



ABECE Informa

Ano 18 - Nº 107
Jan-Fev-Mar/2015

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE ENGENHARIA E CONSULTORIA ESTRUTURAL

www.abece.com.br

Você não calcula o quanto estamos
presentes na sua vida

Obras e profissionais que merecem reconhecimento

Destaques ABECE homenageia 12 profissionais

Confira! - páginas **10 a 13**

NESTA EDIÇÃO

Congresso Brasileiro
de Pontes e Estruturas **3**

Acontece nas Regionais **5**

Artigo Técnico **14**

Cursos ABECE **23**

Estruturas de concreto. Contribuição à análise da segurança em estruturas existentes



Douglas Couto

Engenheiro civil pela Escola de Engenharia de Piracicaba – EEP. Possui especialização em projeto de estruturas de edifícios pela FEC-UNICAMP. Atualmente é Engenheiro associado na PhD Engenharia, atuando principalmente nas áreas de projeto de estruturas de concreto, recuperação e reforços estruturais; e diagnóstico de manifestações patológicas em estruturas. Professor assistente do Programa de Educação Continuada da EPUSP - PECE-EPUSP. Coordenador adjunto da ABECE Inovação. Student Member do American Concrete Institute (ACI). Sócio individual e membro das comissões técnicas do IBRACON. Membro das comissões de estudos da ABNT para as normas ABNT NBR 6118 e ABNT NBR 7680.



André Cintra

Estagiário de engenharia civil da PhD Engenharia, City Representative do CTBUH Brazil (Council of Tall Buildings and Urban Habitat) em São Paulo e graduando do curso de Engenharia Civil pela Universidade Presbiteriana Mackenzie, na qual foi monitor da cadeira de Materiais de Construção e coordenador de grupos de estudo sobre concretos especiais. Participou da tradução da 4ª edição do livro Concreto: Microestrutura, Propriedades e Materiais (Mehta e Monteiro, 2014) e atualmente colabora em projetos de reforço estrutural, inspeção de estruturas de concreto, análises de não conformidade do concreto e em projetos sociais.



Mariana Carvalho

Engenheira civil pela Escola de Engenharia da Universidade Presbiteriana Mackenzie. Experiência no setor de construção, nas disciplinas de Projetos, Orçamentos, Suprimentos e Planejamento, inclusive concepção e compatibilização de projetos envolvendo o conceito BIM. Obteve o 5º Lugar no Prêmio OAS/Mackenzie - Inovação, Produtividade e Empreendedorismo na Engenharia Civil (Edição 2013), com o artigo "Degradação de gases poluentes por película de dióxido de titânio em argamassas e concretos". Atualmente é colaboradora na PhD Engenharia, nas áreas de tecnologia dos materiais e sistemas e de inspeções e diagnósticos de manifestações patológicas em estruturas de concreto, com enfoque na elaboração de estudos, diagnósticos, relatórios e pareceres técnicos.



Paulo Helene

Engenheiro civil, Prof. Titular da USP e Diretor da PhD Engenharia Especialista em "Patología de las Construcciones" pelo Instituto Eduardo Torroja em Madrid, Espanha. Doutor em Engenharia pela EPUSP e Pós Doutorado na University of California at Berkeley. Educador, pesquisador de renome e respeitado consultor. Conselheiro permanente do IBRACON e Presidente da ALCONPAT. Orientador de 28 teses de doutorado e 42 de mestrado. Autor de vários livros e mais de uma centena de artigos técnicos e científicos. Possui expressivos índices internacionais de pesquisa e desenvolvimento: classe H6 no web of Science e Scopus (Lattes) e classe H15 e H25 no Google Scholar. Presta consultoria a obras emblemáticas e é assistente técnico em ações judiciais.

1 - Introdução

Devido aos recentes acontecimentos relacionados ao colapso de estruturas no Brasil¹ e no mundo², cresce cada vez mais a atenção do meio técnico para questões de segurança estrutural. Há vários casos de edificações que estão ruindo até mesmo antes da entrega ao cliente, ou seja, durante o período de construção. Além disso, cresce o interesse do mercado pelo retrofit de estruturas existentes, o que torna este assunto atual e de grande interesse prático, pois uma grande parte dos projetistas estruturais não dominam os con-

ceitos, modelos e critérios de introdução da segurança no projeto de estruturas existentes.

Ainda que estejam sujeitas à depreciação ao longo do tempo, por estarem expostas ao ambiente e também pelo uso, e mesmo que sejam adequadamente mantidas ou não em conformidade com a ABNT NBR 5674:2012 [01], é inviável e inaceitável, econômica e ambientalmente, que as edificações sejam simplesmente substituídas ao atingirem o fim de sua vida útil de projeto (VUP), prevista conforme ABNT NBR 15575:2013 [02].

1 Torre de moinho desaba e deixa 5 feridos em Maceió; moradores são retirados. Descreve o desabamento de uma estrutura de 50 anos de idade que, mesmo após reformas que aumentaram o peso do conjunto, não teve nenhum reforço estrutural. O acidente deixou feridos e casas danificadas. Disponível em: <http://g1.globo.com/alaagoas/noticia/2014/09/moinho-que-desabou-em-maceio-linha-problemas-estruturais-diz-laudo.html>. Acesso em 08 out. 2014.

2 Once investigaciones por caso Space precluyeron: Fiscal. Descreve caso lamentável de colapso de torre em Colômbia, seguido da demolição e implosão de outras torres similares por erro grave de projeto. Disponível em: <http://www.vanguardia.com/actualidad/colombia/279832-once-investigaciones-por-caso-space-precluyeron-fiscal>. Acesso em 01 out. 2014.

Também é inaceitável que estruturas existentes sejam analisadas segundo procedimentos adequados apenas a estruturas novas, muitas vezes resultando em intervenções e reforços desnecessários que inviabilizam o negócio por prazo e/ou por custo excessivo, criados por um projeto equivocados.

Portanto, diante da complexidade do estudo e análise de estruturas existentes, da constatação da frequência de colapsos parciais ou globais de estruturas em uso ou mesmo em construção³, e consi-

derando que o país já tem uma imensa quantidade de estruturas com idade avançada, com patrimônio incalculável do ambiente já construído em concreto, a discussão da segurança dessas obras fica ainda mais necessária e urgente.

Diversas são as razões que podem levar à necessidade de se avaliar a segurança de uma estrutura existente, conduzindo a escopos de trabalho distintos, expostos no Quadro 1.1.

