclinação da tangente à curva, na seção considerada; para barras que se deformam pouco, esta grandeza, e em particular o seu quadrado, são pequenos em relação à unidade, podendo ser desprezados, sem que haja diferenças que comprometam os resultados a serem obtidos. Dessa forma, a expressão 4.4 pode ser escrita

$$\frac{1}{r} \cong \frac{d^2y}{dx^2} \quad (4.5)$$

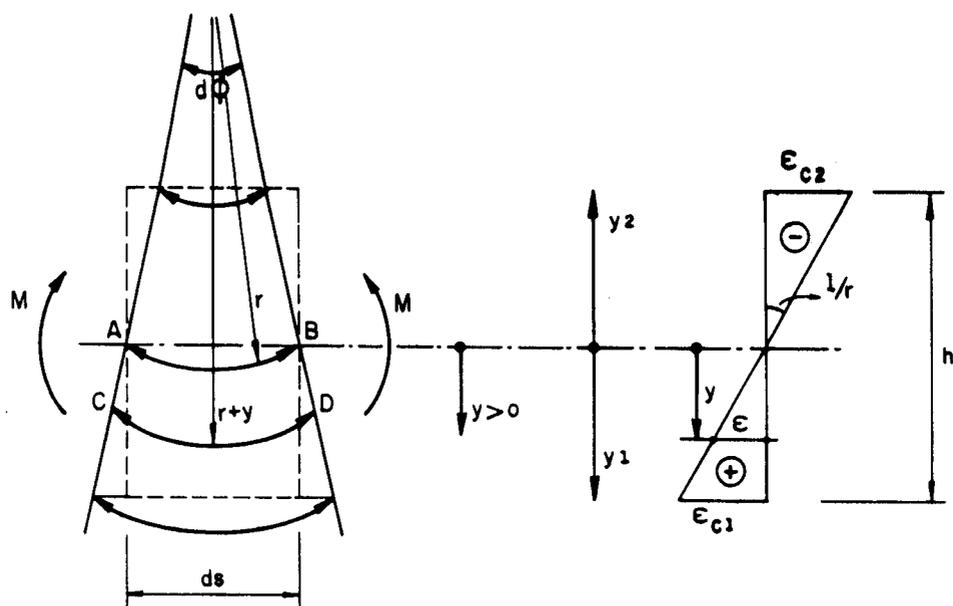
Comparando-se as equações (4.3) e (4.5), chega-se à expressão

$$\frac{d^2 y}{dx^2} \cong \frac{M}{EI} \quad (4.6)$$

que é a equação diferencial simplificada da linha elástica das barras fletidas.

4.3- RELAÇÕES BÁSICAS

Seja a fig. 4.5, onde em a) se consideram duas seções transversais, distantes entre si de ds , inicialmente paralelas, que se deformam pela ação do momento fletor M .



a) posição deformada

b) deformações

Figura 4.5- Curvatura na flexão

Desprezando-se as deformações axiais, admitindo a hipótese de que as seções permanecem planas após a deformação e considerando a hipótese de pequenos deslocamentos, a curvatura de uma seção transversal qualquer da barra fletida em função da deformação de uma fibra genérica ϵ (fig.4.5.b) é dada por:

$$\frac{1}{r} = \frac{d\phi}{ds} = \frac{\epsilon}{y} \quad (4.7)$$

Comparando-se as expressões (4.7) e (4.5), pode-se escrever a derivada segunda da elástica, d^2y/dx^2 , em função das deformações das fibras extremas, ϵ_{c2} , do concreto concreto comprimido e ϵ_{c1} da face tracionada, ou seja,

$$\frac{1}{r} = \frac{d^2y}{dx^2} = \frac{\epsilon_{c1} - \epsilon_{c2}}{h} \quad (4.8)$$

na qual ϵ_{c2} tem sinal negativo.

4.3.1- RELAÇÕES MOMENTO INTERNO - CURVATURA

Considerando-se que o momento interno seja a reserva da barra contra a ação do momento fletor atuante, tem-se, para o caso de comportamento elástico linear, a expressão 4.3 escrita na forma:

$$\frac{1}{r} = \frac{M_I}{EI} \quad (4.9)$$

Para materiais que tenham comportamento elástico não linear, ou elastoplástico, como é o caso do concreto armado, não há mais proporcionalidade entre tensão e deformação. Não obstante, o diagrama proposto pela NBR 6118 considera apenas uma relação biunívoca entre essas duas grandezas, desprezando, portanto, possíveis efeitos residuais.

Considerando válida a distribuição de deformações dada na fig. 4.6, pode-se calcular as curvaturas das seções transversais de barras fletidas, usando-se qualquer relação de compatibilidade geométrica, como por exemplo:

$$\frac{1}{r} = \frac{-\epsilon_{c2}}{h/2 + y_0} \quad (4.9)$$

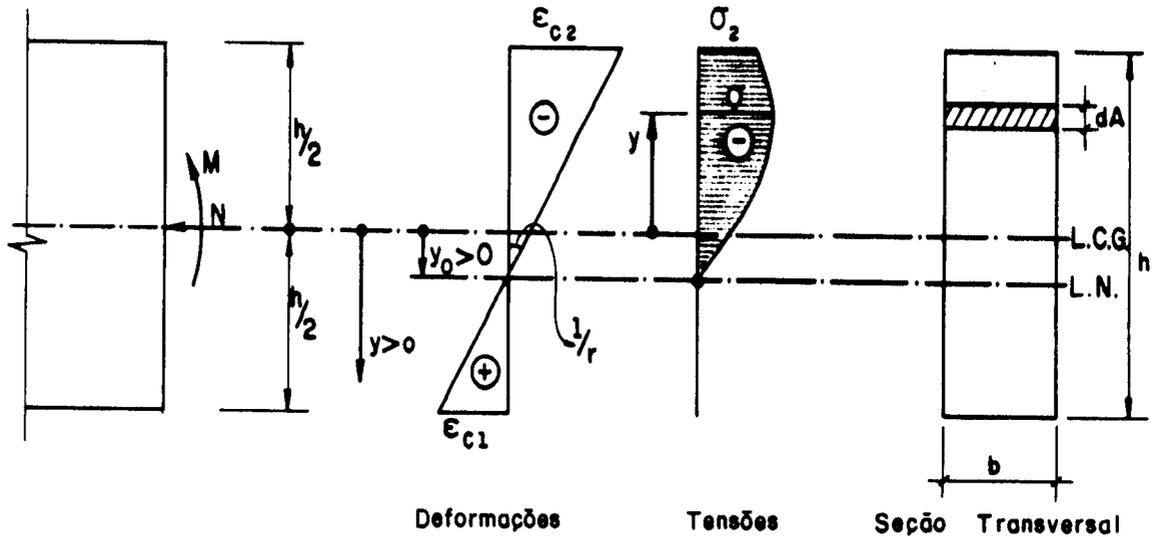


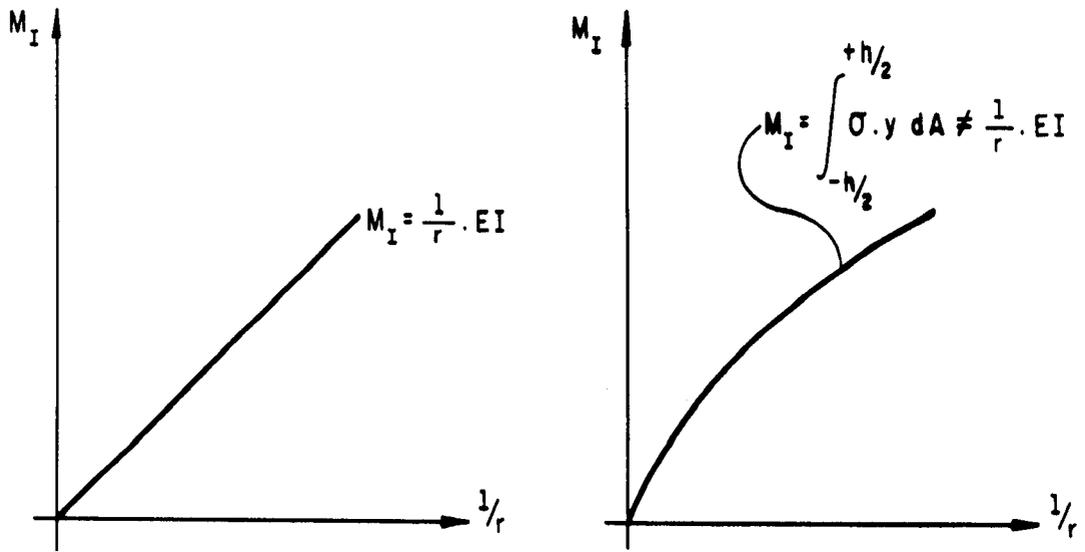
Figura 4.6- Distribuição de tensões e deformações numa seção homogênea de material elástico não linear

Assim, o momento resistente é obtido pelo cálculo direto da resultante de tensões correspondente a momento, ou seja,

$$M_I = \int_{-h/2}^{h/2} \sigma y dA \quad (4.11)$$

de onde se conclui que, devido a não linearidade física dos materiais, o momento resistente passa a ser uma função não linear da curvatura.

Representa-se na fig. 4.7 os esboços dos diagramas momento resistente - curvatura, para uma barra no regime elástico linear e elástico não linear, respectivamente.



a) Regime elástico linear

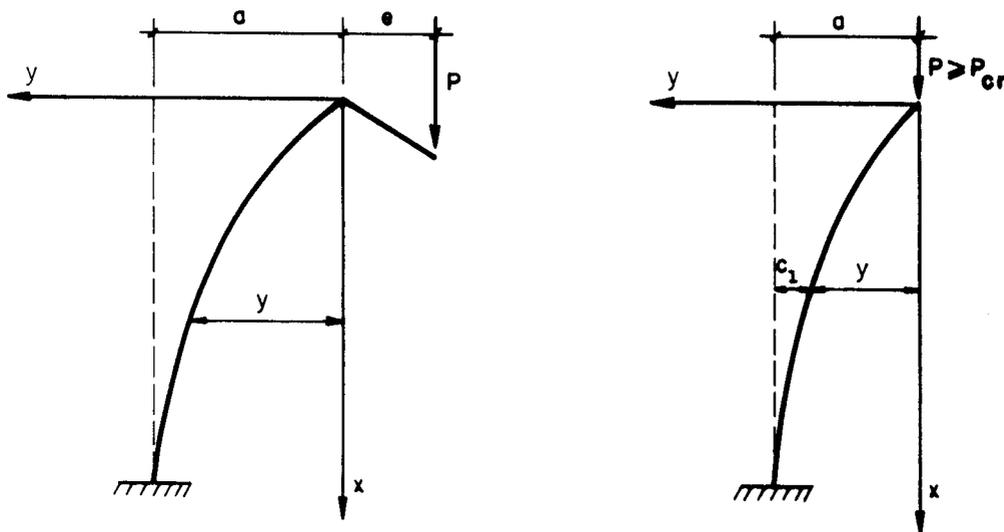
b) Regime elástico não-linear

Figura 4.7- Diagrama momento interno - curvatura

4.3.2- RELAÇÕES MOMENTO EXTERNO - CURVATURA

O uso da expressão exata da curvatura (expressão 4.4), para o cálculo dos deslocamentos do eixo de uma barra fletida, afeta diretamente o momento externo, quando se consideram os efeitos de segunda ordem. Analisa-se, a seguir, o comportamento da função momento externo na compressão excêntrica e na centrada, considerando-se a expressão exata da curvatura.

Sejam as configurações fletidas de equilíbrio dadas nas figuras 4.8a e 4.8b.



a) Compressão excêntrica

b) Compressão centrada

Figura 4.8- Configurações fletidas de equilíbrio

Para a barra fletida da fig. 4.8a, o momento externo em cada ponto é dado por

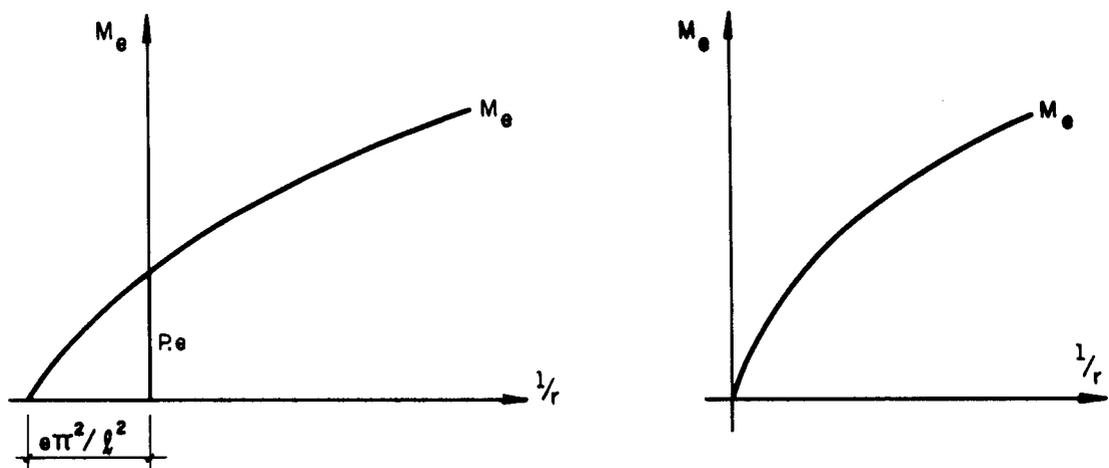
$$M_e = P (e + y) \quad (4.12)$$

e o seu valor máximo vale

$$M_e = P (e + a) \quad (4.13)$$

Considerando-se a expressão 4.12 e a expressão exata da curvatura (4.4), pode-se chegar à relação momento externo-curvatura, que é uma relação não linear e cujo diagrama tem a forma indicada na fig.4.9a.

No caso de compressão centrada (fig.4.8b), obtém-se o diagrama mostrado na fig. 4.9b, observando-se também aqui, a não linearidade da função momento externo-curvatura.



a) Compressão excêntrica

b) Compressão centrada

Figura 4.9- Diagramas momento externo - curvatura

4.4- EQUAÇÃO DIFERENCIAL SIMPLIFICADA

Objetivando-se simplificações matemáticas, o estudo das barras fletidas de concreto armado, levando-se em conta os efeitos de segunda ordem, será feito usando-se a equação da curvatura na sua forma simplificada (eq.4.5). Inicialmente serão feitas aplicações desta equação nos estudos de barras esbeltas, no regime elástico linear, submetidas a flexão composta normal; em seguida, serão particularizados tais estudos para o caso de compressão centrada. Em ambos os casos serão mostradas as particularidades decorrentes da utilização da equação simplificada da curvatura, no lugar da equação exata.

Considere-se inicialmente a configuração fletida da barra da fig. 4.8a e a expressão do momento externo (4.12). A condição de equilíbrio para cada seção da barra será dada por

$$M_e = M_I \quad (4.14)$$

e a equação diferencial simplificada da curvatura, no regime elástico linear, torna-se

$$\frac{1}{r} = \frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{-P(e + y)}{EI} \quad (4.15)$$

Fazendo

$$\frac{P}{EI} = K^2 \quad (4.16)$$

e desenvolvendo a expressão (4.15), chega-se a

$$\frac{d^2 y}{dx^2} + K^2 y + K^2 e = 0$$

que tem a seguinte solução geral:

$$y(x) = C_1 \text{sen}Kx + C_2 \text{cos}Kx - e \quad (4.17)$$

A flecha máxima, impondo-se as condições de contorno da barra da fig. 4.8a, é dada por

$$a = \frac{(1 - \text{cos}K\ell)}{\text{cos}K\ell} \quad (4.18)$$

Como se vê, o uso da expressão simplificada da curvatura, na flexão composta, regime elástico linear, permite o cálculo das flechas da configuração fletida de equilíbrio (expressão 4.17). No entanto, quando $\text{cos}K\ell \rightarrow 0$, tal uso leva a uma indeterminação, como mostra a expressão 4.18.

Considere-se agora a configuração fletida da barra da fig. 4.8b ($C_1 \neq 0$), sujeita à compressão centrada; neste caso, fazendo $e = 0$ na expressão 4.15, obtém-se a expressão

$$y(x) = C_1 \text{sen}Kx + C_2 \text{cos}Kx \quad (4.19)$$

Impondo-se a condições de contorno da barra tem-se:

$$\text{para } x = 0 \quad \rightarrow \quad y = 0, \quad \text{logo } C_2 = 0 \quad (4.20)$$

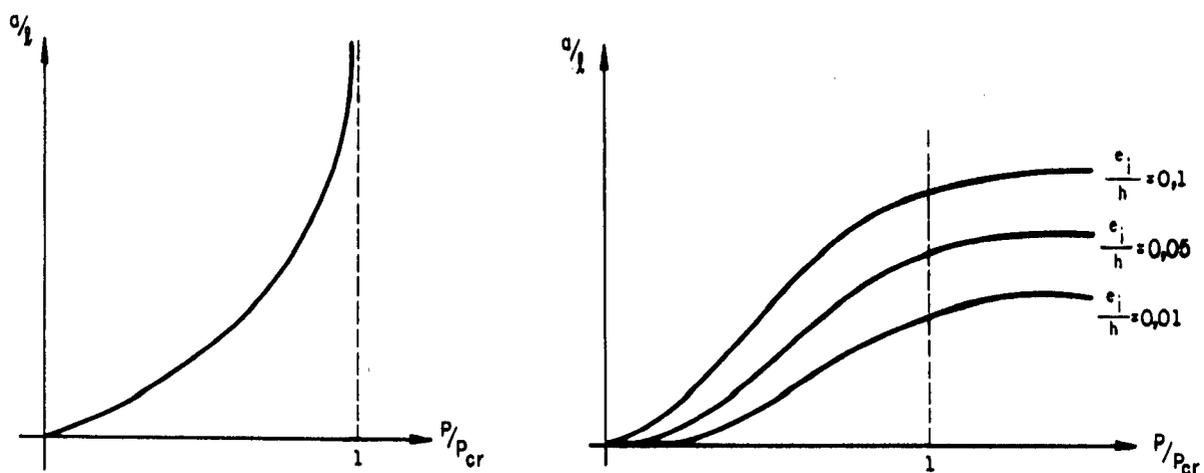
$$\text{para } x = \ell \quad \rightarrow \quad dy/dx = 0, \quad \text{logo } C_1 K \text{cos}K\ell = 0 \quad (4.21)$$

Para que exista configuração fletida de equilíbrio, C_1 deve ser obrigatoriamente não nulo e a expressão (4.21) só se verifica para

$$\text{cos}K\ell = 0 \quad (4.22)$$

onde o menor valor do ângulo que verifica a expressão anterior é

$$K\ell = \pi/2,$$



a) Equação simplificada

b) Equação exata

Figura 4.10- Flechas na flexão composta

Com relação à compressão centrada, o uso da equação simplificada da curvatura, na expressão da linha elástica, permite, como se viu, o cálculo da carga crítica, mas tem o inconveniente de tornar indeterminadas as flechas da configuração fletida de equilíbrio (fig.4.11), cujo cálculo requer o uso da equação exata da curvatura.

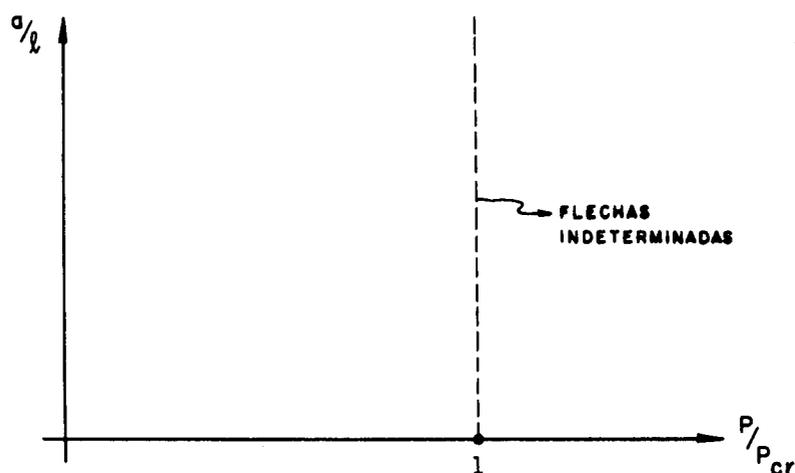


Figura 4.11- Emprego da expressão simplificada da curvatura na compressão centrada

4.5- REGIME ELÁSTICO-LINEAR

O presente estudo será feito comparando-se graficamente o diagrama momento externo - curvatura com o diagrama momento interno - curvatura.

4.5.1- COMPRESSÃO CENTRADA

A fig. 4.12 apresenta a superposição dos diagramas das figs.4.9b e 4.7a, mostrando as possíveis configurações de equilíbrio discutidas a seguir.

Para valores de carregamento, tais que $m_i \geq m_e$, fig.4.12a,b, existe uma única configuração possível de equilíbrio para a barra da fig.4.8b, que é a forma reta, caracterizada por $1/r = 0$, a qual é de equilíbrio estável.

Para valores de carregamento tais que $m_i < m_e$, tem-se, como mostra a fig. 4.12c, duas configurações possíveis de equilíbrio, uma caracterizada por $1/r = 0$ e outra por $1/r = 1/r_0$, sendo a primeira de equilíbrio instável e a segunda de equilíbrio estável.

Para a configuração caracterizada por $1/r = 1/r_0$, pode-se dizer que a mesma se deve ao fato de que, para suportar ações externas $P > P_{cr}$, o eixo da barra flete, sendo esta a forma que a barra encontra para produzir esforços internos capazes de resistir aos esforços externos. Para verificar se esta configuração fletida é de equilíbrio estável ou instável, basta dar pequenas perturbações de posição à configuração de equilíbrio $1/r_0$. Assim sendo, levando a barra da fig. 4.8b a ocupar a posição tal que $1/r = 1/r_1$, verifica-se, na fig. 4.12c, que $M_I > M_e$, significando que a barra tende a voltar à configuração de equilíbrio $1/r = 1/r_0$. Levando, agora, a barra a ocupar a posição tal que $1/r = 1/r_2$, verifica-se, na mesma figura, que $M_I < M_e$; a barra se deforma, tendendo a voltar à configuração de equilíbrio $1/r = 1/r_0$. Conclui-se, então, que esta é uma configuração de equilíbrio estável, não existindo, pois, o fenômeno da instabilidade.

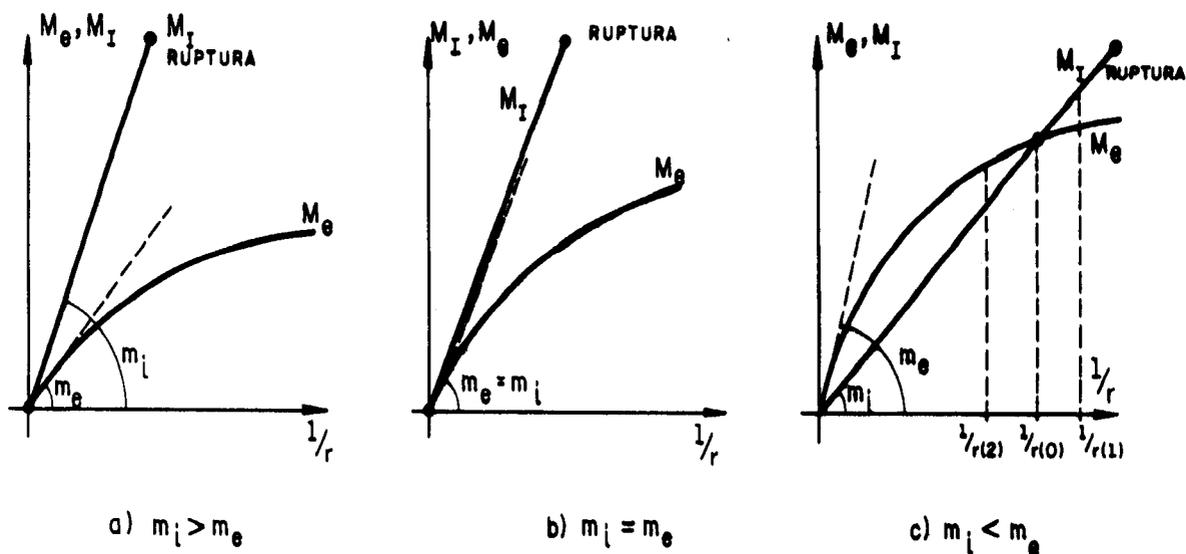


Figura 4.12- Configurações possíveis de equilíbrio na compressão centrada - regime elástico linear

4.5.2- COMPRESSÃO EXCÊNTRICA

Observando-se a fig. 4.13, constata-se que, para qualquer valor do carregamento, admitindo-se que não ocorra ruptura do material, existirá sempre uma configuração de equilíbrio caracterizada por $1/r = 1/r_0$, tal que $M_e = M_I$, ou seja, haverá sempre o cruzamento dos diagramas M_e e M_I .

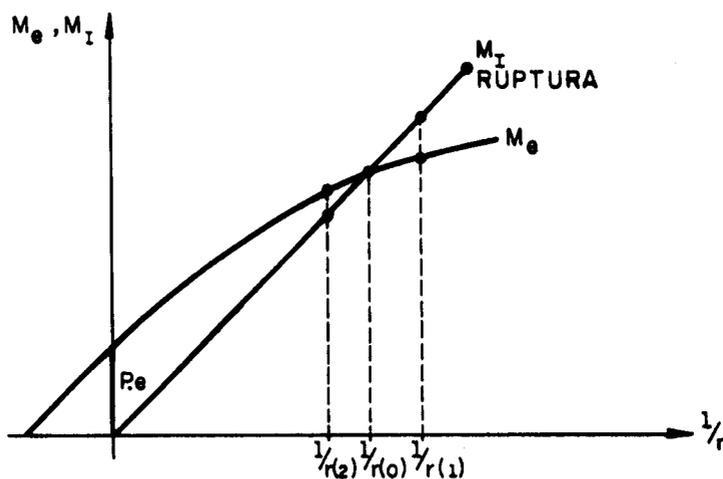


Figura 4.13- Estabilidade na compressão excêntrica - regime elástico linear

Raciocinando-se analogamente ao caso de compressão centrada, fig. 4.12c, verifica-se, também aqui, tratar de uma posição de equilíbrio estável, não ocorrendo, portanto, o fenômeno da instabilidade.

4.6- REGIME ELÁSTICO NÃO LINEAR

Como já foi visto, do fato de se considerar a não linearidade física dos materiais, surge uma relação não linear do momento interno - curvatura.

Admitindo-se que na flexão composta a linha elástica seja senoidal (fig.4.14) e empregando-se a expressão aproximada da curvatura, chega-se a uma expressão linear do momento externo em função da curvatura, como segue.

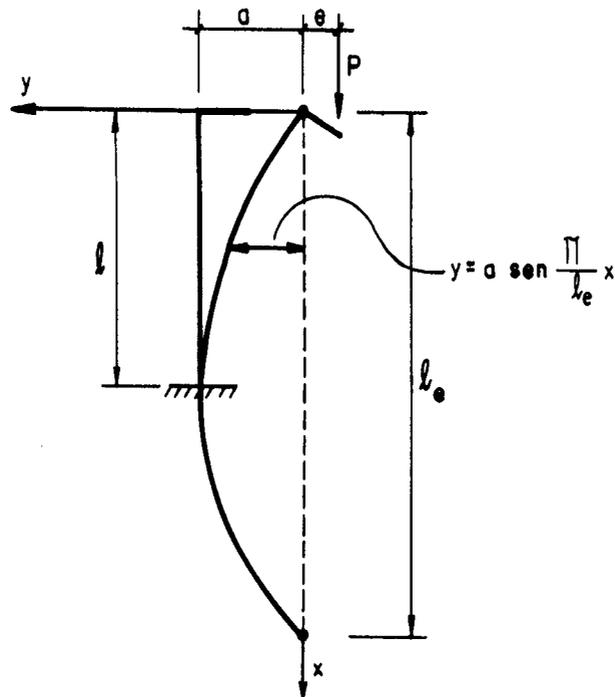


Figura 4.14- Barra de Eixo Senoidal

Com a hipótese de elástica senoidal, tem-se para a expressão simplificada da curvatura

$$\frac{1}{r} \cong \frac{d^2 y}{dx^2} = -a \left(-\pi/l_e\right)^2 \operatorname{sen}(\pi/l_e) x \quad (4.27)$$

resultando

$$\frac{1}{r} \cong \frac{d^2 y}{dx^2} = -(\pi/l_e)^2 y \quad (4.28)$$

ou, em valor absoluto,

Para o caso em que o carregamento é menor que a carga crítica, haverá sempre o cruzamento dos diagramas de M_e e M_I , caracterizando uma configuração fletida de equilíbrio estável.

Quando o carregamento P atinge a carga crítica, a reta M_e tangencia a curva M_I , resultando uma configuração de equilíbrio instável.

Para valores de $P > P_{cr}$, observa-se que o equilíbrio é impossível, uma vez que a reta M_e e a curva M_I não se encontram.

Conclui-se, dessa forma, que a consideração da não linearidade física dos materiais desencadeia, na flexão composta, o fenômeno da instabilidade que, no caso, é caracterizado pelo aparecimento de um ponto de tangência dos diagramas de M_e e M_I , a partir do qual o equilíbrio é impossível.

Analisando-se o andamento das deformações em função da carga normal atuante, observa-se, na fig.4.17, que o ponto B não corresponde a uma mudança da configuração de equilíbrio, mas sim a uma reversão do andamento das deformações. Antes de se atingir o ponto B, isto é, para $P < P_{cr}$, a um aumento de P corresponde um aumento da flecha a ; pelo contrário, após ser atingido o ponto B, não somente é impossível aumentar a carga, como a própria manutenção do equilíbrio somente será possível com um sistema de deformação controlada, pois ao aumento das flechas corresponde uma diminuição das cargas.

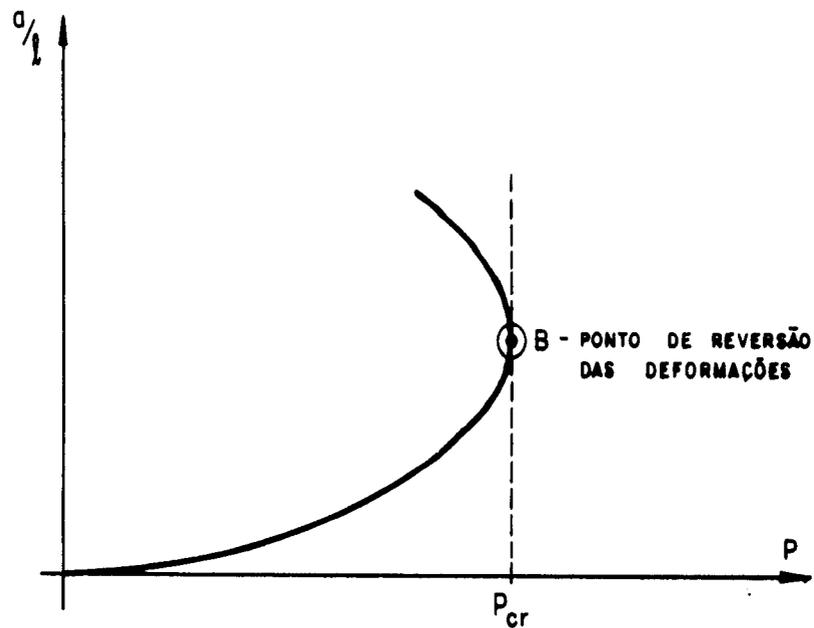


Figura 4.17- Regime elástico não linear

O fenômeno da instabilidade na compressão excêntrica pode ser caracterizado também, no fato de que, para uma dada força normal $P = P_1$, constante, existe uma excentricidade máxima de primeira ordem, além da qual o equilíbrio é impossível. Essa é a excentricidade $e_{1,cr}$; para $e_1 < e_{1,cr}$, o equilíbrio é estável, como ilustra a fig. 4.18.

Assim, o momento máximo de primeira ordem é dado por

$$M_{1,cr} = P_1 e_{1,cr} \quad (4.31)$$

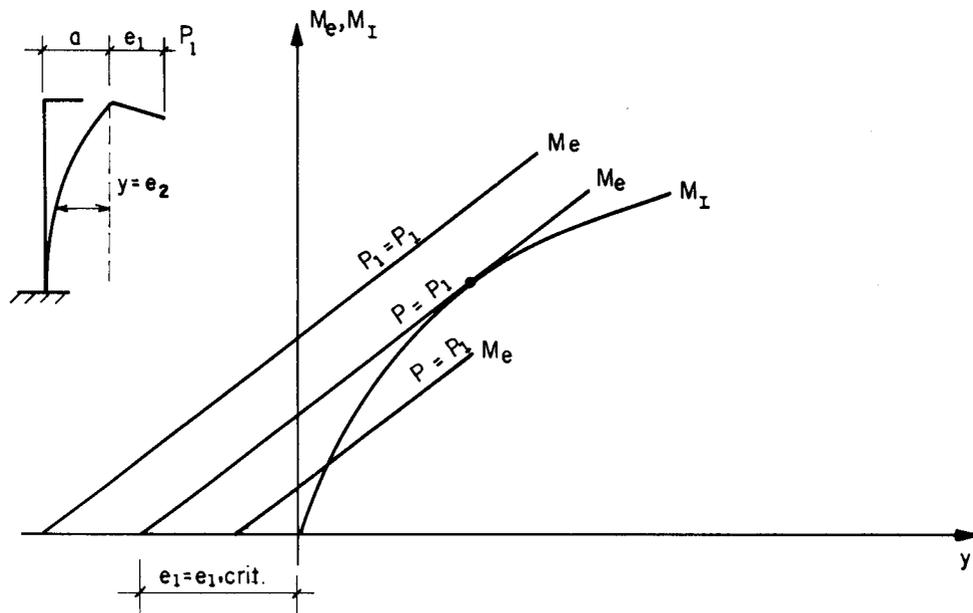


Figura 4.18- Valor crítico da excentricidade de primeira ordem

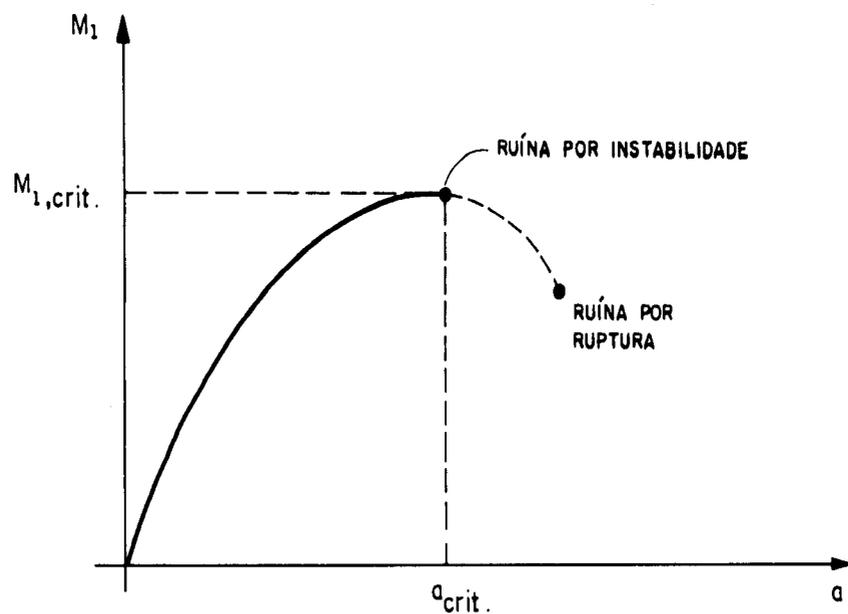


Figura 4.19- Estado limite último de instabilidade na flexão composta

e o diagrama (M_1, a) , dado na fig 4.19, também ilustra o aparecimento do fenômeno da instabilidade na flexão composta.

