

Aula 02 – Carregamentos normalizados e segurança.

1. Introdução.

Neste trabalho apresentam-se os conceitos básicos referentes à verificação da segurança de estruturas de concreto. Utiliza-se como referência a norma brasileira ABNT_NBR8681-Ações e Segurança nas estruturas, complementada por outras normas relacionadas ao tema e pela bibliografia especializada.

Trata-se de texto introdutório, com objetivo específico de utilização pelos alunos da disciplina PEF2604, ministrada para alunos do Curso de Arquitetura da FAU-USP em 2011, que será complementado com explicações em sala de aula.

2. Generalidades.

Atualmente, toda estrutura deve ser objeto de verificação da segurança. Essa verificação deve atender requisitos analíticos e construtivos. De maneira simplificada, pode-se dizer que a verificação analítica consiste em **comparação entre as solicitações e as resistências**. Se as resistências forem comprovadamente superiores às solicitações, dentro de uma margem aceitável, a segurança é adequada.

O engenheiro e o arquiteto responsáveis pelo projeto e execução de uma estrutura deverão estar aptos a quantificarem esses dois parâmetros que permitem avaliar a segurança de uma obra.

Uma solicitação pode ser definida como uma “ação de causa exterior capaz de produzir ou alterar a deformação de um corpo ou o estado de tensão de seus elementos” (Langendonck, 1967).

As **solicitações** normalmente consideradas nos projetos de estruturas civis podem ser **esforços externos, variações de temperatura** ou ações que de alguma forma possam ser equivalentes a estas variações de temperatura e **recalques de apoio**.

Os esforços externos mais conhecidos são as cargas, que são oriundos da ação da gravidade, podendo ser ainda permanentes, acidentais ou móveis. Porém, outras causas além da gravidade podem resultar em esforços externos nas estruturas, tais como a protensão, o vento, empuxos de terra e água e terremotos, por exemplo.

Um recalque de apoio consiste em um tipo especial de deslocamento de um apoio, cuja particularidade consiste no fato de o mesmo ser incompatível com as vinculações admitidas por este apoio. Assim, a rotação de um apoio

móvel não é um recalque; por outro lado, a rotação de um apoio engastado é um recalque de apoio.

É mais comum que se utilizem os esforços internos para fins de comparação com as resistências nas verificações de segurança. Os esforços internos são as tensões e suas resultantes e se manifestam entre partes adjacentes de uma estrutura. Como resultantes dessas tensões podem-se relacionar momentos fletores, forças normais, forças cortantes, momentos torçores, etc.

De maneira genérica, esforços externos e internos podem ser agrupados em um mesmo conceito, abrangendo forças, momentos e tensões. Porém, por conveniência de cálculo, separam-se esses dois tipos de esforços, o que, de fato, torna a rotina de cálculo bem mais simples. **Além disso, a verificação da segurança é feita geralmente comparando-se um esforço interno resistente com um esforço interno solicitante**, e não a partir de esforços externos – embora em alguns casos essa segunda abordagem possa ser mais prática. Assim, por exemplo, considerar-se-á a seção de uma viga adequada a momento fletor quando o momento fletor resistente (que será obtido a partir das características da seção e das resistências dos materiais que compõem a viga) for suficientemente superior ao momento fletor solicitante (que será obtido a partir dos esforços externos atuantes, por análise da estrutura).

Observa-se que ao se afirmar que a resistência está associada às características da seção e do material da viga, no exemplo supracitado, pressupõe-se o conhecimento das dimensões da seção e da resistência do material empregado. É possível conhecerem-se estas grandezas, porém, a prática mostra ser impossível determiná-las com precisão absoluta. Para ilustrar a variabilidade de solicitações resistências, considerem-se os dois exemplos a seguir.

Na Figura 1, apresentam-se resultados de ensaios de resistência à compressão de dezenove exemplares de concreto utilizado na moldagem de uma viga. Trata-se de concreto produzido a partir dos mesmos materiais e com mesmo processo. Porém, observa-se certa dispersão de valores, verificando-se máximo de 47,4MPa e mínimo de 44,6MPa. A média aritmética é de 45,84MPa. A pergunta que fica é: qual dentre esses valores deve ser utilizado nos cálculos de verificação de segurança?

Na Figura 2, apresentam-se resultados do alongamento de cabos de protensão de uma viga. Por mais que se controlem as operações envolvidas na aplicação da força, não se consegue repetir o mesmo valor de alongamento em todas as operações, muito embora o material seja o mesmo. Por outro lado, é interessante que se comparem os gráficos das duas figuras. O que se pode afirmar quanto à variação dos valores?

