

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

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

TÍTULO: ORIENTAÇÕES PARA PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS
ELEMENTOS DAS ESTRUTURAS USUAIS EM
CONSTRUÇÃO CIVIL - CONSIDERAÇÕES GERAIS.

AUTOR: MÁRIO BENETATI FILHO

ORIENTADOR WALTER ABRAHÃO NIMIR

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

DEDICO:

A meus Pais,
Mário e Doraci.

AGRADEÇO:

À CAPES.

Ao amigo Walter Nimir.

Aos mestres e funcionários que me ajudaram e apoiaram neste trabalho.

Aos colegas que sempre me incentivaram e estimularam.

A meus pais e amigos.

RESUMO

Este trabalho procura introduzir formas simples, diretas e criteriosas para um pré-dimensionamento de estruturas usuais em construções civis, através de fórmulas e critérios que possibilitem uma estimativa bastante apurada das seções dos elementos destas.

A seqüência das formas estruturais baseia-se no tipo de esforço predominante em cada uma: axiais, de flexão e de bloco.

ABSTRACT

The aim of this work is to introduce simple, direct and wise procedures for preliminary design of usual structures in civil engineering constructions by using formulas and criteria that make possible a very accurate estimative of those element sections under analysis.

The sequence of those structure forms is based on the main efforts of each element: normal forces, bending efforts and solid stresses.

SUMÁRIO

CAPÍTULO	PÁGINA
OBJETIVOS	1
I - INTRODUÇÃO	4
I.1. - DEFINIÇÕES	4
I.1.1. - Estrutura	4
I.1.2. - Ações	4
I.1.3. - Tensões	11
I.1.3.1. - Normais	11
I.1.3.2. - Tangenciais	12
I.1.4. - Deformações	13
I.1.5. - Módulo de Elasticidade	14
I.2. - CONDIÇÕES A QUE DEVEM SATISFAZER AS ESTRUTURAS	14
I.2.1. - Equilíbrio	14
I.2.2. - Estabilidade	16
I.2.3. - Resistência	18
I.2.4. - Funcionalidade	18
I.2.5. - Segurança	18
I.2.6. - Economia	18
II - MATERIAIS	19
II.1. - CRITÉRIOS DE ESCOLHA	19
II.1.1. - Economia	19
II.1.2. - Segurança	19
II.1.3. - Higiene	20
II.1.4. - Conforto	20
II.1.5. - Técnica de utilização	20
II.1.6. - Estética	20
II.1.7. - Durabilidade	20
II.1.8. - Disponibilidade	21
II.2. - COMPORTAMENTO DOS MATERIAIS	21
II.2.1. - Propriedades químicas	22
II.2.2. - Propriedades físicas	22
II.2.3. - Propriedades mecânicas	24
II.3. - MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO	26
II.3.1. - Pedra	26
II.3.2. - Madeira	26
II.3.3. - Alvenaria	29
II.3.3.1. - Materiais cerâmicos	29
II.3.3.2. - Alvenaria de cimento (ou de argamassa)	30
II.3.3.3. - Argamassa armada	30

II.3.5.	- Concreto.....	33
II.3.6.	- Alumínio.....	38
II.3.7.	- Vidro.....	38
II.3.8.	- Polímeros (Plásticos).....	38
III -	CABOS.....	39
III.1.	- INTRODUÇÃO.....	39
III.2.	- CARACTERÍSTICAS.....	39
III.3.	- DIMENSIONAMENTO.....	42
III.3.1.	- Apoios nivelados.....	42
III.3.1.1.	- Suspensão parabólica.....	42
III.3.1.2.	- Força horizontal.....	42
III.3.1.3.	- Comprimento do cabo.....	43
III.3.1.4.	- Tração no cabo.....	44
III.3.2.	- Apoios desnivelados.....	45
III.3.2.1.	- Suspensão parabólica.....	45
III.3.2.2.	- Força horizontal.....	45
III.3.2.3.	- Comprimento do cabo.....	46
III.3.2.4.	- Tração no cabo.....	47
III.4.	- CONSIDERAÇÕES.....	48
IV -	PILARES.....	51
IV.1.	- INTRODUÇÃO.....	51
IV.2.	- CARACTERÍSTICAS.....	51
IV.3.	- DIMENSIONAMENTO.....	57
IV.3.1.	- Área de influência.....	57
IV.3.2.	- Influência do comportamento estático.....	57
IV.3.2.1.	- Caso linear.....	58
IV.3.2.2.	- Caso combinado.....	61
IV.3.3.	- Área da seção.....	65
IV.4.	- CONSIDERAÇÕES.....	66
V -	TRELIÇAS.....	69
V.1.	- INTRODUÇÃO.....	69
V.2.	- CARACTERÍSTICAS.....	70
V.2.1.	- Classificação.....	71
V.2.1.1.	- Forma dos banzos.....	71
V.2.1.2.	- Tipo da alma.....	73
V.2.1.3.	- Condições de apoio.....	75
V.2.1.4.	- Finalidade.....	75
V.2.1.5.	- Nivel do pavimento.....	76
V.2.2.	- Carregamento e vedação.....	76
V.3.	- TRELIÇAS EM MADEIRA.....	78

V.4.2.	- Cobertura tipo Shed.....	82
V.4.2.1.	- Viga mestra.....	82
V.4.2.2.	- Trave de cobertura.....	87
V.4.3.	- Cobertura duas-águas.....	90
V.4.4.	- Ações variáveis.....	93
V.4.5.	- Escolha da seção.....	94
V.5.	- CONSIDERAÇÕES.....	96
VI -	ARCOS.....	97
VI.1.	- INTRODUÇÃO.....	97
VI.2.	- CARACTERÍSTICAS.....	98
VI.2.1.	- Classificação.....	100
VI.2.1.1.	- Arco engastado.....	101
VI.2.1.2.	- Arco biarticulado.....	101
VI.2.1.3.	- Arco triarticulado.....	101
VI.3.	- ARCO EM MADEIRA.....	102
VI.4.	- ARCO EM CONCRETO ARMADO.....	102
VI.5.	- ARCO EM AÇO.....	104
VI.6.	- CONSIDERAÇÕES.....	109
VII -	VIGAS.....	111
VII.1.	- INTRODUÇÃO.....	111
VII.2.	- CARACTERÍSTICAS.....	111
VII.2.1.	- Esforços na viga.....	111
VII.2.2.	- A seção da viga.....	113
VII.3.	- VIGAS METÁLICAS.....	115
VII.3.1.	- Tipos de vigas.....	115
VII.3.1.1.	- Vigas laminadas.....	115
VII.3.1.2.	- Vigas compostas.....	116
VII.4.	- VIGAS DE CONCRETO ARMADO.....	123
VII.5.	- CONSIDERAÇÕES.....	126
VIII -	LAJES.....	128
VIII.1.	- INTRODUÇÃO.....	128
VIII.2.	- CARACTERÍSTICAS.....	128
VIII.3.	- DIMENSIONAMENTO.....	129
VIII.3.1.	- Lajes maciças.....	129
VIII.3.2.	- Lajes nervuradas.....	134
VIII.4.	- CONSIDERAÇÕES.....	136
IX -	BLOCOS.....	137
IX.1.	- INTRODUÇÃO.....	137
IX.2.	- CARACTERÍSTICAS.....	137
IX.3.	- DIMENSIONAMENTO.....	137
IX.3.1.	- Bloco de uma estaca.....	139
IX.3.2.	- Blocos sobre mais de uma estaca... ..	139

IX.3.2.2.	- Bloco sobre três estacas.....	141
IX.3.2.3.	- Bloco sobre quatro estacas.....	141
IX.3.2.4.	- Bloco sobre cinco estacas.....	142
IX.3.2.5.	- Bloco sobre seis estacas.....	143
IX.3.2.6.	- Bloco corrido.....	144
IX.4.	- CONSIDERAÇÕES.....	145
X -	PÓRTICOS E GRELHAS.....	146
X.1.	- INTRODUÇÃO.....	146
X.2.	- PÓRTICOS.....	146
X.3.	- GRELHAS.....	152
XI -	CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÃO.....	155
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	158
	BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR.....	160

OBJETIVOS:

- a). Dar início a uma série de trabalhos que se caracterizem como uma bibliografia para o assunto.
- b). Auxiliar na escolha do material a ser utilizado, segundo critérios de:
 - Economia;
 - Exequibilidade;
 - Higiene;
 - Segurança;
 - Conforto térmico/acústico;
 - Estética;
 - Durabilidade;
 - Disponibilidade; e
 - Praticidade.
- c). Possibilitar a adoção de seções de dimensões tão próximas às realmente necessárias quanto possível, ainda no pré-dimensionamento, para que não se comprometa a estrutura a bem da arquitetura.
- d). Servir de material didático aos graduandos em engenharia e arquitetura, como uma breve introdução ao comportamento de algumas estruturas.

O principal objetivo deste trabalho é dar uma orientação aos profissionais que desejam se iniciar na arte de projetar estruturas de construções civis. Fazê-lo acreditar que o uso de critério no processo de projetar uma obra, desde a escolha do material mais adequado até a estimativa de dimensões dos elementos estruturais, traz grandes benefícios ao resultado final. Uma das primeiras grandes dificuldades que esses profissionais encontram é quanto a ordem de grandeza dos elementos que compõem determinada estrutura. Este dado é de muita importância, já que os processos de cálculo que hoje mais se utilizam exigem características físicas e geométricas pré-determinadas dos

seus elementos. Dessa forma, dimensões iniciais para as seções dos elementos são necessárias para que se possa dar início aos cálculos de esforços e assim poder se chegar às dimensões reais que definirão a estrutura final.

Como forma de se conseguir alcançar este objetivo, neste trabalho procurar-se-á responder, de forma implícita, a algumas questões, de modo a dar subsídios para que se possa fazer um pré-dimensionamento bastante bem orientado, fazendo com que o resultado esperado não esteja muito longe do resultado final real.

Mesmo que se tenha uma crescente comodidade em chegar nestes valores finais com o auxílio cada vez mais eficiente do computador, ainda é indispensável a atuação do engenheiro nesta área. Os dados processados pela máquina sempre precisarão ser analisados e verificados. Então, tendo como se fazer uma boa previsão dos resultados deste processamento, será possível analisá-los, discuti-los e até criticá-los com maior consistência, e ainda, detectar algum erro que não tenha implicado em inconsistência ao programa de computador. De certa forma, o bom aproveitamento deste trabalho poderá auxiliar a entender melhor o comportamento das estruturas.

As questões que se pretende sejam respondidas por este trabalho, para cada tipo de estrutura, são as seguintes:

- . PARA QUE SERVE ?
- . COMO FUNCIONA ?
- . QUAL A FAIXA DE VÃOS ONDE ELA É RECOMENDADA ?
- . QUAIS AS RELAÇÕES E DIMENSÕES CARACTERÍSTICAS QUE A TORNA INTERESSANTE PARA A SOLUÇÃO DE UMA OBRA ?
- . QUAIS SEUS ASPECTOS POSITIVOS E NEGATIVOS ?
- . QUAIS AS ALTERNATIVAS ?

Com a discussão dessas questões espera-se estar dando uma razoável contribuição aos projetistas, tanto aos iniciantes quanto àqueles um pouco mais experientes, mas que não têm muito critério para realização de seus trabalhos.

As formas estruturais tratadas neste trabalho estão dispostas segundo seus esforços principais, ou seja, axiais, de flexão e de bloco. Portanto, seguem-se as estruturas lineares, planas e tridimensionais.

Podem exemplificar as formas lineares sob esforços axiais: o cabo, o pilar, a treliça e o arco; as formas planas sob esforços de flexão e cisalhamento: o pórtico, a grelha e a laje; e as formas tridimensionais: a estrutura poliédrica, a plissada, a casca e os blocos.

CAP. I - INTRODUÇÃO

I.1. - DEFINIÇÕES

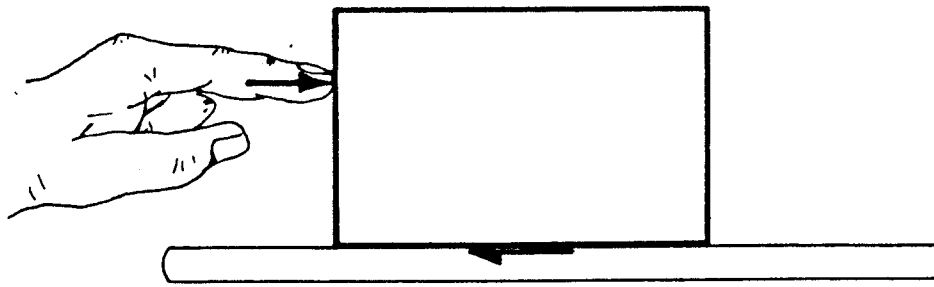
I.1.1. - ESTRUTURA

É normal querer-se ou necessitar-se que uma ação produzida num certo lugar, manifeste-se ou seja sentida num outro, diferente daquele onde ela foi gerada. Para satisfazer esta necessidade é preciso que haja ou se crie um meio que conduza essa ação até o local desejado para que ela se manifeste. As ações que interessam a este trabalho se manifestam através de forças e estas, para serem conduzidas de um local a outro, exigem um meio físico que as suporte e possibilite sua fluência através de si. Este meio físico assim constituído chama-se ESTRUTURA. Então, pode-se entender como estrutura, aquele sistema capaz de suportar e transmitir esforços. As estruturas aqui estudadas terão, além dessa função, que satisfazer algumas necessidades do dia-a-dia, como por exemplo: abrigo, acesso, contenção, transporte, etc. As estruturas são o meio que o homem tem para vencer os obstáculos e dificuldades que a natureza lhe coloca, ou para tirar proveito desta.

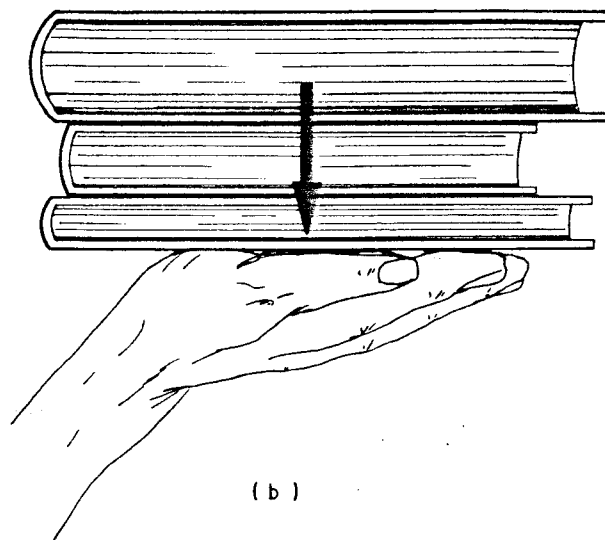
I.1.2. - AÇÕES

Ações são o conjunto de forças a que são submetidas as estruturas no decorrer de suas existências, para que estas satisfaçam aos fins para os quais foram concebidas.

Existem duas formas sob as quais as forças agem. Uma delas, a mais facilmente notada e entendida, é a de contato, onde um corpo exerce influência sobre o comportamento do outro somente se estiverem em contato entre si. Assim, como mostra a Fig. I.1.a, quando se faz um corpo deslizar sobre uma superfície, haverá uma força de contato provocada pela mão sobre o corpo, que tenderá a fazer com que este se desloque, e uma outra força, também de contato, entre o corpo e a base, que tenderá a impedir o movimento. Esta última é a força de atrito.



(a)



(b)

Fig. I.1. - Forças de contato e de campo.

A outra forma, menos clara, é aquela que age por influência de um campo sobre o corpo. Por exemplo, o campo elétrico e o campo magnético. Por essa forma, a força não atua por contato, mas diretamente na massa do corpo mergulhado no campo. O campo cuja presença é mais notada no dia-a-dia é o gravitacional, que se manifesta nos corpos através da força chamada PESO. Este campo é de tal intensidade, e esta força de tal importância, que é principalmente por causa dela que existem e se tornaram necessárias as estruturas. Este campo atua sobre todas as massas e tende a atraí-las umas às outras na razão direta de suas grandezas e na razão inversa do quadrado das distâncias que as separa. Portanto, à medida que se afastam os corpos, a intensidade da força que atua sobre eles é menor. Para o caso das estruturas deste trabalho, a intensidade do campo gravitacional sobre elas não se altera, pois a distância entre o centro de gravidade destas e o da Terra praticamente não varia. À medida que a massa da estrutura aumenta, a

força necessária para equilibrá-la junto à superfície da Terra é maior. Este fato é de verificação simples, Fig. I.1.b. Dessa forma, a força peso é uma preocupação permanente no estudo das estruturas.

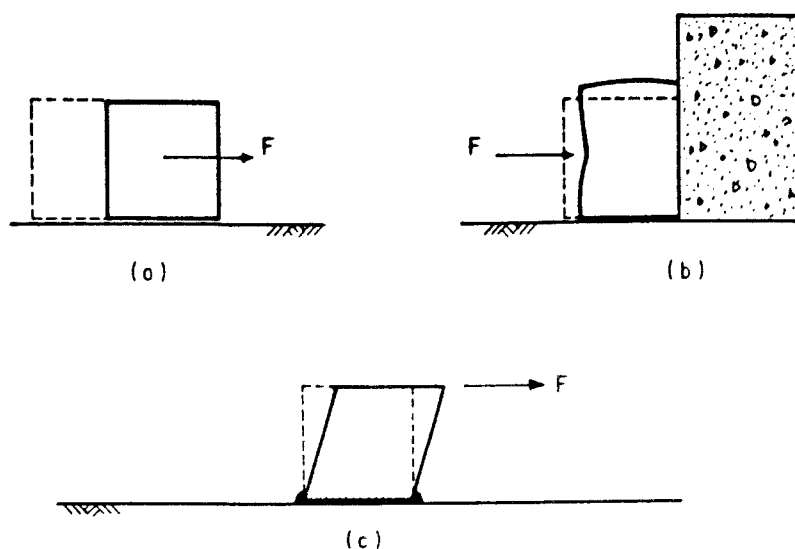


Fig. I.2. - Efeito da força sobre o corpo.

A aplicação de uma força sobre um corpo pode produzir dois efeitos: o movimento deste na direção em que é aplicada a força, se não houver nada que o impeça de fazê-lo; ou a deformação, caso o deslocamento seja impossível. Se o impedimento for parcial, o que se percebe é uma combinação desses efeitos, Fig. I.2. Assim, como qualquer estrutura é um corpo material constituído de massa e sujeito à ação da gravidade, deverá suportar, no mínimo, o peso próprio. Então, essa é uma ação INTERNA da estrutura, assim como aquelas que aparecem com a deformação dos seus elementos por efeitos térmicos ou por deformação da estrutura por efeito de recalque de seus apoios, ou seja, não é causada pela ação de outro corpo sobre esta. Existem ainda as ações EXTERNAS, que podem ser o peso de outras estruturas apoiadas sobre esta ou de elementos como: vedação, cobertura, acabamento, ocupação, mobiliário, veículos, etc; ou ainda, o vento, abalos sísmicos, neve, etc.

Pode-se usar uma classificação racional das ações como, por exemplo, aquela proposta por FUSCO[1] pelos mesmos critérios básicos do CEB __ Comité Européen du Béton.

De forma geral tem-se o Quadro I 1

Quadro I.1. - Classificação das Ações.

CRITÉRIOS DE CLASSIFICAÇÃO	TIPOS DE AÇÕES
VARIAÇÃO NO TEMPO	ações PERMANENTES ações VARIÁVEIS ações EXTRAORDINÁRIAS (acidentais)
VARIAÇÃO NO ESPAÇO	ações FIXAS ações LIVRES (móveis ou removíveis)
NATUREZA MECÂNICA	ações ESTÁTICAS (acelerações desprezíveis) ações DINÂMICAS (acelerações significativas)

(*) Nota: Observe-se que o termo acidental é empregado pelo CEB com o significado de desastre e não com o significado de variável, como é tradicionalmente feito pelas Normas Brasileiras. Para que não haja confusão, optou-se aqui pelo emprego do termo extraordinário, em lugar de acidental, para se dar a idéia de desastre.

Poderia-se especificar melhor essas ações. Por exemplo, Quadro I.2.

Quadro I.2. - Classificação das Ações Variáveis.

CRITÉRIOS DE CLASSIFICAÇÃO DAS AÇÕES VARIÁVEIS	TIPOS DE AÇÕES VARIÁVEIS
TEMPO DE PERMANÊNCIA	ações de LONGA DURAÇÃO ações de CURTA DURAÇÃO
FREQUÊNCIA DE ATUAÇÃO	ações REPETIDAS ações NÃO REPETIDAS

No entanto, ater-se-á apenas à descrição da classificação básica das ações.

Sobre as ações PERMANENTES tem-se a comentar que, em princípio, estas devem ser consideradas ações cujas variações sejam desprezíveis no tempo. Em seguida, pode-se admitir como permanentes, aquelas ações cujas variações, mesmo que significativas, sejam raras num período de tempo, o qual se obriga, seja de longa duração, i.e., a ação permanecerá com variações desprezíveis por períodos de longa duração. E finalmente, ações que sofrem variação sempre no mesmo sentido e cujas intensidades tendam para certos valores limites podem ser consideradas permanentes. FUSCO[1] cita os seguintes exemplos de ações permanentes:

- peso próprio das estruturas (exceto eventualmente durante certas fases da construção),
- peso das superestruturas definitivas,
- empuxos de terra (excluído o efeito decorrente de cargas móveis aplicadas ao terreno);
- protensão;
- deformações impostas pelo método construtivo;
- forças devidas à retração das soldas e do concreto;
- certos casos de empuxos de água;
- recalques de apoio (usualmente)

As ações VARIÁVEIS são aquelas cujas variações não são desprezíveis perto do seu valor médio, e elas devem ser frequentes ou contínuas e não monotônicas.

Dentre elas estão :

- cargas de ocupação;
- peso próprio durante algumas fases da construção;
- cargas de montagem;

- cargas móveis e seus efeitos (frenagem, força centrífuga, etc);
- ação das intempéries (vento, neve, acúmulo de gelo, temperatura);
- forças decorrentes da presença de água.

Quanto às ações EXTRAORDINÁRIAS, elas se referem àquelas cuja probabilidade de ocorrência com valores significativos é bastante pequena dentro do período de referência, mas sua consideração é importante para a segurança de algumas estruturas.

Dentre elas estão:

- forças de impacto;
- explosões;
- afundamento de subsolo;
- avalanches de rochas ou neve;
- forças sísmicas;
- furacões e terremotos em regiões que normalmente não estão expostas a estes fenômenos e etc.

A elas, normalmente são atribuídos valores nominais, de consenso geral, razoáveis.

As ações FIXAS são aquelas de localização claramente definidas na estrutura. Porém, podem alterar-se com o tempo. Os casos típicos deste tipo de ações são as ações permanentes e também as ações variáveis que têm natureza fixa; o exemplo clássico é a carga de enchimento dos reservatórios e silos.

As ações LIVRES são aquelas de localização arbitrária na estrutura. Elas estão ligadas às cargas móveis e removíveis, sendo as primeiras aquelas que se deslocam sobre a estrutura (veículos sobre pontes, pontes rolantes,

etc.) e as outras, aquelas que podem ser aleatoriamente colocadas ou retiradas da estrutura (cargas de ocupação). Nas Normas Brasileiras, estas ações são tradicionalmente designadas por ações acidentais. Fica claro, portanto, que não é um nome adequado.

As ações ESTÁTICAS podem ser entendidas como sendo as que solicitam a estrutura de forma gradual, lenta, i.e., a estrutura vai assimilando a carga aos poucos, com o tempo. Um exemplo é o levantamento de uma parede de tijolos.

Já as DINÂMICAS são as de carregamento brusco ou sob a forma de vibração. A estrutura recebe a carga de forma praticamente instantânea, ou sob a forma de impacto ou ainda, é solicitada por forças provocadas por vibração de máquinas e veículos.

"Quando as ações que atuam sobre uma construção não são consideradas nas Normas e apresentam características que dificultam a realização da estrutura, ou mesmo põem em perigo sua vida, devem ser determinadas de modo preciso por meio de estudos experimentais ou cálculos matemáticos.

Nem sempre basta ao projetista considerar só as ações especificadas nas Normas, pois cabe a ele a responsabilidade pela resistência mecânica da estrutura, e não às autoridades redatoras das Normas. É fundamental, portanto, que o projetista conheça bem as ações e seus valores, quando for projetar uma estrutura", FUSCO[2].

OBS.1: Para as cargas acidentais, existem Normas que regulamentam os valores a serem adotados para cada tipo de carga e de estrutura.

OBS.2: Os efeitos de vento e vibração provocados por veículos e outros são verdadeiramente dinâmicos, mas as Normas os transformam em ações estáticas por meio de coeficientes que garantam a segurança da aproximação feita para facilitar os cálculos (Coeficientes de impacto)

1.1.3. - TENSÕES

As tensões podem ser divididas em dois grupos principais: as Normais e as Tangenciais.

1.1.3.1. - Tensões Normais

Elas recebem este nome porque agem segundo a direção normal à seção transversal do elemento.

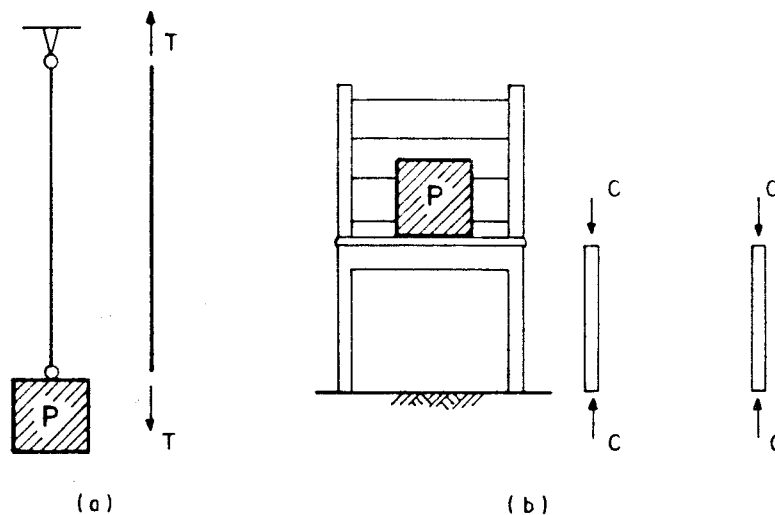


Fig.1.3. - Elementos sujeitos a tração ou compressão

TRAÇÃO é o estado de tensão o qual tende a provocar alongamento do material na direção em que atua. Exemplo: o fio que sustenta um corpo que está sob a ação da gravidade está sujeito a um esforço de tração, Fig.1.3.a.

COMPRESSÃO é o estado de tensão o qual tende a provocar encurtamento do material na direção em que atua. Exemplo: as pernas de uma cadeira estão sujeitas a um esforço de compressão, Fig.1.3.b.

FLEXÃO é o estado de tensão o qual tende a girar o eixo de uma peça no plano que a contém, i.e., como o próprio nome diz, tende a fletir o elemento da estrutura. Exemplo: as tábuas que formam o assoalho de um andaime, Fig.1.4. Ao serem solicitadas por alguma carga, estas tábuas curvam-se na direção daquela, tirando seus eixos da posição inicial.

Este estado de tensões é normalmente descrito pela combinação de esforços de tração e de compressão ao longo da altura da seção transversal. Como este fenômeno tende a arquear uma peça que era reta, há um encurtamento das fibras internas a este arco, que ficam sujeitas a compressão, e há um alongamento das fibras externas a ele, que ficam sujeitas a um estado de tração.

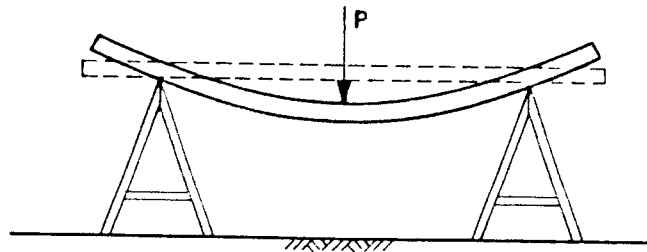


Fig.1 4. - Elemento sujeito a flexão

I.1.3.2. - Tensões Tangenciais

São aquelas que agem tangencialmente à seção transversal do elemento.

CISALHAMENTO é o estado de tensão o qual tende a provocar o deslizamento das seções adjacentes de um elemento, umas em relação às outras. Exemplo: quando uma pilha de livros resiste a uma força horizontal que tenta fazer com que um se desloque (deslize) em relação ao outro, ou que todos deslizem sobre a base, a força de atrito entre os livros ou entre estes e a base, em função da área de contato, é a tensão de cisalhamento, Fig.1.5.

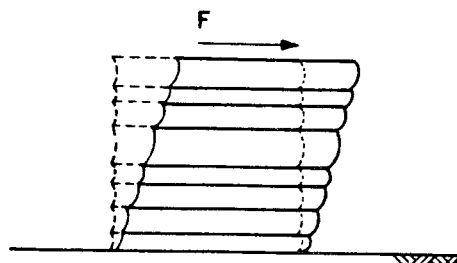


Fig.1.5. - Estrutura sujeita a cisalhamento.

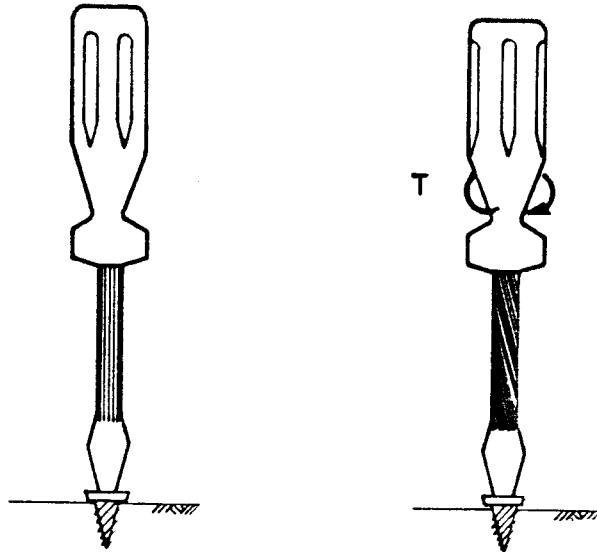


Fig.I.6. - Elemento sujeito a torção

TORÇÃO é o estado de tensão o qual tende a provocar um giro relativo das seções transversais em torno do eixo axial do elemento. Exemplo: quando se está apertando ou soltando um parafuso com uma chave de fenda, a haste da ferramenta está sendo torcida, de forma que as seções transversais desta não se deslocam do mesmo valor. A força de coesão entre as seções que tentam girar umas em relação às outras, em função da área, é a tensão de torção, Fig.I.6.

I.1.4. - DEFORMAÇÕES

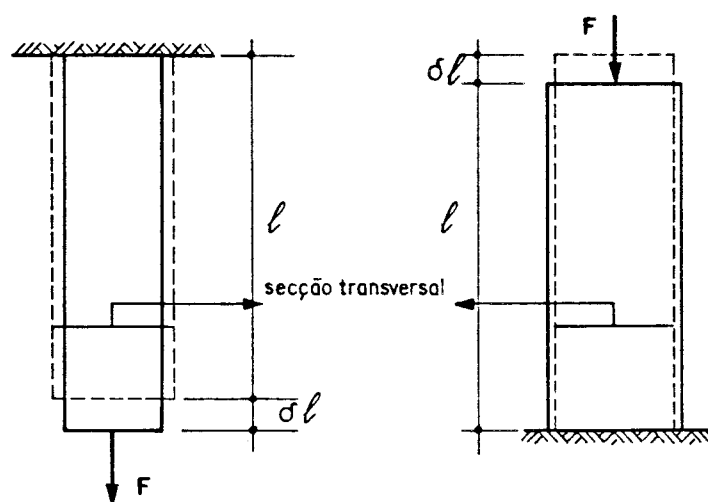


Fig.I.7. - Deformação dos corpos.

Todo material quando submetido a uma tensão, sofre uma deformação, i.e., tem suas dimensões alteradas. Por

exemplo, um corpo que está sendo tracionado, aumenta de tamanho na mesma direção da força que o solicita, e diminui nas direções transversais (efeito de POISSON), pois a quantidade de matéria deve manter-se inalterada. Quando o corpo está sendo comprimido, o inverso é verdadeiro, i.e., ele diminui na direção da compressão e aumenta na direção da tração, Fig. I.7.

Como em estruturas, as deformações são mais significativas na direção do comprimento das peças, e as tensões são dadas em função da área das seções transversais destas, é conveniente definir-se deformação de tração ou de compressão como sendo o alongamento ou encurtamento por unidade de comprimento, respectivamente. Assim, uma peça de 2000 mm de comprimento (l) que tenha seu tamanho alterado em 3,0 mm (δl) quando está sob uma tensão (σ) de 300 MPa (300 N/mm^2) sofreu a deformação (ε) de $3,0/2000$, ou 0,0015, ou seja, 0,15%.

1.1.5. - MÓDULO DE ELASTICIDADE

Esta é a "medida" da capacidade elástica de um material. Robert Hooke estabeleceu uma lei muito importante para o estudo da resistência dos materiais elásticos: "Tensão é proporcional à deformação". Se o material tem um comportamento elástico, esta proporcionalidade é constante. A esta constante (E) deu-se o nome de MÓDULO DE ELASTICIDADE, também chamado, Módulo de Young; portanto, para obtê-la basta tomar-se a razão entre a tensão e a deformação, $E = \sigma / \varepsilon$. No exemplo anterior, esta constante é $300/0,0015$, ou 200.000 MPa. Conhecendo as propriedades de alguns materiais usados em construção civil, pode-se dizer que o material com o qual se confeccionou a peça do exemplo é o aço.

1.2. - CONDIÇÕES A QUE DEVEM SATISFAZER AS ESTRUTURAS

1.2.1 - EQUILÍBRIO

Nas estruturas de obras civis, o equilíbrio procurado é sempre o estático, i.e., os corpos devem

manter-se sem movimento. Essas estruturas são sempre solicitadas por forças, então, é preciso garantir o equilíbrio delas. Normalmente o solo é o responsável por prover as forças reativas necessárias, tanto ao equilíbrio das forças horizontais quanto ao das forças verticais. Estas últimas são as mais frequentes na estrutura por estarem ligadas à ação da gravidade, sempre atuante. A condição necessária e suficiente para que se alcance este estado de equilíbrio é de que a somatória das forças numa direção qualquer seja nula, Fig. I.8.

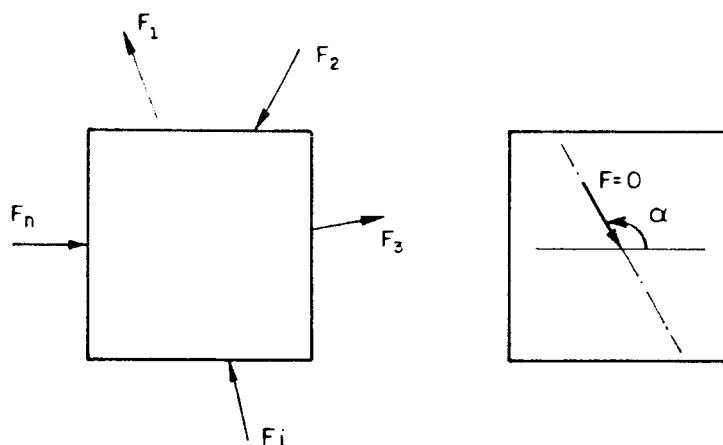


Fig. I.8. - Equilíbrio de forças.

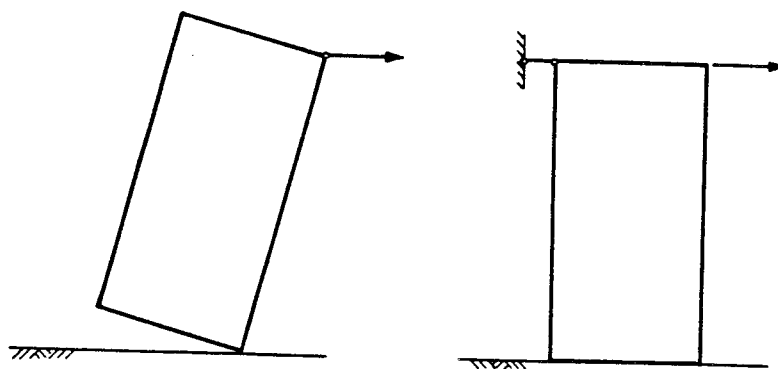


Fig. I.9. - Tombamento.

Outro equilíbrio que deve ser verificado é o de momentos, i.e., a tendência do corpo em girar deve ser impedida, Fig. I.9. O exemplo mais comum para a ilustração desta situação é a gangorra, Fig. I.10. Se dois corpos de mesma massa estão à mesma distância do ponto central de apoio, há o equilíbrio. Se as massas fossem de 20 N e 30 N e as distâncias ao ponto de apoio fossem 3000 mm e 2000 mm,

respectivamente, o sistema estaria em equilíbrio? Sim, pois, tomando o ponto de apoio como referência, um corpo tenderia a girar o sistema no sentido horário e o outro no sentido anti-horário, com as seguintes intensidades:

$$20 \times 3.000 = 60.000 \text{ N.mm} \quad e$$

$$30 \times 2.000 = 60.000 \text{ N.mm},$$

de modo que o equilíbrio de momentos se estabelece, já que o equilíbrio das forças, que são apenas gravitacionais neste caso, está garantido pela resistência oferecida pelo solo.

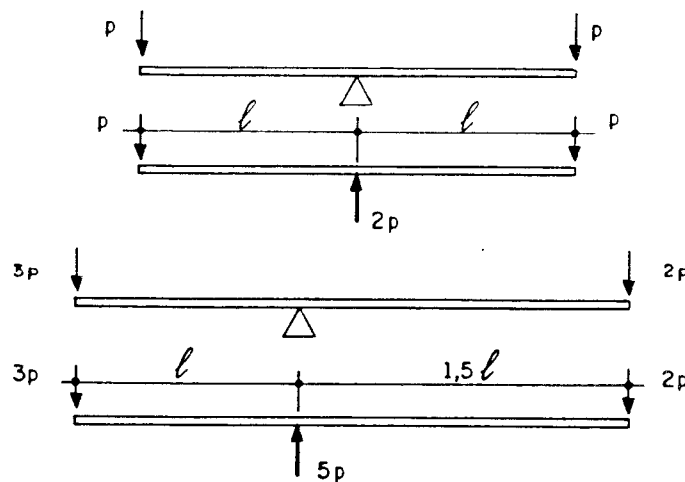


Fig.1.10. - Equilíbrio de momentos.

