

1. Introdução.

Neste capítulo apresentam-se os conceitos básicos referentes à verificação da segurança de estruturas. 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.

Sabe-se que 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 responsável pelo projeto e execução de uma estrutura deverá estar apto a quantificar 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 comuns são as cargas, que são oriundas 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 de torção, 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 ou de uma laje 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 e resistências, considerem-se os dois exemplos a seguir.

Na Figura 1, apresentam-se resultados de ensaios de resistência à compressão de dezenove exemplares do 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 47,4 MPa e mínimo de 44,6 MPa. A média aritmética é de 45,84 MPa. A pergunta que fica é: qual dentre esses valores deve ser utilizado nos cálculos de verificação de segurança?

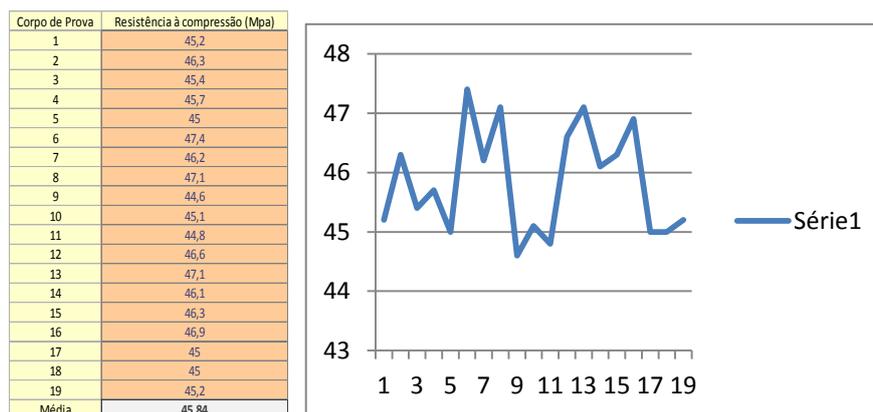


Figura 1 – Resultados de dezenove ensaios de resistência à compressão do concreto utilizado na moldagem de uma viga.

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 (Figura 1 e Figura 2). O que se pode afirmar quanto à variação dos valores?

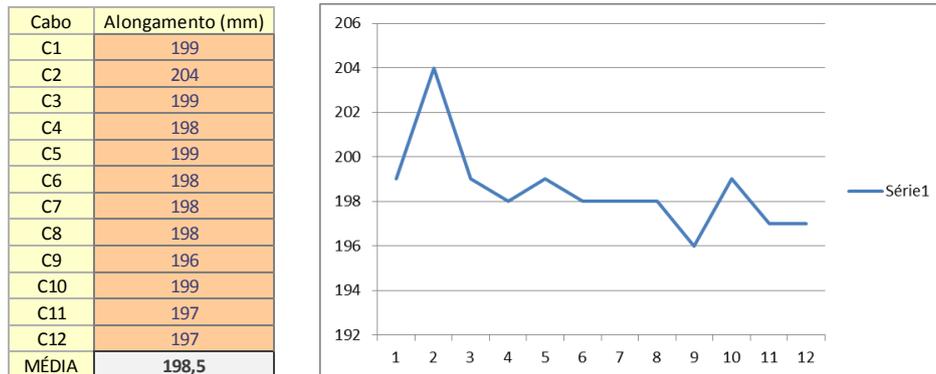


Figura 2 – Resultados de 12 operações de alongamento de cabos de protensão de uma viga.

Depreende-se que os dados apresentam variação que deve ser considerada em sua análise. Observa-se ainda 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 conhecer a variação dos valores das variáveis que serão utilizadas na quantificação da segurança. E que, em função dos procedimentos e materiais envolvidos, essas variações podem se diferenciar bastante, como se observa pela moldagem, cura e ensaio de um concreto em comparação com o alongamento de cabos de aço.

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. Leitores 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 deve ser atendido e que, de certo modo, compõe a verificação analítica da segurança.

Por fim, além da verificação analítica é necessário que a estrutura atenda a requisitos construtivos para ter segurança.

2. 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 classificá-las.

2.1. Ações permanentes.

2.1.1. 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 abaixo na Figura 4.

Estruturas subterrâneas – Capítulo 2

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

Figura 4 – Reprodução da Tabela 1 da NBR 6120.

2.1.2. Pesos de equipamentos fixos.

Devem ser especificados pelo fornecedor com relação a peso, dimensões, apoios, etc. Há uma enorme variedade de equipamentos, que podem ser leves

ou pesados. Eventualmente, em estruturas subterrâneas há necessidade de se empregarem equipamentos de grande porte tais como, ventiladores de túneis.

