

---

## MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO E CONSIDERAÇÕES DAS AÇÕES

---

Esta seção trata sobre os métodos de dimensionamento e das considerações de ações nos sistemas estruturais de acordo com as normativas brasileiras. Primeiramente são apresentados os conceitos que envolvem a segurança estrutural. Em seguida, são estabelecidas as condições de resistência de cálculo para que se proceda o dimensionamento estrutural de acordo com o método dos estados limites. Por fim, são descritas as diferentes ações que podem atuar nos sistemas mais usuais para concreto armado.

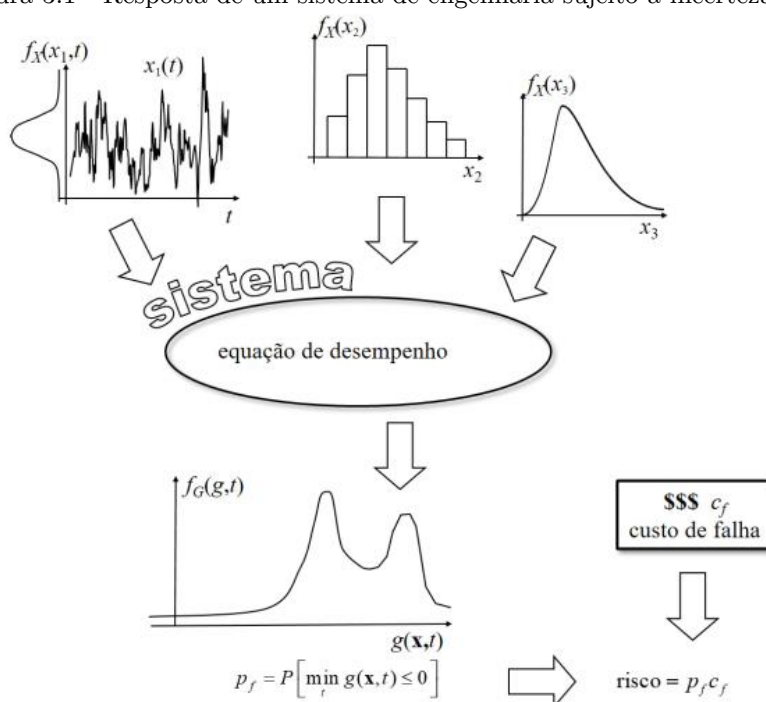
### 3.1 Introdução a segurança estrutural

Conceitualmente, segurança estrutural pode ser dada como a distância entre uma situação de ruína e uma situação de uso, sendo que ao longo da vida útil dessa estrutura a segurança permitirá a ela suportar as ações mais desfavoráveis que podem vir a ocorrer. Segundo Carvalho e Figueiredo Filho [1] o cálculo, ou dimensionamento, de uma estrutura deve garantir que ela suporte, de forma segura, estável e sem deformações excessivas, todas as solicitações a que estará submetida durante sua execução e vida útil.

Assim, a necessidade dessa margem de segurança entre ruína e o uso (também chamada de serviço) é dada pelo fato da existência de incertezas relacionadas ao processo de elaboração da estrutura (Projeto e construção).

Beck [2] afirma que as incertezas são inerentes a qualquer sistema de engenharia e que quando essas incertezas são parametrizadas na entrada do sistema ela se manifesta para a resposta. O presente autor também faz uma ilustração (Figura 3.1) conceitual do efeito das incertezas sobre um dado sistema de engenharia hipotético. Nessa ilustração é possível ver de forma simplificada a definição variável risco ( $r$ ), dada pelo produto da probabilidade de falha ( $p_f$ ) e do custo de falha ( $c_f$ ).

Figura 3.1 - Resposta de um sistema de engenharia sujeito a incertezas [2].



As incertezas podem ser divididas em dois grupos: (a) Incerteza intrínseca (natural); e (b) Incerteza epistêmica. A incerteza intrínseca faz parte do processo, e mesmo que este seja modificado ou sofisticado a mesma não poderá ser eliminada. A incerteza epistêmica pode ser reduzida ou eliminada. Para sua redução podem ser adotadas como opções a melhora na coleta de dados ou até mesmo melhoria do modelo utilizado. Os critérios citados anteriormente ainda podem ser subdivididos em categorias específicas. Para incertezas intrínsecas podem existir os seguintes subgrupos: (a) Natureza física; (b) Natureza de previsão; (c) Natureza Fenomenológica. Já para a incerteza epistêmica são

válidos os seguintes subgrupos: (a) Natureza estatística. (b) Natureza de decisão; (c) Natureza do modelo. O Quadro 3.1 exemplifica alguns desses casos:

Quadro 3.1 - Caracterização das incertezas de um sistema estrutural [3].

Situação	Caracterização	Subgrupo	Observação
Flutuação natural do carregamento ambiental	intrínseca	física	Coleta de dados reduz a incerteza, mas não elimina
Variação da resistência dos materiais	intrínseca	física	Controle de qualidade diminui a incerteza, mas não elimina
Dimensões do componente estrutural	intrínseca	física	Controle de qualidade diminui a incerteza, mas não elimina
Erro na previsão dos carregamentos ao longo da vida útil da estrutura	intrínseca	previsão	
As informações sobre um evento referem-se a um período de tempo menor que o tempo de vida útil de projeto	intrínseca	previsão	
Colapso da ponte Tacoma Narrows, no Japão, em 1940, devido a fenômenos dinâmicos ainda não compreendidos	intrínseca	fenomenológica	
Colapso do World Trade Center, nos EUA, em 2001, devido ao incêndio de proporções inimagináveis após o choque dos aviões	intrínseca	fenomenológica	
Quando o valor de uma variável é determinado pela média dos dados de uma amostra, a variância é uma incerteza estatística da amostra	epistêmica	estatística	
Estados limites de serviço não apresentam fronteira bem definida, pois não existe a certeza por completa da ocorrência de um evento	epistêmica	decisão	
Determinação da resistência de um elemento de concreto armado em função da resistência do aço e do concreto, sendo essa uma representação simplificada do comportamento estrutural	epistêmica	modelo	

Portanto, com o intuito de garantir essa segurança e estabilidade estrutural surgiram os métodos de dimensionamento das peças estruturais, sejam elas de aço, madeira ou concreto. Tais métodos ou filosofias de dimensionamento podem ser dividido em dois grandes grupos, são eles:

- a) Métodos Clássicos ou Método das Tensões Admissíveis;
- b) Método dos Estados Limites.

Até ao século XIX a concepção e execução de obras na Engenharia Civil era realizada de forma empírica, isto é, a segurança dependia da experiência e da intuição dos construtores. Com o aparecimento da construção metálica e o desenvolvimento da teoria da resistência dos materiais apareceram as primeiras regras de avaliação da segurança com base científica: o método das tensões admissíveis. O princípio adoptado consistia em assegurar que, nas zonas críticas, as tensões máximas não ultrapassassem a resistência dos materiais quando esta fosse dividida por um coeficiente de segurança fixado de forma convencional. Este critério de segurança manteve-se válido para as diferentes estruturas durante cerca de um século. Neste período, os progressos relativos ao conhecimento mais aperfeiçoado da mecânica estrutural e das cargas aplicadas, em simultâneo com o melhoramento das técnicas de produção dos materiais, resultaram unicamente numa diminuição e diversificação do coeficiente de segurança [4].

A insuficiência deste conceito e a necessidade de controlar de uma forma racional o risco associado a este tipo de problemas, conduziu à necessidade de desenvolver a noção da segurança sob uma perspectiva probabilística. Desta forma, surgiu o conceito de probabilidade de ruptura associado à definição dos níveis de risco identificados com as diferentes situações a evitar [4].

Com a evolução desses métodos até os dias atuais é possível classificar de maneira genérica o nível de segurança em projetos estruturais. Vaz<sup>1</sup> *apud* Pantoja [5] classifica da seguinte forma:

- a) Nível 0 – Método das Tensões Admissíveis: este método consiste em usar apenas os valores médios das resistências como dado estatístico. Não envolve a determinação da probabilidade de falha;
- b) Nível 1 – Método Semi-probabilísticos: neste método são utilizados os valores médios e os desvios padrão para definição dos valores característicos das variáveis aleatórias e coeficientes parciais de segurança para obter valores de cálculo a partir dos valores característicos. O nível de segurança é maior do que no método de Nível 0, mas também não permite a determinação da probabilidade de falha;
- c) Nível 2 – Método Baseado em Confiabilidade: neste método são utilizados dados estatísticos completos das variáveis aleatórias e controla a probabilidade de falha;
- d) Nível 3 – Projeto Ótimo Semi-probabilísticos: O nível de segurança é o mesmo do método de Nível 1, mas a economia no projeto é maior;
- e) Nível 4 – Projeto Ótimo Baseado em Confiabilidade: Combina o controle da probabilidade de falha do Nível 2 com a economia do método de Nível 3;
- f) Nível 5 – Projeto Ótimo Baseado em Risco: Fornece o projeto de risco total mínimo. O risco total é definido como o custo da construção + o custo de operação + o custo associado a cada modo de falha.

Castro [6] apresentou um estudo (Quadro 3.2) sobre a evolução nos coeficientes de segurança em estruturas do aço, mostrando que a sofisticação dos

---

<sup>1</sup> VAZ, L. E. **Análise de Confiabilidade – DME**. Notas de Aula, Escola Politécnica da UFRJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2011.

processos de cálculo influenciaram na queda/adequação de valores. Deve-se salientar que essa evolução não pode ser creditada apenas aos métodos mais também a melhoria contínua dos processos de produção dos materiais que permitiam maior qualidade no produto final.

Quadro 3.2 - Fatores básicos de segurança em cem anos de evolução em cálculo de estruturas de aço [6].

Professor Dubois em 1890	2,00
Manual Ketchum em 1918	1,72
AISC 1923-1936	1,83
AISC 1936-1963	1,65
AISC 1963 em diante	1,67

### 3.2 Métodos das Tensões Admissíveis (ASD - *Allowable Stress Desing*)

O método das tensões admissíveis surgiu durante a revolução industrial juntamente com a evolução dos conceitos da teoria da elasticidade e foi utilizado de forma efetiva até a década de 1970 quando foi substituído pelos métodos de cunho semi-probabilísticos, os quais serão abordados logo em sequência.

Tal procedimento é baseado na limitação das tensões atuantes na estrutura a uma fração desta resistência, garantindo assim a segurança do conjunto. Com isso, a tensão admissível é uma fração de alguma tensão limitante, tal como a tensão de escoamento ou a tensão crítica de flambagem.

A técnica de tensões admissíveis é caracterizada como um método determinístico, ou seja, todas as variáveis do problema são fixas, tanto resistência quanto solicitações. Desta forma o mesmo pode ser equacionado de acordo com as equações (3.1) e (3.2):

$$\sigma_r \geq \sigma_n \quad (3.1)$$

$$\sigma_r = \frac{\sigma_{lim}}{\gamma} \quad (3.2)$$

Sendo  $\gamma \geq 1$  e denominado como o fator ponderador da resistência do material em uso;  $\sigma_r$  é a tensão resistente do material; e  $\sigma_n$  é a tensão nominal característica que atua sobre o material em questão. No caso  $\sigma_{lim}$  é dado como a tensão limite do material. Por exemplo, em estruturas metálicas era muito comum o uso da tensão de escoamento do aço enquanto para materiais de comportamento quase-frágil a tensão de ruptura era utilizada como tensão limitante.

Esse método foi utilizado com base nos coeficientes interno e externo de segurança ( $\gamma_i$  e  $\gamma_e$ ) sendo que as maiores tensões que aparecem na estrutura devido à sua utilização ( $\sigma_{m\acute{a}x}$ ) deveriam ser limitadas a uma tensão resistente admissível conforme escrito na equação (3.2).

O coeficiente de segurança interno levava em consideração as variabilidades das tensões de ruptura ou de escoamento dos materiais e das intensidades das ações na estrutura e são determinados de forma empírica, através da observação de edificações construídas, permitindo um progresso gradual e seguro dos critérios de projeto [7].

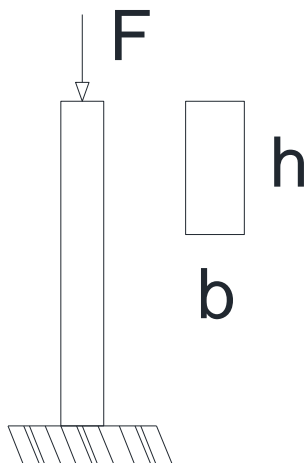
Segundo Mancini e Sales *et al.* [7,8], o surgimento do coeficiente de segurança externo se deu através de questionamentos técnicos realizados após a ruptura de uma ponte na Inglaterra em 1847 (Ponte em ferro fundido sobre o Rio Dee). A interpretação dada pelos engenheiros durante a criação desse método era de avaliar qual a distância entre a carga de colapso e a carga de serviço da estrutura, dando uma interpretação “externa” ao coeficiente interno de segurança.

Com esses conceitos já bem estabelecidos o método das tensões admissíveis desenvolveu com a premissa de que o coeficiente de segurança interno seria utilizado quando as peças estivessem sujeitas a ações estabilizantes como, por exemplo, efeitos de tração. Já o coeficiente de segurança externo seria

utilizado quando as solicitações provocassem efeitos de instabilidade como o caso da compressão, que gera a flambagem [8].

Para exemplificar o uso do método das tensões admissíveis imaginemos um pilar com 3 metros de altura e dimensões em planta  $b = 14$  cm,  $h = 30$  cm (Ver Figura 3.2). Suponhamos que o pilar foi construído com um concreto que atinja 25 GPa de módulo de elasticidade tangente ( $E_{ci}$ ) após o completo ganho de resistência aos 28 dias. Qual seria a maior carga admissível suportada por esse pilar considerando a estratégia das tensões admissíveis?

Figura 3.2 - Exemplo de pilar com carga de compressão.



Aplicando a esse problema um coeficiente de segurança  $\gamma = 2$  e como o efeito dado nesse exemplo é de compressão, haverá possibilidade de flambagem. Portanto, deve-se avaliar qual direção será mais susceptível a este efeito. Nesse caso a direção com menor inércia é a direção  $b$ .

$$I_b \geq \frac{14 \cdot 30^3}{12} = 31500 \text{ cm}^4$$

$$I_h \geq \frac{30 \cdot 14^3}{12} = 6860 \text{ cm}^4$$

Após a verificação da menor inércia e usando o conceito de tensões admissíveis foi possível determinar a carga crítica do sistema estrutural. Nesse



caso a carga limitante de projeto ( $P_d$ ) é a carga de flambagem da coluna engastada-livre. Tal valor é de 235,10 kN ou 23,51 tf.

$$P_d = \frac{\pi^2 \cdot 25 \cdot 10^9 \cdot 6,86 \cdot 10^{-5}}{(2,3)^2} = 470176,99 \text{ N} = 470,18 \text{ kN}$$

$$P_k = \frac{P_d}{\gamma} = \frac{470,18}{2} = 235,1 \text{ kN} = 23,51 \text{ tf}$$

### **3.3 Introdução a métodos probabilísticos e o Métodos dos Estados Limites (LRFD - *Load and Resistance Factor Desing*)**

Na metade do século XX percebeu-se que mesmo com essas considerações a respeito da carga de colapso e melhoria nas técnicas de produção dos materiais o método das tensões admissíveis apresentava poucas informações sobre a capacidade portante da estrutura. Para diferentes tipos de estruturas, a relação da ação limite baseada em tensões admissíveis para resistência última é até certo ponto variável. Isto é especialmente verdade para estruturas estaticamente indeterminadas. Para muitas delas (por exemplo estruturas de concreto armado), a suposição de linearidade entre tensões e deformações, esforços e ações, não é muito realista até mesmo sob níveis de ação de serviço. O método também não considera as condições em serviço, que poderiam invalidar a estrutura, como por exemplo uma deformação excessiva. Logo no começo deste século, ficou evidente para muitos engenheiros que o método de tensões admissíveis não foi uma ferramenta de cálculo muito econômica. Isto levou ao desenvolvimento de métodos de cálculo plástico para estruturas de aço no período de 1940 a 1950 [9].

No início dos anos 40 e 50 pesquisadores começaram a vislumbrar a possibilidade de consideração de algumas incertezas no dimensionamento de

peças estruturais, surgindo assim a teoria de confiabilidade estrutural [2]. Em linhas gerais o modelo probabilístico admite a construção de uma equação denominada equação Estado Limite e então verifica-se a confiabilidade<sup>2</sup> do sistema perante a demanda recebida.

Normalmente essas equações de Estado Limite são relacionadas a algumas verificações de capacidade estrutural do sistema ou do elemento, poderíamos dizer, de forma simplificada, que tal avaliação poderia ser dita como uma margem de segurança  $M$ . Onde  $R$  é uma variável aleatória com uma dada distribuição que representa a Resistência do sistema ou elemento (Capacidade) e  $S$  é uma variável aleatória com uma dada distribuição que representa as solicitações atuantes no sistema (Demanda) [2]. Mais tarde essa filosofia de pensamento viria a dar origem ao que conhecemos como Método dos Estados Limites.

$$M = R - S \quad (3.3)$$

Portanto a probabilidade de falha da estrutura ( $p_f$ ) ou de um componente da estrutura pode ser dado pela probabilidade de que a solicitação ( $S$ ) seja maior que a resistência ( $R$ ) [2].

$$p_f = P[\{S \geq R\}] \quad (3.4)$$

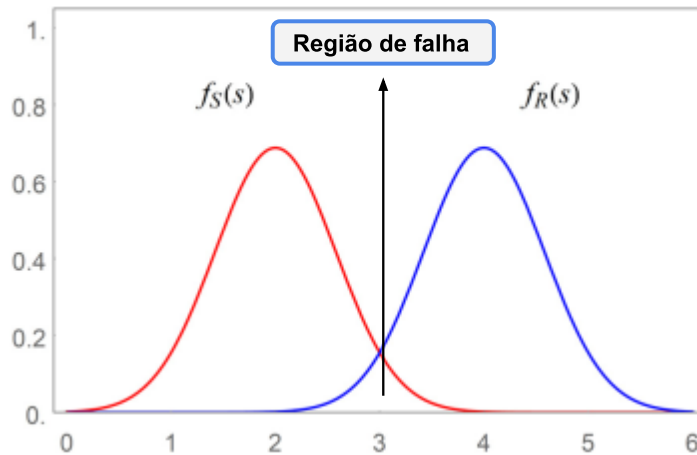
Em termos práticos quando a margem de segurança  $M$  for  $> 0$ , a estrutura está segura pois nenhum estado limite foi atingido, quando  $M < 0$ , a estrutura não está segura pois admite que algum estado limite foi atingido. Esse conceito pode ser observado de forma gráfica (ver Figura 3.3) comparando as distribuições de probabilidade das variáveis de solicitação e resistência. É possível perceber

---

<sup>2</sup> Confiabilidade de um sistema é a probabilidade de que este sistema não falhe, desempenhando sua função fim dentro de uma vida de projeto especificada, respeitadas as condições de operação e de projeto do mesmo [2,10].

facilmente que a região onde é possível existir uma falha se dá no local de sobreposição das funções marginais de densidade de probabilidade.