Corpo de Prova	Resistência à compressão (Mpa)
1	45,2
2	46,3
3	45,4
4	45,7
5	45
6	47,4
7	46,2
8	47,1
9	44,6
10	45,1
11	44,8
12	46,6
13	47,1
14	46,1
15	46,3
16	46,9
17	45
18	45
19	45,2
Média	45,84

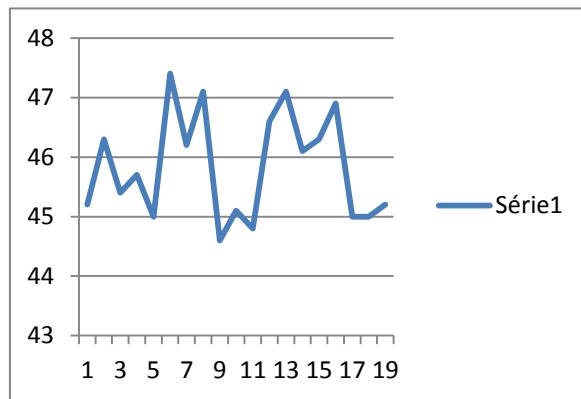


Figura 1 – Resultados de dezenove ensaios de resistência à compressão do concreto utilizado na moldagem de uma viga.

Cabo	Alongamento (mm)
C1	199
C2	204
C3	199
C4	198
C5	199
C6	198
C7	198
C8	198
C9	196
C10	199
C11	197
C12	197
MÉDIA	198,5

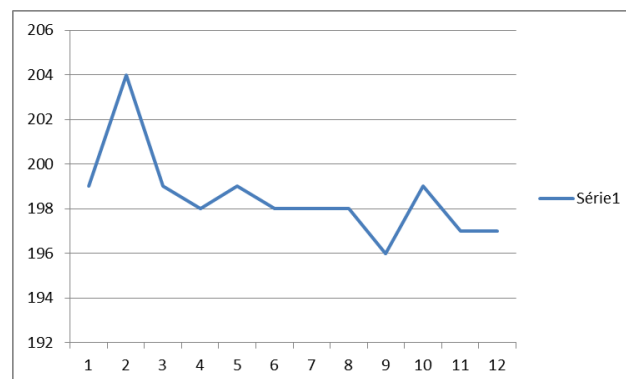


Figura 2 – Resultados de 12 operações de alongamento de cabos de protensão de uma viga.

Depreende-se que os dados apresentam variação que deve ser considerada em sua análise. Observa-se que os dois tipos de dados apresentam variações diferentes em relação à média. O que se procura é chamar a atenção para a necessidade de se adotar tratamento estatístico dos valores das variáveis que serão utilizadas na quantificação da segurança.

A Figura 3, extraída de GRAZIANO & SIQUEIRA (2010) apresenta, de maneira esquemática, a metodologia usual para se definir a margem de segurança, que pode ser entendida como a diferença entre solicitação e resistência.



Figura 3 – Ilustração da distribuição de solicitações e resistências para verificação analítica da segurança estrutural (Graziano & Siqueira, 2010).

A verificação de segurança atualmente é baseada em sólidos fundamentos estatísticos. Está além dos objetivos deste texto detalhar a base matemática das expressões que serão utilizadas para quantificar a margem de segurança de uma estrutura. Em vez disso, será apresentada a metodologia recomendada pelas normas brasileiras vigentes, que traduzem a opinião dos maiores especialistas nacionais sobre o assunto. Alunos interessados em se aprofundar neste tema poderão consultar bibliografia especializada.

Porém, a verificação analítica da segurança de uma estrutura não se limita a definir a margem de segurança aceitável. A estrutura deve, além de ter resistência e estabilidade suficientes, apresentar funcionalidade e durabilidade.

Por funcionalidade, entenda-se que a estrutura deve poder ser utilizada da forma prevista. Se a estrutura de uma cobertura apresenta resistência mas permite empoçamento de água, ela não atende ao requisito de funcionalidade. Uma laje destinada, por exemplo, a uma pista de boliche, não pode se deformar além de certo limite, sob risco de desviar a trajetória da bola e impedir que os usuários atinjam seus objetivos. Muitos outros exemplos podem ser citados referentes à funcionalidade.

A durabilidade da estrutura é outro requisito que compõe a verificação da segurança. Por fim, além da verificação analítica é necessário que a estrutura atenda a requisitos construtivos para ter segurança.

3. Classificação das ações.

As ações são classificadas em **permanentes, variáveis e excepcionais**, de acordo com a NBR 8681 (2003). O critério usado para esta classificação é a variabilidade da ação ao longo do tempo.

Há algumas considerações, que serão vistas adiante, que variam em função do tipo de ação. Portanto, antes de quantificar as ações é importante estudar atentamente o projeto para classifica-las.

3.1. Ações permanentes.

3.1.1. Peso próprio de elementos da construção.

Além do peso próprio da estrutura há os demais elementos construtivos. Para quantificar essa ação torna-se necessário conhecer o peso específico aparente do material. Na falta de determinação experimental, utiliza-se a Tabela 1 de outra norma brasileira, a NBR 6120, reproduzida no Anexo.

Além disso, a NBR 6120 define que quando forem previstas paredes divisórias, cuja posição não esteja definida no projeto, o cálculo de pisos com suficiente capacidade de distribuição transversal da carga, quando não for feito por processo exato, pode ser feito admitindo, além dos demais carregamentos, uma carga uniformemente distribuída por metro quadrado de piso não menor que um terço do peso por metro linear de parede pronta, observando o valor mínimo de 1kN/m^2 .

A Figura 4, extraída de GRAZIANO & SIQUEIRA (2010), fornece alguns valores de cargas permanentes por unidade de área.

