



**PONTIFÍCIA UNIVERSIDADE CATÓLICA DE GOIÁS  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

# **PROJETOS ESTRUTURAIS**

**Autores**

Prof. João Bosco da Costa, M.Sc.  
Prof. Luciano Caetano do Carmo, M.Sc.

**Monitor**

Marcelo de Rezende Carvalho

# SUMÁRIO

## **CAPÍTULO I - ASPECTOS GERAIS SOBRE O PROJETO ESTRUTURAL**

1.1. Introdução .....	I-1
1.2. Funcionamento da Estrutura .....	I-3
1.3. Concepção da Estrutura .....	I-4
1.3.1. Análise do Projeto de Arquitetura .....	I-4
1.3.2. Posicionamento dos Pilares e Vigas na Arquitetura .....	I-5
1.4. Modelos para Análise da Estrutura .....	I-6

## **CAPÍTULO II - CARREGAMENTOS NA ESTRUTURA**

2.1. Generalidades.....	II-1
2.2. Classificação das Ações .....	II-1
2.3. Ações Permanentes .....	II-1
2.3.1. Generalidades .....	II-1
2.3.2. Ações Permanentes Diretas .....	II-2
2.3.3. Ações Permanentes Diretas .....	II-2
2.3.3.1. Retração do Concreto .....	II-2
2.3.3.2. Fluência do Concreto .....	II-3
2.3.3.3. Deslocamentos de Apoio .....	II-3
2.3.3.4. Imperfeições Geométricas .....	II-3
2.4. Ações Variáveis .....	II-5
2.4.1. Ações Variáveis Diretas .....	II-5
2.4.2. Ações Variáveis Indiretas .....	II-6
2.5. Ações Excepcionais .....	II-7

## **CAPÍTULO III – PRÉ-DIMENSIONAMENTO**

3.1. Pré-dimensionamento dos Pilares.....	III-1
3.2. Pré-dimensionamento das Vigas.....	III-2
3.3. Pré-dimensionamento das Lajes.....	III-5
3.3.1. Classificação das Lajes.....	III-5
3.3.2. Vãos Teóricos das Lajes.....	III-5
3.4. Exemplo .....	III-7

## **CAPÍTULO IV – CARGAS NOS PISOS**

<b>4.1.</b>	Pisos ou Pavimentos .....	IV-1
<b>4.1.1.</b>	Ações a Considerar nas Lajes .....	IV-1
<b>4.1.1.1.</b>	Cargas Permanentes .....	IV-1
<b>4.1.1.2.</b>	Cargas Acidentais .....	IV-6
<b>4.1.1.3.</b>	Enchimento .....	IV-8
<b>4.1.1.4.</b>	Coberturas e ou Telhados .....	IV-8
<b>4.2.</b>	Exemplos de Carregamentos nos Pisos .....	IV-9
<b>4.2.1.</b>	Peso de Alvenarias .....	IV-9
<b>4.2.2.</b>	Distribuição de Pesos de Alvenarias em Lajes .....	IV-11
<b>4.2.3.</b>	Revestimentos .....	IV-14
<b>4.2.4.</b>	Cargas Acidentais .....	IV-16
<b>4.3.</b>	Carregamento de Elevadores .....	IV-17
<b>4.4.</b>	Bibliografia .....	IV-19

## **CAPÍTULO V – AÇÕES DO VENTO EM EDIFÍCIOS ALTOS**

<b>5.1.</b>	Introdução .....	V-1
<b>5.2.</b>	Determinação da Forças Estáticas Devidas ao Vento.....	V-1
<b>5.3.</b>	Coficientes de Força .....	V-2
<b>5.4.</b>	Velocidade Característica do Vento .....	V-2
<b>5.4.1.</b>	Velocidade Básica do Vento, $V_0$ .....	V-2
<b>5.4.2.</b>	Fator Topográfico, $S_1$ .....	V-4
<b>5.4.3.</b>	Fator $S_2$ .....	V-4
<b>5.4.3.1.</b>	Rugosidade do Terreno .....	V-5
<b>5.4.3.2.</b>	Dimensões da Edificação .....	V-8
<b>5.4.4.</b>	Fator Estatístico $S_3$ .....	V-10
<b>5.5.</b>	Coeficientes de Arrasto .....	V-10
<b>5.6.</b>	Reduções no Coeficiente de Arrasto .....	V-12
<b>5.7.</b>	Exemplo .....	V-13
<b>5.8.</b>	Bibliografia .....	V-15

## **CAPÍTULO VI – ESTADO LIMITE DE DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS**

<b>6.1.</b>	Generalidades .....	VI-1
<b>6.2.</b>	Bibliografia .....	VI-3

## **CAPÍTULO I**

### **ASPECTOS GERAIS SOBRE O PROJETO ESTRUTURAL**

#### **1.1 - INTRODUÇÃO**

Com o objetivo de enfatizar o conteúdo apresentado na disciplina de *Projetos Estruturais*, desenvolveu-se este trabalho que traz ao leitor os princípios básicos para a realização de um projeto em concreto armado. Procura-se apresentar as diversas fases do projeto na ordem que elas ocorrem, de modo que à medida que se desenvolve o projeto e as dúvidas forem surgindo, tem-se o apoio técnico, sempre necessário para o seu desenvolvimento.

O projeto estrutural deve resultar num conjunto de dados e elementos que, a partir da definição da obra, permita a execução de sua estrutura portante, capaz de submeter-se à utilização a que a edificação se destina.

Neste trabalho aborda-se cada elemento estrutural no momento em que aparece. Assim, ao se abordarem carregamentos, serão discutidas as cargas em lajes, vigas e pilares. Ao se abordarem esforços, serão trabalhados esforços também em lajes, vigas e pilares e assim sucessivamente.

Um projeto bem detalhado propicia a execução da obra sem maiores paralisações, incidentes e demolições e, portanto, com maior economia e racionalidade. Para tanto, a NBR-7191 descreve como deve ser a execução de desenhos para obras de concreto armado; a sua observação é de fundamental importância, principalmente para a obtenção de maior clareza nos projetos.

O projeto de estruturas compõe-se das seguintes fases principais:

- a) **Estudo do projeto:** leitura do projeto arquitetônico e concepção da estrutura;
- b) **Cálculo de cargas acidentais de utilização e cargas permanentes**, inclusive a estimativa de peso próprio da estrutura;

- c) **Cálculo de esforços solicitantes:** trata-se do cálculo mais completo possível de todos os esforços que irão interferir no dimensionamento das peças, devendo se considerar as cargas complementares, tais como as de elevadores, a ação do vento e muro de arrimo, traçando diagramas ou compondo tabelas, conforme a necessidade do projeto;
- d) **Locação dos pilares e cargas na fundação:** somam-se todas as cargas até o nível da fundação, pré-dimensionam-se os pilares e os posicionam corretamente na arquitetura e, conseqüentemente, no terreno onde será implantada a obra;
- e) **Formas:** as plantas de forma apresentam as dimensões externas de todas as lajes, vigas e pilares, bem como suas cotas no pavimento, onde se deve observar que o desenho é desenvolvido, considerando-se a projeção dos elementos estruturais sobre um plano imaginário situado imediatamente abaixo do que se quer representar. As arestas visíveis são aquelas voltadas para o plano de projeção;
- f) **Detalhamento dos pilares:** deve ser realizado, observando-se os esforços atuantes e principalmente as normas que definem os parâmetros mínimos para a sua execução;
- g) **Detalhamento de vigas:** consiste na determinação das armaduras de todas as vigas, bem como de todos os comprimentos, dobras, ganchos e emendas das barras de armação;
- h) **Detalhamento de lajes:** consiste na determinação das armaduras negativas, positivas e complementares, assim como também de todos comprimentos, espaçamentos, cortes, dobras e quantidades para a unidade ou conjunto representado;
- i) **Complementares:** compreendem os projetos complementares, as escadas, caixas d'água superior e inferior, muros de arrimo e elementos decorativos, se houver.

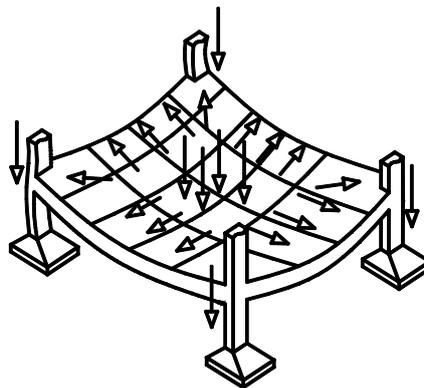
Deve-se destacar que para as fases de projeto que envolvem a análise e o dimensionamento, é fundamental a observação dos parâmetros definidos por normas, tais como dimensões e armaduras mínimas. No caso específico de edificações, a NBR-6118 define estes parâmetros de projeto.

Ao longo do curso será desenvolvido um mini-projeto para exemplificar com mais clareza todos os assuntos aqui tratados.

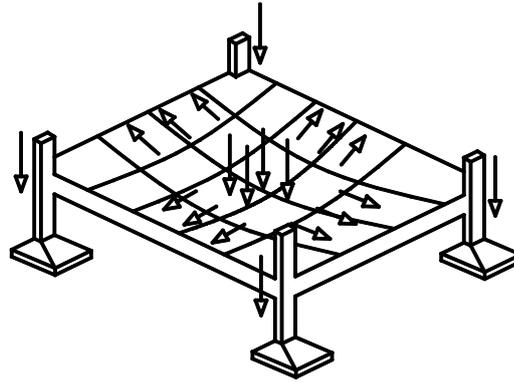
## 1.2 - FUNCIONAMENTO DA ESTRUTURA

O funcionamento real de distribuição das cargas nas estruturas, em geral, não possui um caminho perfeitamente definido, como é de costume admitir, uma vez que, após a concretagem dos elementos que constituem a estrutura, estes passam a compor um único elemento monolítico, trabalhando em conjunto e, portanto, deformando em conjunto. Desta forma, o fluxo de cargas é alterado para caminhos de difícil determinação por meios comuns. Diante desta dificuldade, a norma brasileira de projetos e execução de obras em concreto armado, NBR-6118, admite uma série de simplificações no modelo real, tornando-o mais simples e de fácil manipulação por meios mais comuns. É este modelo que será discutido neste trabalho, sendo apresentadas suas peculiaridades mais a frente.

A mecânica do funcionamento teórico da distribuição de cargas é muito simples, ou seja, as lajes suportam as cargas verticais e as transmitem para as vigas que, por sua vez as transmitem aos pilares que as descarregam nas fundações. Para melhor compreensão, observe as figuras 1.1 e 1.2, em que estão apresentados os esquemas de trabalho da estrutura no modelo real (onde a estrutura se deforma em conjunto) e no modelo teórico (onde se pode desconsiderar a deformação em conjunto de lajes, vigas e pilares).



**Figura 1.1** - Modelo real de deformações e distribuição de cargas.



**Figura 1.2** - Modelo teórico admitido para o cálculo das lajes, desconsiderando trabalho em conjunto das lajes e vigas e pilares.

### 1.3 - CONCEPÇÃO DA ESTRUTURA

Trata-se da definição dos pontos na arquitetura em que serão posicionados as lajes, vigas e pilares. Uma boa concepção (lançamento) proporciona uma estrutura mais estável, leve e racional e, portanto, mais econômica. Para tal, o projetista deve trabalhar com o bom senso e obedecer a algumas regras básicas, tais como:

- Análise minuciosa da arquitetura para que se mantenha a sua forma e o conjunto;
- Posição de todos os pilares nas garagens, nos apartamentos e na cobertura;
- Funcionamento da estrutura (contraventamento, distribuição de cargas, processos executivos, etc.).

#### 1.3.1 - Análise do projeto de arquitetura

Antes do lançamento da estrutura o projetista deve observar atentamente todas as peculiaridades do projeto de arquitetura. Importa iniciar o estudo, preferencialmente, pelo pavimento tipo, com as seguintes observações:

- Analise todas as plantas baixas;
- Analise todos os cortes;
- Verifique possíveis diferenças de níveis nos diversos pavimentos;
- Verifique todas as fachadas;
- Dê atenção especial às peculiaridades do pavimento térreo, pois este sempre merece maior atenção.

Somente após ter conhecido todo o projeto de arquitetura e ter discutido as possíveis dúvidas com o projetista de arquitetura, dê prosseguimento ao lançamento da estrutura.

Um bom projeto de estruturas procura manter todas as características propostas pelo projetista arquitetônico. Para tal, faz-se necessário o empenho em desenvolver alguns estudos no sentido de se trabalharem soluções adequadas a cada caso. Deve-se fazer propostas alternativas e comparar os resultados de cada caso, elegendo-se o que produzir maior benefício com menor custo.

### **1.3.2 - Posicionamento dos pilares e vigas na arquitetura**

A solução adotada para os pilares em um pavimento, notadamente servirá para os demais, excetuando alguns casos em que o projetista se vê obrigado a fazer uso de vigas de transição. Diante disto, deve-se sempre procurar solucionar a estrutura pelo pavimento que mais se repete, pois desta forma, se houver problemas, estes ocorrerão somente em um pavimento. Optando-se por solucionar primeiramente as garagens, estas poderiam perfeitamente ser otimizadas, entretanto, com possibilidade de termos um pavimento tipo pouco econômico e com pilares em locais nobres dos apartamentos.

Iniciando-se o lançamento de pilares, então, pelo pavimento tipo, decalca-se a planta de arquitetura em papel manteiga, sem as esquadrias. De modo geral, procura-se fazer com que as vigas coincidam com as paredes, salvo quando os cômodos tiverem dimensões muito pequenas, onde se procura eliminar algumas vigas. Atualmente, com o alto custo da madeira, torna-se necessário que se otimize a utilização de formas. Para tal, a solução é a adoção de lajes com vãos maiores e a homogeneização das alturas das vigas. Um bom projeto não possui mais do que três dimensões para estas, em um mesmo pavimento. Nas áreas molhadas (cozinha, áreas de serviço, banheiros, varandas, etc) deve-se posicionar algum trecho de parede, em comum acordo com o projetista hidráulico, sobre a laje, o que flexibiliza a localização de prumadas hidráulicas.

Os pilares são, geralmente, locados em canto e pontos de encontro de vigas, não devendo ser espaçados menos de 2,0 metros, nem mais que 8,0 metros, salvo em casos especiais, sendo considerado espaçamento econômico de 4,5 m a 5,5 m. Uma boa economia se obtém com o máximo de igualdade entre os vãos. Isto feito cumpre analisar os pontos mais delicados do pavimento. A estrutura deve ser lançada, tendo-se em mente as posições em que os pilares ocuparão nos cômodos, as dimensões, direções e larguras

das vigas. Comumente tem-se procurado trabalhar com vigas de 12 cm de largura, pois assim não se interfere nos ambientes, ou ainda de 15 cm e de 20 cm, se necessário. A largura de 10 cm é freqüentemente utilizada, porém deve-se ter especial cuidado com a acomodação das armaduras longitudinais da viga.

#### 1.4 - MODELOS PARA ANÁLISE DA ESTRUTURA

A evolução da informática permite que hoje seja possível simular, de forma mais precisa, o comportamento real das estruturas através da modelagem em elementos finitos. Esta modelagem considera todos os elementos interagindo entre si. Entretanto, além de nem sempre ser fácil a sua montagem, poucos benefícios práticos trazem para os casos comuns. É possível também trabalhar com sistemas intermediários em que as vigas de todo um pavimento são similares a um modelo em grelha plana (lajes e vigas) e, como modelo simplificado, aquele que considera os elementos de toda estrutura trabalhando de forma independente (lajes, vigas e pilares). Quase sempre se adota este último modelo, pois é o mais prático e adequado no processo construtivo.

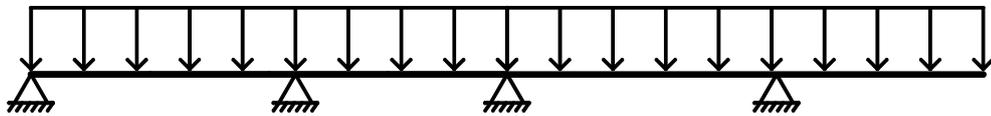


Figura 1.4 - Modelo em vigas contínuas

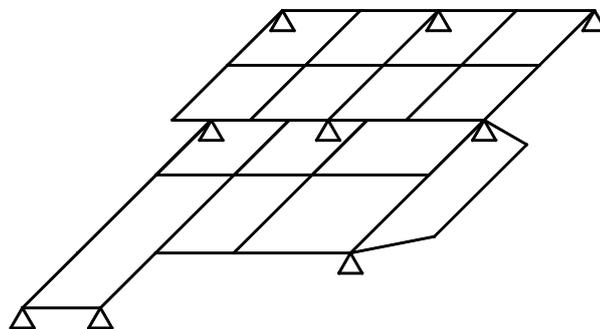


Figura 1.5 - Modelo em grelha hiperestática

## **CAPÍTULO II**

### **CARREGAMENTOS NA ESTRUTURA – AÇÕES A CONSIDERAR**

#### **2.1 - GENERALIDADES**

Na análise estrutural deve ser considerada a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a segurança da estrutura em exame, levando-se em conta os possíveis estados limites últimos e os de serviço. Especial atenção deverá ser dada às condições de localização e utilização da estrutura para melhor adequação ao uso.

#### **2.2 - CLASSIFICAÇÃO DAS AÇÕES**

As ações a considerar classificam-se, de acordo com a ABNT NBR 8681, em ***permanentes, variáveis e excepcionais***.

Para cada tipo de construção, as ações a considerar devem respeitar suas peculiaridades e as normas a ela aplicáveis, ou seja, ao caderno de especificações do empreendimento, considerações sobre o processo construtivo com indicativo de materiais e equipamentos que serão utilizados durante e ou após a construção do edifício.

#### **2.3 - AÇÕES PERMANENTES**

##### **2.3.1 - Generalidades**

Ações permanentes são as que ocorrem com valores praticamente constantes durante toda a vida da construção. Também são consideradas como permanentes as ações que crescem no tempo, tendendo a um valor limite constante.

As ações permanentes devem ser consideradas com seus valores representativos mais desfavoráveis para a segurança.

### **2.3.2 - Ações permanentes diretas**

As ações permanentes diretas são constituídas pelo peso próprio da estrutura e pelos pesos dos elementos construtivos fixos e das instalações permanentes. Considera-se neste caso o peso próprio, os revestimentos e paredes.

#### **a) *Peso Próprio***

Nas construções correntes admite-se que o peso próprio da estrutura seja avaliado adotando-se o concreto armado com peso específico médio de  $25 \text{ kN/m}^3$ . Quando se trabalha com concretos especiais densos ou leves o peso específico a ser considerado para o concreto armado deve ser tomado como sendo o peso específico avaliado para o concreto simples acrescido de  $1 \text{ kN/m}^3$ .

#### **b) *Peso dos elementos construtivos fixos e de instalações permanentes***

As massas específicas dos materiais de construção correntes podem ser avaliadas com base nos valores indicados na NBR 6120. A consideração dos revestimentos na estrutura deve contemplar a diversidade de materiais que podem ser utilizadas bem como caracterizar o processo construtivo.

#### **c) *Empuxos permanentes***

Consideram-se como permanentes os empuxos de terra e outros materiais granulosos quando forem admitidos não removíveis.

### **2.3.3 - Ações permanentes indiretas**

As ações permanentes indiretas são constituídas pelas deformações impostas por retração e fluência do concreto, deslocamentos de apoio e imperfeições geométricas.

#### **2.3.3.1 - Retração do concreto**

A retração é a diminuição de volume devido à evaporação da água não consumida na reação química de pega do concreto. A deformação específica de retração do concreto pode ser calculada conforme indica o anexo A da NBR-6118.

### **2.3.3.2 - Fluência do concreto**

A deformação por fluência do concreto compõe-se de duas partes, uma rápida e outra lenta. A deformação rápida é irreversível e ocorre durante as primeiras 24h após a aplicação da carga que a originou. A deformação lenta é o aumento de uma deformação com o tempo sob a ação de cargas ou de tensões permanentes.

Em alguns casos de dimensionamento de pilares e de verificação de flechas em vigas e lajes o efeito da fluência deve ser obrigatoriamente considerado.

As deformações decorrentes da fluência do concreto podem ser calculadas conforme indicado no anexo A da NBR-6118.

### **2.3.3.3 - Deslocamentos de apoio**

Os deslocamentos de apoio só devem ser considerados quando gerarem esforços significativos em relação ao conjunto das outras ações, isto é, quando a estrutura for hiperestática e muito rígida. Para esta consideração é necessária a caracterização da superestrutura e da infraestrutura. Como hipótese básica para a maioria das estruturas esta avaliação não é considerada em primeira hipótese de análise.

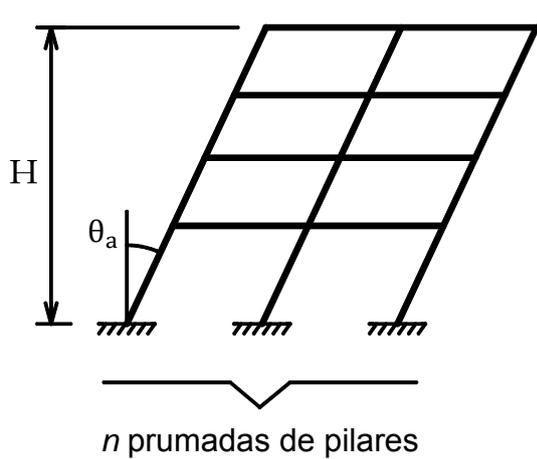
### **2.3.3.4 - Imperfeições geométricas**

Na verificação do estado limite último das estruturas reticuladas, devem ser consideradas as imperfeições geométricas do eixo dos elementos estruturais da estrutura descarregada. Essas imperfeições podem ser divididas em dois grupos: imperfeições globais e imperfeições locais.

#### **a) Imperfeições globais**

Na análise global dessas estruturas, sejam elas contraventadas ou não, deve ser considerado um desaprumo dos elementos verticais conforme mostra a figura 2.1.

O desaprumo não deve necessariamente ser superposto ao carregamento de vento. Entre os dois, vento e desaprumo, deve ser considerado apenas o mais desfavorável, que pode ser definido através do que provoca o maior momento total na base de construção. Esta consideração não autoriza a construção com desaprumo, mas busca representar a probabilidade de ocorrer o desaprumo no conjunto estrutural do edifício.



$$\theta_1 = \frac{1}{100\sqrt{H}}$$

$$\theta_a = \theta_1 \sqrt{\frac{1 + 1/n}{2}}$$

Onde:

$\theta_{1min} = 1/400$  para estruturas de nós fixos;

$\theta_{1min} = 1/300$  para estruturas de nós móveis e imperfeições locais;

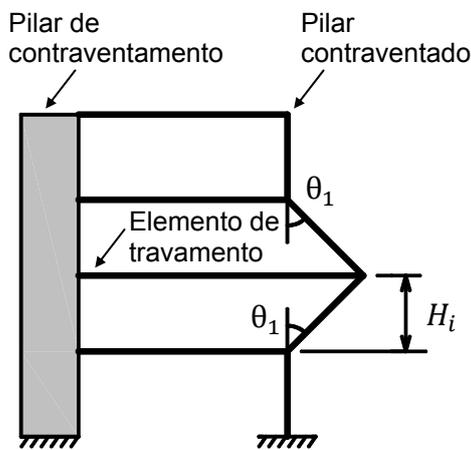
$\theta_{1máx} = 1/200$ ;

$H =$  altura total da edificação em metros

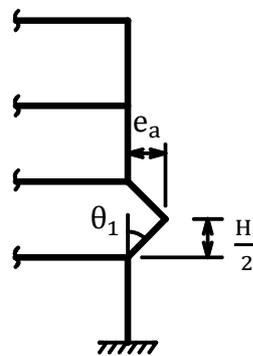
Figura 2.1 - Imperfeições geométricas globais

**b) Imperfeições locais**

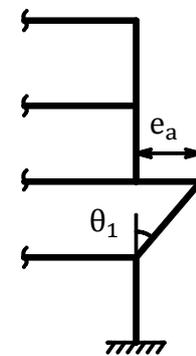
No caso de elementos que ligam pilares contraventados a pilares de contraventamento, usualmente vigas e lajes, deve ser considerada a tração decorrente do desaprumo do pilar contraventado (ver figura 2.2-a).



a) Elemento de travamento (tracionado ou comprimido)



b) Falta de retlineidade do pilar



c) Desaprumo do pilar

Figura 2.2 - Imperfeições geométricas locais

No caso da verificação de um lance de pilar, deve ser considerado o efeito do desaprumo ou da falta de retlineidade do eixo do pilar (ver figuras 2.2-b e 2.2-c respectivamente).