Figura 3.3 – Problema fundamental de confiabilidade adaptado Beck [2]<sup>3</sup>.



Foi nesse contexto que o estudo da confiabilidade é inserido, na tentativa de prever incertezas e flutuações nas variáveis da estrutura. Seu objetivo maior é a determinação de uma probabilidade de falha num cenário generalizado.

**Exemplo Resolvido 3.1:** Para entendermos melhor os conceitos probabilísticos e que envolvem o dimensionamento de qualquer tipo estrutura, vamos abstrair o exemplo do autor Du. Admita que um componente estrutura de viga esteja sujeito a variável aleatório de solicitação com distribuição normal com média ( $\mu$ ) de 100 MPa e desvio padrão ( $\sigma$ ) de 10 MPa. Já a variável aleatória de resistência também tem distribuição normal e possui média  $\mu = 120$  MPa e desvio  $\sigma = 20$  MPa. Qual seria a probabilidade de falha do sistema?

Claro que para solução desse exemplo deveríamos esclarecer todo um arcabouço teórico para os métodos de solução desse tipo de problema. Porém para fins didáticos vamos utilizar um gerador de números aleatórios (em outras palavras é o Método de Monte Carlo Simples) para encontrar as amostras de

<sup>3</sup>  $f_R(r)$  a função marginal de densidade de probabilidade da resistência;  $f_S(s)$  a função marginal de densidade de probabilidade da solicitação.

variáveis da estrutura. Vamos utilizar uma amostragem  $n_{total} = 20$  valores (apenas para fins didáticos pois em simulações reais empregam-se valores da ordem de  $1.10^6$  por exemplo). O quadro abaixo mostra a margem de segurança estrutural desse exemplo.

$\mu$ (MPa)	$\sigma$ (MPa)	$R$ (MPa)	$\mu$ (MPa)	$\sigma$ (MPa)	$S$ (MPa)	$M$ (MPa)
120	20,00	112,67	100,00	10,00	104,24	8,43
120	20,00	122,50	100,00	10,00	112,04	10,45
120	20,00	94,90	100,00	10,00	112,85	-17,95
120	20,00	128,05	100,00	10,00	97,02	31,03
120	20,00	113,63	100,00	10,00	105,22	8,41
120	20,00	137,23	100,00	10,00	112,56	24,67
120	20,00	119,58	100,00	10,00	107,07	12,51
120	20,00	125,19	100,00	10,00	107,01	18,18
120	20,00	122,69	100,00	10,00	100,06	22,63
120	20,00	157,84	100,00	10,00	96,61	61,23
120	20,00	99,62	100,00	10,00	114,54	-14,92
120	20,00	107,52	100,00	10,00	92,79	14,74
120	20,00	129,65	100,00	10,00	105,54	24,12
120	20,00	118,26	100,00	10,00	95,20	23,06
120	20,00	151,88	100,00	10,00	115,24	36,64
120	20,00	90,06	100,00	10,00	99,46	-9,40
120	20,00	113,44	100,00	10,00	97,96	15,48
120	20,00	128,11	100,00	10,00	107,82	20,29
120	20,00	91,54	100,00	10,00	103,47	-11,92
120	20,00	149,41	100,00	10,00	111,27	38,14

Legenda: **Cor vermelha** representa falha ou Margem abaixo de zero (Sem segurança).

Nesse exemplo 4 amostras ( $n_{amostras\ M < 0}$ ) apresentaram margem de segurança inferior a zero, portanto a probabilidade de falha do sistema é dada por:



$$p_f = \frac{n_{amostras\ M < 0}}{n_{total}} = \frac{4}{20} = 0,20 \text{ ou } 20 \%$$

Para esse exemplo hipotético a probabilidade de falha do sistema gira em torno de 20% para 20 amostras testadas. Deixando claro que isso é um exemplo hipotético para entendimento da técnica e que em situações reais existiria um

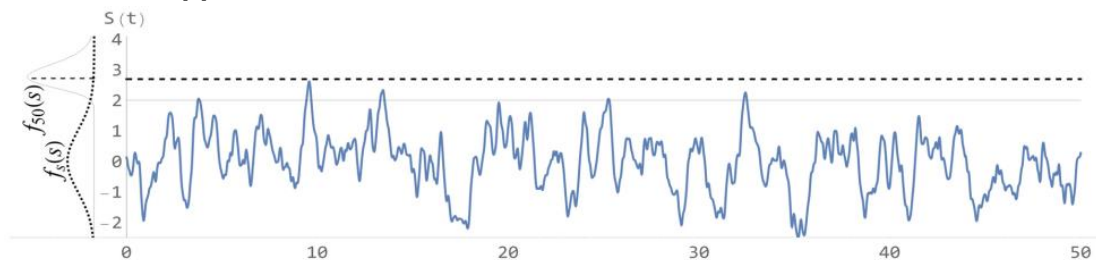
aumento sensível do número das amostras para de fato representar de forma fiel a probabilidade de falha ( $p_f$ ) do sistema ou elemento.

Como dito anteriormente a teoria de confiabilidade foi a base para construção dos métodos de análise semi-probabilísticos. Tais métodos surgiram na antiga União Soviética entre 1947 e 1949 [8]. Neste método, o nível de segurança será determinado pela capacidade que a estrutura possui de suportar as várias ações que vierem a solicitá-la durante sua vida útil, sem atingir qualquer estado que inviabilize seu uso [11], sendo esse estado denominado de estado limite.

As primeiras normas de cálculo, considerando esse conceito de estados limites, aprovadas nos Estados Unidos foram a *Strength Design Code* do American Concrete Institute (ACI) e as prescrições para o cálculo plástico da especificação do AISC [6]. Tais prescrições ganharam força, e, no começo da década de 70 esta norma substituiu quase que por completamente a antiga filosofia de projeto relacionada ao método das tensões admissíveis.

Basicamente o modelo semi-probabilísticos implementou a filosofia das combinações e dos coeficientes parciais de segurança. A avaliações de combinações de ações baseada na teoria de Turkstra. Segundo Beck [2] este modelo postula que ação combinada extrema  $S_d$  será a pior combinação entre a distribuição de extremos (Distribuição devido a observações com tempo de retorno fixo) de uma ação variável, considerada como principal na combinação, combinada com a soma da distribuição de ponto arbitrário (Distribuições em uma janela de tempo qualquer, mas um tempo que é fixo) das demais ações (ditas secundárias, neste contexto).

Figura 3.4 – Distribuições de ponto arbitrário (tracejado) e de valores extremos (contínuo) a esquerda Beck [2].



Portanto no modelo semi-probabilísticos de análise a segurança estrutural será dada por uma inequação do tipo [12], onde  $g_R$  e  $g_S$  são as funções que representam a resistência do material e esforços internos, respectivamente.  $f_k$  e  $Q_k$  a representação das características de resistência do material e carregamentos. Já  $\gamma_m$  e  $\gamma_f$  representam os coeficientes parciais de segurança da estrutura em função do Estado Limite analisado.

$$g_R\left(\frac{f_k}{\gamma_m}\right) \geq g_S(\gamma_f \cdot Q_k) \quad (3.5)$$

O objetivo principal desse método é permitir essa aplicação simplificada de regras probabilísticas e mesmo assim o nível de segurança estrutural será similar a verificações mais rigorosas que utilizam métodos totalmente probabilísticos [4].

No caso das normativas brasileiras existem dois tipos de abordagem para consideração dos Estados Limites. A ABNT NBR 8681 “Ações e segurança nas estruturas – Procedimento” [13] define esses dois conceitos, são eles: (a) Estado Limite Último (ELU); e (b) Estado Limite de Serviço (ELS).

O Estado Limite Último (ELU) está relacionado ao esgotamento da capacidade portante, sendo este associado ao colapso da estrutura, provocando assim a paralização do uso.

De acordo com o item 10.3 da NBR 6118 [14] são tipos de ELU:

- a) Estado-limite último da perda do equilíbrio da estrutura, admitida como corpo rígido;
- b) Estado-limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, devido às solicitações normais e tangenciais, admitindo-se a redistribuição de esforços internos, desde que seja respeitada a capacidade de adaptação plástica definida na Seção 14, e admitindo-se, em geral, as verificações separadas das solicitações normais e tangenciais; todavia, quando a interação entre elas for importante, ela estará explicitamente indicada nesta Norma;
- c) Estado-limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando os efeitos de segunda ordem;
- d) Estado-limite último provocado por solicitações dinâmicas (ver Seção 23);
- e) Estado-limite último de colapso progressivo;
- f) Estado-limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando exposição ao fogo, conforme a ABNT NBR 15200;
- g) Estado-limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, considerando ações sísmicas, de acordo com a ABNT NBR 15421;
- h) Outros estados-limites últimos que eventualmente possam ocorrer em casos especiais.

Já para o Estado limite de Serviço (ELS) a NBR 6118 [14] o define no item 10.4 e tem seus critérios associados a associados à durabilidade, aparência, conforto do usuário e bom desempenho funcional, sendo este classificado nos seguintes itens.

- a) Estado-limite de formação de fissuras (ELS-F): Estado em que se inicia a formação de fissuras. Admite-se que este estado-limite é atingido quando a tensão de tração máxima na seção transversal for igual à  $f_{ctf}$ ;
- b) Estado-limite de abertura de fissuras (ELS-W): Estado em que as fissuras se apresentam com aberturas iguais aos máximos especificados na tabela 13.4 do item 13.4.2 da NBR 6118 [14];
- c) Estado-Limite de deformações excessivas (ELS-DEF): Estado em que as deformações atingem os limites estabelecidos para utilização normal, dados no item 13.3 da NBR 6118 [14];
- d) Estado-limite de vibrações excessivas (ELS-VE): Estado em que as vibrações atingem os limites estabelecidos para a utilização normal da construção.

### 3.4 A resistência do material segundo o método dos Estados Limites

No capítulo 1 desse texto estabeleceu-se as condições para determinação da resistência característica do concreto e aço. Nesse capítulo estabelece-se as condições de resistência de cálculo para que se dimensione uma estrutura de acordo com o Método dos Estados Limites. O embasamento normativo da resistência dos materiais estruturais é descrito na NBR 8681 [13] conforme descrição do item 5.2.

No caso os valores característicos das resistências ( $f_k$ ) são os que, num lote de material, têm uma determinada probabilidade de serem ultrapassados, no sentido desfavorável para a segurança. Usualmente é de interesse a resistência característica inferior  $f_{k,inf}$  cujo valor é menor que a resistência média  $f_m$ , embora por vezes haja interesse na resistência característica superior  $f_{k,sup}$ , cujo



valor é maior que  $f_m$ . Pelo Método dos Estados Limites a resistência de cálculo  $f_d$  é dada pela equação (3.6):

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m} \quad (3.6)$$

Onde  $f_k$  é a resistência característica; e  $\gamma_m$  é dado como o coeficiente de ponderação das resistências, sendo este definido pela equação (3.7):

$$\gamma_m = \gamma_{m1} \cdot \gamma_{m2} \cdot \gamma_{m3} \quad (3.7)$$

O coeficiente  $\gamma_{m1}$  leva em conta a variabilidade da resistência efetiva, transformando a resistência característica em um valor extremo de menor probabilidade de ocorrência;  $\gamma_{m2}$  considera as diferenças entre a resistência efetiva do material da estrutura e a resistência medida convencionalmente em corpos-de-prova padronizados; e  $\gamma_{m3}$  considera as incertezas existentes na determinação das solicitações.

A Quadro 3.2 apresenta os coeficientes de ponderação das resistências no Estado Limite Último (ELU). Tais coeficientes são apresentados na seção 12.4.1 a NBR 6118 [15].

Quadro 3.3 - Valores do coeficiente de minoração da resistência [15].

Combinações	Concreto $\gamma_c$	Aço $\gamma_s$
Normais	1,40	1,15
Especiais ou de construção	1,20	1,15
Excepcionais	1,20	1,00

A NBR 6118 [15] observa que para a execução de elementos estruturais nos quais estejam previstas condições desfavoráveis (por exemplo, más condições de transporte, ou adensamento manual, ou concretagem deficiente por concentração de armadura), o coeficiente  $\gamma_c$  deve ser multiplicado por 1,10. A mesma norma afirma que para avaliações em Estado Limite de Serviço não necessitam de minoração, portanto,  $\gamma_m = 1,0$ .

### 3.5 Aspectos sobre a combinação de ações

Carvalho e Figueiredo Filho [15] denominam ação como qualquer influência, ou conjunto de influências, capaz de produzir estados de tensão ou de deformação em uma estrutura.

A NBR 8681 [13] em seu item 4.2.1 admite três tipos de ações em uma estrutura, são elas:

- a) Ações permanentes: Ações que ocorrem com valores constantes ou de pequena variação em torno de sua média, durante praticamente toda a vida da construção. A variabilidade das ações permanentes é medida num conjunto de construções análogas. Para as ações permanentes, o valor característico é o valor médio, corresponde ao quantil de 50%, seja quando os efeitos forem desfavoráveis, seja quando os efeitos forem favoráveis;
- b) Ações variáveis: Ações que ocorrem com valores que apresentam variações significativas em torno de sua média, durante a vida da construção (Os valores característicos das ações variáveis apresentam a uma probabilidade entre 25% e 35% de serem ultrapassados em 50 anos). A NBR 8681 [13] faz uma ressalva a uma particularidade das ações variáveis que são as cargas acidentais advindas do uso da construção.
- c) Ações excepcionais: Ações excepcionais são as que têm duração extremamente curta e muito baixa probabilidade de ocorrência durante a vida da construção, mas que devem ser consideradas nos projetos de determinadas estruturas.

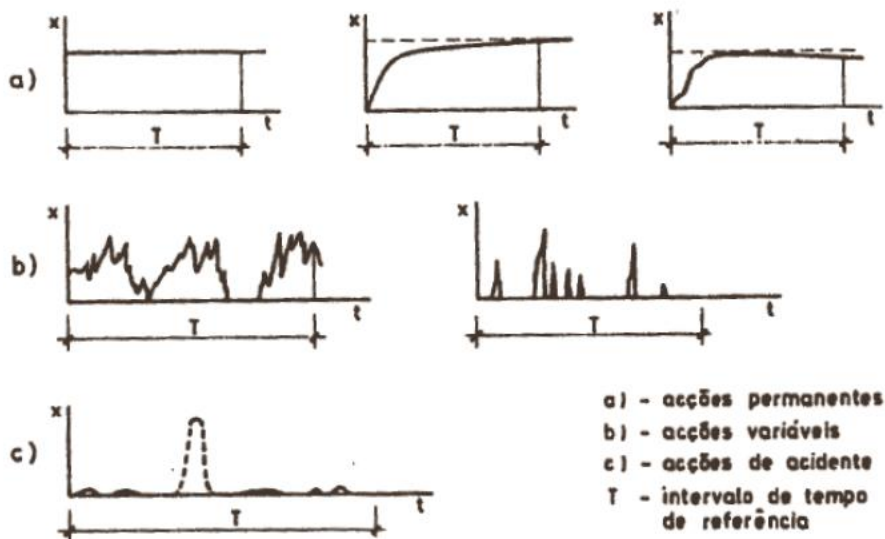
De maneira geral, Mascia [16] afirma que a classe de carregamentos atuantes em uma estrutura em função da ação variável principal na combinação. A Tabela 3.1 é apresentada de forma a definir esses limites e a Figura 3.5

apresenta um esquema simplificado do tipo de carregamento estrutural em função do tempo.

Tabela 3.1 -Classe de carregamentos das ações [16].

Classe de carregamento	Ação variável principal da combinação	
	Duração acumulada	Ordem de grandeza da duração
Permanente	Permanente	Vida útil da construção
Longa duração	Longa duração	Mais de 6 meses
Média duração	Média duração	1 semana a 6 meses
Curta duração	Curta duração	Menos de 1 semana
Duração instantânea	Duração instantânea	Muito curta

Figura 3.5 - Representação esquemática dos diferentes tipos de ações [17].



### 3.5.1 Generalidades sobre a combinação das ações

Considerando uma estrutura qualquer submetido a três tipos de carregamento ( $g$  de natureza permanente,  $q_1$  e  $q_2$  de natureza variável) relevantes, logo o carregamento  $p(t)$  total ao longo de todo tempo  $t$  desta estrutura será dado por:

$$p(t) = g + q_1(t) + q_2(t) \quad (3.8)$$

Logo o problema fundamental de uma combinação das ações será o de encontrar a distribuição máxima de carga que ocorre sobre essa estrutura, num período definido. Seja  $p_{max}$  a variável aleatória que representa o valor máximo

da carga total nesse período. Como é obvio,  $p_{max} < g + q_{1,max} + q_{2,max}$ , pois os máximos de  $q_1$  e  $q_2$  dificilmente ocorrerão no mesmo instante. No entanto, é muito provável que o máximo da carga total ocorra no instante em que uma das cargas,  $q_1$  ou  $q_2$ , apresente o valor máximo. Essas considerações sugerem a seguinte regra [17].

$$p_{max} = \max \begin{cases} g + q_{1,max} + \psi \cdot q_{2,max} \\ g + q_{2,max} + \psi \cdot q_{1,max} \end{cases} \quad (3.9)$$

Onde os coeficientes  $\psi \cdot q_{1,max}$  e  $\psi \cdot q_{2,max}$  representam valores menores que  $q_{1,max}$  e  $q_{2,max}$ , respectivamente. Esta regra é conhecida como regra de Turkstra e tem sido utilizada nos mais modernos códigos e normas de segurança [18]. Na sua forma geral a regra de Turkstra é uma combinação linear de ações de natureza estocástica. A regra é dada como a soma de diversas ações onde uma dessas é dada pelo seu valor máximo e dita principal [17,19,20]. A regra é apresentada na equação (3.10).

$$p_{max} = \max \begin{cases} \gamma_g \cdot g_k + \gamma_{q1} \cdot q_{1,k} + \psi_{0q2} \cdot \gamma_{q2} \cdot q_{2,k} \\ \gamma_g \cdot g_k + \gamma_{q2} \cdot q_{2,k} + \psi_{0q1} \cdot \gamma_{q1} \cdot q_{1,k} \end{cases} \quad (3.10)$$

Na existência de duas ações variáveis, pela regra de Turkstra, deve-se fazer duas combinações e, no caso geral, existindo  $n$  ações variáveis, torna-se necessário efetuar  $n$  combinações, escolhendo assim a que conduzir para a combinação mais grave ao sistema estrutural. Em cada uma destas  $n$  combinações, apenas uma das ações variáveis é quantificada pelo valor característico — é chamada ação variável base ou ação variável principal. As restantes são quantificadas pelos valores reduzidos — são chamadas ações variáveis acompanhantes [17].

Os valores de combinação  $\psi_{0qk}$  pretendem ter em conta que, se numa determinada combinação, uma das ações variáveis figura com o seu valor característico (ação variável principal), ou seja, com um valor com reduzida

probabilidade de ser excedido no intervalo de tempo de referência, os valores a considerar para as restantes variáveis (ações variáveis secundárias) deverão corresponder a uma maior probabilidade de serem excedidos, para que a probabilidade correspondente à atuação simultânea não seja demasiadamente pequena [17].