1.2.2. - ESTABILIDADE

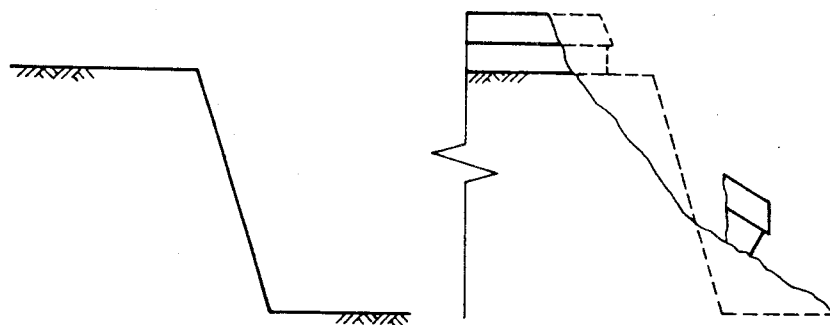


Fig.1.11. - Deslizamento.

É a capacidade que o corpo ou o sistema estrutural tem de manter-se em equilíbrio, mesmo ocorrendo certas variações no carregamento. A estrutura deve manter-se estável quanto ao DESLIZAMENTO, ou seja, dado o carregamento desta, o sistema resistente deve garantir que a estrutura

não terá movimento no sentido do plano que a sustém
 Exemplo: deslizamento de talude, Fig. I.11. A estrutura
 também deve ser estável quanto à tendência em tombar.
 Deve-se prever o equilíbrio das forças, de modo a evitar que
 possa ocorrer o giro da estrutura, normalmente sobre sua
 base, TOMBAMENTO. Exemplo: uma caixa de fósforo apoiada
 sobre seu menor lado, é facilmente tombada com uma pequena
 força perpendicular à sua face maior, o que já não seria tão
 fácil se a força fosse aplicada no plano da face maior,
 Fig. I.12.

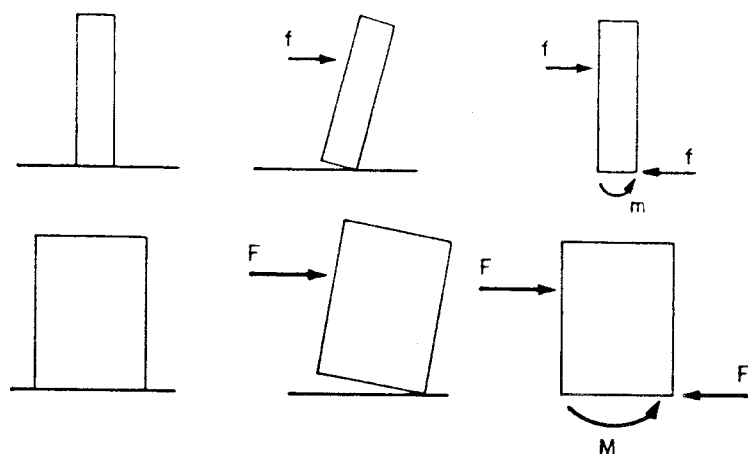


Fig. I.12 - Estabilidade ao tombamento.

Toma-se agora um bloco paralelepípedo apoiado
 sobre uma mesa. Dependendo do atrito entre a mesa e o bloco,
 ao se aplicar uma força horizontal, o bloco pode deslizar ou
 tombar conforme aumenta-se a intensidade da força ou
 eleva-se o ponto de aplicação da carga sobre o bloco,
 Fig. I.13. Na verdade, o deslizamento e o tombamento estão
 ligados ao equilíbrio de forças e de momentos,
 respectivamente.

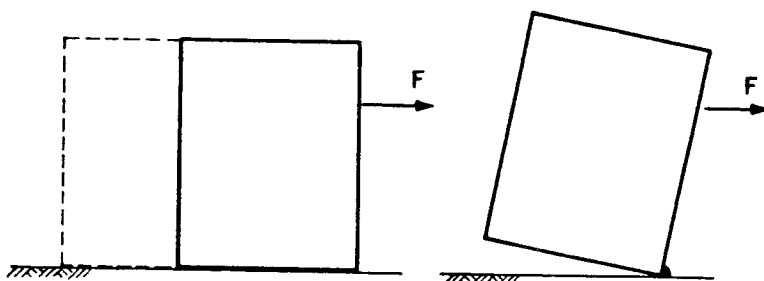


Fig. I.13. - Estabilidade da estrutura.

1.2.3. - RESISTÊNCIA

A estrutura também deve estar projetada para que seus elementos, e ela como um todo, possam resistir aos esforços sem atingirem o colapso. A resistência da estrutura está ligada à resistência do material, ou materiais, de que é feita e também à forma de seus elementos.

1.2.4. - FUNCIONALIDADE

Esta é uma condição muito importante a ser verificada; afinal, as obras estruturais não são sempre apenas um monumento. Elas têm uma razão funcional de existir e condições a satisfazer. Não é cabível construir-se um estádio quando o que se quer é uma torre de transmissão.

1.2.5. - SEGURANÇA

Este também é um item que deve ser ponderado, afinal, não seria racional exigir-se o mesmo nível de segurança para todas as obras. Está se tratando de segurança da obra quanto aos riscos humanos e materiais que ela pode oferecer por falha em qualquer das condições anteriormente descritas. Estruturas que envolvem maior risco de vida a um número maior de pessoas têm que ser vistas com mais cuidados. Por exemplo, uma usina nuclear perto de uma vila ou cidade, um prédio de grande ocupação, uma barragem, exigem segurança muito maior que um simples barracão de depósito.

1.2.6. - ECONOMIA

Este item é de enorme relevância na rotina de um escritório de projetos. No entanto, como é um assunto que se afasta do cunho técnico pretendido por este trabalho, não será dada maior atenção a ele.

CAP. II - MATERIAIS

II.1. - CRITÉRIOS DE ESCOLHA

A escolha do material a ser utilizado constitui o primeiro caso de pré-dimensionamento da estrutura; afinal, ao se definir o material a ser usado, uma série de condições e considerações são automaticamente impostas a toda a seqüência do projeto. Para que esta escolha possa ser considerada razoável, isto é, que represente a melhor opção possível, deve levar em conta alguns critérios muito importantes para o sucesso da obra. Dessa forma, os parâmetros a serem considerados podem ser: economia, segurança, higiene, conforto térmico e acústico, técnica de utilização, estética, durabilidade, disponibilidade, etc

Somente o estudo da viabilidade de utilização de cada material segundo a ponderação de todos estes critérios poderá garantir a melhor escolha

II.1.1. - ECONOMIA

O critério econômico é de grande peso, já que as obras civis são normalmente de grande monta e muitas vezes a opção por um material ou outro implica em custos que podem inviabilizar a obra ou comprometer outros parâmetros, como por exemplo, a segurança.

II.1.2. - SEGURANÇA

A segurança é também um critério bastante importante em todo o andamento, não só do projeto, mas inclusive da construção, para que seja possível a utilização tranquila e despreocupada da obra. Basicamente a segurança diz respeito aos aspectos de resistência e estabilidade da estrutura, e ainda, quanto à proteção contra acidentes do tipo incêndio, mas também deve se pensar na segurança do operário, quando da aplicação do material.

II.1.3 - HIGIENE

Do ponto de vista de higiene, deve-se pensar tanto na ocupação, nas questões de insalubridade, umidade, toxidez do material e outras, como na fase de construção, onde a saúde do operário deve ser cuidada também.

II.1.4. - CONFORTO.

As capacidades dos materiais nas questões de conforto térmico e acústico devem ser bem analisadas, pois grande parte das obras civis são destinadas ao abrigo de pessoas para fins de moradia, trabalho ou lazer, o que significa um grande tempo de permanência dessas pessoas em seu interior, exigindo assim, o mínimo de conforto.

II.1.5 - TÉCNICA DE UTILIZAÇÃO (TRABALHABILIDADE)

Para cada material existe uma técnica que melhor se presta à aplicação deste; então, é preciso considerar também a possibilidade de se adotar certo material em função da mão-de-obra e/ou equipamentos especiais que este possa exigir para a sua aplicação.

II.1.6. - ESTÉTICA.

Normalmente, quando se projeta uma obra, além das questões de funcionalidade, economia, segurança e outras, é interessante que a estética seja agradável. Dessa forma, a escolha do material também implica em considerações quanto ao efeito estético que ele pode proporcionar.

II.1.7. - DURABILIDADE.

Muitas vezes a durabilidade que se espera da obra e do material é decisiva na escolha dos materiais, sendo assim a consideração deste item é de grande relevância.

A atenção a este item pode evitar acidentes e substituições freqüentes do material, o que diminui os gastos com a manutenção.

11.1.8 - DISPONIBILIDADE

Não basta que o material atenda a todas as exigências técnicas e econômicas, é preciso que ele esteja disponível. Por exemplo, optar por usar concreto na região amazônica é no mínimo uma decisão perigosa, haja vista a escassez de pedra na região. Existem várias razões que podem comprometer a disponibilidade de material, como problemas de mercado ou até influência da estação do ano, que pode impossibilitar a sua extração.

Por estas razões é que a escolha do material deve ser feita com suficiente cuidado e critério. Toda decisão tomada acertadamente em cada fase do projeto, torna a fase seguinte mais simples, sempre com benefícios ao resultado final do trabalho.

11.2 - COMPORTAMENTO DOS MATERIAIS

Os materiais de construção podem ser classificados de várias formas.

Quanto à sua obtenção, eles podem ser: *Naturais*, quando obtidos diretamente da natureza, em sua forma original (ex. areias, seixo rolado, pedregulho, etc.); e *Artificiais*, quando necessitam de algum processo, muitas vezes industrial, para atingirem as condições necessárias para seu uso (ex. pedra britada, aço, etc.).

A obtenção dos materiais pode se dar por extração (ex. areia) ou por fabricação (ex. blocos cerâmicos).

Quanto à sua função, eles podem ser: *Estruturais*, quando têm a função de resistir aos esforços provocados pelas ações a que estão sujeitas as estruturas (ex. concreto armado); de *Acabamento e Proteção*, quando sua função é revestir as partes estruturais e de vedação, procurando dar um aspecto agradável à obra e proporcionando proteção aos elementos quanto às intempéries e alguns acidentes (ex. argamassa de revestimento); e de uso *Misto*, quando atende a ambos os casos anteriores (ex. concreto aparente).

"O conhecimento das propriedades, de suas possibilidades e limitações e dos fatores que as condicionam é o elemento que permite ao engenheiro escolher o material adequado para trabalho em suas obras."BAUER[3]

Os materiais apresentam propriedades químicas, físicas e mecânicas.

II.2.1 - PROPRIEDADES QUÍMICAS.

As propriedades químicas dos materiais de construção devem ser conhecidas para auxiliar na escolha do melhor material em cada caso. Estas propriedades impõem condições a serem verificadas para que o material não se deteriore com o uso e ocupação do local, já que, em muitos casos, as condições ambientais são agressivas ao material que se pretendia usar. Algumas propriedades como oxidação, corrosão, toxicidade e outras dos materiais têm que ser levadas em conta na adoção destes para a obra, visando atender aos critérios de escolha anteriormente descritos.

II.2.2. - PROPRIEDADES FÍSICAS.

As propriedades físicas dos materiais também precisam ser conhecidas para que não se cometam fiascos na escolha do material da obra. Algumas destas propriedades importantes, definidas por BAUER[3], são:

- a). Dureza. É a resistência que os corpos opõem ao serem riscados.
- b). Tenacidade. É a resistência que opõem ao choque ou percussão. (Obs. O vidro tem grande dureza, mas pequena tenacidade)
- c). Maleabilidade ou Plasticidade. É a capacidade que têm os corpos de se adelgaçarem até formarem lâminas sem, no entanto, se romperem.
- d). Ductibilidade. É a capacidade que têm os corpos de se reduzirem a fios sem se romperem (a argila tem boa plasticidade e pequena ductibilidade).

- e) Durabilidade É a capacidade que os corpos apresentam de permanecerem inalterados com o tempo.
- f) Desgaste É a perda de qualidades ou de dimensões com o uso contínuo.
- g) Elasticidade É a tendência que os corpos apresentam a retornar à forma primitiva após a aplicação de um esforço.

Destacam-se ainda as seguintes propriedades:

- a) Massa específica aparente: é a massa do corpo por unidade de volume aparente
- b) Condutibilidade elétrica : a grandeza que mais facilmente dá noção da condutibilidade elétrica é a resistividade, expressa pela resistência elétrica oferecida pelo corpo por unidade de comprimento. A condutividade elétrica é altamente variável com a composição e umidade do material.
- c) Condutibilidade térmica : é a quantidade de calor que atravessa uma seção do material, num período de tempo, fazendo-o variar de 1° C, dada pela equação de Fourier:

$$Q = k A \frac{dt}{dx} T$$

Q = Quantidade de calor conduzido

k = coef. de condutibilidade térmica

A = Área da seção

dt/dx = gradiente de temperatura

T = tempo

- d) Absorção acústica : a absorção superficial dos materiais é fator importante na escolha do material a ser empregado, já que ela responde pela queda na reflexão das ondas sonoras. A queda de energia nas ondas sonoras é provocada de duas formas: uma pela descontinuidade do material que dificulta a propagação dessas ondas (materiais celulares); e outra, pela massa do material que impõe uma inércia

a ser vencida na excitação mecânica de suas partículas.

II.2.3. - PROPRIEDADES MECÂNICAS.

Quanto às propriedades mecânicas, os materiais podem ser caracterizados segundo seu comportamento em relação ao carregamento e à sua deformação.

Toda vez que a um corpo for aplicado um esforço, a ele corresponderá uma deformação e vice-versa.

O material é perfeitamente ELÁSTICO LINEAR quando sua deformação é diretamente proporcional à ação que a provocou, e ao ser descarregado, retorna às suas dimensões iniciais, Fig.II.1. Assim, se 10 N provoca uma deformação de 20 mm, uma força de 20 N provocará uma deformação de 40 mm e uma força de 30 N provocará uma deformação de 60 mm.

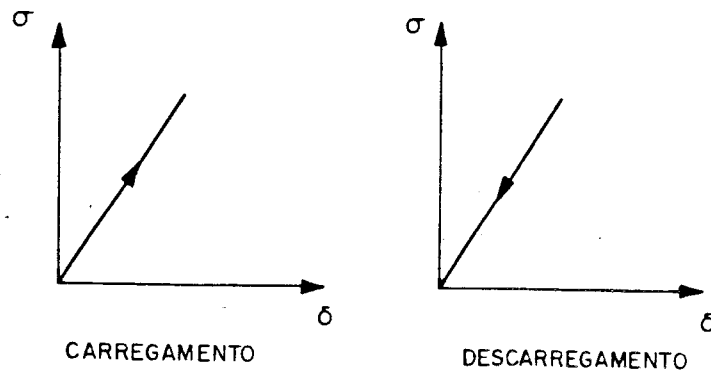


Fig.II.1. - Deformação de material elástico linear

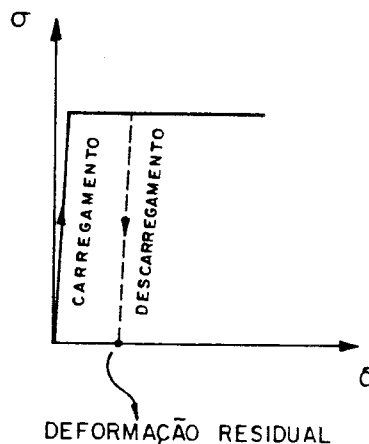


Fig.II.2. - Deformação de material plástico

O material perfeitamente PLÁSTICO praticamente não apresenta deformação à medida que é carregado, e ao ser atingido um certo valor de carga a deformação se processa de forma indefinida. Ao ser feito o descarregamento quando esse material atingiu a situação plástica, sua deformação não desaparece, Fig.11.2.

Se ao ser carregado, antes de qualquer deformação significativa, o material se rompe para um certo valor de carga, ele é dito FRÁGIL.

De modo geral, um mesmo material pode ter estes três tipos de comportamento, ELÁSTICO, PLÁSTICO e FRÁGIL, dependendo da temperatura em que se encontra. O aço, por exemplo, se for congelado, terá um comportamento caracteristicamente frágil; numa temperatura em torno da ambiente, tem um comportamento elástico até certos limites de tensões; e numa temperatura elevada, seu comportamento passa a ser tipicamente plástico. No entanto, é bastante difícil encontrar-se materiais que tenham esses comportamentos perfeitos. Na verdade, o comportamento dos materiais é tipicamente de uma forma ou outra. Por isso, muitas vezes se usam classificações intermediárias para descrever melhor o comportamento dos materiais; classificações como comportamento elasto-plástico ou visco-elasto-plástico, etc.

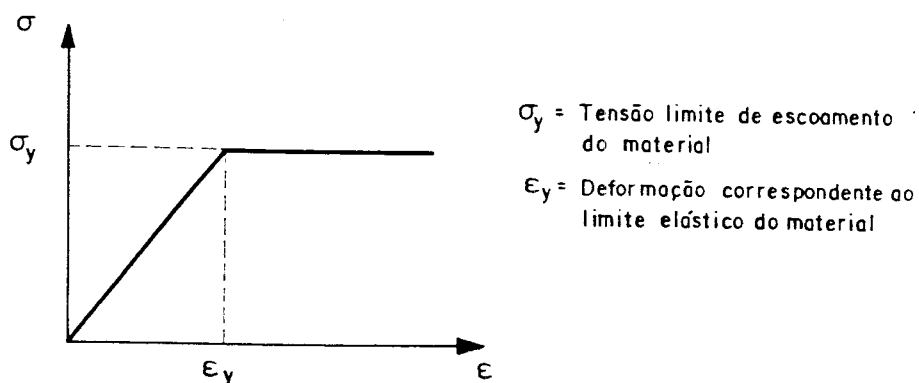


Fig.11.3. - Deformação de material elasto-plástico

Outro fator que influencia o comportamento do material é o tempo de aplicação da carga. Alguns materiais, ao serem submetidos a um carregamento rápido, apresentam um

comportamento frágil. Se o tempo for moderado, o comportamento do material é tipicamente elástico; e se o tempo for demasiado longo, o comportamento passa a ser próximo ao plástico.

Nos casos de material elasto-plástico, como é melhor classificado o aço, seu comportamento é expresso na Fig. II.3.

II.3. - MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO.

II.3.1. - PEDRA.

Acredita-se que a pedra tenha sido um dos primeiros materiais a ser usado com função estrutural. Como exemplo desta idéia têm-se os dolmens pré-históricos, os templos Incas, os palácios da Grécia antiga e outros.

Este material apresenta algumas características estruturais das quais citam-se:

- boa resistência à compressão;
- baixa resistência à tração;
- grande durabilidade; e
- grande peso (alta densidade).

Estas características evidenciam algumas vantagens e desvantagens, algumas dificuldades e conveniências do uso deste material.

II.3.2. - MADEIRA.

Outro material que há muito é utilizado nas construções é a madeira. Este é um dos materiais nobres dentro do campo das construções, dadas suas várias aplicações. Ela tanto se presta para a construção em si, nas várias funções de: estrutura; vedação, estrutura de cobertura; revestimento e outras; como também serve de material de apoio a construções maiores, onde ela se presta

como andaimes, cimbramento, fôrma, etc. e também como parte de outros utensílios e ferramentas, como portas, divisórias, janelas, mobília, cabos de ferramentas, etc. Suas principais características são:

- boa resistência à tração e à compressão;
- é um material leve, de maneira geral;
- tem uma ótima trabalhabilidade;
- resiliência*;
- boas características de isolamento térmico e absorção acústica, quando se apresenta na forma transformada;
- vários padrões estéticos e decorativos;
- traz problemas quanto à durabilidade.

A madeira apresenta também a possibilidade de ser um recurso renovável, à medida que se faça o reflorestamento das áreas desmatadas.

Mas não é somente na sua forma natural e original que a madeira tem grande proveito. Através de processos de beneficiamento pode-se obter madeira laminada, compensada ou contraplacada, aglomerada ou reconstituída, onde se procura resolver, principalmente, os problemas causados pela anisotropia e heterogeneidade que tinha quando na sua forma original; além de diminuir o problema de dimensões limitadas.

Quanto à umidade, o comportamento físico-mecânico da madeira se altera em função da presença ou variação da água de impregnação, que é aquela que aparece nas paredes celulósicas das células lenhosas, por serem elas hidrófilas.

(*) Propriedade pela qual a energia armazenada num corpo deformado é devolvida, quando cessa a tensão causadora da deformação elástica.

Uma das características que descrevem cada tipo de madeira é a densidade, a qual é normalmente considerada em termos da massa específica aparente, i.e., massa por unidade de volume aparente, referida ao teor de umidade no qual foi determinada.

Sua condutibilidade elétrica é dependente da umidade. Quando seca, é material isolante; quando úmida, por conter sais minerais, é condutora.

Termicamente, a madeira é um mau condutor devido à sua constituição celular que mantém bolhas de ar na sua estrutura. Sendo a celulose má condutora de calor, esta característica se acentua. O coeficiente de condutibilidade térmica (K) das madeiras em geral é de aproximadamente 0,1 kcal/m,h,°C. Pode-se concluir que paredes de madeira são excelentes barreiras térmicas.

Quanto às características acústicas, a madeira é um bom material para absorção, mas não é indicada para isolamento acústico. O isolamento oferecido pela alvenaria de tijolo maciço com espessura de 30 cm é de 53 dB, enquanto que o da madeira compensada de 65 mm de espessura é de 20 dB e da chapa de fibra de madeira de 12 mm é de 18 dB.

Quanto à resistência ao fogo, a madeira não tratada inicia combustão espontânea quando atinge temperaturas da ordem de 275°C. Num incêndio normal, a madeira se consome a uma velocidade de cerca de 10 mm cada 15 minutos. Se a temperatura se mantém em torno de 275°C, quando a calcinação atinge cerca de 10 mm, o fogo cessa, pois esta camada calcinada interrompe a combustão. As estruturas de madeira podem ser classificadas naquelas em que a 300°C propagam o incêndio com perda rápida de toda resistência mecânica; e naquelas que resistem a temperaturas elevadas por certo tempo. O parâmetro para essa classificação é a dimensão mínima das peças da estrutura. Dessa forma, peças com espessura inferior a 20 mm são propagadoras de incêndio, devendo ser evitadas sempre. Aquelas com espessuras mínimas superiores a 25 mm oferecem

menor perigo, e aquelas com mais de 50 mm podem ser empregadas normalmente, sendo elas mais seguras que as estruturas metálicas, BAUER[3]

A impregnação, sob pressão, de resinas, baquelita, etc., melhoram tanto suas características isolantes quanto mecânicas.

11.3.3. - ALVENARIA.

A alvenaria ou pedras artificiais dividem-se entre os materiais cerâmicos e os de cimento.

11.3.3.1. - MATERIAIS CERÂMICOS

A cerâmica é a pedra artificial obtida a partir da argila por processo, em geral, de coleta, preparo, moldagem, secagem e cozedura da pasta.

Os antigos egípcios já conheciam o adobe, tijolos feitos com barro e palha, secos naturalmente. A palha, sendo fibrosa, proporciona um certo aumento da resistência, dada a maior coesão do material. Hoje em dia usa-se argila para fazer os tijolos e estes são cozidos em fornalhas a uma temperatura da ordem de 1000°C , o que proporciona uma melhor resistência. Os tijolos, no entanto, apresentam características semelhantes à pedra. Têm peso um tanto quanto elevado, boa resistência à compressão e má à tração.

A qualidade da argila tem influência na qualidade da cerâmica, cuja resistência pode ir desde 0,5 MPa a 12 MPa. São as próprias características ligantes e de resistência da argila que possibilitam a confecção e utilização dos materiais cerâmicos.

Alguns materiais cerâmicos possíveis de serem utilizados na construção, como o adobe e argamassa de barro, não sofrem cozedura. Pode-se obter adobes cuja tensão de compressão atinge até 0,7 MPa, no entanto, o material readquire a plasticidade quando recebe água.

Das cerâmicas cozidas, o tijolo é indicado somente como material estrutural ou de vedação, pois é bastante rústico e, por apresentar porosidade alta, sua absorção é grande, necessitando revestimento quando exposto. No entanto, é esta porosidade que garante a aderência das argamassas de assentamento e revestimento.

Para os tijolos prensados, onde a porosidade é bem menor, são necessários furos ou frisos (ranhuras) para que possa haver aderência das argamassas.

A dilatação térmica dos tijolos está próxima a 0,15 mm/m, contra a do concreto que chega a 0,8 mm/m, o que explica muitas das trincas em elementos mistos, já que o concreto apresenta uma dilatação mais de cinco vezes maior que a dos tijolos. O isolamento acústico é maior nos tijolos furados, e aumenta com o peso deles. Dependendo da frequência do som, os tijolos podem entrar em ressonância.

As telhas são outros materiais cerâmicos muito utilizados na construção; no entanto, não têm função estrutural.

II.3.3.2. - ALVENARIA DE CIMENTO (OU DE ARGAMASSA).

Nas alvenarias de cimento, este é o elemento ligante, que é associado a materiais inertes como areia e pedriscos, para formarem uma massa de consistência desejável com a adição de água e poder serem forjadas as peças para os fins estruturais ou de vedação, analogamente à alvenaria de cerâmica.

Este tipo de material, em geral, oferece menor conforto térmico que os cerâmicos. Suas características podem ser bastante controladas, pois existe uma variedade de cimentos com propriedades diferentes e é possível variar-se também os agregados.

II.3.4. - ARGAMASSA ARMADA.

Um outro material que, apesar de ter sua origem em

meados do século passado (1850), apenas recentemente tem despertado interesse no meio técnico, à medida que se evidenciam suas vantagens, é a argamassa armada.

Este material constitui-se de uma argamassa de cimento portland e areia, de alta resistência, reforçada por uma malha fina de fios de aço, normalmente com espessura de 1,5 a 4,0 mm.

Dado o bom comportamento estrutural e facilidade de conformação e moldagem, a argamassa armada pode ser utilizada nas regiões subdesenvolvidas, onde predominam as aplicações em barcos, silos e pequenos reservatórios, valendo-se da mão-de-obra farta, ou nas regiões desenvolvidas, onde a pré-fabricação e a leveza dada à construção são atributos bastante favoráveis à sua utilização na construção civil.

A idéia de se obter peças esbeltas levou à produção da argamassa armada que, dada a sua alta taxa de armadura e consumo de cimento, garante uma grande capacidade resistente de material, sem custos elevados. Por esse elevado consumo de cimento, as retrações nas peças de argamassa armada tendem a ser grandes, podendo provocar fissuras que chegam a comprometer a utilização da peça.

A fissuração durante a fase plástica e o início da pega depende das condições de exposição (temperatura, umidade, etc), características do material fresco e seus constituintes e ainda, da geometria da peça.

A incidência dessas fissuras e seus limites são normalizados pela NBR-6118 e comentados em publicação do Instituto Brasileiro de Tela Soldada (O uso de tela soldada no combate à fissuração).

O uso de tela soldada contribui bastante no controle das fissuras na argamassa armada pela alta aderência obtida entre estes dois materiais através dos nós soldados.

A deformabilidade da argamassa é maior que a do concreto submetido ao mesmo carregamento, i.e., argamassa e concreto executados com a mesma pasta, no estado endurecido, têm desempenhos físicos, mecânicos, elásticos e químicos diferentes, devido aos diferentes teores de agregados.

11.3.5. - AÇO.

O que se chama de ferro e aço diferencia-se basicamente nas concentrações de carbono existente no material obtido a partir da queima de minérios de ferro. O ferro já era conhecido na pré-história e imagina-se uma forma bastante rudimentar de obtê-lo. O aço só passou a ser usado como material estrutural no século XVIII, graças ao inglês Abraham Darby que introduziu um processo utilizando o carvão "coke" no forno de queima do minério, e o aço que hoje se conhece, só foi desenvolvido a partir de 1879, quando Thomas e Gilchrist conseguiram diminuir a concentração de fósforo no aço produzido (GIBSON[4]). Hoje existem vários tipos de aço, de várias características resistentes, corrosivas, de maleabilidade, etc. O aço é um dos materiais mais importantes e mais utilizados nas obras de estruturas. Ele pode ser usado em conjunto com outros materiais, ou em forma de perfis, onde já é suficiente para solucionar muitos casos estruturais. De forma geral, seu diagrama tensão-deformação tem a forma apresentada na Fig.II.4.

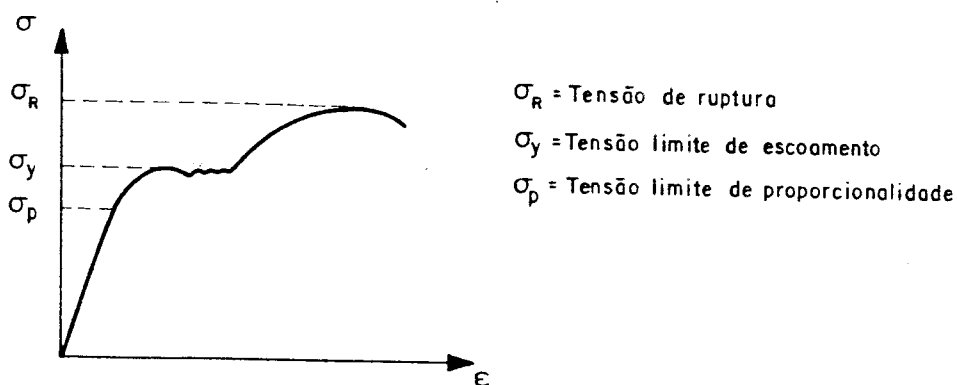


Fig.II.4. - Curva de deformação do aço

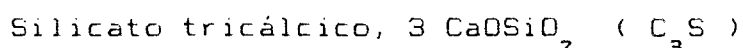
O aço é um material isotrópico, de grande massa, mas dada a sua enorme resistência em relação aos demais materiais, suas dimensões acabam proporcionando estruturas

muito leves. Essa grande esbelteza alcançada nos seus perfis traz um problema de instabilidade, que é a flambagem, à qual o projetista estrutural deve estar sempre atento. O aço também apresenta uma certa susceptibilidade em relação à corrosão, que é a sua oxidação, acelerada caso alguns cuidados não sejam tomados. Sua resistência ao fogo é um ponto de preocupação na opção deste material para os elementos estruturais, já que ele perde muito de sua resistência mecânica a temperaturas relativamente baixas, da ordem de 300°C.

11.3.6. - CONCRETO

Uma espécie de concreto já era conhecida pelos antigos romanos. Eles usavam pequenas pedras e argamassa de cal em camadas alternadas para preencher os espaços das faces externas das paredes de pedras e tijolos. Este concreto era frágil, mas os próprios romanos descobriram como melhorá-lo, adicionando cinza vulcânica (pozolana) à cal. Após a saída dos romanos da região britânica, a arte das argamassas e concreto ficou um pouco esquecida e só por volta de 1756 é que foram retomados alguns estudos de materiais de cimentação, quando John Smeaton teve a incumbência de reconstruir um farol que pudesse resistir às condições do tempo perto do mar. Com algumas tentativas de pesquisa, acabou se perguntando: "Se uma pedra calcárea argilosa produz um bom cimento, porque não se pode misturar argila e pedra calcárea pura ou giz para obter o mesmo resultado?" Este foi seu grande mérito: concluir que uma pedra calcárea argilosa produziria melhor resultado que uma mais pura em cal. Quem acabou patenteando este cimento em 1824 foi Joseph Aspdin, e o chamou de Portland por causa da semelhança de cor com as pedras de Portland, Inglaterra, que foram as usadas na construção da Catedral de "St Paul", no Palácio de "Buckingham" e outras construções públicas.

Para a composição do cimento portland, os principais compostos químicos são:



Silicato dicálcico, 2CaOSiO_2 (C_2S)

Aluminato tricálcico, $3 \text{CaOAl}_2\text{O}_3$ (C_3A)

Ferro-aluminato tetracálcico, $4 \text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{F}_2\text{O}_3$ (C_4AF)

Gesso (Sulfato de cálcio hidratado) $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$

Estes compostos podem ser combinados em porcentagens variadas, dando características diferentes ao cimento obtido.

Os silicatos de cálcio, que juntos constituem cerca de 70 % do cimento, são os que controlam a resistência do mesmo.

Os cimentos portland comum, de alta resistência inicial e resistente a sulfatos, são os mais utilizados. Existe ainda o de baixo calor de hidratação e o modificado.

Os cimentos portland têm os seguintes destinos:

Comum - na construção em geral.

Modificado - é indicado no caso de grandes volumes de concretagem em maciços, pois a velocidade de geração de calor é menor, além de apresentar melhor resistência ao ataque de sulfatos existentes nos solos.

de Alta Resistência Inicial - quando é necessário que o concreto adquira resistência rapidamente.

de Baixo Calor de Hidratação - como sua fórmula é destinada a gerar um mínimo de calor e de forma lenta, é indicado em maciços, como barragens, evitando o aparecimento de trincas de retração.

Resistente a Sulfatos - para o caso onde o solo e/ou água em contato com a peça contenham sulfatos, que ao reagirem com o hidróxido de cálcio do próprio cimento produz gesso e um sulfoaluminato de cálcio hidratado, substância expansiva, traz efeito

nocivo, daí este cimento conter baixo teor de aluminato tricálcico.

Algumas outras variações do cimento portland são:

C.P. de Alto Forno

C.P. Branco

Cimento para argamassa

Cimento Aluminoso ou Refratário

C.P. Pozolânico.

Uma descrição mais detalhada dos cimentos pode ser obtida nas publicações das Normas Brasileiras:

NBR-5732 : C.P. comum.

NBR-5733 : C.P. de Alta Resistência Inicial.

NBR-5735 : C.P. de Alto Forno.

NBR-5736 : C.P. Pozolânico.

NBR-5737 : C.P. de Alta Resistência a Sulfatos
C.P. de Moderada Resistência a Sulfatos
e Moderado Calor de Hidratação.

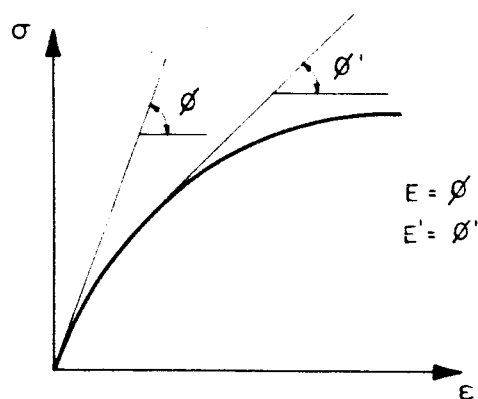


Fig. II.5. - Curva de deformação da argamassa de cimento e do concreto

O diagrama tensão-deformação para os cimentos é próprio e tem a forma apresentada na Fig. II 5. Seu módulo de elasticidade é obtido através do coeficiente angular da tangente à curva tensão-deformação.

Porém, mais importante do que o uso do concreto por si só, é a combinação concreto-aço, que possibilitou a existência do concreto armado e o concreto protendido. É essa combinação que faz do aço e do concreto os principais materiais de estrutura hoje em dia.

Para conhecer melhor o concreto, são destacadas algumas de suas propriedades, Bauer[3]:

1) A massa específica aparente dos concretos comumente utilizados depende do processo de adensamento aplicado e, em menor grau, do meio ambiente, que pode influir na proporção de água contida nos seus poros. Em média, os valores são os seguintes:

-concreto não adensado	2100 kg / m ³
-concreto socado	2250 kg / m ³
-concreto vibrado	2300 a 2400 kg / m ³

Para o concreto armado, a armadura interfere no valor da sua massa específica. Para 100 kg de ferro por metro cúbico, a massa específica aparente alcança 2450 kg/m³ e para 120 kg de ferro por metro cúbico, 2500 kg/m³.

Nos concretos com agregados leves a massa específica aparente varia de 300 a 1800 kg/m³ e naqueles com agregados pesados, varia de 3500 a 5500 kg/m³.

2) A resistência à abrasão é importante nos casos em que a superfície está sujeita a movimentação de cargas. A diminuição da aspereza, a utilização de agregados mais duros e maiores e uma pasta de cimento de melhor qualidade diminui o desgaste da superfície, já que a sua destruição se dá pelo rompimento ou descolamento dos grãos do agregado nesta interface.

3). Quanto a condutibilidade elétrica, pode-se dizer que o concreto é um mau condutor; contudo, não é um isolante. O valor dessa grandeza é dependente da umidade e da composição do concreto. Nos concretos com 300 kg de cimento por metro cúbico, sua resistência elétrica está entre 10^4 ohm/cm² e 10^7 ohm/cm².

4). Das propriedades térmicas do concreto pode-se dizer:

a). a condutibilidade térmica nos concretos usuais é maior que nos concretos de baixa densidade e nas alvenarias. Seu coeficiente de condutibilidade é da ordem de 1,45 kcal/mh °C.

b). seu calor específico varia entre 0,20 e 0,25 kcal/kg °C.

c). o valor do coeficiente de dilatação térmica é variável, dependendo do tipo de cimento, dos agregados, do grau de umidade e das dimensões da seção transversal da peça. Para cálculos, utiliza-se o valor 10×10^{-6} / °C, sendo desejado sempre que seu valor real esteja próximo ao do aço, que é de 11×10^{-6} / °C.

d). quanto à resistência ao fogo ou calor, nos casos em que a elevação da temperatura é gradual, como nas chaminés ou cubas de uso industrial, tomam-se alguns cuidados no projeto. No entanto, nos casos de incêndios, a estrutura pode se rapidamente aquecida e sujeita a choques térmicos de resfriamento, não se podendo prever seu comportamento.

5). a propagação das ondas sonoras no concreto usual de edifícios é de proporção moderada. O coeficiente de amortecimento desse concreto na propagação direta dos ruídos de impacto é muito pequeno. Nos casos de sons propagados por via aérea, as paredes e pisos contribuem de modo apreciável à absorção e conseqüente redução das vibrações sonoras.

6). A durabilidade do concreto é dependente dos

eventuais ataques de agentes agressivos durante sua existência. Estes agentes podem ser do tipo mecânico, físico, biológico e outros. O processo destrutivo pode ser interrompido com a cessação das causas.

II.3.7. - ALUMÍNIO.

Com o desenvolvimento da metalurgia e a descoberta de ligas metálicas para o alumínio, este tem tido um grande uso nas estruturas. Suas várias ligas têm possibilitado a execução de estruturas mais leves e bastante resistentes, além de possibilitar seu uso para outros fins dentro das construções: telhas, divisórias, caixilharia, etc.

II.3.8. - VIDRO.

O vidro é um material bastante resistente, mas frágil, de forma que não tem encontrado lugar na área estrutural, mas tem tido razoável atuação em outras partes das construções.

II.3.9. - POLÍMEROS (PLÁSTICOS).

O plástico é um material artificial que teve sua investida no campo da estrutura, mas não foi muito longe, e agora tenta encontrar características que possibilitem sua maior aplicabilidade na área.