4.7- DIAGRAMA $(M, N, 1/r)$

Considere-se um pilar esbelto de concreto armado, sendo conhecidos: dimensões, quantidade e distribuição da armadura, tipo de aço e concreto e vinculações, sujeito a uma força normal excêntrica N . Do estudo feito no item anterior, conclui-se ser de fundamental importância determinar o máximo momento interno que a seção pode desenvolver, em função da curvatura da deformada naquela mesma seção. Isto feito, tem-se conhecido o terno $(M, N, 1/r)$. Adotando-se outros valores da curvatura e mantendo-se fixos os demais dados, obtém-se o diagrama $(M, N, 1/r)$.

4.7.1- ESTUDO DA RELAÇÃO EIXO NEUTRO-CURVATURA

Considere-se a fig.4.20. Admitindo-se a validade da hipótese de que as seções permanecem planas após as deformações, respeitando-se os limites últimos de deformações do concreto e do aço, obtém-se, considerando a posição deformada de uma seção transversal de concreto armado, a expressão que leva a curvatura da referida seção ao valor valor máximo permitido:

$$\frac{1}{r} = \frac{3,5^0/00 + 10^0/00}{d} \quad (4.32)$$

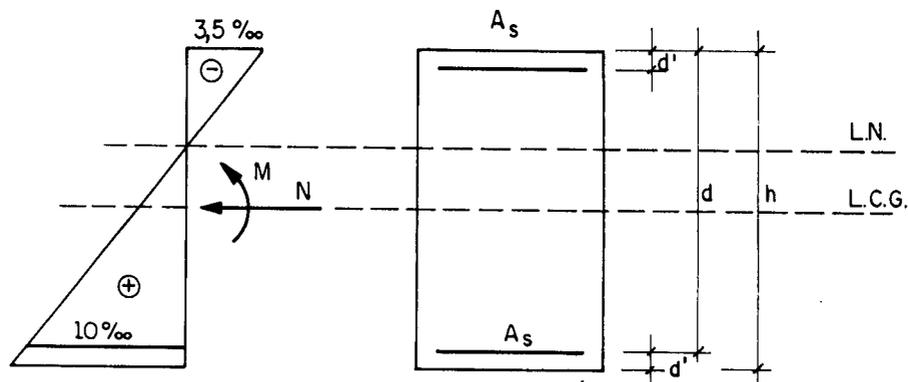


Figura 4.20- Deformações máximas permitidas

A mesma fórmula em termos adimensionais torna-se

$$\frac{h}{r} = \frac{0,0135}{(1 - \delta)} \quad (4.33)$$

sendo $\delta = \frac{d'}{h} \quad (4.34)$

Assim, respeitando-se a curvatura máxima permitida e adotando-se a profundidade da linha neutra através da atribuição de um valor para o coeficiente adimensional β_x definido por

$$\beta_x = \frac{x}{h} \quad (4.35)$$

fica completamente caracterizada uma posição genérica do diagrama de deformação de uma seção, como mostra a fig. 4.21.

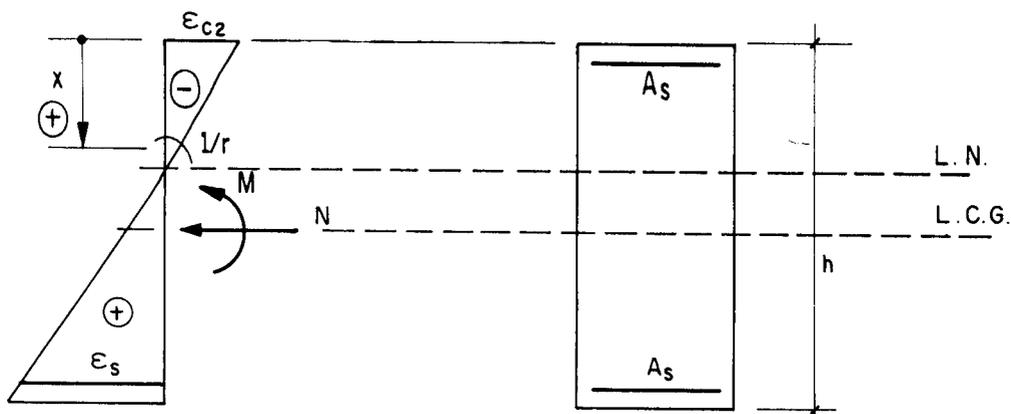


Figura 4.21- Posição genérica deformada de uma seção de concreto armado

4.7.2- EQUAÇÕES DE COMPATIBILIDADE DAS DEFORMAÇÕES

Analisando-se a fig. 4.22 chega-se, por compatibilidade geométrica, às seguintes relações

$$\frac{\epsilon_{c2}}{x} = \frac{\epsilon_{3/7}}{\frac{3}{7} h - x} = \frac{\epsilon}{y - y_0} = \frac{\epsilon_s}{h - d' - x} \quad (4.36)$$

$$y = (\ell_e/\pi)^2 1/r \quad (4.29)$$

Assim,

$$M_e = P(e + y) = Pe + P(\ell_e/\pi)^2 1/r \quad (4.30)$$

A expressão 4.30 leva ao diagrama momento externo-curvatura da fig. 4.15.

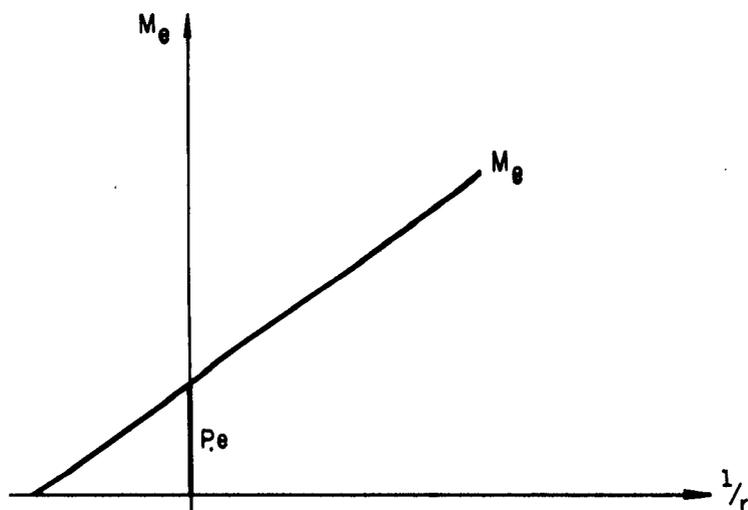


Figura 4.15- Flexão composta com uso da equação simplificada da curvatura

Sobrepondo-se os diagramas momento externo - curvatura e momento interno - curvatura (fig.4.16), tem-se:

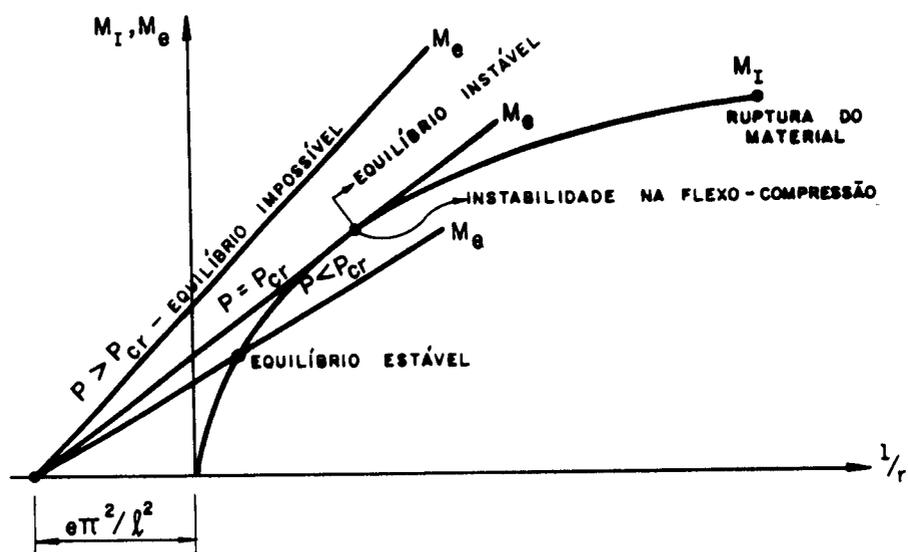


Figura 4.16- Instabilidade na flexão composta

sendo:

- ϵ_{c2} = deformação específica na borda do concreto com maior deformação de encurtamento;
- ϵ_s = deformação específica na armadura tracionada;
- $\epsilon_{3/7}$ = deformação específica na fibra de concreto distante $3/7h$ da borda mais comprimida da seção;
- ϵ = deformação de uma fibra genérica, distante y do centro geométrico da seção.

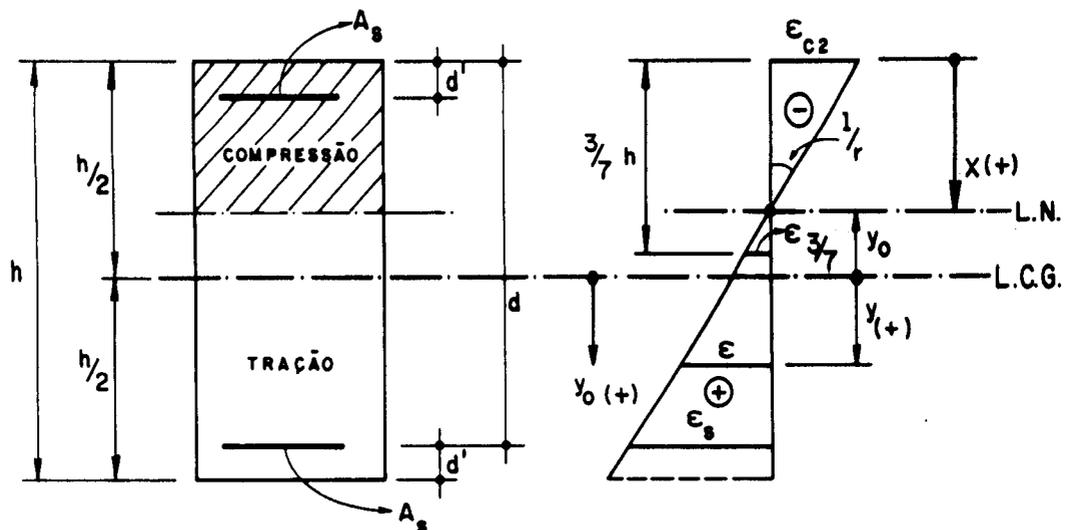


Figura 4.22- Diagrama genérico de deformações de uma seção de concreto armado

Considerando-se ainda a fig. 4.22, pode-se escrever a deformação específica de uma fibra genérica ϵ em função da curvatura $1/r$, ou seja,

$$\epsilon = \frac{1}{r} (y - y_0) \quad (4.37)$$

Como $y_0 = x - h/2$, a eq.4.37 torna-se

$$\epsilon = \frac{1}{r} (y - (x - h/2)) = \frac{h}{r} (y/h - x/h + 1/2) \quad (4.38)$$

Como $x/h = \beta_x$ e introduzindo $y/h = \beta_y$, vem

$$\epsilon = \frac{h}{r} (\beta_y - \beta_x + 1/2) \quad (4.39)$$

Fazendo $\beta_y + 1/2 = \beta_o$, tem-se

$$\epsilon = \frac{h}{r} (\beta_o - \beta_x) \quad (4.40)$$

expressão esta que permite calcular a deformação em uma fibra genérica da seção transversal, para uma dada curvatura e posição da linha neutra.

4.7.3- INTERVALO DE VARIAÇÃO DE β_x

A princípio, o intervalo de variação do parâmetro β_x pode ser de $-\infty$ a $+\infty$; no entanto, para se evitar que os limites últimos de deformações no aço e no concreto sejam ultrapassados, deve-se limitar este intervalo.

Considere-se a seção transversal dada na fig.4.23, juntamente com o eixo β_x . Tem-se definido, para este parâmetro, três intervalos:

$$\beta_x \leq 0 \qquad 0 < \beta_x \leq 1 \qquad \beta_x > 1$$

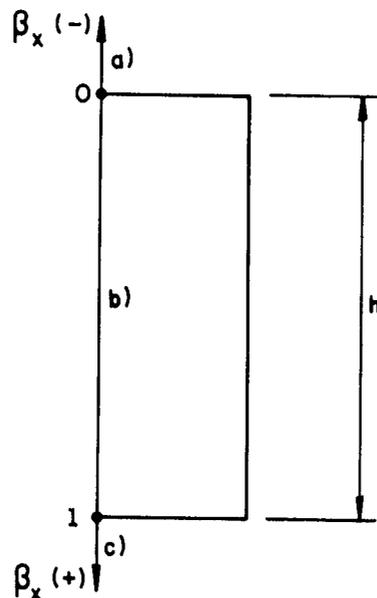


Figura 4.23- Intervalo de variação do parâmetro β_x

a) $\beta_x \leq 0$

O limite inferior de β_x é determinado pela deformação última de tração no aço, $\epsilon_s = 10^0/00$, uma vez que a seção transversal estará inteiramente tracionada, conforme ilustra a fig.4.24.

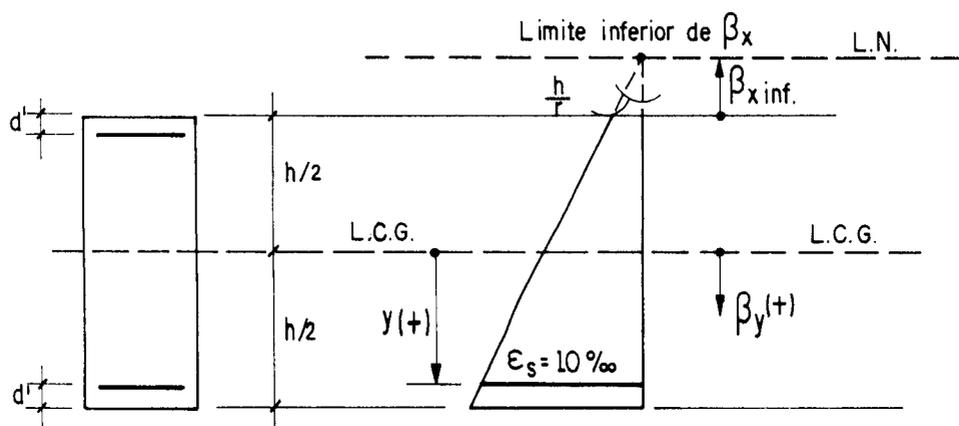


Figura 4.24- Deformações em uma seção inteiramente tracionada

A posição da fibra que dá a condição limite de deformação no aço é dada pela expressão

$$\beta_y = \frac{h/2 - d'}{h} = \frac{1}{2} - \frac{d'}{h} \quad (4.41)$$

Utilizando-se a expressão 4.40 demonstra-se que a expressão que dá o limite inferior do intervalo de variação do parâmetro β_x é dada por

$$\beta_{x,inf} \geq \frac{-10^0/00}{h/r} + 1 - \delta \quad (4.42)$$

$$b) 0 < \beta_x \leq 1$$

Determina-se um limite superior de β_x através da deformação última de compressão na borda mais comprimida do concreto, dada por $\epsilon_c = -3,5^0/00$, uma vez que a seção transversal estará parcialmente comprimida, como ilustra a fig.4.25.

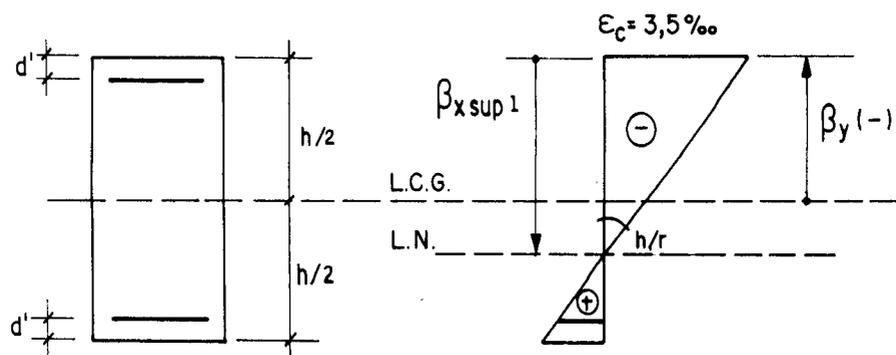


Figura 4.25-Deformações em uma seção parcialmente comprimida

A posição da fibra que dá a condição limite de deformação no concreto é dada pela expressão

$$\beta_y = -1/2 \quad (4.43)$$

Utilizando-se a expressão 4.40, demonstra-se que a expressão que dá um limite superior do intervalo de variação do parâmetro β_x é dada por

$$\beta_{x, sup1} \leq \frac{3,5^0/00}{h/r} \quad (4.44)$$

c) $\beta_x > 1$

Determina-se outro limite superior de β_x através da deformação última de compressão na fibra distante $3/7h$ a partir da borda mais comprimida, dada por $\epsilon_c = -2,00^0/00$, uma vez que a seção está inteiramente comprimida, como ilustra a fig.4.26.

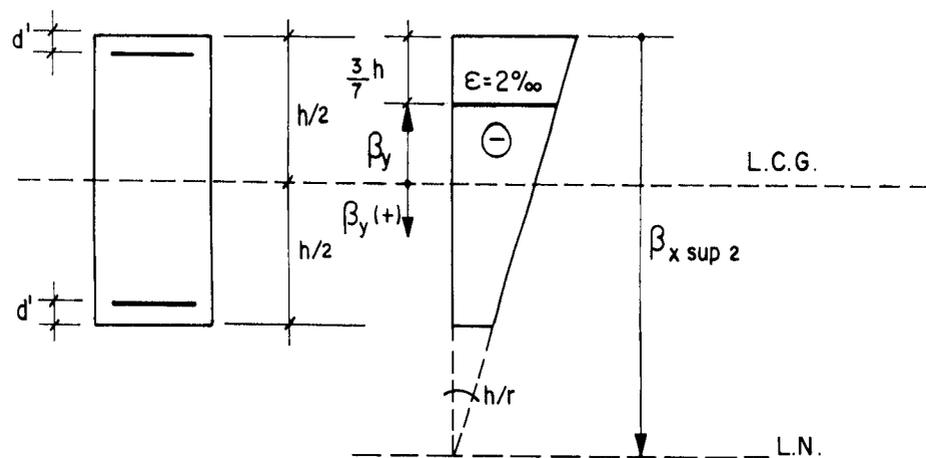


Figura 4.26- Deformação de uma seção inteiramente comprimida

Verifica-se que a posição da fibra que dá a condição limite de deformação no concreto é dada por

$$s \quad \beta_y = -1/14 \quad (4.45)$$

Demonstra-se, assim, que a expressão que dá um limite superior do intervalo de variação do parâmetro β_x é dada por

$$\beta_{x, \text{sup}2} \leq \frac{2^0/00}{h/r} + 3/7 \quad (4.46)$$

Assim, o limite superior do parâmetro β_x será aquele relativo ao limite de deformação de compressão $\epsilon_c = 3,5^0/00$ ou $\epsilon_c = 2,00^0/00$, que primeiro for atingido.

4.7.4- EQUAÇÕES DE EQUILÍBRIO PARA SEÇÃO RETANGULAR

Arbitrando-se um valor para a curvatura $1/r$ e adotando-se a profundidade da linha neutra, β_x , dentro dos limites apresentados em 4.7.3, a deformação em uma fibra genérica da seção transversal de uma peça de concreto armado pode ser calculada através da expressão 4.40. De posse das deformações, pode-se obter a distribuição das tensões resistentes utilizando-se as relações tensão-deformação para o concreto e para o aço, segundo a NBR-6118.

A partir dos valores das tensões, obtém-se os esforços resistentes da seção, que para o caso de seção retangular sujeita a flexão composta reta podem ser obtidos com o auxílio da fig. 4.27 por:

$$N_{int} = \int_{-h/2}^{Y_0} b_w \sigma_c dy + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} \quad (4.47)$$

$$M_{int} = \int_{-h/2}^{Y_0} b_w y \sigma_c dy + \sum_{i=1}^n y_i \sigma_{si} A_{si} \quad (4.48)$$

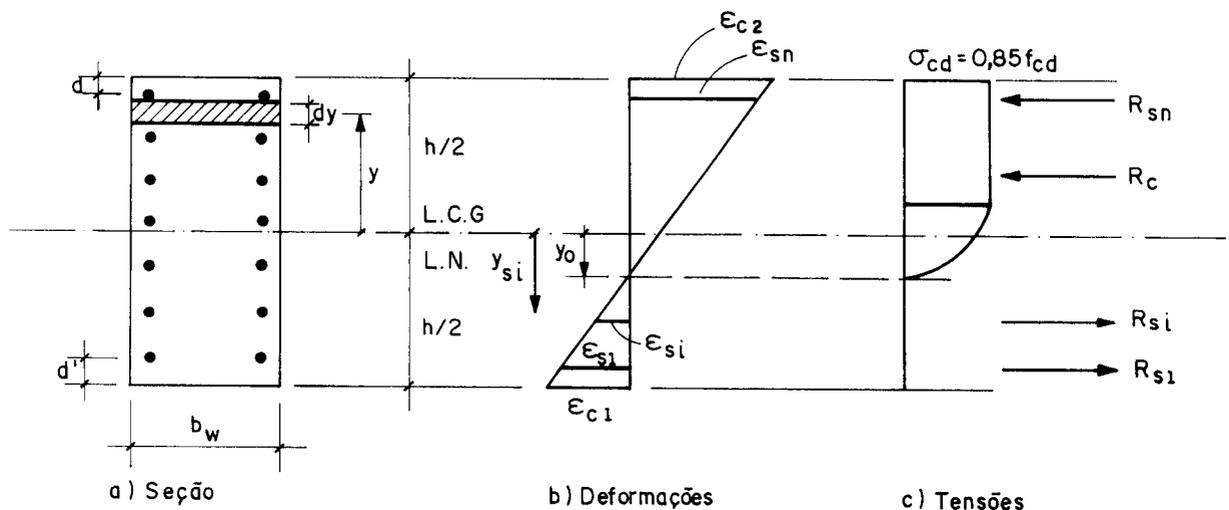
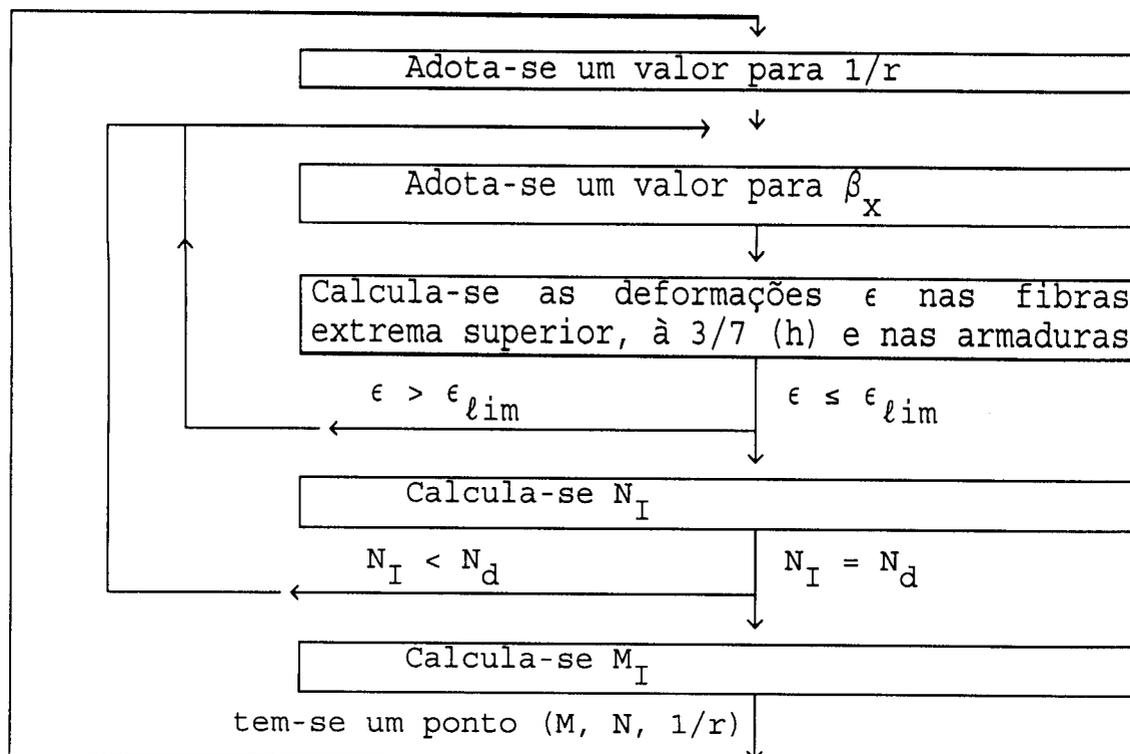


Figura 4.27- Deformações, tensões e resultantes ao longo de uma seção de concreto armado

4.7.5- OBTENÇÃO DO DIAGRAMA MOMENTO FLETOR - FORÇA NORMAL - CURVATURA

As expressões (4.47) e (4.48) permitem a determinação de M e N em função da curvatura $1/r$, tomando-se o parâmetro ϵ a ser determinado por suas condições limites. Assim, para uma seção transversal conhecida, pode-se determinar o diagrama (M-N- $1/r$) pelo processo iterativo abaixo.



Para se obter o diagrama momento fletor - força normal - curvatura em termos adimensionais, ou seja, independentes das dimensões da peça e da resistência de cálculo f_{cd} , definem-se os valores adimensionais da força normal e do momento fletor internos e a taxa mecânica de armadura da seção, dados respectivamente, por

$$\nu_{int} = \frac{N_{int}}{b_w h f_{cd}} \quad (4.49)$$

$$\mu_{int} = \frac{M_{int}}{b_w h^2 f_{cd}} \quad (4.50)$$

$$\omega = \frac{f_{yd} A_s}{f_{cd} A_c} \quad (4.51)$$

Assim, o diagrama obtido pode ser o ilustrado na fig. 4.28 (FUSCO, 1986).

$$A_c = bh \quad \nu = \frac{N_d}{A_c f_{cd}}$$

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}} \quad \mu = \frac{M_d}{A_c h f_{cd}} = \nu \frac{e}{h}$$

fluência $\phi = 0$

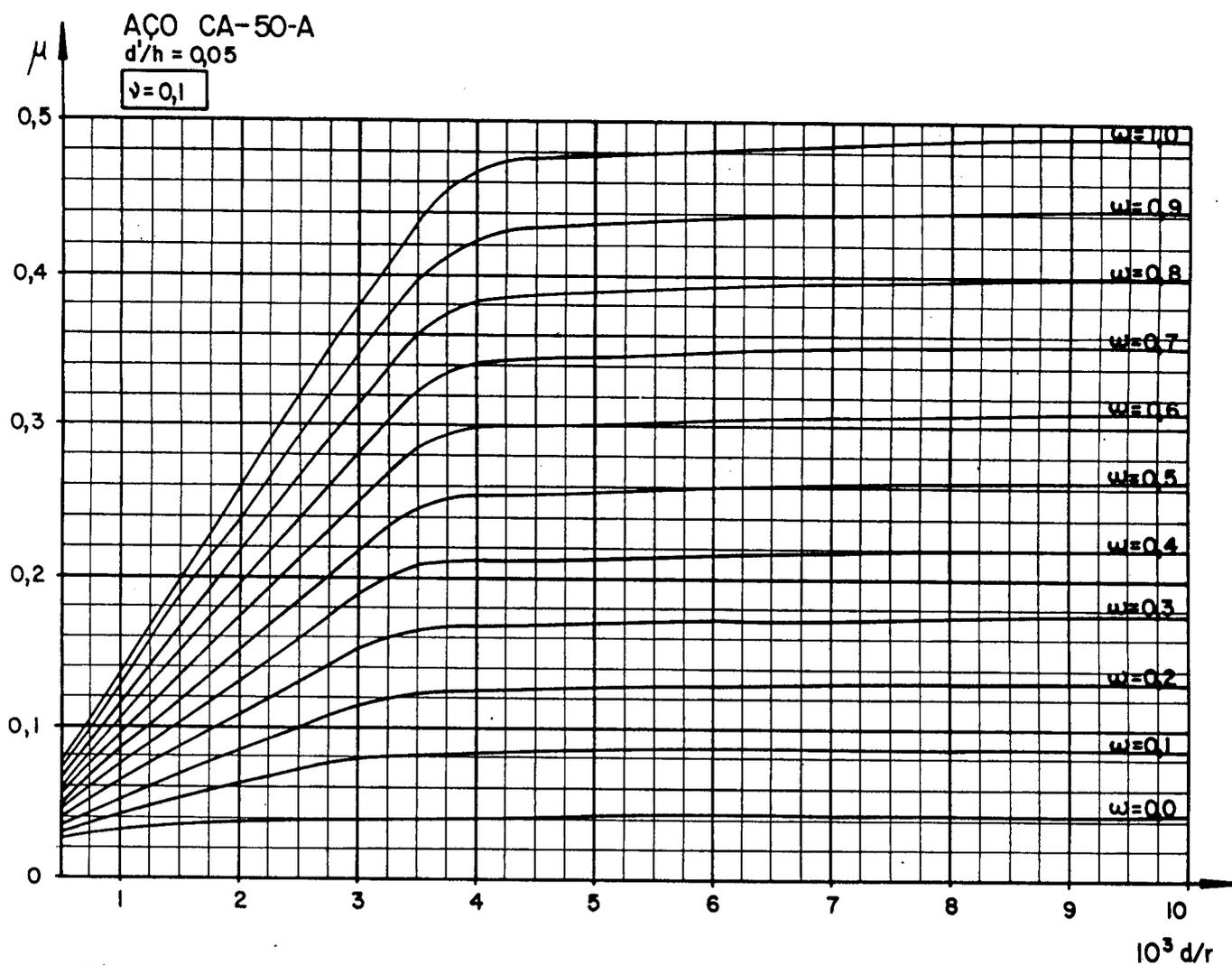
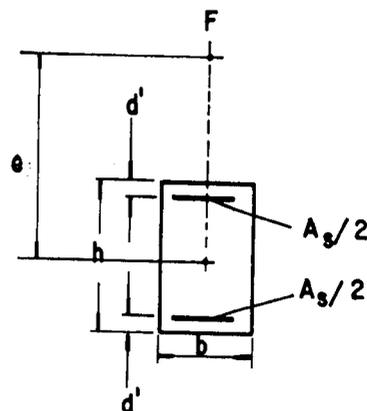


Figura 4.28- Diagrama Momento fletor - força normal - curvatura

CAPÍTULO V

MÉTODOS DE VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE

5.1- MÉTODO GERAL

5.1.1. INTRODUÇÃO

O método geral é aceito como a melhor aproximação do comportamento real da estrutura, uma vez que se baseia na equação diferencial da curvatura e considera as não linearidades física e geométrica do material e da estrutura, respectivamente.

Os efeitos causados pela não linearidade geométrica são incorporados às equações diferenciais que regem o comportamento de barra e a dependência entre curvaturas e cargas são levadas em conta, através de soluções iterativas das equações diferenciais, até que o equilíbrio entre esforços externos e internos seja verificado para todas as seções da barra.

Como o momento fletor varia ao longo da barra, a curvatura também varia, sendo necessária, para análise do pilar, sua divisão em segmentos.

5.1.2. PRINCÍPIO DO MÉTODO GERAL

Considere-se o pilar da Fig. 5.1 engastado na base e livre no topo, sujeito à força excêntrica de compressão N_d .

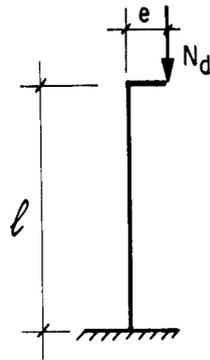


Figura 5.1- Pilar sujeito a compressão excêntrica

Sob o efeito do carregamento o pilar se deforma aparecendo, então, novos momentos $N_d \cdot y$ nas seções, que por sua vez provocam novas deformações, que produzem mais momentos. Se os efeitos externos (N_d e M_d) forem menores que a capacidade de suporte da barra, este processo continua até que um estado de equilíbrio seja encontrado para todas as seções da barra. Diz-se, então, que o pilar assumiu uma forma fletida estável (Figura 5.2a). Caso contrário, ou seja, se os efeitos externos forem maiores que a capacidade de suporte, o pilar perde estabilidade (Figura 5.2b). A verificação que se deve fazer é quanto à existência da forma fletida estável.

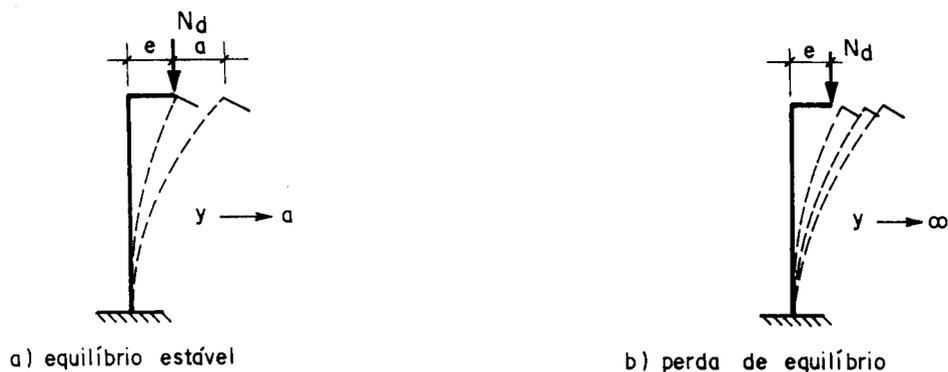


Figura 5.2- Configurações fletidas

A estabilidade será verificada quando o pilar parar numa deformada estável, como mostra a Fig. 5.3, de flecha a , com equilíbrio alcançado entre esforços internos e esforços externos, respeitada a compatibilidade entre curvaturas, deformações e posições da linha neutra, respeitadas todas as equações constitutivas $\sigma = \sigma(\epsilon)$ dos materiais e sem haver, na seção crítica deformação convencional de ruptura do concreto ou deformação plástica excessiva no aço.