Termina-se estas breves considerações por indicar três regras fundamentais relativas a combinações de ações, a empregar sempre que se utilize o método dos coeficientes parciais de segurança. São elas [17]:

- a) As ações permanentes figuram sempre em todas as combinações, mas não devem ser majoradas quando os seus efeitos forem favoráveis;
- b) As ações variáveis só devem figurar se a sua presença for desfavorável para o Estado Limite em consideração;
- c) Só devem figurar na mesma combinação as ações cuja ocorrência simultânea seja verossímil. Ações que, por razões físicas ou funcionais, não poderão ocorrer simultaneamente, não devem combinar-se.

Convém referir que são as ações que se combinam — não os efeitos das ações. No entanto se a estrutura tiver comportamento linear, o efeito de uma soma de ações é igual à soma dos efeitos das ações individuais [21]. A equação (3.11) descreve essa situação.

$$E(g + q) = E(g) + E(q) \quad (3.11)$$

O item 11.8.1 da NBR 6118 [15] e NBR 8681 [13] item 4.3.1.1 definem as generalidades sobre os critérios de combinação. Portanto um carregamento é definido pela combinação das ações que têm probabilidades não desprezíveis de atuarem simultaneamente sobre a estrutura, durante um período preestabelecido.

A combinação das ações deve ser feita de forma que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura; a verificação da segurança em relação aos estados-limites últimos (ELU) e aos estados-limites de serviço (ELS) deve ser realizada em função de combinações últimas e de combinações de serviço, respectivamente.

### 3.5.2 Coeficiente de ponderação das ações segundo os Estados Limites

Segundo NBR 8681 [13], para encontrar os valores das solicitações de cálculo ( $S_d$ ), é necessário considerar um coeficiente de ponderação que multiplicará os efeitos característicos  $S_k$ , conforme equação (3.12).

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot \gamma_{f3} \quad (3.12)$$

Onde  $\gamma_{f1}$  considera a variabilidade das ações;  $\gamma_{f2}$  considera a simultaneidade de atuação das estações; e  $\gamma_{f3}$  Considera os desvios gerados nas construções, não explicitamente considerados, e as aproximações feitas em projeto em função das solicitações.

Os itens 11.7.1 e 11.7.2 da NBR 6118 [15] apresentam os coeficientes  $\gamma_f$  para o cálculo das ações de cálculo. O Quadro 3.4 representa a Tabela 11.1 da NBR 6118 [15] que mostra os valores de  $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$  para o uma situação ELU.

Quadro 3.4 - Valores do coeficiente  $\gamma_f$  [15].

Combinações de ações	Ações							
	Permanentes ( $g$ )		Variáveis ( $q$ )		Protensão ( $p$ )		Recalques de apoio e retração	
	D <sup>1</sup>	F <sup>1</sup>	G <sup>1</sup>	T <sup>1</sup>	D <sup>1</sup>	F <sup>1</sup>	D <sup>1</sup>	F <sup>1</sup>
Normais	1,4 <sup>2</sup>	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0
Especiais ou de construção	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	0,9	1,2	0
Excepcionais	1,2	1,0	1,0	0	1,2	0,9	1,2	0

<sup>1</sup> D é desfavorável, F é favorável, G representa as cargas variáveis em geral e T a temperatura.

<sup>2</sup> Para as cargas permanentes de pequenas de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3.

Já o cálculo do coeficiente  $\gamma_f = \gamma_{f2}$  para as combinações do tipo ELS é apresentado também no item 11.7.1 da NBR 6118 [15] e aqui dado pelo Quadro 3.5.

Quadro 3.5 - Valores do coeficiente  $\gamma_{f2}$  [15].

Ações		$\gamma_{f2}$		
		$\Psi_0$	$\Psi_1^1$	$\Psi_2$
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas <sup>2</sup>	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas <sup>3</sup>	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3

<sup>1</sup> Para valores de  $\Psi_1$  relativos às pontes e principalmente aos problemas de fadiga, ver seção 23 (NBR 6118).

<sup>2</sup> Edifícios residenciais.

<sup>3</sup> Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos.

Os valores de  $\gamma_{f2}$  são dados em função da combinação utilizada para verificação de um determinado Estado Limite. Portanto o valor de  $\gamma_{f2}$  definido no Quadro 3.5 será dado em função das seguintes situações:

- a)  $\gamma_{f2} = 1,00$  (Combinações raras);
- b)  $\gamma_{f2} = \Psi_1$  (Combinações frequente);
- c)  $\gamma_{f2} = \Psi_2$  (Combinações quase permanente).

A NBR 8681 [13] (itens 5.1.4.1 e 5.1.4.2) apresenta algumas tabelas extras (Tabela 1 e 4 da NBR 8681 [13] são exemplos) para que se possa fazer as considerações das ações (permanentes e variáveis) aplicadas de forma isolada.

### 3.5.3 Casos especiais para consideração de um coeficiente adicional de segurança

Em algumas ocasiões é necessário acrescentar um coeficiente de segurança adicional no ato do dimensionamento estrutural em Estado Limite Último (ELU). São diversos os casos possíveis e aqui faremos a explanação de um dos principais coeficientes que se refere a situações que dependem da geometria da peça estudada. Tal condição é informada na seção 11.7.1 da NBR 6118 [15].

Para elementos estruturais esbeltos críticos para a segurança de estrutura, como pilares e pilares paredes com espessura inferior a 19 cm e lajes em balanço com espessura inferior a 19 cm, os esforços solicitantes de cálculo devem ser multiplicados pelo coeficiente de ajustamento ( $\gamma_n$ ) dado conforme equações (3.13), (3.14) e Quadro 3.6.

Quadro 3.6 - Valores do coeficiente adicional  $\gamma_n$ .

Dimensão <sup>1,3</sup>	19	18	17	16	15	14	13	12	11	10
$\gamma_n$ <sup>2</sup>	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25	1,30	1,35	1,40	1,45

<sup>1</sup> Em caso de lajes em balanço considerar a espessura da laje e em caso de pilares considerar a menor dimensão ( $b$ ) em planta. Ambos os valores em centímetros (cm).

<sup>2</sup> O coeficiente  $\gamma_n$  deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo nas lajes em balanço, quando de seu dimensionamento.

<sup>3</sup> Em caso de pilares a menor dimensão permitida é de 14 cm

$$\gamma_n = 1,95 - 0,05 \cdot b \quad \text{Pilares} \quad (3.13)$$

$$\gamma_n = 1,95 - 0,05 \cdot h \quad \text{Lajes} \quad (3.14)$$

### 3.5.4 Combinações para o ELU

Para efeitos de verificação da segurança aos ELU, a NBR 8681 [13] (item 5.1.3) distingue três situações distintas. Tais situações são cenários em que a estrutura pode vir a se encontrar durante a sua vida:

- a) ELU combinação última normal: correspondem a condições normais de uso;



b) ELU especial ou de construção: correspondem a situações temporárias, como por exemplo as situações durante a fase construtiva ou de reparo da estrutura.

c) ELU excepcional: correspondem a situações excepcionais como por exemplo a ocorrência de um incêndio, de uma colisão de uma viatura ou ocorrência da ruptura em um dos elementos da estrutura.

A equação (3.15) apresenta a combinação última normal para o esgotamento da capacidade resistiva em peças de concreto armado:

$$F_d = \gamma_g \cdot F_{g,k} + \gamma_{eg} \cdot F_{eg,k} + \gamma_q \cdot (F_{1q,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0,j} F_{qj,k}) + \gamma_{eg} \cdot \psi_{0,j} \cdot F_{eq,k} \quad (3.15)$$

No caso geral, devem ser consideradas inclusive combinações onde o efeito favorável das cargas permanentes seja reduzido pela consideração de  $\gamma_g = 1,0$ . No caso de estruturas usuais de edifícios, essas combinações que consideram  $\gamma_g$  reduzido (1,0) não precisam ser consideradas.

Onde:

$F_{g,k}$  – Ações permanente principal;

$F_{ek}$  – Ações indiretas permanentes como a retração  $F_{egk}$  e variáveis como a temperatura  $F_{eqk}$ ;

$F_{1q,k}$  – Ações variáveis diretas principal;

$F_{qj,k}$  – Ações variáveis secundárias;

$\psi_{0,j}$  – Coeficiente redutor da combinação variável.

A equação (3.16) apresenta a combinação última especial ou de construção.

$$F_d = \gamma_g \cdot F_{g,k} + \gamma_{eg} \cdot F_{eg,k} + \gamma_q \cdot (F_{1q,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0,j} F_{qj,k}) + \gamma_{eg} \cdot \psi_{0,j} \cdot F_{eq,k} \quad (3.16)$$

Quando  $F_{1q,k}$  ou  $F_{1q,exec}$  atuarem em tempo muito pequeno ou tiverem probabilidade de ocorrência muito baixa,  $\psi_{0,j}$  pode ser substituído por  $\psi_{2,j}$ . Este pode ser o caso para ações sísmicas e situação de incêndio.

A equação (3.17) apresenta a combinação última excepcional.

$$F_d = \gamma_g \cdot F_{g,k} + \gamma_{eg} \cdot F_{eg,k} + F_{1q,exec} + \gamma_q \cdot \sum_{j=2}^n \psi_{0,j} F_{qj,k} + \gamma_{eg} \cdot \psi_{0,j} \cdot F_{eq,k} \quad (3.17)$$

Onde:

$F_{1q,exec}$  – Ação transitória excepcional.

### 3.5.5 Combinações para o ELS

De acordo com o item 5.1.5 da NBR 8681 [13], a classificação das combinações no ELS é feita através do tempo de permanência do respectivo conjunto de ações na estrutura, podendo ser classificada como quase-permanentes, frequentes e raras.

- a) Quase permanentes: Podem atuar durante quase todo o período de vida da estrutura e sua verificação pode ser necessária na verificação do estado-limite de deformações excessivas;
- b) Frequentes: repetem-se muitas vezes durante o período de vida da estrutura (105 vezes em 50 anos, ou que tenham duração total igual a uma parte não desprezível desse período, da ordem de 5%), e sua consideração pode ser necessária na verificação dos estados-limites de formação de fissuras, de abertura de fissuras e de vibrações excessivas. Podem também ser consideradas para verificações de estados-limites de deformações excessivas decorrentes do vento ou temperatura que podem comprometer as vedações.
- c) Raras: ocorrem algumas vezes durante o período de vida da estrutura, e sua consideração pode ser necessária na verificação do estado-limite de formação de fissuras.

A combinação classificada como quase permanente é expressa pela equação (3.18):

$$F_{d,ser} = \sum_{i=1}^m F_{gi,k} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} \cdot F_{qj,k} \quad (3.18)$$

Onde:

$F_{d,ser}$  - Ações para combinações de serviço;

$F_{gi,k}$  - Ações permanentes diretas;

$F_{qj,k}$  - Ações variáveis diretas.

A combinação classificada como frequente é expressa pela equação (3.19):

$$F_{d,ser} = \sum_{i=1}^m F_{gi,k} + \psi_1 F_{q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} \cdot F_{qj,k} \quad (3.19)$$

Onde:

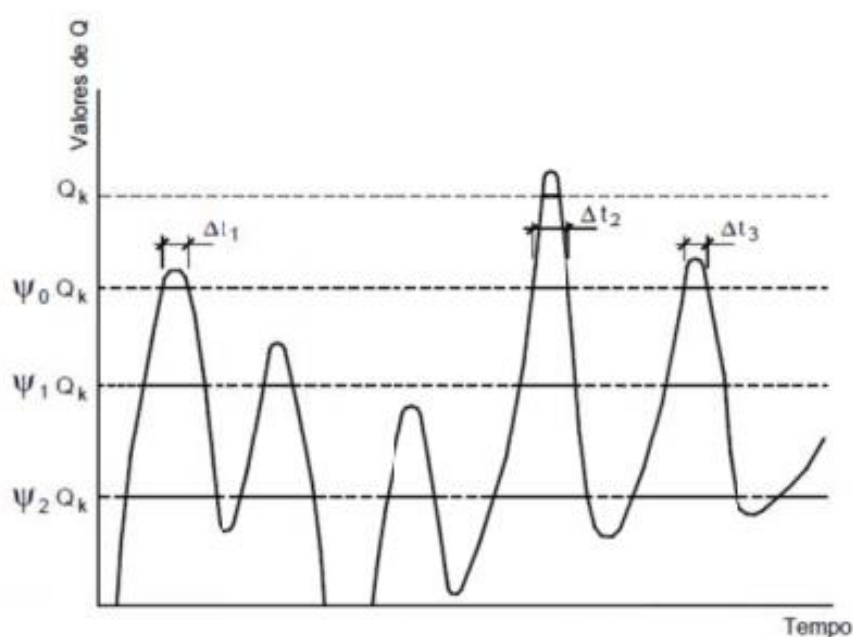
$F_{1q,k}$  - Ações variáveis diretas principal.

A combinação classificada como rara é expressa pela equação (3.20):

$$F_{d,ser} = \sum_{i=1}^m F_{gi,k} + F_{q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{1j} \cdot F_{qj,k} \quad (3.20)$$

Os coeficientes  $\psi$  são coeficientes inferiores à unidade e destinam-se a obter valores de  $Q$  com probabilidades maiores de serem excedidos que o valor característico  $q_k$ . A Figura 3.6 a seguir ilustra de forma qualitativa a definição destes coeficientes.

Figura 3.6 - Representação esquemática dos diferentes tipos de ações [17].



Verifica-se assim que o valor quase-permanente tem maior probabilidade de ser excedido que o valor frequente e este, por sua vez, tem maior probabilidade de ser excedido que o valor de combinação. Isto significa que  $\psi_2 \leq \psi_1 \leq \psi_0$ .

### 3.6 As ações verticais segundo a novo NBR 6120

De suma importância para engenheiros e projetistas uma das vovós do cálculo estrutural, a NBR 6120 [22], recentemente passou por uma atualização tornando-se uma norma mais detalhada sobre a ótica dos valores de carregamento que podem ser utilizados no cálculo de estruturas em geral.

Após 37 anos sem revisão tal normativa passou por um trabalho detalhado de conferência e proposições de melhoria. Itens importantes que deixavam espaços para falhas no ato de se projetar foram adicionados ou melhor explicitados, como por exemplo: Carga para telhados, uma melhor abordagem sobre a questão da carga de veículos em garagens como também as cargas envolvidas no processo de colisão do mesmo, cargas para helipontos e também uma organização das questões relativas à carga em guarda corpos e barreiras de proteção<sup>4</sup>.

As generalidades sobre as ações permanentes e variáveis são descritas nos itens 5 e 6 da NBR 6120 [22], nesse texto também faremos essa distinção de forma a facilitar o processo de aprendizagem do leitor.

#### 3.6.1 Ações de natureza permanente

Como dito anteriormente as ações permanentes são classificadas como modelos de ações que vão atuar durante todo o período de vida útil da estrutura. Portanto

---

<sup>4</sup> <https://www.cimentoitambe.com.br/abnt-nbr-6120-em-revisao/>

aqui mostraremos alguns dessas condições para definição dessas ações no cálculo das estruturas de concreto armado. O Quadro 3.7 e Quadro 3.8, por exemplo, trata do peso específico aparente ( $\gamma_{ap}$ ) dos materiais de construção. Tal quadro pode ser encontrado de forma detalhada no anexo A da NBR 6120 [22].

Uma das novidades da NBR 6120 [22] é a criação de distinções entre as cargas permanentes utilizadas em projeto. Diversas tabelas foram criadas para separar valores como impermeabilização, alvenarias, revestimentos etc. Na falta de ensaios ou informações mais qualificadas o projetista poderá recorrer ao item 5 dessa normativa e determinar a carga permanente do componente construtivo.

Quadro 3.7 - Peso específico dos materiais de construção parte 1 [22].

Materiais		$\gamma_{ap}$ (kN/m <sup>3</sup> )
1 Rochas	Arenito	21 a 27 (24)
	Basalto, diorito, gabro	28
	Gnaiss	30
	Granito, sienito, pórfiro	27 a 30 (28,5)
	Mármore e Calcário	28
2 Blocos artificiais e pisos	Blocos de concreto vazados (função estrutural, classes A e B, ABNT NBR 6136)	14
	Blocos cerâmicos vazados com paredes vazadas (função estrutural, ABNT NBR 15270-1)	12
	Blocos cerâmicos vazados com paredes maciças (função estrutural, ABNT NBR 15270-1)	14
	Blocos cerâmicos maciços	18
	Lajotas cerâmicas	18
	Porcelanato	23
3 Revestimentos e concretos	Argamassa de cal, cimento e areia	19
	Argamassa de cal	12 a 18 (15)
	Argamassa de cimento e areia	19 a 23 (21)
	Argamassa de gesso	12 a 18 (15)
	Concreto simples	24
	Concreto armado	25

Quadro 3.8 - Peso específico dos materiais de construção parte 2 [22].

Materiais		$\gamma_{ap}$ (kN/m <sup>3</sup> )
4 Metais	Aço	77 a 78,5 (77,8)
	Alumínio e ligas	28
	Ferro fundido	71 a 72,5 (71,8)
5 Madeiras <sup>1,2</sup>	Cedro	5
	Angelim Araroba, Angelim Pedra, Cafearana, Louro Preto	7
	Eucalipto, Tatajuba	10
	Madeira maciça classe resistência C20 <sup>2</sup>	5
	Madeira maciça classe resistência C25 <sup>2</sup>	5,5
	Madeira maciça classe resistência C230 <sup>2</sup>	6

<sup>1</sup> Madeiras com umidade de 12%;

<sup>2</sup> Classificações de acordo com a ABNT NBR 7190.

As informações do cálculo desses carregamentos serão abordadas mais adiante, especificando caso a caso cada uma das considerações dessas ações permanentes referentes aos elementos construtivos do sistema estrutural.

### 3.6.2 Ações de natureza variável

Em relação as cargas variáveis a NBR 6120 [22] também atualizou esses novos valores. O Quadro 3.9 apresenta alguns desses novos valores e classificações. Para uma consulta completa checar a Tabela 10 da NBR 6120 [22].

É importante salientar que os carregamentos considerados no Quadro 3.9 são de natureza quase-estáticas. Para cargas que possam induzir efeitos de ressonância ou outra resposta dinâmica significativa da estrutura (por exemplo: danças, saltos, movimentos de máquinas etc.), esses efeitos devem ser levados em consideração por meio de fatores dinâmicos ou análise dinâmica específica [22].

Quadro 3.9 - Carga accidental (kN/m<sup>2</sup>) devido ao uso da edificação [22].