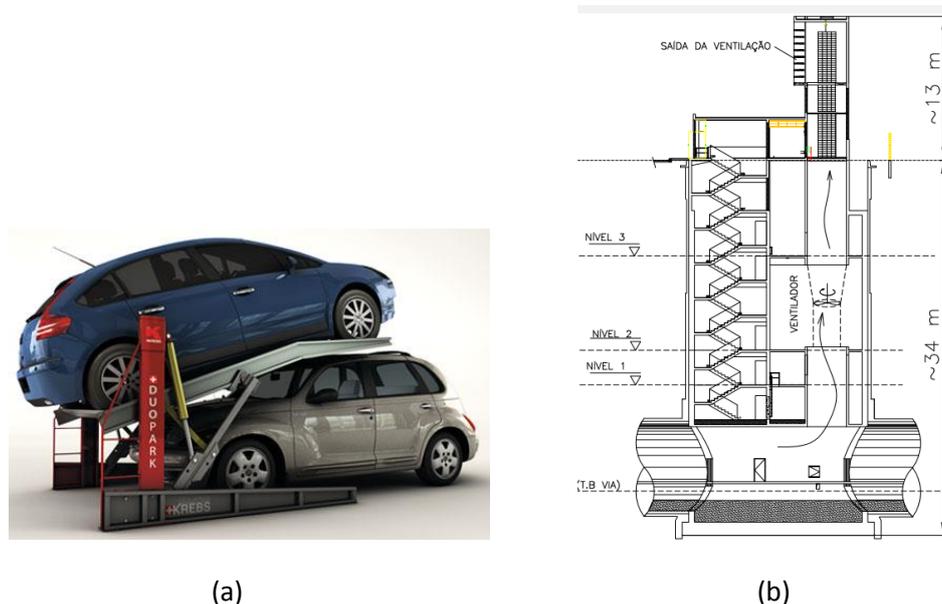


Figura 5 – Exemplos de equipamentos fixos leve e pesado: (a) duplicador de vagas usado em garagens subterrâneas (fonte: <http://www.duopark.com.br/>); (b) equipamento utilizado em poço de ventilação de um túnel metroviário;

2.1.3. Empuxos devidos ao peso próprio de materiais 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. Considerando que os empuxos de terra são uma das ações principais nas estruturas que são aqui estudadas, nos demais capítulos apresentam-se considerações específicas sobre a determinação de empuxos de terra em estruturas subterrâneas.

No caso de aterros, na falta de determinação experimental das propriedades do solo, há recomendações em algumas normas (p.ex., NBR 7187) de que podem ser admitidos os seguintes parâmetros:

- Coesão $c = 0$;
- Ângulo de atrito interno $\varphi = 30^\circ$;
- Peso específico $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$;

Ademais, em muitas estruturas há necessidade de armazenagem de materiais granulares. A NBR 6120 especifica algumas características desses materiais de armazenagem que se encontram na Tabela 1.

Um material que não consta na tabela abaixo e pode ocorrer em indústrias de alumínio é a alumina, cujas propriedades são:

- Peso específico da alumina $\gamma = 12 \text{ kN/m}^3$;

Estruturas subterrâneas – Capítulo 2

- Ângulo de atrito interno $\varphi = 29^\circ$;

Tabela 1 – 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
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°	

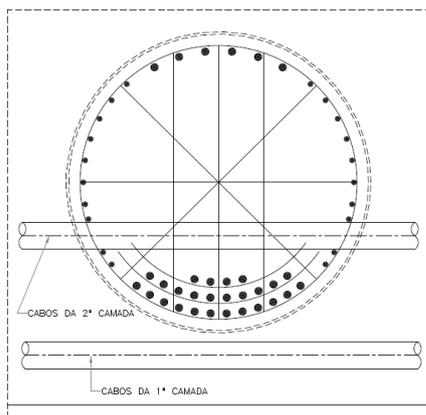
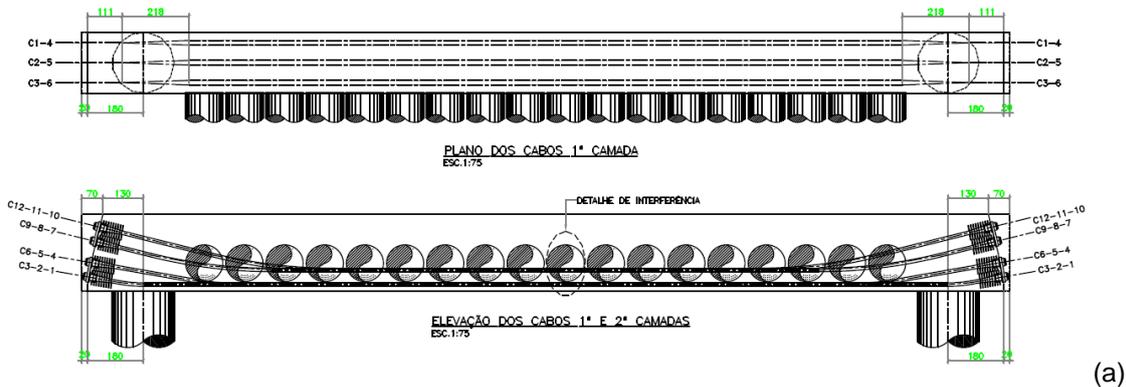
2.1.4. Protensão.

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.