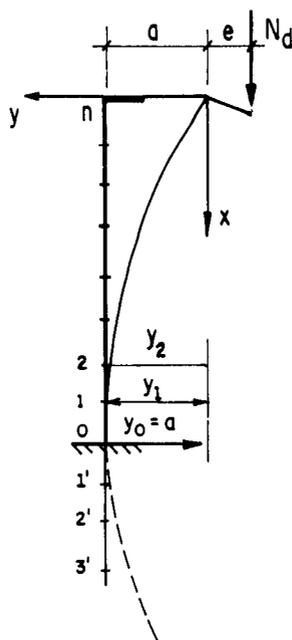


Figura 5.3- Deformada estável

5.1.3. MÉTODO GERAL COM VARIAÇÃO DE FLECHA a

Como não se conhece a flecha a e nem a expressão $y=y(x)$ da deformada, o problema deve ser resolvido por tentativas. Segue-se o roteiro para resolução do problema.

a) Divide-se o pilar em n trechos de comprimento

$$\Delta x = \ell/n \quad (5.1)$$

b) Arbitra-se um valor para a flecha a e tem-se

$$Y_0 = a \quad (5.2)$$

c) Conhecendo-se a força normal N_d , calcula-se o momento fletor de segunda ordem no engastamento dado por

$$(M_{2d})_0 = N_d \cdot a \quad (5.3)$$

d) Conhecendo-se a excentricidade inicial e_1 , calcula-se o momento fletor total na seção de engastamento

$$M_0 = M_{1d} + M_{2d} \quad (5.4)$$

que em termos adimensionais torna-se

$$\mu_0 = (\mu_1 + \mu_2)_0 \quad (5.5)$$

e) A partir do diagrama $(\mu, \nu, 1/r)$, para ν, ω e μ_0 conhecidos, obtém-se a correspondente curvatura $1/r_0$.

f) Usando-se a fórmula aproximada da curvatura e com o emprego das diferenças finitas, obtem-se y_1 :

$$\left(\frac{d^2 y}{dx^2} \right)_0 = \frac{y_1 - 2y_0 + y_1}{\Delta x^2} = - \left(\frac{1}{r} \right)_0 \quad (5.6)$$

ou seja

$$y_1 = - \frac{\Delta x^2}{2} \left(\frac{1}{r} \right)_0 + y_0 \quad (5.7)$$

g) De posse de y_1 , repete-se o processo a partir do item c:

$$(M_{2d})_1 = N_d \cdot y_1 \quad (5.8)$$

$$\mu_1 = (\mu_1 + \mu_2)_1 \quad (5.9)$$

h) Utilizando-se novamente o diagrama ($\mu, \nu = 1/r$) obtém-se a curvatura $\frac{1}{r_1}$;

i) Calcula-se y_2 através da expressão

$$\left(\frac{d^2 y}{dx^2} \right)_1 = \frac{y_0 - 2y_1 + y_2}{\Delta x^2} = - \left(\frac{1}{r} \right)_1 \quad (5.10)$$

ou seja

$$y_2 = - \Delta x^2 \left(\frac{1}{r} \right)_1 - y_0 + 2y_1 \quad (5.11)$$

j) Continua-se o processo para as demais seções utilizando-se a expressão genérica

$$y_{i+1} = 2y_i - y_{i-1} - \Delta x^2 \left(\frac{1}{r} \right)_i \quad (5.12)$$

k) Chegando-se à seção do topo deve-se ter $y_n = 0$, caso contrário, recomeçam-se as tentativas arbitrando-se novo valor da flecha a .

Para $y_n = 0$ tem-se a forma fletida estável, cujo estado de equilíbrio está representado no diagrama da Fig. 5.4.

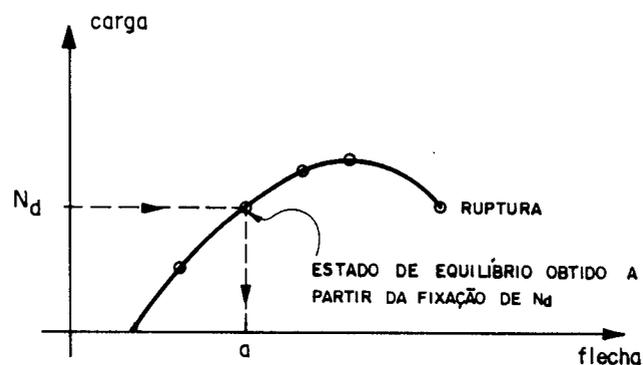


Figura 5.4- Diagrama (N_d, a)

Concluindo, dado o pilar já armado, verificou-se que a seção de máximos esforços (N_d , M_d) no engastamento é capaz de resistir a esses esforços, sendo que M_d inclui o momento de segunda ordem. Sendo esta a seção crítica, todas as demais seções são também resistentes aos esforços nelas atuantes.

Repetindo-se o roteiro anterior para valores crescentes de N_d , e conservando-se fixa a excentricidade inicial e , obtém a capacidade portante do pilar (carga crítica), ou seja, pode-se determinar os máximos esforços N_d e M_d que deverão agir no pilar para que ele atinja a ruína, que pode ser por ruptura do concreto, por deformação plástica excessiva no aço ou por instabilidade.

5.1.4. MÉTODO GERAL COM VARIAÇÃO DA CARGA N_d

Este processo consiste em se fixar a flecha na seção de engastamento ($y_0=a$), fixando-se também o valor da excentricidade inicial e , e arbitrando-se um valor para N_d .

Isto feito, calcula-se o momento fletor total na seção de engastamento:

$$(M_d)_0 = N_d(e + a) \quad (5.13)$$

A partir do diagrama (μ , ν , $1/r$), obtém-se a correspondente curvatura $(1/r)_0$. Utilizando-se a expressão 5.7 obtém-se y_1 , e assim sucessivamente até a seção do topo onde se deve ter $y_n = 0$. Valores de N_d devem ser arbitrados até que esta condição seja satisfeita.

Este processo é igual ao anterior, apenas invertendo-se o caminho de resolução, como mostra o diagrama da Fig. 5.5.

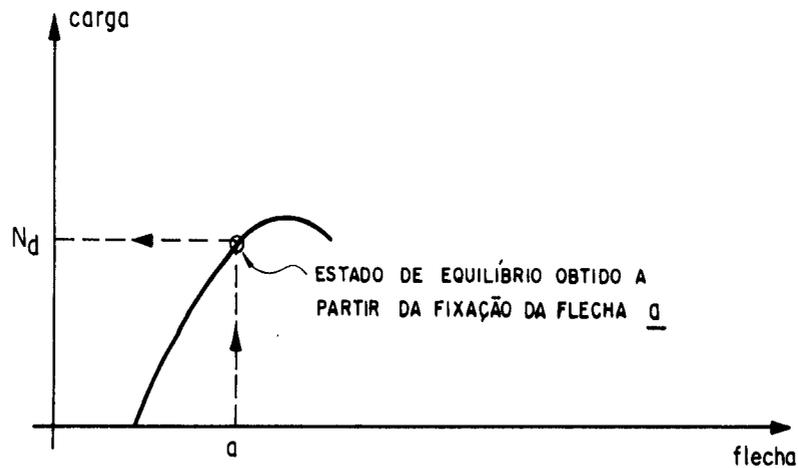


Figura 5.5- Diagrama (N_d , a)

Esta iteração pode ser mais rápida, mas precisa-se, mesmo para a determinação de um só ponto da curva, de vários diagramas momento fletor - força normal - curvatura, uma vez que são várias as forças normais adotadas.

5.1.5. MÉTODO GERAL COM VARIAÇÃO DA EXCENTRICIDADE INICIAL

Nos processos anteriores procurou-se determinar uma posição de equilíbrio estável para o pilar, fixando-se a excentricidade inicial. O problema pode ser reformulado fixando-se a força normal N_d e procurando-se a máxima excentricidade inicial e suportável.

Observando-se a Fig. 5.6 verifica-se que é possível trabalhar tanto com y_i (Fig. 5.3) como com e_i , valendo a expressão:

$$\left(\frac{d^2 y}{dx^2} \right)_i = - \left(\frac{1}{r} \right)_i = \frac{e_{i+1} - 2e_i + e_{i-1}}{(\Delta x)^2} \quad (5.14)$$

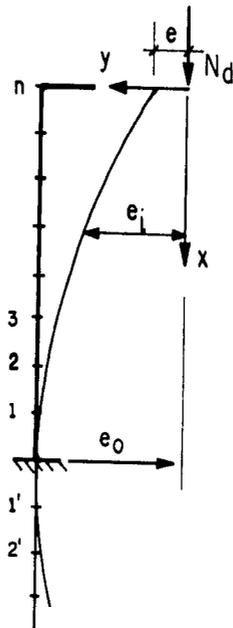


Figura 5.6- Deformada estável

Assim, repete-se o mesmo raciocínio dos processos anteriores:

- a) com e_0 arbitrado calcula-se o momento fletor total na seção de engastamento $(\mu)_0$;
- b) com o diagrama $(\mu, \nu, 1/r)$ acha-se a curvatura $(1/r)_0$;
- c) usando-se a expressão (5.14) calcula-se e_1 ;
- d) com e_1 determina-se o momento fletor total na seção 1 $(\mu)_1$;
- e) através do diagrama $(\mu, \nu, 1/r)$ acha-se a curvatura $(1/r)_1$;
- f) usando-se a expressão (5.14) calcula-se e_2 ; e assim sucessivamente, até a seção n com $e_n = e$.

Tem-se neste processo algumas vantagens que o torna preferível em relação aos dois anteriores. A primeira é que é possível traçar a curva $e = f(e_0)$ dando-se valores crescentes à excentricidade total na base (Fig. 5.7); outra vantagem, como N_d é constante, só é preciso um diagrama de iteração $(\mu, \nu, 1/r)$.

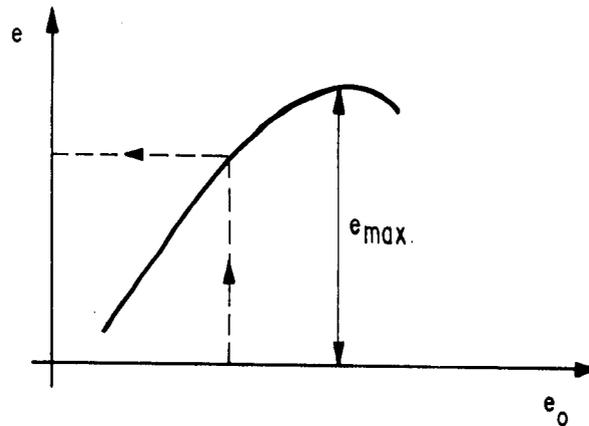


Figura 5.7- Gráfico $e = f(e_0)$

O método geral é vantajoso devido a sua precisão e generalidade, uma vez que pode ser usado para qualquer tipo de carregamento e com seções e armaduras variáveis. Na prática, devido a quantidade de cálculo que ele requer, seu emprego deve ser feito com o uso de computador.

5.2. MÉTODO DO PILAR PADRÃO

5.2.1. INTRODUÇÃO

O método do pilar padrão é uma simplificação do método geral. Baseia-se na suposição de que a elástica da barra seja senoidal, o que resulta em elástica e curvaturas proporcionais. Assim sendo, o método do pilar padrão só é aplicável às barras de seção transversal constante, inclusive a armadura, ao longo do seu comprimento.

Considerando-se a linha elástica senoidal, o método pode ser aplicado a pilares com quaisquer tipos de vinculações, sendo a sua influência levada em consideração pelo comprimento de flambagem, l_e .

O objetivo do método é determinar o máximo momento fletor de primeira ordem, μ_1 , que a coluna pode suportar.

5.2.2. DESCRIÇÃO DO MÉTODO

Seja o pilar em balanço sujeito ao carregamento mostrado na Fig. 5.8.

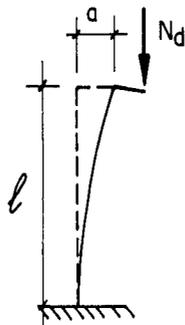


Figura 5.8- Pilar em balanço

Devido à hipótese de ser senoidal a elástica da barra, a flecha a no topo será uma função da altura da coluna e da curvatura da base, ou seja,

$$a = \frac{\ell^2}{10} \left(\frac{1}{r} \right)_{\text{base}} \quad (5.15)$$

O momento fletor de cálculo M_d que age na seção crítica é dado por

$$M_d = M_{1d} + M_{2d} \quad (5.16)$$

onde M_{1d} e M_{2d} são os momentos fletores de primeira e de segunda ordem, respectivamente.

Em termos adimensionais, tem-se

$$\mu = \mu_1 + \mu_2 \quad (5.17)$$

$$\mu_2 = \frac{M_{2d}}{f_{cd} A_c h} = \frac{N_d a}{f_{cd} A_c h} \quad (5.18)$$

$$\mu_2 = \nu \frac{a}{h} \quad (5.19)$$

Substituindo (5.15) em (5.19) vem

$$\mu_2 = \nu \frac{\ell_e^2}{10} \frac{1}{r} \frac{1}{h} = \frac{\nu}{10} \frac{\ell_e^2}{r} \frac{h}{h^2} \quad (5.20)$$

$$\mu_2 = \frac{\nu}{10} \left(\frac{\ell_e}{h} \right)^2 \frac{h}{r} \quad (5.21)$$

A expressão 5.21 mostra que o momento de segunda ordem, μ_2 , é proporcional à curvatura na seção crítica considerada. O gráfico $\mu_2 = f(1/r)$ é uma reta como mostra a Fig. 5.9.

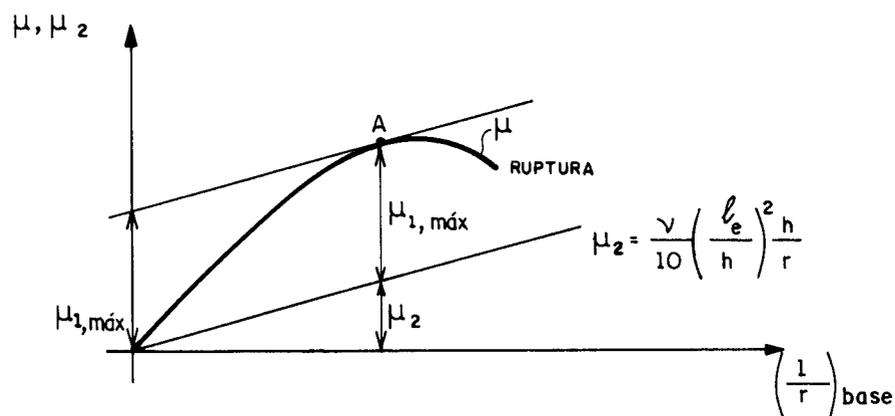


Figura 5.9- Gráfico $\mu = f\left(\frac{1}{r}\right)$ na seção crítica

Assim, para uma dada força normal, ν , o máximo momento suportável pelo pilar, $\mu_{1\text{máx}}$, é dado pelo ponto A de tangência à curva μ de uma reta paralela à reta μ_2 . A abcissa do ponto A indica a curvatura da seção crítica correspondente ao estado limite último de instabilidade.

Com este procedimento obtém-se um ponto do diagrama de interação $(N, M_1)_{\text{crit}}$, Fig. 5.10, para um dado valor de l_e/h .

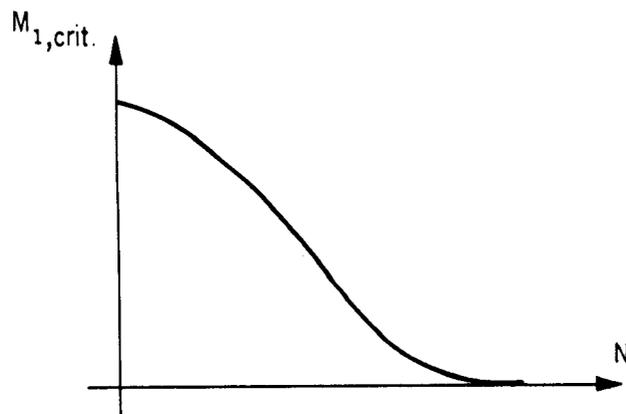


Figura 5.10- Diagrama de interação $(N, M_1)_{\text{crit}}$

Variando-se apenas a taxa de armadura de uma dada seção transversal, pode-se traçar vários diagramas de interação $(N, M_1)_{\text{crit}}$, como mostra a Fig. 5.11.

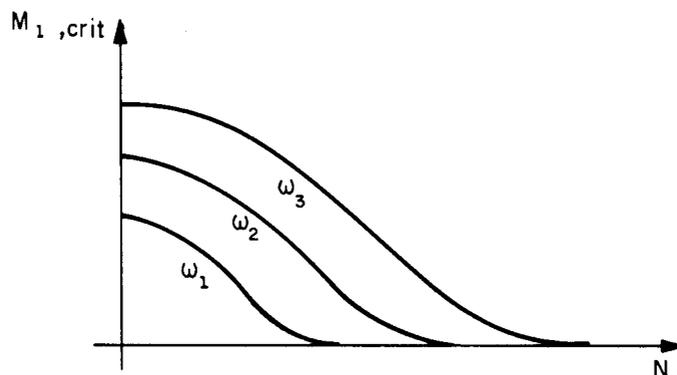


Figura 5.11- Diagrama de interação $(N, M_1)_{\text{crit}}$ para diferentes taxas de armaduras

Apresentam-se nas Figs. 5.12 e 5.13 diagramas de interação calculados a partir dos diagramas momento fletor - força normal - curvatura, válidos para os aços nacionais.

Observa-se, finalmente, que o método do pilar padrão conduzirá ao resultado exato se a linha elástica for realmente senoidal. Isso acontece quando não existirem carregamentos transversais; para esse caso, o método pode ser melhorado, chegando-se ao chamado "Método do Pilar Padrão Corrigido".

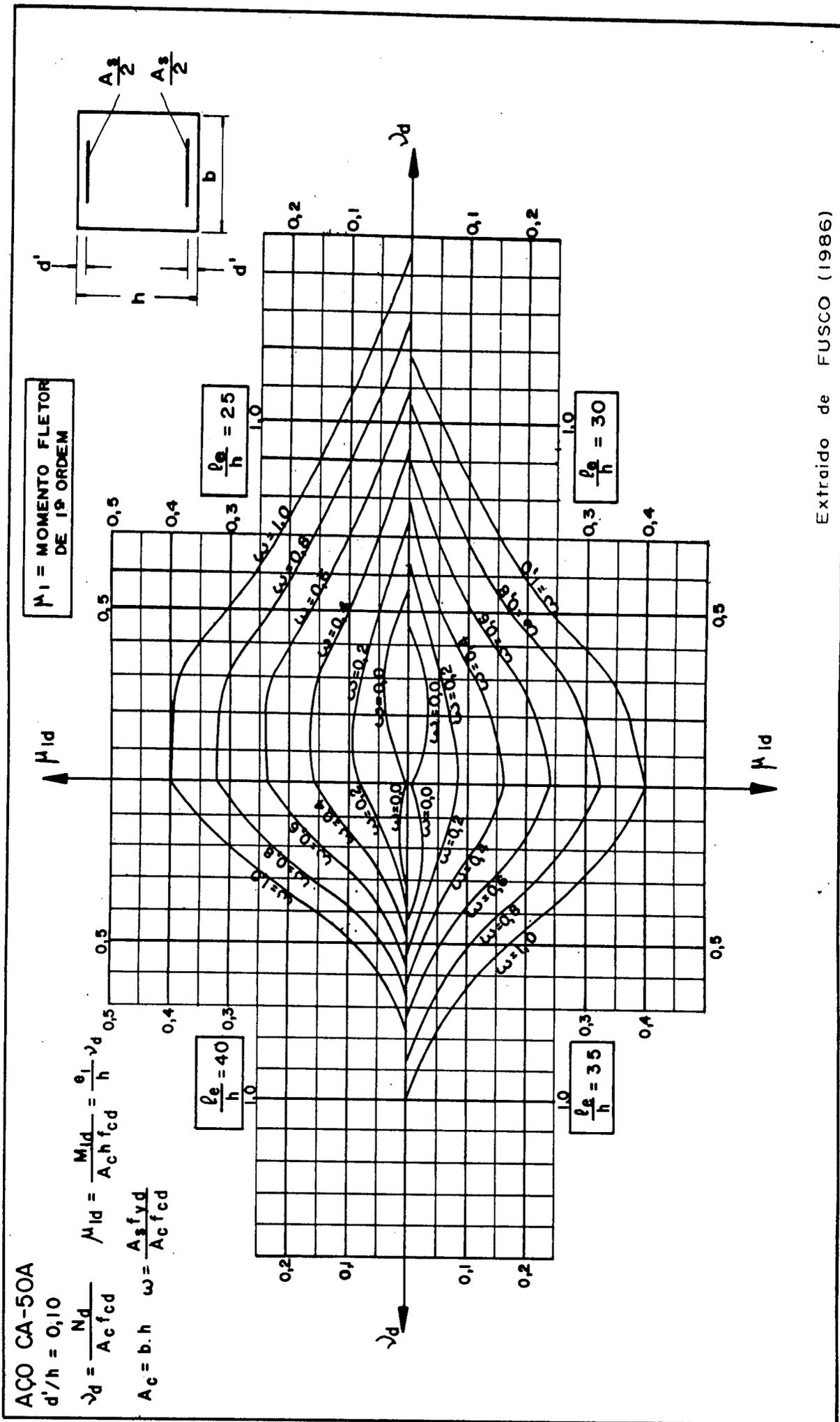


Fig. 5.12 - Diagramas de interação (M_{1d} , N_d) para pilares esbeltos.

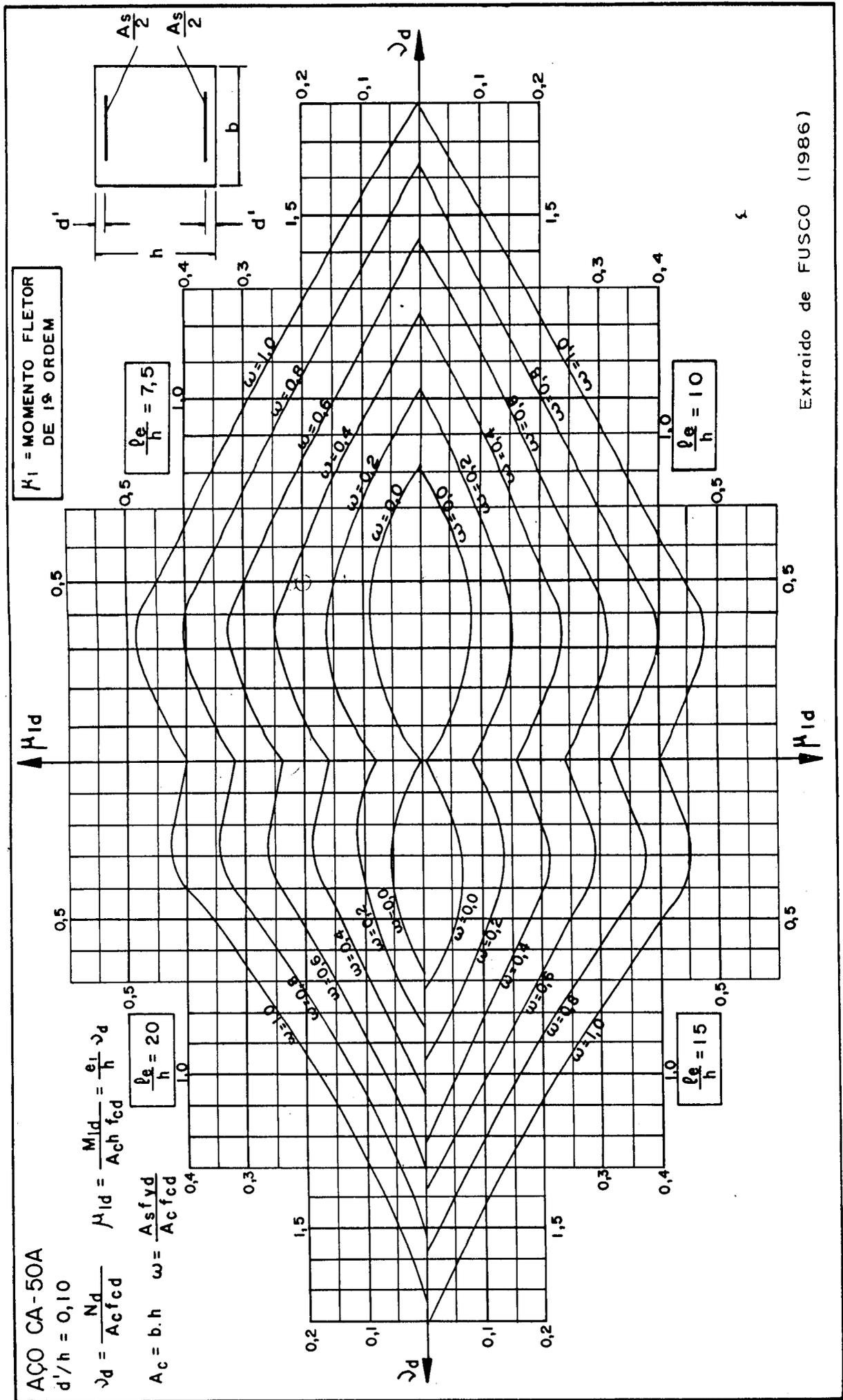


Fig. 5.13 Diagramas de interação (M_{1d} , N_d) para pilares esbeltos.

5.3. MÉTODO DO PILAR PADRÃO CORRIGIDO

A fim de se utilizar o método do pilar padrão para carregamentos transversais, há de se fazer uma "correção" no método, uma vez que o mesmo se baseia na hipótese de ser senoidal a elástica da barra.

5.3.1. CORREÇÃO DO MÉTODO

A correção do método do pilar padrão é feita a partir de uma linearização do diagrama momento fletor - força normal - curvatura, em que o mesmo é representado por duas retas separadas por um ponto anguloso, conforme a Fig. 5.14.

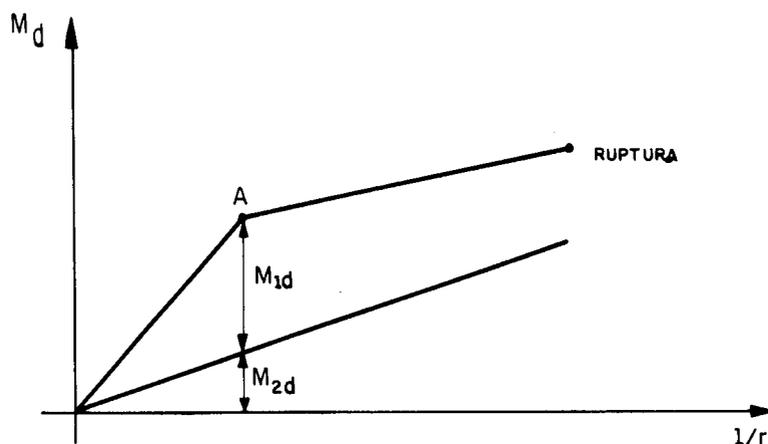


Figura 5.14- Simplificação do diagrama (M_1 , $1/r$)

Para pilares de esbeltez não excessivamente reduzida, o ponto A de tangência fica na região mais curva do diagrama momento fletor - força normal - curvatura. Assim, pode-se afirmar que tanto o momento M_d como suas parcelas são proporcionais à curvatura, ou seja

$$\frac{1}{r} = \frac{M_{1d} + M_{2d}}{EI} = \frac{M_{1d}}{EI} + \frac{M_{2d}}{EI} \quad (5.22)$$

de onde resulta

$$\frac{1}{r} = \frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} \quad (5.23)$$

Utilizando-se a expressão 5.15 e substituindo-se $\ell_e = 2\ell$, obtém-se

$$a = 0,4\ell^2 \frac{1}{r} \quad (5.24)$$

Substituindo-se (5.23) em (5.24) vem

$$a = 0,4\ell^2 \frac{1}{r_1} + 0,4\ell^2 \frac{1}{r_2} \quad (5.25)$$

Analisando-se a primeira e segunda parcela da equação 5.25, correspondentes às flechas parciais devidas a M_{1d} , e M_{2d} , respectivamente, conclui-se que a segunda parcela está coerente com o princípio do método da coluna padrão, pois a proporcionalidade entre a flecha a e a curvatura $1/r$ resultou da hipótese de elástica senoidal. Já a primeira parcela entra em contradição com o princípio do método, pois $1/r_1$ não varia senoidalmente, haja visto que o momento de primeira ordem, M_{1d} , pode ter uma variação qualquer ao longo da barra (retangular, triangular, trapezoidal, etc). Assim, a primeira parcela admite uma correção para alteração do coeficiente 0,4. Para tanto, considere-se o pilar da Fig. 5.15 com os diagramas de distribuição de momentos e curvaturas de primeira ordem ali representados. Como a curvatura é proporcional ao momento fletor, aquele diagrama terá a mesma forma deste.

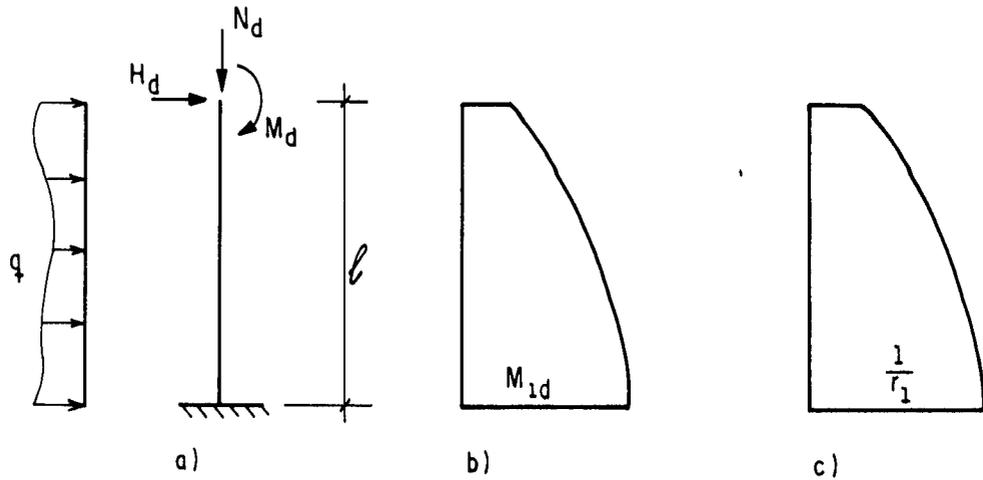


Figura 5.15- a) Pilar Padrão com carregamento qualquer;
 b) Diagrama do momento de primeira ordem;
 c) Diagrama de curvatura de primeira ordem.

Dividindo-se o diagrama de curvaturas em três partes, como indica a Fig. 5.16, pode-se obter as flechas de primeira ordem correspondentes a cada parte do diagrama.

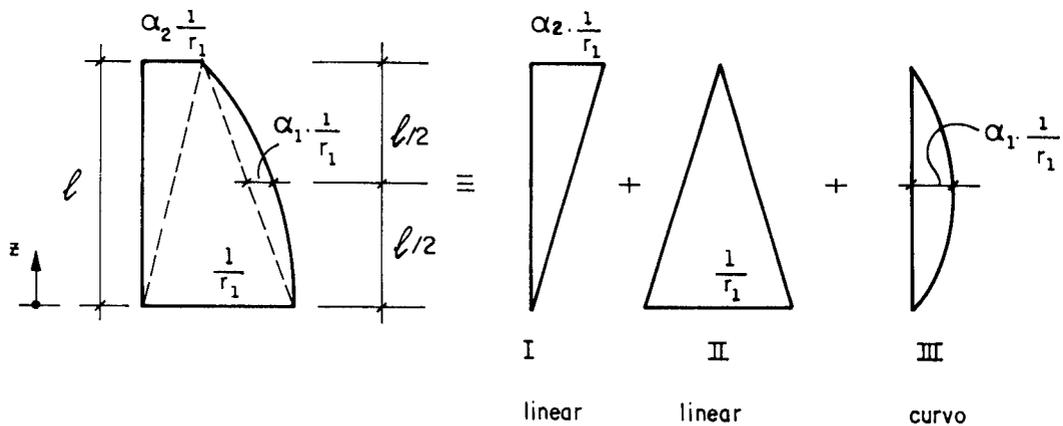


Figura 5.16- Divisão do diagrama de curvaturas

A expressão da curvatura correspondente à derivada segunda da elástica de primeira ordem, para cada parte, é:

I. Comportamento linear

$$y'' = \frac{d^2 y}{dz^2} = \left(\alpha_2 - \frac{1}{r_1} \right) \frac{z}{\ell} \quad (5.26)$$

II. Comportamento linear

$$y'' = \frac{1}{r} \left(\frac{\ell - z}{\ell} \right) \quad (5.27)$$

III. Comportamento curvo suposto parabólico de 2o. grau:

$$y'' = \alpha_1 \frac{1}{r_1} 4 \left(\frac{\ell \cdot z - z^2}{\ell^2} \right) \quad (5.28)$$

onde

α_1 - fator multiplicativo da curvatura da base $\left(\frac{1}{r_1}\right)$ que dá a curvatura a meia altura da barra, do diagrama parcial parabólico;

α_2 - fator multiplicativo da curvatura da base $\left(\frac{1}{r_1}\right)$ que dá a curvatura da extremidade da barra, do diagrama linear I

Integrando-se duas vezes cada parcela e fazendo $z=\ell$, obtem-se

$$a_{1, I} = \alpha_2 \frac{1}{r_1} \frac{\ell^2}{6} \quad (5.29)$$

$$a_{1, II} = \frac{1}{r_1} \frac{\ell^2}{3} \quad (5.30)$$

$$a_{1, III} = \alpha_1 \frac{1}{r_1} \frac{\ell^2}{3} \quad (5.31)$$

Chamando-se de a_{1c} o valor corrigido da flecha de primeira ordem, no topo do pilar, tem-se

$$a_{1c} = a_{1,I} + a_{1,II} + a_{1,III} \quad (5.32)$$

Substituindo-se (5.29) (5.30) e (5.31) em (5.32) vem:

$$a_{1c} = \frac{1}{3} \left(1 + \alpha_1 + \frac{\alpha_2}{2} \right) \frac{\ell^2}{r_1} \quad (5.33)$$

Assim, a flecha total dada em (5.25) fica

$$a = a_{1c} + 0,4\ell^2 \cdot \frac{1}{r_2} \quad (5.34)$$

Substituindo-se a_{1c} pela sua expressão dada em 3.31, resulta

$$a = \frac{1}{3} \left(1 + \alpha_1 + \frac{\alpha_2}{2} \right) \ell^2 \frac{1}{r_1} + 0,4\ell^2 \frac{1}{r_2} \quad (5.35)$$

sendo a expressão $\frac{1}{3} \left(1 + \alpha_1 + \frac{\alpha_2}{2} \right)$ aquela que substitui o coeficiente 0,4 na primeira parcela da equação (5.25).

Não sendo objetivo deste item fazer as deduções matemáticas, apresenta-se o máximo valor do momento fletor de primeira ordem, suportável pelo pilar:

$$M_{1c} = M_{1d} \left[1 + \frac{(M_d - M_{1d})}{M_d} \alpha_c \right] \quad (5.36)$$

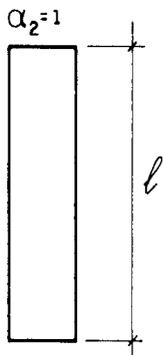
onde α_c é dado pela expressão:

$$\alpha_c = \frac{1}{6} - \frac{5}{6} \alpha_1 - \frac{5}{12} \alpha_2 \quad (5.37)$$

Observa-se que, quando α_c é negativo, M_{1c} é menor que M_{1d} , ou seja, sem a correção, o método do pilar padrão estaria contra a segurança.

Apresenta-se a seguir algumas distribuições possíveis de curvatura ao longo do pilar, com os respectivos valores de α_c .

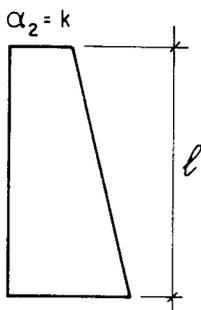
a) Distribuição retangular



$$\alpha_1 = 0; \quad \alpha_2 = 1, \quad \text{logo } \alpha_c = -0,25$$

α_c será sempre negativo

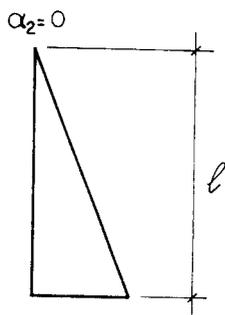
b) Distribuição trapezoidal



$$\alpha_1 = 0; \quad \alpha_2 = k, \quad \text{logo } \alpha_c = \frac{1}{6} - \frac{5}{12}k$$

α_c pode ser positivo ou negativo

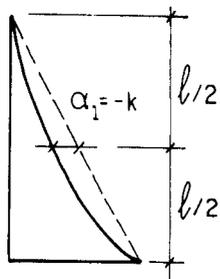
c) Distribuição triangular



$$\alpha_1 = 0; \quad \alpha_2 = 0, \quad \text{logo } \alpha_c = 0,17$$

α_c sempre positivo

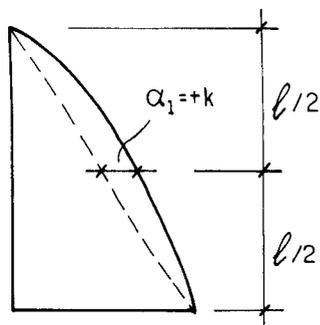
d) Distribuição parabólico-côncava



$$\alpha_1 = -k; \alpha_2 = 0, \text{ logo } \alpha_c = \frac{1}{6} + \frac{5}{6}k$$

α_c sempre positivo

e) Distribuições parabólico-côncava



$$\alpha_1 = +k; \alpha_2 = 0, \text{ logo } \alpha_c = \frac{1}{6} - \frac{5}{6}k$$

α_c pode ser positivo ou negativo

5.4. MÉTODO DO EQUILÍBRIO

5.4.1. INTRODUÇÃO

Trata-se de um método simplificado de verificação da estabilidade em que se considera o deslocamento na extremidade livre do pilar como função da curvatura da base (pilar padrão). A verificação é feita arbitrando-se deformações ϵ_c e ϵ_s , tais que não ocorra o estado limite último de ruptura ou de alongamento plástico excessivo na seção mais solicitada da peça.