Local		Carga uniformemente distribuída (kN/m <sup>2</sup> )
Áreas Técnicas	Barrilete	1,50 <sup>1</sup>
	Áreas Técnicas em Geral	3,00
	Casa de máquinas de elevador de passageiros (vel ≤ 1,00 m/s)	30,00 <sup>2, 3, 4</sup>
	Sal de gerador e transformador (sem leiaute)	10,00
Edifícios residenciais	Dormitório	1,50
	Sala, Copa e Cozinha	1,50
	Despensa, área de serviço e lavanderia	2,00
	Academia	3,00 <sup>5</sup>
	Salão de festas, salão de jogos	3,00 <sup>5</sup>
	Corredores de uso comum	3,00
	Corredores dentro de unidades autônomas	1,50
Edifícios comerciais	Salas de uso geral e sanitários	2,50
	Regiões de arquivos deslizantes	5,00
	<i>Call center</i>	3,00
	Corredores de uso comum	3,00
	Corredores dentro de unidades autônomas	2,50
Escadas e passarelas	Edifícios residenciais, hotéis	2,50
	Edifícios comerciais, clubes, escritórios, bibliotecas	3,00
	Com acesso ao público	3,00
	Sem acesso ao público	2,50
Forros	Acessíveis apenas para manutenção e sem estoque de materiais	0,10 <sup>6</sup>

<sup>1</sup> Prever cargas devido a tanques, reservatórios, bombas etc. (com suas respectivas bases), distribuídas na área da projeção desses itens;

<sup>2</sup> Carga na projeção do poço do elevador;

<sup>3</sup> As forças impostas pelo motor, guias, para-choques, polias etc., a serem fornecidas pelo fabricante do elevador de passageiros, devem ser calculadas conforme a ABNT NBR NM 207;

<sup>4</sup> Para o teto da casa de máquinas de elevadores, verificar a necessidade de prever cargas concentradas variáveis para os ganchos de suspensão dos equipamentos (mínimo 40 kN por gancho);

<sup>5</sup> Redução de cargas variáveis não permitida;

<sup>6</sup> Para forros inacessíveis e sem possibilidade de estoque de materiais, não é necessário considerar cargas variáveis devido ao uso.

Em relação as coberturas a NBR 6120 [22] revisada especificou o item 6.4 apenas para o tratamento desse tipo de carregamento. Nesse caso apenas coberturas acessíveis para manutenção.

As cargas variáveis definidas nesta subseção não incluem os pesos de instalações em geral, forros, isolamentos térmicos ou acústicos, redes de dutos e equipamentos de ar-condicionado, ventilação ou exaustão, redes de chuveiros automáticos (*sprinkler*), tubulações em geral, painéis fotovoltaicos, painéis de aquecimento solar etc. Esses elementos devem ser considerados como cargas permanentes, conforme a seção 5 da NBR 6120 [22].

A NBR 6120 [22] recomenda que não sejam executadas coberturas com inclinação inferiores a 2% no sentido de evitar acúmulo de água, granizo, pó, etc. Pois estas poderiam resultar em cargas adicionais potencialmente perigosas. Para determinação desse carregamento variável ( $q$ ) são descritas as equações (3.21) e (3.22). Nessas equações  $i$  representa a inclinação da cobertura em porcentagem.

$$q = 0,50 \cdot \alpha \quad \text{onde } 0,25 \text{ kN/m}^2 \leq q \leq 0,50 \text{ kN/m}^2 \quad (3.21)$$

$$\alpha = \begin{cases} 1,00 & 1\% < i \leq 2\% \\ 2,00 - 0,50 \cdot i & 2\% < i < 3\% \\ 0,50 & i \geq 3\% \end{cases} \quad (3.22)$$

Caso a cobertura possua sistema de drenagem suficiente e rigidez adequada que impeçam a ocorrência do fenômeno de empoçamento progressivo, pode-se considerar carga variável uniformemente distribuída de 0,25 kN/m<sup>2</sup> (independente da inclinação da cobertura, mas respeitando-se o mínimo de 1 %), desde que seja feita a verificação conforme o Anexo D da NBR 6120 [22]. Coberturas com inclinações maiores ou iguais a 5 % não precisam ser verificadas para esse fenômeno [22].

Todo elemento isolado de coberturas (ripas, terças, barras de banzo superior de treliças) deve ser projetado para suportar, na posição mais



desfavorável, uma carga concentrada de 1 kN, além do carregamento permanente. Essa carga concentrada deve ser considerada atuando isolada das demais forças variáveis. Coberturas sujeitas a receber outras cargas concentradas (talhas, itens de comunicação visual, divisórias móveis nas suas possíveis posições etc.) devem ser verificadas conforme o caso [22].

Em relação a carga de estacionamento a NBR 6120 [22] fez um trabalho minucioso de detalhamento do cálculo das cargas de veículos. Tal detalhamento pode ser encontrado no item 6.6 dessa norma.

Sobre as alvenarias a NBR 6120 [22] criou uma perspectiva para abordagem de carregamentos variáveis adicionais quando não se conhece a posição em projeto dessas divisões. A norma também afirma que tal situação só é válida para carregamentos de alvenaria inferiores a 3,0 kN/m, pois em situações superiores a esta os valores deverão ser calculados com exatidão conforme posição do projeto. Portanto o Quadro 3.10 apresenta esse modelo de carga adicional que deverá ser acrescido a estrutura no ato do dimensionamento.

Além dessa ponderação a NBR 6120 [22] afirma que a consideração dessa carga adicional pode ser dispensada para pavimentos cuja carga variável de projeto seja maior ou igual a 4,0 kN/m<sup>2</sup>.

Quadro 3.10 - Cargas variáveis adicionais para consideração de paredes divisórias sem posição definida em projeto [22].

Peso próprio (p.p.) da parede acabada kN/m	Carga acidental kN/m <sup>2</sup>
p.p. ≤ 1,00	0,50
1,0 < p.p. ≤ 2,0	0,75
2,0 < p.p. ≤ 3,0	1,00
p.p. > 3,0	Não permitido

Outra informação importante é sobre as cargas variáveis na direção horizontal, como por exemplo, balancins, guarda-corpos e portões. O item 6.3 da

NBR 6120 [22] acorda essas questões. O Quadro 3.11 aborda as forças horizontais variáveis para barreira de pessoas.

Quadro 3.11 - Forças horizontais em guarda-corpos e outras barreiras destinadas à proteção de pessoas [22].

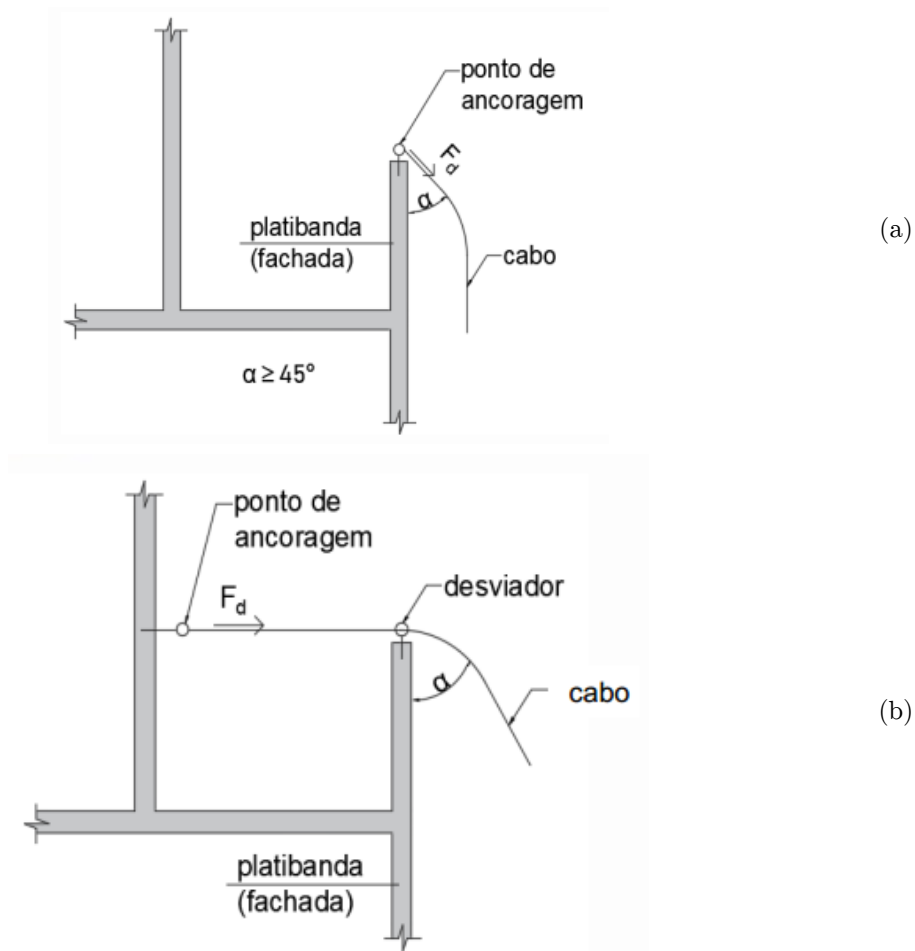
Localização da barreira	Força horizontal kN/m
Passarelas acessíveis apenas para inspeção e manutenção	0,40
Áreas privativas de unidades residenciais, escritórios, quartos de hotéis, quartos e enfermarias de hospitais Coberturas, terraços, passarelas etc. sem acesso público	1,00
Escadas privativas ou sem acesso público, escadas de emergência em edifícios	1,00
Escadas panorâmicas	2,00
Áreas com acesso público (exceto os casos descritos nos itens a seguir)	1,00 <sup>1</sup>
Zonas de fluxo de pessoas <sup>2</sup> a em áreas de acesso público, barreiras paralelas à direção do fluxo das pessoas	2,00 <sup>1</sup>

<sup>1</sup>Para barreiras sujeitas a eventos extremos (como superlotação, manifestações, tumultos etc.), recomenda-se considerar uma força horizontal igual a no mínimo de 5,0 kN/m, aplicada da mesma forma que as forças da Tabela 12.

<sup>2</sup>Compreende todas as áreas com acesso público e delimitadas por barreiras destinadas ao tráfego de pessoas em fluxo direcionado, incluindo rampas, passarelas e escadas

Nas situações de balancins por exemplo, os pontos de fachada que serão utilizados para suspensão do equipamento de serviço devem ter previsão de carregamento no projeto. Segundo a NBR 6120 [22] onde houver pontos de ancoragem de cadeira suspensa (balancim individual) ou cabos de segurança para o uso de proteção individual a serem utilizados nos serviços de limpeza, manutenção e restauração de fachadas, a estrutura deve resistir a uma força concentrada de cálculo  $F_d = 15$  kN (ver Figura 3.7) atuando em qualquer direção, em cada ponto de ancoragem, ou conforme a legislação em vigor no estado. Esta força não precisa atuar concomitantemente com as forças do Quadro 3.11. Admite-se que, em platibandas extremas no alinhamento da fachada, possam ser dispensadas a verificação do esforço em direções onde não existe a possibilidade de aplicação, por exemplo,  $\alpha = 90^\circ$  conforme a Figura 3.7b).

Figura 3.7 – Forças em pontos de ancoragem. (a) Pontos de ancoragem externos; e (b) Pontos de ancoragem internos [22].



Além dessas observações listadas em edifícios de múltiplos pavimentos, principalmente, a NBR 6120 [22] permite a redução dos carregamentos de natureza variável. Para isso é criado o multiplicador  $\alpha_n$  que considera essa variabilidade nas ações. O Quadro 3.12 apresenta essas possibilidades de redução.

Quadro 3.12 - Multiplicador  $\alpha_n$  das cargas variáveis [22].

Número de pisos que atuam sobre o elemento	Multiplicador $\alpha_n$ das cargas variáveis
1 a 3	1,00
4	0,80
5	0,60
6 ou mais	0,40

Não é permitida a redução das cargas variáveis de garagens, reservatórios, coberturas, jardins, depósitos de explosivos e infamáveis e áreas de estoque em geral, áreas de armamentos, áreas técnicas, instalações nucleares, indústrias, estádios, teatros e cinemas, passarelas, assembleias com assentos fixos ou móveis e demais áreas cujas cargas variáveis não sejam redutíveis, conforme o Quadro 3.9. Para edificações com diferentes tipos de uso, a cada conjunto de pisos adjacentes de mesmo tipo de uso, pode ser aplicado o critério de redução de cargas variáveis do Quadro 3.12 [22]. A Figura 3.8 apresenta algumas das possibilidades descritas pela NBR 6120 [22].

Figura 3.8 – Multiplicadores das cargas variáveis. (a) Exemplos para edificações com um tipo de uso; (b) Exemplos para edificações com dois e três tipos de uso; e (c) Exemplo de edificação com grupos de pavimentos com diferentes áreas e mesmo tipo de uso [22].

Cobertura	$1,0 \times q_k$	Cobertura	$1,0 \times q_k$
Ático	$1,0 \times q_k$	Ático	$1,0 \times q_k$
Uso1	$1,0 \times q_k$	Uso1	$1,0 \times q_k$
Uso1	$1,0 \times q_k$	Uso1	$1,0 \times q_k$
Uso1	$1,0 \times q_k$	Uso1	$1,0 \times q_k$
Uso1	$0,8 \times q_k$	c.v.n.r	$1,0 \times q_k$
Uso1	$0,6 \times q_k$	c.v.n.r	$1,0 \times q_k$
Uso1	$0,4 \times q_k$	Uso1	$0,6 \times q_k$
Uso1	$0,4 \times q_k$	Uso1	$0,4 \times q_k$
Uso1	$0,4 \times q_k$	Uso1	$0,4 \times q_k$
Uso1	$0,4 \times q_k$	Uso1	$0,4 \times q_k$
Térreo	$1,0 \times q_k$	Térreo	$1,0 \times q_k$
Garagens	$1,0 \times q_k$	Garagens	$1,0 \times q_k$

(a)<sup>1</sup>

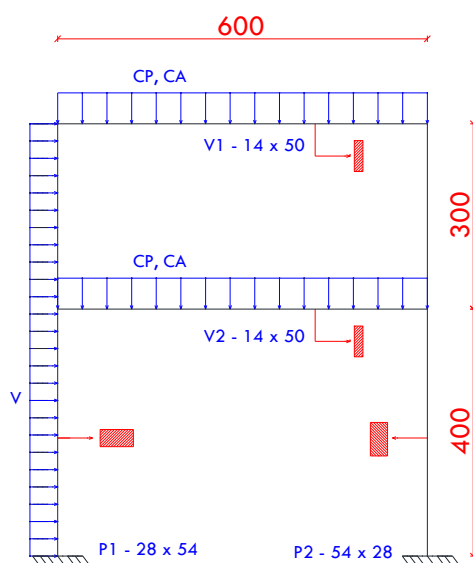
Cobertura	$1,0 \times q_k$	Cobertura	$1,0 \times q_k$
Ático	$1,0 \times q_k$	Ático	$1,0 \times q_k$
Uso1	$1,0 \times q_k$	Uso1	$1,0 \times q_k$
Uso1	$1,0 \times q_k$	Uso1	$1,0 \times q_k$
Uso1	$0,8 \times q_k$	Uso3	$1,0 \times q_k$
c.v.n.r	$1,0 \times q_k$	Uso3	$1,0 \times q_k$
Uso1	$0,6 \times q_k$	Uso3	$0,8 \times q_k$
Uso1	$0,4 \times q_k$	Uso3	$0,6 \times q_k$
Uso2	$1,0 \times q_k$	Uso3	$0,4 \times q_k$
Uso2	$1,0 \times q_k$	Uso3	$0,4 \times q_k$
Uso2	$1,0 \times q_k$	Uso3	$0,4 \times q_k$
Uso2	$0,8 \times q_k$	Uso3	$0,4 \times q_k$
Uso2	$0,6 \times q_k$	Uso3	$0,4 \times q_k$
Uso2	$0,4 \times q_k$	Uso3	$0,4 \times q_k$
Uso2	$0,4 \times q_k$	Uso3	$0,4 \times q_k$
Uso2	$0,4 \times q_k$	Uso3	$0,4 \times q_k$
Térreo	$1,0 \times q_k$	Térreo	$1,0 \times q_k$
Garagens	$1,0 \times q_k$	Garagens	$1,0 \times q_k$

(b)<sup>1</sup>

Cobertura	$1,0 \times q_k$
Ático	$1,0 \times q_k$
Uso1	$1,0 \times q_k$
Uso1	$1,0 \times q_k$
Uso1	$1,0 \times q_k$
Uso1	$0,8 \times q_k$
Uso1	$0,6 \times q_k$
Uso1	$0,4 \times q_k$
Uso1	$0,4 \times q_k$
Uso1	$1,0 \times q_k$
Uso1	$1,0 \times q_k$
Uso1	$1,0 \times q_k$
Uso1	$0,8 \times q_k$
Uso1	$0,6 \times q_k$
Uso1	$0,4 \times q_k$
Térreo	$1,0 \times q_k$
Garagens	$1,0 \times q_k$

(c)<sup>1</sup><sup>1</sup> c.v.n.r. – Carga variável não redutível

**Exemplo Resolvido 3.2:** Considere o pórtico em anexo para determinação dos esforços normais ( $N_d$ ) de cálculo na viga de concreto V2. Para a determinação considere a Combinação Última Normal para verificar o ELU e a Combinação Quase Permanente para verificar o ELS. Considere que essa edificação hipotética é um “Local em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas”.



CP – Carga permanente: 10 kN/m

CA – Carga variável: 3 kN/m

V – Vento: 1 kN/m

 $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$  ( $E_{cs} = 27 \text{ GPa}$ )

Em termos de esforços a viga V2 estará solicitada por todas as cargas atuantes no sistema. V, CP e CA. Então a primeira etapa seria efetuar as combinações necessárias para cada tipo de carregamento. Para isso utilizaremos a plataforma FTOOL. O quadro abaixo mostra os valores de esforços nos nós de interesse da estrutura: Meio do vão e apoios.

Esforço	Apoio esq.	Meio do vão	Apoio dir.
$N_{V,k}$ (kN)	-3,3	-3,3	-3,3
$V_{V,k}$ (kN)	-1,1	-1,1	-1,1
$M_{V,k}$ (kN.m)	3,2	-0,2	-3,6
$N_{CP,k}$ (kN)	11,5	11,5	11,5
$V_{CP,k}$ (kN)	29,9	0,0	-30,1
$M_{CP,k}$ (kN.m)	-27,4	17,4	27,7
$N_{CA,k}$ (kN)	3,5	3,5	3,5
$V_{CA,k}$ (kN)	9	0	-9
$M_{CA,k}$ (kN.m)	-8,2	5,2	8,3

Primeiramente vamos avaliar a Combinação Última Normal os coeficientes de  $\gamma_g$ ,  $\gamma_q$  e  $\psi_0$  para cada situação. Os valores de  $\gamma_g = \gamma_q = 1,40$  para situações com valores desfavoráveis e  $\gamma_g = 1,00$  para situações favoráveis. Já  $\psi_0 = 0,50$  para carga accidental e  $\psi_0 = 0,60$  para o esforço de vento. Tais valores podem ser visualizados no Quadro 3.4 e Quadro 3.5.