Alguns materiais a base de epoxi reforçado com fibra de vidro têm tido alguma atuação quando se trata de ambiente muito agressivo do ponto de vista químico e térmico, mas a resistência mecânica destes materiais não se aproxima da do aço e são bastante caros por serem totalmente industrializados e usarem matéria-prima muito cara.

O PVC é muito utilizado nas obras civis, mas apenas para tubulações hidráulicas e elétricas, não como material estrutural.

III.1. - INTRODUÇÃO.

O emprego expressivo dos cabos como elemento estrutural é relativamente recente. A estrutura em cabos tem possibilitado vencer grandes vãos, tanto de pontes quanto de coberturas, tornando viáveis obras que não seriam possíveis com o uso de outras estruturas, até mesmo o arco, para vencer tão grandes distâncias, Fig. III.1.

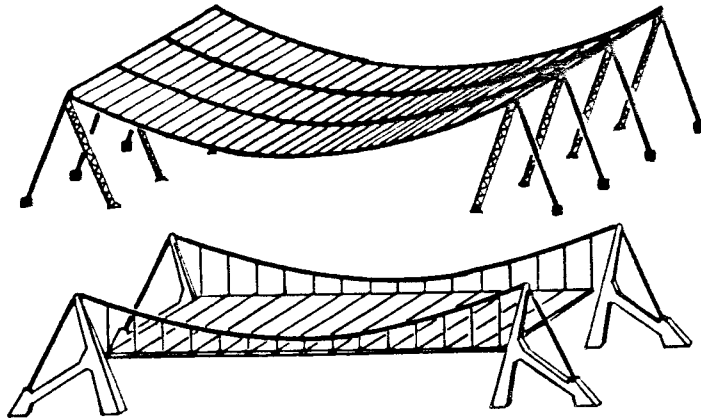


Fig. III.1. - Estruturas em cabo

Como exemplos de obras nacionais tem-se o Pavilhão da Exposição Internacional da Indústria e Comércio e o Templo Israelita, no Rio de Janeiro; o Pavilhão do Rio Grande do Sul na Exposição do IV Centenário de São Paulo; a Igreja Nossa Senhora das Graças, em Araraquara, São Paulo; Ginásio de Esportes Governador Emilio Gomes, em Rolândia, Paraná e outras.

III.2. - CARACTERÍSTICAS.

O cabo é uma estrutura linear cujo esforço atuante é sempre paralelo à tangente de seu eixo, isto é, ele só ocorre ao longo de seu comprimento, distribuindo-se de modo uniforme na sua seção transversal. Esta situação é a que garante o melhor aproveitamento do material de que ele é feito, tornando o cabo uma estrutura muito eficiente do ponto de vista de resistência.

Fundamentalmente, existem duas categorias de estruturas de cabos. Uma que emprega cabos não protendidos (livremente suspensos), e outra, que os usa com protensão (cabos treliça).

Para o objetivo que se pretende atingir, estudar-se-ão os cabos soltos, ou livremente suspensos, inextensíveis, que dão à estrutura (cesta) uma concavidade voltada para cima, onde se destacam as formas cilíndricas.

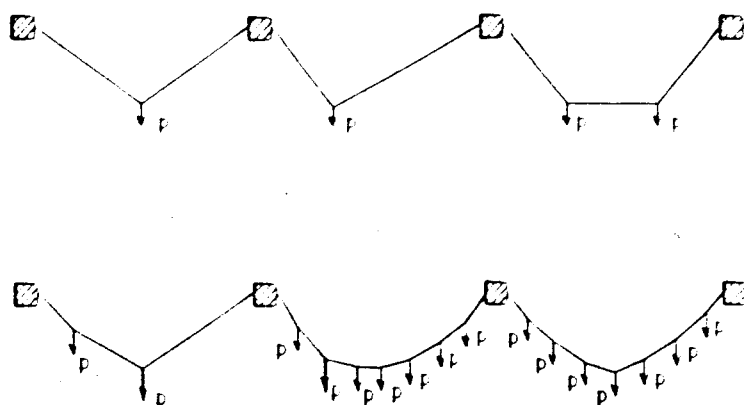


Fig. 111.2. - Forma devido ao carregamento

A forma que esses cabos assumem quando suspensos depende do carregamento a que são sujeitos. O cabo é uma estrutura que pode ser considerada linear; que só é capaz de resistir a esforços ao longo de seu eixo, e mesmo assim, esforços de tração; portanto, é flexível. Por isso, a forma que assume o cabo é determinada pelo carregamento que o solicita. Ao se estudar suas formas, quando estão sujeitos a ações bem maiores que a de seu peso próprio, pode-se assumir trechos retos entre as cargas nele penduradas e entre estas e os apoios, Fig. 111.2.

"Em essência a cobertura pênsil se compõe de uma cesta, cujos cabos - ancorados em vigas, pilares, arcos e até mesmo em rocha - sustentam o elemento de vedação, que pode ir desde o concreto, a madeira, a chapa de aço ou de alumínio até a lona ou os plásticos translúcidos."
BARBATO[5]

Como o objetivo é a forma geral da estrutura

final, o carregamento mais comum e que será interessante para se obter as primeiras dimensões da estrutura é o uniformemente distribuído. Mesmo assim, há uma sutileza nesse tipo de carregamento que diferencia a forma que o cabo assumirá. Se essa distribuição se dá ao longo do vão, a forma do cabo é a parabólica, e se a distribuição ocorre ao longo do próprio cabo, a forma é a catenária, Fig.III.3.

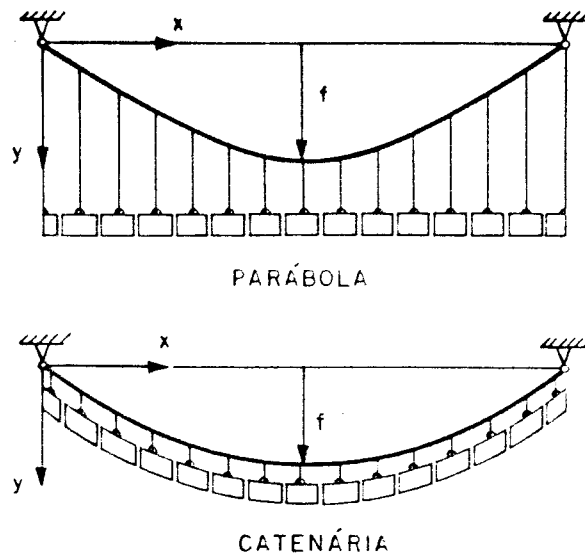


Fig.III.3. - Curvas características dependentes do carregamento

Mas para os objetivos deste trabalho, a dificuldade matemática que se encontra ao levar em conta esta precisão formal entre as curvas não se justifica, haja vista que, para as relações práticas de flecha e vão, a parábola e a catenária são curvas tão próximas, Fig.III.4, que se pode adotar a primeira, que é matematicamente simples, em ambos os casos de carregamento, sem prejuízos dos resultados que se procura.

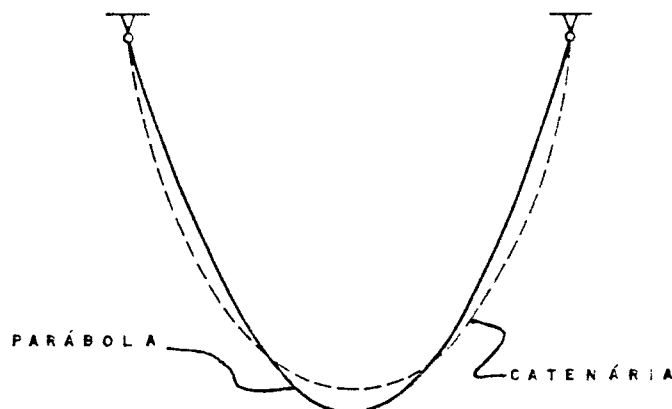


Fig.III.4. - Proximidade das formas

III.3 - DIMENSIONAMENTO

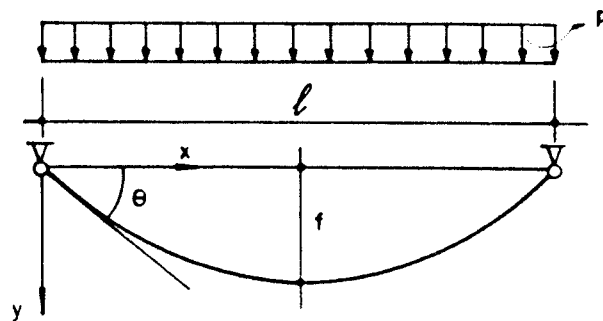


Fig. III.5. - Apoios nivelados

Posto isto, toma-se a parábola como a curva representativa dos cabos e o carregamento total como sendo uniformemente distribuído ao longo do vão, obtendo-se as seguintes equações:

III.3.1. - APOIOS NIVELADOS

III.3.1.1. - SUSPENSÃO PARABÓLICA

$$y = - \frac{p}{2F_{hor}} x^2 + \frac{pl}{2F_{hor}} x$$

onde y = ordenada da seção considerada do cabo;
 x = abscissa da seção considerada do cabo;
 p = taxa de carregamento que atua sobre o cabo;
 F_{hor} = força horizontal no apoio;
 l = vão teórico do cabo.

III.3.1.2. - FORÇA HORIZONTAL (F_{hor})

III.3.1.2.1. - para $x = l/2$, $y = f$

$$f = - \frac{p}{2F_{hor}} \frac{l^2}{4} + \frac{pl}{2F_{hor}} \frac{l}{2}$$

$$f = \frac{pl^2}{F_{hor}} \left(- \frac{1}{8} + \frac{1}{4} \right)$$

$$f = \frac{1}{F_{\text{hor}}} \left(\frac{p l^2}{8} \right)$$

$$F_{\text{hor}} = \frac{p l^2}{8f}$$

III 3.1.2.2. - quando a inclinação (θ) do cabo no arranque é conhecida :

$$\text{tg } \theta = \left. \frac{dy}{dx} \right|_{x=0} = \frac{p l}{2F_{\text{hor}}}$$

$$F_{\text{hor}} = \frac{p l}{2 \text{tg } \theta}$$

III 3.1.3. - COMPRIMENTO DO CABO (s)
(fórmula aproximada)

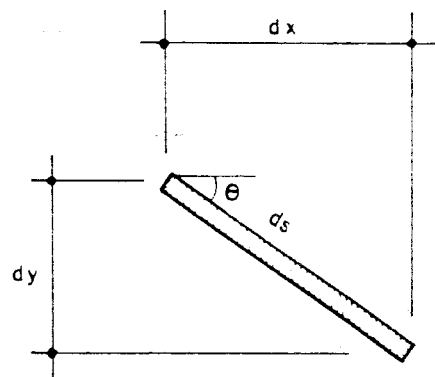


Fig. III.6. - Segmento infinitesimal de cabo

$$(ds)^2 = (dx)^2 + (dy)^2$$

$$\left(\frac{ds}{dx} \right)^2 = 1 + \left(\frac{dy}{dx} \right)^2$$

$$ds = \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx} \right)^2} dx$$

$$ds \approx \left[1 + \frac{1}{2} \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 \right] dx$$

Integrando de 0 a l , considerando o valor de F_{hor} :

$$s \approx l \left[1 + \frac{p^2 l^2}{24 F_{hor}^2} \right]$$

$$s \approx l \left[1 + \frac{8}{3} \left(\frac{f}{l} \right)^2 \right]$$

Tab. III.1. - Verificação da aproximação admitida.

$\frac{f}{l}$	s / l	
	EXATO	APROXIMADO
1 / 15	1,01084	1,01185
1 / 10	1,02606	1,02667
1 / 05	1,09823	1,10667

A aproximação é satisfatória, como se confirma na tabela Tab. III.1.

III.3.1.4. - TRAÇÃO NO CABO (F_{cab})

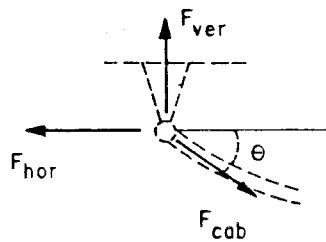


Fig. III.7. - Componentes das forças nos apoios

$$\frac{dy}{dx} = - \frac{px}{F_{hor}} + \frac{pl}{2F_{hor}}$$

$$F_{cab} = \frac{F_{hor}}{\cos\theta} = F_{hor} \frac{ds}{dx}$$

$$F_{cab} = F_{hor} \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2}$$

$$F_{cab} = F_{hor} \sqrt{1 + \left[-\frac{px}{F_{hor}} + \frac{p\ell}{2F_{hor}}\right]^2}$$

$$F_{cab} \Big|_{x=0} = F_{max} = F_{hor} \sqrt{1 + 16\left(\frac{f}{\ell}\right)^2}$$

III.3.2. - APOIOS DESNIVELADOS

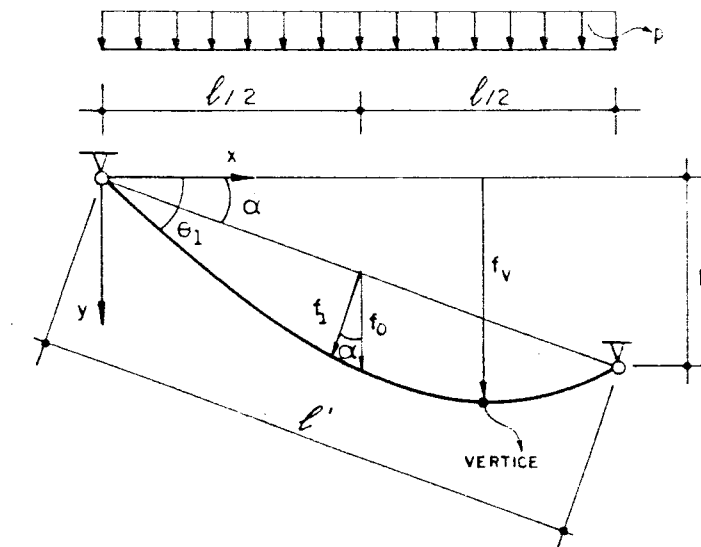


Fig. III.8. - Apoios desnivelados

III.3.2.1. - SUSPENSÃO PARABÓLICA

$$y = -\frac{p}{2F_{hor}} x^2 + \left[\frac{p\ell}{2F_{hor}} + \frac{h}{\ell}\right] x$$

onde h = desnível entre os apoios.

III.3.2.2. - FORÇA HORIZONTAL (F_{hor})

III.3.2.2.1 - Quando se conhece a flecha no vértice do cabo

$$-\frac{px_v}{F_{hor}} + \frac{p\ell}{2F_{hor}} + \frac{h}{\ell} = 0$$

donde
$$x_v = \frac{F_{hor}}{p} \left[\frac{p\ell}{2F_{hor}} + \frac{h}{\ell} \right]$$

com
$$x = x_v, \quad y = f_v$$

$$f_v = -p \frac{x_v^2}{2F_{hor}} + \left[\frac{p\ell}{2F_{hor}} + \frac{h}{\ell} \right] x_v$$

substituindo nesta, a expressão de x_v ;

$$F_{hor} = \frac{p\ell^2}{h} \left[f_v \left(1 \pm \sqrt{1 - \frac{h}{f_v}} \right) - \frac{h}{2} \right] *$$

$$x_v = \frac{\ell}{h} \left[f_v \left(1 \pm \sqrt{1 - \frac{h}{f_v}} \right) \right] *$$

(*) O duplo sinal indica os valores de F_{hor} e x_v para $x_v > \ell$ (sinal positivo) e $x_v < \ell$.

III.3.2.2.2. - quando se conhece θ_1

$$\operatorname{tg} \theta_1 = \frac{dy}{dx} \Big|_{x=0} = \frac{p\ell}{2F_{hor}} + \frac{h}{\ell}$$

donde
$$F_{hor} = \frac{p\ell}{2(\operatorname{tg} \theta_1 - h/\ell)}$$

III.3.2.3. - COMPRIMENTO DO CABO (s)
(fórmulas aproximadas)

a) Da Fig. III.8. vem :

$$s = \ell' + \frac{8}{3} \frac{f^2}{\ell'}$$

sendo $\ell' = \ell / \cos \alpha$ e $f_1 = f_0 \cos \alpha$

$$s = \frac{l}{\cos \alpha} + \frac{8}{3} f_0^2 \frac{\cos^3 \alpha}{l}$$

b) Também se obtém o comprimento aproximado por :

$$(ds)^2 = (dx)^2 + (dy)^2$$

$$s = \int_0^l \sqrt{1 + \left[-\frac{px}{F_{hor}} + \frac{p\ell}{2F_{hor}} + \frac{h}{\ell} \right]^2} dx$$

$$s \cong \int_0^l \left[1 + \frac{1}{2} \left(-\frac{px}{F_{hor}} + \frac{p\ell}{2F_{hor}} + \frac{h}{\ell} \right)^2 \right] dx$$

$$s \cong \ell \left[1 + \frac{p^2 \ell^2}{24F_{hor}^2} + \frac{h^2}{2\ell^2} \right]$$

III.3.2.4. - TRACÇÃO NO CABO (F_{cab}):

Analogamente a arranques nivelados :

$$F_{cab} = \frac{F_{hor}}{\cos \theta} = F_{hor} \frac{ds}{dx}$$

$$F_{cab} = F_{hor} \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx} \right)^2}$$

$$F_{cab} = F_{hor} \sqrt{1 + \left[-\frac{px}{F_{hor}} + \left(\frac{p\ell}{2F_{hor}} + \frac{h}{\ell} \right) \right]^2}$$

Com essa formulação, dadas as características geométricas da estrutura suspensa de cabos e a carga prevista, pode-se obter facilmente o esforço de tração no cabo e com este, a dimensão do mesmo.

Um critério possível para este dimensionamento é o das tensões admissíveis, onde, de posse do valor da tensão

admissível (σ_{adm}) do cabo e da força de tração que se obteve através das fórmulas, é possível obter a área da seção transversal do cabo. No entanto, como ele é na verdade, por si mesmo, uma estrutura composta de fios, dependendo da combinação destes, o cabo tem um determinado comportamento, tornando-se difícil determinar valores admissíveis para ele. Então, o procedimento prático passa a ser: determinada a força que atua no cabo e de posse de alguma tabela que apresente os valores limites de esforços para os cabos, obtidos a partir de ensaios, pode se determinar diretamente o cabo a ser usado, ao invés de se obter uma área de seção transversal

III.4 - CONSIDERAÇÕES.

"Se for mantida a flecha, o vão e a ação total no cabo constantes, a inclinação θ do cabo nos apoios vai variar com a forma deste, a qual é afetada diretamente pela distribuição das ações. Como a inclinação varia, também a força de tração nele varia. Então, a carga total aplicada no centro do vão produzirá uma tensão no cabo, na altura dos apoios, que é maior que aquela produzida quando a ação é uniformemente distribuída, Fig. III.9.

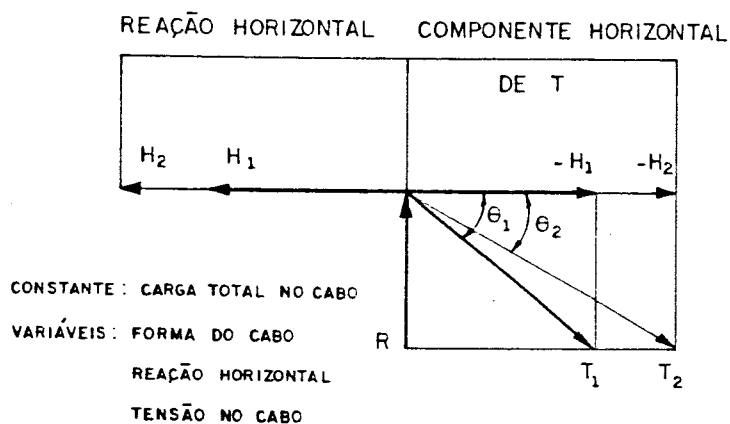


Fig. III.9. - Estudo das variações das componentes

As relações flecha/vão foram lançadas em gráficos, Fig. III.10., contra máxima tração no cabo, reação horizontal no apoio e peso do cabo para os casos de carregamento uniformemente distribuído (ao longo do cabo) e força concentrada no centro do vão. Os valores ótimos são evidentes nas drásticas mudanças de curvatura dos gráficos.

Desses gráficos pode-se notar que a economia nos cabos é dependente, sobretudo, da sua forma. "CABLE[6]

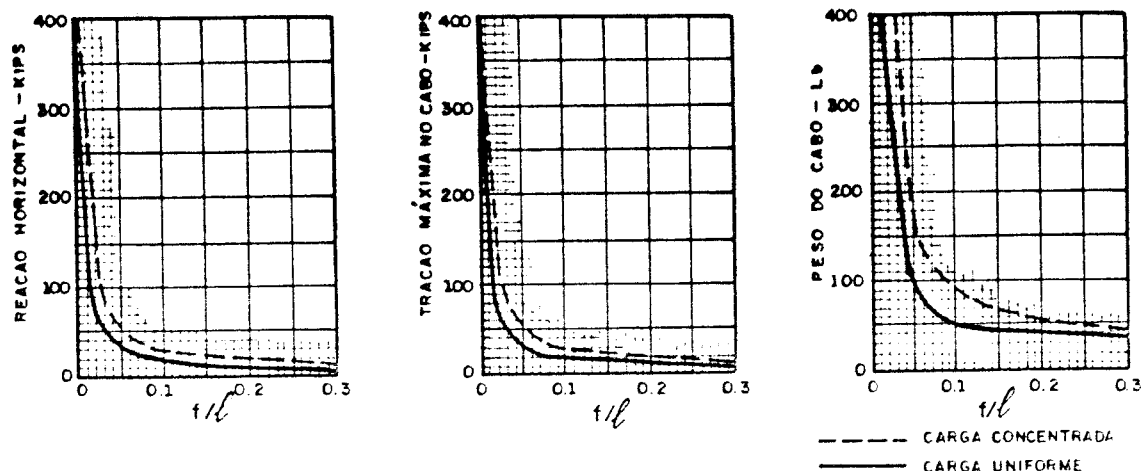


Fig. III.10. - Desempenho da estrutura em cabo

Dessa forma, para efeito de definição arquitetônica, pode-se facilmente observar, a partir da Fig. III.10, que relações entre flecha e vão de 0,10 a 0,20 estarão de perfeito acordo com relações que traduzem exequibilidade, economia e bom funcionamento da estrutura.

Costuma-se dizer que não existem limites técnicos para a aplicação das estruturas em cabos, pois a eficiência na exploração de sua resistência é bastante alta. Na verdade, o caso se torna uma questão de dimensões dos elementos e principalmente uma questão de custo.

Na utilização dos cabos, o que causa maiores dificuldades são os conectores, que dadas as suas responsabilidades na segurança da estrutura e as grandes tensões a que são submetidos, normalmente são peças caras. Por isso é que o cabo não é uma estrutura econômica para pequenos vãos.

O que se tem de efetivo é que o cabo é a estrutura capaz de vencer os maiores vãos.

Os cabos são estruturas extremamente eficientes do ponto de vista da resistência; portanto, seu peso é quase insignificante frente aos vãos que é capaz de cobrir. Seu

principal aspecto negativo é quanto à incapacidade de resistir esforços de compressão ou flexão. No entanto, a estrutura global adquire grande rigidez quando se usam os cabos formando superfícies de dupla curvatura reversas.

Quando os vãos ainda estiverem nos limites de aplicabilidade de estruturas bastante eficientes como arcos e treliças, estas podem ser as alternativas para o uso dos cabos.

CAP. IV. - PILARES

IV.1. - INTRODUÇÃO.

Estes elementos normalmente aparecem em qualquer estrutura. Sua função é relativamente simples, mas de enorme responsabilidade. Daí a necessidade de certos cuidados e critérios no seu dimensionamento. Uma falha no funcionamento de um único elemento deste tipo pode pôr em risco e condenar toda a estrutura.

Sua função não é outra senão a de transferir esforços no sentido vertical, isto é, receber os esforços dos níveis superiores e descarregá-los nos elementos dos níveis inferiores ou nas fundações das estruturas. Estas cargas podem ser-lhes transmitidas por meio de outros elementos que se liguem a eles como as vigas, lajes e outros pilares ou por ações diretas dos carregamentos. Quando da definição da estrutura para uma dada arquitetura, são os pilares um dos primeiros elementos a serem analisados. As posições que ocuparão praticamente já definem a estrutura da obra, começando aí a sua responsabilidade. A sua distribuição tem influência muito grande no comportamento global da estrutura, bem mais significativa que a definição dos demais elementos. Nesta fase, os cuidados a serem tomados recaem sobre o número de pilares a serem admitidos, a compatibilidade com a estética e a funcionalidade da arquitetura, a harmonia de funcionamento entre si e os demais elementos, principalmente a fundação.

IV.2. - CARACTERÍSTICAS.

Os pilares são elementos que trabalham normalmente à flexão composta; no entanto, para o intuito deste trabalho, será considerada apenas a compressão simples, o que será justificado posteriormente.

Levando-se em conta apenas a compressão simples, esta se considerando o melhor aproveitamento da capacidade

resistente do material, visto que a solicitação é do tipo uniforme e que o concreto e também o aço resistem bem à compressão. Então, os pilares podem se tornar elementos esbeltos, exigindo atenção quanto à sua estabilidade. No caso dele tornar-se instável e não poder ser contraventado, o dimensionamento passa a ser ditado pelo critério de estabilidade.

O colapso do pilar pode se dar quando a resistência máxima do material é atingida ou quando o elemento perde a estabilidade. A este fenômeno dá-se o nome de flambagem.

A força de flambagem ou crítica (F_{cr}) é aquela força axial para a qual a forma de equilíbrio da barra, inicialmente reta, deixa de ser a própria reta para ser uma curva: a "elástica", Fig. IV.1.

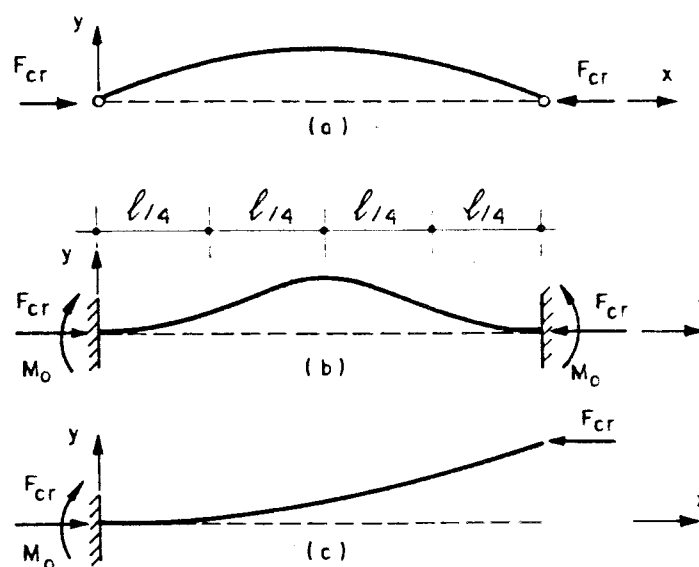


Fig. IV.1. - Formas de equilíbrio na flambagem

O índice de esbeltez (λ) é a relação, l/i , entre o comprimento da barra e seu raio de giração, dado por $(I/A)^{1/2}$, onde I é o momento de inércia da seção em relação ao eixo baricêntrico onde se considera o giro desta, e A é a sua área.

Para valores superiores a λ_{lim} , pode-se obter a força crítica de uma barra prismática, articuladas nas

extremidades e axialmente comprimida, por:

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l^2}$$

Esta expressão foi deduzida por Leonhard Euler (1707-1783), a partir da equação diferencial da linha elástica:

$$EI \frac{d^2 y}{dx^2} = M$$

e por isso, a força crítica é também denominada carga de Euler.

O valor λ_{lim} é aquele para o qual a tensão normal atinge o limite de proporcionalidade do material.

$$\sigma = \frac{F_{cr}}{A}$$

$$\sigma = \frac{\pi^2 EI}{A l^2} = \frac{\pi^2 E A i^2}{A l^2} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$$

$$\lambda_{lim} = \pi \sqrt{\frac{E}{\sigma_y}}$$

Quando o caso for de uma barra engastada nas extremidades, de modo análogo observa-se que o trecho central da Fig. IV.1.b. corresponde à elástica da barra bi-articulada sob a ação da força crítica. Dessa forma, basta substituir na equação de Euler o valor de l por $0,5l$ para obter-se:

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(l/2)^2}$$

$$F_{cr} = 4 \frac{\pi^2 EI}{l^2}$$

No caso da barra com uma única extremidade engastada, também de modo análogo, observa-se na Fig. IV.1.c. que ela está na mesma situação de uma das

metades da barra bi-articulada. Então, basta substituir na equação de Euler o valor de l por $2l$ para obter-se:

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(2l)^2}$$

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{4 l^2}$$

Estes mesmos resultados são alcançados também de forma analítica, partindo-se da equação diferencial da linha elástica, como fez Euler no primeiro caso.

A equação de Euler tem então a seguinte forma geral:

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{K l^2}$$

A Tab. IV.1. apresenta os valores teóricos de K para vários casos de vinculações das barras.

Pela equação da força crítica pode-se observar que ao dobrar-se o comprimento da barra, a força que conduz à flambagem é 4 vezes menor. O aumento do momento de inércia da seção aumenta na mesma proporção a força de flambagem.

Tab. IV.1 - Valores para K

0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0

Apesar de se conhecer os valores teóricos, para o caso de dimensionamento propriamente dito, é aconselhável o

uso dos valores práticos, haja vista que as vinculações não são articulações ou engastes perfeitos. Esses valores práticos são também dependentes do material com o qual se está trabalhando.

Quando se parte de uma seção transversal maciça, para se diminuir o risco de flambagem da peça como um todo, basta aumentar sua resistência à flexão em torno do eixo que se queira considerar na seção, o que significa aumentar seu momento de inércia. Isto é possível com o afastamento do material do centro de gravidade da seção, que é o procedimento mais eficiente que o de simplesmente aumentar a área da mesma. Se este afastamento de material se der numa só direção, corre-se o risco de fazer a seção tender a uma chapa e ter uma grande rigidez à flambagem numa direção e ser débil naquela que lhe é perpendicular. Pode-se afastar o material dividindo sua massa em porções distintas, no entanto, tornam-se necessárias ligações adicionais para que se garanta o funcionamento dessas massas como um sistema único. Estas ligações adicionais acabam por produzir os elementos treliçados.

As seções fechadas obtidas com esse princípio de aumentar a resistência ao giro das seções são também bastante eficientes, pois aumentam a estabilidade da seção em todas as direções. Mas neste caso, quando se procura manter a área mínima necessária à resistência mecânica ao esforço, pode-se estar dando lugar a debilidades locais na seção, que acabam comprometendo todo o elemento.

Os princípios que governam estas mudanças da seção em busca de maior estabilidade são:

1- A dispersão do material da seção aumenta a rigidez na direção da dispersão.

2- As seções cheias podem se transformar em seções de paredes delgadas com a dispersão.

3- As paredes delgadas podem flambar como folhas, ainda que localmente, e levar ao colapso todo o elemento.

4- Duas paredes delgadas se enrijecem perto de sua linha de interseção. Portanto, por repetição, as nervuras e curvaturas dão resistência a uma parede delgada comprimida.

5- As bordas livres são débeis.

6- As seções abertas dispersas exigem treliças que façam suas partes trabalharem como um todo. Essas treliças não podem ser computadas como áreas colaborantes na resistência à flexão dos elementos.

7- Os elementos longos exigem seções mais dispersas que os elementos curtos para resistirem à mesma força, LISBORG[7]

Os pilares devem ser distribuídos de modo a suportarem toda a carga vertical e terem as seções suficientes para resistir ao quinhão desta que couber a cada um, segundo a distribuição que se escolher. O número de pilares não deve ser grande, mesmo que a arquitetura permita a interação entre os vários níveis, pois além de não se tratar de escolha econômica pelo aumento que se terá no custo de fôrmas e mão-de-obra, traz inconvenientes de projeto e também econômico quanto à fundação.

Na escolha das posições dos pilares deve-se levar em consideração a relação harmônica que devem ter com os demais elementos e principalmente com a arquitetura nos vários níveis da estrutura. Por isso, desde a própria definição da arquitetura, deve-se analisar o funcionamento dos vários níveis simultaneamente, tomando alguns cuidados básicos do tipo: evitar posicionar um pilar onde deve existir uma abertura (janela, porta, etc.); ou num corredor; ou qualquer lugar que atrapalhe a circulação e a própria ocupação, ou seja, deve-se prevenir para que a locação de um pilar num determinado nível não tenha interferência perniciosa nos demais níveis. De modo geral é aconselhável evitar lançar mão de viga de transição para se criar vãos maiores em certos níveis da construção. Procurando seguir estas indicações e visando manter uma distribuição homogênea

dos esforços em cada pilar o funcionamento estrutural poderá ter um comportamento bastante racionalizado, facilitando até mesmo o trabalho no projeto das fundações.

Quanto à forma, os pilares gozam de uma certa liberdade, haja vista que o esforço principal a que respondem é o de compressão e portanto, sua seção transversal deve ser constituída de área total suficiente para absorver o esforço axial imposto. Sua forma não é totalmente livre pela necessidade de harmonizá-lo à arquitetura, integrando-o às paredes.

IV.3 - DIMENSIONAMENTO.

IV.3.1. - ÁREA DE INFLUÊNCIA.

Para efeito de pré-dimensionamento, após terem sido definidas as posições dos pilares, pode-se estimar a força de cada um usando o critério das áreas de influência, o qual, no caso de ante-projeto, é perfeitamente válido para ações verticais.

Para o caso de edifícios residenciais e comerciais, adota-se uma taxa de carregamento de 10 kPa ($1,0 \text{ ttf/m}^2$) por piso, que é um valor já consagrado pelo uso nos escritórios de cálculo. Este valor leva em consideração os pesos de lajes, de revestimentos, de vigas, de paredes e de ocupação.

IV.3.2. - INFLUÊNCIA DO COMPORTAMENTO ESTÁTICO.

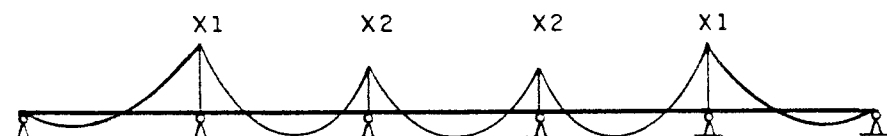


Fig. IV.2. - Distribuição de momentos nas vigas

Para poder se chegar a uma melhor estimativa do esforço nos pilares, faz-se necessária ainda uma

consideração de ordem estática. Tomando-se uma viga contínua de vãos iguais como base para a consideração, a distribuição de momentos sobre os apoios ao longo desta é semelhante ao da Fig. IV.2.:

Sabe-se então, que os apoios recebem os esforços de maneira diferenciada, cabendo aos primeiros apoios internos maior parcela que aos externos ou aos mais internos. Assim, aos valores de esforços obtidos por área de influência, deve-se aplicar coeficientes que levem em conta esta diferença de distribuição.

IV.3.2.1. - CASO LINEAR.

O caso linear trata dos efeitos estáticos das ações sobre os pilares quando se considera uma direção dos alinhamentos dos pilares.

Ao resolver-se a viga citada com uma ação distribuída g e vãos l , tem-se os momentos negativos (X) e as reações de apoio (R) da Fig. IV.3.

Desses resultados, obtêm-se alguns coeficientes básicos. Para este critério que se está apresentando*, deve-se levar em conta o número de pilares que compõem cada viga, haja vista os exemplos calculados anteriormente que apresentam coeficientes diferentes em função dessa consideração. Assim passa-se a discutir e definir os coeficientes que poderão ser utilizados na prática. Uma observação ainda é necessária: estes valores se aplicam bem aos casos de vigas de rigidez constante; pilares, a princípio, de mesmas dimensões; e vãos iguais nas duas direções.

Como não estão sendo levados em conta outros efeitos que ocorrem sobre os pilares, em todos os coeficientes a serem definidos, será considerada uma folga de 5% a 10% sobre os resultados dos cálculos

(*) - Este critério é apresentado na disciplina de Concreto Armado II, do curso de Engenharia Civil da UNICAMP.

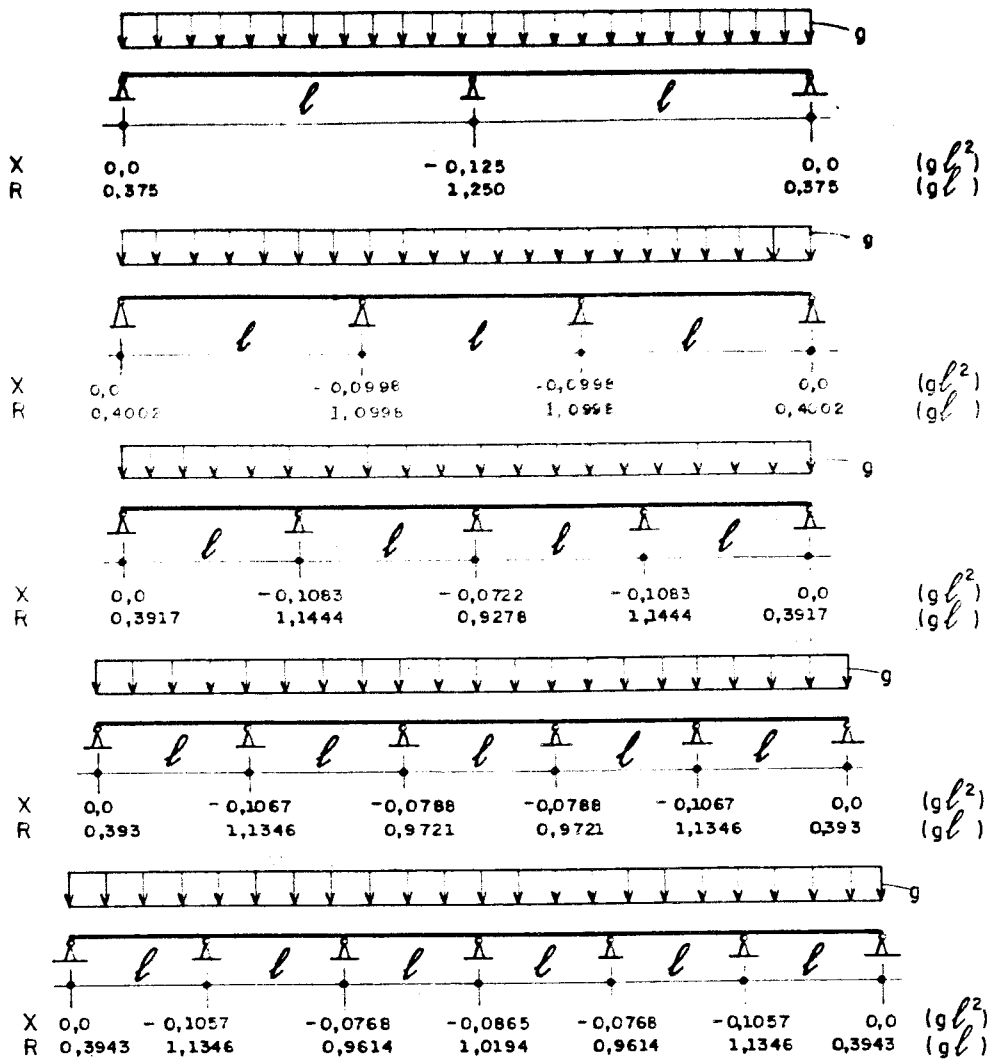


Fig. IV.3. - Valores das reações

Adota-se para todos os pilares externos o coeficiente 1,0.