Razões	Escopo	Ações
o controle de recebimento, em obra nova, indicou que $f_{ck,est} < f_{ck}$	encontrar qual o novo f_{ck} para re-projeto ou verificação da segurança estrutural	trata-se de transformar o resultado da resistência do concreto medida através de testemunhos num valor equivalente ao da resistência característica do concreto à compressão, que seria utilizada num projeto de estrutura nova, a fim de viabilizar o emprego do mesmo método de introdução da segurança no projeto das estruturas de concreto utilizado em estruturas novas.
concreto parece estranho ou aparentemente não conforme com o pedido / especificado	analisar o concreto para comparar com o pedido/ especificado	trata-se de pesquisar a composição, traço, resistência e outras características e propriedades do concreto entregue para a moldagem de um determinado componente estrutural com o concreto solicitado ao produtor do concreto. Geralmente trata-se de uma questão comercial entre empresas.
concreto exposto a meio agressivo	analisar características e propriedades do concreto determinantes da sua resistência à deterioração frente àquele meio agressivo	trata-se de uma análise complexa de ciclo de vida do concreto naquele meio tomando por base o período de vida útil definido no projeto da estrutura, as prescrições de manutenção-preventiva especificadas no manual de operação, uso e manutenção dessa estrutura, eventuais ensaios acelerados ou vistoria obras similares e antigas e, com as resistências, características e propriedades desse concreto, utilizar modelos de vida útil disponíveis na bibliografia.
qualidade da execução da estrutura	analisar homogeneidade do concreto, geometria, tolerâncias	trata-se de uma análise com uso expressivo de ensaios não destrutivos ou semidestruídos, recursos de topografia, nível e prumo laser, excentricidade de pilares, dimensões geométricas, e extração de testemunhos em regiões complementares com vistas à aferição da qualidade das concretagens e precisão da execução frente às tolerâncias de norma
perícia	inspeção e diagnóstico para esclarecer um problema patológico	trata-se de utilizar técnicas consagradas e sofisticadas de inspeção e ensaios de campo e de laboratório, eventual prova-de-carga, extração de testemunhos, com vistas à elaboração de um diagnóstico e prognóstico para esclarecer um colapso parcial ou total, um problema patológico grave ou deformações exageradas.
mudança de uso, retrofit	avaliar o estado atual da estrutura	trata-se de uma análise tipo <i>as built</i> da estrutura com investigação de geometria, armaduras, concreto, extração de testemunhos, etc., com vistas à mudança de uso que implique ou não em aumento de sobrecargas.
intervenção corretiva ou reforço	verificar a segurança atual e projetar a intervenção necessária	trata-se de utilizar técnicas consagradas e sofisticadas de inspeção e ensaios de campo e de laboratório, eventual prova-de-carga, extração de testemunhos, com vistas à elaboração de um diagnóstico da situação, verificando a segurança e projetando a intervenção.

Quadro 1.1 Algumas razões, escopos e ações que justificam a análise da segurança de uma estrutura existente (HELENE, 2012[03]).

A avaliação da segurança de uma estrutura de concreto existente difere daquela adotada no projeto de estruturas novas [04]. Segundo a ABNT NBR 8681:2003 [05] e a ABNT NBR 6118:2014 [06], os coeficientes de ponderação das solicitações e das resistências, adotados na fase de projeto, levam em conta incertezas e imprecisões relacionadas com os processos de construção das estruturas, variabilidade da resistência dos materiais, além das aproximações numéricas dos processos de cálculo e dimensionamento.

Entretanto, quando se analisa uma estrutura acabada, um grande número desses fatores desconhecidos durante a etapa de projeto já se encontram definidos e podem ser mensurados, o que justifica uma modificação nos coeficientes de majoração das ações ou de minoração das resistências [07].

Este tema já era abordado em 1983 pelo Comité Euro-International du Béton (CEB). Com relação às solicitações, o CEB [08] já indicava que, ao menos para as solicitações permanentes, os fatores de majoração adotados na análise de estruturas existentes deveriam ser inferiores aos usuais, com base em medidas geométricas, massas específicas reais e estimativas de cargas mais precisas.

No que concerne aos materiais, o CEB também advertia sobre o valor das resistências “características” do concreto a serem consideradas na análise de estruturas existentes. Por definição, um valor característico é vinculado a um conceito de segurança e qualidade das estruturas antes da construção, o que torna incoerente esta aplicação no caso de estruturas existentes, quando já se conhece melhor as geometrias e as propriedades dos materiais em uso.

³ Como exemplo, pode-se citar os recentes e importantes colapsos: Edifício Areia Branca (Pernambuco, 2004. Edificação com 25 anos, entregue em 1979, ruuiu completamente devido a falhas de execução nas ligações de sapatas e pilares), Edifício Real Class (Pará, 2011. Ruuiu em construção devido a erros no projeto e de construção), Edifício Liberdade (Rio de Janeiro, 2012. Desabou, levando consigo duas construções adjacentes, sendo constatado erros nos procedimentos de reforma), Shopping Rio Pety (Piauí, 2013. Edificação em construção que colapsou devido a falhas na execução relacionadas ao escoramento).

Artigo Técnico

Além disso, também se falava sobre a necessidade de se considerar um segundo problema: a idade à qual este valor característico deveria se referir, visto que grande parte das normas de projeto se baseava em valores nominais de resistência aos 28 dias (como acontece até hoje). Como naquela época, hoje o estudo da conversão da idade da estrutura para 28 dias ainda é pouco empregado, controverso e incerto.

Diante disso, entende-se que analisar a segurança de uma estrutura acabada é muito mais complexo que introduzir a segurança no projeto de uma estrutura nova, pois requer inspeção preliminar, ensaios e vistoria criteriosa. São necessários sólidos conhecimentos e conceitos de segurança em engenharia estrutural e também conhecimentos sobre os materiais de construção empregados, de forma a identificar, controlar e considerar corretamente a variabilidade das ações e das resistências na estrutura.

Com a intenção de discutir este tema considerado complexo e difuso, apresenta-se neste artigo uma introdução à segurança das estruturas de concreto, uma síntese da revisão bibliográfica dos procedimentos recomendados por normas nacionais e normas internacionais consagradas e respeitadas no Brasil associadas ao tema, bem como um exemplo hipotético da aplicação da avaliação de uma estrutura existente para verificação da segurança.

2. A segurança no projeto de estruturas de concreto

O conceito de segurança das estruturas [09], em geral, está associado a ferramentas estatísticas e é caracterizado pela análise probabilística (confiabilidade) de uma estrutura manter sua capacidade portante, evitando sua ruína. Desta forma são definidos os Estados Limites (últimos ou de serviço) para a estrutura e, independente do método de cálculo utilizado, o projeto deve ser realizado de forma a sempre sustentar a relação $R_d \geq S_d$ ⁴.

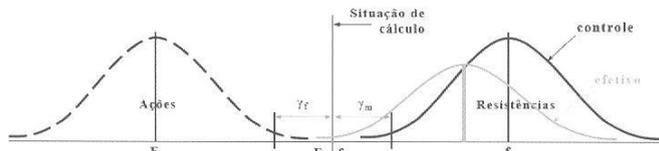


Figura 2.1 Representação da análise de segurança pelo Método Probabilista.

Através do tratamento probabilístico das grandezas que influenciam a segurança das estruturas, ou seja, por um lado majorar as ações e por outro minorar as resistências, é possível realizar o dimensionamento de estruturas novas e a verificação da segurança de estruturas existentes, desta vez com valores efetivamente medidos ou estimados em campo.

Com esta finalidade, o *fib* Model Code 2010 [10] recomenda quatro modelos de verificação da segurança, dos quais cita-se dois: Método de Probabilista de Segurança e Método dos Fatores de Segurança Parciais (ou Método Semiprobabilista).

- Método Probabilista: devido à sua complexidade e ainda ausência de conhecimento das variáveis principais, não é o mais utilizado e, portanto, não será objeto de discussão neste artigo;
- Método dos Fatores de Segurança Parciais: também conhecido como método semiprobabilista, faz uso de coeficientes pré-determinados para conversão de valores característicos em valores de cálculo.