Por exemplo na combinação última normal vamos aplicar a equação (3.15):

$$N_d = 1,4 \cdot 11,5 + 1,4 \cdot (3,5 + 0,6 \cdot (-3,3)) = 18,23 \text{ kN} \quad \begin{array}{l} \text{CA como} \\ \text{principal} \end{array}$$

$$N_d = 1,0 \cdot 11,5 + 1,4 \cdot ((-3,3) + 0,5 \cdot (3,5)) = 9,33 \text{ kN} \quad \begin{array}{l} \text{CA como} \\ \text{secundária} \end{array}$$

Como a variável principal possui sinal diferente da variável permanente logo o efeito da carga permanente é favorável a segurança portanto o coeficiente  $\gamma_g$  será alterado para o valor 1,00 conforme o Quadro 3.4.

No caso de dimensionamento e verificação da viga V2 o valor adotado como normal de cálculo será de 18,23 kN.

### **3.7 Ações horizontais: O efeito do vento segundo a NBR 6123**

Segundo a NBR 6118 [15], há a necessidade de considerar o vento em todas as estruturas. O vento de forma simplificada é o deslocamento de massas de ar decorrente das diferenças de pressão na atmosfera. Esse deslocamento é considerado como força horizontal atuante na estrutura.

O comportamento do vento é em geral turbulento, composto de diversos redemoinhos, de diferentes tamanhos e características rotacionais. Estas características fazem com que o vento apresente variações bruscas de velocidade, denominadas rajadas. A variação de velocidade gradual, que ocorre ao longo de grandes períodos em função dos diferentes ciclos de energia solar não afeta consideravelmente as estruturas. Os picos de velocidade, que ocorrem em períodos curtos, por causa das rajadas, são importantes para a análise estrutural. Uma característica que dificulta a análise das cargas de vento é a velocidade da sua aplicação na estrutura, pois, em geral, considera-se que as sobrecargas aumentam lentamente, o que permite uma análise estática ou quase estática da estrutura. Já as cargas de vento variam de forma suficientemente rápida, provocando deslocamentos maiores que se considerarmos uma variação gradual, em virtude dos efeitos inerciais [24].

Mendis [25] afirma que estruturas sensíveis ao vento devem ser analisadas de três formas:

- a) Impacto no entorno: quando o vento passa por uma estrutura, sofre alteração no seu movimento, e surgem componentes em diversas direções.

Essas componentes podem afetar objetos no entorno, podendo causar danos a outras estruturas existentes, ou desconforto aos pedestres que passam próximo ao edifício;

b) Cargas de vento aplicadas às fachadas: muitas estruturas possuem formas geométricas complexas, tornando-se difícil a definição da distribuição de carga nas fachadas. Nesses casos, é aconselhável fazer o teste de túnel de vento, de forma a definir com exatidão a distribuição das pressões. Esta definição é importante na análise de efeitos locais, eliminando possíveis danos nos elementos de fechamento, como painéis e vidros;

c) Cargas de vento aplicadas à estrutura com um todo: são as cargas principais, que definem o deslocamento da estrutura. Através desta análise é definido o sistema estrutural responsável por impedir o deslocamento lateral do edifício.

A determinação da carga devida ao vento em uma estrutura é importante para validar os cálculos prévios realizados pelo engenheiro estrutural. Em estruturas muito complexas e com altura elevada costuma-se utilizar os ensaios de túnel de vento para poder verificar uma resposta mais precisa da estrutura em relação a carga de vento. Na Figura 3.9 são apresentados modelos tradicionais de estruturas para o ensaio e túnel de vento.

Figura 3.9 – Simulação de estruturas em um ensaio de túnel de vento [25,26].



Parte da cidade de Melbourne modelada para o túnel de vento.



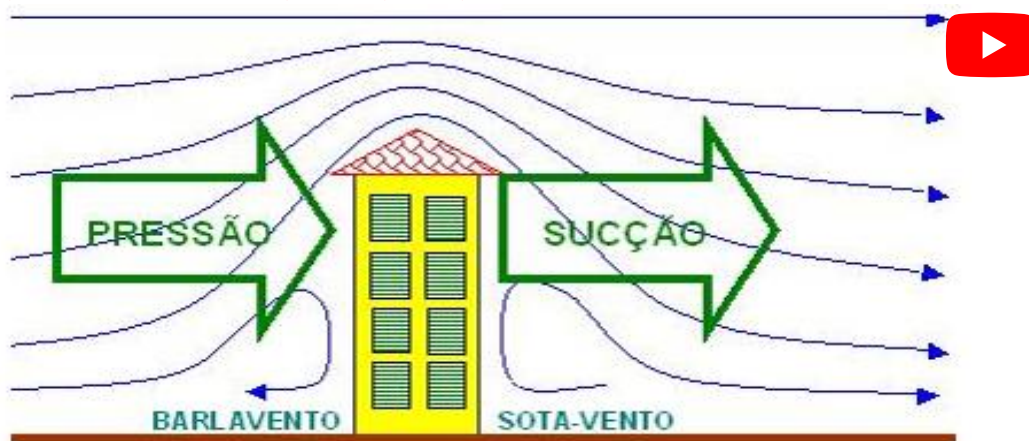
Simulação de blocos de edifícios.



O vento que age sobre uma estrutura (ver Figura 3.10) deve ser estudado de acordo com seu tipo de incidência. Para isso algumas denominações são essenciais para o estudo do vento em uma estrutura qualquer.

Define-se o termo barlavento (*windward*) como a região de onde sopra o vento (em relação a edificação), e sotavento (*leeward*) a região oposta àquela de onde sopra o vento [26]. Quando o vento sopra sobre uma superfície existe uma sobrepressão (sinal positivo), porém em alguns casos pode acontecer o contrário, ou seja, existir sucção (sinal negativo) sobre a superfície. O vento sempre atua perpendicularmente a superfície que obstrui sua passagem.

Figura 3.10 – Ação do vento sobre uma estrutura predial<sup>1</sup>. Disponível em: <http://www.ebanataw.com.br/roberto/vento/index.php>.



<sup>1</sup>Vídeo do canal: Vamos Falar de Madeira? #CrossLamBrasil



### Você Sabia ???

Em estruturas usuais de concreto armado com baixa complexidade, projetistas utilizam-se dos critérios expostos na NBR 6123 [23] para efetuar cálculos de natureza estática e então dimensionar a estrutura de concreto armado conforme aquelas ações. Porém em estruturas esbeltas e flexíveis (frequência natural de vibração  $< 1$  Hz) os efeitos de vibração introduzidos pela carga de vento devem ser levados em consideração, podendo comprometer seriamente a estabilidade do conjunto. Fenômenos como drapejamento (*flutter*), desprendimento de vórtice (*Vortex shedding*),

Efeito da instabilidade nas asas de uma aeronave.<sup>1</sup>



galope (*Galloping*) e golpeio (*Buffering*) fazem parte do escopo de uma análise mais detalhadas de edificações complexas.

Tais fenômenos também são bastante relevantes na análise da estabilidade da estrutura de aeronaves e pontes suspensas (Estaiadas ou Pênséis). Uma combinação destes levou a ruptura da ponte Tacoma Narrows no estado Washington (EUA) em 1940. Ambos ocorrem quando a estrutura tem contato com um fluxo de fluido (massa de ar) [27] e portanto essa interação excita a estrutura promovendo situações de instabilidade que devem ser verificadas.

Efeito de instabilidade na ponte Tacoma Narrows<sup>2</sup>.



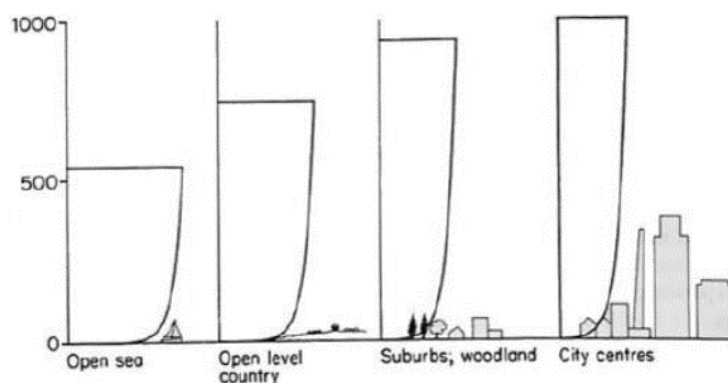
<sup>1</sup> Vídeo do canal: Ensino&Tal - Gamificação e Educação Digital

<sup>2</sup> Vídeo do canal: Pedro Maciel

### 3.7.1 Cálculo da velocidade estática do vento

A velocidade do vento varia conforme a altura, em função da rugosidade do terreno. Essa variação pode ser associada a um efeito de uma superfície no escoamento de um fluido, em que a viscosidade do fluido provoca uma força cortante atuando no sentido contrário ao movimento (força de atrito), quando este entra em contato com a superfície rugosa. Portanto, a velocidade do vento próxima à superfície é quase zero, e aumenta gradativamente. Assim como nos demais fluidos, a partir de certa altura ela se torna praticamente constante [24]. A Figura 3.11 apresenta o formato da variação da força do vento de acordo com a altura da edificação.

Figura 3.11 - Variação do vento conforme a altura [24].



A NBR 6123 [23] propõem a análise estática do vento de acordo com a equação (3.23) que representa a velocidade característica do vento.

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (3.23)$$

Onde:

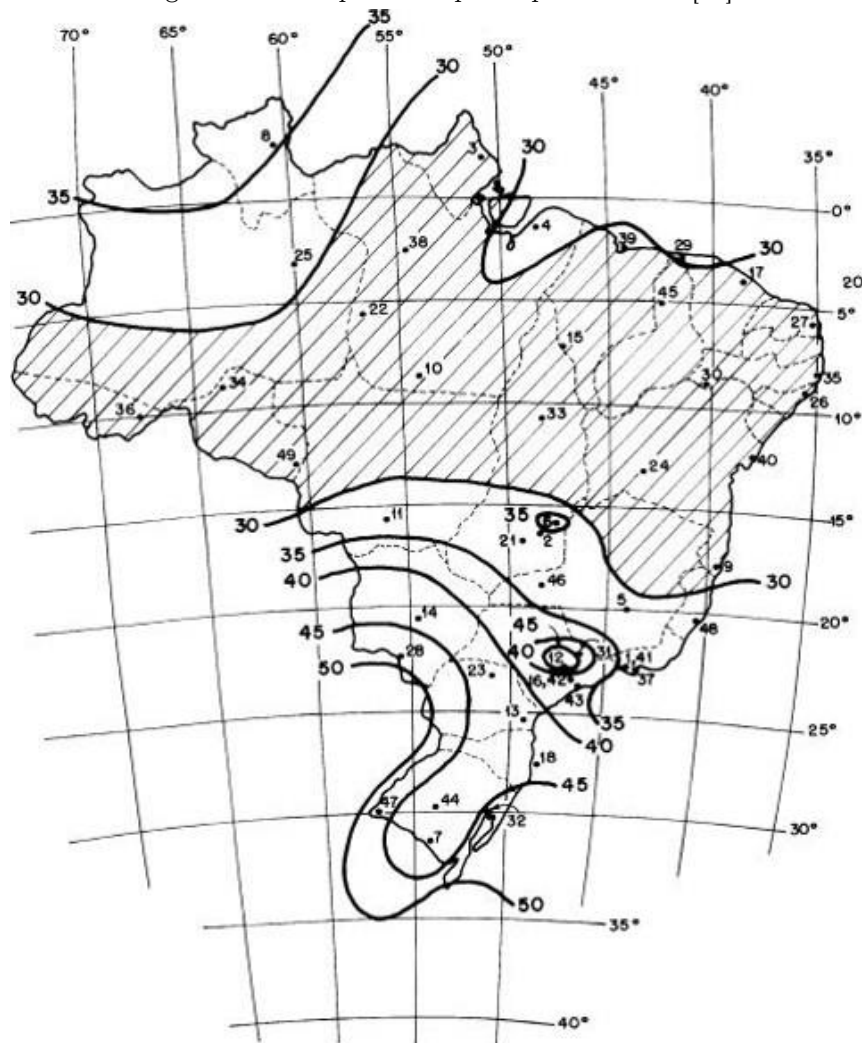
$V_0$  – Velocidade básica (contido no mapa das isopletras – Figura 3.12);

$S_1$  – Fator topográfico;

$S_2$  – Fator de rugosidade do terreno (dimensões e altura da edificação);

$S_3$  – Fator estatístico.

Figura 3.12 - Mapa das isopletras para o Brasil [23].

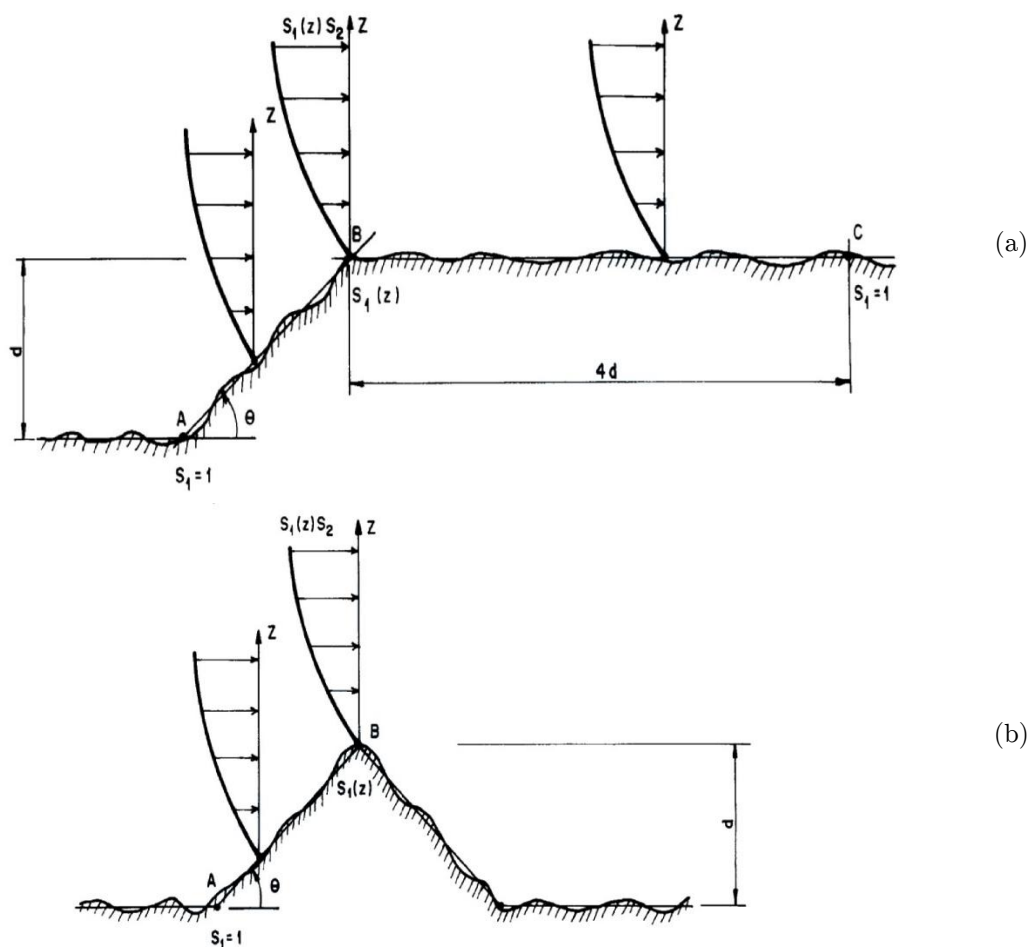


Essa velocidade é dada por uma rajada de 3 segundos, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 metros acima do terreno, em campo aberto e plano. Após a determinação dessa velocidade  $V_0$  é necessário adicionar os fatores corretos ( $S_1$ ,  $S_2$  e  $S_3$ )

De acordo com a NBR 6123 [23], o Fator Topográfico,  $S_1$ , é determinado em função do relevo do terreno. De acordo com a norma temos os seguintes valores:

- a) Terreno plano ou quase plano:  $S_1 = 1,0$ ;
- b) Taludes e morros (Consultar equações (3.24) a (3.26) e Figura 3.13);

Figura 3.13 - Fator topográfico  $S_1$  para taludes (a) e morros (b) [23].



b.1) Para o ponto A (morros) e nos pontos A e C (taludes)  $S_1 = 1,0$ . Para edificações localizadas no ponto B (conforme a Figura 3.13b)  $S_1$  será uma função de  $S_1(z)$ :

$$\theta \leq 3^\circ \quad \rightarrow \quad S_1(z) = 1,0 \quad (3.24)$$

$$6^\circ \leq \theta \leq 17^\circ \quad \rightarrow \quad S_1(z) = 1,0 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) \tan(\theta - 3^\circ) \geq 1,0 \quad (3.25)$$

$$\theta \geq 45^\circ \quad \rightarrow \quad S_1(z) = 1,0 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) 0,31 \geq 1,0 \quad (3.26)$$

Onde:

$z$  – Altura média a partir da superfície do terreno do ponto considerado;

$d$  – Diferença de nível entre a base e o topo do talude ou morro;

$\theta$  – Inclinação média do talude ou encosta do morro.

b.2) A NBR 6123 [23] prevê que deve-se interpolar linearmente para valores de inclinação entre  $3^\circ < \theta < 6^\circ$  e  $17^\circ < \theta < 45^\circ$ . Para edificações localizadas entre os pontos A e B, B e C, o fator  $S_1$  também é obtido por meio de interpolação.

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

Em seguida o fator de rugosidade  $S_2$  ele é definido pelo item 5.3 da NBR 6123 [23] e é dado pela combinação e análise de três situações:

- a) Rugosidade do terreno;
- b) Variação da velocidade de acordo com a altura da edificação;
- c) Dimensões da edificação.

Em relação a rugosidade são definidas cinco classes de terreno, são elas:

Categoria I: Superfícies lisas de grandes dimensões com mais de 5km 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.

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.

Categoria IV: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada. Exemplos: zonas de parques e bosques com muitas 15 Introdução à Engenharia de Estruturas 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;

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.

Primeiramente a NBR 6123 [23] define classes para avaliação da influência da dimensão do modelo. As classes são definidas em função do tempo de uma ação de uma rajada de vento, podendo essa ser de 3s, 5s e 10s.

Classe A (rajada média de 3s): 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 (rajada média de 5s): Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 m e 50 m.

Classe C (rajada média de 10s): Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 m.

Para situações das dimensões excedendo o valor de 80 m deverá ser feito como o anexo A da NBR 6123 [23]. Portanto nas demais situações o cálculo do fator  $S_2$  é expresso pela equação (3.27). Onde  $p$ ,  $b$  são parâmetros meteorológicos e  $F_r$  é o fator de rajada.

$$S_2 = b \cdot F_r \left( \frac{z}{10} \right)^p \quad (3.27)$$

O Quadro 3.13 apresenta os parâmetros meteorológicos para o cálculo do fator  $S_2$ .

O fator estatístico  $S_3$  é definido em função de três fatores: (a) O uso da edificação; (b) Pelo grau de segurança requerido pela estrutura; e (c) Sua vida útil. Os valores mínimos que podem ser adotados estão definidos na Quadro 3.14.