Admite-se que, nos casos usuais, a consideração apenas da falta de retlineidade ao longo do lance de pilar seja suficiente.

**c) Momento mínimo**

O efeito das imperfeições locais nos pilares pode ser substituído em estruturas reticuladas pela consideração do momento mínimo de 1ª ordem dado a seguir:

$$M_{1d,min} = Nd \cdot (0,015 + 0,03h)$$

$h$  → altura total da seção transversal na direção considerada, em metros.

Nas estruturas reticuladas usuais admite-se que o efeito das imperfeições locais esteja atendido se for respeitado esse valor de momento total mínimo. A este momento devem ser acrescidos os momentos de 2ª ordem, quando for o caso.

**2.4 - AÇÕES VARIÁVEIS****2.4.1 - Ações variáveis diretas**

As ações variáveis diretas são constituídas pelas cargas acidentais previstas para o uso da construção, pela ação do vento e da água, devendo-se respeitar as prescrições feitas por Normas Brasileiras específicas.

**a) Cargas acidentais previstas para o uso da construção**

As cargas acidentais correspondem normalmente a:

- cargas verticais de uso da construção;
- cargas móveis, considerando o impacto vertical;
- impacto lateral;
- força longitudinal de frenagem ou aceleração;
- força centrífuga.

Essas cargas devem ser dispostas nas posições mais desfavoráveis para o elemento estudado, ressalvadas as simplificações permitidas por Normas Brasileiras específicas. No caso dos edifícios, as cargas acidentais estão prescritas na NBR-6120 com a qualificação dos ambientes. Também a consideração da redução destas cargas para a somatória de cargas nos pilares

**b) Ação do vento**

Os esforços devidos à ação do vento devem ser considerados e recomenda-se que sejam determinados de acordo com o prescrito pela ABNT NBR 6123. Deve ser considerado que a ação de vento nas estruturas de concreto armado tem características especiais.

**c) Ação da água**

O nível d'água adotado para cálculo de reservatórios, tanques, decantadores e outros deve ser igual ao máximo possível compatível com o sistema de extravasão. Nas estruturas em que a água de chuva possa ficar retida deve ser considerada a presença de uma lâmina de água correspondente ao nível da drenagem efetivamente garantida pela construção.

**d) Ações variáveis durante a construção**

As estruturas em que todas as fases construtivas não tenham sua segurança garantida pela verificação da obra pronta devem ter, incluídas no projeto, as verificações das fases construtivas mais significativas e sua influência na fase final.

A verificação de cada uma dessas fases deve ser feita considerando a parte da estrutura já executada e as estruturas provisórias auxiliares com os respectivos pesos próprios. Além disso, devem ser consideradas as cargas acidentais de execução.

**2.4.2 - Ações variáveis indiretas****a) Variações uniformes de temperatura**

Conforme a NBR 6118, no item 11.4.2.1, a variação da temperatura da estrutura, causada globalmente pela variação da temperatura da atmosfera e pela insolação direta, é considerada uniforme. Ela depende do local de implantação da construção e das dimensões dos elementos estruturais que a compõem.

De maneira genérica podem ser adotados os seguintes valores:

- para elementos estruturais cuja menor dimensão não seja superior a 50 cm, deve ser considerada uma oscilação de temperatura em torno da média de 10°C a 15°C;

- para elementos estruturais maciços ou ocos com os espaços vazios inteiramente fechados, cuja menor dimensão seja superior a 70 cm, admite-se que essa oscilação seja reduzida respectivamente para 5°C a 10°C;
- para elementos estruturais cuja menor dimensão esteja entre 50 cm e 70 cm admite-se que seja feita uma interpolação linear entre os valores acima indicados.

A escolha de um valor entre esses dois limites pode ser feita considerando 50% da diferença entre as temperaturas médias de verão e inverno, no local da obra.

Para estruturas de edifícios de grande extensão recomenda-se que sejam criadas juntas de dilatação na estrutura para que haja ajuste das deformações geradas na estrutura com as dilatações dos materiais complementares (paredes, esquadrias, pisos, etc). A extensão recomendada é da ordem de 30 metros.

#### ***b) Variações não uniformes de temperatura***

Nos elementos estruturais em que a temperatura possa ter distribuição significativamente diferente da uniforme, devem ser considerados os efeitos dessa distribuição. Na falta de dados mais precisos pode ser admitida uma variação linear entre os valores de temperatura adotados, desde que a variação de temperatura considerada entre uma face e outra da estrutura não seja inferior a 5°C. É o caso, por exemplo, de fachadas com grande insolação e o ambiente interno com refrigeração permanente.

#### ***c) Ações dinâmicas***

Quando a estrutura, pelas suas condições de uso, está sujeita a choques ou vibrações, os respectivos efeitos devem ser considerados na determinação das solicitações e a possibilidade de fadiga deve ser considerada no dimensionamento dos elementos estruturais.

## **2.5 - AÇÕES EXCEPCIONAIS**

No projeto de estruturas sujeitas a situações excepcionais de carregamento, cujos efeitos não possam ser controlados por outros meios, devem ser consideradas ações excepcionais com os valores definidos, em cada caso particular, por Normas Brasileiras específicas.

## CAPÍTULO III

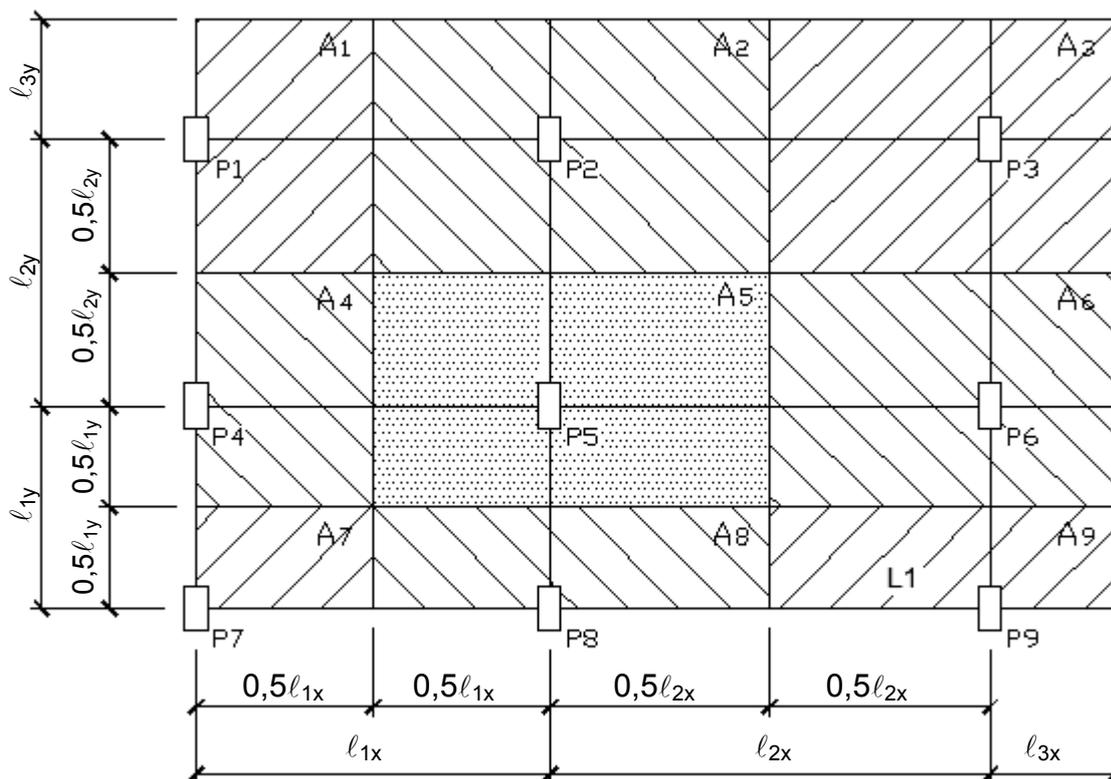
### PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Colaboração dos Engenheiros Civis: Marcelo de Rezende Carvalho e  
Erlucivânia Bueno da Silva

#### 3.1 - PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS PILARES

Inicia-se o pré-dimensionamento dos pilares estimando-se sua carga, por exemplo, através do processo das áreas de influência. Este processo consiste em dividir a área total do pavimento em áreas de influência, relativas a cada pilar e, a partir daí, estimar a carga que eles irão absorver neste pavimento.

A área de influência de cada pilar pode ser obtida dividindo-se as distâncias entre seus eixos ao meio.



$A_n \rightarrow$  Área de influência do pilar  $P_n$

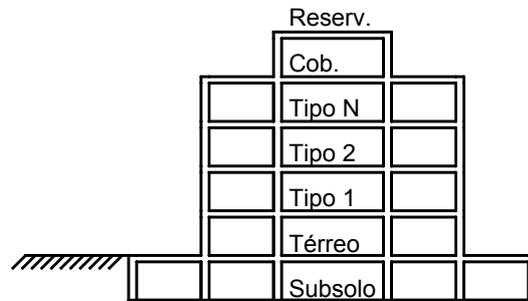
Figura 3.1 – Áreas de influências dos pilares.

Simplificadamente, todos os pavimentos são considerados iguais ao pavimento tipo.

Para o pré-dimensionamento dos pilares é adotado o pavimento imediatamente acima da fundação, uma vez que a carga total do edifício é descarregada nestes.

Para estimar a carga neste pilar utilizamos a expressão:

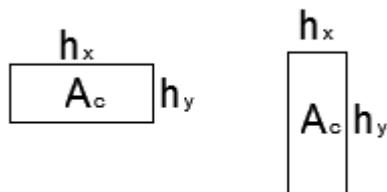
$$A_c = \frac{N_d}{0,85 f_{cd} + \rho \cdot \sigma_{ad} 3,002}$$



Sendo:

- $A_c \rightarrow$  área da seção de concreto ( $\text{cm}^2$ )

$$A_c = h_x \cdot h_y$$



- $N_d \rightarrow$  força normal de cálculo (kN)

$$N_d = (N_k \cdot \gamma_n \cdot \gamma_f) \cdot Y^*$$

$$N_k = A \cdot q \cdot n$$

$A \rightarrow$  área de influência do pilar ( $\text{m}^2$ )

$q \rightarrow$  carregamento total (peso próprio, revestimento e carga acidental) aplicado no pavimento ( $\text{kN/m}^2$ ). Para edificações comerciais e residenciais como carregamento pode-se adotar no mínimo  $10\text{kN/m}^2$ .

$n \rightarrow$  número de pavimentos acima do subsolo acima da cota de arrasamento da fundação

$\gamma_n \rightarrow$  depende da menor seção transversal do pilar

$$\begin{cases} h < 19 \rightarrow \gamma_n = \frac{39 - h}{20} \\ h \geq 19 \rightarrow \gamma_n = 1 \end{cases}$$

Onde  $h$  representa a menor dimensão do pilar, segundo a NBR6118:2014,  $h \geq 14\text{cm}$ .

$\gamma_f$  → coeficiente de majoração dos carregamentos. Conforme item 11.7.1 da ABNT NBR6 118 (2014) é utilizada a combinação das ações normais  $\gamma_f = 1,4$

$\gamma^*$  → coeficiente de majoração que transforma uma flexão composta reta em compressão centrada. Para edificações com até 20 pavimentos é adotado o valor de 1,5.

- $f_{cd}$  → resistência a compressão de cálculo do concreto em MPa.

$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ , conforme item 11.7.1 da ABNT NBR6 118 (2014) é utilizada a combinação das ações normais  $\gamma_c = 1,4$

$\rho$  → taxa de armadura na seção transversal do pilar, variando entre 0,4% (valor mínimo) até 8,0% (valor máximo) na região de emenda. Para o pré-dimensionamento é adotado  $\rho = 2\%$

- $\sigma_{sd 0,002}$  → tensão na armadura a 2‰, para o CA-50  $\sigma_{sd 0,002} = 420 \text{ MPa}$

Os carregamentos do Reservatório Superior não devem ser desprezados. Uma forma simplificada de se determinar este carregamento é a consideração do volume externo do reservatório vezes o peso específico da água. Geralmente o Reservatório Superior está localizado na projeção da Casa de Máquinas, do Barrilete e da Mesa dos Motores, estes carregamentos não devem ser esquecidos, estes devem ser adicionados aos carregamentos dos pilares que estão na projeção deste reservatório. Para simular o carregamento total do reservatório cheio é adotado o seu volume x  $\gamma_{\text{água}}$  x 2,5, dividindo-se este valor pelo número de pilares na projeção do reservatório, desta forma é determinada a carga adicional em cada pilar.

$$CAR\_ADIC. = \frac{VOL_{RES} \cdot \gamma_{\text{água}} \cdot 2,5}{Qde\_Pll}$$

### 3.2 - PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS

Uma estimativa inicial para altura das vigas pode ser dada por:

- Vigas isostáticas:  $h = \frac{l}{10} \rightarrow h \leq 50 \text{ cm}$
- Vigas hiperestáticas:  $h = \frac{l}{12} \rightarrow h \leq 50 \text{ cm}$

Esta etapa é um pré-dimensionamento, deve-se posteriormente serem verificadas as armaduras e o concreto para o estado limite último (ELU), e os deslocamentos (flechas) para o estado limite de serviço (ELS).

Num tabuleiro de edifício, não é recomendável a utilização de muitas alturas de vigas, deste modo é possível otimizar os trabalhos de execução das formas e de cimbramentos.

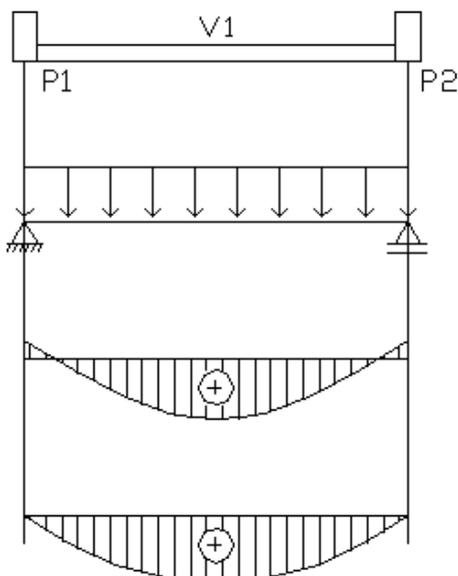
Conforme Prelorentzou (1994) são adotados no máximo três alturas diferentes. Tal procedimento pode, eventualmente, gerar a necessidade de armadura dupla em alguns trechos das vigas.

**a) Vigas isostáticas**

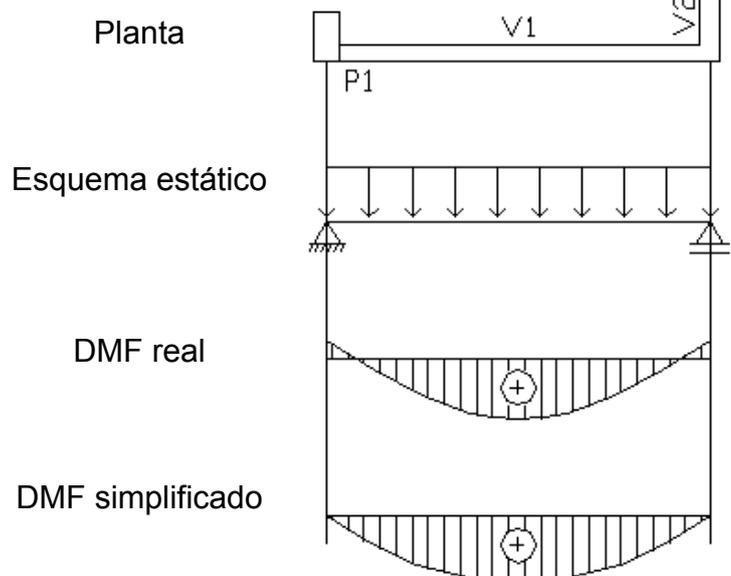
Na natureza não existem rótulas perfeitas. No entanto, na prática, existem situações em que é possível realizar algumas simplificações.

Devido à baixa rigidez dos pilares na direção da menor inércia é possível considerar as vinculações das vigas como sendo apoios simples. Em algumas situações as vigas isostáticas são determinadas, conforme é mostrado nos exemplos à seguir:

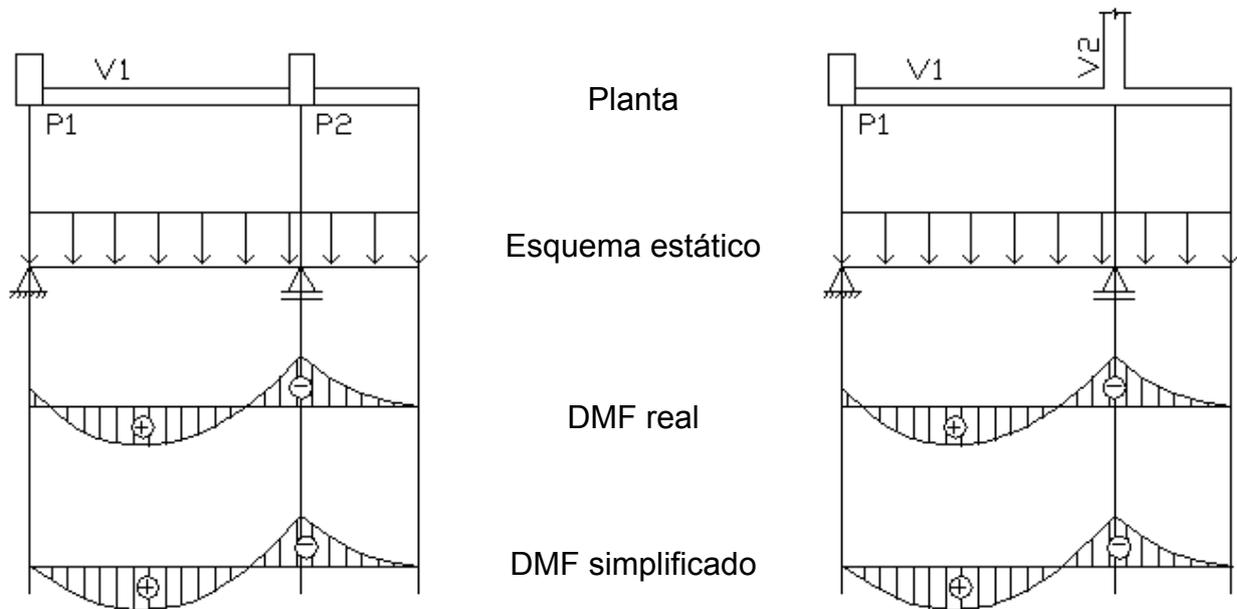
Apoiada na menor direção do pilar



Apoiada em viga(s)



Viga biapoiada com balanço na extremidade



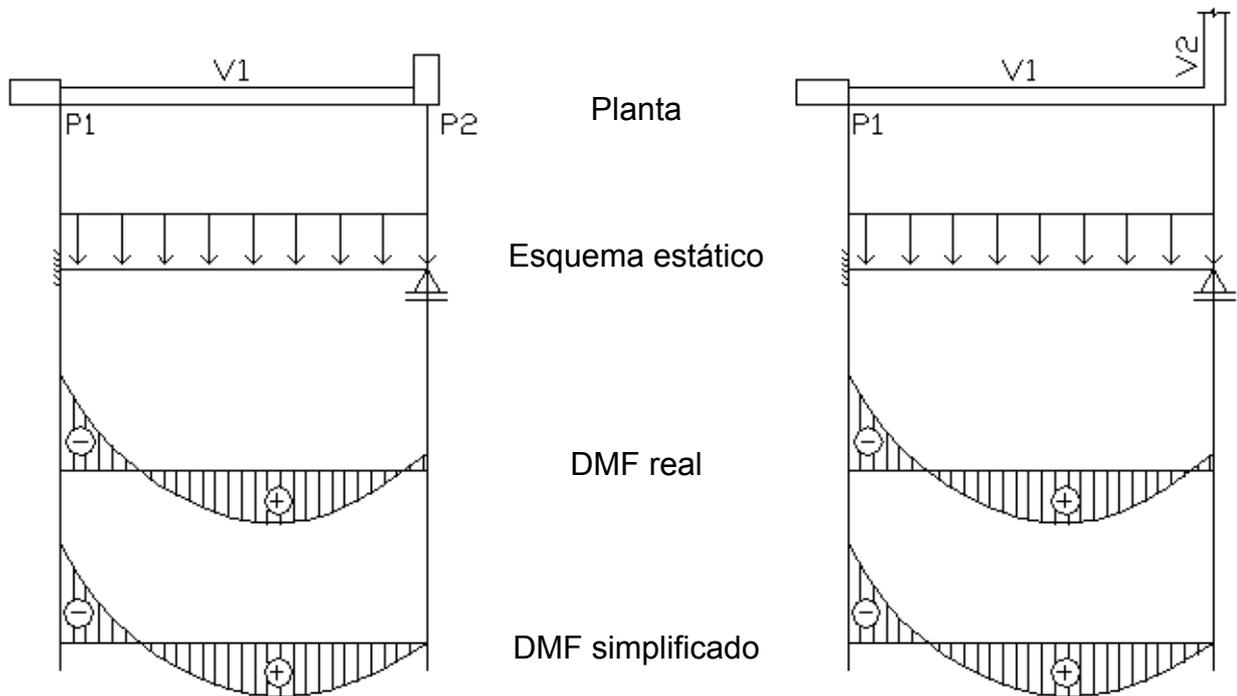
**b) Vigas hiperestáticas**

Na natureza não existem engastes perfeitos. No entanto, na prática, existem situações em que é possível realizar algumas simplificações.