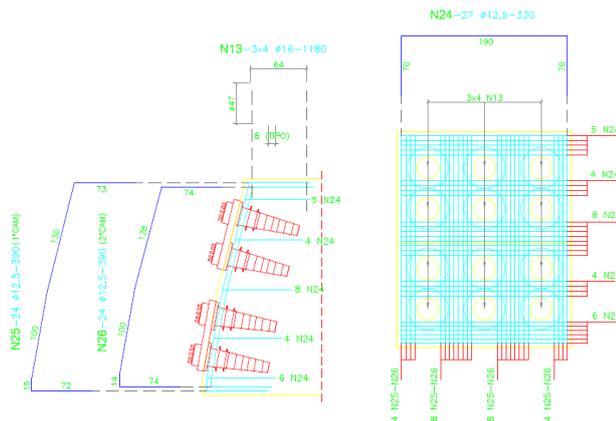
Nas estruturas subterrâneas, a protensão é muito empregada em tirantes de estruturas de contenções. No capítulo referente a valas, comentam-se aspectos do uso de tirantes.

Estruturas subterrâneas – Capítulo 2

Menos usual é a protensão de elementos estruturais tais como vigas e lajes, por exemplo. No entanto, em algumas situações, pode ser uma alternativa interessante. Na figura abaixo, apresenta-se exemplo de uma aplicação de uma viga protendida. Corroborando as afirmações anteriores dos esforços elevados que ocorrem em elementos de estruturas subterrâneas, verificar que a força de protensão no caso mostrado abaixo é da ordem de 60.000 kN – 12 unidades de protensão com 27 cordoalhas de 5/8" cada.



(b)



(c)



(d)

2.1.5. Ações permanentes indiretas.

a) Retração do concreto (*concrete shrinkage*) e fluência do concreto (*concrete creep*).

A retração do concreto é normalmente tratada como deformação imposta e denominada ε_{cs} . Em casos correntes, o valor dessa deformação é da ordem de -15×10^{-5} (0,15 ‰). Esses casos correspondem aos de estruturas cujos elementos apresentem dimensões da seção entre 10 cm e 100 cm. 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.

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. A deformação por fluência é denominada ε_{cc} . De maneira aproximada, o valor de ε_{cc} pode ser estimado por meio do fator de fluência ($\varphi(t_i, t_0)$) definido pela NBR 6118, sendo:

$$\varepsilon_{c(t_\infty, t_0)} = \sigma_c(t_0) \times \left[\frac{1}{E_{ci}(t_0)} + \frac{\varphi(t_\infty, t_0)}{E_{ci}(28)} \right]$$

Onde:

- $\varepsilon_{c(t_\infty, t_0)}$ é a deformação específica total do concreto entre os instantes t_0 e t_∞ ;
- $\sigma_c(t_0)$ é a tensão no concreto devida ao carregamento aplicado em t_0 ;
- $\varphi(t_\infty, t_0)$ é o limite para o qual tende o coeficiente de fluência provocado por carregamento aplicado em t_0 ;

Para determinação das deformações de retração e do fator de fluência pode-se empregar a Tabela 8.1, reproduzida abaixo, sendo que valores mais precisos podem ser obtidos no Anexo A da NBR 6118.

Além disso, no Anexo A é possível obter expressões que permitem avaliar a evolução dessas deformações, por retração e fluência, com o tempo.

Esses valores da Tabela 1 podem ser usados para temperaturas entre 0°C e 40°C. Na tabela, a espessura fictícia é calculada como sendo a relação entre a área da seção transversal da peça de concreto (A_c) e u_{ar} – perímetro exposto à atmosfera, ou seja:

$$h_{fic} = \frac{2 \times A_c}{u_{ar}}$$

Uma peça de 15cm de espessura e 100cm de largura tem espessura fictícia de 37,5cm se estiver diretamente sobre o solo e tiver apenas a face superior e as

Estruturas subterrâneas – Capítulo 2

duas laterais em contato com a atmosfera. Por outro lado, a mesma laje tem espessura fictícia de 23cm se for elevada, tendo as quatro faces em contato com a atmosfera.

Pelas definições do Anexo A, a espessura fictícia depende ainda da umidade relativa do ambiente.

Em geral, peças com espessura fictícia menor – significando maior contato com o ar – tem evolução das deformações por retração fluência mais rápidas. No caso da retração, isso é mais nítido, e pode ser visto pelo coeficiente β_s que exprime o percentual dessa variação, sendo:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = \varepsilon_{cs\infty} \times [\beta_s(t) - \beta_s(t_0)]$$

A variação de β_s é mostrado na figura abaixo. Observar que com 100 dias, tem-se apenas cerca de 5% para uma peça com $h_{fic} = 1,60$ m enquanto outra com $h_{fic} = 20$ cm teria processado cerca de 40% da deformação por retração.