A ABNT NBR 8681:2003 oferece ferramentas de cálculo de esforços baseadas neste método, conforme os seguintes conceitos:

➤ Para ações:

$$F_d = F_k \cdot \gamma_f \quad \text{e} \quad \gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot \gamma_{f3}$$

γ_{f1} : considera variabilidade das ações;

γ_{f2} : coeficiente de combinação (Ψ_0 - simultaneidade);

γ_{f3} : considera possíveis erros de avaliação dos efeitos das ações devido ao método construtivo ou método de cálculo empregado.

➤ Para resistência dos materiais:

$$F_d = F_k \cdot \gamma_m \quad \text{e} \quad \gamma_m = \gamma_{m1} \cdot \gamma_{m2} \cdot \gamma_{m3}$$

γ_m : pode se referir ao concreto (neste caso, chama-se γ_c) e ao aço (γ_s).

γ_{m1} : leva em conta a variabilidade da resistência efetiva do concreto na estrutura, que é sempre maior que a variabilidade da resistência "potencial" do concreto na sua produção de origem, avaliada através de corpos de prova moldados;

γ_{m2} : considera as diferenças entre a resistência efetiva do concreto na estrutura e a resistência potencial medida convencionalmente em corpos de prova padronizados;

γ_{m3} : considera as incertezas existentes na determinação das solicitações resistentes, seja em decorrência dos métodos construtivos, seja em virtude do método (modelo) de cálculo empregado.

Cremonini (1994)[11] explica que os coeficientes γ_{c1} e γ_{c2} podem ser determinados por medidas experimentais e análises estatísticas, enquanto γ_{c3} é encontrado por meio de critérios empíricos. No caso do concreto, pode-se considerar que γ_c se decompõe, aproximadamente, nas seguintes parcelas:

$$\gamma_c = 1,07 \text{ a } 1,32 (\gamma_{c1}) \cdot 1,10 (\gamma_{c2}) \cdot 1,10 (\gamma_{c3})$$

O resultado do produto das parcelas varia entre 1,30 e 1,60. A Tabela 2.1 expõe comparativamente os valores adotados pela normalização brasileira em comparação às prescrições do *fib* Model Code 2010.

Fator	ABNT NBR 6118 (Fusco [12])	fib Model Code 2010
γ_c	1,4	1,5
γ_{c1}	1,2	1,39
γ_{c2}	1,08	1,05
γ_{c3}	1,08	1,05

Tabela 2.1 Coeficientes de minoração da resistência do concreto utilizados no cálculo de novas estruturas.

Alguns pesquisadores consideram equivocadamente que aspectos relacionados à dosagem e variabilidade dos materiais constituintes do concreto estão cobertos pelo γ_c , mas cabe esclarecer que, conceitualmente, este coeficiente cobre exclusivamente as diferenças entre os procedimentos de controle da resistência do concreto, muito bem estabelecidos na ABNT NBR 5738:2003 [13] e na ABNT NBR 5739:2007 [14], e os procedimentos adotados em obra [15].

Portanto, os coeficientes γ_{c1} e γ_{c2} (produto da ordem de 1,3 a 1,45), como bem diz a ABNT NBR 8681:2003, cobrem as diferenças desconhecidas entre a geometria do corpo de prova padronizado e a geometria do componente estrutural assim como suas características efetivas de adensamento, lançamento, cura, descimbramento e carregamento precoce, que em geral são diferentes dos procedimentos padronizados na ABNT NBR 5738:2003.

⁴ Resistências de cálculo do projeto (R_d) maiores que Solicitações de cálculo do projeto (S_d).

Fica evidente que os procedimentos de obra dificilmente serão tão precisos quanto os de controle prescritos pela ABNT NBR 12655:2006 [16], de forma tal que a resistência à compressão efetiva do concreto na estrutura será sempre menor (da ordem de 1,3 ou menos) que a resistência característica do concreto à compressão, avaliada pela ABNT NBR 12655:2006.

Uma aproximação experimental ao coeficiente γ_c pode ser obtida através de estudos reais de comparação entre a resistência de controle da ABNT NBR 12655:2006, que resulta numa resistência média potencial de produção (f_{cm}), com a resistência média efetiva, aferida através de testemunhos extraídos ($f_{c,ef,m}$). Segundo a tese de doutoramento do Prof. Dr. Ruy Alberto Cremonini, essa diferença média anda ao redor de 24% (ou seja, 1,24).

3 - Efeito das cargas de longa duração

As cargas de longa duração afetam a resistência do concreto à compressão. A variação da resistência do concreto sob carga mantida, também conhecido no país por efeito Rüsçh, está considerada no atual método semiprobabilista de introdução da segurança no projeto estrutural. Tal consideração é feita utilizando-se um coeficiente de minoração adicional, incluso no diagrama tensão-deformação idealizado da ABNT NBR 6118:2014 (item 8.2.10.1), cujo valor, para f_{ck} e carregamento aos 28 dias, é de 0,85.

Segundo o trabalho de Rüsçh (1960) [17], o concreto, quando submetido a carregamentos de longa duração ($t > 20$ minutos), sofre perda de resistência à compressão, num fenômeno análogo ao da relaxação (Fig. 3.1).

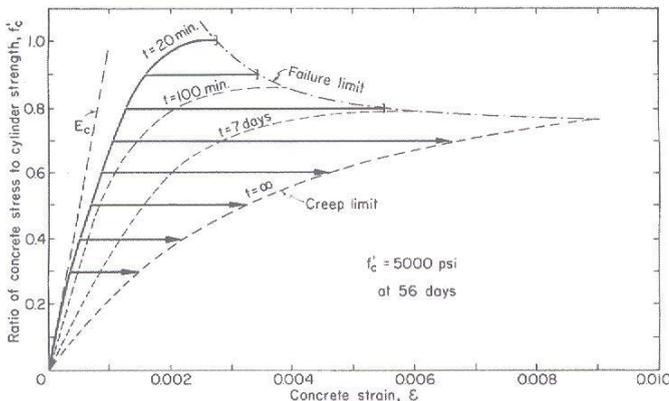


Figura 3.1 Influência da intensidade e duração do carregamento na resistência do concreto (RÜSCH, 1960).

Por outro lado, sabe-se que o concreto de cimento Portland, ao longo de sua vida, devido à hidratação do cimento, ganha resistência conforme aparece à direita da Fig. 3.2.

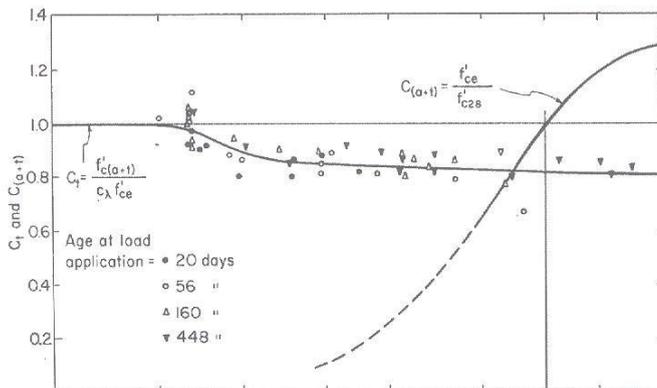


Figura 3.2 Efeito do tempo de carga na resistência do concreto (RÜSCH, 1960).

Dessa forma, a resistência do concreto sob carga pode ser prevista facilmente como resultado do produto de dois coeficientes: β_{cc} que depende da taxa de crescimento da resistência à compressão do concreto a partir da data de aplicação da carga, e $\beta_{c,sus}$, que depende do efeito da permanência da carga, também chamado no Brasil de efeito Rüsçh.