Quadro 3.13 - Parâmetros meteorológicos para cálculo de  $S_2$  [23].

Categoria	$z_g$	Parâmetros	Classes		
	(m)		A	B	C
I	250	$b$ $p$	1,10 0,06	1,11 0,065	1,12 0,07
II	300	$b$ $F_r$ $p$	1,00 1,00 0,085	1,00 0,98 0,09	1,00 0,95 0,10
III	350	$b$ $p$	0,94 0,10	0,94 0,105	0,93 0,115
IV	420	$b$ $p$	0,86 0,12	0,85 0,125	0,84 0,135
V	500	$b$ $p$	0,74 0,15	0,73 0,16	0,71 0,175

Quadro 3.14 - Valores mínimos do fator estatístico  $S_3$  [23].

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, 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

A NBR 6123 [23] considera para montagem do Quadro 3.14 uma probabilidade de 63% de velocidade  $V_0$  ser excedida num período de 50 anos. Tais números são considerados como adequados para edificações destinadas a moradias, hotéis, escritórios, etc. Na falta de norma específica ou qualquer indicação sobre a segurança do conjunto a referida norma apresenta o Anexo B para cálculo do fator  $S_3$  de maneira genérica.



### 3.7.2 Pressão dinâmica e força do vento em edifícios

Determinada a velocidade característica do vento ( $V_k$ ) na região de instalação da edificação, faz-se necessário a determinação da pressão causada por esse carregamento. O vento é entendido como um fluido e a equação da pressão dinâmica do vento é obtida por meio da mecânica dos fluidos a partir da simplificação da equação de movimento para o escoamento de um fluido sem atrito. Portanto a partir desses conceitos é gerada a equação (3.28) para determinação da pressão de vento em estruturas.

$$q = 0,613 \cdot V_k^2 \quad (N/m^2) \quad \text{densidade do fluido de } 1,225 \text{ kg/m}^3 \quad (3.28)$$

Portanto a força global sobre uma edificação ou parte dela será dada pela soma vetorial das forças de vento que atuam nessa estrutura. Logo a força de arrasto é dada pela equação (3.29).

$$F_a = Ca \cdot q \cdot A_e \quad (3.29)$$

Sendo  $Ca$  o coeficiente de arrasto;  $q$  a pressão dinâmica do vento; e  $A_e$  a área frontal efetiva da edificação, dada como a área perpendicular à direção do vento. O coeficiente de  $Ca$  é dado em função da turbulência do vento calculado. Para ventos de baixa turbulência aplica-se o ábaco da Figura 3.15 e o ábaco para vento de alta turbulência a Figura 3.16. Nesses ábacos  $a$ ,  $b$ ,  $I_1$  e  $I_2$  representam as dimensões em planta da edificação e  $H$  é a altura da edificação.

A NBR 6123 [23] ainda afirma que para ocorrência de um vento turbulento a edificação analisada não poderá ter altura ( $H$ ) que exceda em duas vezes a altura média das edificações vizinhas ( $h_{média}$ ) Sendo que se considera como vizinhança a distância mínima ( $d_{min}$ ) (ver Figura 3.14) da equação (3.30).

$$d_{min} = \begin{cases} 500 \text{ m para } H \text{ até } 40 \text{ metros} \\ 1000 \text{ m para } H \text{ até } 55 \text{ metros} \\ 2000 \text{ m para } H \text{ até } 70 \text{ metros} \\ 3000 \text{ m para } H \text{ até } 80 \text{ metros} \end{cases} \quad (3.30)$$

Figura 3.14 - Condições para ocorrência do vento turbulento.

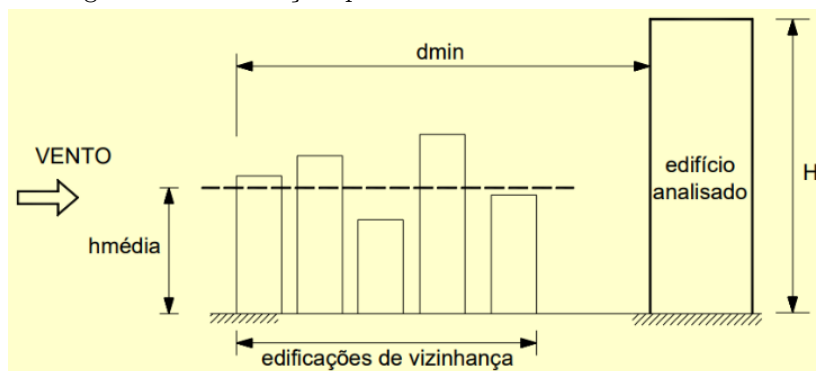


Figura 3.15 - Coeficiente de arrasto  $C_a$ , para edificações paralelepípedicas sobre ação de vento não turbulento [23].

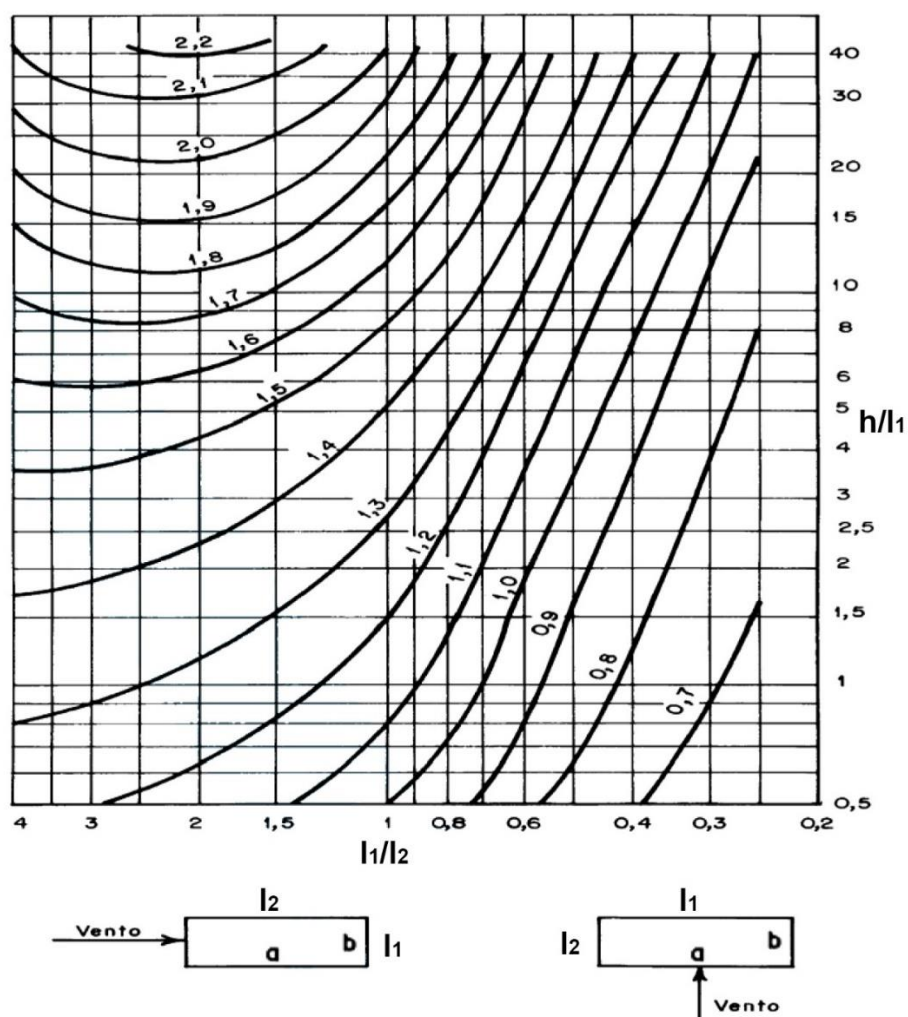
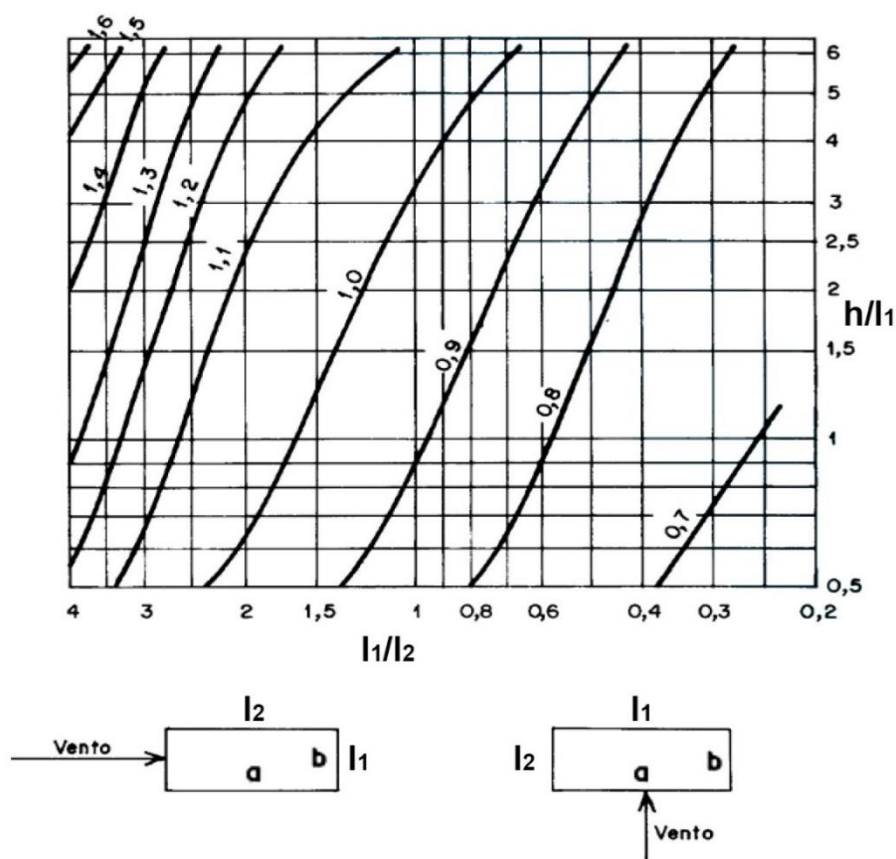
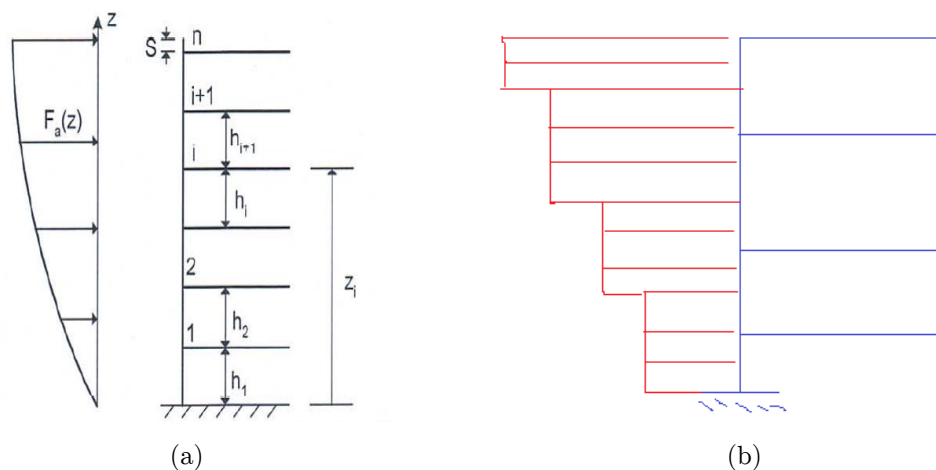


Figura 3.16 - Coeficiente de arrasto  $C_a$ , para edificações paralelepípedicas sobre ação de vento turbulento [23].



Logo a força de vento por pavimento será em função da direção de atuação do vento e da altura  $z$  do edifício. Para tanto a Figura 3.17 exemplifica a ação do vento ao longo dos pavimentos de um edifício genérico.

Figura 3.17 - Força de arrasto ao longo da altura do prédio. (a) Curva de Carregamento real da edificação [28]; (b) Curva de carregamento simplificado para o caso uniformemente distribuído.



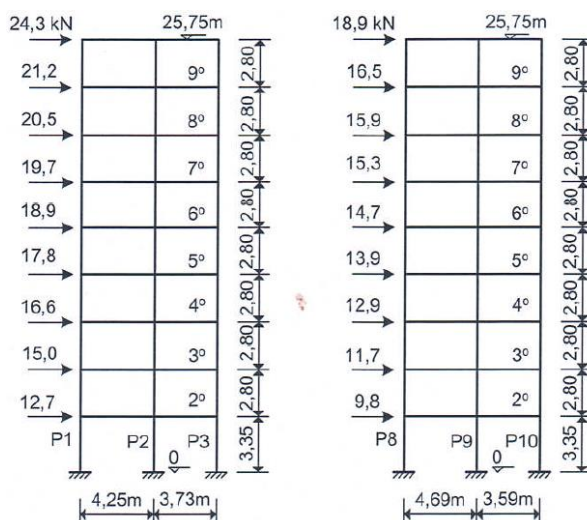
Para determinação do carregamento de forma manual é possível simplificar o modelo de avaliação conforme Figura 3.17b adotando então uma sequência de carregamentos uniformemente distribuídos que atuaram ao longo do edifício de concreto. Portanto a integral que representaria o carregamento na estrutura poder ser aproximada conforme as equações (3.31) e (3.32). Nesse caso  $F_V$  representa a força resultante de cada carregamento uniformemente distribuído e  $F_a'(z_i)$  representa a força de arrasto corrigida, sendo essa a equação (3.29) considerando a  $A_e = 1$ . Deve-se salientar que a força  $F_V$  atua no centróide do carregamento uniformemente distribuído sendo que este ponto é supostamente tido como a intersecção pilar-viga do edifício.

$$F_V = L \cdot \left( \frac{h_{i-1} + h_i}{2} \right) \cdot F_a'(z_{i-1}) \quad \begin{array}{l} \text{Força em um pavimento} \\ \text{intermediário} \end{array} \quad (3.31)$$

$$F_V = L \cdot \left( \frac{h_n}{2} \right) \cdot F_a'(z_n) \quad \begin{array}{l} \text{Força no pavimento cobertura} \end{array} \quad (3.32)$$

Apresentamos (Figura 3.18) um exemplo de um edifício com os carregamentos de vento por pavimento. Logo esse modelo pode ser aplicado junto ao de pórticos associados e então os esforços finais da estrutura podem ser encontrados para cargas verticais e horizontais.

Figura 3.18 - Exemplo da força de vento por pavimento em duas fachadas prediais [28].

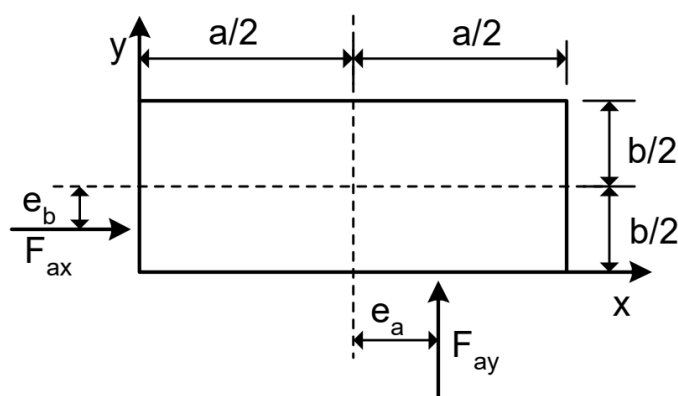




### Você Sabia ???

O item 6.6 da NBR 6123 [23] propõem que devem ser consideradas, quando for o caso, efeitos da excentricidade na atuação do vento no edifício. Portanto a força de arrasto calculada deverá ser posicionada de acordo com as excentricidades das direções x e y da edificação (ver Erro! Fonte de referência não encontrada.).

Figura 3.19 – Excentricidade para ação do vento [28].



Em edificações sem efeitos da vizinhança os valores das excentricidades são dados como:

$$e_a = 0,075 \cdot a \quad (3.33)$$

$$e_b = 0,075 \cdot b \quad (3.34)$$

Já em edificações com efeitos da vizinhança os valores das excentricidades são dados como:

$$e_a = 0,15 \cdot a \quad (3.35)$$

$$e_b = 0,15 \cdot b \quad (3.36)$$

Onde:

$e_a$  - Excentricidade do lado maior da edificação;

$e_b$  - Excentricidade do lado menor da edificação;

$a$  - Medida na direção do lado maior da edificação;

$b$  - Medida na direção do lado menor da edificação.



Essa aplicação das forças de excentricidade introduzirá efeitos de torção no sistema estrutural e que devem ser absorvidos pelos pilares que compõem o sistema de contraventamento do edifício e caso tais efeitos não sejam previstos pode levar a ruína completa do edifício<sup>1</sup>. Portanto para análises dessa natureza é aconselhável o uso de rotinas computacionais que permitam a introdução de forças em diversas direções.

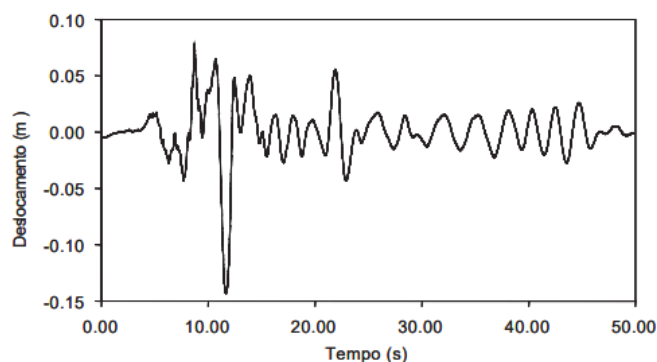
<sup>1</sup> Vídeo do canal: O canal da Engenharia

### 3.8 Outras ações na direção horizontal

Na análise de estruturas prediais devemos levar em conta outras ações que atuam horizontalmente ao sistema. As duas ações mais “famosas” são as criadas devido a imperfeição geométrica da construção (fato que será abordado nesta seção) e também os efeitos de um terremoto (também conhecido como ação de movimento de base).

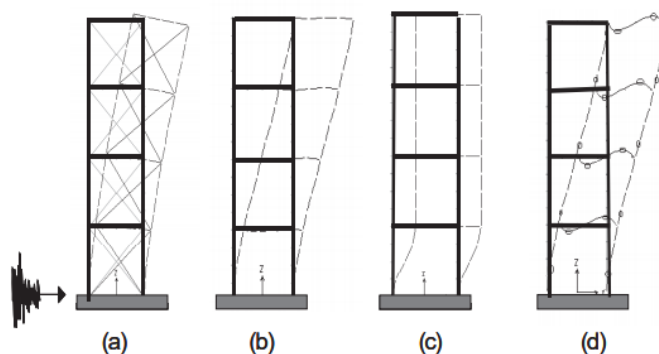
A Figura 3.20 apresenta um dado quantitativo do deslocamento horizontal de um edifício de múltiplos pavimentos durante a ação de um terremoto.

Figura 3.20 – Registro em deslocamento horizontal do sismo de Northridge, Los Angeles, EUA, em 17 de janeiro de 1994 (M=6,7) [29].