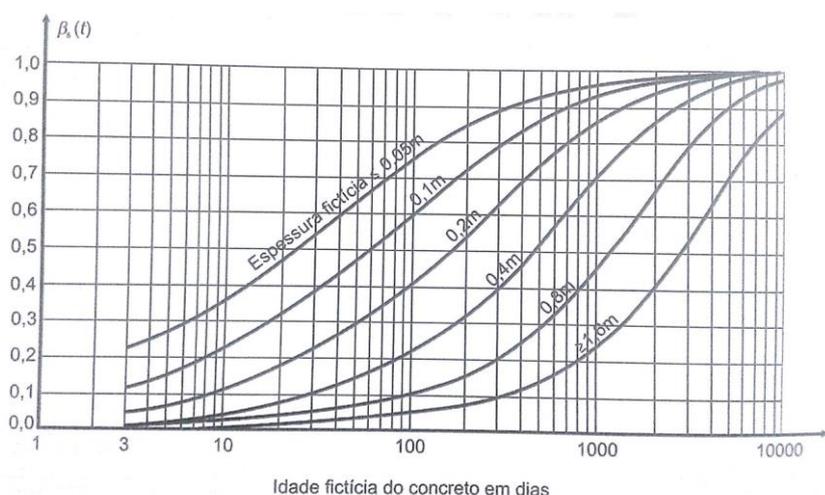


Tabela 1 – Valores característicos superiores da deformação específica de retração e do coeficiente de fluência (Tab. 8.1 da NBR 6118)

Umidade Relativa (%)		40		55		75		90		
		20	60	20	60	20	60	20	60	
$\varphi(t_f, t_0)$	t_0 (dias)	5	4,4	3,9	3,8	3,3	3,0	2,6	2,3	2,1
		30	3,0	2,9	2,6	2,5	2,0	2,0	1,6	1,6
		60	3,0	2,6	2,2	2,2	1,7	1,8	1,4	1,4
$\varepsilon_{cs}(t_f, t_0)$ ‰	t_0 (dias)	5	-0,44	-0,39	-0,37	-0,33	-0,23	-0,21	-0,10	-0,09
		30	-0,37	-0,38	-0,31	-0,31	-0,20	-0,20	-0,09	-0,09
		60	-0,32	-0,36	-0,27	-0,30	-0,17	-0,19	-0,08	-0,09

b) 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.

c) 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.

2.2. 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.

2.2.1. 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 abaixo.

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

Estruturas subterrâneas – Capítulo 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
	Dispensa, 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)

Estruturas subterrâneas – Capítulo 2

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

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 abaixo.

Redução de cargas acidentais

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

2.2.2. 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 ($1\text{m/s} = 3,6\text{km/h}$).