A taxa de crescimento da resistência à compressão do concreto, pode ser expressa através do modelo sugerido pelo fib Model Code 2010, a saber:

$$\beta_{cc} = \frac{f_{c,j}}{f_{c,28}} = e^{s \left(1 - \sqrt{\frac{28}{j}} \right)}$$

onde:

- $f_{c,j}$: resistência do concreto à compressão, aferida numa idade j dias;
- $f_{c,28}$: resistência do concreto à compressão, aferida aos 28 dias;
- s : coeficiente que depende do cimento, da relação a/c e das condições de sazonalidade do concreto.

Para o valor de $\beta_{c,sus}$, o mesmo fib Model Code 2010 sugere o seguinte modelo:

$$\beta_{c,sus} = \frac{f_{c,sus,t}}{f_{c,t_0}} = 0,96 - 0,12 \cdot 4 \sqrt{\ln\{72 \cdot (t - t_0)\}}$$

onde:

- $f_{c,sus,t}$: resistência à compressão do concreto sob carga mantida, na idade t , contada a partir da data t_0 de aplicação da carga, em MPa;
- f_{c,t_0} : resistência potencial à compressão do concreto, na data t_0 , pouco antes de aplicação da carga de longa duração, em MPa.

No caso da ABNT NBR 6118:2014, o valor de $\beta_{cc} \cdot \beta_{c,sus} = 0,85$ é referido a 28 dias de idade, ou seja, admite-se que o crescimento da resistência à compressão do concreto, a partir de 28 dias até 50 anos, será de apenas $\beta_{cc} = 1,17$ (17%), que corresponde ao índice $s = 0,16$, e o decréscimo da resistência à compressão do concreto devido à carga aplicada aos 28 dias e mantida até 50 anos, o chamado efeito Rüsçh, será de $\beta_{c,sus} = 0,73$, cujo produto resulta $\beta_{cc} \cdot \beta_{c,sus} = 1,17 \cdot 0,73 = 0,85$.

Observa-se que se trata de valores muito conservadores, pois, na realidade o crescimento da resistência do concreto de 28 dias a 50 anos, sempre supera 17% e o decréscimo por este efeito, segundo o próprio Rüsçh seria de, no máximo, 0,75.

Na Fig.3.3 pode-se verificar a resultante ($\beta_{cc} \cdot \beta_{c,sus} \cdot f_{cm}$) do efeito de crescimento e de decréscimo, por efeito da carga de longa duração, na resistência do concreto, segundo Rüsçh.

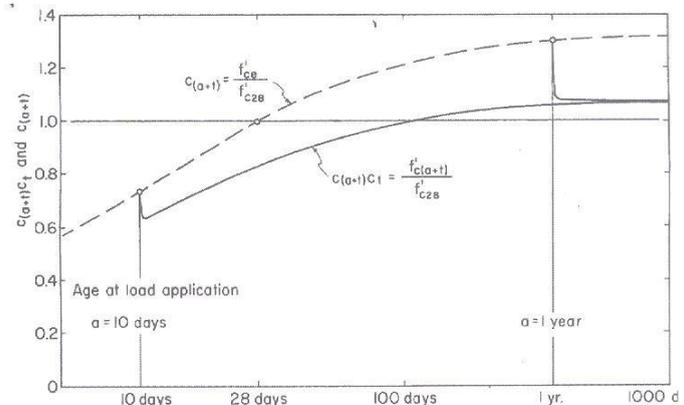


Figura 3.3 Resistência do concreto (resultante $\beta_{cc} \cdot \beta_{c,sus} \cdot f_{cm}$) em função da idade de aplicação da carga de longa duração (RÜSCH, 1960).



Artigo Técnico

Nesse quesito cabe salientar que, ao se tratar de uma estrutura carregada, quando se analisa a resistência à partir de testemunhos extraídos, deve-se ter em mente que a resistência obtida pode, também, estar sob influência do efeito Rüsç. Tal fato dependerá da história de carregamento da estrutura e também de sua idade, e não existe ainda consenso claro de como considerar esse fenômeno na segurança estrutural no caso de estruturas existentes.

4 - Avaliação de estruturas existentes

Apresentam-se algumas prescrições de normas nacionais e internacionais reconhecidas e respeitadas no Brasil. O foco principal é analisar questões de tecnologia do concreto e da avaliação e verificação da segurança nas estruturas existentes, respondendo as seguintes perguntas básicas:

- Como obter a resistência característica do concreto equivalente à do corpo de prova moldado, a partir de testemunhos extraídos?
- Quais são os parâmetros principais de segurança a serem considerados na análise de estruturas existentes?
- Quais são as diferenças com relação aos parâmetros usuais de projeto utilizados para obras novas?

4.1 - Caso Geral e Normalização Brasileira

Para avaliação da resistência à compressão do concreto em estruturas existentes com o fim de verificar a segurança da estrutura, deve-se empregar os conceitos e prescrições das normas ABNT NBR 8681:2003, ABNT NBR 6118:2014 e ABNT NBR 7680, que seria a norma mais adequada e mais recente, entretanto é de conhecimento dos autores que essa norma se encontra em revisão.

Portanto, considerando que a resistência do aço não se altera com o tempo (desde que conservado dentro de um bom concreto), a incógnita maior é sempre a resistência característica do concreto à compressão, a 28 dias de idade, convencionada como f_{ck} e aferida pelas normas ABNT NBR 12655:2006, ABNT NBR 5738:2003 e ABNT NBR 5739:2007.

No caso de estruturas existentes essa resistência deverá ser aferida a partir da resistência de testemunhos extraídos a uma idade diferente de 28 dias, que pode ser denominada resistência extraída $f_{c,ext}$. Para obter f_{ck} a partir de $f_{c,ext}$, uma das propostas para a revisão da ABNT NBR 7680 prescreve uma série de procedimentos padronizados que levam em conta as diferenças entre a resistência medida no concreto retirado da boca da betoneira e submetido a condições ideais de norma (f_{ck}) com a resistência efetiva do concreto na obra ($f_{c,ext}$), sempre inferir à "potencial".

Primeiro passo

Portanto o primeiro passo será esse, ou seja, o de vistoriar e analisar a estrutura obtendo um $f_{ck,equivalente}$ a partir de um $f_{c,ext}$, comparando-o com a resistência de projeto, f_{ck} . Uma vez que $f_{ck,equivalente} \geq f_{ck}$ de projeto, a análise ou verificação da segurança pode ser considerada atendida e aprovada.

Caso $f_{ck,equivalente} < f_{ck}$ de projeto, a verificação da segurança deve prosseguir com o segundo passo, que é verificar a segurança com esse novo f_{ck} .

Segundo passo

Para a reavaliação e verificação da segurança estrutural e da esta-

bilidade global, considerando o Estado Limite Último (ELU), a ABNT NBR 6118:2014, no seu item 12.4.1, admite que, no caso de f_{ck} obtido a partir de testemunhos extraídos da estrutura, seja adotado:

$$\gamma_c = \frac{\gamma_{c,original}}{1,1}$$

Portanto, nos casos usuais, $\gamma_c = 1,4/1,1 = 1,27$, o que equivale matematicamente, a multiplicar o resultado obtido de resistência do testemunho por 1,1, ou seja, aumentá-lo em 10%, uma vez que o testemunho representa melhor a resistência efetiva do concreto na obra, no entorno daquela região de extração. Para fins de verificação dos ELS, deve ser adotado $\gamma_c = 1,0$.