REVESTIMENTOS DE PISOS (CADA 5 cm)	$1,0\text{ kN/m}^2$
TELHADOS: TELHA DE BARRO	$0,7\text{ kN/m}^2$
TELHA DE FIBRO-CIMENTO	$0,4\text{ kN/m}^2$
TELHA DE ALUMÍNIO	$0,3\text{ kN/m}^2$
IMPERMEABILIZAÇÃO DE PISOS	$1,0\text{ kN/m}^2$
DIVISÓRIA DE MADEIRA	$0,2\text{ kN/m}^2$
CAIXILHOS DE FERRO	$0,3\text{ kN/m}^2$
CAIXILHOS DE ALUMÍNIO	$0,2\text{ kN/m}^2$

Figura 4 – Cargas permanentes usuais em edificações (Graziano & Siqueira, 2010).

3.1.2. Pesos de equipamentos fixos.

Devem ser especificados pelo fornecedor com relação a peso, dimensões, apoios, etc.



Figura 5 – Exemplo de equipamento fixo usado em garagens. O fornecedor deve especificar as características do equipamento. Fonte: <http://www.duopark.com.br/>

3.1.3. Empuxos devidos ao peso próprio de terras não removíveis e de outras ações permanentes sobre elas aplicadas;

Esses empuxos devem ser calculados conforme os métodos e teorias definidos na Mecânica dos Solos.

3.1.4. Protensão.

A protensão é uma solicitação que se aplica a uma estrutura com finalidade de melhorar sua capacidade de resistência e, eventualmente, em alguns casos, sua funcionalidade ou durabilidade. O caso mais comum é a protensão de estruturas de concreto com uso de fios ou cordoalhas de aço pré-alongadas e ancoradas no elemento de concreto. Maiores detalhes podem ser vistos na NBR 6118 (2004) e estão fora dos objetivos deste trabalho.

3.1.5. Ações permanentes indiretas.

a) Retração do concreto (*concrete shrinkage*).

A retração do concreto é normalmente tratada como deformação imposta e denominada ϵ_{cs} . Em casos correntes, o valor de $\epsilon_{cs} = - 15 \times 10^{-5}$. Esses casos correspondem aos de estruturas cujos elementos apresentem dimensões da seção entre 10cm e 100cm. Além disso, a umidade relativa do ar deve ser sempre maior que 75%. Essa simplificação é possível, em grande parte, por que a armadura, que satisfaça os mínimos impostos pela norma,

impõe restrição à retração do concreto. Na Aula 3 será tratado este tema de forma mais detalhada.

b) Fluência do concreto (*concrete creep*).

A fluência, ou deformação lenta, do concreto é um fenômeno caracterizado pelo aumento das deformações sob tensão constante. Os efeitos da fluência são importantes na verificação de deformações bem como na determinação das perdas de protensão de estruturas protendidas. Na Aula 3, esse tema será abordado, embora ainda de forma resumida, dados os objetivos do curso.

c) Recalques de apoio.

A NBR 6118 (2004) recomenda que se considerem recalques de apoio apenas quando esta ação produzir esforços significativos em comparação com os produzidos pelas cargas e a estrutura for hiperestática e muito rígida. A norma estabelece alguns parâmetros para avaliação da ordem de grandeza desses deslocamentos em função das características do solo e da estrutura.

d) Imperfeições geométricas.

Geralmente, verificam-se desvios em relação à forma prevista da estrutura. A norma exige que os efeitos destas imperfeições sejam levados em conta na verificação da segurança. Além disso, há tolerâncias construtivas que são definidas em normas específicas.

3.2. Ações variáveis.

São as cargas acidentais, decorrentes do uso, bem como seus efeitos, tais como forças de impacto, frenagem e aceleração, forças centrífugas e empuxos de terra, por exemplo. Há ainda aquelas resultantes de eventos naturais tais como a variação de temperatura, a ação do vento e, em geral, as pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas.

Podem ainda ser divididas em ações variáveis normais e ações variáveis especiais. As ações variáveis normais são aquelas com probabilidade de ocorrência suficientemente grande para que sejam obrigatoriamente consideradas no projeto. Em algumas estruturas pode haver necessidade de considerar ações variáveis especiais tais como sismos ou cargas acidentais de natureza ou de intensidade especiais.

A seguir são feitos alguns comentários gerais acerca das ações variáveis.

3.2.1. Cargas acidentais decorrentes da utilização da estrutura ou sobrecargas de utilização;

Em geral tratam-se de cargas distribuídas em áreas, complementadas com algumas considerações específicas. Os valores dessas sobrecargas são definidos na Tabela 2 da NBR 6120. Há 27 casos previstos na referida tabela, conforme se verifica na Tabela 2 reproduzida no Anexo.

No caso de armazenagem em depósitos e na falta de dados experimentais, usar a Tabela 3, reproduzida no Anexo.

Elementos isolados de cobertura (ripas, terças e barras de banzo superior de treliças) devem suportar carga de 1kN, na posição mais desfavorável, além da carga permanente.

Ao longo de parapeitos e balcões devem-se considerar as ações mostradas na figura abaixo (Graziano & Siqueira, 2010).