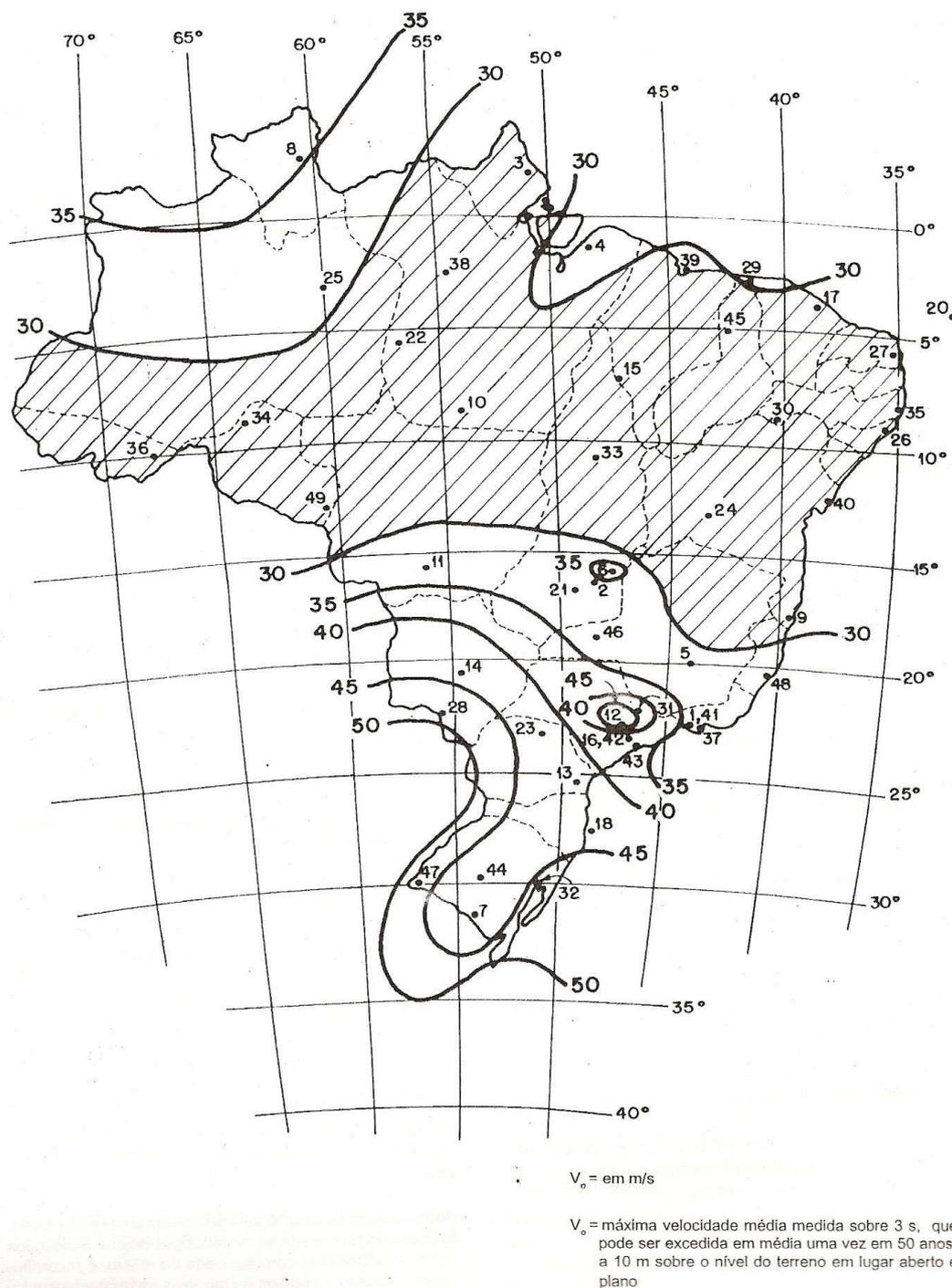


Figura 7 – Velocidade básica do vento conforme NBR 6123.

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.

2.2.3. 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.

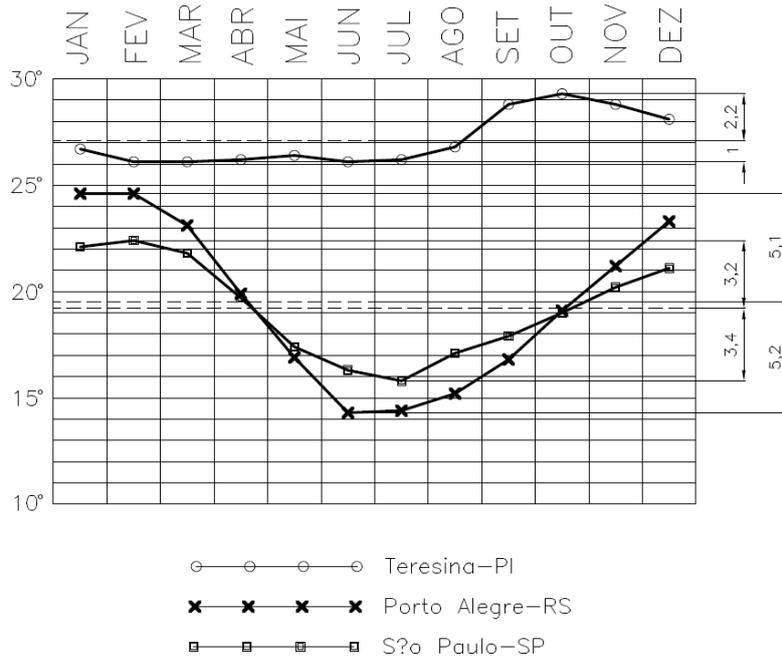
De maneira geral deve-se considerar variação uniforme e variação ao longo da altura da seção. Essa variação de temperatura depende do local de implantação da construção e das dimensões dos elementos estruturais que a compõem.

A NBR 6118 recomenda os seguintes valores para variação uniforme:

- Para elementos estruturais cuja menor dimensão não seja superior a 50 cm, 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 70 cm, admite-se que essa oscilação seja reduzida respectivamente para 5 °C a 10 °C;
- Para elementos estruturais cuja menor dimensão esteja entre 50 cm e 70 cm admite-se que seja feita uma interpolação linear entre os valores acima indicados.

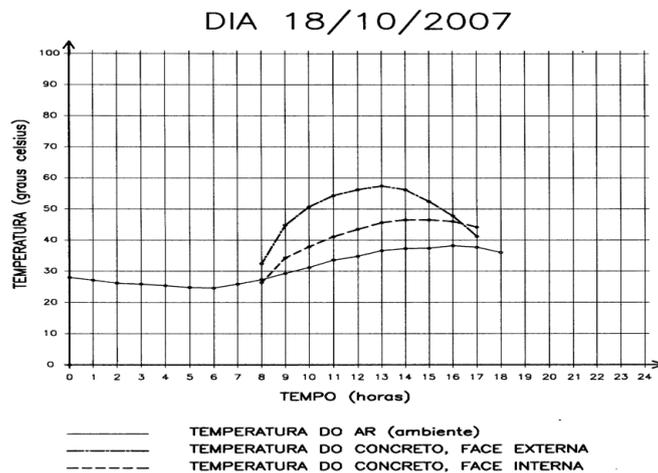
A escolha de um valor entre esses limites pode ser feita considerando 50% da diferença entre as temperaturas médias de verão e inverno, no local da obra. A figura abaixo ilustra as temperaturas médias em três cidades brasileiras.