Para o caso de viga com dois tramos, ao apoio interno cabe um acréscimo, devido à continuidade, de 25% sobre a reação que este apresentaria caso fosse considerado uma articulação da viga sobre ele, ou seja, caso fossem duas vigas simplesmente apoiadas, com este apoio sendo comum a elas. A consideração da folga citada anteriormente, faz com que seja definido para este caso o coeficiente 1,35.

No caso de ter-se viga com três tramos, conclui-se

dos valores obtidos nos cálculos da viga deste caso que o coeficiente é 1,1 para os pilares internos, e portanto, levando em conta a folga da qual falou-se, o valor do coeficiente para este pilar será definido como 1,20.

Quando trata-se de vigas com quatro tramos, observa-se que os primeiros apoios internos respondem por uma maior reação que os demais, inclusive quanto ao pilar mais interno. Para o pilar central, como não serão considerados alívios, admitir-se-á o valor 1,0. Para os primeiros apoios internos, considerando a folga e o valor de 1,14 obtido por cálculo, define-se o coeficiente para este caso como 1,25.

Para os casos em que existe maior número de vãos, observa-se que a variação no valor dos coeficientes é pequena em relação ao caso de quatro tramos e então, adota-se para eles o coeficiente 1,0 nos pilares mais internos e para os primeiros pilares internos, o coeficiente será 1,25.

A Fig. IV.4. apresenta um resumo dos coeficientes a serem adotados para os pilares em cada caso básico.

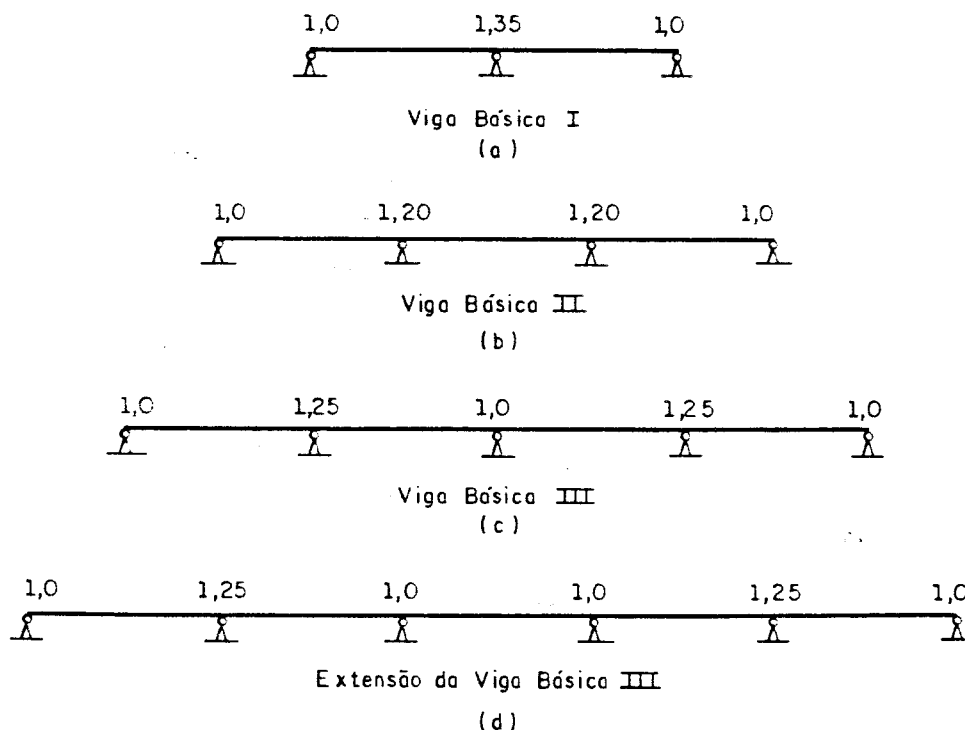


Fig IV.4. - Coeficientes de majoração das cargas sobre os pilares

IV.3.2.2 - CASO COMBINADO.

O caso combinado trata dos efeitos estáticos das ações sobre os pilares quando se considera as duas direções principais de alinhamento dos pilares. É uma combinação dos casos lineares.

Para os pilares internos, no caso de combinações dos casos básicos, os coeficientes a serem aplicados se definem como a média dos coeficientes de cada viga básica que componha o caso.

Por uma questão de critério a se adotar, toda vez que o coeficiente resultar um número com mais de três algarismos significativos, poderá ser adotada qualquer aproximação deste valor para um número de no máximo três algarismos, levando em conta particularidades do caso considerado.

Para entender-se melhor, seguem os exemplos:

IV.3.2.2.1. - Primeira combinação

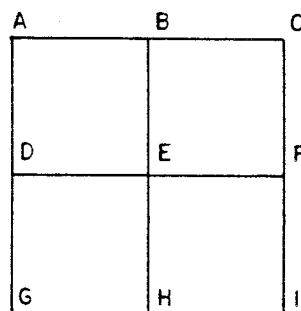


Fig. IV.5. - Combinação entre vigas de 2 tramos

Este caso é trivial, a única viga básica envolvida é a viga básica 1, de modo que todos os pilares do contorno terão coeficiente 1,0 e o central terá o mesmo da viga, ou seja, 1,35.

IV.3.2.2.2. - Segunda combinação:

Para este caso tem-se que combinar coeficientes da primeira viga básica (vigas BFJ e CGL) com os da segunda (viga EFGH). Então, para os pilares F e G tem-se que considerar 1,35 (viga I) e 1,20 (viga II), o que leva ao coeficiente 1,275, que praticamente pode-se assumir 1,25 ou 1,30, segundo critério do projetista, inclusive por alguma particularidade do projeto que este ache importante considerar.

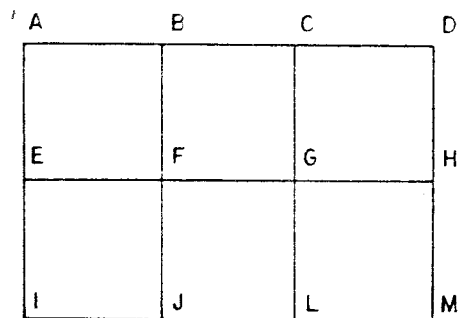


Fig.IV.6. - Combinação entre vigas de 3 tramos

IV.3.2.2.3. - Terceira combinação:

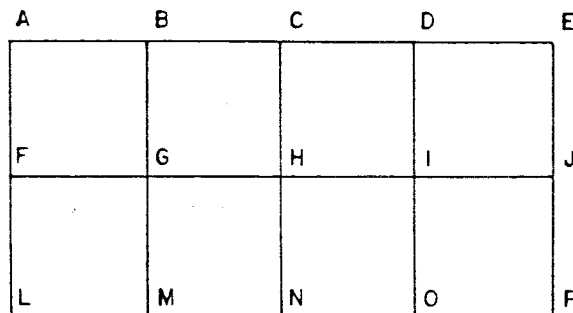


Fig.IV.7. - Combinação entre vigas de 4 tramos

As vigas básicas para esta combinação são a I e a III, onde tem-se para os pilares G e I os coeficientes 1,35 e 1,25, resultando 1,30 como seu coeficiente final, e para o pilar H, 1,35 e 1,0, resultando 1,175, ficando a critério do projetista adotar 1,15 ou 1,20.

IV.3.2.2.4 - Quarta combinação:

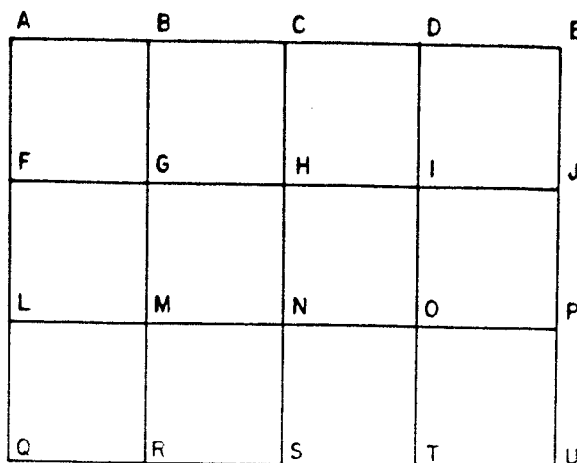


Fig. IV.8. - Combinação entre vigas de 3 e 4 tramos

As vigas básicas II e III são as envolvidas neste exemplo. Para os pilares G, I, M e O os coeficientes básicos são 1,20 e 1,25, resultando 1,225. Para os pilares H e N, os coeficientes básicos são 1,20 e 1,0, resultando coeficiente 1,10 para eles.

IV.3.2.2.5. - Quinta combinação:

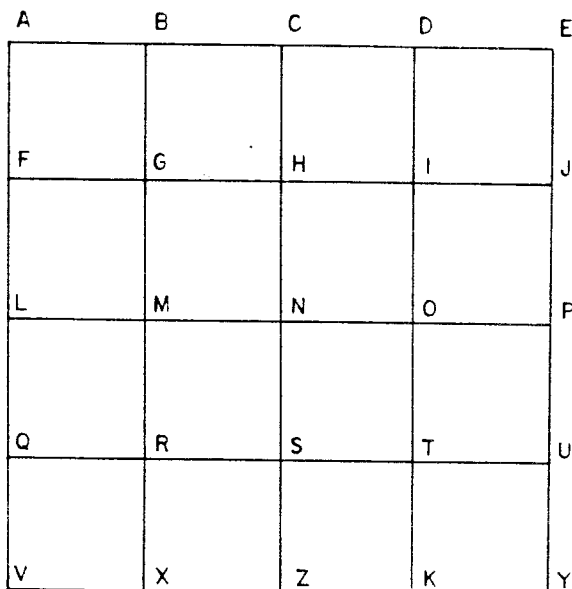


Fig. IV.9. - Combinação entre vigas de 4 tramos

Deste caso só participa a viga básica III, onde o coeficiente para os pilares G, I, R e T, todos sendo o primeiro apoio interno, resulta 1,25. Para os pilares H, M,

O e S, que se obtém da combinação dos valores 1,25 e 1,0, resulta 1,125. Para o pilar N, o único coeficiente a combinar é 1,0.

Para o caso de combinação de vigas com cinco apoios ou mais, tem-se o esquema da Fig. IV.10.

1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
1,0	1,25	1,125	1,125	1,125	1,25	1,0
1,0	1,125	1,0	1,0	1,0	1,125	1,0
1,0	1,125	1,0	1,0	1,0	1,125	1,0
1,0	1,25	1,125	1,125	1,125	1,25	1,0
1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0

Fig. IV.10. - Combinação entre vigas com mais de 4 tramos

Os valores a serem adotados para os pilares internos são perfeitamente justificáveis pelos resultados obtidos nos exemplos das vigas contínuas, vistos anteriormente. Já os valores adotados para os pilares externos merecem melhor explicação. A adoção do valor 1,0 para estes elementos não deve ser vista como exagero, por alguns motivos. Primeiro, não se deve considerar alívio de carga, principalmente porque está se tratando de uma estimativa. Segundo, porque os pilares externos são fatalmente passíveis de cargas que os solicitam de forma assimétrica, logo, impondo-lhes uma excentricidade da força, cuja flexão por ela causada não será levada em conta na escolha inicial das dimensões desses pilares. Ainda, a maior parte da força do vento é absorvida por estes pilares. Quando se considera a área de influência, admite-se o peso

da alvenaria igualmente distribuído em toda a superfície, mas na verdade, há uma maior densidade dela na área de influência desses pilares.

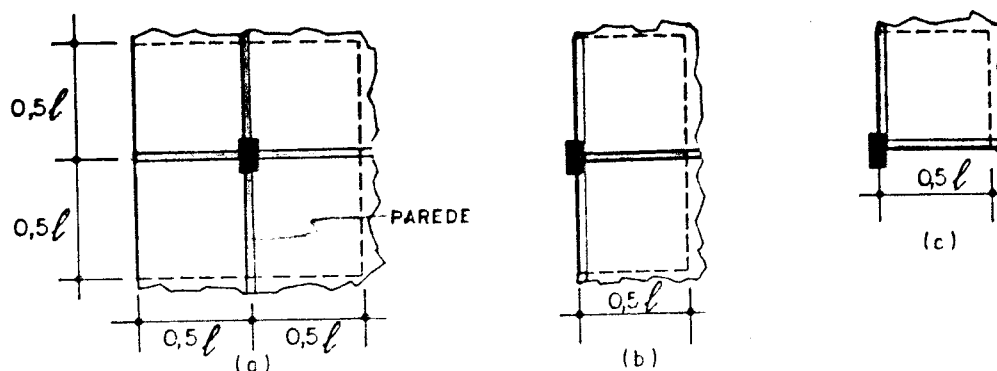


Fig. IV.11. - Posições das paredes sobre os pilares

Para o esquema (a) tem-se o comprimento de paredes igual a $4(0,5l)$ e uma área de influência de $l \cdot l$, isto significa uma densidade de alvenaria de $2l / (l \cdot l)$, ou seja, $2/l$. Para o esquema (b) tem-se $3(0,5l)$ de paredes e área de influência de $0,5l \cdot l$, o que resulta na densidade de alvenaria de $3/l$. Finalmente, para o esquema (c) tem-se $2(0,5l)$ de paredes e $(0,5l) \cdot (0,5l)$ de área de influência, resultando uma densidade de alvenaria de $4/l$. Assim, vê-se que realmente há uma maior densidade de carga para os pilares de extremidade.

Mas o principal argumento para se assumir este valor mais alto que o obtido como primeiro apoio da viga contínua sugerida é que neste ponto da viga o que existe não é uma articulação perfeita, mas sim, um engaste elástico desta com os pilares aí existentes.

Então, ao esforço obtido por área de influência de cada pilar aplica-se o coeficiente de majoração correspondente, obtendo-se assim, o valor final de esforço a considerar para o pré-dimensionamento.

IV.3.3. - ÁREA DA SEÇÃO.

Agora, com o valor da ação (F_j) em cada pilar basta considerar um valor de tensão de compressão admissível

σ_i e pode-se obter a área de seção transversal (A_j) para cada pilar através da seguinte expressão:

$$A_j = F_j / \sigma_i$$

Para o concreto normalmente utilizado em construção de edifícios, no caso de pré-dimensionamento dos pilares, é considerada uma resistência à compressão da ordem de 6,0 MPa a 8,0 MPa, principalmente para pilares internos, podendo chegar a 10,0 MPa quando se tratar de pilares de periferia.

IV.4. - CONSIDERAÇÕES

Normalmente procura-se fazer com que os pilares fiquem acomodados nas paredes por questões estéticas e isto pode ajudar na escolha das dimensões do mesmo, já que o que se tem é a área total mínima da seção transversal. Como normalmente o que se tem nos edifícios residenciais ou de escritórios são paredes de 15 ou 25 cm com cobrimento de 1,5 cm de cada lado, uma das dimensões dos pilares será 12 cm ou 22 cm, respectivamente. Convém observar que o valor de 12 cm para pilares retangulares só é admitido em obras de menor responsabilidade ou para residências assobradadas. A NBR 6118 fixa alguns valores limites para as dimensões dos pilares e eles devem ser respeitados. Versa o seguinte esta Norma:

"A menor dimensão dos pilares não cintados não deve ser inferior a 20 cm, nem a 1/25 da sua altura livre. O diâmetro do núcleo dos pilares cintados não deve ser inferior a 20 cm nem a 1/10 de sua altura livre.

Se os pilares suportarem lajes cogumelo, esses limites passam a ser 30 cm e 1/15 para os não cintados e de 30 cm e 1/10 para os cintados, devendo ainda a espessura em cada direção não ser inferior a 1/20 da distância entre eixos dos pilares nessa direção.

Quando não se tratar de pilar que suporte laje cogumelo, os limites acima poderão ser reduzidos, desde que se aumente o coeficiente de segurança de 1,4 para 1,8, nos

seguintes casos:

a) pilares de seção transversal, com raio de giração não menor do que 6 cm, composta de retângulos (cantoneiras, zês, tês, duplos tês), cada um dos quais com largura não inferior a 10 cm nem a 1/15 do respectivo comprimento.

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

A alínea a) do item da norma que acaba de ser vista refere-se aos pilares que se encontram nos cantos dos edifícios e nos encontros de paredes que possibilitem essas composições.

No caso dos pilares dos galpões industriais metálicos, BELLEI[8] apresenta algumas relações características desses elementos, Fig. IV.12.

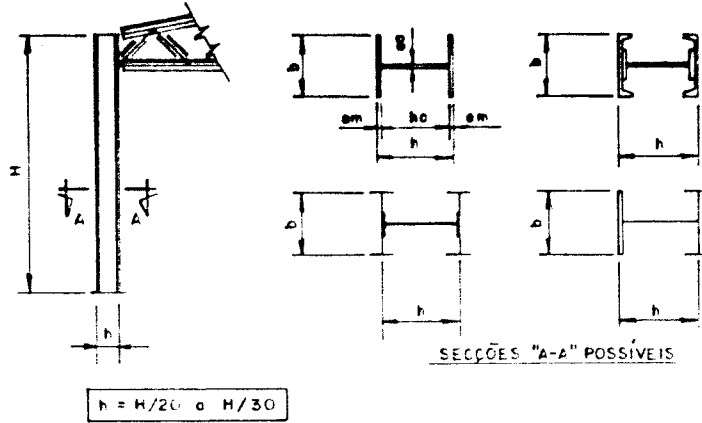
Por ser um elemento linear e por estar normalmente solicitado por grandes esforços de compressão, sua principal limitação de tamanho está ligada à instabilidade, ou seja, sua esbeltez.

Como já se viu, sua grande eficiência quanto à exploração da resistência do material faz do pilar uma estrutura bastante interessante e praticamente indispensável na maioria das obras. E por essa eficiência, as dimensões de sua seção transversal são reduzidas, às vezes trazendo inconvenientes à sua estabilidade pela sua esbeltez.

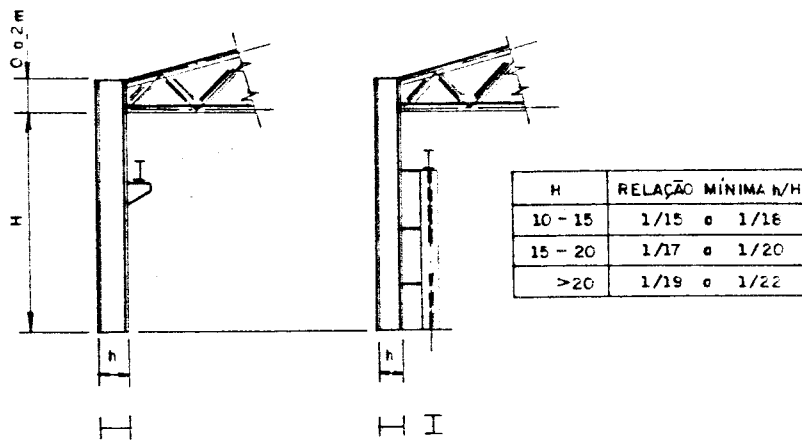
Na verdade, para estruturas de pavimentos múltiplos, os pilares não apresentam alternativas. A não ser nos casos em que a relação entre as dimensões de sua seção transversal é maior que 6 e o pilar passa a se chamar pilar-parede, pois seu comportamento passa a ser mais

próximo ao de uma chapa

COLUNAS DE ALMA CHEIA, SEM VIGAS DE ROLAMENTO, COM "H" CONSTANTE.



COLUNAS DE ALMA CHEIA, COM VIGA DE ROLAMENTO, COM "H" CONSTANTE.



COLUNAS COM "H" VARIÁVEL

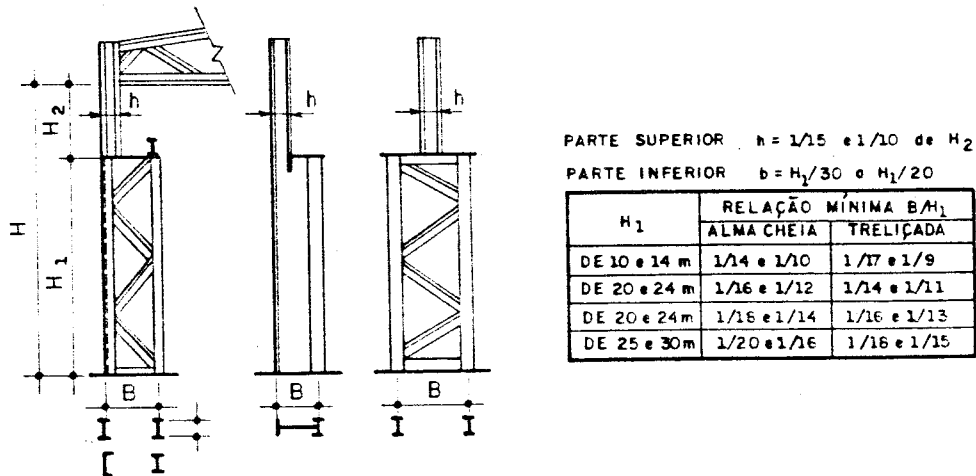


Fig. IV.12. - Relação métrica em coluna metálica

V.1. - INTRODUÇÃO.

A treliça é um reticulado, isto é, um conjunto de estruturas lineares onde os elementos que a compõem são sempre barras retas ligadas por articulações. Estas barras estão interligadas de modo a formarem triângulos, pois esta forma implica numa estrutura geometricamente sempre definida.

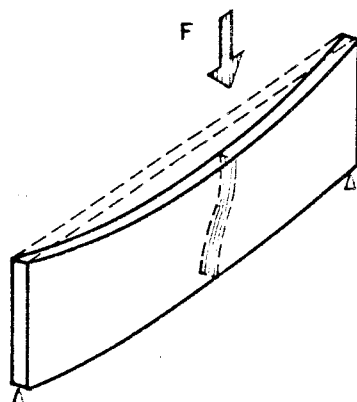
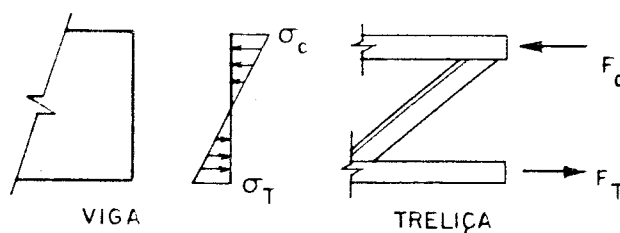


Fig.V.1. - Comportamento e esforços da treliça

De modo geral, as treliças são usadas com a mesma finalidade das vigas de alma cheia, com a diferença que elas podem cobrir vãos maiores para o mesmo consumo de material. Nestes casos, as vigas de alma cheia tornam-se anti-econômicas devido ao fato de que a resistência da alma nunca pode ser totalmente aproveitada, dado o tipo de distribuição de tensões que nela ocorre, e também devido à possibilidade de flambagem da mesma, que aumenta à medida que aumenta a altura das vigas, Fig.V 1.

V.2. - CARACTERÍSTICAS.

Além das treliças planas, que têm suas barras todas no mesmo plano, existem estruturas reticuladas nas quais os elementos estão situados em vários planos. Contudo, para um grande número de casos, as estruturas espaciais podem ser reduzidas ao caso de vários sistemas planos independentes.

Vão de uma treliça é a distância entre seus apoios adjacentes. Os membros superior e inferior ao longo da treliça são os seus banzos superior e inferior, respectivamente. Já os elementos que ligam os banzos, formando a alma da treliça, são chamados de diagonais quando inclinados, ou montantes e pendurais quando na vertical. As barras que ligam banzos e elementos da alma apenas para diminuir os comprimentos de flambagem destas são chamadas de secundárias, enquanto que as demais são ditas principais. A faixa de estrutura limitada por dois elementos verticais principais é conhecida como painel, Fig.V.2.

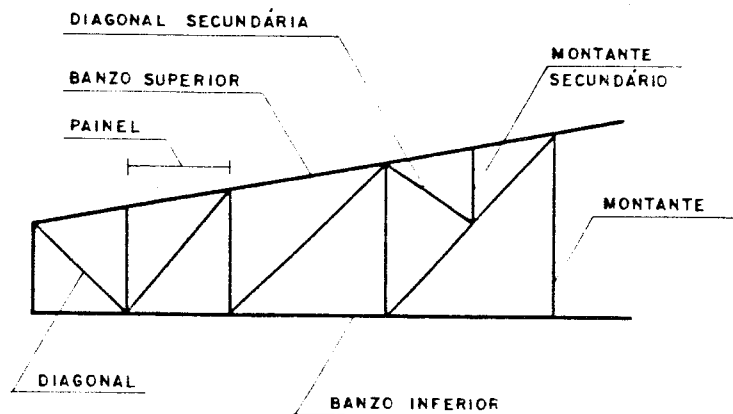


Fig.V.2. - Elementos da treliça

Em estruturas de esqueleto como as treliças (com ações nos nós) todos os elementos estão sujeitos a esforços apenas de tração ou de compressão, o que assegura uma melhor utilização dos materiais. O diagrama de tensões na seção transversal desses membros é praticamente retangular, já que estão submetidos a tração ou compressão uniforme. Por isso, as treliças usam menos material e são sempre bem mais leves que as vigas de alma cheia de mesmo vão e mesma altura.

V.2.1 - CLASSIFICAÇÃO.

Os cinco critérios seguintes são adotados por DARKOV[9] para a classificação das treliças.

- a- forma dos banzos;
- b- tipo da alma;
- c- condições de apoio;
- d- finalidade da estrutura; e
- e- nível do pavimento

V.2.1.1. - FORMA DOS BANZOS.

Para o primeiro critério, elas podem ser subdivididas em treliças de banzos paralelos, Fig.V.3 a,b; poligonais, Fig.V.3.c,d,e,f; ou triangulares, Fig.V.3 g,h,i.

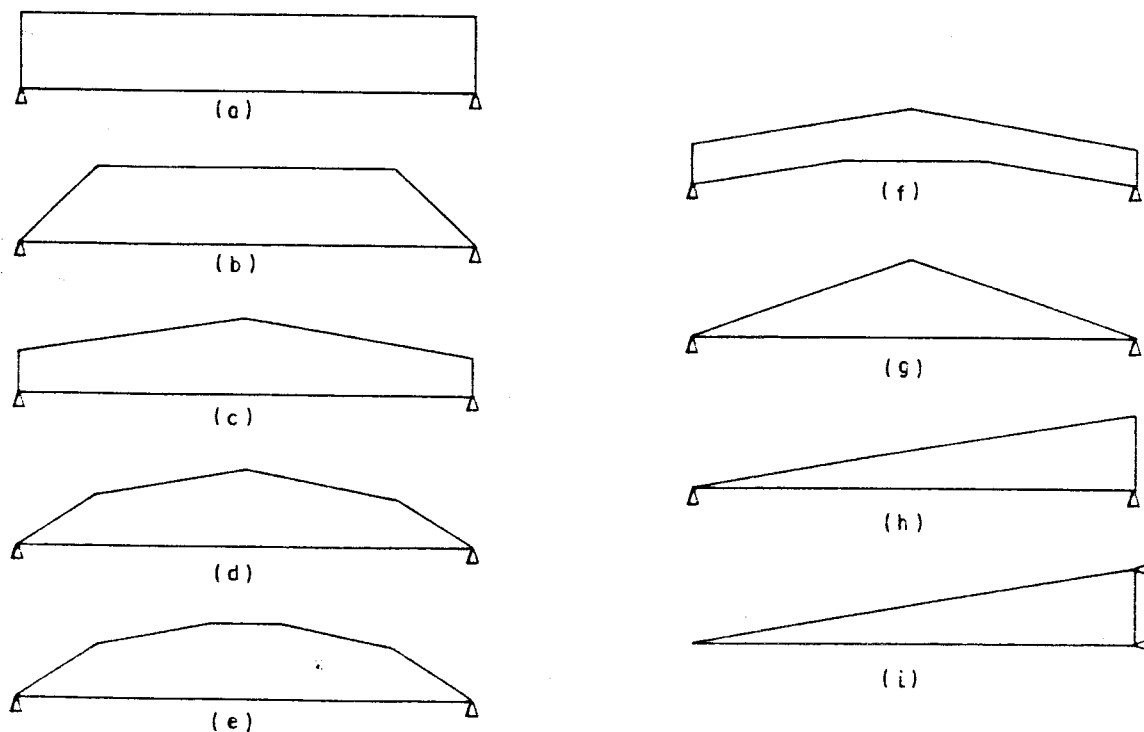


Fig.V.3. - Banzos de treliça

As forças nos banzos das treliças de banzos paralelos variam muito de tramo para tramo e isso dificulta

um dimensionamento econômico, pois cada um deles é normalmente constituído em toda a sua extensão de um mesmo perfil, já que isso diminui muito o trabalho com emendas.

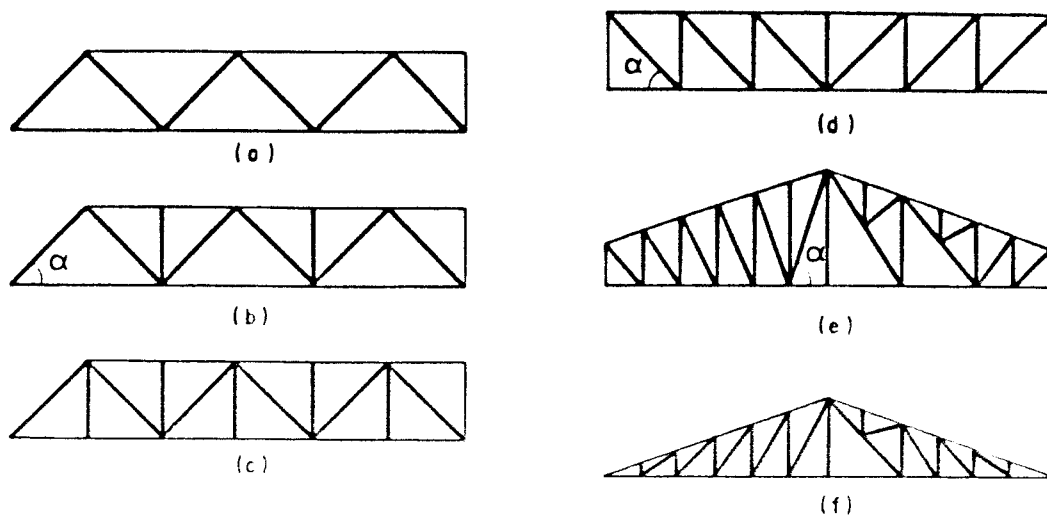


Fig.V.4. - Almas de treliça

Quando a treliça é de banzos inclinados, Fig.V.3.c,d,e, as forças neles variam bem menos, e isso permite um melhor aproveitamento do material, além de diminuir os esforços nas diagonais. Para estas estruturas, pode-se diminuir a altura no meio do vão, usando banzos inferiores poligonais, Fig.V.3.f.

As forças nos banzos das travessas poligonais, Fig.V.3.d,e,f, são bastante regulares, permitindo melhor aproveitamento do material, mas em compensação a grande quantidade de nós com quebra de eixo do banzo torna mais complicada e cara a sua execução.

Nas travessas triangulares sem montantes nos apoios, Fig.V.3.g, as forças nos banzos são grandes, sendo maiores nos tramos próximos aos apoios, enquanto que nas diagonais, as forças ficam reduzidas.

No caso de treliças triangulares assimétricas simplesmente apoiadas, Fig.V.3.h, sua aplicação só se justifica por necessidade construtiva, pois, do ponto de vista estrutural, não são racionais. Já as em balanço, Fig.V.3.i são justificáveis por apresentarem pequena variação de forças nos banzos e diagonais menos carregadas.

Normalmente a inclinação dos banzos superiores nas treliças de banzos inclinados, nas poligonais e triangulares é dada em função do material de cobertura utilizado, quando servem para este fim. Os fabricantes destes produtos costumam fornecer quadros e tabelas que trazem os valores limites das inclinações a serem adotadas e inclusive traspasses laterais e longitudinais mínimos que garantam a funcionalidade da cobertura. Dessa forma, a altura da trave fica definida a partir do instante que se tenha determinado o vão necessário para a funcionalidade da obra e se define a inclinação (ou as inclinações) da cobertura. De outro modo, a inclinação dos banzos e a altura da treliça ficam dependentes dos arranjos que se façam deles na procura de uma uniformidade das forças nos banzos.

V.2.1.2. - TIPO DA ALMA.

O segundo critério permite dividir as treliças entre aquelas cujas diagonais apresentam forma tipicamente triangular (Trelliça Warren), Fig.V.4.a,b; aquelas formadas por diagonais e montantes resultando um tipo retangular, Fig.V.4.c,d; aquelas onde os elementos da alma formam a letra K, que são as chamadas treliças K, Fig.V.5.a, e finalmente as compostas, Fig.V.5.b,c,d, porque os elementos da alma são composições dos casos anteriores onde, por exemplo, a da Fig. V.5.b. é chamada Duplo-Warren.

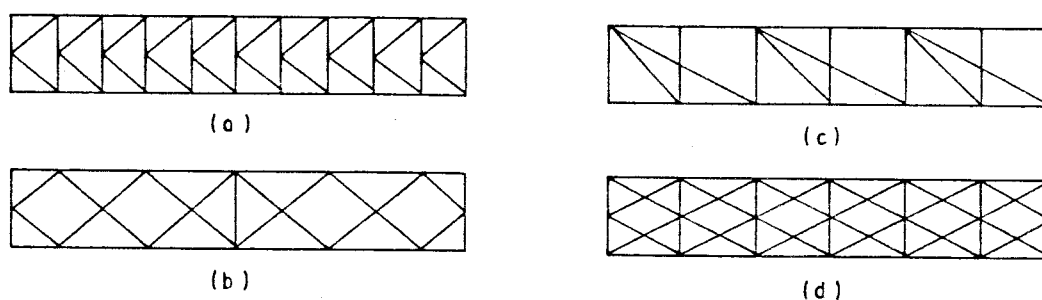


Fig.V.5. - Almas mistas de treliça

As treliças K e as compostas se aplicam melhor nos contraventamentos das estruturas.

A treliça Warren é a que apresenta um caminhamento das ações mais direto, desde seu ponto de aplicação até os apoios; tem um menor número de nós e ainda apresenta a menor

soma dos comprimentos das barras.

Quando as ações permanentes são predominantes, e deseja-se diminuir o comprimento de flambagem do banzo comprimido, ou a distância entre os pontos de aplicação das forças, pode-se lançar mão de montantes e diagonais secundários, Fig.V.4.b,e,f. Se as ações não apresentam uma predominância de sentido e tanto um banzo quanto outro pode ser comprimido em função dessa variação, pode-se usar o tipo da Fig.V.4.c. Para esses tipos de treliça, as diagonais têm um ângulo ideal α de inclinação de aproximadamente 45° .

Nas treliças de diagonais descendentes, Fig.V.4 d,e, todos os montantes estão comprimidos e todas as diagonais (peças mais longas) estão tracionadas, quando a ação permanente é predominante. Nota-se nessas treliças que há um número maior de nós principais que naquelas do caso anterior. Para elas, o ângulo ideal α é de aproximadamente 40° .

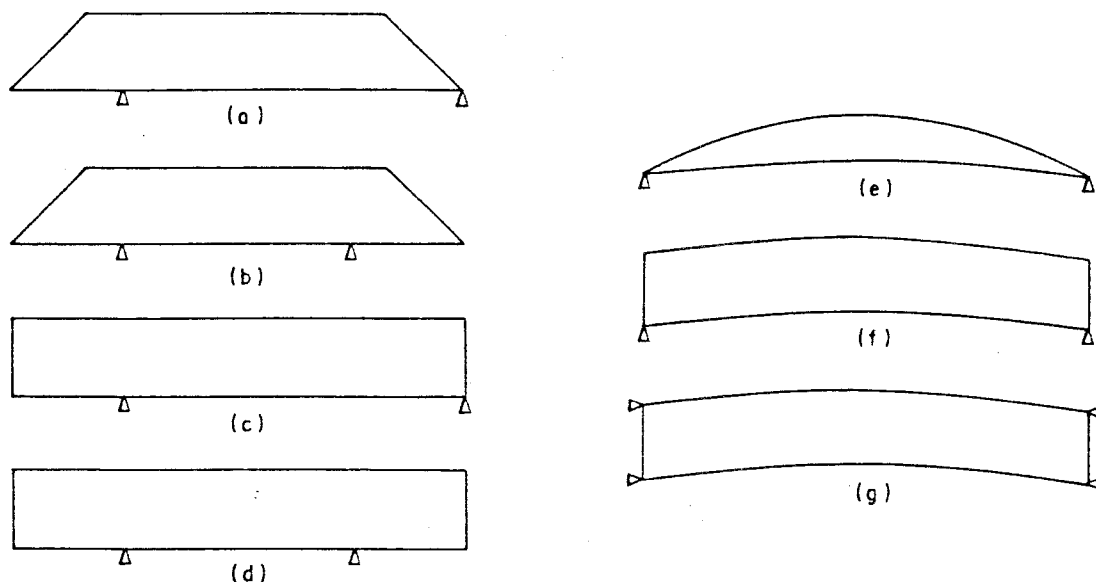


Fig.V.6. - Apoios de treliça

Para se diminuir o problema de flambagem dos elementos da treliça, procura-se dispô-los num arranjo tal que as barras mais compridas sejam as tracionadas e as comprimidas sejam as mais curtas, Fig.V.4.e,f. Para que se respeite este princípio, as diagonais das treliças triangulares sem montantes no apoio devem ser, na maioria dos casos, ascendentes Fig.V.4.f.

V.2.1.3. - CONDIÇÕES DE APOIO.

O terceiro critério permite distinguir entre treliças simplesmente apoiadas, Fig.V.3.a, h; em balanço, Fig.V.3.i; com uma ou duas extremidades em balanço, Fig.V.6.a, d; crescentes ou meia-lua, Fig.V.6.e, e finalmente aquelas em arco Fig.V.6.f, g.

V.2.1.4. - FINALIDADE.

Quanto à finalidade, elas podem ser subdivididas em treliças de cobertura, Fig.V.3.c, e, i; vigas, Fig.V.3.a, b; treliças de pontes, Fig.V.6, e as mistas, que são usadas em guindastes, torres e outras estruturas, Fig.V.7.