Caso a segurança verificada com esse novo γ_c de 1,27 ou 1,0 seja atendida, o processo pode encerrar-se neste momento.

Terceiro passo

Caso a conformidade ainda não seja atendida, a verificação da segurança pode prosseguir com o terceiro passo, que é a observação cuidadosa da estrutura acabada conferindo medidas geométricas, posição de armadura, taxa de armadura, tolerâncias de excentricidade, de nível e de prumo, espessura de lajes, ou seja, conferir o rigor de execução da estrutura.

Nesta última etapa também é conveniente revisar por amostragem as massas específicas dos materiais, calcular a variabilidade da resistência do concreto, revisar cuidadosamente as cargas médias e sua variabilidade e também verificar a simultaneidade de cargas.

Caso o rigor da execução esteja dentro dos limites de tolerância conforme descritos na ABNT NBR 14931:2004 [18] (equivalente aos Capítulos 5 e 6 do ACI 318-11 e ao Capítulo 8 do *fib* Model Code 2010), a verificação da segurança poderá adotar coeficientes de minoração da resistência do concreto γ_c menores que 1,27 e do aço, γ_s de 1,05 para ELU, além de realizar a verificação com os valores efetivos das cargas (massa específica efetiva), simultaneidade efetiva, etc.

Quarto passo

Permanecendo a não conformidade da segurança estrutural para aquelas condições de uso, escolher entre as seguintes alternativas:

- determinar as restrições de uso da estrutura;
- providenciar o projeto de reforço;
- decidir pela demolição parcial ou total.

4.2 Normalização Internacional

Normas internacionais apresentam uma metodologia de análise de estruturas existentes similares e aderentes a esses conceitos, principalmente com os dois primeiros passos, sendo aplicáveis também os dois últimos passos.

4.2.1 - ACI 318-11 Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary [19] e ACI 214.4R-10 Guide for Obtaining Cores and Interpreting Compressive Strength Results [20]

Estruturas em construção, primeiro passo

Durante o controle do concreto numa obra em construção e frente a resultados baixos de resistências à compressão do concreto, o ACI 318-11 (Capítulo 5, item 5.6.5) solicita a extração de três testemunhos da região afetada.

Caso a média dos três testemunhos seja superior a 85% da resistência

do projeto (f'_c) e nenhum testemunho apresente resistência inferior a 75% de f'_c , a estrutura deve ser considerada adequada e o processo encerra-se aqui, e pode-se associar essa etapa a um primeiro passo.

Observa-se que esta prescrição equivale a multiplicar, respectivamente, a média e o menor valor do testemunho extraído por 1,18 e 1,33, ou seja, $f_{ck, equivalente} = 1,18 \cdot f_{cm, ext}$ ou $f_{ck, equivalente} = 1,33 \cdot f_{c, minimo, ext}$.

Estruturas existentes, primeiro passo

Quando o primeiro passo não alcança a conformidade ou sempre que se trate de estruturas existentes, o ACI 318-11 (Capítulo 20) prescreve a estimativa de uma resistência equivalente f'_c de uma forma mais apurada, através do ACI 214.4R-10, onde devem ser considerados alguns coeficientes de correção, relativos a fatores de ensaio, geometria e sazonoamento do testemunho, sendo:

$$f'_c = F_{lid} \cdot F_{dia} \cdot F_{mc} \cdot F_d \cdot f_{core}$$

onde:

f'_c = resistência do testemunho corrigida;

f_{core} = resistência do testemunho, obtida diretamente no ensaio de compressão;

F_{lid} = fator de correção devido à relação altura/diâmetro do testemunho;

F_{dia} = fator de correção devido ao diâmetro do testemunho;

F_{mc} = fator de correção devido à umidade/sazonamento;

F_d = fator de correção devido ao efeito deletério do broqueamento.

Após a correção da resistência de cada testemunho, relativa às variáveis de ensaio e questões intrínsecas do concreto, o ACI 214.4R-10 recomenda dois métodos para se obter a resistência equivalente final do concreto. São eles:

➤ Tolerance Factor Method

$$f'_{c, eq} = \bar{f}'_c - \sqrt{(K \cdot s_c)^2 + (Z \cdot s_a)^2}$$

Onde:

$f'_{c, eq}$ = resistência equivalente da amostra;

\bar{f}'_c = média das resistências equivalentes dos testemunhos ensaiados;

K = fator que leva em conta o limite de tolerância unilateral para um quantil de 10% (ACI 214.4R-10, Table 9.2) que depende do nível de confiança desejado no cálculo;

s_c = desvio padrão da amostra;

Z = fator que leva em conta as incertezas do uso de fatores de correção da resistência (ACI 214.4R-10, Table 9.3) e também depende do nível de confiança desejado;

s_a = desvio padrão dos fatores de correção da resistência (ACI 214.4R-10, Table 9.1).

➤ Alternative Method

$$(\bar{f}'_c)_{CL} = \bar{f}'_c - \sqrt{\frac{(T \cdot s_c)^2}{n} + (Z \cdot s_a)^2}$$

$$f'_{c, eq} = C \cdot (\bar{f}'_c)_{CL}$$

Onde:

$f'_{c, eq}$ = resistência equivalente da amostra;

\bar{f}'_c = média das resistências equivalentes dos testemunhos ensaiados;

T = fator obtido via distribuição t de Student com n-1 graus de liberdade, depende do nível de confiança desejado (ACI 214.4R-10, Table 9.4);

s_c = desvio padrão da amostra;

Z = fator que leva em conta as incertezas do uso de fatores de correção da resistência (ACI 214.4R-10, Table 9.3) e também depende do nível de confiança desejado;

s_a = desvio padrão dos fatores de correção da resistência (ACI 214.4R-10, Table 9.1);

n = número de testemunhos ensaiados;

C = coeficiente atrelado à variabilidade intrínseca das resistências na estrutura (ACI 214.4R-10, Table 9.5).

Segundo passo, estruturas novas em construção ou existentes

Caso a resistência equivalente, obtida pelo ACI 214.4R-10 não atenda à resistência de projeto, deve ser verificada a segurança adotando-se novos coeficientes de minoração das resistências do concreto, denominados de fatores de redução das resistências (ϕ), constantes no ACI 318-11, Capítulo 20, conforme se apresenta na Tabela 4.1.

Fator de redução das resistências	Capítulo 9 (projeto de novas estruturas)	Capítulo 20 (avaliação de estruturas existentes)	Diferença %
Tension-controlled sections	0,9	1,0	11,1
Compression-controlled sections	Members with spiral reinforcement	0,9	20,0
	Other reinforced members	0,8	23,1
Shear and torsion	0,75	0,8	6,7
Bearing on concrete	0,65	0,8	23,1

Tabela 4.1 Fatores de redução das resistências (ϕ) segundo o ACI 318-11.

Apesar de estarem contidos nos mesmos conceitos do caso geral adotado pela normalização brasileira, o ACI 318-11 não prescreve um único coeficiente de minoração da resistência do concreto, γ_c , e na verificação da segurança em estruturas existentes varia a redução desse coeficiente de 6,7% a 23,1% segundo a natureza do esforço principal, enquanto no Brasil essa redução é fixa, conservadora e igual a apenas 10% (apesar que a antiga ABNT NBR 6118, de 1978 a 2003, permitia reduzir de 15% em certos casos).