Estruturas subterrâneas – Capítulo 2



Fonte: www.inmet.gov.br

Esses valores podem ser baixos para algumas situações de locais muito quentes. Abaixo se mostram resultados de medições de temperatura na cidade de Teresina-PI nas faces superior e inferior de uma placa de concreto de espessura de 5 cm exposta à insolação direta. Observa-se que a placa atinge temperaturas máximas próximas de 52 °C e mínimas próximas de 30 °C, ou seja, amplitude de 22 °C.



No entanto, o que interessa é a diferença de temperatura em relação à temperatura na qual o concreto endureceu. Supondo que tal temperatura seja de 35 °C, a variação será de + 17 °C e - 5 °C.

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.

Estruturas subterrâneas – Capítulo 2

A antiga NBR 7187, norma de projeto de pontes, recomendava os gradientes indicados abaixo.

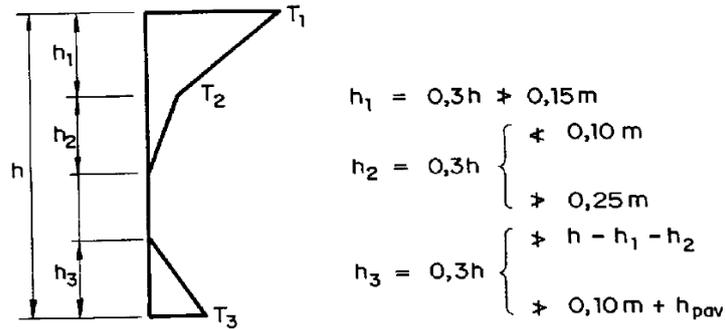


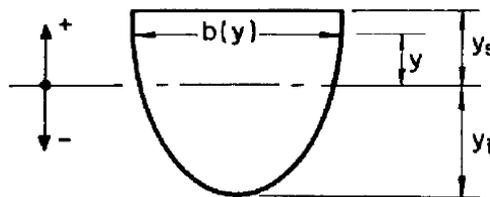
Figura 1 – Diagrama da distribuição de temperatura ao longo da altura da peça.

	h (m)	T1 (°C)	T2 (°C)	T3 (°C)
<	0,2	8,5	3,5	0,5
	0,4	12,0	3,0	1,5
	0,6	13,0	3,0	2,0
≥	0,8	13,5	3,0	2,5

$$T_{\ell}(y) = \frac{Y}{I} \int_{-y_i}^{y_s} b(y)T(y)y dy$$

onde: $T(y)$ é a temperatura na fibra de cota y ;

$b(y)$ é a largura da seção transversal na fibra de cota y , conforme a Figura 2.



Em VASCONCELOS, são apresentadas recomendações importantes sobre o tema.

2.2.4. 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).

Nas estruturas subterrâneas efeitos de impacto podem ser amortecidos quando há cobertura de solo considerável.

2.3. Ações excepcionais.

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

3. 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:

- **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;

Cumpra 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.

4. Valores representativos de ações e resistências.

4.1. 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.

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.

4.2. 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.

4.3. Valores de cálculo das ações.

4.3.1. 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.

4.3.2. Estados Limites de Serviço.

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

4.4. 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, e no caso de estruturas metálicas na NBR 8800.

5. Combinações de ações.

5.1. 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.

5.2. 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:

$$S_d \leq S_{lim}$$

5.3. Combinações últimas normais.

As ações serão combinadas com uso da expressão:

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

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

Para as ações permanentes indiretas deve-se adotar o valor de $\gamma_\varepsilon = 1,2$ ou 0 , conforme a ação seja desfavorável ou favorável. Em edificações nas quais a carga acidental não supera 5kN/m^2 as ações permanentes diretas podem ser agrupadas com coeficiente $1,40$. A Tabela 3 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/m^2 , aplicando-se o coeficiente $1,40$.

Estruturas subterrâneas – Capítulo 2

Tabela 2 – 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 3 – 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 4 – 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.

5.4. 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.

5.4.1. Combinações quase permanentes de serviço.

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

5.4.2. Combinações frequentes de serviço.

$$F_{d, \text{serv}} = \sum F_{G_i, k} + \psi_1 F_{Q_1, k} + \sum \psi_{2, j} F_{Q_j, k} \quad \text{com } i=1, m \text{ e } j=2, n.$$

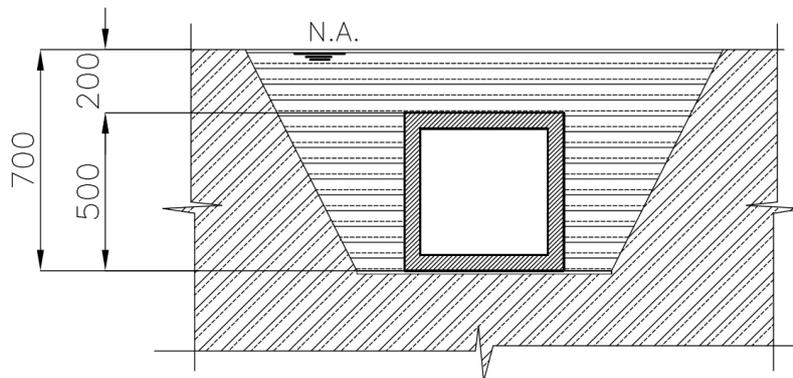
5.4.3. Combinações raras de serviço.