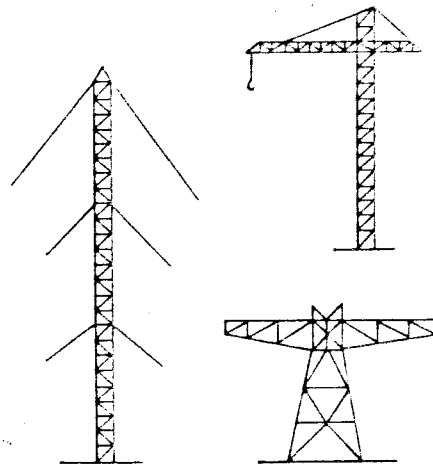


Fig.V.7. - Outras estruturas treliçadas

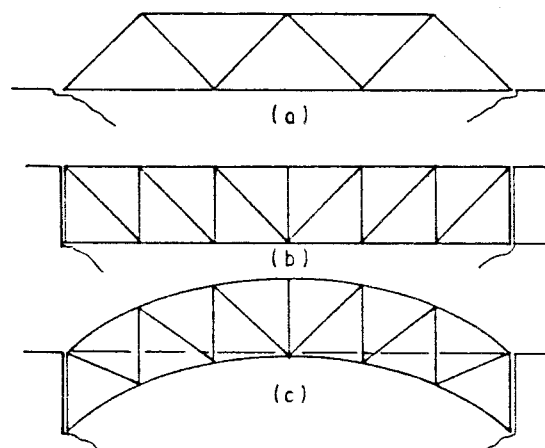


Fig.V.8. - Linha de carregamento das treliças

V.2.1.5. - NÍVEL DO PAVIMENTO.

Quanto ao nível do pavimento, em pontes principalmente, existem as treliças nas quais a linha de tráfego atravessa a treliça, isto é, apoia-se nos nós do banzo inferior, Fig.V.8.a. Existem aquelas onde a linha de tráfego passa sobre o banzo superior, Fig.V.8.b e aquelas em que alguns níveis intermediários são ocupados pela linha de tráfego, Fig.V.8.c.

V.2.2. - CARREGAMENTO E VEDAÇÃO.

Para se estimar bem as dimensões de uma treliça é preciso ter-se a estimativa das ações que nela irão atuar. Para exemplificar o procedimento, admita-se uma cobertura em treliça. Devem ser considerados os seguintes itens.

O peso próprio da tesoura (cobertura em duas águas) e do contraventamento.

Então, encontra-se frente a um paradoxo do dimensionamento estrutural. Para se saber o peso próprio da estrutura, suas dimensões já deveriam ter sido determinadas, mas como determiná-las se ainda não se tem o valor das ações que ela deverá suportar? Para livrar-se deste aparente impasse, usa-se fórmulas empíricas que auxiliam na solução do problema. Elas são obtidas a partir de observações de estruturas já executadas, donde se pode obter valores bastante significativos para as novas estruturas.

Se o material utilizado for a madeira, é possível usar a fórmula de Howe, que se presta bem para um telhado duas águas.

$$g_T = 24,5 (1 + 0,33 \ell) \quad \text{N/m}^2, \text{ onde:}$$

g_T = Peso próprio da tesoura
(inclusive contraventamento).
 ℓ = vão teórico da tesoura, em m.

O peso do material de vedação, as telhas, tem grande influência no valor das cargas da estrutura, pois este pode ser muito leve, como é o caso das telhas em chapa de alumínio ou as de fibra de vidro, ou pode ser bastante pesado, como os materiais cerâmicos.

Dependendo do tipo de telha a ser usada existirão outros elementos a serem considerados, como as terças em todos os casos e as tramas nos casos de telhas cerâmicas.

No caso das coberturas residenciais, o material vedante tradicionalmente utilizado é a telha cerâmica, as quais são relativamente pesadas e exigem uma inclinação mínima. Essa exigência de inclinação se deve principalmente a duas razões: uma se refere ao problema de funcionalidade que ocorre se a inclinação não for suficiente para impedir o retorno da água de chuva pelas frestas entre as peças pela ação do vento, isto é, a inclinação deve ser suficiente para promover o bom escoamento da água aos beirais ou calhas. Outra razão é o fato de que aumentando a inclinação do telhado, a solicitação dos banzos é mais uniforme, então, como as telhas cerâmicas são pesadas, uma inclinação mais acentuada ajuda a combater melhor a carga dessas.

Quando se usa este tipo de cobertura no caso de residências, suas inclinações são condicionadas a valores de pelo menos 50% para telhas tipo marselha e 40% para o tipo colonial.

O emprego deste material na cobertura tem uma conveniência quando se trata do efeito do vento. Sendo um material pesado e a inclinação não muito pequena, torna-se difícil ocorrer uma inversão no carregamento da estrutura devido à sucção do vento, mesmo porque, estas telhas são soltas, apenas sobrepostas à estrutura, e uma sucção provocada pelo vento não transmite esforços à esta. A estrutura fica sujeita apenas a esforços de sobrepressão do vento. Sucções muito fortes podem no máximo provocar um deslizamento das peças ou sua retirada, permitindo a passagem do fluxo de ar até ser restabelecido o equilíbrio de pressões no local.

Dadas as atuais exigências arquitetônicas de pouca inclinação nas coberturas residenciais, tem-se preferido usar telhas de cimento amianto e de alumínio, e já que estes elementos são fixados à estrutura, esta sofre também os efeitos da sucção.

Existem ainda cargas tecnológicas (talhas, trilhos, pontes rolantes, etc.) e cargas acidentais, as quais são especificadas pela NBR-6123 e NBR-6120. O vento é um carregamento bastante importante nas estruturas em treliça, pois, sendo elas bastante leves, este carregamento pode ser crítico.

V.3 - TRELIÇAS EM MADEIRA

Para as tesouras em madeira, que normalmente não apresentam vãos teóricos maiores que 8,00 m, as dimensões comerciais satisfazem com folga os esforços solicitantes nas barras, dispensando-se cálculos acurados para sua definição, sendo imprescindível porém, o cuidado com os detalhes principais das ligações e também o respeito à alguns espaçamentos práticos.

As ripas devem ser colocadas cerca de 0,35 m uma da outra com a ajuda de uma garga (gabarito), em função, é claro, da dimensão da telha a ser usada.

Os caibros devem apresentar um espaçamento de 0,40 m a 0,60 m, de modo a permitir a passagem de um homem entre estes e as ripas, para acessos na montagem da estrutura e para manutenção.

Para que as terças não apresentem flecha excessiva, que comprometa a funcionalidade ou a estética da cobertura, deve-se adotar um espaçamento máximo de 1,50m.

Quando a telha usada for chapa ondulada de cimento amianto, os espaçamentos entre terças devem ser de 0,90 m a 2,20 m, dependendo do comprimento da telha. O uso de chapas de cimento amianto de perfil em forma de canais tem

possibilitado a confecção de telhas auto-portante de até 7,00 m de vão livre, com balanços de 1,10 m e inclinação de 3%.

As coberturas de instalações industriais caracterizam-se principalmente por tratarem de grandes vãos e, em certos casos, grandes ações, pois aproveita-se a estrutura para pendurar equipamentos, talhas e até pontes rolantes.

Nas coberturas duas águas para galpões, a tesoura tipo Howe é a que melhor se presta. Os valores de vão teórico (l) para os quais é aconselhável usar esta estrutura estão na faixa de até 18 m e uma altura entre $l/8$ e $l/6$. Os lanternins, quando necessários, são normalmente tratados à parte, o que possibilita a padronização de sua estrutura e detalhes.

Se o material de vedação for telha tipo marseilha, pode-se ter vãos máximos de terças de 3,00 m, onde se chega à carga das terças da ordem de $g_c = 60 \text{ N/m}^2$. Se a telha for do tipo colonial, o vão máximo é de 2,50 m e $g_c = 80 \text{ N/m}^2$.

Quando pretende-se usar chapas onduladas de cimento amianto, o vão máximo das terças deve ser de 4,00 m, nesse caso $g_c = 45 \text{ N/m}^2$.

O peso próprio da cobertura depende do tipo de telha que se queira usar. Se se usar telhas cerâmicas, tem-se que computar também o peso das ripas, dos caibros e a absorção de água pela telha. Então:

$$g_1 = \text{telhas} + \text{ripas} + \text{caibros} + \text{absorção d'água.}$$

$$g_c = g_1 / \cos \alpha \quad \text{N/m}^2$$

onde g_c é o peso próprio da cobertura corrigido para a projeção horizontal, portanto, α é a inclinação do telhado.

Para se saber o peso das telhas, deve-se consultar um catálogo do fabricante. As ripas contribuem com 20 N/m^2

(3 ripas por m), os caibros com 50 N/m^2 (2 caibros por m) e a absorção é dada conforme manual do fabricante, ou segundo a tabela 2.1 de MDLITERNO[10].

Para cobertura de chapas onduladas, dispensam-se ripas e caibros; para tanto, deve-se consultar catálogo do fabricante para se obter o valor do peso próprio da cobertura e vãos máximos entre terças.

O peso do forro (g_F) é dado pelo peso das chapas e mais o da estrutura de sustentação. Estes valores normalmente são fornecidos no catálogo do produto a ser aplicado, ou pode-se adotar os valores indicados por MDLITERNO[10].

Como exemplo de peso da estrutura de sustentação tem-se, em pinho do paraná, para forros de "eucatex", 100 a 120 N/m^2 , resultando em 150 N/m^2 a carga da sustentação mais as chapas.

Então a ação permanente total é definida por :

$$g = g_T + g_e + g_C + g_F + g_A \quad \text{N/m}^2$$

g_T = carga das tesouras.

g_e = carga das terças.

g_C = carga da cobertura

g_F = carga do forro.

g_A = ação acidental.

Para os casos de vãos maiores, as coberturas em dente-de-serra (tipo shed) são mais aconselhadas. Elas são constituídas por vigas mestras no sentido transversal do prédio e meias tesouras, ou vigas armadas, ou ainda vigas retas inclinadas de seção composta, no sentido longitudinal. Estas, são vigas simplesmente apoiadas sobre as vigas mestras que, por sua vez, descarregam sobre pilares. Este tipo de estrutura em madeira permite vãos de cerca de 20 m para as vigas mestras e de cerca de 6 m para as meias tesouras e outras.

V.4 - TRELIÇAS METÁLICAS

Mesmo que, pela rapidez de execução que o aço permite à obra, se tenha um custo final menor, sua aplicação não encontra espaço naquelas estruturas de pequeno porte, haja vista que seu uso exige uma mão-de-obra melhor qualificada e um investimento inicial um pouco maior, já que é um material cujo nível de industrialização é maior. Mesmo em obras de porte, como os edifícios de andares múltiplos, o aço não tem demonstrado competitividade com o concreto, pois a mão-de-obra que ela exige é praticamente inexistente no país, a tecnologia nessa área não está desenvolvida entre nós e os equipamentos de que se necessita para as montagens também são escassos, enquanto que para o uso do concreto, a mão-de-obra é abundante e barata e não se necessita de equipamentos por demais sofisticados.

A aplicação significativa do aço nas estruturas acaba se restringindo praticamente aos casos de galpões industriais e com mais expressão nas coberturas destes.

V.4.1. - ALTURA DA TRELIÇA.

Para o dimensionamento, de forma geral, quando o peso dos banzos e o peso das diagonais e montantes principais se equivalem, a trave é econômica. Então, o modo econômico de se determinar a altura das treliças é utilizar as equações determinadas por SCHULTE[11], as quais são definidas em função do vão " l " e do número " n " de painéis.

Para treliça triangular com montantes secundários e também para o caso dos banzos paralelos, tem-se a expressão:

$$\frac{H_{ideal}}{l} = \frac{1}{n} \sqrt{\frac{0,7 n + 1}{2}}$$

Para treliças com diagonais descendentes, tem-se:

$$\frac{H_{ideal}}{l} = \frac{1}{n} \sqrt{\frac{0,7 n + 1}{3}}$$

V.4.2 - COBERTURA TIPO SHED.

As informações a seguir foram tiradas de DARIO[12].

V.4.2.1. - VIGA MESTRA (V.M.)

A V.M. pode ser de vários tipos:

V.4.2.1.1. - V.M.1. - COM DIAGONAIS DESCENDENTES.

a) - CRITÉRIOS DE UTILIZAÇÃO.

a1) própria para grandes vãos (15 m a 40 m)

a2) para telhados onde o efeito de sucção supera o efeito das ações permanentes.

b) - CARACTERÍSTICAS.

b1) diagonais dimensionadas à tração

b2) é a solução mais leve

b3) relação $l/h_{vm} = 7$ a 8, podendo chegar a 10.

c) - ESTIMATIVA DE PESO PARA PROJETO

Tab.V.1 - Peso da viga mestra em relação ao vão da treliça

l (m)	g_{vm} (N / m ²)
15	28,0
20	30,0
25	33,0
30	36,0
35	43,0
40	55,0

V.4.2.1.2. - V.M.2 - COM DIAGONAIS CRUZADAS, Fig.V.9.

a) - CRITÉRIOS DE UTILIZAÇÃO

a1) própria para vãos de 15 m a 40 m.

a2) quando houver alternância de esforços nas diagonais. Isto ocorre nos casos onde se usa telhas leves (alumínio, plástico reforçado com fibra de vidro, etc).

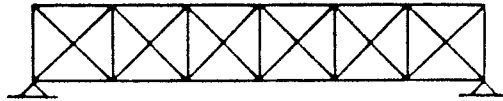


Fig.V.9. - Viga treliçada com diagonais cruzadas

b) - CARACTERÍSTICAS

b1) as diagonais provocam maior obstrução à iluminação.

c) - ESTIMATIVA DE PESO PARA PROJETO.

Pesa de 5% a 10% mais que a V.M.1.

V.4.2.1.3. - V.M.3 - DO TIPO RÔMBICA.

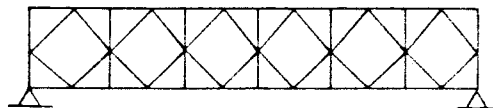


Fig.V.10. - Viga treliçada tipo rômica

a) - CRITÉRIOS DE UTILIZAÇÃO.

Idênticos aos da V.M.2.

b) - CARACTERÍSTICAS.

b1) as diagonais são mais curtas e trabalham alternadamente à tração e à compressão.

b2) apresenta maior área livre de iluminação.

c) - ESTIMATIVA DE PESO PARA PROJETO

Pesa de 15% a 20% mais que a V.M.1.

V.4.2.1.4. - V.M.4 - TIPO VIERENDEEL

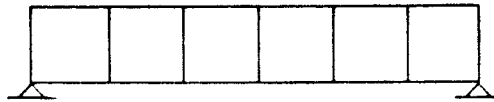


Fig.V 11 - Viga treliçada tipo Vierendeel

a) - CRITÉRIOS DE UTILIZAÇÃO

Necessidade de maior área livre de iluminação.

b) - CARACTERÍSTICAS.

b1) não tem diagonais.

b2) estrutura hiperestática, pois os nós são rígidos. Isto implica maior cuidado na elaboração e dimensionamento dos nós.

b3) maior deformabilidade do conjunto.

b4) banzos e montantes sujeitos a forças axiais, cortantes e de flexão, simultaneamente.

c) - ESTIMATIVA DE PESO PARA PROJETO.

Pesa em torno de 50% mais que a V.M.1.

V.4.2.1.5. - V.M.5 - TIPO ALMA CHEIA

a) - CRITÉRIOS DE UTILIZAÇÃO

a1) para vãos pequenos, até 8 m a 10 m.

b) - CARACTERÍSTICAS.

b1) perfis U ou H.

b2) possibilidade de perda de estabilidade local da alma e da mesa comprimida.

b3) exige melhor elaboração e cuidado no dimensionamento dos detalhes das conexões.

b4) apresenta vantagens de montagem e construtivas.

b5) é uma estrutura pesada

c) - ESTIMATIVA DE PESO PARA PROJETO.

Pesa de 80% a 100% mais que a V.M.1.

V.4.2.1.6 - V.M.6 - COM DUAS ALMAS - TIPO CAIXÃO

a) - CRITÉRIOS DE UTILIZAÇÃO.

a1) para absorver esforços verticais, horizontais e de torção, dispensando os contraventamentos nos telhados.

a2) para serem aproveitadas como dutos de ar condicionado.

b) - CARACTERÍSTICAS.

b1) deve-se verificar a estabilidade local da alma e da mesa comprimida.

b2) nos furos de passagem de tubulação, devem ser usados reforços, visando a continuidade na distribuição dos esforços.

b3) seu custo é 30% a 50% maior que o da V.M.1.

c) - ESTIMATIVA DE PESO PARA PROJETO

Pesa acima de 200% mais que a V.M.1.

V.4.2.1.7. - V.M.7 - TIPO ARCO ATIRANTADO.

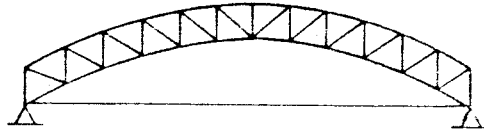


Fig.V.12 - Viga treliçada tipo arco atirantado

a) - CRITÉRIOS DE UTILIZAÇÃO.

a1) própria para vãos de 25 m a 50 m.

a2) própria para ser usada com telhas leves.

b) - CARACTERÍSTICAS.

b1) é a solução mais leve de todas.

b2) a execução é mais difícil.

b3) a altura da treliça é de 2 m a 3 m.

b4) o abatimento do arco varia de $l/8$ a $l/5$.

V.4.2.1.8. - ESQUEMAS ESTÁTICOS PARA VIGA MESTRA

a) simplesmente apoiada (isostática):

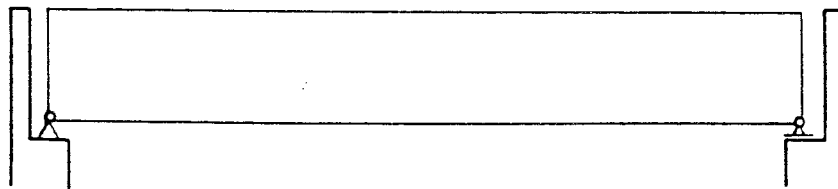


Fig.V.13. - Viga mestra simplesmente apoiada

b) simplesmente apoiada e fixa (1 x hiperestática)

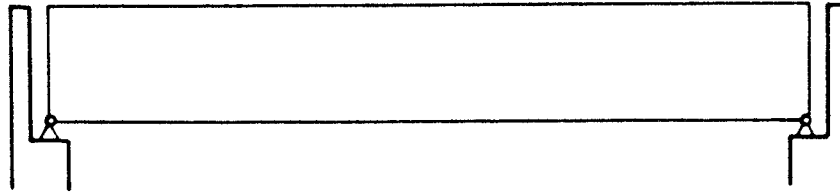


Fig.V.14. - Viga mestra com apoios fixos

c) engastada:

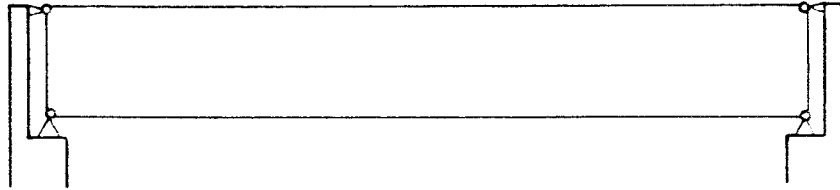


Fig V 15 - Viga mestra engastada

V.4.2.2. - TRAVE DE COBERTURA

V.4.2.2.1 - Trave 1 - COM TRELICA DE BANZOS PARALELOS.

V.4.2.2.1.1. - CRITÉRIOS DE UTILIZAÇÃO.

a) para vãos 1 maior que 10 m.

V.4.2.2.1.2. -CARACTERÍSTICAS.

a) relação vão/altura (l/h_{trave}) de 15 a 20.

b) normalmente seus banzos são de cantoneiras em "V" invertidas e as diagonais de ferro redondo.

c) o banzo inferior pode ser travado através de mãos-francesas ligadas às terças

V.4.2.2.2. - TRAVE 2 - DE ALMA CHEIA

a) - CRITÉRIOS DE UTILIZAÇÃO.

Para vãos menores de 12 m.

b) - CARACTERÍSTICAS.

b1) formadas de perfis U ou I laminados, seções de chapa dobrada ou chapas soldadas.

b2) solução mais pesada que traves em treliça.

b3) menor mão-de-obra para fabricação.

b4) menor custo de manutenção

b5) normalmente dimensionadas como viga contínua com os montantes das vigas mestras.

b6) também é comum o dimensionamento como viga isostática.

Obs. Pode-se considerar as traves apoiadas em apoios fixos na vertical, desde que a flecha na V.M. seja menor que $l/1000$.

V.4.2.2.3. - Trave 3 - EM TRELIÇA TRIANGULAR.

a) - CRITÉRIOS DE UTILIZAÇÃO.

a1) para vãos próximos de 10 m.

a2) em edifício industrial, para ser usada como suporte de cargas tecnológicas, de dutos, de tubulações industriais, etc.

b) - CARACTERÍSTICAS.

b1) execução mais trabalhosa.

b2) calculada como isostática.

b3) o banzo inferior deve ser contraventado lateralmente, utilizando contraventamento horizontal de cantoneiras e correntes.

c) - ESTIMATIVA DE PESO DA TRAVE PARA PROJETO.

Tab.V.2. - Peso da trav em relação ao vão

VÃO l (m)	g_{trave} (N/m ² de área projetada)		
	treliça de banzos paralelos	treliça de alma cheia	treliça triangular
8	30	36	40
10	33	45	45
12	37	60	51
15	47	105	62

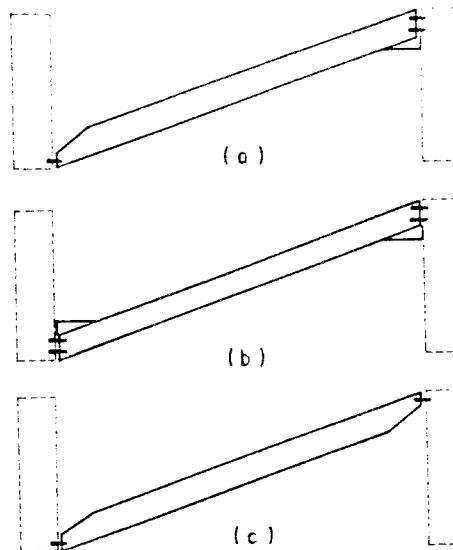


Fig.V.16. - Apoios da trav de banzos paralelos ou alma cheia

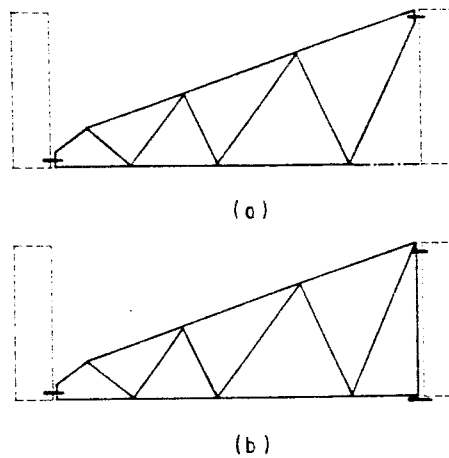


Fig.V.17. - Apoios da trav de treliça triangular

V.4.2.2.5. - ESQUEMAS ESTÁTICOS PARA TRAVE DE COBERTURA

a) - EM TRELIÇA DE BANZOS PARALELOS OU ALMA CHEIA.

a1) articulada engastada, Fig.V.16.a.

a2) biengastada, Fig.V.16.b.

a3) biarticulada, Fig.V.16.c.

b) - EM TRELIÇA TRIANGULAR.

b1) bi-articulada (mais usada), Fig.V.17.a.

b2) articulada-engastada, Fig.V.17.b.

V.4.3. - COBERTURA DUAS-ÁGUAS

A aplicação de cobertura duas-águas em estruturas metálicas é conveniente para vãos ℓ de 15 a 40 m.

V.4.3.1. - PESO PRÓPRIO DA ESTRUTURA METÁLICA.

A estimativa de peso para as coberturas-modelo em duas-águas de MUKHANDOV[13] é a seguinte:

$$\ell = 18 \text{ m} \quad g \text{ [kN/m}^2\text{]} = 0,04 + 0,014 q \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$\ell = 24 \text{ m} \quad g \text{ [kN/m}^2\text{]} = 0,04 + 0,03 q \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$\ell = 30 \text{ m} \quad g \text{ [kN/m}^2\text{]} = 0,05 + 0,03 q \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$\ell = 36 \text{ m} \quad g \text{ [kN/m}^2\text{]} = 0,05 + 0,04 q \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

V.4.3.1.1. - TESOURA.

$$\text{a) parafusada} \quad - \quad g_{tes} = 50,0 + 1,6 (\ell - 15)$$

$$\text{b) soldada} \quad - \quad g_{tes} = 40,0 + 1,2 (\ell - 15)$$

g_{tes} = carga da estrutura em N/m^2 de área coberta

V.4.3.1.2. - TERÇAS DA COBERTURA

$$g_{\text{ter}} = \alpha \ell \quad (\text{N/m})$$

ℓ = vão da terça (m)

α = coef. referente ao material.

terça de chapa dobrada $\alpha = 11,5 \text{ N/m}^2$

terça laminada ($\ell \leq 7 \text{ m}$) $\alpha = 12,5 \text{ N/m}^2$

terça vagonada $\alpha = 7,5 \text{ N/m}^2$

V.4.3.2. - CONTRAVENTAMENTO DA COBERTURA.

g_{cv} = 10,0 a 20,0 N/m^2 de área projetada

V.4.3.3. - PESO DA ESTRUTURA METÁLICA DO LANTERNIM.

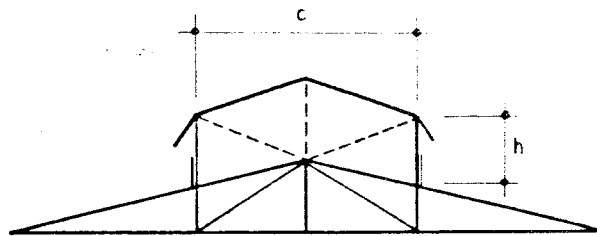


Fig.V.18. - Detalhe do lanternim

$$\text{peso do lanternim} = c g_{\text{lant}}$$

para $h_{\text{lant}} < 2,5 \text{ m}$ $g_{\text{lant}} \approx 200,0 \text{ N/m}$
no comprimento c

para $h_{\text{lant}} > 2,5 \text{ m}$ $g_{\text{lant}} \approx 250,0 \text{ N/m}$
no comprimento c .

V.4.3.4. - PESO DO SUPORTE METÁLICO DA VIDRAÇA.

g_{arm} = 100,0 N/m de área de iluminação, para
vidro de espessura (e) 5 mm.

V.4.3.5. - PESO DA CALHA CHEIA D'ÁGUA (Chapa nº 14).

$$g_{\text{calha}} = 180 + \Omega \quad (\text{N/m})$$

Obs. Ω = área útil da calha, em cm^2 . Para calcular Ω , usar

1,0 a 2,0 cm² de área útil de calha para cada m² de área de contribuição do telhado.

V.4.3.6. - PESO DAS TELHAS DA COBERTURA.

Melhor consultar catálogo específico, mas como exemplo, tem-se:

a) telhas de cimento amianto:

$g_{telha} = 180,0 \text{ N/m}^2$ de área projetada de cobertura, para $e = 6 \text{ mm}$.

$g_{telha} = 240,0 \text{ N/m}^2$ de área projetada de cobertura, para $e = 8 \text{ mm}$.

Obs. Não se recomenda este tipo de telha para inclinações inferiores a 18%, sem a utilização de vedação no recobrimento.

b) telhas canaleta - (catálogo)

c) telhas de ferro galvanizado (pré-pintadas) - (catálogo)

d) telhas corrugadas (catálogo)

e) telhas de alumínio

Tab.V.3. - Espaçamento e peso das telhas de alumínio

ESPESSURA DA CHAPA (mm)	ESPAÇAMENTO ENTRE TERÇAS (mm)		PESO (N / m)	
	ONDUL.	TRAPEZ.	ONDUL.	TRAPEZ.
0,4	700	1100	10,41	9,30
0,5	1000	1500	13,15	11,74
0,6	1200	1700	15,89	14,16
0,7	1400	1900	18,63	16,64
0,8	1500	2000	21,37	19,08

f) telhas de plástico reforçado com fibra de vidro.

peso específico $15,0 < \gamma < 19,0 \text{ kN/m}^3$

V.4.4. - AÇÕES VARIÁVEIS.

Uma ação muito importante nas estruturas reticuladas é a ação do vento.

Para este tipo de ações, consultar a NBR 6123

Segundo MUKHANDOV(133), os limites de flexibilidade dos elementos da treliça são aqueles apresentados na Tab.V.4.

Tab V.4. - Flexibilidade limite λ dos elementos da treliça.

ELEMENTOS DAS ESTRUTURAS	BARRAS COMPRI-MIDAS	BARRAS TRACIONADAS POR CARGAS	
		dinâmica	estática
BANZOS, DIGONAIS E MONTANTES DE APOIO DAS ARMAÇÕES QUE TRANSMITEM AS REAÇÕES DE APOIO.	120	250	400
OUTROS ELEMENTOS DAS TRELIÇAS.	150	350	400
JUNÇÕES DOS REVESTIMENTOS (EXCETO OS TIRANTES).	200	400	400
BANZOS SUPERIORES DAS TRELIÇAS QUE FICAM SEM FIXAÇÃO NO PROCESSO DE MONTAGEM.	220	---	---

onde λ é dado pela razão entre o comprimento de flambagem (ℓ_{fl}) e o raio de giração (i) do elemento. O raio de giração é dado pela raiz da razão entre o momento de inércia da seção e sua área:

$$\lambda = \ell_{fl} / i$$

$$i = \sqrt{I / S}$$

O consumo aproximado de aço para estruturas de edifícios industriais, em kg por m^2 do edifício, segundo MUKHANDOV[13], é dado na Tab.V.5.

Tab.V.5. - Consumo de aço em galpão industrial metálico

ELEMENTOS DA ESTRUTURA DE AÇO	TIPO DE GALPÃO		
	LEVE	MÉDIO	PESADO
COBERTURA:			
ARMAÇÕES DO TELHADO	16 - 25	18 - 30	20 - 40
VIGAS SECUNDÁRIAS	0 - 6	4 - 7	8 - 20
VIGAS-MESTRAS	10 - 12	12 - 18	12 - 16
LANTERNIM	0 - 10	8 - 12	8 - 12
TIRANTES	3 - 4	3 - 5	8 - 15

V.4.5 - ESCOLHA DA SEÇÃO.

O número de tipos de seção para os elementos das treliças deve ser o menor possível. Normalmente consegue-se satisfazer as necessidades portantes da treliça de telhado com 6 a 8 tipos de cantoneiras MUKHANDOV[13]. Essa escolha deve começar pela escolha da seção do elemento comprimido mais solicitado, a seguir, a seção para o elemento menos solicitado, mesmo que para este, prevaleça o critério da flexibilidade e não o da resistência, e então, tem-se os limites para os quais os demais perfis serão escolhidos. A seção mais utilizada para as coberturas é a cantoneira, que quando composta formando uma seção I pode resolver toda a treliça. Às vezes, usa-se o perfil U para os banzos. Os perfis utilizados podem ser laminados ou de chapa dobrada.

De forma geral, as cantoneiras, perfis duplo T (I ou H), perfis U, além das chapas e barras de seção circular constituem os perfis básicos, mais utilizados, na construção civil.

Para as coberturas em reticulado espacial, graças ao trabalho espacial da estrutura, a sua altura h pode ser inferior à das treliças do telhado (1/15 a 1/25). A altura

desses reticulados, está relacionado ao tamanho dos painéis, visto que o racional é dispor as diagonais do sistema com uma inclinação entre 40° e 50° . Respeitando certos limites, à medida que se aumenta o tamanho dos painéis a estrutura torna-se mais leve, sendo comuns os painéis de 1,5 m a 3,0 m, variando em intervalos de 0,5 m. Definidas as grandezas gerais da estrutura, vão, altura da cobertura e os painéis, deve-se manter a gama de perfis a serem utilizados em 4 ou 5 tipos, pois menos tipos causam um gasto maior de material por acumular um número grande de barras superdimensionadas, e mais tipos causa um custo maior pelo maior trabalho de confecção dos nós para uma pequena economia de material.

O engenheiro BELLELLI apresenta dados práticos para uma estimativa das dimensões gerais de tesouras e treliças, Fig.V.19.

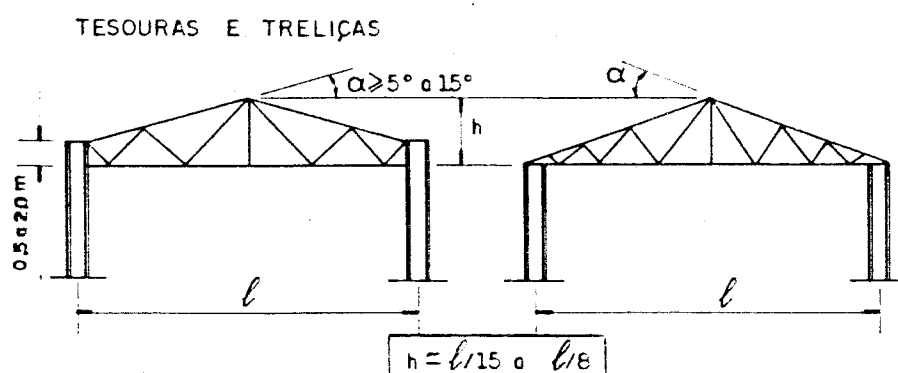


Fig.V.19. - Relações métricas das tesouras

As treliças, como se viu no início, têm função semelhante à das vigas; então, para um pré-dimensionamento, se se aproximar a treliça por uma viga de seção I, os banzos trabalharão como se fossem as mesas desta seção, isto é, combaterão a flexão e os montantes, a cortante.

Dessa forma grosseira, mas significativa, pode-se estimar os esforços nos elementos da treliça. Para o esforço nos banzos basta tomar o momento fletor que se verifica na viga fictícia na seção correspondente que se queira e dividi-lo pela altura da treliça nesta seção. Para os montantes, basta que resistam ao esforço axial numericamente

igual ao esforço cortante na seção correspondente da viga fictícia e para as diagonais, deve-se dividir o valor da cortante pelo seno do ângulo que estas formam com a horizontal.

Pode-se melhorar essa estimativa levando-se em conta os limites de flexibilidade para cada elemento, já que estes limites devem ser respeitados no dimensionamento.

V.5. CONSIDERAÇÕES.

As treliças são bastante vantajosas do ponto de vista de resistência, pois são estruturas que exploram o material da forma mais racional e proveitosa. No entanto, como se consegue resultados suficientes de resistência com um consumo bastante baixo de material, a esbeltez é alta e isto exige uma preocupação com a estabilidade local dos elementos e global da estrutura, quase nunca podendo se dispensar os contraventamentos.

A principal característica da treliça é o seu pouco peso, já que seus elementos normalmente só trabalham com esforços axiais. Mas ainda assim, com o arranjo que se faz deles, é possível resistir a esforços de flexão e cisalhamento. A agilidade de montagem, a facilidade de transporte dos elementos e até a possibilidade de desmontagem das estruturas parafusadas são características favoráveis da treliça. Como toda estrutura sujeita à esforços de compressão e com grande esbeltez, a treliça exige cuidados com a estabilidade, tanto dos elementos quanto global.

Como as treliças são estruturas bastante leves e por isso muito usadas nas coberturas, em alguns casos, como alternativa de estrutura a ser adotada, estas poderiam ser substituídas por arcos ou até cabos.

VI.1. - INTRODUÇÃO.

As dimensões básicas dos arcos são o vão (ℓ) e a flecha (f). O valor da flecha é determinado pela utilização da obra, pelas condições de funcionamento da estrutura ou com base em razões econômicas. Quando se trata de pavilhões para exposições ou outras obras públicas, a flecha é determinada por exigências arquitetônicas.

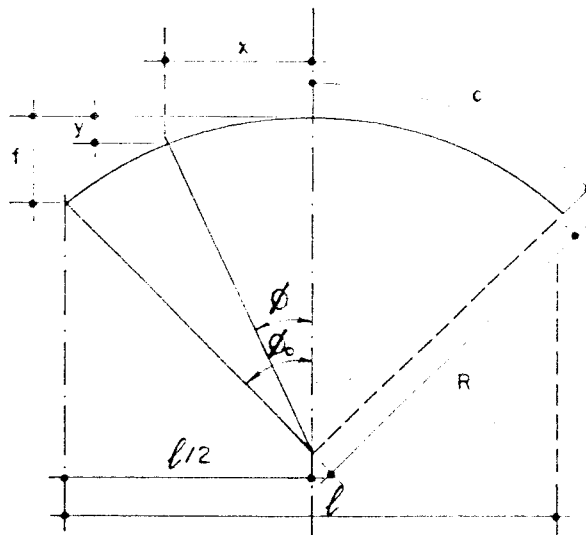


Fig. VI.1. - Geometria dos arcos circulares

Por ser mais fácil de construir, muitos dos arcos são de eixo circular, Fig. VI.1., cujos parâmetros geométricos são:

ℓ = vão teórico (dado)

f = flecha (adotada), melhor é $\ell/6$

$$R = \text{raio de curvatura} = \frac{\ell^2}{8f} + \frac{f}{2}$$

$$\phi_0 = \text{semi-ângulo central} = \text{arc tg } \frac{0,5\ell}{R - f}$$

$$c = \text{comprimento do semi-eixo} = \pi R \phi_0 / 180^\circ$$

$$x = \text{abscissa do ponto} = R \text{ sen } \phi$$

$$y = \text{ordenada do ponto} = R - \sqrt{R^2 - x^2}$$

No entanto, nos casos de arco pleno, seu eixo será de preferência parabólico, cujo cálculo dos elementos geométricos pode ser obtido por:

$$\text{equação da parábola } y = 4f \left(\frac{x}{l} + \frac{x^2}{l^2} \right)$$

$$\text{tg } \phi = \frac{dy}{dx} = 4f \left(\frac{1}{l} - \frac{2x}{l^2} \right)$$

VI.2. - CARACTERÍSTICAS.

O arco é uma estrutura que serve para vencer grandes vãos. Isto porque apresenta sempre uma massa relativamente pequena, além de contar com o esforço de empuxo nos apoios, que ajuda a fazer com que o arco trabalhe praticamente só à compressão, enquanto que seu trabalho à flexão é bastante reduzido. Sua forma é o fator mais importante para estas características. Ela fica sempre próxima à forma funicular das cargas que normalmente agem sobre as estruturas, tanto nos casos de estruturas de pontes quanto nas coberturas, onde estes elementos encontram maior aplicação.

O arco pleno, que nasce ao nível da fundação, apresenta um espaço morto, fig.VI.2., assim chamado por nem sempre ser possível aproveitá-lo.