Considere-se o pilar da Fig. 5.17a, sujeito ao carregamento ali indicado.

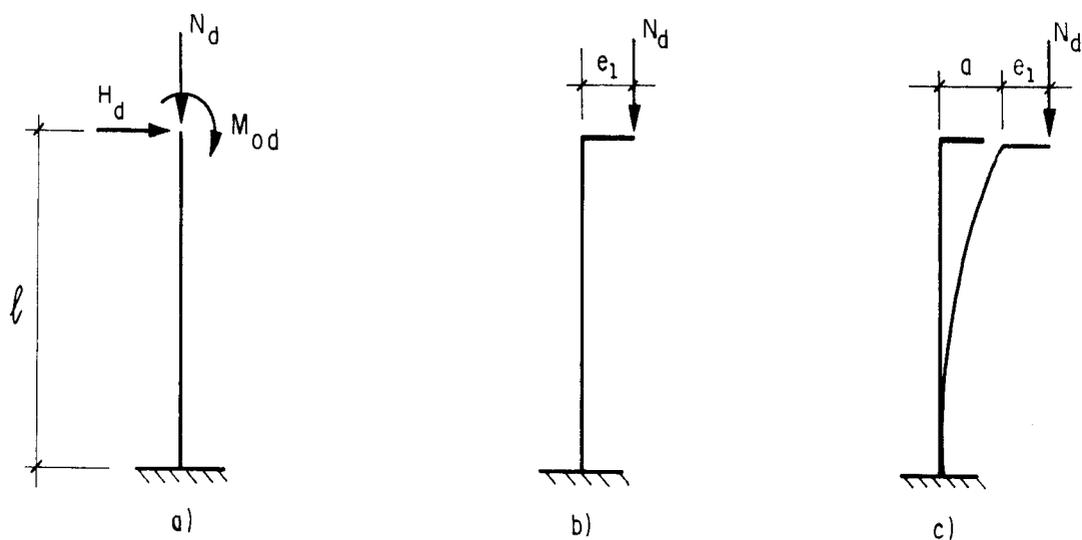


Figura 5.17- a) Pilar Padrão;
 b) Simplificação para efeito de cálculo de M_{1d} ;
 c) Excentricidade total ($e_1 + a$).

Para efeito de cálculo de M_{1d} na seção crítica (engastamento), tudo se passa como se houvesse apenas N_d atuando com excentricidade e_1 (Fig. 5.18b), dada por

$$e_1 = \frac{M_{0d}}{N_d} + \frac{H_d \ell}{N_d} + e_a \quad (5.38)$$

onde e_a é a excentricidade acidental.

A excentricidade total considerando-se as deformações será

$$e_{tot} = e_1 + \frac{\ell^2}{10} \frac{1}{r} \quad (5.39)$$

Considerando-se a expressão 5.39, sendo e constante, observa-se que e_{tot} é proporcional à curvatura da base e o diagrama $e_{tot} = f(1/r)$ é o mostrado na Fig. 5.18.

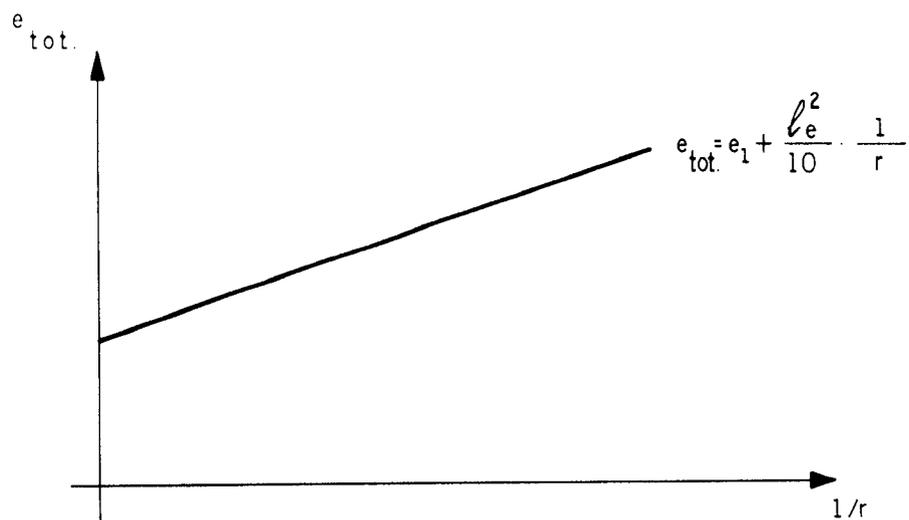


Figura 5.18- Diagrama ($e_{tot.}$, $1/r$)

Sendo a excentricidade interna proporcional ao momento interno o diagrama $e_{int} = f(1/r)$ tem a forma indicada na Fig. 5.19, para ν e ω constantes:

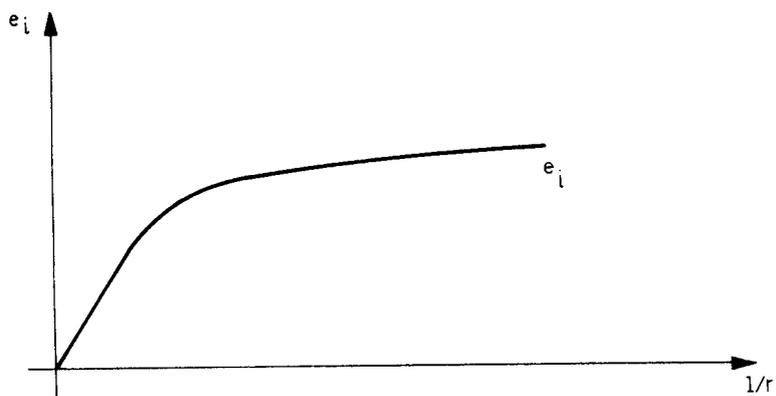


Figura 5.19- Diagrama (e_i , $1/r$)

A Fig. 5.20 mostra a superposição dos diagramas (e_i , $1/r$) e ($e_{tot.}$, $1/r$).

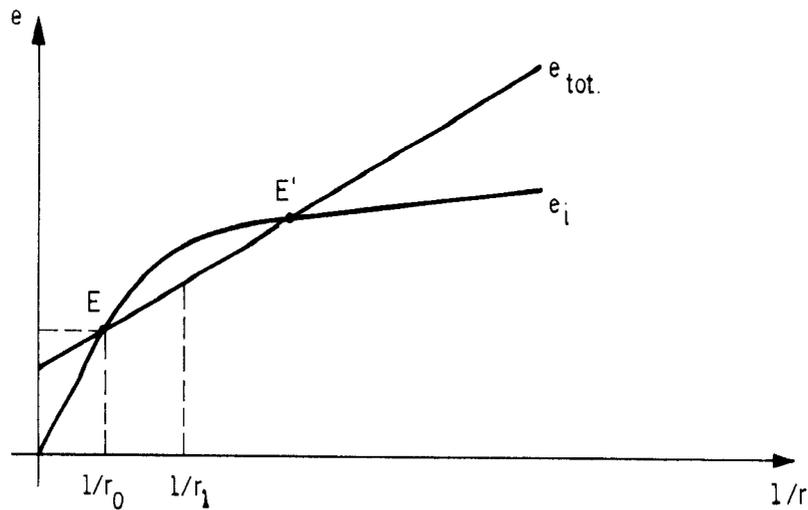


Figura 5.20-Superposição dos diagramas $(e_i, 1/r)$ e $(e_{tot}, 1/r)$

Conclui-se que haverá estabilidade se a reta e_{tot} cortar a curva e_i num ponto qualquer E, pois, para a curvatura $1/r_0$, correspondente a este ponto, $e_i = e_{tot}$. Dando-se um aumento à curvatura, passando-a o $1/r_1$, observa-se que a mesma tende a voltar a $1/r_0$, concluindo-se tratar de equilíbrio, estável.

Outro ponto de equilíbrio é o ponto E', mas pelo mesmo raciocínio conclui-se tratar de um equilíbrio instável (a um aumento da curvatura, e_{tot} aumenta mais que e_{int}).

Mantendo-se a carga axial N_d constante, e aumentando sua excentricidade, o correspondente diagrama de e_{tot} sobe e os pontos E e E' tendem a se aproximar. Quando a reta e_{tot} tangenciar a curva e_{int} , tem-se $E \equiv E'$, o que caracteriza o estado limite último de instabilidade.

5.4.2. DESCRIÇÃO DO MÉTODO

Conforme visto no item anterior, arbitrando-se a uma seção transversal crítica de um pilar deformações específicas ϵ_c e ϵ_s , que não superem os valores correspondentes ao estado de ruptura ou de deformações plásticas excessivas, ficam definidas:

a) a curvatura da seção transversal

$$\frac{1}{r} = \frac{\epsilon_s + \epsilon_c}{d} \quad (5.40)$$

b) a força normal resistente

$$N_I = \int_{A_C} \sigma_c dA_C + \int_{A_S} \sigma_s dA_S \quad (5.41)$$

c) o momento fletor resistente

$$M_I = \int_{A_C} z \sigma_c dA_C + \int_{A_S} z \sigma_s dA_S \quad (5.42)$$

O pilar sujeito aos esforços externos estará seguro contra o estado limite de instabilidade se resultar deste cálculo.

$$\begin{aligned} N_i &\geq N_d \\ e_i &\geq e_{tot} \end{aligned} \quad (5.43)$$

Isto pode ser melhor entendido considerando-se a Fig. 5.21 onde se observa que a medida que se aumenta a força normal resistente N_I , diminui o valor da excentricidade interna e_I correspondente à mesma curvatura $1/r_1$.

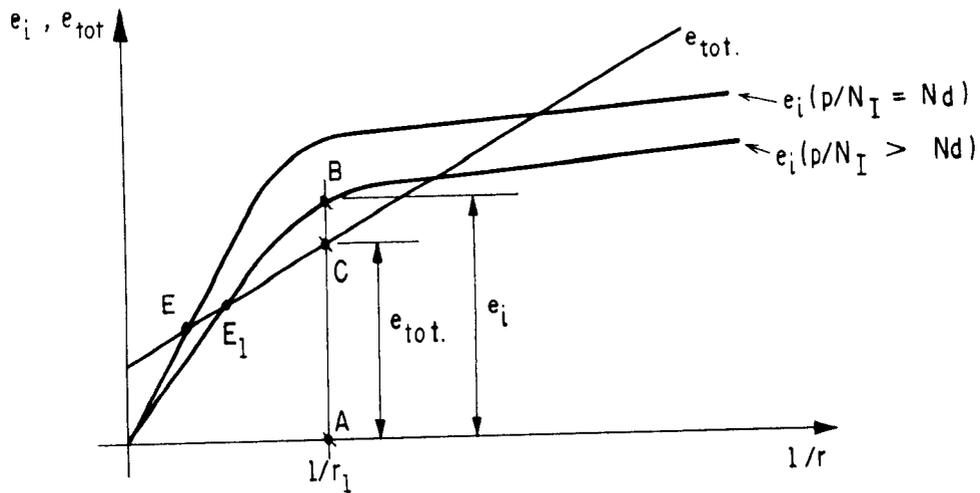


Figura 5.21- Diagrama (e , $1/r$)

Assim, se $\overline{AB} > \overline{AC}$ ($e_i > e_{ext}$) a curva $e_i = f(1/r)$ corta a reta $e_{ext} = f(1/r)$ pelo menos num ponto E_1 . Sendo $N_I > N_d$, a curva e_i , correspondente a esta condição, está abaixo da curva e_i relativa a N_d ; então, a reta e_{tot} corta obrigatoriamente a curva e_{int} correspondente a N_d num ponto E de equilíbrio estável. Prova-se, então, com a condição 5.43, a existência de um ponto de equilíbrio E , sem se conhecer a curva mostrada na Fig. 5.21. Sendo este um método simplificado, garante-se a segurança, mas não dá a solução mais econômica, pois não fica determinado o grau de superdimensionamento existente.

5.4.3. PARTICULARIZAÇÕES

A Fig.5.22 mostra a forma típica do diagrama $\left(e_i, \frac{1}{r} \right)$ para o aço CA-50A.

Observa-se que o referido diagrama é composto de duas retas unidas entre si por uma curva de transição (joelho), cuja forma depende da seção transversal da coluna e da taxa da armadura.

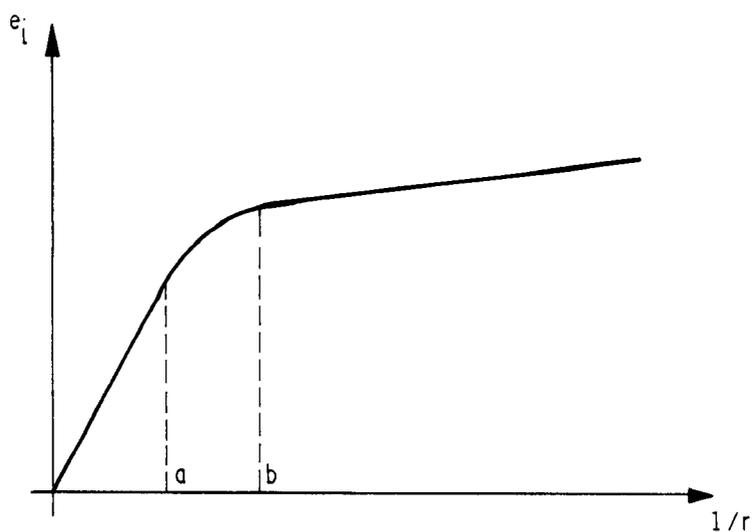


Figura 5.22 - Diagrama típico $(e_i, \frac{1}{r})$ para aço CA-50A

Baseando-se no feito de que o estado limite último geralmente corresponde a um ponto da curva do diagrama $(e_i, 1/r)$ e que para seção e armaduras simétricas a curva aparece quando uma das armaduras externas se escoar, sugere-se o seguinte procedimento para a verificação da segurança:

a) Supõe-se um diagrama simétrico de deformações com ϵ_{yd} em ambas as armaduras extremas, como mostra a Fig. 5.23;

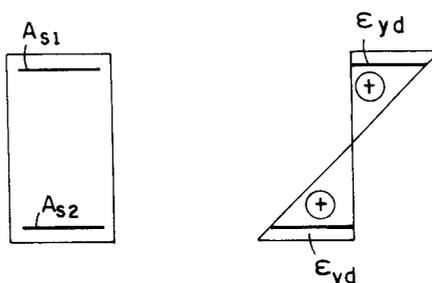


Figura 5.23- Deformações da seção transversal

b) Calcula-se a força normal interna $N_I = R_{CC'}$, pois as resultantes nas armaduras, nas duas bordas, se anulam;

c) Se se obtiver $N_I < N_d$, abaixa-se a linha neutra mantendo-se fixa a deformação na armadura de compressão e reduzindo-se a deformação na armadura de tração, até que a força normal interna seja ligeiramente maior que N_d ;

d) Se $N_I > N_d$, sobe-se a linha neutra mantendo-se fixa a deformação na armadura tracionada e reduzindo-se a deformação na armadura comprimida, até se chegar a $N_I \cong N_d$, sendo ainda $N_I > N_d$;

e) Adotado o diagrama de deformações, verifica-se a condição relativa à excentricidade, sendo que a diferença $e_{int} - e_{ext}$ dará a ordem de grandeza da reserva da capacidade de carga da peça.

Tal procedimento assegura que a curvatura correspondente ao diagrama de deformações adotado esteja no intervalo relativo à curva (joelho) mencionada anteriormente.

Em caso de seções circulares com armaduras uniformemente distribuída, pode-se assumir uma deformação na armadura externa 20% maior que ϵ_{yd} , o que fará a correspondente curvatura cair no centro do trecho curvo (joelho).

CAPÍTULO VI

AÇÕES

6.1- DEFINIÇÕES E CLASSIFICAÇÃO

O EUROCODE define ações como sendo forças ou cargas aplicadas na estrutura, podendo ser diretas (Ex. Peso da Estrutura) ou indiretas (Ex. Deformações devidas ao efeito de variação de temperatura).

A NBR 8681 define ações como: "causas que provocam o aparecimento de esforços ou deformações nas estruturas".

Esta mesma norma classifica as ações de acordo com sua variação no tempo em: permanentes, variáveis e excepcionais.

6.2- AÇÕES PERMANENTES

As ações permanentes podem ser diretas ou indiretas.

6.2.1- AÇÕES PERMANENTES DIRETAS

Exemplos: peso próprio da edificação, peso de equipamentos fixos e empuxos devidos ao peso próprio de terras não removíveis.

6.2.2- AÇÕES PERMANENTES INDIRETAS

Exemplos: efeitos de protensão, recalques e retração dos materiais.

6.3- AÇÕES VARIÁVEIS

São as ações de uso das construções (pessoas, móveis, materiais diversos), bem como seus efeitos (forças de frenação, de impacto e centrífugas), efeitos do vento, das variações de temperatura, do atrito nos aparelhos de apoio e das pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas.

Em função de sua probabilidade de ocorrência durante a vida da construção, as ações variáveis são classificadas em normais ou especiais.

6.3.1- AÇÕES VARIÁVEIS NORMAIS

São aquelas com probabilidade de ocorrência suficientemente grande para que sejam obrigatoriamente consideradas no projeto estrutural.

6.3.2- AÇÕES VARIÁVEIS ESPECIAIS

São aquelas de natureza ou de intensidade especiais, que devem ser consideradas em alguns casos especiais. Ex.: Ações sísmicas.

6.4. AÇÕES EXCEPCIONAIS

São as ações decorrentes de causas como: explosões, choques de veículos, incêndios, enchentes ou sismos excepcionais.

6.5- VALORES DAS AÇÕES PERMANENTES

A NBR 6120 prescreve que:

- para a determinação da carga de paredes divisórias, em que sua posição não esteja definida no projeto, o cálculo de pisos com suficiente capacidade de distribuição transversal da carga, quando não for feito por processo exato, pode ser feito admitindo, além dos demais carregamentos, uma carga uniformemente distribuída por metro quadrado de piso não menor que um terço do peso por metro linear de parede pronta, observado o valor mínimo de 1kN/m^2 .
- na composição do peso próprio da edificação, na falta de determinação experimental, adotar os valores dos pesos específicos aparentes dos materiais de construção, dados na tabela 6.1.

TABELA 6.1. Peso específico dos materiais da construção.

Materiais		Peso específico aparente kN/m ³
1 Rochas	Arenito	26
	Basalto	30
	Gneiss	30
	Granito	28
	Mármore e Calcário	28
2 Blocos artificiais	Blocos de argamassa	22
	Cimento amianto	20
	Lajotas cerâmicas	18
	Tijolos furados	13
	Tijolos maciços	18
	Tijolos sílico-calcários	20
3 Revestimentos e concretos	Argamassa de cal, cimento/areia	19
	Argamassa de cimento e areia	21
	Argamassa de gesso	12,5
	Concreto simples	24
	Concreto armado	25
4 Madeiras	Pinho, cedro	5
	Louro, imbuia, pau óleo	6,5
	Guajuvirá, guatambu, grápia	8
	Angico, cabriuva, Ipê róseo	10
5 Metais	Aço	78,5
	Alumínio e ligas	28
	Bronze	85
	Chumbo	114
	Cobre	89
	Ferro Fundido	72,5
	Estanho	74
	Latão	85
	Zinco	72
6 Materiais diversos	Alcatrão	12
	Asfalto	13
	Borracha	17
	Papel	15
	Plástico em folhas	21
	Vidro plano	26

6.6- VALORES DAS AÇÕES VARIÁVEIS VERTICAIS

A mesma norma NBR 6120 prescreve:

- nos compartimentos destinados a carregamentos especiais, como os devidos a arquivos, depósitos de materiais, máquinas leves, caixas-forte, etc não é necessária uma verificação mais exata destes carregamentos, desde que se considere um acréscimo de 3kN/m^2 no valor da carga accidental.

- os valores mínimos das cargas variáveis verticais a considerar atuando nos pisos das edificações, além das que se aplicam em caráter especial, são os indicados na Tabela 6.2.

TABELA 6.2- Valores mínimos das cargas verticais

LOCAL		Carga kN/m^2
1 Arquibancadas		4
2 Bancos	Escritórios e banheiros Salas de diretoria e de gerência	2 1,5
3 Biblioteca	Sala de leitura Sala para depósito de livros Sala com estantes de livros, a ser determinada em cada caso ou $2,5\text{kN/m}^2$ por metro de altura observado, porém o valor mínimo de	2,5 4 6
4 Casas de máquinas	(incluindo o peso das máquinas) a ser determinada em cada caso, porém com o valor mínimo de	7,5
5 Cinemas	Platéia com assentos fixos Estúdio e platéia c/assentos móveis Banheiro	3 4 2
6 Clubes	Sala de refeições e de assembléia com assentos fixos Sala de assembléia c/assentos móveis Salão de dança e salão de esportes Sala de bilhar e banheiro	3 4 5 2
7 Corredores	Com acesso ao público Sem acesso ao público	3 2

continua

TABELA 6.2- Valores mínimos das cargas verticais

continuação

LOCAL		Carga kN/m ²
8 Cozinhas não residenciais	A ser determinada em cada caso, porém com o mínimo de	3
9 Depósitos	A ser determinada em cada caso	-
10 Edifícios residenciais	Dormitórios, sala, copa, cozinha e banheiro.	1,5
	Dispensa, área de serviço e lavanderia	2
11 Escadas	Com acesso ao público	3
	Sem acesso ao público	2,5
12 Escolas	Anfiteatro com assentos fixos	3
	Corredor e sala de aula	2
	Outras salas	2
13 Escritórios	Salas para uso geral e banheiro	2
14 Forros	Sem acesso a pessoas	0,5
15 Galerias de arte	A ser determinada em cada caso, porém com o mínimo	3
16 Galerias de lojas	A ser determinada em cada caso, porém com o mínimo	3
17 Garagens e estacionamentos	Para veículos de passageiros ou semelhantes com carga máxima de 25kN por veículo	3
18 Ginásios de esportes		5
19 Hospitais	Dormitórios, enfermarias, sala de recuperação, sala de cirurgia, sala de raio X e banheiro	2
	Corredor	3
20 Laboratórios	Incluindo equipamentos, a ser determinado em cada caso, porém com o mínimo	3
21 Lavanderias	Incluindo equipamentos	3
22 Lojas		4

continua

TABELA 6.2- Valores mínimos das cargas verticais

continuação

LOCAL		Carga kN/m ²
23 Restau- rantes		3
24 Teatros	Palco Demais dependências: cargas iguais às especificadas para cinemas	5 -
25 Terraços	Sem acesso ao público	2
	Com acesso ao público	3
	Inacessível a pessoas	0,5
	Destinadas a heliportos elevados: as cargas deverão ser fornecidas pelo órgão competente do Ministério da Aeronáutica	-
26 Vestíbulo	Sem acesso ao público	1,5
	Com acesso ao público	3

- no caso de armazenagem em depósitos e na falta de valores experimentais, o peso dos materiais armazenados pode ser obtido através dos pesos específicos aparentes, dados na Tabela 6.3.

- nos balcões devem ser previstas a mesma carga da peça com a qual se comunicam, uma carga horizontal de 0,8kN/m na altura do corrimão e uma carga vertical mínima de 2kN/m, estas duas últimas cargas válidas também para os parapeitos.

- no cálculo dos pilares e das fundações de edifícios para escritórios, residências e casas comerciais não destinados a depósitos, as cargas acidentais podem ser reduzidas de acordo com os valores indicados na Tabela 6.4.

TABELA 6.3- Características dos materiais de armazenagem

MATERIAL		Peso espec. aparente ₃ (kN/m ³)	Ângulo de atrito interno
1 Materiais de construção	Areia com umidade natural	17	30°
	Argila arenosa	18	25°
	Cal em pó	10	25°
	Cal em pedra	10	45°
	Caliça	13	-
	Cimento	14	25°
	Clinker de cimento	15	30°
	Pedra britada	18	40°
	Seixo	19	30°
2 Combustíveis	Carvão mineral (pó)	7	25°
	Carvão vegetal	4	45°
	Carvão em pedra	8,5	30°
	Lenha	5	45°
MATERIAL		Peso espec. ap. médio ₃ (kN/m ³)	Ângulo de atrito interno
3 Produtos agrícolas	Açúcar	7,5	35°
	Arroz com casca	5,5	36°
	Aveia	5	30°
	Batatas	7,5	30°
	Café	3,5	-
	Centeio	7	35°
	Cevada	7	25°
	Farinha	5	45°
	Feijão	7,5	31°
	Feno prensado	1,7	-
	Frutas	3,5	-
	Fumo	3,5	35°
	Milho	7,5	27°
	Soja	7	29°
Trigo	7,8	27°	

TABELA 6.4- Redução das cargas acidentais

No. de Pisos que atuam sobre o elemento	Redução percentual das cargas acidentais (%)
1, 2 e 3	0
4	20
5	40
6 ou mais	60

Nota: Para efeito de aplicação destes valores, o forro deve ser considerado como piso.

6.7- AÇÃO DO VENTO

A consideração da ação do vento nas estruturas é obrigatória nos casos em que esta ação possa produzir efeitos estáticos ou dinâmicos importantes. Como exemplo podem ser citados

- edifícios muito leves;
- muros isolados;
- elementos com localização desfavorável na construção;
- edifícios com vigas de disposição irregular;
- edifícios com acentuada assimetria;
- edifícios com elementos de rigidez muito diferentes;
- galpões de qualquer tipo, ainda que tenha elevado número de filas de pilares;

A NBR-6118 prescreve: "A verificação é obrigatória no caso de estruturas com nós deslocáveis, nas quais a altura seja maior que quatro vezes a largura menor, ou em que, numa dada direção, o número de filas de pilares seja inferior a 4".

Cabe observar que esta colocação é muito vaga, podendo levar a não consideração da ação do vento em casos onde a mesma não pode ser desprezada.

6.8- CÁLCULO DAS FORÇAS DEVIDAS AO VENTO EM EDIFÍCIOS

A NBR 6123 prescreve que as forças devidas ao vento sobre uma edificação devem ser calculadas separadamente para:

- elementos de vedação e suas fixações (telhas, vidros, esquadrias, painéis de vedação, etc.);
- partes da estrutura (telhados, paredes, etc.);
- estrutura como um todo.

6.8.1- VELOCIDADE BÁSICA DO VENTO - V_0 (m/s)

A velocidade máxima instantânea do vento não tem aplicação prática na engenharia, uma vez que é necessário um certo tempo de atuação de uma força para solicitar toda a estrutura. Assim, a NBR 6123 define velocidade básica como sendo "a velocidade de uma rajada de três segundos, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 metros acima do terreno, em campo aberto e plano" e admite, como regra geral, que o vento básico pode soprar em qualquer direção horizontal.

A Fig. 6.1 apresenta o gráfico das isopletas da velocidade básica do vento, para o Brasil, com base nos registros de várias estações meteorológicas.

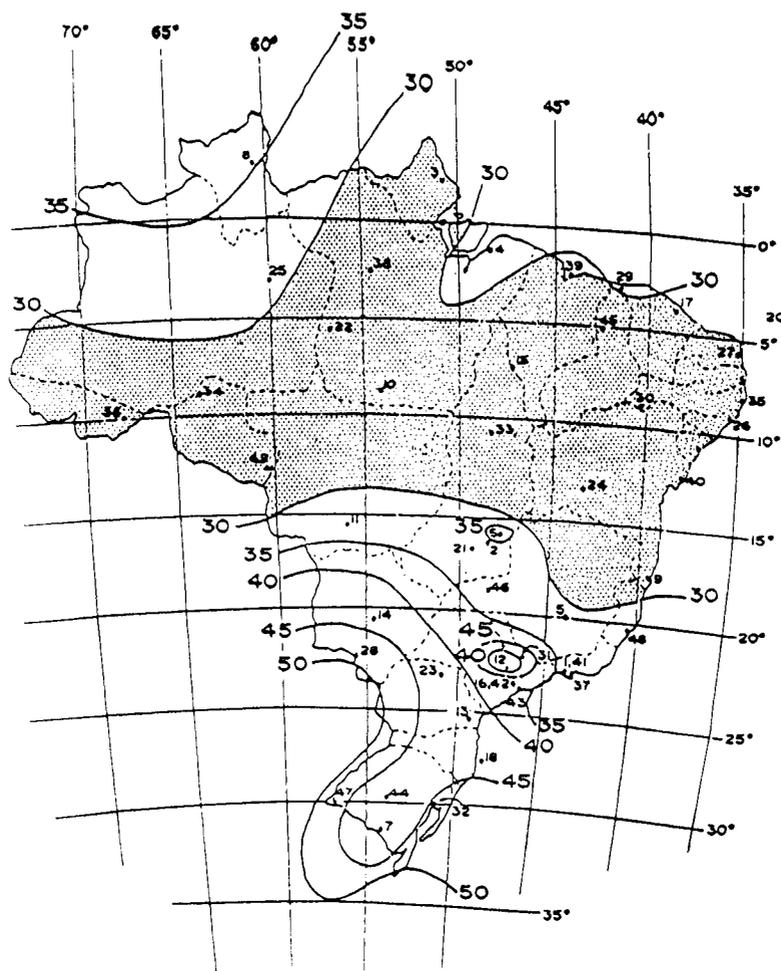


Figura 6.1- Gráfico de isopletas de velocidade básica do vento (m/s)

6.8.2- VELOCIDADE CARACTERÍSTICA DO VENTO (V_k)

Há alguns fatores que interferem na ação do vento sobre as edificações. Isto permite concluir que dificilmente atuará sobre uma edificação um vento com a velocidade básica. Este fato conduz à introdução da velocidade característica do vento, que é determinada multiplicando-se a velocidade básica pelos fatores S_1 , S_2 e S_3 ou seja

$$V_k = S_1 S_2 S_3 V_0 \quad (6.1)$$

onde

S_1 = fator topográfico que prevê situações em que as linhas de fluxo do vento são forçadas a se aproximar ou a se afastar, ocasionando com isso um aumento ou diminuição da velocidade do vento; a tabela 6.5 apresenta, de forma simplificada, os valores do fator topográfico S_1 , dados na NBR 6123.

TABELA 6.5- Fator topográfico S_1

Caso	Topografia	S_1
a	todos os casos exceto os casos b) e c)	1,0
b	Encostas e cristas de morros em que ocorre acelerações do vento. Vales com efeito de afunilamento.	1,1
c	Vales profundos, protegidos de todos os ventos	0,9

S_2 = fator que leva em consideração a rugosidade do terreno, a altura acima do terreno e a duração da rajada na (Tabela 6.6).

CLASSE A= Rajada de 3s, capaz de envolver uma edificação cuja maior dimensão não exceda 20m;

CLASSE B= Rajada de 5s, para edificações de maior dimensão entre 20 e 50m;

CLASSE C= Rajada de 15s para as edificações nas quais a maior dimensão exceda 50m.

TABELA 6.6- Valores do Fator S_2 calculados de acordo com a NBR 6123 (extraída de PITTA, 1987)

Altura acima do terreno h (m)	CATEGORIA (Conforme item 5.3 da NBR 6123)											
	Terreno aberto sem obstruções			Terreno aberto com poucas obstruções			Terreno com muitas obstruções; pequenas cidades; subúrbios de grandes cidades			Terreno com obstruções grandes e frequentes.Ex. centro de grandes cidades		
	Classe			Classe			Classe			Classe		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
0	1			2			3			4		
≤ 3	0,83	0,78	0,73	0,72	0,67	0,63	0,64	0,60	0,55	0,56	0,52	0,47
5	0,88	0,83	0,78	0,79	0,74	0,70	0,70	0,65	0,60	0,60	0,55	0,50
10	1,00	0,95	0,90	0,93	0,88	0,83	0,78	0,74	0,69	0,67	0,62	0,58
15	1,03	0,99	0,94	1,00	0,95	0,91	0,88	0,83	0,78	0,74	0,69	0,64
20	1,06	1,01	0,96	1,03	0,98	0,94	0,95	0,90	0,85	0,79	0,75	0,70
30	1,09	1,05	1,00	1,07	1,03	0,98	1,01	0,97	0,92	0,90	0,85	0,79
40	1,12	1,08	1,03	1,10	1,06	1,01	1,05	1,01	0,96	0,97	0,93	0,89
50	1,14	1,10	1,06	1,12	1,08	1,04	1,08	1,04	1,00	1,02	0,98	0,94
60	1,15	1,12	1,08	1,14	1,10	1,06	1,10	1,06	1,02	1,05	1,02	0,98
80	1,18	1,15	1,11	1,17	1,13	1,09	1,13	1,10	1,06	1,10	1,07	1,03
100	1,20	1,17	1,13	1,19	1,18	1,12	1,16	1,12	1,09	1,13	1,10	1,07
120	1,22	1,19	1,15	1,21	1,18	1,14	1,18	1,15	1,11	1,15	1,13	1,10
140	1,24	1,20	1,17	1,22	1,19	1,16	1,20	1,17	1,13	1,17	1,15	1,12
160	1,25	1,22	1,19	1,24	1,21	1,18	1,21	1,18	1,15	1,19	1,17	1,14
180	1,26	1,23	1,20	1,25	1,22	1,19	1,23	1,20	1,17	1,20	1,19	1,16
200	1,27	1,24	1,21	1,26	1,24	1,21	1,24	1,21	1,18	1,22	1,21	1,18

S_3 = fator estatístico que prevê o nível de segurança requerido para as edificações em função de sua finalidade, dado a seguir na Tabela 6.7.

TABELA 6.7-Valores mínimos do fator estatístico S_3

GRU- PO	DESCRIÇÃO	S_1
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva: (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicações, etc.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação.	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.).	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.).	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos Grupos 1 a 3 durante a construção.	0,83

6.8.3- PRESSÃO DINÂMICA (q)

A determinação da velocidade característica permite calcular a pressão exercida pelo vento na edificação, pela expressão

$$q = 0,613V_k^2 \quad (\text{N/m}^2) \quad (6.2)$$

V_k em m/s

6.8.4- PROCEDIMENTO DE CÁLCULO

A NBR 6123 estabelece no item 6.6.2: "Para o caso de edificações paralelepípedicas o projeto deve levar em

conta:

- as forças devidas ao vento agindo perpendicularmente a cada uma das fachadas...
- as excentricidades causadas por vento agindo obliquamente ou por efeitos de vizinhança.

a) Cálculo das excentricidades

Os esforços de torção são calculados considerando as forças do vento agindo, respectivamente, com as seguintes excentricidades, em relação do eixo vertical geométrico:

- edificações sem efeitos de vizinhança:

$$e_a = 0,075a \quad e \quad e_b = 0,075b$$

- edificações com efeitos de vizinhanças:

$$e_a = 0,15a \quad e \quad e_b = 0,15b,$$

sendo e_a medido na direção do lado maior, a , e e_b medido na direção do lado menor, b .