O terceiro e o quarto passos, citados anteriormente no caso geral, não são explícitos no ACI 318-11, mas, obviamente, são aplicáveis.

4.2.2 - ACI 562-13 Code Requirements for Evaluation, Repair, and Rehabilitation of Concrete Building and Commentary [21]

Este novo documento propõe uma avaliação preliminar, que inclui a revisão de plantas, dados da construção, relatórios e outros documentos disponíveis (obtenção de informações sobre os materiais) e a comparação das informações obtidas com as prescrições da norma utilizada na época do projeto.

Caso não seja possível obter informações suficientes por meio de projetos, especificações e outros documentos, considerar valor de resistência à compressão do concreto estrutural conforme Table 6.3.1a, ou partir para ensaios in loco de extração de testemunhos e em laboratório, no intuito de conhecer as características do concreto.

Quando se decidir por ensaiar testemunhos extraídos, recomenda-se estimar a resistência equivalente ($f_{c, eq}$) através da equação:

$$f_{c, eq} = 0,9 \bar{f}'_c \left[1 - 1,28 \sqrt{\frac{(k_c V)^2}{n} + 0,0015} \right]$$

onde:

$f_{c, eq}$ = resistência à compressão equivalente do concreto;

\bar{f}'_c = média das resistências dos testemunhos, já modificadas para considerar os diâmetros e as condições de sazonoamento dos testemunhos;

Artigo Técnico

V = coeficiente de variação das resistências efetivas dos testemunhos;
 n = número de testemunhos ensaiados;
 k_c = fator de modificação do coeficiente de variação (depende de conforme ACI 562 Table 6.4.3).

Após a determinação da resistência equivalente, deve-se então avaliar a estrutura e verificar a segurança conforme capítulo 20 do ACI 318-11. Portanto este documento do ACI não acrescenta muito ao ACI 318-11 e ao ACI 214.4R-10, e apenas modifica um pouco a forma de obter a resistência equivalente (primeiro passo) do concreto em estruturas existentes, mantendo o segundo passo, e ainda sendo aplicáveis os terceiro e quarto passos do caso geral.

4.2.3 fib Model Code for Concrete Structures 2010

Na avaliação de estruturas existentes, o fib Model Code 2010 recomenda que valores reduzidos de γ_m sejam adotados quando o intuito for avaliar uma estrutura existente, de modo a levar em conta as ações reais atuantes, as dimensões efetivas e as propriedades reais dos materiais empregados na estrutura. Para o fator γ_{Rd} , que representa o produto $\gamma_{Rd1} \cdot \gamma_{Rd2}$, equivalente ao produto do $\gamma_{c2} \cdot \gamma_{c3}$, a norma recomenda adotar o valor de 1,0.

O fator γ_{Rd} expressa as incertezas no modelo de cálculo e geometria. Percebe-se claramente que, na análise de uma estrutura existente, estas incertezas são menores, permitindo reduzir este fator de 1,10 para 1,00.

Para uma análise probabilista pura, o fib Model Code 2010 recomenda que se realize a análise baseada em índices de confiabilidade, a partir de onde se obterão novos coeficientes de segurança. A Tabela 4.2 apresenta as diferenças entre os índices de confiabilidade (β) a se considerar no projeto de novas estruturas e na análise de estruturas existentes.

Estado limite	Modelo de verificação da segurança	Período de referência	Novas estruturas	Estruturas existentes	Comentário
Serviço (ELS)	Método de Segurança Probabilista	50 anos	$\beta = 1,5$	---	Considera o mesmo critério de avaliação da segurança para estruturas novas e existentes.
	Método dos Fatores de Segurança Parciais	Vida útil residual	---	$\beta = 1,5$	
Último (ELU)	Método de Segurança Probabilista	50 anos	$3,1 \leq \beta \leq 4,3$	$3,1 \leq \beta \leq 3,8$	Permite reduzir a confiabilidade para estruturas existentes.
	Método dos Fatores de Segurança Parciais	50 anos	$\beta = 3,8$	$3,1 \leq \beta \leq 3,8$	

Tabela 4.2 Índices de confiabilidade (β) segundo o fib Model Code 2010 (p. 31 e 32).

4.2.4 - EUROCODE 2. EN 1992. Dec. 2004. Design of Concrete Structures. General Rules and Rules for Buildings [22] e EN 13791. Jan. 2007. Assessment of in-situ compressive strength in structures and precast concrete components [23]

De modo similar, também o EUROCODE 2 recomenda que valores reduzidos de γ_c e γ_s sejam adotados, desde que sejam mitigadas as incertezas no cálculo da resistência.

No que tange à determinação da resistência equivalente (primeiro passo), aplica-se a EN 13791, que traz os modelos de cálculo expostos a seguir (adota-se, sempre, o menor dos dois valores).

➤ 15 testemunhos ou mais

$$f_{ck, is} = f_{m(n), is} - 1,48 \cdot s \quad \text{OU} \quad f_{ck, is} = f_{is, lowest} + 4$$

Onde:

$f_{ck, is}$ = resistência equivalente da amostra;
 $f_{m(n), is}$ = média das resistências equivalentes dos testemunhos ensaiados;
 s = desvio padrão da amostra;
 $f_{is, lowest}$ = menor valor de resistência à compressão obtido no ensaio dos testemunhos.

➤ 3 a 14 testemunhos

$$f_{ck, is} = f_{m(n), is} - k \quad \text{OU} \quad f_{ck, is} = f_{is, lowest} + 4$$

Onde:

$f_{ck, is}$ = resistência equivalente da amostra;
 $f_{m(n), is}$ = média das resistências corrigidas dos testemunhos ensaiados;
 k = fator que depende do número de testemunhos ensaiados (EN 13791 Table 2);
 $f_{is, lowest}$ = menor valor de resistência à compressão obtido no ensaio dos testemunhos.

A EN 13791 também recomenda corrigir as resistências dos testemunhos extraídos precedentemente ao cálculo da resistência equivalente, de maneira análoga ao ACI 214.4R-10, levando em conta relação h/d, diâmetro, sazonalidade, broqueamento, entre outros.

Caso a execução da estrutura tenha sido submetida a um rigoroso controle da qualidade, garantindo que desvios desfavoráveis nas dimensões das seções transversais se encontrem dentro dos limites da EN 1992 Table A.1, e desde que o coeficiente de variação da resistência do concreto não seja superior a 10%, γ_c pode ser reduzido de 1,5 para 1,4 (segundo passo).

Ainda, se o cálculo da resistência de projeto se baseia em dados geométricos críticos (reduzidos por desvios e medidos na estrutura acabada), a recomendação é reduzir γ_c para 1,45. Neste mesmo caso, desde que o coeficiente de variação da resistência do concreto não seja superior a 10%, pode-se adotar $\gamma_c = 1,35$.

Quando a avaliação da estrutura existente for baseada em ensaios e testes in loco na estrutura acabada (como, por exemplo, extração de testemunhos), γ_c deve ainda ser reduzido pelo fator de conversão $\eta = 0,85^5$.

A Tabela 4.3 indica os percentuais de redução sugeridos pelo EUROCODE 2 para o coeficiente de segurança γ_c .

γ_c original	γ_c reduzido	Diferença (%)
1,5	1,4	7,1
	1,45	3,4
	1,35	11,1
	1,3	15,4

Tabela 4.3 Fatores γ_c utilizados na análise de estruturas existentes (EUROCODE 2).