Devido à alta rigidez dos pilares na direção da maior inércia é possível considerar as vinculações das vigas como sendo engastes perfeitos. Em algumas situações as vigas hiperestáticas são determinadas, conforme é mostrado nos exemplos à seguir:

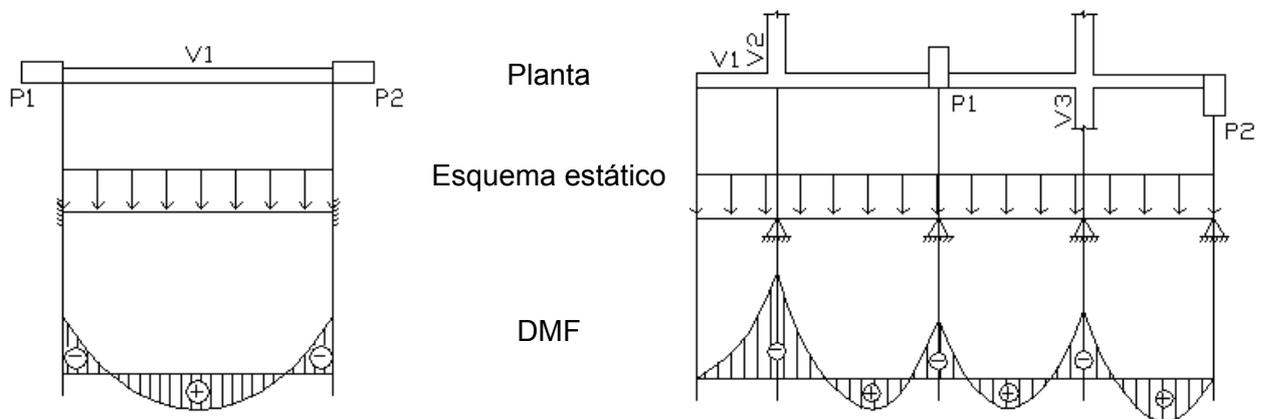
Apoiada na maior direção do pilar

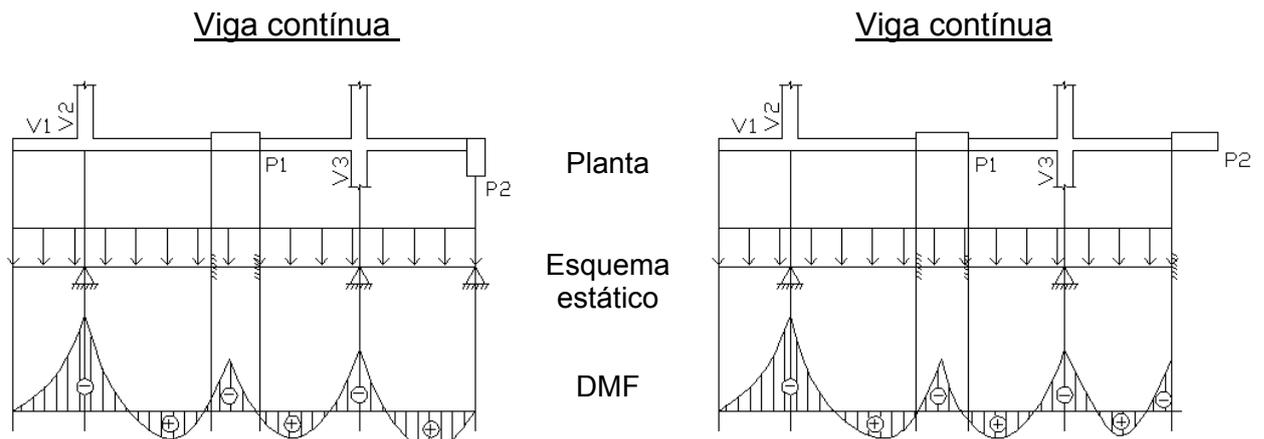
Apoiada na maior direção do pilar



Viga biengastada

Viga contínua





### 3.3 – PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS LAJES

#### 3.3.1 – Classificação das lajes

As lajes maciças podem ser classificadas em dois tipos, conforme a relação entre os vãos:

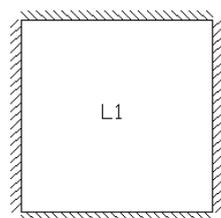
- Lajes armadas em duas direções, quando  $l_y / l_x \leq 2$  ;
- Lajes armadas em uma só direção, quando  $l_y / l_x > 2$ .

$l_y \rightarrow$  maior vão teórico  
 $l_x \rightarrow$  menor vão teórico

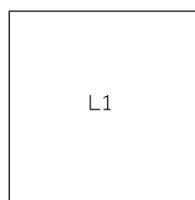
#### 3.3.3 – Condições de contorno das lajes

Antes do pré-dimensionamento das lajes, é necessário se determinar as condições de contorno destas. As condições de contorno ou condições de bordo definem o tipo de apoio de cada lado da laje.

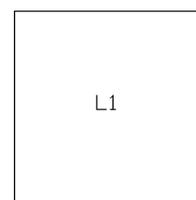
Podemos ter laje simplesmente apoiada ou engastada ou com bordo livre.



Engastada



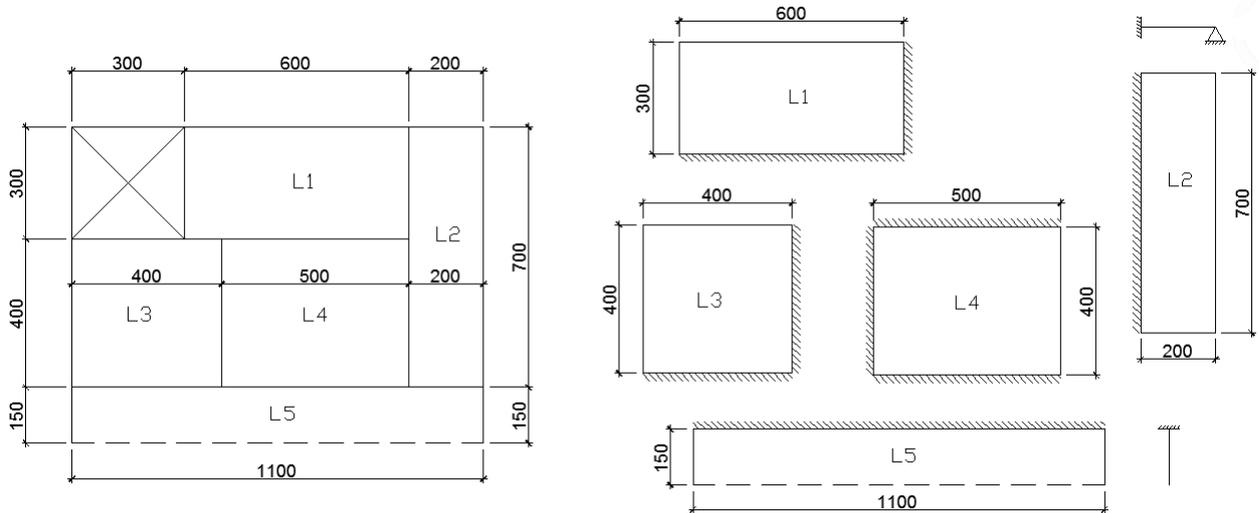
Apoiada



Bordo Livre

Diz que o bordo de uma laje é simplesmente apoiado quando o lado analisado apresenta em comum com a laje adjacente menos de 2/3 do vão total e/ou quando a altura da laje é muito maior que a da laje adjacente e/ou quando a laje analisada apresenta uma área muito maior que a laje adjacente.

Diz que o bordo de uma laje é engastado quando o lado analisado apresenta em comum com a laje adjacente mais de 2/3 do vão total da laje e/ou quando sua altura é inferior ou igual a da laje adjacente.



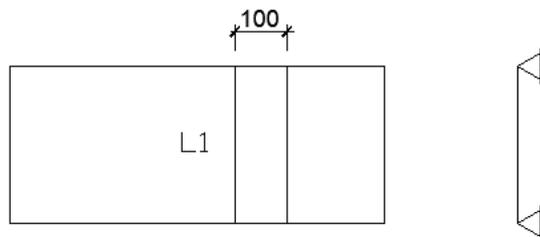
3.3.4 – Pré-dimensionamento das lajes

a) Pré-dimensionamento para lajes retangulares armadas em uma direção

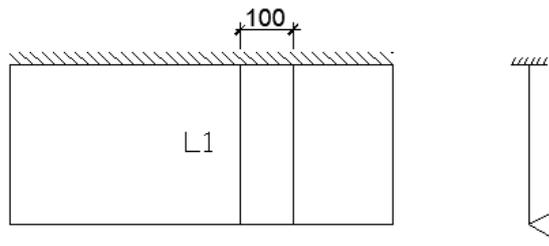
$$h \geq \frac{l_x}{\alpha}$$

Onde os valores de  $\alpha$  são dados abaixo em função dos vínculos da laje:

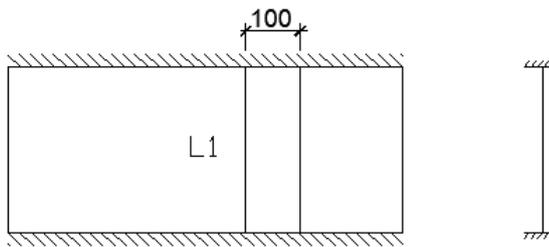
- Lajes simplesmente apoiada .....  $\alpha = 0,250$



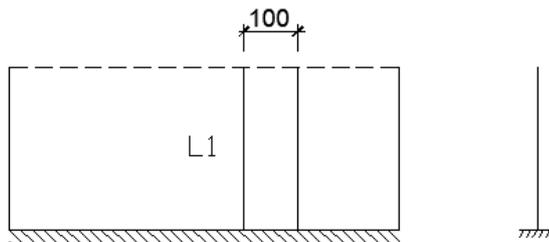
- Lajes contínuas .....  $\alpha = 0,300$



- Lajes duplamente engastadas .....  $\alpha = 0,425$



- Lajes em balanço .....  $\alpha = 0,125$



**b) Pré-dimensionamento para lajes retangulares armadas em duas direções (em cruz)**

Para as lajes com as 4 bordas apoiadas, ou engastadas e armadas em duas direções, pode-se adotar o processo alternativo proposto pelo engenheiro Claudinei Pinheiro Machado (SANTOS, 2001). Aqui este processo foi modificado e dado como:

$$h = (2,5 - 0,1 \cdot \eta) \cdot l_1$$

onde :  $\eta \rightarrow$  número de bordas engastadas da laje;

$h \rightarrow$  espessura da laje em centímetros;

$l_1 \rightarrow$  conforme abaixo em metros:

$$l_1 \leq \begin{cases} 0,7 \cdot l_y \\ l_x \end{cases}$$

$l_y \rightarrow$  maior vão teórico

$l_x \rightarrow$  menor vão teórico

Observação: Em qualquer um dos casos, as flechas deverão ser verificadas, conforme se verá.

### **c) Dimensões mínimas**

Segundo a ABNT NBR 6118(2014), no item 13.2.4, as espessuras de lajes não devem ser menores que:

- 7 cm para cobertura não em balanço;
- 8 cm para lajes de piso não em balanço;
- 10 cm para lajes em balanço;
- 10 cm para lajes que suportem veículos de peso total menor ou igual a 30 kN;
- 12 cm para lajes que suportem veículos de peso total maior que 30 kN.

O pré-dimensionamento dos elementos estruturais é necessário para que se possa calcular o peso próprio da estrutura, que é a primeira parcela considerada no cálculo das ações.

O conhecimento das dimensões permite determinar os vãos equivalentes e as rigidezes, necessários no cálculo das ligações entre os elementos.

3.4 – EXEMPLO

A seguir apresenta-se um exemplo passo-a-passo do pré-dimensionamento dos elementos estruturais de um edifício qualquer.

Dados:  
 Número de pavimentos = 15  
 Aço CA-50  
 $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$   
 $\gamma^s = 1,5$   
 $\rho = 2,0\%$   
 $q_l = 10 \text{ kN/m}^2$

Para o pré-dimensionamento dos pilares, iremos considerar a taxa de armadura menor ou igual 3% ( $\rho \leq 3\%$ ), para prever os esforços de vento, desaprumo, entre outros.

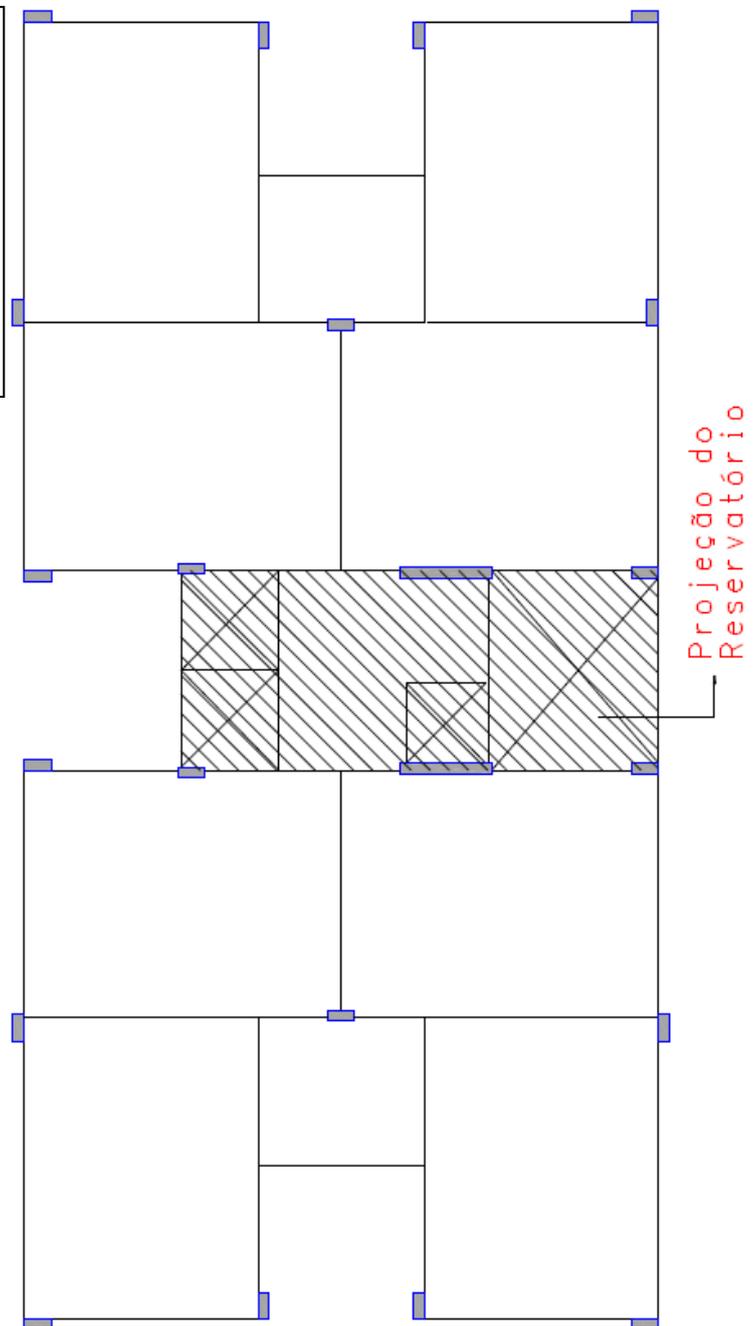
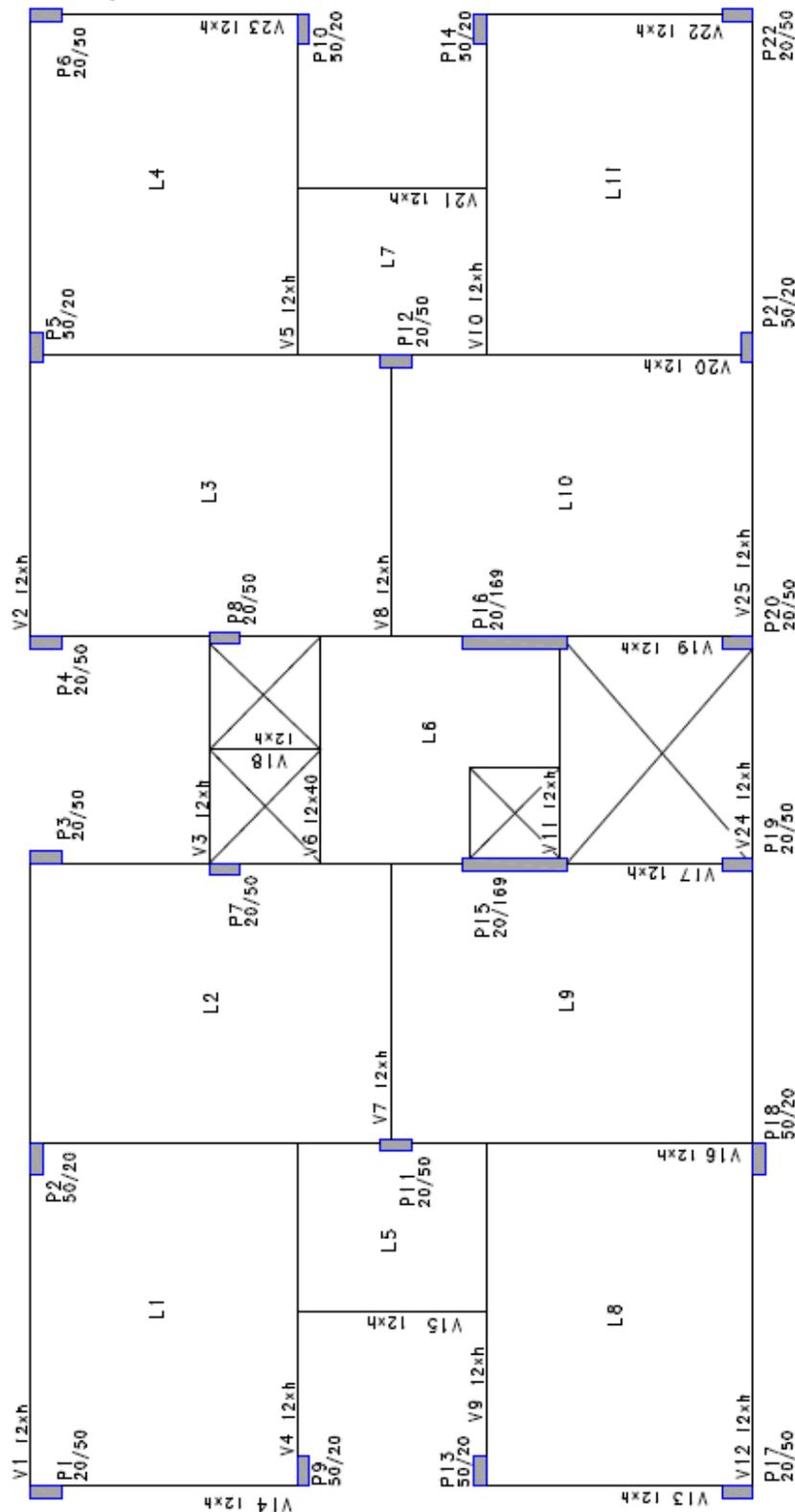


Figura 3.3 – Planta de eixo com a projeção do reservatório.

Neste exemplo, o reservatório superior possui dimensões 3,8mx8,9mx2,0m, sendo que sua carga incide nos pilares P7, P8, P15, P16, P19 e P20.



**Figura 3.4** – Planta de eixo do pavimento tipo para o pré-dimensionamento.

As seções dos pilares apresentados na planta de forma não representam as dimensões reais finais dos mesmos. Trata-se de uma seção qualquer, servindo apenas para caracterizar o lançamento dos pilares e as direções de suas inércias.

### 3.4.1 - Pré-dimensionamento dos pilares

Neste exemplo, estima-se a carga para o pré-dimensionamento dos pilares através do processo das áreas de influência.

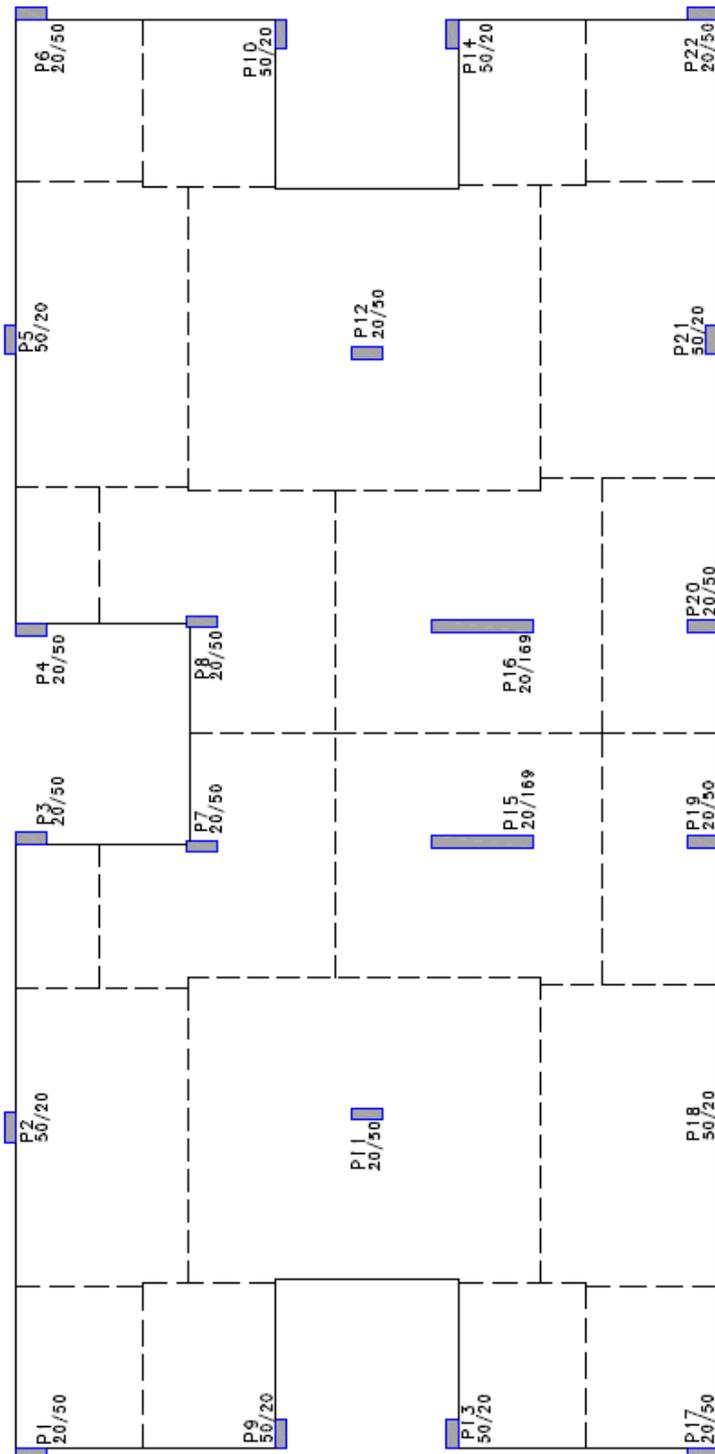


Figura 3.5 – Áreas de influência dos pilares do edifício exemplo com interferência de áreas.

Após definir as áreas de influência dos pilares deve-se ajustá-las, minimizando as interferências, conforme pode ser observado na Figura 3.6.

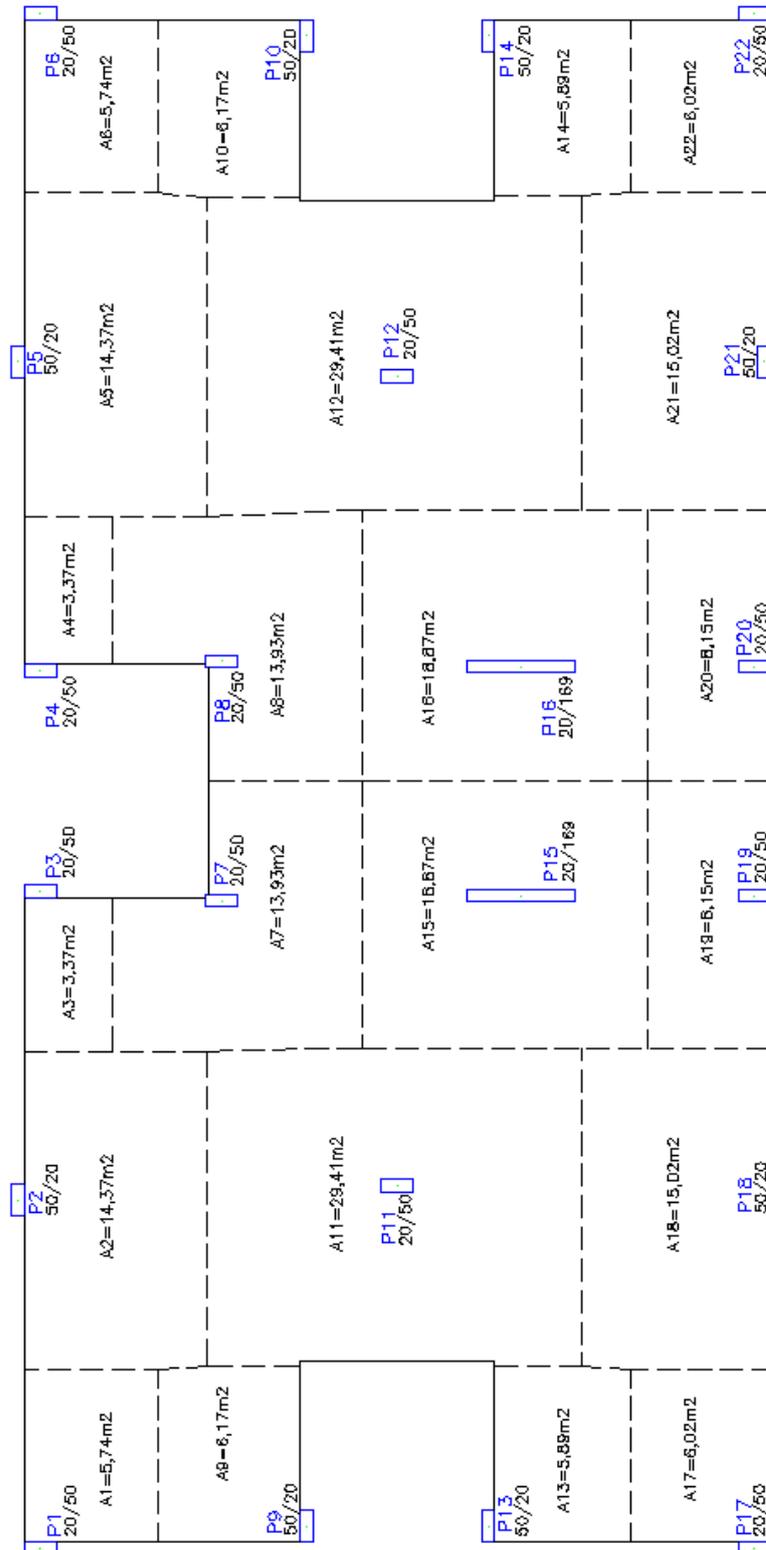


Figura 3.6 – Áreas de influência dos pilares do edifício exemplo.