Os efeitos de vizinhança serão considerados somente até a altura do topo das edificações situadas nas proximidades, dentro de um círculo de diâmetro igual à altura de edificação em estudo, ou igual a seis vezes o lado menor da edificação, b , adotando-se o menor destes dois valores".

As ações do vento que interessam ao engenheiro de estruturas são, de forma geral, as ações globais. Na prática, como estas ações podem atuar em qualquer direção, deve-se procurar a direção crítica do vento, definida como aquela que produz maiores solicitações nos sistemas estruturais que deverão absorver tais esforços.

Para a grande maioria dos edifícios (edifícios de formas retangulares), a direção crítica do vento coincide

com um dos eixos principais da estrutura. Cabe ao projetista a sensibilidade para avaliar a necessidade ou não de se computar os esforços do vento segundo as duas direções principais ou ainda fazer uma análise tridimensional computando-se os efeitos de torção.

b) Força de arrasto

A NBR 6123 estabelece que a força de arrasto F_a , definida como a componente da força global na direção do vento, seja obtida pela expressão:

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e \quad (6.3)$$

onde C_a = coeficiente de arrasto;

A_e = área frontal efetiva: área de projeção ortogonal da edificação, estrutura ou elemento estrutural, sobre um plano perpendicular à direção do vento.

O coeficiente de arrasto C_a , que depende das relações entre as dimensões da estrutura e de sua localização, é fornecido pela mesma NBR 6123 e é transcrito aqui, pelas Figuras 6.2 e 6.3, para ventos de baixa turbulência e alta turbulência, respectivamente.

Edificações sujeitas a ventos de alta turbulência são aquelas situadas nos grandes centros. Assim, a NBR 6123 prescreve:

"Uma edificação pode ser considerada em vento de alta turbulência quando sua altura não exceda duas vezes a altura média das edificações nas vizinhanças, estendendo-se estas, na direção e sentido do vento incidente a uma distância mínima de

- 500m para uma edificação de até 40m de altura
- 1000m para uma edificação de até 55m de altura
- 2000m para uma edificação de até 70m de altura
- 3000m para uma edificação de até 80m de altura

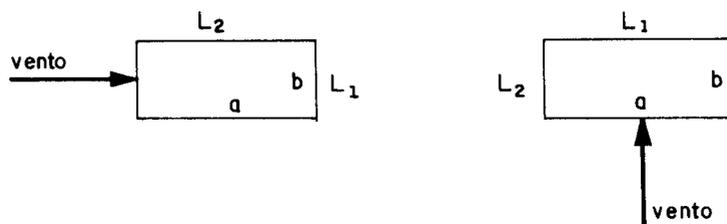
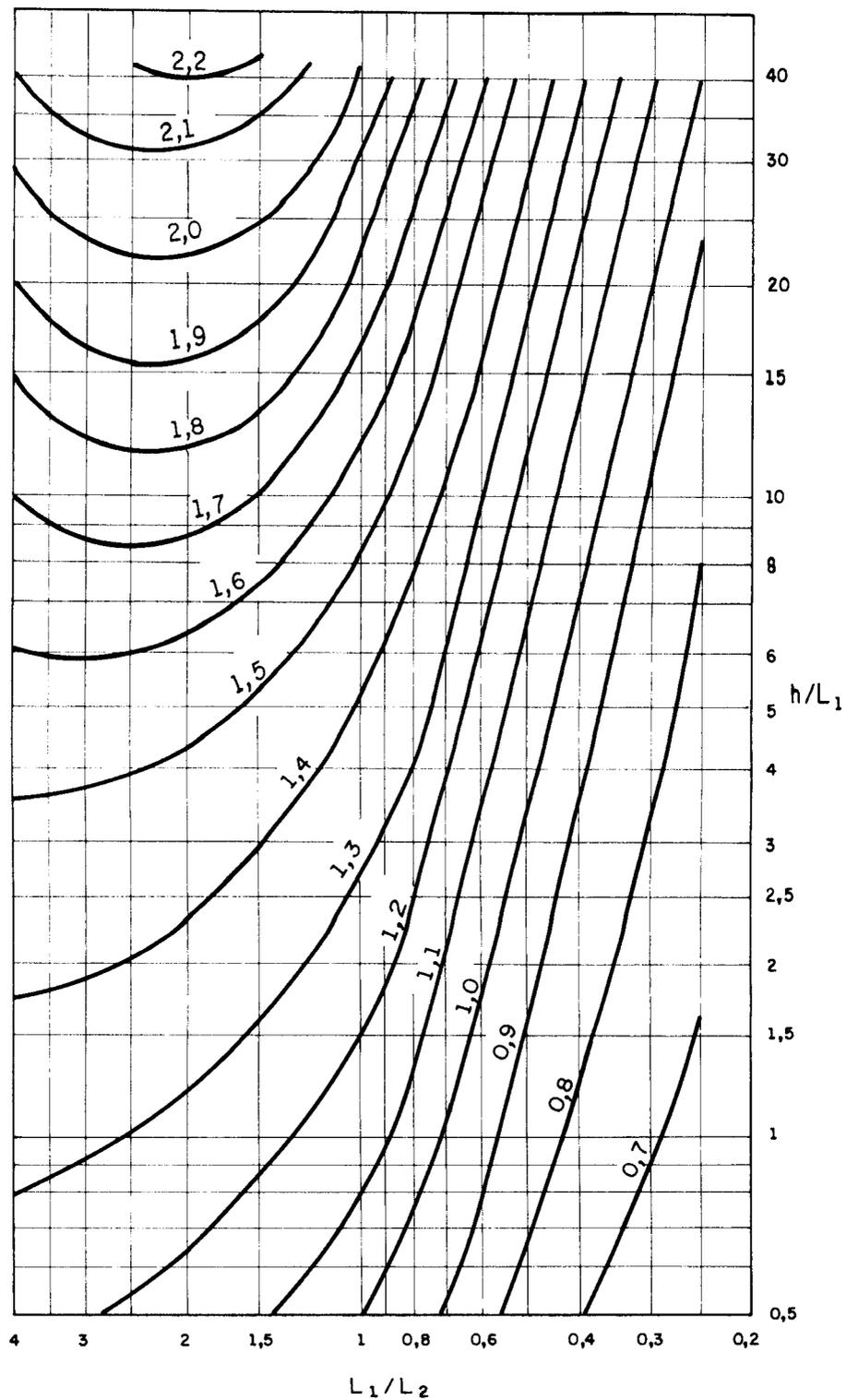


Figura 6.2- Coeficiente de arrasto C_a para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência

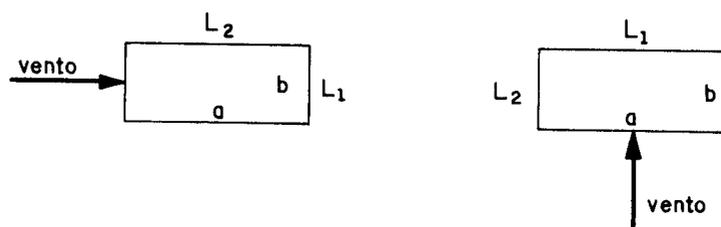
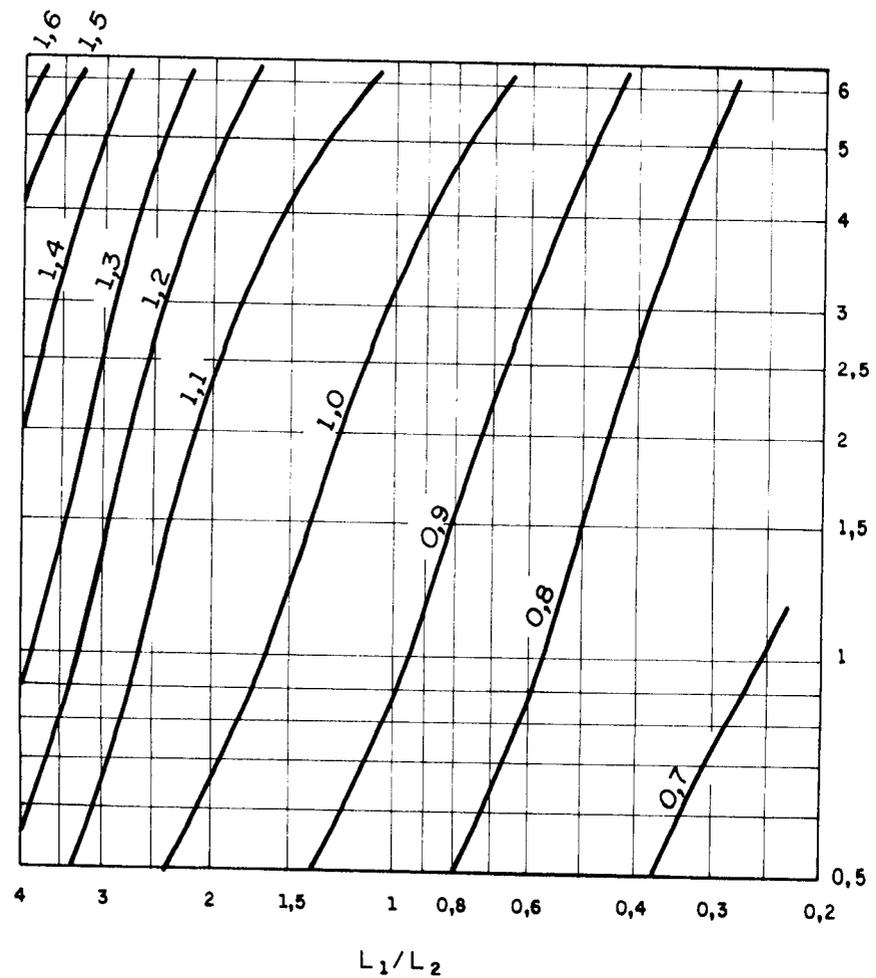


Figura 6.3- Coeficiente de arrasto C_a para edificações paralelepípedicas em vento de alta turbulência

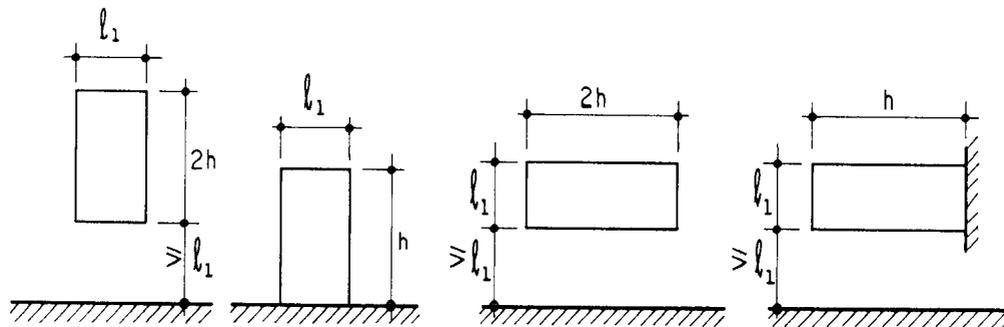
Para edificações não retangulares de seção constante, não sendo paralelepípedicas, como diz a NBR 6123, "os coeficientes de arrasto dependem da relação h/L_1 entre o comprimento do corpo e a dimensão de referência L_1 , e, em diversos casos, do número de Reynolds, expresso por:

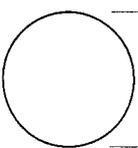
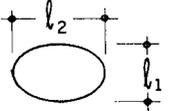
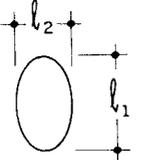
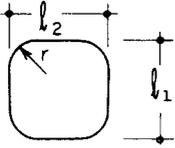
$$R_e = 70.000 V_k \ell_1 \quad (V_k \text{ em m/s; } \ell_1 \text{ em m) "}$$

Nestes casos o coeficiente de arrasto é dado pela Tabela 6.8.

TABELA 6.8- Coeficiente de arrasto C_a para corpos de seção constante

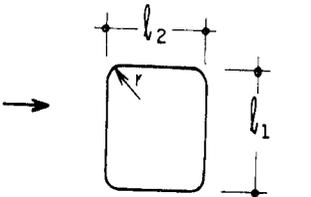
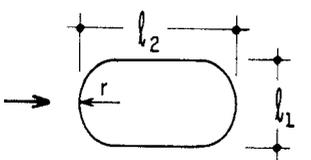
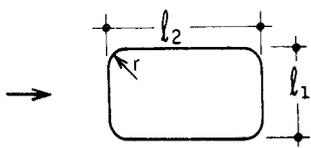
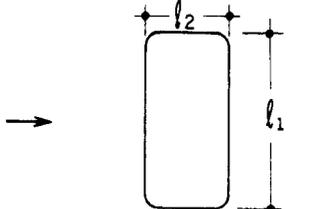
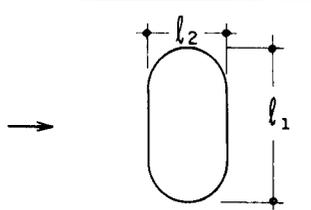
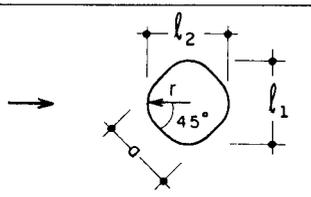
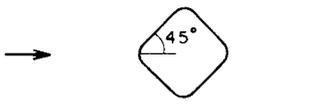
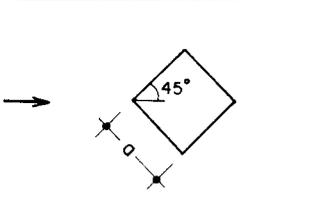
Vento perpendicular ao plano da figura



PLANTA	R_e x 10^{-5}	h/l_1						
		1/2	1	2	5	10	20	∞
 LISO (METAL, CONCRETO, ALVENARIA REBOCADA) COM RUGOSIDADE OU SALIÊNCIAS = $0.02 l_1$ COM RUGOSIDADE OU SALIÊNCIAS = $0.08 l_1$	$\leq 3,5$	0,7	0,7	0,8	0,9	1,0	1,0	1,2
	$\geq 4,2$	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6
	Todos valores	0,7	0,7	0,8	0,8	0,9	1,0	1,2
	Todos valores	0,8	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2	1,4
 ELIPSE $l_1/l_2 = 1/2$	$\leq 4,2$	0,5	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6	0,7
	≥ 7	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
 ELIPSE $l_1/l_2 = 2$	≤ 7	0,8	0,8	0,9	1,0	1,1	1,3	1,7
	≥ 3	0,9	0,8	0,9	1,0	1,1	1,3	1,5
 $l_1/l_2 = 1$ $r/l = 1/3$	$\leq 3,5$	0,6	0,6	0,6	0,7	0,8	0,8	1,0
	$\geq 4,2$	0,4	0,4	0,4	0,4	0,5	0,5	0,5

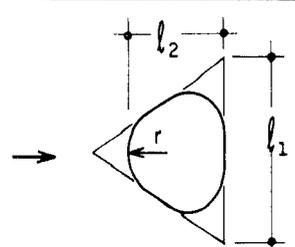
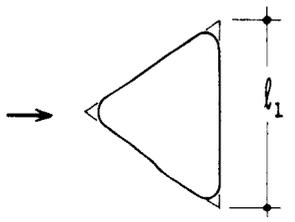
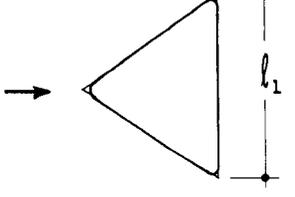
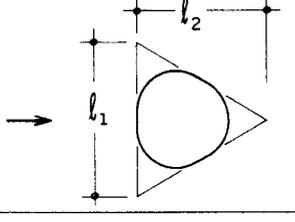
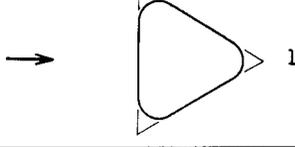
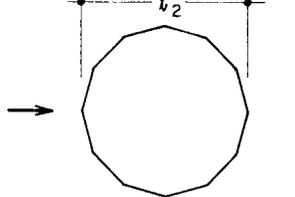
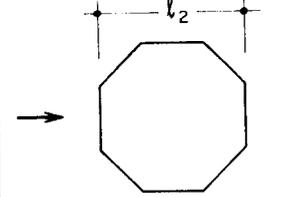
continua

continuação

PLANTA	$R_e \times 10^{-5}$ (a)	h/l_1							
		1/2	1	2	5	10	20	∞	
	≤ 7 ≥ 8	0,7 0,5	0,8 0,5	0,8 0,5	0,9 0,5	1,0 0,6	1,0 0,6	1,3 0,6	
	≤ 2 $\geq 3,5$	0,3 0,2	0,3 0,2	0,3 0,2	0,3 0,2	0,3 0,3	0,3 0,3	0,4 0,3	
	Todos valores	0,5	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6	0,7	
	Todos valores	0,9	0,9	1,0	1,1	1,2	1,5	1,9	
	$\leq 3,5$ $\geq 4,2$	0,7 0,5	0,8 0,5	0,8 0,5	0,9 0,5	1,0 0,5	1,2 0,6	1,6 0,6	
	$\leq 4,2$ ≥ 6	0,8 0,5	0,8 0,5	0,9 0,5	1,0 0,5	1,1 0,5	1,3 0,6	1,5 0,6	
	Todos valores	0,9	0,9	0,9	1,1	1,2	1,3	1,6	
	Todos valores	0,9	0,9	0,9	1,1	1,2	1,3	1,6	

continua

continuação

PLANTA	R_e $\times 10^{-5}$ (a)	h/l_1						
		1/2	1	2	5	10	20	∞
 $r/l_1 = 1/4$	$\leq 3,5$ $\geq 4,2$	0,7 0,4	0,7 0,4	0,7 0,4	0,8 0,4	0,9 0,5	1,0 0,5	1,2 0,5
 $r/l_1 = 1/12$	Todos valores	0,8	0,8	0,8	1,0	1,1	1,2	1,4
 $r/l_1 = 1/48$	Todos valores	0,7	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,3
 $r/l_1 = 1/4$	≤ 5 ≥ 7	0,7 0,4	0,7 0,4	0,8 0,4	0,9 0,4	1,0 0,5	1,0 0,5	1,3 0,5
 $1/48 < r/l_1 < 1/12$	Todos valores	1,2	1,2	1,2	1,4	1,6	1,7	2,1
 DODECÁGONO $l_1 = l_2$	≤ 5 ≥ 12	0,7 0,7	0,7 0,7	0,8 0,7	0,9 0,7	1,0 0,8	1,1 0,9	1,3 1,1
 OCTÓGONO $l_1 = l_2$	Todos valores	1,0	1,0	1,1	1,2	1,2	1,3	1,4

(a) Interpolar linearmente para valores intermediários de R_e

c) Esforços

Para a determinação dos esforços devidos ao vento em estruturas reticulares, as ações podem ser consideradas como concentradas ao nível de cada laje. Para este caso é necessário que se determine o quinhão de carga em cada pórtico, que varia de acordo com a sua rigidez. (ver capítulo 3, item 3.2.1)

6.8.5- EFEITOS DINÂMICOS

Não são comuns os casos de edifícios de concreto armado sensíveis aos efeitos dinâmicos do vento, destacando-se aqueles cujas formas se assemelham a círculos, elipses, triângulos e retângulos) (com uma dimensão em planta predominante sobre a outra) e que sejam esbeltos e flexíveis. Não faz parte do escopo deste capítulo a análise destes efeitos, sugerindo-se ao engenheiro estrutural, ao se deparar com esta situação, deixar que um especialista no assunto faça esta análise e indique as soluções para o edifício em questão.

6.9- OUTRAS AÇÕES

Entre as ações a serem consideradas devem ser acrescentadas: variação de temperatura, retração, fluência, choques, vibrações, esforços repetidos e, ainda, aquelas provenientes de deslocamentos de apoio e processos construtivos, se as condições de projeto assim determinarem.

6.9.1. VARIAÇÃO DE TEMPERATURA

Os esforços provenientes de variação térmica devem ser computados em elementos cuja dimensão em planta seja superior a 30m, exceto nos casos de estarem permanentemente envolvidos por terra ou água.

O coeficiente de dilatação térmica do concreto armado é suposto igual 10^{-5} por grau centígrado, salvo

determinação específica. A variação de temperatura deverá ser considerada entre $\pm 10^{\circ}\text{C}$ e $\pm 15^{\circ}\text{C}$ em torno da média, devendo ser consideradas em peças cuja menor dimensão seja maior que 50cm. Para elementos maciços ou ocos inteiramente fechados, cuja menor dimensão seja maior que 70cm, a variação de temperatura é reduzida, respectivamente para $\pm 5^{\circ}\text{C}$ e $\pm 10^{\circ}\text{C}$.

Para elementos em que a menor dimensão esteja entre 50 e 70cm, deverá ser feita interpolação linear entre aqueles e estes valores.

6.9.2- RETRAÇÃO

O valor de retração do concreto depende de fatores como: umidade relativa do ambiente, consistência do concreto quando do lançamento e espessura fictícia do elemento. A NB1/78 estabelece que para as peças de concreto armado nos casos correntes a deformação específica pode ser suposta igual a 15×10^{-5} . Para sua quantificação, ver NBR 7197, item 7.2.2.

6.9.3- FLUÊNCIA

A fluência ou deformação lenta ocorre quando há cargas de longa duração atuando na estrutura.

No caso de pilares esbeltos ($\lambda > 80$), sua consideração é obrigatória, podendo ser feita pelo método da excentricidade equivalente, admitindo-se que todos os carregamentos são de curta duração e introduzindo-se uma excentricidade suplementar de primeira ordem.

6.9.4- CHOQUES, VIBRAÇÕES E ESFORÇOS REPETIDOS

Para estruturas sujeitas a choques (ex. pilares de viadutos e estacionamentos) ou vibrações (estruturas que suportam equipamentos vibratórios, por exemplo) sua influência deve ser levada em consideração na determinação dos esforços solicitantes, bem como as possibilidades de ressonância e fadiga.

6.10- COMBINAÇÃO DAS AÇÕES

As ações que podem atuar simultaneamente numa estrutura devem ser combinadas de tal forma a acarretar os efeitos mais desfavoráveis nas seções críticas. Estas combinações devem ser feitas com os valores de cálculo das solicitações, obtidas pelos valores característicos multiplicados pelos respectivos coeficientes de ponderação γ_f .

Os índices do coeficiente de ponderação são alterados de forma que resultem γ_g , γ_q , γ_p e γ_e , relativos, respectivamente, às ações permanentes, ações variáveis, protensão e para os efeitos de deformações impostas. Os seus valores são empregados de acordo com o tipo de combinação feita.

A NBR 8681 classifica as combinações das ações em: combinações normais, combinações especiais e combinações excepcionais. As combinações normais são aquelas relativas às ações provenientes do uso da construção (para edifícios, ações permanentes e variáveis); as combinações especiais incluem as ações variáveis especiais, cujos efeitos superam em intensidade os efeitos produzidos pelas ações variáveis comuns da edificação (no caso de edifícios, o vento); as combinações excepcionais decorrem da necessidade de se considerarem ações excepcionais que provoquem efeitos catastróficos (abalos sísmicos, por exemplo).

Apresentam-se a seguir as expressões das combinações das ações para a determinação da situação crítica.

6.10.1- COMBINAÇÕES ÚLTIMAS NORMAIS

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + \gamma_q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} F_{Qj.k} \right] \quad (6.4)$$

F_d = valor de cálculo da ação

$F_{Gi,k}$ = valor característico da ação permanente;

$F_{Q1,k}$ = valor característico da ação variável tomada como ação principal para a combinação;

ψ_{0j} = fator de redução de combinação: (ver Tabela 6.9);

$F_{Qj,k}$ = valor característico da ação variável secundária.

6.10.2- COMBINAÇÕES ÚLTIMAS ESPECIAIS

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + \gamma_q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j,ef} F_{Qj,k} \right] \quad (6.5)$$

$F_{Q1,k}$ = valor característico da ação variável admitida como principal para a situação transitória (de ocorrência das ações variáveis normais juntamente com as ações variáveis especiais);

$\psi_{0j,ef}$ = ψ_{0j} das combinações normais, exceto no caso em que a ação principal F_{Q1} tiver um tempo de atuação muito pequeno, quando será igual a ψ_2 (ver Tabela 6.9).

6.10.3- COMBINAÇÕES ÚLTIMAS EXCEPCIONAIS

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + F_{Q,exc} + \gamma_q \sum_{j=1}^n \psi_{0j,ef} F_{Qj,k} \quad (6.6)$$

$F_{Q,exc}$ = valor da ação transitória excepcional

Nota: A parcela $\psi_0 F_k$ é utilizada no caso de atuarem na edificação ações variáveis de diferentes naturezas e a sua aplicação leva em conta que é muito baixa a probabilidade de ocorrência simultânea dos seus valores característicos.

TABELA 6.9- Valores dos fatores de combinação

AÇÕES EM GERAL	ψ_{0j}	ψ_2
Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,3
Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,4	0
Pressão dinâmica do vento nas estruturas em que a ação variável principal tem pequena variabilidade durante grandes intervalos de tempos (ex. edifícios residenciais)	0,6	0
Cargas acidentais dos edifícios	ψ_{0j}	ψ_2
locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas	0,4	0,2
locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanencem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas	0,7	0,4
Bibliotecas, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,6

6.10.4- COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO

Os valores de γ_g , γ_q e γ_ϵ estão indicados nas tabelas 6.10 a 6.13.

Para as ações excepcionais $\gamma_f = 1,0$.

TABELA 6.10- Valores de γ_g para grande variabilidade

Combinações	γ_g para efeitos	
	desfavoráveis	favoráveis
Normais	1,4	0,9
Especiais	1,3	0,9
Excepcionais	1,2	0,9

TABELA 6.11- Valores de γ_g para pequena variabilidade

Combinações	γ_g para efeitos	
	desfavoráveis	favoráveis
Normais	1,3	1,0
Especiais	1,2	1,0
Excepcionais	1,1	1,0

TABELA 6.12- Valores de γ_q e de γ_ϵ para variação de temperatura

Combinações	γ_q para ações variáveis em geral incluídas as cargas acidentais móveis	γ_ϵ para efeitos de temperatura
Normais	1,4	1,2
Especiais	1,2	1,0
Excepcionais	1,0	0

TABELA 6.13-Valores de γ_{ϵ} para recalques de apoio e retração

Combinações	γ_{ϵ} para efeitos	
	desfavoráveis	favoráveis
Normais	1,2	1,0
Especiais	1,2	1,0
Excepcionais	0	0

Notas:

a) Ações permanentes de grande variabilidade ocorrem quando o peso próprio da estrutura não supera 75% do peso total das cargas permanentes.

b) Ações permanentes de pequena variabilidade ocorrem quando o peso próprio a estrutura supera 75% do peso total de cargas permanentes.

c) Situações em que os efeitos das ações contribuem favoravelmente para a segurança de estrutura são, por exemplo, o peso da terra sobre a placa de apoio de um muro de arrimo ou o balanço de uma viga; neste caso, para a determinação do momento fletor máximo positivo no vão adjacente, as cargas permanentes e variáveis no balanço contribuem para a segurança do vão adjacente, devendo ser minoradas pelo coeficiente 0,9.

CAPÍTULO VII

CÁLCULO DE PILARES

7.1- GENERALIDADES

A determinação dos esforços solicitantes nos pilares (momento fletor, força normal e força cortante) é feita à partir das ações neles atuantes, considerando-se os efeitos de pórticos. Devido ao grande trabalho manual envolvido, geralmente esta determinação é feita através de programas de computador.

Para edifícios em que não se faz necessária a consideração do vento ou para pórticos que não participam na mobilização contra as ações horizontais (sistemas contraventados), a determinação dos esforços solicitantes nos pilares pode ser feita considerando-se as vigas como contínuas e considerando-se, para os pilares extremos, um momento fletor proporcional às rigidezes do tramo de viga e dos pilares que concorrem para a ligação.

7.2- CLASSIFICAÇÃO DOS PILARES CONTRAVENTADOS

A fim de se determinarem as situações básicas de projeto, os pilares contraventados de um edifício são classificados em função de sua localização na estrutura em: pilares intermediários, pilares de extremidade e pilares de canto.

7.2.1- PILARES INTERMEDIÁRIOS

Denomina-se pilar intermediário aquele em que as reações de apoio das vigas que ele suporta podem ser admitidas centradas, considerando desprezíveis os momentos fletores a ele transmitidos. Em geral, os pilares internos do edifício, interceptados por vigas contínuas em duas direções, correspondem a esta classificação (fig.7.1.a).

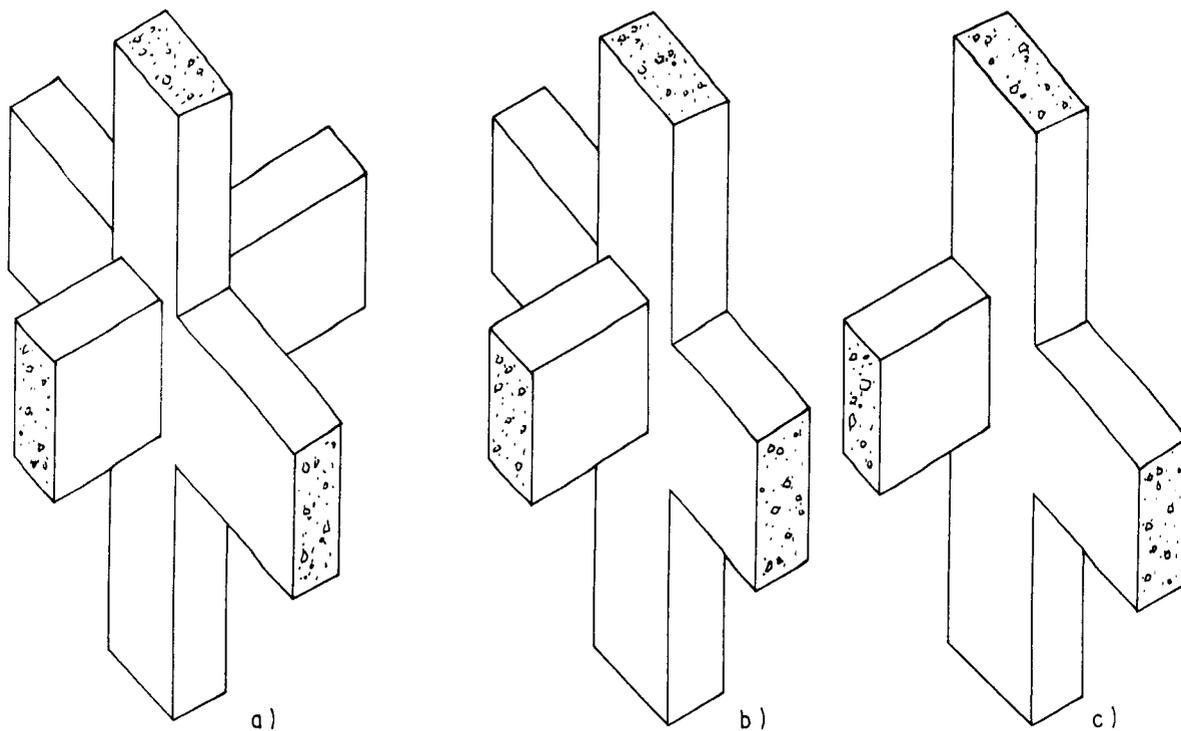
A situação básica de projeto dos pilares intermediários é a de compressão centrada.

7.2.2- PILARES DE EXTREMIDADE

Classifica-se como pilar de extremidade aquele que recebe momento fletor, proveniente da viga, em uma só direção. Para que o pilar seja classificado como de extremidade, é necessário que, na direção perpendicular à do momento fletor, a carga esteja centrada (fig.7.1.b). Portanto, os pilares de extremidade estão submetidos, de início, a uma flexão normal composta.

7.2.3- PILARES DE CANTO

Pilares de canto são aqueles que apresentam vigas com continuidade interrompida nas duas direções principais, existindo, portanto, uma situação básica de flexão oblíqua composta (fig.7.1.c).



- a) Pilar Intermediário
- b) Pilar de Extremidade
- c) Pilar de canto

Figura 7.1 - Classificação dos pilares contraventados

7.3- EXCENTRICIDADES A CONSIDERAR

As situações de projeto levam em consideração apenas os esforços solicitantes iniciais (esforços de primeira ordem provenientes das cargas atuantes). Desta forma, para o cálculo de pilares de acordo com as exigências da NBR-6118, faz-se necessária a definição das excentricidades a considerar.

7.3.1- EXCENTRICIDADE ACIDENTAL e_a

É a excentricidade introduzida pela NBR-6118 cuja finalidade é cobrir a incerteza quanto à localização da força normal e ao possível desvio do eixo da peça durante a construção, em relação à posição prevista no projeto. Seu

valor é tomado igual a $h/30$ e não menor que 2cm, onde h é a maior dimensão da seção na direção em que se considera a excentricidade.

Assim:

$$e_a = \frac{h}{30} \geq 2\text{cm} \quad (7.1)$$

OBS.: A excentricidade mínima de 2cm leva, em certos casos, a valores muito altos do momento fletor, havendo, pois, a tendência de abandoná-la, mantendo-se apenas o valor $h/30$.

7.3.2- EXCENTRICIDADE INICIAL e_i

É uma excentricidade com a verificada nos pilares extremos, oriunda da ligação monolítica da viga que se interrompe no pilar considerado.

Considere-se o esquema da fig.7.2, parte de um pórtico plano de um edifício de vários andares:

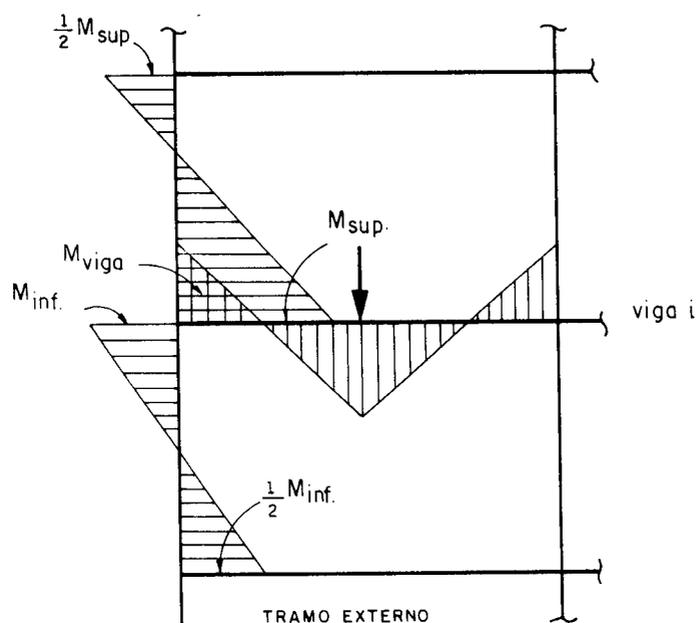


Figura 7.2 - Esquema estrutural com diagrama de momentos fletores devido ao carregamento na viga i

De acordo com a NBR-6118, os momentos fletores nos pilares inferior e superior podem ser calculados, respectivamente pelas expressões:

$$M_{inf} = M_{eng} \frac{r_{inf}}{r_{vig} + r_{inf} + r_{sup}} \quad (7.2)$$

$$M_{sup} = M_{eng} \frac{r_{sup}}{r_{vig} + r_{inf} + r_{sup}} \quad (7.3)$$

sendo:

M_{eng} = momento no apoio extremo da viga supondo engastamento perfeito no pilar,

$$r = \frac{I}{\ell} = \text{índice de rigidez.} \quad (7.4)$$

Considerando-se a influência das vigas dos vários andares, os momentos que aparecem nos pilares são os indicados na fig.7.3.