Por suas características, o arco é um pouco mais susceptível às deformações que um pórtico treliçado, uma vez que a rigidez daquele, por metro do seu comprimento, é um pouco inferior ao respectivo valor da viga do pórtico. Por esta razão, os arcos não são muito utilizados em estruturas submetidas a ações dinâmicas ou forças horizontais elevadas, encontrando sua maior aplicabilidade nas coberturas de prédios do tipo pavilhão, mercado, depósito e outros.

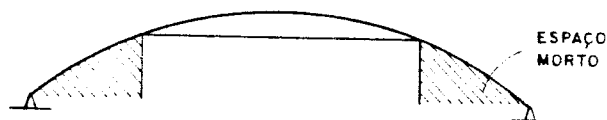


Fig.VI.2. - Espaço morto nas estruturas em arco

O arco só estará livre de flexão quando sua forma for a funicular para o carregamento que o solicita. Então, o carregamento uniformemente distribuído ao longo do vão exige do arco a forma parabólica. Para se trabalhar com esta forma de arco deve-se respeitar algumas hipóteses:

-As ações são uniformemente distribuídas ao longo do vão.

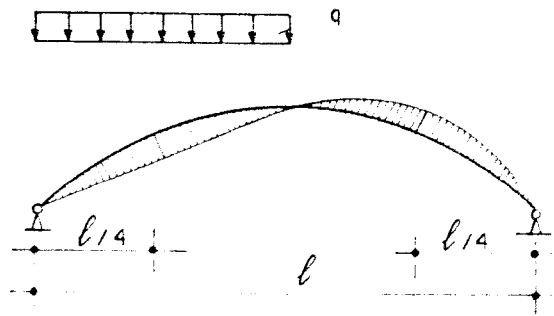


Fig.VI.3 - Distribuição de momentos ao longo de arcos parcialmente carregados

-O carregamento assimétrico, sobre uma só metade do vão, é o caso crítico. Neste caso, o momento fletor no centro do vão e nos apoios é nulo, Fig.VI.3.

Com essas considerações pode se esperar que:

-O carregamento total provoca a compressão máxima:

$$F_{\max} = \frac{(g\ell + q\ell)\ell}{8} \frac{1}{f}$$

onde g = carregamento devido à ação permanente;
 q = carregamento devido à ação acidental;
 ℓ = comprimento do vão; e
 f = a flecha do arco.

-O momento fletor máximo da ação acidental atuando numa só metade do arco é:

$$M_{\max} = \frac{q\ell^2}{64}$$

-Este, ocorre nos quartos do vão e está acompanhado de compressão do arco.

$$F_{\text{arc}} = \frac{(gl + 0,5 ql) l}{8} \frac{1}{f}$$

VI.2.1 - CLASSIFICAÇÃO

Do ponto de vista estático, existem os seguintes tipos de arcos:

- a)-sem articulações ou engastados;
- b)-com duas articulações ou bi-articulados, e
- c)-com três articulações ou tri-articulados

A vantagem em aplicar um tipo ou outro está nas características que eles assumem em função do apoio adotado.

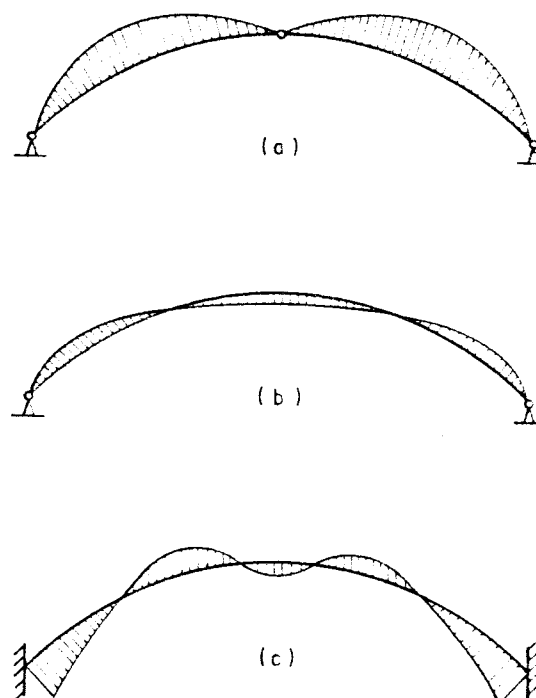


Fig.VI.4. - Distribuição de momentos nos arcos

VI.2.1.1. - ARCO ENGASTADO.

Os arcos sem articulações são os mais leves, pois o momento fletor na parte central do vão é mínimo e, mesmo sendo grande o momento fletor nos apoios, esta região não é tão desenvolvida quanto em outros tipos de arco, Fig.VI.4.c. Contudo, este tipo de arco só pode ser apoiado em solos bastante firmes (rochas), capazes de suportar os grandes momentos fletores que ocorrem nos apoios. Caso isto não se verifique, o custo da fundação é tão elevado que a vantagem econômica inicial deste tipo de arco acaba se perdendo. Desde já cabe observar que o custo das fundações dos arcos tem grande influência no valor total, sendo então necessário sua consideração desde a escolha do tipo de arco a ser adotado.

VI.2.1.2. - ARCO BIARTICULADO.

Nos arcos com duas articulações, os momentos são distribuídos de modo bastante uniforme e isto permite que se use o sistema de banzos paralelos ou de seção constante, que é o esquema mais racional e que tem vantagem quanto ao seu modo de fabricação, Fig.VI.4.b. O arco com duas articulações é mais susceptível às deformações provocadas por recalque diferencial, mas ainda exige boa resistência ao empuxo. Dentre os arcos com duas articulações, os atirantados aumentam a aplicabilidade deste tipo, pois os tirantes reduzem o empuxo transferido às fundações.

VI.2.1.3. - ARCO TRIARTICULADO.

No arco com três articulações, o momento fletor máximo ocorre na região correspondente a $\approx 1/4$ do comprimento do vão, e isto faz com que os arcos deste tipo tornem-se os mais pesados, Fig.VI.4.a. Contudo, por serem estruturas estaticamente determináveis são indiferentes a recalques e variações de temperatura, sendo conveniente sua aplicação nos casos de solos fracos e em locais de grande variação térmica.

Portanto, o arco mais utilizado é o de duas articulações e quando o solo é pouco resistente, dá-se preferência ao arco de três articulações.

VI.3. - ARCO EM MADEIRA.

Para os arcos em madeira, as seções mais adotadas são aquelas em tábuas encostadas ou contraplacadas (sistema Del'orme) ou justapostas (sistema Emy), Fig.VI.5. Uma variação do sistema Emy, que usa parafusos para manter as tábuas juntas, é o sistema Hetzer que mantém as várias tábuas justapostas com o emprego de cola. Segundo recomendações do U.S. Laboratory of Forest Products of Madison, os arcos confeccionados com tábuas vergadas artificialmente, devem ser verificados com tensões admissíveis reduzidas.

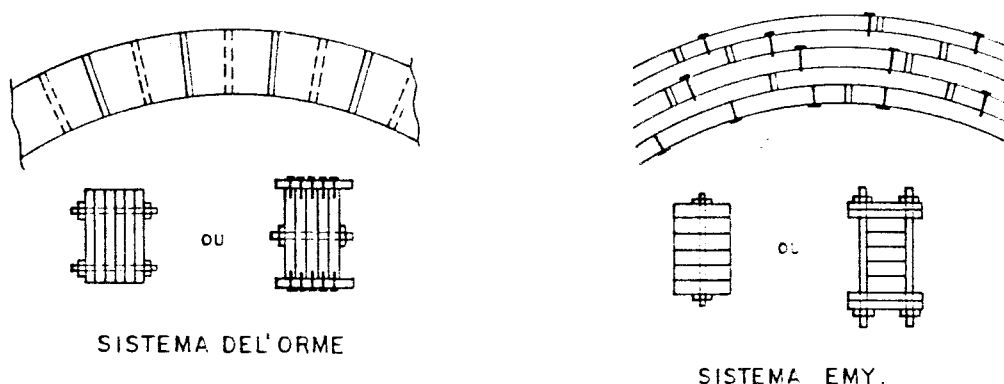


Fig.VI.5. - Sistemas de arcos em madeira

Como exemplos de arco em madeira tem-se o ginásio do Estádio Municipal do Pacaembu, de repercussão internacional na época e um hangar no aeroporto de Congonhas em São Paulo, com 70 m de vão.

VI.4. - ARCO EM CONCRETO ARMADO.

Os arcos de arcadas apresentam uma relação de altura que pode orientar a fixação de suas dimensões. Costuma-se fazer esta flecha da ordem de 1,5 a 2,0 vezes o vão livre.

Comparando arcadas de diversos vãos, L. Reynaud chegou às relações da Tab. VI. 1. para a espessura dos arcos.

Tab. VI. 1. - Altura da seção transversal do arco em relação ao vão

Vão l (m)	Espessura
3	$l/7$
4	$l/8,5$
5	$l/10$
6	$l/11$
7	$l/12$

Quando o arco for biarticulado e de forma circular, com flecha de $1/6 l$ a $1/5 l$, poderá ser considerado de forma parabólica pela proximidade das duas curvas neste trecho, significando que, para um carregamento uniformemente distribuído ao longo do vão, o arco estará submetido a flexões muito pequenas, sujeito praticamente apenas a esforços normais, cujo valor é dado pelo empuxo dividido pelo cosseno do ângulo que a tangente ao arco faz com a horizontal. Mas sempre será necessário considerar um carregamento assimétrico como vento ou carga em apenas um lado, por isso, deve-se projetar os arcos com uma seção de altura aproximada de $1/40$ do vão e capaz de suportar um momento fletor de $Ql/40$ a $Ql/30$, onde Q é a ação total sobre o arco.

Sendo f a flecha do arco, obtém-se o empuxo pela fórmula:

$$F_{hor} = \frac{Q l}{8 f}$$

Para os arcos de seção cheia, os de concreto mais especificamente, são proveitosas as considerações a seguir [LISBORG(7)].

Proporções aproximadas para arcos de seção retangular submetidos só a compressão, Tab. VI. 2.

Tab. VI.2 - Altura da seção do arco em relação à flecha e ao carregamento

α	1	1/2	1/4	1/10	1/100
h/f	1/2	1/3,3	1/6	1/14	1/134

α = ação acidental / ação permanente
h/f = espessura / flecha

Quando a relação entre as ações acidental e permanente aumenta muito, deve-se usar espessuras maiores e revisar as regras gerais.

Para arcos submetidos à compressão e à flexão, para que o comprimento efetivo de flambagem no seu plano não se torne excessivo, a relação h/l não deve ser menor que Tab. VI.3.

Tab. VI.3 - Altura da seção do arco sob compressão e flexão em relação ao vão

Concreto armado	1/60 - 1/100
Madeira	1/60 - 1/140
Aço	1/90 - 1/200

Os arcos em estruturas de aço são aplicáveis para vãos de até cerca de 60 m a 80 m MUKHANOVI[13], de 30 m a 100 m DARIO[12]. Para estruturas de madeira, são aplicáveis para vãos de 20 m a 70 m MOLITERNO[10]. Para concreto, no Brasil existe arco com vão de 290 m VASCONCELOS[14].

VI.5. - ARCO EM AÇO.

As relações mais vantajosas para arcos de aço são f/l na faixa de 1/6 a 1/5. Nos edifícios públicos, usa-se a faixa de 1/2 a 1/5, MUKHANOVI[13].

Os arcos são dispostos ao longo do eixo longitudinal do edifício, normalmente com um distanciamento de 12 m a 24 m, MUKHANOVI[13]. Nos intervalos são instaladas traves a distâncias de 4 m a 6 m, Fig. VI.6.a. Pode-se fazer arcos-gêmeos distanciados de 3 m um do outro para que se

facilite a montagem. Eles podem ser instalados independentemente um do outro, sem perder a estabilidade global, Fig VI.6.b,c. As bielas dos arcos podem ser pré-fabricadas em peças de 4 m a 6 m e serem facilmente transportadas.

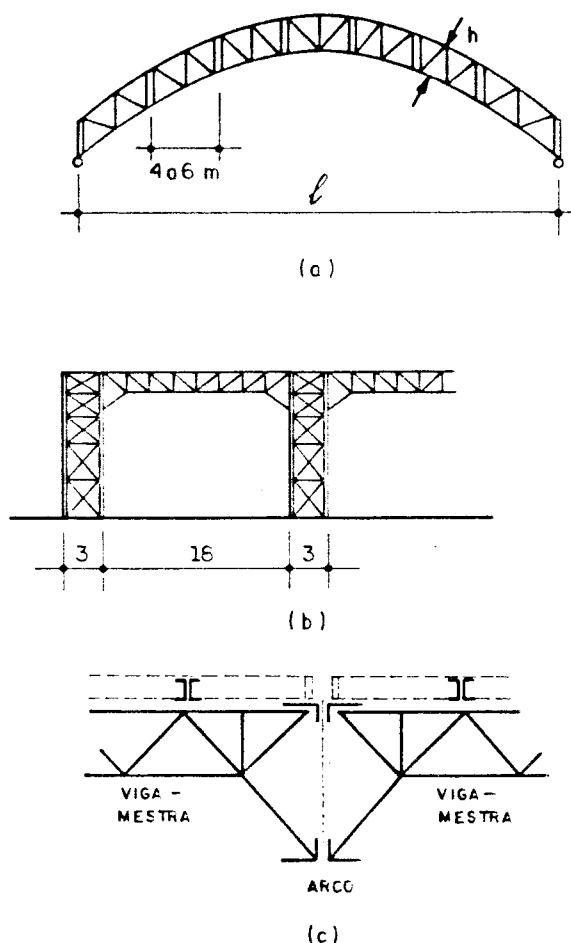


Fig.VI.6. - Estrutura de arco metálico

A relação entre a altura (h) da seção do arco e o vão varia de $1/30$ a $1/40$ para pequenos vãos e de $1/40$ a $1/60$ para grandes vãos. Para os vãos pequenos, a seção cheia pode ser a melhor opção, enquanto que para os vãos grandes, a melhor opção parece ser sempre a seção treliçada. As treliças podem ser diagonais ou triangulares, sendo que este último caso é mais raro.

Para o dimensionamento do arco é necessário que se conheça seu carregamento. E ele compõe-se do peso da cobertura, da carga de pó (fábricas de fertilizantes, por exemplo) em todo o vão e na metade do seu comprimento, carga

de vento e o peso próprio da estrutura. Os valores das ações são aqueles determinados por Norma.

O peso próprio do arco metálico (em kN/m) segundo MUKHANDOV[13] é dado por:

$$g = G / s$$

onde g é o peso de 1 metro do arco;
 s , o comprimento do arco em metros;
 G , o peso total do arco em kN.

$$G = \omega B c$$

onde $\omega = 2/3 + f$ [10^{-2}];
 B , a distância entre arcos (m),
 $c = 0,02$ a $0,04$.

Os esforços ao longo do eixo do arco são dados por:

$$\begin{aligned} M_s &= M_v - F_{hor} y; \\ N_s &= Q_v \operatorname{sen} \alpha + F_{hor} \operatorname{cos} \alpha; \\ Q_s &= Q_v \operatorname{cos} \alpha - F_{hor} \operatorname{sen} \alpha \end{aligned}$$

onde F_{hor} é o empuxo;
 y é a ordenada do eixo do arco ($y_{max} = f$);
 α é o ângulo entre a tangente ao eixo do arco e a horizontal;
 M_s é o momento fletor ao longo do eixo do arco,
 N_s é a força normal na direção do eixo do arco,
 Q_s é a força cortante na direção perpendicular ao eixo x ;
 M_v e Q_v são o momento fletor e a força cortante na viga, calculados no processo de análise do arco como uma viga de vão l .

Sendo o arco de duas articulações o mais utilizado e por apresentar algumas características dos demais, para o pré-dimensionamento deles todos acredita-se ser suficiente o estudo deste caso.

Sendo ele uma vez hiperestático, pode-se adotar o empuxo F_{hor} como a força incógnita X_1 e seu valor ser calculado por:

$$F_{hor} = X_1 = - \Delta_{1p} / \delta_{11}$$

Para os casos em que a curvatura é pequena, o arco tem seção constante e o carregamento é uniformemente distribuído, pode-se admitir:

$$F_{hor} = ql^2 / 8f$$

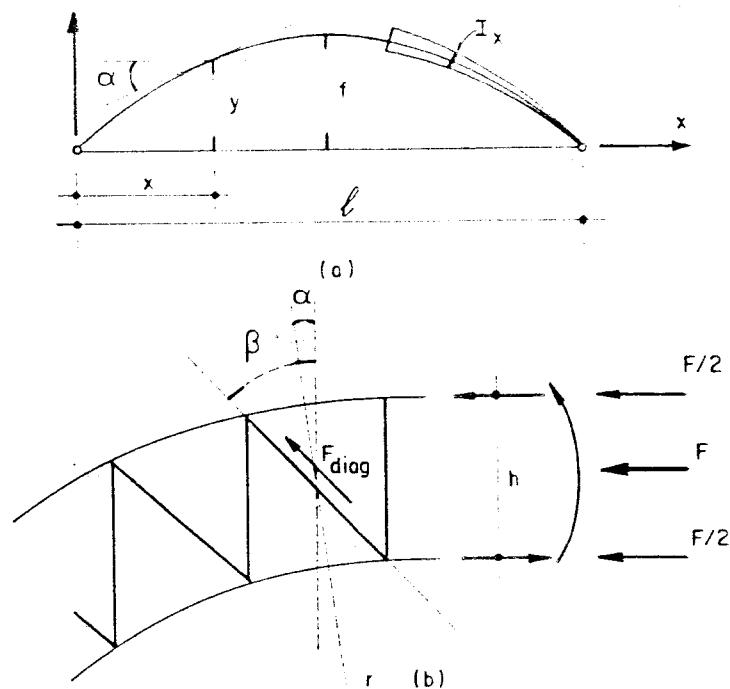


Fig.VI.7. - Geometria do arco treliçado

Dessa forma, pode-se determinar o esforço em cada elemento decompondo as forças encontradas com as fórmulas anteriores, Fig VI.7.

O esforço no banzo superior será:

$$F_{sup} = - M_e / h - N_e / 2;$$

O esforço no banzo inferior será:

$$F_{inf} = + M_e / h - N_e / 2;$$

O esforço nas diagonais será

$$F_{diag} = Q_e / \cos(\beta - \alpha);$$

onde h é a distância entre os eixos dos banzos;
 β é o ângulo que a diagonal forma com a vertical.

O esforço nos montantes verticais será:

$$F_{ver} = Q_e / \cos\alpha.$$

Para as seções dos elementos das treliças, usarse normalmente cantoneiras duplas. Quando os esforços nos banzos são grandes é preciso, como nas armações pesadas, utilizar seções de duas paredes, sobretudo em H.

"Para assegurar a estabilidade dos elementos comprimidos dos banzos no plano perpendicular ao plano do arco é preciso instalar tirantes horizontais, assim como traves ou terças entre os arcos da mesma forma que os tirantes nas treliças comuns. É preferível que a distância entre as traves não supere 16 a 20 larguras do banzo," MUKHANDOV[13].

O comprimento do elemento comprimido do banzo a ser adotado para a verificação à flambagem no plano do arco deve ser igual ao comprimento do painel, e no plano perpendicular a este, deve ser a distância entre os pontos de fixação.

A estabilidade global no plano do arco também deve ser verificada. Para este caso, a flambagem deverá ocorrer para o carregamento assimétrico com a estrutura assumindo a forma da Fig.VI.3. A força crítica para este estado pode ser dada aproximadamente pela formulação de Euler-Iassinski, onde o comprimento nominal a ser adotado será a metade do arco s , corrigido do coeficiente μ , com o que se conclui:

$$N_{cr} = \pi^2 EI_x / (\mu s / 2)^2$$

onde, E = Módulo de Elasticidade,

I_x = Momento de Inércia,
 μ = Coeficiente dado por MUKHANOV[13],
 s = Comprimento do arco.

Tab.VI.4. - Coeficientes μ para os arcos

TIPO DO ARCO	f / ℓ			
	1/20	1/5	1/3	1/2,5
De 3 articulações	1,2	1,2	1,2	1,3
De 2 articulações	1,0	1,1	1,2	1,3
Sem articulações	0,7	0,75	0,8	0,85

O momento de inércia I_x a ser adotado, deve ser aquele que atua a 1/4 do apoio e deve-se verificar a relação $N_0/N > 1,2$ a 1,3, onde N é o esforço devido à carga nominal. Esta verificação pode permitir a determinação da altura da seção.

Para a verificação da estabilidade do arco isolado, deve se considerar o vão ℓ para flambagem fora do seu plano e metade do vão ℓ para flambagem neste plano, segundo Timoshenko-theory of Elastic Stability.

VI.6 - CONSIDERAÇÕES.

Quando se deseja apoiar os arcos em elementos flexíveis como paredes ou pilares, os arcos atirantados podem tornar isto possível, já que os tirantes ajudam a combater o empuxo provocado pelos arcos.

Os arcos de forma geral apresentam as seguintes características:

- Baixo peso estrutural,
- Boa trabalhabilidade para cargas verticais;
- A seção transversal deve trabalhar predominantemente com esforços de compressão; entretanto,

mesmo otimizada, normalmente aparecem pequenos momentos fletores.

-Na solução econômica, apresenta baixo fator de rigidez linear, i.e., apresenta valores baixos para a relação entre momento de inércia da seção transversal e o comprimento total "s" do arco;

-O arco bi-articulado apresenta algumas vantagens dos arcos isostáticos e algumas dos hiperestáticos. Recalques verticais não muito grandes não afetam praticamente o arco bi-articulado, já os recalques horizontais afetam. Em casos onde os recalques não são muito grandes, recorre-se ao arco bi-articulado ou ao arco atirantado.

Quando não se tratar de vãos muito grandes, pode ser possível o uso dos pórticos e até dos cabos, nos casos de cobertura, como uma alternativa aos arcos.

VII.1. - INTRODUÇÃO.

As vigas são elementos lineares que servem para transferir horizontalmente os esforços por meio de sua resistência à flexão e à cortante. São as vigas que tornam possíveis os vãos livres nas estruturas lineares e são elas que enrijecem as lajes e lhes servem de apoio ao longo do contorno.

VII.2. - CARACTERÍSTICAS.

As dimensões características das vigas são o comprimento l e a altura h . Normalmente o comprimento corresponde ao vão teórico. Quando se define a arquitetura, este valor praticamente também se define; no entanto, cabe ao calculista definir as dimensões da seção transversal de modo a consumir o menor volume de material, garantindo a resistência, a estabilidade e a funcionalidade do elemento.

VII.2.1. - ESFORÇOS NA VIGA.

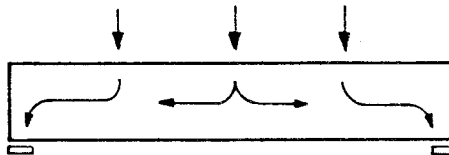


Fig.VII.1. - Caminhamento das forças

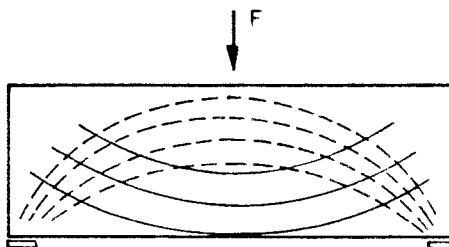


Fig.VII.2. - Distribuição de tensões

O caminhamento das forças através da viga é aquele mostrado na Fig.VII.1. Para que ele seja possível, as tensões ao longo da peça se distribuem aproximadamente

segundo a representação da Fig VII.2 , onde as linhas contínuas representam as direções onde atuam esforços principais de tração e as pontilhadas, aquelas onde atuam esforços principais de compressão. Por essa representação, pode-se perceber que o principal esforço no meio do vão é o de flexão, pois atua na parte superior da peça o esforço de compressão e na parte inferior, o de tração, resultando desta distribuição um binário interno. Nos extremos, próximos aos apoios, os esforços cisalhantes são grandes, resultando maior o esforço cortante. A representação dos esforços principais numa viga uniformemente carregada, o momento fletor e a força cortante, é dada pela Fig.VII.3

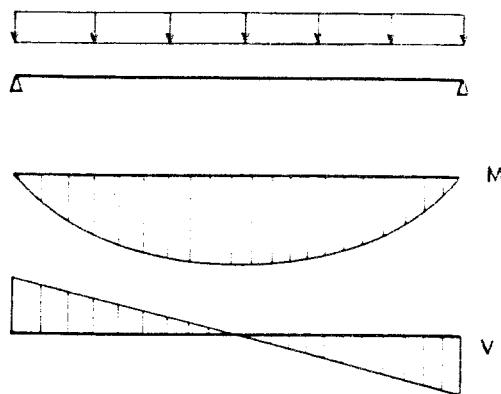


Fig.VII.3. - Diagramas de esforços

Características das vigas quanto aos esforços:

a)-a flexão e o cisalhamento estão relacionados.

b)-um elemento sujeito à flexão pura "não necessitaria" de alma, já que não existe cortante a ser resistida, o que é impossível nos casos práticos, já que toda viga tem peso próprio.

c)-as fibras extremas são mais eficientes na flexão que as internas, então, seções do tipo I, onde a maior parte do material está afastada do centro de gravidade, são mais eficientes para flexão. Seções altas também são mais eficientes à flexão que as seções baixas de mesma área, pelo mesmo motivo de apresentarem grandes momentos de inércia.

d)-a região comprimida deve ser verificada quanto ao perigo de flambagem, como qualquer elemento sujeito à compressão.

e)-como as vigas estão sujeitas a flexão e cisalhamento ao mesmo tempo, requerem mesas para resistirem à flexão e alma para resistirem à cortante.

VII.2.2. - A SEÇÃO DA VIGA.

As dimensões reais da seção da viga, em qualquer ponto, deverão ser determinadas através de um cálculo baseado num critério de resistência e deformação (flecha). Então, sob este critério, é possível discutir as formas das seções para diferentes vãos e cargas.

Quanto à forma, as vigas podem ser de seção cheia ou de seção vazada, a qual, sendo fechada, é ótima nos casos de grandes esforços de torção.

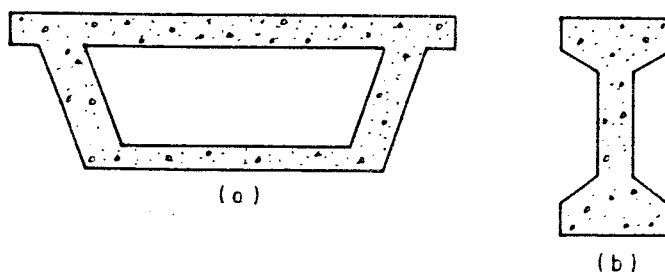


Fig.VII.4. - Seções características de vigas

Para o concreto, a seção vazada é bastante utilizada nas pontes e viadutos de seção caixão, Fig.VII.4.a. Já as seções cheias, do tipo retangulares, são mais genericamente utilizadas. Em vigas de concreto protendido, usa-se muito a seção I, Fig.VII.4.b.

As vigas de madeira são normalmente de seção retangular.

Nas vigas de aço, a seção caixão é bastante aproveitada como duto de ar condicionado e utilidades, e podem ser obtidas a partir de perfis laminados ou de chapas soldadas, Fig.VII.5. Mas, na maioria dos casos, as vigas

metálicas são de seção I, pois neste caso estão associadas as vantagens da alta resistência do material e do grande momento de inércia deste tipo de seção, que tanto pode ser obtida nos perfis laminados, quanto nos perfis soldados, Fig VII.6.

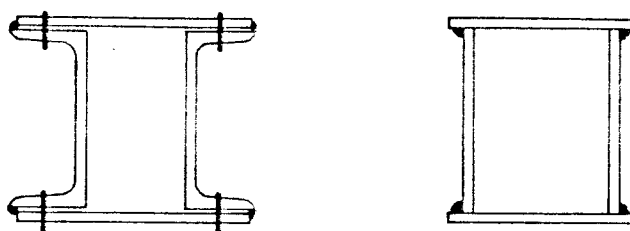
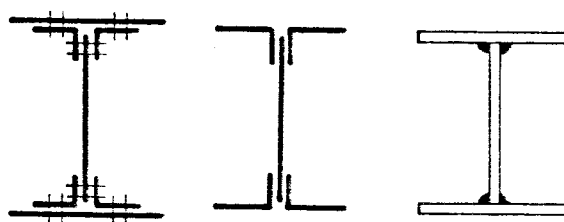


Fig.VII.5. - Seções fechadas de vigas metálicas



(a)



(b)

Fig VII.6. - Seções abertas de vigas metálicas

De modo qualitativo deve-se saber que, para grandes forças aplicadas em pequenos vãos, os esforços de flexão resultam pequenos, mas a força cortante é alta, e isto leva a uma seção composta de grande área de alma e mesas pequenas. Se as cargas são grandes e os vãos também são, então a seção da viga deverá ser duplamente reforçada, pois terá que suportar grandes esforços de flexão, e também de cisalhamento. A área da alma terá que ser grande e as

áreas das mesas deverão ser também grandes e ter razoáveis afastamentos para ajudar na resistência à flexão. Nos casos de vãos grandes e cargas pequenas a seção também será pequena, pois ambos os esforços serão pequenos, podendo a alma se degenerar numa alma treliçada e a mesa de tração poderá ser diminuída, ficando o critério de dimensionamento mais a cargo da flecha permitida e da estabilidade global da mesa comprimida que da resistência necessária. Todos os casos cabem nestas indicações gerais e em todos eles deve-se verificar as condições de estabilidade local e os limites de deformação (flecha).

VII.3. - VIGAS METÁLICAS

VII.3.1. - TIPOS DE VIGAS.

As vigas metálicas podem ser do tipo laminadas ou compostas. As primeiras, Fig VII.6.a, são preferidas por exigirem menos trabalho, uma vez que são peças encontradas acabadas. Mas a variedade de seções desse tipo de viga não é suficiente para satisfazer todas as necessidades, principalmente para os casos de grandes esforços, tornando-se necessária a confecção de vigas compostas. Este tipo de viga pode ter seus elementos ligados entre si por parafusos ou através de solda, Fig.VII.6.b. Os parafusos costumam ser elementos caros e exigem precisão na furação dos elementos. A solda é o mais recomendável, principalmente para os casos de ações dinâmicas; no entanto, tem a desvantagem de poder causar problemas de transporte das peças, uma vez que na sua confecção podem acabar tomando grandes dimensões.

VII.3.1.1. - VIGAS LAMINADAS.

As vigas laminadas podem ser de dois tipos principais: seção I ou U. As seções I são simétricas e por isso mais racionais; já as de seção U funcionam bem para os casos de flexão oblíqua.

Após definir-se o tipo de perfil a ser usado para a viga e determinados o vão e a ação nominal que a solicita,

deve-se calcular o máximo momento fletor M para, de posse deste valor e do valor da tensão admissível σ_{adm} , obter-se o mínimo módulo de resistência necessário:

$$W_{nec} = M / \sigma_{adm}$$

Com esse valor, escolhe-se um perfil com $W \geq W_{nec}$ e deve-se então verificar a resistência da seção, de tal forma que:

$$\sigma = M / W \leq \sigma_{adm}$$

A rigidez da viga deve ser verificada para que a flecha relativa f/l não viole os valores ditados em Norma.

VII.3.1.2. - VIGAS COMPOSTAS.

As vigas compostas são constituídas de chapas que se ligam por meio de soldas, que são preferíveis aos rebites ou parafusos, como se viu anteriormente. A forma mais usada, como se sabe, é o tipo I. Normalmente a alma é formada por chapa lisa, enquanto que as mesas tanto podem ser de chapa lisa como de cantoneiras reforçadas ou não por chapa lisa.

VII.3.1.2.1. - CÁLCULO DA ALTURA MÍNIMA.

A flecha f é um limite de funcionalidade que é determinado por Norma para várias condições de vinculação e de carregamento da viga. Este limite é dado em termos de porcentagem ($1/\gamma_0$) em relação ao comprimento do vão.

A relação f/l depende da relação h/l . Tomando-se as ações permanente (g) e acidental (q) distribuídas uniformemente e a viga independente, pode-se calcular o momento fletor máximo:

$$M = \frac{(g \gamma_g + q \gamma_q) l^2}{8} = \sigma W$$

$$M = \frac{\sigma J^2}{h}$$

com γ_g e γ_q os respectivos coeficientes de sobrecarga.

Para o cálculo da flecha, não se leva em consideração os coeficientes de sobrecarga, então:

$$\frac{f}{\ell} = \frac{5}{384} \frac{(g + q) \ell^3}{EI} = \frac{5}{384} \frac{B M}{(g\gamma_g + q\gamma_q)} \frac{(g + q) \ell}{EI}$$

$$\frac{f}{\ell} = \frac{5}{48} \frac{M \ell}{EI (g\gamma_g + q\gamma_q)} = \frac{5}{24} \frac{\sigma \ell}{Eh (g\gamma_g + q\gamma_q)} \leq \frac{1}{\gamma_o}$$

$$h_{\min} = \frac{5}{24} \frac{\sigma \ell \gamma_o}{E} \frac{(g + q)}{(g\gamma_g + q\gamma_q)}$$

Já que se procura o menor volume de material, tem-se que aproveitá-lo ao máximo, para isso, $\sigma = \sigma_{adm}$. Então:

$$h_{\min} = \frac{5}{24} \frac{2250}{2100000} \frac{\ell \gamma_o (g + q)}{(g\gamma_g + q\gamma_q)}$$

$$h_{\min} = \frac{\ell \gamma_o}{4480} \frac{(g + q)}{(g\gamma_g + q\gamma_q)}$$

Na Tab.VII.1. estão alguns valores do quociente h_{\min}/ℓ para algumas relações entre as ações permanente e acidental, cujos coeficientes de sobrecarga são os ditados pela NBR 8800/86. Caso sejam diferentes os valores dos parâmetros que se considere, basta aplicá-los às fórmulas apresentadas. Desde já cabe observar que a relação entre h_{\min} e o vão não é, sobremaneira, sensível à relação entre as ações permanente e acidental, enquanto que a respeito da relação f/ℓ , ela é bastante sensível

Tab.VII.1. - Relação h_{min} / ℓ em função dos carregamentos

$\frac{f}{\ell} = \frac{1}{\delta_0}$ \ / $\frac{f}{q}$	0.100	0.250	0.500	0.750	1.000	1.250	1.500
1/1000	0.151	0.153	0.156	0.158	0.159	0.161	0.162
1/ 750	0.113	0.115	0.117	0.118	0.120	0.121	0.121
1/ 600	0.090	0.092	0.093	0.095	0.096	0.096	0.097
1/ 500	0.075	0.076	0.078	0.079	0.080	0.080	0.081
1/ 400	0.060	0.061	0.062	0.063	0.064	0.064	0.065
1/ 250	0.038	0.038	0.039	0.039	0.040	0.040	0.040
1/ 200	0.030	0.031	0.031	0.032	0.032	0.033	0.033

Se a altura mínima não é respeitada, pode-se manter a flecha relativa nos limites de norma, bastando para isso, diminuir a tensão na peça através de maior consumo de material.

É apresentada por MUKHANDVI[13], uma tabela, Tab.VII.2., que relaciona a altura mínima da seção da viga ao vão, em função da flecha.

Tab.VII.2. - Relação h_{min} / ℓ em função da flecha

f / ℓ	1/1000	1/750	1/600	1/500	1/400	1/250	1/200
h_{min} / ℓ	1/6	1/8	1/10	1/12	1/15	1/25	1/30

VII.3.1.2.2. - CÁLCULO DA ALTURA ÓTIMA.

A escolha da altura como sendo a mínima, determinada de acordo com a condição de rigidez pela fórmula já apresentada, normalmente não é a mais econômica do ponto de vista de consumo de material. O caso mais vantajoso é obtido com base na área mínima da seção, que se obtém em função do módulo de resistência W_{nec} , e segundo a distribuição mais vantajosa entre as áreas da alma e das abas da seção, que depende da esbeltez da alma ($\lambda_{al} = h/\delta$), Fig.VII.7. O coeficiente α de distribuição do material pela

seção da viga é obtido pela relação entre as áreas da alma (S_{al}) e total (S) da seção da peça. Assim, $\alpha = S_{al}/S = h\delta/S$

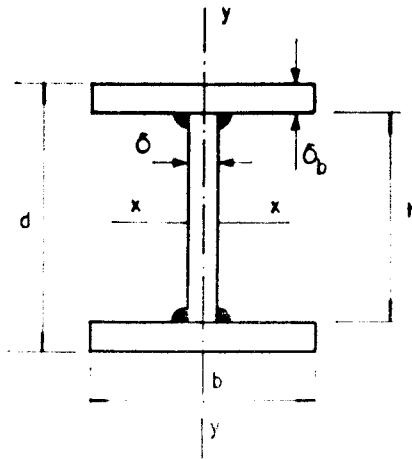


Fig VII.7. - Dimensões características da seção I

Então, $S_t = (S - h\delta) / 2$ é a área de uma das abas de uma seção I. Dessa forma, com precisão suficiente, pode-se determinar o módulo de resistência da viga de seção I como:

$$W = 2 \left[S_t \left(\frac{h}{2} \right)^2 \right] \frac{2}{h} + \frac{\delta h^3}{12} \frac{2}{h}$$

$$W = S_t h + \frac{\delta h^2}{6}$$

$$W = \frac{S h}{2} - \frac{\delta h^3}{3}$$

então:

$$S = \frac{2 W}{h} + \frac{2 h^2}{3 \lambda_{al}}$$

onde

$$\lambda_{al} = \frac{h}{\delta}$$

Sendo a esbeltez da alma constante, a derivada primeira dessa relação, em h, fornece a altura ótima para a seção simétrica da viga.

$$\frac{dS}{dh} = -\frac{2W}{h^2} + \frac{4h}{3\lambda_{al}} = 0$$

$$h_{ot} = \sqrt[3]{\frac{3}{2} \lambda_{al} W_{nec}}$$

Adotando-se um valor de λ_{al} , pode-se calcular a altura ótica da viga e com isso pode-se estabelecer a melhor distribuição do material pela seção. Com efeito:

$$W = \frac{S h}{2} - \frac{\delta h^2}{3} = \frac{S h}{2} - \frac{S_{al} h}{3}$$

Como $S_{al} = \alpha S$,

$$W = \frac{S h}{2} - \frac{\alpha S h}{3} = S h \left(\frac{1}{2} - \frac{\alpha}{3} \right)$$

e também,

$$h = \lambda_{al} \delta$$

$$h^2 = \lambda_{al} \delta h = \lambda_{al} \alpha S$$

então

$$W = S \sqrt{\lambda_{al} \alpha S} \left(\frac{1}{2} - \frac{\alpha}{3} \right)$$

$$W = \sqrt{\lambda_{al} \alpha S^3} \left(\frac{1}{2} - \frac{\alpha}{3} \right)$$

$$W = \sqrt{\lambda_{al} \alpha} \left(\frac{1}{2} - \frac{\alpha}{3} \right) \sqrt{S^3}$$

$$W = W_o \sqrt{S^3}$$

$$\therefore W_o = W / \sqrt{S^3}$$

$$W_o = \sqrt{\lambda_{al} \alpha} \left(\frac{1}{2} - \frac{\alpha}{3} \right)$$

O resultado da derivada primeira em α desta expressão, igualado a zero, fornece a distribuição de

material mais econômica pela seção da viga

$$\frac{dW_0}{d\alpha} = \sqrt{\lambda_{al}} \left(\frac{1}{4\sqrt{\alpha}} - \frac{\sqrt{\alpha}}{2} \right) = 0$$

ou seja, $\alpha = 0,5$.