A ação excepcional do tipo terremoto induzirá um efeito vibratório na estrutura de concreto armado, sendo que essas formas são conhecidas como soluções fundamentais de deformação lateral conforme Figura 3.21.

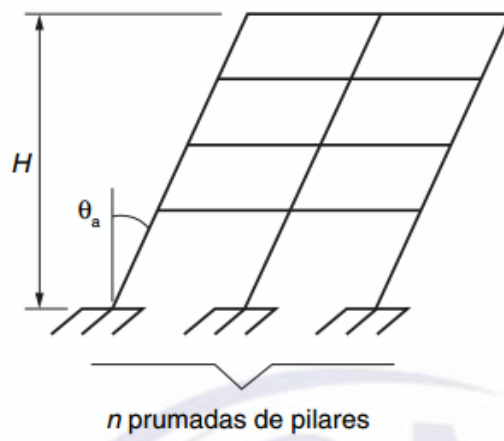
Figura 3.21 – Tipos de sistemas estruturais flexíveis e suas formas fundamentais de deformação lateral (ou modos fundamentais de vibração) [29].



Já ação devido a imperfeição construtiva são descritas como globais ou locais conforme item 1.3.3.4 da NBR 6118 [15]. Aqui teremos como foco as imperfeições globais pois elas estarem ligadas a carga de vento da estrutura. As imperfeições locais devem ser tratadas no módulo específico para dimensionamento de pilares.

As imperfeições globais devem ser avaliadas e colocadas na estrutura como um tipo de ação horizontal. Essa situação de desaprumo é descrita na Figura 3.22.

Figura 3.22 – Situação de análise de desaprumo da estrutura [15].



Onde o desaprumo angular  $\theta_a$  é dado pelas equações (3.37) e (3.38).  $H$  representa a altura total do edifício em metros e  $n$  é o número de prumadas de pilares no pórtico plano.

$$\theta_{1,min} = \frac{1}{300} \leq \theta_1 = \frac{1}{100\sqrt{H}} \leq \theta_{1,max} = \frac{1}{200} \quad (3.37)$$

$$\theta_a = \theta_1 \sqrt{\frac{1 + 1/n}{2}} \quad (3.38)$$

Para consideração desse desaprumo global como força Araújo [28] orienta a seguinte conversão: pela equação (3.39), onde  $F_{vi}$  representa a força vertical total no andar  $i$  do edifício.

$$F_D = \theta_a \cdot F_{vi} \quad (3.39)$$

Além disso a NBR 6118 [15] item 11.3.3.4.1 apresenta algumas observações sobre a consideração das ações de vento e desaprumo, são elas:

- a) Quando 30 % da ação do vento for maior que a ação do desaprumo, considera-se somente a ação do vento;
- b) Quando a ação do vento for inferior a 30 % da ação do desaprumo, considera-se somente o desaprumo respeitando a consideração de  $\theta_{1,min}$ , conforme definido acima;
- c) Nos demais casos, combina-se a ação do vento e desaprumo, sem necessidade da consideração do  $\theta_{1,min}$ . Nessa combinação, admite-se considerar ambas as ações atuando na mesma direção e sentido como equivalentes a uma ação do vento, portanto como carga variável, artificialmente amplificada para cobrir a superposição.

A comparação também pode ser feita com os momentos totais na base da construção e em cada direção e sentido da aplicação da ação do vento, com desaprumo calculado com  $\theta_a$ , sem a consideração do  $\theta_{1,min}$ . [15].

### 3.9 Determinando as ações no sistema estrutural

Passada todas as condições informadas pelos regramentos normativos, agora passamos a etapa de levantamento de carregamentos no sistema estrutural. Tal etapa é de suma importância pois o levantamento de uma carga indevida ou uma consideração equivocada poderá tirar suas noites de sono!!!



Portanto a recomendação básica é que ao verificar os carregamentos tenha em mãos a arquitetura, estude o uso da estrutura e que em cima dessas condições defina o carregamento da maneira mais abrangente possível.

Vamos estabelecer inicialmente que os carregamentos serão determinados em duas parcelas básicas: (a) Carga Permanente representada pela letra  $G$  (em inglês *Dead Load* -  $D$ ); (b) Carga Variável representada pela letra  $Q$  (em inglês *Live Load* -  $L$ ); e (c) Carga variável de vento representada pela letra  $V$  (em inglês *Wind Load* -  $W$ ). É claro que outros tipos de ações podem ocorrer no ato do levantamento de cargas, porém para situações mais usuais estes três modelos estarão presentes.

### 3.9.1 O peso próprio de alguns elementos de concreto

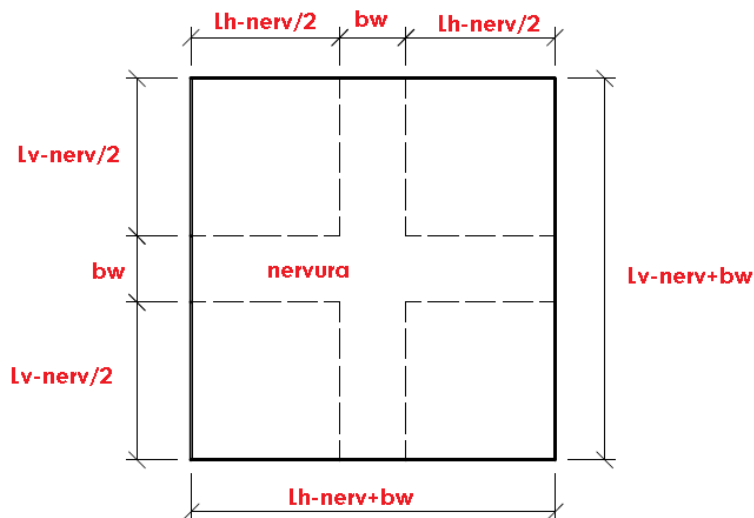
Aqui nessa seção a prescrição básica é a aplicação da formula básica das disciplinas de física: *Massa = Volume  $\times$  Densidade*. No caso como estamos tratando de elementos de concreto armado a densidade padrão utilizada para esses elementos será de  $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$  conforme Quadro 3.7.

Por exemplo em lajes maciças o valor do carregamento será determinado em função de uma área, portanto a carga total ( $G_{pp}^{laje}$ ) para esse elemento em questão será conforme equação (3.40).

$$G_{pp}^{laje} = h_{laje} \cdot \gamma_c \quad (3.40)$$

Em lajes nervuradas, por exemplo, deve-se levar em consideração o espaço que é preenchido com o elemento inerte. Logo para determinação da carga distribuída na área do painel deve-se considerar a situação da Figura 3.23.

Figura 3.23 – Laje nervurada e as considerações para obtenção do carregamento no painel.



Onde:

$Lh - nerv$  - Distância horizontal do elemento de enchimento (cm);

$Lv - nerv$  - Distância vertical do elemento de enchimento (cm);

$b_w$  - Largura da nervura (cm).

Para determinação do carregamento devido ao peso próprio determina-se inicialmente o volume de concreto, conforme equação (3.41) e a espessura média de concreto conforme equação (3.42) [30].

$$V_{concreto}^{laje} = (h_{capa} \cdot Lh - nerv \cdot Lv - nerv) + (Lv - nerv \cdot b_w \cdot [h - h_{capa}]) + 2 \cdot (Lh - nerv \cdot b_w \cdot [h - h_{capa}]) \quad (3.41)$$

$$\bar{e} = \frac{V_{concreto}^{laje}}{(Lh - nerv \cdot Lv - nerv)} \quad (3.42)$$

$$\bar{e}_e = h - \bar{e} \quad (3.43)$$

Onde:

$V_{concreto}^{laje}$  - Volume de concreto (cm<sup>3</sup>);

$h_{capa}$  - Altura da capa de concreto (cm);

$h$  – Altura total da laje (cm);

$\bar{e}$  – Espessura média da laje;

$\bar{e}_e$  – Espessura média do enchimento da laje.

Com os resultados obtidos acima deve-se retornar à equação (3.40) e determinar então o peso do concreto e o peso do enchimento que constituem o elemento estrutural, substituindo o valor de  $h$  por  $\bar{e}$  e  $\bar{e}_e$ . O peso específico do material de enchimento deve ser verificado de acordo com o método construtivo, podendo ser: (a) Lajotas cerâmicas; ou (b) isopor, por exemplo. No caso de lajes nervuradas em que o elemento de forma ou enchimento seja retirado após a desforma a parcela desse carregamento deve ser desconsiderada.

No caso das vigas o peso próprio ( $G_{pp}^{viga}$ ) destas deve ser levantado de forma que o mesmo tome a dimensão de um carregamento distribuído. Portanto o peso próprio da viga deve ser tomado tramo a tramo de forma a contabilizar qualquer mudança de seção conforme equação (3.44).

$$G_{pp}^{viga} = A_{viga} \cdot \gamma_c \quad (3.44)$$

Onde

$A_{viga}$  – Área da seção bruta de concreto (m<sup>2</sup>).

Para a avaliação de pilares a carga ( $G_{pp}^{pilar}$ ) poderá ser considerada de duas formas. De maneira simplificada poderá ser considerada uma carga pontual no topo do pilar (saída em kN) e a maneira mais complexa como carga distribuída ao longo do pilar (kN/m). As equações (3.45) e (3.46) apresentam essas formas.

$$G_{pp}^{pilar} = V_{pilar} \cdot \gamma_c \quad \text{Como carga pontual} \quad (3.45)$$

$$G_{pp}^{pilar} = A_{pilar} \cdot \gamma_c \quad \text{Como carga distribuída no eixo do pilar} \quad (3.46)$$

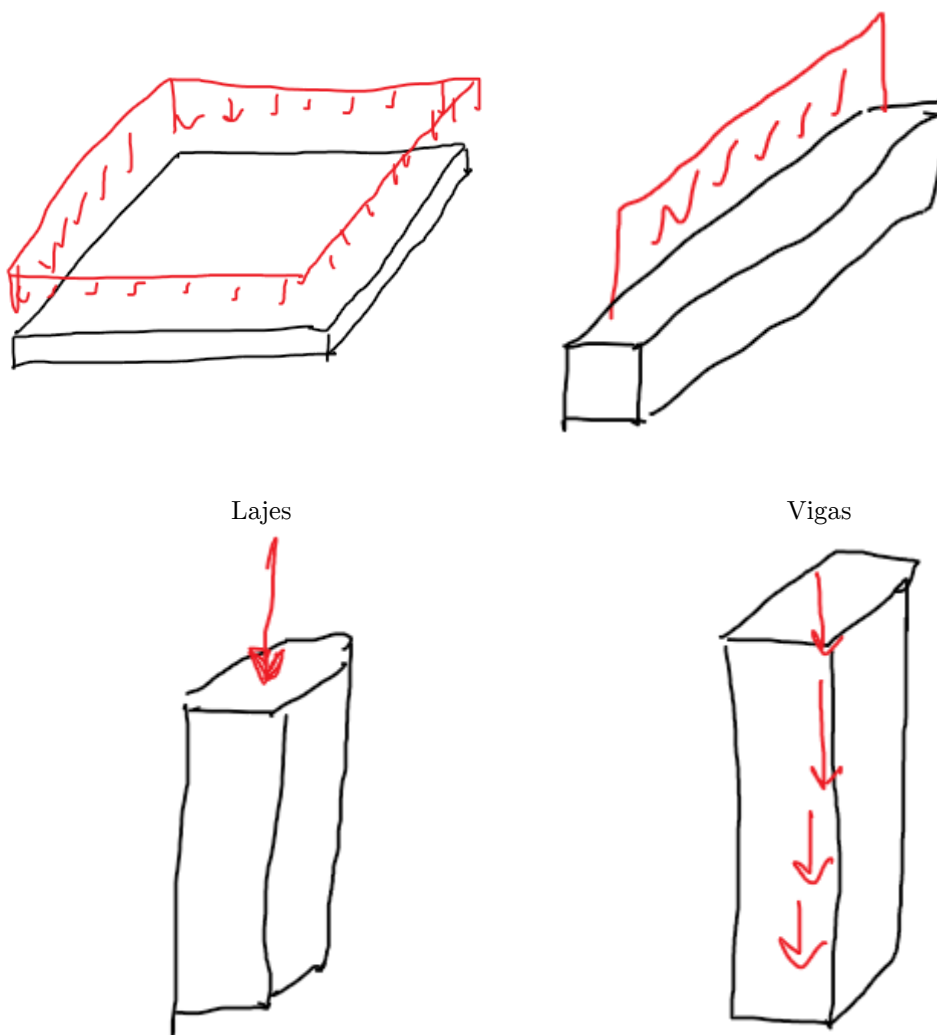
Onde

$A_{pilar}$  – Área da seção bruta de concreto ( $\text{m}^2$ );

$V_{pilar}$  – Volume da seção bruta de concreto ( $\text{m}^3$ ).

Todas as formas de carregamento são apresentadas na Figura 3.24.

Figura 3.24 – Carregamento devido ao peso próprio dos elementos de concreto armado.



Pilar modelo equação (3.45)

Pilar modelo equação (3.46)

### 3.9.2 O peso próprio dos elementos construtivos

A composição de peso próprio dos elementos construtivos do sistema estrutural são os mais variados possíveis, são exemplos: Piso, enchimentos, vedações, esquadrias.

Como dito anteriormente essas análises têm que ser feitas com bastante cuidado e com a maior atenção possível para que nada seja deixado de fora dessas ponderações. Com a atualização da NBR 6120 [22] partes anteriormente duvidosas como por exemplo a de revestimentos foi sanada nessa nova versão.

Os revestimentos sejam eles de teto, piso agora estão cobertos de forma mais precisa conforme Quadro 3.15 a Quadro 3.19. Outras situações mais específicas como a carga gerada por tubulações, peso de veículos e situações de estruturas para armazenamento podem ser consultadas na NBR 6120 [22].

Quadro 3.15 - Peso por área de revestimentos e impermeabilizações [22]<sup>1</sup>.

Material	Espessura cm	Peso kN/m <sup>2</sup>
Impermeabilização com manta asfáltica simples (apenas manta com 15 % de sobreposição e pintura asfáltica, sem camada de regularização nem proteção mecânica)	0,3	0,08
	0,4	0,10
	0,5	0,11
Piso elevado interno com placas de aço, sem revestimento (até 30 cm de altura)	–	0,5
Piso elevado interno com placas de polipropileno, sem revestimento (até 30 cm de altura)	–	0,15
Revestimentos de pisos de edifícios residenciais e comerciais ( $\gamma_{ap-m} = 20 \text{ kN/m}^3$ )	5	1,0
	7	1,4
Revestimentos de pisos de edifícios industriais ( $\gamma_{ap-m} = 34 \text{ kN/m}^3$ )	5	1,7
	7	2,4
Impermeabilizações em coberturas com manta asfáltica e proteção mecânica, sem revestimento ( $\gamma_{ap-m} = 18 \text{ kN/m}^3$ )	10	1,8
	15	2,7

<sup>1</sup>Calcular caso a caso, considerando a espessura dos componentes do revestimento de pisos e seus respectivos pesos específicos. Na falta de informações mais precisas, podem ser considerados os pesos específicos médios indicados.

Quadro 3.16 - Peso por área de telhas [22]<sup>1</sup>.

Material	Peso na superfície inclinada kN/m <sup>2</sup>
Telha cerâmica em geral (exceto tipo germânica e colonial)	0,45
Telha cerâmica tipo germânica ou colonial	0,60
Telha de fibrocimento ondulada com espessura 4 mm	0,14
Telha de fibrocimento ondulada com espessura 5 mm	0,16
Telha de fibrocimento ondulada com espessura 6 mm	0,18
Telha de fibrocimento ondulada com espessura 8 mm	0,24
Telha de fibrocimento modulada com espessura 8 mm	0,26
Telha de fibrocimento tipo canaleta com espessura 8 mm	0,25
Telha de alumínio com espessura 0,6 mm	0,025
Telha de alumínio com espessura 0,8 mm	0,035
Telha plástica em geral (exceto tipo colonial)	0,05
Telha plástica tipo colonial	0,15
Telha de aço ondulada ou trapezoidal com espessura 0,5 mm	0,06
Telha de aço ondulada ou trapezoidal com espessura 0,8 mm	0,10
Telha de aço ondulada ou trapezoidal com espessura 1,25 mm	0,14
Telha de vidro	0,45

<sup>1</sup>Peso por metro quadrado de telhas, na superfície inclinada, incluindo a superposição, elementos de fixação e absorção de água.

Quadro 3.17 - Peso por área de telhados [22]<sup>1</sup>.

Composição	Peso na superfície horizontal kN/m <sup>2</sup>
Com telhas cerâmicas em geral (exceto tipo germânica e colonial) e estrutura de madeira com inclinação $\leq 40$ %	0,7
Com telhas cerâmicas (tipo germânica e colonial) e estrutura de madeira com inclinação $\leq 40$ %.	0,85
Com telhas de fibrocimento onduladas (com espessura até 5 mm) e estrutura de madeira	0,4
Com telhas de alumínio (com espessura até 0,8 mm) e estrutura metálica de aço	0,3
Com telhas de alumínio (com espessura até 0,8 mm) e estrutura metálica de alumínio	0,2
Com telhas de fibrocimento tipo canaleta (com espessura 8 mm) e estrutura de madeira	0,35

<sup>1</sup>Peso por metro quadrado de telhado, na superfície horizontal, incluindo a estrutura de suporte (tesouras, terças, caibros e ripas).

Quadro 3.18 - Enchimentos [22].

Material	Peso específico aparente $\gamma_{ap}$ kN/m <sup>3</sup>
Entulho de obra, calça	15
Blocos de concreto celular autoclavado	6,5
Argila expandida	5 a 7 (6)
Concreto leve (com argila expandida)	17 a 19 (18)
Solo	16 a 20 (18)
Poliestireno expandido (EPS) de alta densidade	0,3

Quadro 3.19 – Forros, dutos e sprinkler [22].

Material	Peso kN/m <sup>2</sup>
Forro de fibra mineral, inclui estrutura de suporte	0,10
Forro de gesso acartonado, inclui estrutura de suporte	0,25
Forro de gesso em placas, inclui estrutura de suporte	0,15
Forro de PVC, inclui estrutura de suporte	0,10
Forro de placas de alumínio, inclui estrutura de suporte	0,10
Dutos de ventilação, sem isolamento térmico	0,20
Dutos de ar-condicionado, com isolamento térmico	0,30
Rede de distribuição de chuveiros automáticos ( <i>sprinkler</i> ) com diâmetro nominal de até 65 mm	0,10
Rede de distribuição de chuveiros automáticos ( <i>sprinkler</i> ) com diâmetro nominal de até 80 mm	0,15

As vedações são carregamentos que necessitam de um tratamento especial caso estejam descarregando sobre lajes ou vigas. Porém independente do formato que essa esteja posicionado o carregamento original da parede é contemplado pela nova NBR 6120 [22]. Para consideração de elementos de vedação em caixilhos metálicos ou divisórias *drywall* é apresentado o Quadro 3.20. O Quadro 3.21 apresenta as condições para estabelecimento da carga em alvenarias de vedação em blocos

Quadro 3.20 - Peso de divisórias e caixilhos [22].