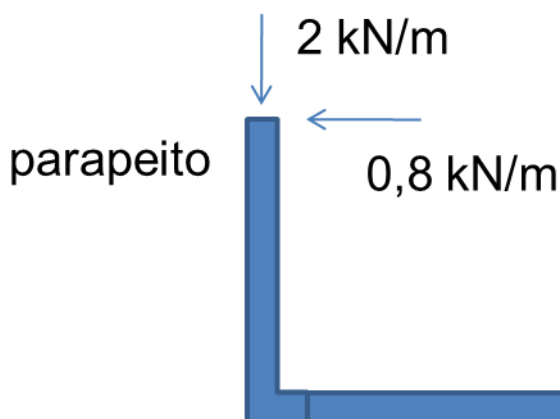


Figura 6 – Ações em parapeitos e balcões (Graziano & Siqueira, 2010).

Nas garagens, deve ser considerado coeficiente de impacto, Φ , conforme item 2.2.1.6 da NBR 6120.

Degraus isolados de escadas devem suportar carga concentrada de 2,5kN, aplicada na posição mais desfavorável, conforme Item 2.2.1.7 da NBR 6120.

No cálculo de pilares e das fundações de edifícios para escritórios, residências e casas comerciais não destinados a depósitos, as cargas acidentais podem ser reduzidas conforme Tabela 4 do Anexo (Graziano & Siqueira, 2010).

3.2.2. Ação do vento.

A ação do vento deve ser aplicada conforme a norma brasileira NBR 6123. Inicialmente deve-se definir em que região do país a edificação se situa. Dessa forma, com base no gráfico de isopletas da NBR 6123, reproduzido a

seguir, pode-se determinar a velocidade básica do vento a ser considerada no projeto. Essa velocidade é expressa em m/s ($1\text{m/s} = 3,6\text{km/h}$).

De posse da velocidade básica segue-se a rotina de cálculo definida na NBR 6123, que consiste em determinar a velocidade característica (adiante será definido o que vem a ser ação característica) e os coeficientes de pressão que variam em função de forma, dimensões e outras características da edificação. Está além dos objetivos deste trabalho detalhar o procedimento de cálculo de ação de vento. Isso pode ser visto em bibliografia especializada.