$$F_{d, \text{serv}} = \sum F_{G_i, k} + F_{Q_1, k} + \sum \psi_{1, j} F_{Q_j, k} \quad \text{com } i=1, m \text{ e } j=2, n.$$

6. Exercícios propostos

6.1. Esforços sobre um reservatório enterrado

Um reservatório com dimensões internas de 4 m x 4 m x 4 m é enterrado com sua base a 7 m de profundidade em um solo arenoso ($c = 0$; $\varphi = 30^\circ$). O nível d'água está na superfície do terreno. Determinar esforços externos sobre as paredes e a laje de fundo, admitindo situações normais.



6.2. Flutuação de um reservatório enterrado

Com os mesmos dados do problema anterior, verificar a segurança contra flutuação do reservatório.

6.3. Determinação das ações em combinações normais e excepcionais sobre uma viga de estrutura subterrânea

Uma viga de concreto armado de seção celular deverá ser executada sobre uma obra subterrânea com objetivo de suportar uma adutora existente que

Estruturas subterrâneas – Capítulo 2

causava interferência com a referida obra. A figura abaixo ilustra a situação, mostrando uma visão geral do problema.



Figura – Vista geral da viga de concreto para suporte de adutora a ser remanejada.

A viga tem seção celular formada por duas nervuras com 80 cm x 250 cm e duas lajes, superior e inferior, sendo as espessuras das lajes de 15 cm cada. As dimensões externas da seção celular são de 400 cm x 250 cm.

A adutora é um tubo de aço com diâmetro de 120 cm e espessura de 1,0 cm. Além disso, a adutora será apoiada em berços metálicos uniformemente espaçados, que podem ser assumidos com peso de 1,2 kN/m para fins deste exercício.

A altura do reaterro sobre a laje superior é de 0,50 m. Determinar os valores de cálculo das ações sobre a viga em situações normais e excepcionais.

A figura abaixo ilustra, de forma esquemática, o problema.

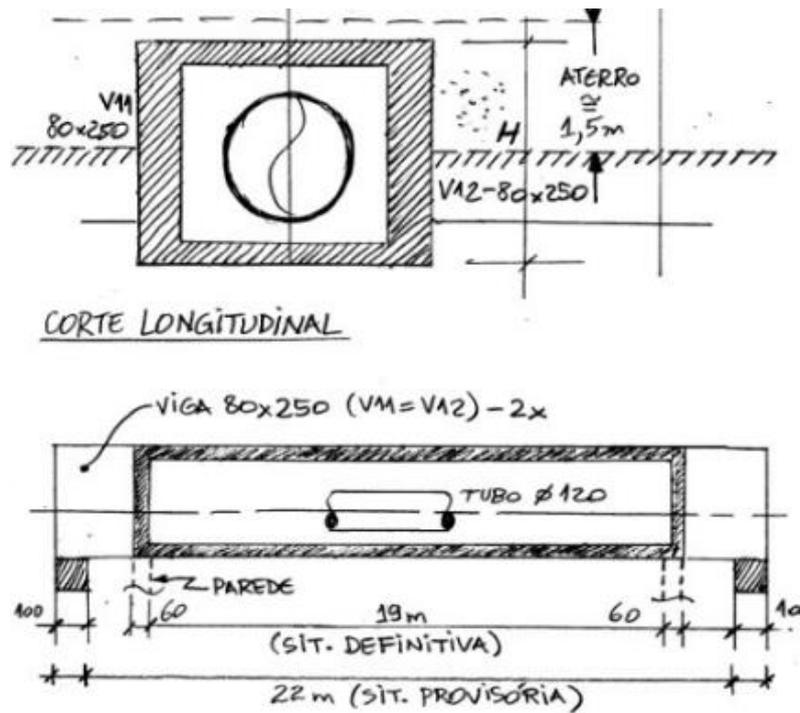
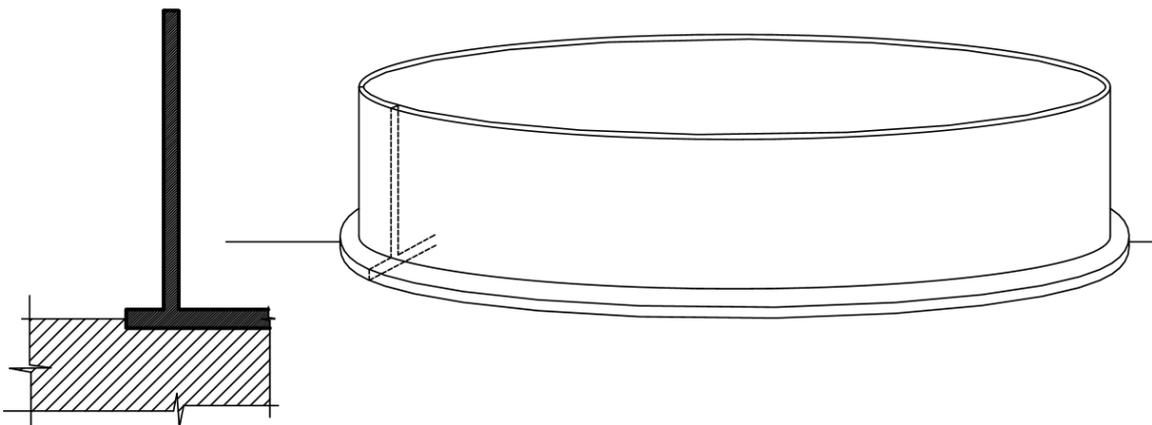