- Carga adicional nos pilares que recebem o carregamento do reservatório superior:

$$Vol_{\text{reserv}} = 3,8 \cdot 0,9 \cdot 2,0 = 67,64 \text{ m}^3$$

$$q_{\text{reserv}} = 67,6 \cdot 10 \cdot 2,5 = 1691 \text{ kN}$$

$$CAR_{\text{ADIC}} = \frac{1691,00}{6} = 281,33 \text{ kN}$$

$$N_d = (N_k \cdot \gamma_n \cdot \gamma_f) \cdot \gamma^*$$

- Pré-dimensionamento do pilar P1 (passo-a-passo)

$$N_k = A \cdot q \cdot n = 5,74 \cdot 10 \cdot 15 = 861 \text{ kN}$$

$$N_d = (N_k \cdot \gamma_n \cdot \gamma_f) \cdot \gamma^* = (861 \cdot 1 \cdot 1,4) \cdot 1,5 = 1808,10 \text{ kN}$$

$$A_c = \frac{N_d}{0,85 f_{cd} + \rho \cdot \sigma_{sd 0,002}} = \frac{1808,10}{0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + \rho \cdot \sigma_{sd 0,002}} = \frac{1808,10}{0,85 \cdot \frac{2,5}{1,4} + \frac{2}{100} \cdot 42} = 766,84 \text{ cm}^2$$

Fixando  $h_x = 20 \text{ cm}$        $h_y = \frac{766,84}{20} = 38,34 \text{ cm} \rightarrow$  adota-se 50 cm

Recalcula-se a taxa de armadura:  $\rho = \left( \frac{N_d}{(20 \cdot 50)} - 0,85 f_{cd} \right) \cdot \frac{1}{\sigma_{sd 0,002}} = 0,66\%$

- Pré-dimensionamento do pilar P7, na projeção do reservatório (passo-a-passo)

$$N_k = (A \cdot q \cdot n) + CAR_{\text{ADIC}} = (13,93 \cdot 10 \cdot 15) + 281,33 = 2370,83 \text{ kN}$$

$$N_d = (N_k \cdot \gamma_n \cdot \gamma_f) \cdot \gamma^* = (2370,83 \cdot 1 \cdot 1,4) \cdot 1,5 = 4978,74 \text{ kN}$$

$$A_c = \frac{N_d}{0,85 f_{cd} + \rho \cdot \sigma_{sd 0,002}} = \frac{4978,74}{0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + \rho \cdot \sigma_{sd 0,002}} = \frac{4978,74}{0,85 \cdot \frac{2,5}{1,4} + \frac{2}{100} \cdot 42} = 2111,55 \text{ cm}^2$$

Fixando  $h_x = 20 \text{ cm}$        $h_y = \frac{2111,55}{20} = 105,6 \text{ cm} \rightarrow$  adota-se 105 cm

Recalcula-se a taxa de armadura:  $\rho = \left( \frac{N_d}{(20 \cdot 105)} - 0,85 f_{cd} \right) \cdot \frac{1}{\sigma_{sd 0,002}} = 1,84\%$

O pré-dimensionamento para os demais pilares segue o mesmo raciocínio. O cálculo destes está apresentado na Tabela 3.1:

TABELA 3.1 - Tabela para pré-dimensionamento de pilares

N.º Pilar	A (m²)	Nk (kN)	Yn	Carga Adicional (kN)	Nd (kN)	Ac (cm²)	hx (cm)	hy (cm)	h_calculado	h (adotada)	ρ recal.	ρ adot.
P1	5,74 m²	861,0 kN	1,000		1.808,10	766,84	20	-	38 cm	50 cm	0,69%	0,69%
P2	14,37 m²	2155,5 kN	1,000		4.526,55	1.919,77	-	20	96 cm	100 cm	1,77%	1,77%
P3	3,37 m²	505,5 kN	1,000		1.061,55	450,22	20	-	23 cm	50 cm	-1,09%	0,40%
P4	3,37 m²	505,5 kN	1,000		1.061,55	450,22	20	-	23 cm	50 cm	-1,09%	0,40%
P5	14,37 m²	2155,5 kN	1,000		4.526,55	1.919,77	-	20	96 cm	100 cm	1,77%	1,77%
P6	5,74 m²	861,0 kN	1,000		1.808,10	766,84	20	-	38 cm	50 cm	0,69%	0,69%
P7	13,93 m²	2089,5 kN	1,000	281 kN	4.978,74	2.111,55	20	-	106 cm	105 cm	2,03%	2,03%
P8	13,93 m²	2089,5 kN	1,000	281 kN	4.978,05	2.111,26	20	-	106 cm	105 cm	2,03%	2,03%
P9	6,17 m²	925,5 kN	1,000		1.943,55	824,29	-	20	41 cm	50 cm	1,01%	1,01%
P10	6,17 m²	925,5 kN	1,000		1.943,55	824,29	-	20	41 cm	50 cm	1,01%	1,01%
P11	29,41 m²	4411,5 kN	1,000		9.264,15	3.929,05	20	-	196 cm	318 cm	-0,15%	0,40%
P12	29,41 m²	4411,5 kN	1,000		9.264,15	3.929,05	20	-	196 cm	318 cm	-0,15%	0,40%
P13	5,89 m²	883,5 kN	1,000		1.855,35	786,88	-	20	39 cm	50 cm	0,80%	0,80%
P14	5,89 m²	883,5 kN	1,000		1.855,35	786,88	-	20	39 cm	50 cm	0,80%	0,80%
P15	18,87 m²	2830,5 kN	1,000	281 kN	6.534,15	2.771,22	20	-	139 cm	169 cm	0,99%	0,99%
P16	18,87 m²	2830,5 kN	1,000	281 kN	6.534,15	2.771,22	20	-	139 cm	169 cm	0,99%	0,99%
P17	6,02 m²	903,0 kN	1,000		1.896,30	804,25	20	-	40 cm	50 cm	0,90%	0,90%
P18	15,02 m²	2253,0 kN	1,000		4.731,30	2.006,61	-	20	100 cm	100 cm	2,02%	2,02%
P19	8,15 m²	1222,5 kN	1,000	281 kN	3.157,35	1.339,08	20	-	67 cm	70 cm	1,76%	1,76%
P20	8,15 m²	1222,5 kN	1,000	281 kN	3.157,35	1.339,08	20	-	67 cm	70 cm	1,76%	1,76%
P21	15,02 m²	2253,0 kN	1,000		4.731,30	2.006,61	-	20	100 cm	100 cm	2,02%	2,02%
P22	6,02 m²	903,0 kN	1,000		1.896,30	804,25	20	-	40 cm	50 cm	0,90%	0,90%

A próxima etapa consiste em fazer o pré-dimensionamento das lajes e vigas. Lembrando que para o pré-dimensionamento das vigas é necessário ter feito o pré-dimensionamento dos pilares, mas não o das lajes, logo, podemos fazer simultaneamente o pré-dimensionamento das lajes e vigas.

3.4.2 - Pré-dimensionamento das lajes

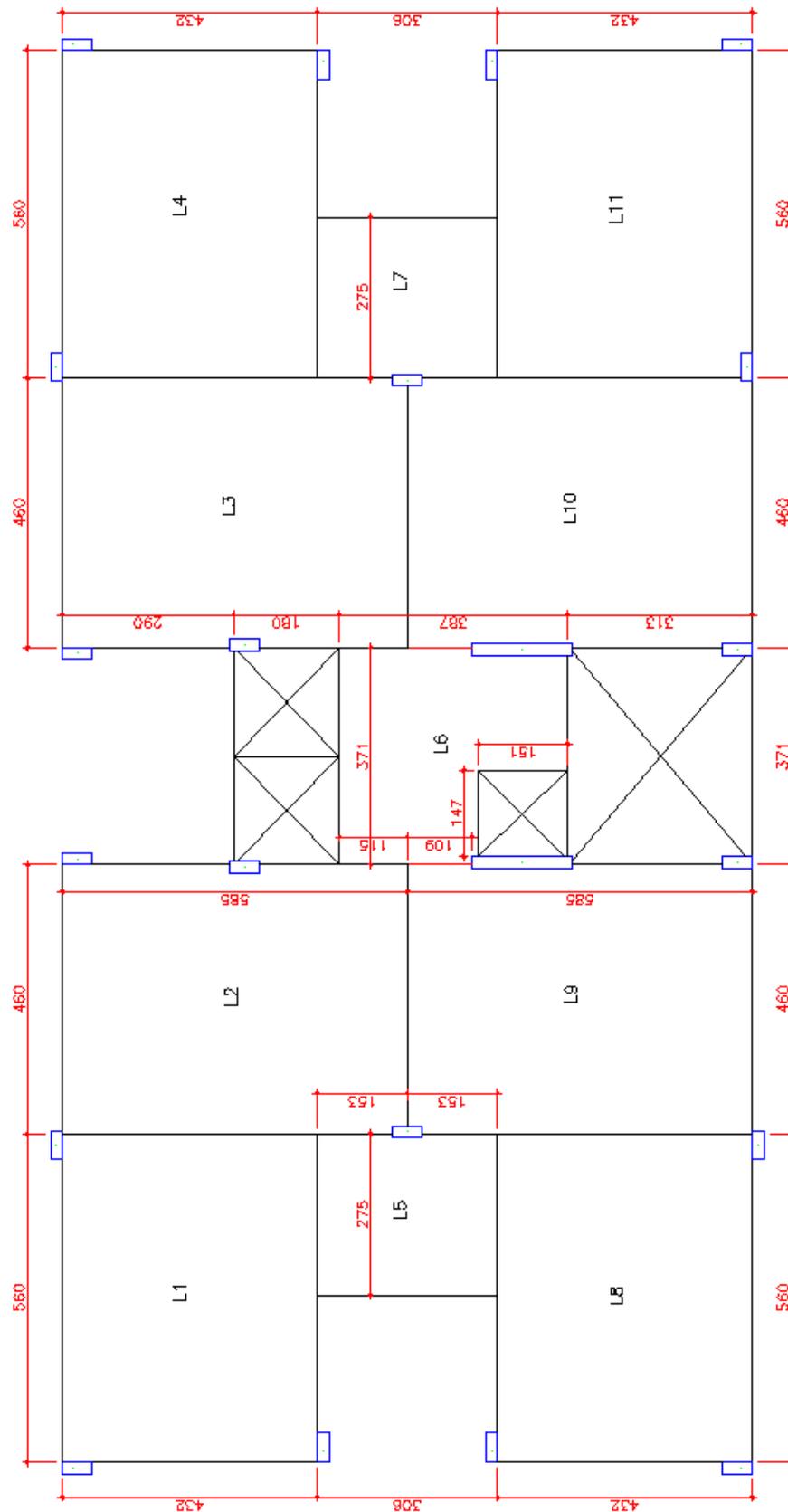


Figura 3.5 – Planta com as cotas de eixos das lajes.

- Para o pré-dimensionamento das lajes deve-se observar inicialmente a simetria e o esquema estático das mesmas.

TABELA 3.2 – Esquema estático das lajes

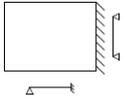
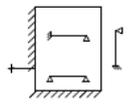
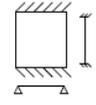
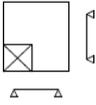
Lajes	L1=L4=L8=L11	L2=L3=L9=L10	L5=L7	L6
Esquemas estáticos				

TABELA 3.3 - Tabela para pré-dimensionamento de lajes

Lajes	$l_x$ (m)	$l_y$ (m)	$l_y/l_x$	TIPO	$0,7 l_y$ (m)	$l_1$	$\eta$	$\alpha$	$h_{\text{calculado}}$ (cm)	$h_{\text{adotado}}$ (cm)
L1=L4=L8=L11	4,32	5,60	1,30	2D	3,92	3,92	1,00	-	9,41	10,00
L2=L3=L9=L10	4,60	5,85	1,27	2D	4,10	4,10	2,00	-	9,42	10,00
L5=L7	2,75	3,06	1,11	2D	2,14	2,14	2,00	-	4,93	8,00
L6	3,71	3,87	1,04	2D	2,71	2,71	0,00	-	6,77	8,00

### 3.4.3 - Pré-dimensionamento das vigas

- Para o pré-dimensionamento das vigas deve-se observar inicialmente a simetria e o esquema estático das mesmas.

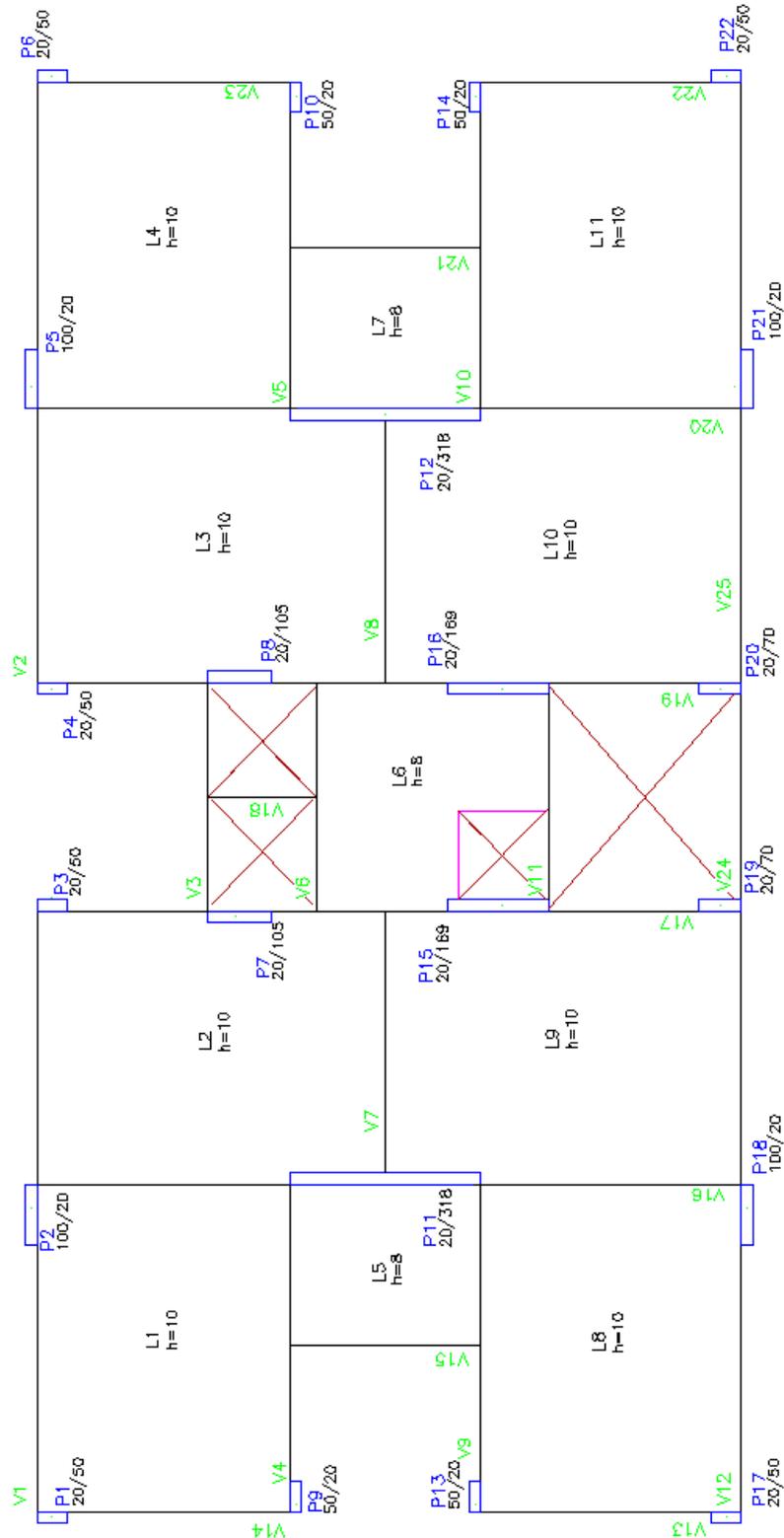


Figura 3.6 – Planta de eixos das vigas

TABELA 3.4 – Esquema estático das vigas

Vigas	Esquema estático das vigas
V1=V2=V12=V25	
V3	
V4=V5=V9=V10	
V6	
V7=V8	
V11=V24	
V13=V14=V22=V23	
V15=V21	
V16=V20	
V17=V19	
V18	

TABELA 3.5 - Tabela para pré-dimensionamento de vigas

Vigas	Tipo	l (cm)	h <sub>calculado</sub> (cm)	h <sub>adotado</sub> (cm)
V1=V2=V12=V25	Hiperestática	472	39,33	40
V3	Isostática	403	40,30	50
V4=V5=V9=V10	Isostática	508	50,80	50
V6	Isostática	383	38,30	40
V7=V8	Isostática	450	45,00	50
V11=V24	Isostática	363	36,30	40
V13=V14=V22=V23	Isostática	380	38,00	40
V15=V21	Isostática	318	31,80	40
V16=V20	Hiperestática	430	35,83	40
V17=V19	Hiperestática	293	24,42	30
V18	Isostática	180	18,00	30

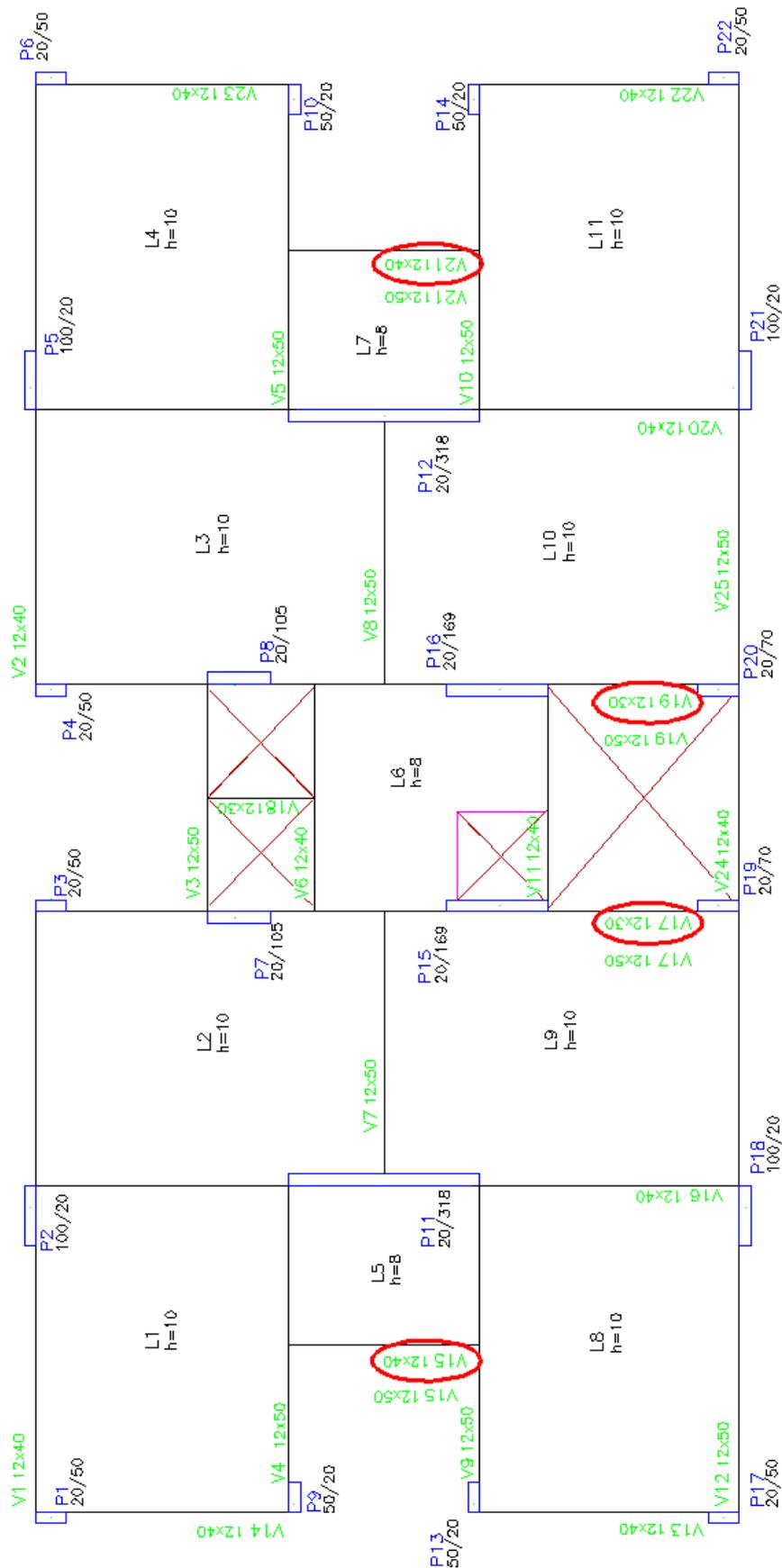


Figura 3.7 – Planta de eixos das vigas com o pré-dimensionamento

No encontro da viga V7 (12x50) com V17 (12x30) e V8 (12x50) com V19 (12x30), temos uma peculiaridade. As vigas V7 e V8 estão apoiando nas vigas V17 e V19, respectivamente, e estas apresentaram um pré-dimensionamento menor. Com o intuito de evitar uma armadura de suspensão, as vigas V17 e V19 terão seu pré-dimensionamento alterado para 12x50.

Outra mudança a ser feita no pré-dimensionamento é com relação as vigas V15 (12x40) e V21 (12x40), que por se tratarem de vigas de extremidade serem alteradas para a seção de 12x50, com o intuito de se evitar recortes na alvenaria.

### 3.4.4 - Pré-dimensionamento das vigas pelo estado limite último (ELU)

O pré-dimensionamento de vigas utiliza fórmulas empíricas. Uma forma mais eficiente de se fazê-lo é com a utilização dos conceitos de domínio de deformação.

Conhecido os esforços, dimensiona-se a peça na flexão simples na fronteira dos Domínios 3 e 4. Esta é uma situação ideal de projeto onde há um aproveitamento pleno dos dois materiais, fazendo com que tanto o concreto quanto o aço trabalhem com sua capacidade máxima.