Pode-se observar que, tomando-se $\alpha = 0,5$ constante, ao se aumentar a esbelteza λ_{al} , a área da seção diminui, mas o valor de λ_{al} é limitado pela estabilidade local da alma da viga, que precisa ser verificada e também a sua resistência ao cisalhamento.

Quando já se determinou o módulo de resistência da seção (W_{nec}), a altura ótima e a espessura da alma e se trata de uma viga de seção simétrica em relação ao eixo neutro, para se definir completamente a seção, falta determinar as dimensões das abas, de modo que o módulo de resistência da seção seja igual ao necessário. A mínima área necessária de uma aba é obtida de forma aproximada, para $\alpha = 0,5$, por:

$$S_b = \frac{W_{nec}}{h} - \frac{\delta_{al} h}{6} = \frac{3}{4} \frac{W_{nec}}{h}$$

que, dada a simetria da peça, determina que a área das duas abas seja:

$$2S_b = \frac{3}{2} \frac{W_{nec}}{h}$$

Tem-se que a área S_b da aba é o produto da largura b pela sua espessura δ_b . Quanto maior a largura b , mais estável é a viga; no entanto, tanto menor é a espessura δ_b , o que faz crescer a sua esbelteza. Então, como para a alma, a estabilidade local da mesa da viga dá o limite à esbelteza das abas. A parte saliente da aba tem sua estabilidade garantida se esta não for maior que 11 (15) vezes sua espessura, no caso do aço comum. Portanto, deve-se observar o valor máximo de 22 (30) para a relação b/δ_b .

Por motivos práticos e construtivos, a espessura das abas não deve ser inferior à da alma ou superior ao triplo desta. São significativas as tensões de tração que se desenvolvem nas costuras das abas quando se trata de chapas grossas devidas à contração, por isso deve-se respeitar esta condição de relações entre as espessuras das chapas.

BELLEI[8] apresenta relações características práticas para alguns tipos de vigas de aço, Fig.VII.8.

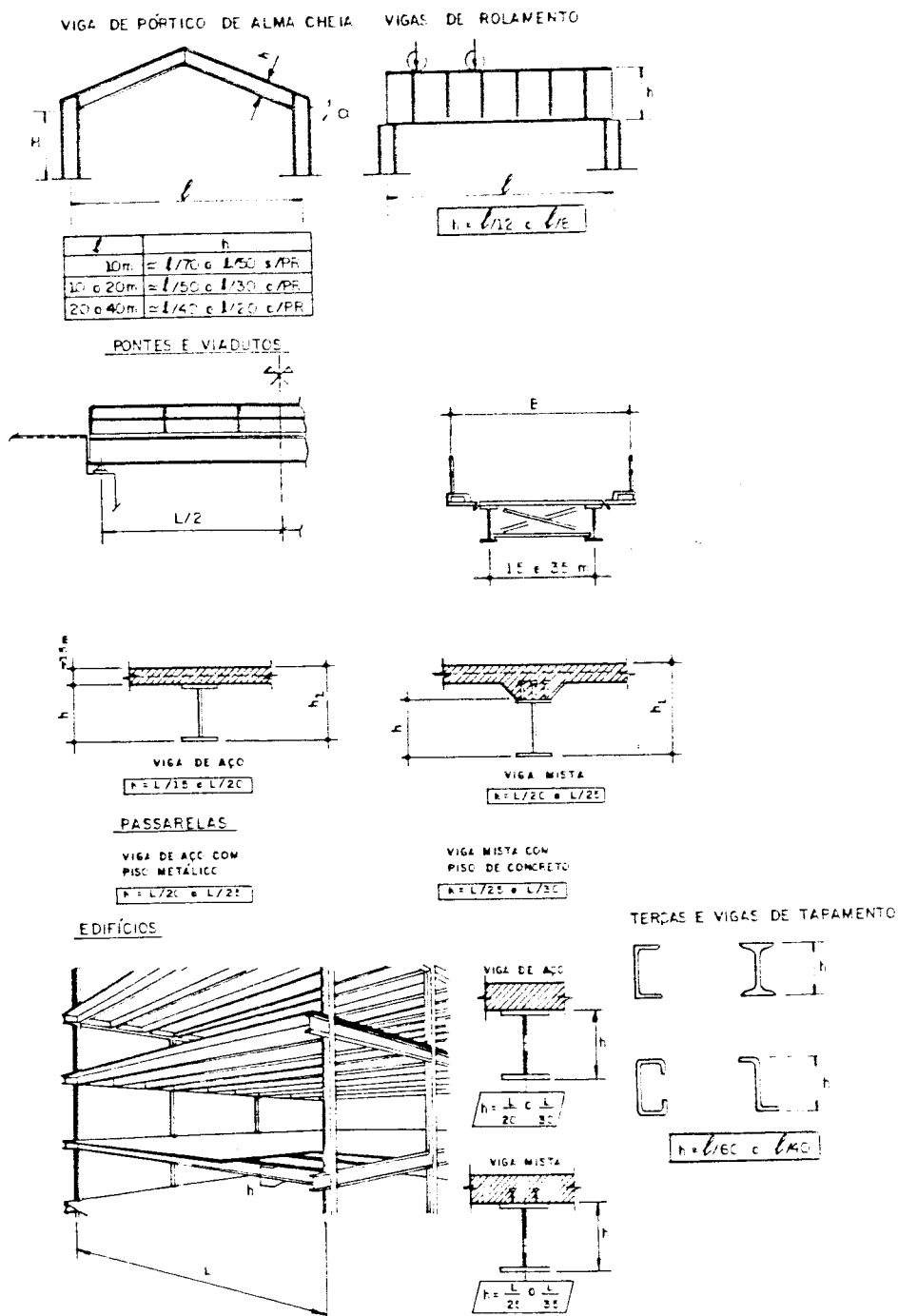


Fig.VII.8. - Relação métrica para viga metálica

A prática de projetos permite que se use como regra de pré-dimensionamento de vigas, principalmente daquelas em concreto armado para edifícios de andares múltiplos, a relação vão teórico / altura da viga em torno de 10. Este valor, apesar de prático, leva a alturas elevadas para vigas bi-apoiadas e até exageradas para vigas contínuas, mais próximo à realidade estaria o valor 12; e até 15 para as vigas metálicas.

VII.4 - VIGAS DE CONCRETO ARMADO

Para se fazer a previsão da seção da peça é preciso que, com a carga estimada, se tenha uma previsão das solicitações nas seções. Para o caso de vigas isostáticas, esses valores são imediatos. Para o caso de vigas contínuas, a NBR 6118 permite que se estime os valores dos momentos fletores e forças cortantes da seguinte forma:

As vigas podem ser consideradas livremente apoiadas com carregamento uniformemente distribuído, desde que:

a)-não sejam considerados momentos fletores positivos menores que os que se obteriam se houvesse engastamento perfeito da viga nas extremidades dos referidos vãos ou, nos vãos extremos, menores que os obtidos com engastamento perfeito no apoio interno;

b)-no caso de edifícios, o menor vão da viga contínua não seja inferior a 80% do maior, permitindo se tomar os momentos fletores máximos e mínimos por:

$$M_k = \frac{(g + q) l^2}{\beta}$$

onde g, q e l são, respectivamente, os valores de ação permanente, ação accidental e comprimento do vão

Sendo a viga sem mísulas, os valores de β serão:

_Momentos fletores negativos sobre os apoios, havendo mais de dois tramos (l é a média aritmética dos dois vãos adjacentes ao apoio considerado).

apoio interno dos tramos extremos..... - 9

demais apoios intemediários..... - 10

Idem, havendo dois tramos

apoio intermediário..... - 8

_Momentos fletores positivos nos tramos

extremos..... 11

intermediários..... 15

As reações de apoio das vigas de dois ou mais tramos podem ser determinadas considerando cada tramo independente e livremente apoiado, desde que o menor índice de rigidez $1/l$ não seja inferior a 80% do maior. Essa condição assumir-se-á satisfeita, já que não se tem ainda as dimensões da seção, aplicando este critério nos casos em que o menor vão da viga contínua não seja inferior a 80% do maior.

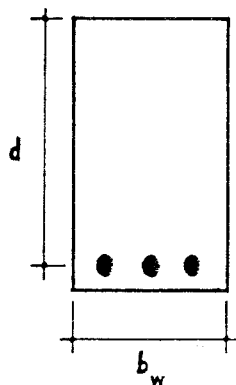


Fig.VII.9 - Seção transversal

Para a previsão da seção transversal, Fig.VII.9., sendo a situação mais favorável do ponto de vista de aproveitamento das capacidades do concreto e do aço aquela entre os domínios 3 e 4, ou seja, a posição da Linha Neutra é tal que se tenha $f_x = f_x \text{ lim}$, pode-se chegar à altura efetiva da viga equacionando o problema da seguinte forma:

$$K_{c \text{ lim}} = \frac{b_v d^2}{M_{d \text{ lim}}}$$

$$d = + \sqrt{\frac{K_{c \text{ lim}} \cdot M_{d \text{ lim}}}{b_v}}$$

Sendo $K_{c \text{ lim}}$ aquele que define o limite entre os domínios 3 e 4, pode-se obtê-lo das tabelas de K_c e K_z [PINHEIROLIS]. A largura da viga (b_v) é normalmente adotada em função de condições arquitetônicas da obra. Resta então, determinar o valor de $M_{d \text{ lim}}$ para que se tenha a previsão da seção. Para tanto, basta lembrar da condição de segurança da Norma de Ações e Segurança, onde a resistência de cálculo deve ser maior ou igual à solicitação de cálculo

$$R_d \geq S_d$$

Então, para o caso limite, o momento limite de cálculo é igual ao momento solicitante de cálculo:

$$M_{d \text{ lim}} = M_{ds} = \gamma_f M_k$$

ou seja,

$$d = + \sqrt{\frac{K_{c \text{ lim}} \cdot \gamma_f M_k}{b_v}}$$

Pode-se adotar alturas menores nos casos em que se assume armadura de compressão.

Com esse valor de d deve-se fazer a verificação quanto a cortante, considerando a mesma condição de segurança:

$$V_{dR} \geq V_{ds}$$

Sendo os esforços resistentes obtidos por

$$V_{d \text{ min.}} = \tau_{v \text{ min.}} b_v d$$

$$V_{d u} = \tau_{v u} b_v d$$

com $\tau_{v \text{ min.}}$ e $\tau_{v u}$ especificados em PINHEIRO[15]

Com isso, pode-se ter as seguintes condições:

$$V_{ds} \leq V_{d \text{ min.}}$$

A seção atende à verificação e deverá ser usada armadura mínima de cisalhamento ($A_{sv \text{ min.}}$)

$$V_{d \text{ min.}} < V_{ds} \leq V_{v u}$$

A seção atende à verificação e deverá ser usada armadura de cisalhamento (A_{sv})

$$V_{ds} > V_{v u}$$

A seção não atende à verificação e deverá ser aumentada.

VII.5. - CONSIDERAÇÕES.

A viga é na verdade o único elemento linear capaz de transportar cargas no sentido horizontal. É portanto, um elemento praticamente indispensável. No entanto, a eficiência de sua função não pode ser considerada das melhores, pelo próprio tipo de solicitação a que ela é sujeita para poder realizar esta função. A flexão não permite o melhor aproveitamento da capacidade do material, obrigando a viga a ter seções um tanto quanto altas para resistir a este esforço e não permitir grandes deslocamentos.

Como é o único elemento linear capaz de transportar carga vertical no sentido horizontal, podendo fazê-lo com pequena deformação (flecha), não se pode

substituí-la, podendo sim, ser dispensada quando for possível o uso de laje-cogumelo.

VIII 1 - INTRODUÇÃO.

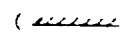
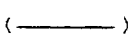

A placa é relativamente mais espessa que a folha, com característica principal de poder resistir a alguma compressão em seu próprio plano, seja causada por flexão no plano transversal ou por compressão direta. Para materiais sem resistência à tração, esta compressão é o único esforço que a placa pode resistir. Em materiais com um pouco de resistência à tração, a placa tem alguma resistência a todos os esforços.

VIII 2. - CARACTERÍSTICAS.

O tipo mais comum de estrutura que utiliza os princípios de placa é a laje.

As lajes são placas que formam os pavimentos dos edifícios e, por serem estruturas planas, estão sujeitas a esforços principalmente de flexão e cisalhamento.

As ações permanentes correspondem ao peso próprio da laje e dos elementos fixos à estrutura como: piso, tubulações, paredes e outros. As ações acidentais relacionam-se diretamente com a ocupação do local. Ambos os tipos são representados por ações equivalentes uniformemente distribuídas, com valores cujas solicitações são da mesma ordem de grandeza que as provocadas pelo carregamento real. O valor da taxa de carregamento permanente é obtido através das massas específicas dos materiais, cujos valores são conhecidos na prática. Para as sobrecargas, as Normas fornecem os valores que as representam.

As lajes interagem com os elementos do seu contorno, principalmente vigas e outras lajes, de modo que nessas regiões criam-se os vínculos que as suportam. As bordas das lajes podem ser consideradas então: engastadas () , apoiadas () ou livres () .

Quanto à sua seção, as lajes são divididas em maciças e nervuradas.

VIII.3. - DIMENSIONAMENTO.

VIII.3.1. LAJES MACIÇAS.

As lajes maciças são assim denominadas por serem formadas de uma seção cheia, normalmente de concreto, que é quem resiste à compressão na flexão, auxiliado por armadura de aço que resiste à tração.

O cálculo das solicitações a que estão sujeitas as lajes pode ser feito com base na teoria das placas elásticas, podendo-se assumir as lajes isotrópicas ou ortótropas, ou por processos aproximados que levem em conta o efeito dos momentos volventes, ou ainda, por processo que estude o caso no regime de plastificação (plástico). Este cálculo para os momentos fletores pela teoria das placas elásticas envolve a solução de uma equação diferencial de quarta ordem. Na prática, contorna-se a solução da equação fazendo-se uso das tabelas de Czerny, Bares, Kalmanock ou outros, através das quais se obtêm os valores dos momentos fletores, reações de apoio e deslocamentos para uma variedade de casos, tanto de carregamentos quanto de vinculações. Esta prática é, no entanto, realmente necessária quando se trata de lajes armadas em duas direções.

Lajes armadas em duas direções (em cruz) são aquelas com bordas apoiadas e/ou engastadas, cuja relação entre vãos é inferior a 2^(*). Na verdade, a condição para que a laje seja considerada armada em duas direções é que o valor do momento fletor calculado para uma direção não tenha ainda atingido o valor que teria caso só houvesse estrutura resistente nesta direção, ou seja, enquanto na outra direção estiver ocorrendo esforços que aliviem aqueles que ocorrem nesta direção.

(*) Este valor é citado em Norma, no entanto, estudos mais criteriosos, PINHEIRO(16), mostram que, em certos casos, ele pode chegar a 4.

Nos casos de lajes armadas em duas direções, as ações distribuídas que compõem o carregamento do elemento se dividem em quinhões, que são levados até os apoios segundo as duas direções principais das lajes retangulares. Quando a relação entre vãos é 2, numa laje cujas bordas são simplesmente apoiadas, o momento fletor ao longo do maior vão é da ordem de 20% daquele que ocorre na outra direção e para uma relação igual a 3, seu valor é da ordem de 5% do outro. Por isso, quando a relação entre vãos é superior a 2, as próprias Normas de cálculo dispensam a consideração do momento fletor na direção do maior vão, exigindo para isso, que nesta direção seja providenciada uma armadura construtiva (de distribuição) capaz de absorver os momentos fletores desprezados. Este último caso caracteriza as lajes armadas numa direção, cujos casos típicos para esta consideração são:

-três bordas livres e a outra engastada.

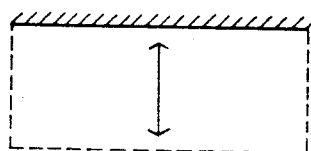


Fig.VIII.1. - Laje armada numa direção

-duas bordas paralelas livres e as outras apoiadas e/ou engastadas.

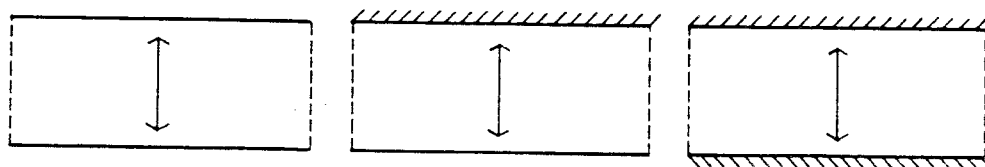


Fig.VIII.2. - Laje armada numa direção

-quatro bordas apoiadas e/ou engastadas e com relação entre lados maior que 2.

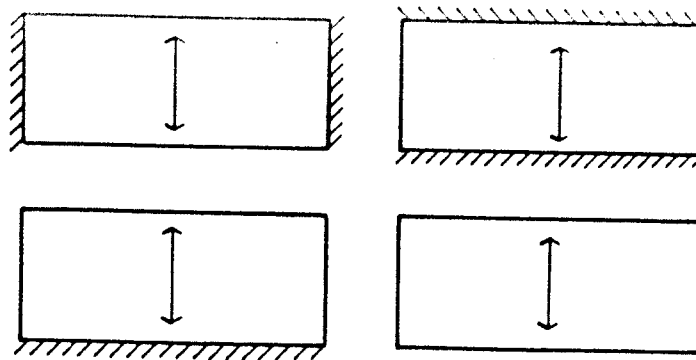


Fig. VIII.3. - Laje armada numa direcção

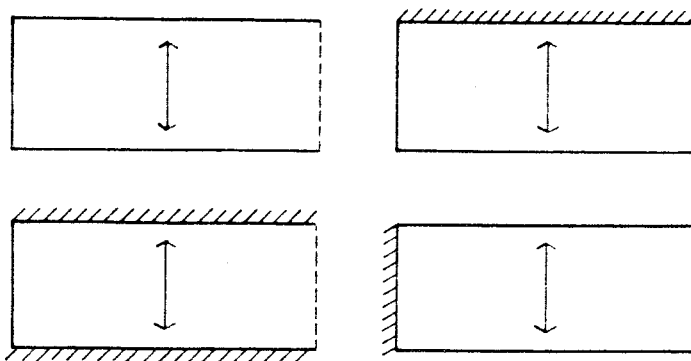


Fig VIII.4. - Laje armada numa direcção

-uma borda livre e as demais engastadas e/ou apoiadas com relação entre o lado livre e o perpendicular a ele menor que 0,5.

-uma borda livre, a paralela a ela engastada e as demais apoiadas e/ou engastadas com relação entre o lado livre e o perpendicular a ele, maior que 3.

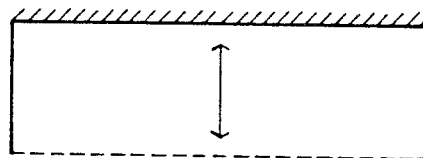


Fig VIII.5. - Laje armada numa direcção

Para estes casos de lajes armadas em uma direcção, o cálculo dos esforços solicitantes na estrutura se faz como para vigas de secção retangular, tomando uma faixa de largura unitária (1 m).

O cálculo das armaduras das lajes maciças se faz como para as vigas de seção retangular, assumindo-se faixas de largura unitária (1 m) nas direções a serem armadas, tomando os esforços calculados anteriormente como os solicitantes para as respectivas direções.

A prática do dimensionamento das lajes para edifícios residenciais e de escritórios tem revelado serem eficientes e econômicas as seguintes relações para as dimensões destas:

- Os vãos das lajes maciças devem estar entre aproximadamente 3 m e 7 m.

A espessura de uma laje está estruturalmente condicionada às suas dimensões em planta e ao carregamento a que estará sujeita. As deformações de uma laje (flecha), que implicam na sua funcionalidade, são, muitas vezes, razão de preocupações maiores que a própria resistência. As Normas fixam alguns limites para as flechas, que para as lajes das estruturas de edifícios residenciais e de escritório são, segundo a NBR-6118, os seguintes:

a) as flechas medidas a partir do plano que contém os apoios, quando atuarem todas as ações, não ultrapassarão 1/300 do vão teórico, exceto no caso de balanços, para os quais não ultrapassarão 1/150 do seu comprimento teórico;

b) o deslocamento causado pelas cargas acidentais não será superior a 1/500 do vão teórico e 1/250 do comprimento teórico dos balanços.

- Segundo a NB-1/60, a altura útil (d) da laje pode ser estimada em função de seu esquema estático e seus vãos, como se segue:

Nota: $l_0 = \min \{ a ; 2/3 b \}$

$d = h - \text{cobrimento} - \phi / 2$

$\phi = \text{diâmetro da armadura}$

$d = 2,8\% \ell_0$ para lajes simplesmente apoiadas.

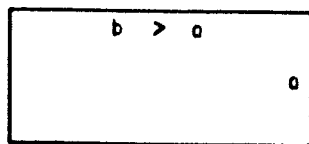


Fig.VIII.6. - Laje simplesmente apoiada

$d = 2,5\% \ell_0$ para lajes com 1 ou 2 lados engastados e os demais apoiados.

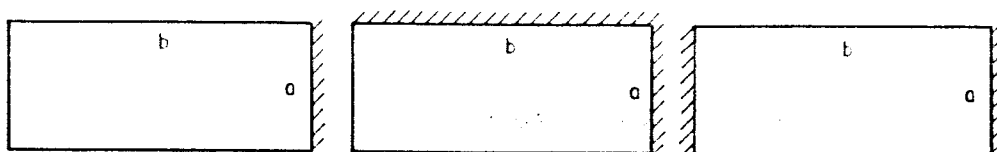


Fig.VIII.7. - Laje engastada e apoiada

$d = 2,2\% \ell_0$ para lajes com 3 ou 4 lados engastados.

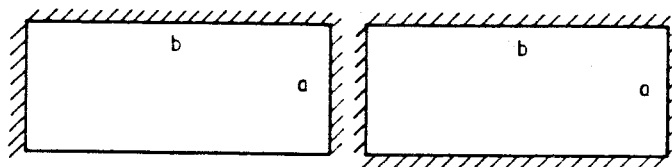


Fig.VIII.8. - Laje engastada

A NBR-6118 apresenta os valores mínimos para as lajes:

A espessura das lajes não deve ser menor que:

- a) 5 cm em lajes de cobertura não em balanço.
- b) 7 cm em lajes de piso e lajes em balanço.
- c) 12 cm em lajes destinadas a passagem de veículos.

Em lajes-cogumelo calculadas como pórticos múltiplos, esses limites devem ser elevados, respectivamente para 12 cm, 15 cm e 15 cm.

Para o caso de laje armada em duas direções, a determinação dos momentos fletores em cada direção é um tanto trabalhosa, já que envolve a teoria de elasticidade; no entanto, existe uma forma prática, baseada na compatibilidade de deslocamentos (flechas) no centro da laje, que oferece razoável aproximação. Como a flecha da laje é devida tanto à flexão na direção X quanto na direção Y e, por continuidade da peça, é a mesma em cada ponto, e ainda, proporcional ao produto da carga unitária pela quarta potência do vão, deve-se verificar que:

$$P_x \ell_x^4 = P_y \ell_y^4,$$

onde $p_x + p_y = p$, que é a carga unitária resistida pela laje, oriunda do peso próprio (g) mais a sobrecarga (q). Portanto:

$$P_x = p \frac{\ell_y^4}{\ell_x^4 + \ell_y^4}$$

$$P_y = p \frac{\ell_x^4}{\ell_x^4 + \ell_y^4}$$

Agora, com os valores de p_x e p_y calcula-se o momento fletor M_x , fazendo o mesmo para M_y , armando cada uma dessas direções para os momentos assim obtidos.

VIII.3.2. - LAJES NERVURADAS.

À medida que os vãos aumentam, é cada vez mais necessário diminuir-se o peso próprio para que se diminua a carga das lajes. Assim, passa-se a considerar uma estrutura constituída de um conjunto de vigas pouco distanciadas que

e para ação distribuída por:

$$M = \frac{p (b_z + b_v)^2}{10}$$

As nervuras deverão ser verificadas ao cisalhamento como vigas, se a distância entre elas for superior a 50 cm, e como laje em caso contrário. E a esbelteza deve ser de acordo com o indicado na NBR 6118.

Para as lajes nervuradas armadas em uma só direção, a determinação dos esforços solicitantes segue a mesma linha que para lajes maciças.

Dependendo das distâncias entre as nervuras da laje retangular nervurada em duas direções, a prática tem demonstrado que seu funcionamento e seus esforços se assemelham bastante aos da laje maciça de mesma altura, armada também em duas direções, quando essas distâncias não ultrapassam 50 cm, caso contrário, seu funcionamento e esforços se aproximam mais do cálculo que considera a laje nervurada como grelha.

VIII.4. - CONSIDERAÇÕES.

As lajes são elementos bidimensionais e por isso, na maioria das vezes, trabalha simultaneamente nos dois sentidos principais, ou seja, transmitindo os esforços nas duas direções, a não ser nos casos das lajes armadas numa só direção, onde este efeito é muito pouco sentido. As lajes cobrem áreas razoáveis, criando os espaços necessários às atividades para as quais as obras são projetadas, além de terem uma espessura bastante reduzida. As lajes, por estarem sujeitas a esforços de flexão, podem apresentar flechas que comprometem sua funcionalidade como piso e a estética.

Quando usadas como coberturas, ainda apresentam a chance de serem substituídas por outro tipo de estrutura. Quando têm função de piso, para cobrir áreas grandes, a alternativa é o uso das grelhas.

IX.1. - INTRODUÇÃO.

Os blocos são classificados geometricamente como peças estruturais cujas dimensões são da mesma ordem de grandeza.

IX.2. - CARACTERÍSTICAS.

Nas construções, os blocos são maciços de concreto armado usados normalmente nas fundações para solidarizar as cabeças das estacas de um grupo delas e serve de elemento intermediário entre a estaca e o pilar, quando se trata de fundação de uma só estaca. Os blocos também recebem os esforços das vigas-baldrame para transmiti-las à(s) estaca(s). Os blocos com essas funções recebem o nome de blocos de coroamento.

O número mínimo de estacas para um bloco isolado é três. Esta imposição se deve à possibilidade de ocorrer alguma excentricidade accidental da carga ou decorrente de erros de execução que acabam introduzindo esforços adicionais no elemento e para poder se considerar a base do pilar indeslocável. No entanto, é possível reduzir este número para dois ou até um, nos casos em que o bloco se liga a outro(s) por vigas de travamento, alinhadas ou perpendiculares entre si respectivamente, de forma que sejam capazes de absorver os esforços adicionais provocados pelas eventuais excentricidades. Em alguns casos, usa-se uma só estaca para diminuir o vão de uma viga baldrame. É necessário nesse caso, saber que uma excentricidade da estaca em relação à viga causará nesta, uma torção que normalmente não está prevista. Para que não se tenha problemas maiores com as excentricidades é que se procura fazer sempre coincidir o centro geométrico do bloco com o do pilar e com o eixo da viga baldrame.

IX.3. - DIMENSIONAMENTO.

Como não se trata de material homogêneo, o

dimensionamento dos blocos de concreto armado não segue a teoria da elasticidade, haja vista também a fissuração do material. Desta forma, trabalha-se com a hipótese de bloco rígido, aplicando-se para o seu dimensionamento a teoria das "bielas". Esta teoria admite a transmissão dos esforços pelo interior da peça através de elementos comprimidos ("bielas") criados pela fissuração do concreto, que funcionam como barras comprimidas da estrutura que se forma, Fig. IX.1. As conclusões a que se chega para o dimensionamento deste elemento estão baseadas em estudos de resultados experimentais, haja vista a heterogeneidade do material e o método pelo qual se estuda o comportamento do elemento.

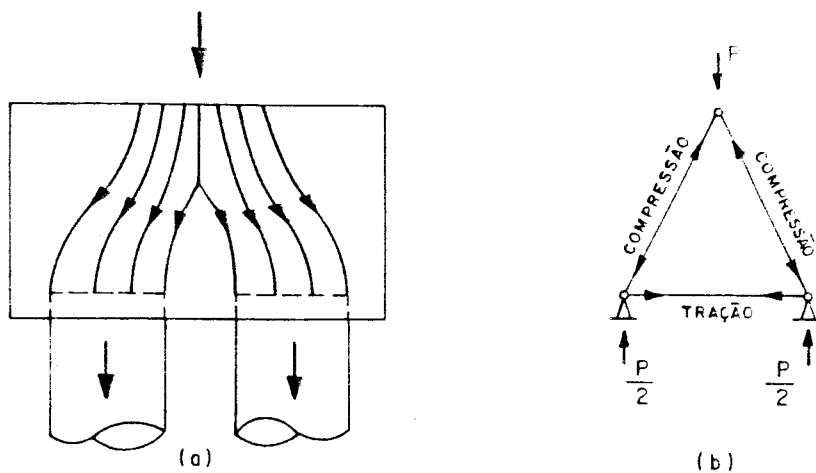


Fig. IX.1. - Funcionamento dos blocos

Determina-se o número (n) de estacas a ser adotado para cada bloco, arredondando-se o valor da relação F / F_{est} para um número inteiro imediatamente superior, onde F é a força em serviço recebida pelo bloco e F_{est} é a força máxima de trabalho para cada estaca escolhida. Deve-se verificar a capacidade de carga do bloco em face à redução da capacidade de carga das estacas quando trabalham em conjunto, através da regra de FELD — "A carga de cada estaca é reduzida de tantos 1/16 quantas forem as estacas vizinhas na mesma fila ou em diagonal".

Deve-se respeitar algumas distâncias (ℓ) mínimas entre as estacas:

-se for estaca moldada *in loco*, $\ell \geq 3 \phi$.

- para estaca pré-moldada, $l \geq 2,5 \phi$

- $l \geq 80$ cm.

Nota: ϕ = diâmetro (estaca cilíndrica) ou maior dimensão da seção transversal (estaca prismática).

Com esses valores, pode-se escolher a disposição das estacas e daí a forma do bloco, já que o contorno deste deve acompanhar o contorno daquelas, envolvendo-as suficientemente, ou seja, com um mínimo de 15 cm entre a face da estaca e a face do bloco.

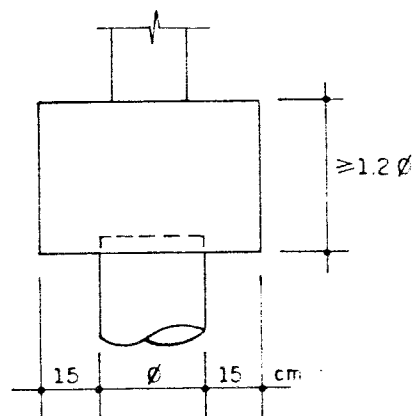


Fig. IX.2. - Bloco sobre uma estaca

IX.3.1. - BLOCO DE UMA ESTACA

A altura útil do bloco deve ser da ordem de 1,2 vezes o diâmetro da estaca, respeitando, no mínimo, o comprimento de ancoragem da armadura de espera do pilar, e os lados serão de, no mínimo, $\phi + 2 \times 15$ cm, Fig IX.2.

IX.3.2. - BLOCOS SOBRE MAIS DE UMA ESTACA

Como já foi visto, nos blocos rígidos sobre estacas, ao invés de se aplicar a Teoria da Elasticidade, aplica-se a teoria das "bielas", pois as tensões normais sobre o plano horizontal não são desprezíveis. Então, nestes elementos, a estrutura resistente é formada por "bielas" inclinadas de compressão, que trabalhando com a armadura de aço, que funciona como tirante, Fig IX.1 b.

Para todos os casos de bloco sobre estacas, para o tipo "bielas", é indicado que $30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$, mas em geral, se projeta o bloco para $45^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$.

Com essas considerações, pode-se definir algumas relações para as dimensões dos blocos de coroamento.

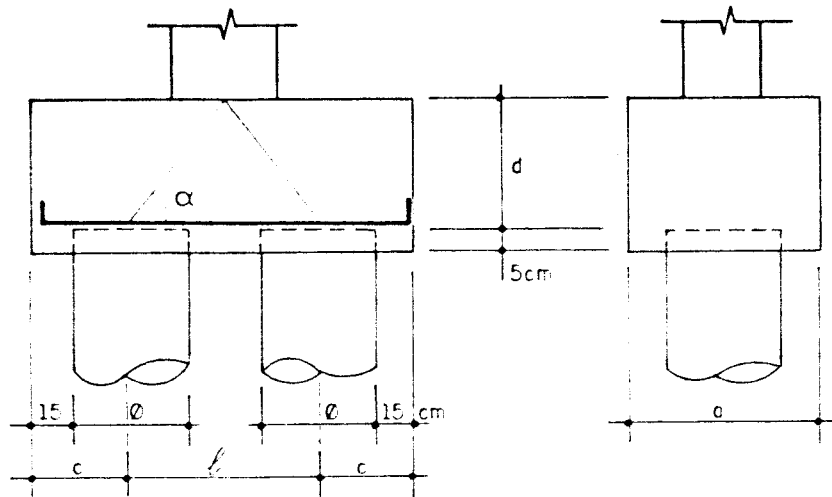


Fig. IX.3 - Bloco sobre duas estacas

IX.3.2.1. - BLOCO SOBRE DUAS ESTACAS.

$$a = \phi + 2 \times 15 \text{ cm.}$$

$$b = l + 2c = l + \phi + 2 \times 15 \text{ cm}$$

$$c = 0,5 \phi + 15 \text{ cm.}$$

$$d \geq \begin{cases} l / 2 & \text{ou} \\ \text{comprimento de ancoragem.} \end{cases}$$

Verificação das "bielas" de concreto:

A_c = Área da seção transversal do pilar.

A_{est} = Área da seção transversal da estaca.

$$\sigma_{c \text{ biela}} = \left\{ \begin{array}{l} \frac{F}{A_c \sin^2 \alpha} \quad \text{(junto ao pilar)} \\ \frac{F}{2 A_{est} \sin^2 \alpha} \quad \text{(junto à estaca)} \end{array} \right\} \leq 0,85 f_{ck}$$

IX.3.2.2. - BLOCO SOBRE TRÊS ESTACAS

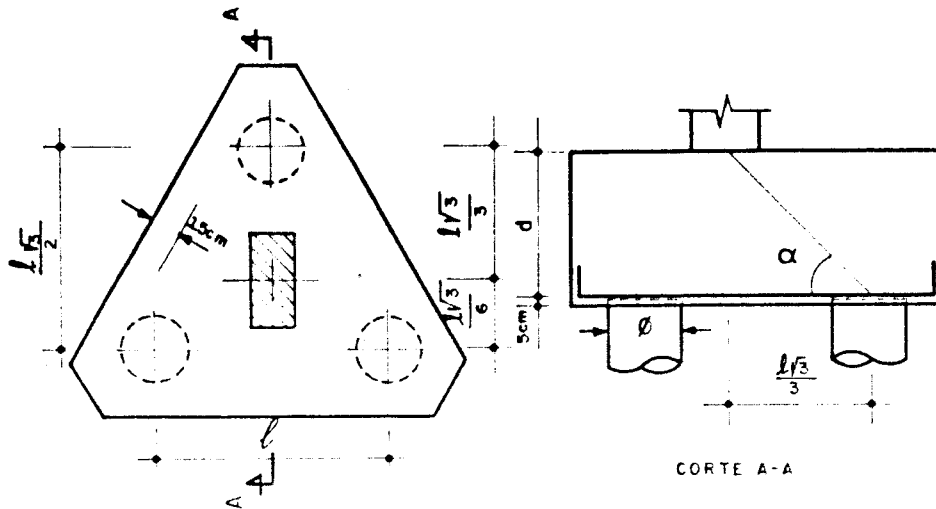


Fig. IX.4. - Bloco sobre três estacas.