Figura – Croqui da situação de cálculo da viga a ser analisada.

6.4. Deformações impostas por retração do concreto e variação de temperatura

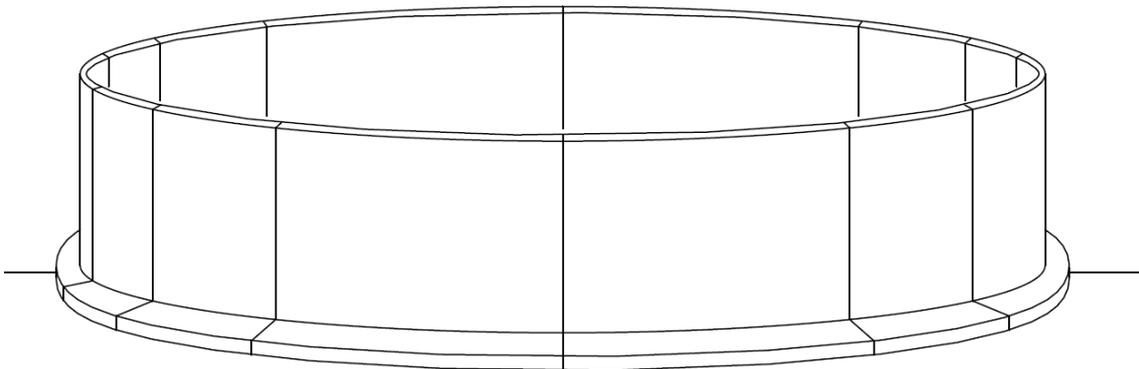
A parede de um depósito de material de armazenagem, com forma cilíndrica, diâmetro de 100 m e altura de 8 m, assente sobre o solo, terá como fundação uma sapata corrida formada pela laje de fundo do reservatório. O material empregado será concreto armado. A parede tem espessura de 40 cm e a sapata de 50 cm.



Considerando umidade de 75%, pedem-se:

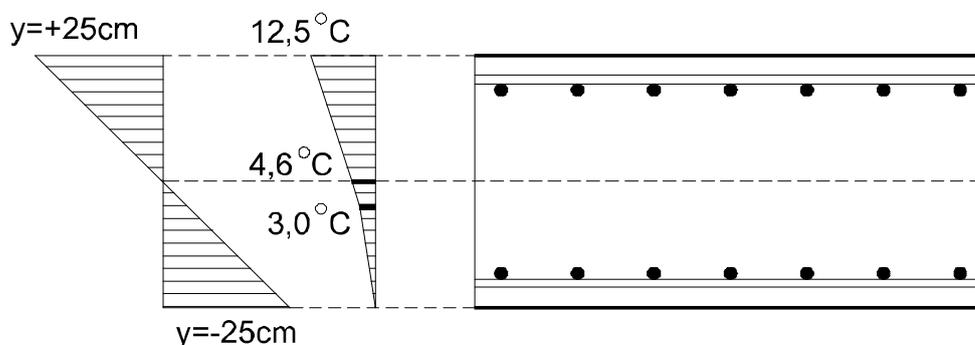
- Quais os efeitos da retração do concreto sobre a estrutura?
- Quais os efeitos da variação uniforme de temperatura sobre a estrutura?

- c) Quais os efeitos de gradiente de temperatura ao longo da espessura da parede devido à alta temperatura da face externa submetida à insolação direta e menos protegida da variação de temperatura da atmosfera?
- d) Considere que se planejam executar juntas verticais cada 30° (aproximadamente cada 25 m de perímetro), conforme indicado abaixo. O que se altera com relação às deformações impostas por variação uniforme e gradiente de temperatura e retração?



6.5. Variação de temperatura em laje de concreto apoiada no solo

Estimar valores de momentos fletores causados por gradiente de temperatura em uma laje de fundo de uma estrutura subterrânea que serve de emboque para uma passagem inferior. A laje tem 10 m de largura, comprimento muito maior que a largura, espessura de 50 cm, é continuamente apoiada no solo e pode ser suposta com as extremidades engastadas. O solo de suporte é uma argila rija com SPT médio de 15. Como sugestão, admitir o gradiente de temperatura mostrado abaixo.



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.

VASCONCELOS, A. C. Efeitos térmicos nas estruturas de concreto.