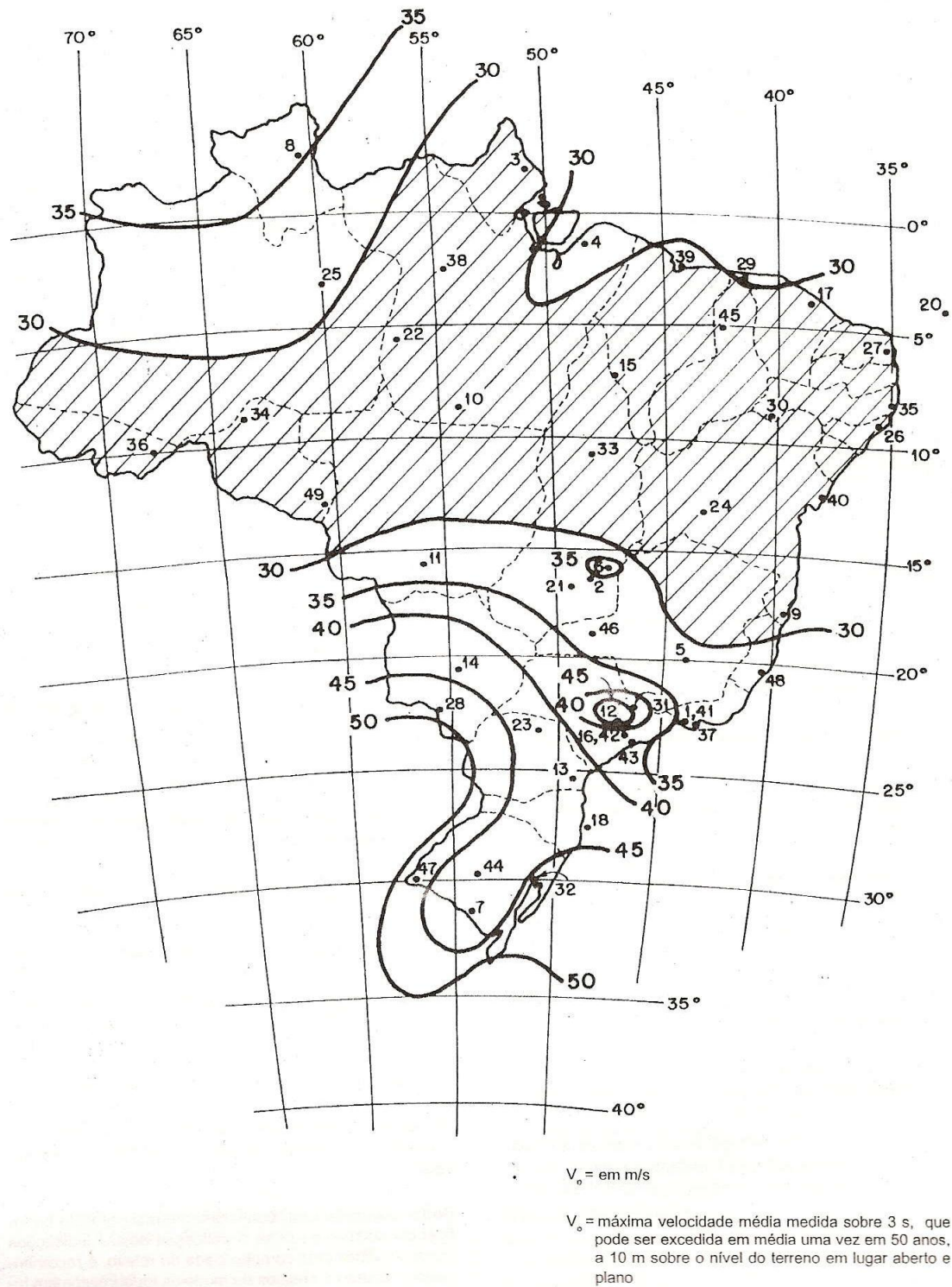


Figura 7 – Velocidade b{\'a}sica do vento conforme NBR 6123.

3.2.3. Variação de temperatura.

A NBR 6118 (2004) define no Item 11.4.2.1, ainda que de forma simplificada, como levar em conta os efeitos da variação da temperatura da estrutura, causada pela insolação direta e pela variação da temperatura atmosférica.

De maneira geral deve-se considerar variação uniforme e variação ao longo da altura da seção. Essa variação de temperatura depende do local de implantação da construção e das dimensões dos elementos estruturais que a compõem.

A NBR 6118 recomenda os seguintes valores para variação uniforme:

- Para elementos estruturais cuja menor dimensão não seja superior a 50cm, deve ser considerada uma oscilação de temperatura de em torno da média de 10°C a 15°C;
- Para elementos estruturais maciços ou ocos com os espaços vazios inteiramente fechados, cuja menor dimensão seja superior a 70cm, admite-se que essa oscilação seja reduzida respectivamente para 5°C a 10°C;
- Para elementos estruturais cuja menor dimensão esteja entre 50cm e 70cm admite-se que seja feita uma interpolação linear entre os valores acima indicados.

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

Para variação não uniforme, na falta de dados mais precisos, pode ser adotada uma variação linear entre uma face e outra não inferior a 5°C.

3.2.4. Ações dinâmicas.

Quando a estrutura, pelas suas condições de uso, está sujeita a choques ou vibrações, os respectivos efeitos devem ser considerados na determinação das solicitações e a possibilidade de fadiga deve ser considerada no dimensionamento dos elementos estruturais, de acordo com a Seção 23 da NBR 6118 (2004).

3.3. Ações excepcionais.

Consideram-se ações excepcionais as decorrentes de explosões, choques de veículos, incêndios, enchentes ou sismos excepcionais.

4. Estados Limites.

Aumentando-se o carregamento sobre uma estrutura pode-se chegar a um estado em que a mesma apresenta desempenho inadequado, que é definido pela NBR 8681, como Estado Limite.

Há dois tipos de estados limites definidos da seguinte forma pela norma:

- **Estados Limites Últimos (ELU):** aqueles em que por sua simples ocorrência pode-se determinar a paralisação, no todo ou em parte, de uma construção, podendo ser caracterizados por:
 - a) Perda de equilíbrio, global ou parcial, admitida a estrutura como um corpo rígido;
 - b) Ruptura ou deformação plástica excessiva dos materiais;
 - c) Transformação da estrutura, no todo ou em parte, em sistema hipostático;
 - d) Instabilidade por deformação;
 - e) Instabilidade dinâmica;
 - f) Outros, em casos particulares.
- **Estados Limites de Serviço (ELS):** aqueles que, por sua ocorrência, repetição ou duração, causam efeitos estruturais que não respeitam as condições especificadas para o uso normal da construção, ou que são indícios de comprometimento de sua durabilidade, podendo ser:
 - a) Danos ligeiros ou localizados, que comprometem o aspecto estético da construção ou a durabilidade da estrutura;
 - b) Deformações excessivas que afetem a utilização normal da construção ou seu aspecto estético;
 - c) Vibração excessiva ou desconfortável;

Cumprir observar que os ELS decorrem de ações cujas combinações podem ter três diferentes ordens de grandeza de permanência na estrutura:

- Combinações quase permanentes: que podem atuar da ordem de metade da vida útil da estrutura;
- Combinações frequentes: repetem-se da ordem de 10^5 vezes em 50 anos, ou tem duração da ordem 5% desse período;
- Combinações raras: podem atuar, no máximo, algumas horas durante o período de vida da estrutura.

Com a definição de Estados Limites, a verificação da segurança fica completa – ao menos como entendemos hoje uma verificação completa – abrangendo não só a resistência da estrutura, mas também sua funcionalidade e durabilidade.

5. Valores representativos de ações e resistências.

5.1. Estados Limites Últimos.

A NBR 8681 considera que as ações podem ser representadas pelos seguintes valores:

- Valor característico;
- Valor característico nominal;
- Valor reduzido de combinação;
- Valor convencional excepcional;

Maiores detalhes podem ser vistos na NBR 8681. Inicialmente, será importante detalhar o que vem a ser um **valor característico de uma ação**, que pode ser definido a partir de algumas recomendações da norma:

- Valor médio, correspondente ao quantil de 50%, para as ações permanentes;
- Valores estabelecidos por consenso e indicados em normas específicas, que correspondem a valores que têm de 25% a 35% de probabilidade de serem ultrapassados no sentido desfavorável, durante um período de 50 anos, para as ações variáveis.