Material	Espessura nominal do elemento cm	Peso kN/m <sup>2</sup>
<i>Drywall</i> (composição: montantes metálicos, quatro chapas com 12,5 mm de espessura cada e isolamento acústico com lã de rocha ou lã de vidro com 50 mm de espessura)	7 a 30	0,5
Divisórias retráteis (exceto divisórias com vidro)	7 a 12	0,6
Caixilhos, incluindo vidro simples (espessura 4 mm): — de alumínio, — de ferro, — que vão de piso a piso, com $h \leq 4,0$ m	—	0,2 0,3 0,5
Fachadas com pele de vidro, fachadas unitizadas	Validar conforme o caso	



Quadro 3.21 - Peso por área de alvenaria adaptado [22].

Alvenaria	Espessura nominal do elemento cm	Peso - Espessura de revestimento por face kN/m <sup>2</sup>		
		0 cm	1 cm	2 cm
ALVENARIA ESTRUTURAL				
Bloco de concreto vazado (Classes A e B – ABNT NBR 6136)	14	2,0	2,3	2,7
	19	2,7	3,0	3,4
Bloco cerâmico vazado com paredes maciças (Furo vertical - ABNT NBR 15270-1)	14	2,0	2,3	2,7
Bloco cerâmico vazado com paredes vazadas (Furo vertical - ABNT NBR 15270-1)	9	1,1	1,5	1,9
	11,5	1,4	1,8	2,2
	14	1,7	2,1	2,5
	19	2,3	2,7	3,1
Tijolo cerâmico maciço (ABNT NBR 15270-1)	9	1,6	2,0	2,4
	11,5	2,1	2,5	2,9
	14	2,5	2,9	3,3
	19	3,4	3,8	4,2
Bloco sílico-calcário vazado (Classe E - ABNT NBR 14974-1)	9	1,1	1,5	1,9
	14	1,5	1,9	2,3
	19	1,9	2,3	2,7
Bloco sílico-calcário perfurado (Classes E, F e G - ABNT NBR 14974-1)	11,5	1,9	2,3	2,7
	14	2,1	2,5	2,9
	17,5	2,8	3,2	3,6
ALVENARIA DE VEDAÇÃO				
Bloco de concreto vazado (Classe C – ABNT NBR 6136)	6,5	1,0	1,4	1,8
	9	1,1	1,5	1,9
	11,5	1,3	1,7	2,1
	14	1,4	1,8	2,2
	19	1,8	2,2	2,6
Bloco cerâmico vazado (Furo horizontal - ABNT NBR 15270-1)	9	0,7	1,1	1,6
	11,5	0,9	1,3	1,7
	14	1,1	1,5	1,9
	19	1,4	1,8	2,3
Bloco de concreto celular autoclavado (Classe C25 – ABNT NBR 13438)	7,5	0,5	0,9	1,3
	10	0,6	1,0	1,4
	12,5	0,8	1,2	1,6
	15	0,9	1,3	1,7
	17,5	1,1	1,5	1,9
	20	1,2	1,6	2,0
Bloco de vidro (decorativo, sem resistência ao fogo)	8	0,8	–	–
NOTA Na composição de pesos de alvenarias desta Tabela foi considerado o seguinte:				
— argamassa de assentamento vertical e horizontal de cal, cimento e areia com 1 cm de espessura e peso específico de 19 kN/m <sup>3</sup> ;				
— revestimento com peso específico médio de 19 kN/m <sup>3</sup> ;				
— proporção de um meio bloco para cada três blocos inteiros;				
— sem preenchimento de vazios (com graute etc.).				

### 3.9.3 Distribuição do carregamento em lajes de concreto

Para elementos de laje com fator de forma,  $\lambda \leq 2$ , o procedimento para cálculo do carregamento distribuído é dado conforme equação (3.47).

$$G_{EC}^{alv} = \frac{(a + b) \cdot H_{alv} \cdot e_{alv} \cdot \gamma_{alv}}{l_x \cdot l_y} \quad (3.47)$$



Onde:

$G_{EC}^{alv}$  – Carga permanente da alvenaria ( $\text{kN/m}^2$ );

$H_{alv}$  – Pé-direito da alvenaria (m),

$a, b$  – Comprimento da alvenaria em planta (m);

$e_{alv}$  – Espessura da alvenaria (m);

$\gamma_{alv}$  – Peso específico da alvenaria ( $\text{kN/m}^3$ );

$l_x, l_y$  – Vãos teóricos da laje nas duas direções.

O projetista pode optar por determinar o seu próprio valor de carga de alvenaria ou determinar utilizando a norma NBR 6120 [22]. Em caso de necessidade de determinação do valor da carga alvenaria pode substituir o termo  $e_{alv} \cdot \gamma_{alv}$ , equação (3.47), pelo valor da equação (3.48).

$$e_{alv} \cdot \gamma_{alv} = e_{reb} \cdot \gamma_{reb} + e_{tij} \cdot \gamma_{tij} \quad (3.48)$$

Onde:

$e_{reb}$  – Espessura do reboco da face interna mais da face externa do elemento de vedação (m);

$\gamma_{reb}$  – Densidade da argamassa do reboco, formada por cal, areia e cimento ( $\text{kN/m}^3$ );

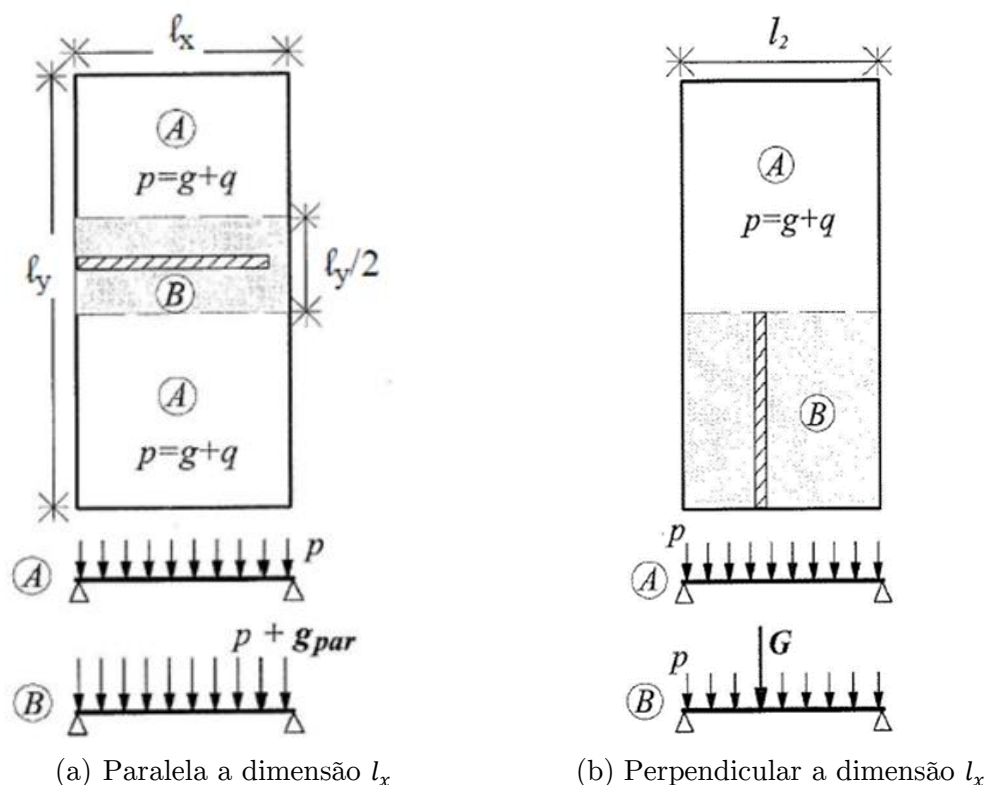
$e_{tij}$  – Espessura do elemento de vedação (m);

$\gamma_{tij}$  – Densidade do elemento de vedação ( $\text{kN/m}^3$ ).

Caso o projetista não tenha necessidade controlar esse valor pode-se recorrer ao Quadro 3.21 ou Quadro 3.20 substituindo o valor da carga da alvenaria pelo termo  $e_{alv} \cdot \gamma_{alv}$  da equação (3.47). Portanto para as lajes com fator de forma,  $\lambda \leq 2$ , a carga da vedação será distribuída em uma área.

Em caso de lajes com fator de forma  $\lambda > 2$  e vigas onde se deseja uma distribuição linear ou pontual do carregamento o procedimento se torna semelhante. Porém nas lajes com esse fator de forma o projetista poderá optar por distribuir tais carregamentos por regiões da laje criando assim duas zonas de carregamento. Tal procedimento influencia nas distribuições das armaduras em lajes, pois na região com a suposta carga de alvenaria a taxa de armadura tende a ser maior. A Figura 3.25 apresentam os modelos utilizados para determinação de carga de vedações em lajes de concreto armado.

Figura 3.25 – Carga de parede sobre a laje armada em uma direção.



A equação (3.49) apresenta critério de cálculo para a situação da Figura 3.25a. Deve-se lembrar que apenas a região B será carregada com a carga de alvenaria.

$$G_{EC}^{alv} = \frac{(H_{alv} \cdot e_{alv} \cdot l_{alv}) \cdot \gamma_{alv}}{l_x \cdot (l_{inf})} \quad (3.49)$$

Onde:

$G_{EC}^{alv}$  – Carga permanente da alvenaria ( $\text{kN/m}^2$ );

$H_{alv}$  – Pé-direito da alvenaria (m);

$e_{alv}$  – Espessura da alvenaria (m);

$l_{alv}$  – Comprimento da alvenaria (m);

$\gamma_{alv}$  – Peso específico da alvenaria ( $\text{kN/m}^3$ ).

O critério para determinação da faixa de carregamento é baseado em antigo critério disposto na NBR 6118 [22]. Que as cargas se distribuem a  $45^\circ$  até o plano médio da laje. O valor de  $l_{inf}$  é dado pela equação (3.50).

$$l_{inf} = e_{alv} + h_{laje} \quad (3.50)$$

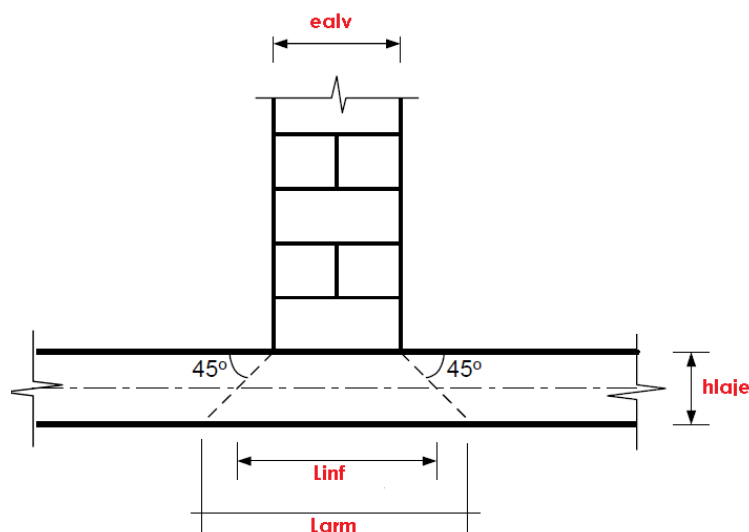
Onde:

$e_{alv}$  – Espessura da alvenaria (m);

$h_{laje}$  – Altura da laje (m).

Para visualizar melhor o formato da distribuição do carregamento apresenta-se a Figura 3.26.

Figura 3.26 – Faixa de distribuição de carregamentos da alvenaria em lajes.



Para a situação da Figura 3.25b utiliza-se a equação (3.51) tal critério de cálculo e apresentado a seguir. Lembrando que a carga determinada nesse processo é uma carga do tipo pontual e será utilizada apenas na região de carregamento B.

$$G_{EC}^{alv} = H_{alv} \cdot e_{alv} \cdot \gamma_{alv} \quad (3.51)$$

Onde:

$G_{EC}^{alv}$  – Carga permanente da alvenaria (kN).

Salientamos aqui que aqui também aplica a situação do termo  $e_{alv} \cdot \gamma_{alv}$  ficando a cargo do projetista a definição do critério a ser escolhido.

Para o caso de vigas não existem distribuições de carregamento em regiões, pois as condições são: (a) Alvenaria distribuída sob o eixo da viga; ou (b) Alvenaria cruzando o eixo da viga. Ambas as formas seguem proposições similares as equações (3.49) e (3.51). No caso de alvenarias posicionadas no eixo das vigas a carga total é dada pela equação (3.52). Em caso da opção b a equação (3.51) se mantém para vigas.

$$G_{EC}^{alv} = (H_{alv} \cdot e_{alv}) \cdot \gamma_{alv} \quad (3.52)$$

Após a apresentação das principais ações atuantes em edifícios de concreto armado, cabe aqui ressaltar a importância do engenheiro avaliar situações que não estejam enquadradas nestas ações usuais apresentadas pela NBR 6120 [22], o que leva à necessidade de se pesquisar por autores de trabalhos científicos ou recomendações presentes em outras bibliografias de práticas projetuais que abordem o tipo de ação com sua proposta de carregamento.

O estudante de engenharia irá perceber, ao ter contato com *softwares* de cálculo estrutural, que atualmente o trabalho de dimensionamento e detalhamento se tornou bastante automatizado, não sendo necessário calcular

todos os elementos de forma manual e individual, como o era antes da popularização de tecnologias computacionais. No entanto, perceber-se-á que mesmo com diversas ferramentas para auxiliar o engenheiro no dia a dia de projetos estruturais, a determinação das ações atuantes nas estruturas ainda é um processo totalmente dependente da subjetividade do engenheiro em tomar decisões. E isso mostra que mesmo existindo ferramentas tão avançadas de cálculo nada substitui, até então, o senso crítico do engenheiro na concepção, o que pode levar a sistemas estruturais extremamente eficientes ou a sistemas que por serem concebidos de forma equivocada podem levar à ruína da estrutura.

### 3.10 Referências

- [1] Carvalho RC, Figueiredo Filho JR de. Livro - Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado no Submarino.com. vol. 1. EdUFSCar; 2014.
- [2] Beck AT. Confiabilidade e Segurança das Estruturas. 1ª edição. GEN LTC; 2019.
- [3] Almeida SRM de. Conceitos sobre segurança nas estruturas 2017.
- [4] Henriques AAR. Aplicação de novos conceitos de segurança no dimensionamento do betão estrutural. Doutor em Engenharia Civil. Universidade do Porto, 1998.
- [5] Pantoja J da C. Geração automática via otimização topológica e avaliação de segurança de modelos de bielas e tirantes. DOUTOR EM CIÊNCIAS DE ENGENHARIA CIVIL. PONTIFÍCIA UNIVERSIDADE CATÓLICA DO RIO DE JANEIRO, 2012. <https://doi.org/10.17771/PUCRio.acad.20548>.
- [6] Castro LA. Análise da segurança no projeto de estruturas: método dos estados limites. Mestrado em Estruturas. Universidade de São Paulo, 1997. <https://doi.org/10.11606/D.18.2018.tde-20032018-093641>.
- [7] Mancini LC. Pré-dimensionamento de estruturas metálicas em fase de concepção arquitetônica. Universidade Federal de Ouro Preto, 2003.

- [8] Sales JJ de, Neto JM, Malite M. Segurança nas Estruturas. 2015.
- [9] Carnevale PB. Comparação entre o dimensionamento de uma estrutura offshore pelo método das tensões admissíveis e pelo método dos estados limites. Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2006.
- [10] Neves R de A. Desenvolvimento de modelos mecânico-probabilísticos para estruturas de pavimentos de edifícios. Doutorado em Estruturas. Universidade de São Paulo, 2004. <https://doi.org/10.11606/T.18.2004.tde-13042005-081959>.
- [11] Ataíde CAV, Corrêa MRS. Estudo comparativo entre o método das tensões admissíveis e o método dos estados limites para a alvenaria estrutural 2006;8:30.
- [12] Melchers RE, Beck AT. Structural reliability analysis and prediction. Third edition. Hoboken, NJ: Wiley; 2018.
- [13] Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - procedimento. Rio de Janeiro (RJ): ABNT; 2003.
- [14] Associação Brasileira de Normas Técnica – ANBT. NBR 6118. ABNT NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – procedimento. 2014.
- [15] Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro (RJ): ABNT; 2014.
- [16] Mascia N. Sistemas estruturais de edificações e exemplos 2006.
- [17] Jacinto LA do C. Avaliação da segurança de pontes existentes. Doutorado em Engenharia Civil. Universidade Nova de Lisboa, 2011.
- [18] Beck AT, Souza Jr. AC de. A first attempt towards reliability-based calibration of Brazilian structural design codes. J Braz Soc Mech Sci & Eng 2010;32:119–27. <https://doi.org/10.1590/S1678-58782010000200004>.
- [19] Souza Junior AC de. Aplicação de confiabilidade na calibração de coeficientes parciais de segurança de normas brasileiras de projeto estrutural. Mestrado em Engenharia de Estruturas. Escola de Engenharia de São Carlos (EESC), Universidade de São Paulo (USP), 2009. <https://doi.org/10.11606/D.18.2009.tde-15062009-090502>.
- [20] Franco sérgio de G. Aspectos da abordagem probabilística na análise estrutural de vasos de pressão de aplicação nuclear. Mestrado em Reatores

- Nucleares de Potência e Tecnologia do Combustível Nuclear. Universidade de São Paulo (USP), 1984.
- [21] Jacinto LA do C. Betão Estrutural I. Lisboa: Instituto Superior de Engenharia de Lisboa; 2012.
- [22] Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT NBR 6120: Carga para o cálculo de estruturas de edificações. 1980.
- [23] Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro (RJ): ABNT; 1988.
- [24] Polónia Rios M. Efeito de amortecedores no comportamento dinâmico de edifícios altos sob cargas de vento. Mestrado em Engenharia Civil. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC-RJ), 2015. <https://doi.org/10.17771/PUCRio.acad.25761>.
- [25] Mendis P, Ngo T, Haritos N, Hira A, Samali B, Cheung J. Wind Loading on Tall Buildings n.d.:15.
- [26] Fontoura PCCN de O. Estudo experimental em túnel de vento dos efeitos de vizinhança em edifícios altos. Doutorado em estruturas e Construção Civil. Universidade de Brasília (UnB), 2014.
- [27] Limas LF, Loredou-Souza AM. Determinação da influência da forma da seção transversal na resposta dinâmica de pontes através de ensaios em túnel de vento e identificação de sistemas 2008;5:36.
- [28] Araújo JM de. Projeto Estrutural de Edifícios de Concreto Armado. Rio Grande: Editora Dunas; 2014.
- [29] Blandón NAR. A dissipação de energia em estruturas de edifícios sob ação sísmica. Doutorado em ciências de engenharia civil. Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ), 2003.
- [30] Bastos PS dos S. Lajes de concreto armado. Bauru: Unesp; 2020.