Percebe-se que, no caso do EUROCODE, o novo coeficiente de minoração da resistência do concreto para verificação da segurança em estruturas existentes, desde que baseada na extração de testemunhos, é equivalente ao da norma brasileira e igual a 1,27.

5 Segundo o próprio Eurocode e o valor resultante de γ_c não deveria ser inferior a 1,3, porém aplicando esta redução ao γ_c de 1,5, daria um valor de 1,27 para o novo γ_c .

Finalizado esse segundo passo, caso a segurança não venha a ser atendida, ainda restam os terceiro e quarto passos do caso geral.

5 - Exemplo de aplicação

De modo a se realizar uma análise comparativa com os diferentes códigos, apresenta-se abaixo um exemplo de uma estrutura que é conhecido que foi projetada com um f_{ck} de 25MPa, onde se tomou um conjunto de dados provenientes de extração de testemunhos de concreto (Tabela 5.1) e, em seguida, aplicou-se os conceitos de análise apresentados para as diferentes normas.

Da região em análise foram retirados 8 testemunhos, quantidade que atende aos mínimos recomendados das normas citadas. Para essa análise foram utilizados testemunhos padrão com 10cm de diâmetro e relação h/d = 2. Todos os valores de f_c são expressos em Mega-Pascal (MPa).

n	1	2	3	4	5	6	7	8
$f_{c,ext}$	15,4	15,4	17,6	19,1	19,5	19,9	16,6	17,6

Tabela 5.1 Conjunto de dados de testemunhos extraídos

Primeiro passo: resistência equivalente

Caso se tratasse de uma estrutura em construção, para a análise segundo o ACI 318-11 (Capítulo 5), deve-se utilizar apenas 3 resultados da região com problemas. Por razões de conservadorismo, dos oito disponíveis utilizou-se apenas os 3 de menores valores.

A partir dos resultados 15,4; 15,4 e 16,6MPa, obtém-se $f_{c,equivalente} = 18,6$ MPa (multiplicando a média dos resultados por 1,18). Esta condição não atende os critérios da norma, portanto, há necessidade de se encontrar um novo $f_{c,equivalente}$ para continuar a análise.

Na Tabela 5.2 apresenta-se a correção de $f_{c,ext}$ proposta pelo ACI 214.4R-10, Capítulo 9.1. Para este exemplo prático, adotou-se um nível de confiança de 95%.

n	$f_{c,ext}$	Fatores de correção ACI-214.4R-10 Cap.9.1				f_c corrigida Cap. 9.1
		F_{va}	F_{dia}	F_{mc}	F_d	
1	15,4	1 (V=0%)	1 (V=0%)	1,09 (V=2,5%)	1,06 (V=2,5%)	17,8
2	15,4					17,8
3	17,6					20,3
4	19,1					22,1
5	19,5					22,5
6	19,9					23,0
7	16,6					19,2
8	17,6					20,3

Tabela 5.2 Correção segundo o ACI 214.4R-10 (resultados em MPa).

A partir dos valores corrigidos de f_c , há necessidade de encontrar o valor de $f_{c,equivalente}$. Este parâmetro também pode ser obtido através do ACI 562-13 e EN 13791:2007, como se expõe na Tabela 5.3.

ACI 214.4R-10		ACI 562-13	EN 13791
$f'_{c,eq}$ Cap. 9.4.1	$f'_{c,eq}$ Cap. 9.4.2	f_{ceq} Cap.6.4.3	$f_{ck, is}$
Tolerance Factor Method	Alternate Method		
15,0	15,4	17,1	14,4

NOTA: A EN 13791:2007 prevê as mesmas correções para fatores que influenciam a resistência de testemunho, como: relação h/d, diâmetro, sazonalidade, brocagem, e outros.

Tabela 5.3 Valores de $f_{c,equivalente}$ propostos pelo ACI 214.4R-10, pelo ACI 562-13 e pela EN 13791.

Segundo passo: análise da segurança

Em seguida às correções e obtenção do $f_{c,equivalente}$, deve-se pro-

ceder com a análise ou verificação da segurança, conforme o Capítulo 20 do ACI 318-11 (ou Cap. 5.4 do ACI 562-13⁶) ou o EUROCODE 2.

Segundo o ACI 318-11, admitindo que se trata de pilares sem armadura em espiral, caberia a modificação do fator de segurança ϕ de 0,65 para 0,80, ou seja, equivalente a majorar a resistência equivalente (f_{ceq}) obtida na Tabela 5.3 em 1,23 (e continuar utilizando $\phi = 0,65$ na verificação de projeto).

Dessa forma, os valores de resistência a serem adotados segundo esse conceito seriam os expressos na Tabela 5.4.

ACI 318-11 Cap.20		
ACI-214.4R-10		ACI-562-13
$f'_{c,eq}$ Cap. 9.4.1	$f'_{c,eq}$ Cap. 9.4.2	f_{ceq} Cap.6.4.3
Tolerance Factor Method	Alternate Method	
18,4	19,0	21,0

Tabela 5.4 Valores da resistência equivalente do concreto para verificação da segurança, segundo o ACI 318-11.

Do ponto de vista do EUROCODE 2, obtido o valor de $f_{ck, is}$ através da EN 13791 (mesmo f_{ceq} do ACI), deve-se então aplicar os critérios de análise de segurança, conforme já descrito. De forma análoga ao executado nas análises anteriores, na Tabela 5.5 são expostas as correções de cada um dos itens contemplados em seu Anexo A.

EN 1992-1-1 EUROCODE 2		
$f_{ck, is}$	A.2.2 (2)	A.2.3 (1)
EN 13791	$\gamma_{c, Red3} = 1,35$	$\gamma_{c, Red4} = 1,19$
14,4	16,0 ^a	18,8 ^a

^a Os valores apresentados estão majorados, considerando que em A.2.2 (2) $f_{ck} = f_{ck, is} \cdot (\gamma_c / \gamma_{c, Red3})$ e em A.2.3 (1) $f_{ck} = f_{ck, is} \cdot (\gamma_c / \gamma_{c, Red4})$.

Tabela 5.5 Valores de f_{ck} para verificação da segurança, segundo a EN 13791:2007 (partindo de $\gamma_c = 1,5$).

Verifica-se, numa análise global e tomando como referência este exemplo, que a resistência final de cálculo variou de 16MPa a 21MPa, segundo o critério que se adote, como se apresenta na Tabela 5.6.

ACI 318-11	ACI 214.4R-10		ACI 562-13	EN 1992-1-1 EUROCODE 2	
	Tolerance Factor Method	Alternate Method		A.2.2 (2)	A.2.3 (1)
18,6	18,4	19,0	21,0	16,0	18,8

Tabela 5.6 Valores da resistência do concreto a serem adotados na verificação da segurança (MPa).

Essa variabilidade demonstra, uma vez mais, a necessidade de sempre utilizar o bom senso na tomada de decisões e de buscar considerar o problema com uma visão holística que vise abarcar todas as variáveis sem se prender exageradamente a um número obtido matematicamente que, sabe-se e foi demonstrado, pode ter significado relativo e não absoluto.

Na análise de segurança, verifica-se que todas as normas consultadas, sem exceções, permitem grandes reduções em seus coeficientes parciais, uma vez que as variáveis após uma estrutura estar pronta são passíveis de serem medidas e consideradas no cálculo como valores efetivos. Dessa forma, como não há mais tantos desconhecimentos e incertezas, pode-se trabalhar com uma margem de segurança menor e mais racional.