Há ainda outras recomendações para outros casos específicos. Para nossos fins, os valores apresentados nas tabelas do Anexo (Tabela 1, Tabela 2 e Tabela 3) podem ser entendidos como valores característicos – ou seja, eles provêm das definições mostradas acima.

Utiliza-se F_k para designar genericamente o valor característico de uma ação.

Quando ocorrem simultaneamente ações variáveis de diversas naturezas, pode-se utilizar um valor reduzido de combinação, designado por $\psi_0 F_k$, para levar em conta que é muito baixa a probabilidade de ocorrência simultânea dos valores característicos de duas ou mais ações variáveis de naturezas diferentes.

No caso da ação do vento, a NBR 6123 estabelece critérios para que determine o valor característico da velocidade do vento, e a partir desse valor pode-se determinar a pressão ou a força devida ao vento. Uma observação: é comum que se veja o termo “carga de vento”. Trata-se de uma expressão que deveria ser evitada – embora às vezes, acabemos por empregá-la por costume – pois, conforme definido anteriormente o termo **carga** deve ser empregado somente para as ações decorrentes da gravidade.

No caso específico de pontes, as normas NBR 7187 (Projeto e execução de pontes de concreto armado e protendido), NBR 7188 (Carga móvel para cálculo de pontes rodoviárias e passarelas de pedestre) e NBR 7189 (Cargas

para projeto estrutural de obras ferroviárias) estabelecem os valores representativos da carga móvel. Como se tratam de obras específicas, não serão abordadas neste trabalho, que tem caráter geral e introdutório.

Observa-se que, ao se deparar com situações não previstas, o engenheiro ou o arquiteto responsável pelo projeto deverá se aprofundar nas definições da norma e na bibliografia especializada para definir o valor característico da ação em questão na verificação de algum ELU.

5.2. Estados Limites de Serviço.

São dois os valores representativos das ações para verificação de ELS:

- Valor reduzido de serviço;
- Valor raro de serviço;

Os valores reduzidos de serviços podem ser valores frequentes ($\psi_1 F_k$) ou valores quase permanentes ($\psi_2 F_k$) e referem-se à ações variáveis.

5.3. Valores de cálculo das ações.

5.3.1. Estado Limite Último.

Os valores de cálculo das ações para verificação de algum ELU são designados F_d e são obtidos por ponderação dos valores característicos com uso dos coeficientes de ponderação γ_f . Com a ponderação por γ_f pretende-se corrigir o erro existente na avaliação do valor da ação, que é entendido como tendo duas causas:

- A variabilidade da ação;
- Erros de avaliação dos efeitos da ação;

A maneira de determinar F_d será vista no item referente à combinação das ações.

5.3.2. Estados Limites de Serviço.

Salvo exigência em contrário, os valores de cálculo para verificação de ELS, denominados $F_{d, serv}$, são obtidos com $\gamma_f = 1,0$.

5.4. Valores representativos das resistências.

As resistências são denominadas, de forma genérica, pela letra “ f ” minúscula. Os valores representativos de resistências são definidos no Item 5.2 da NBR 8681. Esses valores representativos podem ser:

- Resistência característica inferior ($f_{k, inf}$): aquela que tem apenas 5% de probabilidade de não ser atingida pelos elementos de um dado lote de material;

- Resistência média (f_m): dada pela média aritmética das resistências dos elementos que compõem o lote considerado de material;
- Resistência característica superior ($f_{k,sup}$): valor maior que da resistência média que, eventualmente, possa ser usado em alguma verificação.

Conforme a NBR 8681, salvo exigência expressa em norma referente a um determinado material ou tipo de construção, o valor representativo deve ser tomado como o da resistência característica inferior, sempre que a segurança dependa das porções menos resistentes do material da estrutura. Quando a segurança é condicionada pela soma das resistências de muitas porções do material da estrutura, sem que cada uma delas individualmente tenha influência determinante, pode-se usar a resistência média.

Os valores de cálculo das resistências (f_d) são obtidos a partir de um valor representativo característico **inferior** ponderado por um coeficiente γ_m , ou seja:

- $f_d = f_k / \gamma_m$

Expressões para quantificar esses valores, no caso das estruturas de concreto, são apresentadas pela norma NBR 6118.

6. Combinações de ações.

6.1. Tipos de carregamentos.

Os carregamentos podem ser normais, especiais ou excepcionais. Além destes, eventualmente há necessidade de serem considerados carregamentos de construção.

Neste texto será dada ênfase aos carregamentos normais, que são decorrentes do uso previsto para a construção. Admite-se que um carregamento normal tenha duração igual ao período de referência da estrutura e deve sempre ser considerado nas verificações de segurança sejam de ELU ou ELS.

Carregamentos especiais decorrem da atuação de ações variáveis de natureza ou intensidade especiais, e normalmente são transitórios, com duração muito pequena. Um carregamento excepcional decorre de ações excepcionais que podem provocar efeitos catastróficos.