A forma mais econômica e racional de um bloco para três estacas é a triangular.

$$a = l$$

$$b = l\sqrt{3} / 2$$

$$c = 0,5 \phi + 15 \text{ cm.}$$

$$d \geq \begin{cases} l\sqrt{3} / 3 & \text{ou} \\ \text{comprimento de ancoragem.} \end{cases}$$

Verificação das "bielas" de concreto.

$$\sigma_{c \text{ biela}} = \left\{ \begin{array}{l} \frac{F}{A_c \sin^2 \alpha} \\ \frac{F}{3 A_{est} \sin^2 \alpha} \end{array} \right\} \leq 1,06 f_{ck}$$

(junto ao pilar)

(junto à estaca)

IX.3.2.3. - BLOCO SOBRE QUATRO ESTACAS.

$$a = l + \phi + 2 \times 15 \text{ cm}$$

$$d \geq \begin{cases} l\sqrt{2} / 2 & \text{ou} \\ \text{comprimento de ancoragem.} \end{cases}$$

Verificação das "bielas" de concreto

$$\sigma_{c \text{ biela}} = \left\{ \begin{array}{l} \frac{F}{A_c \text{ sen}^2 \alpha} \\ \frac{F}{4 A_{est} \text{ sen}^2 \alpha} \end{array} \right\} \leq 1,28 f_{ck}$$

(junto ao pilar)

(junto à estaca)

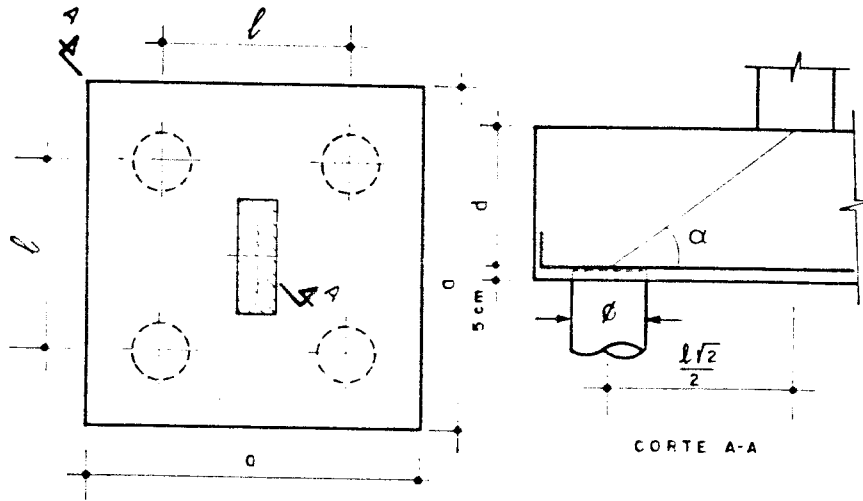


Fig. IX.5 - Bloco sobre quatro estacas

IX.3.2.4. - BLOCO SOBRE CINCO ESTACAS.

a) - com uma estaca central, Fig. IX.6 a. - É dimensionado como bloco sobre quatro estacas, admitindo-se $F/5$ por estaca.

$$a = l + \phi + 2 \times 15 \text{ cm}$$

$$d \geq \left\{ \begin{array}{l} l \sqrt{2} / 2 \text{ ou} \\ \text{comprimento de ancoragem.} \end{array} \right.$$

Verificação das "bielas" de concreto.

$$\sigma_{c \text{ biela}} = \left\{ \begin{array}{l} \frac{F}{A_c \text{ sen}^2 \alpha} \\ \frac{F}{5 A_{est} \text{ sen}^2 \alpha} \end{array} \right\} \leq 1,28 f_{ck}$$

(junto ao pilar)

(junto à estaca)

b) - em polígono, Fig. IX.6 b

$$a = 0,5 \phi + 15 \text{ cm}$$

$$d \geq \begin{cases} 0,851 \ell & \text{ou} \\ \text{comprimento de ancoragem.} \end{cases}$$

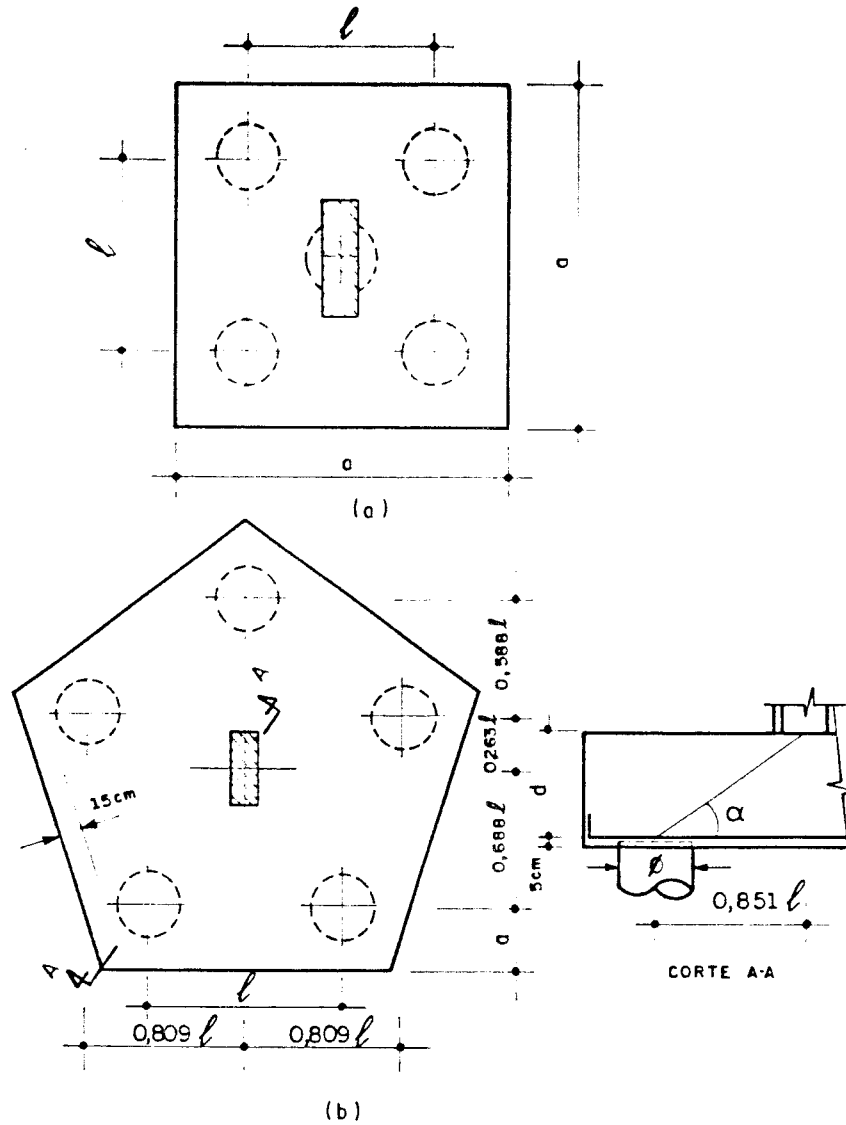


Fig. IX.6. - Bloco sobre cinco estacas

IX.3.2.5. - BLOCO SOBRE SEIS ESTACAS.

a) - em duas filas de três, Fig IX.7 a :

$$a = \ell + \phi + 2 \times 15 \text{ cm}$$

$$b = 2 \ell + \phi + 2 \times 15 \text{ cm}$$

$$c = 0,5 \phi + 15 \text{ cm}$$

$$d \geq \begin{cases} \ell & \text{ou} \\ \text{comprimento de ancoragem.} \end{cases}$$

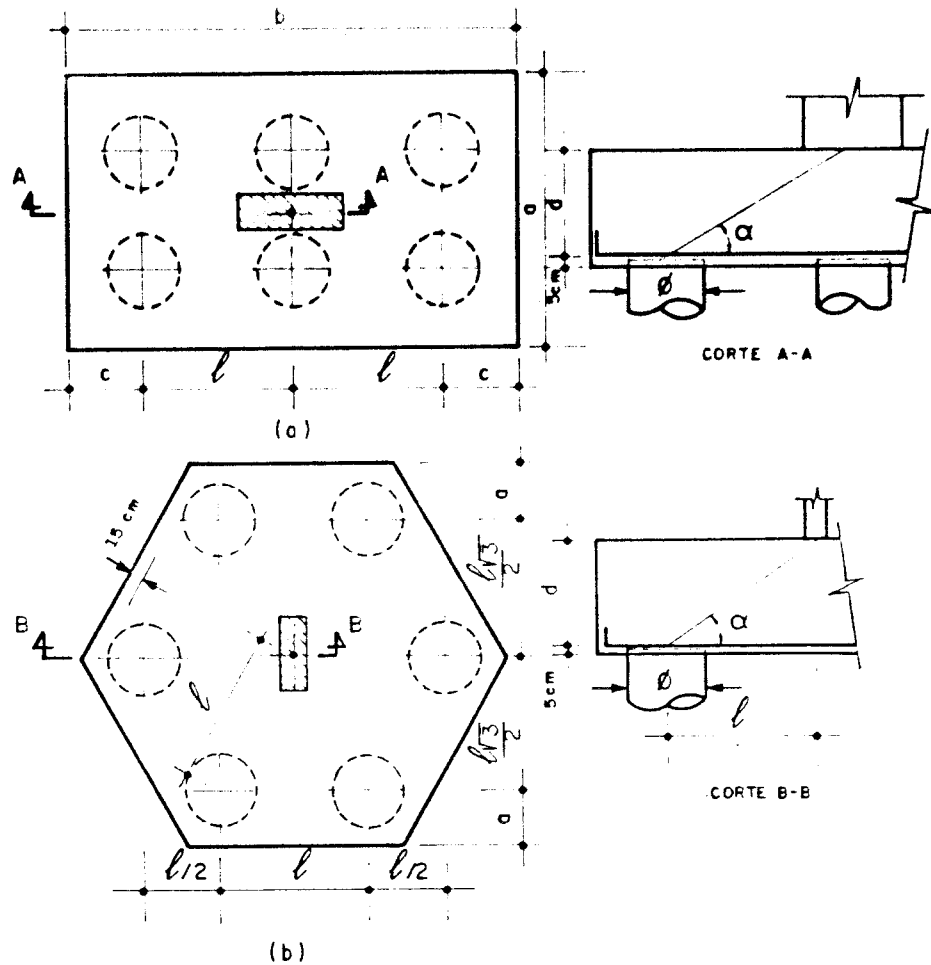


Fig. IX.7. - Bloco sobre seis estacas

b)-em hexágono, Fig. IX.7.b..

$$a = 0,5 \phi + 15 \text{ cm}$$

$$d \geq \begin{cases} l & \text{ou} \\ \text{comprimento de ancoragem.} \end{cases}$$

IX.3.2.6. - BLOCO CORRIDO.

Serve de fundação para carregamento em linha, como os provocados por muro ou parede.

$$a = \phi + 2 \times 15 \text{ cm}$$

$$c = 0,5 \phi + 15 \text{ cm}$$

$$d \geq \begin{cases} (l - \phi) / 4 & \text{ou} \\ \text{comprimento de ancoragem.} \end{cases}$$

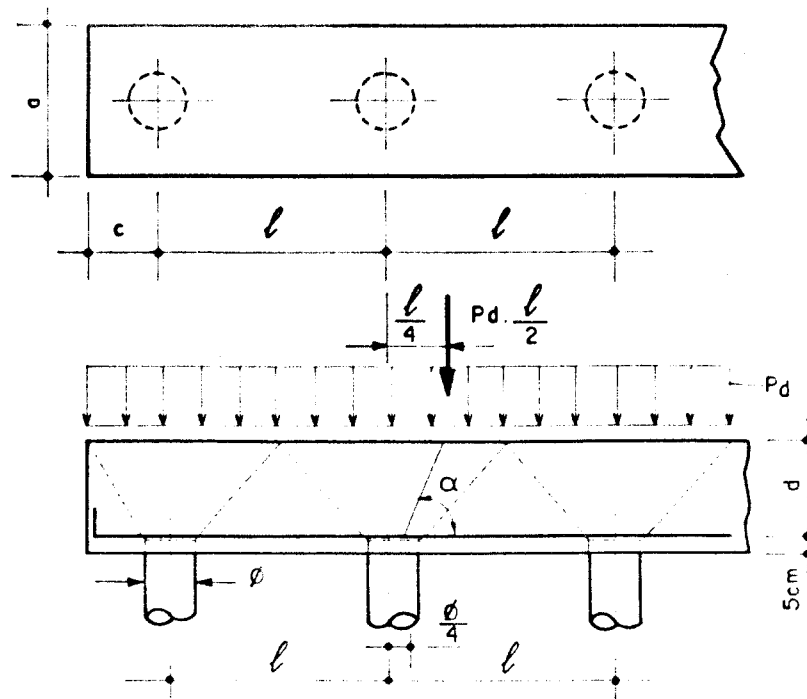


Fig IX.8 - Bloco corrido

A título de informação, vale lembrar o caso de blocos sobre três estacas ou mais, alinhadas, onde se considera a flexão sofrida pelo elemento, que se comporta mais como uma viga que como um bloco maciço. Este caso é mais frequente nas fundações em divisas de terreno, nas situações em que ocorreria a sobreposição dos blocos, determinados pelo procedimento visto anteriormente.

IX.4. - CONSIDERAÇÕES.

Os blocos, por terem a mesma ordem de grandeza nas três direções, são projetados para não estarem sujeitos à flexão, apenas à esforços de tração, compressão e cisalhamento. E já que é uma estrutura maciça de dimensões razoáveis, apresenta um elevado consumo de concreto.

Talvez uma laje que fosse capaz de solidarizar as cabeças das estacas, como é a função do bloco, se tornasse tão alta e volumosa quanto este, ou então sua armadura seria de tal forma exagerada que não compensaria a substituição.

X 1. - INTRODUÇÃO.

As estruturas, pórticos e grelhas, são composições de elementos vistos anteriormente. Estas estruturas estão aqui citadas e serão brevemente comentadas, dadas as suas importâncias como solução de muitos casos estruturais. No entanto, não se tem um processo direto através do qual se possa fazer a estimativa das dimensões de suas seções; desta forma, serão analisados seus comportamentos segundo alguns parâmetros, de modo que se possa adaptar e aplicar os conceitos e métodos vistos para a estimativa dos elementos que compõem estas estruturas.

X 2 - PÓRTICOS

É um sistema composto por barras retas, quebradas ou curvas, rigidamente unidas entre si pelos extremos e, às vezes, parcialmente articuladas, Fig X 1. Podem ser tanto sistemas de arco como de viga. Os elementos verticais ou pouco inclinados dos pórticos são chamados colunas ou pilares e os horizontais ou quase horizontais, vigas. Estes elementos trabalham à flexão com força cortante e força normal.

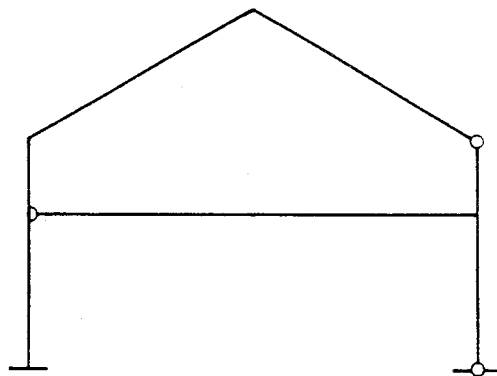


Fig.X.1. - Pórtico plano

Este sistema de barras pode estar contido num único plano, formando assim os pórticos planos. Quando o sistema de barras define vários planos, a estrutura formada é reconhecida como pórtico espacial.

Quando um pórtico tipo portal tem seus nós superiores articulados, este sistema não apresenta o melhor comportamento global, a não ser o fato de os elementos verticais trabalharem juntos, isto é, manterem a mesma distância que tinham entre si na posição não deformada, Fig.X.2.a. Quando estes nós são rigidamente ligados, além de manterem praticamente a mesma distância entre si, o que significa deformações semelhantes para os dois pilares e esforços também semelhantes entre eles, a rigidez global do sistema é maior, Fig.X.2.b. Se as ligações nesses nós forem idealizadas de modo a que nenhuma rotação lhes seja possível, o índice de rigidez (I/ℓ) do pórtico assim constituído é quatro vezes maior que aquele do pórtico com esses nós articulados, Fig.X.2.c.

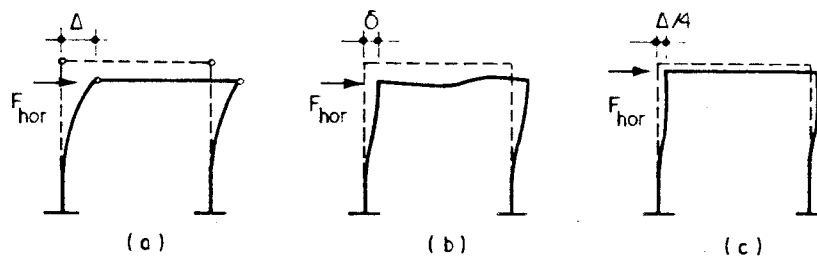


Fig.X.2. - Deformação do pórtico

Pode-se assumir que a ação de pórtico total (o nó não roda) é praticamente alcançada quando a viga é pelo menos 4 vezes mais rígida que as colunas.

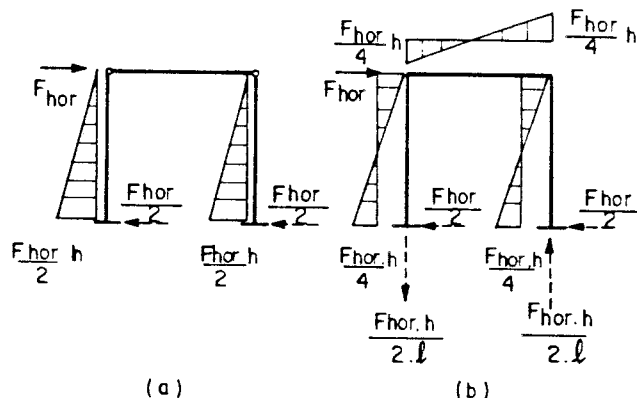


Fig.X.3. - Distribuição dos esforços

Comparando estes dois casos extremos onde, no primeiro, o equilíbrio é obtido através somente do momento

fletor nos pilares, o, ao contrário, os pilares ficam sujeitos à deformação axial ilimitada. As forças axiais nestas são secundárias em relação àquelas necessárias para vencer as cargas, e, portanto, os efeitos laterais são os principais responsáveis pela deformação global da estrutura, enquanto que as deformações axiais dos elementos são de valor secundário.

Nos edifícios, as lajes normalmente não têm rigidez suficiente para proporcionar o melhor efeito de pórtico (caso de laje-cogumelo), tornando necessário o enrijecimento de suas bordas para possibilitar este efeito.

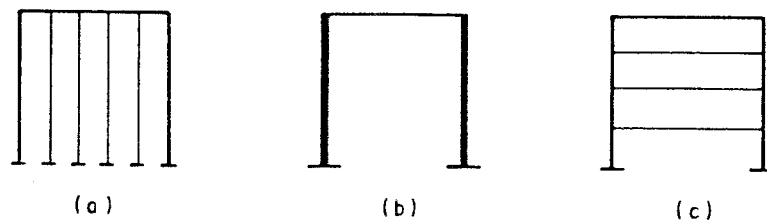


Fig.X.4. - Enrijecimento de pórtico

Um pórtico básico, tipo portal, pode ter sua capacidade resistente de três modos principais, Fig.X.4.:

- a)- acrescentando-se pilares internos;
- b)- aumentando-se a rigidez dos pilares à flexão no plano do pórtico;
- c)- aumentando-se a rigidez global por acréscimo ou por enrijecimento dos elementos horizontais.

Quando num pórtico básico com rigidez da viga igual a dos pilares acrescenta-se quatro pilares também de mesma rigidez que estes, engastando-os nas extremidades, tem-se dois benefícios para a capacidade da estrutura a uma força horizontal (F_{hor}). Um deles é o aumento da rigidez da viga por um fator de cinco, já que seu comprimento efetivo de flexão passou a ser 1/5 do inicial; outro é a deformação horizontal que se reduz a 1/3 da inicial pois o esforço cortante em cada pilar e o momento fletor passaram de $F_{hor}/2$ a $F_{hor}/6$ e $M/4$ a $M/8$, respectivamente

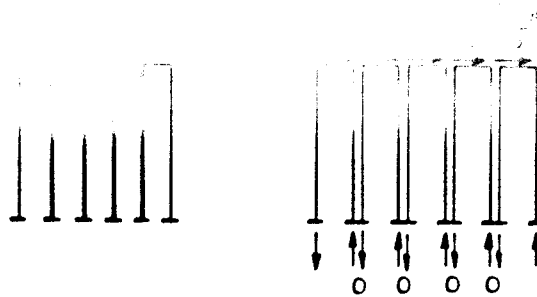


Fig.X.5 - Interação dos esforços no pórtico

Com essa relação de rigidez entre os pilares, a força axial nos pilares internos é pequena. No entanto, os pilares internos são projetados para as ações de uma área de influência que é normalmente o dobro daquelas que carregam os pilares externos, sendo, portanto, mais rígidos. Pode-se assim assumir uma fatoração dos pórticos múltiplos numa composição de pórticos independentes de dois pilares, entre os quais a força horizontal se divide igualmente, Fig X.5. Assim, as forças axiais nos pilares internos anulam-se e o conjunto assume aproximadamente o comportamento de pórtico total e as forças axiais nos pilares externos serão as mesmas do pórtico básico inicial.

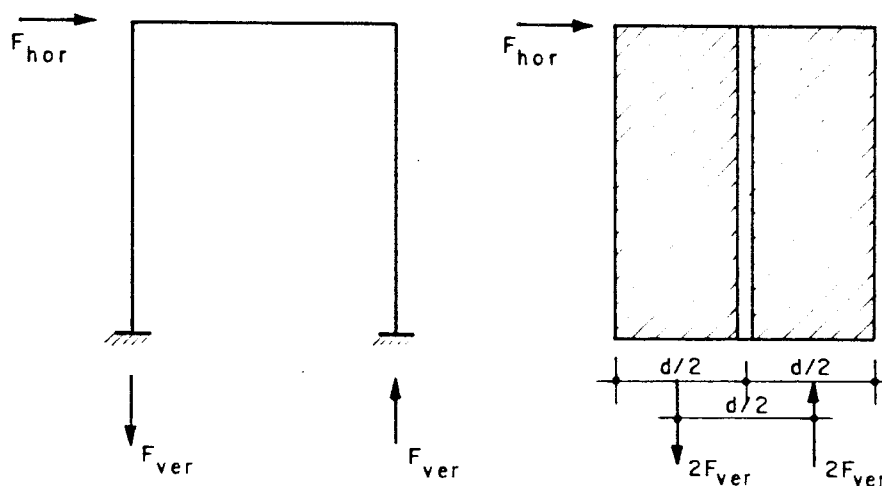


Fig.X.6. - Pórtico de colunas enrijecidas

Para o segundo modo de aumentar a rigidez global do sistema, Fig.X.6., é de se esperar que a deformação horizontal varie inversamente com o produto bh^3 (ou Ah^2). É fato que se a silhueta do edifício for mantida, com o

aumento da altura h da seção transversal dos pilares, as deformações serão maiores, e a rigidez global do tramo de pilares será menor. Portanto, para obter a mesma altura da seção transversal dos pilares, a rigidez global do tramo de pilares será 2 vezes maior do que a rigidez global do tramo de $h/2$, a rigidez de cada pilar dobra.

Se esta expansão da altura da seção transversal dos pilares ocorrer num sistema retangular de quatro pilares, a aparência será de um tubo; no entanto, não se alcançará o mesmo comportamento deste por causa da descontinuidade vertical entre os dois pilares de cada plano. Um tubo de mesma geometria, espessura e material seria algumas vezes mais rígido.

Uma combinação do primeiro com este modo é possível e cumulativa, isto é, os efeitos se somam, mas este segundo modo é mais eficiente no aumento da rigidez que o aumento do número de pilares.

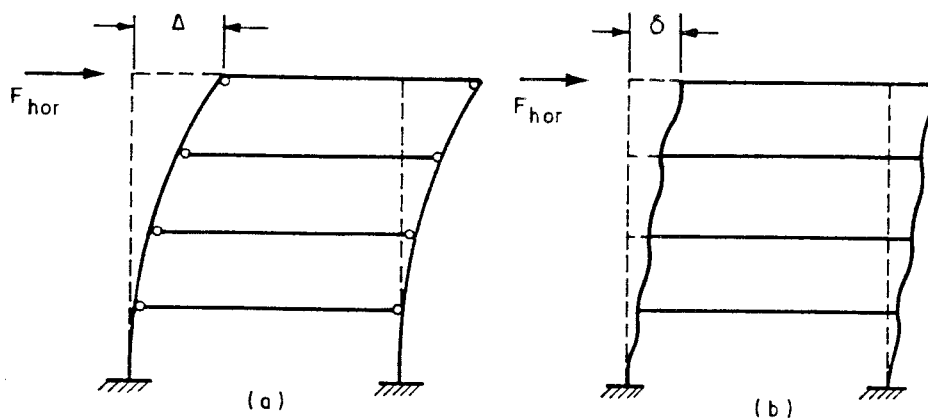


Fig.X.7. - Pórtico de vigas engastadas

Para o terceiro modo, se os elementos horizontais estiverem articulados aos verticais, eles não contribuirão para a rigidez global do sistema no caso de forças horizontais, o deslocamento será o mesmo, Fig X.7.a. Mas se os elementos horizontais estiverem rigidamente ligados aos verticais, pode-se esperar um ganho na rigidez da estrutura, Fig.X.7.b.

Se os elementos estiverem rigidamente ligados e assumir-se o comportamento de pórtico total em todos eles,

torçãõs de cada um dos elementos, do pilar e do topo. O momento fletor no topo do pilar é $M = P \cdot h$, onde P é a carga concentrada e h a altura do pilar. Se a carga for distribuída, o momento fletor no topo do pilar é $M = P \cdot h / 2$. Se a carga for distribuída, a deformação seria 16 vezes menor (a estrutura seria 16 vezes mais rígida). Se o carregamento fosse distribuído, o momento fletor seria 50% daquele que ocorre no caso de força concentrada e a deformação seria 32 vezes menor que o caso básico. No entanto, a eficiência de cada elemento horizontal em fazer a estrutura funcionar como pórtico total não é a mesma. Se se partir do pórtico básico funcionando praticamente como pórtico total, a adição de mais elementos horizontais de igual rigidez não provocará o mesmo comportamento nos níveis mais baixos. A eficiência diminuirá a cada nível que se desça porque a altura total do pilar abaixo de cada elemento horizontal diminui e o comprimento deste não, sabe-se que o comportamento de pórtico total ocorre quando a rigidez do elemento horizontal é da ordem de 4 vezes a rigidez do pilar.

Pode-se então resumir que a simples adição de mais elementos verticais ou horizontais aumenta a rigidez global da estrutura, mas não necessariamente a eficiência desta. No entanto, é possível combinar os casos possíveis e aumentar tanto a rigidez quanto a eficiência.

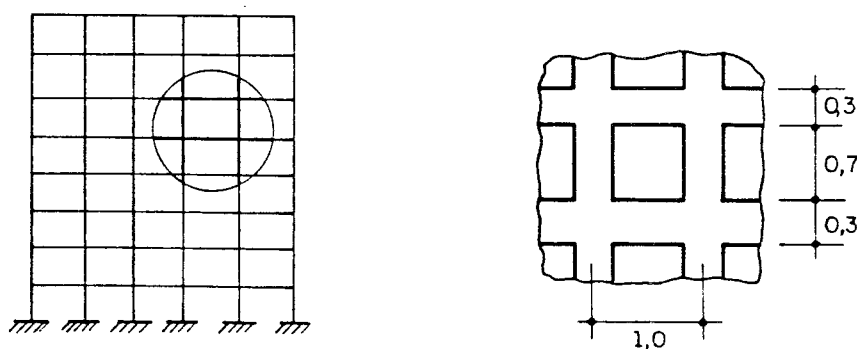


Fig. X.8. - Pórtico duplamente enrijecido

Certamente, se o número de elementos verticais e horizontais for aumentado a um extremo, as alturas das seções transversais em relação aos comprimentos dos elementos crescem de forma que a estrutura que era aporticada tende a se comportar como uma parede no caso

o plano ou zona de trabalho por forma a ocupar o espaço disponível com o mínimo de elementos estruturais, permitindo a utilização da maior parte da superfície disponível para a circulação de veículos e pedestres. A área ocupada pelas vigas e pelos pilares, Fig. X.8.

X.3. - GRELHAS.

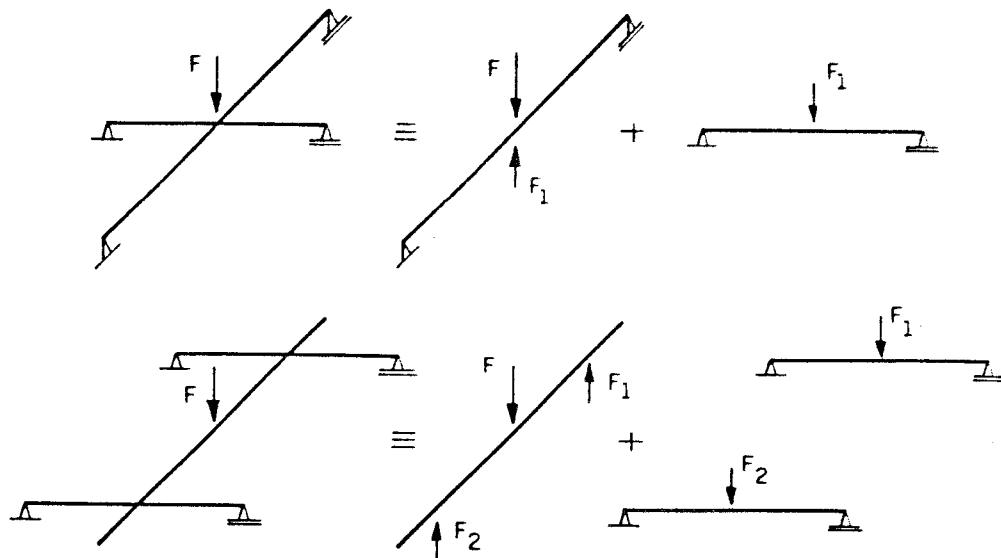


Fig. X.9. - Sistemas de grelhas

A grelha é um arranjo de vigas cruzadas, onde umas apoiam-se nas outras para resistir ao carregamento que atua perpendicularmente ao plano formado por essas vigas, segundo as rigidezes de cada uma, e transmiti-lo aos apoios, Fig. X.9.

As grelhas podem ser de malha quadrada, retangular, triangular ou hexagonal, usando fôrmas plásticas, de madeira ou aço, que podem ser reutilizadas, obtendo-se economia. Suas vigas podem ser de concreto armado ou protendido.

Num sistema de vigas, as ações do pavimento são levadas pelas vigas secundárias até as vigas principais para serem então transmitidas aos seus apoios. Já num sistema de grelha, as ações são transmitidas simultaneamente nas duas direções devido ao seu próprio tipo de construção que permite ao sistema trabalhar eficientemente, transmitindo os

se forçado, a resposta da grelha é semelhante à da laje, isto é, a distribuição dos deslocamentos, das reações nos apoios e a distribuição de momentos fletores, é aproximadamente a de uma laje, no entanto, se comporta melhor que esta, já que suas vigas têm maior altura e menos material que a laje, devido aos vazios que se formam entre as vigas.

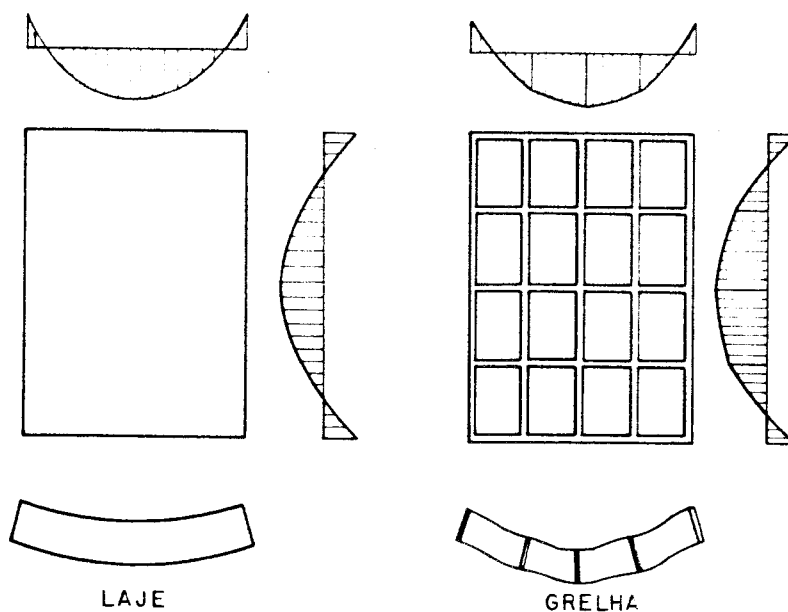


Fig. X.10. - Esforços em lajes e grelhas

Considerando-se uma laje de espessura igual à altura das vigas de uma grelha, o comportamento de ambas é semelhante, como mostra a Fig. X.10.

O sistema de grelha em concreto começou a ser usado com malhas de cerca de 50 cm entre vigas, com formas padronizadas. Mas estas grelhas pequenas não são as mais econômicas. É possível utilizar-se grelhas de 2,4 m a 3,6 m ou 4,2 m de distância entre vigas com uma espessura de laje de 10 a 13 cm.

Uma análise preliminar da grelha pode ser feita comparando-a com uma laje, usando as várias vigas T numa direção para se ter a equivalência da resistência à flexão da laje em cada uma das duas direções. Uma análise um pouco

em que a laje de concreto é formada de um único elemento, sendo o carregamento aplicado diretamente sobre a laje. Este tipo de construção é mais indicado para o caso de grandes áreas, onde o carregamento das vigas sobre estes pilares é muito grande.

A atenção nestes painéis ou o deslaminamento nas vigas sobre os pilares deve ser verificada, pois são grandes as tensões nestas regiões.

Por ser formada de elementos lineares, a grelha é razoavelmente mais leve que as lajes; no entanto, existe o problema construtivo de fôrmas. Como alternativa, pode-se usar materiais inertes para preencher os vazios entre as nervuras.

Por fim, vale lembrar que o conceito da pré-dimensão é sempre baseado no conhecimento da situação, de forma racional, as primeiras dimensões dos elementos que compõem as estruturas mais usuais de construção civil. Como se sabe, esses valores são necessários para que se possa dar início ao processo de determinação dos esforços na estrutura. Essas dimensões eram obtidas simplesmente com base na experiência e sensibilidade de projetistas experientados, através de estimativas.

Desta forma, começou-se a pesquisar quais as informações que a literatura trazia sobre o tema *pré-dimensionamento*, e logo verificou-se um grande vazio sobre o assunto.

O caminho encontrado para muitos dos casos foi partir do próprio processo de dimensionamento, procurando colocar como incógnita as dimensões da seção e assumindo os estados limites dos materiais como os atuantes, obtendo-se assim, dimensões mínimas razoáveis para as dimensões dos elementos.

Por vezes foram necessárias simplificações e a consideração de particularidades que comprometem a utilização indiscriminada de critérios apresentados neste trabalho. No entanto, passou-se a considerar até um mérito deste próprio, a abertura de espaços para que novas e mais específicas e elaboradas pesquisas possam surgir e solucionar casos importantes que não foram abordados por este trabalho, com a profundidade necessária, pois implicaria num esforço sem fim, impedindo a sua conclusão.

Este trabalho não tem a pretensão de esgotar o assunto. No início, ele tinha a intenção de ser ainda mais abrangente, mas com o correr do tempo as dificuldades foram aparecendo e as verdadeiras dimensões que cada assunto revelava alcançar, dada a grande falta de material de consulta na área, nos fizeram ver que seria necessário enxugá-lo em muitos pontos, e até mesmo ser omissos em alguns casos importantes. Contudo, isto não impediu que ele fosse

Em este sentido, há um grande campo de atuação, é abrangente, há possibilidades de desenvolvimento de pesquisas e de trabalhos de interesse para a comunidade.

Embora as informações sobre o assunto sejam bastante plenas e suficientes para permitir pré-dimensionamento de uma obra completa, no entanto, não se sabe ainda de qualquer outro material que traga, de uma só vez, o volume de informações que este traz.

Por muitas vezes, o ânimo tão necessário à persistência na busca de informações e soluções para o assunto bastante hermético até então veio do incentivo e interesse de muitos colegas pela realização e conclusão deste trabalho.

Por não estar visando apenas o meio científico, mas também os arquitetos, alunos de engenharia e arquitetura e os técnicos em edificações, é que este trabalho não se aprofunda em considerações e demonstrações técnicas e matemáticas mais elaboradas. Sua preocupação principal é ser prático para que não sirva apenas à obtenção de um título, mas que venha a ser explorado e que seja proveitoso a outras pessoas que procuram informações como aquelas neste contidas e que não estavam satisfeitas em suas curiosidades e necessidades.

Gostaríamos de sugerir questões a serem melhor exploradas em cada item deste trabalho, mesmo preferindo não manifestar qualquer atenção maior a um assunto ou outro. Pretende-se, desta forma, dar liberdade às idéias, para que surjam as contribuições no sentido de melhorar e ampliar a abrangência deste trabalho, colaborando para que o resultado das obras e trabalhos realizados a partir desta iniciativa traga grandes benefícios aos colaboradores, elaboradores e principalmente aos seus usuários e das obras assim realizadas.

Para o caso de cabos, poderíamos sugerir estudos de pré-dimensionamento para carregamento não uniforme e forças concentradas, ou ainda o caso de cabo-treliça. Quanto aos pilares, talvez fosse interessante a consideração dos

efeitos da excentricidade, o estudo dos procedimentos de pré-dimensionamento para as vigas, e o estudo dos procedimentos de pré-dimensionamento para as lajes, com o intuito de se obter um método mais abrangente e mais preciso, com o auxílio de um estudo mais aprofundado, prevenindo o desperdício de material da estrutura. Para os arcos, procurar desenvolver critérios para cada situação de vinculação para que o pré-dimensionamento seja mais preciso em cada caso. Procurar para as vigas, processos mais diretos para se obter as primeiras dimensões da seção, com a intenção de diminuir o número de parâmetros significativos à estimativa da seção. Encontrar solução para os casos de lajes não retangulares e com condições de vinculação não tão regulares, mas nem por isso menos frequentes. levar em consideração na estimativa para os blocos de fundação, efeitos como a excentricidade de cargas. Talvez, o caso mais urgente de estudo mais aprofundado de pré-dimensionamento seja o dos pórticos, principalmente dos pórticos múltiplos, já que esta é uma das estruturas mais utilizadas nas obras civis.

É ainda interessante o estudo de estruturas plissadas, das cascas e outra menos comuns, mas não menos importantes.

A protensão é um efeito que merece destaque quanto à sua influência nos vários elementos onde ela pode ser aplicada.

Também o estudo de critérios de pré-dimensionamento para elementos de argamassa armada, acredita-se ser de grande valia à complementação deste trabalho.

Finaliza-se então, acreditando estar contribuindo com este, para um desempenho melhor de todos, na arte de projetar.

- [1] COSTO, A. J. *Elementos de Aço - Soluções normais*. Rio de Janeiro, Guanabara Dois, 1981.
- [3] BAUER, L.A.F. *Materiais de construção*. Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 2.ed., 1985.
- [4] GIBSON, J. Steel production. *The structural Engineer*, 15 (10): 382-396 Oct. 1937
- [5] BARBATO, L.R.A. *Sobre o comportamento estático de cabos de coberturas pênseis*. São Carlos, EESC-USP, 1972. 90p. (Dissertação de mestrado)
- [6] CABLE roof structures. Bethlehem, Pa, Bethlehem Steel Co, 1968. 97p. (Structural Metal, 5)
- [7] LISBORG, N. *Principios fundamentales de diseño de estructuras*. México, Continental, 1965. 557p. (Original inglês)
- [8] BELLEI, I.H. Pré-dimensionamento expedito. *Aço na construção*, ABCEM, (2):21-24, out. 1987.
- [9] DARKOV, A. & KUZNETZOV, V. *Structural mechanics*. Moscow, Mir, s.d. 703p.
- [10] MOLITERNO, A. *Caderno de projetos de telhados em estruturas de madeira*. São Paulo, Edgard Blücher, 1981. 419p
- [11] SCHULTE, H. & YAGUI, T. *Estruturas de aço. Elementos básicos*. São Carlos, EESC-USP, 1981.
- [12] DARIO, M. *Estruturas metálicas II: notas de aula*. Limeira, UNICAMP, 1987.

1973. (Tese de doutoramento).
[14] PINHEIRO, L.M. *Projeto de estruturas de concreto armado*. São Paulo, Ed. McGraw-Hill, 1975. v.1

[15] PINHEIRO, L.M. *Tabelas e Ábacos - E.E.S.C.-USP.*

[16] PINHEIRO, L.M. *Análise elástica e plástica de lajes retangulares de edifícios.* São Carlos. EESC-USP, 1988. (Tese de doutoramento)