Os momentos fletores atuantes no pilar situado entre os níveis (i) e (i+1) são:

$$M_{base} = M_{isup} + \frac{1}{2} M_{(i+1)inf} \quad (7.5)$$

$$M_{topo} = M_{(i+1)inf} + \frac{1}{2} M_{isup} \quad (7.6)$$

e as excentricidades neste pilar são:

$$e_{i, base} = \frac{M_{base}}{N_{i+1}} \quad (7.7)$$

$$e_{i, topo} = \frac{M_{topo}}{N_{i+1}} \quad (7.8)$$

onde N_{i+1} é a força normal atuante no pilar entre os níveis i e $i+1$.

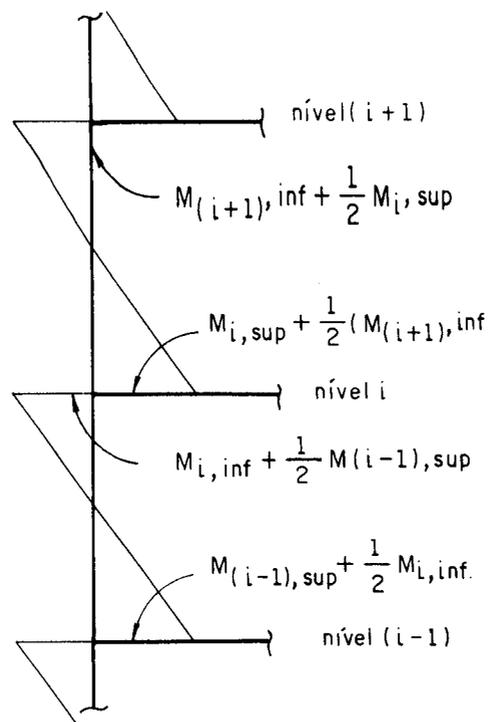


Figura 7.3 - Diagrama de momentos fletores

Com relação à seção intermediária do pilar, a NBR-6118 exige a consideração de uma excentricidade inicial dada por:

$$e_{i, int} = 0,6e_{iA} + 0,4e_{iB} \geq 0,4e_{iA} \quad (7.9)$$

onde e_{iA} e e_{iB} são as excentricidades iniciais nas

extremidades do pilar e e_{iA} é suposta sempre positiva e maior que $|e_{iB}|$ e e_{iB} é negativa se elas forem de sentidos opostos.

7.3.3- EXCENTRICIDADE DE SEGUNDA ORDEM e_2

A força normal atuante no pilar, sob a excentricidade de primeira ordem (excentricidades acidental, inicial e suplementar, quando for o caso), provoca deformações que dão origem a uma nova excentricidade, denominada excentricidade de segunda ordem. A excentricidade suplementar é definida no item 7.3.4.

Para peças medianamente esbeltas (ver item 7.4.2), com seção transversal simétrica constante (inclusive a armadura) e força normal também contante ao longo do seu comprimento, sob flexo-compressão, a NBR-6118 admite o cálculo simplificado da excentricidade de segunda ordem pela expressão:

$$e_2 = \frac{\ell_e^2}{10} \left(\frac{1}{r} \right)_u \quad (7.10)$$

sendo

$$\left(\frac{1}{r} \right)_u = \frac{0,0035 + f_{yd}/E_s}{(\nu + 0,5)h} \quad (7.11)$$

com $\nu + 05 \geq 1$

e

$$\nu = \frac{N_d}{A_c f_{cd}} \quad (7.12)$$

onde

ν = força normal relativa adimensional;

ℓ_e = comprimento da flambagem;

$\left(\frac{1}{r} \right)_u$ = curvatura última convencional do eixo da peça

Para o aço CA-50 e $E_s = 21.000 \text{ kN/cm}^2$, a curvatura é dada por:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_U = \frac{55,7}{(\nu + 0,5)h} 10^{-4} \quad (7.13)$$

7.3.4- EXCENTRICIDADE SUPLEMENTAR e_c

No caso de pilares esbeltos (ver item 7.4.3), submetidos a cargas de longa duração, faz-se necessária a consideração da deformação lenta ou fluência. Isto pode ser feito considerando-se o método da excentricidade equivalente, onde se admite que todos os carregamentos serão de curta duração, utilizando-se a idéia de excentricidade suplementar, de primeira ordem, dada por:

$$e_c = (e_{ig} + e_a) \left[\exp \left(\frac{\phi N_{gd}}{N_{cr} - N_{gd}} \right) - 1 \right] \quad (7.14)$$

sendo:

$$N_{cr} = \frac{10 E_c I}{\ell_e^2} \quad (7.15)$$

onde:

e_{ig} = excentricidade inicial devida às cargas de longa duração;

e_a = excentricidade acidental;

ϕ = coeficiente de fluência, geralmente igual a 2,0;

N_{gd} = força normal de cálculo devida às cargas de longa duração;

N_{cr} = carga crítica de Euler;

E_c = módulo de elasticidade secante do concreto dado por

$$E_c = 0,9 \times 6600 \sqrt{f_{ck} + 3,5} \quad \text{em MPa} \quad (7.16)$$

7.4- SITUAÇÕES DE PROJETO E SITUAÇÕES DE CÁLCULO

As situações de cálculo, para os pilares intermediários, de extremidade e de canto, variam em função do índice de esbeltez (λ) da peça, que é dado por:

$$\lambda = \frac{\ell_e}{i} \quad (7.17)$$

onde:

ℓ_e = comprimento de flambagem do pilar, sendo tomado como a distância entre os eixos das vigas em que se situa o pilar;

i = raio de giração dado por:

$$\text{Seções Retangulares} \quad i = \frac{h}{\sqrt{12}} \quad (7.18)$$

$$\text{Seções Circulares} \quad i = \frac{d}{4} \quad (7.19)$$

sendo:

h = altura da seção na direção considerada;

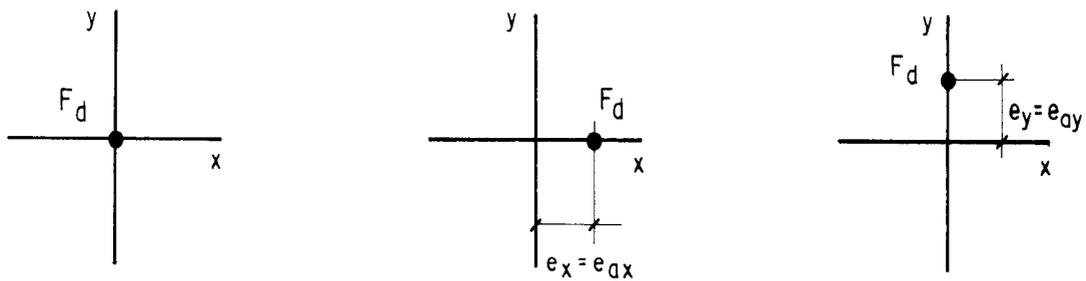
d = diâmetro da seção transversal.

7.4.1- PILARES ROBUSTOS OU POUCO ESBELTOS

Admite-se como pilar robusto aquele cujo maior índice de esbeltez, λ , seja menor ou igual a 40. Seu cálculo pode ser feito sem a consideração das suas deformações.

a) Pilares Intermediários

As situações de projeto e para cálculo são as indicadas na fig. 7.4.



Compressão
Centrada

Flexão Normal
Composta - x

Flexão Normal
Composta - y

Situações de Projeto

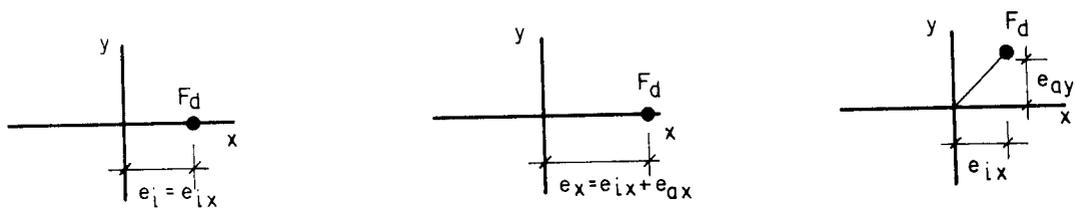
Situações para o Cálculo

Figura 7.4 - Pilares Intermediários

O cálculo deve ser feito separadamente nas duas direções, não se somando as armaduras.

b) Pilares de Extremidade

Para pilares de extremidade, adota-se a direção x como sendo a direção da excentricidade inicial e tem-se as situações indicadas na fig.7.5.



Flexão Normal
Composta

Flexão Normal
Composta - x

Flexão Oblíqua
Composta - y

Situações de Projeto

Situações para o Cálculo

Figura 7.5 - Pilares de Extremidade

c) Pilares de Canto

Os pilares de canto têm as situações indicadas na fig. 7.6.

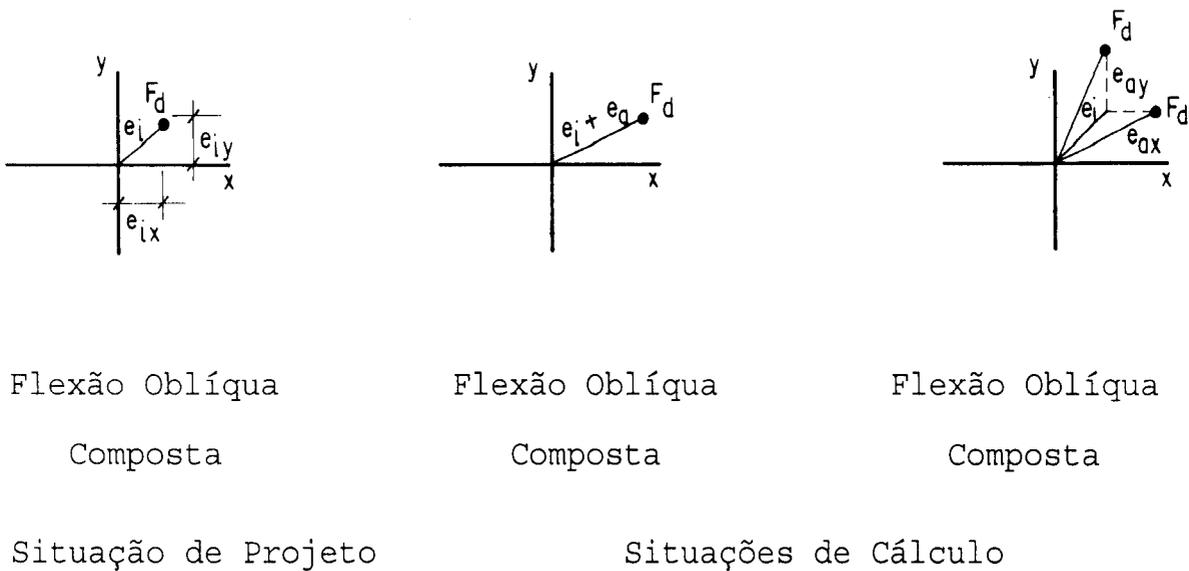


Figura 7.6 - Pilares de Canto

Por se tratarem de pilares robustos, onde não se consideram as deformações, os pilares de extremidade e de canto devem ser verificados apenas para as seções da base e do topo.

7.4.2- PILARES MEDIANAMENTE ESBELTOS

Pilares medianamente esbeltos são aqueles em que o maior índice de esbeltez está situado entre $40 < \lambda \leq 80$. Assim seu cálculo deve levar em consideração os efeitos de segunda ordem, feita pela introdução da excentricidade de segunda ordem. As situações de projeto e de cálculo para estes pilares estão exemplificadas na fig.7.7.

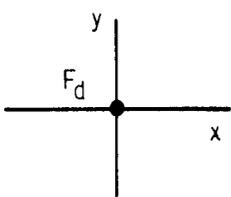
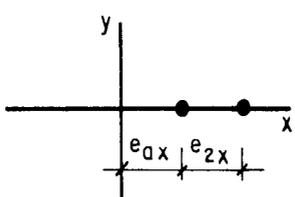
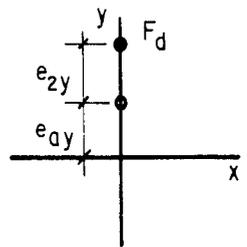
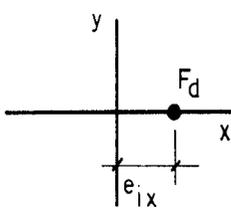
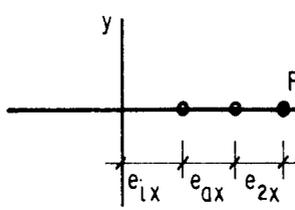
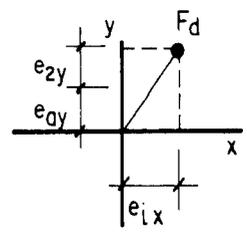
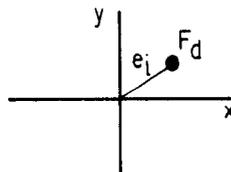
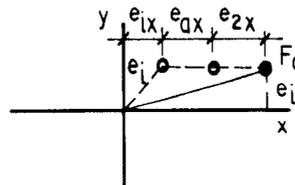
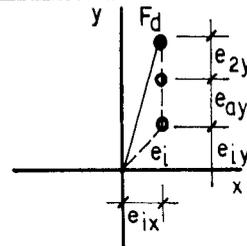
PILAR INTERMEDIÁRIO	 <p>compressão centrada</p>	 <p>flexão normal composta - x</p>	 <p>flexão normal composta-y</p>
PILAR DE EXTREMIDADE	 <p>flexão normal composta - x</p>	 <p>flexão normal composta - x</p>	 <p>flexão oblíqua composta</p>
PILAR DE CANTO	 <p>flexão oblíqua composta</p>	 <p>flexão oblíqua composta</p>	 <p>flexão oblíqua composta</p>
	SITUAÇÃO DE PROJETO	SITUAÇÕES DE CÁLCULO	

Figura 7.7 - Situação de projeto e situações de cálculo para pilares medianamente esbeltos

7.4.3- PILARES ESBELTOS

Os pilares esbeltos, que apresentam o maior índice de esbeltez acima de 80 ($\lambda > 80$), têm as mesmas situações de projeto e de cálculo da fig.7.7, com o acréscimo, em cada direção, da excentricidade suplementar definida no item 7.3.4.

Devido à consideração das deformações, os pilares de extremidade e de canto, medianamente esbeltos e esbeltos, devem ser verificados para as seções do topo, da base e intermediária.

7.5- SIMPLIFICAÇÕES DE CÁLCULO

Apresenta-se, a seguir, as simplificações de cálculo para os pilares intermediários, de extremidade e de canto, e suas condições, admitidas pela NBR-6118.

7.5.1- PILARES INTERMEDIÁRIOS

Os pilares intermediários, com $\lambda \leq 80$ podem ser calculados à compressão centrada, pela majoração da força normal N dada por:

$$N_d = \alpha \gamma_f N \quad (7.20)$$

onde os valores de α são dados por:

a) Para $\lambda \leq 40$:

$$\alpha = 1 + \frac{6}{h} \geq 1,1 \quad (7.21)$$

sendo

h = menor lado do retângulo mais estreito circunscrito à seção (em cm)

b) Para $40 < \lambda \leq 80$, no caso de seção transversal retangular ou circular (cheia ou vazada) constante (inclusive a armadura), quando $\nu \geq 0,7$, o valor de α é dado por:

$$\alpha = 1 + \kappa \frac{e}{h} \geq 1,1 \quad (7.22)$$

sendo

$$e = e_a + e_2 \quad (7.23)$$

$\kappa = 3$ para seções retangulares com pelo menos 2/3 da armadura dispostos ao longo das bordas perpendiculares ao lado da altura h ;

$\kappa = 4$ para as demais seções retangulares e para as seções circulares.

h e e_a , para pilar de seção retangular, são medidas na direção correspondente à maior esbeltez do pilar.

7.5.2- PILARES DE EXTREMIDADE

Para os pilares de extremidade, com $\lambda \leq 40$, a situação de cálculo de flexão oblíqua composta pode ser simplificada a uma flexão normal composta, majorando-se a excentricidade na direção da excentricidade accidental, como se mostra a seguir:

Considere-se a situação de cálculo da fig.7.8.

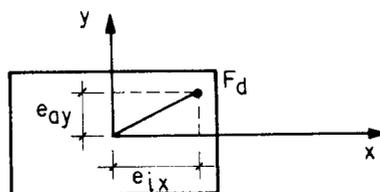


Figura 7.8 - Situação de cálculo

Neste caso a excentricidade na direção y é dada por:

$$a) e_y = e_{ay} \quad \text{quando } e_{ix} > 3e_{ay} \quad (7.24)$$

$$b) e_y = 1,6e_{ay} - 0,2e_{ix} \quad \text{quando } e_{ay} \leq e_{ix} \leq 3e_{ay} \quad (7.25)$$

$$c) e_y = e_{ay} + 0,4e_{ix} \quad \text{quando } 0 \leq e_{ix} < e_{ay} \quad (7.26)$$

Observa-se aqui que o cálculo deverá ser feito separadamente para esta situação simplificada e para a

primeira situação de cálculo indicada na fig.7.5, não se somando as armaduras.

7.5.3- PILARES DE CANTO

Os pilares de canto, com $\lambda \leq 40$, de seção retangular com armadura igual nos quatro lados, podem ter a situação de cálculo de flexão oblíqua composta substituída por uma flexão normal composta equivalente, na direção x, com excentricidade:

$$e_{x,eq} = e_x + \beta e_y \frac{h}{b} \quad (7.27)$$

sendo a direção x aquela em que $e_x \geq e_y \frac{h}{b}$, onde h é a altura, b a largura da seção transversal do pilar e β sendo dado segundo a NB-1/78 pela tabela 7.1.

TABELA 7.1 - Valores de 100β

$$\omega = A_s f_{yd} / (A_c f_{cd})$$

$$\nu_d = F_d / (A_c f_{cd})$$

ω	ν_d 0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	$\geq 1,5$
0	31	46	53	57	51	41	40	40	40	40	40	40	40	40	40
0,25	57	69	76	76	67	61	55	50	42	40	40	40	40	40	40
0,50	66	79	85	83	73	68	63	58	52	48	40	40	40	40	40
0,75	74	83	88	86	78	73	68	63	60	55	51	47	40	40	40
1,00	80	87	91	89	80	76	72	69	65	61	58	53	50	46	40

7.6- CONDIÇÕES DE VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

Apresenta-se na fig.7.9 o quadro com o resumo das exigências da NBR-6118 em relação a verificação da segurança dos pilares.

λ	γ_f	CONSIDERAÇÃO DAS DEFORMAÇÕES	PROCESSO DE CÁLCULO			CONSIDERAÇÃO DA FLUÊNCIA
			EXATO	SIMPLIFICADO	ATRAVÉS DE e_2	
40	1,4	dispensável	—	—	—	—
80		obrigatória	disp.	permitido	permitido	dispensável
140			obrig.	não permitido	não permitido	obrigatória
200	$1,4 + \frac{\lambda - 140}{100}$		obrig.	não permitido		

Figura 7.9 - Verificação da segurança dos pilares

OBS.:

- 1) Não é permitido o emprego de pilares com $\lambda > 200$;
- 2) O processo exato de cálculo é relativo àquele que considera a relação momento fletor-curvatura, baseada nos diagramas σ , ϵ do concreto e do aço (Método Geral);
- 3) Os processos simplificados de cálculo são aqueles apresentados no Capítulo 6 (por exemplo, pilar padrão, onde se admite ser senoidal a elástica da barra).

7.7- DIMENSIONAMENTO

Apresenta-se a seguir o cálculo de pilares a compressão centrada, diretrizes de cálculo à flexo-compressão através de ábacos e diagramas de interação e o cálculo da armadura transversal dos pilares.

7.7.1. CÁLCULO À COMPRESSÃO CENTRADA

Segundo as hipóteses do item 4.1.1.1 da NBR-6118, para cálculo de compressão uniforme no estado limite último, tem-se encurtamento de 0,2% e tensões $\sigma_c = 0,85f_{cd}$, como mostra a fig.7.10.

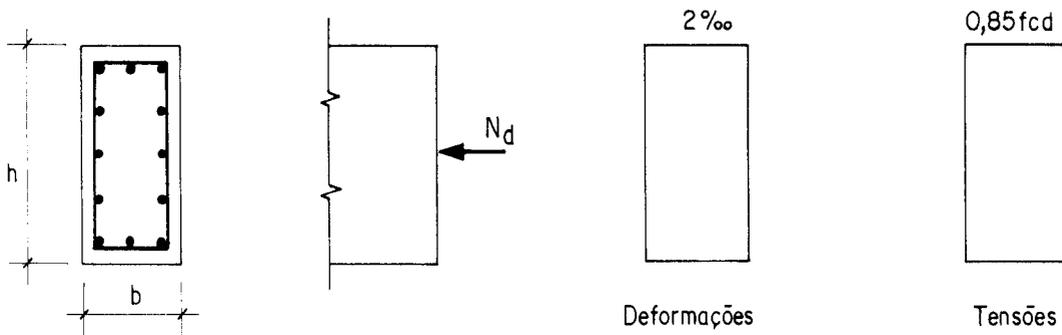


Figura 7.10- Seção transversal e diagramas de tensões e deformações

Para uma distribuição qualquer da armadura, a equação de equilíbrio pode ser escrita na forma:

$$N_d = R_c + R_s \quad (7.28)$$

onde

R_c = resultante de compressão no concreto

R_s = resultante de compressão no aço

e

$$R_c = (bh - A_s) 0,85f_{cd} \quad (7.29)$$

$$R_s = A_s \sigma_s \quad (7.30)$$

Substituindo-se (7.30) e (7.29) em (7.28) e dividindo-se ambos os membros por bh obtém-se:

$$\frac{N_d}{bh} = 0,85f_{cd} \left(1 - \frac{A_s}{bh} \right) + \frac{A_s}{bh} \sigma_{s2} \quad (7.31)$$

Fazendo

$$\frac{A_s}{bh} = \rho \quad (7.32)$$

vem

$$\frac{N_d}{bh} = 0,85f_{cd} (1-\rho) + \rho \sigma_{s2} \quad (7.33)$$

Assim,

$$\rho = \frac{\frac{N_d}{bh} - 0,85f_{cd}}{\sigma_{s2} - 0,85f_{cd}} \quad (7.34)$$

Conhecida a taxa de armadura ρ , determina-se a área da armadura A_s , através da expressão (7.32) onde

$$A_s = \rho b h \quad (7.35)$$

7.7.2. CÁLCULO A FLEÇO-COMPRESSÃO

O cálculo a flexo-compressão pode ser feito através de ábacos onde se entra com os esforços adimensionais de cálculo ν_d e $\mu_d = \mu_{1d} + \mu_{2d}$ e obtendo-se a taxa de armadura A_s , ou através de diagramas de interação (μ_d, ν_d) , obtidos com o emprego do pilar padrão; observa-se que neste caso, na situação de cálculo não se deve levar em consideração a excentricidade de segunda ordem, uma vez que a mesma já é considerada no método de cálculo empregado.

7.7.3. CÁLCULO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Os pilares pertencentes às estruturas de contraventamento estarão sujeitos também a esforço cortante, fazendo-se necessária a determinação da armadura transversal que deverá resistir a tal esforço.

A determinação da armadura transversal é feita de acordo com a teoria clássica de Morsch e é obrigatória quando:

$$V_{d,min} < V_d < V_{d,u} \quad (7.36)$$

onde

$V_{d,min}$ = força cortante mínima para que se tenha taxa de armadura transversal maior ou igual à taxa mínima;

V_d = força cortante de cálculo;

$V_{d,u}$ = força cortante última.

a) Determinação da força cortante última

A NBR-6118 fornece a seguinte expressão para a determinação da força cortante última

$$V_{d,u} = \tau_{w,u} b d \quad (7.37)$$

onde

$\tau_{w,u}$ = tensão convencional última de cisalhamento

b = largura da seção transversal do pilar

d = altura útil da seção transversal

sendo que,

$$\text{para } b \leq 5h \quad \tau_{w,u} = 0,30f_{cd} \leq 4,5\text{MPa} \quad (7.38)$$

$$\text{para } b > 5h \quad \tau_{w,u} = \alpha 0,30f_{cd} \leq 4,5\text{MPa} \quad (7.39)$$

e

$$\alpha = 0,5 \quad \text{se} \quad h \leq 15\text{cm}$$

$$\alpha = \frac{1}{3} + \frac{h}{90} \quad \text{se} \quad 15 < h < 60\text{cm}$$

$$\alpha = 1 \quad \text{se} \quad h \geq 60\text{cm}$$

b) Determinação da força cortante mínima

Analogamente, a expressão que fornece a força cortante mínima é dada por:

$$V_{d,min} = \tau_{wd,min} b d \quad (7.40)$$

$\tau_{wd,min}$ = tensão de cisalhamento correspondente a $V_{d,min}$

O valor de $\tau_{wd,min}$ é obtido por

$$\tau_{wd,min} = \frac{\tau_{d,min} + \tau_c}{1,15} \quad (7.41)$$

onde:

$\tau_{d,min}$ = tensão de cisalhamento relativa a taxa mínima da armadura transversal;

τ_c = tensão de cisalhamento, referente ao concreto.

O valor de $\tau_{d,min}$ é calculado por:

$$\tau_{d,min} = \rho_{w,min} f_{yd} \quad (7.42)$$

$\rho_{w,min} = 0,25\%$ para aço CA-25 e CA-32 e $\rho_{w,min} = 0,14\%$ para aço CA-40, CA-50 e CA-60 com $f_{yd} \leq 435$ MPa.

O valor de τ_c é dado por:

$$\tau_c = \psi_1 \sqrt{f_{cd}} \quad (7.43)$$

sendo que na flexo-compressão ψ_1 é dado por:

$$\psi_1 = 0,15 \left(1 + \frac{M_0}{M_{d,max}} \right) \quad (7.44)$$

$M_{d,max}$ = momento fletor na seção transversal mais solicitada a flexão no trecho considerado;

M_0 = valor do momento fletor que anula a tensão normal na borda menos comprimida;

Para seções retangulares o valor de M_0 é dado por

$$M_0 = \frac{N_d h}{6} \quad (7.45)$$

h = altura da seção transversal do pilar;

N_d = força normal de cálculo obtida em função dos efeitos de N_{gd} e N_{qd} , calculadas com o coeficiente de ponderação

$$\gamma_f = 0,9.$$

c) Cálculo da armadura transversal

Verificada a condição da expressão 7.36, efetua-se a determinação da armadura transversal pela expressão 7.46, que fornece a área de um ramo dos estribos por metro de comprimento.

$$a_{sw} = 100 \rho_w \frac{b}{n} \quad (b \text{ em cm}) \quad (7.46)$$

n = número de ramos dos estribos.

A taxa de armadura ρ_w é dada por

$$\rho_w = \frac{\tau_d}{f_{yd}} \quad (7.47)$$

com $f_{yd} \leq 435$ MPa e

$$\tau_d = 1,15 \tau_{wd} - \tau_c$$

τ_{wd} = tensão convencional de cisalhamento de cálculo.

O valor de τ_{wd} é obtido por:

$$\tau_{wd} = \frac{V_d}{bd} \quad (7.48)$$

o valor de τ_c é obtido pela expressão (7.43).

7.8- RESISTÊNCIA AO FOGO

No dimensionamento dos pilares, além de se satisfazer as exigências de cálculo, deve-se verificar os requisitos da NBR-6118 e da NB-503/77: EXIGÊNCIAS PARTICULARES DAS OBRAS DE CONCRETO ARMADO E PROTENDIDO EM RELAÇÃO A RESISTÊNCIA AO FOGO.

Considerando a ação do fogo sobre as estruturas, devem ser analisados os aspectos que se seguem.

7.8.1- CLASSIFICAÇÃO DOS INCÊNDIOS SEGUNDO A NB-503

Os procedimentos para classificação dos incêndios são os seguintes:

- a) admitir para o poder calorífero da madeira o valor de 4500kcal/kg;
- b) transformar os materiais combustíveis da edificação num equivalente de madeira, considerando o poder calorífero e a quantidade desses materiais;
- c) admitir a correlação entre o potencial calorífero equivalente em madeira e a duração do incêndio segundo a tabela 7.2.

TABELA 7.2 - Correlação entre o potencial calorífero equivalente em madeira e a duração do incêndio

potencial calorífero equiv. em madeira (kg/m^2)	duração do incêndio (minutos)	representação simbólica (classificação)
30	60	F 60
60	120	F 120
90	180	F 180
120	240	F 240

OBS.: Para valores intermediários do potencial calorífero, adota-se a duração imediatamente superior.

7.8.2- INCÊNDIO A SER CONSIDERADO NO PROJETO

- a) Para edifícios residenciais de altura não superior a 12m, medida do piso mais baixo ao teto mais alto, pode ser adotada a duração F 60 para toda a estrutura.
- b) Nos edifícios em que o potencial calorífero equivalente não excede a 60kg/m^2 de madeira, deve o projeto considerar no mínimo as seguintes durações:
 - Para elementos estruturais essenciais a resistência global da estrutura, tais como pilares e vigas de transição: F 120;
 - Para os demais elementos da estrutura: F 60.
- c) Nos edifícios em que o potencial calorífero equivalente for maior que 60kg/m^2 , em lugar da duração F 120 adota-se a duração indicada na tabela 7.2, e a duração imediatamente inferior em lugar da duração F 60 para os elementos estruturais classificados no caso b).

7.9- DIMENSÕES MÍNIMAS EXIGIDAS PELA NBR-6118

7.9.1- Peças que não suportam lajes-cogumelo

A menor dimensão dos pilares não cintados não deve ser inferior a $1/25$ da sua altura livre nem a 20cm, sendo admitidas as seguintes exceções, uma vez tomado o coeficiente de ponderação igual a 1,8:

a) Pilares de seção com raio de giração não menor que 6cm, compostos de retângulos (cantoneiras, zês, tês, duplos tês) cada um dos quais com largura não inferior a 10cm nem a $1/15$ do seu comprimento;

b) Pilares de seção transversal retangular com largura não inferior a 12cm e comprimento não superior a 60cm, apoiados no elemento estrutural subjacente em toda a extensão de sua base, considerada obrigatoriamente no seu cálculo a flexão oriunda das ligações com lajes e vigas e a flambagem conjunta dos pilares superpostos.

Os pilares cintados não poderão ter diâmetro inferior a 20cm nem a $1/10$ de sua altura livre.

7.9.2- Peças que suportam lajes-cogumelo

Os pilares não cintados não poderão ter menor dimensão inferior a 30cm, nem a $1/15$ de sua altura livre, nem a $1/20$ da distância numa certa direção entre eixos de pilares.

Os pilares cintados obedecem a mesma regra anterior com exceção de que aqui o seu diâmetro não poderá ser inferior a $1/10$ de sua altura livre.

7.10- VALORES EXIGIDOS PELA NB-503

A tabela 7.3 fornece as dimensões mínimas das peças estruturais, em função das suas classificações quanto ao fogo.

TABELA 7.3 - Dimensões mínimas das peças estruturais

CASOS	DIMENSÕES MÍNIMAS (CM)			
	F 60	F120	F180	F240
1. Pilares de seção quadrada, inteiramente comprimida, expostos ao fogo em duas ou mais faces.	26	30	36	40
2. Pilares de seção quadrada, inteiramente comprimida, expostos ao fogo em uma só face.	12	16	20	24
3. Paredes de seção retangular com relação de lados $b/h \geq 5$, inteiramente comprimida.	12	16	20	24
4. Peças fletidas que não possam dilatar livremente na direção longitudinal.	8	11,5	15	18

OBS.: Para pilares com relação de lados entre 1 e 5, interpola-se linearmente entre os valores dos casos 1 e 3.

7.11. COBRIMENTO DAS ARMADURAS (c)

Sua função é, além de dar boa aderência entre o aço e o concreto, garantir a proteção das armaduras contra os ataques de agentes externos.

7.11.1- VALORES EXIGIDOS PELO CEB

a) Peças interiores protegidas

$$c \geq \begin{cases} 1\text{cm} \\ \phi \\ a \end{cases}$$

b) Peças exteriores ou interiores não protegidas

$$c \geq \begin{cases} 2\text{cm} \\ 1,2\phi \\ a \end{cases}$$

c) Peças exteriores sujeitas a grandes intempéries

$$c \geq \begin{cases} 3\text{cm} \\ 1,25\phi \\ 1,5a \end{cases}$$

onde:

ϕ = diâmetro da armadura a que corresponde a distância fixada;

a = diâmetro máximo do agregado.

7.11.2- COBRIMENTOS MÍNIMOS SEGUNDO A NBR-6118

a) Concreto revestido com argamassa de pelo menos 1cm de espessura

No interior de edifícios: $c = 1,5\text{cm}$

Ao ar livre: $c = 2\text{cm}$

b) Concreto aparente

No interior de edificios: $c = 2\text{cm}$

Ao ar livre: $c = 2,5\text{cm}$

c) Concreto em contato com o solo: $c = 3\text{cm}$

d) Concreto em meio fortemente agressivo: $c = 4\text{cm}$

7.11.3- VALORES EXIGIDOS PELA NB-503

A NB-503 estabelece o cobrimento mínimo, conforme a tabela 7.4.

TABELA 7.4 - Cobrimento mínimo das peças estruturais

PEÇAS DE CONCRETO NAO REVESTIDO	COBRIMENTO MÍNIMO (CM)			
	F60	F120	F180	F240
PILARES COM SEÇÃO INTEIRAMENTE COMPRIMIDA	2,5	4,5	6,0	7,0
PEÇAS FLETIDAS QUE NÃO POSSAM DILATAR LIVREMENTE NA DIREÇÃO LONGITUDINAL	2,5	4,0	5,0	6,0
PAREDES	1,5	3,0	4,5	—

OBS.: a) Permitem-se descontos de 1,0cm do cobrimento, para cada 1,5cm de revestimento de argamassa de cal e areia;

b) Permitem-se descontos de 1,0cm de cobrimento, para cada 0,4cm de revestimento de gesso ou fibras de amianto, ou de argamassa de vermiculite.

7.12- ARMADURAS LONGITUDINAIS

7.12.1. ARMADURAS MÁXIMAS E MÍNIMAS

De acordo com a NBR-6118, as porcentagens das armaduras longitudinais devem ser no mínimo 0,8% e no máximo 6% da seção do pilar, admitindo-se o mínimo de 0,5% quando $\lambda \leq 30$.

OBS.: O máximo de 6% inclui o trecho de emenda por traspasse.

Para paredes com seção efetiva $A_{c,ef}$ superior à seção calculada $A_{c,cal}$ e relação $b \geq 6h$, tem-se:

$$A_{s,min} = 0,4\% A_{c,cal} \quad (7.49)$$

$$A_{s,min} = 0,2\% A_{c,ef} \quad (7.50)$$

$$A_{s,min \text{ por face}} = 0,1\% A_{c,ef} \quad (7.51)$$

Para paredes com relação $5h < b < 6h$ deve-se interpolar linearmente entre os valores recomendados para pilares e paredes.

7.12.2- ESPAÇAMENTOS

A NBR-6118 fixa a distância máxima de 40cm entre as barras da armadura longitudinal.

As barras devem estar situadas nas quinas dos estribos, evitando, assim, a flambagem da armadura. É permitida a colocação de barras longitudinais fora das quinas, desde que não distem da mesma mais de $20\phi_t$, sendo ϕ_t o diâmetro do estribo. Exige-se ainda que haja no máximo duas barras longitudinais fora das quinas dos estribos, num trecho de 40cm.

O espaçamento livre mínimo será o maior entre: 2cm, ϕ_ℓ e $1,2d_{\text{agregado}}$, sendo ϕ_ℓ o diâmetro da armadura longitudinal e d_{agregado} o diâmetro máximo do agregado.

As recomendações da NBR-6118 são atendidas, na prática, subdividindo-se os estribos como mostra a fig. 7.11 e colocando-se entre as quinas barras longitudinais que obedeçam as distâncias limites acima determinadas.