6.2. Requisitos de segurança.

Conforme foi comentado, os requisitos de segurança são construtivos e analíticos. Os construtivos são constituídos por prescrições normativas construtivas referentes ao material e ao sistema construtivo empregados. Os requisitos analíticos decorrem da análise estrutural.

Nesta disciplina estarão sendo verificados os requisitos analíticos de segurança isoladamente em relação a cada um dos esforços atuantes. Desta forma a verificação a condição de segurança, no ELU, é expressa por:

$$R_d \geq S_d$$

Além disso, como os cálculos estão sendo feitos em regime elástico linear, tem-se

$$S_d = \gamma_f S_k = \gamma_f S (F_k)$$

Para ELS a condição analítica de segurança é:

$$S_d \leq S_{lim}$$

6.3. Combinações últimas normais.

As ações serão combinadas com uso da expressão:

$$F_d = \sum \gamma_{g,i} F_{Gi,k} + \gamma_q [F_{Q1,k} + \sum \psi_{0j} F_{Qj,k}], \text{ com } i=1,m \text{ e } j=2,n$$

Os valores dos coeficientes γ_f e ψ são dados a seguir.

Para as ações permanentes indiretas deve-se adotar o valor de $\gamma_\epsilon = 1,2$ ou 0, conforme a ação seja desfavorável ou favorável. Em edificações nas quais a carga acidental não supera 5kN/m² as ações permanentes diretas podem ser agrupadas com coeficiente 1,40.

A Tabela 2 contém os coeficientes para ações variáveis.

Para protensão, a NBR 6118 (2004) estabelece $\gamma_p = 1,2$ ou 1,0, conforme seja desfavorável ou favorável.

Finalmente, é possível considerar as ações variáveis agrupadas, em edificações nas quais a carga acidental não supera 5kN/m², aplicando-se o coeficiente 1,40.

Tabela 1 – Coeficientes de ponderação de ações permanentes diretas agrupadas separadamente (NBR 8681).

Combinação	Tipo de ação	Efeito	
		Desfavorável	Favorável
Normal	Peso próprio de estruturas metálicas	1,25	1,0
	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,3	1,0
	Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,35	1,0
	Elementos construtivos industrializados ⁽¹⁾	1,35	1,0
	Elementos construtivos industrializados com adições in loco	1,40	1,0
	Elementos construtivos em geral e equipamentos ⁽²⁾	1,50	1,0

(1) Por exemplo: paredes e fachadas pré-moldadas, gesso acartonado.

(2) Por exemplo, paredes de alvenaria e seus revestimentos, contrapisos.

Tabela 2 – Coeficientes de ponderação de ações variáveis (NBR 8681).

Combinação	Tipo de ação	Coeficiente de ponderação
Normal	Ações truncadas ⁽¹⁾	1,2
	Efeito de temperatura	1,2
	Ação do vento	1,4
	Ações variáveis em geral	1,5

(1) Ações truncadas são consideradas ações variáveis cuja distribuição de máximos é truncada por um dispositivo físico de modo que o valor dessa ação não pode superar o limite correspondente. O coeficiente de ponderação se aplica a esse valor limite.

Tabela 3 – Coeficientes de combinação (NBR 8681).

Ações	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Cargas acidentais de edifícios			
Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem elevadas concentrações de pessoas (1)	0,5	0,4	0,3
Locais em que há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem elevadas concentrações de pessoas (2)	0,7	0,6	0,4
Bibliotecas, arquivos, depósitos, 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

(1) Edificações residenciais de uso restrito.

(2) Edificações comerciais, de escritórios e de acesso público.

6.4. Combinações de serviço.

Devem ser consideradas todas as ações permanentes, inclusive as deformações impostas permanentes, e as ações variáveis correspondentes a cada um dos tipos de combinações conforme explicitado a seguir.

6.4.1. Combinações quase permanentes de serviço.

$$F_{d,serv} = \sum F_{Gi,k} + \sum \psi_{2,j} F_{Qj,k} \quad \text{com } i=1,m \text{ e } j=1,n.$$

6.4.2. Combinações frequentes de serviço.

$$F_{d,serv} = \sum F_{Gi,k} + \psi_1 F_{Q1,k} + \sum \psi_{2,j} F_{Qj,k} \quad \text{com } i=1,m \text{ e } j=2,n.$$

6.4.3. Combinações raras de serviço.

$$F_{d,serv} = \sum F_{Gi,k} + F_{Q1,k} + \sum \psi_{1,j} F_{Qj,k} \quad \text{com } i=1,m \text{ e } j=2,n.$$

BIBLIOGRAFIA

ABNT_NBR 8681. Ações e segurança nas estruturas – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2003. (com ERRATA 1 de 31.03.2004).

ABNT_NBR 6120. Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 1980. (com ERRATA 1 de Abril de 2000).

ABNT_NBR 6118. Projeto e execução de estruturas de concreto. Rio de Janeiro: ABNT, 2004.

ABNT_NBR 6123. Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 1988.

GRAZIANO, F. P. & SIQUEIRA, J. A. L. Introdução à realidade atual do projeto estrutural. Nota de Aula da Disciplina PEF2604, EPUSP, 2010.