6 A análise de segurança do Cap. 5.4 do ACI 562-13 é a mesma contida no Cap. 20 do ACI 318-11.

6. Considerações finais

No universo da normalização existente foi possível verificar diferentes critérios de análise, entretanto todas as normas analisadas têm em comum o fato de que a redução de algumas parcelas dos coeficientes parciais é plenamente viável, sem prejuízo da segurança estrutural.

Entretanto, para lançar mão de novos coeficientes, faz-se necessário ter um conhecimento maior da estrutura, e nesse aspecto entra a importante atividade de inspeção, na qual o rigor da execução, e os parâmetros geométricos e de qualidade dos materiais devem ser adequadamente verificados.

O *fib* Model Code 2010, na composição do coeficiente de minoração da resistência do material, considera, de forma explícita, além da parcela relativa ao desconhecimento da resistência do material, a parcela que leva em conta as incertezas geométricas que podem eventualmente ocorrer durante a execução. Nesse aspecto, ao se constatar que a estrutura foi executada com geometria dentro de padrões considerados aceitáveis e tendo conhecimento da resistência do concreto na estrutura (através de testemunhos), poder-se-ia efetuar a redução do γ_c .

Na norma norte-americana, no tocante a resistência do concreto, fica evidente a separação da análise do material e análise de segurança, sendo o primeiro item especificado pelo ACI 214.4R-10 ou pelo ACI 562-13, que tratam de corrigir variáveis inerentes a ensaio e a propriedades intrínsecas do concreto, enquanto a segurança é tratada de acordo com o Capítulo 20 do ACI 318-11.

O EUROCODE 2 atua de forma análoga ao *fib* Model Code 2010, permitindo a redução dos coeficientes γ_c desde que se a geometria da estrutura tenha sido executada de forma rigorosa e tais medidas sejam consideradas no cálculo (característica medida por um controle efetivo da qualidade na construção).

Sobre as considerações referentes à influência da idade e das cargas de longa duração na avaliação da resistência do concreto, estes pesquisadores não encontraram na bibliografia disponível, nenhuma menção à necessidade de retroagir a resistência do concreto a 28 dias. Nenhum texto foi encontrado considerando o crescimento ou o decréscimo da resistência do concreto após 28 dias, quando analisado em estruturas existentes e com idades muito ou pouco superiores a 28 dias.

Uma recomendação de ordem prática dos autores, seria considerar, na verificação do projeto, a resistência obtida na idade de ensaio, sem qualquer regressão, e proceder com os cálculos conforme a teoria normalizada.

De forma geral e com visão holística, constatou-se nesse artigo que a verificação da segurança de uma estrutura existente é uma análise complexa e diferenciada, que depende do conhecimento profundo da estrutura e da tecnologia do concreto, assim como dos conceitos de segurança.

Em suma, é necessário que o profissional de engenharia responsável pela análise da estrutura existente conheça as variáveis envolvidas no processo e saiba desprezar aquelas que já atuaram, garantindo uma avaliação confiável e que resulte em decisões seguras e econômicas.

Além disso, para garantir o desempenho estrutural, deve ser

frequentemente realizado o monitoramento das edificações, bem como as inspeções e manutenções necessárias e periódicas.

Para obras novas, a racionalização da construção, o Controle de Qualidade de Projeto (CQP) e o Controle Tecnológico (CT) das obras devem ser incentivados e realizados, de modo a obter obras seguras, dentro das condições projetadas e das regras de bem construir.

7. Referências bibliográficas

- [01] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5674: *Manutenção de edificações. Requisitos para o sistema de gestão de manutenção.* Rio de Janeiro: ABNT, 2012.
- [02] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15575: *Edificações habitacionais – Desempenho.* Rio de Janeiro: ABNT, 2012.
- [03] HELENE, Paulo. *Contribuição à análise da resistência do concreto em estruturas existentes para fins de avaliação da segurança.* ABECE Informa, São Paulo, n. 90, p.16-23, Mar/Abr 2012.
- [04] Comité Euro-International du Béton. *Bulletin d'information n.º 192: Design and Assessment of Concrete Structures.* Lausanne: CEB, 1989.
- [05] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8681 (Versão Corrigida: 2004): *Ações e segurança nas estruturas. Procedimento.* Rio de Janeiro: ABNT, 2003.
- [06] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: *Projeto de estruturas de concreto. Procedimento.* Rio de Janeiro: ABNT, 2014.
- [07] SILVA FILHO, L. C. P. & HELENE, P. *Análise de Estruturas de Concreto com Problemas de Resistência e Fissuração. Capítulo 32.* In: Geraldo C. Isaia. (Org.); *Concreto: Ciência e Tecnologia.* 1 ed. São Paulo: IBRACON, 2011, v. 2, p. 1129-1174.
- [08] Comité Euro-International du Béton. *Bulletin d'information n.º 162: Assessment of Concrete Structures and Design Procedures for Upgrading (Redesign).* Lausanne: CEB, 1983.
- [09] ZAGOTTIS, Décio Leal de. *Introdução da Segurança no Projeto Estrutural.* São Paulo, EPUSP-PEF, 1974. 116 p.
- [10] FÉDERATION INTERNATIONALE DU BÉTON. *fib (CEB-FIP) Model Code for Concrete Structures 2010.* Lausanne: Ernst & Sohn, 2013.
- [11] CREMONINI, R. A. *Análise de Estruturas Acabadas: Contribuição para a Determinação da Relação entre as Resistências Potencial e Efetiva do Concreto.* São Paulo, EPUSP, 1994 (tese de doutoramento)
- [12] FUSCO, P. B. *Controle da resistência do concreto.* ABECE Informa, São Paulo, n. 89, p.12-19, Jan/Fev 2012.
- [13] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5738: *Concreto. Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova.* Rio de Janeiro: ABNT, 2003.
- [14] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5739: *Concreto. Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos.* Rio de Janeiro: ABNT, 2007.
- [15] GRAZIANO, F. P. *Segurança estrutural e controle da resistência das estruturas de concreto.* ABECE Informa, São Paulo, n. 91, p.16-23, Mai/Jun 2012
- [16] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12655: *Concreto de cimento Portland. Preparo, controle e recebimento. Procedimento.* Rio de Janeiro: ABNT, 2006.
- [17] RÜSCH, H. *Researches Toward a General Flexural Theory for Structural Concrete.* ACI Journal, July 1960. p. 1-28.
- [18] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14931: *Execução de estruturas de concreto – Procedimento.* Rio de Janeiro: ABNT, 2004.
- [19] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 318-11: *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary.* Farmington Hills: ACI, 2011.
- [20] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 214.4R-10: *Guide for Obtaining Cores and Interpreting Compressive Strength Results.* Farmington Hills: ACI, 2010.
- [21] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 562-13: *Code Requirements for Evaluation, Repair, and Rehabilitation of Concrete Building and Commentary.* Farmington Hills: ACI, 2013.
- [22] COMITE EUROPÉEN DE NORMALISATION. EUROCODE 2: *Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings.* Brussels: CEN, 2004.
- [23] COMITE EUROPÉEN DE NORMALISATION. EN 13791: *Assessment of in-situ compressive strength in structures and precast concrete components.* Brussels: CEN, 2007.