#### Exemplo

Dados: Concreto C25, Aço CA-50,  $b_w = 12$  cm  
 $M_k = 70$  kN.m  
 $V_k = 80$  kN

a) Verificação a Flexão

$$K_{x,lim34} = \frac{\epsilon_c}{(\epsilon_c + \epsilon_{s,d})} = \frac{3,5}{(3,5 + \epsilon_{y,d})}$$

$$\epsilon_{y,d} = \frac{f_{y,d}}{E_s} = \frac{500/1,15}{210000} = 2,07\text{‰}$$

$$K_{x,lim34} = \frac{3,5}{(3,5 + 2,07)} = 0,628$$

$$K_{z,lim34} = 1 - 0,4 \cdot K_{x,lim34} = 0,749$$

$$K_{c,lim34} = \frac{1}{(0,68 \cdot f_{cd} \cdot K_{x,lim34} \cdot K_{z,lim34})} = \frac{1}{(0,68 \cdot \frac{2,5}{1,4} \cdot 0,628 \cdot 0,749)} = 1,751$$

$$M_d = \frac{b_w}{K_{c,lim34}} \cdot d^2 \rightarrow d = \sqrt{\left(\frac{M_d \cdot K_{c,lim34}}{b_w}\right)}$$

$$d = \sqrt{\left(\frac{1,4 \cdot 70 \cdot 100 \cdot 1,751}{12}\right)} = 37,82 \text{ cm} \rightarrow d = 38 \text{ cm}$$

Aproximadamente a altura útil ( $d$ ) é, aproximadamente, igual a:  $d \sim 0,9h$

$$h = \frac{d}{0,9} = \frac{38}{0,9} = 42 \text{ cm}$$

b) Verificação das diagonais comprimidas

A condição de estabilidade deve ser verificada para que a inequação seja válida:

$$V_{sd} \leq V_{Rd2}$$

$$V_{sd} = V_k \cdot \gamma_f = 80 \cdot 1,4 = 112 \text{ kN}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

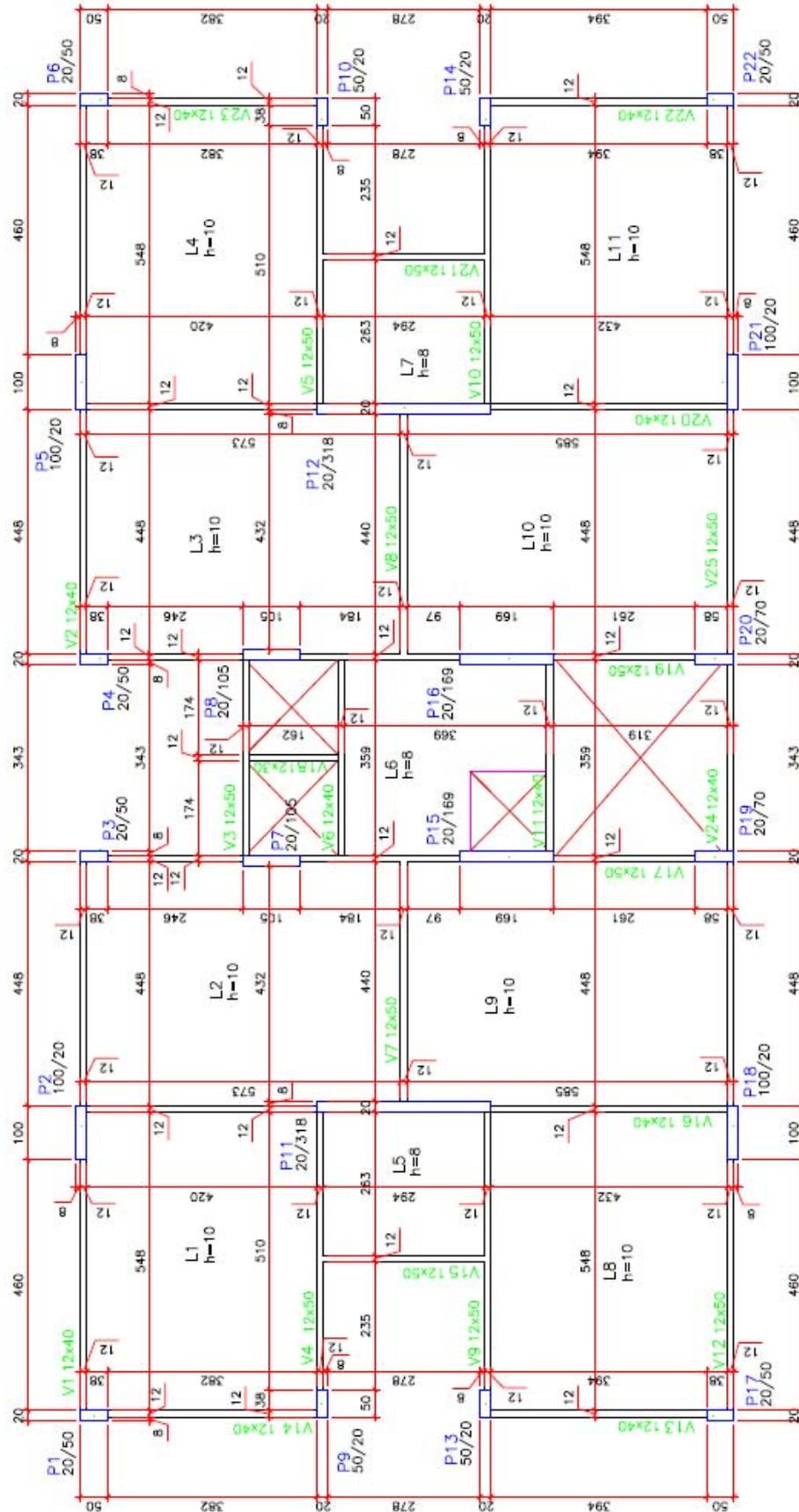
onde:  $\alpha_v = (1 - f_{rk}/250)$  com  $f_{rk}$  em MPa

$$\alpha_v = \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0,9$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot 0,9 \cdot 1,786 \cdot 13 \cdot 38$$

$$V_{Rd2} = 197,67 \text{ kN}$$

$$V_{sd} \leq V_{Rd2} \quad \text{OK}$$



**Figura 3.9** – Planta de forma com os elementos estruturais após o pré-dimensionamento.  
 Pontifícia Universidade Católica de Goiás Eng. João Bosco da Costa  
 Eng. Luciano Caetano do Carmo

BIBLIOGRAFIA

[ 1 ] – ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas – **Projeto de estruturas de concreto armado: Procedimento (NBR 6118)**. Rio de Janeiro, 2014.

[ 2 ] – ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas – **Cargas para o cálculo de estruturas de edificações (NBR 6120)**. Rio de Janeiro, 1980.

[ 3 ] – Prelorenzou, Pierre Antoine et al. – **Critérios e parâmetros de projetos estruturais de edificações**. Encol S/A, 1994, Série Manuais.

[ 4 ] – SANTOS, Lauro Modesto dos, et al. – **ES-013: Exemplo de um projeto completo de um edifício de concreto armado**. São Paulo, 2001, 301 páginas, Notas de Aula.

## CAPÍTULO IV

### CARREGAMENTOS NOS PISOS

#### 4.1 - PISOS OU PAVIMENTOS

Os pisos ou pavimentos são, geralmente, compostos por *lajes* e *vigas*.

As *lajes* são elementos estruturais, bidimensionais, planos com cargas preponderantemente normais ao seu plano médio.

Já as *vigas* são elementos estruturais lineares que fornecem apoio as Lajes e que se apóiam nos pilares.

##### 4.1.1 - Ações a considerar nas lajes

As principais cargas a considerar para o cálculo de esforços em lajes são:

**a) Cargas permanentes:**

- peso próprio;
- revestimento;
- paredes sobre lajes;
- peso de eventual enchimento;
- coberturas.

**b) Carga acidental conforme a destinação;**

**c) Variação de temperatura e retração;**

**d) Deformação lenta;**

**e) Outras ações.**

##### 4.1.1.1 - Cargas Permanentes

**a) *Peso próprio***

Segundo a NBR 6118, no item 3.1.1.1, para a avaliação do peso próprio, admitir-se-á o peso específico do concreto de 25,0 kN/m<sup>3</sup>, daí se deduz que, para uma laje de altura *h*, o seu peso próprio por metro quadrado será de:

$$P_p = 25,0 \cdot h ; (h \text{ em metros})$$

**b) Revestimento**

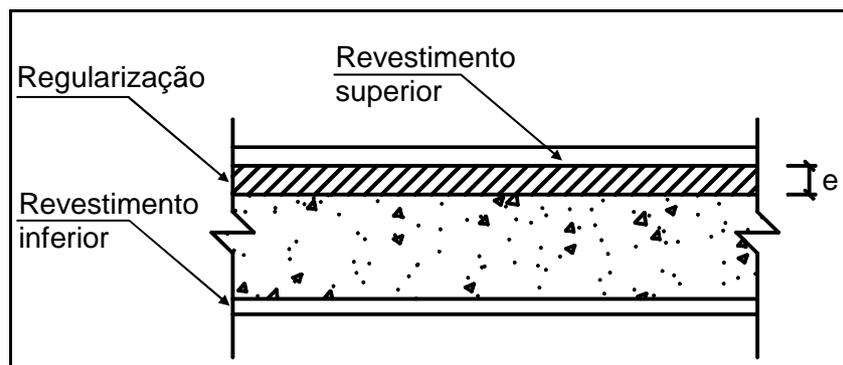
Segundo a NBR-6120, na falta de determinação experimental, devem-se adotar os pesos específicos aparentes dos materiais de construção mais freqüentes conforme apresentados na Tabela I abaixo.

**TABELA I - Peso específico dos materiais de construção:**

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

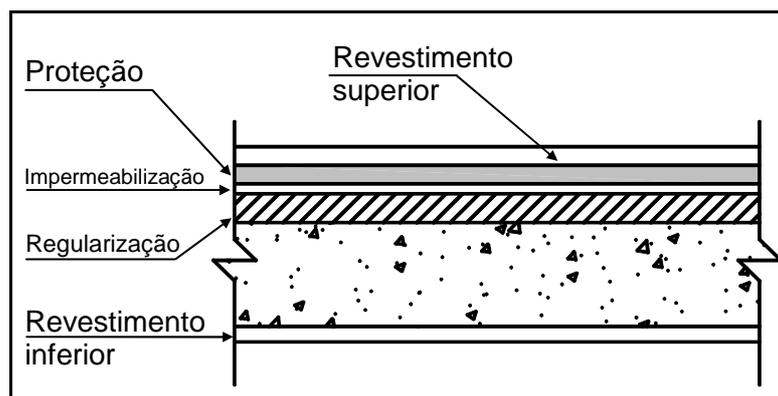
Existem dois revestimentos a considerar na laje: o inferior (forro) e o superior (piso). O revestimento inferior pode ser de gesso ou de reboco comum. Quanto ao revestimento superior, este sempre é mais carregado, podendo ser composto de diversos materiais, tais como: contra-piso, manta impermeabilizadora, revestimento em cerâmica, azulejos, ardósia, etc. Para se compor tabelas de cargas em lajes serão admitidos os revestimentos mais comuns, conforme Tabelas II e III.

**TABELA II – Piso Acabado sem Impermeabilização e reboco inferior de 1,5 cm.**



REVESTIMENTO	e ( cm )	PESO ( kN/m <sup>2</sup> )
CARPETE	3	0,60
MADEIRA	5	0,80
CERÂMICA	4	0,90
PEDRA	5	1,20
CIMENTADO	4	0,85

**TABELA III – Piso Acabado com Impermeabilização e Reboco Inferior de 1,5 cm.**

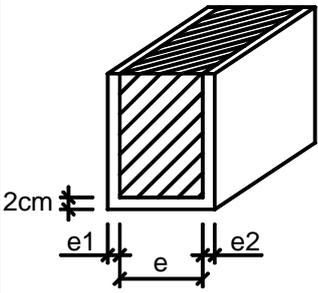


REVESTIMENTO	PESO ( kN/m <sup>2</sup> )	
	IMP. FLEXÍVEL	IMP. RÍGIDA
CERÂMICA	1,60	1,05
PEDRA	1,90	1,40
CIMENTADO	1,85	1,30

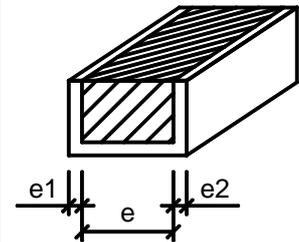
**c) Paredes sobre lajes**

Em se tratando de paredes cuja posição não está definida no projeto, o cálculo dos pisos deve ser feito admitindo-se, além das demais cargas, uma carga uniformemente distribuída por metro quadrado de peso não menor do que um terço do peso por metro linear de parede pronta. Deve-se ainda observar o valor mínimo de 1,0 kN/m<sup>2</sup>. Os pesos de paredes são dados conforme tabelas IV, V e VI.

**TABELA IV** - Peso por m<sup>2</sup> de projeção vertical das paredes de ½ vez revestidas com argamassa mista de cimento, areia e cal.

		PAREDES DE ½ VEZ			
		PESO ( kN/m <sup>2</sup> )			
		TIPO DE BLOCO			
E1 ( cm )	e2 (cm)	CERÂMICO		CONCRETO	
		FURADO	MACIÇO	CELULAR	VAZADO
1,5	1,5	1,85	2,35	1,35	1,80
2	2	2,05	2,55	1,55	2,00
3	1,5	2,15	2,65	1,65	2,10
3	2	2,25	2,75	1,75	2,20

**TABELA V** - Peso por m<sup>2</sup> de projeção vertical das paredes de 1 vez revestidas com argamassa mista de cimento, areia e cal.

		PAREDES DE 1 VEZ			
		PESO ( kN/m <sup>2</sup> )			
		TIPO DE BLOCO			
e1 ( cm )	e2 (cm)	CERÂMICO		CONCRETO	
		FURADO	MACIÇO	CELULAR	VAZADO
1,5	1,5	3,15	4,15	2,15	2,45
2	2	3,35	4,35	2,35	2,65
3	1,5	3,45	4,45	2,45	2,75
3	2	3,55	4,55	2,55	2,85

Obs: - Nos trechos de paredes revestidas com mármore ou granito, deverá ser acrescentado aos pesos das tabelas o valor de 0,50 kN/m<sup>2</sup>

**TABELA VI** - Peso por m<sup>2</sup> de projeção das paredes revestidas com argamassa de gesso.

TIPO DE ALVENARIA	PESO (kN/m <sup>2</sup> )
Bloco de concreto vazado de ½ vez	1,35
Bloco de concreto celular de ½ vez	0,95
Bloco de concreto vazado de 1 vez	2,00
Bloco de concreto celular de 1 vez	1,75

Obtém-se a carga de paredes por metro linear, multiplicando-se o peso por metro quadrado (tabelados acima) pela altura da parede.

O peso total de paredes (kN) será dado pelo produto da carga por metro pelo comprimento da parede.

Nas lajes armadas em cruz, divide-se o peso total da parede pela área da laje, obtendo-se uma carga suposta uniformemente distribuída. É uma simplificação grosseira, justificável pelas pequenas dimensões dos vãos das lajes de edifícios.

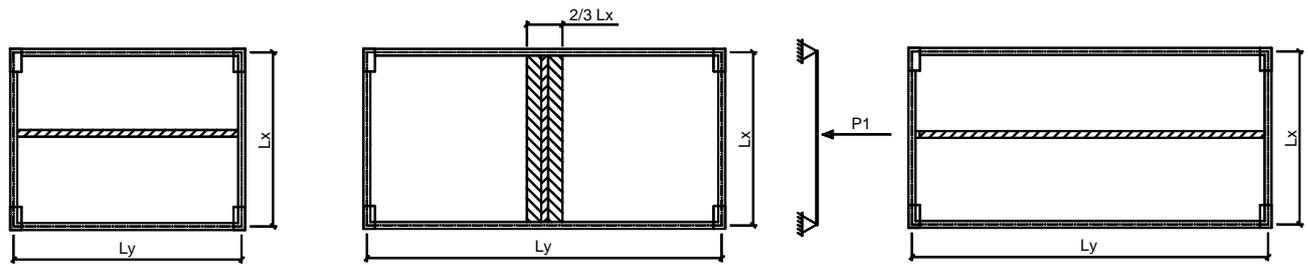
Nas lajes “armadas numa só direção”, a simplificação precedente pode fugir muito da realidade, sendo preferível substituí-la por outras regras práticas, que são:

- c.1** Se a parede é paralela ao lado  $l_x$ , supõe-se que a faixa resistente tenha largura  $2/3 l_x$ ;
- c.2** Se a parede é paralela ao lado  $l_y$ , considera-se a carga aplicada linearmente.

A figura 4.1 ilustra as simplificações descritas.

Notações:

- $Pl$  = peso da parede por m<sup>2</sup> de laje
- $Pp$  = Peso total de paredes
- $P1$  = Peso por metro linear de parede



a)  $l_y / l_x \leq 2$   

$$Pl = \frac{Pp}{l_x \cdot l_y}$$

b)  $l_y / l_x > 2$   
 (Parede //  $l_x$ )  

$$Pl = \frac{Pp}{2/3 \cdot l_x \cdot l_y} = \frac{Pp}{2/3 \cdot l_x^2} \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

c)  $l_y / l_x > 2$   
 (Parede //  $l_y$ )  
 $P1 \text{ (kN/m)}$

**Figura 4.1** – Paredes sobre lajes armadas em uma direção.

Considerando-se que as lajes armadas em uma única direção são analisadas em uma faixa de largura unitária, por exemplo, 1,0 m de largura.

#### 4.1.1.2 - Cargas Acidentais

Definidas como aquelas que atuam na estrutura em função do uso das edificações (pessoas, móveis, veículos, etc.).

##### a) Cargas verticais acidentais

As cargas verticais acidentais a serem consideradas nos pisos das edificações serão supostas uniformemente distribuídas e seus valores mínimos são dados conforme Tabela 3.2.1.2 da NBR-6120.

Transcrevem-se, a seguir, os valores correspondentes à utilização mais freqüente em estruturas correntes:

TABELA VII

LOCAL		CARGA (kN/m <sup>2</sup> )
1	Arquibancadas	Forros não destinados a depósitos e sem acesso ao público: 4,0
2	Balcões	Mesma carga da peça com a qual se comunica e as prevista em 2.2.1.5 da NBR 6120 ---
3	Bancos	Escritórios e banheiros: Salas de diretoria e de gerência: 2,0 1,5
4	Bibliotecas	Sala de Leitura: Sala para depósito de livros: Sala com estantes de livros a ser determinada em cada caso ou 2,5 kN/m <sup>2</sup> por metro de altura observado, porém o valor mínimo de: 2,5 4,0 6,0
5	Casa de Máquinas	(Incluído o peso das Máquinas) a ser determinada em cada caso, porém com o valor mínimo de: 7,5
6	Cinemas	Platéia com assentos fixos: Estúdio e platéia com assentos móveis: Banheiro: 3,0 4,0 2,0
7	Clubes	Sala de refeições e de assembléia com assentos fixos: Sala de assembléia com assentos móveis: Salão de danças e salão de esportes: Sala de bilhar e banheiro: 3,0 4,0 5,0 2,0
8	Corredores	COM acesso ao público: SEM acesso ao Público: 3,0 2,0
9	Cozinhas não Residenciais	A ser determinado em cada caso, porém com o mínimo de: 3,0
10	Depósitos	A ser determinada em casa caso e na falta de valores experimentais conforme indicado em 2.2.1.3 da NBR 6120 ---
11	Edifícios Residenciais	Dormitórios, sala, copa, cozinha e banheiro: Despensa, área de serviço e lavanderia: 1,5 2,0
12	Escadas	COM acesso ao Público: SEM acesso ao Público: 3,0 2,5
13	Escolas	Anfiteatro com assentos fixos: Corredor e sala de aula: Outras salas: 3,0 3,0 2,0
14	Escritórios	Salas de uso geral e banheiro: 2,0
15	Forros	Sem acesso a pessoas: 0,5

16 Galerias de Arte	A ser determinada em cada caso, porém com o mínimo de:	3,0
17 Galerias de Lojas	A ser determinada em cada caso, porém com o mínimo de:	3,0
18 Garagens e Estacionamentos	Para veículos de passageiros ou emelhantes com carga máxima de 25 kN por veículo:	3,0
19 Ginásio de Esportes		5,0
20 Hospitais	Dormitórios, enfermarias, sala de recuperação, sala de cirurgia, sala de raio X e banheiro: Corredor:	2,0 3,0
21 Laboratórios	Incluindo equipamentos, a ser determinado em cada caso, porém com o mínimo:	3,0
22 Lavanderias	Incluindo equipamentos:	3,0
23 Lojas		4,0
24 Restaurantes		3,0
25 Teatros	Palco: Demais dependências: carga iguais às especificadas para cinemas:	5,0 ---
26 Terraços	SEM acesso ao Público: COM acesso ao Público: Inacessível a Pessoas: Destinados a heliportos elevados as cargas deverão ser fornecidas pelo órgão competente do Ministério da Aeronáutica:	2,0 3,0 0,5 ----
27 Vestíbulo	SEM acesso ao público: COM acesso ao Público:	1,5 3,0

O item 2.2.1.6 da NBR-6120 nos indica que o coeficiente  $\phi$  de majoração da carga em garagens e estacionamentos deve ser determinado da seguinte maneira:

$$\phi = 1,0, \text{ quando } l \geq l_0,$$

$$\phi = l_0 \leq 1,43, \text{ quando } l \leq l_0,$$

Sendo :

- $l$  = vão teórico de uma viga ou menor vão de uma laje.
- $l_0$  = 3,0 m para o caso de lajes.
- $l_0$  = 5,0 m para o caso de vigas.

A majoração não é necessária nos cálculos de paredes, pilares e respectivas fundações.

Tratando-se de escadas constituídas por degraus isolados, estes devem ser verificados para uma carga concentrada de 2,50 kN, aplicada na posição mais desfavorável. Este carregamento, entretanto, não deve ser considerado para o restante dos elementos de tais escadas (vigas que suportam os degraus, etc.).

### **b) Parapeitos**

Ao longo de parapeitos e balcões deve ser considerada uma carga vertical mínima de 2,0 kN/m, associada a uma carga horizontal de 0,80 kN/m, atuando na altura do corrimão (Item 2.2.1.5 da NBR – 6120) .

### **c) Cargas horizontais acidentais**

As cargas horizontais acidentais de utilização carecem de importância nas estruturas correntes de edifícios, principalmente, as que atuam em parapeitos e balcões.

Há, entretanto, elementos que, por sua localização e dependendo da natureza da edificação, estão sujeitos à ação de cargas horizontais, tais como: empuxos de terra e água, esforços oriundos de frenagem de equipamentos móveis, etc. Tais cargas deverão ser devidamente estudadas, conforme o caso que se apresente.

#### **4.1.1.3 - Enchimento**

O cálculo da carga devido ao enchimento é realizado com a consideração da espessura do enchimento e do seu material. Assim, para um material de peso específico  $\gamma_e$  e espessura  $e$ , tem-se :

$$P_e = \gamma_e \cdot e ; (\text{kN/m}^2)$$

O peso específico de alguns materiais usuais na construção civil está listada na tabela III.

**4.1.1.4 – Coberturas e ou Telhados**

Segundo a NBR 6120, no item 2.2.1.4, os elementos isolados de coberturas (ripas, terças e barras de banzo superior de treliças), devem ser projetados para receberem, nas posições mais desfavoráveis, uma carga vertical de 1,00 KN, além da carga permanente.

Para os telhados correntes que se apóiam nas lajes do pavimento cobertura, as tabelas VIII e IX fornecem os pesos das telhas (cerâmicas e de cimento amianto) e do madeiramento por projeção de área (telhados pontaletados ou apoiados sobre alvenarias, etc).