7.12.3- DIÂMETRO DAS BARRAS

O diâmetro mínimo estabelecido pela NBR-6118 para a armadura longitudinal é $\phi_\ell = 10\text{mm}$.

7.12.4- COMPRIMENTO DOS TRASPASSES

O comprimento dos traspasses, ℓ_b , dado pela expressão:

$$\ell_b = \frac{\phi_\ell \cdot f_{yd}}{4 \cdot \tau_{bu}} \quad (7.52)$$

onde:

$$\tau_{bu} = 0,9\sqrt{f_{cd}} \quad \text{para aços encruados} \quad (7.53)$$

a frio (Classe B)

$$\tau_{bu} = 0,9\sqrt[3]{f_{cd}^2} \quad \text{para aços laminados} \quad (7.54)$$

a quente (Classe A)

7.13- ARMADURAS TRANSVERSAIS

7.13.1- DIÂMETROS MÍNIMOS

O CEB estabelece como diâmetro mínimo o valor de $0,25\phi_\ell$, não podendo ser menor que 5mm. A NBR-6118 apresenta apenas o diâmetro mínimo de 5mm.

7.13.2- ESPAÇAMENTOS

A NBR-6118 exige como espaçamento máximo o menor dos valores:

- 30cm;
- menor dimensão externa da seção da peça;
- $21\phi_\ell$ e $340\phi_t^2/\phi_\ell$ para aço CA-25 e CA-32;
- $12\phi_\ell$ e $190\phi_t^2/\phi_\ell$ para aço CA-40, CA-50 e CA-60.

7.13.3- ARRANJOS BÁSICOS DOS ESTRIBOS

Mostra-se na figura 7.11 os arranjos que podem ser feitos para satisfazer as exigências da NBR-6118 no que diz respeito ao espaçamento das armaduras longitudinais.

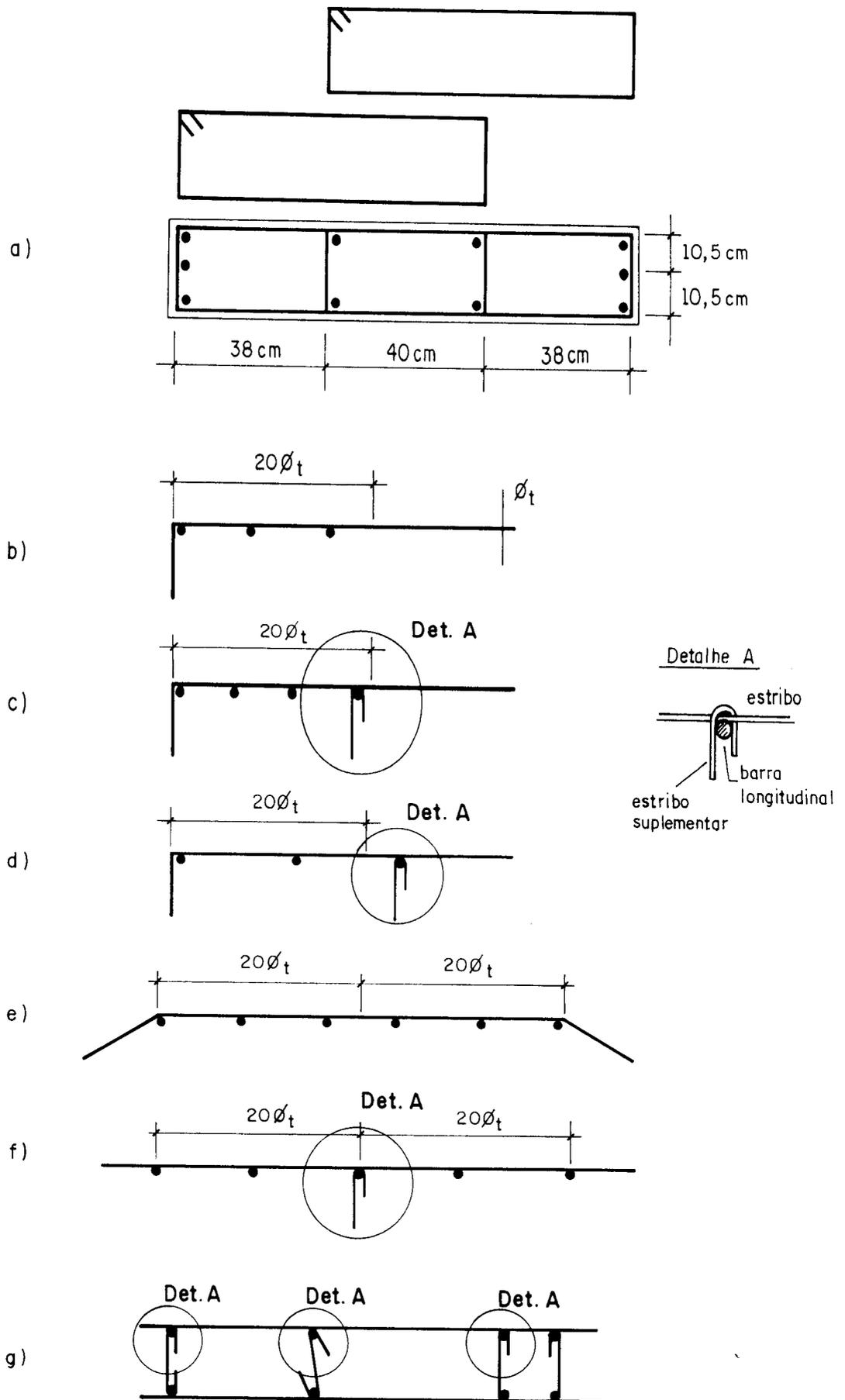


Figura 7.11 - Arranjos básicos dos estribos

CAPÍTULO VIII

APLICAÇÕES

8.1- APRESENTAÇÃO

O presente capítulo foi desenvolvido tomando-se como exemplo o edifício Porto do Sol, construído em São Carlos, SP, cujo projeto estrutural é de autoria do Eng. Marco Antônio Nagliati. Esse edifício é composto de 1 subsolo, 1 pavimento térreo, 1 mezanino e 12 pavimentos-tipo, cujas plantas são dadas nas figuras 8.1 a 8.4 respectivamente. A altura do edifício é de 4.275cm e foram utilizados concreto C 18 e aço CA-50A.

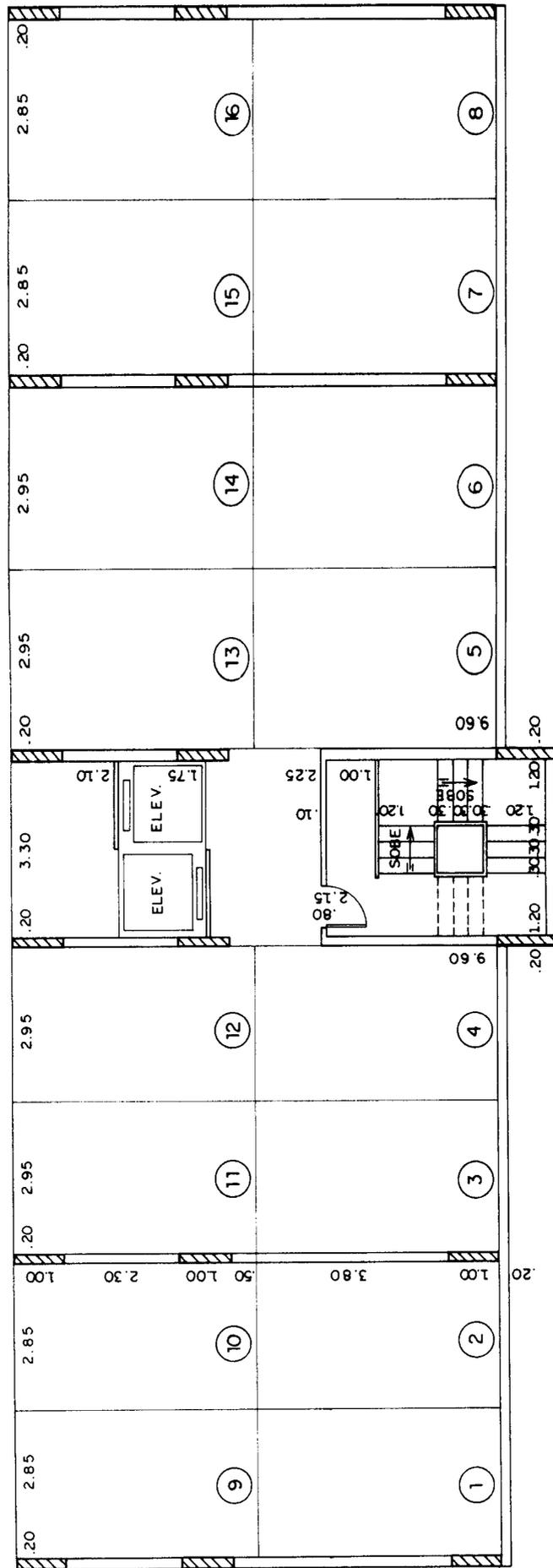


FIG. 8.1 - PLANTA SUB-SOLO
ESC. 1: 125

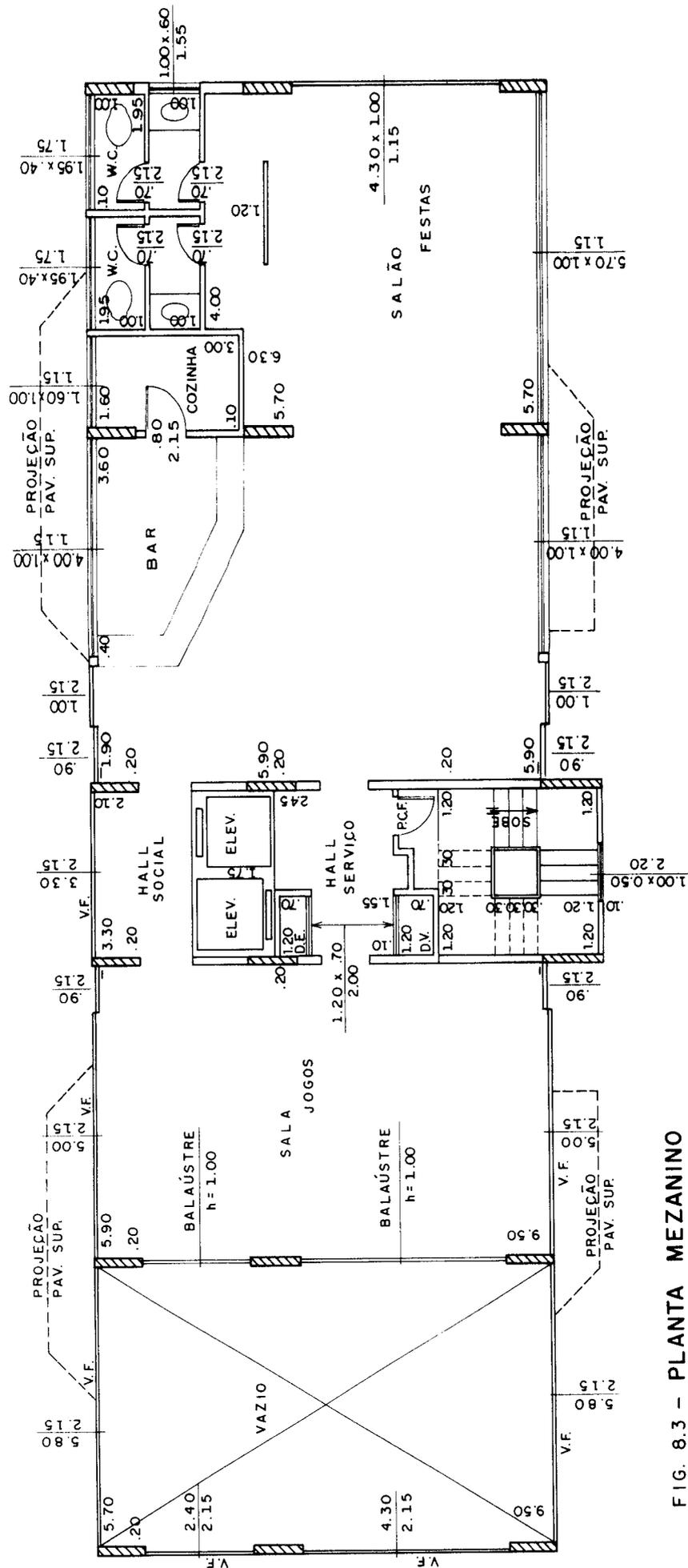


FIG. 8.3 - PLANTA MEZANINO
ESC. 1:125

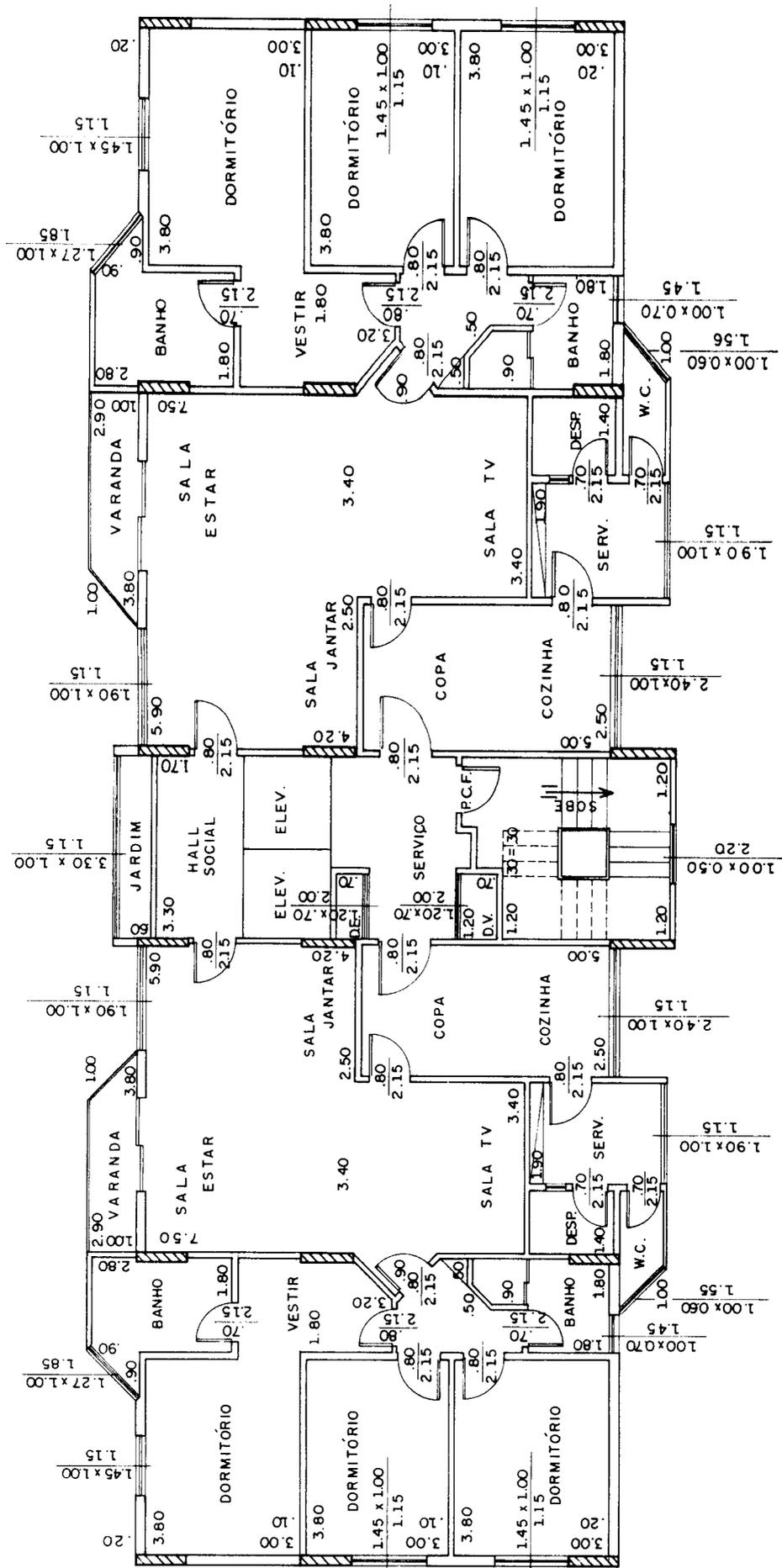


FIG. 8.4 - PLANTA PAV. TIPO

ESC. 1:125

8.2- PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Considerando os dispostos no Capítulo II, tem-se as áreas de influência dos pilares como mostrado na fig. 8.5. Assim,

$$A_1 = 1,65 \times 2,65 = 4,37\text{m}^2$$

$$A_2 = 1,65 \times 6,30 + 4,90 \times 1,00 + \frac{1,00 \times 1,00}{2} = 15,80\text{m}^2$$

$$A_3 = 1,65 \times 4,80 + \frac{1,00 \times 1,00}{2} = 8,42\text{m}^2$$

$$A_7 = 4,30 \times 2,65 = 11,40\text{m}^2$$

$$A_8 = 4,30 \times 6,30 = 27,09\text{m}^2$$

$$A_9 = 4,30 \times 4,80 = 20,64\text{m}^2$$

$$A_{13} = 2,65 \times 2,65 = 7,02\text{m}^2$$

$$A_{14} = 2,65 \times 6,30 + 3,05 \times 1,00 + \frac{1,00 \times 1,00}{2} = 20,25\text{m}^2$$

$$A_{15} = 2,65 \times 4,80 + 1,00 \times 1,75 + 1,00 \times 0,45 = 14,92\text{m}^2$$

A tensão ideal de cálculo, obtida pela expressão 2.2, vale

$$\sigma_{id} = \frac{0,85 \times 1,8}{1,4} + 0,02 \times 42 = 1,93\text{kN/cm}^2$$

As áreas das seções transversais dos pilares são obtidas pela expressão 2.1, como se indica a seguir, adotando-se uma carga uniformemente distribuída $p = 1,0 \times 10^{-3}$ kN/cm².

O número de andares é $n = 15$ e os valores de α são dados na tabela 2.1 (página 16).

PILAR P13

$$\alpha = 2,50$$

$$A_1 = 70.200\text{cm}^2$$

$$A_{c13} = \frac{2,50 \times 70.200 \times 15,7 \times 10^{-3}}{1,93} \cong 1.430\text{cm}^2$$

PILAR P14

$$\alpha = 2,20$$

$$A_1 = 202.500\text{cm}^2$$

$$A_{c14} = \frac{2,20 \times 202.500 \times 15,7 \times 10^{-3}}{1,93} \cong 3.625\text{cm}^2$$

PILAR P15

$$\alpha = 2,20$$

$$A_1 = 149.200\text{cm}^2$$

$$A_{c15} = \frac{2,20 \times 149.200 \times 15,7 \times 10^{-3}}{1,93} \cong 2.670\text{cm}^2$$

Logo, as seções transversais dos pilares, adotadas em função do pré-dimensionamento, são as indicadas na tabela 8.1.

TABELA 8.1- Dimensões relativas ao pré-dimensionamento

PILAR	SEÇÃO TRANSVERSAL (cm)	ÁREA (cm ²)
P1	20x50	1.000
P2	30x95	2.850
P3	20x80	1.600
P7	20x100	2.000
P8	30x130	3.900
P9	25x120	3.000
P13	20x75	1.500
P14	30x120	3.600
P15	25x110	2.750

As dimensões definitivas, obtidas no cálculo estrutural, estão indicadas na tabela 8.2.

TABELA 8.2- Dimensões definitivas

PILAR	SEÇÃO TRANSVERSAL (cm)	ÁREA (cm ²)
P1	20x100	2.000
P2	30x100	3.000
P3	20x100	2.000
P7	30x100	3.000
P8	25x120	3.000
P9	25x120	3.000
P13	20x100	2.000
P14	30x120	3.600
P15	25x120	3.000

A comparação dos dois resultados permite concluir que o pré-dimensionamento por áreas de influência é válido no sentido de fornecer ao engenheiro subsídios que o auxiliem na determinação das seções transversais dos pilares, não fornecendo soluções definitivas. A diferença verificada foi, em termos gerais, de 22% para menos, em relação ao dimensionamento, e deve-se aos seguintes fatores:

- a) Neste pré-dimensionamento não se tem a carga real a que o pilar está sujeito;
- b) Nesta fase de pré-dimensionamento não se consideram as forças devidas ao vento;
- c) Há que se fazer, ainda, a avaliação da estabilidade global da edificação, o que pode implicar em alterações das seções transversais.

8.3. AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE GLOBAL

As dimensões das seções transversais dos pilares, dadas no item anterior, são constantes do subsolo ao mezanino, sendo que, para os pilares P2=P5, P7, P8=P11, P9=P10, P14=P17, P15=P16 e P12, as dimensões das seções

variam nos pavimentos de acordo com o indicado na tabela 8.3.

TABELA 8.3- Variação das dimensões

PILAR	1 ^o ao 5 ^o	6 ^o ao 12 ^o
P2=P5	25x100	20x100
P7	20x100	20x100
P8=P11	25x120	20x120
P9=P10	20x120	20x120
P14=P17	25x120	20x120
P15xP16	20x120	20x120
P12	20x100	20x100

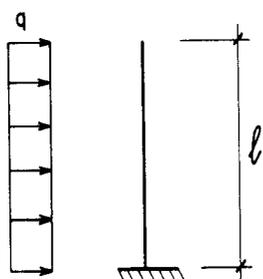
Da figura 8.6, foram escolhidos os pórticos que participarão no contraventamento da estrutura e estão representados na fig. 8.7.

8.3.1- DIREÇÃO X

a) Determinação da rigidez equivalente

O deslocamento no topo do edifício, para cada direção, será obtido a partir de uma associação plana dos pórticos de contraventamento, como mostram as figuras 8.8 e 8.9. Esta associação consiste em se colocar os pórticos de cada direção alinhados e interligados por vigas indeformáveis à flexão e à compressão (inércia e área elevadas), que representam as lajes existentes. Os vãos dessas vigas são iguais às distâncias entre os pórticos. Como entre dois pórticos não há transmissão de momentos, tais vigas são rotuladas nas extremidades. Feita tal associação, aplica-se uma carga lateral uniformemente distribuída, de 10kN/cm ao longo da altura do pórtico assim obtido e, através de um programa para pórticos planos, obtém-se a flecha \underline{a} no topo do edifício, na direção considerada. Com tal procedimento, para a direção x, obteve-se $\underline{a} = 1,87\text{cm}$.

Assim, conforme o que foi visto no item 3.4 do Capítulo III, tem-se:



$$a = \frac{ql^4}{8EI} \quad \text{ou seja,}$$

$$EI_{eq} = \frac{ql^4}{8a}$$

$$EI_{eq} = \frac{10 \times 4.275^4}{8 \times 1,87} = 2,23 \times 10^{14} \text{ kN.cm}^2$$

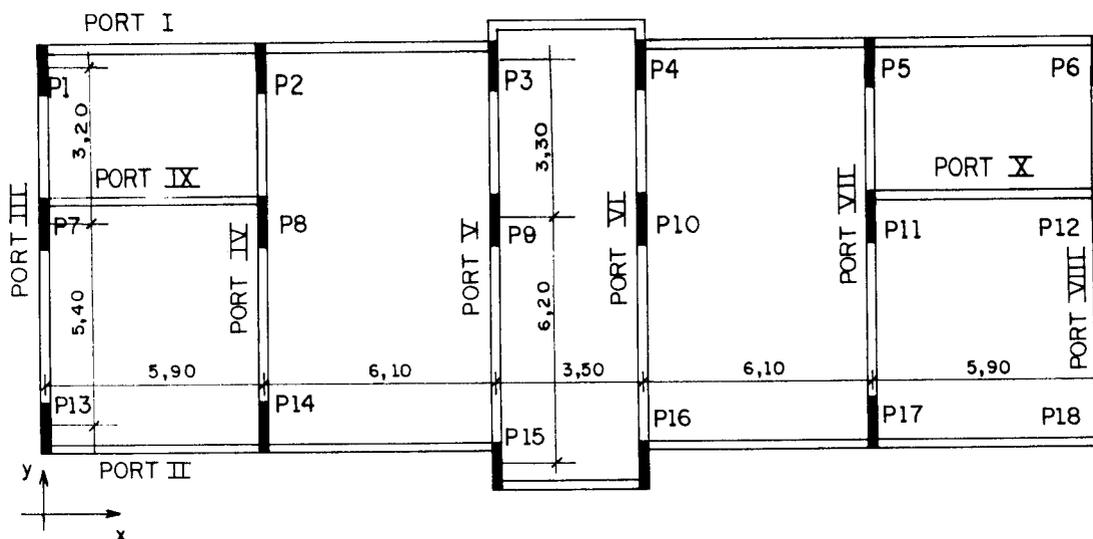


Figura 8.7- Pórticos de contraventamento

b) Determinação do parâmetro de instabilidade

A carga vertical do edifício, obtida no cálculo, foi de 24840kN. Assim, utilizando-se a expressão 3.1 obtém-se

$$\alpha_k = 4.275 \sqrt{\frac{24.840}{2,23 \times 10^{14}}} \cong 0,45$$

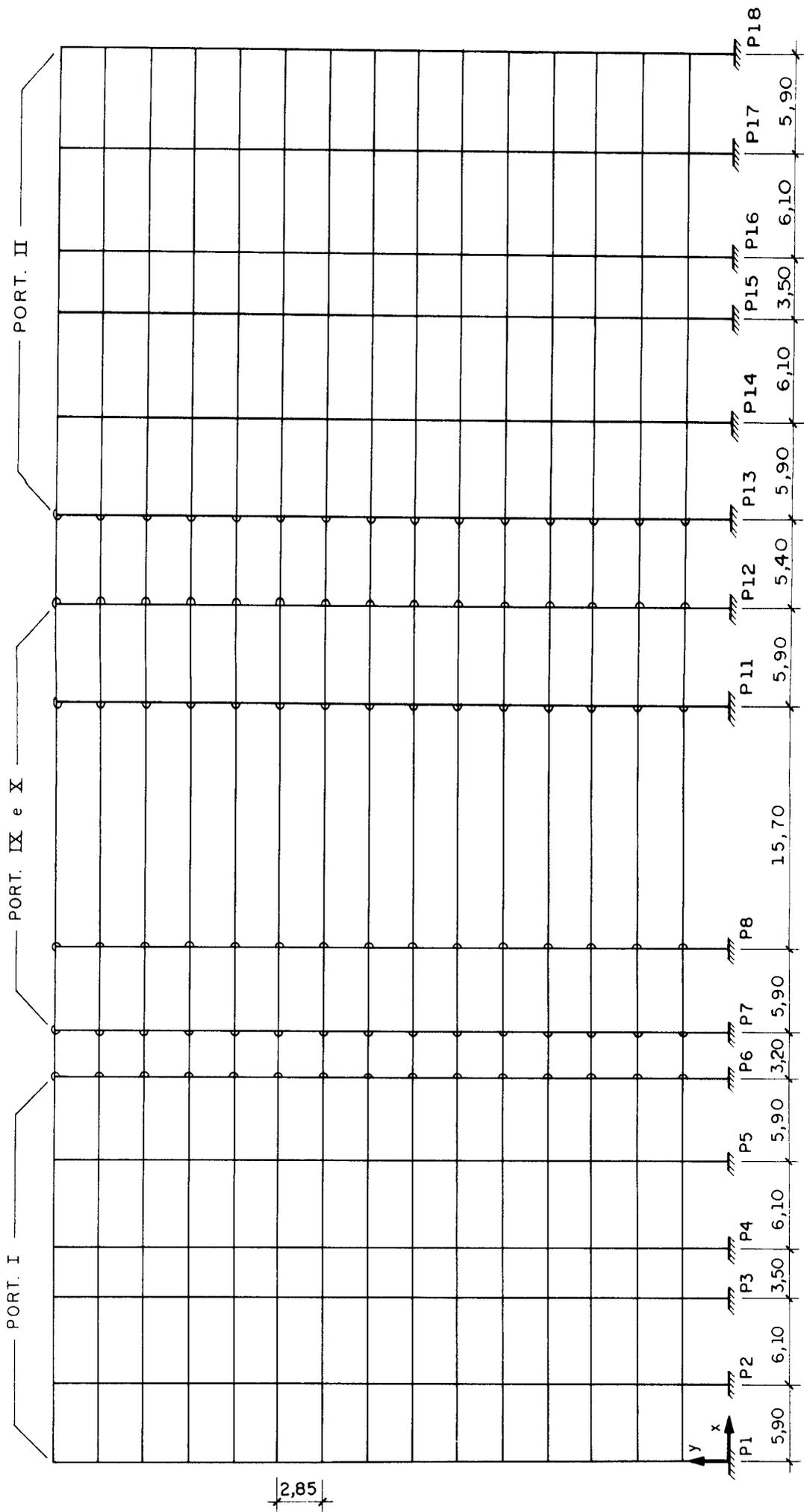


FIG. 8.8 - ASSOCIAÇÃO PLANA DOS PÓRTICOS - DIREÇÃO X

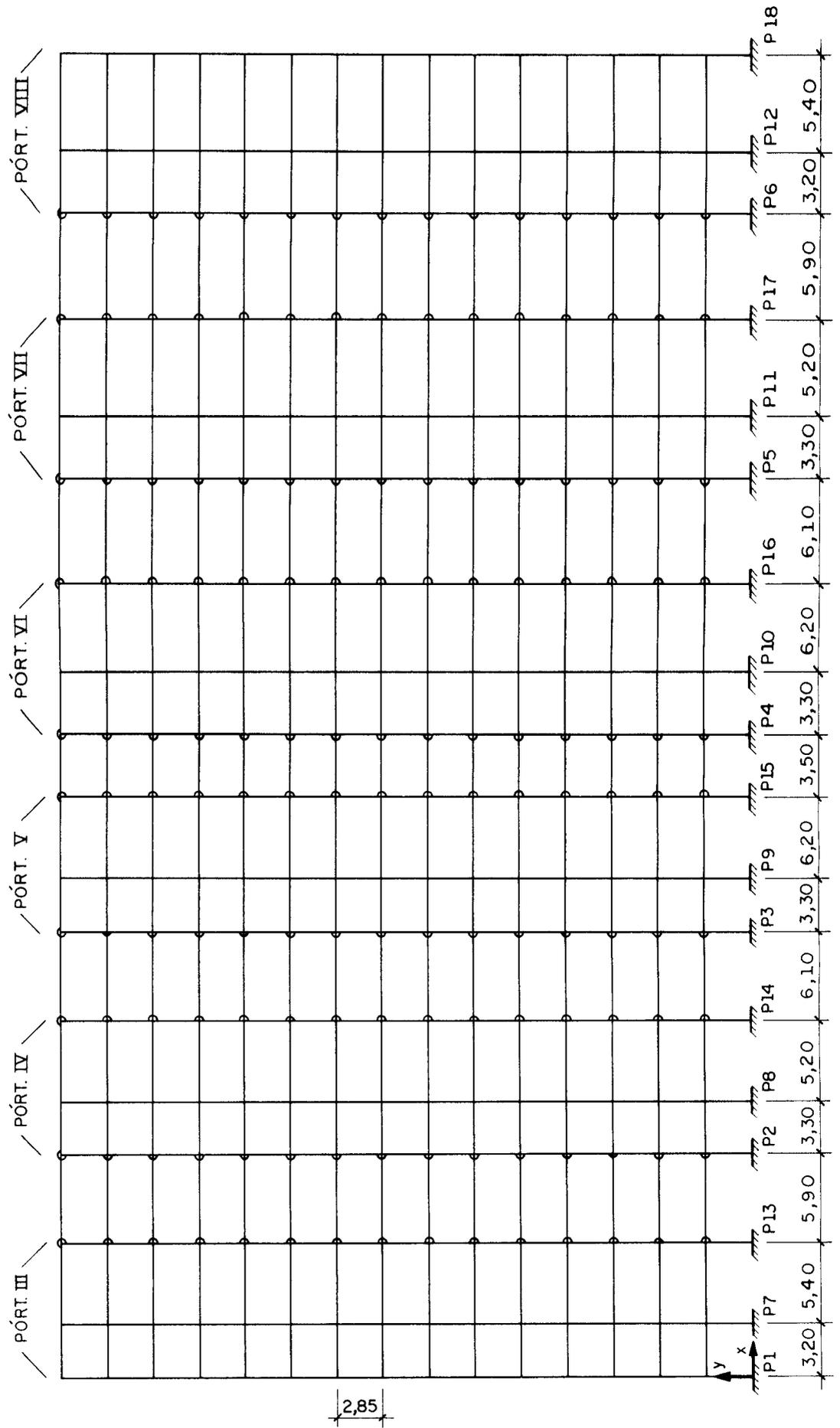


FIG. 8.9 - ASSOCIAÇÃO PLANA DOS PÓRTICOS - DIREÇÃO Y

Como $\alpha_k < 0,5$, desprezam-se, os efeitos globais de segunda ordem (ver item 3.4.1d, página 28).

8.3.2- DIREÇÃO Y

Comparando-se as figuras 8.8 e 8.9, verifica-se que na direção y o edifício apresenta maior rigidez, uma vez que possui maior número de pilares de contraventamento e com inércias bem maiores em relação à direção x, dispensando, portanto, a avaliação da estabilidade global nesta direção.

8.4- QUANTIFICAÇÃO DOS ESFORÇOS DE VENTO

Serão consideradas as etapas que levam à quantificação dos esforços do vento.

8.4.1- VELOCIDADE BÁSICA DO VENTO (V_0)

Observando-se o gráfico da fig. 6.1, verifica-se que a velocidade básica do vento para São Carlos é $V_0 = 45\text{m/s}$.

8.4.2- DETERMINAÇÃO DOS FATORES S_1 , S_2 e S_3

a) Fator topográfico S_1

Dada a posição em que o edifício se encontra, o mesmo se enquadra no caso a) da tabela 6.5, ou seja, $S_1 = 1,0$.

b) Fator de rugosidade S_2

Uma vez que a maior dimensão da edificação está entre 20 e 50m, tem-se para classe B, utilizando-se a tabela 6.6:

Para h entre 0 a 15m:	$S_2 = 0,83$
entre 15 a 30m:	$S_2 = 0,97$
> 30m :	$S_2 = 1,01$

b) Direção y:

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{27,70}{9,60} = 2,90; \quad \frac{h}{L_1} = \frac{39,90}{27,70} = 1,44; \quad \text{logo, } C_{ay} = 1,35$$

8.4.6- FORÇA DE ARRASTO (F_a)

Na direção da menor dimensão (direção x), ao nível de cada laje, tem-se o esquema estático indicado na figura 8.10.

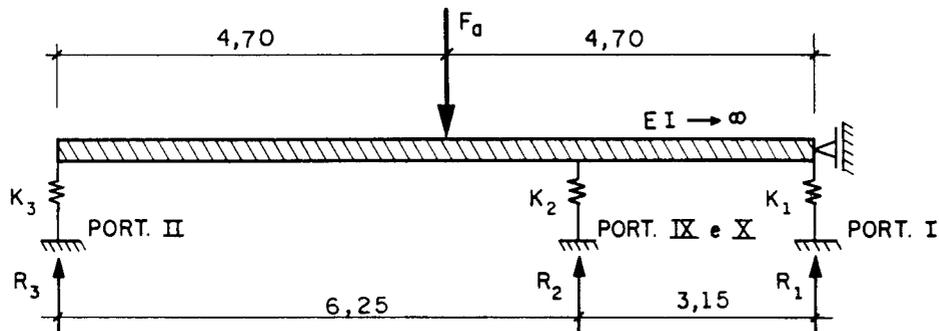


Figura 8.10- Esquema estático

Utilizando-se a expressão 6.3, obtém-se:

a) Para cada laje situada entre 0 e 15m:

$$F_a = 0,80 \times 8,55 \times 10^{-4} \times 960 \times 285 = 18,71 \text{ kN}$$

b) Para cada laje situada entre 15 e 30m:

$$F_a = 0,80 \times 1,17 \times 10^{-4} \times 960 \times 285 = 25,57 \text{ kN}$$

c) Para cada laje situada entre 30 e 40m:

$$F_a = 0,80 \times 1,27 \times 10^{-4} \times 960 \times 285 = 27,71 \text{ kN}$$

8.4.7- ESFORÇOS SOLICITANTES NOS PÓRTICOS

Determinam-se a seguir as frações de F_a que irão solicitar cada um dos pórticos do esquema estático na direção x.

a) Constantes de mola

O cálculo das constantes de mola de cada pórtico, é feito como apresentado no capítulo 3, item 3.2.1. Os pórticos estão indicados nas figuras 8.11 e 8.12.