LANGENDONCK, T. V. Vocabulário de Teoria das Estruturas. ABCP, São Paulo, 1967.

LEONHARDT, F. & MÖNNING, E. Construções de concreto. V.1. Rio de Janeiro, Interciência, 1977.

ANEXO

Tabela 1.

Pesos específicos aparentes (γ) - Tabela 1 da NBR 6120-1980		
Materiais		γ (kN/m ³)
1 Rochas	Arenito	26
	Basalto	30
	Gneiss	30
	Granito	28
	Mármore e calcáreo	28
2 Blocos Artificiais	Blocos de argamassa	22
	Cimento amianto	20
	Lajotas cerâmicas	18
	Tijolos furados	13
	Tijolos maciços	18
	Tijolos sílico-calcáreos	20
3 Revestimentos e concretos	Argamassa de cal, cimento e areia	19
	Argamassa de cimento e areia	21
	Argamassa de gesso	12,5
	Concreto simples	24
	Concreto armado	25
4 Madeiras	Pinho, cedro	5
	Louro, imbuia, pau óleo	6,5
	Guajuvirá, guatambu, grápia	8
	Angico, cabriuva, ipê róseo	10
5 Metais	Aço	78,5
	Alumínio e ligas	28
	Bronze	85
	Chumbo	114
	Cobre	89
	Ferro fundido	72,5
	Estanho	74
	Latão	85
	Zinco	72
6 Materiais diversos	Alcatrão	12
	Asfalto	13
	Borracha	17
	Papel	15
	Plástico em folhas	21
	Vidro plano	26

Tabela 2 – Reprodução da Tabela 2 da NBR 6120: valores mínimos das sobrecargas.

Local		Carga (kN/m ²)
1 Arquibancadas		4
2 Balcões	Mesma carga da peça com a qual se comunicam e as previstas em 2.2.1.5.	*
3 Bancos	Escritórios e banheiros	2
	Salas de diretoria e de gerência	1,5
4 Bibliotecas	Sala de leitura	2,5
	Sala de depósito de livros	4
	Sala com estante de livros a ser determinada em cada caso ou 2,5kN/m ² por metro de altura observado, porém o valor mínimo de	6
5 Casas de máquinas	(incluindo o peso das máquinas) a ser determinada em cada caso, porém com valor mínimo de	7,5
6 Cinemas	Platéia com assentos fixos	3
	Estúdio e platéia com assentos móveis	4
	Banheiro	2
7 Clubes	Sala de refeições e de assembléia com assentos fixos	3
	Sala de assembléia com assentos móveis	4
	Salão de danças e salão de esportes	5
	Sala de bilhar e banheiro	2
8 Corredores	Com acesso ao público	3
	Sem acesso ao público	2
9 Cozinhas não residenciais	A ser determinado em cada caso, porém com mínimo de	3
10 Depósitos	A ser determinado em cada caso e na falta de valores experimentais conforme 2.2.1.3	*
11 Edifícios residenciais	Dormitórios, sala, copa, cozinha e banheiro	1,5
	Despensa, área de serviço e lavanderia	2
12 Escadas	Com acesso ao público (ver 2.2.1.7)	
	Sem acesso ao público (ver 2.2.1.7)	
13 Escolas	Anfiteatro com assentos fixos	
	Corredor e sala de aula	3
	Outras salas	2
14 Escritórios	Salas de uso geral e banheiro	2
15 Forros	Sem acesso a pessoas	0,5
16 Galerias de arte	A ser determinada em cada caso, porém com o mínimo	3
17 Galerias de lojas	A ser determinada em cada caso, porém com o mínimo	3

(continuação)

Local		Carga (kN/m ²)
18 Garagens e estacionamentos	Para veículos de passageiros ou semelhantes com carga máxima de 25kN por veículo. Valores de ϕ indicados em 2.2.1.6	4
19 Ginásios de esportes		5
20 Hospitais	Dormitórios, enfermarias, sala de recuperação, sala de cirurgia, sala de raio X e banheiro	2
	Corredor	3
21 Laboratórios	Incluindo equipamentos, a ser determinado em cada caso, porém com o mínimo	3
22 Lavanderias	Incluindo equipamentos	3
23 Lojas		4
24 Restaurantes		3
25 Teatros	Palco	5
	Demais dependências: cargas iguais às especificadas para cinemas	*
26 Terraços	Sem acesso ao público	2
	Com acesso ao público	3
	Inacessível a pessoas	0,5
	Destinados a heliportos elevados: as cargas deverão ser fornecidas pelo órgão competente do M.Aeronáutica	*
27 Vestíbulo	Sem acesso ao público	1,5
	Com acesso ao público	3

Tabela 3 – Reprodução da Tabela 3 da NBR 6120: características dos materiais de armazenagem.

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

Tabela 4 – Redução de cargas acidentais (Graziano & Siqueira, 2010).

No. DE PISOS QUE ATUAM SOBRE O ELEMENTO	REDUÇÃO PERCENTUAL DAS CARGAS ACIDENTAIS
1,2 E 3	0
4	20%
5	40%
6 OU MAIS	60%