**TABELA VIII - Telhas cerâmicas**

TIPO DE TELHA	INCLINAÇÃO	N ° DE TELHAS p/m <sup>2</sup>	ESPAÇAMENTO MÁXIMO (m)			PESO DAS TELHAS (kN/m <sup>2</sup> )	PESO DE ÁGUA (kN/m <sup>2</sup> )	PESO DE MADEIRAMENTO (kN/m <sup>2</sup> )
			ENTRE CAIBROS	ENTRE TERÇAS	ENTRE TESOURAS			
FRANCESA	23 °- 40 °	15 - 16	0,50	1,60	2,75	0,45	0,113	0,30
COLONIAL	18 °- 25 °	30 - 32	0,45	1,55	2,60	0,60	0,150	0,30
CAPA E CANAL PLAN	13 °- 20 °	20	0,55	1,70	2,80	0,43	0,098	0,30
CAPA E CANAL PLAN ÚNICA	18 °- 40 °	16	0,55	1,65	2,80	0,43	0,105	0,30

**TABELA IX - Telhas onduladas de cimento amianto**

COMPRIMENTO (m)	INCLINAÇÃO	LARGURA (m)	e (mm)	ESP. ENTRE TERÇAS	N ° DE TELHAS P/ m <sup>2</sup>	PESO DAS TELHAS (kN/m <sup>2</sup> )	PESO DE ÁGUA (kN/m <sup>2</sup> )	PESO DO MADEIRAMENTO (kN/m <sup>2</sup> )
0,915	15 ° - 40 °	0,93	6	0,775	1,50	0,156	0,039	0,20
			8			0,207	0,052	0,22
1,22	15 ° - 40 °	0,93	6	1,080	1,10	0,156	0,039	0,20
			8			0,207	0,052	0,22
1,53	15 ° - 40 °	0,93	6	1,390	0,83	0,156	0,039	0,20
			8			0,207	0,052	0,22
1,83	15 ° - 40 °	0,93	6	1,690	0,70	0,156	0,039	0,20
			8			0,207	0,052	0,22
2,13	15 ° - 40 °	0,93	6	1,990	0,60	0,156	0,039	0,20
			8			0,207	0,052	0,22
2,44	15 ° - 40 °	0,93	6	1,150	0,50	0,156	0,039	0,20
			8			0,207	0,052	0,22
3,05	15 ° - 40 °	0,93	6	1,455	0,40	0,156	0,039	0,20
			8			0,207	0,052	0,22

Observações:

- Os valores tabelados são referentes a carga permanente
- As cargas acidentais devem ser consultadas na NBR 6120

## 4.2- EXEMPLOS DE VALORES DE CARREGAMENTOS NOS PISOS

### 4.2.1- Pesos de Alvenarias

Os valores dos pesos de paredes das tabelas IV, V e VI foram obtidos da seguinte forma:

$$P = \gamma_{Tij} * esp_{Tij} + \gamma_{Reb} * esp_{Reb}$$

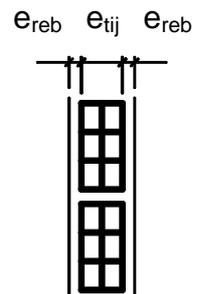
**Exemplo 4.2.1.1:** Alvenaria de tijolo furado ½ vez.

Calcular o peso de parede de projeção vertical considerando os seguintes dados:

- espessura do tijolo = 10 cm;
- argamassa de cal, cimento e areia ;
- espessura do reboco interno e externo = 1,5 cm ;

Da tabela I (pág. IV-2), o peso específico do tijolo furado e do reboco são :

- $\gamma_{Tij} = 13kN / m^3$  e  $\gamma_{Reb} = 19kN / m^3$



Logo:

$$P_{alv} = \gamma_{Tij} * esp_{Tij} + \gamma_{Reb} * esp_{Reb}$$

$$P_{alv} = 13kN / m^3 * 0,10m + 19kN / m^3 * 2 * 0,015m = 1,87kN / m^2 \cong 1,85kN / m^2$$

Figura 4.2

Na tabela IV o valor fornecido é de 1,85 kN/m<sup>2</sup> e a espessura final da parede é de 13cm.

**Exemplo 4.2.1.2:** Alvenaria de tijolo furado 1 vez.

Calcular o peso de parede de projeção vertical considerando os seguintes dados:

- espessura do tijolo = 20 cm;
- argamassa de cal, cimento e areia;
- espessura do reboco interno e externo = 1,5 cm;

Da tabela I (pág. IV-2), como no exemplo 4.2.1.1:

- $\gamma_{Tij} = 13kN / m^3$  e  $\gamma_{Reb} = 19kN / m^3$ ;

Logo:

$$P_{alv} = \gamma_{Tij} * esp_{Tij} + \gamma_{Reb} * esp_{Reb}$$

$$P_{alv} = 13kN / m^3 * 0,20m + 19kN / m^3 * 2 * 0,015m = 3,17kN / m^2 \cong 3,15kN / m^2$$

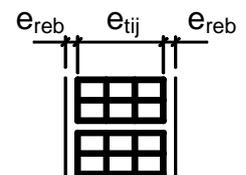


Figura 4.3

Na tabela V o valor fornecido é de 3,15 kN/m<sup>2</sup> e a espessura final é de 23 cm.

**Exemplo 4.2.1.3:** Alvenaria de tijolo sílico-calcáreo com ar incorporado (bloco sical) 1/2 vez.

Calcular o peso de parede de projeção vertical considerando os seguintes dados:

- espessura do tijolo = 10cm;
- argamassa de cal, cimento e areia;
- espessura do reboco interno e externo = 1,5cm;

Do site :

[http://www.ceramicaforte.com.br/sical/det.htm#det\\_tecnico](http://www.ceramicaforte.com.br/sical/det.htm#det_tecnico)

$$\gamma_{Tij} = 5 \text{ kN} / \text{m}^3 \text{ (peso específico do tijolo)}$$

Da tabela I (pág. IV-2), como no exemplo 4.2.1.1:

- $\gamma_{Reb} = 19 \text{ kN} / \text{m}^3$

Logo:

$$P_{alv} = \gamma_{Tij} * esp_{Tij} + \gamma_{Reb} * esp_{Reb}$$

$$P_{alv} = 5 \text{ kN} / \text{m}^3 * 0,10 \text{ m} + 19 \text{ kN} / \text{m}^3 * 2 * 0,015 \text{ m} = 1,07 \text{ kN} / \text{m}^2 \cong 1,05 \text{ kN} / \text{m}^2$$

A espessura final da parede é igual a 10 cm.

#### 4.2.2 - Distribuição de pesos de alvenarias em lajes.

Em se tratando de paredes cuja posição não está definida no projeto, o cálculo dos pisos pode ser feito admitindo-se, além das demais cargas, uma carga uniformemente distribuída por metro quadrado de peso não menor do que um terço do peso por metro linear de parede pronta. Deve-se ainda observar o valor mínimo de 1,0 kN/m<sup>2</sup>. Os pesos de paredes são dados conforme tabelas IV, V e VI.

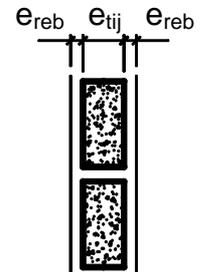


Figura 4.4

4.2.2.1 – Lajes armadas em cruz ( $l_y/l_x \leq 2$ )

Para este tipo de laje é usual a distribuição da carga da parede na área da laje, ou seja:

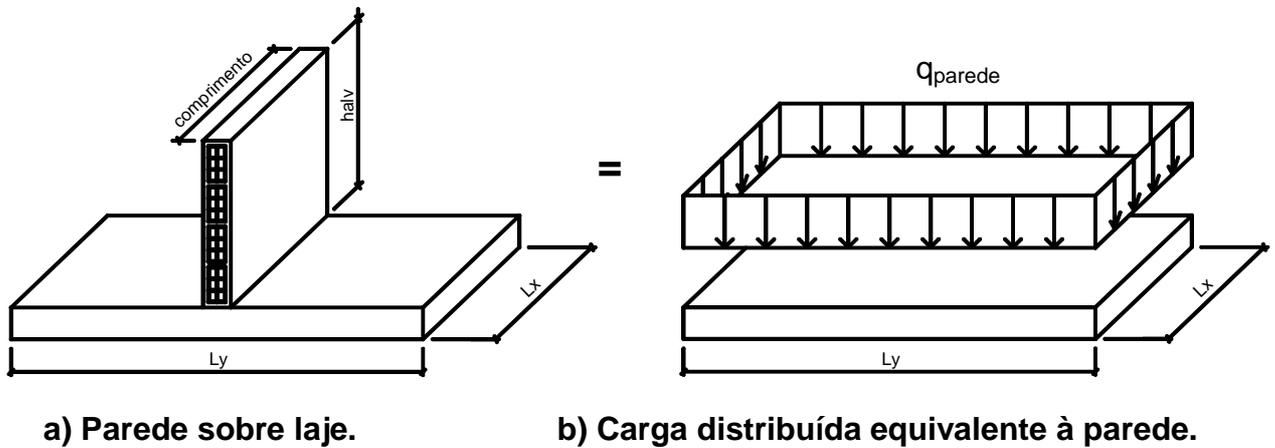


Figura 4.5 – Parede sobre laje armada em cruz

O peso total da alvenaria é dado por:

$$P_{TOT} (kN) = comp * h * P_{Alv}$$

onde  $P_{alv}$  é calculado conforme os exemplos do item anterior.

A carga distribuída correspondente à alvenaria será:

$$q(kN / m^2) = \frac{P_{TOT}}{l_x * l_y}$$

**Exemplo 4.2.2.1:** Calcular a carga distribuída de uma parede sobre uma laje ( $q_{parede}$ ), considerando os seguintes dados:

- parede ½ vez de tijolo furado;
- $h = 2,60m$  ,  $comp. = 3,0m$  ,  $l_x = 3,0m$  e  $l_y = 5,0m$  .

$$l_y/l_x = 5,0/3,0 = 1,67 < 2 \Rightarrow \text{laje armada em cruz}$$

Do exemplo 1, o peso de alvenaria de projeção vertical é  $P_{alv} = 1,85kN / m^2$  .

O peso da alvenaria por metro linear será:

$$P(kN / m) = P_{alv} * h_{alv}$$

$$P = 1,85 * 2,60 = 4,81kN / m$$



$$P = 1,85 * 2,60 = 4,81 \text{ kN} / \text{m}$$

O peso total da alvenaria é:

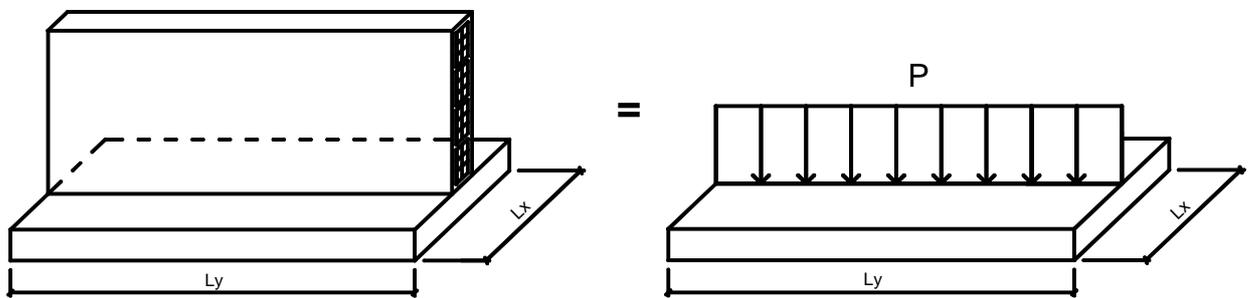
$$P_{TOT} (\text{kN}) = \text{comp} * h * P_{Alv} \quad \text{e} \quad q = \frac{P_{TOT}}{2/3 * l_x * l_y}$$

$$P_{TOT} = 3,0 * 2,60 * 1,85 = 14,43 \text{ kN}$$

A carga distribuída na área da laje fica dado por:

$$q = \frac{14,43}{(2/3) * 3 * 7} = 1,03 \text{ kN} / \text{m}^2$$

### 3.2.2.2.2 – Parede paralela ao maior vão ( $//l_y$ ):



a) Parede sobre laje.

b) Carga distribuída equivalente à parede.

Figura 4.7 – Parede sobre laje

O peso da alvenaria por metro de comprimento será:

$$P(\text{kN} / \text{m}) = P_{alv} * h_{alv}$$

**Exemplo 4.2.2.2.1** : Calcular a carga distribuída ( $q_{parede}$ ), considerando os seguintes dados:

- parede paralela ao maior lado ( $l_y$ );
- parede  $\frac{1}{2}$  vez de tijolo furado;
- $h = 2,60 \text{ m}$  ,  $\text{comp.} = 6,0 \text{ m}$  ,  $l_x = 3,0 \text{ m}$  e  $l_y = 7,0 \text{ m}$  .

$l_y/l_x = 7,0/3,0 = 2,33 > 2 \Rightarrow$  laje armada em uma direção

Do exemplo 1, o peso de alvenaria de projeção vertical é:

$$P_{alv} = 1,85 \text{ kN} / \text{m}^2$$

O peso da alvenaria por metro de comprimento é dado por:

$$P(\text{kN} / \text{m}) = P_{alv} * h_{alv} = 1,85 * 2,60 = 4,81 \text{ kN} / \text{m}$$

### 4.2.3 - Revestimentos:

Existem dois revestimentos a considerar na laje: o inferior (forro) e o superior (piso). O revestimento inferior pode ser de gesso ou de reboco comum. Quanto ao revestimento superior, este sempre é mais carregado, podendo ser composto de diversos materiais, tais como: contra-piso, manta impermeabilizadora, revestimento em cerâmica, azulejos, ardósia, etc. Para se compor uma tabela de cargas em lajes serão admitidos os revestimentos mais comuns, conforme Tabelas II e III.

**Exemplo 4.2.3.1:** Calcular os pesos dos revestimentos inferiores em gesso corrido, placa de gesso e reboco de argamassa de cal, cimento e areia.

Os pesos específicos do gesso e do reboco é:

- Reboco :  $\gamma_{reboco} = 19 \text{ kN} / \text{m}^3$       espessura = 1,5 cm;
- Gesso :  $\gamma_{gesso} = 9,8 \text{ kN} / \text{m}^3$        $\left\{ \begin{array}{l} \text{espessura}_{do\_gesso} = 0,5 \text{ cm}; \\ \text{espessura}_{da\_placa\_de\_gesso} = 1,0 \text{ cm}. \end{array} \right.$

Para o revestimento inferior pode-se ter:

- Gesso corrido de espessura  $e = 0,5 \text{ cm}$ .

$$q_{rev.\_inf.} = \gamma_{gesso} * e_{gesso}$$

$$q_{rev.\_inf.} = 9,8 * 0,005 = 0,049 \text{ kN} / \text{m}^2$$

- Gesso em placa de espessura  $e = 1,0 \text{ cm}$ .

$$q_{rev.\_inf.} = \gamma_{gesso} * e_{gesso}$$

$$q_{rev.\_inf.} = 9,8 * 0,01 = 0,098 \text{ kN} / \text{m}^2$$

- Reboco de espessura  $e = 1,5 \text{ cm}$ .

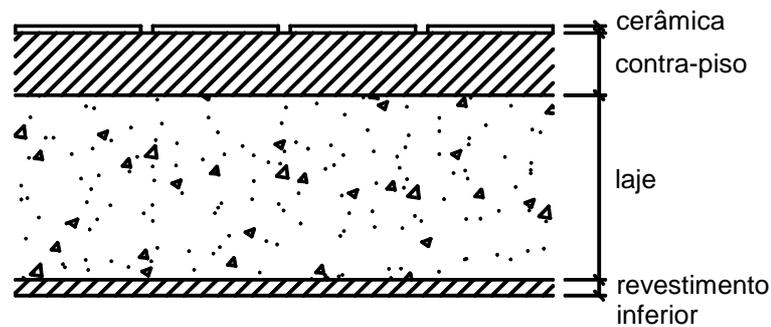
$$q_{rev.\_inf.} = \gamma_{reboco} * e_{reboco}$$

$$q_{rev.\_inf.} = 19 * 0,015 = 0,285 \text{ kN} / \text{m}^2$$

**Exemplo 4.2.3.2:** Calcular o peso do piso acabado sem impermeabilização, revestimento superior cerâmico e revestimento inferior em gesso corrido, placa de gesso e reboco de argamassa de cal, cimento e areia.

Da tabela I (pág. IV-2) :

$$\gamma_{cerâmica} = 18kN / m^3 , \gamma_{contra-piso} = 21kN / m^3$$



**Figura 4.8 – Piso**

Supondo-se um contra-piso de 2,5 cm e uma cerâmica de 0,5 cm:

$$q_{cerâmica} = \gamma_{cerâmica} * e_{cerâmica} + \gamma_{contra-piso} * e_{contra-piso}$$

$$q_{cerâmica} = 18 * 0,005 + 21 * 0,025 = 0,615kN / m^2$$

Para os 3 casos de revestimentos inferiores do exemplo 3.1, fica:

– Gesso corrido:

$$q_{piso\_cerâmico} = q_{cerâmica} + q_{rev.\_inf.}$$

$$q_{piso\_cerâmico} = 0,615 + 0,049 = 0,664 kN / m^2$$

– Gesso em placa:

$$q_{piso\_cerâmico} = q_{cerâmica} + q_{rev.\_inf.}$$

$$q_{piso\_cerâmico} = 0,615 + 0,098 = 0,713 kN / m^2$$

– Reboco:

$$q_{piso\_cerâmico} = q_{cerâmica} + q_{rev.\_inf.}$$

$$q_{piso\_cerâmico} = 0,615 + 0,285 = 0,900 kN / m^2$$

**Exemplo 4.2.3.3:** Calcular o peso do piso acabado sem impermeabilização, revestimento superior de pedra e revestimento inferior em gesso corrido, placa de gesso e reboco.

Da tabela I (pág. IV-2) :

$$\gamma_{contra-piso} = 21kN / m^3 , \gamma_{pedra} = 28kN / m^3 .$$

$$q_{pedra} = \gamma_{pedra} * e_{pedra} + \gamma_{contra-piso} * e_{contra-piso}$$

$$q_{pedra} = 28 * 0,015 + 21 * 0,025 = 0,945 kN / m^2$$

Para os 3 revestimentos inferiores do exemplo 4.2.3.1, fica :

– Gesso corrido:

$$q_{piso\_pedra} = q_{pedra} + q_{rev.\_inf.}$$

$$q_{piso\_pedra} = 0,945 + 0,049 = 0,994 kN / m^2$$

– Gesso em placa:

$$q_{piso\_pedra} = q_{pedra} + q_{rev.\_inf.}$$

$$q_{piso\_pedra} = 0,945 + 0,098 = 1,043 kN / m^2$$

– Reboco:

$$q_{piso\_pedra} = q_{pedra} + q_{rev.\_inf.}$$

$$q_{piso\_pedra} = 0,945 + 0,285 = 1,230 kN / m^2 \cong 1,20 kN / m^2$$

### 4.3 - CARREGAMENTO DE ELEVADORES

Os elevadores são equipamentos que permitem o acesso de pessoas aos diversos níveis de uma edificação. A determinação do número de elevadores, a capacidade da cabina e a velocidade de transporte são variáveis que permitem ao projetista arquitetônico adequar o dimensionamento dos elevadores ao público usuário. Na figura 4.9 a seguir estão apresentados alguns modelos de elevadores.

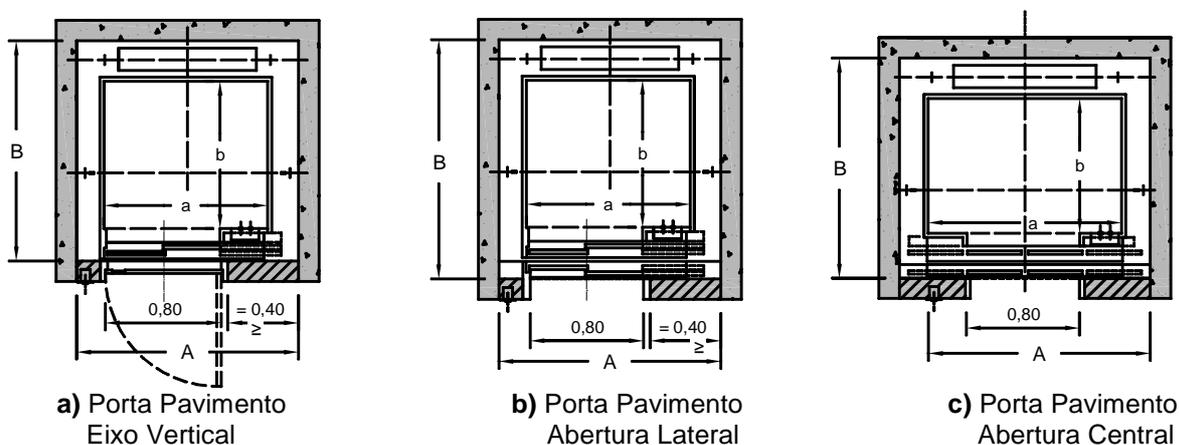
Atualmente, por medida de segurança do usuário, tem sido abandonada a opção a) para abertura das portas nos pavimentos.

A definição da influência dos elevadores nas cargas das peças estruturais de um edifício podem ser orientadas pelas figuras *d*, *e* e *f*. Para cada modelo de elevador tem-se diferentes cargas a serem consideradas.

Cabe ressaltar que não cabe ao projetista estrutural a definição das dimensões do ambiente dos elevadores, porém é recomendável que as verifique para que, posteriormente não seja impossível a montagem e funcionamento dos elevadores.

As cargas de elevadores a serem consideradas são:

- a) Peso dos Motores, das Cabinas, Contra-Pesos e Movimentos nas lajes da Mesa de Motores, conforme tabela X;
- b) Carga Acidental de  $7,50 \text{ kN/m}^2$  na laje do piso da Casa de Máquinas, de acordo com a tabela IX e de acordo com a NBR-6120;
- c) Para se prever a ação do sistema de freios do elevador, recomenda-se aplicar uma carga de  $5,0 \text{ kN}$  no meio do vão das vigas situadas na lateral da cabina do elevador, em cada pavimento da edificação;
- d) Além disto, durante a montagem e nos períodos de manutenção podem ser utilizados ganchos que, previamente, são fixados na laje do teto da casa de maquinas, na projeção do alçapão e do centro da mesa de motor. Tais ganchos são dimensionados para uma carga estática mínima de  $10,0 \text{ kN}$ .