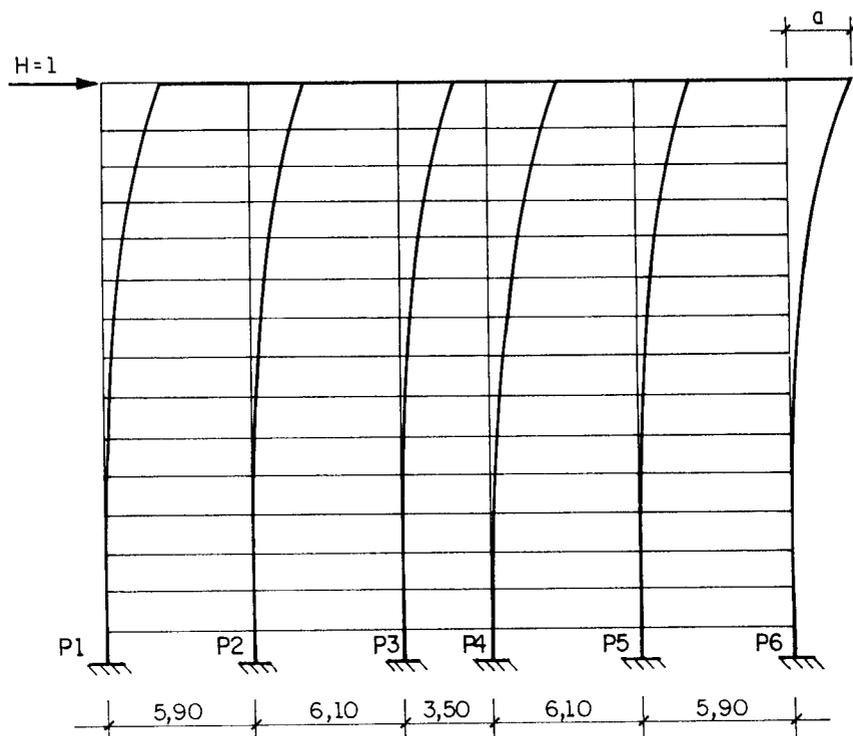


Figura 8.11- Pórtico I = pórtico II

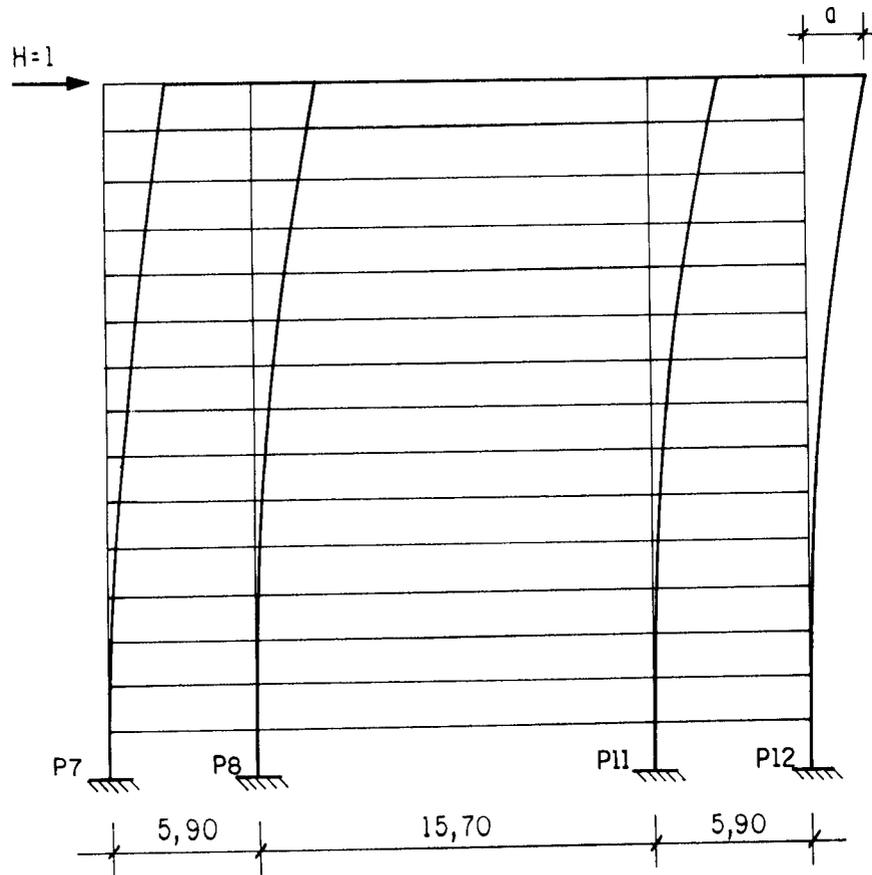


Figura 8.12- Pórtico IX e X

Para o pórtico I obteve-se, via computador, $a = 0,335\text{cm}$; logo a constante de mola k_1 vale

$$k_1 = \frac{H}{a} = \frac{10}{0,335} \cong 29,85\text{kN/cm}$$

Para o pórtico IX e X, obteve-se $a \cong 0,352\text{cm}$; portanto:

$$k_2 = \frac{10}{0,352} \cong 28,37\text{kN/m}$$

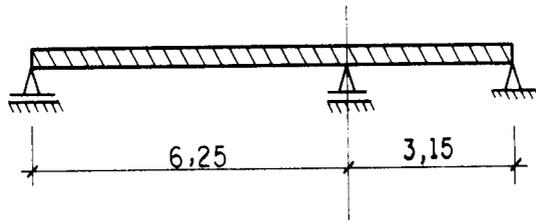
Adotando-se o pórtico II igual ao pórtico I, resulta:

$$k_3 = k_1 = 29,85\text{kN/cm}$$

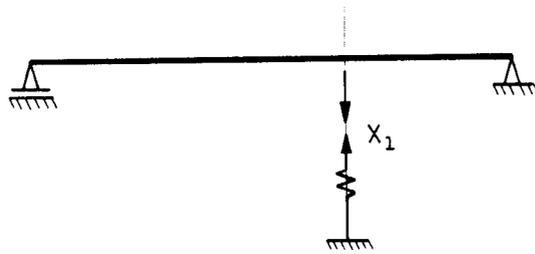
b) Resolução do problema hiperestático

O problema hiperestático será resolvido pelo processo dos esforços.

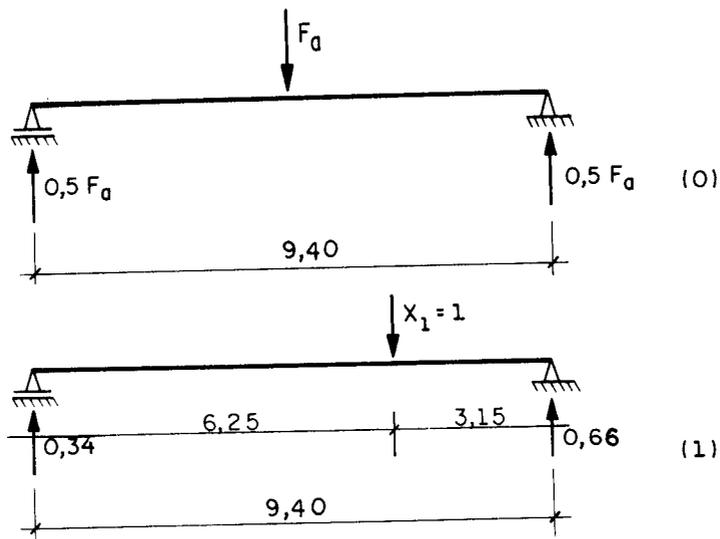
Esquema estático equivalente:



Sistema principal e hiperestático:



Reações no sistema principal:



Cálculo das deformações δ :

$$\delta_{10} = \frac{0,5F_a \times 0,34}{29,85} + \frac{0,5F_a \times 0,66}{29,85} = 1,67 \times 10^{-2} F_a$$

$$\delta_{11} = \frac{0,34^2}{29,85} + \frac{1^2}{28,37} + \frac{0,66^2}{29,85} = 5,37 \times 10^{-2}$$

Equação de compatibilidade:

$$1,67 \times 10^{-2} F_a + 5,37 \times 10^{-2} X_1 = 0$$

$$X_1 = -0,32 F_a$$

c) Esforços solicitantes

Por considerações isostáticas, obtém-se

$$R_3 = 0,38F_a$$

$$R_1 = 0,30F_a$$

ou seja, os pórticos II, IX e X e pórtico I absorvem, respectivamente, 38%, 32% e 30% do esforço de vento na direção x. Assim, para o pórtico I, tem-se a quantificação do esforço de vento na fachada, considerada como mostra a figura 8.13.

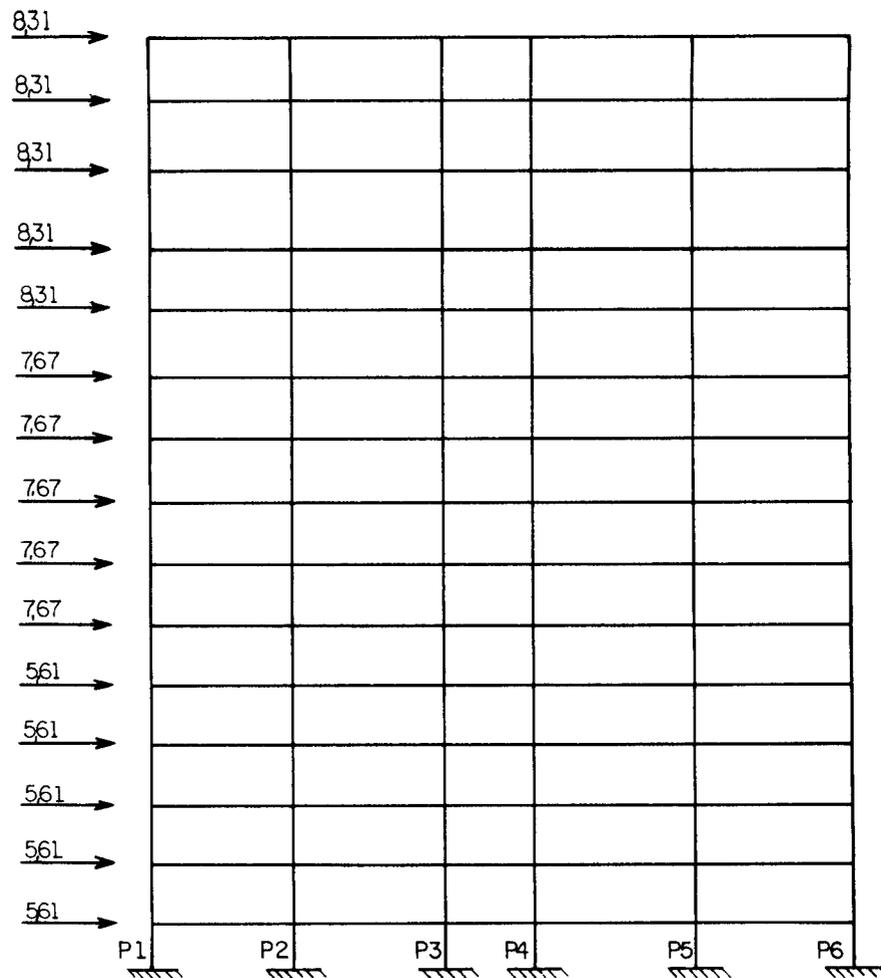


Figura 8.13- Esforços de vento (em kN)

De acordo com o que foi apresentado no item 6.8.4 do Capítulo VI, deve-se ainda considerar a excentricidade

$$e_b = 0,075b = 0,075 \times 960 = 72\text{cm}$$

e os esforços de torção oriundos, absorvidos também pelos pórticos da direção y, devidamente quantificados.

Na direção y procede-se analogamente à direção x, usando-se o coeficiente de arrasto e o esquema estático pertinentes àquela direção.

8.5- COMBINAÇÃO DAS AÇÕES

Seja combinar as ações atuantes no pilar P7, onde, do cálculo feito, ao nível do mezanino, obteve-se os seguintes esforços:

força normal devida às ações permanentes: 1.934,2kN;

força normal devida às ações variáveis de utilização: 349,4kN;

força normal de vento na direção x: 61,4kN;

força normal do vento na direção y: 221,5kN;

momento fletor na base, devido ao vento na direção x: 620kN.cm;

momento fletor na base, devido ao vento na direção y: 18.300kN.cm;

momento fletor no topo, devido ao vento na direção x: -400kN.cm;

momento fletor no topo, devido ao vento na direção y: -9.000kN.cm;

A escolha deste pilar como exemplo foi feita tendo em vista que neste nível o referido pilar possui, na direção x, pé direito duplo, verificando-se tratar, nesta direção, de um pilar esbelto.

As combinações a serem feitas são as combinações últimas normais e combinações últimas especiais.

8.5.1- DIREÇÃO X

a) Combinações últimas normais

Utilizando-se a expressão 6.4 e os devidos coeficientes de ponderação do item 6.10.4, obtém-se:

$$N_d = 1,4 \times 1.934,20 + 1,4 \times 349,4 = 3.197 \text{ kN}$$

$$M_{1d, inicial} = 0$$

b) Combinações últimas especiais

Considerando-se, primeiramente, a ação variável de utilização como principal, tem-se:

$$N_d = 1,3 \times 1.934,20 + 1,2 [349,4 + 0,6 \times 61,4] = 2.977,9 \text{ kN}$$

$$M_{1d, inicial}^{base} = 1,30 \times 0 + 1,2 [0 + 0,6 \times 620] = 450 \text{ kN.cm}$$

$$M_{1d, inicial}^{topo} = 1,30 \times 0 + 1,2 [0 + 0,6 \times (-400)] = -290 \text{ kN.cm}$$

Em seguida, considerando-se a ação do vento como principal, resulta:

$$N_d = 1,3 \times 1.934,2 + 1,20 [61,4 + 0,2 \times 349,4] = 2.672 \text{ kN}$$

$$M_{1d, inicial}^{base} = 1,30 \times 0 + 1,2 [620 + 0,2 \times 0] = 740 \text{ kN.cm}$$

$$M_{1d, inicial}^{topo} = 1,30 \times 0 + 1,2 [(-400) + 0,2 \times 0] = -480 \text{ kN.cm}$$

8.5.2- DIREÇÃO Y

a) Combinações últimas normais

$$N_d = 1,4 \times 1.934,2 + 1,4 \times 349,4 = 3.197 \text{ kN}$$

$$M_{1d} = 0$$

b) Combinações últimas especiais

Primeiramente, considerando-se a ação variável de utilização como principal, tem-se:

$$N_d = 1,3 \times 1.934,2 + 1,2 [349,4 + 0,6 \times 221,5] = 3.093,2 \text{ kN}$$

$$M_{1d, inicial}^{base} = 1,3 \times 0 + 1,2 [0 + 0,6 \times 18.300] = 13.180 \text{ kN.cm}$$

$$M_{1d, inicial}^{topo} = 1,3 \times 0 + 1,2 [0 + 0,6 (-9.000)] = -6.480 \text{ kN.cm}$$

Em seguida, considerando-se a ação de vento como principal, resulta:

$$N_d = 1,3 \times 1.934,2 + 1,2 [221,5 + 0,2 \times 349,4] = 2.864,1 \text{ kN}$$

$$M_{1d, inicial}^{base} = 1,3 \times 0 + 1,2 [18.300 + 0,2 \times 0] = 21.960 \text{ kN.cm}$$

$$M_{1d, inicial}^{topo} = 1,3 \times 0 + 1,2 [(-9.000) + 0,2 \times 0] = -10.800 \text{ kN.cm}$$

8.5.3- SITUAÇÕES CRÍTICAS

Analisando-se os esforços obtidos, tem-se as situações de cálculo indicadas na tabela 8.4.

TABELA 8.4- Situações de cálculo

COMBINAÇÕES	DIREÇÃO X			DIREÇÃO Y		
	N_d kN	M_{1d}^{base} kN.cm	M_{1d}^{topo} kN.cm	N_d kN	M_{1d}^{base} kN.cm	M_{1d}^{topo} kN.cm
1ª situação	3.197	0	0	3.197	0	0
2ª situação	2.977,9	450	-290	3.093,2	13.180	- 6.480
3ª situação	2.672	740	-480	2.864,1	21.960	-10.800

A situação crítica, em cada direção, será aquela que exigirs maior taxa de armadura; esta determinação é feita no dimensionamento do pilar.

8.6- DIMENSIONAMENTO

Seja dimensionar o pilar P7, ao nível do mezanino, sendo dados:

seção transversal do pilar: 25x100

comprimento de flambagem direção x: $\ell_e = 600\text{cm}$

comprimento de flambagem direção y: $\ell_e = 300\text{cm}$

aço CA-50A; concreto $f_{ck} = 18\text{MPa}$; $A_c = 2500\text{cm}^2$

$f_{cd} = 12,8\text{MPa}$ $f_{yd} = 434,8\text{MPa}$

esforços solicitantes na Tabela 8.4.

Dos esforços característicos apresentados no item 8.5, pode-se constatar que, para efeito do dimensionamento, a viga V406 foi considerada biapoiada, hipótese esta assumida no escritório de engenharia e aqui mantida, para efeito de compatibilidade nos resultados do dimensionamento.

8.6.1- DIMENSIONAMENTO NA DIREÇÃO x

Determinação do índice de esbeltez:

$$\lambda = \frac{\ell_e}{i} = \frac{600 \sqrt{12}}{25} = 83,14$$

Como $\lambda > 40$, devem ser consideradas as deformações.

a) 1ª situação $\left(N_d = 3.197\text{kN}; \quad M_{1d, inicial} = 0 \right)$

Pelo fato de não haver momento fletor inicial nesta situação, fica garantido que a seção crítica do pilar é a intermediária. Nessa direção, as grandezas envolvidas são:

Excentricidade acidental:

$$e_a = \frac{h}{30} \geq 2\text{cm}; \quad \frac{h}{30} = \frac{25}{30} = 0,83\text{cm}; \quad \text{logo, } e_a = 2\text{cm}$$

Excentricidade suplementar:

$$e_c = (e_{ig} + e_a) \left[\exp \left(\frac{\phi N_{gd}}{N_{cr} - N_{gd}} - 1 \right) \right]$$

$$N_{cr} = \frac{10E_c I}{\ell_e^2}$$

$$E_c = 0,9 \times 6600 \sqrt{f_{ck} + 3,5} = 0,9 \times 6600 \sqrt{18 + 3,5} = 27.543 \text{ MPa}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{100 \times 25^3}{12} = 130.208 \text{ cm}^4$$

$$N_{cr} = \frac{10 \times 27.543 \times 130.208}{600^2} = 9.962 \text{ kN}$$

$$N_{gd} = 1,4 \times 1.934,20 = 2.708 \text{ kN}$$

$$e_c = (0+2) \left[\exp \left(\frac{2 \times 2.708}{9.962 - 2.708} - 1 \right) \right] = 0,84 \text{ cm}$$

Assim, a excentricidade total de primeira ordem será:

$$e_1 = e_a + e_c = 2 + 0,84 = 2,84 \text{ cm}$$

Esforços adimensionais e esbeltez relativa:

$$\nu_d = \frac{N_d}{A_c f_{cd}} = \frac{3.197}{2500 \times 1,28} = 1,00$$

$$\mu_{1d} = \frac{M_d}{A_c h f_{cd}} = \frac{3.197 \times 2,84}{2500 \times 25 \times 1,28} = 0,11$$

$$\frac{\ell_e}{h} = \frac{600}{25} \cong 25$$

Entrando-se com estes dados no diagrama da figura 5.12, obtém-se $\omega = 0,95$, resultando:

$$A_s = \frac{0,95 \times 2500 \times 1,28}{43,48} = 69,92 \text{ cm}^2$$

b) 2ª situação

$$\left(N_d = 2.977,9 \text{ kN}; M_{1d, \text{inicial}}^{\text{base}} = 450 \text{ kN.cm}; M_{1d, \text{inicial}}^{\text{topo}} = -290 \text{ kN.cm} \right)$$

Para esta situação, as grandezas envolvidas são dadas a seguir.

Excentricidade inicial:

$$e_i^{\text{base}} = \frac{450}{2.977,9} = 0,15 \text{ cm}; e_i^{\text{topo}} = \frac{-290}{2.977,9} = -0,10 \text{ cm}$$

Como estes valores são pequenos, em relação à excentricidade de segunda ordem, a verificação será feita apenas para a seção intermediária.

$$e_i^{\text{int}} = 0,6e_{iA} + 0,4e_{iB} \geq 0,4e_{iA}$$

$$e_c^{\text{int}} = 0,6 \times 0,15 - 0,4 \times 0,10 = 0,05 \text{ cm}$$

$$0,4e_{iA} = 0,4 \times 0,15 = 0,06$$

Logo,

$$e_i^{\text{int}} = 0,06 \text{ cm}$$

Excentricidade acidental:

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

Excentricidade suplementar:

$$N_{gd} = 1,3 \times 1.934,20 = 2.514,5 \text{ kN}$$

$$e_c = (0,06 + 2) \left[\exp \left(\frac{2 \times 2.514,5}{9.962 - 2.514,5} - 1 \right) \right] = 0,79 \text{ cm}$$

Excentricidade total de primeira ordem:

$$e_1 = 2 + 0,06 + 0,79 = 2,85\text{cm}$$

Esforços adimensionais:

$$\nu_d = \frac{2.977,9}{2500 \times 1,28} = 0,93$$

$$\mu_{1d} = \frac{2.977,9 \times 2,85}{2500 \times 25 \times 1,28} = 0,11$$

Do diagrama da fig. 5.14, obtém-se $\omega = 0,90$, ou seja,

$$A_s = \frac{0,90 \times 2500 \times 1,28}{43,48} = 66,24\text{cm}^2$$

c) 3ª situação

$$\left(N_d = 2.672\text{kN}; M_{1d, inicial}^{base} = 740\text{kN.cm}; M_{1d, inicial}^{topo} = -480\text{kN.cm} \right)$$

Para esta situação, a grandezas envolvidas são dadas a seguir.

Excentricidade inicial:

$$e_i^{base} = \frac{740}{2.672} = 0,28\text{cm}; e_i^{topo} = \frac{-480}{2.672} = 0,18\text{cm}$$

Seção intermediária:

$$e_i^{int} = 0,6 \times 0,28 - 0,4 \times 0,18 = 0,10\text{cm}$$

$$0,4e_{iA} = 0,4 \times 0,28 = 0,11\text{cm}$$

logo,

$$e_i^{int} = 0,11\text{cm}$$

Excentricidade acidental:

$$e_a = 2\text{cm}$$

Excentricidade suplementar:

$$N_{gd} = 1,3 \times 1.934,20 = 2.514,5\text{kN}$$

$$e_c = (0,11+2) \left[\exp \left(\frac{2 \times 2.514,5}{9.962 - 2.514,5} - 1 \right) \right] = 0,78\text{cm}$$

Excentricidade total de primeira ordem:

$$e_1 = 2 + 0,11 + 0,78 = 2,89\text{cm}$$

Esforços adimensionais:

$$\nu_d = \frac{2.672}{2500 \times 1,28} = 0,84$$

$$\mu_{1d} = \frac{2.672 \times 2,89}{2500 \times 25 \times 1,28} = 0,10$$

Do mesmo diagrama obtém-se $\omega = 0,75$, ou seja

$$A_s = \frac{0,75 \times 2500 \times 1,28}{43,48} = 55,20\text{cm}^2$$

Assim, para a direção x, a primeira situação é a crítica.

8.6.2- DIMENSIONAMENTO NA DIREÇÃO Y

Determinação do índice de esbeltez:

$$\lambda = \frac{l_e}{i} = \frac{300 \sqrt{12}}{100} = 10,40$$

Como $\lambda < 40$, dispensa-se a consideração das deformações.

a) 1ª situação $\left(N_d = 3.197\text{kN}; \quad M_{1d, inicial} = 0 \right)$

Excentricidade a considerar: a única excentricidade a ser considerada é a excentricidade acidental.

$$e_a = \frac{h}{30} = \frac{100}{30} = 3,33\text{cm}$$

Esforços adimensionais:

$$\nu_d = \frac{3.197}{2500 \times 1,28} = 1,00$$

$$\mu_d = \frac{3.197 \times 3,33}{2500 \times 100 \times 1,28} = 0,03$$

Com estes valores calculados, no ábaco A-24 (Venturini, 1987), obtém-se $\omega = 0,25$.

b) 2ª situação $\left(N_d = 3.093,2\text{kN}; \quad M_{1d, inicial} = 13.180\text{kN.cm} \right)$

Para excentricidade acidental na direção y:

$$e_a = 3,33\text{cm}$$

$$\nu_d = \frac{3.093,20}{2500 \times 1,28} = 0,97$$

$$\mu_d = \frac{3.093,20 \times 3,33 + 13.180}{2500 \times 100 \times 1,28} = 0,07$$

No mesmo ábaco do item anterior, obtém-se $\omega = 0,35$.

Para excentricidade acidental na direção x:

$$e_a = 2\text{cm}$$

$$\nu_d = 0,97$$

$$\mu_Y = \frac{13.180}{2500 \times 100 \times 1,28} = 0,04$$

$$\mu_x = \frac{3.093,20 \times 2}{2500 \times 25 \times 1,28} = 0,08$$

Tem-se, então, a situação de uma flexão composta oblíqua; entrando do ábaco da pág. 63 (Venturini e Bortolin, 1992) obtém-se $\omega = 0,44$.

c) 3ª situação $\left(N_d = 2.864,1 \text{ kN}; M_{1d, inicial} = 21.860 \text{ kN.cm} \right)$

Para excentricidade acidental na direção y:

$$e_a = 3,33 \text{ cm}$$

$$\nu_d = \frac{2.864,10}{2500 \times 1,28} = 0,90$$

$$\mu_d = \frac{2.864,10 \times 3,33 + 21.960}{2500 \times 100 \times 1,28} = 0,10$$

Do ábaco A-24 (Venturini, 1987), tem-se $\omega = 0,37$.

Para excentricidade acidental na direção x:

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

$$\nu_d = 0,90$$

$$\mu_Y = \frac{21.960}{2500 \times 100 \times 1,28} = 0,07$$

$$\mu_x = \frac{2.864,10 \times 2}{2500 \times 25 \times 1,28} = 0,07$$

Do ábaco da página 63 (Venturini e Bortolin, 1992), obtém-se $\omega = 0,39$.

Verifica-se que a situação crítica para a direção y corresponde à segunda situação.

8.6.3- SITUAÇÃO CRÍTICA

Analisando-se as situações críticas para as duas direções, verifica-se que a que prevalece é aquela referente à primeira situação da direção x. Obtém-se, portanto:

$$A_s = 69,92 \text{ cm}^2$$

Foram adotadas 14 ϕ 25mm, que correspondem a uma área efetiva

$$A_{se} = 70 \text{ cm}^2$$

CAPÍTULO IX

CONCLUSÕES

9.1- CONTRIBUIÇÕES

Ao se concluir este trabalho, verifica-se que foram dadas ao engenheiro mais informações, que o ajudarão a projetar estruturas que satisfaçam os aspectos relacionados no Capítulo II, em especial aqueles relativos a economia e segurança, uma vez que grande parte dos projetos desenvolvidos nos escritórios de Engenharia, contém soluções simplificadoras, que resultam, muitas vezes, em um maior consumo de materiais.

9.2- ANÁLISE DOS RESULTADOS

Analisando-se o Capítulo VIII constatou-se que:

- a) Em relação ao dimensionamento do pilar P7, houve uma economia de 20% em comparação àquele obtido no escritório de Engenharia; ali, adotou-se um critério simplificado de consideração, que consistiu em adotar um coeficiente de ponderação igual a 1,4 para as ações permanentes e variáveis de utilização, somando-se a ação do vento

multiplicada pelo coeficiente igual a 1,0, prática comum nos escritórios de cálculo estrutural. O dimensionamento daí resultante constou de uma seção transversal do pilar de 30x100cm, com 14 barras de 25mm.

- b) Partindo-se do princípio de que a mesma economia seja verificada para o restante dos pilares, a diferença do pré-dimensionamento em relação ao dimensionamento diminuiu de 22% para 6%, o que permite concluir que o pré-dimensionamento pelo processo das áreas de influência é um bom processo no auxílio da concepção estrutural, requerendo pequenos ajustes posteriores;
- c) A introdução do parâmetro β , igual a 1,4 para pilares de contraventamento e igual a 1,0 para pilares contraventados, na equação 2.1, sugerida por RODRIGUES (1992), leva a uma discrepância ainda maior do pré-dimensionamento em relação ao dimensionamento e por isso foi ignorado; desejando-se resultados mais precisos, sugere-se que o pré-dimensionamento seja feito pelo processo das reações das vigas;
- d) Na avaliação da estabilidade global, direção x, apesar de haver maior número de filas de pilares, o edifício é menos rígido; isto permite concluir que os efeitos de vento nesta direção devem ser devidamente quantificados. A atual NBR-6118 é falha neste sentido, pois induz à não consideração do vento em situações em que o mesmo não pode ser ignorado;
- e) Quanto ao estudo dos efeitos do vento, mesmo que a estrutura de um edifício seja simétrica nas duas direções, deve-se considerar o vento agindo em todas as fachadas, uma vez que, numa mesma direção, mas em sentidos opostos, o vento pode ser considerado de baixa ou de alta turbulência, modificando, assim, as cargas de vento para cada sentido de atuação do mesmo;

- f) A consideração das excentricidades devidas à obliquidade do vento ou aos efeitos de vizinhança, leva a esforços nas duas direções principais da edificação, recaindo o cálculo dos pilares de contraventamento na flexão oblíqua, independentemente de sua posição na estrutura;
- g) Dos critérios de combinação das ações, surgem pelo menos seis situações de cálculo para os pilares de contraventamento, o que aumenta consideravelmente os cálculos a serem realizados;
- h) Devido ao grande trabalho verificado no cálculo dos pilares de contraventamento, alguns autores recomendam não se utilizar todos os pilares no contraventamento da estrutura, ou então, que os sistemas de contraventamento sejam compostos por elementos rígidos (pilares-parede e/ou núcleos estruturais); tal idéia tende a desaparecer, uma vez que a consideração de todos os elementos verticais no contraventamento representa melhor o comportamento real da estrutura. Com o avanço da informática, reduz-se o trabalho de cálculo.

9.3- PROSSEGUIMENTO

Como continuidade do trabalho aqui feito, pode-se fazer estudos no sentido de melhor adequar o pré-dimensionamento por áreas de influência. No que diz respeito à estabilidade global, avaliar, em termos de economia e eficiência, a adoção de sistemas rígidos de contraventamento (pilares-parede e núcleos estruturais) no lugar dos pórticos planos. Fazer um estudo das estruturas flexíveis (não contraventadas), apresentando-se os procedimentos para cálculo dos pilares e os processos de consideração dos efeitos globais de segunda ordem. Quanto à ação do vento, pode-se estudar as estruturas sensíveis aos efeitos

dinâmicos e as formas de quantificação destes efeitos; apresentar os métodos de quantificação dos efeitos de vento quando de consideram as excentricidades devidas à obliquidade do vento e aos efeitos de vizinhança. O mesmo estudo pode ser feito para os elementos horizontais da estrutura (vigas e lajes). Finalmente, pode-se comparar o trabalho aqui realizado com as prescrições da nova NB-1/93, ora em fase de projeto.

10- BIBLIOGRAFIA

- ANDRADE, J.R.L. *Estruturas correntes de concreto armado: 1ª parte.* São Carlos, EESC-USP, 1982.
- ANDRADE, J.R.L. et al. *Curso de especialização em concreto armado.* São Carlos, Depto. de Estruturas-EESC-USP, 1984. (Notas de aula)
- ARDUINI, A.M.V. *Algumas diretrizes para a elaboração de um projeto de estrutura em concreto armado.* São Carlos, 1991. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR-6118: Projeto e execução de obras de concreto armado.* Rio de Janeiro, 1978.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR-6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações.* Rio de Janeiro, 1980.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR-6123: Forças devidas ao vento em edificações.* Rio de Janeiro, 1988.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR-7197: Projeto de estruturas de concreto protendido.* Rio de Janeiro, 1989.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR-8681: Ações e segurança nas estruturas.* Rio de Janeiro, 1984.
- AUFIERO, L. *Estabilidade de colunas isostáticas de concreto armado.* São Carlos, 1977. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

- CORRÊA, M.R.S. *Aperfeiçoamento de modelos usualmente empregados no projeto de sistemas estruturais de edifícios.* São Carlos, 1991. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- FRANCO, M. *O parâmetro de instabilidade dos edifícios altos.* São Paulo, 1985.
- FRANCO, M. Problemas de estabilidade nos edifícios de concreto armado. In: REUNIÃO DO IBRACON: COLÓQUIO SOBRE ESTABILIDADE GLOBAL DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO, São Paulo, 22-26 julho, 1985. 25p.
- FUSCO, P.B. *Estruturas de concreto: solicitações normais.* Rio de Janeiro, Guanabara Dois, 1986.
- GIONGO, J.S. *Concreto armado: projeto estrutural de edifícios.* São Carlos, EESC-USP, 1991. (Notas de aula, disciplina SET-157)
- PAULA, J.A. *Algoritmos para o estudo de pilares esbeltos de concreto armado solicitados à flexão normal composta.* São Carlos, 1988. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- PINHEIRO, L.M. *Notas de aula de sistemas estruturais.* Campinas, PUCCAMP, 1984.
- PINHEIRO, L.M. Projeto estrutural de edifícios de pequeno porte. In: SEMANA DE ENGENHARIA, 8., Barretos, 11-15 outubro, 1988.

- PITTA, J.A.A. *Ações devidas ao vento em edifícios de andares múltiplos, edifícios com coberturas do tipo shed e do tipo duas águas com lanternim.* São Carlos, 1987. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- PRADO, J.F.M.A. *Desenvolvimento de rotina para projetos de estruturas de concreto armado para edifícios: análise de pavimentos.* São Carlos, EESC-USP, 1992. (Relatório de Iniciação Científica)
- RICARDO, O.G.S. *Teoria das estruturas.* São Paulo, McGraw-Hill do Brasil/Ed. da Universidade de São Paulo, 1978.
- RODRIGUES, R.O. *Automatização do projeto estrutural de pilares de concreto armado.* São Carlos, 1992. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- SANTOS, L.M. *Estado limite último de flambagem: padronização de cálculo n.3.* São Paulo, PROMON, 1974.
- SÜSSEKIND, J.C. *Curso de concreto.* Porto Alegre, Ed. Globo, 1991. v.2
- VENTURINI, W.S. *Dimensionamento de peças retangulares de concreto armado solicitadas à flexão reta.* São Carlos, EESC-USP, 1987.
- VENTURINI, W.S. ; BORTOLIN, A.A. *Dimensionamento de peças retangulares de concreto armado solicitadas à flexão oblíqua.* São Carlos, EESC-USP, 1992.