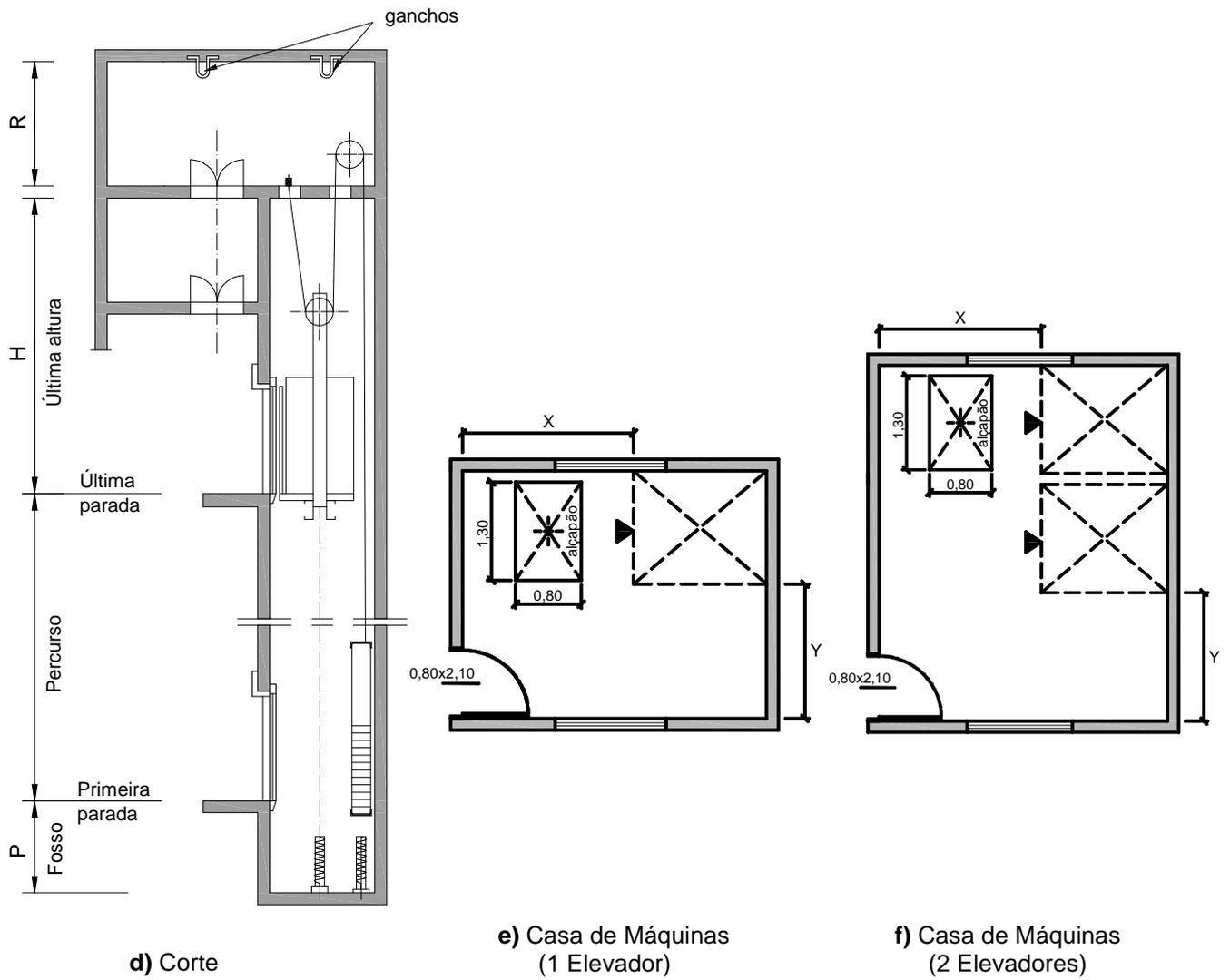


Figura 4.9 – Modelos de Elevadores



Figura 4.10 – Fosso de molas

TABELA X - Medida Mínimas (cm) e Peso dos Elevadores

N ° de pas/Velocidade	A	B	C	D	E	X	Y	Carga total (kN)	Carga na laje* (kN/m <sup>2</sup> )
6 pas / (45m/min)	160	150	130	425	200	110	185	58,50	24,38
10 pas / (90m/min)	160	200	150	470	250	200	250	71,00	19,73
Usual	160	160	150	450	250	200			25,00

\* Motor, cabina, contrapeso e movimento.

#### 4.4 - BIBLIOGRAFIA:

[ 1 ] – ABNT, Associação Brasileira de Normas e Técnicas.

Norma Brasileira NBR-6118/80 – **Projeto e execução de obras de concreto armado.** Rio de Janeiro,1980.

[ 2 ] – ABNT, Associação Brasileira de Normas e Técnicas.

Norma Brasileira NBR-6120/80– **Cargas para cálculo de estruturas de edificações.** Rio de Janeiro,1980.

[ 3 ] – ABNT, Associação Brasileira de Normas e Técnicas.

Norma Brasileira NBR-7191/82– **Execução de desenhos para obras de concreto simples ou armado.** Rio de Janeiro,1982.

[ 4 ] – ABNT, Associação Brasileira de Normas e Técnicas.

Norma Brasileira NBR-7480/96–**Barras e fios de aço destinados à armadura para concreto armado.**Rio de Janeiro,1996.

[ 5 ] – FUSCO, Péricles Brasiliense. **Fundamentos do projeto estrutural.** Editora da USP e McGraw-Hill do Brasil. São Paulo,1976.

[ 6 ] – FUSCO, Péricles Brasiliense. **Solicitações normais : estados limites últimos.** Guanabara Dois. Rio de Janeiro,1986.

[ 7 ] – FUSCO, Péricles Brasiliense. **Estruturas de concreto : introdução ao projeto estrutural.** Publicação da Escola Politécnica da USP. São Paulo,1985.

[ 8 ] – ROCHA, Aderson Moreira da. **Concreto armado.** Livraria Novel S. A.São Paulo,1985. 2 vol.

## **CAPÍTULO V**

### **AÇÕES DO VENTO EM EDIFÍCIOS ALTOS**

#### **5.1 - INTRODUÇÃO**

Vento é o movimento de massas de ar causado por condições de pressão e de temperatura na atmosfera.

A determinação das forças resultantes em obstáculos submetidos a certo fluxo de ar é de domínio da aerodinâmica, ou seja, está equacionado nos estudos de fenômenos de transportes.

Para os edifícios de concreto armado, direciona-se a avaliação de ventos para os casos de geometria paralelepípedicas.

#### **5.2 - DETERMINAÇÃO DAS FORÇAS ESTÁTICAS DEVIDAS AO VENTO**

As forças estáticas devidas ao vento são determinadas do seguinte modo:

- a) a velocidade básica do vento,  $V_0$ , adequada ao local onde a estrutura será construída, é determinada de acordo com o disposto em 5.4.1;
- b) a velocidade básica do vento estatisticamente avaliado é multiplicada pelos fatores  $S_1$ ,  $S_2$  e  $S_3$  para ser obtida a velocidade característica do vento,  $V_k$ , para a parte da edificação em consideração.

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3$$

- c) a velocidade característica do vento permite determinar a pressão dinâmica pela expressão:

$$q = 0,613 \cdot V_k^2 \quad (\text{pressão de obstrução})$$

sendo (unidades SI):  $q$  em  $N/m^2$  e  $V_k$  em  $m/s$

### **5.3 - COEFICIENTES DE FORÇA**

De um modo geral, uma componente qualquer da força global é obtida por:

$$F = C_f \cdot q \cdot A$$

Onde:

$C_f$  = coeficiente de força, especificado em cada caso:  $C_x$ ,  $C_y$ , etc.

$A$  = área de referência, especificada em cada caso

A força global do vento sobre uma edificação ou parte dela,  $F_g$ , é obtida pela soma vetorial das forças do vento que aí atuam. A componente da força global na direção do vento, força de arrasto  $F_a$ , é obtida por:

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e$$

Onde:

$C_a$  = coeficiente de arrasto

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

### **5.4 - VELOCIDADE CARACTERÍSTICA DO VENTO**

#### **5.4.1- Velocidade básica do vento, $V_0$**

A velocidade básica do vento,  $V_0$ , é a velocidade de uma rajada de 3s, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano.

Nota: A Figura 5.1 apresenta o gráfico das isopletras da velocidade básica no Brasil, com intervalos de 5 m/s.

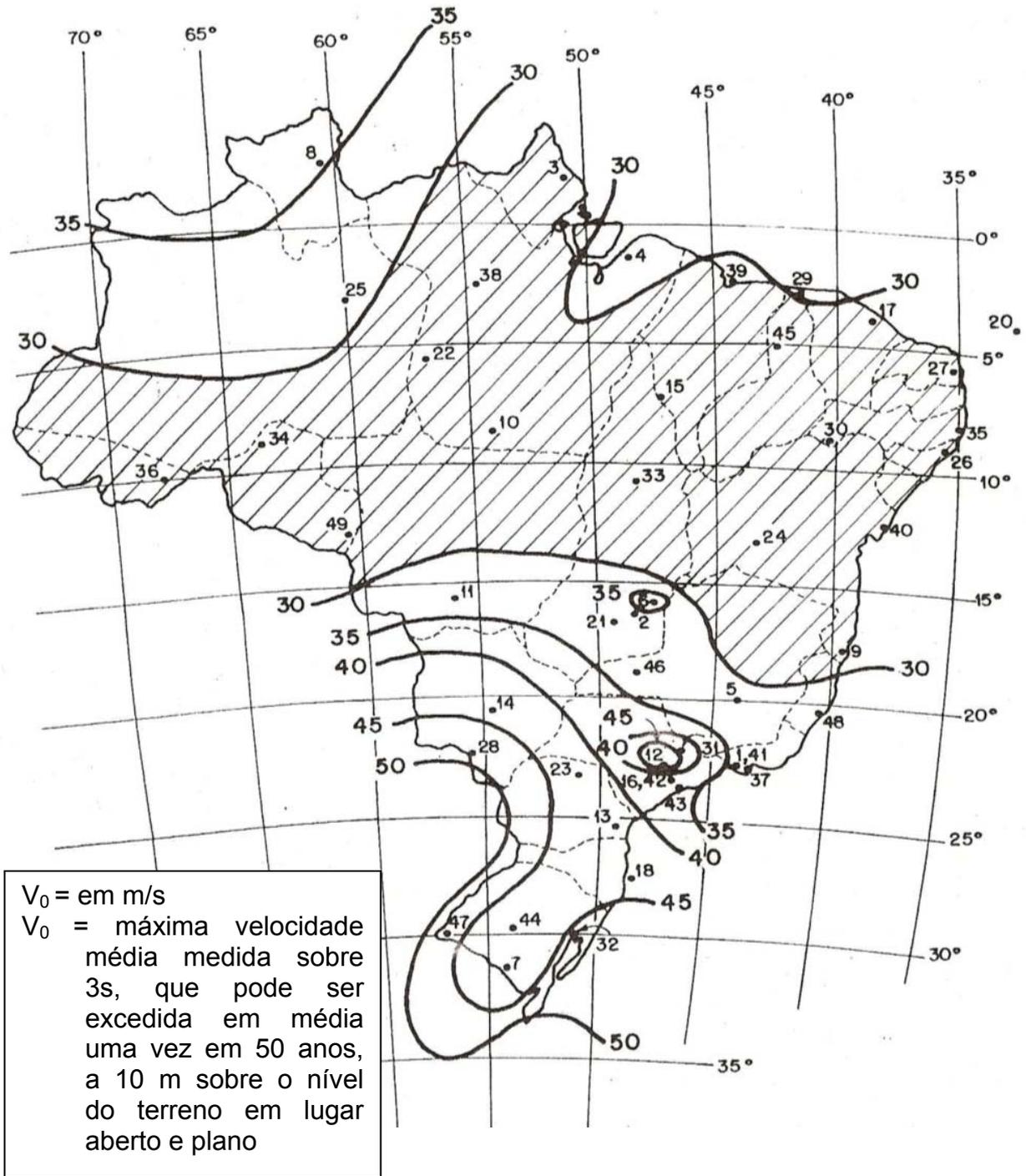


Figura 5.1 - Isopletas da velocidade b{a}sica  $V_0$  (m/s)

- a) Como regra geral, {e} admitido que o vento b{a}sico possa soprar de qualquer dire}{c}{\~}o horizontal.
- b) Em caso de d{u}vida quanto {a} sele}{c}{\~}o da velocidade b{a}sica e em obras de excepcional import{a}ncia, {e} recomendado um estudo espec{f}ico para a

determinação de  $V_0$ . Neste caso, podem ser consideradas direções preferenciais para o vento básico, se devidamente justificadas.

#### **5.4.2 - Fator topográfico, $S_1$**

O fator topográfico  $S_1$  leva em consideração as variações do relevo do terreno e é determinado do seguinte modo:

a) *terreno plano ou fracamente acidentado:  $S_1 = 1,0$ ;*

b) *taludes e morros:  $S_1 = 1,1$ ;*

c) *vales profundos, protegidos de ventos de qualquer direção:  $S_1 = 0,9$ .*

OBS : Os valores indicados acima constituem uma primeira aproximação e devem ser usados com precaução ( Ver item 5.2 da NBR-6123/88 ). Se for necessário um conhecimento mais preciso da influência do relevo, ou se a aplicação destas indicações tornarem-se difícil pela complexidade do relevo, é recomendado o recurso a ensaios de modelos topográficos em túnel de vento ou a medidas anemométricas no próprio terreno.

#### **5.4.3 - Rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno:**

##### **Fator $S_2$**

O fator  $S_2$  considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação ou parte da edificação em consideração.

Em ventos fortes em estabilidade neutra, a velocidade do vento aumenta com a altura acima do terreno. Este aumento depende da rugosidade do terreno e do intervalo de tempo considerado na determinação da velocidade.

Este intervalo de tempo está relacionado com as dimensões da edificação, pois edificações pequenas e elementos de edificações são mais afetados por rajadas de curta duração do que grandes edificações. Para estas, é mais adequado considerar o vento médio calculado com um intervalo de tempo maior.

### **5.4.3.1 - Rugosidade do terreno**

De acordo com a NBR-6123/88, a rugosidade do terreno é classificada em cinco categorias:

#### ***Categoria I:***

Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente. Exemplos:

- mar calmo;
- lagos e rios;
- pântanos sem vegetação.

#### ***Categoria II:***

Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas. Exemplos:

- zonas costeiras planas;
- pântanos com vegetação rala;
- campos de aviação;
- pradarias e charnecas;
- fazendas sem sebes ou muros.

*A cota média do topo dos obstáculos é considerada inferior ou igual a 1,0 m.*



**Figura 5.2 – Categoria II**

**Categoria III:**

Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas. Exemplos:

- granjas e casas de campo, com exceção das partes com matos;
- fazendas com sebes e/ou muros;
- subúrbios a considerável distância do centro, com casas baixas e esparsas.

*A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 3,0 m.*



**Figura 5.3 – Categoria III**

**Categoria IV:**

Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados em zona florestal, industrial ou urbanizados. Exemplos:

- zonas de parques e bosques com muitas árvores;
- cidades pequenas e seus arredores;
- subúrbios densamente construídos de grandes cidades;
- áreas industriais plena ou parcialmente desenvolvidas.

*A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 10 m.*

Esta categoria também inclui zonas com obstáculos maiores e que ainda não possam ser consideradas na categoria V.



**Figura 5.4 – Categoria IV**

***Categoria V:***

Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados. Exemplos:

- florestas com árvores altas, de copas isoladas;
- centros de grandes cidades;
- complexos industriais bem desenvolvidos.

*A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual ou superior a 25 m.*



**Figura 5.5 – Categoria V**

**5.4.3.2 - Dimensões da edificação**

A velocidade do vento varia continuamente, e seu valor médio pode ser calculado sobre qualquer intervalo de tempo. Foi verificado que o intervalo mais curto das medidas usuais (3s) corresponde a rajadas cujas dimensões envolvem convenientemente obstáculos de até 20 m na direção do vento médio. Quanto maior o intervalo de tempo usado no cálculo da velocidade média, tanto maior a distância abrangida pela rajada.

Para a definição das partes da edificação a considerar na determinação das ações do vento, é necessário considerar características construtivas ou estruturais que originem pouca ou nenhuma continuidade estrutural ao longo da edificação, tais como:

- edificações com juntas que separem a estrutura em duas ou mais partes estruturalmente independentes;
- edificações com pouca rigidez na direção perpendicular à direção do vento e, por isso, com pouca capacidade de redistribuição de cargas.

Foram escolhidas as seguintes classes de edificações, partes de edificações e seus elementos, com intervalos de tempo para cálculo da velocidade média de, respectivamente, 3s, 5s e 10s:

**Classe A:**

Todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20 m.

**Classe B:**

Toda edificação ou parte de edificação para qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 m e 50 m.

**Classe C:**

Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 m.

Para toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 80 m, o intervalo de tempo correspondente poderá ser determinado de acordo com as indicações do Anexo A da NBR-6123/88.

Para o estudo dos elementos de vedação é recomendado o uso do fator  $S_2$  correspondente ao topo da edificação.

Para o estudo do conjunto estrutural o fator  $S_2$  será adotado por partes e seu valor correspondente ao topo de cada parte. Não deverão ser desprezados os casos de estruturas situadas em taludes ou morros.

**TABELA I - Fator  $S_2$**

z (m)	Categoria														
	I			II			III			IV			V		
	Classe			Classe			Classe			Classe			Classe		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
≤5	1,06	1,04	1,01	0,94	0,92	0,89	0,88	0,86	0,82	0,79	0,76	0,73	0,74	0,72	0,67
10	1,10	1,09	1,06	1,00	0,98	0,95	0,94	0,92	0,88	0,86	0,83	0,80	0,74	0,72	0,67
15	1,13	1,12	1,09	1,04	1,02	0,99	0,98	0,96	0,93	0,90	0,88	0,84	0,79	0,76	0,72
20	1,15	1,14	1,12	1,06	1,04	1,02	1,01	0,99	0,96	0,93	0,91	0,88	0,82	0,80	0,76
30	1,17	1,17	1,15	1,10	1,08	1,06	1,05	1,03	1,00	0,98	0,96	0,93	0,87	0,85	0,82
40	1,20	1,19	1,17	1,13	1,11	1,09	1,08	1,06	1,04	1,01	0,99	0,96	0,91	0,89	0,86
50	1,21	1,21	1,19	1,15	1,13	1,12	1,10	1,09	1,06	1,04	1,02	0,99	0,94	0,93	0,89
60	1,22	1,22	1,21	1,16	1,15	1,14	1,12	1,11	1,09	1,07	1,04	1,02	0,97	0,95	0,92
80	1,25	1,24	1,23	1,19	1,18	1,17	1,16	1,14	1,12	1,10	1,08	1,06	1,01	1,00	0,97
100	1,26	1,26	1,25	1,22	1,21	1,20	1,18	1,17	1,15	1,13	1,11	1,09	1,05	1,03	1,01
120	1,28	1,28	1,27	1,24	1,23	1,22	1,20	1,20	1,18	1,16	1,14	1,12	1,07	1,06	1,04
140	1,29	1,29	1,28	1,25	1,24	1,24	1,22	1,22	1,20	1,18	1,16	1,14	1,10	1,09	1,07
160	1,30	1,30	1,29	1,27	1,26	1,25	1,24	1,23	1,22	1,20	1,18	1,16	1,12	1,11	1,10
180	1,31	1,31	1,31	1,28	1,27	1,27	1,26	1,25	1,23	1,22	1,20	1,18	1,14	1,14	1,12
200	1,32	1,32	1,32	1,29	1,28	1,28	1,27	1,26	1,25	1,23	1,21	1,20	1,16	1,16	1,14
250	1,34	1,34	1,33	1,31	1,31	1,31	1,30	1,29	1,28	1,27	1,25	1,23	1,20	1,20	1,18
300				1,34	1,33	1,33	1,32	1,32	1,31	1,29	1,27	1,26	1,23	1,23	1,22
350							1,34	1,34	1,33	1,32	1,30	1,29	1,26	1,26	1,26
400										1,34	1,32	1,32	1,29	1,29	1,29
420										1,35	1,35	1,33	1,30	1,30	1,30
450													1,32	1,32	1,32
500													1,34	1,34	1,34

**5.4.4 - Fator estatístico  $S_3$**

O fator estatístico  $S_3$  é baseado em conceitos estatísticos, e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. Segundo a definição de 5.4.1, a velocidade básica  $V_0$  é a velocidade do vento que apresenta um período de recorrência médio de 50 anos. A probabilidade de que a velocidade  $V_0$  seja igualada ou excedida neste período é de 63%.

**TABELA II - Valores mínimos do fator estatístico  $S_3$**

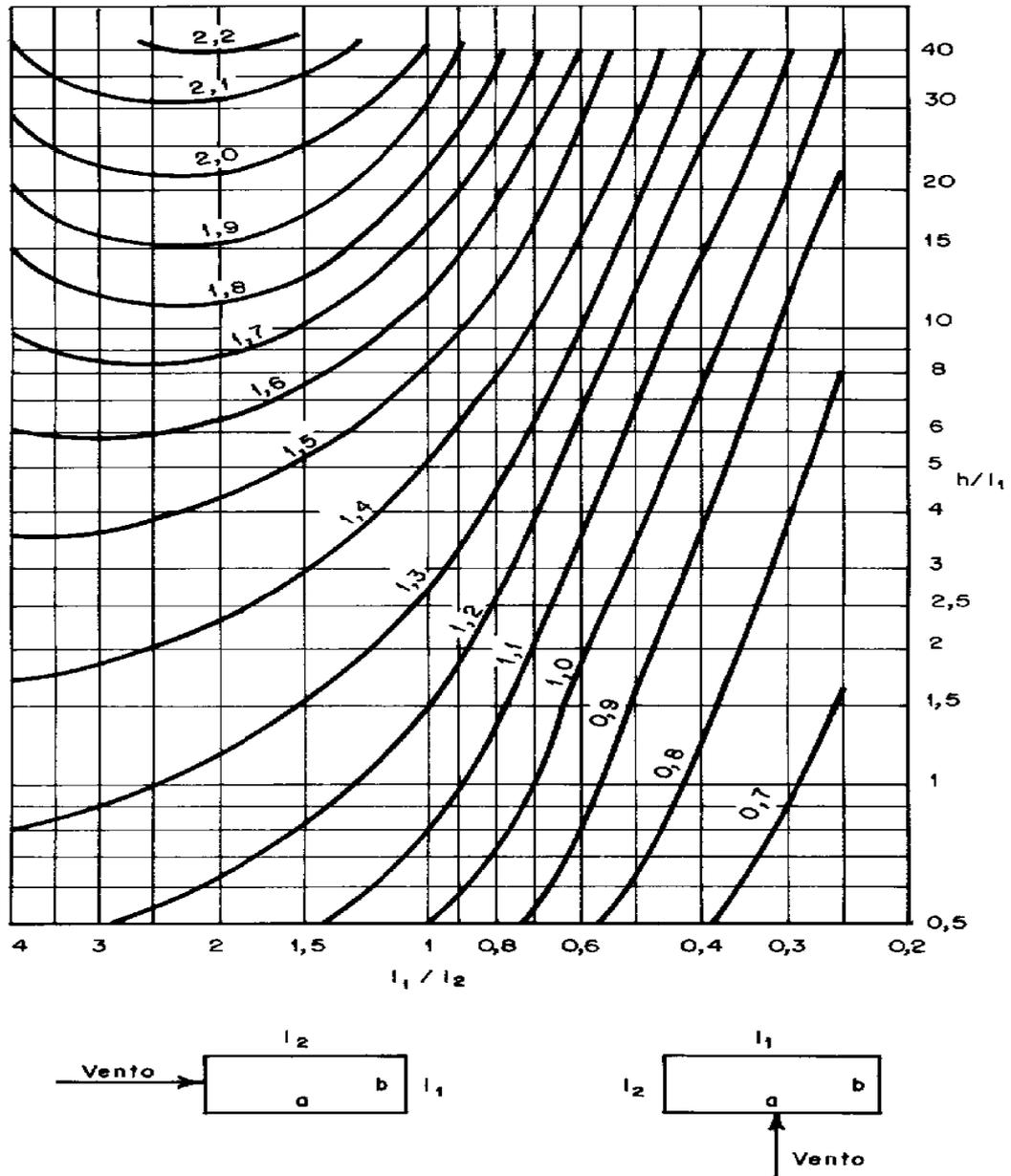
Grupo	Descrição	$S_3$
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.)	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção	0,83

O nível de probabilidade (0,63) e a vida útil (50 anos) adotados são considerados adequados para edificações normais destinadas a moradias, hotéis, escritórios, etc. (grupo2). Na falta de uma norma específica sobre segurança nas edificações ou de indicações correspondentes na norma estrutural, os valores mínimos do fator  $S_3$  são os indicados na tabela II.

**5.5 - COEFICIENTES DE ARRASTO**

O Coeficiente de Arrasto ( $C_a$ ) é um número adimensional que caracteriza o ajustamento da força global agindo na estrutura para a direção do vento.

Os coeficientes de arrasto indicados neste item são aplicáveis a corpos de seção constante ou fracamente variável.



**Figura 5.6 -** Coeficiente de arrasto,  $C_a$ , para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência

Para vento incidindo perpendicularmente a cada uma das fachadas de uma edificação retangular em planta e assente no terreno, deve ser usado o gráfico da Figura 4.6 ou, para o caso excepcional de vento de alta turbulência (satisfeitas as exigências de 4.6.2), o gráfico da Figura 5.7. Os coeficientes de arrasto são dados, nestas Figuras, em função das relações  $h/l_1$  e  $l_1/l_2$ , conforme indicado no rodapé dos ábacos.

A força de arrasto é calculada pela expressão:  $F_a = C_a \cdot q \cdot A_e$

5.6 - REDUÇÕES NO COEFICIENTE DE ARRASTO

5.6.1- Em geral, os coeficientes aerodinâmicos dados nesta Norma foram obtidos de testes nos quais o fluxo de ar era moderadamente suave, aproximadamente do tipo de vento que aparece em campo aberto e plano (vento de baixa turbulência). No vento de alta turbulência que aparece em grandes cidades, há diminuição de sucção na parede de sotavento de edificações paralelepípedicas, com conseqüente diminuição dos respectivos coeficientes, exceto para edificações com uma relação profundidade/largura de 1/3 ou menos.

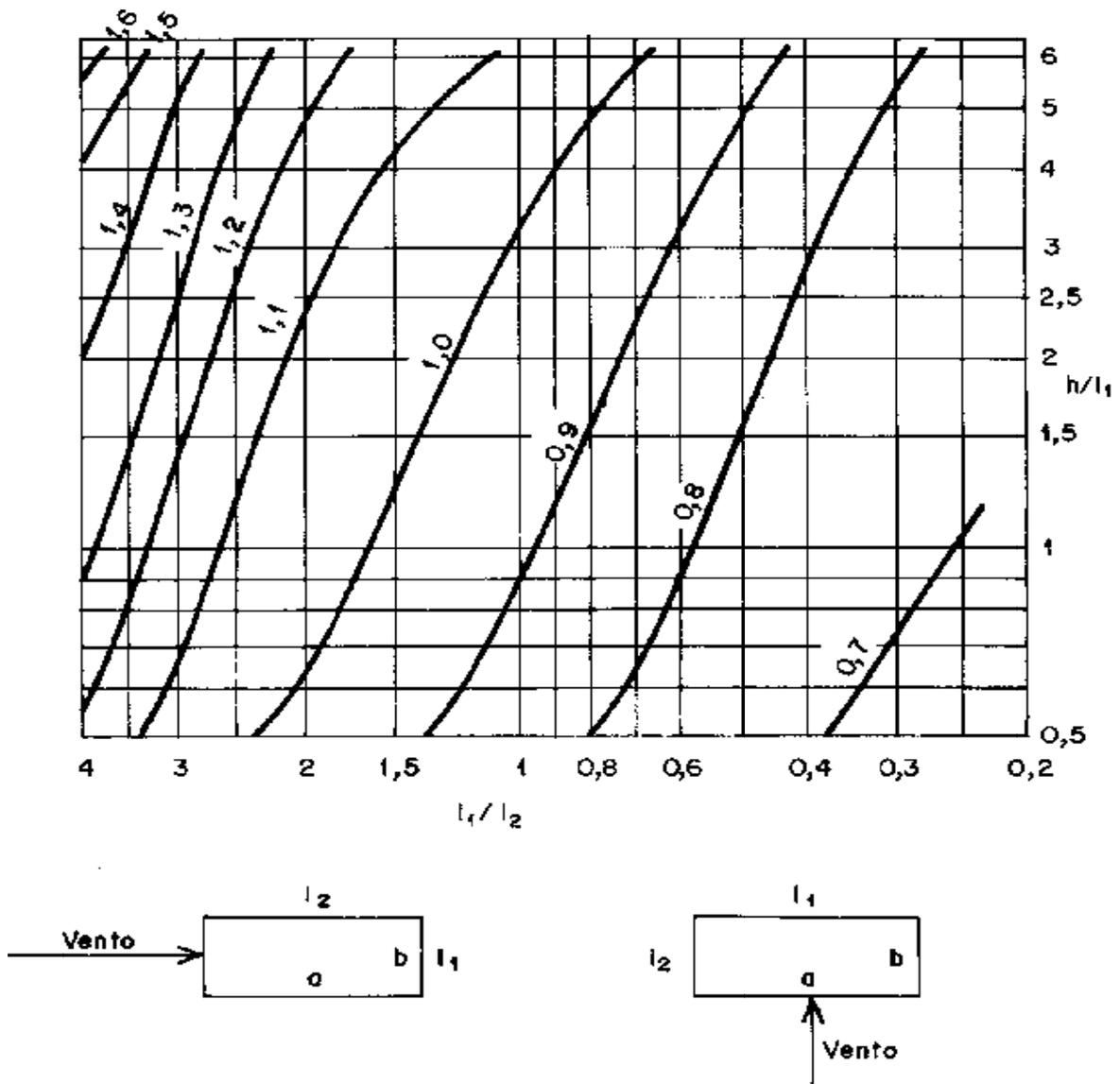


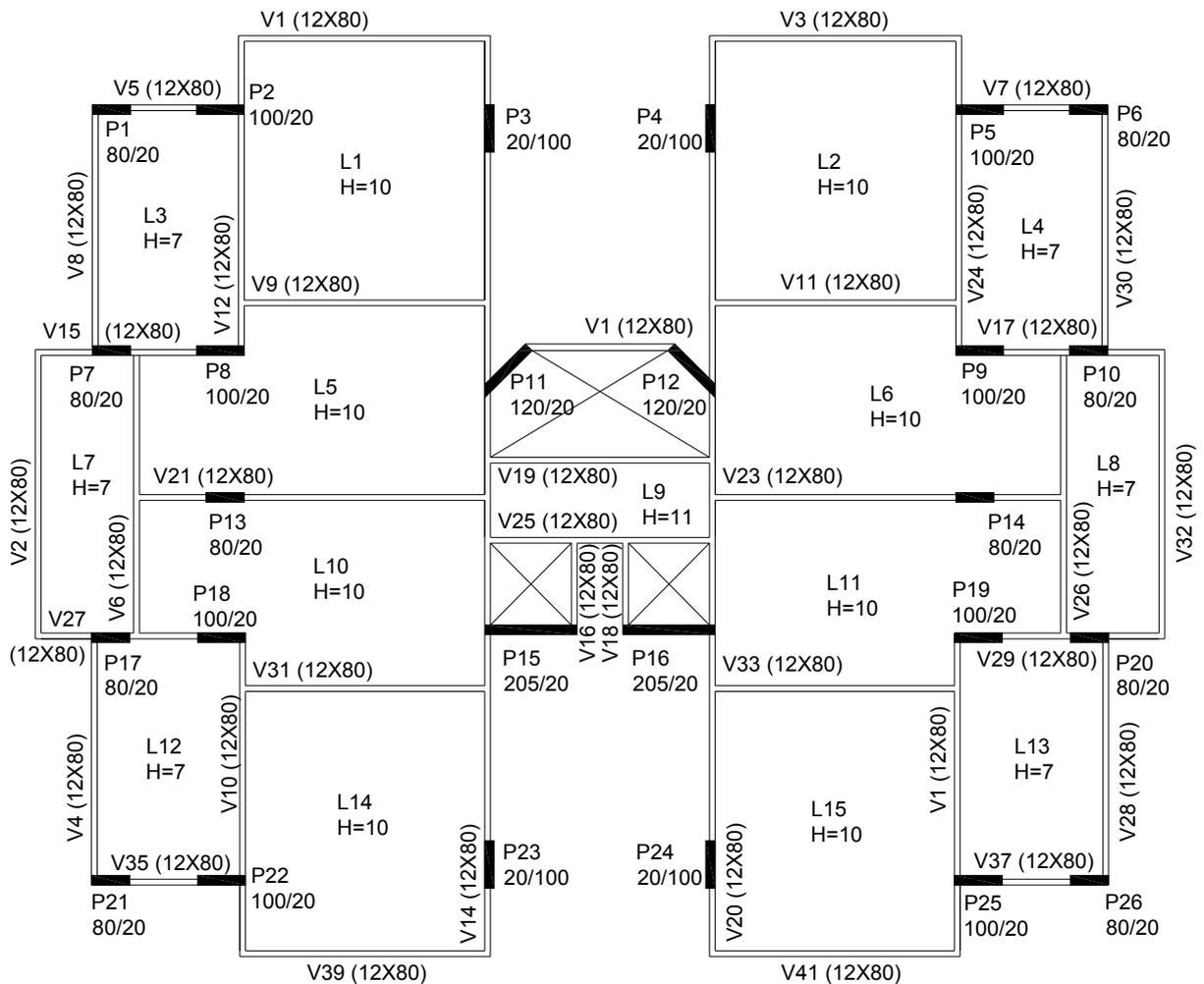
Figura 5.7 - Coeficiente de arrasto,  $C_a$ , para edificações paralelepípedicas em vento de alta turbulência

**5.6.2-** Para edificações paralelepípedicas, expostas a ventos de alta turbulência utilizar o gráfico da Figura 5.7. Uma edificação pode ser considerada em vento de alta turbulência quando sua altura não excede duas vezes a altura média das edificações nas vizinhanças, estendendo-se estas, na direção e no sentido do vento incidente, a uma distância mínima de:

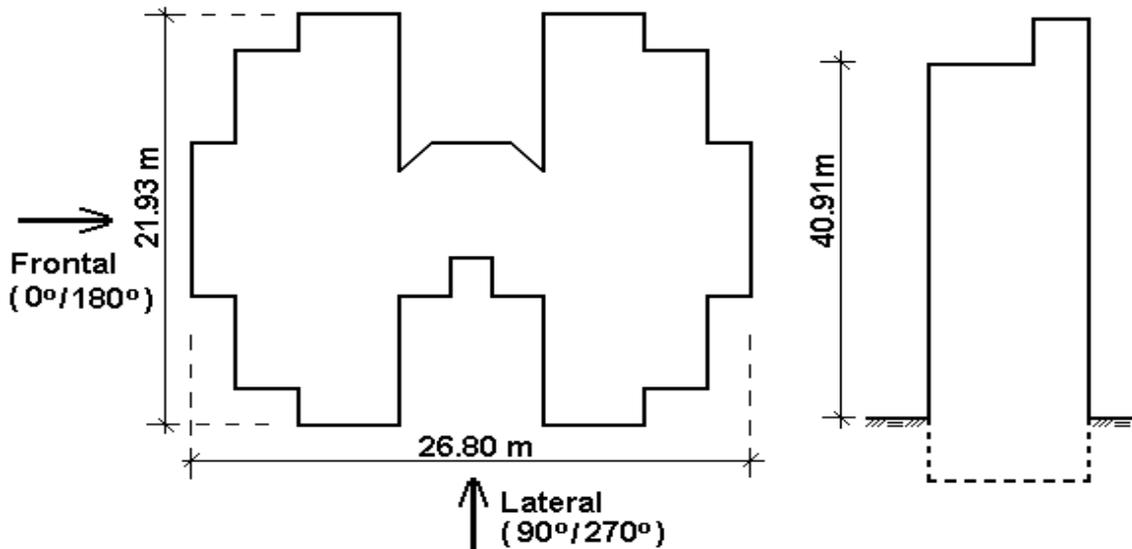
- 500 m, para uma edificação de até 40 m de altura;
- 1000 m, para uma edificação de até 55 m de altura;
- 2000 m, para uma edificação de até 70m de altura;
- 3000 m, para uma edificação de até 80 m de altura.

**5.7- EXEMPLO:**

Calcular as cargas devido à ação do vento no edifício Residencial Guaporé. Sabe-se que o edifício será construído na região central de Goiânia e que os pilares tem a direção indicada na planta de forma da figura abaixo.



**a) Planta de Forma do Pavimento Tipo**



b) Projeção do Edifício

c) Elevação do Edifício

Figura 5.8 – Edifício Residencial Guaporé

- A velocidade básica do vento ( $V_0$ ) é retirada do gráfico das Isopletas da figura 5.1, onde para a região de Goiânia os ventos variam de 30 a 35 m/s. Assim,  $V_0 = 33$  m/s;
- No item 5.4.2 encontra-se o valor de  $S_1 = 1,0$  para uma topografia plana ou fracamente acidentada;
- Da tabela II, por se tratar de um edifício residencial,  $S_3 = 1,0$ ;
- Adotando-se um terreno com rugosidade V e de Classe B, os valores de  $S_2$  são fornecidos na tabela I em função da altura do pavimento.
- Na tabela III são calculados  $V_k$ ,  $q$ ,  $H_f$  e  $H_I$  para as diversas alturas  $h$ .

TABELA III – Valores de  $V_k$ ,  $q$ ,  $H_f$ ,  $H_I$

h (m)	S2	$V_k = V_0 * S_1 * S_2 * S_3$ (m/s)	$q = 0,613 * V_k^2$ (kN/m <sup>2</sup> )	$H_f = C_{af} * q * L_f$ (KN/m)	$H_I = C_{ai} * q * L_i$ (kN/m)
≤5	0,72	23,8	0,35	7,06	9,00
10	0,72	23,8	0,35	7,06	9,00
15	0,76	25,1	0,39	7,87	10,03
20	0,80	26,4	0,43	8,67	11,06
30	0,85	28,1	0,48	9,68	12,35
40	0,89	29,4	0,53	10,69	13,63
50	0,93	30,7	0,58	11,70	14,92

Os coeficientes de arrasto são calculados a partir dos dados da figura 5.8 em função dos comprimentos em projeção e da altura do edifício, para ventos em alta turbulência. Assim:

**Vento Frontal:**

$$L_1 = 21,93 \text{ m} \quad L_1/L_2 = 0,82 \quad C_{af} = 0,92$$

$$L_2 = 26,80 \text{ m} \quad H/L_1 = 1,87$$

**Vento Lateral :**

$$L_1 = 26,80 \text{ m} \quad L_1/L_2 = 1,22 \quad C_{al} = 0,96$$

$$L_2 = 21,93 \text{ m} \quad H/L_1 = 1,53$$

Logo, as cargas de vento na estrutura são ilustradas na Figura 5.9.

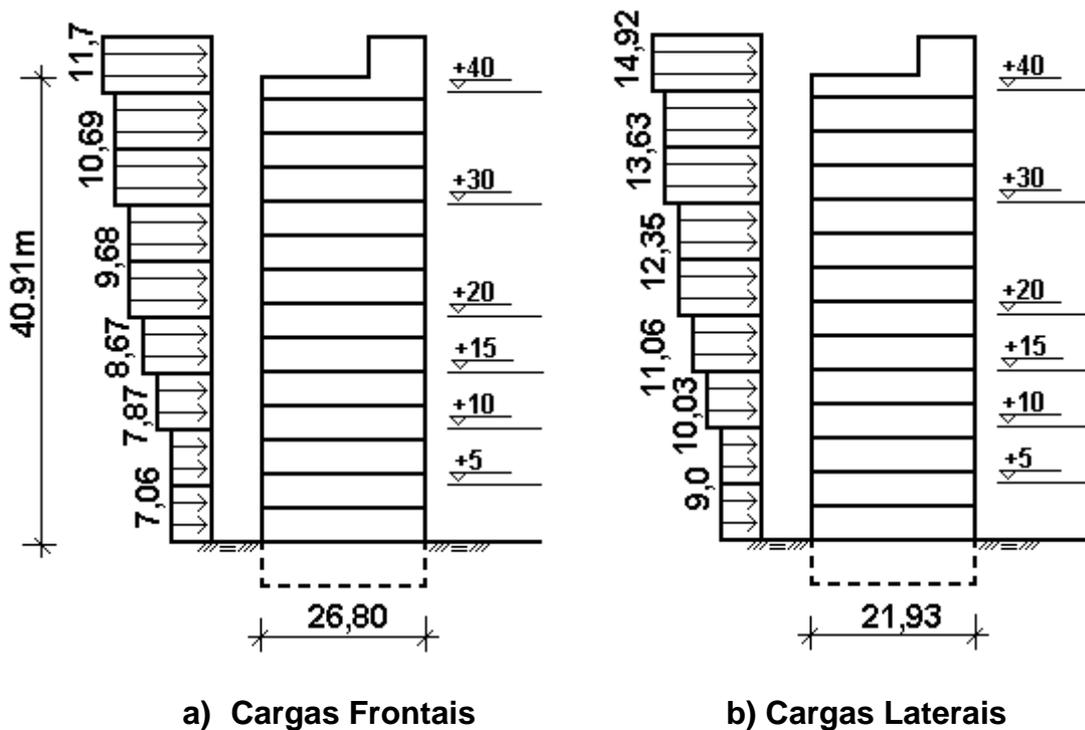


Figura 5.9 – Cargas de Vento na estrutura em kN/m

**5.8- BIBLIOGRAFIA :**

[ 1 ] – ABNT, Associação Brasileira de Normas e Técnicas.  
 Norma Brasileira NBR-6123/80– Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1980.

## CAPÍTULO VI

### ESTADO LIMITE DE DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS ( ELS-DEF )

#### 6.1 GENERALIDADES

Na verificação em serviço do estado limite de deformações excessivas da estrutura, adota-se valores práticos para os deslocamentos limites, classificados em quatro grupos básicos, segundo a NBR-6118 no item 13.3 e devem obedecer aos limites estabelecidos na tabela abaixo:

- a) **Aceitabilidade sensorial:** caracterizado por vibrações indesejáveis ou efeito visual desagradável. A limitação da flecha para prevenir essas vibrações, em situações especiais de utilização, deve ser realizada como estabelecido na seção 23 da NBR-6118;
- b) **Efeitos específicos:** os deslocamentos podem impedir a utilização adequada da construção;
- c) **Efeitos em elementos não estruturais:** deslocamentos estruturais podem ocasionar o mau funcionamento de elementos não estruturais que, apesar de não fazerem parte da estrutura, estão a elas ligados;
- d) **Efeitos em elementos estruturais:** os deslocamentos podem afetar o comportamento do elemento estrutural, provocando afastamento em relação às hipóteses de cálculo adotadas. Se os deslocamentos forem relevantes para o elemento considerado, seus efeitos sobre as tensões ou sobre a estabilidade da estrutura devem ser considerados, incorporando-as ao modelo estrutural adotado.

TABELA I - Limites para Deslocamentos ( NBR-6118 – Tab 13.2 )

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	$\ell / 250$
	Outro	Vibrações sentidas no piso	Devido a cargas acidentais	$\ell / 350$
Efeitos estruturais em serviço	Superfícies que devem drenar água	Coberturas e varandas	Total	$\ell / 250^{(1)}$
	Pavimentos que devem permanecer planos	Ginásios e pistas de boliche	Total	$\ell / 350$ +contraflecha <sup>(2)</sup>
			Ocorrido após a construção do piso	$\ell / 600$
Elementos que suportam equipamentos sensíveis	Laboratórios	Ocorrido após nivelamento do equipamento	De acordo com recomendações do fabricante do equipamento	
Efeitos em elementos não estruturais	Paredes	Alvenaria, caixilhos e revestimentos	Após a construção da parede	$\ell / 500^{(3)}$ ou 10mm ou $\theta = 0,0017 \text{ rad}^{(4)}$
		Divisórias leves e caixilhos telescópicos	Ocorrido após a instalação da divisória	$\ell / 250^{(3)}$ ou 25mm
		Movimento lateral de edifícios	Provocado pela ação do vento para combinação freqüente ( $\psi_s = 0,30$ )	$H/1700$ ou $H/850^{(5)}$ entre pavimentos <sup>(6)</sup>
		Movimentos térmicos verticais	Provocado por diferença de temperatura	$\ell / 400^{(7)}$ ou 15mm
	Forros	Movimentos térmicos horizontais	Provocado por diferença de temperatura	$H/500$
		Revestimentos colados	Ocorridos após a construção do forro	$\ell / 350$
		Revestimentos pendurados ou com juntas	Deslocamento ocorrido após a construção do forro	$\ell / 175$
	Pontes rolantes	Desalinhamento de trilhos	Deslocamento provocado pelas ações decorrentes da frenagem	$H/400$
Efeitos em elementos estruturais	Afastamento em relação às hipóteses de cálculo adotadas	Se os deslocamentos forem relevantes para o elemento considerados, seus efeitos sobre as tensões ou sobre a estabilidade da estrutura devem ser considerados, incorporando-os ao modelo estrutural adotado.		

<sup>(1)</sup> As superfícies devem ser suficientemente inclinadas ou o deslocamento previsto compensados por contraflechas, de modo a não se ter acúmulo de água.

<sup>(2)</sup> Os deslocamentos podem ser parcialmente compensados pela especificação de contraflechas. Entretanto, a atuação isolada da contraflecha não pode ocasionar um desvio do plano maior que  $\ell / 350$ .

<sup>(3)</sup> O vão  $\ell$  deve ser tomado na direção na qual a parede ou a divisória se desenvolve.

<sup>(4)</sup> Rotação nos elementos que suportam paredes.

<sup>(5)</sup>  $H$  é a altura total do edifício e  $H_i$  o desnível entre dois pavimentos vizinhos.

<sup>(6)</sup> Esse limite aplica-se ao deslocamento lateral entre dois pavimentos consecutivos devido à atuação de ações horizontais. Não devem ser incluídos os deslocamentos devidos a deformações axiais nos pilares. O limite também se aplica para o deslocamento vertical relativo das extremidades de lintéis conectados a duas paredes de contraventamento, quando  $H_i$  representa o comprimento do lintel.

<sup>(7)</sup> O valor  $\ell$  refere-se à distância entre o pilar externo e o primeiro pilar interno.

NOTAS

1 Todos os valores limites de deslocamentos supõem elementos de vão  $\ell$  suportados em ambas as extremidades por apoios que não se movem. Quando se tratar de balanços, o vão equivalente a ser considerado deve ser o dobro do comprimento do balanço.

2 Para o caso de elementos de superfície, os limites prescritos consideram que o valor  $\ell$  é o menor vão, exceto em casos de verificação de paredes e divisórias, onde interessa a direção na qual a parede ou divisória se desenvolve, limitando-se esse valor a duas vezes o vão menor.

3 O deslocamento total deve ser obtido a partir da combinação das ações características ponderadas pelos coeficientes definidos na seção 11.

4 Deslocamentos excessivos podem ser parcialmente compensados por contraflechas.

**BIBLIOGRAFIA :**

- [ 1 ] – ABNT, Associação Brasileira de Normas e Técnicas.  
Norma Brasileira NBR-6118/80 – **Projeto e execução de obras de concreto armado**. Rio de Janeiro,1980.
- [ 2 ] – ABNT, Associação Brasileira de Normas e Técnicas.  
Norma Brasileira NBR-6120/80– **Cargas para cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro,1980.
- [ 3 ] – ABNT, Associação Brasileira de Normas e Técnicas.  
Norma Brasileira NBR-7191/82– **Execução de desenhos para obras de concreto simples ou armado**. Rio de Janeiro,1982.
- [ 4 ] – ABNT, Associação Brasileira de Normas e Técnicas.  
Norma Brasileira NBR-6123/80– **Forças devidas ao vento em edificações**.Rio de Janeiro,1980.
- [ 5 ] – ABNT, Associação Brasileira de Normas e Técnicas.  
Norma Brasileira NBR-7480/96–**Barras e fios de aço destinados à armadura para concreto armado**.Rio de Janeiro,1996.
- [ 6 ] – FUSCO, Péricles Brasiliense. **Fundamentos do projeto estrutural**. Editora da USP e McGraw-Hill do Brasil. São Paulo,1976.
- [ 7 ] – FUSCO, Péricles Brasiliense. **Solicitações normais : estados limites últimos**. Guanabara Dois. Rio de Janeiro,1986.
- [ 8 ] – FUSCO, Péricles Brasiliense. **Estruturas de concreto : introdução ao projeto estrutural**. Publicação da Escola Politécnica da USP. São Paulo,1985.
- [ 9 ] – ROCHA, Aderson Moreira da. **Concreto armado**. Livraria Novel S. A.São Paulo,1985. 2 vol.